

„Gekoppelte numerische Modellierungen von Strömungs- und
Deformationsprozessen im Kluftgestein als Planungstool am
Beispiel Pumpspeicherkraftwerk in Blautal“

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

zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Naturwissenschaften

genehmigte Dissertation

vorgelegt von **M.Sc.**

Jie Song

aus Sichuan, China

Berichter: Univ.-Prof. Dr. rer. nat. Dr. h. c. (USST) Rafiq Azzam
PD Dr. rer. nat. Christoph Neukum
Univ.-Prof. Dr. rer. nat. Thomas R. Rüde

Tag der mündlichen Prüfung: 05. Juli 2016

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Universitätsbibliothek online verfügbar.

Kurzfassung

Im Gebirgsbereich ist ein umfassendes Verständnis von Strömungs- und Deformationsprozessen für die Errichtung wasserwirtschaftlicher Großbauwerke wie z.B. Talsperren und Dämmen im geklüfteten Festgestein unentbehrlich. Für die Planfeststellung eines solchen Bauwerks genießt der Sicherheitsaspekt zum Schutz von Menschenleben, Sachwerten und Umwelt höchste Priorität. Im Reservoirbetrieb mit schwankenden Wasserständen wird eine Änderung der mechanischen Eigenschaften des umgebenden Gesteins hervorgerufen, deren Einflüsse auf die lokale hydraulische Verhältnisse und die Standsicherheit des benachbarten Talhanges durch numerische hydraulisch-mechanische Modelle prognostiziert und bewertet werden sollten. Als Fallbeispiel wird in dieser Arbeit das im Kalksteinbruch „Michelreibershalde“ in Blaubeuren geplante Pumpspeicherkraftwerk „PSW-Blautal“ behandelt. Die zur Genehmigung stehende Planung sieht als Vorzugsvariante für das Unterbecken vor, dieses ohne Sohl- und Böschungsabdichtungen im Niveau des Kluffgrundwasserleiters zu errichten. Umfangreiche geologische, geohydraulische und ingenieurgeologische Erkundungen wurden am Standort durchgeführt, um insbesondere den Unterbeckenstandort im verkarstungsfähigen Malm zu charakterisieren. Ergänzend zu den In-situ Untersuchungen wurden numerische Methoden als Prognoseinstrument für die Planfeststellung des PSW verwendet. Allerdings weisen derzeit die numerischen Modellierungen für Kluffgestein immer noch zahlreiche Unsicherheiten auf. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, dass ein großräumiges Kluffsystem oft aus zahlreichen Einzelklüften besteht. Aufgrund der fehlenden Speicherkapazitäten sind großräumige Kluffsysteme durch reine Kluffnetzmodellierungen zum heutigen Zeitpunkt nicht erfolgreich simulierbar. In der vorliegenden Arbeit wurde eine Methode zur Ermittlung des repräsentativen Elementarvolumens (REV) entwickelt, das als Grundlage für die numerische Modellierung von großräumigen Kluffsystemen dient. Für das untersuchte Kluffgestein wurde ein minimales hydraulisches und mechanisches REV jeweils mit einer Größe von $28\text{ m} \times 28\text{ m}$ und $12\text{ m} \times 12\text{ m}$ ermittelt. Infolgedessen ist es möglich, das Kluffsystem durch ein äquivalentes Kontinuum sowohl bei der Grundwasserströmungsmodellierung als auch bei gekoppelter hydromechanischer Sickerwasser-Stabilitätsanalyse abbilden zu können. Aufgrund der numerischen Modellierungen wurden die Auswirkungen während der Bau- und Betriebszeit des Speichers auf die umliegenden Schutzgüter, sowie die Einflüsse der Sicherwasserströmung auf die Stabilität des benachbarten Talhanges am Unterbeckenstandort quantitativ prognostiziert und bewertet. Die Ergebnisse der Prognoserechnungen zeigten, dass das PSW mit der bevorzugten Bauvariante aus hydraulischer Sicht praktikabel ist, und sich die östliche Böschung am Unterbeckenstandort auch unter Einflüssen von Versickerungsvorgängen zu verschiedenen Betriebszuständen als stabil bezeichnen lässt. Über das Anwendungsfeld der PSW hinaus sind die hier angewendeten Methoden sowohl für andere wasserwirtschaftliche Bauwerke, als auch andere Großprojekte im Bereich der Ingenieur- und Geowissenschaften, bei-

spielsweise der sicheren CO₂-Speicherung, der Nutzung von Tiefengeothermie und der Endlagerung von radioaktiven Abfällen in Kluffgestein von großer Bedeutung.

Abstract

In the mountain area, a comprehensive understanding of flow and deformation processes is indispensable for the construction of large buildings for water management such as Dams and embankments in fractured rock. For such buildings, the safety aspects like protection of lives, property and the environment should have the highest priority. In reservoir operation with fluctuating water levels, a change of the mechanical properties of the surrounding rock would be caused. Their influence on the local groundwater conditions and the stability of the neighboring slopes should be predicted and evaluated by using numerical hydraulic-mechanical models. As a typical case study, the limestone quarry „Michelreibershalde“ in Blaubeuren is integrated in the plans for the “PSW-Blautal” pumped-storage hydroelectric power plant. The preferred option for the plant setup is to integrate the lower reservoir into the groundwater without sealing. Extensive geological and hydrogeological investigations have been undertaken for the Pumped-storage hydroelectricity (PSH) plant in order to characterize the Jurassic karst aquifer in which the lower reservoir will be constructed. In addition to in-situ investigations, numerical modelling was carried out as a reliable predicting tool for the planning approval. However, the numerical modelling of fractured rock have currently still numerous uncertainties. A major reason is that a large-scale fractured system consists of a high number of individual fractures. Due to the limited computing power at the present time, a large-scale fractured system can not be simulated successfully by using discrete fracture network model directly. In the present work, a method was developed to evaluate the hydraulic conductivity and representative elementary volume (REV) in fractured rock, which can be used for the hydraulic or coupled hydromechanic modeling of large-scale fractured system. For the fractured rock at the site, a minimum hydraulic and mechanic REV was determined with a size of 28 m × 28 m and 12 m × 12 m, separately. Consequently, it is possible to replace the fractured system by an equivalent continuum both in groundwater flow modeling as well as coupled hydromechanical seepage stability analysis. Regarding the numerical modeling, the impacts of the PSH constructions and operations on the groundwater dependent ecosystems and the stability of neighboring slopes were reliably predicted and evaluated. The results of the numerical modeling conclude that the preferred construction concept is practicable from a hydraulic point of view; also the slope of the lower reservoir showed stability under the influence of the designed PSH operations. From the application field of the PSH, the used methods can be transferred not only for other buildings of water management, but also in other applications fields of engineering and geosciences, such as safe storage of CO₂, the use of deep geothermal energy and the disposal of radioactive waste in fractured rock.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung.....	i
Abstract.....	iii
Inhaltsverzeichnis	v
Abbildungsverzeichnis	vii
Tabellenverzeichnis.....	x
Abkürzungsverzeichnis	x
Danksagung.....	xiii
1 Einführung	1
1.1 Hintergrund	1
1.2 Problemstellung und Zielsetzung	3
1.3 Aufbau der Arbeit.....	5
2 Stand der Forschung.....	7
2.1 Überblick auf Pumpspeicherkraftwerke	7
2.2 Wasserspeicheranlagen in Karstgebieten.....	8
2.3 Numerische Strömungsmodellierung in Karstgebieten	10
2.3.1 Modellgleichungen.....	10
2.3.2 Numerische Modellierungskonzepte	13
2.3.3 Zeithistorische Studien über Strömungsmodellierungen in Karstgebieten	15
2.4 Gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse in Kluftgestein.....	18
2.4.1 Grundkonzept gekoppelter Sickerwasser-Stabilitätsanalyse	18
2.4.2 Numerische Modellkonzepte zur Untersuchung der Böschungsstabilität.....	20
2.4.3 Zeithistorische Studien über Sickerwasser-Stabilitätsanalyse	22
3 Standortbeschreibung und Felduntersuchungen	25
3.1 Genereller Überblick über das Arbeitsgebiet	25
3.2 Spezielle Geologie im Untersuchungsgebiet	26
3.3 Hydrogeologische Verhältnisse im Arbeitsgebiet.....	28
3.3.1 Bisherige hydraulische Untersuchungen	29
3.3.2 Kurzpumpversuche zur Auswertung der hydraulischen Parameter.....	30
3.4 Ingenieurgeologische Standortverhältnisse	34
3.4.1 Ingenieurgeologische Strukturuntersuchung	34
3.4.2 Ermittlung und Auswertung der Kluftdaten	36
3.4.3 Diskussion	44
4 Auswertung der Ergebnisse zur Bestimmung des Modellkonzepts	45
4.1 Modellierung 2D-stochastischer Kluftnetze	46
4.2 Strömungsanalyse	49
4.2.1 Grundkonzept zur Ermittlung des Durchlässigkeitstensors	49

4.2.2	Mathematisches Modell für 2D-stationäre Strömung im Klufnetzwerk	52
4.2.3	Programm zur Berechnung der Strömung	54
4.2.4	Ermittlung des hydraulischen REV bezüglich des 2D-Durchlässigkeitstensors.....	59
4.3	Spannungsanalyse.....	63
4.3.1	Effektive Spannung	64
4.3.2	Äquivalenzprinzipien.....	65
4.3.3	Schädigungstensor für Felsmasse	66
4.3.4	Ermittlung des mechanischen REV bezüglich des 2D-Schädigungstensors	68
4.4	Diskussion	72
5	Numerische Strömungsmodellierung	75
5.1	Abgrenzung des Modellgebiets.....	75
5.2	Hydrogeologisches Konzeptmodell.....	76
5.3	Numerisches Grundwassermodell	77
5.3.1	Beschreibung und Aufbau des numerischen FE-Modells	77
5.3.2	Modellkalibrierung.....	81
5.3.3	Modellvalidierung	91
5.4	Verwendung des Grundwassermodells	92
5.4.1	Modellprognosen zur Bauphase	92
5.4.2	Modellprognosen zur Betriebsphase im Unterbecken	95
5.5	Diskussion	100
6	Gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse	103
6.1	Der numerische Simulator ABAQUS.....	103
6.2	Relevante geotechnische Parameter	104
6.3	Numerische Standsicherheitsanalyse	106
6.3.1	Traditionelle manuelle ϕ -c-Reduktionsmethode.....	107
6.3.2	Automatische ϕ -c-Reduktionsmethode	108
6.4	Numerische Modellierungen.....	110
6.4.1	Modellannahme	110
6.4.2	Modellaufbau	111
6.4.3	Diskretisierung und Randbedingungen.....	112
6.4.4	Primärspannungszustand	115
6.4.5	Numerische Modellierungen.....	117
6.5	Diskussion und Bewertung	125
7	Fazit und Zusammenfassung.....	127
7.1	Fazit.....	127
7.1.1	Darstellung der Ergebnisse	127
7.1.2	Übertragbarkeit der Methoden	132
7.1.3	Ausblick.....	133
7.2	Zusammenfassung	134
	Literaturverzeichnis.....	137
	Anhang	151

Abbildungsverzeichnis

1.1	Luftbild des geplanten Standorts des PSW Blautal mit Montage des Ober- und Unterbeckens ..	2
1.2	Repräsentatives Elementarvolumen (modifiziert nach Bear, 1972)	4
1.3	Grundkonzept der vorliegenden Arbeit.....	6
2.1	Von der natürlichen Kluftoberfläche zum parallelen Plattenmodell (modifiziert nach Dietrich et al., 2005).....	12
2.2	Verschiedene Ausschnitte aus einem geklüfteten System (modifiziert nach Kröhn, 1991)	16
2.3	Zweidimensionale Darstellung des Coulomb-Bruchkriteriums in einem Mohr-Diagramm	19
3.1	Aufschluss des untersuchten Kluftsystems besteht aus der Ostböschung vom Steinbruch „Michelreibershalde“, Bild aufgenommen am 30.04.2013	26
3.2	(a) Geographischer und geologischer Überblick über das Arbeitsgebiet PSW Blautal mit ausgewählten Brunnen und Grundwassermessstellen; (b) Lage des Arbeitsgebiets in Deutschland.....	28
3.3	Vereinfachtes geologisches Profil des südlichen Blautalhangs mit projektiertem Unterbeckenbereich.	29
3.4	Mittlere hydraulische Durchlässigkeitsbeiwerte und Extremwerte aus Auffüllversuchen ausgewählter Bohrungen in Tal- und Gebirgslage am Unterbeckenstandort (Neukum et al., 2014).....	30
3.5	Wasserstandsganglinien der Blau an den Messstellen AB1, AB2 und GB1 sowie die Niederschlagsmesswerte während der Leistungspumpversuche an Br. A, Br. B und Br. D.....	31
3.6	Gemessene und modellierte Absenkungen in Abhängigkeit von der Förderleistung der Pumpbrunnen A, B und D	33
3.7	Auswertungsergebnisse des Pumpversuchs Br.A mit zwei Methoden (a) Theis und (b) Cooper-Jacob.....	33
3.8	Graphische Darstellung der berechneten durchschnittlichen Durchlässigkeitsbeiwerte an verschiedenen Beobachtungsstellen mit Angabe der Extremwerte (Balkendarstellung)	34
3.9	Graphische Darstellung der berechneten durchschnittlichen Speicherkoeffizienten an verschiedenen Beobachtungsstellen mit Angabe der Extremwerte (Balkendarstellung)	34
3.10	Optech-ILRIS 3D-Scanner bei der Aufnahme der Ostwand des Pumpspeichers Blautal.....	35
3.11	Graphische Darstellung von drei Erfassungsfehlern (modifiziert nach Zeeb et al., 2013a).....	38
3.12	Stereographische Darstellung der Kluftorientierung verschiedener Kluftscharen (modifiziert nach Köhler et al. 2013).....	38
3.13	Prinzipielle Darstellung der Erstellung von Orthophoto der Ostböschung aus zwei einzelnen Digitalfotos	40
3.14	Orthophoto mit den manuell identifizierten Kluftspuren und sechs definierten Beobachtungsfenstern.....	41
3.15	Anpassung der Kluftlängen an eine Potenzverteilung für die einzelnen Kluftscharen	43
4.1	REV eines geklüftet-poröses Mediums mit überlappendem Kontinuum (modifiziert nach Diersch, 2014)	46
4.2	Superposition von zufälligen Kluftscharen (modifiziert nach Long et al., 1982)	48
4.3	Zweidimensionale stochastische Kluftnetze mit mittlerer Kluftdichte ohne (links) und mit Normalverteilung (rechts, Kluftnetzgröße = 20 m × 20 m).....	49
4.4	Definierte Randbedingungen zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts im Kluftmodell	51
4.5	Skizze der Wasserbilanz in einem Kluftsystem	52
4.6	Generiertes Kluftnetz mit vier künstlich erstellten Klüften	54

4.7	(a) Ermittlung der Schnittpunkte und Abtrennung der Segmente außerhalb des Strömungsbereichs; (b) Abgeschnittene Klüfte im Strömungsbereich.....	55
4.8	Ermittelte hydraulische Pfade mit entsprechenden Richtungen	58
4.9	(a) Veränderung der Kantenlänge im Kluftmodell; (b) Rotation der Randbedingungen in 15°-Schritten beispielhaft mit einer Kluftnetzgröße von 15 m × 15 m	60
4.10	Ermittelte hydraulische Fließpfade in einem Kluftnetz beispielhaft mit einer Modellgröße von 15 m × 15 m	60
4.11	Kumulativer Mittelwert der drei angepassten Komponenten des Durchlässigkeitstensors (Kluftnetzgröße 28 m × 28 m)	61
4.12	Durchlässigkeitsellipsen für Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte der Größen (a) 5 m × 5 m und (b) 28 m × 28 m	61
4.13	Darstellung der mittleren K_g -Werte aus 25 Simulationen in verschiedenen Rotationswinkeln mit zunehmender Kluftnetzgröße in einem Polarkoordinatensystem (Einheit: m/s)	62
4.14	Abweichung der Durchlässigkeit in Bezug auf die des Kluftnetzes mit einer Größe von 28 m × 28 m jeweils in Richtung 120°, 135° und 150° in Abhängigkeit von der Kluftnetzgröße	62
4.15	Prinzipielle Darstellung der effektiven Spannung; (a) geschädigte Konfiguration und (b) ungeschädigte effektive Konfiguration.....	64
4.16	Eindimensionale Veranschaulichung der Dehnungsäquivalenz; (a) geschädigte Konfiguration und (b) ungeschädigte effektive Konfiguration.....	66
4.17	Intrinsisches Zellelement und effektive Oberfläche (Kawamoto et al., 1988)	67
4.18	(a) Veränderung der Kantenlänge im Kluftmodell; (b) Rotation der Randbedingungen in jeweils 15°-Schritten beispielhaft mit einer Kluftnetzgröße von 15 m × 15 m.....	69
4.19	Kumulativer Mittelwert der drei angepassten Komponenten des 2D-Schädigungstensors (Kluftnetzgröße 3 m × 3 m)	69
4.20	Durchlässigkeitsellipsen für Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte der Größen (a) 3 m × 3 m und (b) 15 m × 15 m	70
4.21	Veränderung von D11 mit zunehmender Kluftnetzgröße	70
4.22	Veränderung des Variationskoeffizient von D11 und D22 mit zunehmender Kluftnetzgröße.....	71
5.1	Graphische Darstellung des Untersuchungsgebiets, des Modellgebiets und des Aussagegebiets	74
5.2	Graphische Darstellung des in GOCAD aufgebauten hydrogeologischen Konzeptmodells als Blockbild (links) und Querschnitt (rechts)	75
5.3	Graphische Darstellung der modellierten vertikalen Schichtenfolge im Blautal.....	75
5.4	Graphische Darstellung des vertikalen Modellaufbaus in Feflow	76
5.5	Horizontale (2D) und räumliche (3D) Diskretisierung des Modells.....	76
5.6	Ausgewählter Zeitraum für die Kalibration des numerischen Modells.....	80
5.7	Graphische Darstellung der Pilot-Points-Verteilung und die bei der stationären Kalibrierung verwendeten Grundwassermessstellen	82
5.8	Simulierte über gemessene Grundwasserstände am Stichtag 04.03.2014 an allen Grundwassermessstellen (a) und an den Grundwassermessstellen die im Kerngebiet (b); (c) Ermittelte Residuen zwischen gemessenen und simulierten Grundwasserständen nach Kalibration des stationären Modells	83
5.9	Graphische Darstellung der Pilot-Points-Verteilung und die bei der instationären Kalibrierung verwendeten Grundwassermessstellen	85
5.10	Vergleich der gemessenen (schwarz) mit der simulierten (rot) Grundwasserganglinie an verschiedenen Messstellen jeweils im Unterbeckenbereich (Br.A und GWM1-4), im	

	Übergangsbereich zwischen dem Karstgebiet und dem Blautal (Br.D und MH1) und im Blautal (GB3F und GB5F)	86
5.11	(a) Dreidimensionale Darstellung der primären Kf-Verteilung; (b) Dreidimensionale Darstellung der Kf-Verteilung nach Kalibrierung.....	88
5.12	Vergleich der gemessenen (schwarz) mit der simulierten (rot) Grundwasserganglinie an verschiedenen Messstellen bei der Modellvalidierung jeweils im Unterbeckenbereich (Br.1-2 und GWM4N), im Übergangsbereich zwischen dem Karstgebiet und dem Blautal (GWM1 und MH1) und im Blautal (GB3T und GB6).....	89
5.13	Grundwassergleichenplan der zweiten Modellschicht bei Trockenhaltung des Unterbeckens (links) mit entsprechender Grundwasserabsenkung (rechts) in Blautal und Karstgebiet	92
5.14	Modellierung einer Grundwasseranreicherung durch eine Brunnengalerie zur Verringerung der Absenkungen in den FFH-Gebieten mit einer Rate von 670,9 m ³ /h jeweils in einer Grobkarte (links) und Detailkarte (rechts)	93
5.15	Grundwassergleichenplan (links) mit entsprechender Grundwasserabsenkung (rechts) in Blautal und Karstgebiet nach einer Pumpzeit von 40 Tagen	94
5.16	Auswertung der Zeitdauer zur Entleerung des Unterbeckens (links) und zur Befüllung des Oberbeckens (rechts) bei maximaler Entnahmerate	95
5.17	Entwicklung des durchschnittlichen Grundwasserstands an den Grundwassermessstellen in allen Zonen	96
5.18	Entwicklung des mittleren Grundwasserstands an den Grundwassermessstellen in allen Modellzonen für 10 Tage.....	97
6.1	Das Rechenkonzept der traditionellen φ -c-Reduktionstechnik	106
6.2	enkonzept der FV-basierten automatischen φ -c-Reduktionstechnik.....	108
6.3	Geländemodell des Steinbruchs als Iso-Höhenlinien mit geplantem Unterbeckenstandort des Pumpspeichers Blautal und Lage des für die Modellierung verwendeten Profils	110
6.4	Das rekonstruierte Böschungsprofil aus dem digitalen Geländemodell.....	110
6.5	Abmessung des Berechnungsausschnitts beim Finite-Elemente-Netz mit hydraulischen Randbedingungen. Bei den Höhenangaben handelt es sich um Modell-Höhen; (a) Berechnungsszenario bei vollem Unterbecken; (b) Berechnungsszenario bei entleertem Unterbecken.....	112
6.6	Simulierte (Grund-)Wasserspiegel Hp1 und Hp2 jeweils an den ausgewählten Beobachtungsstellen P1 (im Gebirge) und P2 (im Unterbecken) für zwei Simulationstage.....	113
6.7	(a) Porenwasserdruckverteilung bei Vollstau des Unterbeckens; (b) effektive Vertikalspannung und (c) totale Verschiebung nach dem geostatischen Berechnungsschritt als farbige Abstufungen	115
6.8	(a) Berechnete Verteilung des Porenwasserdrucks mit der bestimmten Sickerlinie; (b) Fließrichtung und -geschwindigkeit des Sickerwassers bei Vollstau im Unterbecken	116
6.9	Inkrementelle Entwicklung der plastischen Vergleichsdehnungszone (PEEQ-Manifestation) bei verschiedenen Reduktionsfaktoren bis zum Erreichen des kritischen Versagenszustands im Strömungsfall 2	117
6.10	(a) Inkrementelle Verschiebung bei Erreichen des Bruchzustands mit festgestelltem Gleitkörper und mit vier ausgewählten Stellen auf der Böschung für Szenario 1; (b) Aufzeichnung der Verschiebung an den vier ausgewählten Kontrollpunkten auf der Böschungsoberfläche im Laufe der akkuraten Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ -c-Reduktion.	118
6.11	(a) Verteilung des Porenwasserdrucks mit der berechneten Sickerlinie; (b) Fließrichtung und	

-geschwindigkeit des Sickerwassers bei einem entleerten Unterbecken.....	119
6.12 Inkrementelle Entwicklung der plastischen Vergleichsdehnungszone (PEEQ-Manifestation) bei verschiedenen Reduktionsfaktoren bis zum Erreichen des kritischen Versagenszustands im Strömungsfall 3	119
6.13 (a) Inkrementelle Verschiebung bei Erreichen des Bruchzustands mit festgestelltem Gleitkörper und mit vier ausgewählten Stellen auf der Böschung für Szenario 2; (b) Aufzeichnung der Verschiebung an den vier ausgewählten Kontrollpunkten auf der Böschungsoberfläche im Laufe der akkuraten Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ -c-Reduktion.	120
6.14 Zeitliche Veränderung der Standsicherheit der Beckenflanke während der regelmäßigen Befüllung und Entleerung des Unterbeckens.....	121
6.15 Zeitliche Veränderung der Standsicherheit der Beckenflanke gegenüber der Wasserdifferenz an rechten und linken Modellrändern.	121

Tabellenverzeichnis

3.1 Ergebnisse der Leistungscharakterisierung der Pumpbrunnen nach dem Geradlinienverfahren sowie nach Miller & Weber (1983).	32
3.2 Ermittelte mittlere Kluftorientierung verschiedener Kluftscharen der Ostböschung	39
3.3 Zusammenfassung der berechneten mittleren Kluftlängen, Kluftdichte und Kluft Häufigkeit für die einzelnen Kluftscharen	43
4.1 Künstlich erstellte XY-Koordinaten von Anfangs- und Endpunkte aller Klüfte	55
4.2 Ermittelte hydraulische Pfade von Startpunkten in Richtung der Endpunkte	59
4.3 Zusammenfassung aller Ergebnisse der hydraulischen Modellierungen in Abhängigkeit von der Kluftnetzgröße	63
4.4 Zusammenfassung aller Ergebnisse der hydraulischen Modellierungen für die Felsmasse mit mittlerer Kluftdichte in Abhängigkeit der Kluftnetzgröße	71
5.1 Schaltzeiten und Förderraten für den Großpumpversuch an Br.1-2 und Br.A.....	79
5.2 Wasserhaushalt des kalibrierten stationären Modells in m^3/h	84
5.3 Gemessene und simulierte maximale Absenkung, absolute Abweichung und Nash-Sutcliffe-Koeffizient an allen Grundwassermessstellen nach der instationären Kalibrierung.....	87
5.4 Wasserhaushalt bei Trockenhaltung des Unterbeckens in m^3/h	91
5.5 Eckdaten der Brunnengalerie zur Grundwasseranreicherung nördlich des Unterbeckens	93
6.1 Materialkennwerte des auftretenden Kalksteins in der Lokation Blautal	103
6.2 Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen nach DIN 4149	104
6.3 Strömungsfälle bezogen auf die Wasserspiegeldifferenz ΔH zwischen H_{p1} und H_{p2}	113
6.4 Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für verschiedene Betriebszustände	122

Abkürzungsverzeichnis

PSW	Pumpspeicherkraftwerk
REV	Repräsentatives Elementarvolumen

SWU	Stadtwerke Ulm/Neu-Ulm Energie GmbH
FFH	Flora-Fauna-Habitat
LiDAR	Light Detection and Ranging
EEG	Erneuerbare-Energien-Gesetz
FEM	Finite-Elemente-Methode
FDM	Finite-Differenz-Methode
REM	Randelementmethode
DEM	Diskrete-Elemente-Methode
DFN	Discrete Fracture Network

Danksagung

Grundlage für die Realisierung der vorliegenden Arbeit war ein Promotionsstipendium der RWTH Aachen. Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen Personen bedanken, die mich bei dieser Arbeit unterstützt haben.

Die vorliegende Arbeit entstand unter Betreuung von Herrn Prof. Dr. Rafiq Azzam (Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen), bei dem ich mich für sein stetes Interesse an der Arbeit und für die ertragreichen Diskussionen bedanken möchte. Besonderer Dank gilt Herr Dr. Christoph Neukum, der mich bei der numerischen Strömungsmodellierung tatkräftig unterstützt hat und wertvolle Hilfestellungen geleistet hat. Weiterhin möchte ich auch Herr Dr. Tomás Fernández-Steeger danken, der mir bei Fragen zur hydromechanisch gekoppelten Sickerwasser-Stabilitätsanalyse wertvolle Hilfestellung gegeben hat. An dieser Stelle bedanke ich mich auch bei Herrn Dr. Achim Köhler und Frau Sibylle Hennings vom Ingenieurbüro Dr. Köhler & Dr. Pommerening GmbH, aus deren Projekt die Datengrundlage meiner Arbeit stammt.

Mein großer Dank geht an meine Kolleginnen, Kollegen und Freunde in Aachen, ohne die das Arbeiten nicht halb soviel Spaß gemacht hätte. Insbesondere danke ich Hong Liu für die Hilfestellungen im Zusammenhang mit der Programmierung in Matlab, Tobias Rausch für die sprachlichen Korrekturen des Abschlussberichts vom Projekt „PSW-Blautal“, Serdar Koltuk für die meist spontane Hilfsbereitschaft bei allen technischen Fragen.

Im Speziellen möchte ich meiner Familie und insbesondere meiner Frau Xiaojiao Tang für ihre Geduld und tatkräftige Unterstützung während der Promotion bedanken.

Aachen, im April 2016

Jie Song

1 Einführung

1.1 Hintergrund

Für alle technischen wasserwirtschaftlichen Großbauwerke mit schwankenden Wasserständen wie z.B. Talsperren und Dämme spielt die Reaktion des umgebenden Gesteins bzw. Erdreichs auf den Eingriff in den natürlichen Zustand eine wichtige Rolle. Beim Bau und Betrieb solcher Bauwerke ist die Erkundung von Strömungs- und Deformationsprozessen im Gebirgsbereich von besonderer Bedeutung. Für solche Projekte genießt der Sicherheitsaspekt zum Schutz von Menschenleben, Sachwerten und Umwelt während des Baus und des späteren Betriebs höchste Priorität. Dabei gehören gravitative Massenbewegungen an Hängen und Böschungen zu den bedeutendsten Georisiken. Wie hinlänglich bekannt, können sich dynamische Wasserstände negativ auf die Standsicherheit von Hängen bzw. Böschungen auswirken, was zu katastrophalen Folgen führen kann. Als prominentestes, europäisches Beispiel wird das Vajont-Desaster in Norditalien angesehen, bei dem am 9. Oktober 1963 am Hang der gleichnamigen Talsperre eine Rutschung von 270 – 300 Mio. m³ Gesteinsmaterial abging. Die resultierende Flutwelle kostete etwa 2.000 Menschen das Leben (Turner & Schuster, 1996).

Der Ausstieg aus der Kernenergie und die angestrebte Reduzierung des CO₂-Ausstoßes führen in Deutschland derzeit verstärkt zu einer Entwicklung von alternativen Energiequellen, die den politischen Vorgaben bezüglich der zukünftigen Energieproduktion genügen sollen. Insbesondere bei der Stromerzeugung aus Wind- und Sonnenenergie kommt es jedoch zu beachtlichen wetter- und tageszeitabhängigen Schwankungen, die durch Kraftwerke mit schnell verfügbarer Stromerzeugung ausgeglichen werden müssen. An dieser Stelle rücken in Deutschland derzeit Pumpspeicherkraftwerke (PSW) zur Zwischenspeicherung von Energie wieder in den Fokus der Energiewirtschaft, weil PSW sehr kurzfristig Energie ins Stromnetz liefern und somit die zeitliche Verschiebung zwischen Stromerzeugung und -verbrauch ausgleichen können (Giesecke & Mosonyi, 2003). Des Weiteren können Pumpspeicherkraftwerke im Fall eines hohen Wind- und Sonnenenergieangebots die erzeugten Überschüsse aufnehmen, die derzeit in das europäische Stromnetz abgegeben werden müssen. Die gespeicherte Überkapazität wird dann in Zeiten schwachen Energieangebots wieder ins lokale Stromnetz abgegeben. Insbesondere der vergleichsweise hohe Wirkungsgrad von ca. 80 % spricht für diese Art der Energiespeicherung. In Deutschland werden derzeit zwischen 3 und 4 % der Energie aus Wasserkraft gewonnen (Albrecht, 2012). Allerdings stellen beim Bau und Betrieb von PSW unter Umständen eben jene Rutschungsphänomene, die in Vajont zur Katastrophe geführt haben, ein Risiko dar, welches durch ingenieurgeologische Voruntersuchungen sorgfältig geprüft werden muss.

Dieser Energieanteil wird von rund 7.000 Anlagen mit einer Gesamtleistung von ca. 4,05 GW sowie 31 Pumpspeicherwerken mit zusätzlich 7 GW erzeugt (Neukum et al., 2014). Pumpspeicherwerke haben einen vergleichsweise hohen Flächenverbrauch und benötigen bestimmte morphologische Voraussetzungen. Es bietet sich daher an, Anlagen an Standorten zu entwickeln, die primär andere Nutzungsformen haben, so dass z.B. ein Pumpspeicherbetrieb als Folgenutzung verstanden werden kann, was sowohl ökologische als auch ökonomische Vorteile mit sich bringt. In den kommenden Jahrzehnten stehen vermehrt Neugenehmigungen von Pumpspeicherkraftwerken an. Als exemplarisches Beispiel dient der Standort Blaubeuren, an dem ein neues PSW mit einer Leistung von etwa 70 MW von der STADTWERKE ULM/NEU-ULM ENERGIE GMBH (SWU) und der EDUARD MERKLE GMBH & CO. KG geplant wird. Das voraussichtlich nutzbare Stauvolumen ist mit etwa 1,05 Mio. m³ beziffert, die Höhendifferenz wird 163 m zwischen den Sohlen von Ober- und Unterbecken betragen. Das Projekt mit dem Namen „PSW-Blautal“ sieht vor, den von der Firma Eduard Merkle GmbH & Co. KG aufgefahrenen Kalksteinbruch nach Ende des Abbaus als Unterbeckenstandort des PSW zu nutzen (Abb. 1.1).



Abb. 1.1: Luftbild des geplanten Standorts des PSW Blautal mit Montage des Ober- und Unterbeckens

Im bereits abgeschlossenen Raumordnungsverfahren (Beginn 2005) wurde bisherig für das Unterbecken eine spezifische Bauvariante im abgebauten Steinbruchareal als bevorzugte Alternative geplant. Dabei soll das Unterbecken unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit durch eine Nassabgrabung im Grundwasser ohne technische Abdichtung der Beckensohle und -flanken errichtet werden. Bei dieser Bauvariante soll die Beckensohle unterhalb des ungestörten Grundwasserspiegels liegen. Außerdem wird der Beckenwasserspiegel während des zukünftigen PSW-Betriebs im befüllten Zustand oberhalb und nach Beckenentleerung unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels liegen. Die Wasserspiegelschwankungen im Speicherbetrieb führen folglich zu regelmäßigen Schwankungen des Grundwasserspiegels im Beckenumfeld. Durch dieses Baukonzept rücken die dynamischen hydraulischen Zustände und deren Auswirkungen auf den umgebenden Grundwasserkörper bzw. Gebirgskörper im Vergleich zu anderen Projekten in den Vordergrund. Hinsichtlich eines damit verbundenen weiteren Ausbaus müssen vor allem aus geohydrologischer Sicht gesetzliche Vorschriften, insbesondere die Europäische Wasserrahmenricht-

linie, die Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie (FFH-Richtlinie) der Europäischen Union und das Wasserhaushaltsgesetz beachtet werden, wodurch das Zubaupotential limitiert ist (BUNR, 2010b). Nach den gesetzlichen Richtlinien dürfen die Trockenhaltung der Beckensohle während der Bauphase sowie die anschließenden Wasserspiegelschwankungen beim PSW-Betrieb keinen hydraulischen Einfluss auf die Schutzgüter im Bezugsbereich haben. Die Berücksichtigung der hohen Schutzwürdigkeit gilt somit als grundlegende Voraussetzung für die Genehmigung des Vorhabens.

Aus geotechnischer Sicht kann sich der Bau und Betrieb des PSW ebenso auf die Stabilität des östlich benachbarten Talhanges am Unterbeckenstandort auswirken. Während der Bauphase des Unterbeckens führt der Gesteinsabbau zu einer einseitigen Entlastung des Gebirges. In einer solchen Situation könnten talwärts gerichtete, gravitative Massenbewegungen auftreten. Da es im Steinbruch bisher nicht zu Böschungsbrüchen gekommen ist, kann die Böschung für den Augenblick als standsicher bezeichnet werden. Während der Betriebsphase des PSW wird der Böschungsfuß dem Einfluss des schwankenden Wasserspiegels im Unterbecken ausgesetzt sein, was grundsätzlich drei Auswirkungen auf das mechanische Verhalten der Böschung hat. Erstens setzen Auftriebskräfte (Porenwasserdrücke) die effektiven Spannungen herab und damit die aufnehmbare Scherfestigkeit. Zweitens induziert das Beckenwasser eine stabilisierende Last an dem Böschungsfuß. Drittens wirkt das Wasser auf den Gleitkörper durch Strömungskräfte, die auf der Wasserseite in die Böschung hinein gerichtet sind und somit stabilisieren, während auf der Landseite aus der Böschung gerichtete Kräfte für eine Destabilisierung sorgen. In diesem Zusammenhang könnten die Auswirkungen vom zyklischen Wasserspiegelwechsel (Füllungs-Entleerungs-Zyklen) auf die Standsicherheit der Felsböschung im Unterbeckenbereich variabel sein, bzw. kann sich die Stabilitätsbedingung der Böschung temporär verbessern oder verschlechtern. In diesen Situationen ermöglicht Stabilitätsanalyse mit der numerischen Methode zu verstehen, ob bei der Auswirkung des Porenwasserdrucks auf die Scherfestigkeit die stabilisierende oder die destabilisierende Last überwiegt.

Eine solche Unterbeckenform ohne abgedichtete Beckensohle und -flanken ist in Deutschland bislang nicht realisiert worden, Praxiserfahrungen sind daher noch nicht vorhanden. In diesem Zusammenhang sind standortspezifische Untersuchungen mit geeigneten Methoden zur Klärung der Auswirkungen von hydromechanisch gekoppelten Strömungs-Deformationsprozessen von zunehmender Bedeutung, um standortspezifische Gegebenheiten effizient bewerten zu können. Über das Projekt „PSW-Blautal“ hinaus sind die angewendeten Methoden in der Regel übertragbar auf andere wasserwirtschaftliche Bauwerke in Kluftsystemen.

1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Im Steinbruch „Michelreibershalde“ sind komplexe Kluftsysteme mit zahlreichen kleinen Verkarstungsstrukturen entlang von größeren Trennflächen aufgeschlossen. Zur besseren Erklärung der Auswirkungen

während der Bau- und Betriebszeit des PSW auf umliegende Schutzgüter sowie die Standsicherheit der Felsböschung am Unterbeckenstandort sind eine Reihe von In-situ Untersuchungen durchgeführt worden (Nguyen, 2013; Neukum et al., 2014). In den letzten Jahren werden, häufig ergänzend zu den In-situ Untersuchungen, numerische Modellierungen zu den genannten Problemstellungen durchgeführt. Diese sind meist kostengünstiger und weniger zeitaufwändig. Numerische Modellierungen ermöglichen es auf verhältnismäßig effiziente Weise, die hydraulischen Strömungsprozesse und mechanischen Deformationsprozesse unter Berücksichtigung der dynamischen Grundwasserverhältnisse nachzuvollziehen und zu prognostizieren.

Für einen komplexen Aufbau vieler Kluftsysteme weisen numerische Modellierungen jedoch immer noch zahlreiche Unsicherheiten auf. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, dass die Parameter und Prozesse zum Strömungs- und Deformationsverhalten auf verschiedenen Skalenbereichen unterschiedlich beeinflusst werden (Hoek & Brown, 1980). Es ist nicht möglich, eine Skala direkt zur nächstgrößeren Skala zu extrapolieren. Numerische Modelle von großräumigen Systemen können nicht auf detaillierte, kleinräumige Geometrien aufgebaut werden, da großräumige Kluftsysteme aus Millionen von Einzelklüften bestehen, die aufgrund fehlenden Speicherkapazitäten von Rechneranlagen zum heutigen Zeitpunkt nicht erfolgreich simuliert werden können. Um großräumige Kluftsysteme simulieren zu können, muss die Komplexität des Kluftsystems reduziert werden. Daher müssen die physikalisch relevanten Parameter und Prozesse zum Strömungs- und Deformationsverhalten auf den verschiedenen Skalen identifiziert und mit Hilfe effektiver Parameter beschrieben werden. Effektive Parameter und Prozesse ermöglichen es, kleinskalige Prozesse auf größere Skalen zu extrapolieren und gleichzeitig das System zu vereinfachen. Allgemein werden effektive Parameter über ein repräsentatives Elementarvolumen (REV) bestimmt (Bear, 1972). Ein REV ist das minimale Skalenvolumen eines untersuchten Systems, nach dem die betrachtete Eigenschaft des Systems überwiegend konstant bleibt (Bear, 1972, Abb. 1.2). Nach Prüfung des REV kann das Kluftsystem eventuell als ein äquivalentes poröses Kontinuum ersetzt werden, welches eine großräumige Modellierung ermöglicht (Blum et al., 2005). Allerdings besteht keine Garantie, dass ein REV für jedes Kluftsystem gefunden werden kann (Neuman, 1994).

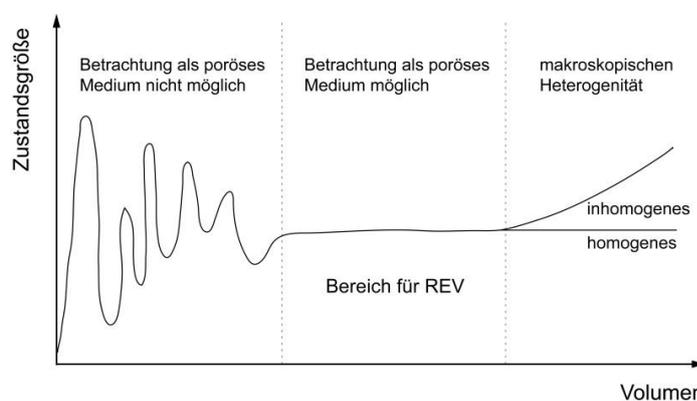


Abb. 1.2: Repräsentatives Elementarvolumen (modifiziert nach Bear, 1972)

Im Rahmen des Projekts „PSW-Blautal“ sind derzeit zahlreiche geologische, hydrogeologische und geotechnische Standortuntersuchungen ausgearbeitet worden. Schwerpunkt der Erkundungen ist die sowohl qualitative als auch quantitative Erfassung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften des am Standort anstehenden Gebirges. Bezüglich der erfassten Ergebnisse aus den In-situ Untersuchungen lässt sich die Arbeit in drei Hauptfragestellungen unterteilen.

- Erstens wird eine Methode zur Ermittlung des REV jeweils bezüglich des Durchlässigkeitstensors und des Schädigungstensors als Grundlage für die großräumige Modellierung des Kluftsystems entwickelt;
- Zweitens werden die aus dem detaillierten geohydraulischen Gebirgskörpermodell abgeleiteten Aussagen zur Ausbildung des Trennflächengefüges und zur räumlichen Lage vorhandener Karst- und Fließstrukturen sowie zu den Gebirgsdurchlässigkeiten in einem numerischen Grundwasserströmungsmodell implementiert. Damit sollen die belastbaren Prognosen und Aussagen zu den Auswirkungen während der Bau- und Betriebszeiten des PSW auf die beschriebenen Schutzgüter bzw. die hydrogeologischen Gegebenheiten im Blautal erarbeitet werden. Falls erforderlich, sollen auf dieser Datenbasis zudem hydraulisch-technische Maßnahmen zur Begrenzung der Auswirkungen konzipiert werden;
- Drittens werden die Simulationsergebnisse aus dem Grundwasserströmungsmodell als Ausgangsparameter in felsmechanischen Modellen gekoppelt. Mithilfe der gekoppelten hydromechanischen Modellierung soll die Standsicherheit der Felsböschung am Unterbeckenstandort in einem regelmäßigen PSW-Betrieb zu verschiedenen Betriebszuständen geprüft werden.

Der vorliegende Beitrag zeigt eine ganzheitliche Vorgehensweise und die resultierenden Erkenntnisse des Erkundungsprogramms auf. Es werden numerische Methoden als Planungstool zur Bewertung des Baus und Betriebs eines PSW aus Aspekten ihrer Umweltauswirkung und Standsicherheit erläutert. Die Übertragbarkeit der angewandten Methoden auf andere Standorte bzw. Projekte wird auch diskutiert.

1.3 Aufbau der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit soll ein ganzheitliches Konzept verfolgt werden (Abb. 1.3). Zunächst gibt diese Arbeit einen allgemeinen Einblick in den Stand der Forschung über Numerische Modellierungen von Strömungs- und Deformationsprozessen im Kluftgestein (Kapitel 2) und in die spezielle geologische und hydrogeologische Situationen sowie In-situ Untersuchungen (Kapitel 3). Ein Schwerpunkt soll dabei die Aufnahme und Charakterisierung des Kluftsystems sein, da sie die Grundlage für eine realitätsnahe Abbildung der Wirklichkeit in einem numerischen Modell darstellt. Als Alternative zu einer manuellen Kartierung wurde semiautomatisch an digitalen Aufschlussmodellen aus Oberflächenscans mit Einsatz der LiDAR (Light Detection and Ranging) und der Methode von Fotografien das Trennflächengefüge quantita-

tiv untersucht (Kemeny & Turner, 2008; Lato et al., 2009; Pate & Haneberg, 2011; Umili et al., 2013). Neben den geologischen Erkundungen werden auch umfangreiche hydraulische Versuche (Auffüllversuche, WD-Tests, Leistungspumpversuche und Langzeitpumpversuch) zur Erkundung der Durchlässigkeiten durchgeführt und ausgewertet.

In Kapitel 4 werden die ermittelten Kluftparameter mithilfe der Monte-Carlo-Methode zur 2D-stochastischen Kluftnetzgenerierung umgesetzt. Die simulierten Kluftnetze dienen als Grundlage für die hydraulischen und mechanischen Analysen zur Ermittlung des REV bzgl. des 2D-Durchlässigkeitstensors und 2D-Schädigungstensors. Nach Prüfung des REV wird bestimmt, mit welchem Modellansatz das Kluftsystem bei der numerischen Strömungsmodellierung sowie bei der numerischen Stabilitätsanalyse der Felsböschung beschrieben werden kann.

Darauffolgend wird in FEFLOW ein numerisches Strömungsmodell der Grundwasserdynamik während der laufenden Erkundungsphase und des späteren Pumpspeicherbetriebs aufgebaut und dieses anhand von Feldmessungen kalibriert und validiert, um die Auswirkungen des PSW auf die lokale Grundwasserverhältnisse insbesondere auf die Schutzgüter im Blautal zu prognostizieren (Kapitel 5). Die resultierenden Ergebnisse aus den Strömungsmodellierungen werden danach in einem felsmechanischen Modell gekoppelt, um die Einflüsse von Versickerungsvorgängen auf die Böschungstabilität zu untersuchen. Dabei sind insbesondere instationäre Zustände und häufige Spannungswechsel im Gebirgsbereich von Interesse, wie sie im PSW-Betrieb verhalten (Kapitel 6). Kapitel 7 beinhaltet eine Zusammenfassung und Schlussdiskussion der erzielten Ergebnisse, auf die ein Ausblick auf mögliche weiterführende Studien folgt. Die Anhänge gehen auf verschiedene technische Details ein.

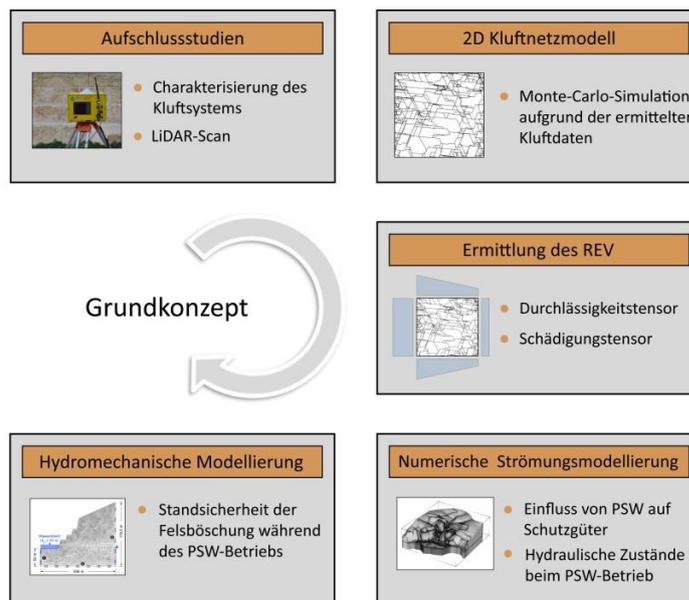


Abb. 1.3: Grundkonzept der vorliegenden Arbeit

2 Stand der Forschung

2.1 Überblick auf Pumpspeicherkraftwerke

Der Umbau des Energiesystems ist eine der großen bedeutenden Aufgaben der nächsten Jahre und Jahrzehnte. Der Ausstieg aus Kernenergie und die angestrebte Reduzierung des CO₂ Ausstoßes führt in Deutschland derzeit verstärkt zur Entwicklung von alternativen Energiequellen. Die von der Bundesregierung angestrebte Energiewende verfolgt das Ziel der Sicherstellung einer nachhaltigen, wirtschaftlichen und umweltverträglichen Energieversorgung. Eine solche Energieversorgung ist dabei nur möglich, wenn der Anteil erneuerbarer Energien steigt. Eine wichtige Rolle bei der Umstellung auf eine Energieversorgung mit erneuerbaren Energien spielt dabei das Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG). Das EEG regelt die bevorzugte Einspeisung von Strom aus erneuerbaren Energiequellen ins Stromnetz und garantiert den Erzeugern eine feste Einspeisevergütung¹.

Bereits 2012 betrug in Deutschland der Anteil von erneuerbaren Energien mit 142,4 TWh etwa 23,5 Prozent am gesamten Stromverbrauch. Das Energiekonzept der Bundesregierung sieht einen weiteren Ausbau der erneuerbaren Energien vor. So sollen z.B. im Jahr 2020 etwa 35 Prozent des Bruttoenergieverbrauchs durch erneuerbaren Energien gedeckt werden und dieser Wert bis 2050 auf 80 Prozent steigen. Dabei werden die fluktuierenden Einspeisungen der Wind- und Photovoltaikenergie eine dominierende Rolle einnehmen (BMU, 2013). Diese Zunahme fluktuierender Stromeinspeisungen erfordert einen Ausbau von Stromnetzen, aber insbesondere auch von Stromspeichern.

Die vermehrte fluktuierende Einspeisung von Strom aus Wind- und Sonnenenergie, verbunden mit deren klimatisch sowie saisonal und tagesrhythmisch bedingten Schwankungen, verlangt nach flexiblen, schnell zur Verfügung stehenden Stromspeichern zum Ausgleich dieser Schwankungen, um eine stabile und zuverlässige Versorgung mit elektrischer Energie gewährleisten zu können. Für die Speicherung elektrischer Energie stehen derzeit verschiedene Technologien zur Verfügung. Grundsätzlich lässt es sich in mechanische, elektrochemische und elektrische Energiespeicher unterscheiden. Aufgrund der Größenordnungen bzgl. der ein- und auszuspeichernden elektrischen Leistung kommen die Einsatzmöglichkeiten von Pumpspeicherkraftwerken, die zu den mechanischen Energiespeichern gehören, immer mehr in den Vordergrund. Im Vergleich zu anderen Technologien ermöglichen Pumpspeicherkraftwerke eine Speicherleistung im Bereich von einigen MW bis zu 1 GW, verbunden mit einem hohen Zykluswirkungsgrad von bis zu 80 %. Neben der höchsten Wirtschaftlichkeit aller Elektroenergiespeicher sind sie zudem meist

¹ Lexikon der Nachhaltigkeit: Erneubare Energien Gesetz (EEG), URL: {HYPERLIK "http://www.nachhaltigkeit.info/artikel/erneuerbare_energien_gesetz_eeg_1525.htm"} (11.09.2015)

schwarzstartfähig. Schwarzstartfähigkeit bedeutet, bei einem kompletten Netzausfall angefahren werden zu können und in der Lage zu sein, die hohen Lastschwankungen, die beim Wiederaufbau eines Stromnetzes auftreten, auszugleichen. Pumpspeicherkraftwerke stellen derzeit mit einem Anteil von > 99 % den weltweit bedeutendsten Energiespeichertyp im elektrischen Versorgungsnetz dar. In Deutschland ist momentan eine Leistung von ca. 7,6 GW installiert. Zum Vergleich: Die Nation mit weltweit größter installierter Leistung ist Japan mit ca. 25,5 GW (Yang). Falls alle geplanten Speicherkraftwerke in Zukunft ans Netz gehen, sind nach aktuellem Stand zusätzliche 4,7 GW möglich (Steffen, 2012).

Allerdings haben Pumpspeicherkraftwerke einen relativ hohen Flächenverbrauch und sind stark von den vorliegenden topografischen Gegebenheiten abhängig. Die Technologie von Pumpspeicherkraftwerken gilt zwar schon als weitestgehend ausgereift, doch gibt es noch Entwicklungsmöglichkeiten bei der Standortwahl, die noch ausgeschöpft werden können. Beispielsweise wird in Japan statt Süßwasser bereits Salzwasser in Pumpspeicherkraftwerken eingesetzt, um die Höhenunterschiede an Steilküsten zu nutzen. Unterirdische Speicherseen sind eine weitere mögliche Alternative, die vor allem für NRW angedacht wird. Ein künstlicher See würde hierbei im Hochland als Oberbecken fungieren und als Unterbecken könnte ein aufgefahrenes Steinbruchareal, wie im Fall des behandelten Projekts im Blautal, mit der Besonderheit einer Anbindung an Karstgrundwasserleiter genutzt werden.

Für den Bau eines PSW müssen bestimmte Voraussetzungen gewährleistet sein. Wesentliche Prüf- und Untersuchungsziele sind insbesondere die Standsicherheit, die Verformbarkeit und die Wasserdurchlässigkeit des angreifenden Gebirgskörpers. Dabei ist nicht nur die Umweltauswirkung des Bauwerks am Standort zu untersuchen. Durch Last- und Grundwasseränderungen während der Bau- und Betriebszeiten von PSW kann auch das Umfeld beeinflusst werden, sodass Gefahren für das PSW oder die Umgebung wie beispielsweise Rutschungen entstehen können. Im Fallbeispiel des PSW Taum Sauk in den USA war es eine zu große Wassermenge, die in das Becken geleitet wurde. Dies führte 2005 zu einem Dambruch. Ein weiteres Beispiel ist der Dambruch der Fujinuma-Talsperre in Japan im Jahr 2011.

2.2 Wasserspeicheranlagen in Karstgebieten

Aufgrund der großen Verbreitung von Karstlandschaften (ca. 20% der kontinentalen, eisfreien Erdoberfläche; Ford & Williams, 2007) kommt es bei der Planung von Wasserspeicheranlagen immer wieder zu einer Überschneidung von geeigneter morphologischer und geographischer Lage mit dem Vorkommen von verkarstungsfähigem Gestein. Bei einer passenden morphologischen Situation und einer kurzen Entfernung zum Strom- bzw. Wasserabnehmer können die problematischen Eigenschaften von Karst durch die Anwendung entsprechender Sanierungsmaßnahmen in Kauf genommen werden. Trotzdem

treten aufgrund der Heterogenität von Karstphänomenen immer wieder unvorhersehbare Probleme beim Bau und Betrieb von Pumpspeicherkraftwerken oder Talsperren auf.

Durch Erhöhung des hydraulischen Gradienten beim Wasseraufbau sowie die Fluktuationen des Beckenwasserspiegels (v. a. bei Pumpspeicherkraftwerken) kann es bei unzureichenden Abdichtungsmaßnahmen als wirtschaftliche Alternative zur Aktivierung von hochdurchlässigen Wasserwegsamkeiten und zu einer beschleunigten Karbonatlösung im verkarstungsfähigen Gestein kommen (Hiller et al., 2011). Das Resultat sind Um- und Unterläufigkeiten, die zu Wasserverlusten im Becken und im schlimmsten Fall zu leeren Speicherseen führen können. Diese Probleme wurden u. a. an der alten Hennetalsperre im Sauerland (Deutsch, 2004) und am Lünersee in Vorarlberg/Österreich (Gerstner, 2004) beobachtet.

Das verkarstungsfähige Gestein wird meist von einer mehr oder minder mächtigen Verwitterungs- oder Lockergesteinsschicht überdeckt. Viele unterirdische und oberflächennahe Karsthohlräume und Klüfte sind mit Lockermaterial verfüllt. Während der Betriebsphase von Wasserspeicheranlagen kann es zu einer suffosionsbedingten Ausspülung der Hohlräume und der Klüfte kommen. Das Auftreten von Höhlen, Spalten und Grobklüften kann zu stark ausgeprägten Wasserwegsamkeiten führen. Daraus resultiert oftmals ein weitreichenderes Einzugsgebiet als zunächst vermutet. Durch die Wasserspiegelabsenkung oder den –stieg im Becken kann es daher zu einer Änderung der Fließgeschwindigkeit und im schlimmsten Fall zur Änderung der regionalen Fließrichtung kommen. Die Folgen können trockene Quelle oder die Beeinflussung von Wassergewinnungsanlagen außerhalb des prognostizierten Wirkungsbereichs sein. Der Verlust der Auftriebskraft von Wasser kann zudem zu Absenkungen an der Geländeoberfläche bzw. Einbrüchen führen (Milanovic, 2002). Des Weiteren stellen die Ausspülung bzw. Öffnung der Klüfte potentielle Gleitflächen für Massenbewegungen im Gebirge dar.

Aufgrund der heterogenen Fließwege und komplexen Kluftsysteme im Karstgebiet sind die Vorhersagen über die Reichweite der Auswirkungen einer Grundwasserhaltung sowie die Untersuchungen der Hangstabilität unter Berücksichtigung der Sickerwasserströmung sehr schwer. In den letzten Jahren haben sich die numerischen Modellierungen von Strömungs- und Deformationsprozessen ergänzend zu den vielfältigen In-situ-Untersuchungen zu einem wichtigen Instrument entwickelt. Numerische Simulationen helfen bei der Analyse und Interpretation von Feldversuchen und sie ermöglichen die Beurteilung der Auswirkungen von Eingriffen in den Karstgebieten. Sie erlauben auf verhältnismäßig einfache Weise die Bewertung von Systemvarianten und die Aufstellung von Prognosen und Szenarien. Im Folgenden wird der Forschungsstand der numerischen Modellierungen zur Untersuchung der Grundwasserströmungsverhältnisse und zu gekoppelten Sickerwasser-Stabilitätsanalysen der Felsböschung in Karstgebieten detailliert erläutert.

2.3 Numerische Strömungsmodellierung in Karstgebieten

2.3.1 Modellgleichungen

(1) Strömung in porösen Medien

Zur formalen Beschreibung der Grundwasserströmung werden zwei Gesetze verwendet: (1) das Kontinuitätsgesetz und (2) das Darcy-Gesetz. Das Kontinuitätsgesetz beschreibt die Massenerhaltung im System. Es besagt, dass die Summe aller Zu- und Abflüsse über die Grenzen eines Kontrollvolumens (z.B. einer Modellzelle) gleich der Summe der gespeicherten Wassermenge und der externen Zuflüsse ist. Die zugehörige Kontinuitätsgleichung lässt sich über eine Massenbilanz an einem orts- und zeitfesten Kontrollvolumen herleiten:

$$\frac{\partial}{\partial t}(n_e \rho S_w) = -\nabla \cdot (\rho v_f) + Q_p \quad (2.1)$$

Dabei ist n_e die Gesamtporosität, ρ die Fluidmassendichte, t die Zeit, v_f die Darcy- bzw. Filtergeschwindigkeit, S_w der Sättigungsgrad, Q_p externer Zufluss (positiv) oder externer Abfluss (negativ) und ∇ der Nabla Operator ($\nabla = i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y} + k \frac{\partial}{\partial z}$).

Das Darcy-Gesetz beschreibt die Beziehung zwischen Filtergeschwindigkeit v_f und dem Gradienten der Standrohrspiegelhöhe h :

$$v_f = -K \cdot \nabla h \quad (2.2)$$

bzw. in der Druckformulierung mit

$$h = \frac{p}{\rho g} + z \quad (2.3)$$

und

$$K = \frac{\rho g}{\mu} k \quad (2.4)$$

zu

$$v_f = -\frac{1}{\mu} \cdot k \cdot \nabla(p + \rho g z) \quad (2.5)$$

Hierbei ist K der Durchlässigkeitstensor, k der Permeabilitätstensor, z die geodätische Höhe und μ die dynamische Fluidviskosität. k wird als eine reine Bodenkenngroße betrachtet und beschreibt den Widerstand, den die durchflossene Bodenzone dem Fluidfluss entgegensetzt. Im Allgemeinen ist die hydraulische

sche Permeabilitätsverteilung anisotrop, d.h. die Permeabilität ist abhängig von der Strömungsrichtung. Im dreidimensionalen Fall sind k bzw. K symmetrisch und k hat folgende Komponente:

$$k = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

mit $k_{xy} = k_{yx}$, $k_{xz} = k_{zx}$, $k_{yz} = k_{zy}$ und $\nabla h = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial z}$

Stimmt das betrachtete Koordinatensystem mit den Hauptachsen des Durchlässigkeitstensors überein, so werden die Nebendiagonalelemente zu Null. Handelt es sich um ein isotropes Medium, sind die Hauptdiagonalelemente für jede Richtung gleich groß. Als Voraussetzung ist das Darcy-Gesetz lediglich gültig für eine laminar schleichende Strömung. Nach Bear (1972) ist dieses in porösen Medien gegeben für kleinere Reynolds-Zahlen bzw. $Re_{d50} < 1 \dots 10$, wobei die Reynolds-Zahl Re_{d50} definiert ist als:

$$Re_{d50} = \frac{d_{50} \cdot u}{\eta} \quad (2.7)$$

Dabei ist d_{50} der mittlere Korndurchmesser, η die kinematische Viskosität sowie u die Abstandsgeschwindigkeit (mit $u = v_f/n_e$ und $\eta = \mu/\rho$).

Die allgemeine Gleichung einer stationären dreidimensionalen Strömung kann für einen gesättigten Fall mit $S_w = 1$ wie folgt aus der Kontinuitätsgleichung (Glg. 2.1) und dem Darcy-Gesetz (Glg. 2.5) gebildet werden:

$$\frac{\partial}{\partial t}(n_e \rho) = \nabla \cdot \left(\rho \frac{1}{\mu} K_0 \cdot \nabla (p + \rho g z) \right) + Q_p \quad (2.8)$$

(2) Strömung in der Kluft

Bezüglich der Strömungsverhältnisse in einer Kluft lassen sich zwei Situationen unterscheiden: (1) die Kluft wird als verfüllt betrachtet, z.B. mit Sand oder Verwitterungsmaterial; (2) die Kluft wird als unverfüllt betrachtet. Im ersten Fall kann die Strömung als laminar angesehen werden, sodass das Fließgesetz auch nach Darcy (siehe Glg. 2.5) eingesetzt werden kann. Ist die Kluft unverfüllt, kann die Wasserströmung in einer Kluft vereinfacht als Schicht dargestellt werden, die zwischen zwei unendlich ausgedehnten parallelen Platten (Abb. 2.1) ausgedrückt wird (Wittke, 1984). Das Fließregime in solcher idealisierten Kluft bildet sich in Abhängigkeit der Reynolds-Zahl Re_{D_h} und der relativen Rauigkeit der Kluftwandungen k/D_h aus. Dabei ist k die absolute Rauigkeit der Kluftwandungen, $D_h = 4a$ der hydraulischer Durchmesser der Kluft und a die halbe Kluftöffnungsweite. Im Allgemeinen gelten laminare Verhältnisse bei ebenen, glatten Klüften bis zu einem Re_{D_h} -Wert von 2300, bei extrem rauen Verhältnissen mit nicht parallelen Kluftwandungen ($k/D_h = 0,4$) bis zu einem Re_{D_h} -Wert von etwa 500. Dazwischen liegt ein Übergangsbereich.

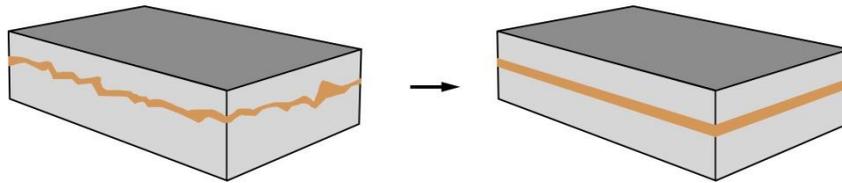


Abb. 2.1: Von der natürlichen Kluftoberfläche zum parallelen Plattenmodell (modifiziert nach Dietrich et al., 2005)

Für den Fall einer zweidimensionalen laminaren Strömung in einer unendlich ausgedehnten Kluft mit konstanter hydraulischer Öffnungsweite b und glatten Wandungen ($0 \leq k/D_h \leq 0,032$) kann die über den Kluftquerschnitt gemittelte Geschwindigkeit aus der Navier-Stokes-Gleichung abgeleitet werden (Louis, 1967):

$$v = -\frac{1}{\mu} \frac{(2a)^2}{12} \cdot \nabla(p + \rho g z) \quad (2.9)$$

Glg. 2.9 wird auch als Hagen-Poiseuille-Gesetz bezeichnet. Ein Vergleich mit Glg. 2.5 zeigt deutlich, dass beide Gleichungen ineinander überführt werden können, wenn die Komponenten des Permeabilitätstensors aus Glg. 2.9 abgeleitet werden:

$$k_{0,xx} = k_{0,yy} = \frac{(2a)^2}{12} = \frac{(b)^2}{12} \quad \text{mit } b = 2a \quad (2.10)$$

Damit lautet der Volumenstrom Q pro Meter Kluftöffnungsweite in einer einzelnen Kluft wie folgt:

$$Q = -\frac{1}{\mu} \frac{b^3}{12} \cdot \nabla(p + \rho g z) \quad (2.11)$$

Da der Volumenstrom Q proportional zur dritten Potenz der Kluftöffnungsweite b ist, wird Glg. 2.9 auch als kubisches Gesetz bezeichnet (Snow, 1965). Der Volumenstrom kann somit unter der Annahme des kubischen Gesetzes mittels des Faktors f auf eine beliebige Öffnungsweite b^* skaliert werden (Blum et al., 2007):

$$f = \left(\frac{b^*}{b}\right)^3 \quad (2.12)$$

Die Wasserströmung zwischen zwei parallelen Platten stellt eine idealisierte Form der Natur dar, weil die Oberflächen der Klüfte in der Natur im Prinzip rau ausgebildet sind und eine unregelmäßige Geometrie aufweisen (Abb. 2.1 links). Deshalb wird die Gültigkeit des kubischen Gesetzes bei der Anwendung auf geklüftete Medien in der Literatur vielfach angezweifelt und diskutiert (Witherspoon et al., 1980; Thompson & Brown, 1991; Renshaw, 1995; Berkowitz, 2002). Sie fanden heraus, dass das kubische Gesetz für das parallele Plattenmodell dennoch angewendet werden kann, wenn die Öffnungsweite entlang des Fließweges nur geringfügig variiert. Des Weiteren sollte nicht die mechanische Öffnungsweite, d.h. der

real gemessene Abstand zweier Kluftoberflächen in einem Punkt, sondern eine geeignete hydraulische Kluftöffnungsweite gewählt werden (Brown, 1987; Moreno et al., 1988). Als hydraulische Kluftöffnungsweite wird der Mittelwert der realen Kluftöffnung über eine bestimmte Länge bezeichnet (Oron & Berkowitz, 1998). Anschließend lässt sich der Durchlässigkeitstensor in der Richtung des hydraulischen Gradienten durch die Glg. 2.4 und 2.10 wie folgt umrechnen:

$$K_f = \frac{\rho g b^2}{12\mu} \quad (2.13)$$

2.3.2 Numerische Modellierungskonzepte

Die in Abschnitt 2.3.1 hergeleiteten Strömungsgleichungen lassen sich nur für einige bestimmte Problemstellungen und unter speziellen Rand- und Anfangsbedingungen analytisch lösen. Im Allgemeinen erfolgt die Lösung der Gleichung mit Hilfe numerischer Näherungsverfahren. Dabei wird das Modellproblem in Raum und Zeit diskretisiert, und der Wert der Unbekannten wird nur für diskrete Punkte ermittelt. Für die Approximation der Modellgleichungen gemäß Abschnitt 2.3.1 steht eine große Anzahl numerischer Methoden zur Verfügung. Die lassen sich im Wesentlichen in Euler'sche, Lagrange'sche und Euler-Lagrange'sche Formulierungen unterteilen. Zu den am weitesten verbreiteten Verfahren nach Euler'scher Formulierung zählen hier die Finite-Differenzen-Methode (FDM), die Finite-Volumen-Methode (FVM) und die Finite-Elemente-Methode (FEM). Zu Lagrange'scher Formulierung gehören die particle-tracking- und die random-walk-Modelle. Für die Euler-Lagrange'sche Formulierung wird v. a. die Method of Characteristics (MOC) verwendet.

Zahlreiche numerische Modellierungen mit verschiedenen Diskretisierungsverfahren sind in den letzten Jahren zur Untersuchung der Strömungsverhältnisse in Kluftsystemen durchgeführt worden. Allerdings weisen die numerischen Modellierungen für Kluftsysteme immer noch zahlreiche Unsicherheiten auf. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, dass ein großräumiges Kluftsystem oft aus Millionen von Einzelklüften besteht, die aufgrund der fehlenden Speicherkapazitäten zum heutigen Zeitpunkt nicht erfolgreich simuliert werden können. Deshalb ist eine Reduktion der Komplexität des Kluftsystems erforderlich. Möglicher, zuverlässiger Lösungsweg ist, die physikalisch relevanten Parameter und Prozesse zum Strömungsverhalten auf den verschiedenen Skalen zu identifizieren und durch effektive Parameter zu beschreiben. Effektive Parameter und Prozesse ermöglichen es, kleinskalige Prozesse auf größere Skalen zu extrapolieren und gleichzeitig das System zu vereinfachen. Im Allgemeinen werden effektive Parameter über ein repräsentatives Elementarvolumen (REV) bestimmt, welches als das minimale Skalenvolumen eines untersuchten Objekts gilt, nach dem die betrachtete Eigenschaft überwiegend konstant bleiben wird (Bear, 1972).

