

**ERKUNDUNG UND SANIERUNG  
KONTAMINierter  
GERINGMÄCHTIGER GRUNDWASSERLEITER**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktors der Naturwissenschaften  
an der Fakultät für Bio- und Geowissenschaften  
der Universität Karlsruhe (TH)  
genehmigte  
DISSERTATION

von  
Dipl.-Geol. Wolfgang Breh  
aus Freiburg

Karlsruhe 1997

Tag der Prüfung: 12. November 1997  
Referent: Prof. Dr. H. Hötzl, Universität Karlsruhe (TH)  
Korreferent: Privatdozent Dr. habil. H.-J. Voigt

**Für meine Eltern**

**Ilse und Helmut Breh**

**KURZFASSUNG**

Oberflächennahe Grundwasserleiter mit einer Mächtigkeit kleiner 2 m besitzen charakteristische Eigenschaften, welche für die erfolgreiche Erkundung und Sanierung einer Grundwasserkontamination berücksichtigt werden müssen. Sie werden deshalb zu einem operationell eigenständigen Grundwasserleitertyp zusammengefaßt, dessen wesentliche Eigenschaften die ausgeprägte Abhängigkeit des Wasserstands und der Grundwasserfließrichtung von Niederschlagsereignissen, die Wechselwirkungen mit einem liegenden Hauptgrundwasserleiter und der meist inhomogene Aufbau sind.

Am Projektstandort Bruchsal wurde ein 18 Meßstellen umfassendes Testfeld (80 x 40 m) zur Erforschung eines maximal 0,7 m mächtigen gespannten Grundwasserleiters errichtet. Auf dem Testfeld wurden geologische, hydraulische und hydrochemische Untersuchungen durchgeführt, die eine genaue hydrogeologische Beschreibung des geringmächtigen Grundwasserleiters ermöglichten. Auf der Grundlage der gewonnenen Daten wurde dann die Strömungssituation numerisch modelliert, was aufgrund der starken Dominanz der festzulegenden Randbedingungen nur für stationäre Strömungsverhältnisse gelang.

Für die Untersuchung geringmächtiger Grundwasserleiter wird ein der Problematik angepaßtes Erkundungsschema vorgestellt und wichtige Verfahren auf ihre Eignung zur Erkundung dieses Grundwasserleitertypus untersucht. Hierzu zählen Rammkernsondierungen, die Errichtung von Grundwassermeßstellen, hydraulische Tests und Tracerversuche. Es konnte gezeigt werden, daß diese Verfahren bei richtiger Anwendung eine detaillierte Erfassung von geringmächtigen Grundwasserleitern ermöglichen.

Bei der Wahl des Sanierungsverfahrens müssen neben schadstoffspezifischen Überlegungen die charakteristischen Eigenschaften der oberflächennahen geringmächtigen Grundwasserleiter berücksichtigt werden. Bei hydraulischen in-situ Sanierungsverfahren sind hierfür geeignete Brunnenanlagen zu errichten und Pumpenaggregate zu wählen, die auch bei kleinen Förderraten kontinuierlich arbeiten können. Anhand von Untersuchungen an verschiedenen Projektstandorten konnte gezeigt werden, daß spezielle Vertikalfilterbrunnen (DUO-Brunnen) und verlaufsgesteuerte Horizontalfilterbrunnen mit Filterrohren aus porösem Polyethylen in Kombination mit großen, frequenzgeregelten Peristaltikpumpen sowie unterstützendes in-situ Strippen wirksame technische Lösungen für die Sanierung geringmächtiger Grundwasserleiter darstellen.

**ABSTRACT**

(Investigation and Remediation of Contaminated Thin Aquifers)

Near-surface aquifers with a thickness smaller than 2 metres have certain characteristics, which have to be taken into account for a successful investigation and remediation of a groundwater contamination.

For this reason, they can be referred to as a separate aquifer type. Their essential characteristics are the distinct dependence of the groundwater level and the flow direction on precipitation events, the interaction with an underlying main aquifer, and their mostly inhomogeneous structure.

At the location of Bruchsal (Germany), we have established a test-field (80 x 40 m) that consists of 18 monitoring wells for the investigation of an up to 0.7 m thick confined aquifer. On this test-field we have carried out geological, hydraulic and hydrochemical investigations that made an exact description of the thin aquifer possible. On the basis of the obtained data we computed a numeric flow model. Because of the dominance of the boundary conditions, this was only possible for steady state flow conditions.

For the investigation of thin aquifers I introduce an investigation scheme that is especially conceived for this problem. In addition I examine important hydraulic methods for their applicability with regard to the investigation of this aquifer type, e. g. soundings, the installation of groundwater monitoring wells, hydraulic tests, and tracer tests. It could be shown that these methods, if they are used correctly, can make a detailed investigation of the thin aquifer possible.

For choosing the remedial measures, specific considerations about the harmful substances as well as the special characteristics of the near-surface thin aquifers have to be taken into account. For hydraulic in-situ remediation techniques, suitable wells have to be installed. The pumping units should work continuously even with low extraction rates. From investigations at different locations, it could be shown that special vertical filter wells (DUO-wells) and horizontal filter wells with filter pipes made of porous polyethylene in combination with large, frequency controlled peristaltic pumps and in-situ stripping are effective technical solutions for the remediation of thin aquifers.

## VORWORT UND DANK

Die in dieser Arbeit vorgestellten Forschungsergebnisse wurden im Rahmen eines Projektes der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) und insbesondere im Rahmen eines Forschungsvorhabens des Projektes Wasser – Abfall – Boden (PWAB) gewonnen. Ohne die Hilfe und Unterstützung der Projektpartner, meiner Arbeitskollegen und zahlreicher Freunde hätte diese Arbeit nie erfolgreich abgeschlossen werden können. Ich möchte mich deshalb an dieser Stelle bei allen für das mir entgegengebrachte Wohlwollen und Vertrauen herzlich bedanken.

Meinem Doktorvater Prof. Dr. Heinz Hötzl danke ich für die Vergabe des Themas und für die große Freiheit, die ich bei meiner Arbeit hatte. Herrn Dr. habil. Hans-Joachim Voigt danke ich für die Übernahme des Korreferates sowie für das Interesse, das er meiner Arbeit entgegenbrachte.

Viele der durchgeführten Untersuchungen fanden in enger und vertrauensvoller Kooperation mit befreundeten Geologie-, Consulting- und Sanierungsunternehmen statt. Hierfür möchte ich mich bedanken bei Herrn Dr. Ingo Sass (FlowTex GUT, Amsdorf), Herrn Dipl.-Geoök. Peter Bauer und Herrn Dr. Bruno Koller (Infutec Dr. Neumayr, Crailsheim), Herrn Dipl.-Geol. Jürgen Buhl (FWS HUT Walldorf) sowie Herrn Dr. Manfred Nahold und Herrn Dr. Bernhard Holub (G.U.T Linz). Ganz besonders intensiv habe ich in dieser Zeit mit Dr. Klaus Frank (Geoservice) zusammengearbeitet. Zahlreiche Aspekte und Fragestellungen die von mir untersucht wurden, beruhen auf Anregungen und Diskussionen mit ihm. Im Laufe unserer Zusammenarbeit wurde so aus einem Geschäftspartner ein guter Freund.

Alle Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl für Angewandte Geologie (AGK) haben auf die eine oder andere Art zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen, wofür ich ihnen herzlich danke. Mein besonderer Dank gilt hierbei Herrn Dr. Wasim Ali, Herrn Dr. Manfred Böttger, Herrn Ulrich Kosciankowski, Herrn Dr. Joachim Rohn, Herrn Dipl.-Geol. Andreas Werner, Frau Christiane Wolf und Herrn Dr. Rüdiger Zischak.

Zwei Kollegen haben mich und meine Arbeit in den zurückliegenden Jahren besonders unterstützt. Zum einen Herr Dipl.-Geol. Jürgen Sutthimer, der mir gezeigt hat, was man mit Teamarbeit alles erreichen kann und mir darüber hinaus zahlreiche Impulse und Denkanstöße gegeben hat. Zum anderen Herr Dipl.-Geol. Markus Ackermann, der nicht nur immer ein Ohr für meine Fragen und Probleme, sondern oft auch eine Antwort hatte und mich auch ganz

nebenbei lehrte, wie man mit dem (seinem) Chaos fertig wird. Bei beiden möchte ich mich deshalb ganz besonders herzlich bedanken.

Die beiden Projekt HiWis Herr cand.-geol. Klaus Heske und Frau cand.-geol. (geoök.) Tanja Liesch haben ebenfalls durch ihre selbständige und umsichtige Arbeit viel zum Gelingen des Projektes beigetragen. Auch ihnen sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

Zur Klärung von Detailfragen wurden im Rahmen der Untersuchungen insgesamt elf Diplomarbeiten vergeben. Für die zum größten Teil sehr guten Ergebnisse möchte ich mich bedanken bei den Diplomanden Wito Reinhardt, Carsten Schulz, Werner Borho, Andreas Seidler, Roland Spies, Ulrich Auer, Stefan Kunner, Eric Rieve und Arnt Götz.

Für die Durchsicht des Manuskriptes danke ich Herrn cand.-pol. Thomas Kellner.

Von meinen Schwiegereltern Friedrich und Helene Pflaum habe ich ein Arbeitszimmer zur Verfügung gestellt bekommen in dem ich ungestört einen Großteil dieser Arbeit abgefaßt habe, hierfür danke ich ihnen herzlich.

Meinen Eltern Helmut und Ilse Breh danke ich dafür, daß sie für mich da waren, wann immer ich ihre Hilfe und Unterstützung brauchte.

Ohne den Rückhalt und die Unterstützung meiner Frau Friedhilde, sowie die jederzeit willkommene Ablenkung durch unseren Sohn Nicolas, hätte ich es wohl nicht geschafft diese Arbeit fertigzustellen. Deshalb gebührt ihnen an dieser Stelle mein ganz besonderer Dank.

---

**INHALTSVERZEICHNIS**

	Seite
KURZFASSUNG .....	III
ABSTRACT.....	IV
VORWORT UND DANK.....	V
INHALTSVERZEICHNIS .....	VII
ABBILDUNGSVERZEICHNIS .....	X
TABELLENVERZEICHNIS .....	XIV
SYMBOLVERZEICHNIS .....	XV
1 EINLEITUNG.....	1
1.1 Warum geringmächtige Grundwasserleiter? .....	1
1.2 Gliederung und Methodik .....	2
1.3 Bearbeitete Standorte.....	3
2 GERINGMÄCHTIGE GRUNDWASSERLEITER .....	5
2.1 Definitionen .....	5
2.1.1 Geringmächtige Grundwasserleiter .....	5
2.1.2 Stauwasservorkommen.....	6
2.2 Charakteristische Eigenschaften .....	7
2.2.1 Geologie.....	7
2.2.2 Auswirkungen von Niederschlagsereignissen .....	10
2.2.3 Abhängigkeit der Fließrichtung vom Wasserstand.....	13
2.2.4 Hydraulische Durchlässigkeit und Transmissivität.....	15
2.2.5 Wechselwirkung zwischen geringmächtigem und (Haupt-)Grundwasserleiter.....	16
2.2.6 Hydrochemische Charakteristika.....	20

---

3 TESTFELD BRUCHSAL.....	23
3.1 Ziel der Testfelduntersuchungen.....	23
3.2 Anforderungen.....	24
3.3 Standortsuche.....	25
3.4 Errichtung des Testfeldes Bruchsal.....	28
3.5 Geologischer Aufbau.....	30
3.6 Hydrogeologische Eigenschaften.....	33
3.6.1 Bestimmung der hydrogeologischen Kennwerte.....	33
3.6.2 Grundwasserströmung.....	37
3.6.3 Hydrochemische Untersuchungen.....	42
3.7 Numerische Modellierung.....	45
4 ERKUNDUNG.....	53
4.1 Erkundungsschema.....	53
4.2 Rammkernsondierungen.....	60
4.2.1 Ziele.....	60
4.2.2 Anzahl der Sondierungen und Auswahl der Ansatzpunkte.....	60
4.2.3 Durchführung.....	64
4.2.4 Darstellung der Ergebnisse.....	65
4.3 Meßstellenbau.....	71
4.4 Bestimmung der hydraulischen Parameter.....	75
4.4.1 Korngrößenanalysen.....	76
4.4.2 Pumpversuche.....	77
4.4.2.1 Gespannte Grundwasserleiter.....	78
4.4.2.2 Freie Grundwasserleiter.....	85
4.4.3 Wiederanstiegsversuche.....	91
4.4.4 Tracerversuche.....	96
4.4.4.1 Problematik.....	96
4.4.4.2 Fallbeispiele.....	99
5 SANIERUNG GERINGMÄCHTIGER GRUNDWASSERLEITER.....	111
5.1 Prinzipielle Erwägungen.....	111
5.1.1 Sanierungsverfahren.....	111

---

5.1.2 Sanierungsziele .....	113
5.2 Sanierungsverfahren mit Grundwasserentnahme „pump and treat“ .	114
5.2.1 Verfahrensbeschreibung .....	114
5.2.2 Vertikalfilterbrunnen .....	115
5.2.2.1 Konventionelle Vertikalfilterbrunnen .....	115
5.2.2.2 DUO-Brunnen .....	117
5.2.3 Horizontalfilterbrunnen .....	119
5.2.3.1 Allgemeine Aspekte.....	119
5.2.3.2 Fallbeispiel Bruchsal .....	120
5.2.4 Pumptechnik.....	132
5.2.4.1 Anforderungen.....	132
5.2.4.2 Allzweck-Kreiselpumpe (Gartenpumpe) .....	133
5.2.4.3 Tauchmotorpumpen.....	136
5.2.4.4 Vakuumpumpen.....	137
5.2.4.5 Peristaltikpumpen .....	138
5.3 In-situ Strippen .....	140
5.3.1 Wirkungsweise .....	140
5.3.2 Fallbeispiel Vorchdorf .....	141
5.4 Passive Sanierungsansätze .....	147
5.4.1 Begriffsbestimmung .....	147
5.4.2 Kapselung der Kontamination.....	148
5.4.3 Natürliche selbständige Abreinigung .....	148
5.4.4 Reaktive Wände/Funnel and Gate Systeme.....	149
5.5 Vergleichende Bewertung.....	152
6 ZUSAMMENFASSUNG.....	155
7 LITERATUR.....	159

---

**ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

	Seite
Abb. 1: Schematische Darstellung eines freien (a) und eines gespannten (b) geringmächtigen Grundwasserleiters. Im Fall (b) ist der Grundwasserleiter zwischen den beiden nicht durchlässigen Lagen vollkommen wassererfüllt. Der zugehörige Druckwasserspiegel liegt über dem Grundwasserleiter .....	9
Abb. 2: Grundwasserstandsänderungen in Abhängigkeit vom Niederschlag für den geringmächtigen Grundwasserleiter (P21, P24, P25) und den Hauptgrundwasserleiter (B11) am Projektstandort Bruchsal. ....	11
Abb. 3: Grundwassergleichenplan bei niedrigem Wasserstand. ....	13
Abb. 4: Grundwassergleichenplan bei hohem Wasserstand. ....	14
Abb. 5: Schematische Darstellung der Grundwasserfließrichtung in Abhängigkeit vom Wasserstand (verändert nach HANSTEIN 1995). ....	15
Abb. 6: Grundwasserbewegung im Bereich von hydraulischen Kurzschlüssen zwischen einem geringmächtigen Grundwasserleiter und dem liegenden, gespannten Hauptgrundwasserleiter in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten. ....	18
Abb. 7: Ausbreitung von Schadstoffen im System geringmächtiger Grundwasserleiter – Hauptgrundwasserleiter. ....	19
Abb. 8: Darstellung von Wässern aus geringmächtigen Grundwasserleitern in Form eines Piper-Diagramms. ....	21
Abb. 9: Vereinfachte Darstellung des Bohrprofils der Bohrungen Weingarten Feuerlöschbrunnen B1. ....	27
Abb. 10: Lageplan des Testfeldes Bruchsal. ....	29
Abb. 11: Verkleinertes geologisches Profil der Rammkernsondierung S1 (Lagegleich mit Meßstelle P20). ....	31
Abb. 12: Darstellung des Untergrundaufbaus im Bereich des Testfeldes Bruchsal in Form eines Panel-Diagramms (weiße Flächen	

---

	mit schwarzen Punkten = geringmächtiger Grundwasserleiter, helle Flächen = Schluffe, dunkle Flächen = Tone).....	32
Abb. 13:	Interpolierte Transmissivitätsverteilung [in m <sup>2</sup> /s] für den Standort Bruchsal (dicke Linie entspricht dem errechneten Mittelwert).....	35
Abb. 14:	Interpolierte Mächtigkeitsverteilung [in m] für den Standort Bruchsal (dicke Linie entspricht dem errechneten Mittelwert).....	36
Abb. 15:	Interpolierte Darstellung der Basisfläche des geringmächtigen Grundwasserleiters für das Testfeldareal am Standort Bruchsal.....	37
Abb. 16:	Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal am 17. 01. 1997 (Frostperiode ohne Niederschläge).....	39
Abb. 17:	Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal am 23. 05. 1997 (niederschlagsreicher Zeitraum). ....	40
Abb. 18:	Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal auf der Grundlage von gemittelten Wasserständen. ....	41
Abb. 19:	Ergebnisse der hydrochemischen Analysen (Darstellung nach SCHOELLER).....	43
Abb. 20:	Interpolierte Verteilung der Nitratkonzentrationen [mg/l] im geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal. ....	44
Abb. 21:	Lageplan, Modellgitter und Verlauf der Randbedingungen (schwarz = Festpotentialränder, grau = no-flow boundaries). ....	47
Abb. 22:	Vergleich zwischen berechneten (schwarze Linien) und gemessenen (graue Linien) Grundwasserhöhen.....	49
Abb. 23:	Auswirkung einer stationären Grundwasserentnahme in der Meßstelle C8 auf das Strömungsfeld (Grundwasserhöhendifferenz zwischen zwei Grundwassergleichen ist 0,1 m).....	50
Abb. 24:	Verfahrensschema zur Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern.....	59
Abb. 25:	Schematische Darstellung der LCKW-Ausbreitung in einem geringmächtigen Grundwasserleiter. ....	62

---

Abb. 26: Konturliniendarstellung der Staueroberfläche interpoliert anhand von 224 (a), 56 (b), 14 (c) und 7 Sondierungen (d). .....	63
Abb. 27: Typisches Semivariogramm mit charakteristischen Parametern.....	67
Abb. 28: Semivariogramm für Beispiel mit 56 Meßpunkten (Erstellt mit VARIWIN <sup>®</sup> 2.1).....	68
Abb. 29: Einstellung der Kriging-Parameter im Programm SURFER 6.0 <sup>®</sup> .....	69
Abb. 30: Darstellung der Interpolationsergebnisse für die Basis des geringmächtigen Grundwasserleiters am Standort Bruchsal in Form eines Konturlinienplots (a) und eines 3-D-Oberflächenplots (b).....	70
Abb. 31: Meßstellenausbau in einem geringmächtigen Grundwasserleiter, der zu einer Verfälschung von Schadstoffkonzentrationen in Wasserproben führen kann.....	73
Abb. 32: Automatischer Probennehmer an einem DUO-Brunnen.....	74
Abb. 33: Teilweiser Übergang von einem gespannten Grundwasserleiter in einen ungespannten während eines Pumpversuches.....	80
Abb. 34: Schematische Darstellung der Pump- und Meßanordnung zur Durchführung eines Pumpversuches in einem geringmächtigen Grundwasserleiter.....	83
Abb. 35: Zusammenhang zwischen der Ausbildung der Sickerstrecke $f$ und der Absenkung im Brunnen (nach BRAUNS 1981).....	86
Abb. 36: Die Sickerstrecke (nach HERTH & ARNDTS 1994).....	87
Abb. 37: Grundwasserhöhe in Brunnennähe berechnet nach Processing Modflow, KASHEF (1965) und DUPUIT-THIEM (stationärer Fall).....	89
Abb. 38: Grundwasserhöhe in Brunnennähe berechnet nach Processing Modflow, KASHEF (1965) und THEIS (instationärer Fall).....	90
Abb. 39: Schematische Darstellung eines Pumpversuches mit Absenkung und Wiederanstieg im Brunnen (nach LANGGUTH & VOIGT 1980: 172).....	92