Für die numerische Beschreibung der Strömungsprozesse in Kluftsystemen sind verschiedene Modellkonzepte entwickelt worden. Generell lassen sich die Modellkonzepte üblicherweise in zwei Gruppen unterteilen: äquivalente Kontinuumsmodelle und diskrete Kluftmodelle (Kolditz, 1997). Äquivalente Kontinuumsmodelle werden im Allgemeinen verwendet, wenn das Kluftsystem ganz oder jeder seiner Teilaspekte (z.B. Fein- und Grobklüfte) für sich homogenisierbar sind, welche durch eine Bildung des REV bezüglich des zu untersuchenden Parameters oder Prozesses geprüft werden kann. Zu den äquivalenten Ansätzen gehören die Einkontinuum-Modelle (z.B. Dufresne & Drake, 1999; Scanlon et al., 2003; Quinn et al., 2006), Doppelkontinuums- und Mehrkontinuumsmodelle (Köngeter et al., 2000). Äquivalente Kontinuumsmodelle sind besonders geeignet für die Modellierung von großräumigen Kluftsystemen, die durch reine Kluftnetzmodellierungen nicht analysierbar sind. Für diskrete Ansätze stehen Einzelkluftmodelle (Pfungsten, 1990; Kröhn, 1991), Kluftnetzwerkmodelle und kombinierte Modelle (Sudicky & McLaren, 1992; Harrison et al., 1992) zur Verfügung. Sie werden häufig verwendet, um in kleinem Maßstab, der eine explizite Darstellung der Klüfte erlaubt, Untersuchungen zum Prozessverhalten in Klüften oder geklüfteten Systemen durchzuführen und Parameter für äquivalente Modelle zu ermitteln.

In Abb. 2.2 sind mögliche Modellansätze dargestellt. Ausschnitt *A* zeigt eine ungestörte Zone in einer Gesteinsmatrix. Diese Zone wird wie ein poröses Medium in ein äquivalentes Kontinuum überführt. Ausschnitt *B* beinhaltet ein hinreichend vermaschtes Feinkluftnetzwerk, das von der Gesteinsmatrix umgeben wird. In diesem Fall gibt es drei Möglichkeiten für die Modellierung. Je nach Datenlage und Eigenschaften können ein Kontinuum, das das Kluftnetz wiedergibt, ein Kontinuum, das Kluftnetz und Matrix wiedergibt, oder zwei Kontinua, von denen das eine das Kluftnetz und das andere die Matrix wiedergibt, gebildet werden. In Ausschnitt *C* wird das Gestein von einigen Großklüften dominiert, weshalb sie als diskretes Modell mit einer Kopplung des Kontinuums der angrenzenden Gesteinsmatrix modelliert werden. In Ausschnitt *D* ist auch eine Kopplung der diskret ausgebildeten Großklüfte mit dem oder den Kontinua für das Feinkluftsystem und die Matrix erforderlich (Kröhn, 1991).

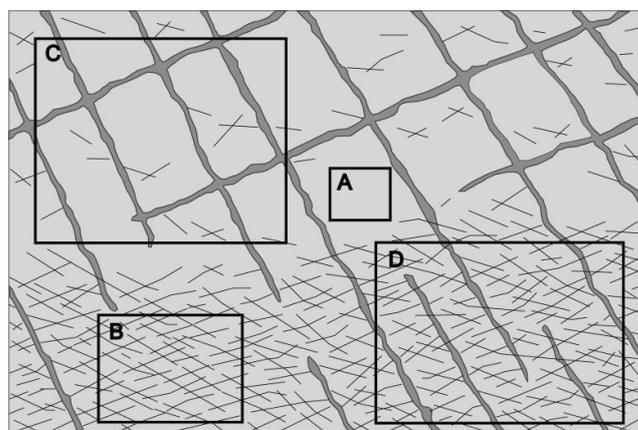


Abb. 2.2: Verschiedene Ausschnitte aus einem geklüfteten System (modifiziert nach Kröhn, 1991)

2.3.3 Zeithistorische Studien über Strömungsmodellierungen in Karstgebieten

Numerische Grundwasserströmungsmodellierung als eine der wichtigsten Prognoseinstrumente spielt eine bedeutende Rolle für die Bewirtschaftung von Wasserressourcen in Grundwasserleitern. Solche Modelle können verwendet werden, um verschiedene konzeptuelle Modelle zu testen oder zu raffinieren, hydraulische Parameter zu schätzen sowie insbesondere für Wasserressourcen-Management zu prognostizieren, wie die Grundwasserleiter auf Änderungen der Wasserentnahme und der Klimabedingungen reagieren. Zahlreiche Modelle sind bereits für Porengrundwasserleiter erfolgreich entwickelt worden; allerdings ist die Anwendung numerischer Grundwasserströmungsmodelle in Karstgrundwasserleitern noch problematisch. Karstgrundwasserleiter sind in der Regel sehr heterogen und anisotrop. Sie werden von sekundärer (Klüfte) oder tertiärer (Leitungen) Porosität dominiert und können hierarchische Durchlässigkeit oder Strömungswege aufweisen. In Karstgrundwasserleitern ist das Auftreten einer turbulenten Strömungskomponente wahrscheinlich, was problematisch sein kann, da die meisten numerischen Modelle auf dem Darcy-Gesetz basieren, das lediglich laminare Strömung beschreiben kann.

Quinlan et al. (1996) fanden Folgendes heraus: „*Although modeling of karstic processes is often possible and numerical flow models can sometimes simulate hydraulic heads, ground-water fluxes, and spring discharge, they often fail to correctly predict such fundamental information as flow direction, destination, and velocity.*“ Das bedeutet, dass es bei einer Diskussion um die Bedeutung von numerischen Modellierungen in einem Karstgrundwasserleiter wichtig ist zu erkennen, welcher Modelltyp vorgeschlagen wird: ein Strömungsmodell (hydraulische Höhe, Grundwasserströmung und Quellschüttung) oder ein Stofftransportmodell (Strömungsrichtung, Fließgeschwindigkeit). Viele Veröffentlichungen (z.B. Huntoon, 1995; Quinlan et al., 1996; Bear et al, 1993; National Research Council, 1996) sind über die Genauigkeit von Ausbreitungsrichtung und -geschwindigkeit von gelösten Stoffen in Karstgrundwasserleitern besorgt, welche sogar in einem einfachen Kluftsystem noch schwierig zu prognostizieren sind, da eine genaue Transportvorhersage detaillierte Kenntnisse über die räumliche Verteilung der Diskontinuitäten und der effektiven Fließwege im Untergrund erfordert.

In Karstgebieten bzw. Kluftgesteinen kann das Konzept eines repräsentativen Elementarvolumens (REV) verwendet werden. Ein REV ist das minimale Skalenvolumen eines untersuchten Systems, nach dem die betrachtete Eigenschaft des Systems überwiegend konstant bleibt (Bear, 1972). Nach Prüfung des REV kann das Kluftsystem eventuell durch ein äquivalentes poröses Kontinuum ersetzt werden (Pankow et al, 1986; Neuman, 1987), welches eine großräumige Modellierung der hydraulischen Höhen, des Strömungsvolumens sowie der allgemeinen Strömungsrichtungen im Karstgebiet bzw. im Kluftsystem ermöglicht (Dufresne & Drake, 1999; Scanlon et al., 2003), obwohl eine genaue Modellierung von Transportvorgängen dabei noch immer problematisch ist.

Für die Modellierung der Grundwasserströmung und Stofftransports stehen zurzeit verschiedene Methoden zur Verfügung. Die Methoden haben eigene Vorteile und Einschränkungen. Eine der einfachsten Methoden ist das „*Lumped Parameter Model*“, das auch „*Black Box Model*“ bezeichnet wurde. Bei dieser Methode ist die räumliche Dimension in den mathematischen Gleichungen weggelassen worden; daher müssen lediglich lineare gewöhnliche Differentialgleichungen gelöst werden. In diesem Fall geht das Kluftsystem davon aus, dass es sich wie ein äquivalentes poröses Medium verhält. Ein solches Modell stellt im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und simulierten Daten dar (Yurtsever & Payne, 1986; Wanakule & Anaya, 1993; Barrett & Charbeneau, 1996; Zhang et al., 1996). Die Vorteile beim Einsatz der Methode „*Lumped Parameter Model*“ sind, dass die Datenanforderungen minimal und die Modellrechnungen relativ schnell sind. Ein Nachteil ist der Mangel an Informationen über die räumliche Variabilität der hydraulischen Höhe, Fließrichtung und -geschwindigkeit.

Als Alternative kann ein „*Distributed Parameter Model*“ genutzt werden. Bei dieser Methode sind detaillierte Informationen über die räumliche Variabilität von Parametern bezüglich der Strömungsverhältnisse erforderlich. Für äquivalentes poröses Medium lässt sich ein „*Distributed Parameter Model*“ in Einzelkontinuums- und Doppelkontinuumsansätze unterteilen. Einzelkontinuumsmodelle sind bereits bei der Untersuchung vieler Grundwasserleiter zur Modellierung der regionalen Grundwasserströmungsverhältnisse verwendet worden und die resultierenden Ergebnisse wiesen genügend hohe Güte auf (Ryder, 1985; Kuniansky, 1993; Teutsch, 1993; Angelini & Dragoni, 1997; Keeler & Zhang, 1997; Greene et al., 1999; Larocque et al., 1999). Andere Studien ergaben allerdings, dass ein Einzelkontinuumsansatz zur Modellierung regionaler Strömungsverhältnisse in hoch verkarsteten Grundwasserleitern unzureichend ist (Teutsch, 1993; Keeler & Zhang, 1997). Auch für äquivalentes poröses Medium wurde ein Doppelkontinuumsmodell von Teutsch (1993) verwendet, um Quellschüttungen, Grundwasserspiegelschwankungen und einige Tracerdurchbruchkurven in einem mäßig bis stark verkarsteten Aquifersystem in Süddeutschland zu modellieren. Dabei gibt ein Kontinuum eine mäßig verkarstete Aquiferzone (mit Diffusion, geringer Leitfähigkeit und hohem Speicherkoeffizienten) wieder, während das andere Kontinuum eine stark verkarstete Zone (mit hoher Leitfähigkeit und geringem Speicherkoeffizienten) repräsentiert. Wasseraustausch und Querstrom zwischen beiden Kontinua werden durch Gleichungen mit Austauschoeffizienten beschrieben. In beiden Kontinua wird laminare Strömung angenommen. Dieser Modellansatz wurde auch verwendet, um die hypothetische Schutzzone von öffentlichen Trinkwasserbrunnen in einem Karstsystem in Florida abzugrenzen (Knochemus & Robinson, 1996). Dieser Doppelkontinuumsansatz hat Ähnlichkeiten mit Methoden bzw. Doppelporositätsansätzen in der Ölindustrie (Warren & Root, 1963). Darüber hinaus wurde auch „*Discrete Fracture Approach*“ zur Strömungsmodellierung in hoch verkarsteten Aquifersystemen vorgeschlagen; allerdings sind dabei Informationen über die Lage, die Geometrie und die hydraulischen Eigenschaften jeder Diskontinuität (deterministisches Kluftmodell) oder über die statistischen Eigenschaften des Kluftsystems (stochastisches Kluftmodell) erforderlich. Aufgrund der

großen Datenanforderungen lässt sich eine effektive Verwendung des „*Discrete Fracture Approach*“ prinzipiell auf die Modellierung lokaler Aquifersysteme beschränken.

Die Auswahl einer geeigneten Methode zur Modellierung der Strömungsverhältnisse und des Stofftransports in einem Karstgrundwasserleiter ist von mehreren Faktoren abhängig. Diese lauten: (1) der Verkarsungsgrad, (2) das Ziel der Modellierung, (3) die Verfügbarkeit verschiedener Datentypen und (4) die Verfügbarkeit benötigter Software Codes. (1) Karstgrundwasserleiter lassen sich entweder als Leiter mit dominierender Diffusion oder dominierender Kanalströmung klassifizieren. Teutsch (1993) hat die Strömungsverhältnisse durch ein „*Distributed Parameter Model*“ in einem äquivalenten porösen Grundwasserleiter simuliert, in dem der Diffusionsprozess überwiegt. Solche Modellierungsmethoden sind auch für Systeme dominierender Kanalströmung geeignet, sofern die Kanäle relativ regelmäßig verteilt und hydraulisch gut miteinander verbunden sind. Des Weiteren haben Quinn et al., (2006) eine Methode zur Modellierung einer Kombination beider Strömungstypen für komplizierte Karstsysteme entwickelt. Viele Hydrologen haben bemerkt, dass karbonatische (Karst-)Grundwasserleiter untereinander ähnliche Strukturen aufweisen und die Klassifizierung in entweder diffusions- oder kanaldominierte Strömung durch das Fehlen eines ausgeglichenen Strömungsmodells für diese Grundwasserleiter ungenügend ist. Bei Forschungen, in denen Brunnenströmungen untersucht werden, lassen sich die Grundwasserleiter als überwiegend durch Diffusion geprägte Systeme klassifizieren, während Forschungen, die sich auf Quellschüttungen konzentrieren, für Grundwasserleiter von dominierender Kanalströmung ausgehen (Davies et al., 1992). (2) Das Ziel der Modellierung spielt eine entscheidende Rolle bei der Wahl der Modellierungsmethode. Für gewöhnlich umfassen die Ziele beispielsweise die Bewertung regionaler Grundwasserströmungsverhältnisse für Wassermanagement, die Analyse des Schadstofftransports aus punktuellen und diffusen Quellen sowie die Beurteilung der Anfälligkeit für Kontaminationen in Grundwasserleitern. Barrett & Charbeneau (1996) haben „*Distributed Parameter Model*“ und „*Lumped Parameter Model*“ verwendet, um regionale Strömungsverhältnisse und diffusen Schadstofftransport im äquivalenten porösen Medium zu modellieren. Der Doppelkontinuumsansatz des „*Distributed Parameter Model*“ wurde auch in äquivalentem porösen Medium zur Modellierung des Tracertransports und Schadstofftransports verwendet; solche Modelle erfordern aber ausführliche Informationen über die Lage unterirdischer Kanäle, die oft schwer zu erfassen ist. (3) Die Wahl einer geeigneten Modellierungsmethode wird auch von der Datenverfügbarkeit begrenzt. In manchen Fällen stehen nur Informationen über Quellschüttungen zur Verfügung (Angelini and Dragoni, 1997), während für andere Standorte detaillierte Informationen beispielweise über Quellschüttungen, synoptische Wasserstände, Zeitreihen von Wasserständen, Ergebnisse von Tracerversuchen zur Abgrenzung des Kanalsystems, Fließgeschwindigkeiten und chemische Eigenschaften verfügbar sind (Teutsch & Sauter, 1991). (4) Auch die Verfügbarkeit der numerischen Codes bzw. Programme kann sich auf die Wahl der Methode auswirken. Einige numerische Codes

haben die Simulation turbulenter Strömung bei der Modellierung von Karstgenese übernommen, allerdings ist es nicht möglich, turbulente Strömung in Karstsystemen in einer regionalen Skala zu simulieren.

2.4 Gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse in Kluffgestein

2.4.1 Grundkonzept gekoppelter Sickerwasser-Stabilitätsanalyse

Im Gebirgsbereich können die Errichtungen von Bauwerken zur Wasserhaltung wie z.B. Talsperren und Dämmen in die natürlichen Zustände der benachbarten Talhänge eingreifen. Das Beckenwasser wird als einer der wichtigsten Einflussfaktoren auf die Hangstabilität angesehen. In der Regel hat das Wasser im Reservoir drei Auswirkungen: (1) Das Beckenwasser induziert statischen Wasserdruck als die stabilisierende Last am Böschungsfuß. (2) Ein Versickerungsvorgang induziert die Strömungskräfte, die auf der Wasserseite in die Böschung hinein gerichtet sind und somit stabilisieren, während auf der Landseite aus der Böschung gerichtete Kräfte für eine Destabilisierung sorgen. (3) Drittens führen die erzeugten Auftriebskräfte zu einer Zunahme des Kluft- und Porenwasserdrucks in der Böschung, wodurch die effektiven Spannungen in den Trennflächen bzw. im porösen Medium reduziert werden können. Effektive Spannung wurde zunächst von Terzaghi (1923) durch die totale Normalspannung und den Porenwasserdruck definiert (Glg. 2.14), um die Konsolidierungsprobleme im Lockergestein zu erklären. Die Theorie nach Terzaghi war das erste effektive Mittel zur Analyse der gekoppelten Wirkung von Strömung und Deformation in einem gesättigten porösen Medium. Danach wurde diese Theorie von Biot (1941) weiter modifiziert.

$$\sigma_f' = \sigma_{tot} - u \quad (2.14)$$

Nach dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium lässt sich die Scherfestigkeit durch die effektive Kohäsion c' , den effektiven Reibungswinkel φ' und die effektive Normalspannung σ_f' mit der folgenden Formel beschreiben:

$$\tau_f' = \sigma_f' \cdot \tan\varphi' + c' = (\sigma_{tot} - u) \cdot \tan\varphi' + c' \quad (2.15)$$

Diese Geradengleichung der sogenannten „Bruchgeraden“ oder „Coulombschen Schergeraden“ lässt sich im Mohr'schen Diagramm darstellen, in dem jede Spannungsbedingung unter der Geraden im elastischen Bereich sicher ist. Sobald der Spannungszustand die Linie berührt, tritt Scherung auf, und es entstehen plastische Verformungen (Abb. 2.3). Im Mohr'schen Diagramm wird ersichtlich, dass sich die Scherfestigkeit τ_f' mit einer Reduktion der effektiven Normalspannung σ_f' verringert, sodass die „Coulombsche Schergerade“ den Spannungskreis schneiden kann und ein Versagen des Gesteinskörpers eintritt.

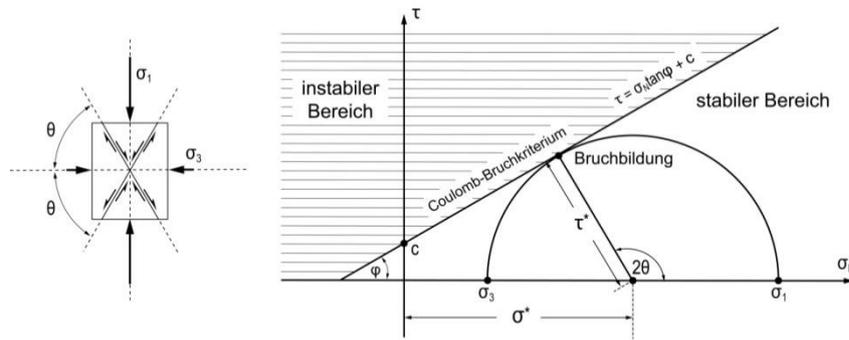


Abb. 2.3: Zweidimensionale Darstellung des Coulomb-Bruchkriteriums in einem Mohr-Diagramm

Die gekoppelten hydromechanischen Verhalten in einer Kluft werden meist mit konstitutiven Modellen als Funktion der Normalspannung σ beschrieben. Aufgrund der Schwierigkeiten in der Entwicklung von Messgeräten für Labormessungen bei Scherversuchen sind nur wenige Modelle mit Scherspannungen zur Beschreibung des hydromechanischen Verhaltens in Trennflächen erstellt worden (Makurat et al., 1990; Olsson & Barton, 2001). Zur Beschreibung der Strömung in einer Kluft wurde häufig das parallele Plattenmodell nach dem „kubischen Gesetz“ verwendet (siehe Glg. 2.11), das von Witherspoon et al. (1980) modifiziert wurde, um die gekoppelte Strömungs- und Deformationsprozesse in einer Kluft unter einer Normalspannung zu beschreiben:

$$Q = -\frac{1}{\mu} \frac{(b_{hi} + f\Delta U_n)^3}{12} \cdot \nabla(p + \rho g z) \quad (2.16)$$

mit

$$b_h = b_{hi} + f\Delta U_n \quad (2.17)$$

Hierbei ist b_{hi} die initiale hydraulische Öffnungsweite unter initialer effektiver Spannung, f ein Faktor, der den Einfluss der Rauigkeit auf die Strömungswandung wiedergibt. Dieses Gesetz verknüpft die hydraulische Öffnungsweite b_h mit der Normalverschiebung U_n in einer Kluft und ist durch zahlreiche Laborversuche überprüft und validiert worden (Witherspoon et al, 1980; Detournay, 1980; Alvarez et al., 1985).

Die Verschiebungen in einer Kluft werden durch eine Änderung der effektiven Spannung, die auf die Kluft wirkt, induziert. Die Beziehung zwischen Spannung und der Verschiebung in einer Kluft ist durch zahlreiche mechanische Stoffgesetze beschrieben worden (z.B. Goodman, 1970; Goodman, 1974; Barton et al, 1985). Die meist grundlegende Beziehung zwischen einer Änderung der Normal- und Scherverschiebung (U_n und U_s) und einer Veränderung der effektiven Normal- und Scherspannung (σ'_n und σ'_s) wurden durch lineare Gleichungen beschrieben (Goodman, 1970):

$$\Delta\sigma'_n = k_n \Delta U_n \quad (2.18)$$

$$\Delta\sigma'_s = k_s \Delta U_s \quad (2.19)$$

Dabei sind k_n und k_s jeweils die Normal- und Schersteifigkeit. Darauf aufbauend hat Goodman (1974) die erste nicht-lineare Modellgleichung mit einer hyperbolischen Form wie folgt formuliert:

$$\Delta U_n = \frac{\sigma'_{ni}}{k_{ni}} \left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n} \right) \quad (2.20)$$

Hierbei sind k_{ni} und σ'_{ni} jeweils die initiale Normalsteifigkeit und die initiale effektive Normalspannung bei einer initialen Referenzbedingung.

Ein vollständiges, hydromechanisch gekoppeltes Modell kann von einem Strömungsgesetz in der Kluft (z.B. vom kubischen Gesetz, detailliert siehe Abschnitt 2.3.1) und einem mechanischen Stoffgesetz abgeleitet werden, mit denen die Normalverschiebung U_n mit der effektiven Normalspannung σ'_n verknüpft werden kann, damit eine direkte mathematische Beziehung zwischen der Durchlässigkeit einer Kluft und der effektiven Normalspannung hergestellt werden kann. Beispielsweise wurde eines der aktuellsten gekoppelten Modelle von Rutqvist (1995) erzeugt, der die nicht-lineare Modellgleichung (Glg. 2.20) von Goodman (1974) mit den Gleichungen 2.13 und 2.17 kombinierte, woraus folgendes hydromechanisches Modell abgeleitet wurde:

$$K_f = \frac{\rho g}{12\mu} \left[b_{ni} + f \frac{\sigma'_{ni}}{k_{ni}} \left(1 - \frac{\sigma'_{ni}}{\sigma'_n} \right) \right]^2 \quad (2.21)$$

In Gleichung 2.21 wird deutlich, dass die initiale hydraulische Öffnungsweite, die initiale Normalsteifigkeit und die initiale Spannung wichtige Faktoren darstellen, um eine Beziehung zwischen Spannung und Durchlässigkeit in einer Kluft zu definieren.

2.4.2 Numerische Modellkonzepte zur Untersuchung der Böschungstabilität

Die Böschungstabilität ist eine bedeutende Problematik in der Geotechnik, welche allgemein anerkannt ist. Prinzipiell gibt es viele Faktoren, die sich auf die Böschungstabilität auswirken, wie z.B. die Materialeigenschaften, die Verteilung der Trennflächen, die Sickerwasserströmung usw. Bezüglich der Untersuchung von Böschungen existiert eine Reihe von Berechnungsverfahren, die sich in analytische und numerische Verfahren einteilen lassen. Analytische Verfahren dienen lediglich dem alleinigen Nachweis der Standsicherheit, während mit Hilfe numerischer Methoden das Deformationsverhalten sehr komplexer Hangsituationen analysiert werden kann.

Analytische Methoden zum Nachweis von Böschungsversagen erfolgen über kinematischen Verfahren. Der Grundgedanke ist, zu untersuchen, ob eventuelle Versagenskörper unter Berücksichtigung möglicher Widerstände ein stabiles Gleichgewicht aufweisen. Die Verfahren werden deshalb auch als Grenzgleichgewichtsmethoden bezeichnet. Für die Stabilitätsanalyse von Felsböschungen können Grenzgewichtsmethoden wie Bishop's Methode (Bishop, 1955), Janbu's vereinfachte Methode (Janbu, 1954) oder weiter

entwickelte Methoden mit Annahmen bezüglich der Neigung und Position von Zwischenschichtkräften (Spencer, 1967) verwendet werden. Diese Grenzgleichgewichtsmethoden sind an vielen Beispielen geprüft worden, sodass sie trotz ihrer Einschränkungen überzeugende Ergebnisse liefern können. Um jedoch die potentielle Gleitfläche mit Grenzgleichgewichtsmethoden zu identifizieren, müssen eine Reihe von Gleitflächen zur Berechnung der Sicherheitsfaktoren vorgegeben werden, woraufhin die Lage, die einen minimalen Sicherheitsfaktor zeigt, als endgültige Gleitfläche der Böschung anerkannt wird (Baker, 1980). Nachteil dabei ist, dass der mit einer Grenzgleichgewichtsmethode berechnete Gleitkörper auf die zufällig angenommenen Gleitflächen begrenzt ist.

Im Vergleich zu analytischen Verfahren rücken numerische Methoden für felsmechanische, insbesondere für hydromechanische Fragestellungen immer weiter in den Vordergrund. Seit vielen Jahren sind zahlreiche numerische Modellierungen zur Beschreibung des hydromechanischen Verhaltens in der Bodenmechanik, besonders für die Analyse von Konsolidierungsproblemen bezüglich der Fundamentstabilität, verwendet worden. Obwohl in den vergangenen Jahren auch umfangreiche Forschungs- und Entwicklungsarbeit für eine gekoppelte Analyse (inkl. Temperatureffekt) in Kluffgesteinen geleistet wurde, entwickeln sich die praktischen Anwendungsmöglichkeiten der gekoppelten Methode in der Felsmechanik nur langsam. Eine sehr ausführliche Zusammenfassung aller numerischen Verfahren im Bereich der Felsmechanik wurde von Jing (2003) erarbeitet. Zu den am häufigsten angewandten numerischen Modellkonzepten im Bereich der Felsmechanik, die denen für Strömungsmodellierungen (siehe Abschnitt 2.3.2) ähneln, zählen (Jing & Hudson, 2002): (1) Kontinuumsmodelle wie die Finite-Elemente-Methode (FEM), die Finite-Differenz-Methode (FDM) und die Randelementmethode (REM), welche zunehmend für die Stabilitätsanalyse in Fällen verwendet werden, in denen die Versagensmechanismen der Böschung nicht von diskreten Diskontinuitäten kontrolliert werden; (2) Diskontinuumsmodelle wie die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) und die Discrete Fracture Network (DFN); und (3) Hybrid-Modelle, welche Kontinuums- und Diskontinuumsmodelle miteinander kombinieren.

Die numerischen Methoden der Kontinuumstheorien beschreiben das hydromechanische Verhalten des intakten Gesteins und dessen Diskontinuitäten ohne explizit die einzelnen Verformungsprozesse entlang der Klufflächen zu berücksichtigen. Die einzelnen hydromechanischen Prozesse eines geklüfteten Körpers werden somit durch ein repräsentatives Elementarvolumen (REV) homogenisiert. Die gemittelten Spannungen und Verformungen innerhalb des REV resultieren somit sowohl aus der Deformation des intakten Gesteins als auch aus der auf den Bruchflächen auftretenden Verformung. Kontinuumsmodelle werden bevorzugt eingesetzt, wenn sich das Betrachtungsgebiet aus wenigen Diskontinuitäten zusammensetzt und wenn keine erheblichen Klufföffnungen vorkommen (Jing & Hudson, 2002). Dazu wurde eine Methode zur Bestimmung der äquivalenten elastischen Eigenschaften von Kluffgestein von Min & Jing (2003) durch eine explizite Darstellung stochastischer Kluffsysteme entwickelt. Dabei wurden die

Voraussetzungen für die Anwendung des äquivalenten Kontinuumsansatzes zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von geklüfteten Felsmassen untersucht.

Die numerischen Methoden der Diskontinuumstheorien streben die direkte Behandlung der Diskontinuitäten und eine realitätsnahe Simulation des mechanischen Verhaltens geklüfteter Gesteine an. Die DEM im Bereich der Diskontinuumstheorien verfügt über ein großes Anwendungsspektrum in der Felsmechanik. Eine ausführliche Darstellung von Anwendungsbeispielen mit Auflistung von Literaturstellen wurde von Sharma et al. (1999) und Jing & Stephansson (2007) gegeben. Die DFN Methode findet häufig Verwendung, um äquivalente hydraulische und mechanische Parameter für ein äquivalentes Kontinuumsmodell zu erheben (Long et al., 1982) sowie das Fließverhalten in Kluffsystemen zu untersuchen, die nicht durch äquivalente Kontinuumsmodelle simulierbar sind.

Hybrid-Modelle setzen sich aus einer Kombination von Kontinuums- und Diskontinuumsmodellen zusammen. Davon werden die Hybriden FEM/REM, DEM/REM und FEM/DEM am häufigsten verwendet. Beispielsweise haben Wei & Hudson (1998) eine Kombination der DEM, der DFN Methode und der REM zur Untersuchung des hydromechanischen Verhaltens von Kluffgestein eingesetzt. Eine weitere detaillierte Zusammenfassung aller Hybrid-Modelle wird von Jing & Hudson (2002) gegeben.

2.4.3 Zeithistorische Studien über Sickerwasser-Stabilitätsanalyse

In der Geschichte sind eine Anzahl von Erdbeben durch Befüll- und Entleerungsoperationen von Reservoirs ausgelöst worden (Schuster, 1979; Kenney, 1992; Schuster & Wieczorek, 2002; Zhu et al., 2011). Die Auswirkungen von Sickerwasser auf die Stabilität der Böschungen, die teilweise unter Wasser stehen, sind von mehreren Faktoren wie z.B. den Materialeigenschaften (gesättigte und ungesättigte Permeabilität), der Böschungsgeometrie, der initialen Verteilung der Porenwasserdrücke, der Entleerungsrate sowie des Anfangs- und Endniveaus des Beckenwasserspiegels abhängig. Die Bedeutung der Wasserspiegelschwankungen im Reservoir für die Böschungsstabilität wurde von Jones et al. (1961) hervorgehoben, die die Frequenz von Erdbeben im Zeitraum 1941-1953 an der Grand-Coulee-Talsperre analysiert haben. Sie fanden heraus, dass etwa 50 % der Erdbeben während der Befüllung und etwa 30 % während der Entleerungen auftraten. Schnelle Wasserspiegelabsenkung ist eine der schlimmsten Situationen für die Stabilität von Böschungen mit geringer Durchlässigkeit. Aus diesem Grund hat Morgenstern (1963) einige Stabilitätscharts zusammengestellt, um die Veränderung des Sicherheitsfaktors für Bodenböschungen, die einer schnellen Wasserspiegelabsenkung unterliegen, zu prognostizieren sowie zu zeigen, wie stark der Sicherheitsfaktor abnehmen kann, wenn keine oder nur geringe Verluste des Porenwasserdrucks während einer Wasserspiegelabsenkung auftreten. Desai (1977) arbeitete darüber hinaus auch Richtlinien und Charts zur Analyse und Gestaltung von Böschung und Flussufern bei transienten Wasserspiegelabsenkungen aus. Er kombinierte die FEM mit der modifizierten

schwedischen Kreismethode (Jeng, 1974), um die Lage des zeitabhängigen Wasserspiegels zu bestimmen sowie den entsprechenden Sicherheitsfaktor der Böschung während und nach einer Wasserspiegelabsenkung zu berechnen.

Kenney (1992) untersuchte die hydrogeologischen Mechanismen, die die Auswirkungen der Wasserspiegelschwankungen auf die Böschungstabilität beschreiben. An Ufern mit geringer Durchlässigkeit führt die Erhöhung des Wasserspiegels zu einer Zunahme des Sicherheitsfaktors. Umgekehrt nimmt der Sicherheitsfaktor an Ufern mit höherer Durchlässigkeit im Laufe einer Erhöhung des Wasserspiegels bis zum Erreichen eines theoretischen Minimalwerts ab, der dem „*critical reservoir level*“ entspricht. Für weitere Aufstauung über diesen „*critical reservoir level*“ beginnt die Böschungstabilität zu steigen (Kenney, 1992). Dieser „*critical reservoir level*“ wurde von anderen Autoren auch als „*critical pool level*“ definiert (Lane and Griffiths, 1997; Bromhead et al., 1999; Michalowski, 2009), der mit dem Beckenwasserspiegel übereinstimmt, bei dem der Sicherheitsfaktor als Folge der fortschreitenden Wasserfüllung den Minimalwert erreicht. Offensichtlich ist der Minimalwert des Sicherheitsfaktors für reale Böschung gleich 1, was dem Grenzgleichgewichtszustand unmittelbar vor dem Versagen entspricht. Aus diesem Grund tritt in vielen tatsächlichen Böschungen, die teilweise unter Wasser stehen, eine weitere theoretische Zunahme des Sicherheitsfaktors nicht auf, weil der Versagenszustand der Böschung bereits während der initialen Wasserfüllung erreicht wird.

Lane and Griffiths (2000) untersuchten die Verwendung von FEM zum Erstellen von Betriebsdiagrammen, die für reale Strukturen anwendbar sind. Liao et al. (2005) ermittelten die Beziehungen zwischen Böschungstabilität, hydraulischer Durchlässigkeit und Absenkungsrate des Wasserspiegels durch numerische Berechnung. Sie fanden heraus, dass während der Wasserspiegelabsenkung eine geringere Durchlässigkeit im Gebirgskörper und/oder eine höhere Absenkungsrate zu einer Abnahme der Böschungstabilität führen können. Zhan et al. (2006) bestätigten die Bedeutung der Veränderung des Wasserstandes auf die Böschungstabilität, welche eine entscheidende Rolle durch die Veränderung des Porenwasserdrucks in gesättigter Böschungszone und durch die stabilisierende Last des Beckenwassers spielt. Zangerl et al. (2010) legten Ergebnisse der Untersuchungen über die Einflüsse von Wasserstandsschwankungen auf einen tiefsitzende Felssturz vor, der sich über dem Gepatsch-Stausee in den österreichischen Alpen befindet. Sie fanden heraus, dass die Verformungsraten der Böschung eine saisonale Schwankungen aufzeigten, die mit Beckenwasserspiegeln, Absenkungsbedingungen und mit induziertem Beschleunigungspeakwert beim niedrigsten Wasserstand korrelieren können.

Die Vajont-Rutschung in Norditalien am 9. Oktober 1963 ist eine bedeutende und wertvolle Fallstudie zur Entwicklung der Kenntnisse über Rutschungen an großer Felsböschung und den Einfluss des Reservoirs auf die Stabilität der benachbarten Talhänge. Zahlreiche Studien sind somit über die Vajont-Rutschung im Hinblick auf verschiedene Aspekte durchgeführt worden (Nonveiller, 1967; Müller, 1968; Petley & Petley,

2006; Alonso & Pinyol, 2010; Paronuzzi et al., 2013). Paronuzzi et al. (2013) haben die Vajont-Rutschung mit gekoppelter Sickerwasser-Stabilitätsanalyse im Detail untersucht, um den Einfluss des Reservoirbetriebs (zyklische Füllung und Entleerung) auf die Stabilität der Talhänge des Monte Toc zu prüfen. Es wurde eine zeitliche Veränderung des Sicherheitsfaktors während des Betriebs rekonstruiert. Die Ergebnisse der gekoppelten Sickerwasser-Stabilitätsanalyse zeigen, dass die Durchlässigkeit der Ufermaterialien und die Füllungs- und Entleerungsrate die Böschungsstabilität stark beeinflussen können. Eine geringe Absenkungsrate des Wasserspiegels im Reservoir ist eine mögliche Maßnahme, um das Auftreten niedriger Sicherheitsfaktoren zu reduzieren.

3 Standortbeschreibung und Felduntersuchungen

3.1 Genereller Überblick über das Arbeitsgebiet

Die STADTWERKE ULM/NEU-ULM ENERGIE GMBH (SWU) und die EDUARD MERKLE GMBH & CO. KG haben etwa 4 km östlich des Blautopfs in Blaubeuren den Bau eines Pumpspeicherkraftwerks (PSW) geplant. Das PSW soll bei einem bewirtschaftbaren Wasservolumen von 1,1 Mio. m³ und bei einer Fallhöhe von ca. 170 m eine Leistung von ca. 70 MW besitzen. Der vorgesehene Unterbeckenstandort des PSW liegt im Weiler Altental am Südrand des Blautals innerhalb des Steinbruchs „Michelreibershalde“ der FA. E. MERKLE und dessen naher Umgebung. Erstmals in der Bundesrepublik sieht die zur Genehmigung stehende Planung als Vorzugsvariante vor, das Unterbecken in einem aufgefahrenen Kalksteinbruch ohne technische Abdichtung der Beckensohle und –flanken im Niveau des Grundwasserleiters zu errichten.

Zur Schaffung des Beckenvolumens soll der bestehende Kalksteinbruch mit den hochqualitativen Rohstoffen („Ulmer Weiß“) durch Trockenabbau bis ca. 10 m unterhalb des Grundwasserspiegels eingetieft werden. Die geplante Sohle des Unterbeckens liegt mit ca. 490 m ü. NN etwa 10 m unterhalb des ungestörten Grundwasserspiegels. Bis auf dieses Niveau wird das natürliche Grundwasser durch die Wasserhaltungsmaßnahmen während der Bauphase abgesenkt werden. Im Betrieb wird der Wasserstand im Unterbecken dann regelmäßig mit der Befüllung und Entleerung schwanken, wobei mit einem maximalen Stauziel bei 506 m ü. NN und einem minimalen Beckenwasserspiegel von 492 m ü. NN gerechnet wird. Der Beckenwasserspiegel wird damit im befüllten Zustand etwa 4,5 m oberhalb und nach einer kompletten Beckenentleerung etwa 9,5 m unterhalb des mittleren natürlichen Grundwasserspiegels liegen. Wegen der überregionalen Bedeutsamkeit des Blautals mit dem unweit gelegenen Blautopf und seiner hohen Schutzwürdigkeit als Natura 2000-Kulisse sowie bestehender Brunnen einer öffentlichen Trinkwasserversorgung sind vor allem die Planungen des Unterbeckens und deren hydrogeologische und geoökologische Auswirkungen auf das Blautal von besonderer Bedeutung. Im Ergebnis der raumordnerischen Genehmigung war seitens der Behörden beauftragt worden, dass das geplante Vorhaben keine hydraulischen Auswirkungen auf das unmittelbar nördlich gelegene Blautal nach sich ziehen darf. Sollten diese zu erwarten sein, sind technische Maßnahmen zur Begrenzung der Auswirkungen auf den südlichen Blautalrand zu ergreifen.

Des Weiteren wird das Unterbecken nach seiner Fertigstellung im Osten von einer 85 m hohen, steil geböschten Felswand begrenzt. In Abb. 3.1 ist ein Zwischenzustand der Felswand am 30.04.2013 dargestellt. Die Standsicherheit für diesen Bereich muss auch im Rahmen dieser Arbeit anhand einer detaillier-

ten ingenieurgeologischen Aufnahme des vorhandenen Trennflächensystems untersucht werden. Dabei werden aufgrund der regelmäßigen Schwankungen des Beckenwasserspiegels während der Betriebszeiten zusätzlich der Wasserdruck und prognostizierte Sickerwasserströmungen im unteren Abschnitt der Böschung berücksichtigt. Sollte eine ausreichende Sicherheit nicht gewährleistet werden können, müssen entsprechende Sicherungsmaßnahmen zur Erhöhung der Böschungsstabilität vorgeschlagen werden.



Abb. 3.1: Aufschluss des untersuchten Kluftsystems besteht aus der Ostböschung vom Steinbruch „Michelreibershalde“, Bild aufgenommen am 30.04.2013

3.2 Spezielle Geologie im Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet befindet sich auf dem südöstlichen Rand der Schwäbischen Alb, im Übergangsbereich zum nordalpinen Molassebecken. Die Schwäbische Alb ist eine SW-NE verlaufende Schichtstufe des süddeutschen Schichtstufenlandes. Die Schwäbische Alb lässt sich vom Liegenden zum Hangenden in die Serien Schwarzer Jura (Unterjura), Brauner Jura (Mitteljura) und Weißer Jura (Oberjura/Malm) untergliedern. Diese Namensgebung erfolgte entsprechend der Gesteinserscheinung bzw. –zusammensetzung. Während der Scharze Jura vor allem durch dunkle Tonmergel, Mergel und dunkelgraue Kalksteinbänke aufgebaut wird, sind die typischen hellgrauen bis fast weißen Kalksteine ein Charakterikum des Weißen Juras. Der dazwischenliegende Braune Jura ähnelt dem Schwarzen Jura, zeichnet sich aber durch häufig eingeschaltete Sandsteinformationen aus (Geyer, Gwinner, 2011).

Durch die erosive Wirkung der Blau, der Schmiech und der Donau wird die Schwäbische Alb im Bereich zwischen Ulm, Blaubeuren und Allmendingen von der restlichen Alb getrennt und bildet dort die Hochebene „Hochsträß“. Die ursprünglich durch das heutige Blautal fließende Donau initiierte diese Abtrennung, verlagerte sich später aber in ein Flussbett südlich des Hochsträß. Somit wird diese Hochebene derzeit nördlich vom Blautal, westlich vom Schmiechtal und südöstlich vom Donautal begrenzt (Baier, 2009; Bock et al., 2011). Die geologischen Standortverhältnisse sind in Abb. 3.2 dargestellt. Im Bereich

des Blautals stehen neben fluviatilen Talfüllungen der Blau bzw. dem rißeiszeitlichen Donauschotter und gleichaltrigen Verwitterungsbildungen der Festgesteine ausnahmslos karbonatische Gesteine des Malm (Weißer Jura) an. Die Lockersedimente sind im Blautal mit wechselnder Lithologie abgelagert. Die abgeteufte Bohrungen zeigen im Wesentlichen eine Wechselfolge von Kies und Schluff mit variierenden Beimengungen von Sand und/oder Ton. Die Gesamtmächtigkeit der Lockersedimente beträgt bis zu 30 m.

Im Liegenden und nördlich sowie südlich der Talsedimente steht, abgesehen von geringmächtigen quarzären Talfüllungen, der Massenkalk des Weißen Juras an (Kartenblatt 7524 Blaubeuren, 1989). Die Kalksteinfolge insgesamt fällt generell flach in Richtung Südosten ein, wobei lokal stark variierende Einfallrichtungen und -winkel zu beobachten sind. Die Massenkalksteine des Weißen Jura lassen sich in die beiden Hauptfaziestypen „Normalfazies“ und „Massenkalkfazies“ unterteilen, wobei erstere durch wohlgebankte Kalksteine und Kalkmergelsteine aufgebaut wird, die sich in den Rinnen und Becken der, un- deutlich bis oftmals gar nicht gebankten, „Massenkalkfazies“ abgelagert haben (Gwinner, 1976). In den Untersuchungsbohrungen wurde zwischen 380 und 450 m ü. NN überwiegend die „Massenkalkfazies“ mit becher- und tellerartigen Schwammstrukturen angetroffen, die des Öfteren von dünnen Mergellagen unterbrochen werden. Ab 450 bis 500 m ü. NN gehen die massigen Einheiten in mittel- bis dickbankige, cremefarbene bis weiße Kalksteine über, die nur noch gelegentlich von Riffstrukturen unterbrochen werden. Des Weiterhin lassen sich die Charakteristika des Massenkalks in einer Reihe geologischer Strukturen an der Ostwand des Steinbruchs „Michelreibershalde“ wieder finden (Abb. 3.1). Insbesondere im, durch das schonende Schießen besonders detailliert aufgeschlossenen, oberen Wandabschnitt können daher Aussagen über die stratigraphische und fazielle Einordnung des Aufschlusses gemacht werden. Dominiert wird der Aufschluss durch den Anschnitt zweier domartiger Massenkalk-Strukturen, die sich in der Mitte sowie im Süden des Aufschlusses von der untersten Sohle bei ca. 500 m ü. NN bis auf etwa 555 m bzw. 570 m ü. NN im obersten Wandabschnitt zu erstrecken scheinen. Stratigraphisch können diese mit dem Malm der gebankten „Normalfazies“ korreliert werden, welche die Rinnen zwischen den Biohermen in mittel- bis dickbankiger Ausprägung füllt. Die Bankkalksteine wurden in der Rinnenmitte annähernd horizontal abgelagert, während sie sich zu den Flanken der Biohermen hin aufsteilen und auskeilen (Abb. 3.1). Oberhalb von 555 m ü. NN finden sich, von der südlichen Großstruktur abgesehen, entlang des gesamten Aufschlusses nur noch Riffkörper, die entweder vereinzelt oder in Gruppen in der Normalfazies „schwimmen“. Diese Riffkörper sind im Anschnitt zumeist länglich bis linsenförmig und messen zwischen einem und acht Metern entlang ihrer Längsachse.

Im Bereich der Hochflächen nördlich und südlich des Blautals lagern den Massenkalken Sedimente der Unteren Süßwassermolasse auf. Deren Mächtigkeit erreicht im Bereich des Oberbeckenstandortes 46 m.

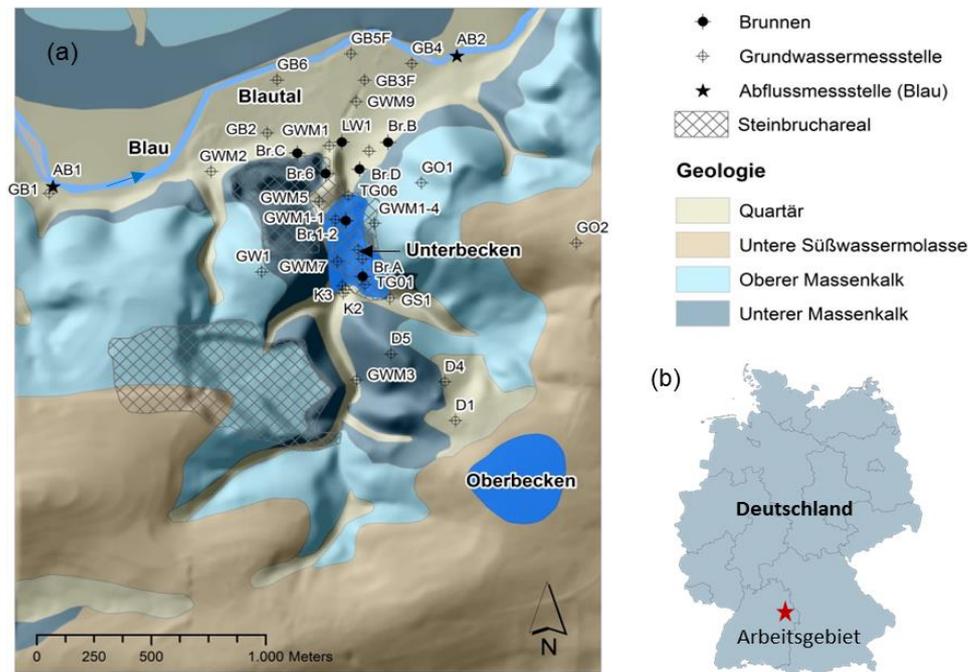


Abb. 3.2: (a) Geographischer und geologischer Überblick über das Arbeitsgebiet PSW Blautal mit ausgewählten Brunnen und Grundwassermessstellen; (b) Lage des Arbeitsgebiets in Deutschland.

3.3 Hydrogeologische Verhältnisse im Arbeitsgebiet

Die hydrogeologischen Standortverhältnisse sind durch die karbonatischen Gesteine des Malm (Weißer Jura) insbesondere oberhalb von 450 m ü. NN als mächtiger regionaler Kluft- bzw. Karstgrundwasserleiter und im Blautal durch die mehrere Meter mächtigen fluviatilen Talfüllungen der Blau als Porengrundwasserleiter geprägt (Abb. 3.3). Die Modellprognose der Grundwasserhöhen basiert auf dem Strömungsmodell, das im Rahmen der Machbarkeitsstudie im Jahre 2007 erstellt worden ist. Der Karstgrundwasserleiter ist im gesamten Arbeitsgebiet anzutreffen und wird zum Blautal zunehmend von quartären Lockergesteinen überlagert. Diese sind hydraulisch an den Karstgrundwasserleiter angeschlossen und werden durch eine vertikale Abfolge von Grundwasserstockwerken mit einer maximalen Gesamtmächtigkeit von 30 m aufgebaut. Im oberflächennahen Übergangsbereich stehen direkt nördlich des geplanten Unterbeckenstandortes steinige, tonige Schluffe an, die als Hangschutt abgelagert wurden und stellenweise bereits Einschaltungen von Terrassenkiesen aufweisen. Nach Norden in Richtung Blau findet dann der Übergang zu einer Wechsellagerung ausschließlich fluviatiler Sedimente der Blau und der Urdonau statt, in welcher die kiesigen Einheiten eine gute bis sehr gute Wasserwegsamkeit aufweisen, während die zwischengelagerten Auenlehme als Grundwassergeringleiter wirken.

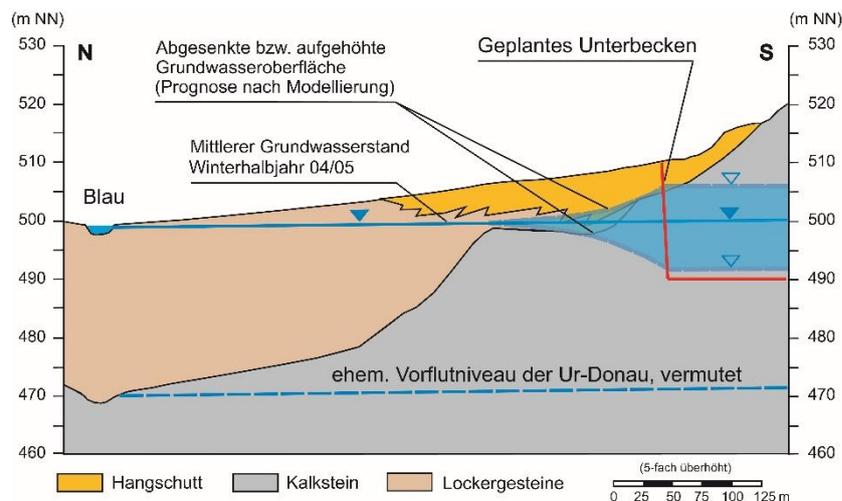


Abb. 3.3: Vereinfachtes geologisches Profil des südlichen Blautalhangs mit projektiertem Unterbeckenbereich.

Die Basis des Porengrundwasserleiters befindet sich im Blautal auf einer Höhe von etwa 470 m ü. NN. Darunter schließen sich wiederum die Unteren Massenkalksteine des weißen Jura an, deren Durchlässigkeit unterhalb von ca. 450 m ü. NN deutlich zurückgeht. Dies ist zum einen dem lithofaziellen Wechsel von gebankter, stärker geklüfteter Fazies hin zu massigen, kluftärmeren Schwamm- und Riffkarbonaten innerhalb der unteren Felsenkalksteine (Weißer Jura δ) geschuldet. Zum anderen wird davon ausgegangen, dass das Vorflutniveau der Ur-Donau maßgeblich zu einer verstärkten Verkarstung der Trennflächen im Bereich von 455 bis 480 m ü. NN geführt hat.

In den Festgesteinen außerhalb des Blautals weist das Grundwasser eine freie Oberfläche auf. Dabei ist allgemein eine hohe zeitliche Variabilität der Grundwasserstände zu beobachten. Diese ist - ebenso wie die unmittelbare Reaktion auf Niederschlagsereignisse - typisch für Karstgrundwasserleiter mit geringer Sedimentüberdeckung. Die Ergebnisse der hydrogeologischen Erkundung des Untersuchungsgebiets zeigen zudem einen deutlichen Zusammenhang zwischen den beobachteten Grundwasserganglinien der Messstellen in den Sedimenten des Blautals und denen im Karstgrundwasserleiter. Dies belegt die hydraulische Anbindung der Porengrundwasserleiter an den Festgesteinsaquifer, wobei die Grundwasseroberfläche auf Grund der gering durchlässigen Schichten in weiten Teilen des Blautals gespannt ist. Der Grundwasserstrom im Modellgebiet ist in beiden Systemen nach Norden auf die Blau als lokalen Vorfluter ausgerichtet. Die mittlere jährliche Höhenlage der Wasseroberfläche der Blau beträgt etwa 500 m ü. NN.

3.3.1 Bisherige hydraulische Untersuchungen

Zur Erkundung des Karstgrundwasserleiters wurden schon zahlreiche hydraulische Untersuchungen von Dr. Köhler & Dr. Pommerening GmbH im Rahmen des Projekts „PSW-Blautal“ durchgeführt. Insgesamt wurden 160 Auffüllversuche in 30 Bohrungen in 5-Meter-Intervallen bei fortlaufendem Bohrbetrieb

vorgenommen. Aus den Auffüllversuchen wurden die hydraulischen Durchlässigkeiten zu den getesteten 5-Meter-Abschnitten nach Al-Dhahair und Morgenstern (1969), Hvorslev (1951), sowie USDI (1990) berechnet. Die Ergebnisse aus den Auffüllversuchen spiegeln die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der morphologischen Lage der Bohrung wider. Die Bohrungen im Talbereich zeigen eine höhere Durchlässigkeit als die auf den Hochflächen der Alb. Außerdem weist der Karstgrundwasserleiter tiefenabhängig unterschiedlich durchlässige Horizonte auf (Abb. 3.4). Die gesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte oberhalb des Grundwasserspiegels sind generell deutlich geringer als die in der grundwassergesättigten Zone. Ein Mittelwert im Talbereich und Gebirgsbereich oberhalb des Grundwasserspiegels beträgt jeweils $9,1 \cdot 10^{-6}$ m/s und $1,4 \cdot 10^{-6}$ m/s. Unterhalb des Grundwasserspiegels steigt die Durchlässigkeit im Laufe der Tiefe kontinuierlich an. Zwischen 450 und 475 m ü. NN treten die höchsten Durchlässigkeiten auf, da der Gebirgshorizont ursächlich an das rißeiszeitliche Vorflutniveau der Urdonau angebunden und daher weiträumig vorhanden ist.

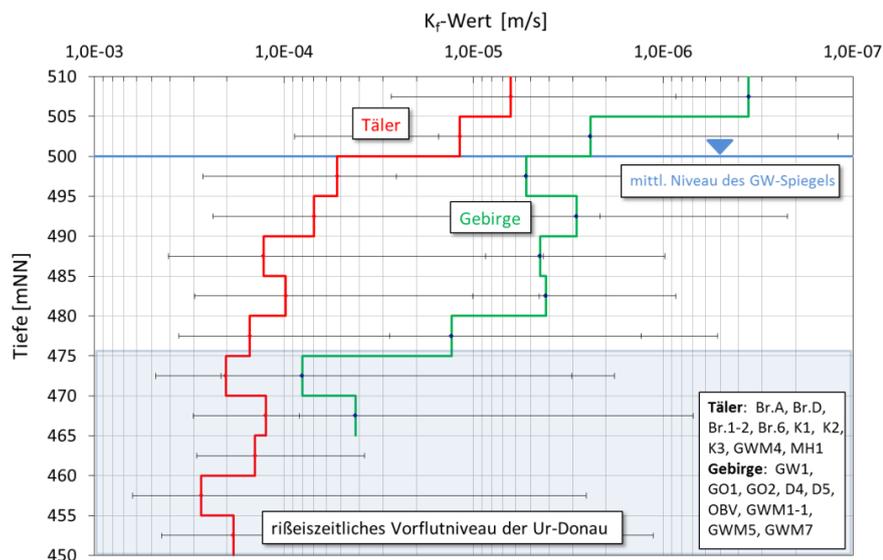


Abb. 3.4: Mittlere hydraulische Durchlässigkeitsbeiwerte und Extremwerte aus Auffüllversuchen ausgewählter Bohrungen in Tal- und Gebirgslage am Unterbeckenstandort (Neukum et al., 2014)

3.3.2 Kurzpumpversuche zur Auswertung der hydraulischen Parameter

Ergänzend zu den hydrogeologischen Standortverhältnissen erfolgen die Auswertungen der Pumpversuche an Br.A, Br.B und Br.D nach Theis (1935) und Cooper-Jacob (1946), die der weitreichenden lateralen Charakterisierung des Karstgrundwasserleiters dienen. In Abb. 3.5 sind Anfangs- und Endzeitpunkte der jeweiligen Leistungspumpversuche mit einem vertikalen Strich markiert. Bei diesen drei Pumpversuchen stehen jeweils Daten mehrerer Beobachtungsbrunnen zur Verfügung, wodurch die ortsabhängigen Eigenschaften des Grundwasserleiters an den Beobachtungsstellen bewertet werden können. An diesen Brunnen wurden Leistungspumpversuche mit jeweils drei ansteigenden Pumpraten (Phase I bis Phase III)

in aufeinanderfolgenden Zeitabschnitten durchgeführt. Der Grundwasserstand während der Versuche wurde an den Brunnen selbst und den umliegenden 29 Beobachtungsstellen kontinuierlich gemessen. Die Grundwassergänge der Pump- und Beobachtungsstellen während der Pumpversuche an Br.A sind deutlich von den starken Niederschlagsereignissen beeinflusst. Dies betrifft vor allen Dingen die Wiederanstiegsphasen. Die Niederschlagsmesswerte sind der Messstelle Blaubeuren-Steigziegelhütte entnommen (Abb. 3.5). Die Abschätzung der Neubildungsraten und der daraus notwendigen Ganglinienkorrektur erfolgte aus den gemessenen Niederschlagsdaten und aus mittleren Werten der hydraulischen Durchlässigkeit und des Speicherkoeffizienten aus den Pumpversuchsauswertungen an Br.B und Br.D. Als Indikation zur Trendbereinigung der Grundwasserganglinien dienen die Abflussganglinien der Blau (AB1 und AB2) sowie die von den Pumpversuchen unbeeinflusste Beobachtungsstelle GB1 (Abb. 3.5).

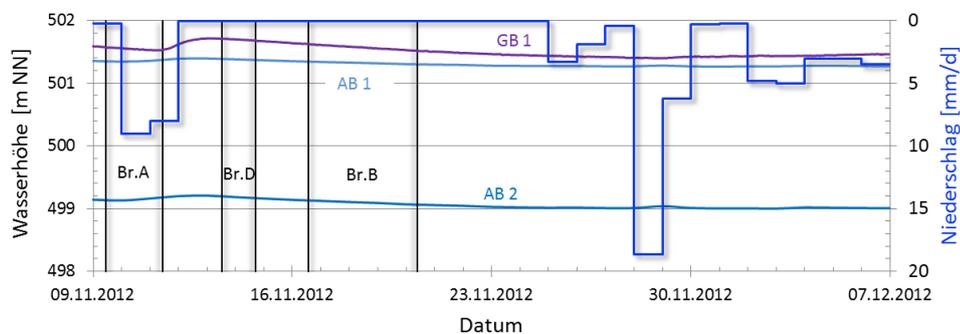


Abb. 3.5: Wasserstandsganglinien der Blau an den Messstellen AB1, AB2 und GB1 sowie die Niederschlagsmesswerte während der Leistungspumpversuche an Br. A, Br. B und Br. D

Da den gängigen Auswertverfahren die Annahme eines gespannten Aquifers zugrunde liegt, muss an den Absenkungsbeträgen ungespannter Grundwasserleiter eine Korrektur vorgenommen werden. Bei Aquifereen mit ungespannter Grundwasseroberfläche nimmt mit der Absenkung auch die durchflossene Grundwassermächtigkeit ab. Der Wasserspiegel mit freier Oberfläche im Aquifer befindet sich somit oberhalb des Betriebswasserspiegels im Brunnen. Diese Höhendifferenz wird von Ehrenberger (1928) als Sickerstrecke bezeichnet und wird durch eine vertikale Strömungskomponente in Brunnennähe verursacht. Dies führt zu einem Potentialverlust in diesem Bereich und folglich zu einem niedrigeren Betriebswasserspiegel. Die Korrektur erfolgt nach der von Jacob (1963) entwickelten Gleichung:

$$s_k = s - s_i = s - \frac{s^2}{2 * H} \quad (3.1)$$

Dabei ist s_k der korrigierte Wasserstand bzw. die Absenkung der freien Oberfläche, s die gemessene Absenkung im Brunnen, s_i die Sickerstrecke und H die Mächtigkeit des Grundwasserleiters.

Außerdem soll eine Leistungscharakteristik vor der Pumpversuchsauswertung erstellt werden, die sich aus den unterschiedlichen Förderraten Q und den dabei hervorgerufenen Absenkungen ergibt. Die gemessene Absenkung im Brunnen setzt sich aus den zu überwindenden Fließwiderständen im Boden

und Brunnen zusammen (Gillbricht, 2008). Neben der aquiferspezifischen Absenkung, die von den hydraulischen Eigenschaften des Grundwasserleiters bestimmt wird, treten in Brunnennähe Fließwiderstände bzw. Brunnenverluste auf. Die Brunnenverluste müssen also korrigiert werden, um brauchbare Daten für die Parameter des Grundwasserleiters zu erhalten. Dafür steht eine große Zahl von Verfahren zur Verfügung, die vorhergenannten einzelnen Komponenten zu bestimmen. Die bekanntesten davon sind die Ansätze nach Jacob (1947). Das Verfahren nach Jacob (1947) geht davon aus, dass Brunnenverluste durch quasi-turbulente Strömungsanteile im Bereich des Filters bedingt sind. Damit lässt sich die Absenkung im Brunnen wie folgt beschreiben:

$$s_k = B * Q + C * Q^2 \quad (3.2)$$

Dabei ist B (s/m^2) der zeitabhängige Grundwasserleiteranteil der Absenkung, C (s^2/m^3) der zeitabhängige Brunnenverlustkoeffizient, Q (m^3/s) die Förderrate und s_k (m) die korrigierte Absenkung. Diese Methode wurde von Rorabaugh (1953) weiter entwickelt. Dabei wurde der Term des Brunnenverlusts bzw. $C * Q^2$ als $C * Q^n$ vorgeschlagen. Basierend auf abgeleiteten analytischen Gleichungen entwickelte Miller & Weber (1983) eine Methode zur Bestimmung der Parameter B , C und n . Bei dieser Auswertung muss der Pumpversuch mindestens drei unabhängige Pumpstufen beinhalten und somit ist die Gleichung von Rorabaugh (1953) lösbar. Nach den Korrekturmethode können nun die Leistungscharakteristiken bzw. die Brunnenverlustparameter jeweils von Br.A, Br.B und Br.D ermittelt werden. Diese Werte sollten bei der späteren Ermittlung der hydraulischen Parameter entnommen werden. Tabelle 3.1 zeigt die Resultate beider Verfahren. Abb. 3.6 stellt die gemessenen und die modellierten Absenkungen in Abhängigkeit der Förderleistung nach Miller & Weber (1983) dar.

Tabelle 3.1: Ergebnisse der Leistungscharakterisierung der Pumpbrunnen nach dem Geradlinienverfahren sowie nach Miller & Weber (1983).

Brunnen	Geradlinienverfahren (n = 2)		Miller & Weber		
	C (s^2/m^5)	B (s/m^2)	C ($s^n/m^{(3n-1)}$)	B (s/m^2)	n
A	9439	158	14789	179	2,147
B	641	23	378	20	1,814
D	67482	57	89933	122	2,085

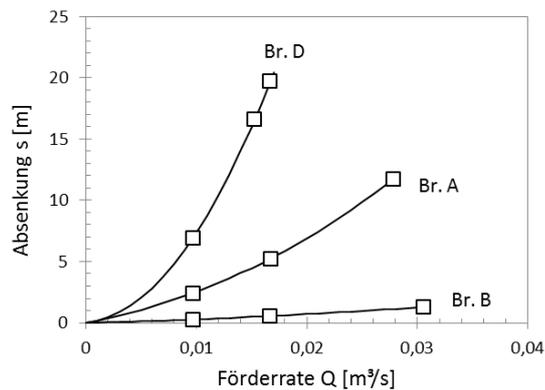


Abb. 3.6: Gemessene und modellierte Absenkungen in Abhängigkeit von der Förderleistung der Pumpbrunnen A, B und D

Zur Ermittlung der hydraulischen Parameter bzw. der Transmissivität und des entwässerbaren Speicherkoeffizienten des Grundwasserleiters werden die Absenkungsbeträge von Br.A, Br.B und Br.D jeweils mit ihren beeinflussten Messstellen mit der Software AQTESOLV ausgewertet. In AQTESOLV wurden die hydraulischen Parameter durch eine automatische oder visuelle Modellanpassung nach den jeweiligen theoretischen Typkurven- und Geradenlinienverfahren aus den Messwerten ermittelt. Bei der Ermittlung wurden in AQTESOLV die basierenden Informationen über Brunnen und Messstellen wie z.B. Koordinaten und Radius der Messstelle/der Brunnen, die Mächtigkeit des durchflusswirksamen Bereiches, die Filterlage, zeitabhängige Pumpraten und Absenkungsbeträge mitgeteilt. In Abb. 3.7 ist die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen beispielhaft an Br.A mit der Theis- und Cooper-Jacob-Methode dargestellt. Die Absenkung-Zeit-Diagramme sind doppellogarithmisch aufgetragen worden. Aufgrund der Resultate der Pumpversuchsauswertung an den drei Brunnen sind die statistischen mittleren Durchlässigkeitsbeiwerte und Speicherkoeffizienten an den verschiedenen Beobachtungsstellen Abb. 3.8 und Abb. 3.9 dargestellt. In diesem Karstgrundwasserleiter wurde jeweils ein mittlerer K_f -Wert von $5,55 \text{ E-}4 \text{ m/s}$ und mittlerer S -Wert von $4,93 \text{ E-}3$ aus dem Pumpversuch berechnet.

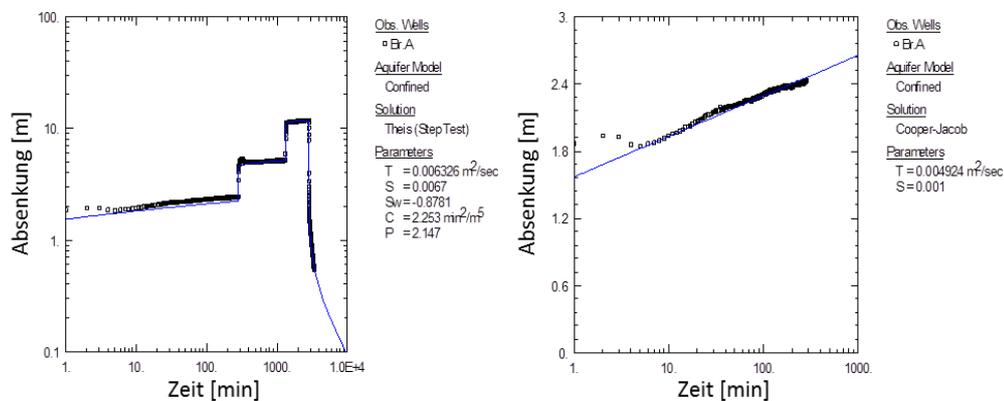


Abb. 3.7: Auswertungsergebnisse des Pumpversuchs Br.A mit zwei Methoden (a) Theis und (b) Cooper-Jacob

Die Resultate aus diesen Pumpversuchsauswertungen wurden mit den Ergebnissen aus den durchgeführten Auffüllversuchen zusammengeführt, sodass eine nachvollziehbare Einschätzung der hydraulischen Eigenschaften des Karstgrundwasserleiters am Unterbeckenstandort abgegeben werden kann.