---

Abb. 40: Auswertung des Wiederanstiegsversuch B-C9-WS mit dem Geradlinienverfahren nach THEIS und JACOB. ....	93
Abb. 41: Sigmoidaler Verlauf der Wiederanstiegskurve für den Wiederanstiegsversuch B-C7-WS. ....	94
Abb. 42: Bestimmung der maximalen, dominierenden und mittleren Abstandsgeschwindigkeit aus einer Tracerdurchgangskurve.....	97
Abb. 43: Zeitlicher Verlauf der Tracerdurchgangskurve am Brunnen L9 und der Niederschlagsverteilung. ....	101
Abb. 44: Tracerdurchgangskurve im Horizontalfilterbrunnen HT für den Salztracerversuch am Projektstandort Bruchsal.....	104
Abb. 45: Vereinfachter Untergrundaufbau, Lage und Ausbau des Brunnens Sbr. 1 und der Meßstellen PF2 , PF3 am Projektstandort Walldorf. ....	106
Abb. 46: Tracerdurchgangs- und Austragskurve für den Tracerversuch Walldorf II am Brunnen Sbr. 1.....	108
Abb. 47: Aufbau eines DUO-Brunnens.....	118
Abb. 48: Verlauf der beiden Horizontalfilterbrunnen.....	121
Abb. 49: Einrichtung des Bohrgerätes.....	122
Abb. 50: Ortung der Spüllanze an der Geländeoberfläche (Ortungsgerät in der rechten Hand des Bohrmeisters; über Sprechfunk werden die Lage- und Tiefendaten der Spüllanze an das Bedienpersonal des Bohrgerätes weitergegeben). ....	123
Abb. 51: Aufweitkopf mit unmittelbar folgendem Hüllrohr.....	124
Abb. 52: Intervallförderraten, Gesamtförderraten und Niederschlag beim ersten Probelauf der Förderanlage (24. 08 bis 01. 12).....	125
Abb. 53: Schematischer Aufbau der Wasserförderanlage am Horizontalfilterbrunnen HT mittels Vakuumpumpe und automatische Aufzeichnung der elektrischen Leitfähigkeit des geförderten Wassers. ....	126
Abb. 54: Brunnenende, an dem die Tiefenlagebestimmung vorgenommen wurde (Blick in den Brunnenschacht).....	128
Abb. 55: Tiefenlage des Horizontalfilterbrunnens HT nach Angabe der Bohrfirma und nach eigenen Messungen.....	129

---

Abb. 56: Abnahme der LCKW-Summenkonzentration im geförderten Wasser während des Probebetriebs des Horizontalfilterbrunnens HT. ....	131
Abb. 57: Einsatz einer über eine Min-Max-Schaltung niveaugesteuerten Gartenpumpe in einem geringmächtigen Grundwasserleiter. ....	135
Abb. 58: Arbeitsprinzip einer Peristaltikpumpe. ....	138
Abb. 59: Peristaltikpumpe mit Frequenzumrichter (65 x 40 cm). ....	139
Abb. 60: Lageplan des Standortes Vorchdorf. ....	142
Abb. 61: Verfahrensschema der Drucklufteinblasung und vereinfachter geologischer Untergrundaufbau. ....	144
Abb. 62: Zeitliche Entwicklung der Wasserstände im Brunnen 1515. ....	145
Abb. 63: Zeitlicher Verlauf der Schadstoffentwicklung im Sanierungsbrunnen 1617 (Wasser und Bodenluft). ....	146
Abb. 64: Prinzipskizze einer reaktiven Wand (a) und eines funnel and gate Systems (b) (nach STARR & CHERRY 1994). ....	150

**TABELLENVERZEICHNIS**

	Seite
Tab. 1: Ausgewählte Eigenschaften der bearbeiteten Projektstandorte.....	3
Tab. 2: Laterale Verteilung der Transmissivitäten, der $k_f$ - Werte und der Mächtigkeiten für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal.....	34
Tab. 3: Bei der näheren Erkundung zu bestimmende Parameter. ....	55
Tab. 4: Bei der eingehenden Erkundung zu bestimmende hydrogeologische Parameter.....	56
Tab. 5: Zusammenhang zwischen Anzahl der Sondierungen, dem max. Radius einer kreisförmigen Kontamination und dem Abstand in x- und y-Richtung für ein 25 x 25 m große Verdachtsfläche. ....	64
Tab. 6: Ausgewählte Verfahren zur Bestimmung der hydraulischen Parameter $k_f$ , T und S in geringmächtigen Grundwasserleitern. ....	76
Tab. 7: Ausgewählte Methoden zur Bestimmung des $k_f$ -Wertes anhand von Korngrößenanalysen.....	77
Tab. 8: Vor- und Nachteile der Durchführung und Auswertung eines Wiederanstiegsversuchs in einem geringmächtigen Grundwasserleiter. ....	91
Tab. 9: Gegenüberstellung von mit unterschiedlichen Verfahren bestimmten Transmissivitäten für die Meßstelle P20 am Projektstandort Bruchsal. ....	96
Tab. 10: Mögliche Probleme bei der Durchführung von Tracerversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern. ....	98
Tab. 11: Daten zu den in geringmächtigen Grundwasserleitern durchgeführten Tracerversuchen. ....	100

## SYMBOLVERZEICHNIS

$d_{10}, d_{60}$	Korndurchmesser bei 10%, 60% Siebdurchgang [mm]
$f$	Länge der Sickerstrecke [m]
$i$	hydraulischer Gradient [ ]
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
$m$	wassererfüllte Mächtigkeit [m]
$n_e$	nutzbarer Porenraum [ ]
$n(h)$	Anzahl der Beobachtungspaare für Abstand $h$ [ ]
$Q$	Förderrate [m <sup>3</sup> /s]
$r$	Radius (Abstand Brunnen - Meßstelle) [m]
$r_w$	wirksamer Brunnenradius [m]
$R$	Reichweite des Entnahmetrichters [m]
$s$	Absenkung [m]
$s_B$	Absenkung im Brunnen [m]
$s_r$	residuale Absenkung [m]
$s'$	korrigierte Absenkung [m]
$\bar{s}$	geometrisches Mittel der Absenkung im Trichter [m]
$S$	Speicherkoeffizient [ ]
$S'$	scheinbare Speicherkoeffizient [ ]
$\bar{S}$	angenäherter durchschnittlicher Speicherkoeffizient [ ]
$t$	Zeit [s]
$t'$	Zeit seit dem Abschalten der Pumpe [s]
$T$	Transmissivität [m <sup>2</sup> /s]
$U$	Ungleichförmigkeitszahl $d_{60}/d_{10}$ [ ]
$v_f$	Filtergeschwindigkeit [m/s]
$v_a$	Abstandsgeschwindigkeit [m/s]
$z(x_i)$	Meßwert an der Stelle $z(x_i)$
$z(x_i+h)$	Meßwert in der Entfernung $h$ von $z(x_i)$
$\Theta$	Temperatur [ °C]

## VERWENDETE ABKÜRZUNGEN

Abb.	Abbildung
AGK	Lehrstuhl für Angewandte Geologie Karlsruhe
BTEX	Benzol, Toluol, Ethylbenzol, Xylol
DBU	Deutsche Bundesstiftung Umwelt
DNAPL	Dense Non Aqueous Phase Liquids

---

Gl.	Gleichung
gmGWL	geringmächtiger Grundwasserleiter
GOK	Geländeoberkante
LCKW	leichtflüchtige chlorierte Kohlenwasserstoffe
LNAPL	Light Non Aqueous Phase Liquids
MKW	Mineralöl Kohlenwasserstoffe
OKL	Oberes Kieslager
PWAB	Projekt Wasser – Abfall – Boden
Tab.	Tabelle
z. B.	zum Beispiel
z. T.	zum Teil



# 1 Einleitung

## 1.1 Warum geringmächtige Grundwasserleiter?

In den zurückliegenden zehn bis fünfzehn Jahren wurden zahlreiche und umfassende Untersuchungen zum Verhalten, der Erkundung und der Sanierung von Kontaminationen im Grundwasser und in der ungesättigten Zone durchgeführt. Je nach der zugrunde liegenden Fragestellung wurden verschiedene Betrachtungsweisen und Arbeitsmethoden gewählt, um diese Problematik zu bearbeiten.

Neben einer Vielzahl von rein schadstoffbezogenen Untersuchungen, wie z. B. für leichtflüchtige chlorierte Kohlenwasserstoffe (LCKW) (SCHWILLE 1982, 1986; EISELE 1989; TOUSSAINT 1994), BTEX-Aromate (HAHN & DÜRR 1992) oder Schwermetalle, gab es auch immer Untersuchungen, die sich mit einzelnen Sanierungsverfahren (BALDAUF 1985; BAEHR et al. 1989) oder mit Kontaminationen in bestimmten geologischen Problembereichen (CZURDA 1990; ACAR & ALSHAWABKEH 1993; KESSLER & HUNT 1994) auseinandersetzten.

Am Lehrstuhl für Angewandte Geologie an der Universität Karlsruhe, an dem auch diese Arbeit entstand, wurden ebenfalls unterschiedliche Forschungsansätze verfolgt. Stellvertretend für viele andere sollen hier die Arbeiten von BÖHLER (1991) zum In-Situ-Strippen, von SASS (1994) über den Einsatz von Horizontalfilterbrunnen in der Sanierungstechnik und von NAHOLD (1996) zur Sanierung komplexer Grundwasserleiter genannt werden.

Insbesondere im Rahmen dieser Arbeiten wurde die Problematik und Besonderheit der Erkundung und Sanierung von kontaminierten oberflächennahen geringmächtigen Grundwasserleitern und Stauwasserkörpern erkannt, konnte aber wegen der anderen Forschungsschwerpunkte nicht oder nur sehr eingeschränkt weiterverfolgt werden, so daß in einem eigenen Untersuchungsprogramm diesem Thema besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden sollte.

Zum ersten mal wurde in meiner Diplomarbeit (BREH 1994) die Erkundung und Sanierungsplanung für einen geringmächtigen Grundwasserleiter ausführlich beschrieben. In einem von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten und von Dezember 1993 bis Dezember 1995 laufenden Forschungsprojekt mit dem Titel: *Verbesserung von Erkundungs- und Sanierungstechniken in geologischen Problembereichen mit Kontaminationen*

durch *flüchtige organische Stoffe* konnte die Arbeit an der Problematik der geringmächtigen Grundwasserleiter vertieft und intensiviert werden, wobei aber auch in diesem Forschungsprojekt noch andere Arbeitsschwerpunkte dominierten, insbesondere Untersuchungen in der ungesättigten Zone. Erst mit der Bewilligung eines Forschungsprojektes durch das Projekt Wasser – Abfall – Boden (PWAB) mit dem Titel: *Erkundung und Sanierung von schadstoffbelasteten geringmächtigen Grundwasserleitern und Stauwasservorkommen* (Bewilligungszeitraum Juli 1995 bis Juni 1997) war es möglich, sich ausschließlich und prinzipiell mit der Erkundung und Sanierung von kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern zu beschäftigen.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Überlegungen und Untersuchungsergebnisse beruhen daher zum größten Teil auf den Forschungsergebnissen des PWAB-Projektes werden aber nicht unerheblich durch Ergebnisse aus dem DBU-Projekt sowie aus anderen zeitlich parallel verlaufenden Untersuchungen ergänzt.

## 1.2 Gliederung und Methodik

Bei der Gliederung des Textes wurde versucht, die Überlegungen, Geländebeobachtungen, Versuchsergebnisse und die daraus resultierenden Erkenntnisse logisch so zu ordnen, daß diese Arbeit eine Art Leitfaden für den Umgang mit kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern darstellt. Hierdurch ergab sich ganz von selbst die Themenabfolge:

- Definition und charakteristische Eigenschaften,
- Grundlegende Untersuchungen am Testfeld Bruchsal,
- Überlegungen und Erkenntnisse zur Erkundung,
- Möglichkeiten und Grenzen der Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern.

Soweit wie möglich wurde versucht, theoretische Überlegungen durch Untersuchungen im Gelände zu bestätigen bzw. umgekehrt, für Geländebeobachtungen schlüssige theoretische Erklärungen zu finden. Für einige theoretische Überlegungen und den sich hieraus ableitenden praktischen Sachverhalten für die Erkundung und Sanierung geringmächtiger Grundwasserleiter konnte an keinem der sieben bearbeiteten Projektstandorte Beispiele gefunden werden. In diesen Fällen wurde so ausführlich wie möglich auf Aussagen in der Fach-

literatur Bezug genommen bzw. versucht Analogien zu sachverwandten Themengebieten herzustellen.

### 1.3 Bearbeitete Standorte

Auf eine ausführliche und detaillierte Beschreibung der geologisch-hydrogeologischen Situation sowie der Kontaminationsverhältnisse für alle bearbeiteten Projektstandorte wird hier aus Gründen der Übersichtlichkeit bewußt verzichtet. An den jeweiligen Stellen in dieser Arbeit, an denen diese Informationen zum Verständnis wichtig sind, werden sie für die einzelnen Standorte geliefert.

Um jedoch einen ersten Überblick über die einzelnen Projektstandorte zu geben, sind die wichtigsten Standortinformationen in Tabelle 1 aufgeführt.

Tab. 1: Ausgewählte Eigenschaften der bearbeiteten Projektstandorte.

Standort	Geologie gmGWL	Transmissivität [m <sup>2</sup> /s]	Mächtigkeit [m]	Kontamination
Bruchsal	mS, u, fg'	$2,2 \cdot 10^{-5}$	0,1-0,6	LCKW
Walldorf	U, fs	$6,0 \cdot 10^{-6}$	1-3	LCKW
Eberbach	G, ms, fs	$1,5 \cdot 10^{-3}$	2	LCKW
Langen	fS-mS, u	$3,2 \cdot 10^{-5}$	1-1,5	LCKW
Oberursel	G, ms, u, t'	$6,3 \cdot 10^{-5}$	2-3	LCKW
Ludwigsfelde	mS, fs'	$2,7 \cdot 10^{-4}$	0,4-1	LCKW, MKW
Vorchdorf	mS, u, g'	$7,0 \cdot 10^{-5}$	2-4	LCKW

Eine große Anzahl von Forschungsergebnissen in Bezug auf geringmächtige Grundwasserleiter konnten am Projektstandort Bruchsal gewonnen werden. Dies war möglich, da an diesem Standort die laufenden Untersuchungen über einen Zeitraum von mehr als vier Jahren beobachtet werden konnten. Hierzu zählte neben der ersten Rammkernsondierungskampagne zur Auffindung des geringmächtigen Grundwasserleiters, der Sanierungsplanung sowie der Er-

richtung eines horizontalen Sanierungsbrunnens auch begleitende Untersuchungen zum Sanierungsverlauf.

Darüber hinaus wurde durch den Aufbau eines Testfeldes im Abstrom des eigentlichen Kontaminationszentrums und dessen intensiven Bearbeitung die Gewinnung wichtiger Detailinformationen möglich, die erheblich zum Verständnis der geringmächtigen Grundwasserleiter beigetragen haben.

---

## 2 Geringmächtige Grundwasserleiter

### 2.1 Definitionen

#### 2.1.1 Geringmächtige Grundwasserleiter

In der nationalen und internationalen (englischsprachigen) Fachliteratur kommt der Begriff geringmächtiger Grundwasserleiter (thin aquifer) als feststehende Bezeichnung für einen Grundwasserleitertypus mit bestimmten charakteristischen Eigenschaften nicht vor. Vielmehr wird er je nach Kontext dort benutzt, wo ein Grundwasserleiter relativ geringer wassererfüllter Mächtigkeit beschrieben werden soll. Hierbei schwanken die Mächtigkeitsangaben mitunter zwischen 3 m und 30 m.

In der englischsprachigen Literatur wird ein „aquifer“ als eine wassererfüllte, durchlässige geologische Einheit beschrieben, die eine signifikante Menge an Wasser unter gewöhnlichen hydraulischen Gradienten weiterleiten kann (FREEZE & CHERRY 1979: 47). Folgt man dieser Definition so ist ein „thin aquifer“ also eine dünne oder besser geringmächtige wassererfüllte und wasserleitende Schicht. Da der Begriff Aquifer im deutschen Sprachraum jedoch verschiedene Bedeutungen hat, wird auf seine Verwendung in dieser Arbeit verzichtet (DIN 4049-3).

Nach der in Deutschland gültigen Definition in DIN 4049-3 ist ein Grundwasserleiter ein Gesteinskörper, der geeignet ist Grundwasser weiterzuleiten. Da ein Grundwasserleiter per Definition nicht wassererfüllt sein muß, bedeutet dies, daß strenggenommen nur wasserleitende Schichten geringer Mächtigkeit als geringmächtige Grundwasserleiter zu bezeichnen sind. Eine DIN-konforme Bezeichnung ist „Grundwasserleiter mit geringer wassererfüllter Mächtigkeit“. Da diese korrekte Bezeichnung jedoch sehr lang und etwas umständlich ist, wird im folgenden – abweichend von der DIN-Norm, aber durchaus im Einklang mit der alltäglichen Praxis – die Bezeichnung „geringmächtiger Grundwasserleiter“ verwendet.

Der Begriff „geringmächtig“ besitzt in der Geologie/Hydrogeologie keine allgemein gültige Definition, sondern steht immer in Relation zu Schichten, Einheiten, Grundwasserleitern etc. mit wesentlich größerer Mächtigkeit. Für diese Arbeit war es deshalb notwendig, eine maximale Mächtigkeit in Metern zu finden, unterhalb derer Grundwasserleiter zu einem Grundwasserleitertyp-

pus mit bestimmten charakteristischen Eigenschaften zusammengefaßt werden können.

Am Anfang der Untersuchungen stand die Arbeitshypothese, daß bei der Erkundung und Sanierung von Altlasten Grundwasserleiter mit einer Mächtigkeit kleiner 2 m als geringmächtige Grundwasserleiter bezeichnet werden sollen. Diese Annahme hat sich im Verlauf der Untersuchungen bewährt. Insbesondere im Hinblick auf das Verhalten bei Niederschlägen, die starke Abhängigkeit der Fließrichtung von der Morphologie des liegenden Stauers, die Problematik der Wasserförderung (vgl. Abschnitt 5.2.4) bzw. andere hydraulische Eingriffe konnte gezeigt werden, daß sich Grundwasserleiter mit Mächtigkeiten kleiner 2 m meist deutlich von mächtigeren Grundwasserleitern in ihrem Verhalten unterscheiden und daher im Zusammenhang mit der Altlastenerkundung und Altlastensanierung als eigener Grundwasserleitertypus betrachtet werden können.

In dieser Arbeit wird deshalb ein grundwasserleitender Gesteinskörper mit einer wassererfüllten Mächtigkeit kleiner 2 m als geringmächtiger Grundwasserleiter bezeichnet. Da diese Definition auch geringmächtige Grundwasserleiter einschließt die z. B. mehrere hundert oder tausend Meter unter der Geländeoberfläche liegen, diese Grundwasserleiter für die praktische und sanierungsrelevante Fragestellungen aber keine Rollen spielen, wird in dieser Arbeit nur auf oberflächennahe geringmächtige Grundwasserleiter eingegangen (Abb. 1). Im Zusammenhang mit der Erkundung und Sanierung geringmächtiger Grundwasserleiter hat sich für die Festlegung des Begriffes „oberflächennah“ eine Tiefe kleiner 10 m unter GOK bewährt, da die weitaus meisten kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiter in diesem Tiefenbereich auftreten.

### 2.1.2 Stauwasservorkommen

Im Zusammenhang mit der Bearbeitung von geringmächtigen Grundwasserleitern in der Sanierungspraxis trifft man gelegentlich den Begriff „Stauwasser“ an, der meist einen kleinen Wasserkörper im Untergrund über einer stauenden Schicht beschreibt, welcher getrennt, meist über dem eigentlichen Grundwasserkörper auftritt.