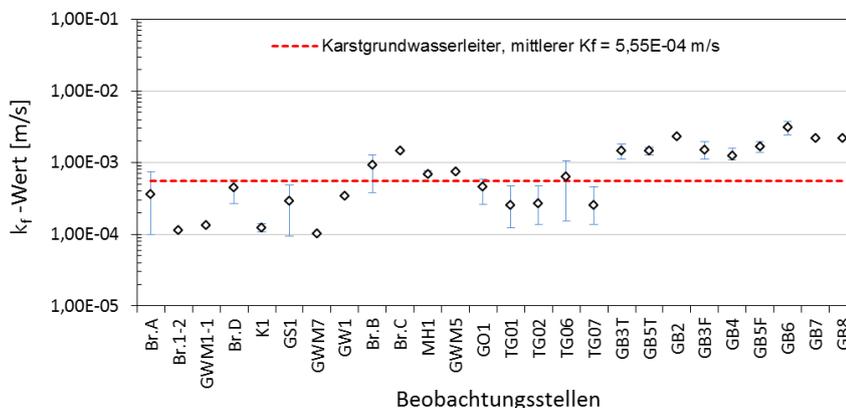


Abb. 3.8: Graphische Darstellung der berechneten durchschnittlichen Durchlässigkeitsbeiwerte an verschiedenen Beobachtungsstellen mit Angabe der Extremwerte (Balkendarstellung)

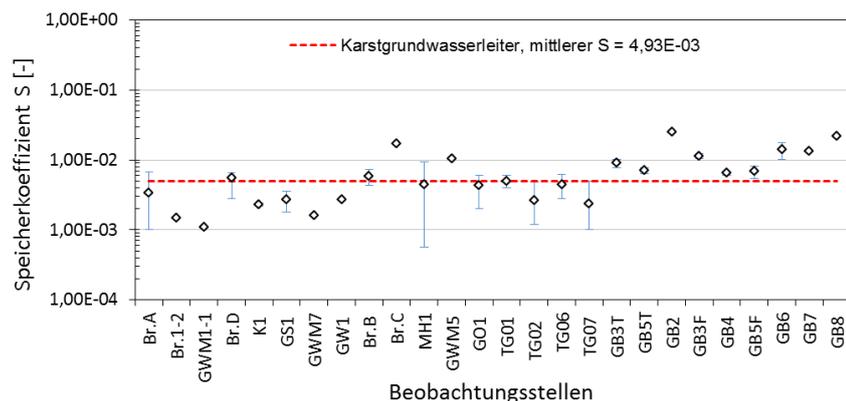


Abb. 3.9: Graphische Darstellung der berechneten durchschnittlichen Speicherkoeffizienten an verschiedenen Beobachtungsstellen mit Angabe der Extremwerte (Balkendarstellung)

3.4 Ingenieurgeologische Standortverhältnisse

3.4.1 Ingenieurgeologische Strukturuntersuchung

Die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften eines Gebirgskörpers werden primär durch seine Trennflächengefüge bestimmt. Für die Untersuchung des Fließverhaltens in Kluffgesteinen sind der Grad der Zerklüftung (Kluftabstände), die räumliche Erstreckung der Klüfte (Kluftlänge), Kluftöffnungsweiten, der Verwitterungs- und Verkarstungsgrad und die Art der Kluftfüllungen unter einer bestimmten Randbedingung von besonderer Relevanz. Je nach Ausprägung ergibt sich aus diesen Faktoren auch ein Einfluss

auf das geomechanische Verhalten eines Gebirgskörpers. Aus diesen Gründen wurde die Felsböschung im Unterbeckenbereich durch Felskartierungen unter ingenieurgeologischen Gesichtspunkten analysiert.

Im Normalfall erfolgt die Erfassung der Kluftdaten durch eine manuelle Kartierung, die zwar im Einzelfall nicht schwer durchführbar ist, allerdings nicht zu vernachlässigende Bewertungsfehler z.B. durch Geländeunzugänglichkeiten oder durch den subjektiven Eindruck der kartierenden Angestellten mit sich bringt. Darüber hinaus stellt der Betrachtungsraum im Rahmen dieser Arbeit komplexe Verhältnisse hinsichtlich einer Bewertung des Trennflächengefüges dar. Durch sedimentäre Prozesse und dadurch bedingte Wechsel zwischen einem geschichteten Aufbau und massigen Riffkörpern kommt es lokal zu stark variierenden Schichtmächtigkeiten und in ihrer Raumlage zu komplexen Trennflächenstrukturen, die durch ihre Entstehungsgeschichte oftmals unregelmäßig, bogenförmig ausgebildet (siehe Abb. 3.1) sind. Aus diesen Gründen ist eine Bewertung durch eine traditionelle manuelle Methode sehr schwierig auszuführen. Eine solche Methode ist daher sehr arbeits- und zeitaufwändig.

Als Alternative zu einer manuellen Kartierung stehen Messungen mit der LiDAR-Technologie (*Light Detection and Ranging*) zur schnellen Vermessung der Geländeoberfläche als detaillierte Punktwolke zur Verfügung (Abb. 3.10). Ein terrestrisch gestützter Laserscanner sendet dabei Laserimpulse aus und detektiert die von der Zieloberfläche reflektierten Signale. Aus der Zeitdifferenz zwischen Aussendung und Empfang der reflektierten Laserimpulse wird die Distanz zwischen Scanner und Zieloberfläche gemessen. Bei bekannter Position kann jeder Laserreflexionspunkt georeferenziert sowie dessen 3D-Koordinaten mit einer Genauigkeit im mm- bis cm-Bereich bestimmt werden. Im bestehenden Steinbruch am Unterbeckenstandort wurde die Ostböschung mit Hilfe des terrestrischen Laserscanners ILRIS 3D der Firma Teledyne Optech mit einem Punkteabstand von 2 cm aufgenommen. Nach dem von Nguyen et al. (2011) beschriebenen Workflow wurde im Rahmen der Datenaufbereitung und Verarbeitung aus den Scandaten ein georeferenziertes digitales Geländemodell des Steinbruchs und aus den Detailscans ein hoch aufgelöstes Geländemodell der Ostböschung erstellt, die zusammen mit Orthophoto als Grundlage für die Felskartierungen herangezogen wurden.



Abb. 3.10: Optech-ILRIS 3D-Scanner bei der Aufnahme der Ostwand des Pumpspeichers Blautal

3.4.2 Ermittlung und Auswertung der Kluftdaten

Für die Felskartierung wurde die geometrische Beschreibung des Kluftsystems im Rahmen dieser Arbeit wie auch in den meisten anderen Forschungen vereinfacht. Es wird davon ausgegangen, dass die einzelnen Klüfte auf einer einzigen ebenen Platte liegen und eine konstante Öffnungsweite besitzen. Im Allgemeinen ist ein Kluftsystem vollständig charakterisiert worden, wenn jede Kluft im Hinblick auf die folgenden Parameter beschrieben ist: (1) Kluftorientierung, (2) Kluftabstand, (3) Kluftlänge und (4) hydraulische oder effektive Kluftöffnungsweite (Long et al., 1982).

Die Kluftorientierung ist von allen Parametern der geometrischen Eigenschaften von Klüften am besten zu verstehen. Zur Ermittlung der Kluftorientierung stehen grundsätzlich direkte und indirekte Methoden zur Verfügung. Bei der direkten Methode erfolgt das Ausmessen der Kluftorientierung im Feld mit einem Geologenkompass. Die indirekte Methode erlaubt die Bestimmung der Kluftorientierung ohne direktes Anlegen eines Kompasses unter Verwendung von Fernerkundungsmethoden wie z.B. Luftbildaufnahmen oder terrestrischer LiDAR-Technik, mit denen ist es möglich, unzugängliche Kluftflächen beispielsweise an steilen Steinbruchböschungen einzumessen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Ostböschung des Steinbruchs mit der LiDAR-Technik in Detailscann aufgenommen, womit ein hochaufgelöstes Geländemodell des Standorts für die Trennflächenanalyse erstellt wurde. Anschließend wurde die Raumlage und die Anzahl von Trennflächenscharen abschnittsweise durch eine semi-automatische Trennflächenanalyse unter Verwendung einer Software wie z.B. Split-FX bestimmt (Köhler et al., 2013).

Die mathematischen Beschreibungen von Kluftabstand und -länge sind miteinander verknüpft. Die Informationen darüber im Raum entstammen direkt aus den Spurenlängen und Schnittdaten von Klüften. Anhand von Aufschlüssen und/oder Fotografie können die Kluftspuren aufgenommen werden. Die Kluftdichte und -länge werden in den meisten Forschungen durch logarithmische Normalverteilung, Exponentialverteilung oder Power-law-Funktionen beschrieben. Gegenüber den vorherig genannten Verteilungsformen hat die Power-law-Verteilung den Vorteil, die längeren Klüfte genau beschreiben zu können, die aufgrund des Verbindungspotentials bei der hydraulischen Charakterisierung von Kluftnetzen eine besondere Bedeutung haben (Bour & Davy, 1997). Die Anzahl der Klüfte kann durch eine Power-law-Funktion angepasst werden, sodass die Kluftdichte zusammenhängend mit der Kluftlänge ermittelt werden kann (Blum et al., 2007).

Die hydraulische oder effektive Kluftöffnungsweite ist einer der wichtigsten Parameter für die Bewertung der hydraulischen Verhältnisse von Kluftgesteinen. Generell gibt es zwei Methoden zur Bestimmung der Kluftöffnungsweite - die direkte und die indirekte Methode. Die direkte Methode ermittelt die echte natürliche Verteilung der Kluftöffnungsweite in Bohrkernen oder durch Bohrlochmessungen (z.B. Hakami & Larsson, 1996). Bei indirekten Methoden kann die effektive Kluftöffnungsweite mithilfe von Tracer-,

Pump- und Einschwingversuchen ermittelt werden (z.B. Tsang, 1992). Im Untersuchungsgebiet liegt die durchschnittliche Öffnungsweite der Klüfte zwischen 2 cm und 5 cm (Bock et al., 2011).

(1) Schwierigkeit bei Probenahme und Erfassungsfehler

Die Schwierigkeit bei der Probenahme von Klüften und die möglichen Erfassungsfehler können zur Über- und Unterschätzung der Kluftparameter führen, was die Charakterisierung des Kluftsystems verfälschen kann (Zhang & Einstein, 1998). Die Kluftspuren können entweder entlang einer Messstrecke mit der *scanline sampling method* (Cruden, 1977; Villaescusa & Brown, 1992), oder innerhalb eines Beobachtungsfensters mit der *window sampling method* (Pahl, 1981; Song & Lee, 2001) aufgenommen werden. Bei der Auswertung von Kluftdaten müssen grundsätzlich vier verschiedene Fehlertypen berücksichtigt werden (Zhang & Einstein, 1998). Diese sind: Orientierungsfehler, Größenfehler, Kürzungsfehler und Zensierungsfehler.

Der Orientierungsfehler bezieht sich auf die „Scanline-Methode“ und kann unter Verwendung der Terzaghi-Methode korrigiert werden (Terzaghi, 1965). Dabei muss die reale Kluftlänge mittels der scheinbaren bzw. gemessenen Kluftlänge und des Winkels zwischen der Scanlinie und der Normalrichtung einer Kluftspur (2D) oder Kluftebene (3D) berechnet werden (Abb. 3.11a). Der Größenfehler bezieht sich normalerweise auch auf die Scanline-Methode. Er beruht auf der Wahrscheinlichkeit, dass größere Klüfte häufiger aufgenommen werden als kleinere Klüfte. Die kürzeren Klüfte sind bei der Messung der Kluftlänge daher unterrepräsentiert. Dieser Fehler kann durch die Korrekturmethode nach Bonnet et al. (2001) minimiert werden. In dieser Arbeit können diese beiden Fehler vernachlässigt werden, da die Kluftspuren hier durch Beobachtungsfenster aufgenommen wurden.

Der Kürzungsfehler tritt normalerweise durch eine begrenzte Auflösung des Erfassungsgerätes auf. Die Klüfte, die unterhalb einer bestimmten Größe sind, werden maßstabsabhängig nicht oder in geringer Anzahl erkannt. Eine Methode zur Korrektur des Kürzungsfehlers ist in Abb. 3.11b dargestellt. In einem Log-Log-Diagramm der Kluftlänge gegen die kumulative Kluftanzahl kann die Chord-Linie durch die Datenpunkte mit einer kürzesten und einer größten Länge berechnet werden. Die Kluftlänge aus den Datenpunkten mit der größten Distanz d zu der Chord-Linie wird als unterer Grenzwert für den Kürzungsfehler verwendet. Die Klüfte, die kürzer sind als der Grenzwert, werden bei der Anpassung einer Trendlinie nicht berücksichtigt, womit der Kürzungsfehler minimiert werden kann (Perez-Claros et al., 2002; Roy et al. 2007; Zeeb et al., 2013a).

Der Zensierungsfehler wird normalerweise durch das Auftreten von erodierten oder bedeckten Zonen auf die Probefläche verursacht (Priest, 1993). Im Allgemeinen lässt er sich in zwei Typen unterteilen. Für Typ I liegen ein oder beide Endpunkte einer Kluft außerhalb der Probefläche. Bei Typ II befindet sich die Kluft innerhalb der Probefläche, aber die Kluft wird zum Teil durch die erodierte oder bedeckte Zone unterbro-

chen (Abb. 3.11c). Grundsätzlich führt der Zensierungsfehler zu einer Überschätzung der Kluftdichte (Mauldon et al., 2001). Bei den Korrekturtechniken zur Minimierung des Zensierungsfehlers handelt es sich um Annahmen von Klufformen (z.B. elliptisch oder rechteckig) und Annahmen bezüglich der Größenverteilung (Priest, 2004) als auch der räumlichen Verteilung (Riley, 2005).

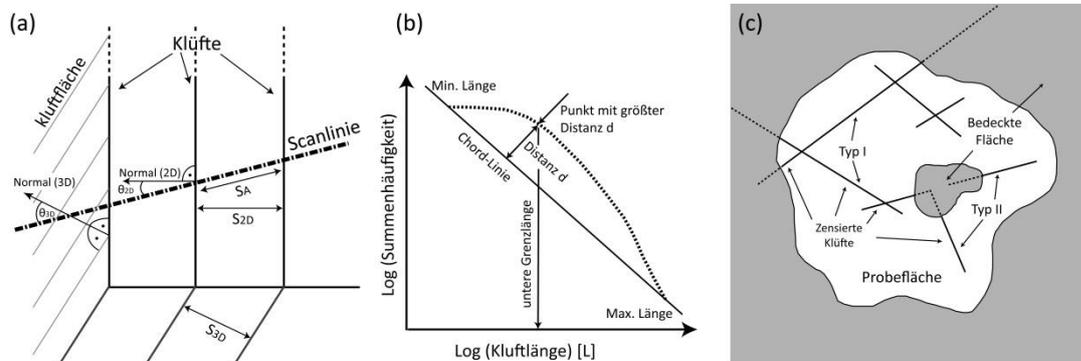


Abb. 3.11: Graphische Darstellung von drei Erfassungsfehlern (modifiziert nach Zeeb et al., 2013a)

(2) Kluftorientierung

Aufgrund des hochaufgelösten Geländemodells der Ostböschung wurde die Raumlage und Anzahl der Trennflächenscharen von Köhler et al. (2013) abschnittsweise durch eine semi-automatische Trennflächenanalyse unter Verwendung der Software Split-FX bestimmt. Für die flächenbezogenen Analysen wurden durch die Transformation des hochaufgelösten Geländemodells in ein strukturiertes Polygonnetz die Einfallrichtung und –winkel berechnet. Nach den Cluster-Analysen wurden vier Einzelklufscharen im Aufschluss ermittelt (Abb. 3.12).

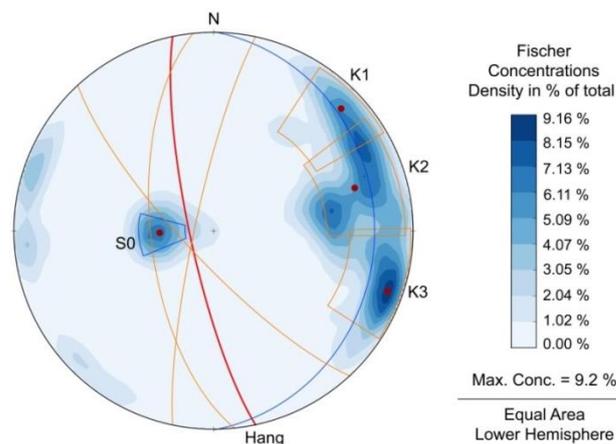


Abb. 3.12: Stereographische Darstellung der Kluftorientierung verschiedener Klufscharen (modifiziert nach Köhler et al. 2013, persönliche Kommunikation, November 2014)

Insgesamt sind Trennflächen mit einer Einfallrichtung zwischen 213° und 303° aufgenommen worden, die einen Einfallswinkel von 48° bis 89° aufweisen. Aufgrund der N-S streichenden und steil nach Westen

einfallenden Böschungswand dominieren auch im automatisch ermittelten Gefügedatensatz zunächst mittel bis steil nach Westen einfallende Trennflächen in der Gruppe von *K2*. Die Klufscharen *K1* und *K3* sind zueinander spitzwinkelig ausgerichtet. Die Schichtungen *S0* streichen nach Osten mit einer Neigung zwischen 8° und 32°. Durch die statistische Auswertung konnte jede Klufschar durch eine mittlere Fallrichtung und einen mittleren gemessenen Fallwinkel eindeutig beschrieben werden. Neben der mittleren Fallrichtung und dem mittleren Fallwinkel kann bei der Kluforientierung auch die Streuung um die mittlere Kluforientierung durch die Standardabweichung beschrieben werden (Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Ermittelte mittlere Kluforientierung verschiedener Klufscharen der Ostböschung

Klufschar	Fallrichtung	Gemessener Fallwinkel α	Scheinbarer Fallwinkel β	Standardabweichung von mittlerem scheinbarem Fallwinkel
S0	89,17	24,17	5,56	4,06
K1	228,97	77,47	66,38	10,78
K2*	258,39	60,86	1,02	2,57
K3	288,07	78,11	69,09	11,89

Für die Simulation der 2D-Klufnetze im folgenden Kapitel müssen die 3D gemessenen Fallwinkel α in 2D-äquivalente (scheinbare) Fallwinkel β umgerechnet werden. Die Umrechnung hängt von der gewählten Orientierung der Schnittebene für die 2D-Klufmodellierung ab, wobei die gewählte Orientierung 168° betrug. Dabei ist die Schnittebene parallel zur Böschungsoberfläche (Hang 258°/82°). Die Ermittlung der scheinbaren Fallwinkel erfolgte nach folgender Gleichung:

$$\tan \beta = \tan \alpha \cdot \cos \theta \quad (3.3)$$

Der Winkel θ ist dabei der Winkel zwischen der Schnittebene (168°) und der mittleren Fallrichtung der gewählten Klufschar. Durch die Tatsache, dass die Klufschar *K2* beinahe parallel zur Schnittebene orientiert ist, wurde diese Klufschar bei der weiteren Betrachtung vernachlässigt.

(3) Kluflänge und -dichte

Die Kluflänge ist einer der am schwierigsten zu bestimmenden Parameter, weil Klufflächen nur äußerst selten vollständig aufgeschlossen sind (Meier & Kronberg, 1989). Im Gegensatz zu anderen Klufparametern wird die Aufnahme häufig auf Aufschlüsse oder Bildaufnahmen beschränkt. Weil in Aufschlüssen oder Bildaufnahmen jedoch nur die Schnittlinien einer Kluf mit der Aufschlusswand aufgeschlossen sind, muss unter Annahme bestimmter Klufformen (z.B. Kreise oder Rechtecke) auf die Kluflänge geschlossen werden (Priest, 1993). Die Klufflängendaten werden häufig durch eine logarithmische Normal- und Exponentialverteilung angepasst (Lee & Farmer, 1993). Allerdings wird die Klufflängenverteilung auch von vielen Autoren durch eine Power-law-Verteilung beschrieben (z.B. Bonnet et al., 2001; Blum et al., 2007).

* vernachlässigte Klufschar

Im Vergleich zu anderen Verteilungen hat die Power-law-Verteilung den Vorteil, die langen Klüfte genauer beschreiben zu können. Die langen Klüfte haben insbesondere bei Strömungsprozessen aufgrund der möglichen großen Konnektivität eine besondere Bedeutung (Bour & Davy, 1997).

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die scheinbaren Kluftlängen innerhalb von Beobachtungsfenstern anhand hochauflösender Fotos der Ostböschung gemessen. Die Ostböschung wurde mit einer Digitalkamera an zwei verschiedenen Erfassungspunkten mit bestimmten GPS-Koordinaten in zwei Fotos aufgenommen. Diese zwei Fotos wurden dann in der kommerziellen Software AGISOFT importiert und mit den gemessenen Koordinaten von Erfassungspunkten georeferenziert. Anschließend wurde aus den beiden Fotos ein Orthophoto erstellt, in dem der durch die optische Linse verursachte perspektive Effekt und die Verformung des Bildes entfernt worden sind (siehe Abb. 3.13). Außerdem wurde die Skalierung des Orthophotos durch die Kontrollpunkte bzw. durch die auf die Böschung gestellten Marker angepasst, sodass die Klüfte auf dem Orthophoto ihre wahren Längen erhalten. Das erstellte Orthophoto wurde danach durch flächenbezogene Beobachtungsfenster zur statistischen Analyse der Kluftlänge eingesetzt.

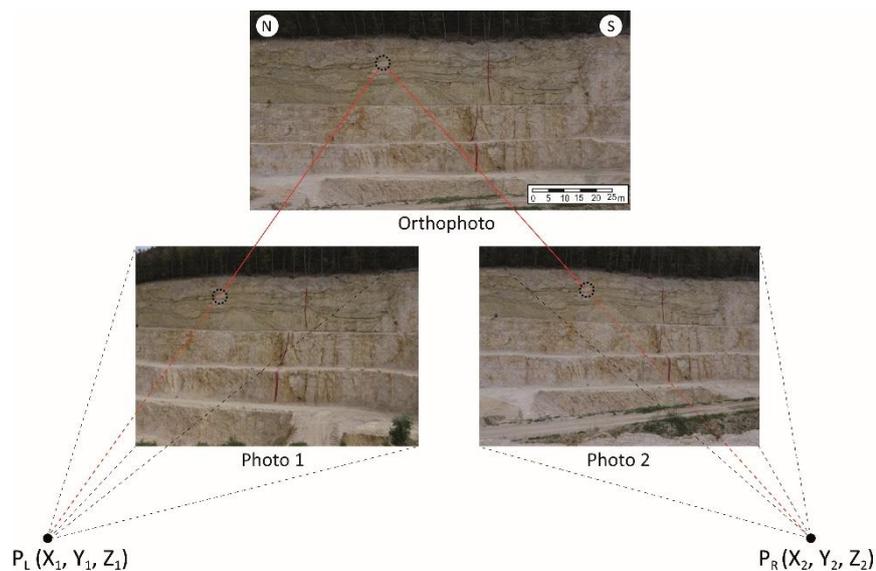


Abb. 3.13: Prinzipielle Darstellung der Erstellung von Orthophoto der Ostböschung aus zwei einzelnen Digitalfotos

Unter Verwendung der „Window-Sampling-Methode“ erfolgt die Ermittlung statistischer Eigenschaften des Kluftsystems durch die Messung aller Trennflächen in einem definierten Beobachtungsfenster (Pahl, 1981; Wu & Pollard, 1995). Typische Anwendungen dieser Methode sind die Charakterisierung des Kluftsystems unter Verwendung von Fernerkundungsdaten aus Satelliten und Luftaufnahmen oder Fotografie (Koike et al., 1995; Becker, 2006; Zeeb et al., 2010). Die Kluftanalyse mit solchen Daten wird oft manuell oder mit verschiedenen Softwares durchgeführt. In dieser Arbeit wurde die Software FraNEP (Fracture Network Evaluation Program) als ein Tool verwendet, um das Kluftsystem automatisch zu

analysieren (Zeeb et al., 2013b). FraNEP wurde mit Visual Basic für die Applikationen in Microsoft Excel™ entwickelt. Als Eingabe sind nur die Endpunktkoordinaten (X_1, Y_1 und X_2, Y_2) von Kluftspuren erforderlich.

Aus dem Orthophoto wurden die beobachtbaren Kluftspuren in ArcGIS als Lineamente manuell erfasst (Ferrero & Umili, 2011). Dabei wurden auch die Endpunktkoordinaten aller Kluftspuren ermittelt. In Abb. 3.14 sind die identifizierten Kluftspuren mit wahren Längen und scheinbaren Fallwinkeln dargestellt. Die Kluftspuren können nach den ermittelten scheinbaren Fallwinkeln in drei Kluftscharen bzw. $K1, K3$ und $S0$ klassifiziert werden. Da die Kluftschare $K2$ beinahe parallel zur Schnittebene orientiert ist, ist sie bei der weiteren Betrachtung vernachlässigt worden. Die Kluftspuren wurden durch sechs Beobachtungsfenster ($F1$ bis $F6$, siehe Abb. 3.14) jeweils mit einer Größe von 625 m^2 aufgenommen. Die Fensterlagen sind außerhalb der oberen Wandfläche zufällig gelegt worden, da einerseits die obere Wandfläche wegen der vorhandenen massigen Riffkomplexe eine geringere Kluftdichte besitzt und somit keine hinreichend genaue statistische Auswertung ermöglichen und andererseits das Beckenwasser nach dem Betriebsplan des PSW maximal bis die untere Berme befüllt wird, sodass aus hydraulischer Sicht nur die untere Zone von Relevanz ist.

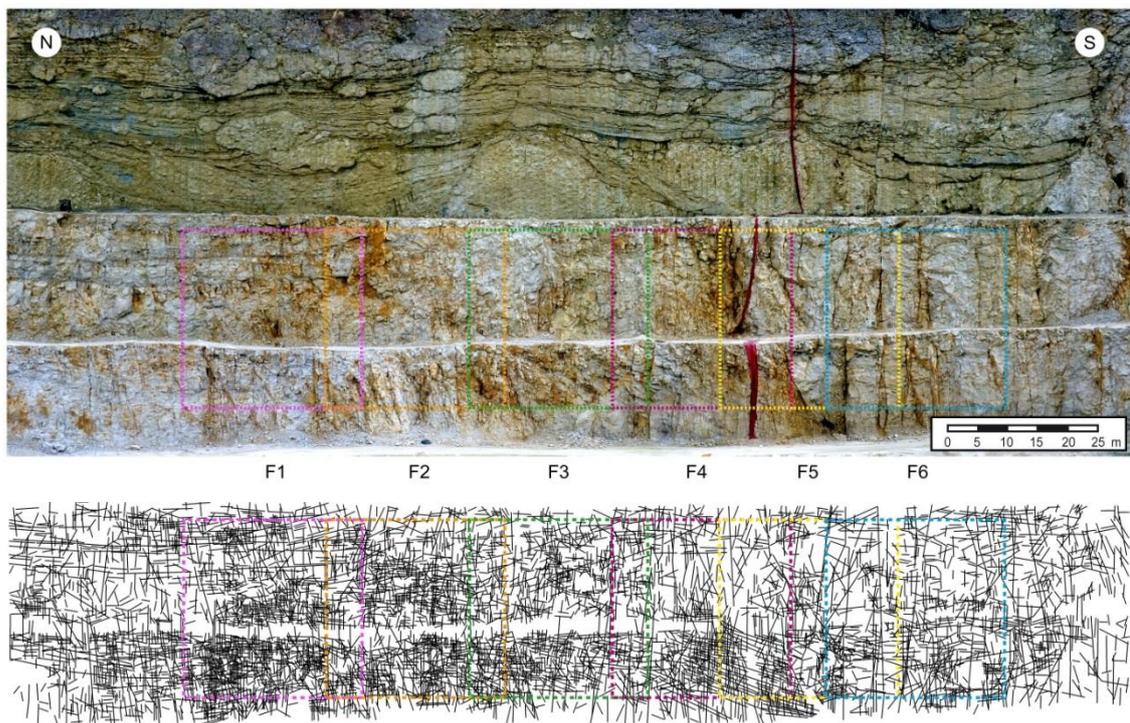


Abb. 3.14: Orthophoto mit den manuell identifizierten Kluftspuren und sechs definierten Beobachtungsfenstern

Bei der Aufnahme der Kluftlängen treten ebenfalls Erfassungsfehler auf, die vor der statistischen Auswertung korrigiert werden müssen. Im Allgemeinen wird die Beobachtungsmethode oft von Kürzungsfehlern und Zensierungsfehlern beeinflusst. Der Kürzungsfehler bei der Aufnahme der Kluftlänge wurde nach der

Chord-Methode korrigiert (Abb. 3.11b), wobei ein Grenzwert bzw. eine minimale Kluftlänge L_{min} von 1 m bestimmt wurde, da noch kleinere Kluftlängen aufgrund des zu hohen Aufwands während der Kluftaufnahme nicht mehr aufgenommen wurden. Der Zensierungsfehler wurde hier hauptsächlich durch die Verwendung des Beobachtungsfensters induziert. Bei der Kluftaufnahme durch das Beobachtungsfenster sind die Kluftspuren künstlich verkürzt worden, die sich mit den Grenzen des Beobachtungsfensters kreuzten. Dies kann zu extrem kurzen Klüften führen, was signifikanten Einfluss auf die resultierende Kluftlängenverteilung haben kann. Dafür steht eine optionale Korrekturmethode („*Lower uncensored cut-off length*“) in FraNEP zur Verfügung, wobei Kluftspuren mit Längen kleiner als die der kürzesten ungekürzten Klüfte für die statistische Analyse vernachlässigt werden (Zeeb et al., 2013).

Bei der statistischen Analyse beschreibt dieser Datensatz sowohl die Kluftlänge als auch die Kluftdichte in Abhängigkeit von einer definierten minimalen Kluftlänge L_{min} . Die längenabhängige Anzahl der Klüfte und der Lineamente der Orthophotografie wurde mithilfe der Power-law-Funktion angepasst, mit der die Klufthäufigkeit bzw. die Kluftanzahl pro Fläche (P_{20} nach Dershowitz, 1984) mit einer Kluftlänge größer als die minimale Kluftlänge L_{min} im Allgemeinen wie folgt beschrieben werden kann:

$$P_{20} = C \cdot L_{min}^{-D} \quad (3.4)$$

Dabei ist die Konstante C abhängig von der Kluftdichte und der Größe des beobachteten Kluftsystems und nimmt grundsätzlich bei steigender Kluftdichte zu. Hingegen beschreibt die fraktale Dimension D die Steigung der Funktion und ist abhängig von der Kluftlängenverteilung. Eine fraktale Dimension D kleiner als 2,0 bedeutet, dass das 2D-Kluftsystem von langen Klüften dominiert wird. Hingegen bedeutet D größer als 2,0, dass das Kluftsystem überwiegend von kurzen Klüften dominiert wird (Blum et al., 2007). Die kumulative Verteilungsfunktion der Kluftlängenverteilung der Power-law-Funktion in Gleichung 3.4, die zum Erstellen von stochastischen Kluftnetzen erforderlich ist, lautet (Riley, 2004):

$$F(L) = 1 - \left(\frac{L}{L_{min}} \right)^{-D} \quad (3.5)$$

Bezüglich dieser Gleichung lässt sich die Kluftlänge L in Abhängigkeit von der minimalen Kluftlänge L_{min} und der fraktalen Dimension D berechnen. Des Weiteren kann die mittlere Kluftlänge μ_L mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\mu_L = \frac{D}{D-1} L_{min} \quad (3.6)$$

Folglich kann die Kluftdichte P_{21} mit der minimalen Kluftlänge L_{min} , der fraktalen Dimension D und der Konstante C durch die Gleichungen 3.4, 3.6 und 3.7 berechnet werden:

$$P_{21} = \mu_L \cdot P_{20} \quad (3.7)$$

In Abb. 3.15 sind die Kluftlängen der einzelnen Kluftscharen von allen sechs Beobachtungsfenstern (mit einer Gesamtfläche von $6 \cdot 625 \text{ m}^2$) kumulativ gegen die Anzahl an Klüften pro m^2 mit Längen größer als L aufgetragen. Dabei wurde eine minimale Kluftlänge L_{\min} von 1 m bestimmt, weil kleinere Kluftlängen aufgrund des zu hohen Aufwands bei der Kluftaufnahme nicht ausreichend aufgenommen wurden. Diese Potenzverteilung ermöglicht es, Vorhersagen über die Kluftlängen in verschiedenen Maßstäben zu treffen.

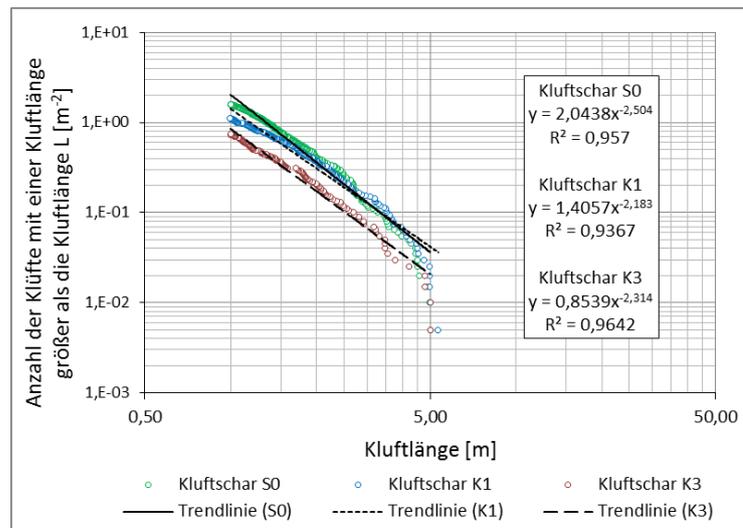


Abb. 3.15: Anpassung der Kluftlängen an eine Potenzverteilung für die einzelnen Kluftscharen

Die Kluftdichte variiert von Beobachtungsfenster $F1$ bis $F6$. In dieser Arbeit wurde jedoch aufgrund statistischer Gesichtspunkte jede Kluftschar bzw. $S0$, $K1$ und $K3$ lediglich mit der mittleren Kluftdichte ausgewertet. Die aus der Anpassung resultierenden Parameter C und D aus Gleichung 3.4 und die daraus berechneten Klufthäufigkeiten P_{20} (Glg. 3.4), die mittleren Kluftlängen μ_L (Glg. 3.6) und die Kluftdichten P_{21} sind in Tabelle 3.3 aufgelistet. Diese Resultate werden in Kapitel 4 zum Erstellen von stochastischen Kluftnetzen genutzt.

Tabelle 3.3: Zusammenfassung der berechneten mittleren Kluftlängen, Kluftdichte und Klufthäufigkeit für die einzelnen Kluftscharen

Fall	Konstante C [-]	Fraktale Dimension D [-]	Mittlere Kluftlänge μ_L [m]	Klufthäufigkeit P_{20} [m^{-2}]	Kluftdichte P_{21} [m^{-1}]
S0	2,0438	2,504	1,66	2,0438	3,40
K1	1,4507	2,183	1,85	1,4507	2,68
K3	0,8539	2,314	1,76	0,8539	1,50

3.4.3 Diskussion

Ziel der Kluftanalyse war die Ermittlung der Kluftparameter bzw. Kluftorientierung, Kluftdichte und Kluftlänge als Grundlage für die Simulation der stochastischen 2D-Kluftnetze. Die realitätsnahe Abbildung des wirklichen Kluftsystems in Modellen ist dabei entscheidend von der Datengrundlage abhängig. Die durch LiDAR und digitale Fotografie aufgenommenen Kluftsysteme repräsentieren nicht das komplette Spektrum an potentiell anzutreffenden Kluftsystemen. Dennoch geben die gesammelten Informationen einen Eindruck über die wesentlichen Eigenschaften des Kluftsystems im Kalkstein wieder. Bei der statistischen Auswertung von Kluftparametern könnte die Unsicherheit auftreten, dass das ursprüngliche Trennflächengefüge während des Abbaus durch Sprengungen mehr oder weniger stark verändert wurde. Außerdem beinhaltet die manuelle Aufnahme der Kluftspuren aus dem Orthophoto auch Unsicherheiten, die durch die Einschränkung der Auflösung des Orthophotos verursacht wurden. Ferner befinden sich die untersuchten Beobachtungsfenster nur innerhalb eines beschränkten Maßstabbereiches, sodass eine Anpassung der Kluftlängen an eine maßstabsunabhängige Potenzverteilung erschwert ist. Daher wurden auch die Aussagen über die Kluftlängen mit Hilfe der Potenzverteilung begrenzt.

4 Auswertung der Ergebnisse zur Bestimmung des Modellkonzepts

Für die Entwicklung eines Strömungsmodells zur Simulation von Fließverhalten und eines hydro-mechanisch gekoppelten Modells zur Untersuchung der Deformationsprozesse in geklüftet-porösen Medien ist in erster Linie die Bestimmung eines geeigneten Modellkonzepts von besonderer Bedeutung. Die numerischen Modellierungen für geklüftet-poröse Medien zeigen immer noch zahlreiche Unsicherheiten auf. Der Grund dafür ist, dass großräumige Kluftsysteme aus Millionen von Einzelklüften bestehen könnten, die aufgrund der beschränkten Speicherkapazität zum heutigen Zeitpunkt nicht erfolgreich simuliert werden können. Im Wesentlichen ist somit eine Reduktion der Systemkomplexität erforderlich. In Karstgebieten bzw. Kluftgesteinen kann das Konzept eines repräsentativen Elementarvolumens (REV) verwendet werden. Dabei werden die physikalisch relevanten Parameter und Prozesse zum Strömungs- und Deformationsverhalten auf den verschiedenen Skalen identifiziert und durch effektive Parameter beschrieben. Effektive Parameter und Prozesse ermöglichen es, kleinskalige Prozesse auf größere Skalen zu extrapolieren und gleichzeitig das System zu vereinfachen. Im Allgemeinen lassen sich effektive Parameter bestimmen, indem ein Mittelungsprozess über das Skalenvolumen durchgeführt wird, wobei dieses ein REV bezüglich des zu untersuchenden Parameters oder Prozesses sein muss (Bear, 1972).

Für poröse Medien kann prinzipiell für jeden Punkt des Betrachtungsgebiets ein REV vorhanden sein. Bei einem geklüfteten System gilt dies nur bedingt. In einigen Fällen ist bemerkbar, dass ein überlappender REV-Bereich für poröse Blöcke und Klüfte in geklüftet-porösen Medien gefunden werden kann (Abb. 4.1). So ist es möglich, das Problem als ein äquivalentes poröses Kontinuum zu behandeln. Wird ein solches überlappendes REV nicht gefunden, müssen Klüfte und poröse Medien in separaten Skalen behandelt werden und durch Verwendung eines diskreten Kluftmodells gekoppelt werden. Diese Vorgehensweise ist typisch, wenn beispielsweise die hydraulischen Öffnungsweiten der Klüfte groß sind, während die Poren der porösen Blöcke sehr klein sind. So erfolgt der ausschlaggebende Teil der Strömung durch die Klüfte und nicht durch Poren.

In diesem Kapitel wird eine Methode zur Ermittlung des REV, des Durchlässigkeitstensors und des Schädigungstensors im Kluftgestein entwickelt. Zur Ermittlung von REV wurden in erster Linie die stochastischen Kluftnetze mittels der Monte-Carlo-Methode simuliert, wobei die in Kapitel 3 ermittelten Kluftparameter notwendig sind. Nachdem die Kluftnetzwerke erstellt worden sind, lassen sich der Durchlässigkeitstensor und der Schädigungstensor für unterschiedliche Kluftnetzgrößen ermitteln, um nicht nur aus hydraulischer, sondern auch aus mechanischer Sicht Aussagen über die Größe von REV machen zu können. Ebenfalls können die anisotropen Eigenschaften des Kluftsystems bewertet werden.

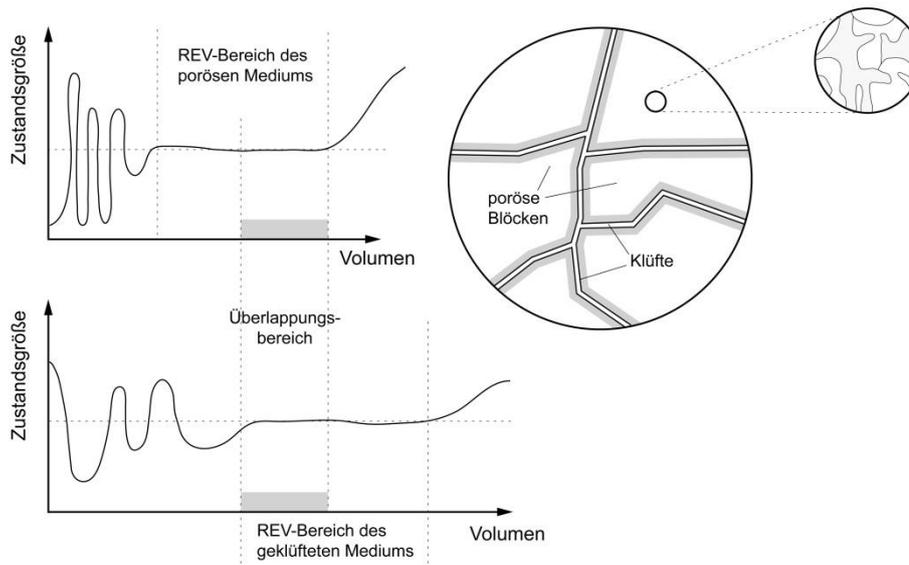


Abb. 4.1: REV eines geklüftet-poröses Mediums mit überlappendem Kontinuum (modifiziert nach Diersch, 2014)

4.1 Modellierung 2D-stochastischer Kluftnetze

Die Generierung eines diskreten Kluftnetzwerks stellt die Verbindung zwischen der Natur und dem numerischen Modell zur Berechnung der Strömungs- und Deformationsprozesse dar (Dietrich et al., 2005). Für die Kluftgenerierung unterscheiden sich in der Ebene (2D) und im Raum (3D) in der Regel drei Methoden. Eines davon ist das deterministische Kluftmodell, bei dem die geometrischen Eigenschaften der Kluftnetze wie. z.B. die räumlichen Positionen der Klüfte, die Kluftlänge usw. bekannt sind. Diese Methode ist somit bei der Erstellung komplexer und größerer Kluftsysteme vielfach mit einem hohen Schwierigkeitsgrad verbunden (Kolditz, 1994). Die zweite Methode ist das fraktale Modell, bei dem sich das Kluftsystem oft in einer Form der Selbstähnlichkeit über mehrere Größenskalen befindet und sich der Kluftmittelpunkt gemäß einer fraktalen Funktion im Raum verteilt (Acuna & Yortsos, 1995). Drittens gibt es das stochastische Modell, bei dem Kluftmittelpunkte mithilfe statistischer Annahmen zufällig im Generierungsgebiet verteilt werden. In unserem Untersuchungsgebiet sind einerseits die geometrischen Eigenschaften des betrachteten Kluftsystems unbekannt und andererseits optisch auch keine fraktale Kluftverteilung erkennbar, weswegen im Rahmen dieser Arbeit die stochastische Methode zur Erstellung des Kluftnetzwerks gewählt wurde.

Im Vergleich zu einem zweidimensionalen Kluftnetzwerk wird durch ein dreidimensionales Modell in der Regel zwar eine adäquatere Abbildung der Natur dargestellt, dieses weist jedoch in den folgenden Berechnungen einen entsprechend höheren Schwierigkeitsgrad auf (Kosakowski, 1996). Die 2D-Simulation

des Kluftnetzwerks stellt daher in zahlreichen Studien ein weitestgehend ausreichend gutes Werkzeug zur Ermittlung des REV dar.

Für die Simulation stochastischer Kluftnetzwerke stehen derzeit einige kommerzielle Programme wie NAPSAC (Herbert & Lanyon, 1994), FracMan (Dershowitz et al., 1998) sowie UDEC (Itasca, 2006) zur Verfügung. Jedoch wird aufgrund der besseren Handhabung und der individuellen Anpassung ein eigenes Programm mithilfe von Matlab entwickelt. Das 2D-stochastische Kluftnetz wird durch die ermittelten statistischen Erkenntnisse über die Kluftparameter generiert, die für das realistische Kluftsystem repräsentativ sind. Die verschiedenen Kluftscharen werden als unabhängig angenommen und die Klüfte befinden sich zufällig verteilt im Generierungsbereich.

Beispielsweise kann ein generiertes 2D-stochastisches Kluftnetz aus zwei unabhängigen Kluftscharen in einer quadratischen Fläche (Generierungsbereich) generiert werden (Abb. 4.2). Dabei wird die Kluftlänge mittels einer Power-law-Funktion, die Kluftorientierung und -öffnungsweite nach einer Normalverteilung zugeordnet. Die Lokation der Kluftmittelpunkte im Generierungsbereich wird zufällig nach der Poisson-Verteilung durchgeführt (Abb. 4.2a). Danach kommt es zur Orientierung der Klüfte jeder Kluftschar (Abb. 4.2b). In diesem Beispiel wurde die Kluftorientierung anhand einer Normalverteilung durchgeführt. Deswegen muss sowohl eine mittlere Orientierung als auch eine entsprechende Standardabweichung jeder Kluftschar geliefert werden. Damit kann die Gleichung der Linie, auf der die Kluft liegt, identifiziert werden. Danach erfolgt die Ermittlung der Kluftlänge durch eine zufällige Beprobung der Kluft nach einer Power-law-Verteilung (Abb. 4.2c). Dabei muss die fraktale Dimension D für jede Kluftschar mit einer Power-law-Kluftlängenverteilung berechnet werden. Die Lage der Kluftmittelpunkte wird auf das Generierungsgebiet begrenzt. Wenn jedoch die Kluftlängen zugeordnet sind, kann ein Teil der Kluft außerhalb der Grenze sein. Eine solche Kluft wird am Rand des Generierungsgebiets verkürzt. Anschließend werden die Kluftöffnungsweiten unter der Annahme ermittelt, dass die Kluftöffnungsweiten normalverteilt sind (Abb. 4.2d). Dabei sind die mittlere Kluftöffnungsweite und die entsprechende Standardabweichung für jede Kluftschar notwendig.

Das entwickelte Programm ermöglicht die Modellierung 2D-stochastischer Kluftnetze mit einer Kluftlängenverteilung in Abhängigkeit einer Power-law-Funktion. Durch Gleichung 3.4 und der in Tabelle 3.3 gezeigten Parameter C und D wird die Kluftanzahl für jede Einzelkluftschar abhängig von einer definierten Fläche bestimmt. Nach Festlegung des zufällig generierten Kluftmittelpunkts werden für jede Kluft der entsprechende scheinbare Fallwinkel β (in Tabelle 3.2) und die Kluftlänge L benötigt. Die Ermittlung der Kluftlänge erfolgt durch die zufällige Beprobung der in Gleichung 3.5 definierten kumulativen Verteilungsfunktion.

Mit dem Kluftmittelpunkt, dem scheinbaren Fallwinkel und der Kluftlänge ist eine Kluft mit ihren zwei Endpunkten eindeutig in einer Generierungsfläche definiert. Für jeden untersuchten Fall werden 2D-

stochastische Klufnetz bezüglich einer Power-law-Kluftlängenverteilung ohne und mit einer Normalverteilung für die Kluftorientierung generiert (Abb. 4.3). Ein ganz anderes Erscheinungsbild hingegen weisen die 2D-stochastischen Klufnetz unter Berücksichtigung einer Normalverteilung der Kluftorientierung auf. Diese Klufnetz scheinen rein zufälliger Natur zu sein und zeigen keinerlei Ordnung. Der visuelle Vergleich dieser Klufnetz mit solchen aus dem Feld veranschaulicht deutlich, dass Klufnetz mit einer großen Streuung der Kluftorientierung meist keine realistischen Klufnetz produzieren und nicht mit beobachteten Klufnetzen vergleichbar sind. Aus diesem Grund werden die Klufnetz mit Normalverteilung für die nachfolgenden Berechnungen nicht weiter betrachtet. Das Klufnetz ohne Berücksichtigung der Normalverteilung dient als Grundlage für die folgenden hydraulischen und mechanischen Modellierungen und zur Ermittlung des REV.

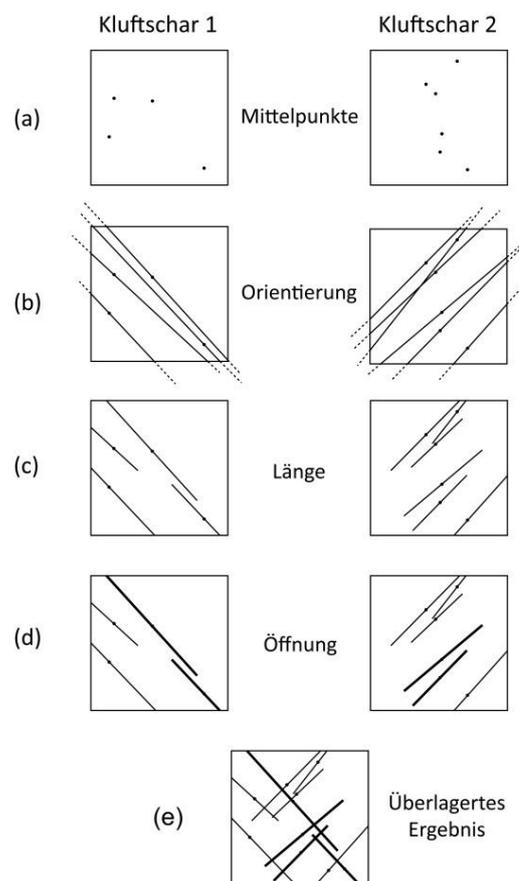


Abb. 4.2: Superposition von zufälligen Kluftscharen (modifiziert nach Long et al., 1982)

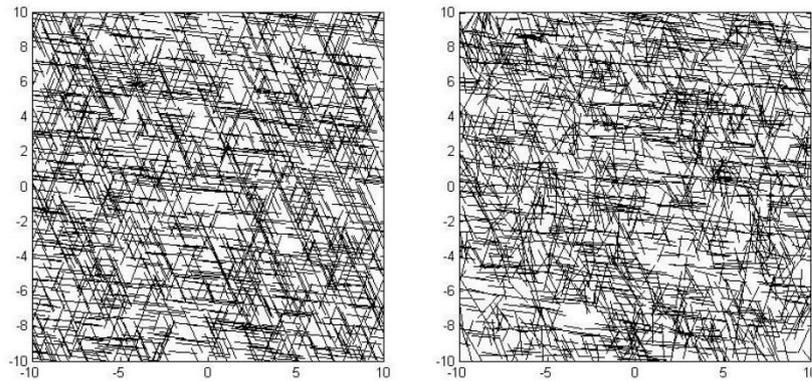


Abb. 4.3: Zweidimensionale stochastische Kluftnetze mit mittlerer Kluftdichte ohne (links) und mit Normalverteilung (rechts, Kluftnetzgröße = 20 m × 20 m)

4.2 Strömungsanalyse

4.2.1 Grundkonzept zur Ermittlung des Durchlässigkeitstensors

In den generierten Kluftnetzen wird die Bewegung des Wassers, das durch einen künstlich erzeugten hydraulischen Gradienten angetrieben wird, durch hydraulische Modellierungen berechnet. Für die hydraulischen Modellierungen stehen grundsätzlich verschiedene kommerzielle Programme wie z.B. UDEC, FracMan und NAPSAC zur Verfügung. Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Programm in Matlab entwickelt, um den Durchfluss in Klüften bezüglich des generierten Kluftnetzes zu berechnen. Dadurch wird der Durchlässigkeitstensor ermittelt und das REV aus hydraulischen Gesichtspunkten bestimmt. Die Berechnung des Durchflusses innerhalb des Kluftnetzes basiert auf dem kubischen Gesetz (Glg. 2.11, siehe Abschnitt 2.3.1). Darauf folgend wird nun angenommen, dass dieser simulierte Durchfluss ebenfalls mit dem Darcy-Gesetz beschrieben werden kann.

Zur Ermittlung der Durchlässigkeitstensen sind in der Vergangenheit verschiedene Methoden entwickelt worden. Alle Methoden haben die Gemeinsamkeit, dass künstlich generierte hydraulische Gradienten durch Randbedingungen an den Modellseiten angelegt werden. Beispielsweise verwendet eine Methode jeweils eine konstante hydraulische Druckhöhe auf der linken und rechten Seite eines 2D-Kluftmodells und auf der oberen und unteren Seite keinen Zustrom und keine Druckhöhe (Panda & Kulatilake, 1999). Ein Nachteil dieser Methode ist, dass das Fließverhalten an der unteren und oberen Seite nicht vollständig erfasst und dadurch die Heterogenität des Kluftnetzes nur eingeschränkt beschrieben werden kann (Blum et al., 2007). Long et al. (1982) entwickelte eine Methode, die an allen vier Seiten eine Druckhöhe annimmt. Durch Rotation des Kluftnetzes und wiederholte Berechnungen des Durchflusses durch das Kluftnetz unter gleichen Randbedingungen kann die Richtungsabhängigkeit der Durchlässigkeit eines Kluftnetzes berechnet werden. Eine vergleichbare Methode wurde von Jackson et al. (2000)

entwickelt, bei der jedoch nicht das Kluftnetz, sondern die Randbedingungen rotiert werden. Auf Basis dieser Herangehensweise wurde die nachfolgende Methode zur Ermittlung des 2D-Durchlässigkeitsbeiwerts hergeleitet.

Grundsätzlich kann der Durchlässigkeitstensor eines homogenen Mediums einerseits entlang der Richtung des hydraulischen Gradienten oder andererseits entlang der Fließrichtung ermittelt werden. Allerdings ist die mittlere Fließrichtung in einem inhomogenen Kluftgestein schwierig zu beschreiben, da die Fließrichtung von der unklar ausweisenden Kluftorientierung kontrolliert wird. Deshalb muss die Methode verwendet werden, bei der die Durchlässigkeitstensoren in der Richtung des hydraulischen Gradienten ermittelt werden. Die künstlich definierten Randbedingungen erzeugen in einem rechteckigen anisotropen Strömungsbereich, der aus dem Generierungsbereich aufgenommen wird, einen linearen Gradienten (Abb. 4.4). Auf der linken und der rechten Seite bleiben die hydraulischen Druckhöhen konstant. Auf der oberen und unteren Seite verändert sich die Druckhöhe linear von H_L bis H_R . Unter einer solchen Randbedingung ist der hydraulische Gradient in Y-Richtung in einem lokalen X-Y-Koordinatensystem gleich 0 (Abb. 4.4a). Die Randbedingung wird in jeweils beispielsweise 30°-Schritten gegen den Uhrzeigersinn bis 150° rotiert (siehe Abb. 4.4b). Dadurch können die Durchlässigkeitsbeiwerte $K_g(\alpha)$ in Abhängigkeit von der Orientierung des Strömungsbereichs berechnet werden:

$$K_g(\alpha) = \left(\frac{Q_\alpha}{L \times 1} \right) / \left(\frac{H_L - H_R}{L} \right) = \frac{Q_\alpha}{(H_L - H_R)} \quad (4.1)$$

Die Durchlässigkeitsbeiwerte für die entgegengesetzten Richtungen von 180° bis 330° werden als symmetrisch zu den vorhergehenden erwartet und werden daher nicht mehr gesondert betrachtet. In der Regel lässt sich der Wert von $K_g(\alpha)$ um den Rotationswinkel α für ein homogenes anisotropisches Medium als ein Ellipsoid in einem polaren Koordinatensystem veranschaulichen. Für inhomogene Kluftgesteine ist jedoch nicht unbedingt ein glattes Ellipsoid anzupassen. Die Form der Anpassung mit den ermittelten $K_g(\alpha)$ kann für ein bestimmtes Testgesteinsvolumen relativ unregelmäßig sein. Falls die Form der Anpassung um den Winkel α annähernd ein Ellipsoid ist, kann ein einzelner symmetrischer Durchlässigkeitstensor zur Beschreibung des Mediums bestimmt werden.

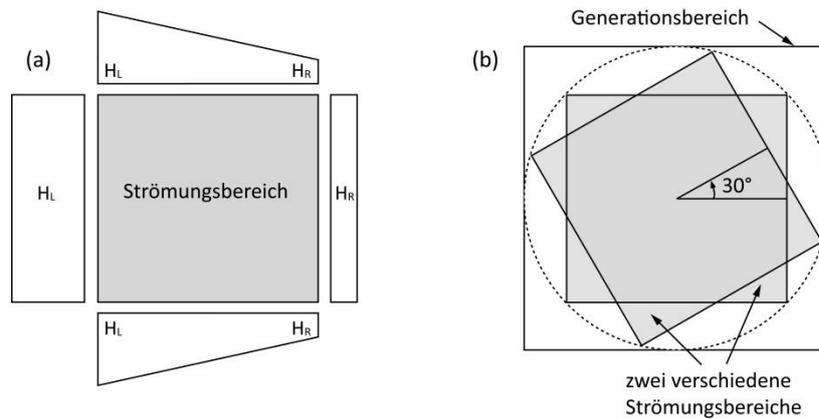


Abb. 4.4: Definierte Randbedingungen zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts im Kluftmodell

Die Durchlässigkeitsellipse, die mit den sechsfach simulierten und ihren symmetrischen sechs $K_g(\alpha)$ -Werten angepasst wird, lässt sich durch die zwei Hauptkomponenten des Durchlässigkeitstensors K_{max} und K_{min} und die Orientierung der Durchlässigkeitsellipse α_{max} (Winkel zwischen K_{max} und der Y-Achse, gegen den Uhrzeigersinn) beschreiben und kann schließlich mit folgender Funktion abgeschätzt werden:

$$RMS = \frac{2}{K_{max} + K_{min}} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n [K_g(\alpha) - K_{sim}(\alpha)]^2} \quad (4.2)$$

Dabei ist n die Anzahl der Rotationen, $K_{sim}(\alpha)$ der berechnete Wert auf der angepassten Ellipse in Winkel α . Nach der Theorie von Öhman (2003) ist der RMS -Wert in diesem Fall kleiner als 0,2, was grundsätzlich eine sehr gute Anpassung bedeutet. Demnach kann das Fließverhalten in einem solchen Kluftnetz durch einen 2D-Durchlässigkeitstensor beschrieben werden, der aus der angepassten Ellipse wie folgt berechnet werden kann:

$$K_{11} = \frac{1}{2}(K_{max} + K_{min}) + \frac{1}{2}(K_{max} - K_{min}) \cdot \cos(2\alpha_{max}) \quad (4.3)$$

$$K_{22} = \frac{1}{2}(K_{max} + K_{min}) - \frac{1}{2}(K_{max} - K_{min}) \cdot \cos(2\alpha_{max}) \quad (4.4)$$

$$K_{12} = K_{21} = \frac{1}{2}(K_{max} - K_{min}) \cdot \sin(2\alpha_{max}) \quad (4.5)$$

Hieraus kann der 2D-Durchlässigkeitstensor wie folgt beschrieben werden:

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

4.2.2 Mathematisches Modell für 2D-stationäre Strömung im Kluftnetzwerk

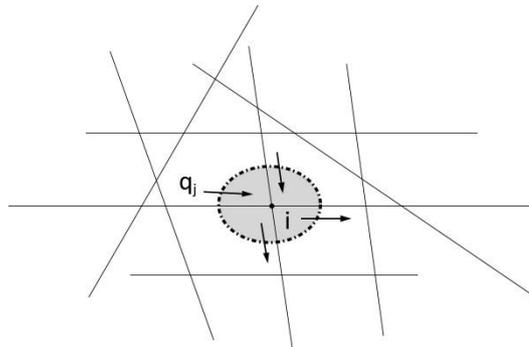


Abb. 4.5: Skizze der Wasserbilanz in einem Kluftsystem

Ein mathematisches Modell zur Berechnung des Volumenstroms in einem Kluftnetzwerk lässt sich durch die Skizze in Abb. 4.5 beschreiben. Es wird angenommen, dass in einem Kluftnetz eine Anzahl von N Schnittpunkten und M Lineamenten vorhanden ist. Jeder Schnittpunkt befindet sich in einer bestimmten Lage mit entsprechenden XY -Koordinaten und jedes Lineament besitzt eine Länge von l_j und eine bestimmte Richtung. Im Kluftnetz wird über die Mittelpunkte aller zum Schnittpunkt i inzidenten Lineamente eine Zone (gestrichelte Ellipse in Abb. 4.5) betrachtet, in der eine Wasserbilanz bzgl. der Fließgleichung wie folgt beschrieben werden kann:

$$\left(\sum_{j=1}^M q_j \right)_i + Q_i = 0, (i = 1, 2, \dots, N) \quad (4.7)$$

Dabei beschreibt q_j den Zu- oder Abstrom entlang des Lineaments j ; M ist die Gesamtzahl der Lineamente um den Schnittpunkt i ; Q_i ist der Quell-/Senkterm am Schnittpunkt i . Die Koeffizienten der Wasserbilanz für den vollständigen Strömungsbereich mit N Schnittpunkten und M Lineamenten können als Matrix $A := \{a_{ij}\}_{N \times M}$ mit $a_{ij} \in \{-1, 0, 1\}$ wie folgt aufgefasst werden:

$$Aq + Q = 0 \quad (4.8)$$

$$Q := (Q_1, Q_2, \dots, Q_N)^T \quad (4.9)$$

$$q := (q_1, q_2, \dots, q_M)^T \quad (4.10)$$

Dabei funktioniert A als eine Inzidenzmatrix, die die räumlichen Beziehungen zwischen den Schnittpunkten und den Lineamenten in einem Strömungsbereich darstellt. Für $a_{ij} = 0$ verbindet sich das Lineament j hydraulisch nicht mit dem Schnittpunkt i ; ein Wert von 1 oder -1 bedeutet, dass eine hydraulische Verbindung vorhanden ist, aber die Strömung zum Schnittpunkt i hin oder von ihm weg gerichtet ist.

Die gesamten Schnittpunkte im Strömungsbereich lassen sich in drei Gruppen unterteilen. Diese sind die Schnittpunkte innerhalb des Strömungsbereichs $N1$, die Schnittpunkte am oberen und unteren Rand $N2$

und die Schnittpunkte am linken und rechten Rand $N3$. Die Wasserbilanz für den vollständigen Strömungsbereich kann demnach in drei einzelnen Gleichungen getrennt beschrieben werden:

$$\begin{cases} A_1 q + Q_1 = 0 \\ A_2 q + Q_2 = 0 \\ A_3 q + Q_3 = 0 \end{cases} \quad (4.11)$$

q beschreibt in Form einer Matrix den Zu- oder Abstrom entlang des Lineaments j zum Schnittpunkt i hin oder von ihm weg. Für einzelne Lineamente j kann der q_j -Wert nach den Gleichungen 4.12 und 4.13 wie folgt ermittelt werden:

$$q_j = (K_f)_j \cdot b_j (\Delta H_j) / l_j = \frac{\rho g b_j^3}{12 \mu l_j} \cdot \Delta H_j = T_j \cdot \Delta H_j \quad (4.12)$$

$$T_j = \frac{\rho g b_j^3}{12 \mu l_j} \quad (4.13)$$

Somit kann die Matrix q nach der Gleichung 4.13 formuliert werden. Dabei ist T eine Diagonalmatrix, die in folgender Form gezeigt werden kann:

$$T = \text{Diag}(T_1, T_2, \dots, T_M) \quad (4.14)$$

q in Form der Matrix kann wie folgt beschrieben werden:

$$q = T \cdot \Delta H \quad (4.15)$$

Die Differenz der Druckhöhe in einem Lineament j kann durch die Druckhöhen an den zwei Schnittpunkten berechnet, die sich mit dem Lineament verbinden. Für den vollständigen Strömungsbereich kann es in Form der Matrix nach der Gleichung 4.16 beschrieben werden. Aufgrund der klassifizierten Schnittpunktgruppen $N1$, $N2$ und $N3$ kann die Summe der hydraulischen Differenz nach der folgenden Gleichung ermittelt werden. In der Gleichung 4.17 sind H_1 , H_2 und H_3 die Matrizen für die hydraulische Höhe jeweils mit einer Ordnung von $N1 \times 1$, $N2 \times 1$ und $N3 \times 1$. A_1^T , A_2^T und A_3^T sind die transponierten Matrizen der Inzidenzmatrix jeweils mit einer Ordnung von $M \times N1$, $M \times N2$ und $M \times N3$.

$$\Delta H = A^T H \quad (4.16)$$

$$\Delta H = A_1^T H_1 + A_2^T H_2 + A_3^T H_3 \quad (4.17)$$

Durch die Gleichungen 4.13, 4.15 und 4.17 können die Matrixgleichungen zur Ermittlung der zweidimensionalen stationären Strömung im Kluffnetzwerk wie folgt abgeleitet werden (Wu, 2009):

$$\begin{cases} A_1(T \cdot A_1^T \cdot H_1) + A_1(T \cdot A_2^T \cdot H_2) + A_1(T \cdot A_3^T \cdot H_3) + Q_1 = 0 \\ A_2(T \cdot A_1^T \cdot H_1) + A_2(T \cdot A_2^T \cdot H_2) + A_2(T \cdot A_3^T \cdot H_3) + Q_2 = 0 \\ A_3(T \cdot A_1^T \cdot H_1) + A_3(T \cdot A_2^T \cdot H_2) + A_3(T \cdot A_3^T \cdot H_3) + Q_3 = 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

Dabei sind A_1 , A_2 und A_3 die Inzidenzmatrizen zur Beschreibung der richtungsabhängigen hydraulischen Verbindungsverhältnisse jeweils zwischen internen Schnittpunkten, Schnittpunkten am oberen/unteren Modellrand, Schnittpunkten am linken/rechten Modellrand und den Lineamenten. Q_1 , Q_2 und Q_3 beschreiben jeweils die Quell-/Senkterme an internen Schnittpunkten, den gesamten Volumenstrom an den Schnittpunkten am oberen/unteren Modellrand, am linken/rechten Modellrand. H_1 , H_2 und H_3 sind jeweils die hydraulischen Höhen an den Schnittpunkten im Strömungsbereich, am oberen/unteren und am linken/rechten Modellrand. Nachdem drei Randbedingungen im Kluffmodell vorgegeben werden, lassen sich die übrigen drei Unbekannten lösen.

4.2.3 Programm zur Berechnung der Strömung

Aufgrund der oben erläuterten mathematischen Grundlage zur Ermittlung der zweidimensionalen stationären Strömung im Kluffnetzwerk wurde im Rahmen dieser Arbeit mittels Matlab ein Programm entwickelt, mit dem die hydraulischen Pfade in verschiedenen Modellgrößen mit unterschiedlicher Rotation der Randbedingungen bestimmt werden können. Die ermittelten hydraulischen Pfade werden dann bzgl. des kubischen Gesetzes als Grundlage zur Auswertung des 2D-Durchlässigkeitstensors und des hydraulischen REV eingesetzt. Das Programm wurde hier mithilfe eines vereinfachten Kluffmodells mit vier künstlich erstellten Klüften im Detail vorgestellt (Abb. 4.6). Dabei ist der Generationsbereich 4×4 m groß und der Strömungsbereich hat eine Ausdehnung von $2,5 \times 2,5$ m mit einem Rotationswinkel von 30° gegen den Uhrzeigersinn.

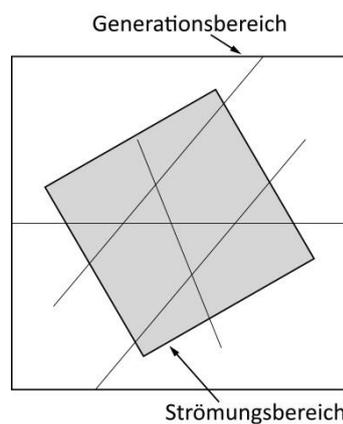


Abb. 4.6: Generiertes Kluffnetz mit vier künstlich erstellten Klüften

(1) Generierung des stochastischen Kluffnetzes

Die XY-Koordinaten der Anfangs- und Endpunkte aller Klüfte in dem generierten 2D-Kluftnetzwerk werden als Ausgangsdatei verwendet (Tabelle 4.1). Nachdem die Größe des Strömungsbereichs definiert wird, werden die Segmente der Klüfte, die außerhalb des Strömungsbereichs liegen, abgeschnitten und entfernt (Abb. 4.7b).

Tabelle 4.1: Künstlich erstellte XY-Koordinaten von Anfangs- und Endpunkte aller Klüfte

Kluft-ID	XY-Koordinaten des Anfangspunkts	XY-Koordinaten des Endpunkts
L1	(-0.5, 1)	(0.5, -1.5)
L2	(-1.5, -1)	(1, 2)
L3	(-2, 0)	(2, 0)
L4	(-1, -2)	(1.5, 1)

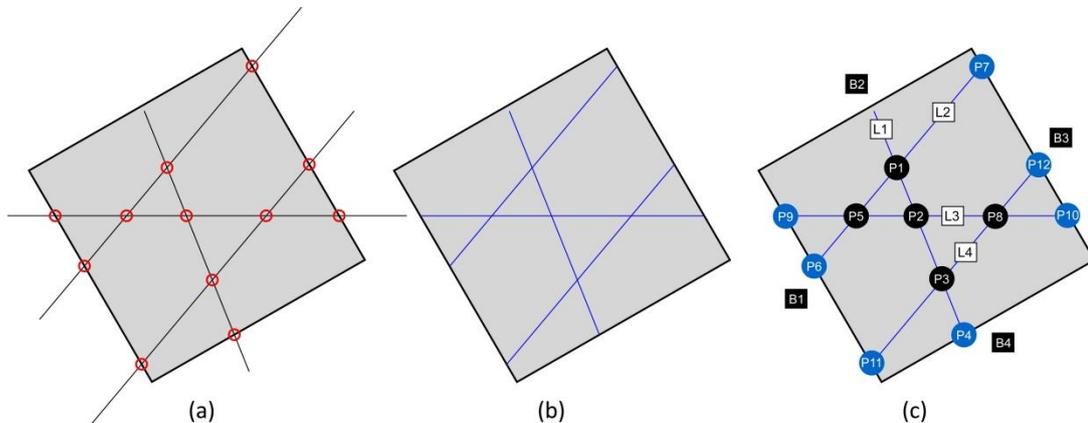


Abb. 4.7: (a) Ermittlung der Schnittpunkte und Abtrennung der Segmente außerhalb des Strömungsbereichs; (b) Abgeschnittene Klüfte im Strömungsbereich und (c) Nummerierte Klüfte, Schnittpunkte und Modellränder nach der Berechnung

(2) Ermittlung der Koordinaten von Schnittpunkten

Die Klüfte und die Modellränder können mittels ihrer Anfangs- und Endpunkte mit ihren XY-Koordinaten durch eine lineare Gleichung beschrieben werden. Dadurch können die Schnittpunkte zwischen „Kluft-Kluft“ und „Kluft-Modellrand“ durch die Lösung zweier linearer Gleichungen ermittelt werden. Die isolierten Klüfte, die keine hydraulische Verbindung mit anderen Klüften bzw. Modellrändern haben, werden vom Kluftnetz entfernt. Danach werden alle Schnittpunkte neu nummeriert (Abb. 4.7c). Die Koordinaten und Relativlagen der Schnittpunkte werden dann jeweils in Matrix *C* und *D* gespeichert. Für das Testbeispiel lautet die Matrix *C*:

	L1	L2	L3	L4	B1	B2	B3	B4
L1	0	1	2	3	0	0	0	4
L2	1	0	5	0	6	0	7	0
L3	2	5	0	8	9	0	10	0

L4	3	0	8	0	11	0	12	0
B1	0	6	9	11	0	0	0	0
B2	0	0	0	0	0	0	0	0
B3	0	7	10	12	0	0	0	0
B4	4	0	0	0	0	0	0	0

Die Matrix C ist eine symmetrische Matrix. Sie beschreibt die Verbindungsverhältnisse zwischen allen Klüften ($L1'$ bis $L4'$) bzw. Modellrändern ($B1'$ bis $B4'$). Beispielsweise bedeutet der in fett markierte Wert 1, dass sich die Kluft $L1'$ mit der Kluft $L2'$ am Punkt $P1'$ verbindet (Abb. 4.7c). Ein Wert von 0 bedeutet, dass kein Schnittpunkt vorhanden ist. Die folgende Matrix D beschreibt die Relativlage jedes Schnittpunkts auf einer einzelnen Kluft im ausgeschnittenen Strömungsbereich. Die gesamte Länge einer Kluft wird als 1 angenommen. Beispielsweise liegt $P1'$ somit auf der Relativlage von 0,24 der Kluft $L1'$ und auf der Relativlage von 0,49 der Kluft $L2'$ (siehe fett markierte Werte).

	L1	L2	L3	L4	B1	B2	B3	B4
L1	-	0,24	0,45	0,73	-	-	-	1
L2	0,49	-	0,27	-	0	-	1	-
L3	0,47	0,27	-	0,73	0	-	1	-
L4	0,43	-	0,73	-	0	-	1	-
B1	-	0,53	0,79	0,10	-	-	-	-
B2	-	-	-	-	-	-	-	-
B3	-	0,10	0,79	0,53	-	-	-	-
B4	0,61	-	-	-	-	-	-	-

(3) Ermittlung der Distanz zwischen Schnittpunkten

Nachdem die Schnittpunkte nummeriert (Matrix C) und ihre Relativlagen auf der Kluft (Matrix D) ermittelt wurden, können die räumlichen Beziehungen von „Linie-Linie“ auf „Schnittpunkt-Schnittpunkt“ umgewandelt werden. Durch einen Vergleich der Relativlage auf einer Kluft kann nur eine einzelne Verbindung zwischen Schnittpunkten bestimmt werden. Das heißt, dass sich ein Schnittpunkt nur entlang einer vorhandenen Kluft mit dem nächstliegenden Schnittpunkt verbindet. Die Informationen darüber können dann in einer Matrix C_p gespeichert werden. Die Matrix C_p für das Testbeispiel lautet:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
P1	-	1	-	-	2	-	2	-	-	-	-	-
P2	1	-	1	-	3	-	-	3	-	-	-	-
P3	-	1	-	1	-	-	-	4	-	-	4	-
P4	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P5	2	3	-	-	-	2	-	-	3	-	-	-
P6	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-
P7	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

P8	-	3	4	-	-	-	-	-	-	3	-	4
P9	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-
P10	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-
P11	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P12	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-

Beispielsweise ist der Wert 1 in der ersten Zeile die Kluft ,L1'. Das bedeutet, dass der Schnittpunkt ,P1' entlang der Kluft ,L1' mit dem Schnittpunkt ,P2' verbunden ist, und indirekt über ,P2' auch mit ,P3' verbunden ist. Für den Wert 2 bedeutet dies, dass von Schnittpunkt ,P1' entlang der Kluft ,L2' entweder ,P5' oder ,P7' erreicht werden kann. Ergänzend dazu sind auch die Distanzen zwischen Schnittpunkten ermittelt worden. Die ermittelten Daten wurden in einer C_{Pd} genannten Matrix zusammengefasst. Hier beträgt die Distanz zwischen ,P1' und ,P2' entlang der Kluft ,L1' beispielsweise 0,49 m. Die vollständige Matrix C_{Pd} stellt sich wie folgt dar:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
P1	-	0,49	-	-	0,60	-	1,35	-	-	-	-	-
P2	0,49	-	0,67	-	0,57	-	-	0,77	-	-	-	-
P3	-	0,67	-	0,64	-	-	-	0,81	-	-	1,14	-
P4	-	-	0,64	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P5	0,60	0,57	-	-	-	0,72	-	-	0,78	-	-	-
P6	-	-	-	-	0,72	-	-	-	-	-	-	-
P7	1,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P8	-	0,77	0,81	-	-	-	-	-	-	0,78	-	0,72
P9	-	-	-	-	0,78	-	-	-	-	-	-	-
P10	-	-	-	-	-	-	-	0,78	-	-	-	-
P11	-	-	1,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P12	-	-	-	-	-	-	-	0,72	-	-	-	-

(4) Bestimmung der hydraulischen Pfade im Klufnetz

Die Schnittpunkte am linken, oberen und unteren Modellrand sollen den Zustrom beschreiben und wurden als Startpunkte definiert. Die Schnittpunkte am rechten Modellrand gelten als Endpunkte. Der Durchfluss ist somit von Startpunkten ausgehend auf die Endpunkte gerichtet. Dadurch wird auch der Rückfluss vermieden. Die kürzesten hydraulischen Pfade von Startpunkten zu Endpunkten können über die ermittelten Distanzen (C_{Pd}) entlang entsprechender Klüfte (C_P) ermittelt werden. Dabei wurden die primären Klüfte durch die Schnittpunkte in mehreren Linienelemente separiert und diese Linienelemente dann neu nummeriert und in einer C_{Pl} genannten Matrix gespeichert. Sie lautet:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
P1	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-

P2	2	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-
P3	-	4	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-
P4	-	-	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P5	7	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P6	-	-	-	-	9	-	-	-	-	-	-	-
P7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	11
P9	-	-	-	-	12	-	-	-	-	-	-	-
P10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P11	-	-	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(5) Ermittlung der Inzidenzmatrix A

Über die ermittelte Matrix C_{PI} kann die Inzidenzmatrix A abgeleitet werden, die aus A_1 , A_2 und A_3 zusammengesetzt wurde. Die Matrix A lautet:

	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13
P1	-1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
P2	0	-1	-1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
P3	0	0	0	-1	-1	1	0	0	0	0	0	0	1
P4	0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
P5	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	0	0	1	0
P6	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0
P7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P8	0	0	1	0	1	0	0	0	0	-1	-1	0	0
P9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
P10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
P11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1
P12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0

Beispielsweise bedeutet der Wert 1 (fett markiert) der ersten Zeile in der Matrix C_{PI} , dass das Wasser weg von Schnittpunkt ,P1' in Richtung ,P7' entlang des neu nummerierten Linienelements ,L1' fließen kann. Deswegen sollte der Wert in der ersten Zeile und ersten Spalte -1 sein, da das Wasser entlang ,L1' weg von Punkt ,P1' fließt. Der Wert bei ,P7' in der ersten Spalte sollte 1 sein, weil das Wasser nach ,P7' fließt. In Abb. 4.8 sind die ermittelten hydraulischen Pfade (links) mit entsprechenden Fließrichtungen (rechts) dargestellt.

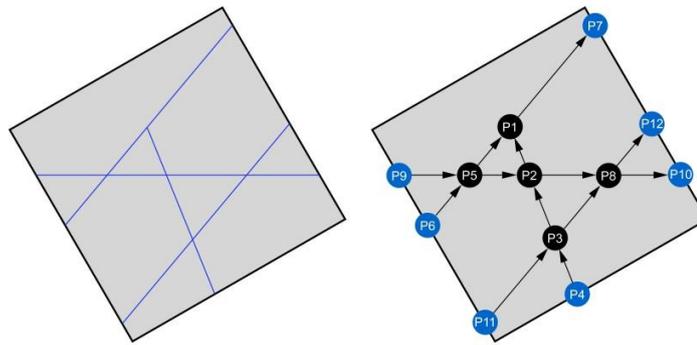


Abb. 4.8: Ermittelte hydraulische Pfade mit entsprechenden Richtungen

Tabelle 4.2: Ermittelte hydraulische Pfade von Startpunkten in Richtung der Endpunkte

Startpunkt ,P4'	Startpunkt ,P6'	Startpunkt ,P9'	Startpunkt ,P11'
P4→P3→P8→P10	P6→P5→P1→P7	P9→P5→P1→P7	P11→P3→P8→P10
P4→P3→P8→P12	P6→P5→P2→P8→P10	P9→P5→P2→P8→P10	P11→P3→P8→P12
P4→P3→P2→P1→P7	P6→P5→P2→P8→P12	P9→P5→P2→P8→P12	P11→P3→P2→P1→P7

(6) Definition der Randbedingungen und Berechnung des 2D-Durchlässigkeitstensors

Nachdem die hydraulischen Pfade ermittelt wurden, kann der Durchfluss durch das Kluftnetz unter vorgegebenen hydraulischen Randbedingungen und Kluftöffnungsweiten nach der Gleichung 4.17 berechnet werden. In dieser Gleichung ist H_2 , H_3 und Q_1 jeweils die hydraulische Höhe am oberen/unteren Modellrand, die hydraulische Höhe am linken/rechten Rand und der Quell-/Senkterm an den Schnittpunkten innerhalb des Strömungsbereiches. Dabei ist $Q_1 = 0$. H_2 und H_3 sind bekannte Parameter und resultieren aus den vorgegebenen Randbedingungen. Die restlichen Parameter Q_2 , Q_3 und H_1 können dadurch gelöst werden. Der 2D-Durchlässigkeitstensor kann anschließend bezogen auf den ermittelten Durchfluss nach dem Darcy-Gesetz ausgewertet werden.

4.2.4 Ermittlung des hydraulischen REV bezüglich des 2D-Durchlässigkeitstensors

Das in Abschnitt 4.1 generierte 2D-Kluftnetz wurde hier in dem entwickelten Programm analysiert. Dabei wurde der 2D-Durchlässigkeitstensor mittels einer zwölfmaligen Rotation der Randbedingungen, d.h. einer Variation der Richtung des hydraulischen Gradienten in jeweils 15°-Schritten von 0° bis 165°, in verschiedenen Kluftnetzgrößen berechnet (Abb. 4.9). Die Veränderung der Kantenlänge im Kluftmodell erzielt die Bestimmung des Skaleneffekts der Modellgröße. Für jede Simulation wurden zunächst die aus dem entwickelten Programm resultierenden hydraulischen Pfade ermittelt. So sind beispielsweise in Abb. 4.10 die ermittelten hydraulischen Pfade für eine Kluftnetzgröße von 15 m × 15 m in verschiedenen Rotationswinkeln dargestellt. Dabei wurde der Durchfluss durch die hydraulischen Pfade unter definierten Randbedingungen berechnet und somit der $K_g(\alpha)$ -Wert nach Gleichung 4.1 ermittelt. Die zwölf

simulierten und zwölf symmetrischen $K_g(\alpha)$ -Werte wurden demnach durch eine Durchlässigkeitsellipse angepasst, die durch die zwei Hauptkomponenten K_{max} und K_{min} und die Orientierung der Durchlässigkeitsellipse α_{max} (Winkel zwischen K_{max} und der X-Achse, gegen den Uhrzeigersinn) beschrieben wurde. Die Qualität der Anpassung wurde mithilfe des *RMS* nach Gleichung 4.2 bewertet. Bezüglich des berechneten α_{max} -, K_{max} - und K_{min} -Werts wurden die Komponenten des 2D-Durchlässigkeitstensors durch die Gleichungen 4.3, 4.4 und 4.5 ermittelt.

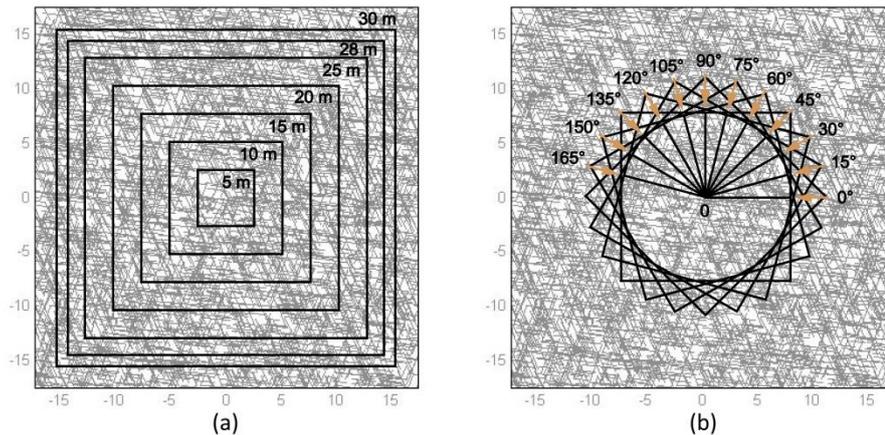


Abb. 4.9: (a) Veränderung der Kantenlänge im Kluftmodell; (b) Rotation der Randbedingungen in 15°-Schritten beispielhaft mit einer Kluftnetzgröße von 15 m × 15 m

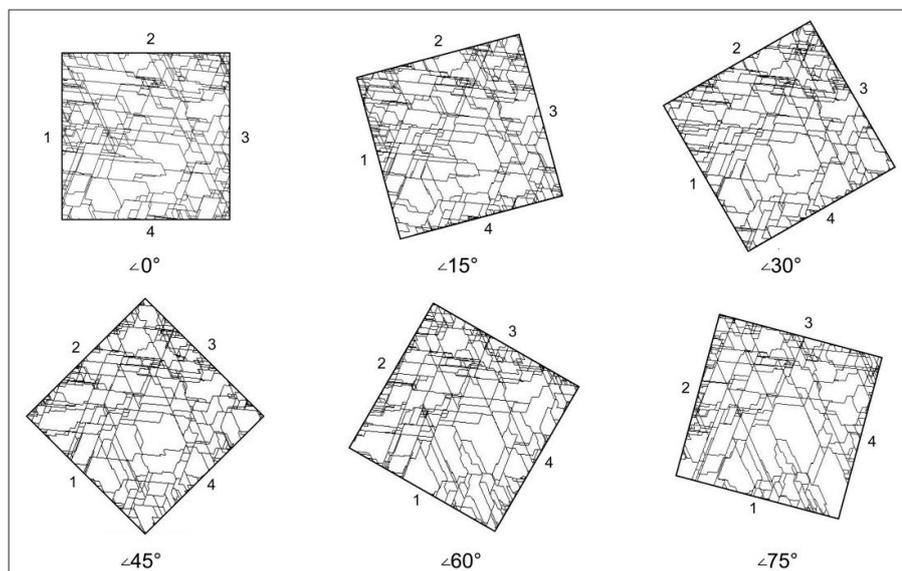


Abb. 4.10: Ermittelte hydraulische Fließpfade in einem Kluftnetz beispielhaft mit einer Modellgröße von 15 m × 15 m

Unter Verwendung der Monte-Carlo-Methode können die generierten Kluftnetzwerke auch bei gleicher Kluftdichte unterschiedlich sein. Ein solcher Fehler wird von der eigenen Einschränkungen der Monte-Carlo-Methode verursacht und als zufälliger Fehler angesehen. Deswegen wurde nachfolgend bestimmt,

wie viele Einzelsimulationen für eine bestimmte Kluftnetzgröße erforderlich sind, um einen hinreichend genauen mittleren Durchlässigkeitstensor bestimmen zu können. Ein kumulativer Mittelwert wurde jeweils für die drei Komponenten des 2D-Durchlässigkeitstensors K_{11} , K_{12} und K_{22} in einer bestimmten Kluftnetzgröße als Konvergenzkriterium verwendet. Im Prinzip nimmt die Konvergenz mit zunehmender Kluftdichte und mit zunehmender Kluftnetzgröße zu. Wie in Abb. 4.11 dargestellt, wurde eine hinreichende Konvergenz mit 15 Simulationen für die Kluftnetze mit einer Kluftnetzgröße von 20 m × 20 m erreicht. Dabei ist die kumulative Varianz des Mittelwerts der drei Komponenten des Durchlässigkeitstensors kleiner als 2 %. Für die Kluftnetze mit einer Größe von 30 m × 30 m unter gleicher Kluftdichte wurde eine gute Konvergenz bereits nach 10 Simulationen erreicht.

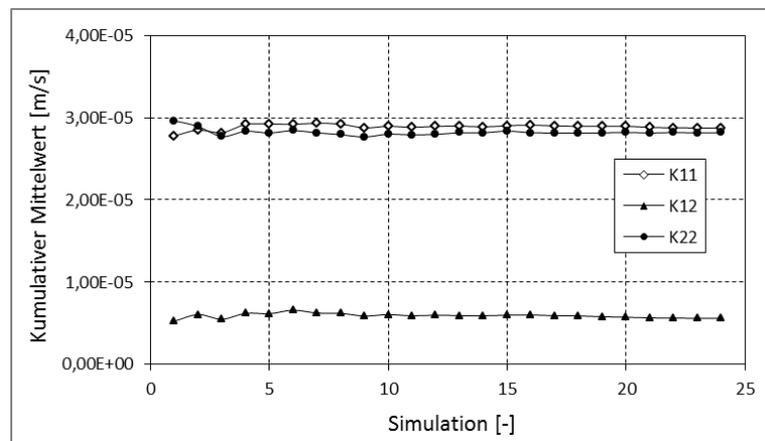


Abb. 4.11: Kumulativer Mittelwert der drei angepassten Komponenten des Durchlässigkeitstensors (Kluftnetzgröße 20 m × 20 m)

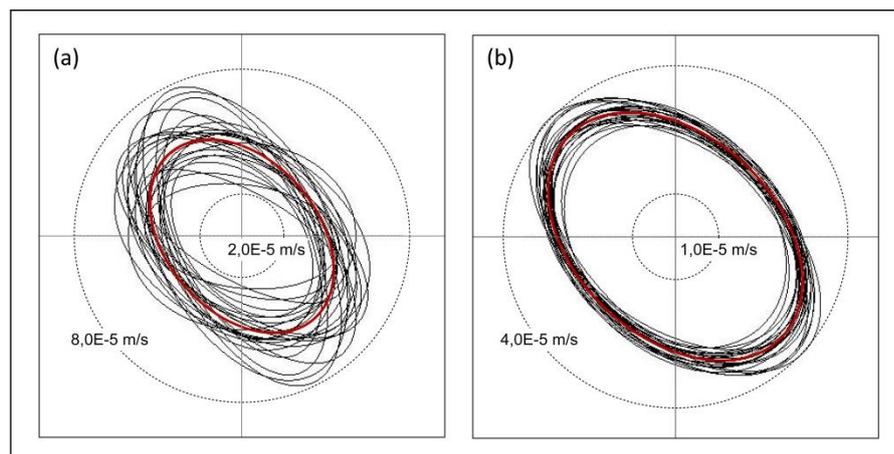


Abb. 4.12: Durchlässigkeitsellipsen für Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte der Größen (a) 5 m × 5 m und (b) 28 m × 28 m

Die Abweichungen zwischen einzelnen Simulationen und die Unsicherheit bei der Bestimmung einer repräsentativen Durchlässigkeit für die mittlere Kluftdichte in Abhängigkeit von der Kluftnetzgröße werden in Abb. 4.12 ersichtlich. Die angepassten Durchlässigkeitsellipsen bei Kluftnetzen mit einer geringen

Größe wie z.B. 5 m × 5 m sind aufgrund der stark variierenden Kluftnetzgeometrie und deren hydraulischen Verbindung stark abweichend (Abb. 4.12a). Im Vergleich dazu zeigten die Simulationen bei größerem Kluftnetz wie z.B. 28 m × 28 m relativ geringe Abweichungen zwischen den Einzelsimulationen (Abb. 4.12b). In diesen beiden Modellgrößen wurden je 25 Simulationen durchgeführt. Die gezeigte rote Ellipse ist die mittlere Durchlässigkeitsellipse. Die X- und Y-Achse repräsentiert die richtungsabhängige Durchlässigkeit in m/s.

In Abb. 4.13 sind in einem Polarkoordinatensystem die ermittelten mittleren $K_g(\alpha)$ -Werte aus 25 Simulationen in verschiedenen Richtungen für unterschiedliche Kluftnetzgrößen dargestellt. Der $K_g(\alpha)$ -Wert nimmt im Allgemeinen in allen Richtungen mit zunehmender Modellgröße erkennbar ab. In Abb. 4.14 zeigt sich, dass der Variationskoeffizient (Standardabweichung/Mittelwert) jeweils von K_{max} und K_{min} mit zunehmender Kluftnetzgröße bis zu einem bestimmten Wert abnimmt. Zur Ermittlung des REV wurde hier ein subjektives REV-Kriterium gewählt. Wenn die kumulativen Varianzen der zwei Hauptkomponenten kleiner als 5% der kumulativen Mittelwerte betragen, dann entspricht die betrachtete Kluftnetzgröße dem minimalen REV. In diesem Fall liegt bei einer Netzgröße von 28 m × 28 m bereits ein REV vor (Abb. 4.14). Ab einer Kluftnetzgröße von 28 m × 28 m können die Durchlässigkeiten vereinfachend als konstant angesehen werden.

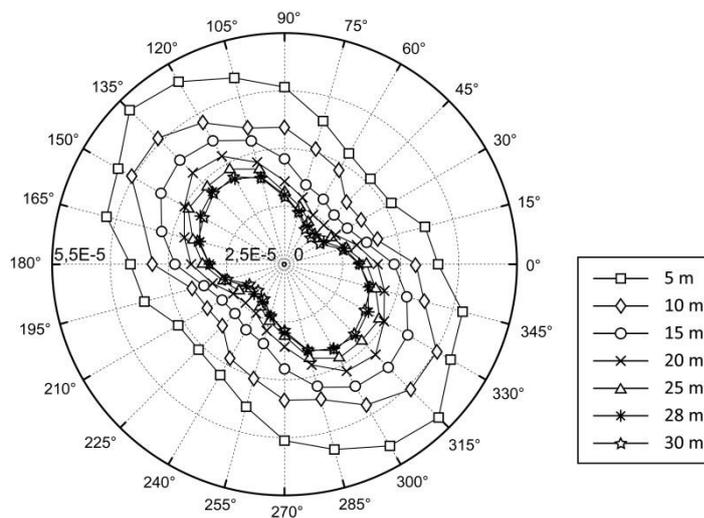


Abb. 4.13: Darstellung der mittleren K_g -Werte aus 25 Simulationen in verschiedenen Rotationswinkeln mit zunehmender Kluftnetzgröße in einem Polarkoordinatensystem (Einheit: m/s)

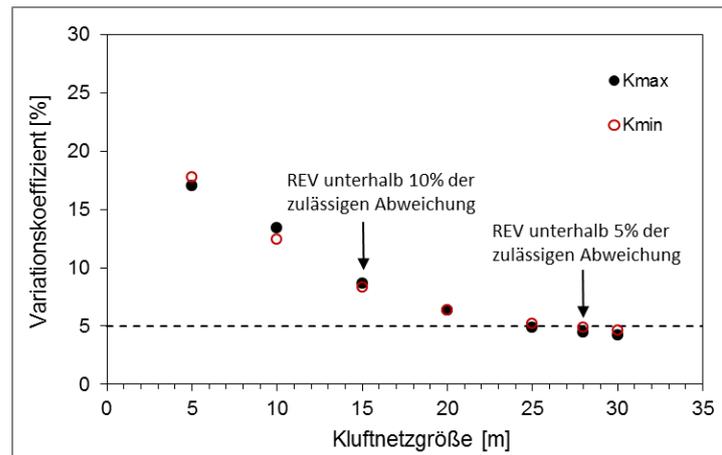


Abb. 4.14: Veränderung des Variationskoeffizient von K_{max} und K_{min} mit zunehmender Kluftnetzgröße

Des Weiteren können auch die mittleren Hauptkomponenten (K_{max} und K_{min}) sowie die mittlere Orientierung (α_{max}) der Durchlässigkeitsellipse als subjektives REV-Kriterium zur Bestimmung des minimalen repräsentativen Elementarvolumens herangezogen werden. Die entsprechenden Daten sind in Tabelle 4.3 aufgelistet. Die Qualität einer Anpassung mit einem mittleren $RMS \leq 0,05$ wurde als sehr gut eingestuft. Bei Erreichen dieses minimalen REV betragen somit die maximale und minimale Hauptkomponente (K_{max} und K_{min}) $3,4E-05$ m/s und $2,3E-05$ m/s. Die Orientierung der maximalen Hauptkomponente α_{max} ist 136° .

Tabelle 4.3: Zusammenfassung aller Ergebnisse der hydraulischen Modellierungen in Abhängigkeit von der Kluftnetzgröße

Größe [m x m]	K_{11} [m/s]	K_{12} [m/s]	K_{22} [m/s]	K_{max} [m/s]	K_{min} [m/s]	α_{max} [°]	mittlere RMS	REV
5	4,3E-05	7,9E-06	4,6E-05	5,3E-05	3,7E-05	140	0,04	*
10	3,8E-05	7,4E-06	3,9E-05	4,6E-05	3,1E-05	138	0,05	nein
15	3,5E-05	7,0E-06	3,5E-05	4,2E-05	2,8E-05	135	0,04	nein
20	3,2E-05	6,3E-06	3,1E-05	3,8E-05	2,5E-05	136	0,05	nein
25	3,0E-05	6,0E-06	2,9E-05	3,5E-05	2,4E-05	137	0,05	nein
28	2,8E-05	5,3E-06	2,8E-05	3,4E-05	2,3E-05	136	0,04	ja
30	2,8E-05	5,6E-06	2,8E-05	3,4E-05	2,3E-05	136	0,04	ja

4.3 Spannungsanalyse

Generell ist das mechanische Verhalten von Felsmassen auch stark von Diskontinuitäten wie Klüften und Störungen betroffen. In diesem Abschnitt wird das mechanische REV des Kluftgesteins am Standort bezüglich der Schädigungsmechanik ermittelt. Die Schädigungsmechanik kann die Abnahme der Festigkeit des Materials als Folge der Bildung von inneren Defekten/Diskontinuitäten beschreiben. In diesem Fall

können diese Diskontinuitäten als irreversible Schädigung der Felsmasse betrachtet werden. Der Zustand der Schädigung wird dabei durch eine interne Zustandsvariable bezeichnet, die angibt, wie stark geschädigt das Kluftgestein ist. Diese Zustandsvariable wird deshalb Schädigungsmaß D genannt. Das Schädigungsmaß D kann einerseits anisotrop sein und durch sogenannte Schädigungstensoren beschrieben werden; andererseits ist D von der Größe des betrachteten Volumens abhängig bzw. weist einen Skaleneffekt auf. Diese beiden Punkte werden in folgenden Abschnitten detailliert analysiert.

In der Regel kann das Schädigungsmaß entweder flächen- oder volumenbezogen quantifiziert werden. Ein volumenbezogenes Schädigungsmaß lässt sich durch das Verhältnis zwischen dem Volumen aller Mikroporen und dem betrachteten Volumen des Mediums beschreiben. Beim Flächenmaß kann die Schädigung durch die Fläche aller Diskontinuitäten und die Fläche des betrachteten Volumenelements quantifiziert werden. Das Schädigungsmaß D kann Werte zwischen Null und Eins annehmen ($0 \leq D \leq 1$). Für ungeschädigtes Material nimmt das Schädigungsmaß den Wert Null an. Für vollständig geschädigtes Material entspricht D dem Wert Eins. Im Folgenden wird das Grundprinzip der Schädigungsmechanik und ihre Verwendungen zur Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Felsmassen vorgestellt.

4.3.1 Effektive Spannung

Die mechanische Spannung, die im Fall isotroper Schädigung auf das geschädigte Material wirkt, ist schematisch in Abb. 4.15 dargestellt. In Abb. 4.15 (a) wird ein geschädigtes Material gezeigt. Auf die Schnittfläche ΔS wirkt die Kraft ΔF in Richtung der Flächennormalen n . Die nominale Spannung in der Schnittfläche lässt sich wie folgt berechnen:

$$\sigma = \Delta F / \Delta S \quad (4.19)$$

Die geschädigte Fläche ΔS_D spielt keine Rolle für die Spannung σ und es kommt zu einer Verkleinerung der Fläche ΔS , auf die die Kraft ΔF wirkt. Die verbleibende Fläche bzw. ungeschädigte Fläche wird als effektive lasttragende Fläche $\Delta \tilde{S}$ bezeichnet, die durch folgende Formel ausgedrückt wird:

$$\Delta \tilde{S} = \Delta S - \Delta S_D = \Delta S(1 - D) \quad (4.20)$$

Abb. 4.15(b) zeigt die effektive Fläche in einem effektiven Raum. In dem effektiven Raum wirkt die Kraft ΔF nur auf die effektive Fläche $\Delta \tilde{S}$ und die Spannung auf die effektive Fläche wird als effektive Spannung $\tilde{\sigma}$ bezeichnet. Unter Verwendung der Gleichungen 4.19 und 4.20 kann die effektive Spannung $\tilde{\sigma}$ wie folgt abgeleitet werden:

$$\tilde{\sigma} = \Delta F / \Delta \tilde{S} = \Delta F / (\Delta S - \Delta S_D) = \sigma / (1 - D) \quad (4.21)$$

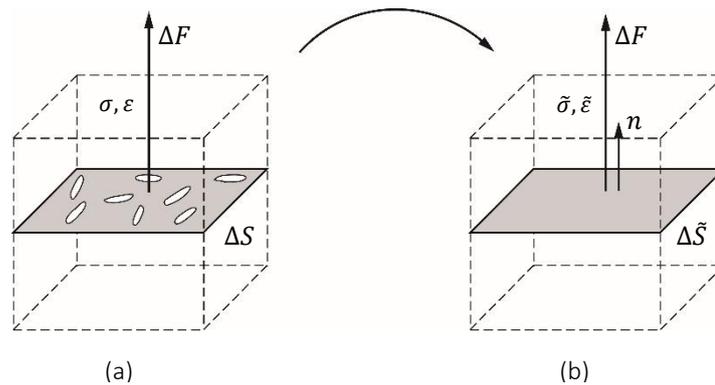


Abb. 4.15: Prinzipielle Darstellung der effektiven Spannung; (a) geschädigte Konfiguration und (b) ungeschädigte effektive Konfiguration

4.3.2 Äquivalenzprinzipien

Unter Verwendung einer weiteren Annahme bezüglich der effektiven Spannung kann dann der Zustand eindeutig beschrieben werden. Diese zusätzliche Annahme kann über verschiedene Äquivalenzprinzipien gewonnen werden. In dieser Arbeit wird die von Lemaitre (1971) vorgeschlagene Dehnungsäquivalenz erläutert, die folgendermaßen lautet: „die Dehnung ε , die mit einem geschädigten Zustand unter einer aufgetragenen Spannung σ verbunden ist, ist äquivalent zur Dehnung $\tilde{\varepsilon}$ des ungeschädigten Zustandes unter der Effektivspannung $\tilde{\sigma}$ (Abb. 4.16).“ Anhand des linear elastischen Materialverhaltens soll das Prinzip der Dehnungsäquivalenz veranschaulicht werden. Das Materialgesetz für linear elastisches Material bezüglich der geschädigten Konfiguration lautet:

$$\sigma = E_0 \cdot \varepsilon \quad (4.22)$$

Dabei ist E_0 der Elastizitätsmodul des geschädigten Materials. Für eine geschädigte Konfiguration hat das Elastizitätsgesetz die Form:

$$\tilde{\sigma} = \tilde{E} \cdot \tilde{\varepsilon} \quad (4.23)$$

Dabei ist \tilde{E} der Elastizitätsmodul des ungeschädigten Materials. Unter der Hypothese von Dehnungsäquivalenz folgt mit $\tilde{\varepsilon}(\tilde{\sigma}, 0) = \varepsilon(\sigma, D)$ die Gleichung:

$$\tilde{\sigma} = \tilde{E} \cdot \varepsilon \quad (4.24)$$

Im Fall isotroper Schädigung kann mit Gleichung 4.21 die effektive Spannung $\tilde{\sigma}$ durch die nominale Spannung σ und das Schädigungsmaß D ausgedrückt werden. Daraus lässt sich folgende Gleichung ableiten:

$$\sigma = \tilde{E} \cdot (1 - D) \cdot \varepsilon \quad (4.25)$$

Mit Gleichungen 4.22 und 4.25 kann der Elastizitätsmodul für das geschädigte Material E_0 mit dem Elastizitätsmodul des ungeschädigten Materials \tilde{E} wie folgt ausgedrückt werden:

$$E_0 = \tilde{E} \cdot (1 - D) \quad (4.26)$$

Das Prinzip der äquivalenten Dehnungen beantwortet die Frage, wie aus Materialgleichungen für ungeschädigtes Material Materialgleichungen für geschädigtes Material abgeleitet werden können und wie das Materialverhalten unter dem Einfluss von Schädigung modifiziert wird.

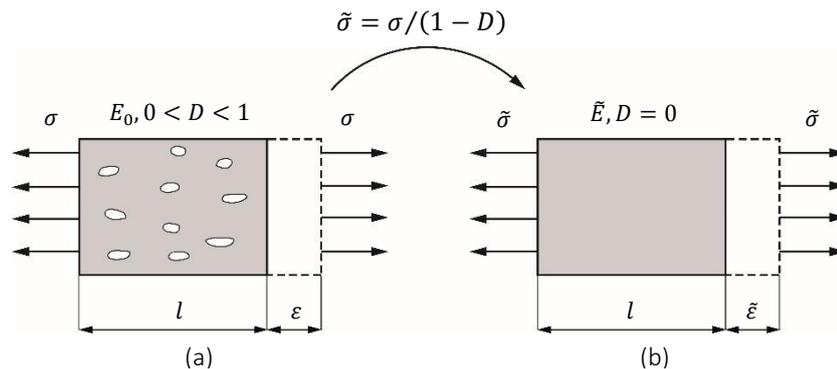


Abb. 4.16: Eindimensionale Veranschaulichung der Dehnungsäquivalenz; (a) geschädigte Konfiguration und (b) ungeschädigte effektive Konfiguration

4.3.3 Schädigungstensor für Felsmasse

In den bisherigen Beschreibungen wurde Schädigung als isotrop angenommen. Allerdings stellt Schädigung generell einen richtungsabhängigen Charakter dar. Im Gegensatz zu einem Schädigungsmaß können Schädigungstensoren die Richtungsabhängigkeit des Schädigungszustands abbilden. Als Grundlage haben Murakami & Ohno (1981) einen Schädigungstensor zweiter Stufe in Hauptdiagonalform zur Charakterisierung des Schädigungszustands in einem orthotropen Material vorgeschlagen. Dieses Konzept wurde von Kawamoto et al. (1988) modifiziert, um die Schädigungstheorie auf die Formulierung des Verhaltens von Felsmassen übertragen zu können. Die wesentlichen Annahmen für die räumlich verteilten Klüfte in Felsmassen folgen:

- Die Oberfläche jeder Trennfläche ist perfekt planar;
- Die Felsmasse besteht aus zahlreichen intrinsischen Zellenelementen in Form von intaktem Gesteinskörper. Die Grenzflächen aller Elemente werden als Klüfte betrachtet. Die Klüfte breiten sich entlang der Flächen aus, und können die Elemente nicht durchdringen.

Die Dimension des Zellenelements wird von dem mittleren Kluftabstand l bestimmt. Dabei sind V und v jeweils das Volumen des intakten Gesteins und des Zellenelements. Falls ein Zellenelement durch einen äquivalenten Kubus mit gleichem Volumen ersetzt wird, kann die gesamte effektive Fläche S mit $l = v^{1/3}$ (siehe Abb. 4.17) wie folgt ermittelt werden:

$$S = 3V^{2/3} \left(\frac{V}{v} \right)^{1/3} = 3 \frac{V}{l} \quad (4.27)$$

Angenommen, es existiert eine Anzahl von N Klüften in dem intakten Gesteinsvolumen V und die k -te Kluft hat eine Fläche von a^k und einen Einheitsnormalenvektor n^k . Für die k -te Kluft wird der Schädigungsmaß wie folgt formuliert:

$$D^k = \frac{a^k}{S/3} \quad (4.28)$$

Der Schädigungstensor für diese Kluft kann somit in folgender Form definiert werden:

$$D^k := \frac{l}{V} a^k (n^k \otimes n^k) \quad (4.29)$$

Durch eine Summierung der Gleichung 4.29 aller N Klüfte ergibt sich der Schädigungstensor D_{ij} im intakten Gesteinsvolumen V in folgender Form:

$$D_{ij} = \frac{l}{V} \sum_{k=1}^N a^k (n^k \otimes n^k), \quad (i, j = x, y, z) \quad (4.30)$$

Im zweidimensionalen Fall ist l der mittlere Kluftabstand, V die Flächengröße des betrachteten Kluftnetzwerks, a^k die Länge der k -ten Kluft und \otimes bezeichnet das Tensorprodukt.

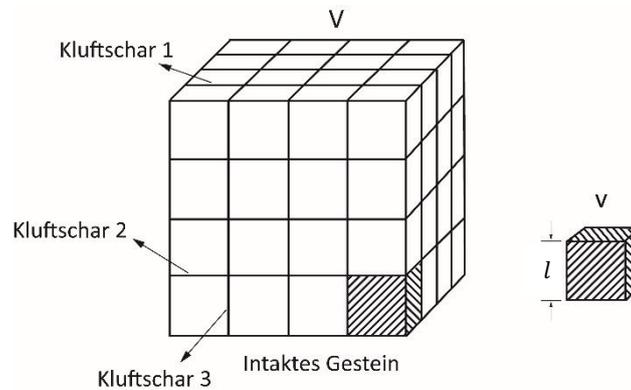


Abb.4.17: Intrinsisches Zellelement und effektive Oberfläche (Kawamoto et al., 1988)

Aufgrund der generierten Kluftnetzwerke werden mehrere rechteckige Berechnungsbereiche um einen Mittelpunkt mit verschiedenen Modellgrößen definiert. Unter jeder Kluftnetzgröße wird der Schädigungstensor D_{ij} mittels einer Rotation des Berechnungsbereichs von der X-Achse gegen den Uhrzeigersinn jeweils um einen Winkel von α berechnet (Abb. 4.18b). Dadurch werden die Schädigungsmaße $D_{xx}(\alpha)$ in Abhängigkeit von der Orientierung des Berechnungsbereichs ermittelt. Die ermittelten und symmetrischen Schädigungsmaße $D_{xx}(\alpha)$ können dann durch eine Schädigungsellipse angepasst werden, die sich durch die zwei Hauptkomponenten D_{max} und D_{min} und die Orientierung der Schädigungsellipse α_{max}

(Winkel zwischen D_{max} und der X-Achse, gegen den Uhrzeigersinn) beschreiben lassen, sodass schließlich der *RMS*-Wert berechnet werden kann:

$$RMS = \frac{2}{D_{max} + D_{min}} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n [D_{xx}(\alpha) - D_{sim}(\alpha)]^2} \quad (4.31)$$

Dabei ist n die Anzahl der Rotationen, $D_{xx}(\alpha)$ und $D_{sim}(\alpha)$ jeweils der berechnete und der angepasste Wert auf die Ellipse mit dem Rotationswinkel α . Nach der Theorie von Öhman (2003) bedeutet ein *RMS*-Wert $< 0,2$ grundsätzlich eine sehr gute Anpassung. Demnach können alle Komponenten des 2D-Schädigungstensors aus der angepassten Ellipse nach folgenden Gleichungen berechnet werden, sodass der isotrope Schädigungszustand in einer bestimmten Kluftnetzgröße beschrieben werden kann.

$$D_{11} = \frac{1}{2}(D_{max} + D_{min}) + \frac{1}{2}(D_{max} - D_{min})\cos 2\alpha_{max} \quad (4.32)$$

$$D_{22} = \frac{1}{2}(D_{max} + D_{min}) - \frac{1}{2}(D_{max} - D_{min})\cos 2\alpha_{max} \quad (4.33)$$

$$D_{12} = D_{21} = \frac{1}{2}(D_{max} - D_{min})\sin 2\alpha_{max} \quad (4.34)$$

Hieraus kann der 2D-Durchlässigkeitstensor wie folgt beschrieben werden:

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

4.3.4 Ermittlung des mechanischen REV bezüglich des 2D-Schädigungstensors

Bezüglich des generierten 2D-Kluftnetzes in Abschnitt 4.1 wurde hier die anisotrope Charakterisierung und der Größeneffekt des Schädigungszustands in dem entwickelten Programm analysiert, das aufgrund des vorherig erläuterten Grundprinzips in Matlab geschrieben wurde. Dabei wurde der 2D-Schädigungstensor so wie bei der Ermittlung des Durchlässigkeitstensors in verschiedenen Kluftnetzgrößen (3 m \times 3 m bis 15 m \times 15 m, Abb. 18a) mittels einer zwölfmaligen Rotation des Berechnungsbereichs in jeweils 15°-Schritten von 0° bis 165° (Abb. 18b) berechnet. Für jede Simulation wurde das Schädigungsmaß $D_{xx}(\alpha)$ in Abhängigkeit von der Orientierung des Berechnungsbereichs mit dem mittleren Kluftabstand l von 0,13 m (siehe Kapitel 3.4.2), der Flächengröße des Berechnungsbereichs V , der Länge a^k und dem Einheitsnormalenvektor n^k jeder Kluft nach der Gleichung 4.30 ermittelt.

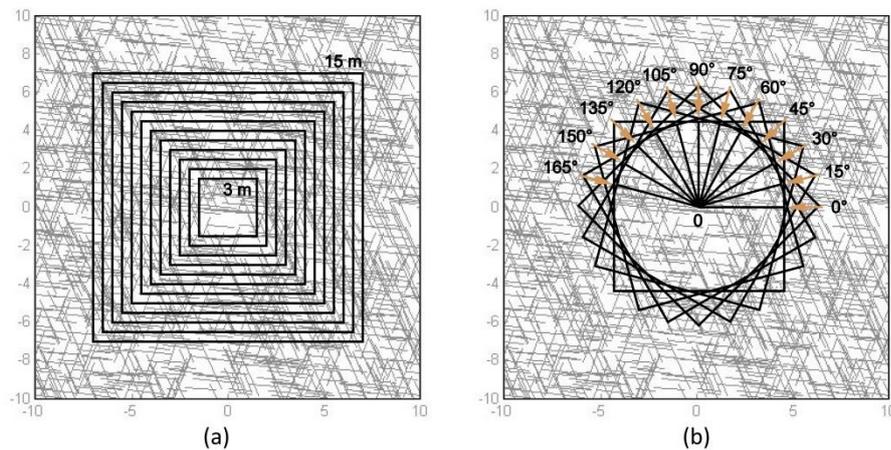


Abb. 4.18: (a) Veränderung der Kantenlänge im Kluftmodell; (b) Rotation der Randbedingungen in jeweils 15°-Schritten beispielhaft mit einer Kluftnetzgröße von 10 m × 10 m

Die zwölf simulierten und zwölf symmetrischen $D_{xx}(\alpha)$ -Werte wurden demnach durch eine Schädigungsellipse angepasst, die durch die zwei Hauptkomponenten D_{max} und D_{min} und die Orientierung der Schädigungsellipse α_{max} beschrieben wurde. Die Qualität der Anpassung wurde mithilfe des *RMS* nach Gleichung 4.31 bewertet. Bezüglich der berechneten α_{max} , D_{max} - und D_{min} -Werte wurden die Komponenten des 2D-Schädigungstensors durch Gleichungen 4.32, 4.33 und 4.34 ermittelt.

Wegen des zufälligen Fehlers aus der Monte-Carlo-Methode beim Aufbau der Kluftnetzwerke musste hier bestimmt werden, wie viele Einzelsimulationen für eine bestimmte Kluftnetzgröße erforderlich sind, um einen hinreichend genauen mittleren Schädigungstensor bestimmen zu können. Ein kumulativer Mittelwert wurde jeweils für die drei Komponenten des 2D-Schädigungstensors D_{11} , $D_{12}=D_{21}$ und D_{22} in einer bestimmten Kluftnetzgröße als Konvergenzkriterium verwendet. Wie in Abb. 4.19 dargestellt, wurde eine hinreichende Konvergenz mit 10 Simulationen für die Kluftnetze mit einer Kluftnetzgröße von 3 m × 3 m erreicht. Dabei ist die kumulative Varianz des Mittelwerts der drei Komponenten des Durchlässigkeitstensors kleiner als 2 %. Für die Kluftnetze größerer Größen unter gleicher Kluftdichte kann eine gute Konvergenz noch früher erreicht werden.

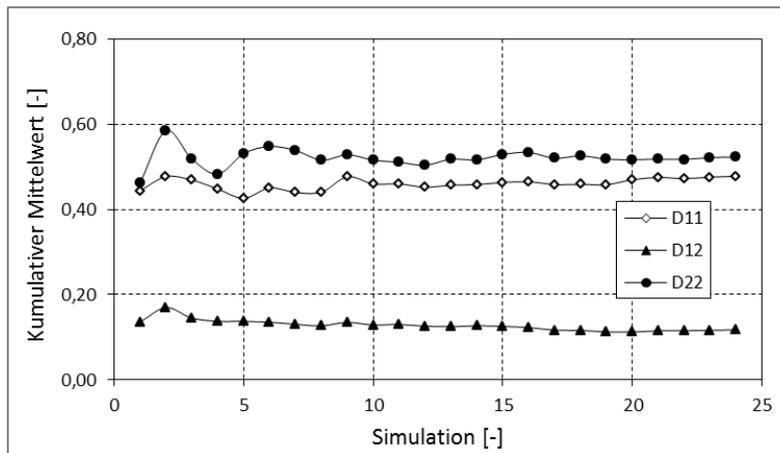


Abb. 4.19: Kumulativer Mittelwert der drei angepassten Komponenten des 2D-Schädigungstensors (Kluftnetzgröße 3 m × 3 m)

Die Abweichungen zwischen einzelnen Simulationen und die Unsicherheit bei der Bestimmung eines repräsentativen Schädigungsmaßes in Abhängigkeit von der Kluftnetzgröße werden in Abb. 4.20 ersichtlich. Die angepassten Schädigungsellipsen bei Kluftnetzen mit einer geringen Größe bzw. 3 m × 3 m sind aufgrund der stark wechselnden Kluftnetzgeometrie stark abweichend (Abb. 4.20a). Im Vergleich dazu zeigten die Simulationen bei größerem Kluftnetz wie z.B. 15 m × 15 m relativ geringe Abweichungen zwischen den Einzelsimulationen (Abb. 4.20b). Gleich wie für die Strömungsanalyse in Kapitel 4.2 wurden auch in diesen beiden Modellgrößen je 25 Simulationen durchgeführt. Die rote Ellipse in der Abbildung stellt die mittlere Schädigungsellipse dar. Die X- und Y-Achsen repräsentieren das richtungsabhängige Schädigungsmaß.

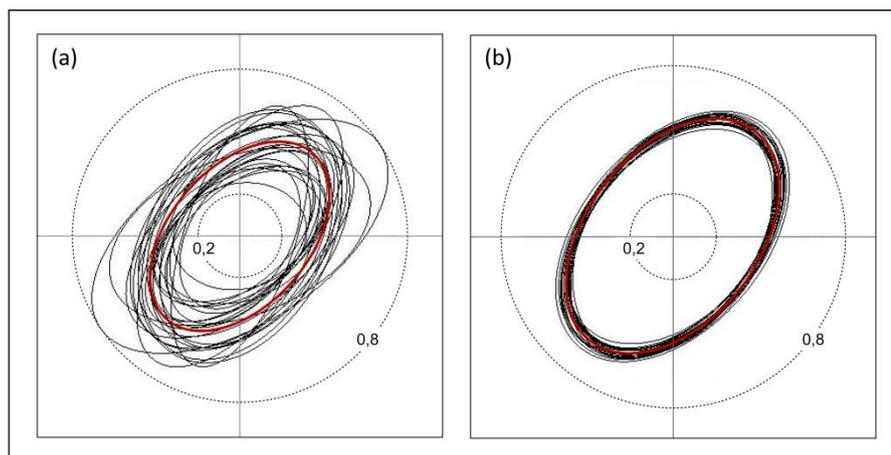


Abb. 4.20: Durchlässigkeitsellipsen für Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte der Größen (a) 3 m × 3 m und (b) 15 m × 15 m

Die ermittelten Komponenten des 2D-Schädigungstensors können als subjektives REV-Kriterium zur Bestimmung des minimalen mechanischen repräsentativen Elementarvolumens herangezogen werden.

Wie vorher wurde bestimmt, dass 10 Einzelsimulationen für die Ermittlung des mittleren Schädigungstensors für die Kluftnetzgröße von 3 m × 3 m ausreichend sind. Für höhere Kluftnetzgröße sind noch weniger Einzelsimulationen erforderlich. In Abb. 4.21 sind deswegen die Veränderungen von D_{11} mit zunehmender Modellgröße nur für 10 Kluftnetze dargestellt. Der D_{11} -Wert wird im Allgemeinen mit zunehmender Modellgröße konstant.

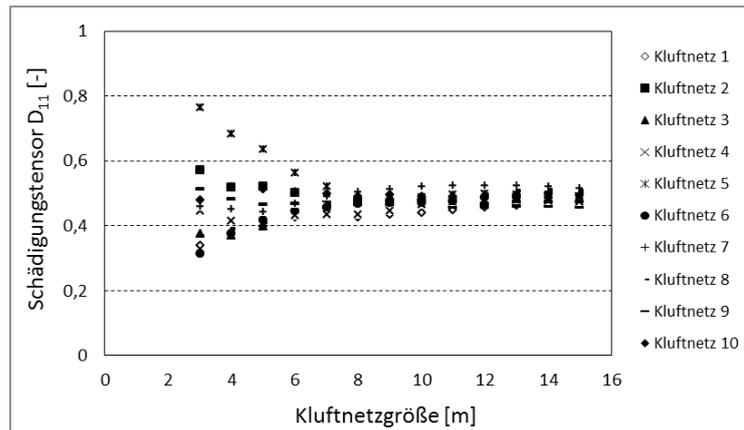


Abb. 4.21: Veränderung von D_{11} mit zunehmender Kluftnetzgröße

In Abb. 4.22 zeigt sich, dass der Variationskoeffizient (Standardabweichung/Mittelwert) jeweils von D_{max} und D_{min} mit zunehmender Kluftnetzgröße bis zu einem bestimmten Wert abnimmt. Zur Ermittlung des REV wurde hier ein subjektives REV-Kriterium gewählt. Wenn die kumulativen Varianzen der zwei Hauptkomponenten kleiner als 5% der kumulativen Mittelwerte betragen, dann entspricht die betrachtete Kluftnetzgröße dem minimalen REV. In diesem Fall liegt bei einer Netzgröße von 12 m × 12 m bereits ein REV vor (Abb. 4.22). Ab einer Kluftnetzgröße von 12 m × 12 m können die Schädigungszustände als konstant angesehen werden.

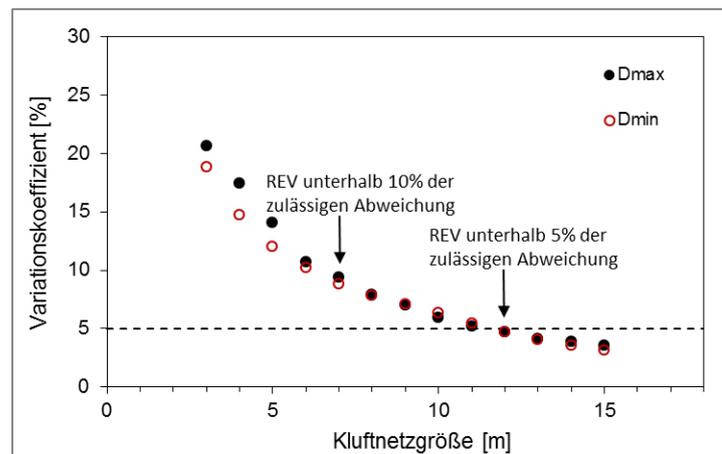


Abb. 4.22: Veränderung des Variationskoeffizient von D_{max} und D_{min} mit zunehmender Kluftnetzgröße

Des Weiteren können auch die mittleren Hauptkomponenten (D_{max} und D_{min}) sowie die mittlere Orientierung (α_{max}) der Schädigungsellipse als subjektives REV-Kriterium zur Bestimmung des minimalen repräsentativen Elementarvolumens herangezogen werden. Die entsprechenden Daten sind in Tabelle 4.4 aufgelistet. Die Qualität der Anpassung kann mittels *RMS* bewertet und ein Wert von etwa 0,05 als sehr gut eingestuft werden. Bei Erreichen dieses minimalen REV betragen somit die maximale und minimale Hauptkomponente D_{max} und D_{min} 0,58 und 0,44. Die Orientierung der maximalen Hauptkomponente α_{max} ist 52°, was ungefähr senkrecht zu der Orientierung der Hauptkomponente der Durchlässigkeitsellipse (136°) ist.

Tabelle 4.4: Zusammenfassung aller Ergebnisse der hydraulischen Modellierungen für die Felsmasse mit mittlerer Kluftdichte in Abhängigkeit der Klufnetzgröße

Größe [m × m]	D_{xx} [-]	D_{xy} [-]	D_{yy} [-]	D_{max} [-]	D_{min} [-]	D_{max}/D_{min}	θ_{max} [°]	mittlere RMS	REV
3	0,48	0,12	0,53	0,57	0,43	1,34	51	0,06	*
4	0,47	0,12	0,53	0,56	0,44	1,30	52	0,06	nein
5	0,47	0,11	0,53	0,56	0,44	1,26	53	0,06	nein
6	0,47	0,11	0,53	0,57	0,44	1,30	52	0,05	nein
7	0,48	0,11	0,53	0,56	0,45	1,24	52	0,05	nein
8	0,48	0,11	0,53	0,55	0,46	1,20	51	0,05	nein
9	0,48	0,11	0,53	0,54	0,48	1,13	51	0,05	nein
10	0,48	0,11	0,53	0,56	0,46	1,23	51	0,05	nein
11	0,48	0,11	0,53	0,58	0,44	1,32	51	0,05	nein
12	0,48	0,11	0,54	0,60	0,42	1,45	52	0,05	nein
13	0,48	0,11	0,54	0,58	0,44	1,31	52	0,05	ja
14	0,48	0,11	0,54	0,58	0,44	1,31	52	0,05	ja
15	0,48	0,11	0,54	0,58	0,44	1,35	52	0,05	ja

4.4 Diskussion

Bei der Ermittlung von REV bezüglich der 2D-stochastischen Klufnetzwerke spielt die Auswertung der Kluftparameter eine dominierende Rolle, wobei folgende Unsicherheiten in dieser Studie festgestellt wurden: (1) Während des Gesteinsabbaus wurde das originäre Trennflächengefüge am Standort mehr oder weniger stark durch die Sprengaktivitäten verändert bzw. gelockert. Durch LiDAR und digitale Photographie konnte nicht das komplette Spektrum an potentiell anzutreffenden Klufsystemen repräsentiert werden; (2) Die Datengrundlage bei der Ermittlung der Kluforientierung war unvollständig. In der Realität ist die Kluforientierung stark von der Klufflänge abhängig, welches bei der Datenerhebung nicht berücksichtigt wurde. Einige Untersuchungen zeigten, dass der Einfluss der Streuung von Kluforientierung auf das hydraulische

und mechanische Materialverhalten generell gering ist und im Vergleich zur Kluftdichte vernachlässigt werden kann (Blum, 2004); (3) Obwohl der durch optische Linsen verursachte perspektivische Effekt unter Verwendung von Orthophotos entfernt worden ist, betraf die manuelle Aufnahme der Kluftspuren aus dem Orthophoto auch eine Unsicherheit, die durch die Einschränkung der Auflösung des Orthophotos verursacht wurde. Dies kann die effektive Kluftdichte des Systems beeinflussen; (4) Außerdem befinden sich die untersuchten Beobachtungsfenster nur innerhalb eines beschränkten Maßstabbereiches, so dass eine Anpassung der Kluftlängen an eine maßstabsunabhängige Potenzverteilung erschwert ist. Daher wurden auch die Aussagen über die Kluftlängen mit Hilfe der Potenzverteilung begrenzt; (5) Ein weiterer Einflussfaktor ist die Annahme einer konstanten hydraulischen Kluftöffnungsweite bei der hydraulischen Strömungsmodellierung, die somit durch das kubische Gesetz beschrieben werden kann. Eine solche Annahme entspricht nicht der realen Situation. In der Natur kann die Kluftöffnungsweite im Kluftgestein generell stark variieren. Alle vorherigen Unsicherheiten haben einen direkten Einfluss auf die Ermittlung des REV. Aus diesem Grund sollten die einzelnen Kluftparameter auf Basis der verfügbaren Datengrundlage so genau wie möglich ermittelt werden. Für die Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte ($P_{21}=2,68 \text{ m}^{-1}$) konnte ein minimales hydraulisches und mechanisches REV mit Größen von $28 \text{ m} \times 28 \text{ m}$ und $12 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ ermittelt werden. Für diese Kluftnetzsysteme ist daher eine großräumige poröse Grundwassermodellierung zulässig und die gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse konnte durch einen äquivalenten Kontinuumsansatz durchgeführt werden. Die hier ermittelten Ergebnisse bezüglich der REV sind nicht universal anwendbar und müssen daher individuell für jedes zu untersuchende Kluftsystem erneut durchgeführt werden, allerdings erlaubt die vorgestellte Methode zur Strömungs- und Spannungsanalyse die Ermittlung eines REV für jedes Kluftgestein.

5 Numerische Strömungsmodellierung

Nach Prüfung des REV in Kapitel 4 kann der Karstgrundwasserleiter im Untersuchungsgebiet als ein äquivalentes poröses Kontinuumsmodell ersetzt werden, welches mit dem Simulator FEFLOW in der Version 6.2 in diesem Kapitel simuliert wird. FEFLOW verwendet die Finite-Elemente-Methode (FEM) zur numerischen Lösung der Strömungsgleichungen. Folgende numerische Grundwasserströmungsmodellierung erlaubt es, die hydraulischen Verhältnisse im Bebeckenbereich, im umliegenden Gebirgesbereich und besonders im Blautal während der Bau- und Betriebszeiten des Pumpspeicherkraftwerks zu modellieren und die durch Bau- und Betriebsmaßnahmen verursachten Auswirkungen auf die Schutzgüter wie z.B. FFH-Gebiete, Naturschutzgebiete und Vögelschutzgebiete im Blautal zu prognostizieren. Falls die Auswirkungen nicht vermeidbar sind, müssen auch entsprechende technische Maßnahmen wie z.B. Infiltrationsbrunnengalerie bezüglich des kalibrierten Modells untersucht werden. Die ermittelten Grundwasserhältnisse werden danach auch in Kapitel 6 mit dem felsmechanischen Modell gekoppelt, um ihren Einfluss auf die Standsicherheit der östlichen Felsböschung zu untersuchen. Hier sind insbesondere dynamische Betriebszustände im Gebirge von Interesse, wie sie im Pumpspeicherbetrieb auftreten.

5.1 Abgrenzung des Modellgebiets

Das Modellgebiet deckt die erwartete Ausdehnung des Absenkungstrichters während Bau und Betrieb des Pumpspeichers, sowie die FFH-Gebiete entlang der Blau ab (Abb. 5.1). Im Norden reicht das Modellgebiet bis an die Blau als lokalen Vorfluter. Nach Süden existieren keine natürlichen Grenzen des Grundwasserkörpers; der Bilanzraum wird hier an der oberirdischen Wasserscheide abgegrenzt. Es ist zwar hinlänglich bekannt, dass die Grundwasserscheiden in Karstgebieten nicht mit denen der Oberflächengewässer übereinstimmen müssen, jedoch fehlt in dem vorliegenden Fall eine belastbare Datengrundlage, um die unterirdische Karstgrundwasserscheide zu verorten. Die Situation wird durch die Überlagerung des Karstgrundwasserleiters durch die Molassesedimente zusätzlich erschwert, da geringmächtige Grundwasserleiter in der Molasse vorhanden sind, die sowohl nach Norden als auch nach Süden entwässern, wie die kartierten Quellen nahe legen. Allerdings befindet sich der südliche Modellrand in ausreichender Entfernung zum eigentlichen Aussagegebiet und kann sich zumindest auf Werte aus der Grundwassermessstelle D1 stützen. In West- und Ostrichtung enden der Bilanzraum - und damit das Modellgebiet - in einer Entfernung von etwa 1,5 bis 2 km von dem geplanten Unterbeckenstandort.

Die Lage der Modellgrenzen orientiert sich dabei an den verfügbaren Messstellen im entfernteren Umfeld des geplanten Unterbeckens, welche für die Definition der Randbedingungen herangezogen werden können. Im Westen sind dies die Abflussmessstelle AB1 mit der nahegelegenen Grundwassermessstelle

GB1, während im Osten die Lage der Grundwassermessstelle GO2 die Modellgrenze vorgibt. Die jeweiligen Randbedingungen, d. h. die modellierten Grundwasserflüsse über die genannten Modellränder, werden im Abschnitt 5.3.1 entsprechend diskutiert und bewertet.

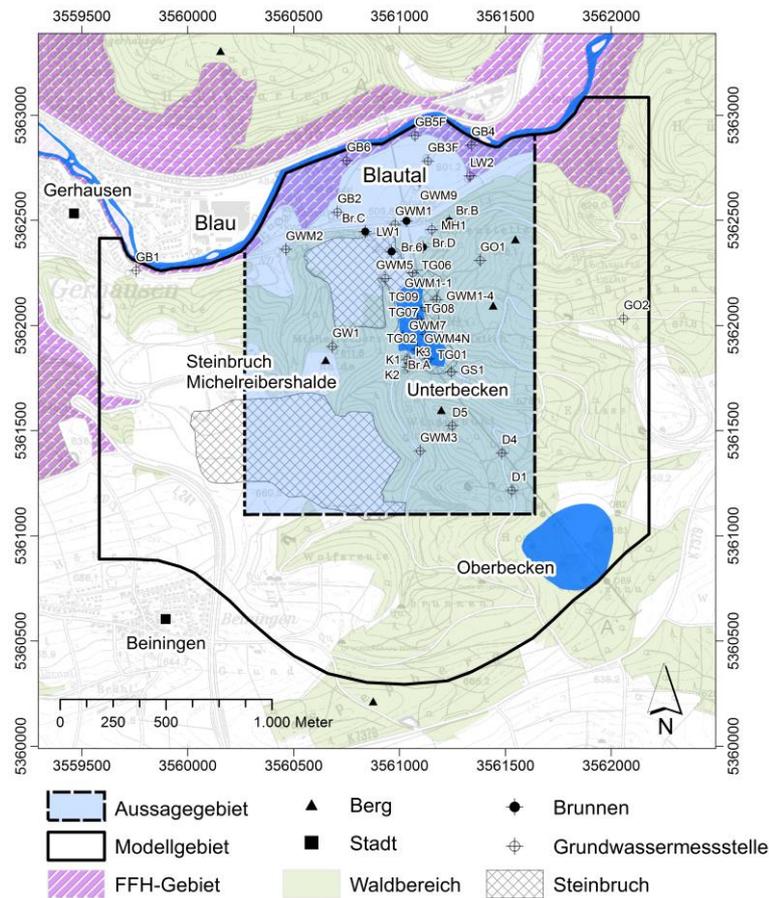


Abb. 5.1: Graphische Darstellung des Untersuchungsgebiets, des Modellgebiets und des Aussagegebiets

5.2 Hydrogeologisches Konzeptmodell

Das Verständnis der lokalen Hydrogeologie stützt sich auf 47 im Bereich des Modellgebietes abgeteufte Bohrungen, die detaillierte lithologische Informationen liefern. Anhand der abgeteufte Bohrungen und der geologischen Standortverhältnissen wurde zunächst ein dreidimensionales hydrogeologisches Konzeptmodell aufgebaut, welches die Raumlage der unterschiedlichen hydrogeologischen Einheiten unterhalb der Geländeoberfläche im Modellgebiet abbildet. Die Durchführung erfolgte in der Software Paradigm GOCAD und beinhaltete unter anderem das Zusammenfassen verschiedener sedimentärer Einheiten im Blautal zu einer vereinfachten Abfolge von jeweils drei Grundwasserleitern und Grundwassergeringleitern. Nach Prüfung des REV in Kapitel 4 hat sich das Karstgrundwasserleiter als äquivalent poröses Medium ersetzt und das ist weniger parameterintensiv als beispielsweise bei der Verwendung

von gekoppelten Diskret-Kontinuum Ansätzen (z.B. De Rooij et al., 2013). Der speziellen Hydrogeologie des Karstgrundwasserleiters wurde dahingehend Rechnung getragen, dass eine geringdurchlässige Einheit unterhalb und eine grundwasserleitende Einheit oberhalb von 450 mNN ausgewiesen wurde (Abb. 5.2 und 5.3).

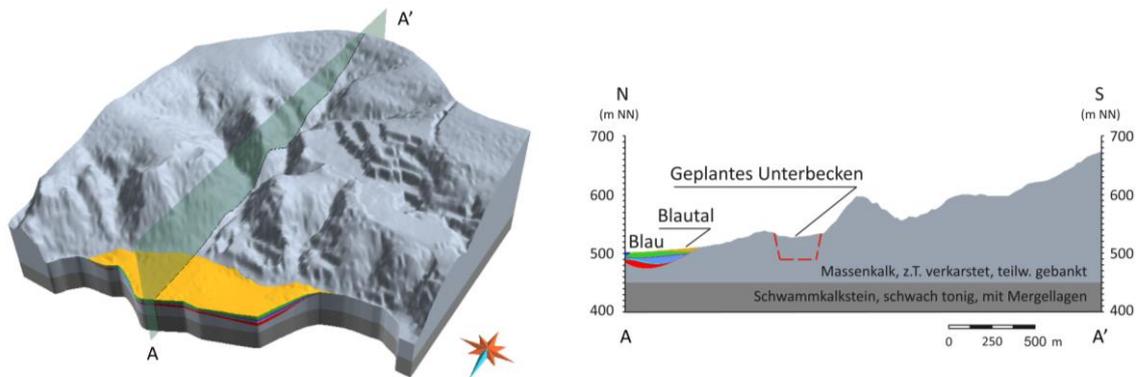


Abb. 5.2: Graphische Darstellung des in GOCAD aufgebauten hydrogeologischen Konzeptmodells als Blockbild (links) und Querschnitt (rechts)

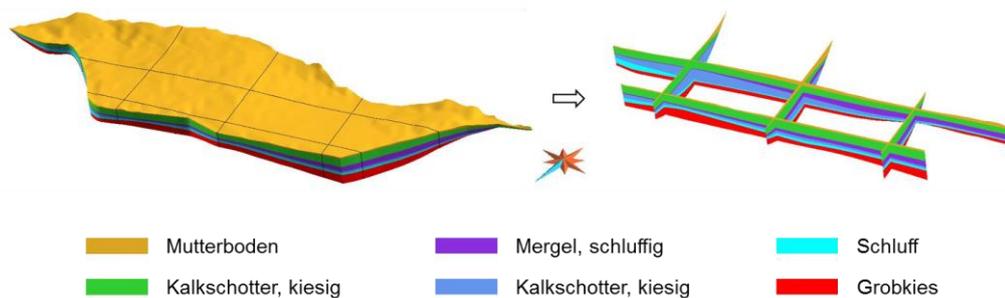


Abb. 5.3: Graphische Darstellung der modellierten vertikalen Schichtenfolge im Blautal

5.3 Numerisches Grundwassermodell

5.3.1 Beschreibung und Aufbau des numerischen FE-Modells

Das abgegrenzte Modellgebiet besetzt eine Fläche von etwa 8 km². Der Modellkörper wird vertikal durch insgesamt neun Modellschichten („slice“) entsprechend dem im Abschnitt 5.2 erläuterten hydrogeologischen Eigenschaften des Modellgebiets aufgebaut (Abb. 5.4). Der Porengrundwasserleiter im Blautal wurde im Modell ohne besondere hydraulische Abtrennung vom Karstgrundwasserleiter eingearbeitet. Als oberste Grenzfläche im Modell fungiert die DGM-Daten abgegriffene Geländeoberfläche, während die geringdurchlässigen Schwammkalke im Höhenabschnitt 400 mNN bis 450 mNN mit den Modellschichten 8 und 9 die Basis des Strömungsmodells bilden.