Der Ausdruck „Stauwasser“ wird primär in der Bodenkunde verwendet, wenn eine oberflächennahe Wasseranreicherung nur zeitweise im Jahr vorhanden

ist (SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL 1992), wie dies für die Entstehung einiger Bodenarten (z. B. Glei Böden) typisch ist. Die Bodenkundliche Kartieranleitung definiert Stauwasser als zeitweilig auftretendes bewegliches Bodenwasser über einer hoch anstehenden Stauwassersohle (meist oberhalb 1,3 m unter GOK) (BUNDESANSTALT FÜR GEOWISSENSCHAFTEN UND ROHSTOFFE & GEOLOGISCHE LANDESÄMTER IN DER BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND 1994; DIN 4047-10). In DIN 4049-3 kommt der Begriff nur im Zusammenhang mit der Beschreibung von Wasserbewegungen in Küstengebieten (Strömungszustand eines Tidengewässers während des Kenterns) vor, beschreibt also einen gänzlich anderen Sachverhalt.

Der Begriff „Stauwasservorkommen“ wird in dieser Arbeit nicht verwendet, da er in der Sanierungspraxis ein Synonym für die treffendere Bezeichnung „geringmächtige, oberflächennahe Grundwasserleiter“ ist (LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG 1995: 9).

## 2.2 Charakteristische Eigenschaften

### 2.2.1 Geologie

Es ist zwar leider nicht möglich vom Auftreten geringmächtiger Grundwasserleiter auf eine bestimmte geologische Ablagerung zu schließen, noch kann man umgekehrt davon ausgehen, daß beim Vorhandensein bestimmter geologischer Situationen immer geringmächtige Grundwasserleiter auftreten, aber trotz dieser Einschränkung können einige wichtige Angaben darüber gemacht werden, bei welchen geologischen Rahmenbedingungen das Entstehen von geringmächtigen Grundwasserleitern wahrscheinlich ist.

Prinzipiell ist mit dem Auftreten von geringmächtigen Grundwasserleitern überall dort zu rechnen, wo bei der Ablagerung von Gesteinen durchlässige Schichten mit einer Mächtigkeit kleiner 2 m entstehen, die von undurchlässigen (geringdurchlässigen) Schichten im Liegenden (und im Hangenden) begrenzt werden. Dieser Wechsel in der Durchlässigkeit ist meist mit raschen Veränderungen in den Ablagerungsbedingungen verbunden. Als Ablagerungsraum kommt sowohl der marine als auch der terrestrische Bereich in Frage.

Für ungespannte geringmächtige Grundwasserleiter genügt das oberflächennahe Auftreten eines Grundwasserstauers, der von einer gut wasserleitenden

Schicht überlagert wird. Hierbei ist mit oberflächennah 3 m bis maximal 10 m unter der Geländeoberkante (GOK) gemeint (Abb. 1a). Kommt der Grundwasserstauer in größeren Tiefen vor, so liegt die wassererfüllte Mächtigkeit meist deutlich über 2 m.

Gespannte geringmächtige Grundwasserleiter treten naturgemäß seltener auf, da sie eine maximal 2 m mächtige, grundwasserleitende Schicht voraussetzen, die im Hangenden und im Liegenden von undurchlässigen Schichten begrenzt ist (Abb. 1b). Als geologischer Rahmen für solche Ablagerungen kommen in erster Linie fluviatile Sedimentationsräume in Frage.

Im folgenden werden kurz ausgewählte Beispiele für das Auftreten geringmächtiger Grundwasserleiter in unterschiedlichen geologischen Bereichen angeführt.

Eine typische Region für oberflächennahe Grundwasserstauer sind die glazial geformten Bereiche Nord- und Nordostdeutschlands mit ihren ausgedehnten Grundmoränen. Auf dem Projektstandort Ludwigsfelde, südlich von Berlin, wurde z. B. ein 1–1,5 m mächtiger geringmächtiger Grundwasserleiter angetroffen, der durch einen pleistozänen Geschiebemergel (ca. 4,5 m unter GOK) nach unten begrenzt wird.

Auch im Bereich von pleistozänen fluviatilen Ablagerungen kommt es häufig zur Ausbildung oberflächennaher Grundwasserstauer. Die geringmächtigen Grundwasserleiter an den Projektstandorten Langen und Oberursel sind dieser Gruppe zuzuordnen.

Die Durchsicht von über 200 Schichtenverzeichnissen aus einem Gebiet zwischen Bruchsal und Raststatt im Bereich des verlandeten Kinzig-Murg-Flußsystemes ergab fünf Lokalitäten an denen gespannte geringmächtige Grundwasserleiter angetroffen werden konnten. Bemerkenswert ist, daß alle fünf Lokalitäten an Punkten liegen, an denen Bäche von der Grabenschulter her kommend in das Kinzig-Murg-Flußsystem eingetreten sind. Diese Beobachtung legt den Schluß nahe, daß es unter einfachen fluviatilen Sedimentationsbedingungen nur selten zur Ablagerung von Schichtenfolgen kommt, die die Entstehung von gespannten geringmächtigen Grundwasserleitern ermöglichen. Vielmehr scheint eine wichtige Voraussetzung für ein großflächigeres Auftreten zu sein, daß Bäche bei hoher Wasserführung aus den angrenzenden Hochflächen gröberklastisches Material heranzuführen, das den geringmächtigen Grundwasserleiter aufbaut. Insgesamt ist die ganze Kinzig-Murg-Rinne

und somit auch alle vergleichbaren Ablagerungsmilieus als potentieller Entstehungsraum für diesen Grundwasserleitertypus anzusehen.

Am Projektstandort Bruchsal, welcher geologisch ebenfalls der Kinzig-Murg-Rinne zuzuordnen ist, konnten umfangreiche Untersuchungen an einem gespannten geringmächtigen Grundwasserleiter durchgeführt werden.

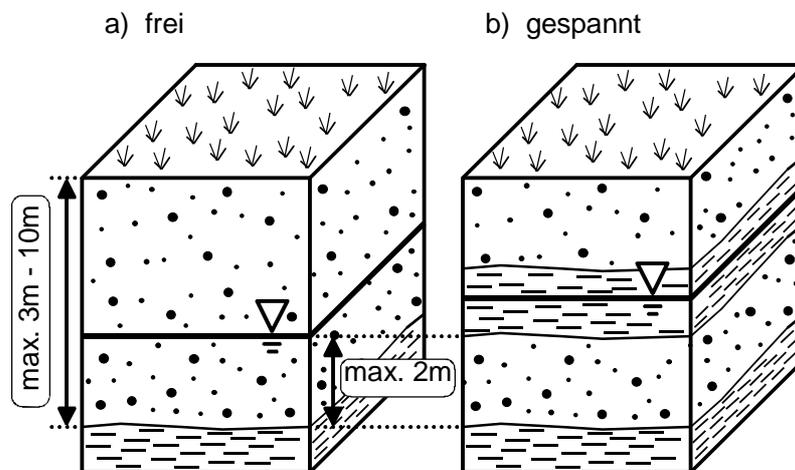


Abb. 1: Schematische Darstellung eines freien (a) und eines gespannten (b) geringmächtigen Grundwasserleiters. Im Fall (b) ist der Grundwasserleiter zwischen den beiden nicht durchlässigen Lagen vollkommen wassererfüllt. Der zugehörige Druckwasserspiegel liegt über dem Grundwasserleiter

Diese Aufzählung von geologischen Rahmenbedingungen, die zur Entstehung von geringmächtigen Grundwasserleitern führen können, kann im Hinblick auf die unzähligen geologischen Ablagerungsmilieus nicht vollständig sein. Die Bearbeitung von sieben und die Kenntnis von zahlreichen weiteren kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern hat aber ergeben, daß jeder einzelne dieser Standorte einer der zuvor aufgeführten geologischen Rahmenbedingungen zugeordnet werden konnte.

Betrachtet man die historische Entwicklung der Ansiedlung von Industriebetrieben im Laufe der Industrialisierung, so fand diese bevorzugt in der Nähe von (Fließ)-Gewässern statt, da Wasser als Transport- und Antriebsmedium

und/oder für den Produktionsprozeß benötigt wurde. Aus dieser Entwicklung heraus ist zu verstehen, daß sich Industriebetriebe häufig in denjenigen Bereichen angesiedelt haben, in denen eine größere Wahrscheinlichkeit für das Vorhandensein von geringmächtigen Grundwasserleitern gegeben ist und somit auch das Potential für deren Verschmutzung.

Faßt man die angeführten Randbedingungen für die Entstehung geringmächtiger Grundwasserleiter zusammen, so zeigt sich, daß sie weit verbreitet sind und somit in vielen Gebieten mit dem Auftreten dieser Grundwasserleiter zu rechnen ist. Wegen der Variabilität der Randbedingungen sind die geringmächtigen Grundwasserleiter jedoch in ihrer lateralen Ausdehnung meist deutlich begrenzt.

#### 2.2.2 Auswirkungen von Niederschlagsereignissen

Aufgrund der definitionsgemäßen Oberflächennähe und des meist direkten Kontaktes mit der Infiltrationsfläche zeigen geringmächtige Grundwasserleiter ein rasches Reagieren auf Niederschlagsereignisse in Form des Anstiegs der Grundwasserspiegel.

Mit der Hilfe von zeitlich sehr exakt aufgezeichneten Niederschlagsdaten (Aufzeichnungsintervall 5 min) und deren Vergleich mit ebenfalls hochaufgelösten Wasserstandsdaten für den Projektstandort Bruchsal wird das unmittelbare Ansprechen des geringmächtigen Grundwasserleiters auf ein Niederschlagsereignis beispielhaft in Abbildung 2 dokumentiert.

Dargestellt sind die Grundwasserganglinien für den geringmächtigen Grundwasserleiter und die des liegenden Hauptgrundwasserleiters (Oberes Kieslager = OKL) dargestellt. In der Darstellung ist sehr gut zu erkennen, wie die im geringmächtigen Grundwasserleiter verfilterten Meßstellen (P21, P24, P25) schnell und signifikant auf Niederschlagsereignisse reagieren. Besonders auffällig ist die Reaktion auf die hohe Niederschlagsintensität um 12.00 Uhr am 08.07.1996, welche dazu führte, daß die Ganglinien, die zuvor mehr oder weniger parallel zueinander liefen, sich kreuzten. Dies bedeutet aber, daß sich die Fließsituation im geringmächtigen Grundwasserleiter stark ändert (vgl. Abschnitt 2.2.3). So stieg z. B. in der Meßstelle P21 vom Beginn bis kurz nach dem Ende des Niederschlages der Wasserspiegel um 31 cm, in der selben Zeit jedoch in der Meßstelle P24 um 89 cm (P25 38 cm). Nach dem Ende des Niederschlages zeigten diese Meßstellen ein rasches Absinken des

Grundwasserspiegels. Die ausgeprägte Reaktion der Meßstelle P24 läßt sich am ehesten mit ihrer unmittelbaren Nähe zu einem Gebäude begründen (Fundamentkiesbett, evtl. Dachflächenversickerung).

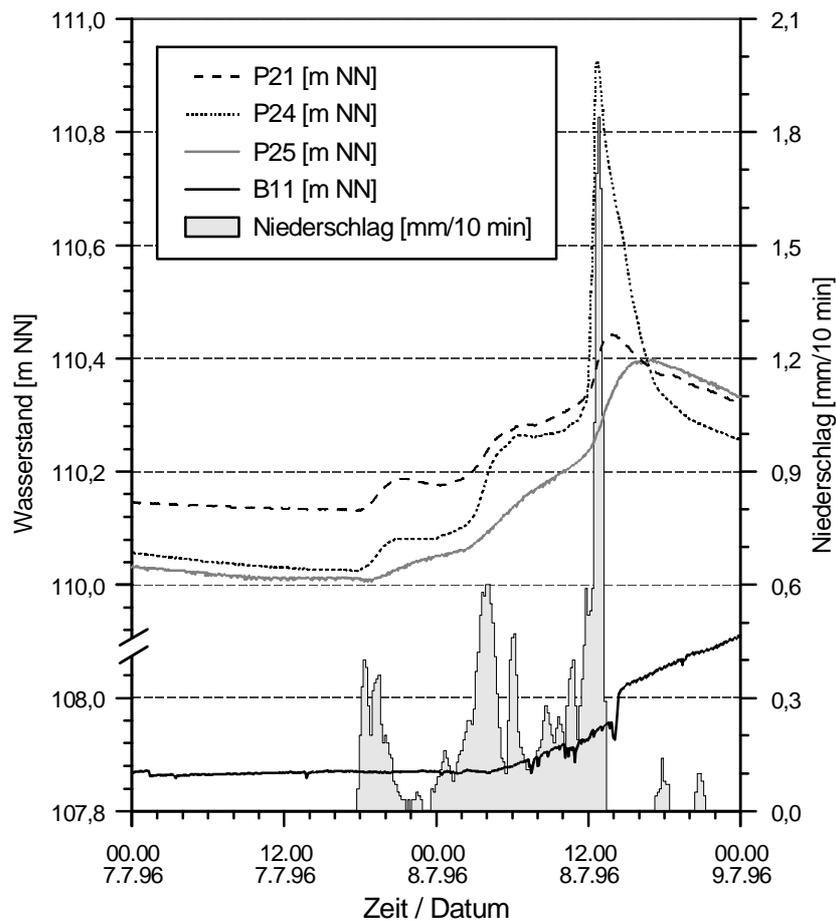


Abb. 2: Grundwasserstandsänderungen in Abhängigkeit vom Niederschlag für den geringmächtigen Grundwasserleiter (P21, P24, P25) und den Hauptgrundwasserleiter (B11) am Projektstandort Bruchsal.

Die Grundwasserganglinie für den Hauptgrundwasserleiter zeigt zwar auch eine deutliche Reaktion, jedoch beginnt das Grundwasser hier erst ca. 5 h

nach Niederschlagsbeginn zu steigen und erreicht 16 h später (21 h nach Niederschlagsbeginn) die maximale Höhe von 28 cm über dem Ausgangsniveau. Gerade im Vergleich zu den langsamen Wasserspiegeländerungen im ca. 30 m mächtigen Hauptgrundwasserleiter zeigt sich hier eine charakteristische Eigenschaft der geringmächtigen Grundwasserleiter.

Aber auch freie geringmächtige Grundwasserleiter zeigen diese rasche Reaktion auf Niederschlagsereignisse. So konnte z. B. am Projektstandort Langen ein Anstieg des Grundwasserspiegels um 30 cm innerhalb von 3 h nach einem Starkregen gemessen werden.

Diese schnelle Reaktion der geringmächtigen Grundwasserleiter läßt sich wie folgt erklären:

1. Die im Rahmen dieser Arbeit behandelten geringmächtigen Grundwasserleiter sind oberflächennah. Niederschlagswasser kann deshalb den geringen Abstand zwischen GOK und Grundwasser unter Ausnutzung von bevorzugten Wegsamkeiten (z. B. Fundamente und deren Kiesbett, Trockenrisse, Wurzelkanäle, Makroporen etc.) rasch überwinden. Insbesondere an Industriestandorten ist auch immer mit der Möglichkeit von Dachflächenversickerungen und dem Auftreten von undichten Regen-/Abwasserkanälen zu rechnen.
2. Gespannte Grundwasserleiter reagieren mit einem sehr deutlichen Anstieg des Druckspiegels auf Niederschlag im Einspeisungsgebiet, da sich die Druckerhöhung von dort rasch im ganzen Grundwasserleiter ausbreitet. Hinzu kommt, daß gespannte Grundwasserleiter deutlich auf Luftdruckschwankungen reagieren. So steigt der Wasserspiegel in einer Meßstelle proportional zu dem bei Niederschlagsereignissen normalerweise abnehmenden Luftdruck (FERRIS, KNOWLES, BROWN & STALLMAN 1962, LANGGUTH & VOIGT 1980).

Die grundlegenden Mechanismen der Infiltration und der Ausbreitung der Sickerfront sind z.B. in den Arbeiten von BAUMGARTNER (1990) und BOHLEBER (1992), HUSMANN (1996) dargestellt.

## 2.2.3 Abhängigkeit der Fließrichtung vom Wasserstand

Ein interessantes und für die Erkundung und Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern sehr wichtiges Charakteristikum ist die starke Abhängigkeit der Fließrichtung vom Wasserstand. Für den Projektstandort Bruchsal konnte z. B. eine Änderung der Fließrichtung um  $35^\circ$  zwischen einem hohen und einem tiefen Wasserstand nachgewiesen werden (Abb. 3 und Abb. 4, vgl. auch Abb. 16–18). Parallel zur Veränderung der Fließrichtung kommt es auch zu unterschiedlichen Veränderungen des hydraulischen Gradienten.

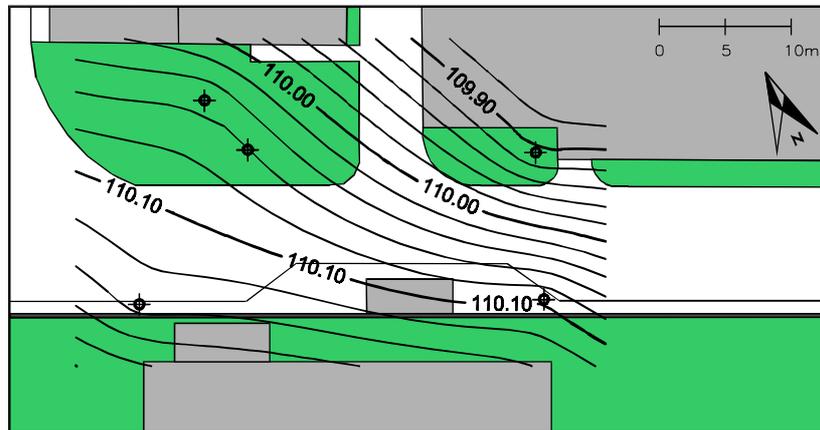


Abb. 3: Grundwassergleichenplan bei niedrigem Wasserstand.

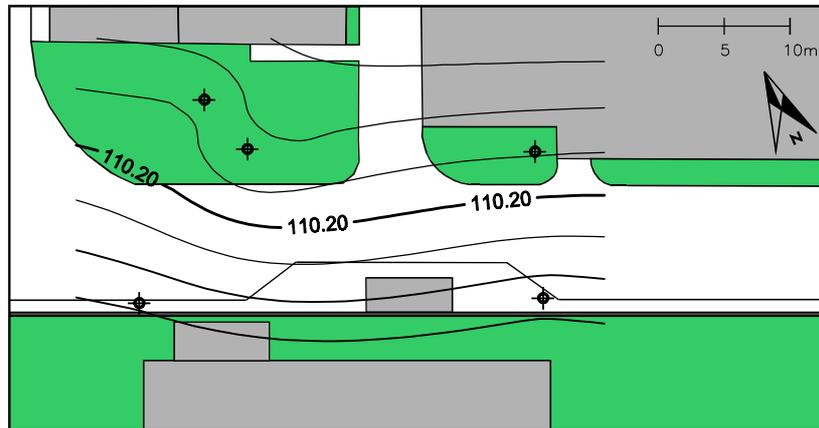


Abb. 4: Grundwassergleichenplan bei hohem Wasserstand.

Für dieses Verhalten lassen sich zwei Erklärungsmöglichkeiten finden:

1. Der für die Grundwasserspiegelanhebung verantwortliche Niederschlag versickert in der Fläche nicht gleichmäßig sondern es bilden sich Bereiche, an denen besonders viel bzw. besonders wenig Niederschlagswasser nach der Versickerung in den geringmächtigen Grundwasserleiter eintritt. Hierdurch kommt es zu lokalen Erhöhungen des Grundwasserspiegels, die zu einer Veränderung der Fließrichtung führen.
2. Das Relief des liegenden Stauers weist eine mulden- bzw. rinnenförmige Struktur auf, die bei hohem Wasserstand überflutet wird und somit keinen Einfluß auf die Fließrichtung des Grundwassers im geringmächtigen Grundwasserleiter ausübt. Fällt jedoch der Wasserspiegel so wird die rinnenförmige Struktur nicht mehr überflutet. Das Grundwasser folgt dann dem natürlichen Gefällen der Rinnenstruktur was zu einer grundlegenden Änderung der Grundwasserfließrichtung führen kann. In Abbildung 5 ist ein einfaches Beispiel für den geschilderten Sachverhalt dargestellt. Bei hohem Wasserstand folgt ein Großteil des Grundwassers dem großräumig geltenden hydraulischen Gradienten (Abb. 5a). Bei niedrigem Wasserstand fließt das Wasser in der Rinne (Abb. 5b).

a) hoher Grundwasserstand      b) niedriger Grundwasserstand

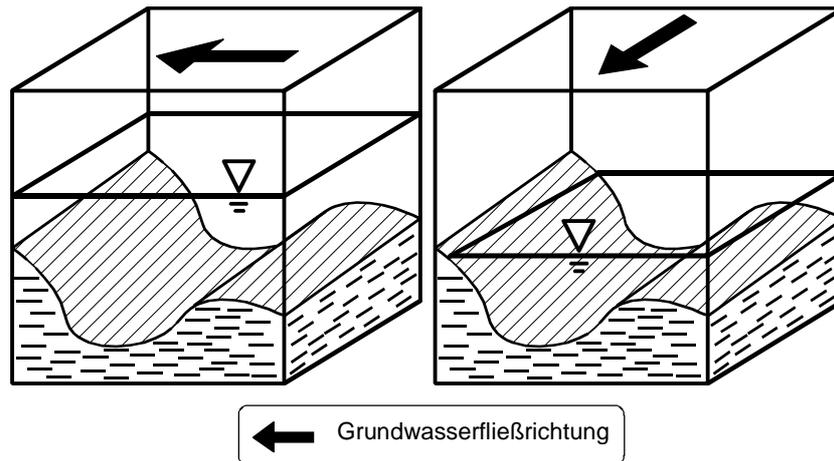


Abb. 5: Schematische Darstellung der Grundwasserfließrichtung in Abhängigkeit vom Wasserstand (verändert nach HANSTEIN 1995).

Insbesondere die zweite Möglichkeit ist einer der Gründe, die in vielen Fällen die Komplexität der Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern verursachen. Berücksichtigt man, daß wie in Abschnitt 2.2.1 aufgezeigt geringmächtige Grundwasserleiter besonders häufig in fluviatilen Ablagerungen auftreten, die auf Grund ihrer Genese in vielen Fällen rinnen- bzw. muldenförmige Strukturen aufweisen, so wird deutlich, daß bei der Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern ein erheblicher Aufwand für die Bestimmung des Basisreliefs des liegenden Stauers betrieben werden muß. In Abschnitt 4.2.2 wird ausführliche auf diese Problematik eingegangen.

Darüber hinaus spielen natürlich auch die Lagerungsverhältnisse und die „Rauigkeit“ der Basisfläche für die Strömungsbedingungen im Grundwasserleiter eine wichtige Rolle.

#### 2.2.4 Hydraulische Durchlässigkeit und Transmissivität

Generell kann die Durchlässigkeit geringmächtiger Grundwasserleiter die gesamte Bandbreite von sehr hohen  $k_f$ -Werten ( $>10^{-2}$  m/s) bis zu sehr gerin-

gen Werte ( $<10^{-6}$  m/s) einnehmen. Die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$  der bearbeiteten geringmächtigen Grundwasserleiter an den einzelnen Projektstandorten bewegen sich zwischen  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s und  $2 \cdot 10^{-6}$  m/s wobei die meisten  $k_f$ -Werte bei ca.  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s liegen. Nach der DIN 18130 können diese Bereiche als stark durchlässig ( $>10^{-4}$  m/s) bzw. durchlässig ( $10^{-4}$  m/s –  $10^{-6}$  m/s) angesprochen werden.

Grundwasserleiter mit Durchlässigkeitsbeiwerten wesentlich kleiner als  $10^{-6}$  m/s wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt, da Kontaminationen in diesen Bereichen im allgemeinen andere Sanierungstechniken verlangen, als dies bei geringmächtigen Grundwasserleitern der Fall ist.

Bei geringmächtigen Grundwasserleitern mit wassererfüllten Mächtigkeiten kleiner 1 m tritt der in der hydrogeologischen Fachliteratur nur selten zu findende Fall auf, daß die Transmissivität  $T$  kleiner ist als der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$ . Multipliziert man den weiter oben angegebenen  $k_f$ -Wertebereich mit der für geringmächtige Grundwasserleiter maximalen Mächtigkeit von 2 m so ergeben sich relativ kleine Transmissivitäten. Hieraus ergibt sich, daß es mit herkömmlichen technischen Mitteln, z. B. Tauchmotorpumpen, nur sehr eingeschränkt möglich ist kontaminiertes Wasser kontinuierlich aus diesen geringmächtigen Grundwasserleiter zu fördern (vgl. Abschnitt 5.2.4).

#### 2.2.5 Wechselwirkung zwischen geringmächtigem und (Haupt-)Grundwasserleiter

Eine weitere Problematik der geringmächtigen Grundwasserleiter ist, daß sie sich häufig über wesentlich mächtigeren Grundwasserleitern befinden und entweder über meist unbekannte hydraulische Kurzschlüsse oder über Leakage durch die trennenden geringdurchlässigen Lagen mit diesen in Verbindung stehen. Je nach Lage des Grundwasserspiegels/Druckfläche im liegenden (mächtigen) Grundwasserleiter kann es zum Aufstieg von Wasser von unten in den geringmächtigen Grundwasserleiter kommen oder, was wohl häufiger ist, zum Übertritt von Wasser von oben aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter nach unten in den mächtigeren Hauptgrundwasserleiter (Abb. 6).

Mögliche hydraulische Verbindungen sind:

- Restdurchlässigkeit der trennenden Schicht (Leakage),
- geologische Heterogenitäten,

- ältere Sondierungen und Bohrungen,
- durchgehend verfilterte Brunnen,
- Bombentrichter,
- Fundamentbereiche und andere Baumaßnahmen,
- Wurzeln von tiefwurzelnden Bäumen.

Diese häufig im Zusammenhang mit geringmächtigen Grundwasserleitern anzutreffende Konstellation, daß ein mächtiger Hauptgrundwasserleiter über unbekannte hydraulische Verbindungen mit hangendem kontaminiertem geringmächtigen Grundwasserleiter in Kontakt steht, kann zu sehr komplexen Mustern bei der Verfrachtung von Schadstoffen führen.

Liegt z. B. der Druckspiegel des Hauptgrundwasserleiters oberhalb dem des kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiters, so bleiben die Schadstoffe im oberen Grundwasserleiter und werden gemäß dem dort bestehenden hydraulischen Gradienten lateral verfrachtet (Abb. 6a). Fällt jedoch der Druckspiegel im Hauptgrundwasserleiter, dann kann das kontaminierte Wasser von oben her in diesen Übertreten und breitet sich hier aus (Abb. 6b). Der kontaminierte geringmächtige Grundwasserleiter agiert in diesem Fall also als ein Schadstoffreservoir, das je nach hydraulischer Situation Schadstoffe in den Hauptgrundwasserleiter abgibt. Je nach den physiko-chemischen Eigenschaften der kontaminierenden Schadstoffe sind sogar noch komplexere Ausbreitungsmuster denkbar. Treten z. B. LCKW in Phase im geringmächtigen Grundwasserleiter auf, so können diese wegen ihres hohen spezifischen Gewichtes selbst gegen einen aufwärts gerichteten hydraulischen Gradienten (Abb. 6a) nach unten sickern.

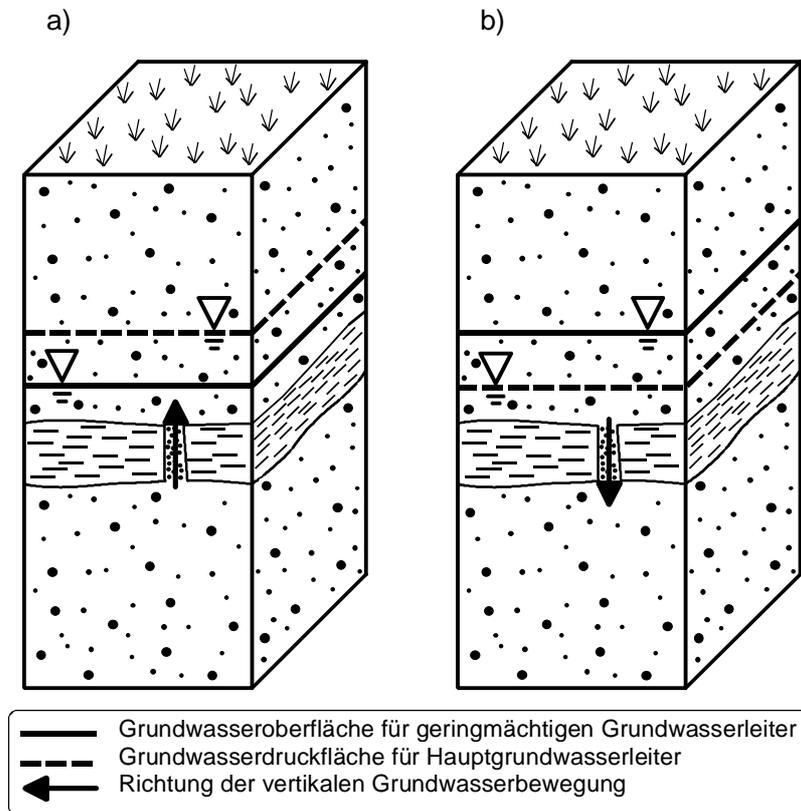


Abb. 6: Grundwasserbewegung im Bereich von hydraulischen Kurzschlüssen zwischen einem geringmächtigen Grundwasserleiter und dem liegenden, gespannten Hauptgrundwasserleiter in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten.

Erschwerend kann noch hinzu kommen, daß die Grundwasserfließrichtungen in den beiden Grundwasserleitern stark voneinander abweichen können. Somit besteht die Möglichkeit, daß die Schadstoffe zuerst im geringmächtigen Grundwasserleiter in eine bestimmte Richtung verfrachtet werden und später, nachdem sie z. T. entlang von hydraulischen Kurzschlüssen in den Hauptgrundwasserleiter übergetreten sind, hier in eine ganz andere Richtung transportiert werden. In Abbildung 7 ist dieser Fall dargestellt.

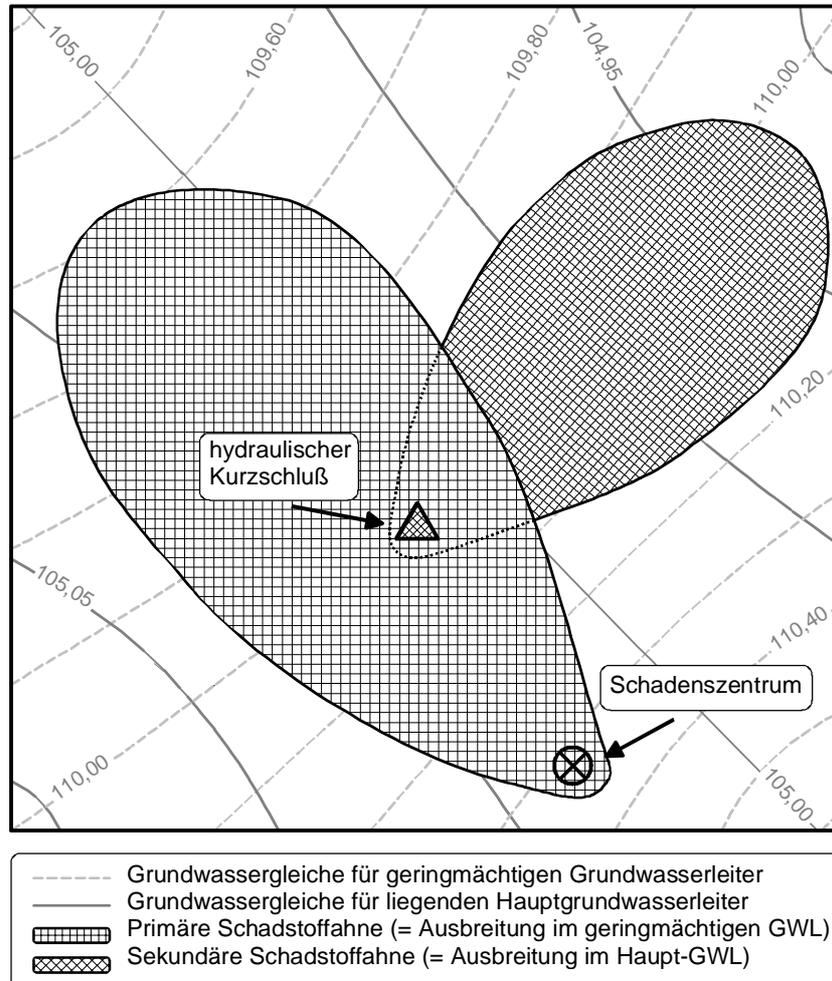


Abb. 7: Ausbreitung von Schadstoffen im System geringmächtiger Grundwasserleiter – Hauptgrundwasserleiter.

Bei der Erkundung von Standorten mit geringmächtigen Grundwasserleitern muß mit diesen Möglichkeiten immer gerechnet werden. Dementsprechend ist hier die Durchführung von detaillierten Geländeuntersuchungen notwendig (vgl. Abschnitt 4).

### 2.2.6 Hydrochemische Charakteristika

Die hydrochemische Beschaffenheit von Grundwasser wird durch mehrere Faktoren maßgeblich bestimmt. Dies sind unter anderem der lithologische Aufbau des Grundwasserleiters, die Kontaktzeit und der Chemismus von zufließendem Sickerwasser (MATTHESS 1990: 355).

Betrachtet man Wasseranalysen von Standorten mit geringmächtigen Grundwasserleitern, so fallen für Wasserproben verschiedener Lokalitäten nicht selten erheblich Schwankungen in der chemischen Zusammensetzung auf, selbst wenn die jeweiligen Entnahmestellen nur wenige Meter voneinander entfernt sind. Dieses Phänomen macht eine differenzierte Betrachtung der anfangs aufgeführten Faktoren im Hinblick auf oberflächennahe geringmächtige Grundwasserleiter notwendig.

Die Kontaktzeit zwischen Grundwasser und durchflossenem Gestein ist in geringmächtigen Grundwasserleitern aufgrund seiner charakteristischen Eigenschaften (hohe Abstandsgeschwindigkeiten, relativ geringe laterale Ausdehnung) in der Regel nicht ausreichend lang, um dessen chemischen Eigenschaften nachhaltig zu beeinflussen. Bei den meist nur kurzen Verweilzeiten ist deshalb hauptsächlich der Chemismus des in den geringmächtigen Grundwasserleiter infiltrierenden Sickerwassers maßgebend.

Der Chemismus des Sickerwassers wird weitgehend durch Lösungsprozesse in der ungesättigten Bodenzone bestimmt. Da der Aufbau der ungesättigten Zone sogar kleinräumig sehr variabel sein kann (z. B. Bauschutt, Mutterboden, Straßenschotter), schlägt sich dies im Sickerwasser und folglich auch im Grundwasserchemismus nieder. Bei mächtigen Grundwasserleitern ist dieses Phänomen nur sehr selten zu beobachten, da das zutretende Sickerwasservolumen im Verhältnis zum Grundwasservolumen klein ist und deshalb lokal keine signifikante Veränderung der Grundwasserzusammensetzung bewirkt (BUCHAN 1958).

MATTHESS (1990: 271) beschreibt als wesentlichen Unterschied zwischen Sicker- und Grundwasserbeschaffenheit die allgemein viel höheren Hydrogenkarbonat-Konzentrationen im Sickerwasser. An allen Projektstandorten an denen sowohl Wasserproben aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter als auch dem Hauptgrundwasserleiter hydrochemisch untersucht wurden, konnte dies bestätigt werden (Abb. 8).

Desweiteren zeichnen sich alle Proben durch Sauerstoffgehalte von  $> 2$  mg/l und dementsprechend positive Redoxspannungen aus. Lediglich an einer Meßstelle am Projektstandort Ludwigsfelde wurden Sauerstoffgehalte um die 0,9 mg/l gemessen, was auf eine größere MKW-Kontamination mit aufschwimmender Ölphase im Bereich dieser Meßstelle zurückzuführen ist. Bei ausgeprägten organischen Einschaltungen können jedoch auch reduzierende Wässer entstehen.

Bei der hydrochemischen Charakterisierung geringmächtiger Grundwasserleiter konnte auf die Wasseranalysen von mehreren Projektstandorten zurückgegriffen werden. In der nachfolgenden Abbildung 8 sind ausgewählte Analysedaten in Form eines Piper-Diagramms dargestellt.

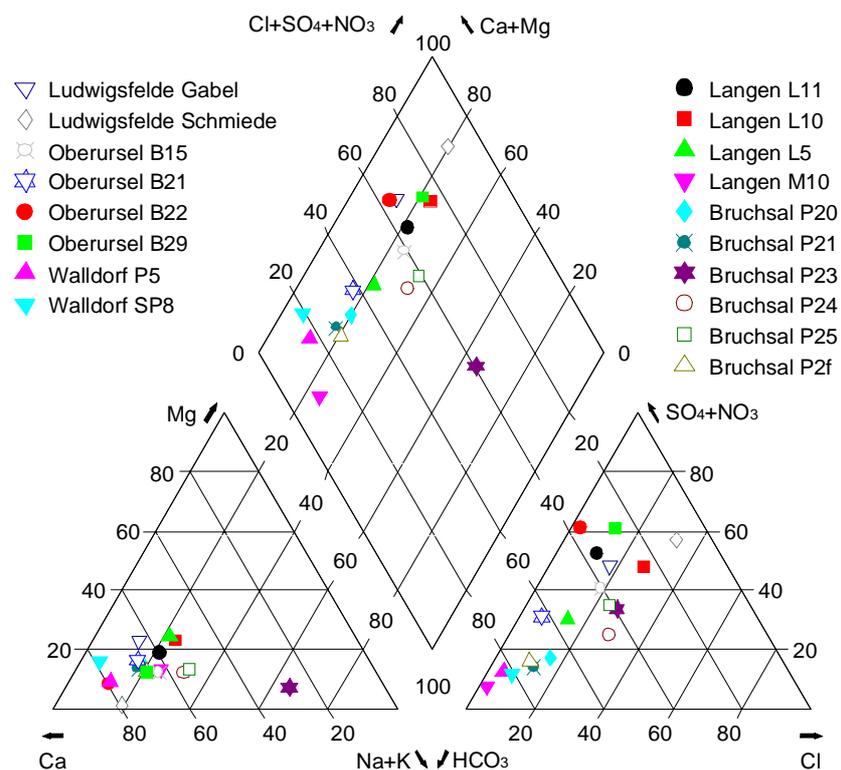


Abb. 8: Darstellung von Wässern aus geringmächtigen Grundwasserleitern in Form eines Piper-Diagramms.

Im Piper-Diagramm fällt die bereits angesprochene relativ große Variabilität im Chemismus auf, selbst wenn die Proben von ein und dem selben Standort kommen, wobei die Unterschiede bei den Anionen besonders ausgeprägt sind.

## 3 Testfeld Bruchsal

### 3.1 Ziel der Testfelduntersuchungen

Die meisten der hier bisher vorgestellten Überlegungen und Erkenntnisse zu den charakteristischen Eigenschaften von geringmächtigen Grundwasserleitern beruhen auf Forschungsergebnissen von Projektstandorten, an denen eine aktuell vorhandene Untergrundkontamination (LCKW, BTEX, MKW) saniert wird.

Dadurch, daß es sich bei diesen Standorten ausschließlich um Industrieflächen handelt, die noch genutzt werden bzw. ihre baldige Nutzung geplant ist, waren die Möglichkeiten zu einer intensiven wissenschaftlichen Untersuchung der einzelnen Standorte weitgehend auf das für kontaminierte Industrieflächen übliche Maß an Erkundungs- und Sanierungsuntersuchungen beschränkt.

Die meist aus Platzgründen beschränkte Anzahl der errichtbaren Meßstellen und Schwierigkeiten ihre gleichmäßige flächenhafte Verteilung zu realisieren, erschwerten detaillierte Untersuchungen der lateralen Entwicklung der geringmächtigen Grundwasserleiter, insbesondere im Hinblick auf ihre Tiefenlage, Mächtigkeit und auch auf eine mögliche Veränderung ihrer hydrogeologischen Beschaffenheit.

Auf der Grundlage dieser Situation ergab sich der Bedarf, einen Standort mit einem geringmächtigen Grundwasserleiter zu suchen, auf dem ein Testfeld errichtet werden kann, das die zuvor angeführten Einschränkungen nicht besitzt und somit eine unbeschränkte sowie weitaus detailliertere Untersuchung eines geringmächtigen Grundwasserleiters ermöglicht.