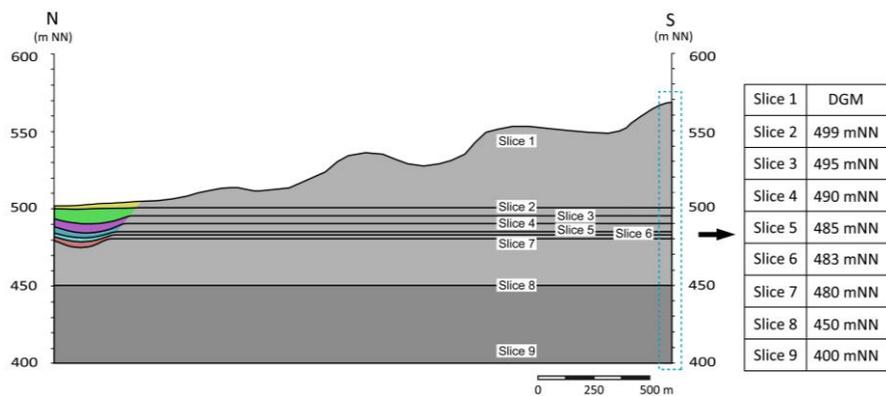


Abb. 5.4: Graphische Darstellung des vertikalen Modellaufbaus in Feflow

Zur räumlichen Diskretisierung wurde der in FEFLOW implementierte Gridbuilder-Algorithmus verwendet. An den Standorten von Grundwassermessstellen, Brunnen und Fließgewässern wurden für die Diskretisierung punkt- und linienförmige Elemente vorgegeben, die weiter verfeinert und platziert wurden, so dass die Eingabe von Randbedingungen und die Definition von Beobachtungsstellen genauer erfolgen konnte (Abb. 5.5). Die anderen Modellbereiche wurden mit größeren Elementen unter Berücksichtigung des Rechenaufwands diskretisiert. Jede Modellschicht besetzt daher 101.930 Elemente bzw. 51.404 Knoten. Die Elementgrößen im Blautal und Unterbecken, in denen es einer höheren Berechnungsgenauigkeit bedarf, sind folglich maximal 25 m groß, während außerhalb des eigentliche Aussagegebiets Knotenabstände von bis zu 70 m eingestellt wurden. Verfeinert wurde das Gitternetz hingegen an der Blau und den Zonierungsgrenzen der Grundwasserneubildung (ca. 3 m), sowie an den Beobachtungsstellen und Entnahmebrunnen (< 0,5 m). Die Elemente um die Entnahmebrunnen herum wurden manuell definiert, damit der virtuelle Radius mit dem realistischen Brunnenradius übereinstimmt.

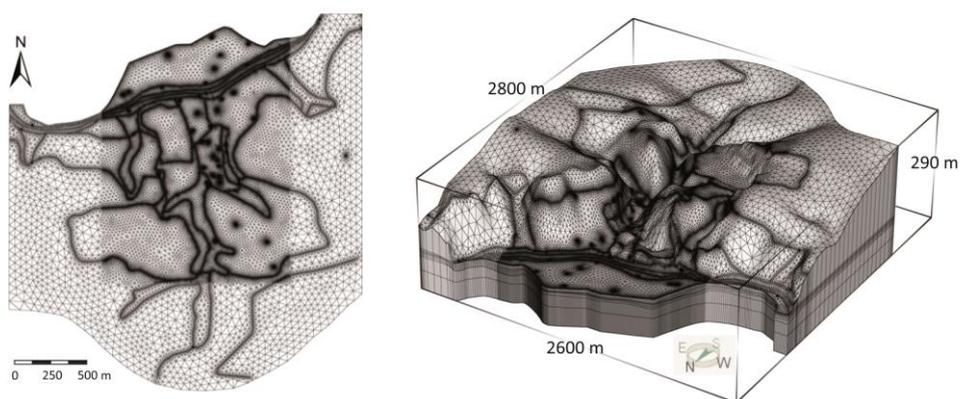


Abb. 5.5: Horizontale (2D) und räumliche (3D) Diskretisierung des Modells

(4) Randbedingungen

Am Süd-, West- und Ostrand des Modells sind die Dirichlet-Randbedingungen definiert, sodass Grundwasserzu- oder -abströme möglich sind. Die hydraulischen Festpotentiale sind anhand der gemessenen

Wasserstände an den Abflussmessstellen AB1 und AB2, an der südlichsten Messstelle D1 und der östlichsten Messstelle GO2 abgeschätzt und interpoliert worden. Für die Dirichlet-Randbedingung werden die gesuchten Werte, respektive die Standrohrspiegelhöhen, am Modellrand vorgegeben. Der Einsatz dieser Randbedingung an einzelnen oder zusammenhängenden Knoten führt zu einem Volumenstrom in das Modell hinein oder aus diesem heraus, der sich in Abhängigkeit der Potentialhöhen an den angrenzenden Knoten einstellt.

Die Blau im Norden fungiert als Modellgrenze, an der der Austausch zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser über die Cauchy-Randbedingung implementiert wurde. Die Randbedingung ist durch gemessene Wasserstände an zwei Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2, die im 15-Minuten Intervall erfolgen, auf Tageswerte gemittelt und entlang der Blau zwischen den beiden Messstellen linear interpoliert worden. In der Konsequenz ergeben sich dadurch bei der instationären Modellierung für jeden Tag individuelle Messwertinterpolationen, die im Modell wenn nötig umgesetzt sind. Die Kolmationsschicht im Bereich des Oberflächengewässers wurde bis zur zweiten quartären Schicht (bzw. dritten Modellschicht „slice 3“) abgebildet, die rund 5 m mächtig ist. Die Austauschrate wird als Quotient des Durchlässigkeitsbeiwerts der Kolmationsschicht und der zugehörigen Mächtigkeit gebildet. In- und Exfiltration sind individuell durch unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte berücksichtigt, da bekannt ist, dass die Durchlässigkeit aufgrund der Belegung von Feinsediment in den Poren im Bereich der Gewässersohle abhängig von der Interaktionsrichtung sein kann. Bei der Bestimmung von Austauschkoefizienten für die Infiltration ins Grundwasser wurde die Durchlässigkeit der Transferschicht mit $1E-2$ m/s abgeschätzt, wodurch ein Austauschkoefizient jeweils für die Infiltration und die Exfiltration mit der Mächtigkeit der Transferschicht (ca. 5 m) von $2E-4$ 1/s und $2E-3$ 1/s ausgerechnet wurde.

Im Frühjahr 2014 wurden die Großpumpversuche an Br.A und Br.1-2 durchgeführt. Diese Pumpversuche wurden im instationären Modell simuliert und für die Kalibrierung des instationären Modells eingesetzt. Mit der Multilayer-Brunnenrandbedingung kann an entsprechenden Knoten entlang einer Filterstrecke ein konstanter oder zeitvarianter Volumenstrom im Modell angesetzt werden, was die Aktivierung der Infiltrations- und Entnahmebrunnen ermöglicht.

(5) Grundwasserneubildung

Die Grundwasserneubildung ist eine der wichtigsten Quellen von Wasserzustrom in das Untersuchungsgebiet. Im Bereich des Steinbruchs Michelsreiberhalde zeigen die Grundwasserstandsaufzeichnungen den dominanten Einfluss der Grundwasserneubildung durch Niederschlag auf den Grundwassergang. Die Grundwasserneubildung ist zeit- und flächendifferenziert aus Klimadaten nach der *Penman-Monteith-Methode* (Monteith, 1965) unter Berücksichtigung von Landnutzung, Vegetation, Bodenarten, Hangneigung und -exposition berechnet worden. Da die raumdifferenzierte Berechnung der Grundwasserneubildung mit dem verwendeten hydrologischen Modell nicht ausreichend genau war, um in der Kalibrierung

des instationären Strömungsmodells verwendet werden zu können, ist für die Kalibrierung ein Zeitraum verwendet worden, in dem die Grundwasserneubildung vernachlässigbar gering war.

(6) Initiale K_f -Verteilung

Im Blautal variiert der K_f -Wert stark in verschiedenen Tiefen. Im hydrogeologischen Konzeptmodell gliedern sich die quartären Schichten von oben nach unten wie folgt: Mutterboden – kiesige Kalkschottererschicht – schluffige Mergelschicht – kiesige Kalkschottererschicht – Schluffschicht – Grobkiesschicht. Unterhalb der Grobkiesschicht folgen die untere Massenkalk. Daher wurde zunächst die Durchlässigkeit für die Schichten im Blautal von oben nach unten jeweils von $1E-7$ m/s, $1E-2$ m/s, $1E-7$ m/s, $1E-2$ m/s, $1E-7$ m/s und $5E-2$ m/s abgeschätzt.

Im Kalksteinbereich dienen die berechneten Ergebnisse aus den Auffüllversuchen (siehe Kapitel 3.3.1) als primäre vertikale und laterale Charakterisierung des Karstgebiets. Die Ergebnisse der Auffüllversuche spiegeln die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der morphologischen Lage der Bohrung wider. Die Bohrungen im Talbereich haben eine höhere Durchlässigkeit als die auf den Hochflächen der Alb. Außerdem weist der Karstgrundwasserleiter zur Tiefe unterschiedliche durchlässige Horizonte auf. Die ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte oberhalb des Grundwasserspiegels (Modellschicht 1) sind generell deutlich geringer als die in der grundwassergesättigten Zone. Ein Mittelwert für den Talbereich und Gebirgsbereich auf Modellschicht 1 beträgt jeweils $9,2E-6$ m/s und $3,5E-7$ m/s. Unterhalb des Grundwasserspiegels nimmt die Durchlässigkeit im Laufe der Tiefe zu. Dabei besitzt der Talbereich und Gebirgsbereich von Modellschicht 2 bis 7 jeweils einen K_f -Wert von $3,3E-4$ m/s und $1E-6$ m/s. Für Modellschicht 8 (400–450 mNN) wurde durchgängig ein geringerer K_f -Wert von $1E-7$ m/s parametrisiert, welcher als undurchlässige Basis des Modells gilt. Im Aussagegebiet wurden auch noch die berechneten Ergebnisse aus den Pumpversuchen an Br.A, Br.B, und Br.D bei der Modellparametrisierung verwendet (siehe Kapitel 3.3.2). Die Punktdaten von Durchlässigkeitsbeiwerten und Speicherkoeffizienten aus der Pumpversuchsauswertung wurde mit Hilfe einer Kriging-Methode interpoliert.

(7) Initiale entwässerbare Porositätsverteilung

Die initiale Verteilung der Speichereigenschaften wurden so definiert, dass die Schluffschicht, die kiesige Kalkschottererschicht und die Kiesschicht im Blautal sowie die Kalksteine im Karstgebiet jeweils mit einer entwässerbaren Porosität von 0,1, 0,2, bzw. 0,005 repräsentiert wurden. Ergänzend dazu wurde die aus den Leistungspumpversuchen berechnete Speicherkoeffizientverteilung in der betroffenen Zone berücksichtigt.

5.3.2 Modellkalibrierung

Die Modellkalibrierung erfolgte mithilfe des Moduls Feflow Parameter Estimation (FePEST) über eine nichtlineare Parameterschätzung sowohl für stationäre als auch für instationäre Strömungsverhältnisse. Bei der Kalibrierung werden die hydraulisch relevanten Parameter zielgerichtet innerhalb plausibler Grenzen eingestellt, so dass sich die simulierten Ergebnisse den realen Beobachtungen weitestgehend angleichen. In FePEST stehen dem Modellierer zwei Möglichkeiten zur Parameteroptimierung zur Verfügung: ein manuelles und ein automatisches Parameterschätzverfahren. Wegen der hohen Modellkomplexität wurde im vorliegenden Fall automatische Methode verwendet. FePEST beinhaltet die wesentlichen PEST-Methoden zur automatischen Kalibrierung von FEFLOW-Modellen. Dabei wird die Summe der gewichteten Fehlerquadrate von gemessenen und simulierten Grundwasserständen als die Zielfunktion der Kalibrierung definiert. Die Zielfunktion wird dann durch die automatische Anpassung der Parameter bis zu einem fast konstanten Niveau so stark wie möglich verringert. FePEST bietet zwei verschiedene Methoden zur Anpassung der Variablen. Eine davon ist die traditionelle Zonation-Methode (Doherty, 2003), bei der das Modell sich in verschiedene Zonen mit konstanten Parameterwerten unterteilt. Eine Alternative dazu ist die Pilot-Point-Methode, die zuerst von Marsily (1978) eingeführt wurde. Bei dieser werden die Parameter an allen definierten Pilot-Points verändert und danach durch Kriging interpoliert, womit eine glatte und kontinuierliche Parameterverteilung erzielt werden kann.

Die Kalibrierung des Modells ist ein inverses Problem, dessen Qualität im Prinzip von der Anzahl von Beobachtungen und der Anzahl der zu kalibrierenden Parameter abhängig ist. In der Regel kann ein inverses Problem als „gut-gestellt“ qualifiziert werden, falls eine eindeutige Lösung existiert; ansonsten als „schlecht-gestellt“, wenn mehrere Lösungen bei der Rückrechnung vorhanden sind. Ein schlecht-gestelltes Problem ist immer der Fall, wenn die Anzahl der zu kalibrierenden Parameter mehr als die Anzahl der Beobachtungen beträgt. Die Umwandlung von „schlecht-gestellt“ ins „gut-gestellt“ wurde von Tikhonov (1963a, b) als Regularisierung bezeichnet. Zwei grundlegende Strategien zur Regularisierung sind bekannt: Die Reduzierung der Anzahl der zu kalibrierenden Parameter oder die Erhöhung der Anzahl von Beobachtungen. Erstere wird in FePEST realisiert, indem ein Parametersatz auf eine Anzahl von sensitiven Super-Parametern (Tonkin & Doherty, 2005) durch den Einsatz der SVD-Methode (Singular Value Decomposition, Lawson & Hanson, 1995; Weiss & Smith, 1998) reduziert wird. Im Gegensatz dazu repräsentiert die Tikhonov-Methode das Prinzip zur Erhöhung der Anzahl von Beobachtungen. FePEST bietet die Möglichkeit, beide Methoden mathematisch zu kombinieren. Dieser Ansatz der hybriden Regularisierung wurde bei der Kalibrierung des Strömungsmodells unter Verwendung der Pilot-Points-Methode eingesetzt.

(1) Auswahl des Zeitraums

Bei der Auswahl des Zeitraums zur Kalibrierung des Grundwassermodells sollten folgende Anforderungen erfüllt werden: (1) Während des Modellzeitraums mussten die verlässlichen Daten zu den instationären Randbedingungen wie z.B. Langzeitpumpversuch, die Grundwasserneubildung und zeitveränderte Grundwasserstände vorhanden sein. Daraus können verlässliche Ergebnisse aus dem Modell resultieren; (2) Der Modellzeitraum sollte so lang wie möglich sein, damit er möglichst viele unterschiedliche hydrologische Situationen beinhaltet. Daraus folgt zum einen eine höhere Güte bei der Eichung des Modells, zum anderen auch mehrere und bessere Möglichkeiten bei der Berechnung von Prognoseszenarien; (3) Für den gesamten Modellzeitraum sollten die zur Verfügung stehenden Grundwassermessstellen so zahlreich wie möglich sein, um das Modell gut zu kalibrieren.

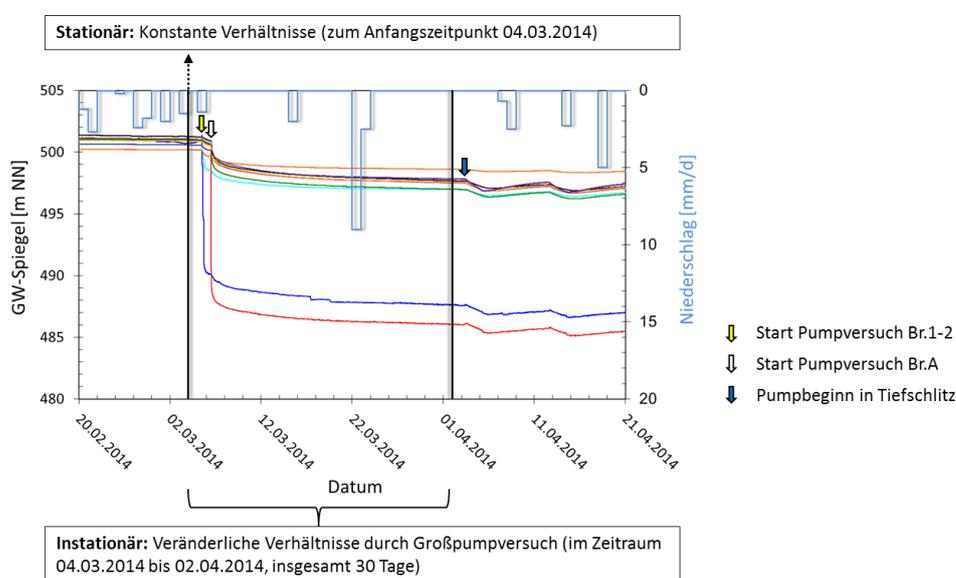


Abb. 5.6: Ausgewählter Zeitraum für die Kalibrierung des numerischen Modells

Zum Vergleich der berechneten mit den gemessenen Grundwasserständen wurden im Modellgebiet insgesamt 38 Grundwassermessstellen ausgewählt, an denen kontinuierliche Grundwasserhöhen über variable Zeitintervalle mittels Drucksonden aufgezeichnet worden sind. Nach den vorhergenannten Kriterien wurde ein Langzeitpumpversuch im Frühjahr 2014 (siehe Abb. 5.6) ausgewählt, um das Modell stationär und instationär zu kalibrieren. Der Langzeitpumpversuch begann am 05.03.2014. Die Absenkung des Grundwasserspiegels erfolgte zunächst nur durch die dreistufige Förderung aus Br.1-2, welcher einen Tag später durch die Zuschaltung von Br.A ergänzt wurde (Tabelle 5.1). Die beiden Brunnen sind in einem Abstand von ca. 267 m angeordnet. Die Kalibrierung der stationären Strömungsregimes wurde anhand der Stichtagsmessung vom 04.03.2014, kurz vor dem Langzeitpumpversuchsbeginn, durchgeführt. Das kalibrierte hydraulische Verhältnis im stationären Modell wurde dann als Ausgangszustand für das instationäre Modell übernommen. Das instationäre Modell basiert auf dem Zeitraum vom 04.03.2014 bis zum 02.04.2014, die Gesamtdauer beträgt somit etwa 30 Tage. Der Großpumpversuch fällt dabei genau in eine Trockenperiode; deswegen ist die Auswirkung der Grundwasserneubildung auf die Grundwasser-

stände vernachlässigbar, weshalb das kalibrierte Modell das reine hydrogeologische Verhältnis am Standort reflektieren kann und nicht mit den Unsicherheiten behaftet ist, die sich durch die Abschätzung der zeitvarianten Grundwasserneubildung üblicherweise ergeben. Insbesondere im vorliegenden Fall zeigt sich anhand des Vergleichs zwischen Niederschlag und Grundwasserstandsganglinie eine deutliche Sensitivität der Grundwasserhöhen für die Grundwasserneubildung.

Tabelle 5.1: Schaltzeiten und Förderraten für den Großpumpversuch an Br.1-2 und Br.A

Großpumpversuch	Phase	Datum/Uhrzeit	Förderrate [m ³ /h]
PV an Br.1-2	Phase I	05.03.2014 11:56:00	30,3
	Phase II	05.03.2014 14:17:00	55,5
	Phase III	05.03.2014 17:57:00	66,8
PV an Br.A	Phase I	06.03.2014 12:15:00	45,8
	Phase II	06.03.2014 13:39:00	102,9
Der Wiederanstieg des Langzeitpumpversuchs wurde von einem Unwetter gestört und somit ist keine Auswertung möglich.			

(2) Kalibrierungsstrategie

Die Kalibrierung des Modells erfolgte in zwei Stufen: Zunächst wurde die räumliche hydraulische Durchlässigkeitsverteilung in Richtung K_{1m} , K_{2m} und K_{3m} (ausgerichtete Durchlässigkeitskomponenten, siehe Abschnitt 5.3.1) gleichzeitig mit den Austauschkoeffizienten entlang der Blau im stationären Modell kalibriert. Im zweiten Schritt erfolgte die Kalibrierung des instationären Modells, indem die hydraulische Durchlässigkeit gleichzeitig mit der entwässerbaren Porosität (Speichereigenschaften) angepasst wurde.

(3) Kalibrierung des stationären Modells

Die Kalibrierung des stationären Modells wurde auf Basis der Stichtagsmessung vom 04.03.2014 durchgeführt. Am Süd-, West- und Ostrand des Modells sind die Randbedingungen so definiert, dass Grundwasserzu- oder -abströme möglich sind. Am Südrand wurde die Dirichlet-Randbedingung mit einem hydraulischen Festpotential von 540 mNN definiert. Entlang des West- und Ostrandes wurde das hydraulische Festpotential jeweils zwischen dem Wert 540 mNN im Süden und dem Wasserstand, der im Norden an den Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2 gemessen wurde, linear interpoliert. Am Nordrand bzw. entlang der Blau wurde die Cauchy-Randbedingung durch gemessene Wasserstände an AB1 und AB2 vom 04.03.2014 linear interpoliert.

Während der Kalibrierung wurde dann die initiale Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte (siehe Abschnitt 5.3.1) und der Austauschkoeffizienten an der Blau iterativ angepasst, um die Differenz zwischen den berechneten und gemessenen Grundwasserständen zu minimieren. Eine Anzahl von 38 Beobachtungen stand dafür zur Verfügung. Es wurde zudem eine Wichtung der einzelnen Messstellen vorgenommen,

da insbesondere die hohe Messstellendichte im Unterbeckenbereich sonst zu einer Überrepräsentation dieses Bereichs in der Kalibrierung des gesamten Modells führen könnte. Dementsprechend wurde die Gewichtung der Messwerte an diesen Messstellen verringert. Darüber hinaus ist eine höhere Simulationsgenauigkeit im Blautal wegen des hohen Schutzbedarfs der dort ausgewiesenen Natura-2000 Gebiete erforderlich. Um dem Rechnung zu tragen, wurden die Messwerte an den im Blautal liegenden Messstellen mit einer stärkeren Wichtung versehen.

Auf jeder Modellschicht wurden jeweils 243 Pilot Points (Abb. 5.7) für K_{1m} , K_{2m} und K_{3m} erstellt. Somit wurden insgesamt 5.103 Einzelparameter (243 Pilot Points x 7 Modellschichten x 3 richtungsbezogene K_F -Werte) für die Kalibrierung der hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwerte definiert. Zudem wurden noch 80 Pilot Points jeweils für den Infiltrations- und den Exfiltrationskoeffizienten an der Blau erstellt. Unter Verwendung der SVD-Methode konnten die 5.263 Einzelparameter dann zu 256 „Super-Parameter“ zusammengefasst werden, die für die Kalibrierung extrem sensitiv sind. Die bestimmten „Super-Parameter“ wurden seit der zweiten Rechnungsiteration benutzt, wodurch die Zeit zur Berechnung deutlich verringert werden kann. Unter Verwendung von 25 parallellaufenden Kernen eines Servers betrug die Zeit der Berechnung eines vollständigen stationären Simulationsablaufs mit dem aufgebauten Aquifersimulator etwa 3 Tage.

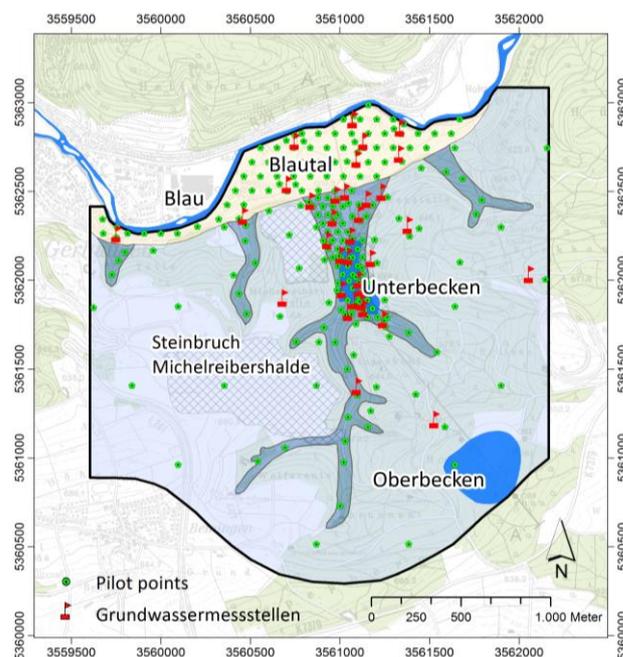


Abb. 5.7: Graphische Darstellung der Pilot-Points-Verteilung und die bei der stationären Kalibrierung verwendeten Grundwassermessstellen

Die Kalibrierungsergebnisse des stationären Modells sind in Abb. 5.8 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die simulierten Grundwasserstände an allen Beobachtungsstellen eine genügend hohe Übereinstimmung mit den gemessenen Grundwasserständen zeigen. Lediglich an den Messstellen GB2, GWM2 und Br.C im

Bereich der Übergangzone zwischen dem Blatal und dem Karstgebiet, und an der Messstelle GO2 nahe des Ostrands betragen die Abweichungen mehr als 25 cm. Die Abweichung im Bereich des Porengrundwasserleiters beträgt nur 6 cm. Im Bereich des Karstgrundwasserleiters beträgt die Abweichung unter Berücksichtigung der Messstelle mit der höchsten Abweichung (GB2 mit 72 cm, GO2 mit 55 cm) rund 12 cm. Zum Vergleich: Die Grundwasserschwankungen im Porengrundwasserleiter betragen im Jahre 2013 zwischen 1,2 und 1,9 m. Im Karst wurden dagegen Grundwasserschwankungen zwischen 3 und 6 m gemessen. Zur Bewertung der Kalibrationsgüte wurde die Fehlerstatistik basierend auf statistischen Kriterien nach den zwei folgenden Formeln berechnet. Der Parameter RMSD nach der Gleichung 5.1 ist gut geeignet zur Bewertung und sollte möglichst klein sein. Der berechnete RMSD betrug etwa 0,1 m über alle Messstellen. Der RMSD wurde dann durch die Einbeziehung der Differenz zwischen maximalem und minimalem Messwert gemäß Gleichung 5.2 normalisiert werden. Dieser NRMSD beträgt für die Kalibrierung des stationären Modells 3,5% unter Berücksichtigung aller Messstellen.

$$RMSD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (h_i^{gemessene} - h_i^{simulierte})^2}{n}} \quad (5.1)$$

$$NRMSD = \frac{RMSD}{(h_{max}^{gemessene} - h_{min}^{gemessene})} \quad (5.2)$$

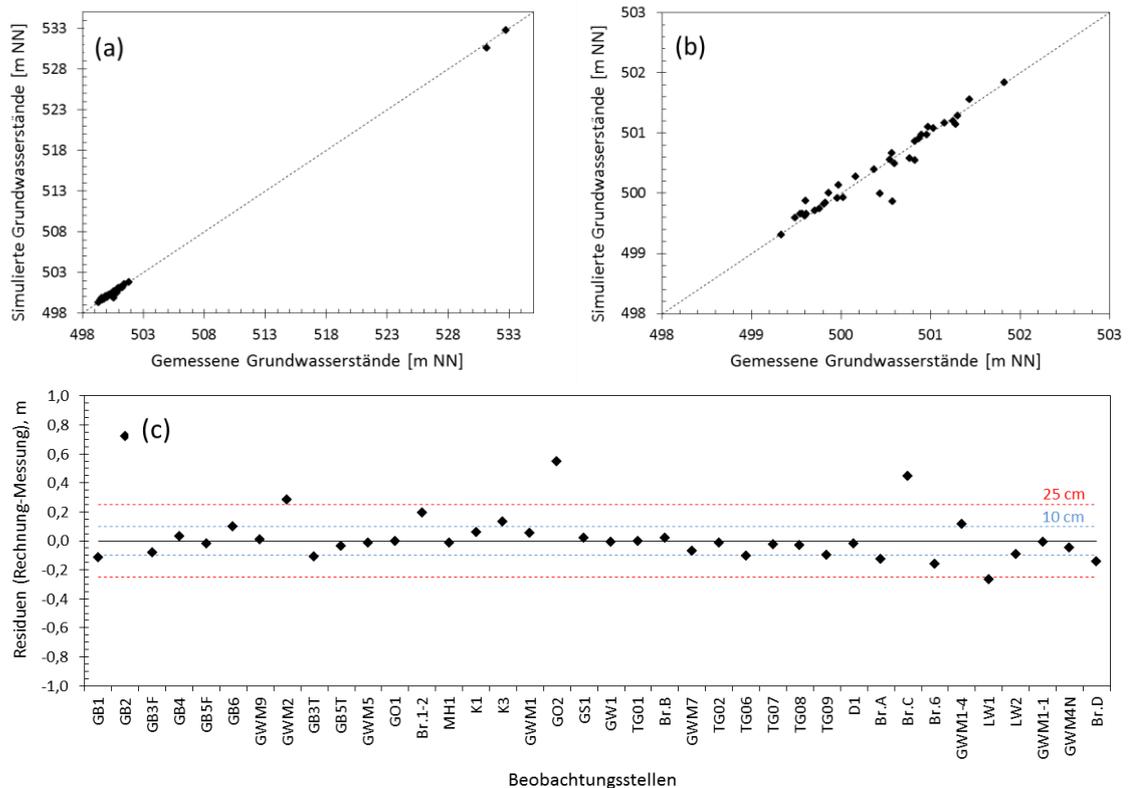


Abb. 5.8: Simulierte über gemessene Grundwasserstände am Stichtag 04.03.2014 an allen Grundwassermessstellen (a) und an den Grundwassermessstellen die im Kerngebiet (b); (c) Ermittelte Residuen zwischen gemessenen und simulierten Grundwasserständen nach Kalibrierung des stationären Modells

Das kalibrierte stationäre Strömungsmodell zeigt eine positive Massenbilanz von $1,92 \text{ m}^3/\text{h}$ (ca. 0,59% der gesamten Rate). Am Ost- und Westrand des Modells treten sowohl Grundwasserzuflüsse als auch abflüsse, auf wobei die jeweilige Bilanz positiv ist. Auch am Nordrand, der durch den Vorfluter die Blau vorgegeben wird, findet sowohl Zu- als auch Abstrom statt, wobei hier logischerweise der Verlust von Wasservolumen aus dem Modellgebiet deutlich überwiegt. Über den gesamten Südrand fließt dem Modellgebiet Grundwasser zu; die entsprechenden Volumina aufgeschlüsselt nach Modellschichten sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Tabelle 5.2: Wasserhaushalt des kalibrierten stationären Modells in m^3/h

	Nordrand		Südrand		Westrand		Ostrand		Wasserhaushalt
	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	
Slice 1	0,02	22,18	1,20	0,00	0,68	0,03	0,68	1,67	-21,30
Slice 2	33,62	113,05	1,71	0,00	5,25	0,12	3,41	1,68	-70,86
Slice 3	29,93	134,90	1,19	0,00	9,06	0,85	3,55	0,61	-92,63
Slice 4	0,01	0,01	1,05	0,00	9,61	5,85	1,90	0,57	6,15
Slice 5	0,01	0,02	0,63	0,00	12,30	5,02	1,30	0,42	8,79
Slice 6	0,02	0,11	0,53	0,00	19,05	2,87	1,14	9,66	8,09
Slice 7	0,06	0,16	38,90	0,00	26,02	8,63	35,13	10,20	81,12
Slice 8	0,02	0,03	38,80	0,00	15,15	5,91	34,32	1,03	81,32
Slice 9	0,00	0,00	0,27	0,00	0,43	0,00	0,56	0,02	1,24
Domäne	63,69	270,46	84,27	0,00	97,55	29,28	82,00	25,85	1,92 (0,59%)

(4) Kalibrierung des instationären Modells

Die so kalibrierten hydraulischen Verhältnisse im stationären Modell wurden direkt als Ausgangszustand für das instationäre Modell übernommen. Die Randbedingungen am Süd-, West- und Ostrand sind identisch mit denen des stationären Modells. Da die konkreten Werte auf Grund der geringen Anzahl dort verfügbarer Messstellen einerseits nur begrenzt belastbar waren und andererseits weit genug vom Aussagegebiet entfernt, als dass sie einen maßgeblichen Einfluss hätten, wurde an diesen Rändern auf die Verwendung von Zeitreihendaten verzichtet. Die Cauchy-Randbedingung am Nordrand hingegen wurde mit den zeitvariant gemessenen Wasserständen (Tageswerte) zwischen AB1 und AB2 (von 04.03.2014 bis 02.04.2014, insgesamt 30 Tage) linear interpoliert.

Für die instationäre Kalibrierung wurden die gemessenen Grundwasserstände während des Langzeitpumpversuchs an Br.A und Br.1-2 verwendet. Während der Kalibrierung wurde die Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte gleichzeitig mit der entwässerbaren Porosität wieder leicht verändert, um eine möglichst gute Anpassung der berechneten Grundwasserspiegellagen an die gemessenen Grundwasserganglinien im Untersuchungsgebiet zu erreichen. Je größer die Anzahl der Beobachtungspunkte und je besser

die zugrunde liegenden Messdaten sind, desto besser kann ein Modell instationär kalibriert werden bzw. umso besser ist die Signifikanz und der Zuverlässigkeitsbereich eines Modells bewertbar. Für den Pumpversuch standen 36 Grundwassermessstellen in der Umgebung von Versuchsbrunnen zur Verfügung. An ihnen wurden die Wasserstände mittels Drucksonden in engen zeitlichen Abständen gemessen, so dass sie als tägliche Werte für 30 Tage ins Modell eingegeben werden konnten. Das bedeutet, dass insgesamt 1140 Beobachtungen (38×30) zur Verfügung stehen. Wie bei der Kalibrierung des stationären Modells wurden die Messwerte im Blautal mit einer höheren Gewichtung im Vergleich zu den Messwerten im Karstgebiet versehen. Für die Anpassung der hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwerte in Richtung K_{1m} und K_{2m} und der entwässerbaren Porosität wurden jeweils 60 Pilot Points auf jeder Modellschicht erstellt (Abb. 5.9). Insgesamt wurde 1060 pilot points erstellt. Bis zu einer genügend hohen Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den simulierten Grundwasserganglinien betrug die Zeit der Kalibrierung etwa 6 Tage unter Verwendung einer CPU mit 25 parallel rechnenden Kernen.

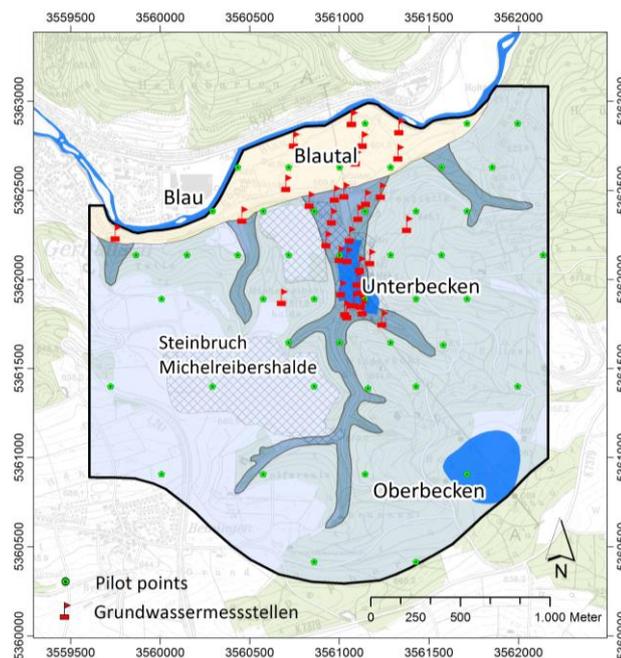
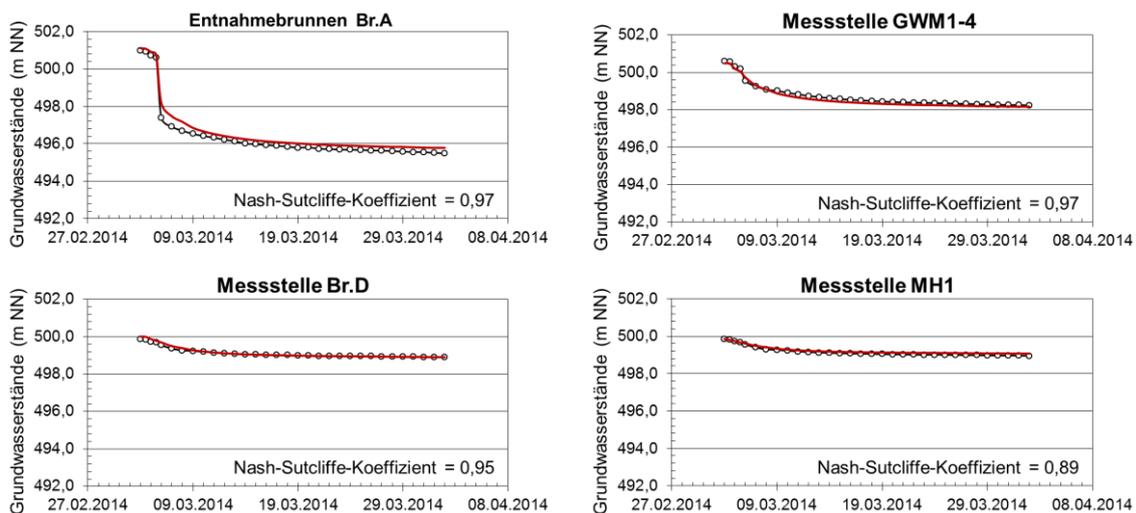


Abb. 5.9: Graphische Darstellung der Pilot-Points-Verteilung und die bei der instationären Kalibrierung verwendeten Grundwassermessstellen

Für jede Messstelle wurde ein Vergleich zwischen Messung und Rechnung in der zeitlichen Entwicklung mit dem von Nash & Sutcliffe (1970) entwickelten Effizienzkoeffizienten dargestellt, der die Güte der Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung nach Gleichung 5.3 beschreibt. Der Wertebereich, in dem der Effizienzkoeffizient liegen kann, ist der Intervallbereich zwischen $-\infty$ und 1. Dabei wird die Güte der Modellanpassung besser, je näher sich der Effizienzkoeffizient 1 annähert. In der Regel repräsentiert ein Wert größer als 0,5 schon eine genügend hohe Güte.

$$Nash - Sutcliffe = 1 - \frac{\sum_i (h_i^{gemessene} - h_i^{simulierte})^2}{\sum_i (h_i^{gemessene} - \bar{h}^{gemessene})^2} \quad (5.3)$$

Grundsätzlich existiert an allen für die Kalibrierung verwendeten Messstellen eine vollständige Auswertung der Modellkalibration. Die Nash-Sutcliffe-Koeffizienten an den meisten Messstellen sind größer als 0,8 nach der Kalibrierung (siehe Tabelle 5.3). In Abb. 5.10 sind die gemessenen und simulierten Grundwasserganglinien mit entsprechenden Nash-Sutcliffe-Koeffizienten an sechs Messstellen jeweils im Unterbeckenbereich, der Übergangszone zwischen dem Karstgebiet und dem Blautal und im Blautal selber dargestellt. Die simulierten Ergebnisse an den restlichen Messstellen sind im Anhang A aufgelistet. Die Messstellen, die sich im Blautal und an der Blau befinden, spielen grundsätzlich die wichtigste Rolle bei den folgenden Prognoserechnungen, um die Auswirkungen auf die (Grund-)Wasserstände im Blautal und an der Blau beim Bau und Betrieb des PSW plausibel zu modellieren. Bei maximaler Absenkung des Großpumpversuchs liegt eine durchschnittliche absolute Abweichung an den im Blautal liegenden Messstellen innerhalb von 5 cm. Die Messstellen, die nahe den Entnahmenbrunnen im Unterbecken liegen, weisen sowohl in den gemessenen Ganglinien als auch in den berechneten Ganglinien eine starke Absenkung der Grundwasserspiegel auf. Ihre durchschnittliche absolute Abweichung bei maximaler Absenkung ist etwa 16 cm. Es zeigt sich, dass mit der iterativ ermittelten Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte, der entwässerbaren Porosität und den definierten Randbedingungen die erkundeten Grundwasserhältnisse mit einer für den Untersuchungsstand ausreichenden Genauigkeit im Modell wiedergegeben werden. Außerdem zeigt das kalibrierte instationäre Strömungsmodell eine negative Massenbilanz von 1,25 m³/h (ca. 0,3% der gesamten Rate) im Endzustand.



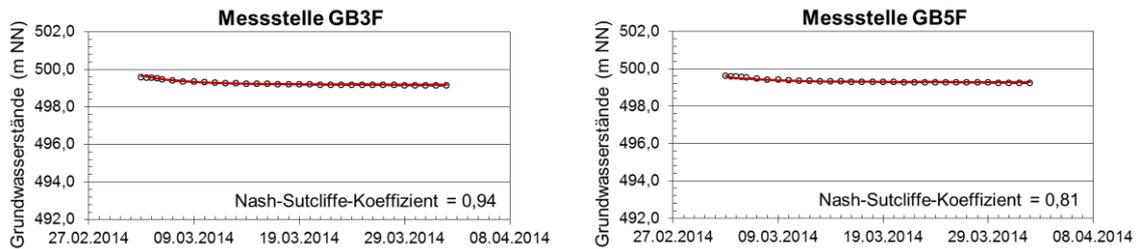


Abb. 5.10: Vergleich der gemessenen (schwarz) mit der simulierten (rot) Grundwasserganglinie an verschiedenen Messstellen jeweils im Unterbeckenbereich (Br.A und GWM1-4), im Übergangsbereich zwischen dem Karstgebiet und dem Blautal (Br.D und MH1) und im Blautal (GB3F und GB5F)

Tabelle 5.3: Gemessene und simulierte maximale Absenkung, absolute Abweichung und Nash-Sutcliffe-Koeffizient an allen Grundwassermessstellen nach der instationären Kalibrierung

ID	Name	Gemessene Absenkung [m]	Simulierte Absenkung [m]	Absolute Abweichung [m]	Nash-Sutcliffe-Koeffizient
1	GB1	0,13	0,15	0,01	-1,72
2	GB2	0,30	0,45	0,15	-91,94
3	GB3F	0,44	0,47	0,03	0,94
4	GB5F	0,37	0,34	0,03	0,92
5	GB6	0,21	0,08	0,14	0,68
6	GWM9	0,48	0,50	0,02	0,84
7	LW1	0,75	0,74	0,01	-0,27
8	LW2	0,59	0,42	0,17	-0,22
9	GB3T	0,44	0,43	0,01	0,66
10	GB5T	0,38	0,42	0,04	0,77
11	Br.A	5,48	5,32	0,15	0,97
12	Br.B	0,87	0,61	0,26	0,53
13	Br.C	0,44	0,80	0,36	-30,19
14	Br.D	0,96	1,09	0,14	0,95
15	Br.6	0,80	1,17	0,37	0,38
16	GS1	3,19	3,51	0,31	0,87
17	GW1	1,23	1,40	0,17	0,79
18	GO1	1,12	0,73	0,39	0,10
19	MH1	0,88	0,77	0,11	0,89
20	GWM1	0,74	0,77	0,03	0,83
21	GWM2	0,30	0,38	0,08	-16,68
22	GWM4N	4,05	3,85	0,20	0,94
23	GWM5	1,47	1,68	0,21	0,78
24	GWM7	3,36	3,23	0,13	0,95

25	GWM1-1	3,61	2,82	0,79	0,07
26	Br.1-2	8,69	8,38	0,32	0,91
27	GWM1-4	2,36	2,32	0,04	0,97
28	K1	3,59	3,54	0,04	0,98
29	K3	3,59	3,49	0,10	0,98
30	TG01	3,71	3,89	0,18	0,96
31	TG02	3,43	3,53	0,10	0,98
32	TG06	1,57	1,77	0,19	0,91
33	TG07	3,30	3,36	0,06	0,99
34	TG08	3,22	3,30	0,08	0,88
35	TG09	2,76	2,91	0,15	0,98
Mittelwert		-	-	0,16	-

(5) Kalibrierte Durchlässigkeits- und entwässerbare Porositätverteilung

In Abb. 5.11 (b) ist als Ergebnis der instationären Kalibrierung des Grundwassermodells die Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte beispielhaft für den Parameter K_{1m} dargestellt. Eine bestmögliche Kalibrierung der Durchlässigkeitsverteilung und der entwässerbaren Porosität wurde durch die Anpassung der Berechnungsergebnisse an die gemessenen Ganglinien von 38 Grundwassermessstellen gesucht. Ergänzend dazu wird die initial verwendete Verteilung in Abb. 5.11 (a) gezeigt, die auf Ergebnissen der Auswertung von Auffüllversuchen und Pumpversuchen basiert und die Ausgangssituation für die Kalibrierung darstellte. Die aus der Kalibrierung resultierende Verteilung zeigt im Blautal und den anderen Tallagen höhere K_f -Werte, die in für derartige Aquifere typischen Größenordnungen liegen. Im Gebirgsbereich hingegen ist die Durchlässigkeit um drei bis vier Größenordnungen geringer. Ein Vergleich zwischen den kalibrierten und aus dem Pumpversuch ausgewerteten K_f -Werten an allen betroffenen Beobachtungsstellen weist außer GS1, GW1, GO1 die anderen Messstellen keine großen Abweichungen auf, da die drei vorhergenannten Messstellen gerade an der Grenze der vom Pumpversuch betroffenen Zone liegen. Für die entwässerbare Porosität trat auch keine starke Veränderung nach der Kalibrierung auf.

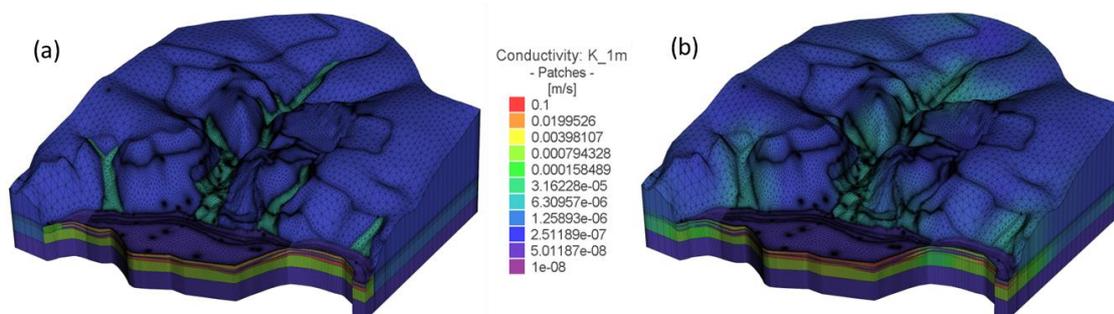
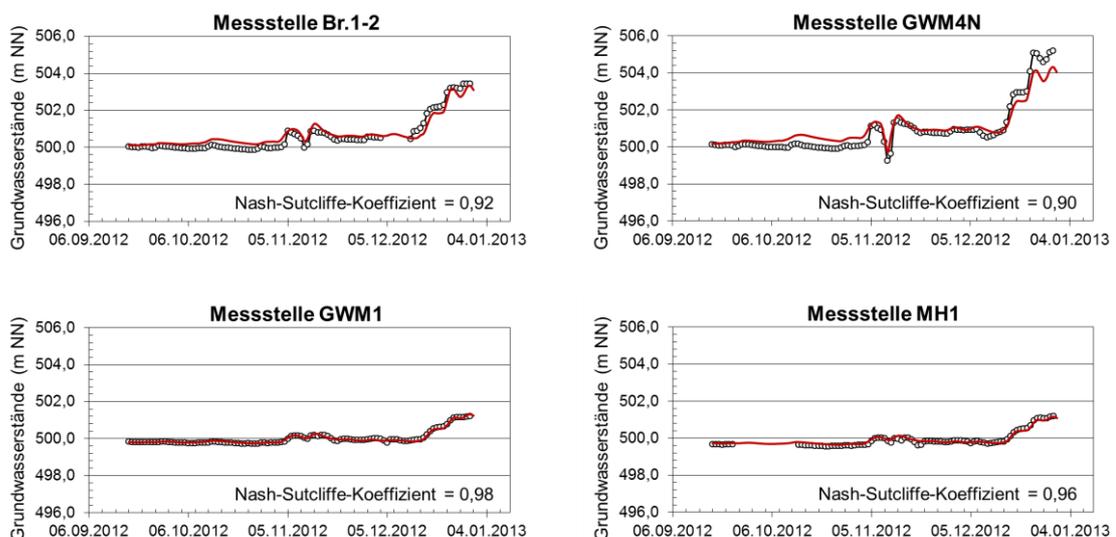


Abb. 5.11:(a) Dreidimensionale Darstellung der primären K_f -Verteilung; (b) Dreidimensionale Darstellung der K_f -Verteilung nach Kalibrierung

5.3.3 Modellvalidierung

Das Strömungsmodell wurde zusätzlich validiert, indem die hydraulischen Verhältnisse vom 18.09.2012 bis 31.12.2012 (Gesamtdauer von 105 Tage) inkl. des durchgeführten dreistufigen Pumpversuchs an Br.A simuliert wurden. Da die raumdifferenzierte Berechnung der Grundwasserneubildung mit dem verwendeten hydrologischen Modell nicht ausreichend genau war, wurde ein Zeitraum ausgewählt, in dem der Einfluss der Grundwasserneubildung durch Niederschlagsereignisse klein war. Am Südrand wurde die Dirichlet-Randbedingung mit einem hydraulischen Festpotential von 540 mNN definiert. Am West- und Ostrand wurde das hydraulische Festpotential jeweils mit dem Wert 540 mNN und dem Wasserstand, der an den Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2 am 18.09.2012 gemessen wurde, linear interpoliert. Am Nordrand wurde die Cauchy-Randbedingung mit den zeitvariant gemessenen Wasserständen zwischen AB1 und AB2 (von 18.09.2012 bis 31.12.2012 mit) linear interpoliert.

Für diesen Zeitraum standen 29 Grundwassermessstellen zur Verfügung. Die Messung der Grundwasserstände wurde an 18 Messstellen vor dem 18.09.2012 angefangen. Die anderen Messstellen wurden nachher einbezogen. Der Vergleich der gemessenen mit den berechneten Grundwasserganglinien ist an drei Messstellen dargestellt (Abb. 5.12), die sich im Unterbeckenbereich, in der Übergangszone und im Blautal befindet. Die Ergebnisse an anderen Messstellen werden im Anhang B gezeigt. Eine gute Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Grundwassermessständen ist erkennbar. Teilweise treten Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Werten in ihrer absoluten Höhe auf, was hauptsächlich auf den nicht komplett zu eliminierenden Einfluss der Grundwasserneubildung zurückzuführen ist. Die erfolgte Validierung des Modells zeigt, dass das Strömungsmodell insbesondere im Blautal die Grundwasserströmung sehr gut abbildet, wobei als Gütekriterium wiederum der Nash-Sutcliffe-Koeffizient herangezogen wurde.



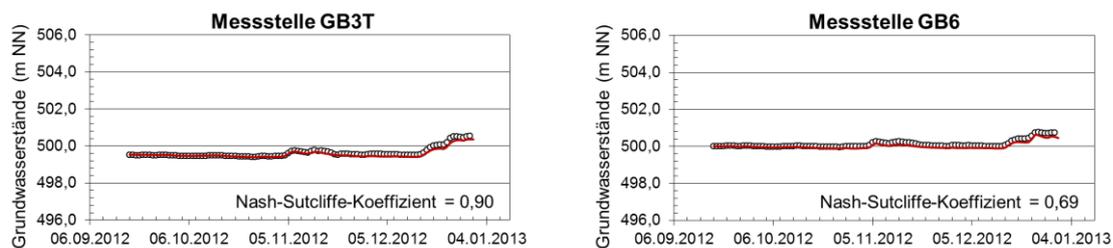


Abb. 5.12: Vergleich der gemessenen (schwarz) mit der simulierten (rot) Grundwasserganglinie an verschiedenen Messstellen bei der Modellvalidierung jeweils im Unterbeckenbereich (Br.1-2 und GWM4N), im Übergangsbereich zwischen dem Karstgebiet und dem Blautal (GWM1 und MH1) und im Blautal (GB3T und GB6)

5.4 Verwendung des Grundwassermodells

Sowie ein ausreichend gut kalibriertes und verifiziertes Grundwasserströmungsmodell zur Verfügung steht, kann die Auswirkung von Eingriffen in den natürlichen Grundwasserhaushalt vor deren tatsächlichen Realisierung nicht nur interpretativ oder qualitativ, sondern auch quantitativ prognostiziert werden. Auf Basis dieses Modells können nun unterschiedliche Szenarien, in denen das Grundwasser im Untersuchungsgebiet durch den Bau und Betrieb des PSW beeinflusst simuliert werden und Aussagen über die Auswirkung auf die Schutzgüter im Blautal getroffen werden. Mit Hilfe des kalibrierten Modells wurden zu folgenden Zuständen des Vorhabens die hydrogeologischen Auswirkungen modelliert und daraus Prognosen abgeleitet: (1) Errichtung des Unterbeckens durch den Gesteinsabbau unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels; (2) Betrieb des Unterbeckens in verschiedenen Szenarien.

5.4.1 Modellprognosen zur Bauphase

(1) Prognose der Grundwasserabsenkung bei Errichtung des Unterbeckens

Die erste Prognoserechnung wurde für den Gesteinsabbau unter Trockenhaltung des Unterbeckens während der Bauphase simuliert. Eine offene Wasserhaltung mit entsprechender Grundwasserentnahme ist für den Gesteinsabbau unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels erforderlich, um eine trockene Rohstoffgewinnung am Standort zu erzielen und das Unterbecken baulich fertig zu stellen. Das Gestein im Unterbecken wird bis auf 490 mNN abgebaut. Es wird daher angenommen, dass im Endzustand der Abbautätigkeiten im gesamten Beckenbereich der Grundwasserspiegel um etwa 10 m auf 490 mNN abgesenkt worden ist. Diese Prognose wurde auf Basis des Ruhewasserstands am 04.03.2014 berechnet. Dieses Datum lag am Anfang einer Trockenperiode und die Grundwasserstände befanden sich in etwa auf dem Niveau der mehrjährigen Mittelwerte. Am Südrand des Modells wurde die Dirichlet-Randbedingung mit einem hydraulischen Festpotential von 540 mNN definiert. Am West- und Ostrand wurde das hydrau-

liche Festpotential jeweils zwischen dem Wert 540 mNN am Südrand und dem Wasserstand, der im Norden an den Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2 am 04.03.2014 gemessen wurde, linear interpoliert. Im Unterbecken wurde eine Dirichlet-Randbedingung mit einem Festpotential von 490 mNN eingegeben.

Nach den Modellergebnissen beträgt die für die flächenhafte Absenkung im Bereich des geplanten Unterbeckens erforderliche Grundwasserentnahme 670,9 m³/h (siehe Tabelle 5.4). Der Wasseraustausch an der Blau tritt vorwiegend in den durchlässigen Kiesen auf Modellschicht 2 auf. In dem von der Absenkung betroffenen Flussabschnitt wird die Blau aufgrund des bis unterhalb der Gewässersohle abgesenkten Grundwasserspiegels, in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der Kolmationsschicht, Wasser an den Grundwasserleiter abgeben. Die Beobachtungen während der Pumpversuche legen aber auch eine Unterströmung der Blau mit Grundwasser aus den nördlich gelegenen Aquiferbereichen nahe. Der Wasserhaushalt des Modellgebiets mit den Volumenströmen über die Modellränder und die im Rahmen der Wasserhaltung im Unterbecken erforderliche Entnahmerate werden in Tabelle 5.4 aufgelistet.

Tabelle 5.4: Wasserhaushalt bei Trockenhaltung des Unterbeckens in m³/h

	Nordrand		Südrand	Westrand		Ostrand		Unterbecken		Wasserhaushalt
	In	Out	In	In	Out	In	Out	In	Out	
Slice 1	0,9	21,6	1,3	0,7	0,0	0,7	0,2	0,0	4,3	-22,5
Slice 2	279,0	57,7	1,9	6,6	11,0	4,5	0,5	0,1	6,9	215,8
Slice 3	255,5	51,0	1,4	11,2	10,7	4,5	0,4	1,2	9,1	202,7
Slice 4	0,0	0,0	1,1	14,7	0,0	1,6	0,2	0,0	83,2	-65,9
Slice 5	0,0	0,0	0,7	16,4	2,0	1,1	0,1	0,0	130,1	-114,0
Slice 6	0,0	0,0	0,6	23,3	1,5	0,9	0,5	0,0	108,1	-85,4
Slice 7	0,1	0,0	44,5	34,4	4,4	33,9	1,9	0,0	173,7	-67,2
Slice 8	0,0	0,0	44,4	20,1	3,0	33,2	1,5	0,0	155,2	-62,1
Slice 9	0,0	0,0	0,3	0,5	0,0	0,5	0,0	0,0	0,3	1,0
Domäne	535,4	130,3	96,1	128,0	32,5	80,8	5,3	1,4	670,9	2,7 (0,3%)

Die für stationäre Strömungsbedingungen berechneten Grundwasserstände sind in Abb. 5.13 (links) als Höhenpläne beispielhaft für die zweite Modellschicht dargestellt. Ergänzend sind die berechneten Absenkungsbeträge, bezogen auf den Ruhwasserstand am 04.03.2014, in Abb. 5.13 (rechts) wiedergegeben. Modellschicht 2 liefert dabei Informationen zur Grundwasserabsenkung im quartären Talbereich bzw. im Blautal. Aus Abb. 5.13 (rechts) ist ersichtlich, dass sich der Absenkungstrichter vorwiegend nach Norden, Südwesten und Südosten entlang der Talachsen erstreckt. In Richtung Süden nimmt die prognostizierte Absenkung in einer Entfernung von etwa 850 m bereits auf 1 m ab. Der gesamte Absenkungstrichter erstreckt sich 1100 bis 1500 m weit in Richtung Südwesten bzw. Südosten. Die Absenkung des Grundwasserspiegels reicht etwa 670 m in Richtung Norden bis an die Blau heran. Im Blautal ist im

oberen Porengrundwasserleiter eine Absenkung zu erwarten, die im Bereich des FFH-Gebiets maximal 0,5 m beträgt. Um diese Absenkungsbeträge zu minimieren müssen entsprechende hydraulische Gegenmaßnahmen wie z.B. Infiltrationsbrunnen, Injektionsschleier usw. getroffen werden.

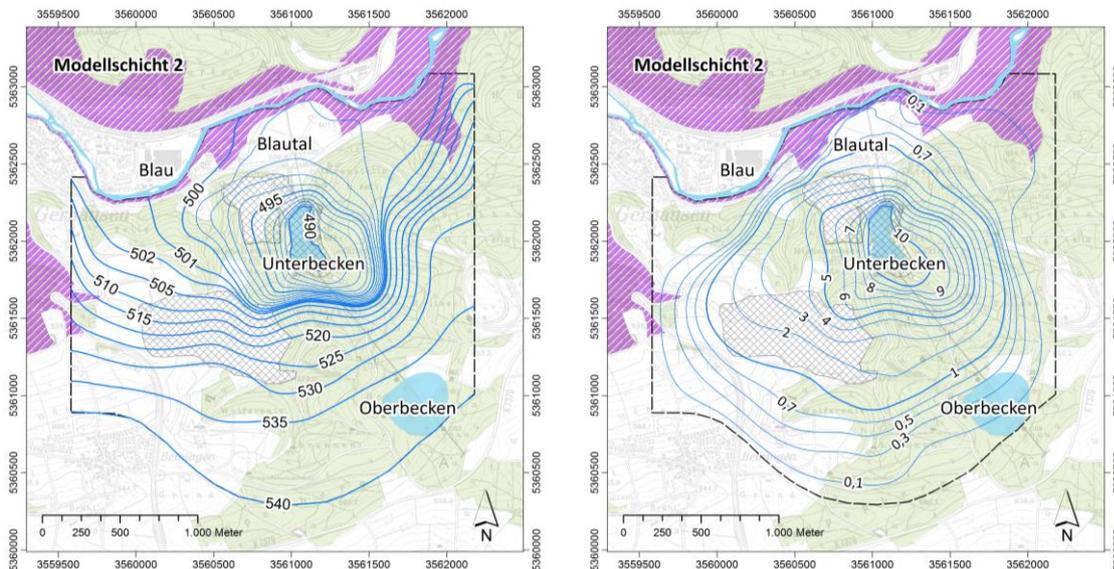


Abb. 5.13: Grundwassergleichenplan der zweiten Modellschicht bei Trockenhaltung des Unterbeckens (links) mit entsprechender Grundwasserabsenkung (rechts) in Blautal und Karstgebiet

(2) Prognose einer Infiltrationsgalerie zur Vermeidung der GW-Absenkungen im FFH-Gebiet

Die Grundwasserabsenkung während der Bauzeit des Unterbeckens mit einem vorgeschalteten Gesteinsabbau erstreckt sich nach den zuvor berechneten Modellergebnissen in nördlicher Richtung bis ans Südufer der Blau und betrifft damit auch das dort gelegene Natura-2000 Gebiet. Nachfolgend wird mit Hilfe des Modells die Grundwasseranreicherung durch Versickerungsbrunnen als Maßnahme zur Begrenzung der Grundwasserabsenkung im FFH-Gebiet modelliert und bewertet.

Die Randbedingungen des Modells blieben für diese Simulation unverändert, zusätzlich wurden jedoch acht Anreicherungsbrunnen nördlich des Unterbeckens als Multilayer-Brunnenrandbedingung angeordnet. Die relevanten Eckdaten der Brunnengalerie sind in Tabelle 5.5 gezeigt. Über diese Brunnen wird das Wasser, das durch die offene Wasserhaltung zur Trockenhaltung des Unterbeckens ($670,9 \text{ m}^3/\text{h}$, aus Tabelle 5.4) werden muss, mit verschiedenen Infiltrationsraten im Grundwasserleiter wieder versickert. Dabei strömt ein Teil der Infiltrationsmenge von $63,3 \text{ m}^3/\text{h}$ (ca. 9,4% der gesamten Rate) zurück ins Unterbecken. Das Ergebnis dieser Simulation zeigt, dass es grundsätzlich möglich ist, über eine Brunnengalerie zwischen dem Beckennordrand und dem südlichen Talrand des Blautals die Grundwasseroberfläche soweit anzuheben, dass die Grundwasserabsenkung im Natura-2000 Gebiet im Blautal mit maximal 0,02 m vernachlässigbar gering wird (Abb. 5.14). Dieser Wert liegt sowohl unter der Aussagegenauigkeit

des Modells bzw. 0,16 m (vgl. Kapitel 5.3.2) als auch deutlich unter den natürlichen Schwankungen des Grundwasserspiegels im Blautal. Weiterhin ist aus Tabelle 5.5 ersichtlich, dass die prognostizierten Standrohrspiegelhöhen in den Infiltrationsbrunnen sich unterhalb der Geländeoberkannte einstellen werden, sodass auch im nahen Umfeld der Brunnen nicht mit artesischen Bedingungen zu rechnen ist.

Tabelle 5.5: Eckdaten der Brunnengalerie zur Grundwasseranreicherung nördlich des Unterbeckens

Br.ID	Filterstrecke [m NN]		Durchmesser [m]	Grundwasser- aufhöhung [m NN]	GOK [m NN]	Förderrate [m ³ /h]
	Oben	Unten				
Br.1	499,91	450,00	0,25	499,85	536,74	-50,00
Br.2	499,66	450,00	0,25	499,56	507,60	-110,00
Br.3	499,98	450,00	0,25	499,87	504,48	-165,00
Br.4	499,78	450,00	0,25	499,68	505,33	-135,00
Br.5	500,37	450,00	0,25	500,28	503,32	-95,00
Br.6	502,83	450,00	0,25	502,62	515,05	-60,00
Br.7	502,61	450,00	0,25 </td <td>502,54</td> <td>531,81</td> <td>-22,50</td>	502,54	531,81	-22,50
Br.8	503,42	450,00	0,25	503,39	520,86	-35,00

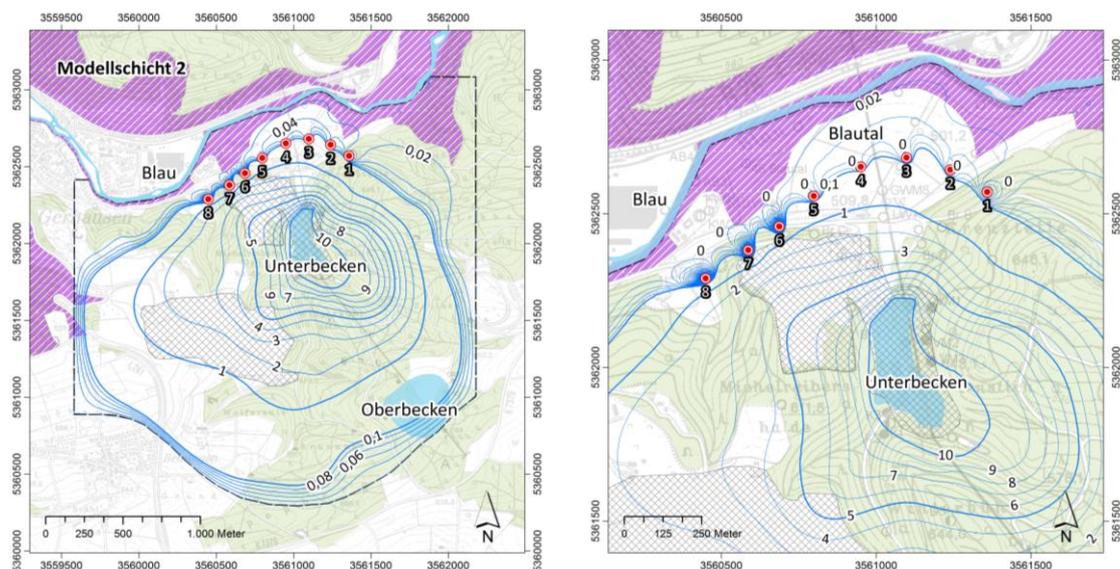


Abb. 5.14: Modellierung einer Grundwasseranreicherung durch eine Brunnengalerie zur Verringerung der Absenkungen in den FFH-Gebieten mit einer Rate von 670,9 m³/h jeweils in einer Grobkarte (links) und Detailkarte (rechts)

5.4.2 Modellprognosen zur Betriebsphase im Unterbecken

(1) Szenario 1 „Befüllung des Oberbeckens“

Bei diesem Revisionszenario wurde die Befüllung des Oberbeckens mit 1,18 Mio. m³ Wasser simuliert, das unmittelbar aus dem Unterbecken mit einer geplanten Förderrate von 44,44 m³/s, mit dem die Anlage in der Zukunft betrieben wird, abgepumpt wird. Der natürliche Grundwasserstand am 04.03.2014 wird als Ausgangszustand für diese instationäre Simulation übernommen, d.h., dass ein initial mittlerer natürlicher Grundwasserspiegel in Unterbecken und Gebirge darstellt. Die Randbedingungen am Süd-, West- und Ostrand sind identisch mit denen des stationären Modells bei der stationären Kalibrierung (siehe Kapitel 5.3.2). Da die konkreten Werte auf Grund der geringen Anzahl dort verfügbarer Messstellen einerseits nur begrenzt belastbar waren und andererseits weit genug vom Aussagegebiet entfernt, als dass sie einen maßgeblichen Einfluss hätten, wurde an diesen Rändern auf die Verwendung von Zeitreihendaten verzichtet. Die Cauchy-Randbedingung am Nordrand hingegen wurde mit den zeitvariant gemessenen Wasserständen (Tageswerte) zwischen AB1 und AB2 linear interpoliert. Im Unterbecken wurde eine Neumann-Randbedingung mit einer Förderrate von 44,44 m³/s eingegeben. Außerdem wurde eine Grundwasserneubildung bei der Simulation berücksichtigt, die dem Jahresmittelwert von 2013 entspricht.

Die Simulationszeit betrug 40 Tagen. Abb. 5.15 (links) zeigt die Grundwassergleichen in Blautal und Karstgebiet nach einer Pumpzeit von 40 Tagen. Der Wasserhaushalt des Modellgebiets mit den Volumenströmen über die Modellränder am Endzustand der Simulation wird im Anhang C aufgelistet. Der entsprechende Absenkungstrichter ist in Abb. 5.15 (rechts) dargestellt. Die Absenkung des Grundwasserspiegels breitet sich etwa 670 m in Richtung Norden bis an die Blau aus, sodass in FFH-Gebieten entlang der Blau noch Absenkbeträgen von 0,1 bis 0,3 m zu erwarten sind.