Die einzelnen wissenschaftlichen Ziele der Testfelduntersuchungen ergeben sich weitgehend aus den zuvor beschriebenen Einschränkungen an den bereits vorhandenen Projektstandorten:

- Erweiterung der Erkenntnisse über die Entstehung und Ausdehnung von geringmächtigen Grundwasserleitern,
- Bestimmung der zeitlich und räumlichen Zusammenhänge zwischen Niederschlag, Wasserstand und Grundwasserfließrichtung in geringmächtigen Grundwasserleitern,

- Verbesserung und Weiterentwicklung von Erkundungsmethoden an einem Standort mit weitgehend bekannten Randbedingungen,
- Machbarkeitsstudie zur Erstellung eines numerischen Strömungsmodells für einen Grundwasserleiter mit sehr geringer Mächtigkeit.

### 3.2 Anforderungen

Folgende Anforderungen wurden bei der Suche nach einem Standort für das geplante Testfeld zugrunde gelegt:

1. Der Standort sollte aufgebaut werden von einer geringmächtigen durchlässigen Schicht mit einer maximalen Mächtigkeit von ein bis zwei Metern, wobei der geringmächtige Grundwasserleiter aufgrund des Aufwands beim Bau der Meßstellen möglichst nicht tiefer als fünf Meter unter der Geländeoberkante liegen sollte.
2. Die Durchlässigkeit sollte bei einem weitgehend konstanten hydraulischen Gradienten mindestens  $1-5 \cdot 10^{-5}$  m/s betragen, damit eine Vielzahl unterschiedlicher hydraulischer Tests durchgeführt bzw. Tracerversuche in einer absehbaren Zeit zum Abschluß gebracht werden können.
3. Der gesuchte geringmächtige Grundwasserleiter sollte mindestens eine flächenhafte Ausdehnung besitzen, die den Aufbau eines Testfeldes mit einer Kantenlänge von ungefähr 40 x 40 m ermöglicht.
4. Um die Kosten und den Aufwand bei den geplanten hydraulischen Versuchen auf dem Teststandort möglichst gering zu halten, ist ein Standort ohne Untergrundkontamination vorzuziehen, da hier die Entsorgung von gefördertem Grundwasser kein Problem darstellt.
5. Desweiteren müssen logistische Fragen berücksichtigt werden, wie die Versorgung mit Wasser und Strom sowie die Möglichkeit, das gefundene Gelände für einen längeren Zeitraum (mindestens zwei Jahre) zu mieten.

Alle diese Kriterien waren bei der im nachfolgenden Abschnitt beschriebenen Suche nach einem geeigneten Testfeldstandort zu berücksichtigen. Hinzu kam noch die Forderung, daß das Testfeld nicht weiter als 30 km von Karlsruhe entfernt sein sollte, da bei einer größeren Entfernung ein zeitlich eng gera-

stertes Untersuchungsprogramm aus finanziellen und zeitlichen Gründen nicht durchführbar gewesen wäre.

### 3.3 Standortsuche

Um den Aufwand für die Suche nach einem geeigneten Standort auf ein vernünftiges Maß zu beschränken, konzentrierte sich das Einholen von Information auf die Ablagerungen der Kinzig-Murg-Rinne zwischen Rastatt und Bruchsal. Die Kinzig-Murg-Rinne bezeichnet ein früher am östlichen Rand des Oberrheingrabens rheinparallel fließendes Flußsystem, das heute verlandet ist. Dazu wurden bei zahlreichen Ämtern und Institutionen Schichtenverzeichnisse über Ablagerungen der Kinzig-Murg in diesem Bereich eingeholt.

Zusätzlich wurden Informationen aus BARTZ (1982), SCHNARRENBARGER (1907), THÜRACH (1911), ROTH (1982) und MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG & MINISTERIUM FÜR UMWELT UND GESUNDHEIT RHEINLAND-PFALZ (1988) ausgewertet.

Aus der daraus gewonnenen Vielzahl an Schichtenverzeichnissen erschienen mehrere Standorte für den Aufbau eines Testfeldes besonders geeignet zu sein:

- Die Bohrung KB 36 entlang der A5 bei Raental nahe Rastatt zeigt einen 100 cm mächtigen Fein-Mittelsand in einer Tiefe von 1,20–2,20 m, der von einer 70 cm mächtigen Auelehmschicht unterlagert wird.
- Eine Bohrung im Bereich von Wohnhäusern der Firma Eto in Ettlingen zeigt eine 40 cm mächtige Grobsandschicht in einer Tiefe von 1,50–1,90 m, unterlagert von einem 90 cm mächtigen Schluffpaket.
- Die Bohrung 4 BAB Frankfurt - Basel im Bereich der Ausfahrt Karlsruhe Durlach zeigt einen 1,20 m mächtigen Sandkörper in einer Tiefe von 1,80–3,00 m, unterlagert von einer 1,40 m mächtigen Abfolge aus Schluffen, Torf und Ton.
- Die Bohrung Weingarten Feuerlöschbrunnen B1 (Abb. 9) am südlichen Ortsende von Weingarten zeigt ein 40 cm mächtiges Feinsandpaket in ei-

ner Tiefe von 1,80–2,20 m, im Liegenden begrenzt von einer 110 cm mächtigen Schluffschicht.

Die Bohrungen in Ettlingen und nahe der Ausfahrt Karlsruhe-Durlach konnten nicht weiter verfolgt werden, da aufgrund von Bebauung nicht genügend Raum für die Einrichtung eines Testfeldes zur Verfügung stand. Schließlich wurde der Standort Weingarten und der Standort Rauental eingehender untersucht.

Rammkernsondierungen an diesen beiden Standorten ergaben jedoch, daß diese Orte nicht für die Errichtung eines Testfeldes geeignet waren, da die angetroffenen geringmächtigen Grundwasserleiter in ihrer Verbreitung nur über wenige Meter ausgehalten haben.

Insgesamt wurde bei der Suche nach einem Testfeldstandort im Zeitraum von Dezember 1995 bis Mai 1996 ca. 200 Bohrprofile in verschiedenen Archiven eingesehen und knapp 100 Rammkernsondierungen (über 400 Bohrmeter) abgeteuft. Hierbei konnten zahlreiche geringmächtige Grundwasserleiter lokalisiert werden, von denen jedoch keiner die obengenannten Kriterien soweit erfüllt hätte, daß die Errichtung eines Testfeldes sinnvoll erschien.

### Weingarten Feuerlöschbrunnen B1

Rechtswert :  $\text{N}^{\circ}85000$   
Hochwert :  $\text{N}^{\circ}34700$

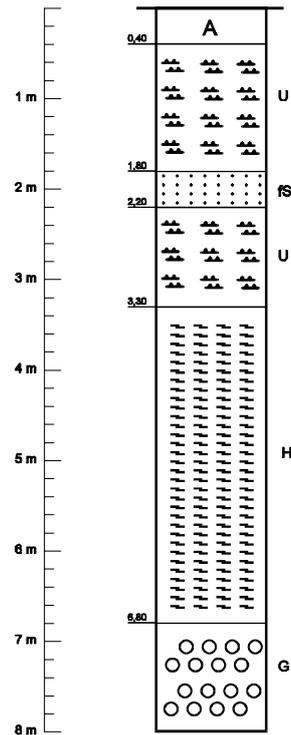


Abb. 9: Vereinfachte Darstellung des Bohrprofils der Bohrungen Weingarten Feuerlöschbrunnen B1.

Trotz der Tatsache, daß die Suche nach einem Standort mit geeignetem geringmächtigen Grundwasserleiter nicht erfolgreich war, ließ sich anhand der gewonnenen Informationen die Annahme bestätigen, daß vor allem in solchen Bereichen der Ablagerungen des Kinzig-Murg-Systems mit sandigen Einschaltungen zwischen schluffigen, tonigen oder torfigen Schichten zu rechnen ist, in denen Nebenflüsse aus dem randlichen Gebirge in das Kinzig-Murg-System übertreten. Dies zeigen unter anderem die Ablagerungen in Bruchsal, im Bereich der Ungeheuerklamm zwischen Weingarten und Untergrombach und die Ablagerungen der Alb im Raum Ettlingen (vgl. Abschnitt 2.2.1). Die

Einrichtung eines Testfeldes war allerdings wegen Wohn- oder Industriebebauung nicht möglich.

### 3.4 Errichtung des Testfeldes Bruchsal

Auf dem Industriegelände am Projektstandort Bruchsal wurde im Sommer 1996 eine Lagerhalle abgerissen. Auf der dadurch frei gewordenen Fläche wurde im Herbst 1996 ein großer Parkplatz errichtet. Da sich diese Fläche unmittelbar an die untersuchten kontaminierten Bereiche anschließt (abstromig), wurden mit dem Eigentümer Gespräche über den Aufbau eines Testfeldes auf der Parkplatzfläche geführt. Hierbei konnte die Genehmigung für die Einrichtung eines Testfeldes erreicht werden.

Noch vor der Inbetriebnahme der neuen Parkplatzfläche konnte ein zwölf Meßstellen umfassendes hydrogeologisches Testfeld zur Untersuchung des geringmächtigen Grundwasserleiters errichtet werden. Die genauen Bezeichnungen der Meßstellen (C1 bis C12) des Testfeldes und ihre räumliche Verteilung sind der Abbildung 10 zu entnehmen. Diese Abbildung zeigt ebenfalls die Lage der bereits früher im Rahmen der Sanierungsplanung und Sanierungsbegleitung erstellten Meßstellen (P20, P21, P23 bis P25, P2flach) sowie die im Oberen Kieslager verfilterten Sanierungsbrunnen (B11, B5 und P2t).

Jede der zwölf Meßstellen wurde nach dem folgenden Arbeitsschema errichtet:

1. Meterweise Abteufung einer Rammkernsondierung (Durchmesser 36 mm) zur detaillierten Aufnahme des geologischen Untergundaufbaues. Beobachtung des Wasserandranges im freistehenden Bohrloch.
2. Erstellung eines Bohrloches (Durchmesser 145 mm) mit einem motorgetriebenen Handbohrgerät (Schneckenbohrung) bis auf die Oberfläche des Grundwasserstauers.
3. Zentrierter Einbau der Brunnenfilter und der Vollrohrtour und Verfüllung des Ringraumes im Bereich des geringmächtigen Grundwasserleiters mit Filtersand. Einbringung einer Quelltondichtung.

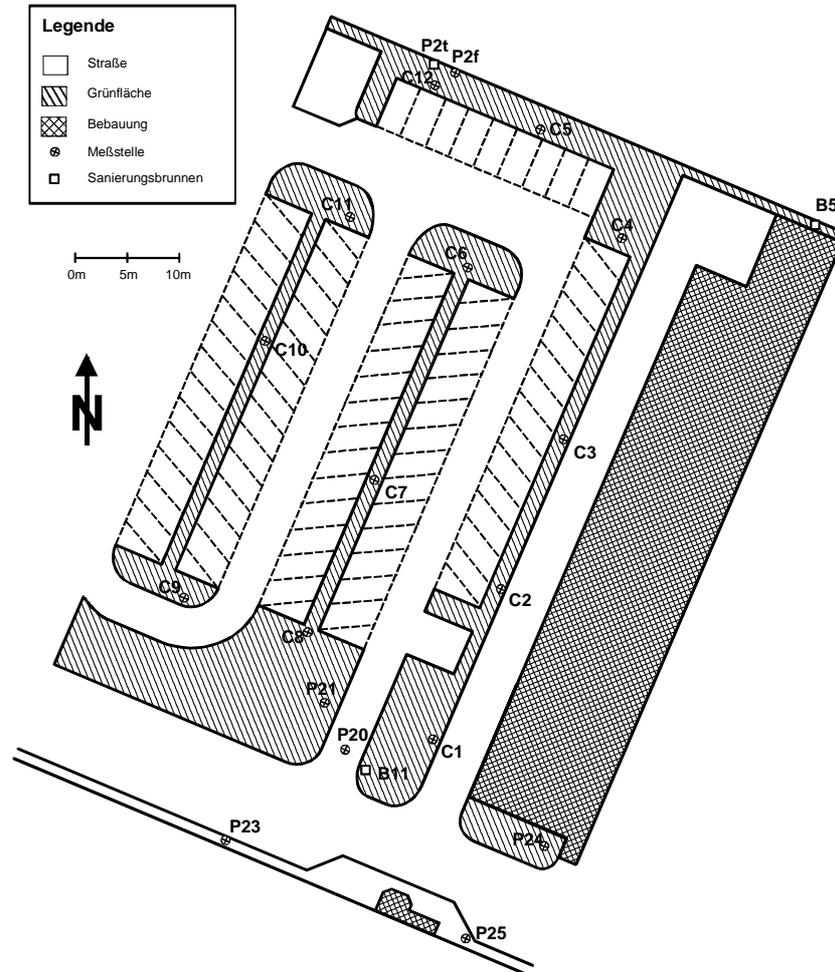


Abb. 10: Lageplan des Testfeldes Bruchsal.

In allen neu errichteten Meßstellen des Testfeldes konnte der aus früheren Untersuchungen bekannte geringmächtige Grundwasserleiter identifiziert werden.

### 3.5 Geologischer Aufbau

Anhand der zwölf im Rahmen der Errichtung des Testfeldes abgeteufte Rammkernsondierungen und weiteren 13 Rammkernsondierungen, die während der ersten Erkundungskampagne des geringmächtigen Grundwasserleiters niedergebracht wurden (BREH 1994), kann das Testfeldareal in seinem geologischen Aufbau sehr detailliert beschrieben werden.

Unter einer ca. 1–1,5 m mächtigen anthropogenen Auffüllung folgen bis zu einer Tiefe von ungefähr 4,5 m mehrere schluffig tonige Schichten, die bei ca. 4 m von einer zweigeteilten mittelsandigen bis feinkiesigen Schicht unterbrochen werden, welche den geringmächtigen Grundwasserleiter bildet. Die Schichten im Liegenden des geringmächtigen Grundwasserleiters sind wieder schluffig-tonig ausgebildet, besitzen jedoch noch zusätzlich einen hohen Anteil an organischen Komponenten. Ab einer Teufe von im Mittel 7 m unter GOK beginnt dann das kiesig-sandige Obere Kieslager (OKL), welches den eigentlichen Hauptgrundwasserleiter ausbildet. Aus Bohrungen ist bekannt, daß das Obere Kieslager im Bereich des Werksgeländes eine Mächtigkeit von bis zu 30 m besitzt, wobei die Mächtigkeit nach Osten zum Grabenrand hin deutlich abnimmt. In Abbildung 11 ist der geologische Untergrundaufbau anhand der Rammkernsondierung S1 dargestellt.

Um die laterale Verbreitung des geringmächtigen Grundwasserleiters übersichtlich darzustellen wurde anhand der Sondierergebnisse beim Meßstellenbau ein Paneeldiagramm angefertigt (Abb. 12). Im Paneeldiagramm sind die Schichten, die den geringmächtigen Grundwasserleiter aufbauen als weiße Flächen mit schwarzen Punkten ausgehalten. Sehr gut sind im Diagramm die starken Schwankungen in den Mächtigkeiten und Tiefenlagen dieser Schichten zu erkennen. Der inhomogene Untergrundaufbau des gesamten Testfeldes wird bei dieser Darstellungsvariante gut wiedergegeben (helle Flächen = Schluffe, dunkle Flächen = Tone).

Die detaillierte geologische Aufnahme des Testfeldareals wurde durch eine quartärgeologische Bearbeitung der näheren Umgebung im Oberrheingraben ergänzt. Hierdurch war es möglich, die Geologie des Standortes in einen größeren geologischen Rahmen einzuordnen und nachzuweisen, daß die angetroffenen Ablagerungen im Zuge der Verlandung des Kinzig-Murg-Flusses entstanden sind. Die gewonnenen quartärgeologischen Ergebnisse wurden in Form einer Horizontschnittbalkenkarte dokumentiert (BREH 1994).

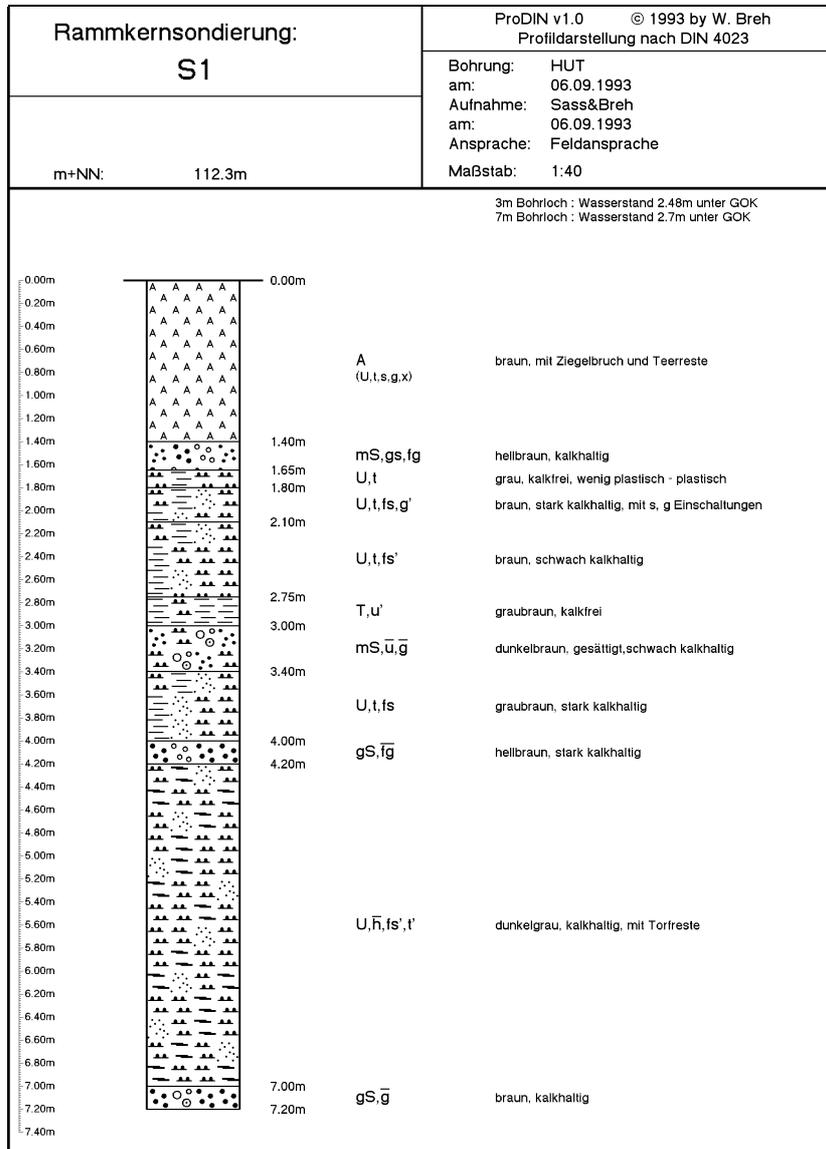


Abb. 11: Verkleinertes geologisches Profil der Rammkernsondierung S1 (Lagegleich mit Meßstelle P20).

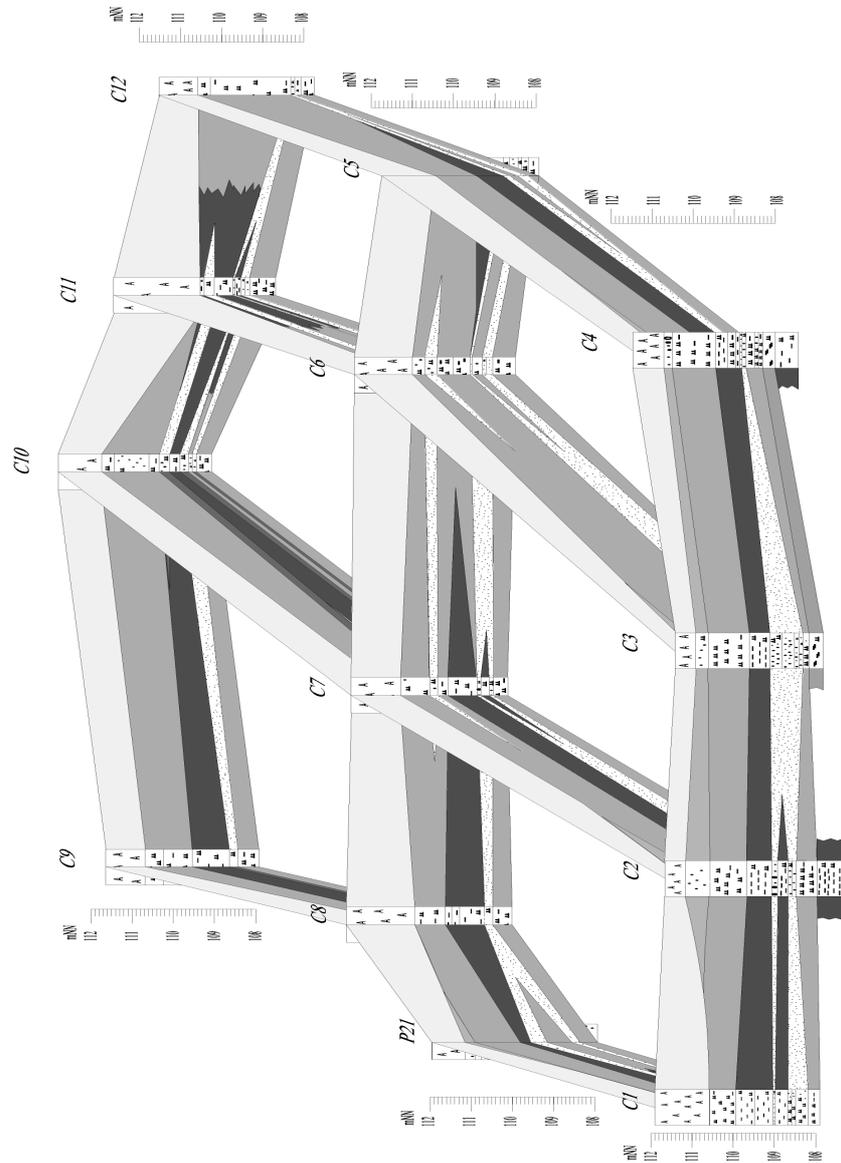


Abb. 12: Darstellung des Untergrundaufbaus im Bereich des Testfeldes Bruchsal in Form eines Panel-Diagramms (weiße Flächen mit schwarzen Punkten = geringmächtiger Grundwasserleiter, helle Flächen = Schluffe, dunkle Flächen = Tone).

Bei der Horizontschnittbalkenmethode handelt es sich um ein Darstellungsverfahren, das auf einfache Art und Weise erlaubt, Informationen über alle tiefer im Untergrund liegende Grundwasserleiter und Grundwasserstauer in einer einzigen Karte darzustellen (ZENTRALES GEOLOGISCHES INSTITUT, BERLIN 1987).

### 3.6 Hydrogeologische Eigenschaften

#### 3.6.1 Bestimmung der hydrogeologischen Kennwerte

Zur Bestimmung der hydrogeologischen Kennwerte des geringmächtigen Grundwasserleiters im Bereich des Testfeldes wurde in jeder Meßstelle mindestens ein Wiederanstiegsversuch durchgeführt. Ergänzt wurden diese Untersuchungen durch mehrtägige Pumpversuche in den Meßstellen P2f, C8 und C9. Hierbei ergab sich die in Tabelle 2 aufgelistete Meßwertverteilung.

Betrachtet man die Transmissivitäten, so zeigt sich eine Spannweite von  $3,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  für die Meßstelle C1 bis  $2,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  für die Meßstelle P20, also einen Unterschied um den Faktor 75 auf einer Vertikaldistanz von nur 9 m. In Abbildung 13 ist eine interpolierte Transmissivitätsverteilung dargestellt. Im südlichen Teil der untersuchten Fläche ist ein zusammenhängendes Areal mit größeren Transmissivitäten zu erkennen, das sich deutlich von einem Bereich mit niedrigeren Werten in der Mitte abgrenzen läßt. In der Umgebung der Meßstelle C5 befindet sich ein weiteres lokales Transmissivitätsmaximum.

Vergleicht man die Transmissivitätsverteilung mit der Verteilung der Mächtigkeiten des geringmächtigen Grundwasserleiters (Abb. 14) anhand des Verlaufs der jeweiligen Mittelwertlinie, so fällt deren erheblich unterschiedlicher Verlauf auf. Hieran zeigt sich deutlich, daß die Transmissivitätsverteilung des Testfeldes maßgeblich von der Verteilung der  $k_f$  - Werte und erst in zweiter Linie von der Mächtigkeit des geringmächtigen Grundwasserleiters abhängig ist.

Tab. 2: Laterale Verteilung der Transmissivitäten, der  $k_f$ -Werte und der Mächtigkeiten für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal.

Meßstelle	Transmissivität [ $m^2/s$ ]	$k_f$ -Wert [ $m/s$ ]	Mächtigkeit [m]
C1	$3,2 \cdot 10^{-7}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$	0,20
C2	$3,3 \cdot 10^{-6}$	$9,5 \cdot 10^{-6}$	0,35
C3	$6,4 \cdot 10^{-7}$	$9,2 \cdot 10^{-7}$	0,70
C4	$9,7 \cdot 10^{-7}$	$6,5 \cdot 10^{-6}$	0,15
C5	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$3,9 \cdot 10^{-5}$	0,40
C6	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$4,0 \cdot 10^{-6}$	0,30
C7	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	0,20
C8	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	0,20
C9	$4,4 \cdot 10^{-6}$	$2,2 \cdot 10^{-5}$	0,20
C10	$6,4 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	0,55
C11	$2,7 \cdot 10^{-6}$	$5,4 \cdot 10^{-6}$	0,50
C12	$4,3 \cdot 10^{-6}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$	0,10
P20	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-5}$	0,60
P21	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$2,0 \cdot 10^{-6}$	0,60
P23	$5,4 \cdot 10^{-6}$	$8,9 \cdot 10^{-6}$	0,60
P24	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$4,2 \cdot 10^{-5}$	0,30
P25	$1,7 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-6}$	0,30
Mittelwert	$5,3 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	0,37

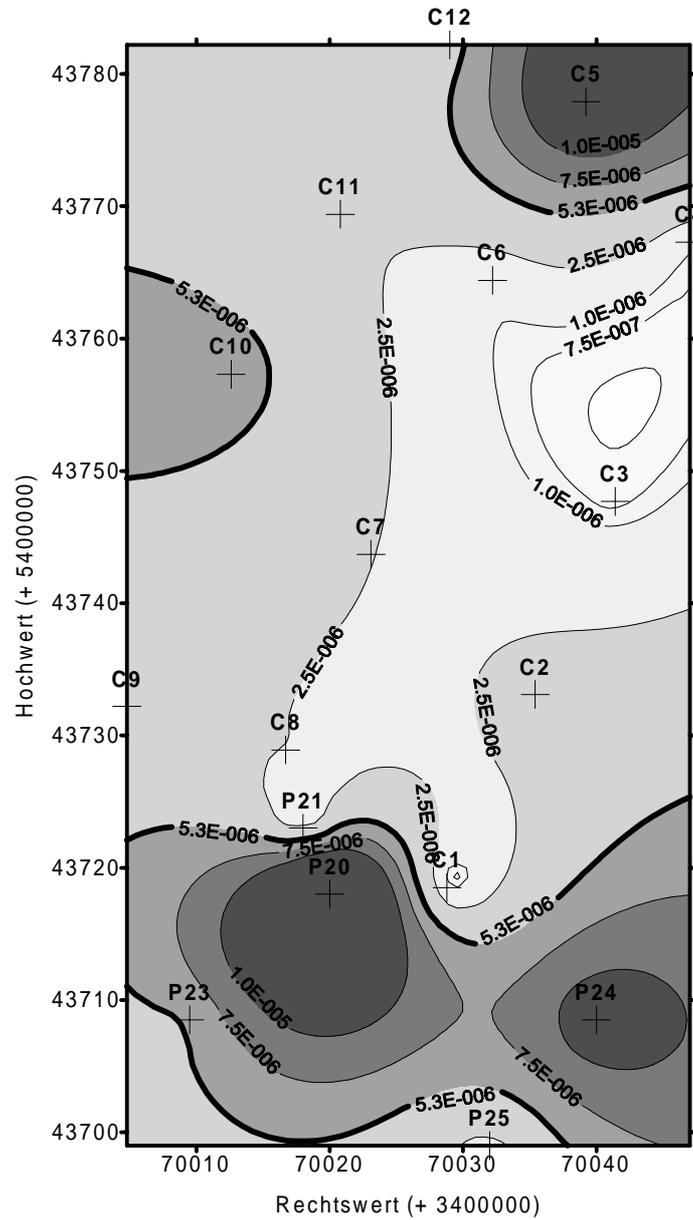


Abb. 13: Interpolierte Transmissivitätsverteilung [in  $\text{m}^2/\text{s}$ ] für den Standort Bruchsal (dicke Linie entspricht dem errechneten Mittelwert).

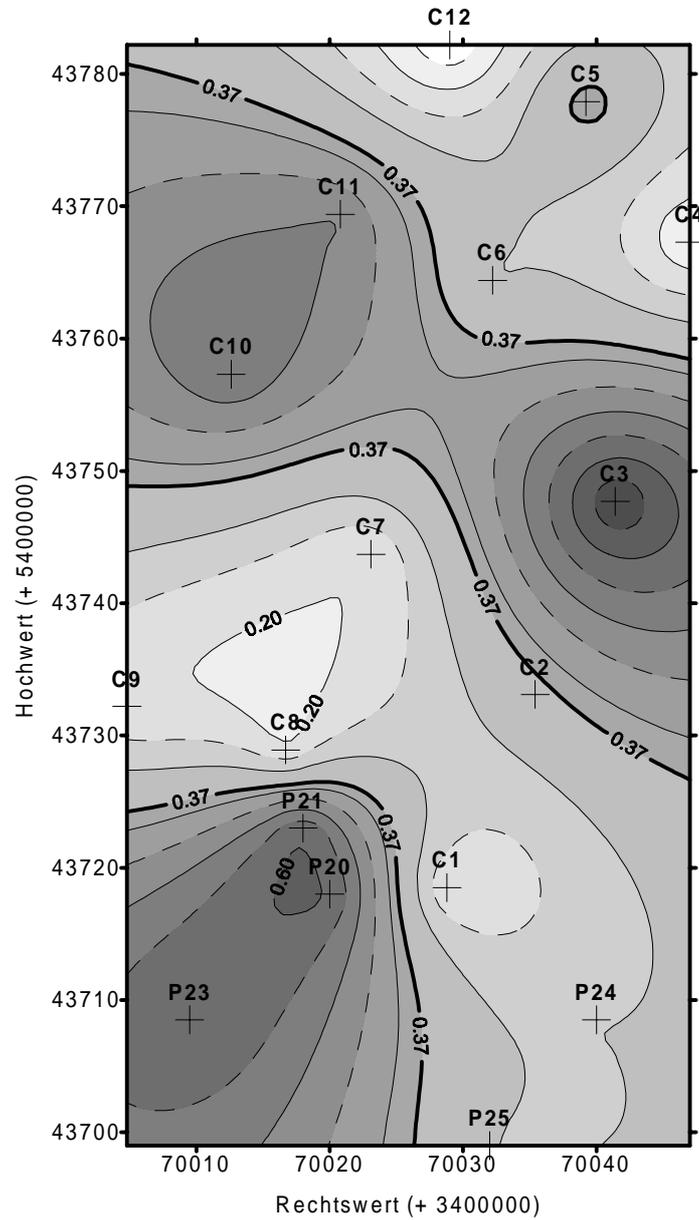


Abb. 14: Interpolierte Mächtigkeitsverteilung [in m] für den Standort Bruchsal (dicke Linie entspricht dem errechneten Mittelwert).

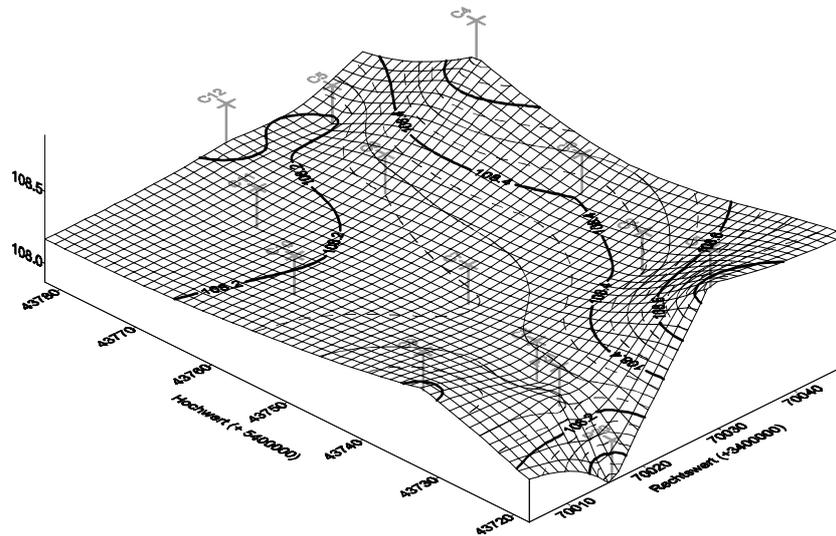


Abb. 15: Interpolierte Darstellung der Basisfläche des geringmächtigen Grundwasserleiters für das Testfeldareal am Standort Bruchsal.

In der Abbildung 15 ist die Basisfläche des geringmächtigen Grundwasserleiters als 3-D-Oberflächenplot wiedergegeben. Die Darstellung zeigt deutlich, daß die Basisfläche eine ausgeprägte Morphologie mit lokalen Höhen und Tiefen aufweist. Eine Rinnenstruktur, wie sie in späteren Abschnitten angesprochen wird (vgl. 4.2.2 ff) ist nicht zu erkennen. Auffällig ist die starke Depression der Stauer Oberfläche im Bereich der Meßstelle P20 und ihre relative Höhenlage bei Meßstelle C1. Ein Einfluß dieses Sachverhaltes auf die Schadstoffverteilung konnte jedoch nicht nachgewiesen werden.

### 3.6.2 Grundwasserströmung

In den neu errichteten Testfeldmeßstellen wurden über einen Zeitraum von fast einem Jahr regelmäßig mindestens zweimal in einer Woche die Grundwasserhöhen des geringmächtigen Grundwasserleiters gemessen. In vier Meßstellen wurden zusätzlich Drucksonden eingebaut, die im Abstand von 15 min die Wasserstandsschwankungen kontinuierlich aufgezeichnet haben.

Mit Hilfe der Wasserstandsdaten wurden Grundwassergleichenpläne für den 17. 01. 1997 (Abb. 16) und den 25. 05. 1997 (Abb. 17) erstellt. Diese beiden Tage wurden gewählt, da sie die volle Schwankungsbreite der Grundwasserströmung im geringmächtigen Grundwasserleiter zeigen.

Der Grundwassergleichenplan für den 17. 01. 1997, Frostperiode ohne Niederschlag, zeigt über das gesamte Beobachtungsgebiet eine relativ gleichmäßige Strömungssituation. Die Grundwassergleichen verlaufen in etwa auf parallelen Geraden und weisen weitgehend gleichmäßige Abstände zueinander auf. Lediglich in der Bildmitte sind die gemessenen hydraulischen Gradienten kleiner. Der dargestellte Verlauf der Grundwassergleichen bestätigt die bereits beschriebene Beobachtung, daß das Strömungsverhalten des geringmächtigen Grundwasserleiters in erster Linie von Niederschlagsereignissen bestimmt wird.

Vergleicht man die Situation vom 17. 01. mit der vom 23. 05. 1997, der inmitten einer Feuchtperiode liegt, so fallen erhebliche Unterschiede auf. Die mittlere Strömungsrichtung im hochkontaminierten Bereich der Meßstellen P21, P23, P24 und P25 ändert sich von NE nach SE. In der Mitte des Testfeldes ändert sich die Fließrichtung auf ENE. Lediglich im Norden des Beobachtungsgebietes bleibt die Abstromrichtung praktisch unverändert, wobei sich jedoch der hydraulische Gradient erheblich verkleinert.

Stellt man diesen beiden Grundwassergleichenplänen einen weiteren gegenüber (Abb. 18), der auf der Grundlage von über den ganzen Beobachtungszeitraum gemittelten Grundwasserständen berechnet wurde, so zeigt dieser Grundwasserfließrichtungen, die zwischen den zuvor beschriebenen liegen.

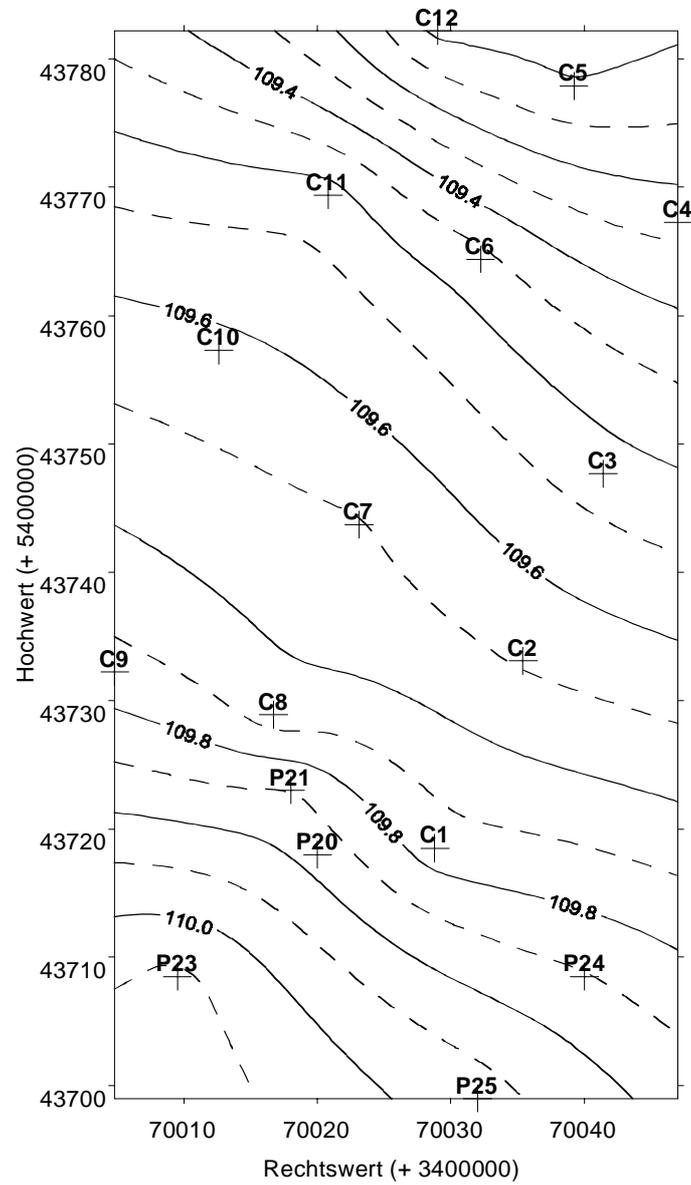


Abb. 16: Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal am 17.01.1997 (Frostperiode ohne Niederschläge).