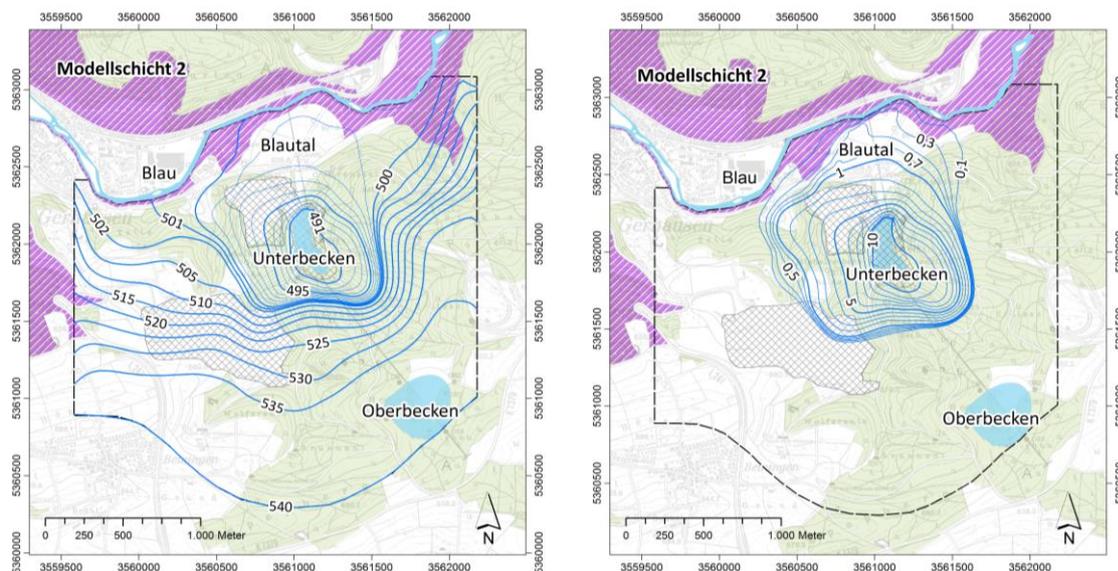


Abb. 5.15: Grundwassergleichenplan (links) mit entsprechender Grundwasserabsenkung (rechts) in Blautal und Karstgebiet nach einer Pumpzeit von 40 Tagen

Abb. 5.16 (links) veranschaulicht, wie bei einer Förderrate von $44,44 \text{ m}^3/\text{s}$ nach etwa 3,8 h der Wasserspiegel im Unterbecken vom natürlichen Grundwasserstand auf das Niveau der Beckensohle bei 490 m NN bzw. zum leeren Zustand abgesenkt worden ist. Ab diesem Zeitpunkt kann nur noch das aus dem Gebirge nachfließende Wasser gefördert werden. Es stellt sich dann eine konstante Förderrate von knapp $0,19 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $684 \text{ m}^3/\text{h}$ ein, was dem berechneten Zustrom ins Unterbecken während der Bauphase entspricht (vgl. Tabelle 5.4). Es dauert daher insgesamt 33,6 Tage, bis ein Volumen von 1,18 Mio. m^3 entnommen und in das Oberbecken gepumpt worden ist (Abb. 5.16 rechts). Das bis zur Entleerung des Unterbeckens geförderte Wasservolumen beträgt etwa $5,92\text{E}+5 \text{ m}^3$, wohingegen das anfangs im Unterbecken gespeichert Volumen lediglich $5,88\text{E}+5 \text{ m}^3$ beträgt. Es ergibt sich ein Differenzbetrag von ca. 4.000 m^3 . Dieses Wasservolumen ist dem Unterbecken bereits während der Absenkung innerhalb der ersten 3,8 h aus dem Gebirge zugeströmt.

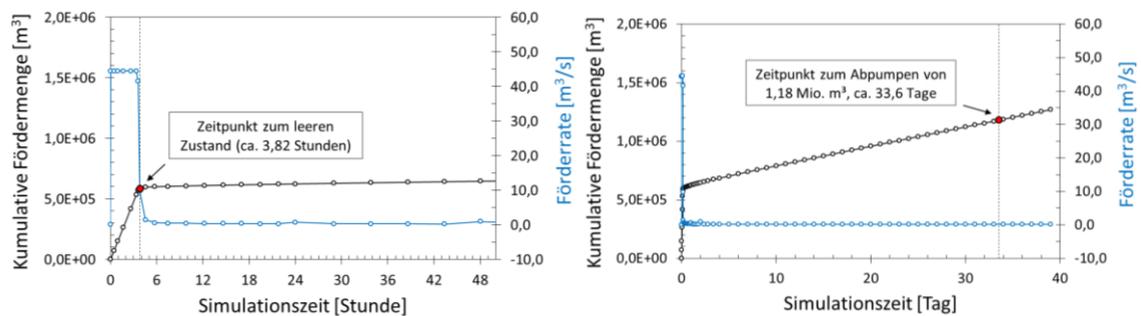


Abb. 5.16: Auswertung der Zeitdauer zur Entleerung des Unterbeckens (links) und zur Befüllung des Oberbeckens (rechts) bei maximaler Entnahmerate

(2) Szenario 2 „natürliche Erholungsphase“

Beim Szenario 2 wurde davon ausgegangen, dass der hydraulische Zustand im Modellgebiet beim GW-Tiefststand bleibt. Das Oberbecken ist zunächst leer und $1,18 \text{ Mio. m}^3$ Wasser wurden vom Unterbecken mit einer Förderrate von $44,44 \text{ m}^3/\text{s}$ ins Oberbecken abgepumpt, um es zu befüllen. Die Entwicklung des Grundwasserstands wurde in diesem kritischen Fall bei Entleerung des Unterbeckens prognostiziert. Der Ruhewasserstand vom 28.01.2013, an dem der tiefste Grundwasserspiegel im Beobachtungszeitraum registriert wurde, wurde als Anfangszustand für die Prognoserechnung herangezogen. Dabei wurde die Dirichlet-Randbedingung am Südrand mit einem hydraulischen Festpotential von 525 mNN definiert. Am West- und Ostrand wurde das hydraulische Festpotential jeweils mit dem Wert 525 mNN und dem Wasserstand, der an den Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2 am 28.01.2013 gemessen wurde, linear interpoliert. Im Unterbecken wurde eine Neumann-Randbedingung mit einer Entleerungsrate von $44,44 \text{ m}^3/\text{s}$ definiert. Außerdem wurde auch eine jährliche mittlere Grundwasserneubildung bei der Simulation berücksichtigt.

Das Modell wurde für eine Simulationszeit von einem Jahr gerechnet. Dieses Szenario ähnelt Szenario 1, berücksichtigt jedoch einen anderen Ausgangszustand (Niedrigwasserstand gegenüber dem mittleren Grundwasserstand in Szenario 1). Aus den Modellergebnissen resultiert, dass das Unterbecken in einigen Stunden leergepumpt werden kann wohingegen die komplette Befüllung des Oberbeckens auch ca. 36. Tage in Anspruch nimmt, weil die Rate des Zustrom aus dem angrenzenden Grundwasser in das Unterbecken relativ gering ist. Der Wasserhaushalt des Modellgebiets mit den Volumenströmen über die Modellränder nach einer Pumpzeit von 36 Tagen wird im Anhang D aufgelistet. Im Vergleich: die erforderliche Zeitdauer zur Befüllung des Oberbeckens in Szenario 1 ist etwa 33,6 Tage, welche zeitlich kürzer als hier ist, da das initiale Beckenwasserspiegel beim Szenario 1 höher ist. Ergänzend dazu wurde hierbei auch die natürliche „Erholungsphase“ des Grundwasserstands nach dem Abpumpen prognostiziert. Während der Erholungsphase kann das Grundwasser im Gebirgskörper ins Unterbecken nachfließen. Es stellt sich dann eine fast konstante Rate von etwa $0,17 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $612 \text{ m}^3/\text{h}$ ein. Nach dem Abpumpen dauert es ungefähr ein halbes Jahr, bis sich im Unterbecken wieder der initiale Wasserstand eingestellt hat (Abb. 5.17).

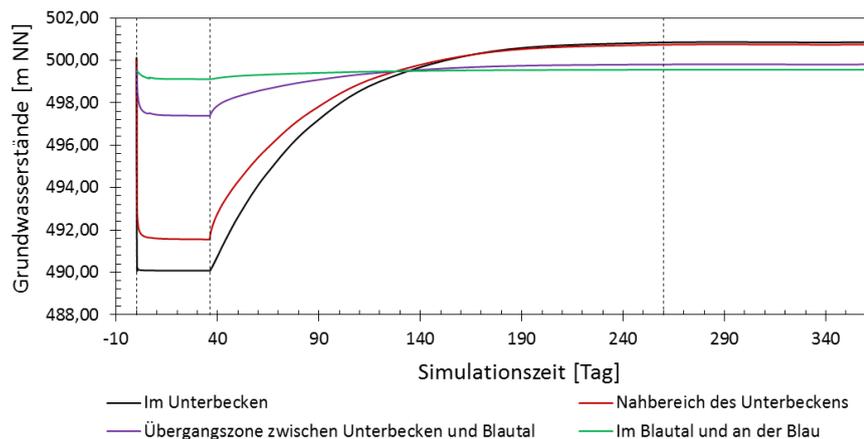


Abb. 5.17: Entwicklung des durchschnittlichen Grundwasserstands an den Grundwassermessstellen in allen Zonen

(3) Szenario 3 „regelmäßiger PSW-Betrieb“

Bei diesem Szenario wurde eine geplante regelmäßige Betriebsvariante modelliert. Das Unterbecken wird im 3-h-Turnus Wasser mit einer Förderrate von $44,44 \text{ m}^3/\text{s}$ entleert und 2 bis 3 Stunden später ebenfalls mit gleicher Förderrate durch Zurückpumpen des Beckenwassers befüllt. Es wird von einer gleichmäßigen und regelmäßigen wiederkehrenden Befüllung und Entleerung ausgegangen. Ist das Unterbecken abgedichtet geworden, sollte der Wasserspiegel im Unterbecken im jeweiligen Betriebszustand zwischen minimal 490 m NN und 500 m NN schwanken. In der bevorzugten Bauvariante des Unterbeckens bzw.

ohne technische Abdichtung der Beckensohle und -flanken kommt das Beckenwasser hingegen zu regelmäßig wiederkehrenden Ex- und Infiltrationsvorgängen mit dem Grundwasserkörper.

Der tiefste beobachtete Ruhewasserstand (28.01.2013) wurde als Anfangszustand für diese Prognoserechnung herangezogen. Dabei wurde die Dirichlet-Randbedingung am Südrand mit einem hydraulischen Festpotential von 525 mNN definiert. Am West- und Ostrand wurde das hydraulische Festpotential jeweils mit dem Wert 525 mNN und dem Wasserstand, der an den Abflussmessstellen der Blau AB1 und AB2 am 28.01.2013 gemessen wurde, linear interpoliert. Im Unterbecken wurde eine Neumann-Randbedingung mit einer regelmäßigen wiederkehrenden Befüllungs- und Entleerungsrate von 44,44 m³/s definiert. Außerdem wurde eine jährliche mittlere Grundwasserneubildung bei der Simulation berücksichtigt. Abb. 5.18 zeigt die Entwicklung des Grundwasserstandes in allen Modellzonen bei regelmäßigem Betrieb im Unterbecken ohne technische Abdichtung der Beckensohle und -flanken. Die mittlere Schwankung des Wasserspiegels im Unterbecken beträgt etwa 8,5 m. Der regelmäßige Betrieb erzeugt beständig kurze Absenkungs- und Anstiegsimpulse nicht nur im Unterbecken, sondern auch im angrenzenden Grundwasserleiter. Die Beckenwasserzutritte bzw. -verluste sind im Laufe des Betriebs immer vorhanden. Im unmittelbaren Nahbereich des Beckens bis in eine Entfernung von 100 m werden Grundwasserstandsschwankungen von 2 m bis 7 m erzeugt. In einer Entfernung von 150 m bis 250 m bzw. in der Übergangszone zwischen dem Karst und dem Blautal liegen die Schwankungen bei 0,2 m bis 1 m. Während der ersten zehn Tage zeigen die schwankenden Wasserstände im Unterbecken und dessen Nahbereich einen ansteigenden Trend. In der Übergangszone, im Blautal und an der Blau, lässt sich ein absinkender Trend beobachten. Danach oszillieren die Ganglinien um jeweils einen annähernd konstanten Wert. Der Wasserstand an der Blau wurde schwach von dem regelmäßigen Betrieb beeinflusst. Die maximale Reichweite der relevanten hydraulischen Beeinflussung durch den Beckenbetrieb lässt sich nach der Modellierung in Richtung Blautal mit etwa 250 m abschätzen.

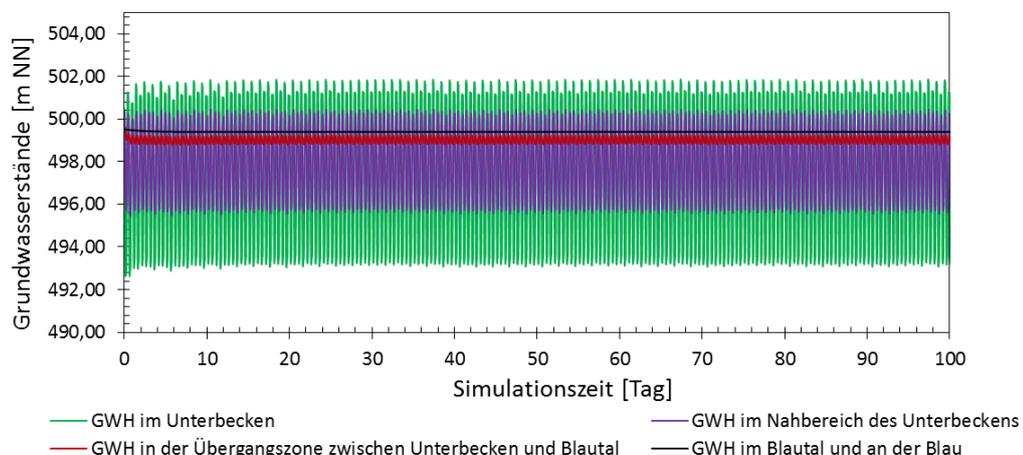


Abb. 5.18: Entwicklung des mittleren Grundwasserstands an den Grundwassermessstellen in allen Modellzonen für 100 Tage

Aus den Simulationsergebnissen wurden auch die dynamischen (Grund-)Wasserstände an zwei definierten Beobachtungsstellen exportiert, die als hydraulische Randbedingungen für die gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse im kommenden Kapitel 6 verwendet werden. Davon befindet sich eine Beobachtungsstelle im östlichen Gebirgesbereich bzw. in der Böschung, und die andere liegt im Unterbecken, die die Daten über regelmäßige Absenkungs- und Anstiegimpulse im Unterbecken registriert hat. Aufgrund der simulierten Wasserstände werden die hydraulischen Verhältnisse der Beckenwasserzutritte bzw. -verluste während dieser Betriebsphase quantitativ verstanden. Ihre Auswirkungen auf die Böschungsstabilität können durch gekoppelte hydromechanische Modellierung untersucht werden.

5.5 Diskussion

Um die Auswirkungen während der Bau- und Betriebszeiten von „PSW-Blautal“ auf die Schutzgüter im Blautal vorhersagen zu können, wurde im Rahmen dieses Projekts numerisches Strömungsmodell als geeignetes Prognoseinstrument verwendet. Das hydraulische Konzeptmodell besteht aus zwei verschiedenen hydraulisch gekoppelten Grundwassersystemen: Den Lockergesteins- bzw. Porengrundwasserleitern in den quartären Sedimenten im Blautal und dem Festgesteins- bzw. Karstgrundwasserleiter im Kalkstein. Der generelle Aufbau des Karstgrundwasserleiters in den Horizonten oberhalb von etwa 450 mNN mit dichten, massigen Riffkörpern und stärker geklüfteten, verkarsteten bankigen Kalksteine kann vom Modell im Detail nicht wiedergegeben werden. Bei dieser Strömungsmodellierung wurde der Karstgrundwasserleiter nach Prüfung des REV (siehe Kapitel 4) als äquivalent poröses Medium ersetzt. Für ein solches großräumiges, komplexes Aquifersystem ist eine effiziente Kalibrierung des Modells mit traditionellen manuellen Methoden nicht mehr geeignet. Deswegen wurde das Modell in FePEST unter der Verwendung von „Pilot-Points-Methode“ in Kombination mit den Regularisierungsmethoden nach Tikhonov und Tonkin und Doherty, automatisch kalibriert. Dadurch können für das Aussagegebiet die Grundwasserfließverhältnisse aufgrund der hohen Messstellendichte und der umfangreichen qualitativen und quantitativen Kenntnisse der geologischen und hydrogeologischen Untergrundverhältnisse mit vergleichsweise hoher Genauigkeit nachgebildet werden. Nach der Kalibrierung zeigt das Modell eine sehr gute dynamische Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Grundwasserständen an über 30 Messstellen. Bei maximaler Absenkung des Langzeitpumpversuchs an Br.A und Br.1-2 wurde zwischen den simulierten und gemessenen Daten eine durchschnittliche absolute Abweichung von nur 16 cm erzielt (siehe Tabelle 5.3). Anschließend wurde das Modell mit den gemessenen Grundwasserganglinien an 29 GWMs validiert. Die simulierten Daten zeigten auch genügend hohe Übereinstimmung mit den gemessenen Werten.

Auf Basis des kalibrierten Modells wurden zunächst die Grundwasserverhältnisse bei Trockenhaltung der Abbausohle zur Errichtung des Unterbeckens simuliert. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass durch die

Grundwasserentnahme zur Trockenhaltung der Abbausohle eine Förderrate von $670,9 \text{ m}^3/\text{h}$ erforderlich ist. Während der Bauzeit des Unterbeckens erstreckt sich die Grundwasserabsenkung in nördlicher Richtung bis zu den FFH-Gebieten. Um einen adäquaten Lösungsansatz zu präsentieren, wurde eine hydraulische Maßnahme bzw. Grundwasseranreicherung über Versickerungsbrunnen modelliert. In Richtung Blautal wurden mehrere Anreicherungsbrunnen nördlich des Unterbeckens angeordnet. Über diese Brunnen wird das Wasser, das im Unterbecken durch eine offene Wasserhaltung entnommen wurde, mit verschiedenen Infiltrationsraten im Grundwasserleiter wieder versickert. Dadurch können die Grundwasserstände in FFH-Gebieten auf nahezu unbeeinflusste Verhältnisse angehoben werden. Darüber hinaus wurde eine Reihe von Szenarien für den Betrieb des PSW prognostiziert. Die Simulationsergebnisse aus Szenario 1 zeigen, dass die Entleerung des Unterbeckens bei mittleren Grundwasserstand ca. 3,8 Stunden erfordert; das Abpumpen von $1,18 \text{ Mio. m}^3$ Wasser aus dem Unterbecken zur Befüllung des Oberbeckens dauert etwa 33,6 Tage. Szenario 2 fand heraus, dass sich der Wasserstand im Unterbecken ungefähr ein halbes Jahr nach dem Abpumpen bis wieder das initiale Niveau erholen kann. Beim Szenario 3 wurde eine geplante regelmäßige Betriebsvariante untersucht. Aus den Simulationsergebnissen zeigt es, dass der Wasserstand an der Blau schwach von dem regelmäßigen Betrieb beeinflusst wurde.

Das aufgebaute Strömungsmodell hat das Grundwassersystem im Untersuchungsgebiet ausreichend repräsentiert und plausible Ergebnisse hinsichtlich der modellierten Grundwasserströmung geliefert. Bezüglich den Prognoserechnungen lässt schlussfolgern, dass das Vorhaben mit dieser Bauvariante aus hydraulischer Sicht machbar ist. Darüber hinaus ist es noch notwendig, die Machbarkeit des Vorhabens aus geotechnischer Sicht zu berücksichtigen. Die Standsicherheit der steilen Felsböschung, die den Einflüssen von Sickerwasserströmung im Unterbecken unterliegt, wird folglich in Kapitel 6 durch gekoppelte hydromechanische Modellierung untersucht.

6 Gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse

Der Bau und Betrieb des Pumpspeicherkraftwerks kann sich sowohl auf die lokalen hydraulischen Verhältnisse als auch auf die Stabilität des benachbarten Talhanges auswirken. Die theoretischen Grundlagen und der Stand der Forschung für diese Problemstellung wurden detailliert in Kapitel 2.4 beschrieben. Beim Bau des Unterbeckens von PSW Blautal führt der Gesteinsabbau zu einer einseitigen Entlastung des Gebirges. In diesem Fall könnten talwärts gerichtete, gravitative Massenbewegungen auftreten. Weil es im Steinbruch bisher nicht zu Böschungsbrüchen gekommen ist, kann die Böschung für den Augenblick als standsicher bezeichnet werden. Während der Betriebsphase des PSW wird der Böschungsfuß einerseits einem hydrostatischen Wasserdruck als stabilisierende Last ausgesetzt sein, andererseits wird ein Versickerungsvorgang dabei ausgelöst, welcher die effektiven Spannungen im porösen Medium bzw. in den Klüften und damit die aufnehmbare Scherfestigkeit herabsetzt. Des Weiteren erzeugen die Wasserspiegelschwankungen während der Betriebsphase auf dem Gebirgskörper stationäre Strömungskräfte, die auf der Wasserseite in die Böschung hinein und somit stabilisierend wirken, während auf der Landseite aus der Böschung gerichtete Kräfte für eine Destabilisierung sorgen. In diesem Zusammenhang könnten die Auswirkungen des zyklischen Wasserspiegelwechsels auf die Standsicherheit der Felsböschung im Unterbeckenbereich variabel sein, bzw. kann sich die Stabilitätsbedingung der Böschung temporär entweder verbessern oder verschlechtern. Um die Auswirkungen des PSW-Betriebs auf die Stabilität der Felsböschung im Unterbecken zu verstehen, wird hier die gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse mit numerischen Methoden durchgeführt. Von den numerischen Modellierungen erwartet man vor allem folgende Ergebnisse: (1) Ermittlung der Standsicherheit der Böschung in verschiedenen Betriebszuständen; (2) Klärung der Kinematik bzw. des Bruchmechanismus und der Bewegungsform. Dadurch kann eine mögliche Vorhersage der Böschungsstabilität in der zukünftigen Betriebszeit erreicht werden, was auch eine besonders wichtige Rolle in der Planfeststellung der Betriebsprogramme des Pumpspeicherkraftwerks spielt.

6.1 Der numerische Simulator ABAQUS

Das kommerzielle Programm ABAQUS ist eine Produktreihe der Firma SIMULIA für die Finite-Elemente-Analyse. Dieser Produktreihe lassen sich die vier Kern-Softwareprodukte ABAQUS/CAE, ABAQUS/CFD, ABAQUS/Standard und ABAQUS/Explicit zuordnen. Die Produktreihe kann zwei- und dreidimensionale Berechnungen und Lösungen linearer, nichtlinearer, expliziter und mehrkörperdynamischer Probleme erreichen. In ABAQUS können Materialien sowohl durch zweidimensionale als auch dreidimensionale

Elemente repräsentiert werden. Für die meisten Böschungsstabilitätsanalysen sind 2D-Modellierungen prinzipiell ausreichend. Standsicherheitsberechnungen auf Grundlage von 2D-Schnitten sind aufgrund von 3D-Effekten grundsätzlich konservativ. Im Rahmen dieser Arbeit wird die 2D-Variante für die Sickerwasser-Stabilitätsanalyse der Böschung eingesetzt. Im Allgemeinen lässt sich eine komplette Finite-Elemente-Analyse in ABAQUS in drei einzelne Stufen unterteilen:

- Pre-processing or modeling: In dieser Stufe werden das geometrische und das geotechnische Modell mithilfe der erstellten Eingangsdatei aufgebaut. Diese Stufe umfasst die Erstellung der Eingangsdatei, die das Design für einen Finite-Elemente-Analysator enthält;
- Processing or finite element analysis: Mithilfe der starken nichtlinearen Matrix-Berechnungen von ABAQUS erzeugt diese Stufe eine visuelle Ausgangsdatei der Spannungen und Verzerrungen für jeden Rechenschritt;
- Post-processing: In dieser Stufe werden Bericht, Bild, Animation usw. aus der Ausgangsdatei erzeugt. Diese Stufe erzielt eine visuelle Darstellung des Renderings.

ABAQUS/CAE beschäftigt sich mit dem *pre-processing*, *post-processing* und einer Überwachung der *processing*-Stufe. Mit ABAQUS/CFD, ABAQUS/Standard und ABAQUS/Explicit kann die Stufe *processing* bzw. die FE-Berechnung erzielt werden. Die Aufgabenstellung in dieser Arbeit wird mit ABAQUS/CAE und ABAQUS/Standard bearbeitet.

6.2 Relevante geotechnische Parameter

Bei den numerischen Modellierungen wird das Verhalten des Gesteins über ein Stoffgesetz in die Berechnungen eingebunden. Das ausgewählte Stoffgesetz spielt eine wichtige Rolle hinsichtlich der Aspekte wie etwa dem numerischen Aufwand, der Robustheit und Genauigkeit der Lösung. Das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb ist das meist verwendete Modell. Es wird zur Darstellung von Scherbrüchen für die meisten allgemeinen Studien in Fels und Boden genutzt. Dem Mohr-Coulomb-Modell liegt ein ideal elastoplastisches Materialverhalten zugrunde. Es beinhaltet einen elastischen Verformungsanteil, der reversible Deformationen beschreibt und einen plastischen Verformungsanteil, der irreversible Deformationen beschreibt. Im Vergleich zu anderen Modellen hat das Mohr-Coulomb-Modell den Vorteil, dass es Kohäsion, Reibungswinkel, Dilatanz, Dichte, Elastizitätsmodul und Querdehnungszahl verwendet. Dies erhöht die Genauigkeit des Modells, weil diese Parameter einen sehr großen Einfluss auf die Simulationsergebnisse haben. Das Mohr-Coulomb-Modell wurde somit auch hier verwendet. Seine ausführliche Erläuterung erfolgt in Kapitel 2.4.1.

Die zuvor erwähnten physikalisch-mechanischen Parameter für das Mohr-Coulomb-Modell beruhen auf im Labor ermittelten Daten. Im Auftrag der Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner-Beratende Ingenieure

re für Geotechnik GmbH wurden neun direkte Scherversuche an ausgewählten Gesteinsbohrkernen aus Kalkstein der Lokation Blautal am Institut für Deponietechnik und Geomechanik (TU Clausthal) durchgeführt. Direkte Scherversuche sind besonders geeignet für die Ermittlung des Scherverhaltens der Trennflächen an Bohrkernmaterial im Labor, welches festigkeitsreduzierende Trennflächen beinhaltet. Durch diese Untersuchungen wurden die Dichte, das Elastizitätsmodul E und die Scherfestigkeitsparameter c (Kohäsion) und ϕ (innerer Reibungswinkel) bestimmt. In Tabelle 6.1 wird eine Übersicht über die Materialkennwerte gegeben, die in den nachfolgend beschriebenen Modellierungen verwendet worden sind. Für den gesamten Modellbereich wird das elastoplastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb mit einem Elastizitätsmodul von 9.341 MPa und einer Querdehnungszahl von 0,26 eingesetzt. Auf Basis der neun Scherversuche ist ein mittlerer Reibungswinkel ϕ von 50° und eine mittlere Kohäsion c von 367 kPa ausgewertet worden.

Die Festigkeit veränderlich fester Gesteine kann sich kurzfristig durch Erhöhung des Wassergehaltes vermindern. Ein solcher Effekt lässt sich üblicherweise bei Gesteinen wie z.B. Tonstein und Gipsstein, die zahlreiche Tonminerale beinhalten, aufzeigen. Die am Standort teilweise aufgeschlossenen Mergelsteine haben auch die Eigenart und werden im nassen Zustand schwächer sein als im trockenen Zustand. Der geplante Beckenwasserspiegel wird sich auf einen Stand unterhalb der (Kalk-)mergelsteine schwanken, die sich nur oberhalb von 545 m +NN beobachten lassen. Deswegen wurde der Einfluss des Wassers als reduzierender Faktor der mechanischen Eigenschaften der Gesteine bzw. Mergelsteine in die Berechnungen nicht einbezogen. Die Reduktion der Scherfestigkeit durch langfristige Verwitterungsprozesse, die mit einer Entkalkung der Mergel einhergehen, wurde mangels notwendiger Kennwerte aus Laborversuch auch nicht berücksichtigt.

Tabelle 6.1: Materialkennwerte des auftretenden Kalksteins in der Lokation Blautal

Trockendichte	ρ_d [kg/m ³]	2600
Gesättigte Dichte	ρ_r [kg/m ³]	3100
Isotrope Durchlässigkeit	K_f [m/s]	5,56E-4
Speicherkoeffizient	S [-]	0,005
E-Modul Gebirge	E [MPa]	9341
Querdehnungszahl	ν [-]	0,26
Kohäsion	c [kPa]	367
Reibungswinkel	ϕ [°]	50

Für hydrogeologische Zwecke wurden die Gesteinsmassen als homogene und isotrope Materialien mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert von 5,56 E-4 m/s und einem entwässerbaren Speicherkoeffizienten von 0,005 betrachtet, der dem kalibrierten Grundwasserströmungsmodell in Kapitel 5 direkt entnommen ist und über die gesamte Tiefe gemittelt wurde.

Generell müssen in allen Projekten der Geotechnik massive Krafteinwirkungen aus Erdbeben erkannt und in den Berechnungen zugewiesen werden. Die ganze Welt auch die Bundesrepublik Deutschland ist in verschiedenen Erdbebenzonen eingeteilt. Das Projektgebiet Blautal liegt in Erdbebenzone 0 der Bundesrepublik Deutschland (DIN 4149), das bedeutet, das Erdbeben hier relativ unwahrscheinlich ist. Als zonen-spezifischer Einwirkungsparameter für Erdbeben gilt ein Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , der in Tabelle 6.2 den Erdbebenzonen zugeordnet ist und als Grundlage für den rechnerischen Erdbeben-nachweis angesehen ist, sofern dieser erforderlich ist. Weil das Projektgebiet innerhalb der Erdbebenzo-ne Null liegt, wird eine Beschleunigung in keiner der Berechnungen mit einbezogen.

Tabelle 6.2: Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen nach DIN 4149

Erdbebenzone	Intensitätsintervall I	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g [m/s^2]
0	$6 \leq I < 6,5$	-
1	$6,5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I$	0,8

6.3 Numerische Standsicherheitsanalyse

Ein Bruch innerhalb einer Böschung tritt auf, wenn die Scherspannung gleich der Scherfestigkeit des Materials ist. Bei der Ermittlung der Standsicherheit ist der Widerstand des Materials (Kohäsion und Summe der Partikelreibung) maßgebend. Das Verhältnis zwischen der maximalen Scherfestigkeit und der Scherspannung ist der Sicherheitsfaktor F_s , welcher als Maß für die Stabilität einer Böschung angesehen wird. Bezüglich des Sicherheitsfaktors haben Jones & Lee (1994) drei Zustände vorgestellt:

- **stabil** ($F_s \geq 1,5$): Die Stabilität der Böschung ist genügend hoch, um sich andere destabilisierende Kräfte leisten zu können;
- **labil** ($1,0 < F_s < 1,5$): Bei einer weiteren, nur geringen Zunahme der Destabilisierungskräfte kann die Böschung versagen;
- **instabil** ($F_s \leq 1,0$): Bei diesem Zustand findet Hangrutschung statt.

Zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors in ABAQUS kann die sogenannte „*Shear Strength Reduction Technique*“ (SSR) verwendet werden. Dieses Verfahren wurde auch φ - c -Reduktionsmethode genannt, die heute eine in verschiedenen Finite-Elemente-Computerprogrammen implementierte Methode zur Bestimmung des Standsicherheitsfaktors ist. Die φ - c -Reduktionsmethode wurde als Erstes von Zienkiewicz (1975) vorgeschlagen und von Brinkgreve (1991) verbessert und auch von Dawson (1999) und Griffiths & Lane (1999) veröffentlicht. Das Grundprinzip der φ - c -Reduktionstechnik lautet, dass die Festig-

keitsparameter Kohäsion c , innerer Reibungswinkel φ des Materialmodells nach Mohr-Coulomb ausgehend von ihren ursprünglich gewählten Werten mit einem Reduktionsfaktor F_r nach Gleichung 6.1 sukzessive bis zum Erreichen des Bruchzustands abgemindert werden:

$$F_r = \frac{\tan \varphi_{ini}}{\tan \varphi_{red}} = \frac{c_{ini}}{c_{red}} \quad (6.1)$$

Dabei sind φ_{ini} und c_{ini} jeweils initiale Reibungswinkel und Kohäsion, φ_{red} und c_{red} die reduzierten Werte. Als Bruchzustand wird der Zustand bezeichnet, bei dem die Scherfestigkeit nicht weiter reduziert werden kann, da sonst kein stabiler Gleichgewichtszustand mehr vorhanden ist. Wenn der Bruchzustand erreicht ist, entspricht der Reduktionsfaktor F_r dem Sicherheitsfaktor F_s .

Die Standsicherheitsprozedur der φ - c -Reduktion beruht auf dem Konzept der „globalen“ Standsicherheit, bei dem im gesamten Gebirgskörper (in trockenen und gesättigten Zonen) φ und c reduziert werden. Der Sicherheitsfaktor ergibt sich mit der Einbeziehung des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb als das Verhältnis aus tatsächlicher Scherfestigkeit und mobilisierter Scherfestigkeit im Bruchzustand wie folgt:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c_{mob} + \sigma \tan \varphi_{mob}} \quad (6.2)$$

6.3.1 Traditionelle manuelle φ - c -Reduktionsmethode

Die traditionelle φ - c -Reduktionsmethode beruht auf der Halbierungsmethode. Bei diesem Verfahren wird in erster Linie der kleine und große Grenzwert des Reduktionsfaktors (F_{r1} und F_{r2}) vorgegeben. Der kleine Grenzwert wird normalerweise auf 1,0 gesetzt und stellt den initialen Zustand des Gebirgskörpers dar. Außerdem wird ein Mittelwert F_{rm} aus dem großen und dem kleinen Grenzwert ermittelt. Mit diesem mittleren Reduktionsfaktor F_{rm} werden die Scherparameter reduziert und zur Berechnung in ABAQUS verwendet, um die Stabilität einer Böschung zu überprüfen. Wenn die Berechnung erfolgreich konvergieren kann, bedeutet dies, dass dieser mittlere Reduktionsfaktor F_{rm} zu klein ist und ein neuer Rechenprozess erforderlich ist. In dem neuen Prozess werden dann der Mittelwert F_{rm} und der große Grenzwert F_{r2} der letzten Runde jeweils als kleiner und großer Wert in der neuen Runde übernommen, und ihr Median wird als Reduktionsfaktor für diesen Rechenprozess eingesetzt. Wenn ein Konvergenzproblem bei dieser Berechnung auftritt, deutet dies darauf hin, dass dieser neue mittlere Reduktionsfaktor zu groß ist. Die Berechnung muss nun zum nächsten Rechenprozess übergehen, bei dem der kleine und mittlere Grenzwert der letzten Runde jeweils als der kleine und der große Wert in der neuen Runde verwendet wird. Nach einem solchen Rechenkonzept (Abb. 6.1) sucht man schrittweise einen geeigneten Reduktionsfaktor zur Überprüfung der Stabilität, und der Rechenvorgang endet, wenn eine Differenz zwischen dem derzeitigen kleinen und großen Wert kleiner als eine definierte Toleranz von beispielsweise 0,02 ist. Der gefundene Reduktionsfaktor entspricht somit dem Sicherheitsfaktor der Böschung. Als Nachteil ist

diese manuelle Einstellung des Reduktionsfaktors und der Scherparameter zu trivial und relativ zeitaufwändig.

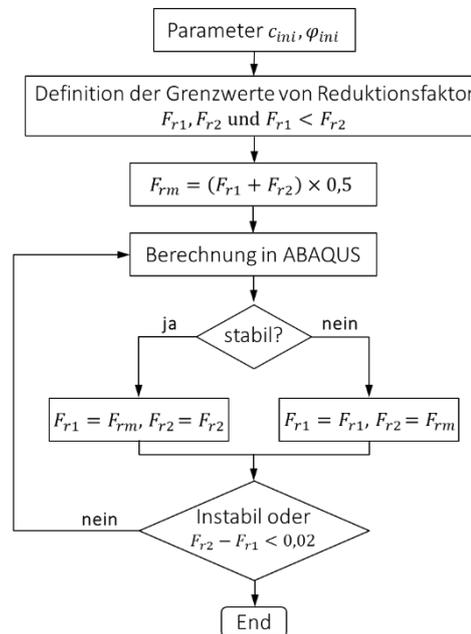


Abb. 6.1: Das Rechenkonzept der traditionellen φ - c -Reduktionstechnik

6.3.2 Automatische φ - c -Reduktionsmethode

Um die Nachteile der manuellen Methode zu umgehen, bietet ABAQUS alternativ die Möglichkeit, dass ein zeitlich veränderter Reduktionsfaktor mit einer Feldvariable (FV) verknüpft werden kann, sodass die Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel nach der definierten Feldvariable automatisch abgemindert werden können. In der Regel kann die Beziehung zwischen der Feldvariable f und der Zeitschrittvariable t durch eine lineare Funktion wie folgt beschrieben werden:

$$f(t) = a - bt \quad (6.3)$$

Dabei sind a und b zwei einstellbare Parameter. Die allgemeine φ - c -Reduktion kann nun durch die Gleichung 6.4 gebildet werden:

$$c_{red} = f c_{ini} \quad (6.4)$$

$$\tan \varphi_{red} = f \tan \varphi_{ini} \quad (6.5)$$

Hierbei sind φ_{ini} und c_{ini} jeweils initiale Reibungswinkel und Kohäsion, φ_{red} und c_{red} die reduzierten Werte in einer Verknüpfung mit der FV f . Dadurch lässt sich die Beziehung zwischen dem Scherparameter und der Zeitschrittvariable wie folgt beschreiben:

$$c_{red} = (a - bt)c_{ini} \quad (6.6)$$

$$\tan \varphi_{red} = (a - bt) \tan \varphi_{ini} \quad (6.7)$$

Folglich kann das Verhältnis zwischen Reduktionsfaktor F_s und Zeitschrittvariable t nach folgender Gleichung definiert werden:

$$F_s = \frac{1}{a - bt} \quad (6.8)$$

Hierbei muss der Reduktionsfaktor F_s größer als 0 und die Zeitschrittvariable t zwischen 0 und 1 liegen. Die einstellbaren Parameter a und b sind positiv. Des Weiteren muss a größer als b und b ungleich 0 sein. Der a -Wert kann den potentiellen Minimalwert des Reduktionsfaktors beeinflussen; hingegen wirkt sich die Größe von $a - b$ auf den potentiellen Maximalwert des Reduktionsfaktors aus. Beispielsweise wird im Fall $a = 1,0$ und $b = 0,9$ ein Wertebereich von F_s zwischen 1 und 10 bestimmt. Für theoretische und praktische Berechnungen gilt oft $F_s \geq 1$, jedoch ist $F_s < 1$ auch akzeptabel. Im Vergleich zur manuellen Einstellung der Scherparameter durch die Halbierungsmethode in Abschnitt 6.3.1 ist diese FV-basierte Reduktionsmethode deutlich einfacher und schneller. Die FV-basierte Methode ermöglicht es, den Sicherheitsfaktor der Böschung in einer einzelnen Berechnung finden zu können. Dabei ist der Sicherheitsfaktor gleich die Feldvariable, bei der die Berechnung nicht mehr konvergieren kann bzw. der Bruchzustand erreicht ist.

Für praktische Anwendungen findet eine vollständige Vorgehensweise zur Untersuchung der geotechnischen Stabilitätsprobleme bezüglich der FV-basierten Reduktionsmethode in den folgenden vier Phasen statt:

- Phase 1: Aufbau des ersten „geostatischen“ Berechnungsschritts zur Generierung des Primärspannungszustands, der im ungestörten Gebirgskörper durch die Schwerkraft erzeugt wird;
- Phase 2: Aufbau des zweiten Berechnungsschritts, bei dem die tatsächlichen Scherparameter ohne Reduktion zur Berechnung entsprechender Spannungs-, Dehnungs- und Verschiebungsverhältnisse verwendet werden;
- Phase 3: Aufbau des dritten Berechnungsschritts, bei dem die φ - c -Reduktion zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors durchgeführt wird. Das detaillierte Rechenkonzept von FV-basierter φ - c -Reduktion ist in Abb. 6.2 dargestellt;
- Phase 4: Nachbearbeitungen zur Erfassung der Informationen über Sicherheitsfaktor, potentielle Lage und Form der Gleitfläche, der Deformationsverhältnisse usw.

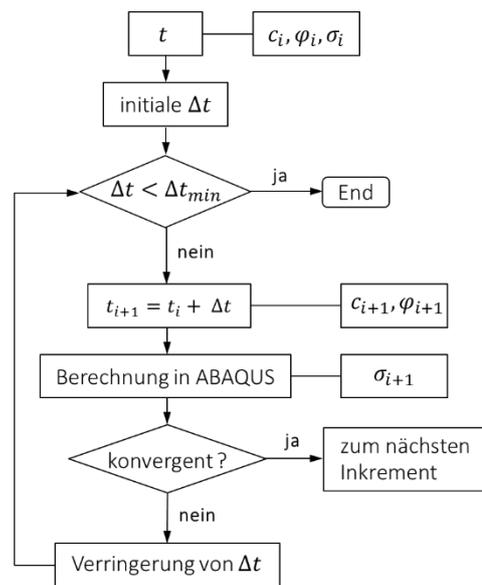


Abb. 6.2: Das Rechenkonzept der FV-basierten automatischen φ - c -Reduktionstechnik

Des Weiteren sollten die folgenden drei Kriterien erfüllt werden, um den Nachweis des kritischen Versagenszustands zu erbringen (Hu et al., 2012):

- Die generalisierte plastische Zone (PEEQ-Manifestation in ABAQUS) verläuft durch die gesamte Böschung;
- Das Modell lässt sich mit der φ - c -Reduktion solange berechnen, bis das Konvergenzproblem bei der FE-Berechnung auftritt, wobei das Zuwachsinkrement des Berechnungsschritts kleiner als ein vorgegebener Wert von beispielsweise 1 E-9 ist. Die Nicht-Konvergenz der Berechnung kann als Bruchzustand der Böschung betrachtet werden;
- Die Verschiebungsrate an den ausgewählten Kontrollpunkten erhöht sich beim Erreichen des kritischen Bruchzustands um mindestens eine Größenordnung.

Nur eine Erstreckung der plastischen Zone durch die gesamte Böschung reicht zur Bestimmung des kritischen Bruchzustands nicht aus. Es ist ein notwendiges, aber nicht ein hinreichendes Merkmal des Böschungsbruchs. Werden die zwei letzten Kriterien erfüllt, ist in der Regel der Bruchzustand erreicht worden.

6.4 Numerische Modellierungen

6.4.1 Modellannahme

In Kapitel 4 wurde das Kluftsystem im Untersuchungsgebiet bereits durch die Charaktereigenschaften wie die Kluftorientierung, Kluftdichte, Kluftlänge und Öffnungsweite statistisch analysiert. Auf Grundlage der

ermittelten Klufdaten wurden mittels der Monte-Carlo-Methode stochastische 2D-Kluftnetzwerke modelliert, mit denen das hydraulische und mechanische repräsentative Elementarvolumen (REV) jeweils mit einer Größe von 28 und 12 m ermittelt wurde. D.h., dass das Kluftgestein im Untersuchungsgebiet nicht nur bezüglich hydraulischer, sondern auch mechanischer Aspekte durch ein äquivalentes poröses Kontinuumsmodell ersetzt werden kann. Unter der Annahme eines äquivalenten Mediums wird die gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse der geklüfteten Felsböschung mit der Modellierungssoftware ABAQUS in der Version 6.12 durchgeführt.

6.4.2 Modellaufbau

Als Grundlage für den Modellaufbau dient das von Köhler et al. (2013) erstellte digitale Geländemodell für den gesamten Steinbruch inklusive des geplanten Standorts des Unterbeckens. Im Jahr 2013 wurde der Steinbruch mit einem terrestrischen Laserscanner aufgenommen, woraus die Geländeoberfläche mit der LiDAR-Technologie (*Light Detection and Ranging*) als detaillierte Punktwolke gemessen wurde. Aus der georeferenzierten Punktwolke wurde im Anschluss ein detailliertes digitales Geländemodell (DGM) rekonstruiert, das in einer Form von Iso-Höhenlinien in Abb. 6.3 dargestellt ist. Unter Hinzuziehung der Kartierung, Fotodaten und des Schattenreliefs ist im projizierten DGM die räumliche Erstreckung hydraulisch relevanter Großklüfte herausgearbeitet worden. Da dessen räumliche Raumlagen für die Sickerwasser-Stabilitätsanalyse keine relevante Rolle spielen, werden sie dem Modell nicht hinzugefügt.

Aus dem digitalen Geländemodell lässt sich ein Abschnitt des Profils AA' mit entsprechenden Abmessungen als geometrisches Modell für die folgenden FE-Modellierungen ableiten (Abb. 6.4). Das Profil orientiert sich an den potentiellen Verschiebungsvektoren. Grundsätzlich ist es meist sinnvoll, das Profil für die Modellierung parallel zur Bewegungsrichtung zu wählen. Das Profil wurde auf die gelbe Zone als Modellierungsbereich begrenzt. Für den Modellbereich erstreckt sich der linke Netzrand bis zum Fuß der westlichen Beckenflanke, da sie aufgrund ihrer Höhe und Fallwinkel im Vergleich zur östlichen Flanke keine signifikanten Verformungen resultierend aus der Hanginstabilität ermöglicht. Im rechten Bereich des Modells wurde die Modellgrenze so gelegt, dass durch einen Randeinfluss verschuldete inkorrekte Zwangsspannungen und -verschiebungen vermieden wurden. Nach der Dimensionierung ist der Modellbereich insgesamt 206 m lang und die rechte Kante davon ist 178,5 m hoch. Auf der linken Seite ist die Kante 50 m hoch. Die Unterkante des Modells befindet sich auf einem Niveau von 440 m ü. NN. Auf den Höhenniveaus 515, 530 und 575 m ü. NN ist jeweils eine ca. 7 bis 8 m breite Berme dimensioniert worden. Beim Import der Modellgeometrie in ABAQUS wurde ein MATLAB-Programm entwickelt, weil zurzeit noch keine gewerbliche Software vorhanden ist, die die LiDAR-Daten reibungslos auf den numerischen Simulator ABAQUS übertragen kann. Mit dem MATLAB-Programm wurden die XYZ-Koordinaten in Form von einer DXF-Datei geschrieben, womit das geometrische Modell in ABAQUS regeneriert werden kann. Auf das Profil AA' wurden zwei Beobachtungsstellen P1 und P2 im FEFLOW-Modell angelegt, um die

(Grund-)Wasserstände während der Betriebsphase im Unterbecken und im Gebirgsbereich zu registrieren. Diese simulierten Wasserstände wurden danach als hydraulische Randbedingungen im gekoppelten hydromechanischen Modell definiert.

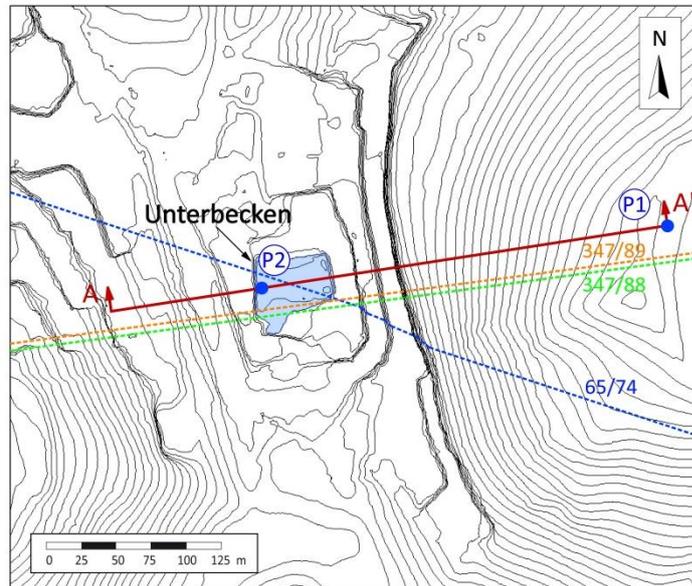


Abb. 6.3: Geländemodell des Steinbruchs als Iso-Höhenlinien mit geplantem Unterbeckenstandort des Pumpspeichers Blautal und Lage des für die Modellierung verwendeten Profils

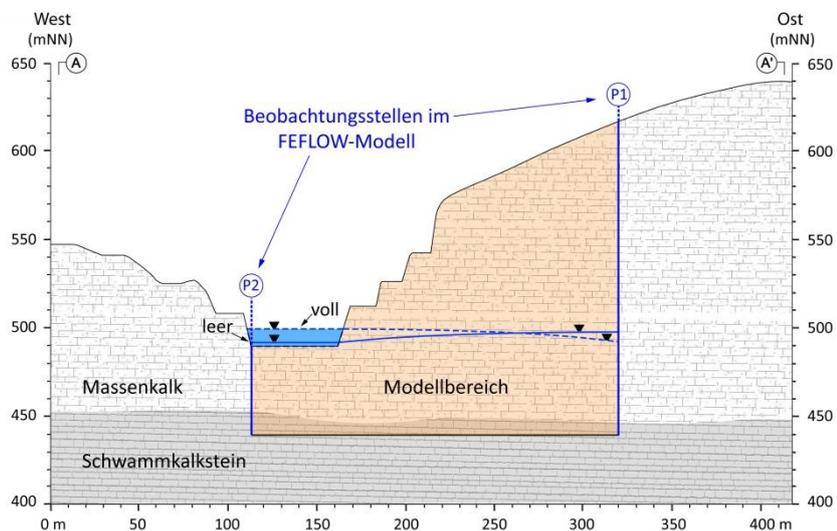


Abb. 6.4: Das rekonstruierte Böschungsprofil aus dem digitalen Geländemodell

6.4.3 Diskretisierung und Randbedingungen

Die in Abb. 6.5 dargestellte Modellgeometrie liefert für die Fragestellung eine vereinfachte Annäherung an die natürlichen Verhältnisse, weil die Verwendung einer gekrümmten Geländeoberfläche (oder ver-

gleichbarer komplizierter Geometrien) Schwierigkeiten bei der Einstellung der initialen geostatischen Spannungsverteilung verursachen kann. Für die Modelldiskretisierung ist die Netzfeinheit wichtig, welche die Elementanzahl und die mittlere Elementlänge bestimmt. Über diese Kennzahlen wird die Rechengenauigkeit des Finite-Elemente-Netzes festgelegt. Je größer die Elementanzahl, desto genauer wird das Ergebnis, wobei der zeitliche Aufwand der Berechnung ansteigt. Es gilt, einen Kompromiss zu finden, bei dem das Finite-Elemente-Netz ein akzeptables Ergebnis liefert und der Rechenaufwand in einem vertretbaren Rahmen liegt. Im Hinblick auf den Rechenaufwand wurde die verwendete Netzfeinheit mit einer Gesamtzahl von 3830 Elementen bzw. 11759 Knoten als ausreichend erachtet. Die Elemente auf der Böschungsoberfläche wurden bis zu 2 m verfeinert, sodass die Modellberechnung besser konvergieren kann. Die anderen Modellbereiche wurden unter Berücksichtigung des Rechenaufwands mit größeren Elementen bis zu 4 m diskretisiert. Die Elemente sind in CPE8R-Form (quadratische, reduziert integrierte 8-Knoten-Elemente), was besonders geeignet für die Berechnungen ist, wenn keine großen Verformungen zu erwarten sind.

Für die Rahmenbedingungen besitzt der Gebirgskörper eine frei verschiebbare Oberfläche. Entlang des linken (Rand 1) und rechten (Rand 2) Randes des modellierten Schnitts sind keine horizontalen Bewegungen zugelassen. Bei diesen beiden Rändern sind die Elementknoten nur in der vertikalen Richtung verschiebbar. An der Basis des Modells sind beide Raumrichtungen fixiert. Die Ausdehnung des Modells wurde so gewählt, dass die Bewegungen bis zum Modellrand ausgeklungen und keine Randeffekte möglich sind.

Die Grundwasserporendrücke im Modell können durch hydraulische Höhen an den Modellrändern definiert werden. Der (Grund-)Wasserspiegel wird für die Modellierung in Anlehnung an den Grundwasserstand an den virtuellen Beobachtungsstellen P1 und P2 festgesetzt. Der zeitlich veränderliche Wasserstand an P1 und P2 kommt aus der Prognoserechnung für den regelmäßigen Betrieb im Unterbecken im Abschnitt 5.4.2. Der regelmäßige Betrieb erzeugt beständig kurze Absenkungs- und Anstiegsimpulse nicht nur im Unterbecken, sondern auch im angrenzenden Grundwasserleiter. Die Gesteine unterhalb des Grundwasserspiegels wurden als gesättigte Materialien berücksichtigt.

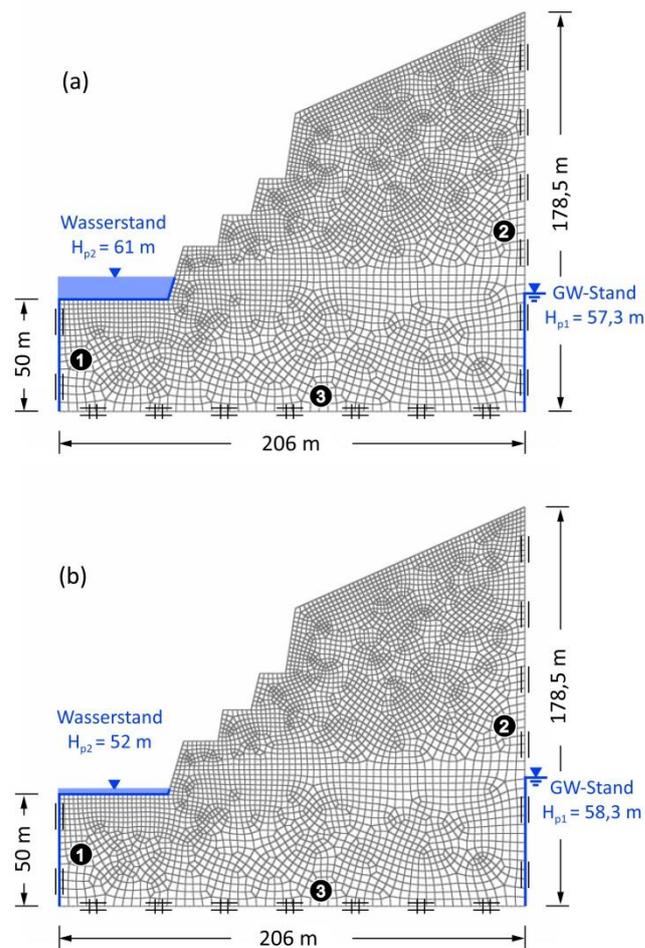


Abb. 6.5: Abmessung des Berechnungsausschnitts beim Finite-Elemente-Netz mit hydraulischen Randbedingungen. Bei den Höhenangaben handelt es sich um Modell-Höhen; (a) Berechnungsszenario bei vollem Unterbecken; (b) Berechnungsszenario bei entleertem Unterbecken.

In Abb. 6.6 sind die simulierten (Grund-)Wasserspiegel H_{p1} und H_{p2} jeweils an den Beobachtungsstellen P1 (im Gebirge) und P2 (im Unterbecken) aus der Prognoserechnung des regelmäßigen Pumpspeicherbetriebs dargestellt. Nach den Simulationsergebnissen im FEFLOW beträgt die mittlere Schwankung des Wasserspiegels an P2 und an P1 jeweils etwa 8,5 m und 2 m. Der Wasserspiegel im Unterbecken kann maximal bis 501 m ü. NN erreichen und minimal bis 492,5 m ü. NN abgesenkt werden. Im Gebirge schwankt der Grundwasserstand zwischen etwa 497 m ü. NN und 499 m ü. NN an P1. Bei den Höhenangaben handelt es sich um Modell-Höhen, die aus der tatsächlichen Höhe ü. NN umgerechnet wurden (Abb. 6.5). Die Wasserspiegeldifferenz zwischen P1 und P2 bestimmt die Strömungsverhältnisse in der Böschung. Nach ihrer Auswirkung auf die Böschungsstandsicherheit sind drei Strömungsfälle zu unterscheiden (Tabelle 6.3). Ist der Wasserspiegel an P1 (H_{p1}) niedriger als an P2 (H_{p2}), strömt das Beckenwasser in die Böschung. Wenn H_{p1} höher als H_{p2} ist, strömt das Grundwasser hingegen ins Unterbecken. Wenn keine Wasserspiegeldifferenz zwischen P1 und P2 vorhanden ist, tritt keine Strömung auf. Des

Weiteren ist auch der durch Beckenwasser induzierte hydrostatische Wasserdruck auf die Beckensole und -flanke als Spannungsrandbedingung definiert worden. Der hydrostatische Wasserdruck wurde mit dem Wasserspiegel im Unterbecken ermittelt.

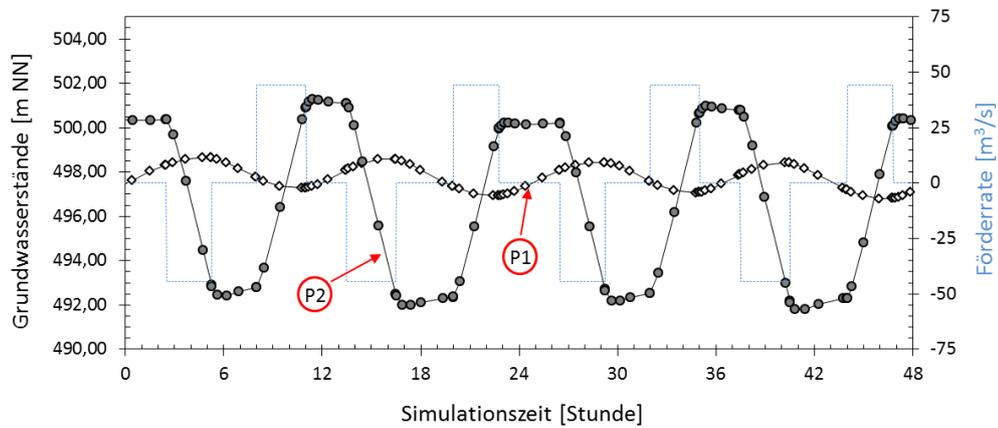


Abb. 6.6: Simulierte (Grund-)Wasserspiegel H_{p1} und H_{p2} jeweils an den ausgewählten Beobachtungsstellen P1 (im Gebirge) und P2 (im Unterbecken) für zwei Simulationstage

Tabelle 6.3: Strömungsfälle bezogen auf die Wasserspiegeldifferenz ΔH zwischen H_{p1} und H_{p2}

Strömungsfall	Wasserspiegel-differenz ΔH	Auswirkung	Berücksichtigung im Standsicherheitsnachweis
1	$H_{p1} = H_{p2}$ $\Delta H = 0$	keine Strömung	-
2	$H_{p1} < H_{p2}$ $\Delta H < 0$	Strömung in die Böschung hinein	stationäre Grundwasserströmung
3	$H_{p1} > H_{p2}$ $\Delta H > 0$	Strömung hin zum Unterbecken	stationäre Grundwasserströmung

6.4.4 Primärspannungszustand

Der Primärspannungszustand beschreibt den durch die Schwerkraft erzeugten Verlauf der Initialspannungen und stellt den Gleichgewichtszustand des ungestörten Gebirgskörpers dar. Für den Idealfall eines homogen isotropen Materials lassen sich eine vertikale und eine horizontale Spannungskomponente unterscheiden. Diese stehen über den Koeffizienten des Erdruchdruckbeiwerts K_0 im Verhältnis zueinander. Der Erdruchdruckbeiwert K_0 lässt sich aus der Querdehnungszahl ν (Poissonzahl) mit der folgenden Formel berechnen:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.9)$$

Falls kein Wasser im Gebirgskörper vorhanden ist, sind die effektiven Spannungen σ' gleich den totalen Spannungen σ . Die totale Spannung ergibt sich aus der Summe der effektiven Spannung σ' und dem Porenwasserdruck u (kN/m²) gemäß der Gleichung 2.14. Die effektive vertikale Normalspannung σ'_z (kN/m²) lässt sich aus dem Eigengewicht des Gebirgskörpers berechnen. Es steigt mit zunehmender Tiefe

an. Die effektive Vertikalspannung im trockenen Gebirgsbereich lässt sich mit trockener Gesteinswichte γ_d (kN/m³) und der Tiefenlage z_1 (m) wie folgt berechnen:

$$\sigma'_{z1} = \gamma_d \cdot z_1 \quad (6.10)$$

In gesättigtem Gebirgsbereich ergibt sich die effektive vertikale Normalspannung bei einer konstanten gesättigten Gesteinswichte γ_r (kN/m³) und einer Tiefenlage bis zu z_2 mit $z_2 > z_1$ zu:

$$\sigma'_{z2} = \gamma_d \cdot z_1 + \gamma' \cdot (z_2 - z_1) = \gamma_d \cdot z_1 + \gamma_r \cdot (z_2 - z_1) - \rho_w \cdot g \cdot (z_2 - z_1) \quad (6.11)$$

Dabei ist γ' die effektive Wichte des Gebirgskörpers unter Auftrieb. Die gesättigte Gesteinswichte wird mit Wasserdichte ρ_w , Sättigungsgrad s und Porenzahl e wie folgt geschrieben:

$$\gamma_r = \rho_r \cdot g = \frac{\rho_d(1 + v) + v \cdot \rho_w \cdot s}{1 + v} \cdot g \quad (6.12)$$

Die horizontalen Normalspannungen σ'_x und σ'_y ergeben sich aus:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K_0 \cdot \sigma'_z \quad (6.13)$$

Im „geostatischen“ Berechnungsschritt zeigt Abb. 6.7 den nach diesem Verfahren generierten Primärspannungszustand. Aus den Simulationsergebnissen der Prognoserechnung im Grundwasserströmungsmodell befindet sich der Wasserspiegel ca. 11 m oberhalb der Beckensohle bei Vollstau des Unterbeckens. D.h., dass die gesättigte Zone im dimensionierten Modell 61 m hoch ist. Auf dem unteren Netzrand wurde ein Porenwasserdruck von 6,1 E5 kN/m² berechnet (Abb. 6.7a). Es wurde eine effektive Vertikalspannung von 4,35 E+6 kN/m² auf der Unterkante ermittelt (Abb. 6.7b). Werden die auftretenden Spannungszustände ABAQUS mitgeteilt und eine sogenannte „geostatische“ Ausgleichsberechnung durchgeführt, wird damit das Modell zu Beginn der Berechnung nicht unter dem Eigengewicht zusammengedrückt. Nach dieser Berechnung herrscht in jedem Element die entsprechende lithostatische Spannung und das Modell befindet sich in einem Gleichgewichtszustand, der in Abb. 6.7(c) mit einer Verformungsmagnitudo von 1 E-10 m dargestellt ist.

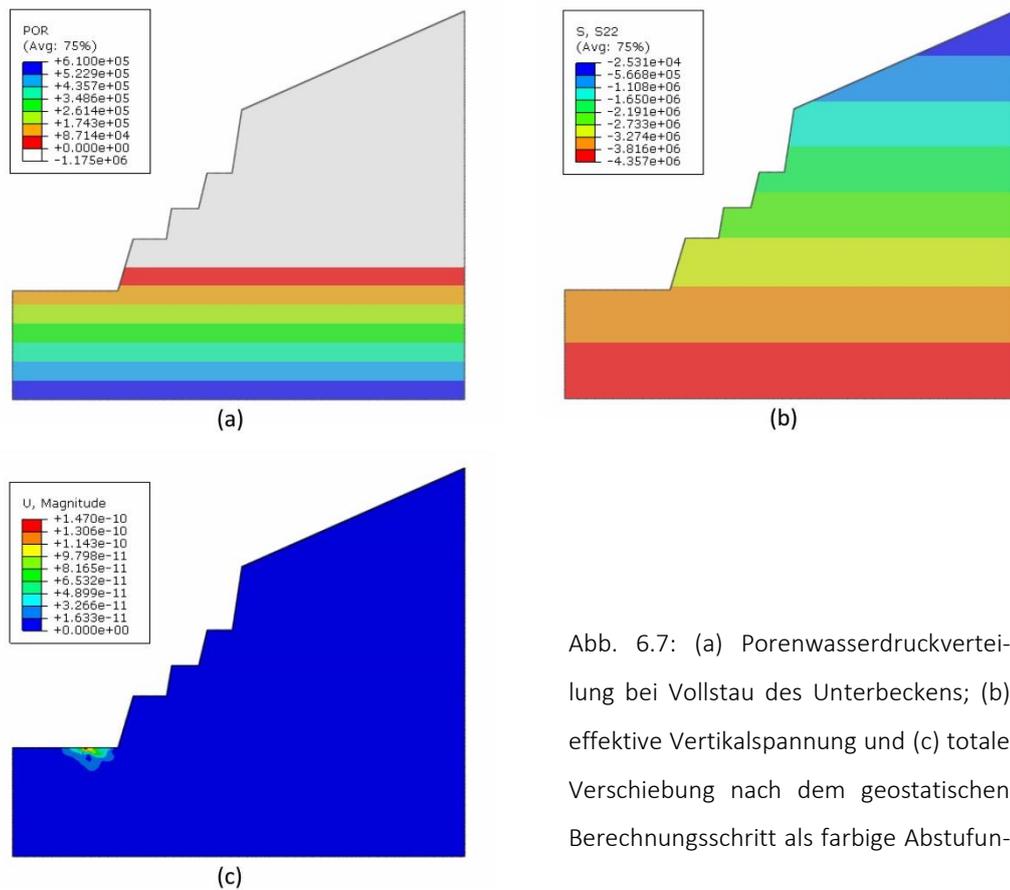


Abb. 6.7: (a) Porenwasserdruckverteilung bei Vollstau des Unterbeckens; (b) effektive Vertikalspannung und (c) totale Verschiebung nach dem geostatischen Berechnungsschritt als farbige Abstufung

6.4.5 Numerische Modellierungen

Nach dem „geostatischen“ Berechnungsschritt können aufgrund des aufgebauten Modells nun verschiedene Szenarien, in denen die Felsböschung im Unterbecken durch den Betrieb des PSW beeinflusst wird, simuliert werden und Aussagen über die hydromechanischen Auswirkungen auf die Standsicherheit der Böschung getroffen werden. Dabei wurde die Böschungstabilität zu den folgenden Zuständen des Betriebs modelliert und daraus Prognosen abgeleitet:

- Szenario 1: Standsicherheit der Böschung bei Vollstau des Unterbeckens (Abb. 6.5a),
- Szenario 2: Standsicherheit der Böschung bei entleertem Unterbecken (Abb. 6.5b),
- Szenario 3: Dynamische Veränderung der Standsicherheit der Böschung für eine Betriebszeit von zwei Tagen

(1) Szenario 1 „Unterbecken bei Vollstau“

Bei diesem Berechnungsszenario wird davon ausgegangen, dass sich der Wasserspiegel im Unterbecken nach einer Befüllung auf einem maximalen Niveau befindet. Aus den Simulationsergebnissen der Prognoserechnung in Kapitel 5.4.2 wurden eine hydraulische Höhe von 501 m ü. NN bzw. eine Modellhöhe von

61 m im Unterbecken beim Auflegen der Modellunterkante im Niveau 440 m ü. NN und ein Wasserstand von 497,31 m ü. NN bzw. eine Modellhöhe von 57,31 m auf den rechten Netzrand vorgegeben. Das hydraulische Verhältnis lässt sich im zweiten Strömungsfall zuordnen (Tabelle 6.2). In diesem Fall strömt das Beckenwasser in die Böschung hinein und fließt durch den rechten Netzrand aus. Die resultierende Strömungskraft wirkt somit entgegengesetzt der Bewegungsrichtung der Böschung; außerdem bewirkt das Beckenwasser einen hydrostatischen Wasserdruck auf Beckensohle und -flanke, was auch stabilisierend wirken kann.

Das Modell wurde mit den in Tabelle 6.1 gelisteten Materialparametern belegt. Die in der Böschung angenommenen Strömungsverhältnisse werden als stationäre Strömung ermittelt. Aus den Simulationsergebnissen ist in Abb. 6.8 (a) die sekundäre Porenwasserdruckverteilung dargestellt. Im Vergleich zum primären Zustand (Abb. 6.7a) ist der Wasserspiegel am rechten Modellrand bei diesem Berechnungsschritt von 61 m auf 57,31 m abgesenkt, sodass sich der Porenwasserdruck auf den rechten Modellrand reduziert hat. Für diesen Betriebszustand zeigt Abb. 6.8 (b) das simulierte Strömungsverhältnis bzw. Strömungsrichtung und -geschwindigkeit für den Modellbereich, der in Abb. 6.8 (a) markiert wurde. Wie in Abb. 6.8 (b) ersichtlich, fließt das Beckenwasser seitlich durch die Beckenflanke und nach unten durch die Sohle in die Böschung. Die Fließgeschwindigkeit durch die Beckenflanke ist am größten und nimmt im Laufe der Strömungstrecke schrittweise ab.

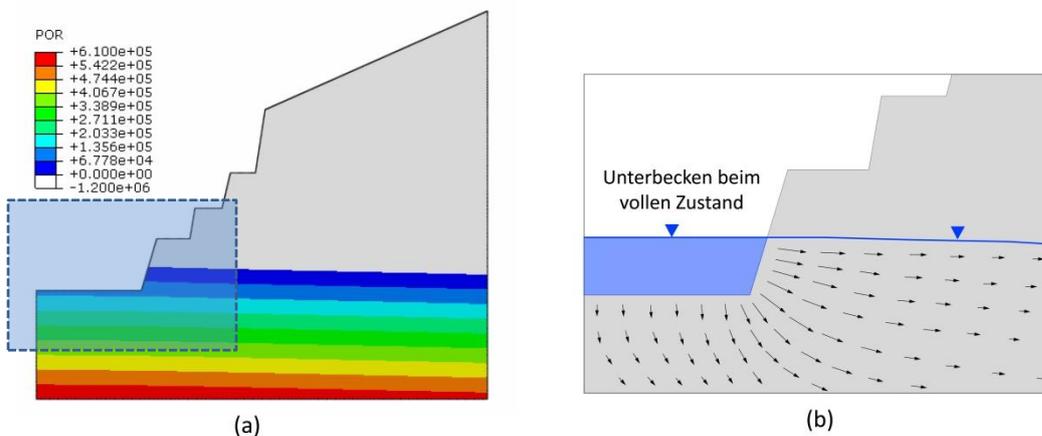


Abb. 6.8: (a) Berechnete Verteilung des Porenwasserdrucks mit der bestimmten Sickerlinie; (b) Fließrichtung und -geschwindigkeit des Sickerwassers bei Vollstau im Unterbecken

Unter dieser Strömungsbedingung sind die jeweils aus der φ - c -Reduktion ermittelten Versagensmechanismen durch den zugehörigen Reduktionsfaktor F_r in Abb. 6.9 dargestellt. Die Böschung hat sich als Ganzes in Richtung Unterbecken bewegt. Die Versagenszonen der numerischen Berechnung lassen sich hier aus den Bereichen mit plastischen Vergleichsdehnungszonen (PEEQ) ableiten, da es in den so gekennzeichneten Gesteinsbereichen zu einem Scherversagen gekommen ist. Die Lage der Scherfuge, welche erwartungsgemäß vom Böschungsfuß in die Böschung einschneidet, kann aus der sich am Fuß

ausgebildeten Versagenszone abgeleitet werden. Als kritischer Zustand ergibt sich aus der Berechnung ein kreisförmiger Bruchkörper, der von dem Böschungsfuß auf die Beckensohle ausgehend bis an die Geländeoberfläche reicht.