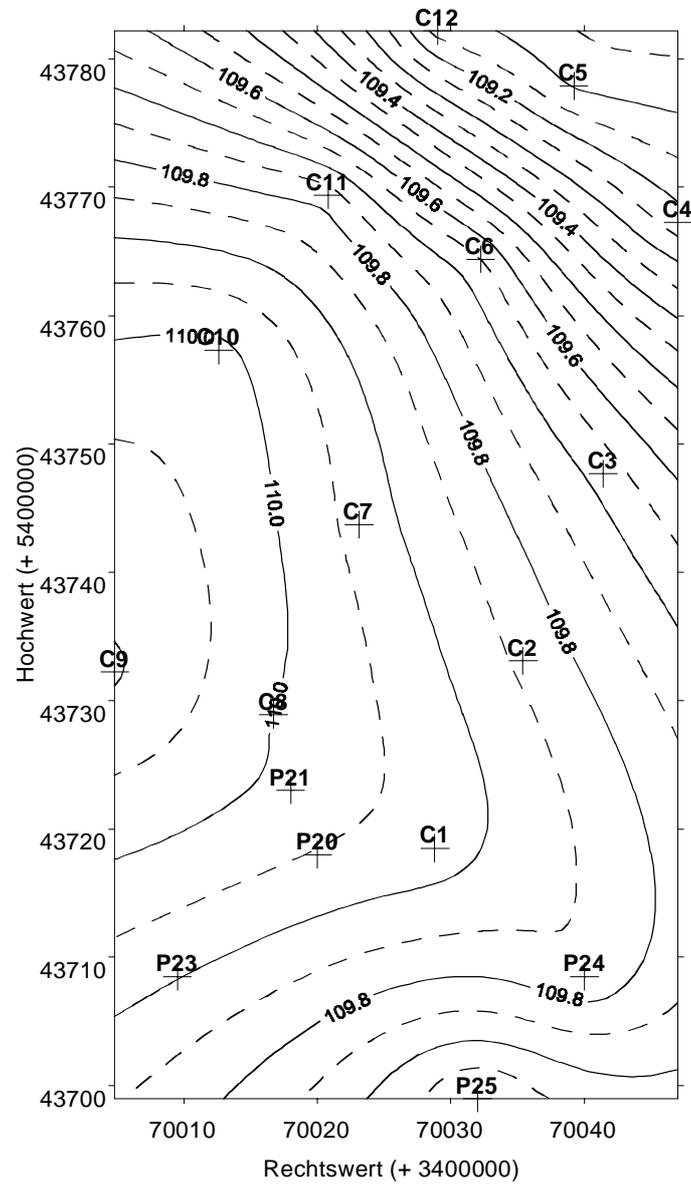


Abb. 17: Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal am 23.05.1997 (niederschlagsreicher Zeitraum).

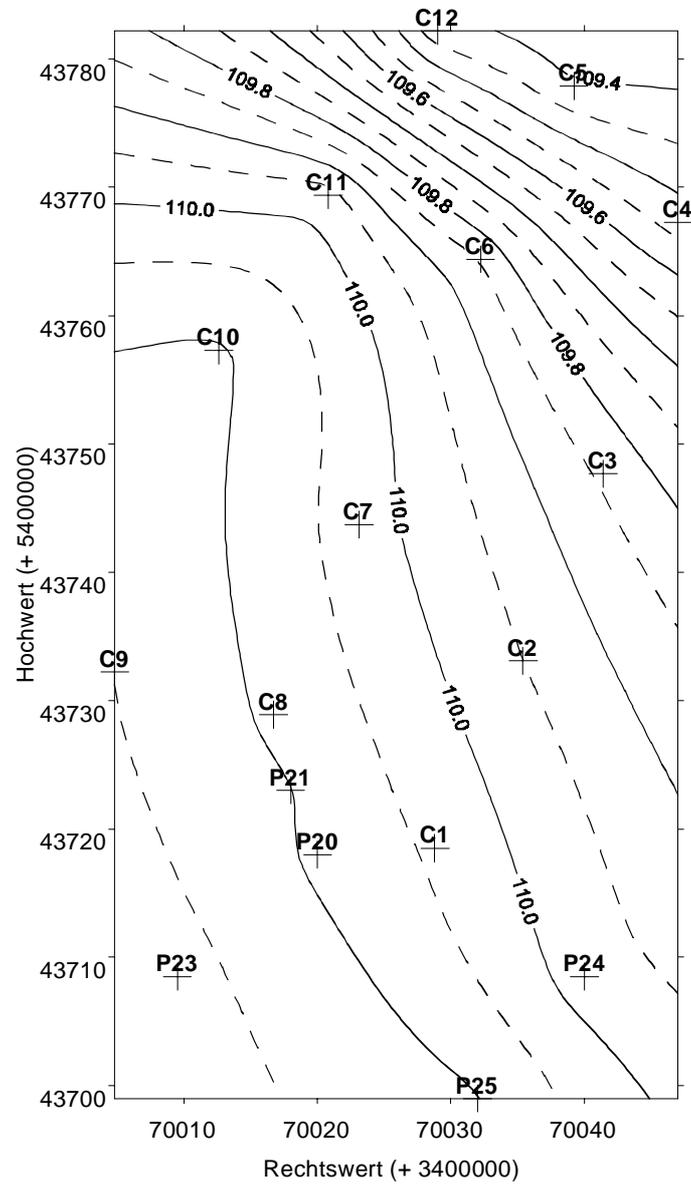


Abb. 18: Grundwassergleichenplan für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal auf der Grundlage von gemittelten Wasserständen.

Zur Beantwortung der Frage nach der Fließrichtung von in den geringmächtigen Grundwasserleiter eingesickerten Schadstoffen bietet der gemittelte Grundwassergleichenplan die beste Hilfe, da er für jeden Punkt innerhalb des Testfeldareals die für den Stofftransport ausschlaggebende mittlere Strömungsrichtung angibt (vgl. Abschnitt 3.6.3).

### 3.6.3 Hydrochemische Untersuchungen

Nach der Errichtung der Testfeldmeßstellen C1 bis C12 wurden aus diesen und den bereits vorhandenen Meßstellen P21, P23, P24 und P25 Wasserproben genommen und hydrochemisch analysiert. Ziel dieser Untersuchungen war es festzustellen, inwieweit der beprobte geringmächtigen Grundwasserleiter einen einheitlichen Chemismus aufweist.

Zur Darstellung der Analysenergebnisse wurde die Form des SCHOELLER-Diagramms gewählt (Abb. 19), da bei diesem Darstellungsverfahren parallel verlaufende Kurven gleiche Ionenverteilungen bedeuten, unabhängig von den Konzentrationen (HÖLTING 1989: 262). Es ist daher einfach, die Analysenergebnisse zu vergleichen und die Frage nach der Einheitlichkeit des Grundwasserchemismus zu klären.

Bei der Betrachtung der Abbildung 19 fällt auf, daß die Wasserproben aus den Meßstellen P23, C9, P25, P24 und untergeordnet C3 sich für die Ionen Natrium, Chlorid, Sulfat und besonders Nitrat deutlich von den anderen Proben unterscheiden. Läßt man diese Proben zunächst unberücksichtigt, so kann der Chemismus des untersuchten geringmächtigen Grundwasserleiters am Standort Bruchsal als weitgehend einheitlich bezeichnet werden. Die Analyse von Wasserproben, die bei besonders hohem bzw. niedrigem Wasserstand genommen wurden, führen zum gleichen Ergebnis.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnis wurden ältere Analyseergebnisse für die Meßstelle P25 mit Analysewerten für den liegenden Hauptgrundwasserleiter (OKL) verglichen. Hierbei zeigte sich, daß Wasser aus dem Bereich dieser Meßstelle eine chemische Zusammensetzung aufzeigt, wie man sie bei der Mischung von Wasser aus dem OKL mit Wasser aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter erwarten würden. Diese Beobachtung steht im Einklang mit einem aus anderen Untersuchungen vermuteten hydraulischen Kurzschluß zwischen OKL und geringmächtigem Grundwasserleiter im Umfeld der Meßstelle P25 (SUTTHEIMER 1996).

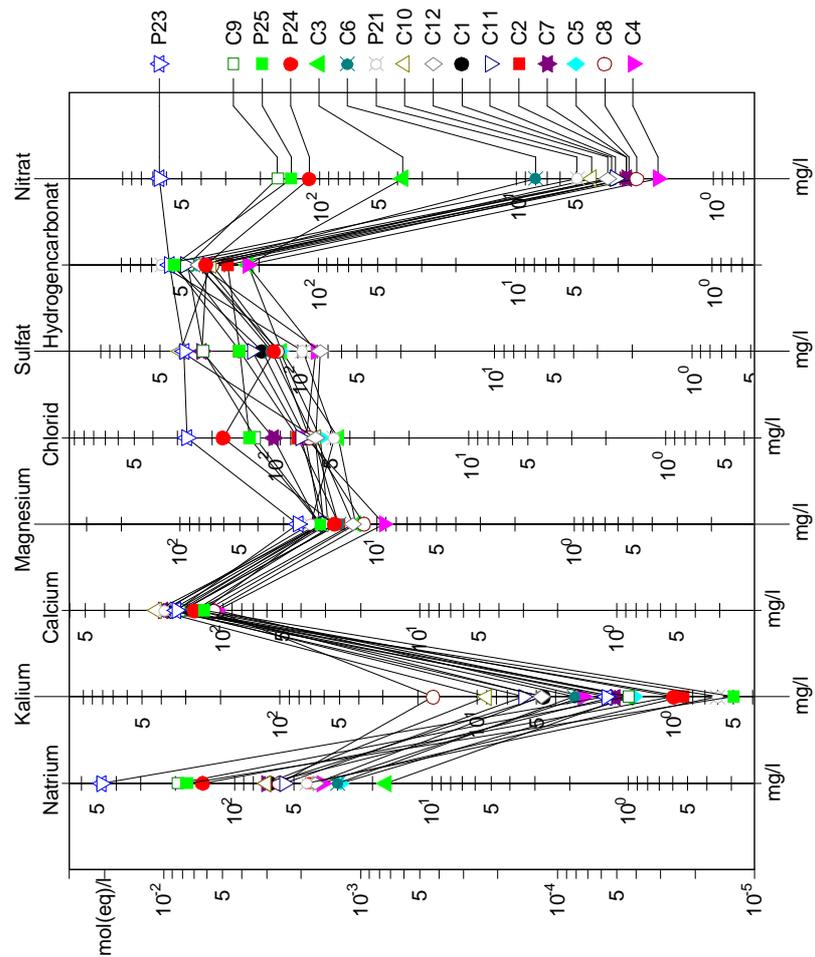


Abb. 19: Ergebnisse der hydrochemischen Analysen (Darstellung nach SCHOELLER).

Betrachtet man nun die zuvor außer acht gelassenen Meßstellen, so fallen insbesondere die hohen Nitratkonzentrationen (z. B. P23 651 mg/l ) auf, die in früheren Analysen nicht festgestellt wurden.

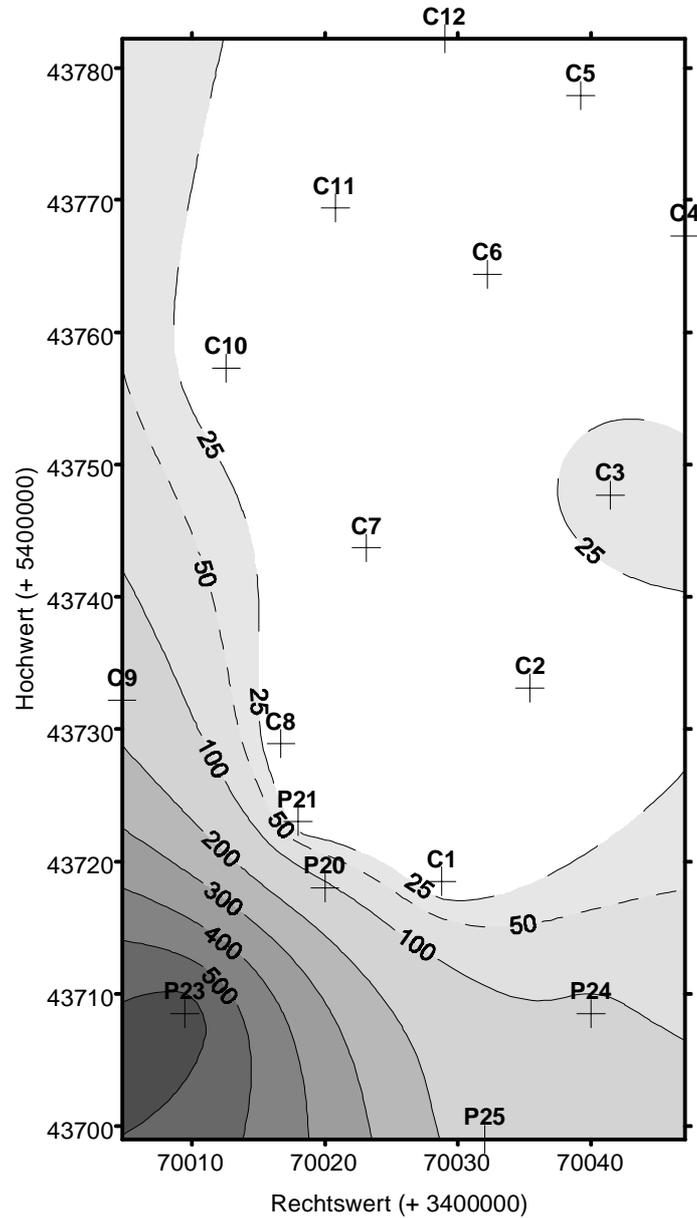


Abb. 20: Interpolierte Verteilung der Nitratkonzentrationen [mg/l] im geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal.

Eine Recherche ergab, daß sich wenige Meter oberstromig zu P23 die Kläranlage eines Chemiebetriebes befindet, bei dem im Prozeßverlauf Nitratverbindungen zum Einsatz kommen. Es ist daher davon auszugehen, daß es zum Eintrag von Nitratverbindungen in den geringmächtigen Grundwasserleiter gekommen ist. In Abbildung 20 ist eine interpolierte Verteilung der Nitratkonzentrationen wiedergegeben, die sehr schön die Abnahme der gemessenen Konzentrationen mit zunehmender Entfernung zur Meßstelle P23 zeigt. Vergleicht man den Verlauf der Isokonzentrationen mit dem der Grundwassergleichen aus der Abbildung 18, so fällt ihre gute Übereinstimmung auf. Dies ist ein weiteres Indiz dafür, daß mit der Hilfe des gemittelten Grundwassergleichenplans hinreichend genaue Aussagen über die Ausbreitungsrichtung der Schadstoffe getroffen werden können.

### 3.7 Numerische Modellierung

Auf der Grundlage der erhobenen Daten, wie z. B. laterale Mächtigkeits- und  $k_f$ - Wertverteilung sowie zahlreichen Messungen der Grundwasserstände, wurde eine numerische Modellierung der Strömungssituation im geringmächtigen Grundwasserleiter unter Verwendung des Finite Differenzen (FD) Modellierungsprogrammpakets Processing Modflow durchgeführt.

Ziel dieser Modellrechnungen war es, nicht nur einen Erkenntnisgewinn bezüglich der hydraulischen Situation am Standort Bruchsal zu erlangen, sondern zusätzlich die prinzipielle Machbarkeit sowie Möglichkeiten und Grenzen der numerischen Modellierung eines geringmächtigen Grundwasserleiter zu untersuchen.

In einem ersten Arbeitsschritt wurde die inhomogene Geologie des Standortes, wie sie z. B. in Abbildung 12 anhand eines Paneel-Diagrammes dargestellt ist, für die Modellierung zu einem Drei-Schichten-Modell vereinfacht, das wie folgt aufgebaut ist:

Deckschicht,

Geringmächtiger Grundwasserleiter,

Grundwasserstauer.

Hierbei wurde der Deckschicht eine um ein bis zwei Zehnerpotenzen kleinere Durchlässigkeit als dem geringmächtigen Grundwasserleiter zugeordnet. Dieser wiederum wurde zur Vereinfachung der Modellrechnung zunächst als ein ungeteilter Grundwasserleiter angesprochen, unabhängig von seiner tatsächlichen Ausbildung (vgl. Abb. 11). Der Grundwasserstauer wurde als undurchlässige Schicht angenommen und der liegende Hauptgrundwasserleiter (OKL) nicht in der Modellierung berücksichtigt. Mächtigkeit und Tiefenlage der Modellschichten wurden aus den durchgeführten Rammkernsondierungen bestimmt und in die Fläche interpoliert.

Da die so ermittelten Ergebnisse jedoch nicht ganz befriedigend waren, wurde das Schichtenmodell modifiziert. Sowohl die Deck- als auch die Stauschicht wurden undurchlässig gesetzt, so daß das ganze Modellgebiet vollkommen gespannt ist. Der geringmächtige Grundwasserleiter wurde analog zu seinem überwiegenden Auftreten im Gelände in drei Modellschichten - oberer Teil des geringmächtigen Grundwasserleiters, schluffige Zwischenschicht, unterer Teil des geringmächtigen Grundwasserleiters (vgl. Abb. 11) - aufgeteilt, deren hydraulische Eigenschaften den im Gelände bestimmten nun während der Modellkalibrierung besser angepaßt werden konnten.

Im zweiten Arbeitsschritt wurde das Modellgebiet mit einem Gitter belegt, und somit in einzelne Zellen diskretisiert. Für den Standort Bruchsal wurde eine Diskretisierung durch ein rechtwinkliges Gitter mit konstanten Zellenweiten gewählt. Da es aus modellierungstechnischen Gründen sinnvoll ist, daß zwischen zwei Meßstellen mindestens drei Zellen liegen und da das zu modellierende Meßfeld nur eine Größe von 60 x 80 m hat, wurde eine Zellenweite von 1 m und ein Modellgitter von 100 x 100 Zellen gewählt (Abb. 21).

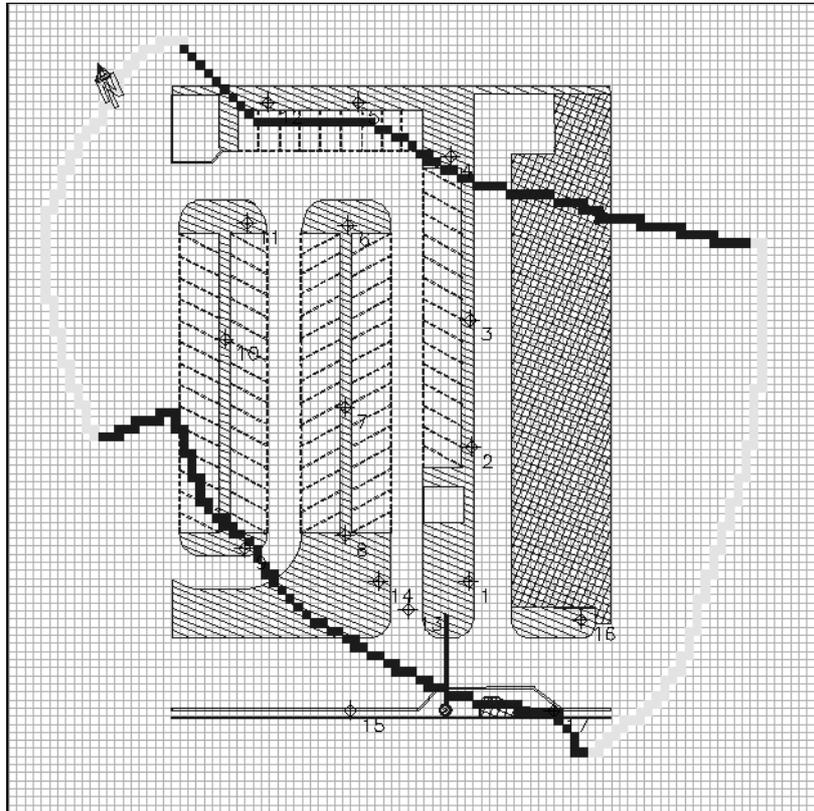


Abb. 21: Lageplan, Modellgitter und Verlauf der Randbedingungen (schwarz = Festpotentialränder, grau = no-flow boundaries).

Nach der Diskretisierung des Modellgebietes wurde im nächsten Arbeitsschritt jeder Zelle ein Durchlässigkeitsbeiwert zugeordnet. Grundlage hierfür waren die in jeder Meßstelle durchgeführten Wiederanstiegsversuche, deren Ergebnisse zur Interpolation einer flächigen  $k_f$  - Wertverteilung herangezogen wurden.