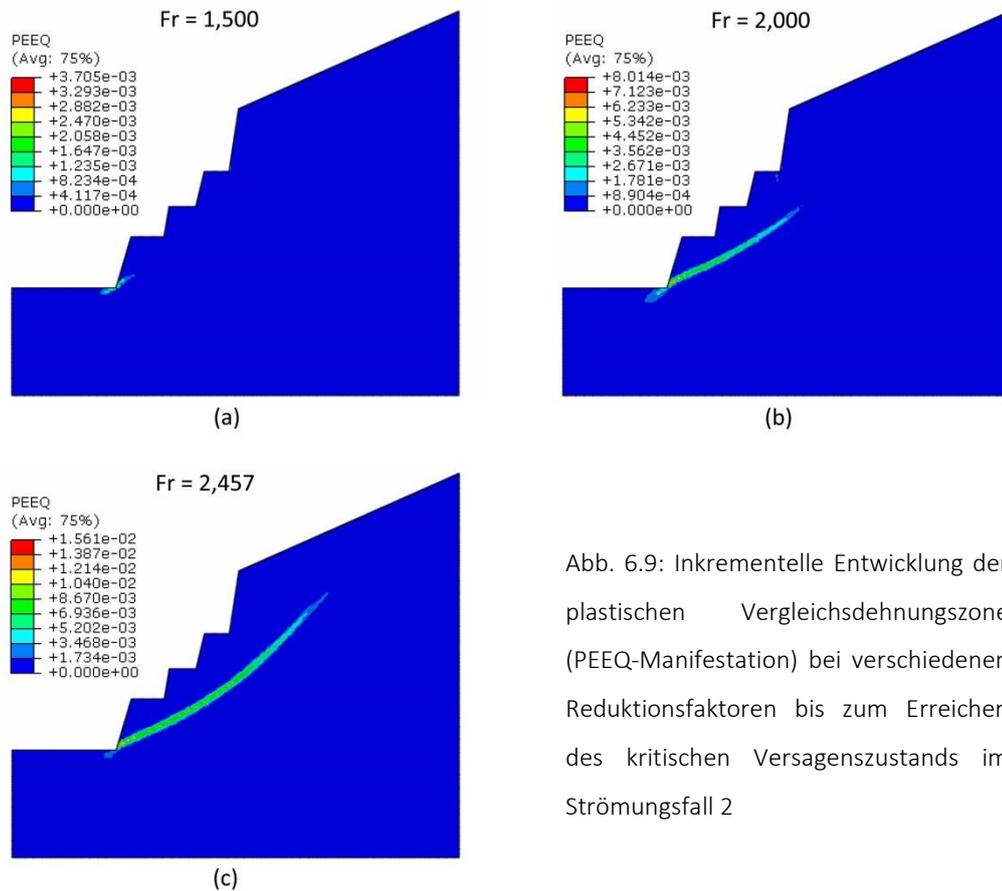


Abb. 6.9: Inkrementelle Entwicklung der plastischen Vergleichsdehnungszone (PEEQ-Manifestation) bei verschiedenen Reduktionsfaktoren bis zum Erreichen des kritischen Versagenszustands im Strömungsfall 2

In Abb. 6.10a ist die räumliche Verteilung der Deformation bei Erreichen des Bruchzustands als farbige Abstufungen dargestellt. Es zeigt sich, dass die totale Verschiebung an dem Böschungsfuß am stärksten ist und die maximale Gesamtverschiebung dort mit einer Größe von ca. 2 cm auftritt. Auf die Böschungsoberfläche wurden vier Beobachtungspunkte (1, 2, 3, 4) festgelegt (Abb. 6.10a), um deren Verschiebungen in diesem Strömungsfall quantitativ zu ermitteln und zu bewerten. Die Ergebnisse werden in Abb. 6.10b zusammengefasst. Der Vergleich des Bewegungsverhaltens der Punkte 1, 2, 3 und 4 unter gleichem Reduktionsfaktor zeigt, dass die Punkte, je näher sie am Böschungsfuß liegen, in der Regel eine desto geringfügig größere Verschiebung aufweisen.

Der Sicherheitsfaktor ergibt sich aus dem Reduktionsfaktor F_r bzw. der Feldvariable (Abb. 6.10b) zum kritischen Versagenszustand. Bei einem Reduktionsfaktor von 2,457 konnte die Berechnung nicht mehr konvergieren und die plastische Zone erstreckt sich durch die gesamte Böschung. Der Reduktionsfaktor

von 2,457 wurde somit als Sicherheitsfaktor der Böschung betrachtet. Die Böschung unter einer solchen Strömungsbedingung muss somit nach wie vor als stabil bezeichnet werden.

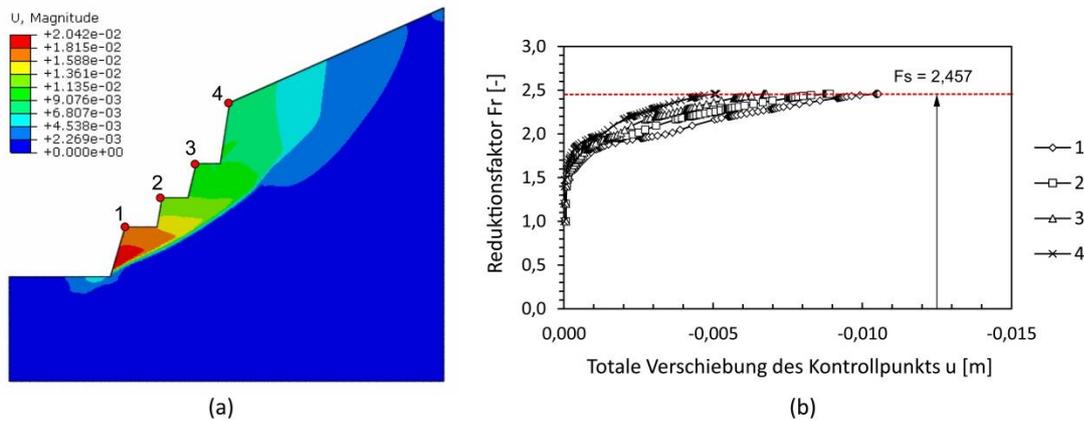


Abb. 6.10: (a) Inkrementelle Verschiebung bei Erreichen des Bruchzustands mit festgestelltem Gleitkörper und mit vier ausgewählten Stellen auf der Böschung für Szenario 1; (b) Aufzeichnung der Verschiebung an den vier ausgewählten Kontrollpunkten auf der Böschungsoberfläche im Laufe der akkuraten Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ - c -Reduktion.

(2) Szenario 2 „Unterbecken bei entleertem Zustand“

Dieses Berechnungsszenario geht davon aus, dass das Unterbecken in einem entleerten Zustand ist. Dabei wurden eine hydraulische Höhe von 492 m ü. NN bzw. eine Modellhöhe von 52 m im Unterbecken und ein Wasserstand von 498,3 m ü. NN bzw. eine Modellhöhe von 58,3 m auf den rechten Netzrand definiert (siehe Abb. 6.5b). Das hydraulische Verhältnis lässt sich im dritten Strömungsfall zuordnen (Tabelle 6.2). In diesem Fall strömt das Grundwasser im Gebirgsbereich durch die Beckenflanke und -sohle in das Unterbecken. Die resultierende Strömungskraft ist somit gleich der Bewegungsrichtung der Böschung gerichtet, was zu einer destabilisierenden Wirkung führt. Gleichzeitig bewirkt das Beckenwasser einen hydrostatischen Wasserdruck auf die Beckensohle und -flanke, was stabilisierend wirken kann. Aus den Simulationsergebnissen ist die sekundäre Porenwasserdruckverteilung in Abb. 6.11 (a) dargestellt. Unter einer solchen Porenwasserdruckverteilung kommt es erwartungsgemäß zu einer ins Unterbecken gerichteten Strömung. Die Orientierung der in der Modellierung ermittelten stationären Strömung kann Abb. 6.11 (b) entnommen werden.

In diesem Strömungsfall entsteht wie bei Szenario 1 auch eine kreisförmige Gleitfläche. Die ermittelten Versagensmechanismen aus der φ - c -Reduktion mit dem zugehörigen Reduktionsfaktor F_r sind in Abb. 6.12 durch die plastische Vergleichsdehnungszone (PEEQ) gezeigt worden. Die Lage der Scherfuge, welche erwartungsgemäß auch vom Böschungsfuß in die Böschung einschneidet, kann aus der sich am Fuß ausgebildeten Versagenszone abgeleitet werden.

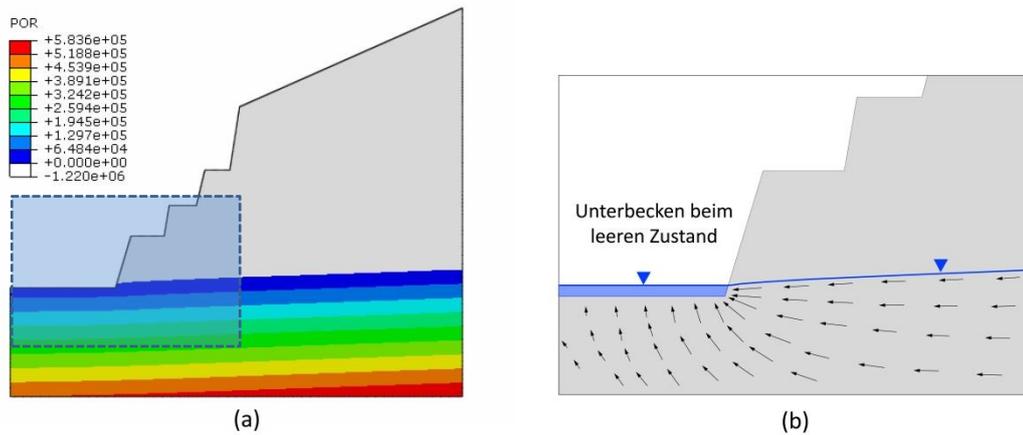


Abb. 6.11: (a) Verteilung des Porenwasserdrucks mit der berechneten Sickerlinie; (b) Fließrichtung und -geschwindigkeit des Sickerwassers bei einem entleerten Unterbecken

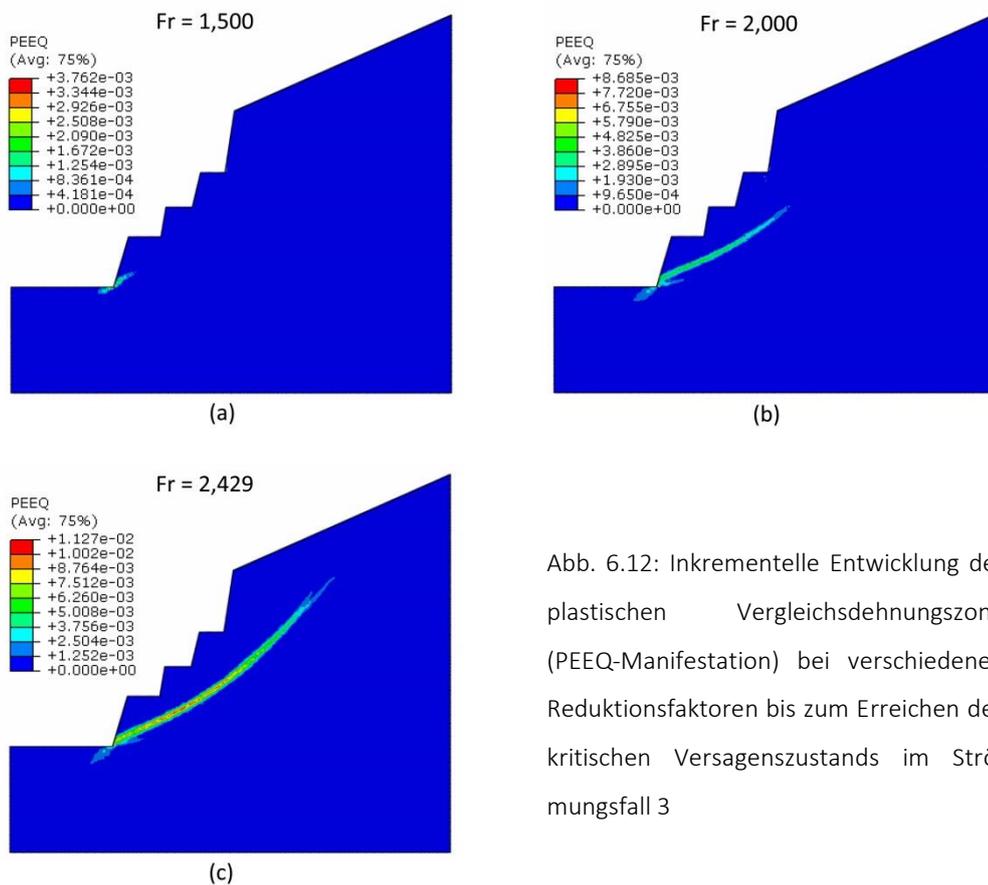


Abb. 6.12: Inkrementelle Entwicklung der plastischen Vergleichsdehnungszone (PEEQ-Manifestation) bei verschiedenen Reduktionsfaktoren bis zum Erreichen des kritischen Versagenszustands im Strömungsfall 3

Die räumliche Verteilung der Deformation ist in Abb. 6.13 (a) dargestellt. Es zeigt sich, dass die stärkste Verschiebung auch an dem Böschungsfuß mit einer Größe von ca. 2 cm auftritt. Hierbei wurden auch vier Beobachtungspunkte auf der Oberfläche festgelegt. Die ermittelten Verschiebungen an den Punkten werden mit einer akkuraten Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ - c -Reduktion in Abb. 6.13 (b) zusammengefasst. Der Sicherheitsfaktor F_s ergibt sich aus dem Reduktionsfaktor F_r zum kritischen

Versagenszustand. Erwartungsgemäß reduziert sich der Sicherheitsfaktor nur sehr geringfügig gegenüber Szenario 1 auf einen Wert von 2,429. Mit umgekehrter Strömungsrichtung muss die Böschung auch als stabil bezeichnet werden. Ein Vergleich beider Szenarien zeigt, dass nur eine geringfügige Veränderung des Sicherheitsfaktors durch den Wasserstandswechsel verursacht wurde, weil das Beckenwasser bzw. Grundwasser nur auf einen Kleinteil der Böschung wirkt. Die wesentlich vom Wasser beeinflusste Tiefe erstreckt sich nur von der Beckensohle bis zur Lage der Sickerlinie bzw. von 490 m ü. NN (Modellhöhe 50 m) bis maximal 501 m ü. NN (Modellhöhe 61 m).

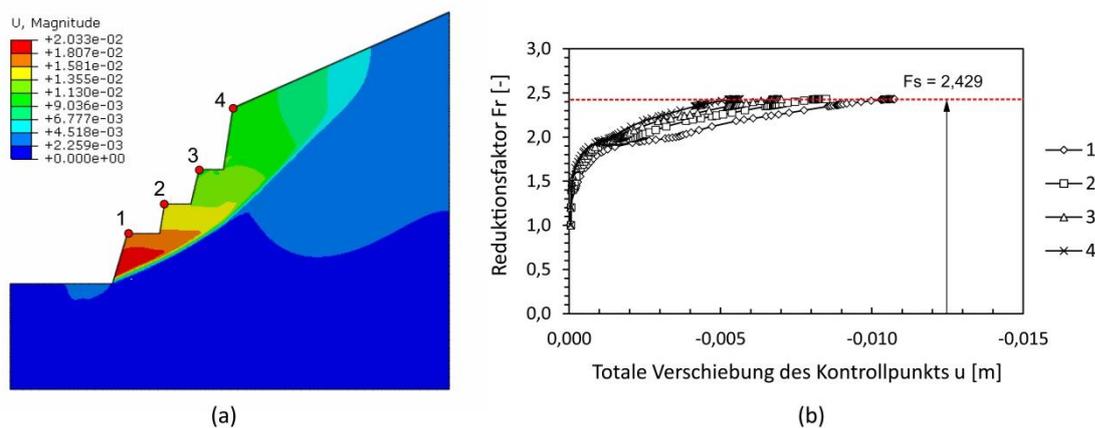


Abb. 6.13: (a) Inkrementelle Verschiebung bei Erreichen des Bruchzustands mit festgestelltem Gleitkörper und mit vier ausgewählten Stellen auf der Böschung für Szenario 2; (b) Aufzeichnung der Verschiebung an den vier ausgewählten Kontrollpunkten auf der Böschungsoberfläche im Laufe der akkuraten Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ - c -Reduktion.

(3) Szenario 3 „Unterbecken im zyklischen Betrieb“

Um die zeitliche Variabilität der Standsicherheit während der regelmäßigen Befüllung und Entleerung des Unterbeckens zu untersuchen, wurden weitere 23 hydromechanische Modellierungen bei verschiedenen Betriebszuständen durchgeführt. Der Sicherheitsfaktor ändert sich als Folge der Variation des Wasserspiegels im Unterbecken. Für alle Berechnungsvarianten induziert der Aufstau im Unterbecken eine Vergrößerung des Sicherheitsfaktors, und umgekehrt führt der Abstau zu einer Verringerung des Sicherheitsfaktors (Abb. 6.14 und Abb. 6.15). Die Variation des Wasserspiegels im Unterbecken wirkt wesentlich sowohl als destabilisierender als auch stabilisierender Einflussfaktor auf die Böschungsstabilität. Die Wirkungen des Wassers lassen sich grundsätzlich in zwei Aspekten unterscheiden: (1) Porenwasserdruck und (2) hydrostatischer Wasserdruck auf die Beckensohle und -flanke. Der Porenwasserdruck ergibt sich bei der Sickerströmung aus der Sickerlinie und der Porenwasserdruck lässt sich in zwei Komponenten aufteilen. Diese sind die Auftriebskraft und die Strömungskraft. Einerseits setzt die Auftriebskraft die effektiven Spannungen herab und damit nach dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium die aufnehmbare Scherfestigkeit. Andererseits wirkt auf den Gleitkörper mit dem durchströmten Wasservolumen unter-

halb der Sickerlinie entsprechend dem vorhandenen hydraulischen Gradienten und der Wasserwichte Strömungskraft auf die Gesteinspartikel, die im „Strömungsfall 3“ auf die Landseite aus der Böschung heraus und somit destabilisierend wirken, während im „Strömungsfall 2“ auf der Seite in die Böschung gerichtete Kraft für eine Stabilisierung sorgen. Der hydrostatische Wasserdruck auf die Beckensohle und -flanke nimmt kontinuierlich mit dem Anstieg des Wasserspiegels bis zum Vollstau zu. Eine Erhöhung des statischen Wasserdrucks spielt eine stabilisierende Rolle für die Standsicherheit, und umgekehrt ist es somit destabilisierend.

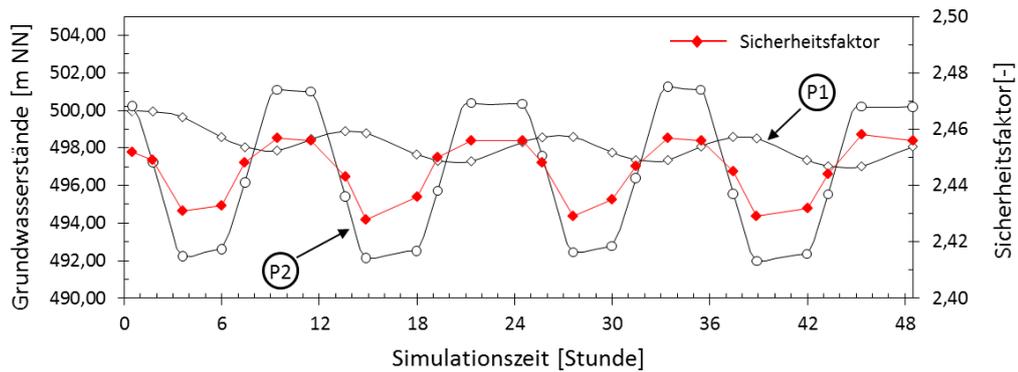


Abb. 6.14: Zeitliche Veränderung der Standsicherheit der Beckenflanke während der regelmäßigen Befüllung und Entleerung des Unterbeckens.

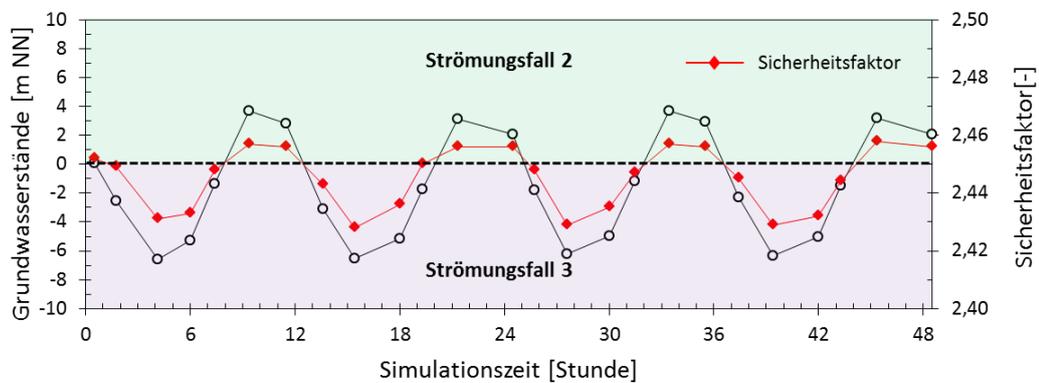


Abb. 6.15: Zeitliche Veränderung der Standsicherheit der Beckenflanke gegenüber der Wasserdifferenz an rechten und linken Modellrändern

Die berechneten Sicherheitsfaktoren aller Betriebszustände variieren zwischen 2,428 und 2,458 (Tabelle 6.4), was darauf hindeutet, dass die Böschung während des Betriebs effektiv durch einen wesentlich stabileren Zustand gekennzeichnet wird. Bei einem Vollstau des Unterbeckens beträgt der Sicherheitsfaktor ohne (Strömungsfall 1) und mit (Strömungsfall 2) Sickerströmung in der Böschung 2,452 und 2,457 (Tabelle 6.4, S1 und S6). Das heißt, dass die durch hydraulische Differenz resultierende Strömungskraft eine stabilisierende Rolle spielt, womit wird der Sicherheitsfaktor um 0,005 vergrößert wird. Während des entleerten Betriebszustands, der zu Strömungsfall 3 gehört, beträgt der berechnete Sicherheitsfaktor

beispielsweise 2,435 in der Simulationsvariante S16, wie es in Tabelle 6.4 zu sehen ist. In diesem Fall hat sich der Porenwasserdruck am Böschungsfuß verringert, aber die Strömungskraft ist auf der Wasserseite ins Unterbecken gerichtet und der statische Wasserdruck auf die Beckensohle und -flanke bis zum Minimum verringert wurde. Damit wird der Sicherheitsfaktor im Vergleich zu Strömungsfall 1 und 2 um 0,017 bzw. um 0,022 abgemindert. Ist der Wasserstand im Unterbecken bei Strömungsfall 3 am tiefsten, erreicht die Böschung die kleinste Standsicherheit. Danach steigt der Sicherheitsfaktor mit der Befüllung des Beckens wieder an.

Tabelle 6.4: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für verschiedene Betriebszustände

Modell-ID	Zeitpunkt t/[Stunde]	Grundwasserstand im Gebirge H_{p1} /[m NN]	Wasserstand im Unterbecken H_{p2} /[m NN]	Sicherheitsfaktor F_s /[-]
S1	0,50	500,06	500,13	2,452
S2	1,76	499,80	497,25	2,449
S3	4,16	498,80	492,24	2,431
S4	6,00	497,85	492,60	2,433
S5	7,42	497,55	496,17	2,448
S6	9,39	497,31	501,00	2,457
S7	11,50	498,20	501,00	2,456
S8	13,59	498,90	495,82	2,443
S9	15,40	498,64	492,13	2,428
S10	18,00	497,70	492,54	2,436
S11	19,28	497,32	495,61	2,450
S12	21,34	497,30	500,40	2,456
S13	24,50	498,32	500,37	2,456
S14	25,70	498,57	496,79	2,448
S15	27,61	498,59	492,40	2,429
S16	30,00	497,76	492,80	2,435
S17	31,45	497,36	496,19	2,447
S18	33,42	497,31	501,00	2,457
S19	35,50	498,09	501,00	2,456
S20	37,43	498,59	496,30	2,445
S21	39,40	498,36	492,00	2,429
S22	42,00	497,41	492,40	2,432
S23	43,28	497,00	495,50	2,444
S24	45,33	497,00	500,20	2,458
S25	48,50	498,10	500,20	2,456

6.5 Diskussion und Bewertung

In diesem Kapitel wurde die Hangstabilität im Unterbecken während der Betriebszeiten untersucht. Unter Berücksichtigung der Rechnerkapazität wurde die geklüftete Felsböschung nach Prüfung des repräsentativen Elementarvolumens (REV) in Kapitel 4 als ein äquivalentes Kontinuum modelliert. Anhand der Simulationsergebnisse wurde schließlich der genaue Mechanismus, d.h. die Lage und Verbreitung der Gleitfläche, die zukünftigen Verformungen der Böschung während der Betriebszeiten, die dabei auftretenden Spannungen im Gebirge sowie die Standsicherheit der Böschung in verschiedenen Betriebszuständen geklärt.

Die Simulationsszenarien 1 und 2 zeigen jeweils, dass zwei unterschiedliche Mechanismen das Bewegungsverhalten im Zusammenhang mit dem Betrieb am Böschungsfuß beeinflussen können: (1) Verminderung der effektiven Spannungen im Hangfuß durch Befüllung und (2) Erhöhung des hydraulischen Gradienten durch anhaltenden Porenwasserdruck bei Entleerung und damit verbunden eine erhöhte Strömungskraft bei gleichzeitiger Reduzierung der stützenden Wirkung der Speicherfüllung. Unter diesen Einflüssen des Versickerungsvorgangs schneidet die Lage der potentiellen Gleitfläche erwartungsgemäß vom Böschungsfuß in die Böschung ein, sodass die Scherfuge kreisförmig von dem Böschungsfuß ausgehend auf die Beckensohle bis an die Geländeoberfläche verläuft.

Für alle Berechnungsvarianten induziert der Aufstau im Unterbecken eine Erhöhung des Sicherheitsfaktors, und umgekehrt führt der Abstau zu einer Verringerung des Sicherheitsfaktors. Die Variation des Wasserspiegels im Unterbecken wirkt sich wesentlich sowohl als destabilisierender als auch als stabilisierender Einflussfaktor auf die Böschungsstabilität aus. Die berechneten Sicherheitsfaktoren aller Betriebszustände variieren in einem kleinen Wertebereich bzw. zwischen 2,428 und 2,458. Eine solche kleine Veränderung des Sicherheitsfaktors bedeutet, dass die Standsicherheit der Beckenflanke geringfügig von dem regelmäßigen Pumpspeicherbetrieb beeinflusst wird, weil die wesentliche vom Strömungswasser wirkende Zone nur etwa 10 m (Wasserspiegelschwankungen zwischen 490 bis 501 m ü. NN aus FEFLOW) tief ist. Die Standsicherheit der Böschung wird zwar von dem regelmäßigen Pumpspeicherbetrieb beeinflusst, aber als Ergebnis der Standsicherheitsuntersuchung kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass sich die untersuchte Böschung als stabil bezeichnen lässt.

7 Fazit und Zusammenfassung

7.1 Fazit

7.1.1 Darstellung der Ergebnisse

Aufgrund des politischen Vorgabens an die zukünftige Energieproduktion kommt in der Bundesrepublik Deutschland derzeit verstärkte Entwicklung von alternativen Energiequellen in den Vordergrund. Die teilweise zeitlich instationäre Verfügbarkeit einiger Energieformen aufgrund deren witterungsbedingter Abhängigkeiten führt zu Schwankungen im Stromnetz, die durch Kraftwerke mit schnell verfügbarer Stromproduktion ausgeglichen werden müssen. Pumpspeicherwerke (PSW) können sehr kurzfristig Energie ins Stromnetz liefern und so zu dessen Stabilisierung eingesetzt werden. Zudem sind sie schwarzstartfähig. Derzeit sind in Deutschland 31 PSW mit einer totalen Leistung von ca. 7 GW installiert worden. In den kommenden Jahrzehnten stehen noch vermehrt Neugenehmigungen von PSW an. Aufgrund der großen Verbreitung von Karstlandschaften (ca. 20% der kontinentalen, eisfreien Erdoberfläche) kommt es allerdings bei der Planung von PSW immer wieder zu einer Überschneidung von geeigneter morphologischer und geographischer Lage mit dem Vorkommen von verkarstungsfähigem und stark geklüftetem Gestein. Dies kann eine starke lokale Variabilität in der Durchlässigkeit zur Folge haben und somit die Prognose der Strömungs- und Deformationsprozesse erschweren. Als Fallbeispiel wird in dieser Arbeit das geplante Projekt „PSW-Blautal“ im Blautal behandelt, bei dem ein künstlicher See im Hochland als Oberbecken fungieren würde und ein aufgefahrenes Steinbruchareal im Kalksteinbruch „Michelreibershalde“ als Unterbecken mit der Besonderheit einer Anbindung an Karstgrundwasserleiter (Weiß Jura) genutzt werden könnte. Aufgrund der Heterogenität von Karstphänomenen treten immer wieder unvorhersehbare Probleme beim Bau und Betrieb von PSW. Dabei sind die Untersuchungen insbesondere der Standsicherheit, der Verformbarkeit und der Wasserdurchlässigkeit des angreifenden Gebirgskörpers von großer Relevanz.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein ganzheitliches Konzept als Planungstool für die Planfeststellung des Pumpspeicherkraftwerks „PSW-Blautal“ beigetragen. Dabei sind sowohl die Umweltauswirkung als auch die Einflüsse der Last- und Grundwasseränderungen auf die Standsicherheit des umliegenden Talhanges am Unterbeckensstandort während seiner Bau- und Betriebszeiten untersucht worden. Dazu sollten folgende Ziele verfolgt werden:

- Durchführung und Auswertung umfangreicher geologischer und geohydraulischer Erkundungen,
- Auswertung und Ermittlung der Kluffparamter mittels LiDAR-Daten und digitaler Fotografie,

- Bestimmung des repräsentativen Elementarvolumens (REV) als Entscheidungskriterium zur Wahl des numerischen Modellansatzes,
- Bewertung der Auswirkungen des „PSW-Blautl“ auf die lokale hydraulische Eigenschaften mithilfe der numerischen Strömungsmodellierung,
- Untersuchung der Standsicherheit der geklüfteten Felsböschung am Unterbeckenstandort durch hydromechanisch gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalyse.

Die hydraulischen Untersuchungen des Karstgrundwasserleiters zeigen sowohl lateral als auch vertikal eine hohe Variabilität der Gebirgsdurchlässigkeiten (siehe Kapitel 3). Sowohl die Ergebnisse der Auffüllversuche als auch die der Pumpversuche spiegeln die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der morphologischen Lage der Bohrung wider, die sich auch auf das Trennflächensystem zurückführen lässt. Die hydraulischen Versuche zeigten einen deutlichen Durchlässigkeitskontrast zwischen den Tallagen und den Gebirgshängen. Die Lagen im Talbereich haben eine höhere Durchlässigkeit als die in den Gebirgshängen. Neben der horizontalen Strukturierung zeigt sich zudem eine vertikale Änderung der hydraulischen Durchlässigkeit. Die gesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte oberhalb des Grundwasserspiegels sind generell deutlich geringer als die in der grundwassergesättigten Zone. Unterhalb des Grundwasserspiegels steigt die Durchlässigkeit mit der Tiefe kontinuierlich an. Zwischen 450 und 475 m. ü. NN treten die höchsten Durchlässigkeiten auf, da der Gebirgshorizont ursächlich an das rißzeitliche Vorflutniveau der Ur-Donau angebunden war und daher weiträumig vorhanden ist.

Die hochaufgelöste Ausmessung der Steinbruchwände mittels LiDAR ermöglicht die Rekonstruktion eines digitalen Geländemodells des Steinbruchs und aus den Detailscans wurde ein hochaufgelöstes Geländemodell der Ostböschung erstellt, die zusammen mit einem erstellten Orthophoto als Grundlage für die Klufthanalyse herangezogen wurden. Dabei wurden die drei benötigten Kluftparameter für die Simulation der 2D-stochastischen Kluftnetze ermittelt: (1) Kluftorientierung, (2) Kluftdichte und (3) Kluftlänge. Die Klüfte sind aufgrund der durch LiDAR gescannten Punktwolke in vier Kluftscharen mit entsprechenden mittleren Orientierungen klassifiziert. Die Kluftlänge wurde anhand der Power-law-Funktion angepasst, die darüber hinaus die Ermittlung der Kluftdichte in Abhängigkeit einer minimalen Kluftlänge zulässt. Für die Modellierung von 2D-stochastischen Kluftnetzen wurde ein Programm in Matlab mit der Power-law-Kluftlängenverteilung entwickelt. Die simulierten Kluftnetze dienen als Grundlage für die Bestimmung der Durchlässigkeit und des Schädigungsmaßes im Kluftgestein.

Das Fließverhalten in den 2D-stochastischen Kluftnetzen wurde durch das kubische Gesetz (cubic law) auch anhand des Darcy-Gesetzes beschrieben. Dafür in Matlab ein Simulationsprogramm geschrieben, in dem hydraulische Modellierungen zur Ermittlung des 2D-Durchlässigkeitstensors durchgeführt wurden. Die hydraulische Heterogenität der Kluftnetze wurde dadurch vollständig charakterisiert. Dabei wurde für die effiziente hydraulische Kluftöffnungsweite des Kluftgesteins am Standort ein konstanter Wert ange-

nommen. Für die Bestimmung der drei mittleren Komponenten des Durchlässigkeitstensors waren ungefähr 25 Simulationen für Kluftnetze mit einer mittleren Kluftdichte notwendig, um eine hinreichende Konvergenz zu erreichen. Mithilfe der zwei mittleren Hauptkomponenten des Durchlässigkeitstensors konnte somit die Durchlässigkeitsellipse bestehend aus den zwei Hauptkomponenten und der Orientierung, Kluftnetzgröße und Kluftdichte bestimmt werden. Die Ermittlung des minimalen repräsentativen Elementarvolumens (REV) im Kluftgestein erfolgte anhand der ermittelten Durchlässigkeitsellipsen. Unter Verwendung eines subjektiven REV-Kriteriums wurde aus hydraulischem Aspekt ein minimales REV mit einer Größe von 28 m × 28 m ermittelt. Für diese Kluftsysteme ist daher eine poröse Grundwassermodellierung zulässig. Des Weiteren wurde das minimale mechanische REV des Kluftgesteins hinsichtlich der Schädigungsmechanik analysiert, unter der sich die Abnahme der Festigkeit des Materials als Folge der Bildung innerer Diskontinuitäten beschreiben lässt. Diese Diskontinuitäten wurden als irreversible Schädigung der Felsmasse betrachtet. Aufgrund der simulierten 2D-stochastischen Kluftnetze wurden die drei mittleren Komponenten des Schädigungstensors nach der Methode von Kawamoto et al. (1988) durch 25 Simulationen bestimmt. Mithilfe der zwei mittleren Hauptkomponenten des Schädigungstensors wurde außerdem die Schädigungsellipse gezeichnet, womit ein minimales REV aus mechanischem Aspekt mit einer Größe von 12 m × 12 m ermittelt wurde. Zusammen mit dem ermittelten hydraulischen REV ist es möglich, die gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse durch einen äquivalenten Kontinuumsansatz durchführen zu können.

Die Auswirkungen während der Bau- und Betriebszeiten von „PSW-Blautal“ auf die Schutzgüter wie insbesondere das FFH-Gebiet entlang der Blau wurden durch numerische Strömungsmodellierung in FEFLOW untersucht. Wesentliche Aspekte der numerischen Strömungsmodellierung waren der Aufbau, die Kalibrierung, die Validierung und die Verwendung des Grundwasserströmungsmodells. Zur Umsetzung des Strömungsmodells wurde zum einen anhand der neu abgeteufte Bohrungen der quartäre Porengrundwasserleiter im Blautal bezüglich dessen dreidimensionalen lithologischen Aufbaus in GoCAD beurteilt und in FEFLOW implementiert. Zum anderen wurde nach Prüfung des REV der in Karstgebieten erprobte Ansatz gewählt, die Parametrisierung des Untergrundes anhand der regionalen hydrogeologischen Eigenschaften als äquivalent poröses Medium vorzunehmen. Das aufgebaute numerische Modell wurde in FePEST unter Verwendung der „Pilot-Points-Methode“ in Kombination mit den Regularisierungsmethoden nach Tikhonov und Tonkin und Doherty automatisch kalibriert. Dabei sind an insgesamt 38 Messstellen kontinuierlich Grundwasserhöhen über variable Zeitintervalle aufgezeichnet worden. Die Kalibrierung gliedert sich prinzipiell in zwei Stufen. Als erstes wurden die räumliche K_f -Verteilung und der Transferkoeffizient zwischen dem Grundwasserkörper und der Blau bei der Kalibrierung des stationären Modells optimiert. In einem nächsten Schritt werden die Messdaten aus dem Großpumpversuch, der am Standort im Frühjahr 2014 durchgeführt wurde, zur Kalibrierung des instationären Modells genutzt, indem die entsprechenden Speicherkoeffizienten angepasst werden. Nach der Kalibrierung weisen die

Ergebnisse des stationären Strömungsmodells eine ausreichend hohe Güte auf. Insgesamt können die gemessenen Grundwasserhöhen gut nachgebildet werden. Lediglich an den Messstellen GB2, GWM2 und Br.C im Bereich der Übergangszone zwischen dem Blautal und dem Karstgebiet und an der Messstelle GO2 nahe des Ostrands betragen die Abweichungen zwischen simulierten und gemessenen Werten mehr als 25 cm. Die Abweichung im Bereich des quartären Grundwasserleiters hingegen beträgt nur 6 cm. Im Bereich des Karstgrundwasserleiters beträgt die Abweichung ohne Berücksichtigung der zwei Messstellen mit den höchsten Abweichungen (GB2 mit 72 cm, GO2 mit 55 cm) rund 12 cm. Die Standardabweichung für alle Daten beträgt rund 10 cm. Des Weiteren zeigen die Ergebnisse des instationären Strömungsmodells für die meisten Messstellen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Grundwasserganglinien. Um die Güte quantitativ zu bewerten, wurden die Nash-Sutcliffe-Koeffizienten (Effizienzkoeffizient) an jeder Messstelle mithilfe der gemessenen und simulierten Grundwasserhöhen ausgewertet. Der Effizienzkoeffizient liegt im Intervall $(-\infty, 1]$. Dabei wird die Güte der Modellanpassung besser, je näher sich der Effizienzkoeffizient 1 annähert. An den meisten Messstellen sind die Nash-Sutcliffe-Koeffizienten größer als 0,8, was bereits eine genügend hohe Güte repräsentiert. Nach der Kalibrierung zeigt sich, dass mit der iterativ ermittelten Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte, der entwässerbaren Porosität und den definierten Randbedingungen die erkundeten Grundwasserverhältnisse mit einer für den Untersuchungsstand ausreichenden Genauigkeit im Modell wiedergegeben werden.

Auf Basis des kalibrierten Modells sind zunächst die Grundwasserverhältnisse bei Trockenhaltung der Abbausohle zur Errichtung des Unterbeckens simuliert worden. Die Simulationsergebnisse zeigten, dass durch die Grundwasserentnahme zur Trockenhaltung der Abbausohle eine Förderrate von etwa $671 \text{ m}^3/\text{h}$ erforderlich ist. Während der Bauzeit des Unterbeckens erstreckt sich die Grundwasserabsenkung in nördlicher Richtung bis zu den FFH-Gebieten. Um einen adäquaten Lösungsansatz zu präsentieren, wurde eine hydraulische Maßnahme bzw. Grundwasseranreicherung über Versickerungsbrunnen modelliert. In Richtung Blautal wurden mehrere Anreicherungsbrunnen nördlich des Unterbeckens angeordnet. Über diese Brunnen wird das Wasser, das im Unterbecken durch eine offene Wasserhaltung entnommen wurde, mit verschiedenen Infiltrationsraten wieder im Grundwasserleiter versickert. Die Modellierung mit acht Infiltrationsbrunnen führte zu dem Ergebnis, dass die Grundwasserstände in FFH-Gebieten durch diese Infiltrationsmaßnahme auf nahezu unbeeinflusste Verhältnisse angehoben werden können. Des Weiteren sind eine Reihe von Szenarien für den Betrieb des PSW bzgl. des kalibrierten Modells prognostiziert worden. Die Simulationsergebnisse aus Szenario 1 zeigten, dass die Entleerung des Unterbeckens bei mittleren Grundwasserständen ca. 3,8 Stunden erfordert; das Abpumpen von $1,18 \text{ Mio. m}^3$ Wasser aus dem Unterbecken zur Befüllung des Oberbeckens dauert etwa 33,6 Tage. Mittels Szenario 2 wurde herausgefunden, dass der Wasserstand im Unterbecken nach dem Abpumpen nach etwa einem halben Jahr wieder sein initiales Niveau erreicht. In Szenario 3 wurde eine regelmäßige Betriebsvariante simuliert. Die Simulationsergebnisse zeigten, dass der Wasserstand an der Blau schwach von dem regel-

mäßigen Betrieb beeinflusst wird. Das aufgebaute Strömungsmodell repräsentiert das Grundwassersystem im Untersuchungsgebiet ausreichend und liefert plausible Ergebnisse hinsichtlich der modellierten Grundwasserströmung.

Die Planfeststellung des Vorhabens wurde auch aus geotechnischer Sicht bewertet. Die Standsicherheit der steilen Felsböschung, die den Auswirkungen von Sickerwasserströmung im Unterbecken während der Betriebszeiten unterliegt, ist durch gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalysen untersucht worden. Dabei wurde die geklüftete Felsböschung nach Prüfung des REV als ein äquivalentes Kontinuum betrachtet. Die Böschungsstabilität wurde in drei verschiedenen Berechnungsszenarien modelliert und daraus Prognosen abgeleitet. In Szenario 1 wurde davon ausgegangen, dass sich der Wasserspiegel im Unterbecken nach einer Befüllung auf einem maximalen Niveau befindet. Das Beckenwasser strömt dabei seitlich durch die Beckenflanke und durch die Sohle in die Böschung. In diesem Strömungsfall wurde die effektive Spannung im Hangfuß vermindert. Die Lage der potentiellen Gleitfläche schneidet erwartungsgemäß vom Böschungsfuß in die Böschung ein, sodass die Scherfuge vom Böschungsfuß ausgehend kreisförmig an der Beckensohle bis an die Geländeoberfläche verläuft. Unter dieser Strömungsbedingung wurde ein Sicherheitsfaktor von 2,457 berechnet, sodass die Böschung nach wie vor als stabil bezeichnet werden kann. In Szenario 2 wurde davon ausgegangen, dass das Unterbecken in einem entleerten Zustand ist. In diesem Fall strömte das Grundwasser im Gebirgsbereich durch die Beckenflanke und –sohle in das Unterbecken. Die resultierende Strömungskraft ist somit gleich der Bewegungsrichtung der Böschung gerichtet, was zu einer destabilisierenden Wirkung führt. Dabei entstand wie bei Szenario 1 auch eine kreisförmige Gleitfläche. Der Sicherheitsfaktor reduzierte sich nur sehr geringfügig gegenüber Szenario 1 auf einen Wert von 2,429 und die Böschung wurde auch als stabil betrachtet. Mit Szenario 3 ist die zeitliche Variabilität der Standsicherheit der Böschung während einer geplanten regelmäßigen Befüllung und Entleerung des Unterbeckens im PSW-Betrieb untersucht worden. Dabei wurden 23 Modellierungen bei verschiedenen Betriebszuständen durchgeführt. Der berechnete Sicherheitsfaktor änderte sich als Folge der Variation des Wasserspiegels im Unterbecken. Für alle Berechnungsvarianten induzierte der Aufstau im Unterbecken eine Vergrößerung des Sicherheitsfaktors, und umgekehrt führte der Abstau zu einer Verringerung des Sicherheitsfaktors. Die Variation des Wasserspiegels im Unterbecken wirkte sich sowohl als destabilisierender als auch stabilisierender Einflussfaktor auf die Böschungsstabilität aus. Die Standsicherheit der Beckenflanke wurde nur geringfügig vom regelmäßigen PSW-Betrieb beeinflusst und sie variierten zwischen 2,428 und 2,458.

Aus den Ergebnissen der Arbeit lassen sich zusammenfassend folgende Schlüsse ziehen:

- Die hydraulischen Untersuchungen des Karstgrundwasserleiters erlauben es, die hohe Variabilität der Gebirgsdurchlässigkeiten sowohl lateral als auch vertikal zu charakterisieren.

- Detaillierte strukturgeologische Geländeaufnahmen mittels LiDAR und digitaler Fotografie ermöglichen die Analyse des Kluftsystems und somit die Auswertung wichtiger Kluftparameter. Mittels der Parameter Kluftorientierung, -dichte und -länge konnten realistische diskrete 2D-stochastische Kluftnetze erzeugt werden, die mit im Gelände zu beobachteten Kluftsystemen eine hohe Ähnlichkeit zeigen.
- Mithilfe des entwickelten Programms kann für die erstellten zweidimensionalen diskreten Kluftnetze ein minimales hydraulisches und mechanisches REV jeweils mit einer Größe von 28 m × 28 m und 12 m × 12 m ermittelt. Infolgedessen kann das Kluftsystem durch ein äquivalentes Kontinuum sowohl bei der Grundwasserströmungsmodellierung als auch bei gekoppelter hydromechanischer Sickerwasser-Stabilitätsanalyse abgebildet werden.
- Anhand der numerischen Strömungsmodellierung konnte prognostiziert werden, dass die hydraulischen Verhältnisse im Blautal während der Bau- und Betriebsphase des PSW schwach beeinflusst werden können, konnte jedoch aufgezeigt werden, dass diese Effekte durch eine genaue Ausführungsplanung unter der Umsetzung von hydraulischen Gegenmaßnahmen verhindert werden können.
- Des Weiteren konnte mittels der hydromechanischen Modellierungen nachgewiesen werden, dass der Aufstau im Unterbecken eine Erhöhung des Sicherheitsfaktors induziert, und umgekehrt der Abstau zu einer Verringerung des Sicherheitsfaktors führte. Die Variation des Sicherheitsfaktors (zwischen 2,428 und 2,458) war aber schwach, da die wesentliche vom Strömungswasser wirkende Zone relativ flach ist. Die untersuchte Böschung lässt sich als stabil bezeichnen.

7.1.2 Übertragbarkeit der Methoden

Im Rahmen des Projekts „PSW-Blautal“ sieht die Vorzugsvariante vor, das durch eine Nassabgrabung unterhalb des Grundwasserspiegels entstehende Steinbruchvolumen nach Ausbeutung der Lagerstätte als Unterbecken zu nutzen und das Becken in den Karstgrundwasserleiter einzubinden. Eine solche Unterbeckenform in Karstgebiet ohne technische Abdichtungen ist in Deutschland bislang nicht realisiert worden; Praxiserfahrungen sind noch fehlend. Karstgebiete sind in der Regel sehr heterogen und anisotrop. Sie werden von großräumigen Kluftsystemen dominiert und können hierarchische Durchlässigkeiten und Strömungswege aufweisen. Solche großräumigen Kluftsysteme bestehen oft aus zahlreichen Einzelklüften, die aufgrund der fehlenden Rechenkapazitäten durch reine diskrete Kluftnetzmodellierungen zum heutigen Zeitpunkt nicht erfolgreich simuliert werden können. Die Komplexität des Kluftsystems muss reduziert werden. Dafür wurde in dieser Arbeit eine Methode zur Ermittlung des REV entwickelt, das als Grundlage für die Wahl des numerischen Modellansatzes diene. Die Grundlage der Ermittlung von REV sind die 2D-stochastische Kluftnetze. Für die Simulation von 2D-Kluftnetzen sind grundsätzlich drei Kluftparameter erforderlich: (1) Kluftorientierung, (2) Kluftdichte und (3) Kluftlänge. Die entwickelte

Methodik zur Ermittlung des REV im Kluftgestein kann grundsätzlich auch für andere Standorte und Projekte angewendet werden. Jedoch sind die in dieser Arbeit dargelegten Ergebnisse über Kluftdaten nicht universal anwendbar und müssen daher individuell für jedes zu untersuchende Kluftsystem erneut durchgeführt werden. Nach Prüfung des REV sind sowohl die numerischen Strömungsmodelle in Karstgrundwasserleitern als auch die numerischen Modelle für die hydromechanischen Fragestellungen durch äquivalente Kontinuumsmodelle abgebildet worden. Mithilfe der numerischen Modellierungen sind die Auswirkungen der Grundwasserschwankungen während der Bau- und Betriebszeiten des PSW auf umliegende Schutzgüter, sowie die Einflüsse der Sicherwasserströmung auf die Stabilität des benachbarten Talhanges im Unterbecken erfolgreich prognostiziert und bewertet worden.

Diese Arbeit hat ein ganzheitliches Konzept innovativ zur Bewertung der Planfeststellungsverfahren für den Bau und späteren Betrieb eines PSW im Karstgebiet beigetragen. Grundsätzlich lassen sich die in der vorliegenden Arbeit angewandten Methoden ohne Weiteres auf andere Untersuchungsgebiete übertragen. Die Größe möglicher Untersuchungsgebiete reicht dabei von lokalen bis zu überregionalen Skalen. Über das Anwendungsfeld der PSW hinaus sind die hier angewendeten Methoden sowohl für andere wasserwirtschaftliche Bauwerke, als auch andere Großprojekte im Bereich der Ingenieur- und Geowissenschaften, beispielsweise der sicheren CO₂-Speicherung, der Nutzung von Tiefengeothermie und der Endlagerung von radioaktiven Abfällen in Kluftgestein von großer Bedeutung.

7.1.3 Ausblick

Zukünftige Arbeiten werden sich insbesondere mit der Ermittlung und der Auswertung der Kluftparameter für die hydraulische und mechanische Modellierung 2D-stochastischer Kluftnetze befassen, um die Unsicherheiten bzw. die Sensitivitäten der einzelnen Kluftparameter genauer zu untersuchen. Die Datengrundlage bei der Ermittlung der Kluftorientierung war in dieser Arbeit unvollständig. Die Tatsache, dass die Kluftorientierung stark von der Kluftlänge abhängig ist, wurde bei der Datenerhebung nicht berücksichtigt. Die Kluftlänge sollte bei der Ermittlung der Kluftorientierung zukünftig stets miteinbezogen werden. Außerdem wurden die Kluftlängen in zu kleinen Beobachtungsfenstern aufgenommen, sodass ein Großteil der Klüfte abgeschnitten und somit nicht vollständig erfasst wurde. Eine weitere Unsicherheit stellen die sehr unterschiedlichen Kluftdichten im Untersuchungsgebiet dar. Zukünftig sollte eine Sensitivitätsstudie durchgeführt werden, um den Einfluss der Kluftdichte auf das hydraulische Fließverhalten im Kluftgestein genauer untersuchen zu können. Ein weiterer Aspekt ist die Annahme einer konstanten hydraulischen Kluftöffnungsweite. Diese Annahme entspricht jedoch nicht der Realität, weil die Kluftöffnungsweiten in der Natur stark variieren können. Die Einflüsse der variierenden Kluftöffnungsweite sollte in weiterführenden Forschungen genauer untersucht werden. Alle vorherigen Unsicherheiten bei der Auswertung der Kluftparameter haben einen direkten Einfluss auf die Ermittlung des REV.

Im Rahmen der numerischen Strömungsmodellierung wird sich zukünftige Arbeit mit der Optimierung der geologischen und hydrogeologischen Rekonstruktion des Aquifersystems durch die Umsetzung von neuen lithostratigraphischen Daten aus Brunnen und Bohrlöchern und durch weitere piezometrische sowie hydrometrische Messungen befassen. Eine weitere Problematik besteht darin, dass die verfügbaren Messstellen an den Modellgrenzen zu wenige sind, was die Kalibrierung und Validierung des Modells erschwert. Falls möglich sollten noch einige Grundwassermessstellen im entfernteren Umfeld des geplanten Unterbeckens errichtet werden, damit eine genauere Definition der Randbedingungen erreicht werden kann.

Für die hydromechanische Modellierung ist hier die Standsicherheit der steilen Felsböschung, die den Auswirkungen von Sickerwasserströmung zu verschiedenen Betriebszuständen des PSW unterliegt, durch gekoppelte Sickerwasser-Stabilitätsanalysen untersucht worden. Um die Veränderung des Sicherheitsfaktors in Abhängigkeit von der Absenkungsrate des Wasserspiegels abzubilden, wäre eine dynamische Simulation mit veränderlicher Absenkungsrate denkbar, womit ein optimales Betriebsprogramm für das Pumpspeicherkraftwerk erstellt werden könnte.

7.2 Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung eines ganzheitlichen Konzepts als Planungstool für die Planfeststellung eines wasserwirtschaftlichen Bauwerks im Karstgebiet bzw. Kluftgestein. Mit diesem Konzept können die Auswirkungen der Grundwasserschwankungen während der Bau- und Betriebszeiten des Bauwerks auf umliegende Schutzgüter, sowie die Einflüsse der Sickerwasserströmung auf das Bauwerk selbst und die Stabilität des benachbarten Talhanges erfolgreich prognostiziert und bewertet werden. Am Fallbeispiel wurde in dieser Arbeit das geplante Pumpspeicherkraftwerk „PSW-Blautal“ in Blautal behandelt. Im Rahmen dieses Projekts bietet die Nachnutzung des Kalksteinbruchs „Michelreibershalde“ die Möglichkeit, einerseits den Flächenertrag der Lagerstätte langfristig zu erhöhen und andererseits den Standort zu einem klimaschonenden Energiespeicher zu entwickeln. Die Vorzugsvariante des im Grundwasser eingebundenen Unterbeckens ohne Abdichtung bringt nicht nur ökonomische Vorteile mit sich, sondern vermeidet auch weitere Eingriffe in den Karstgrundwasserleiter.

Für die Planfeststellung des PSW wurden sowohl zahlreiche hydraulische Versuche (Auffüllversuche, WD-Tests, Leistungspumpversuche, Langzeitpumpversuche) zur Erkundung der Durchlässigkeiten, als auch ein geologisches Erkundungsprogramm (fazielle Erkundung, Trennflächenanalyse mittels LiDAR und digitaler Fotografie) zur Gebirgescharakterisierung in Aufschlussanalogen durchgeführt. Die hydraulischen Untersuchungen des Karstgrundwasserleiters zeigen eine hohe Variabilität der Gebirgsdurchlässigkeiten sowohl lateral als auch vertikal. Es lassen sich jedoch in Abhängigkeiten von der morphologischen Lage der Messstellen nachweisen, die sich auch auf das Trennflächensystem zurückführen lassen. So zeigten die

hydraulischen Versuche einen deutlichen Durchlässigkeitskontrast zwischen den Tallagen und den Gebirgshängen. Zu dem ingenieurgeologischen Erkundungsprogramm lassen sich die hochaufgelöste Messung der Steinbruchwände mittels LiDAR und digitaler Fotografie zuordnen, die nicht nur die Analyse der lokalen Verteilungsmuster von Trennflächen als auch einer räumlichen Validierung von dominierenden und langaushaltenden Großklüften ermöglicht. Dabei wurden die Klufdaten (Kluftorientierung, Kluftlänge, Kluftdichte und die Kluftöffnungsweite) verschiedener Kluftscharen ausgewertet, womit 2D-stochastische Kluftnetze mit der Monte-Carlo-Methode simuliert worden sind. Bezüglich der aufgebauten Kluftnetze wurde eine Methode zur Ermittlung des hydraulischen und mechanischen REV jeweils bezüglich des Durchlässigkeitstensors und des Schädigungstensors entwickelt. Beide Größen wurden bei der großräumigen Modellierung von Kluftsystemen als Entscheidungskriterium für die Wahl des numerischen Modellansatzes zur Beschreibung des Kluftgesteins verwendet. Nach Prüfung des hydraulischen REV war daher eine poröse Grundwassermodellierung für den Karstgrundwasserleiter und eine gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse im Kluftgestein unter Verwendung des äquivalenten Kontinuumsmodells möglich.

Das in diesem Beitrag aufgebaute Strömungsmodell hat das Grundwassersystem im Untersuchungsgebiet ausreichend repräsentiert und plausible Ergebnisse hinsichtlich der modellierten Grundwasserströmung geliefert. Während der Bauzeit des PSW wurden zunächst die Grundwasserverhältnisse bei Trockenhaltung der Abbausohle zur Errichtung des Unterbeckens simuliert. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass durch eine Grundwasserentnahme zur Trockenhaltung der Abbausohle eine Förderrate von $670,9 \text{ m}^3/\text{h}$ erforderlich ist. Eine solche Grundwasserentnahme führt aber zu einer Grundwasserabsenkung in FFH-Gebieten, was gesetzlich nicht erlaubt ist. Eine hydraulische Maßnahme bzw. Grundwasseranreicherung über Versickerungsbrunnen wurde somit als einen potentiellen Lösungsansatz simuliert. Über diese Brunnen wurde das entnommene Wasser mit verschiedenen Infiltrationsraten wieder im Grundwasserleiter versickert. Mithilfe der Modellierung wurden die Anzahl und die Lage der Brunnen mit entsprechenden Infiltrationsraten dimensioniert, womit die Grundwasserstände in FFH-Gebieten auf nahezu unbeeinflusste Verhältnisse angehoben werden können. Des Weiteren sind eine Reihe von Szenarien für den Betrieb des PSW bzgl. des kalibrierten Strömungsmodells prognostiziert worden. Obgleich die hydraulischen Verhältnisse im Blautal während der Bau- und Betriebsphase schwach beeinflusst werden können, konnte aufgezeigt werden, dass diese Effekte durch eine genaue Ausführungsplanung unter der Umsetzung von hydraulischen Gegenmaßnahmen verhindert werden können.

Aus geotechnischer Sicht wurde auch die Machbarkeit des Vorhabens bewertet. Dabei sind die Stabilität des östlich benachbarten Talhanges unter Einflüssen von Versickerungsvorgängen zu verschiedenen Betriebszuständen im Unterbecken numerisch untersucht worden. Die gekoppelte hydromechanische Sickerwasser-Stabilitätsanalyse im Kluftgestein wurde unter Verwendung des äquivalenten Kontinuumsmodells durchgeführt. Erwartungsgemäß schneidet die Lage der potentiellen Gleitfläche vom Böschungs-

fuß in die Böschung ein, sodass die Scherfuge kreisförmig von dem Böschungsfuß ausgehend auf die Beckensohle bis an die Geländeoberfläche verläuft. Des Weiteren zeigten die Simulationsergebnisse, dass der Aufstau im Unterbecken eine Erhöhung des Sicherheitsfaktors induziert, und umgekehrt der Abstau zu einer Verringerung des Sicherheitsfaktors führte. Die Wasserstandschwankungen während der Betriebszeit des PSW wirkten sich wesentlich sowohl als destabilisierender als auch als stabilisierender Einflussfaktor auf die Standsicherheit des Talhanges aus. In einem geplanten regelmäßigen Pumpspeicherbetrieb variierten die Sicherheitsfaktoren aller Betriebszustände zwischen 2,428 und 2,458. Das heißt, dass die Standsicherheit der Beckenflanke geringfügig von dem Pumpspeicherbetrieb beeinflusst wird, da die wesentliche vom Strömungswasser wirkende Zone relativ flach ist. Die Felsböschung lässt sich während des PSW-Betriebs als stabil bezeichnen.

Literaturverzeichnis

Acuna, J.A., Yortsos, Y.C. (1995): Application of fractal geometry to the study of networks of fractures and their pressure transient. *Water Resources Research*, 31(3): 527-540.

Al-Dhahair, Z.A., Morgenstern, N.R. (1969): Intake factors for cylindrical piezometer tips. *Soil Science*, 107(1): 17-21.

Alonso, E.E., Pinyol, N.M. (2010): Criteria for rapid sliding: I. A review of Vaiont case. *Engineering Geology*, 114: 198-210.

Alvarez, J.T.A., Cording, E.J., Milhail, R.A. (1995): Hydromechanical behavior of rock joints: A reinterpretation of published experiments. In: *Rock mechanics (Proceedings of the 35th U.S. Symposium, University of Nevada, Reno)*, J.J.K. Daemen and R.A Schultz, (eds). A.A. Balkema, Rotterdam, 665-671.

Angelini, P., Dragoni, W. (1997): The problem of modeling limestone springs: the case of Bagnara (North Apennines, Italy). *Ground Water*, 35(4): 612-618.

Baier, J. (2009): *Geologie des Ulmer Raums*. Documenta naturae 173, Palaeo Bavarian Geological Survey, München, S. 44.

Baker, R. (1980): Determination of the critical slip surface in slope stability computation. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, 4(4): 333-359.

Barrett, M.E., Charbeneau, R.J. (1996): A parsimonious model for simulation of flow and transport in a karst aquifer. *Center for Research in Water Resources, Technical Report 269*, p. 149.

Barton, N.R., Bandis, S., Bakhtar, K. (1985): Strength, deformation, and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech.*, 22: 121-140.

Bear, J. (1972): *Dynamics of Fluids in porous media*. Environmental Science Series. Elsevier, p. 764, New York.

Bear, J., Tsang, C.F., De-Marsily, G. (1993): *Flow and Contaminant Transport in Fractured Rock*. Academic Press, San Diego, p. 560.

Becker, M.W. (2006): Potential for satellite remote sensing of ground water. *Ground Water*, 44: 306-318.

Biot, M.A. (1941): General theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.*, 12: 144-164.

Bishop, A.W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of slope. *Geotechnique*, 5(1): 7-17.

Blum, P. (2004): *Upscaling of hydro-mechanical processes in fractured rock*. - Ph.D. Thesis, School of Geography, Earth and Environmental Sciences, University of Birmingham, United Kingdom.

- Blum, P., Mackay, R., Riley, M.S., Knight, J.L. (2005): Performance assessment of a nuclear waste repository: Upscaling coupled hydro-mechanical properties for far-field transport analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42: 781-792.
- Blum, P., Mackay, R., Riley, M.S., Knight, J.L. (2007): Hydraulische Modellierung und die Ermittlung des repräsentativen Elementarvolumens (REV) im Kluftegestein. *Grundwasser*, 12(1): 48-65.
- Bock, H., Aigner, T., Hoffeins, M., Kimmig, B., Koch-Czech, H., Kraut, H. G. (2011): Der Obere Weißjura im Gebiet Ulm-Blaustein-Blaubeuren-Schelklingen-Allmendingen: Fazies und Rohstoffgeologie. *Jber. Mitt. oberrhein. geol. Ver., N.F.* 93, 227-268.
- Bonnet, E., Bour, O., Odling, N.E., Davy, P., Main, I., Cowie, P., Berkowitz, B. (2001): Scaling of fracture systems in geological media. *Reviews of Geophysics*, 39: 347-383.
- Bour, O., Davy, P. (1997): Connectivity of random fault networks following a power law fault length distribution. *Water Resources Research*, 33(7): 1567-1583.
- Brinkgreve, R.B.J., Bakker, H.L. (1991): Non-linear finite element analysis of safety factors. In: Beer, A. (Hrsg.), Booker, J. (Hrsg.), Carter, J. (Hrsg.): *Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns Bd. 2. Rotterdam: Balkema Verlag, p. 1117-1122.
- Bromhead, E.N., Harris, A.J., Watson, P.D.J. (1999): Influence of pore water pressures in partly submerged slopes on the critical pool level. In: Jiang, J.C., Yagi, N., Yamagami, T. (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering*, 8-11 November 1999, IS-Shikoku, Matsuyama, Japan. Taylor and Francis, UK, p. 411-416.
- Brown, S.R. (1987): Fluid flow through rock joints: the effects of surface roughness. *Journal of Geophysical Research*, 92: 1337-1347.
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BUNR) (Hrsg.) (2010): *Potentialermittlung für den Ausbau der Wasserkraftnutzung in Deutschland*. Berlin. <http://www.bmu.de/service/publikationen/downloads/details/artikel/potentialermittlung-fuer-den-ausbau-der-wasserkraftnutzung-in-deutschland/> (2010). Zugegriffen: 29. Juli 2015
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) (Hrsg.) (2013): *Erneuerbare Energien in Zahlen - Nationale und Internationale Entwicklung*. Berlin, p. 112.
- Cooper, H.H., Jacob, C.E. (1946): A generalized method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. *American Geophysical Union Transactions*, 27: 526-534, Washington, D.C.
- Cordebois, J., Sidoroff, F. (1979): Damage induced elastic anisotropy. In J.P.Boehler (Ed.), *Mechanical Behaviour of Anisotropic Solids*, p. 761-774. Martinus Nijhoff Publishers. Number 295 in CNRS.

- Costa, J.E., Schuster, R.L. (1988): The formation and failure of natural dams. *Geological Society of America Bulletin*, 100 (7): 1054-1068.
- Cruden, M. (1977): Describing the Size of Discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*, 14: 133-137.
- Davies, G.J., Quinlan, J.F., Worthington, S.R.H. (1992): Carbonate aquifers; distinctions between conduit flow or diffuse flow should be abandoned in their classification and design of monitoring systems. *Geol. Soc. Am., Abs. Programs*, 24(7): p. 253.
- Dawson, E.M., Roth, W.H., Drescher, A. (1999): Slope stability analysis by strength reduction. In: *Geotechnique* 49(6): 835-840.
- De Rooij, R., Perrochet, P., Graham, W. (2013): From rainfall to spring discharge: Coupling conduit flow, subsurface matrix flow and surface flow in karst systems using a discrete-continuum. *Advances in Water Resources*, 61: 29-41.
- Dershowitz, W.S. (1984): *Rock Joint Systems*. - Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Dershowitz, W.S., Lee, G., Geier, J., Foxford, T., LaPointe, P., Thomas, A. (1998): User documentation, *FracMan*.- Version 2.6, Golder Associates Inc., Seattle, Washington, D.C.
- Desai, C.S. (1977): Drawdown analysis of slopes by numerical method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (7): 667-676.
- Detournay, E. (1980): Hydraulic conductivity of closed rock fracture: an experimental and analytical study, in *Proceedings of the 13th Canadian Rock Mechanics Symposium*, p. 168-173.
- Deutsch, R. (2004): Talsperren in Karstgebieten: Standhalten oder weichen? Ein Rückblick auf 100 Jahre Bau- und Betriebserfahrung. *Mitteilungen zur Ingenieur- und Hydrogeologie RWTH Aachen* 89, S. 91-100.
- Diersch, H.J.G. (2014): *Finite element modeling of flow, mass and heat transport in porous and fractured media*, Springer Verlag, p. 60.
- Dietrich, P., Helmig, R., Sauter, M., Hötzl, H., Köngeter, J., Teutsch, G. (2005): *Flow and transport in fractured porous media*, Springer Verlag, p. 447.
- Doherty, J. (2003): Ground water calibration using pilot points and regularization, *Ground Water*, 41(2): 170-177.
- Dufresne, D.P., Drake, C.W. (1999): Regional groundwater flow model construction and wellfield site selection in a karst area, Lake City, Florida. *Engineering Geology*, 52(1-2): 129-139.

Eberhardt, E., Stead, D., Coggan, J.S. (2003): Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes - the 1991 randa rockslide. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*.

Ehrenberger, R. (1928): Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. Wien: Hydrographisches Zentralbureau, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Sonderdruck aus: Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines, 1928: S. 71-112, Wien.

Fachsektion Hydrogeologie in der Deutschen Geologischen Gesellschaft (FH-DGG) 19.2, S. 107-117, doi: 10.1007/s00767-014-0261-9.

Ferrero, A.M., Umili, G. (2011): Comparison of methods for estimating fracture size and intensity: Aiguille du Marbrée (Mont Blanc). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48: 1262-1270.

Ford, D., Williams, P. (2007): Karst hydrogeology and geomorphology. John Wiley & Sons Ltd., West Sussex. 576 S.

Geologisches Landesamt Baden-Württemberg (1989): Geologische Karte von Baden-Württemberg 1:25.000, Erläuterungen zu Blatt 7524 Blaubeuren.- 64 S., 4 Taf., 5 Tab., 10 Beil.; Freiburg.

Gerstner, R. (2004): Karst und Wasserkraft in Vorarlberg. *Vorarlberger Naturschau*, 15: 157-168.

Geyer, O. F., Gwinner, M. P. (2011): Geologie von Baden-Württemberg. 5. Auflage, Schweizerbart, Stuttgart, S. 627.

Giesecke, J., Mosonyi, E. (2003): Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb. 3. Überarb. Aufl., Springer-Verlag, Berlin, S. 812.

Gillbricht, C. A., Desi, R., Radmann, K.J. (1999): Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis: Beispiele zu Durchführung und Auswertung. Kay. W Sörensen, Hamburg, S. 87.

Goodman R.E. (1970): Deformability of joints. In: Proc. Symp. Determination of the In-situ Modulus of deformation of rock, 2-7 February, Denver, Colorado. *AsTm Spec. Tech. Publ.*, 477: 174-196.

Goodman R.E. (1974): The mechanical properties of joints. In: Proc. 3rd. Int. Congr. International Society of Rock Mechanics, Denver, Colorado. National Academy of Sciences, Washington, DC, 1: 127-140.

Greene, E.A., Shapiro, A.M., Carter, J.M. (1999): Hydrogeologic characterization of the Minnelusa and Madison aquifers near Spearfish, South Dakota. *US Geol. Surv., Water Resour. Inv. Rept.* 98-4156, 64.

Griffiths, D.V., Lane, P.A. (1999): Slope stability by finite elements. *Geotechnique*, 49(3): 387-403.

Gwinner, M. P. (1976): Origin of the Upper Jurassic Limestones of the Swabian Alb (Southwest Germany). *Contributions to Sedimentary Geology: Vol. 5*. Stuttgart: E. Schweizerbart.

- Hakami, E., Larsson, E. (1996): Aperture measurements and flow experiments on a single natural fracture. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 33(4): 395-404.
- Hans-Jörg G.D. (2014): Finite element modeling of flow, mass and heat transport in porous and fractured media. Springer, Heidelberg, Berlin.
- Harrison, B., Sudicky, E.A., Cherry, J.A. (1992): Numerical analysis of solute migration through fractured clayey deposits into underlying aquifers. *Water Resources Research*, 28(2): 515-526.
- Herbert, A.W., Lanyon, G.W. (1994): NaPSac (release 3.0) command reference manuel.- AEA D&R 0273 Release 3.0, AEA Technology, Harwell.
- Hiller, T., Kaufmann, G., Romanov, D. (2011): Karstification beneath dam-sites: from conceptual models to realistic scenarios. *Journal of Hydrology*, 389: 202-211.
- Hoek, E., Brown, E.T. (1980): *Underground excavation in rock*. Taylor & Francis, Auflage: 1980, London.
- Holland, M., Saxena, N., Urai, J.L. (2009a): Evolution of fractures in a highly dynamic thermal hydraulic, and mechanical system: (II) Remote sensing fracture analysis, Jabal Shams, Oman Mountains, *GeoArabia*, 14: 163-194.
- Hu, H, Fernández-Steegeer, T.M., Dong, M., Azzam, R. (2012): Numerical modeling of LiDAR-based geological model for landslide analysis. *Automation in construction*, 24: 184-193.
- Huntoon, P.W. (1994): Is it appropriate to apply porous media groundwater circulation models to karstic aquifers? In: El-Kadi, A.I., (Ed.), *Groundwater Models for Resources Analysis and Management*, 1994 Pacific Northwest/Oceania Conference, Honolulu, HI, p. 339-358.
- Hvorslev, M.J. (1951): Time lag and soil permeability in ground water observations, U.S. Army, Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg MS., Bull. 36.
- Ing.-Büro Dr. Köhler H.J. und Dr. Pommerening, J. (2006): Gutachten zur geohydraulischen/geotechnischen Standorterkundung für "Pumpspeicherwerk Blautal", Blaubeuren/Altental. – Gutachten, Harsum
- Itasca (2006): *FLAC-User's Guide*. Itasca Consulting Group, Inc.
- Itasca: UDEC (2000): *User's Guide*. - Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota.
- Jackson, C.P., Hoch, A.R., Todman, S. (2000): Self-consistency of a heterogeneous continuum porous medium representation of a fractured medium. *Water Resources Research*, 36(1): 189-202.
- Jacob, C.E. (1947): Drawdown test to determine effective radius of artesian well. *American Society of Civil Engineers Transactions*, 112: 1047-1070.

Jacob, C.E. (1963): Determining the permeability of water-table aquifers. - U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1536-I: 245-271, Washington.

Janbu, N. (1954): Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc Eur Conf Stab Earth Slopes, 3: 43-49.

Jeng, Y.S. (1974): Slope stability analysis. Department of the Army, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS.

Jing, L. (2003): A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 40: 283-353.

Jing, L., Hudson, J.A. (2002): Numerical methods in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39(4): 409-427.

Jing, L., Stephansson, O. (2007): Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: theory and applications. Elsevier Science.

Jones, F.O., Embury, D.R., Peterson, W.L. (1961): Landslides along the Columbia River Valley, Northeastern Washington. U.S. Geological Survey Professional Paper, 367. Government Printing Office, Washington, DC, U.S. 98 pp.

Kawamoto, T., Ichikawa, Y., Kyoya, T. (1988): Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 12: 1-30.

Keeler, R.R., Zhang, Y.K. (1997): Modeling of groundwater flow in a fractured-karst aquifer in the Big Springs Basin, Iowa. Geol. Soc. Am., Abs. Programs, 29 (4): p. 25.

Kemeny, J., Turner, K. (2008): Ground based LIDAR. Rock slope Mapping and assessment. Technical report of the Central Federal Lands Highway Division FHWA-CFL/TD-08-006, Federal Highway Administration, S. 114.

Kenney, T.C. (1992): Slope stability in artificial reservoirs: influence of reservoir level, selected cases, and possible solutions. In: Semenza, E., Melidoro, G. (Eds.), Proceedings of the Meeting on the 1963 Vaiont Landslide, 17-19 September 1986, Ferrara, Consiglio and Vaiont. Grafica Ferrarese, Ferrara, Italy, p. 67-85.

Knochemus, L.A., Robinson, J.L. (1996): Descriptions of anisotropy and heterogeneity and their effect on ground-water flow and areas of contribution to public supply wells in a karst carbonate aquifer system. US Geol. Surv., Water Supply Paper 2475, 47.

Köhler, A., Hennings, S., Nguyen, H.T., Fernández-Steeger, T.M. (2013): Strukturuntersuchungen zur Gebirgsdurchlässigkeit und Standsicherheit mittels TLS am Beispiel des geplanten Pumpspeicherwerks

Blautal, Structural analysis for permeability and stability assessment by use of TLS for the pumped storage hydropower plant Blautal, in: Veröffentlichungen zur 19. Tagung für Ingenieurgeologie und zum Forum für Junge Ingenieurgeologen : München, 13.-16. März 2013 / Veranst.: Fachsektion Ingenieurgeologie, DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Köngeter, J., Lagendijk, V., Jansen, D., Vogel, T. (2000): Festgestein-Aquiferanalog: Experimente und Modellierung, Teilprojekt 4: Einsatz von äquivalenten Modellansätzen. Arbeitsbericht DFG.Projekt Nr. Ko1573/2.2, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen.

Koike, K., Nagano, S., Ohmi, M. (1995): Lineament analysis of satellite images using a segment tracing algorithm (STA), *Computers and Geosciences*, 21: 1091-1104.

Kolditz, O. (1994): Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen im geklüfteten. NLFB Bericht, 112281, 202.

Kolditz, O. (1997): Strömung, Stoff- und Wärmetransport im Klüftgestein. Gebr. Borntraeger, Berlin. Stuttgart.

Kosakowski, G. (1996): Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüfteten Medien: Vom natürlichen Kluftsystem zum numerischen Gitternetzwerk. VDI Verlag GmbH.

Kröhn, K.P. (1991): Simulation von Transportvorgängen im klüftigen Gestein mit der Methode der Finiten Elemente. Dissertation, Universität Hannover, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen.

Kuniansky, E.L. (1993): Multilayer finite-element model of the Edwards and Trinity aquifers, Central Texas. In: Dutton, A.R., (Ed.), Multilayer Finite-Element Model of the Edwards and Trinity Aquifers, American Institute of Hydrology, p. 234-249.

Lane, P.A., Griffiths, D.V. (2000): Assessment of stability of slopes under drawdown conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 126 (5): 443-450.

Lapointe, P.R. (2002): Derivation of parent population statistics from trace length measurements of fractal populations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39: 381-388.

Larocque, M., Banton, O., Ackerer, P., Razack, M. (1999): Determining karst transmissivities with inverse modeling and an equivalent porous media. *Ground Water*, 37: 897-903.

Lawson, C. L., Hanson, J. R. (1995): Solving Least Squares Problems, *SIAM Classics in Mathematics*, pp 337, Philadelphia, Pennsylvania.

Lato, M., Diederichs, M., Hutchinson, D.J. Harrap, R. (2009): Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46: 194-199.

- Lee, C.H., Farmer, I.W. (1993): Fluid flow in discontinuous rocks. Chapman & Hall, New York.
- Lemaitre, J. (1971): Evaluation of dissipation and damage in metals submitted to dynamic loading. Proceedings I.C.M., volume 1, Kyoto, Japan.
- Liao, H., Ying, J., Gao, S., Sheng, Q. (2005): Numerical analysis on slope stability under variations of reservoir water level. In: Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, F., Wang, G. (Eds.), Landslides, Risk Analysis and Sustainable Disaster Management. Springer, Berlin, p. 305-311.
- Long, J.C.S., Remer, J.S., Wilson, C.R., Witherspoon, P.A. (1982): Porous media equivalents for networks of discontinuous fractures. Water Resources Research, 18(3): 645-658.
- Louis, C. (1967): Strömungsvorgänge in klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels.- Ph.D. Thesis, Technische Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Makurat A., Barton N., Rad N.S. (1990): Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. In: Barton N, Stephansson O (eds) Rock Joints. Balkema, Rotterdam, 535-540.
- Marsily, G.D. (1978): De l'identification des Systèmes Hydrogéologiques, Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Paris VI, France.
- Mauldon, M., Dunne, W.M., Rohrbaugh, M.B. (2001): Circular scanlines and circular windows: new tools for characterizing the geometry of fractures traces. Journal of Structural Geology, 23: 247-258.
- Meier, D., Kronberg, P. (1989): Klüftung in Sedimentgesteinen. Ferdinand Enke, Stuttgart. Priest, S.D. 1993. Discontinuity Analysis for Rock Engineering. Springer.
- Michalowski, R.L. (2009): Critical pool level and stability of slopes in granular soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 135 (3): 444-448.
- Milanovic, P.T. (2002): Subsidence hazards as a consequence of dam, reservoir and tunnel construction. International Journal of Speleology, 31: 169-180.
- Miller, C.T., Weber, W.J. (1983): Rapid solution of the nonlinear step-drawdown equation. Groundwater, 21(5): 584-588.
- Min, K.B., Jing, L. (2003): Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 40(6): 795-816.
- Moreno, L., Tsang, Y.W., Tsang, C.F., Hale, F.V., Neretnieks, I. (1988): Flow and tracer transport in a single fracture: A stochastic model and its relation to some field observations. Water Resources Research WRERAO, 24(12).

- Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965): The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15, 79-93.
- Müller, L. (1968): New considerations on the Vaiont slide. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 6: 1-91.
- Murakami, S., Ohno, N. (1981): A continuum theory of creep and creep damage. In A.R.S. Ponter and D.R. Hayhurst, editor, *Creep in Structures*, p. 442-444. Springer, Berlin.
- Narr, W. (1996): Estimating average fracture spacing in subsurface rock. *AAPG Bulletin*, 80(10): 1565-1586.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. (1970): River flow forecasting through conceptual models part I - A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10(3): 282-290.
- National Research Council (1996): *Rock fractures and fluid flow, Contemporary Understanding and Applications*: National Research Council, National Academy Press, Washington, DC, p. 551.
- Neukum, C., Köhler, H.J., Fernández-Steeger, T.M., Hennings, S., Azzam, R. (2014): Pumpspeicherbecken im Karstgrundwasserleiter des Weißen Jura der Schwäbischen Alb, Pumped-storage hydroelectric power plant in the Jurassic karst aquifer of the swabian alb, Germany, in: *Grundwasser : Zeitschrift der Fachsektion Hydrogeologie in der Deutschen Geologischen Gesellschaft (FH-DGG)* 19(2): 107-117.
- Neuman, S.P. (1987): Stochastic continuum representation of fractured rock permeability as an alternative to the REV and fracture network concepts. In: Custodio, E., Gurgui, A., Lobo-Ferreira, J.P. (Eds.), *NATO Advanced Workshop on Advances in Analytical and Numerical Groundwater Flow and Quality Modelling*, NATO ASI Series, Series C: Mathematical and Physical Sciences, 224: 331-362.
- Neuman, S.P. (1994): Generalized scaling of permeabilities: validation and effect of support scale.- *Geophys. Res. Lett.* 21(5): 349-352.
- Nguyen, H.T., Fernandez-Steeger, T.M., Wiatr, T., Rodrigues, D., Azzam, R. (2011): Use of terrestrial laser scanning for engineering geological applications on volcanic rock slopes an example from Madeira Island (Portugal). *Nat Hazards Earth Syst Sci.*, 11: 807-817.
- Nonveiller, E. (1967): Discussion of paper by V. Menci on mechanics of landslides with noncircular surfaces with special reference to Vaiont slide. *Geotechnique*, 17 (2): 170-171.
- Öhman, J., Niemi, A. (2003): Upscaling of fracture hydraulics by means of an oriented correlated stochastic continuum model. *Water Resource Research*, 39(10): 1277-1289.
- Olsson, R., Barton, N. (2001): An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, 38: 317-329.

- Oron, A.P., Berkowitz, B. (1998): Flow in rock fractures: The Local Cubic Law Assumption Reexamined. *Water Resources Research*, 34(11): 2811-2825.
- Pahl, P.J. (1981): Estimating the mean length of discontinuity traces, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 18: 221-228.
- Panda, B.B., Kulatilake, P. (1999): Effect of joint geometry and transmissivity on jointed rock hydraulics. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(1): 41-50.
- Pankow, J.F., Johnson, R.L., Hewetson, J.P., Cherry, J.A. (1986): An evaluation of contaminant migration patterns at two waste disposal sites on fractured porous media in terms of the equivalent porous medium (EPM) model. *J. Contaminant Hydrol.*, 1: 65-76.
- Paronuzzi, P., Rigo, E., Bolla, A. (2013): Influence of filling-drawdown cycles of the Vaiont reservoir on Mt. Toc slope stability. *Geomorphology*, 191: 75-93.
- Pate, K., Haneberg, W.C. (2011): Photogrammetric and LiDAR 3D rock slope discontinuity mapping for interpretation surveys to improve baseline information for planning, design, and construction of capital improvement projects at hydroelectric facilities. *Proc. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, San Francisco, CA, June 26-29, 2011, ARMA 11-520, p. 8.
- Pérez-Claros, J.A., Palmqvist, P., Olóriz, F. (2002): First and second orders of suture complexity in ammonites: A new methodological approach using fractal analysis. *Mathematical Geology*, 34: 323-343.
- Petley, D.N., Petley, D.J. (2006): On initiation of large rockslides: perspectives from a new analysis of the Vaiont movement record. In: Evans, S.G., Scarascia Mugnozza, G., Strom, A., Hermanns, R.L. (Eds.), *Landslides from Massive Rock Slope Failure*. Springer, Dordrecht, Netherlands, p. 77-84.
- Pfingsten, W. (1990): Stofftransport in Klüften mit porösen Gesteinen. *Mitteilungen, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau, Universität Hannover*.
- Pickering, G., Bull, J.M., Sanderson, D.J. (1995): Sampling power-law distributions. *Tectonophysics*, 248: 1-20.
- Priest, S.D. (1993): *Discontinuity analysis for rock engineering*. - 472 S.; London.
- Priest, S.D. (2004): Determination of discontinuity size distributions from scanline data. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37: 347-368.
- Quinlan, J.F., Davies, G.J., Jones, S.W., Huntoon, P.W. (1996): The applicability of numerical models to adequately characterize ground-water flow in karstic and other triple-porosity aquifers. In: Ritchy, J.D., Rumbaugh, J.O. (Eds.), *Subsurface Fluid-Flow (Ground-Water and Vadose Zone) Modeling*, ASTM STP 1288, American Society for Testing and Materials, p. 114-133.

- Riley, M.S. (2004): An algorithm for generating rock fracture patterns: mathematical analysis.- *Math. Geol.*, 36(6): 683-702.
- Riley, M.S. (2005): Fracture trace length and number distributions from fracture mapping: *Journal of Geophysical Research*, 110, B08414, 16 p..
- Rorabaugh, M.L. (1953): Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian well. *American Society of Civil Engineers Proceedings*, 79(362): 1-23, New York.
- Roy, A., Perfect, E., Dunne, W.M., Mckay, L.D. (2007): Fractal characterization of fracture networks: An improved box-counting technique. *Journal of Geophysical Research*, 112, B12201, 9 p..
- Rutqvist, J. (1995): A method to determine the stress-transmissivity relationship of joints from hydraulic field testing. In *Proceedings of the International Congress on Rock Mechanics*, A.A Balkema, Brookfield, 1: 755-758.
- Ryder, P.D. (1985): Hydrology of the Floridan aquifer system in west-central Florida. *US Geol. Surv. Prof. Paper P 1403-F*, F1–F63.
- Salamon, M.D.G. (1968): Elastic moduli of a stratified rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 5(6): 519-527.
- Scanlon, B.R., Mace, R.E., Barrett, M.E., Smith, B. (2003): Can we simulate regional groundwater flow in a karst system using equivalent porous media models? Case study, Barton Springs Edwards aquifer, USA. *Journal of Hydrology*, 276(1-4): 137-158.
- Schuster, R.L. (1979): Reservoir-induced landslides. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 20: 8-15.
- Schuster, R.L., Wieczorek, G.F. (2002): Landslides triggers and types. In: Rybář, J., Stemberk, J., Wagner, P. (Eds.), *Landslides*. Swets and Zeitlinger, Lisse, Netherlands, p. 59-78.
- Sharma, V.M., Saxena, K.R., Woods, R.D. (1999): *Distinct element modelling in geomechanics*. AA Balkema.
- Snow, D.T. (1965): A parallel plate model of fractured permeable media. - Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- Song, J.J., Lee, C.I. (2001): Estimation of joint length distribution using window sampling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(4): 519-528.
- Spencer, E. (1967): A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1): 11-26.
- Steffen, B. (2012): Prospects for pumped-hydro storage in Germany. *Energy Policy*, 45: 420-429.

Sudicky, E.A., McLaren, R.G. (1992): The laplace transform galerkin technique for large scale simulation of mass transport in discretely fractured porous formations. *Water Resources Research*, 28(2): 499-514.

Terzaghi, K. (1923): Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf Spannungsercheinungen, *Akad. Der Wissenchafen in Wien, Sitzungsberichte, Mathematischnaturwissenschaftliche Klasse, Part Iia*, 142(3-4): 125-138.

Terzaghi, R.D. (1965): Sources of Error in Joint Surveys. *Geotechnique*, 15(3): 287-304.

Teutsch, G., Sauter, M. (1991): Groundwater modeling in karst terranes: scale effects, data acquisition and field observations. *Proceedings of the Third Conference on Hydrogeology, Ecology, Monitoring, and Management of Ground Water in Karst Terranes*, Nashville, Tennessee, National Ground Water Association, Dublin, Ohio, p. 17-34.

Teutsch, G. (1993): An extended double-porosity concept as a practical modelling approach for a karstified terrain. *Hydrogeol. Processes in Karst Terranes, Proc. of the Antalya Symp. And Field Seminar*, Oct. 1990, Intl. Assoc. Hyd. Sci. Publ. 207: 281–292.

Theis, C.V. (1935): The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. *American Geophysical Union Transactions*, 16: 519-524, Washington D.C..

Tikhonov, A.N. (1963a): Solution of incorrectly formulated problems and the regularization method: *Soviet Math. Dokl.*, 4: 1035-1038.

Tikhonov, A.N. (1963b): Regularization of incorrectly posed problems: *Soviet Math. Dokl.*, 4: 1624-1627.

Tonkin, M.J., Doherty, J. (2005): A hybrid regularized inversion methodology for highly parameterized environmental models, *Water Resour. Res.*, 41, W10412, doi:10.1029/2005WR003995.

Tsang, Y.W. (1992): Usage of „equivalent apertures“ for rock fractures as derived from hydraulic and tracer tests.- *Water Resour. Res.* 28 (5): 1451-1455.

Turner, A.K., Schuster, R.L. (1996): *Landslides: Investigation and mitigation*. Washington, D.C.: National Academy Press.

Umili, G., Ferrero, A., Einstein, H.H. (2013): A new method for automatic discontinuity traces sampling on rock mass 3D model. *Computers & Geosciences*, 51: 182-192.

USDI (US Department of the Interior) (1990): *Earth Manual, Part 2, A Water Resources Technical Publication. Procedure for constant-head hydraulic conductivity tests in single drill holes (USBR 7310-89)*

Villaescusa, E., Brown, E.T. (1992): Maximum likelihood estimation of joint size from trace length measurements. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 25(2): 67-87.

- Wanakule, N., Anaya, R.A. (1993): A lumped parameter model for the Edwards aquifer. Texas Water Resources Institute, Technical Report No. 163, p. 84.
- Warren, J.E., Root, P.J. (1963): The behaviour of naturally fractured reservoirs. Soc. Pet. Engng J., 3: 245-255.
- Wei, L., Hudson, J.A. (1998): A hybrid discrete-continuum approach to model hydro-mechanical behaviour of jointed rocks. Engineering Geology, 49(3-4): 317-325.
- Weiss, R., Smith, L. (1998): Parameter space methods in joint parameter estimation for groundwater flow models, Water Resour. Res., 34(4): 647-661.
- Witherspoon, P.A., Wang, J.S.Y, Iwai, K., Gale, J.E. (1980): Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. Water Resources Research, 16: 1016-1024.
- Wittke, W., Semprich, S., Plischke, B. (1984): Felsmechanik: Grundlage für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer-Verlag, Auflage: 1984, Berlin.
- Wu, H., Pollard, D.D. (1995): An experimental study of the relationship between joint spacing and layer thickness, Journal of Structural Geology, 17: 887-905.
- Wu, Y.Q. (2009): Geotechnical hydraulics. Science Press, Beijing.
- Yang, C.J. (o. J.): Pumped Hydroelectric Storage. Duke University, Durham, 11 S. USL: <http://people.duke.edu/~cy42/phs.pdf> (Stand: 13.09.2015).
- Yurtsever, Y., Payne, R.B. (1986): Mathematical models based on compartmental simulation approach for quantitative interpretation of tracer data in hydrological systems. Proceedings of the 5th International Symposium of Underground Water Tracing, IGME, Athens, Greece, p. 341–353.
- Zangerl, C., Eberhardt, E., Perzmaier, S. (2010): Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir. Engineering Geology, 112: 53-67.
- Zeeb, C., Göckus, D., Bons, P., Al Ajmi, H., Rausch, R., Blum, P. (2010): Fracture flow modeling based on satellite images of the Wajid sandstone, Saudi Arabia. Hydrogeology Journal, 18: 1699-1712.
- Zeeb, C., Gomez-Rivas, E., Bons, P.D., Blum, P. (2013a): Evaluation of sampling methods for fracture network characterization using outcrops. AAPG Bulletin, 97: 1545-1566.
- Zeeb, C.; Gomez-Rivas, E.; Bons, P. D.; Virgo, S.; Blum, P., (2013b): Fracture Network Evaluation Program (FraNEP): A software for analyzing 2D trace-line maps of fracture networks., Computers and Geosciences, 60: 11-22.

Zhan, T.L.T., Zhang, W.J., Chen, Y.M. (2006): Influence of reservoir level change on slope stability of a silty soil bank. In: Miller, G.A., Zapata, C.E., Houston, S.L., Fredlund, D.G. (Eds.), Proceedings of The Fourth International Conference on Unsaturated Soils, 2-6 April 2006. Geotechnical Special Publications ASCE, Carefree, AZ, p. 463-472.

Zhang, L., Einstein, H.H. (1998): Estimating the mean trace length of rock discontinuities. *Rock Mech. Rock Eng.*, 31(4): 217-235.

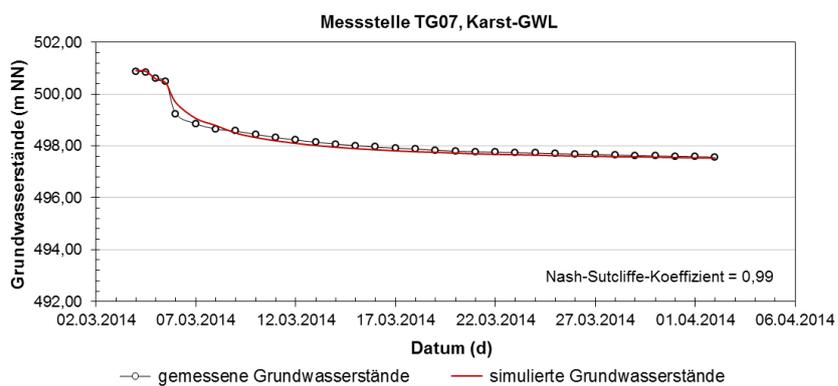
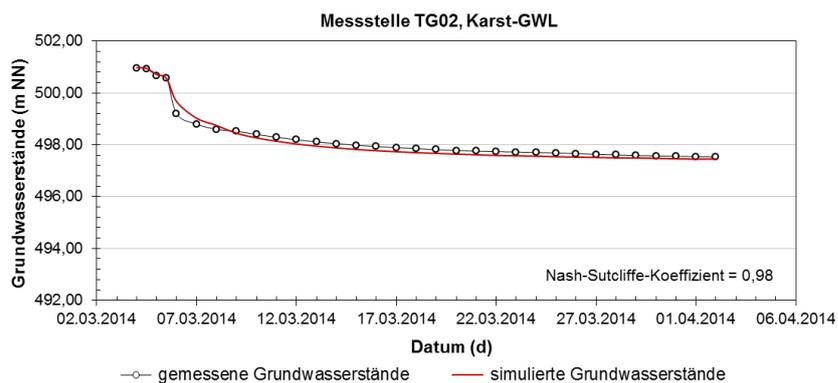
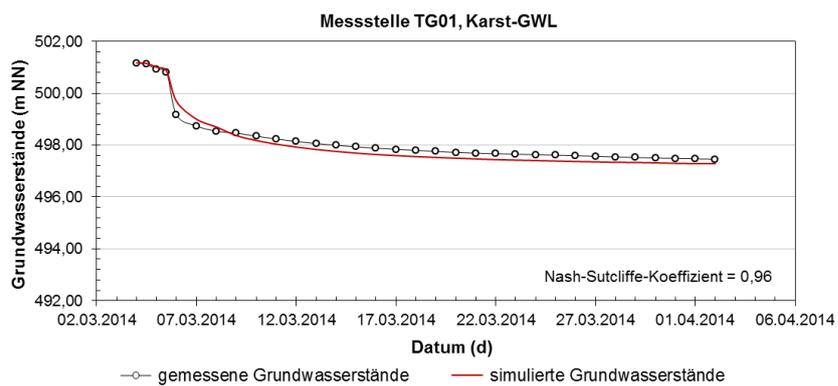
Zhang, Y.K., Bai, E.W., Libra, R., Rowden, R., Liu, H. (1996): Simulation of spring discharge from a limestone aquifer in Iowa. *Hydrogeol. J.*, 4: 41-54.

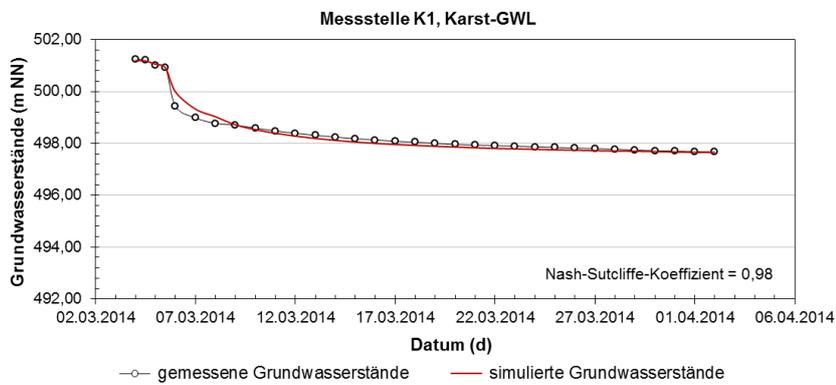
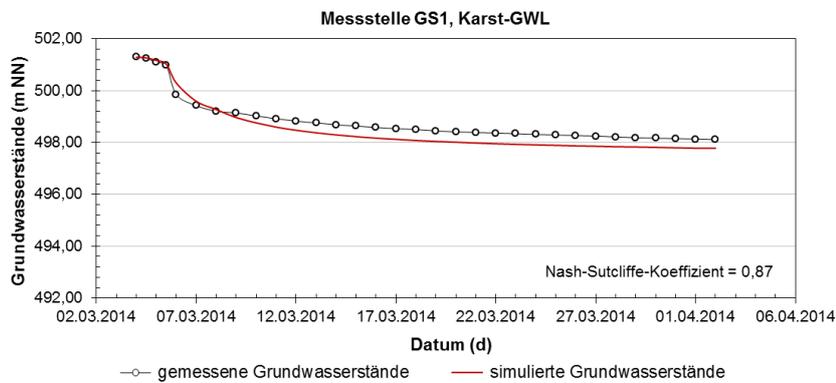
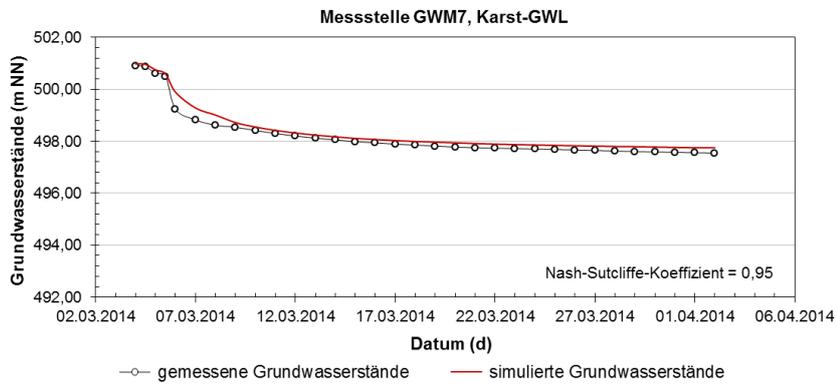
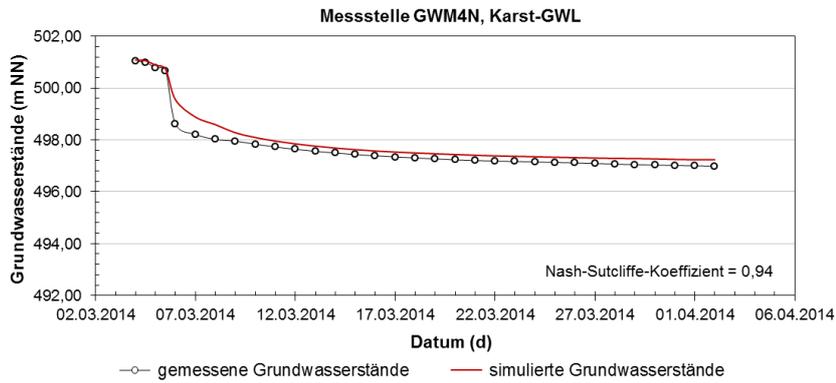
Zhu, D., Yan, E., Hu, G., Lin, Y. (2011): Revival deformation mechanism of Hefeng landslide in the Three Gorges Reservoir based on FLAC3D software. *Procedia Engineering*, 15: 2847-2851.

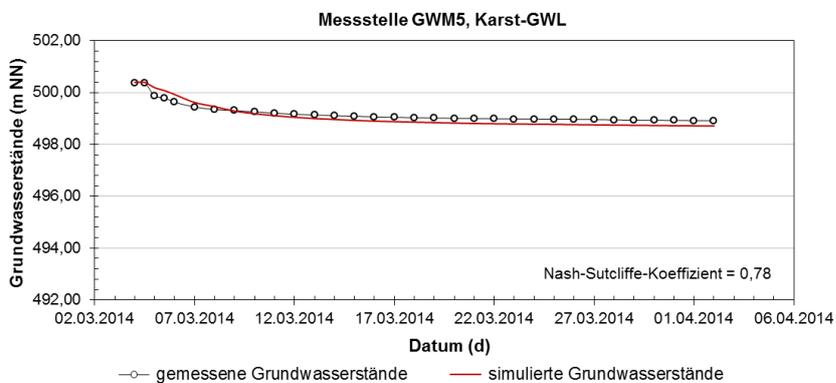
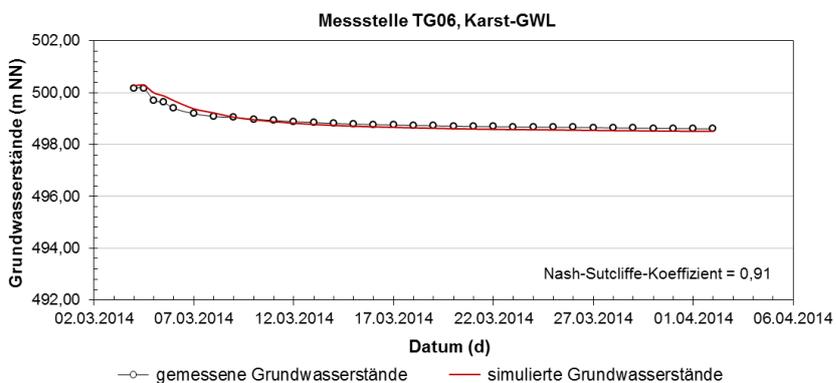
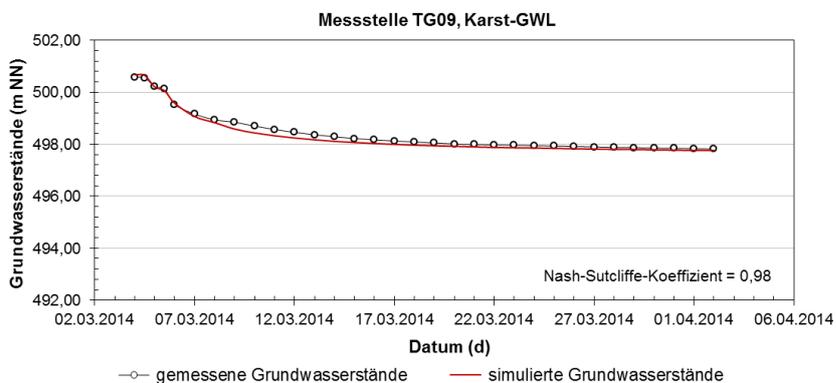
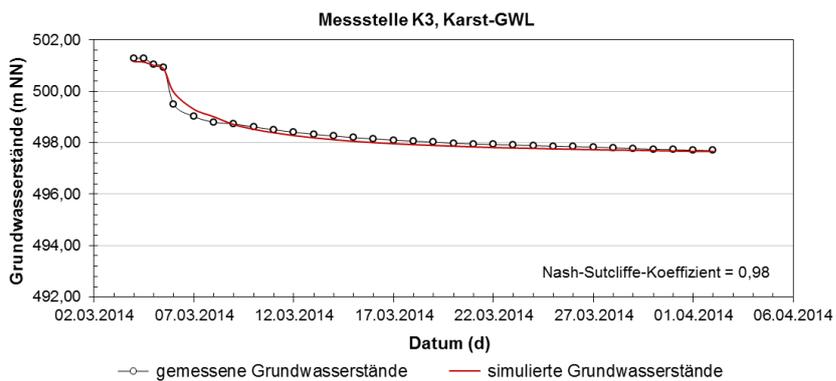
Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C., Lewis, R.W. (1975): Associated and non-associated visco-plasticity in soil mechanics. *Geotechnique*, 25(4): 671-689.

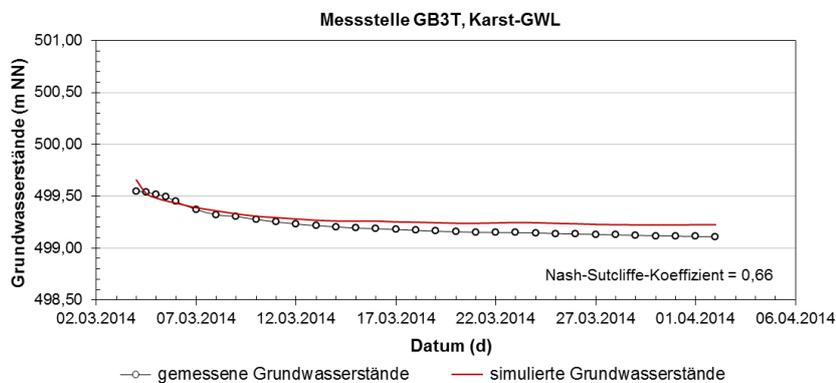
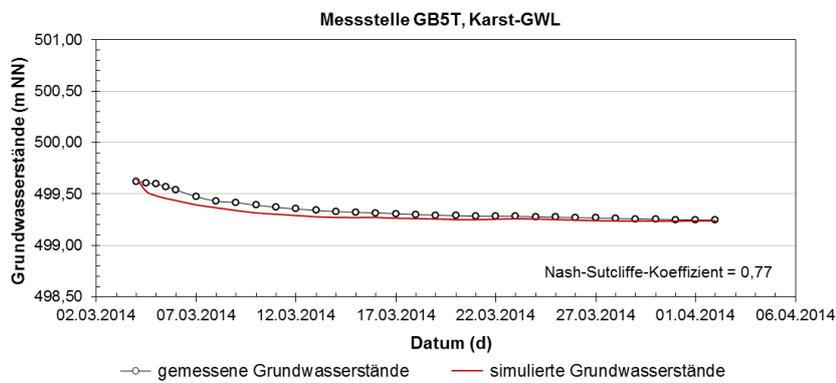
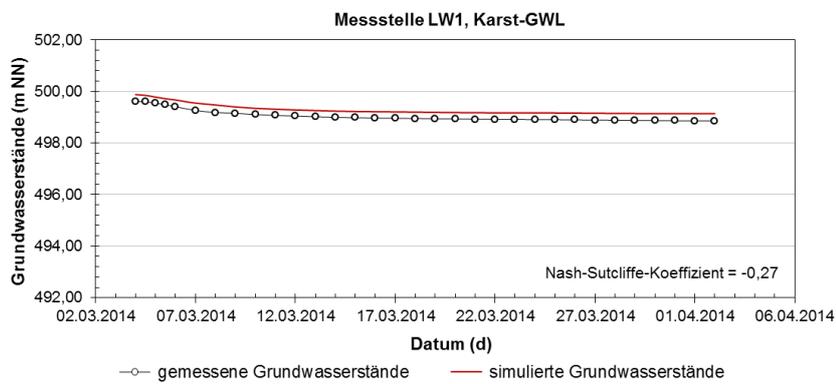
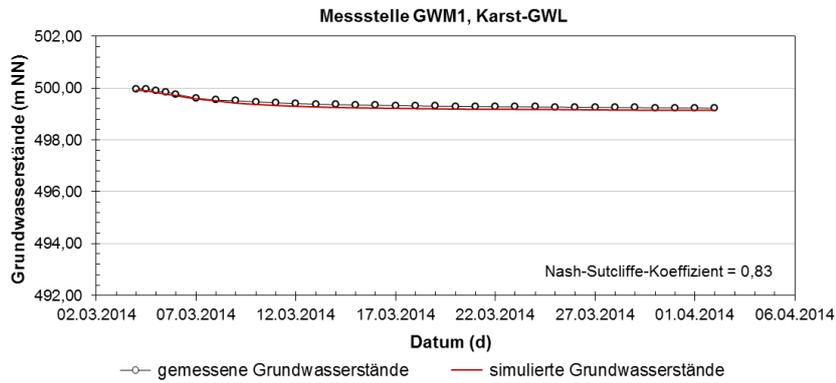
Anhang

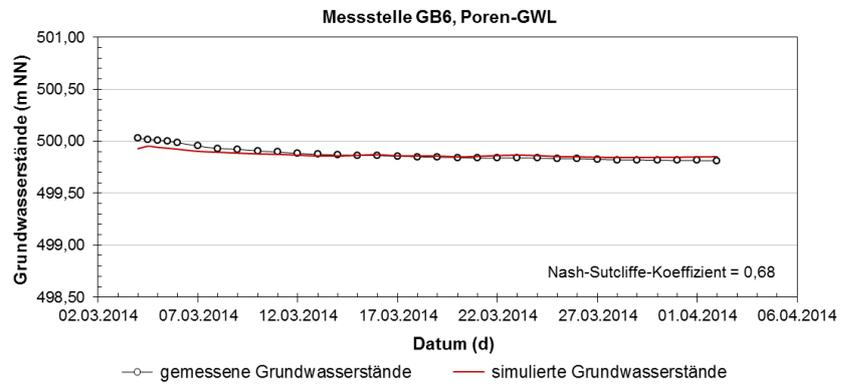
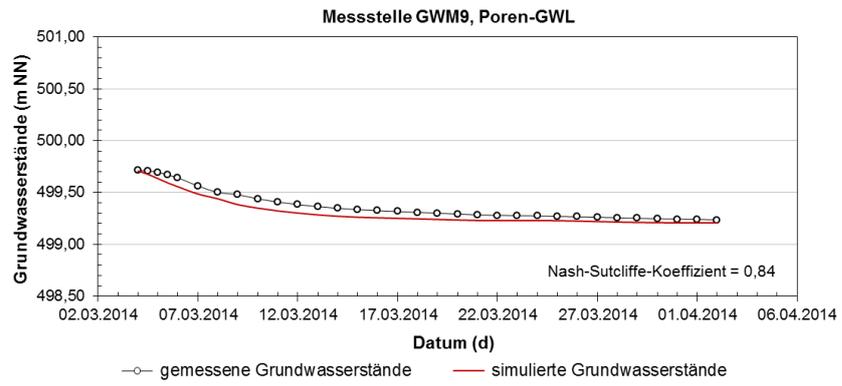
Anhang A: Vergleich der berechneten und gemessenen Grundwasserstände bei der Modellkalibrierung



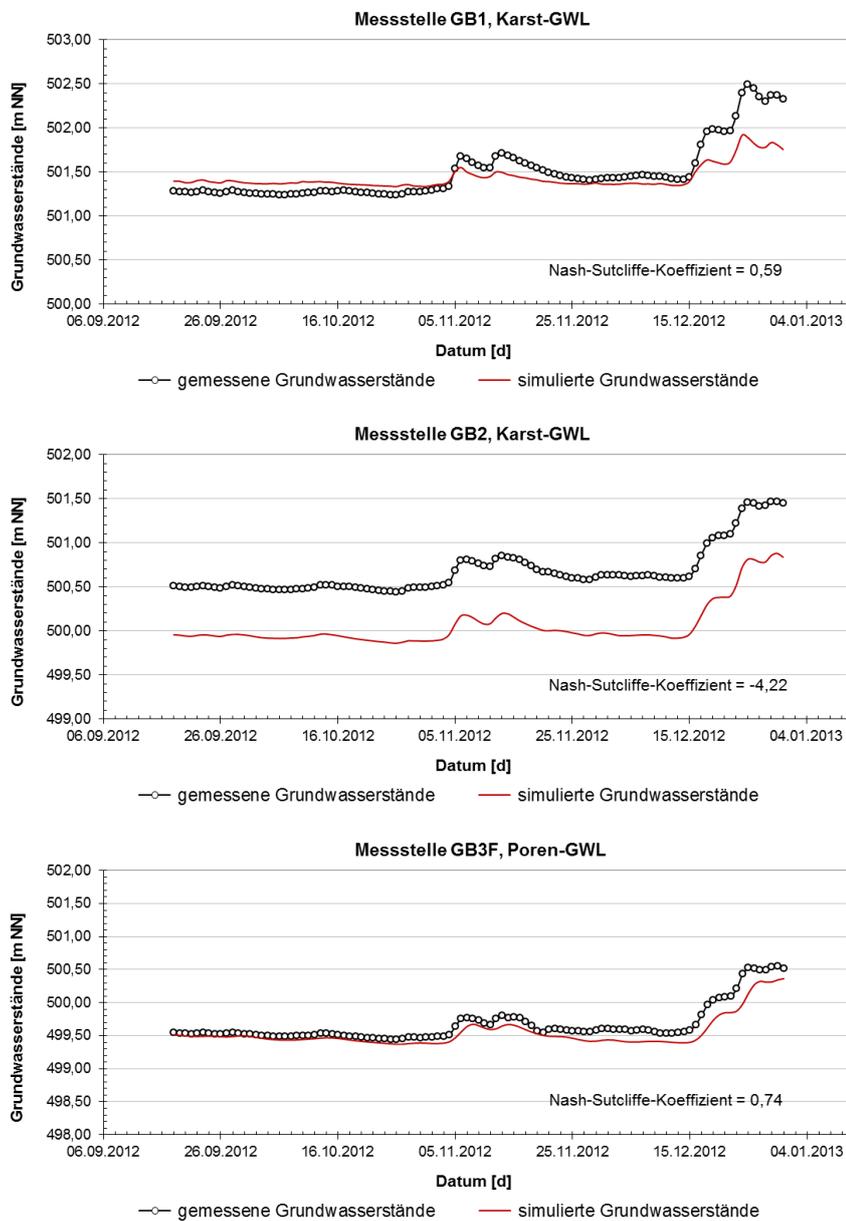


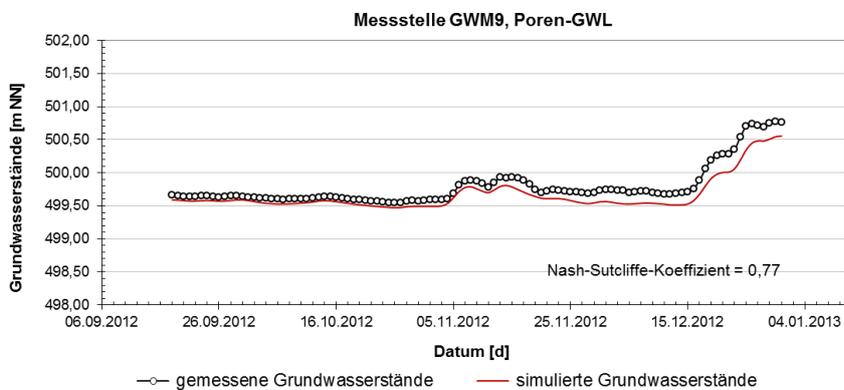
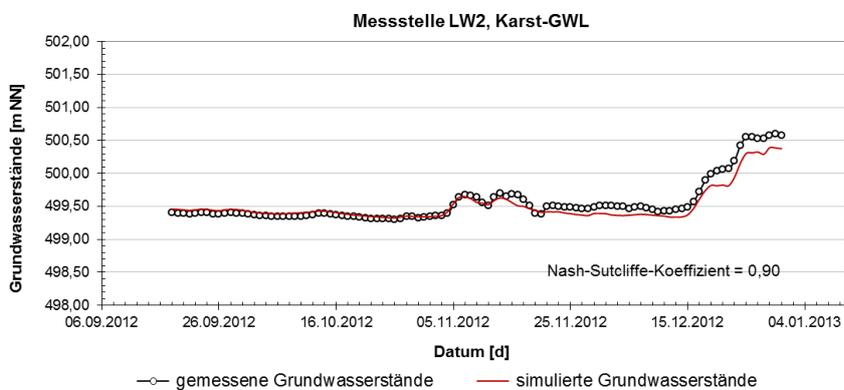
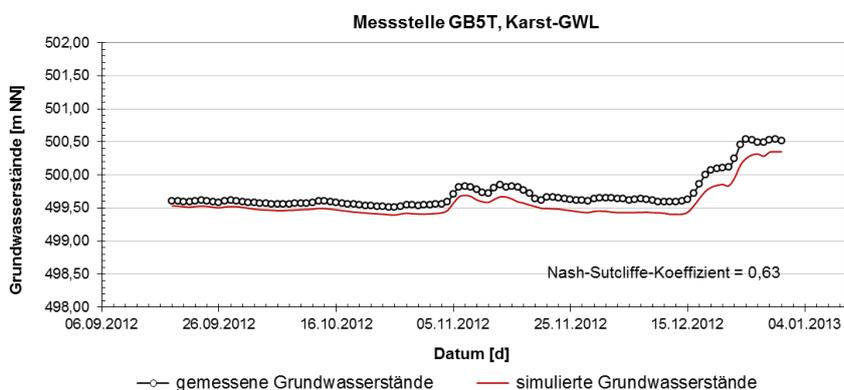
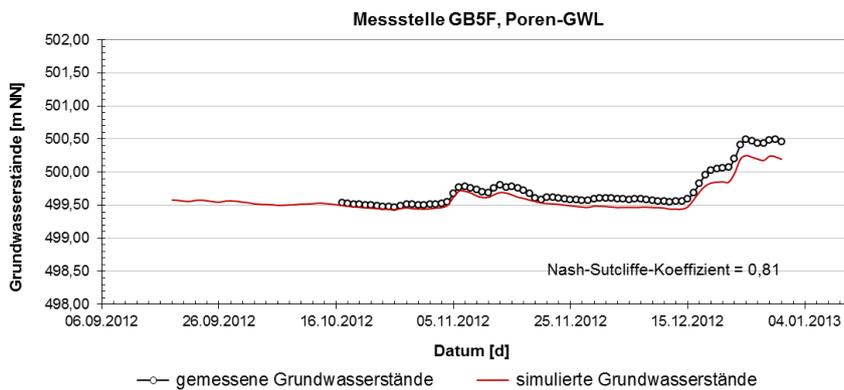


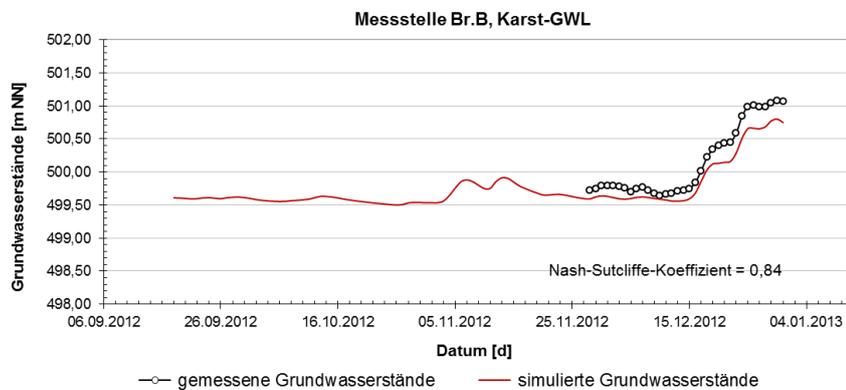
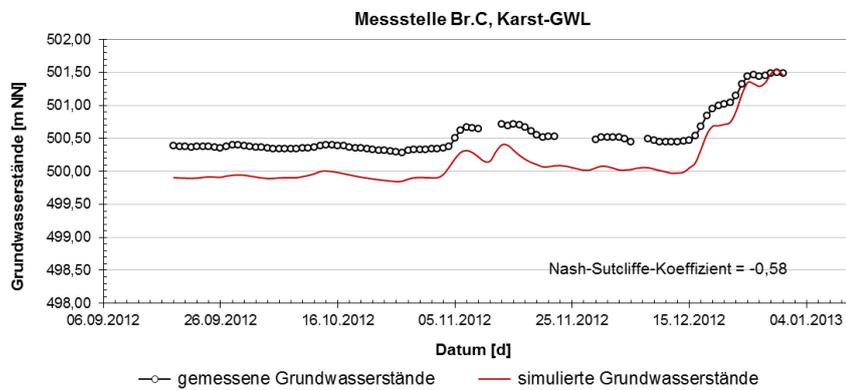
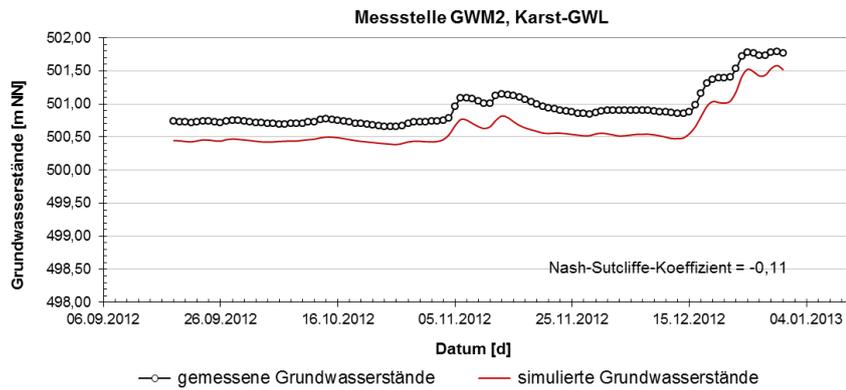


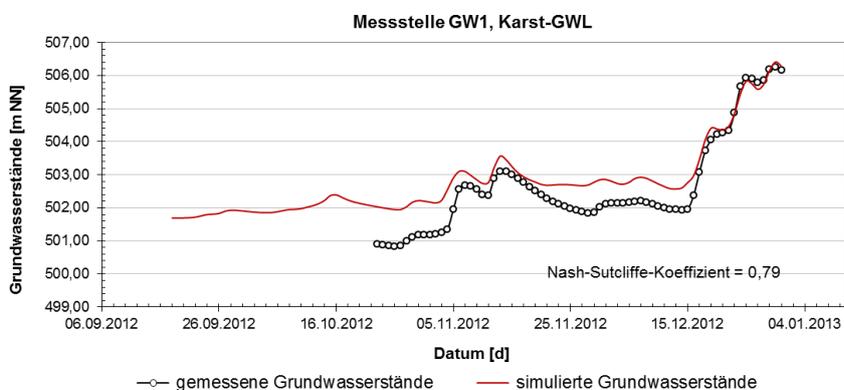
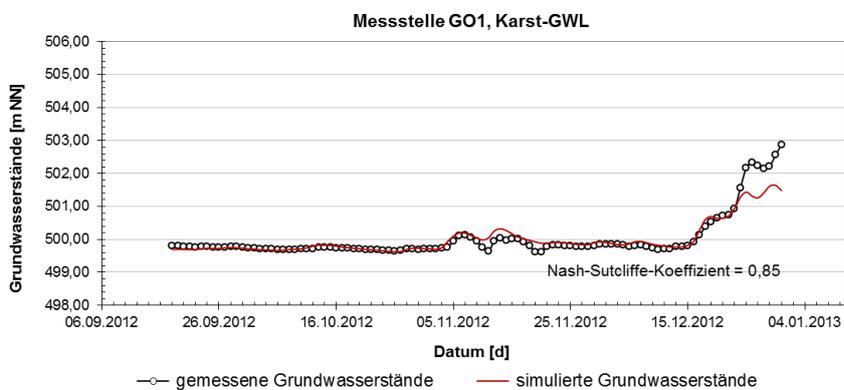
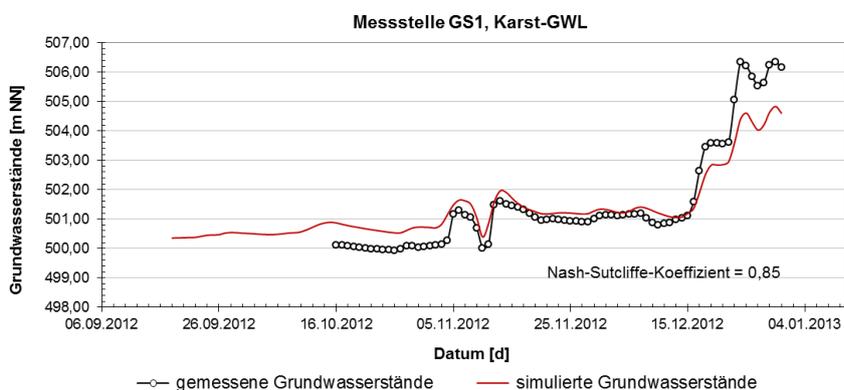
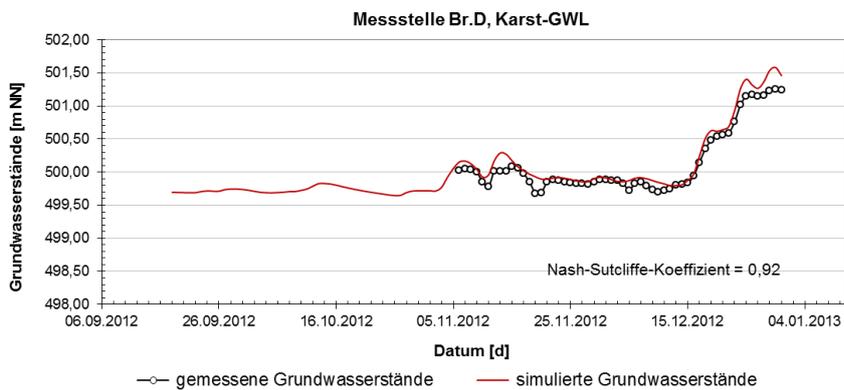


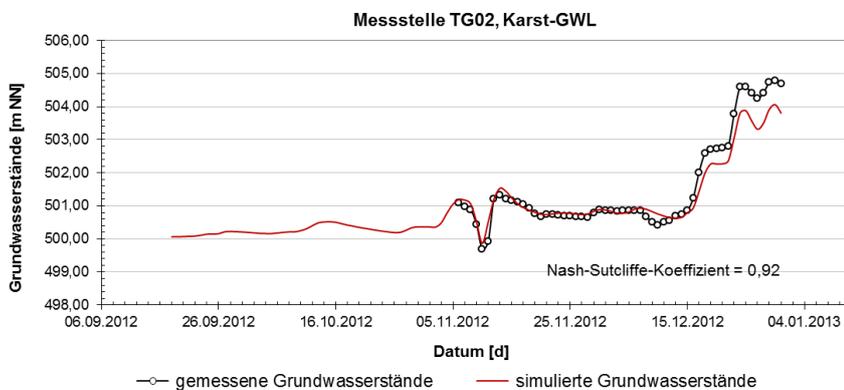
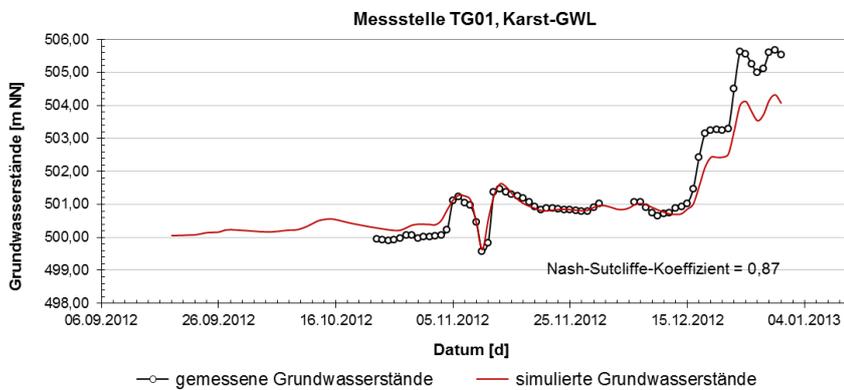
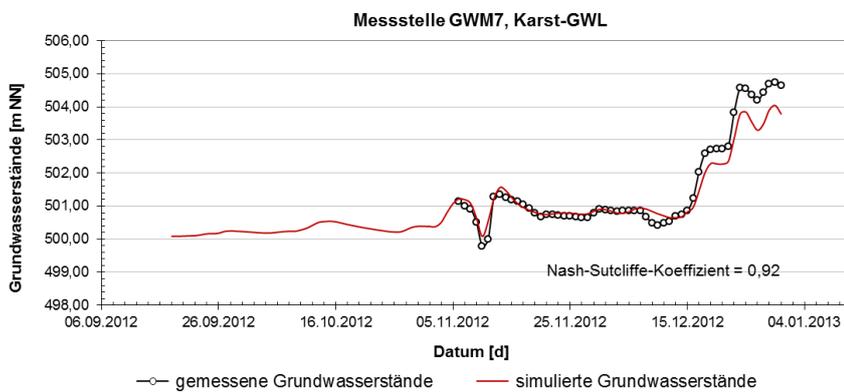
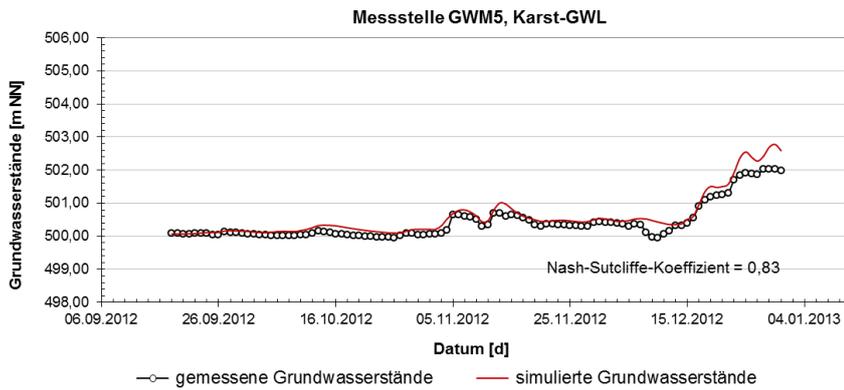
Anhang B: Vergleich der berechneten und gemessenen Grundwasserstände bei der Modellvalidierung

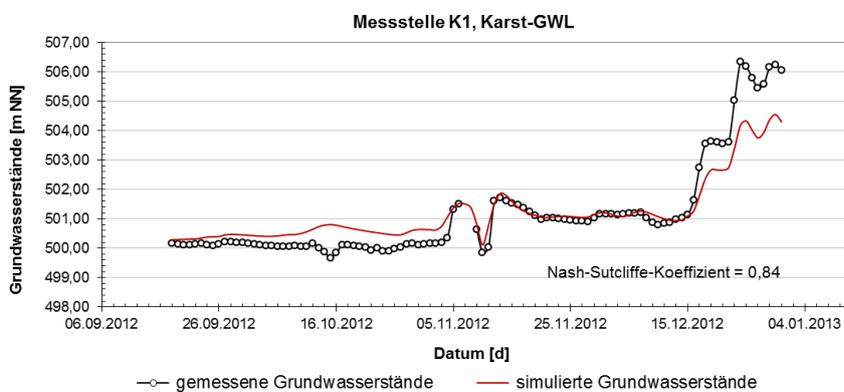
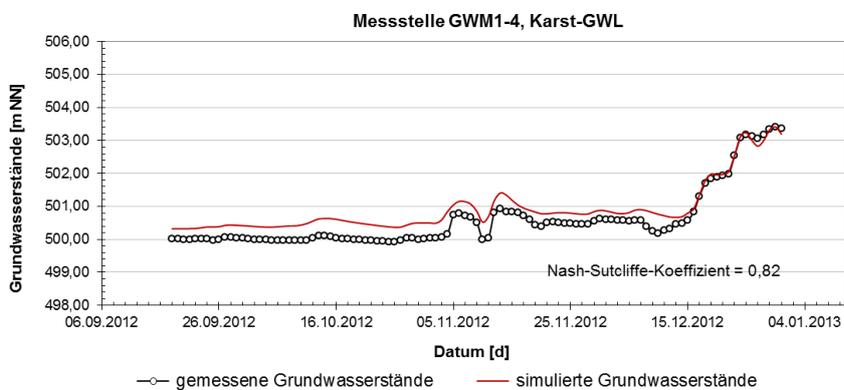
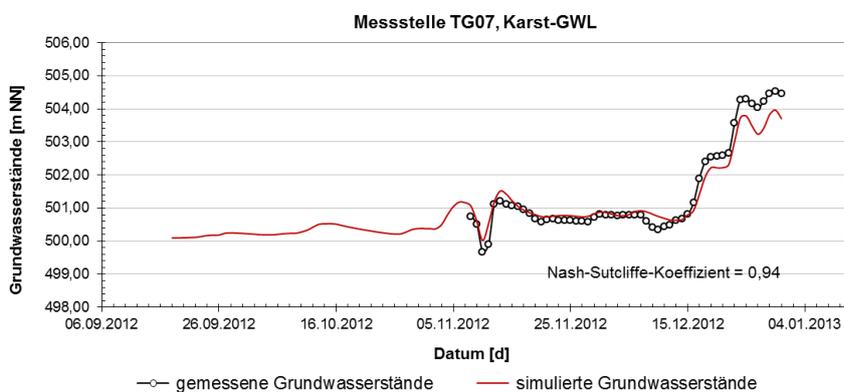
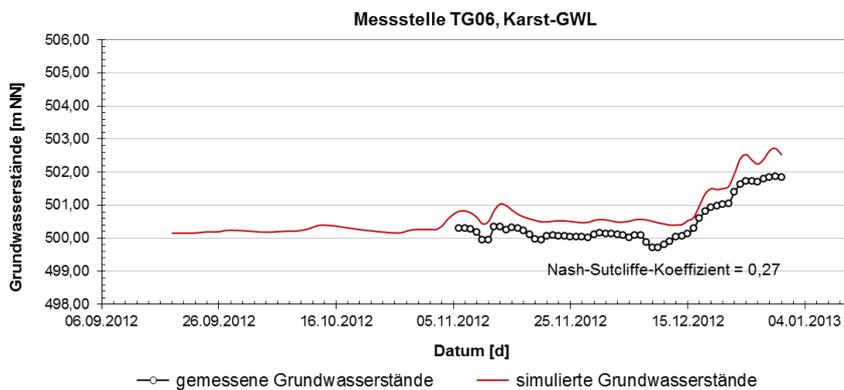












Anhang C: Wasserbilanz am Endzustand beim Szenario 1 von Modellprognosen zur Betriebsphase (in m³/h)

	Nordrand		Südrand		Westrand		Ostrand		Storage Capture/Release		Unterbecken		GWN	Wasserhaushalt
	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	In	
Slice 1	0,35	27,54	0,00	3,56	0,26	1,52	0,14	1,27	11,25	37,44	2,33	690,58	327,22	-420,38
Slice 2	218,94	72,56	0,04	1,28	5,64	12,27	3,44	1,15	0,54	7,09	0,00	0,00	0,00	134,25
Slice 3	202,59	56,85	0,20	0,08	10,13	11,28	3,67	0,68	0,47	2,03	0,00	0,00	0,00	146,14
Slice 4	0,00	0,00	0,20	0,04	14,13	2,34	1,28	0,35	0,83	2,01	0,00	0,00	0,00	11,69
Slice 5	0,00	0,00	0,14	0,01	15,97	2,15	0,89	0,26	0,34	1,57	0,00	0,00	0,00	13,34
Slice 6	0,00	0,00	0,12	0,01	22,90	1,67	0,72	0,63	0,27	1,30	0,00	0,00	0,00	20,42
Slice 7	0,01	0,00	15,24	0,35	32,87	5,00	27,12	7,32	0,46	6,98	0,00	0,00	0,00	56,05
Slice 8	0,00	0,00	17,41	0,10	18,77	3,59	27,44	3,53	1,21	15,34	0,00	0,00	0,00	42,28
Slice 9	0,00	0,00	0,13	0,00	0,41	0,05	0,46	0,03	0,97	9,78	0,00	0,00	0,00	-7,90
Domäne	421,89	156,96	33,47	5,43	121,08	39,86	65,15	15,22	16,34	83,53	2,33	690,58	327,22	-4,11 (0,41%)

Anhang D: Wasserbilanz nach einer Pumpzeit von 36 Tagen beim Szenario 2 von Modellprognosen zur Betriebsphase (in m³/h)

	Nordrand		Südrand		Westrand		Ostrand		Storage Capture/Release		GWN	Wasserhaushalt
	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	In	Out	In	
Slice 1	2,26	18,47	0,00	2,87	0,04	1,21	0,00	1,19	1207,96	37,47	327,22	1151,93
Slice 2	239,80	41,04	0,01	1,46	3,21	11,30	0,61	0,75	6,95	4,96	0,00	192,52
Slice 3	218,58	32,93	0,03	0,57	6,03	10,72	0,77	0,45	5,46	5,14	0,00	181,63
Slice 4	0,00	0,00	0,03	0,38	8,55	1,95	0,31	0,32	8,31	14,61	0,00	0,32
Slice 5	0,00	0,00	0,02	0,18	9,71	1,66	0,22	0,24	43,71	7,05	0,00	44,72
Slice 6	0,00	0,00	0,02	0,14	14,01	1,24	0,19	0,58	92,05	8,88	0,00	95,57
Slice 7	0,00	0,00	2,39	3,11	19,87	3,80	8,48	10,41	139,20	82,37	0,00	73,36
Slice 8	0,00	0,00	4,08	1,97	11,22	2,80	9,03	5,99	16,84	636,71	0,00	-604,32
Slice 9	0,00	0,00	0,03	0,00	0,23	0,06	0,16	0,04	10,91	1,45	0,00	9,78
Domäne	460,64	92,44	6,61	10,69	72,86	34,73	19,77	19,96	1531,39	798,64	327,22	-3,47 (0,39%)