Die Festlegung der Randbedingungen im vierten Arbeitsschritt war von entscheidender Bedeutung für das Ergebnis der numerischen Modellierung. Die Modellränder werden im allgemeinen so gewählt, daß das Modellgebiet das Untersuchungsgebiet zentral enthält und die Ränder echten hydrogeologischen und hydrologischen Grenzen folgen. Solche Grenzen sind Anreiche-

rungsgrenzen (z. B. Gewässer), undurchlässige Ränder (z. B. Auskeilen des Grundwasserleiters) und Ränder mit bekanntem Zu-/Abfluß (KINZELBACH & RAUSCH 1995: 64). Da für das bearbeitete Modell weder Anreicherungsgrenzen noch die laterale Ausdehnung des geringmächtigen Grundwasserleiters noch Randzu- bzw. -abflüsse bekannt waren, mußten die Randbedingungen anders festgelegt werden. Hierzu wurde für das Modellgebiet anhand einer Stichtagsmessung ein Grundwassergleichenplan erstellt. Entlang der am weitesten oberstromig bzw. unterstromig im Modellgebiet liegenden Grundwassergleichen wurde dann jeweils ein Festpotentialrand (Randbedingung der ersten Art) gelegt und die entsprechende Grundwasserhöhe als zeitlich unabhängige Piezometerhöhe des Festpotentialrand gesetzt. Senkrecht auf die Grundwassergleichen wurden an den Rändern now-flow boundaries (nicht durchströmbare Zellen) festgelegt, um ein geschlossenes Modellgebiet zu erhalten (Abb. 21).

Der hierauf folgende fünfte Arbeitsschritt stellt die eigentliche numerische Berechnung des stationären Modells auf der Grundlage der definierten Eingangsparameter dar. Die Dauer eines Rechendurchgangs betrug auf einem 133 MHz Pentium mit 32 Mbyte Hauptspeicher ca. 160 s.

Im sechsten und siebten Arbeitsschritt, der auch als Kalibrierung (Eichung) des Strömungsmodells bezeichnet wird, wurden die gemessenen und berechneten Grundwasserhöhen miteinander verglichen und Differenzenpläne erstellt. Je kleiner die Differenzen zwischen den berechneten und den gemessenen Größen ist, desto besser beschreibt das Modell die wirkliche Strömungssituation im Untergrund. Durch systematisches Verändern der Modellparameter innerhalb physikalisch sinnvoller Grenzen wurde dann versucht, die Differenzen zu minimieren (siebter Arbeitsschritt). Die Arbeitsschritte fünf bis sieben wurden solange wiederholt bis die berechneten Grundwasserhöhen weitgehend mit den im Gelände gemessenen übereinstimmten (Abb. 22).

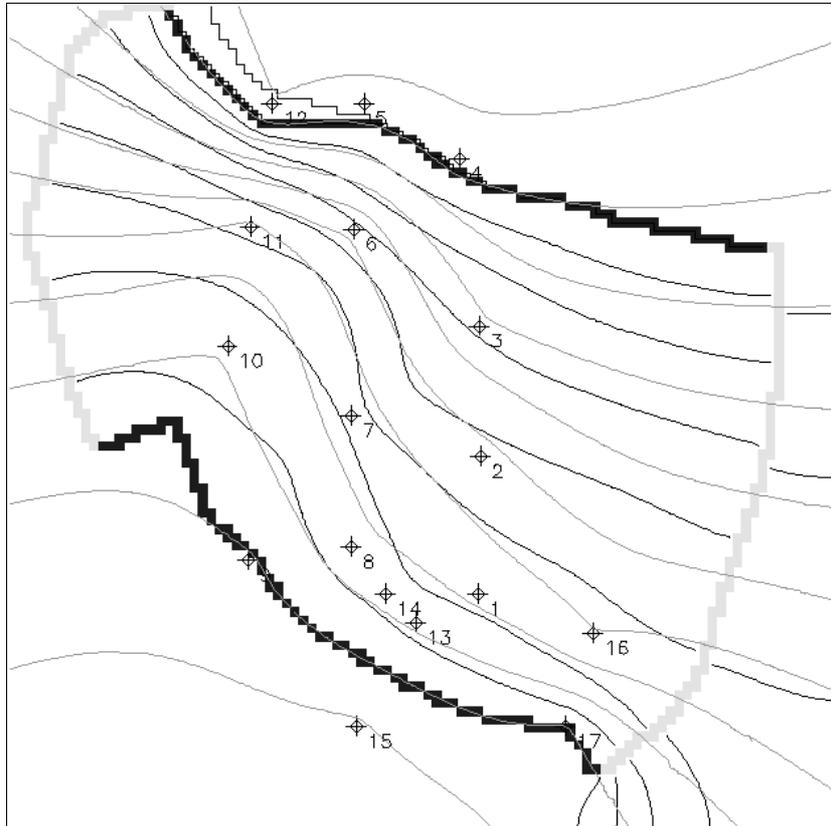


Abb. 22: Vergleich zwischen berechneten (schwarze Linien) und gemessenen (graue Linien) Grundwasserhöhen.

Auf eine Validierung des kalibrierten Modells, d. h. die Überprüfung des Modells anhand von Daten die nicht zur Kalibrierung herangezogen wurden ohne eine Änderung der zeitunabhängigen Modellparameter, mußte im strengen Sinne verzichtet werden, da die Strömung im modellierten Grundwasserleiter eine sehr starke Abhängigkeit vom Wasserstand zeigte, wie dies für geringmächtige Grundwasserleiter häufig typisch ist. Dies führt jedoch dazu, daß der Verlauf der Festpotentialränder geändert werden muß, was eine Veränderung eines zeitunabhängigen Modellparameters bedeutet und somit einen Verstoß gegen die Validierungsregeln darstellt. Läßt man diesen Aspekt wegen der Besonderheiten des modellierten Standortes unberücksichtigt, so

liefert die Validierung des auf einen mittleren Wasserstand geeichten Modells mit Meßwerten für einen hohen Wasserstand trotzdem noch befriedigende Resultate.

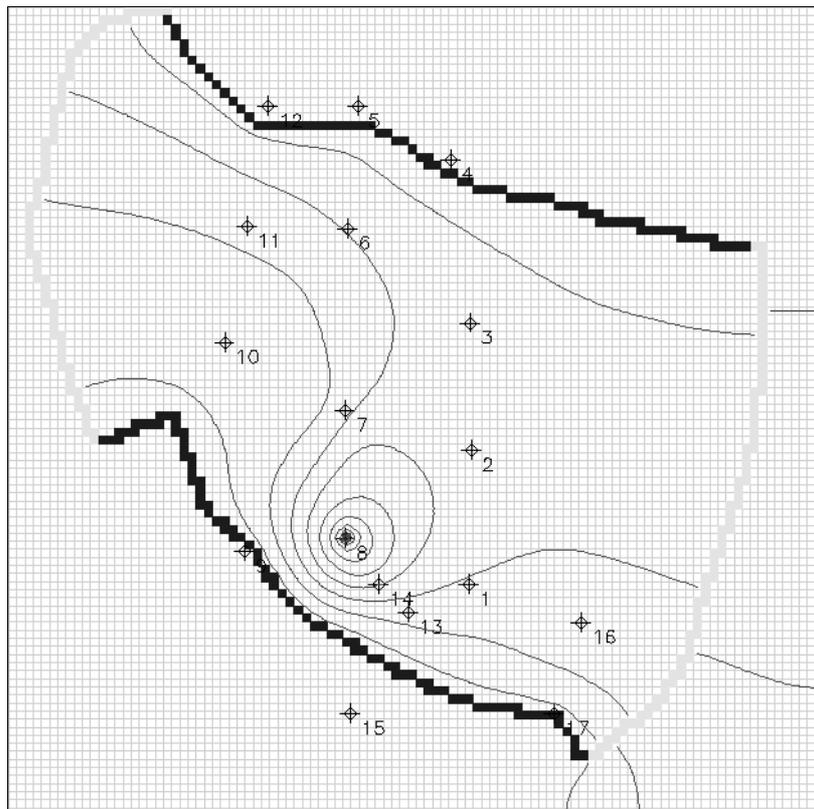


Abb. 23: Auswirkung einer stationären Grundwasserentnahme in der Meßstelle C8 auf das Strömungsfeld (Grundwasserhöhendifferenz zwischen zwei Grundwassergleichen ist 0,1 m).

Nachdem die oben beschriebenen Arbeitsschritte bei der numerischen Modellierung durchgeführt wurden, d. h. das Modell kalibriert und validiert worden war, kann es nun zur Durchführung von Prognoserechnungen herangezogen werden. Für das Testfeld Bruchsal wurde z. B. eine Förderung von Grundwasser aus der Meßstelle C8 angenommen und die Auswirkung auf die

Strömungsverhältnisse im Testfeldbereich errechnet. Das Ergebnis der Berechnungen ist in der Abbildung 23 dargestellt.

Die bei der numerischen Modellierung eines geringmächtigen Grundwasserleiters am Beispiel des Testfeldes Bruchsal gemachten Erfahrungen und Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Die numerische Modellierung der stationären Strömungsverhältnisse in einem geringmächtigen Grundwasserleiter ist prinzipiell möglich.
2. Der häufig sehr inhomogene Aufbau dieses Grundwasserleitertypus erfordert entweder ein vertikal stark differenziertes Modell, was lange Rechenzeiten und einen hohen Speicherplatzverbrauch zur Folge hat, oder aber das Modell muß stark vereinfacht werden, was einen negativen Einfluß auf die berechneten Ergebnisse haben kann.
3. Durch die im Vergleich zu Standardmodellen geringe Größe des Modellgebietes, haben Art und Verlauf der Randbedingungen einen überproportionalen Einfluß auf die Berechnungsergebnisse. Eine Reduzierung dieses Einflusses durch die Berücksichtigung des weiteren Umfeldes (regionaler Rahmen) scheitert an der begrenzten lateralen Ausdehnung des geringmächtigen Grundwasserleiters und der geringen Kenntnis über seine Anbindung an den regionalen Hauptgrundwasserleiter.
4. Da wegen 3. eine instationäre Berechnung der Strömungsverhältnisse nicht möglich ist, können Niederschlagseinflüsse und druckspiegelabhängige Wechselwirkungen mit einem liegenden Hauptgrundwasserleiter über vorhandene hydraulische Kurzschlüsse nicht in ein numerisches Modell integriert werden. Hieraus folgt aber, daß eine realitätsnahe numerische Modellierung nur für einfache Fälle und zu Klärung unkomplizierter Fragestellungen erfolgversprechend ist.



---

## 4 Erkundung

### 4.1 Erkundungsschema

Bei der Erkundung von Untergrundkontaminationen im Bereich von geringmächtigen Grundwasserleitern gilt prinzipiell das gleiche Untersuchungsschema wie es für die konventionelle Altlastenerkundung angewendet wird. In Anlehnung an das Altlasten-Handbuch Baden-Württemberg (MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG 1988a, 1988b) umfaßt dies die Arbeitsschritte:

- Historische Erhebung, Erkundung,
- Orientierende Erkundung,
- Nähere Erkundung,
- Eingehende Erkundung, Sanierungsvorplanung.

Bei der nachfolgenden Beschreibung der einzelnen Erkundungsphasen wird detailliert nur auf die Untersuchungsschritte eingegangen, die für erfolgreiche Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern notwendig oder zumindest hilfreich sind. Für die Beschreibung einer Standarderkundung wird auf die zahlreiche Literatur zu dieser Thematik verwiesen (z. B. FRANZIUS et al. 1994; BARKER et al. 1994; BARKOWSKI et al. 1991).

#### *Historische Erkundung*

Für die historische Erkundung werden vorhandene Informationen und Unterlagen gesammelt und ausgewertet. Dies bezieht sich sowohl auf die vermutlichen Schadstoffe (z. B. Lagerung, Einsatzort, Verwendung) als auch auf den Aufbau des Untergrundes.

Im Zusammenhang mit geringmächtigen Grundwasserleitern ist hierbei besonders von Interesse, wie das kontaminierte Industriegelände vor bzw. zu Beginn der Industrieansiedelung ausgesehen hat. Häufig wurden für die Ansiedlung größere Bereiche aufgefüllt und hierbei kleinere Bäche trockengelegt. Gerade diese relativ kleinräumigen Inhomogenitäten sind für die Schadstoffausbreitung in geringmächtigen Grundwasserleitern von großer Bedeutung (vgl. Abschnitt 2.2.5). Betrachtet man den hohen Aufwand, der zur Lokalisierung dieser Strukturen über Sondierbohrungen, geophysikalische Untersuchungen (Georadar, Geoelektrik, Seismik) etc. notwendig ist, wird die Wichtigkeit einer detaillierten historischen Erkundung verständlich. Dasselbe gilt natürlich auch für das Auffinden möglicher Schadstoffeintragsstellen in

den Untergrund, bei dem sich in vielen Fällen die Luftbildauswertung bewährt hat.

Oftmals ist in dieser Erkundungsphase die Existenz eines geringmächtigen Grundwasserleiters noch nicht bekannt. Aus diesem Grund ist bei der historischen Erkundung immer auf Anzeichen für dessen Vorhandensein zu achten. Sollte erst in einer späteren Erkundungsphase ein kontaminierter geringmächtiger Grundwasserleiter entdeckt werden, so ist zu prüfen, inwiefern frühere Erkundungsschritte ergänzt bzw. im Hinblick auf den neuen Sachverhalt wiederholt werden müssen.

#### *Orientierende Erkundung*

Ziel der orientierenden Erkundung ist die Gewinnung von allgemeineren Kenntnissen über die Art des Gefährdungspotentials insbesondere in Bezug auf dessen Größe und der räumlichen Ausmaße.

Hierbei ist abgestuft vorzugehen, wobei mit technisch wenig aufwendigen Untersuchungen zu beginnen ist. Am Ende der orientierenden Erkundung muß bekannt sein, ob ein geringmächtiger Grundwasserleiter am untersuchten Standort existiert und ob er von der Kontamination betroffen ist. Ist dies der Fall, sollte über die Errichtung von mindestens vier Meßstellen im Bereich des Schadensherdes eine Bestimmung der Abstromrichtung durchgeführt werden. Für eine einfache Bestimmung der Abstromrichtung über ein hydrologisches Dreieck würde die Errichtung von drei Meßstellen zwar ausreichen, doch angesichts der bereits mehrfach angesprochenen komplexen Strömungsverhältnissen in geringmächtigen Grundwasserleitern ist die Errichtung einer vierten Meßstelle zur Absicherung der Ergebnisse notwendig.

#### *Nähere Erkundung*

Bei der näheren Erkundung werden fundierte und umfassende Kenntnisse über die Art und das räumliche Ausmaß des Gefährdungspotentials am Standort und in den betroffenen Schutzgütern erworben sowie die expositions- und emissionsrelevanten Verhältnisse geklärt.

Speziell im Zusammenhang mit den charakteristischen Eigenschaften von geringmächtigen Grundwasserleitern sind die folgenden geologischen und hydrogeologischen Parameter zu bestimmen. Wichtig ist hierbei wiederum, daß diese Untersuchungen wegen der Inhomogenität dieser Grundwasserleiter nicht nur den unmittelbaren Schadensbereich, sondern auch den kompletten

Abstrom erfassen. In Tabelle 3 sind die zu bestimmenden Parameter aufgelistet.

Tab. 3: Bei der näheren Erkundung zu bestimmende Parameter.

Parameter	Methode	Abschnitt
<b>geringmächtiger GWL</b>		
Flurabstand	Rammkernsondierungen	4.2
Wassererfüllte Mächtigkeit	Rammkernsondierungen	4.2
Grundwasserleiter (frei, gespannt, halbgespannt)	Rammkernsondierungen	4.2
Grundwasserfließrichtung (Variabilität)	Errichtung von Meßstellen	4.3
Oberflächenstruktur und Neigung der Grundwassersohle	Rammkernsondierungen, Geophysik etc.	4.2
$k_f$ - Werte	Korngrößenanalysen	4.4.1
Transmissivität	Pumpversuche	4.4.2
Porosität	Rammkernsondierungen	4.2
Abstandsgeschwindigkeiten	Berechnung	-
<b>GW-Stauer</b>		
Mächtigkeit des Stauers	Rammkernsondierungen	4.2
Durchlässigkeit (hydraulische Kontakte)	Rammkernsondierungen, Tracerversuche	4.2 4.4.4
<b>mächtiger Haupt-GWL</b>		
Wenn vorhanden und in hydraulischem Kontakt Bestimmung der hydrogeologischen Eigenschaften	Konventionelle Erkundungsmethoden	-

Die Zahlen unter Abschnitt in der Tabelle beziehen sich auf die entsprechenden Unterkapitel dieser Arbeit, in denen auf die Bestimmung der jeweiligen Parameter im Hinblick auf geringmächtige Grundwasserleiter eingegangen wird.

#### *Eingehende Erkundung, Sanierungsvorplanung*

Mit der eingehenden Erkundung soll der Kenntnisstand so erweitert werden, daß Sanierungsmaßnahmen ausgewählt und geplant werden können. Häufig steht deshalb eine Vorauswahl der in Frage kommenden Sanierungsmaßnahmen am Anfang dieser Erkundungsphase, die durch ergänzende Detailuntersuchungen weiter eingeschränkt wird, bis zum Abschluß der eingehenden Erkundung nur noch ein Sanierungskonzept übrig bleibt, das auf der Grundlage der gewonnenen Daten die besten Lösung für den kontaminierten Standort darstellt. Anhand der Untersuchungsergebnisse sollte darüber hinaus auch die Festlegung eines Sanierungszieles möglich sein.

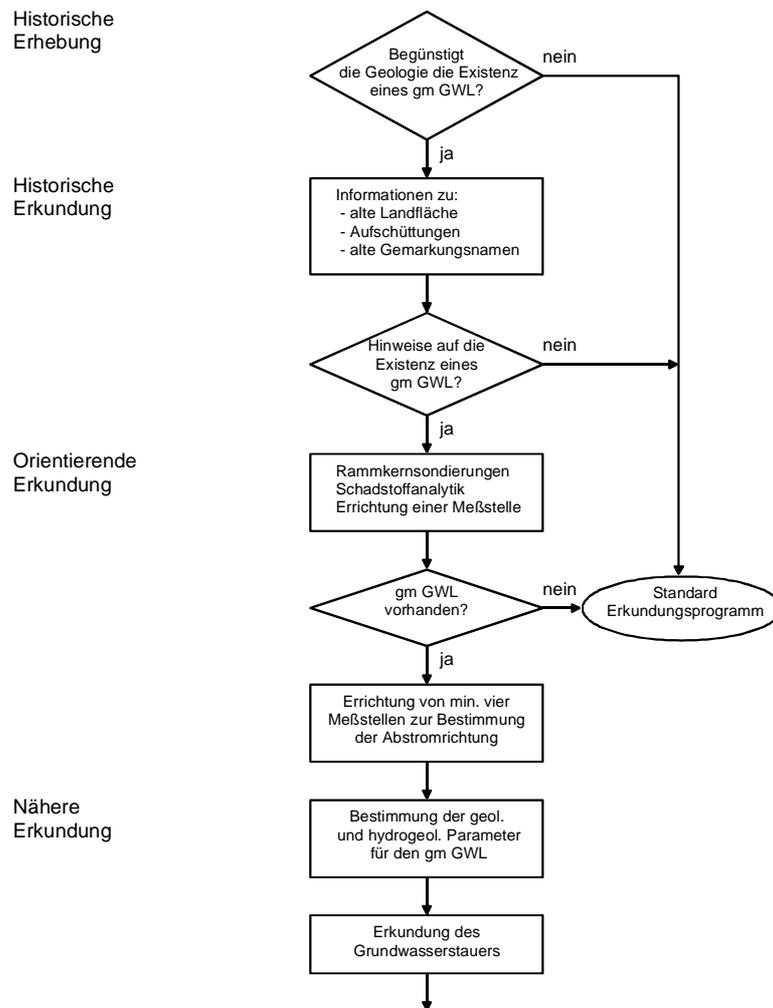
Im Bezug auf geringmächtige Grundwasserleiter sind die in Tabelle 4 aufgeführten Untersuchungsschritte durchzuführen.

Tab. 4: Bei der eingehenden Erkundung zu bestimmende hydrogeologische Parameter.

Parameter	Methode	Abschnitt
Grundwasserstandsschwankungen (Niederschlagsabhängigkeit)	Errichtung von Meßstellen	4.3
Grundwasserfließrichtung (Variabilität)	Errichtung von Meßstellen und Erstellung von GW- Gleichenplänen	4.3
	Tracerversuche	4.4.4
$k_f$ - Werte	Pumpversuche	4.4.2
	Berechnung	
Transmissivität	Pumpversuche	4.4.2
Abstandsgeschwindigkeiten	Tracerversuche	4.4.4

Je nach Komplexität des zu untersuchenden Standortes kann auf einzelne der in Tabelle 4 aufgeführten Untersuchungsschritte verzichtet werden, wenn die gesuchten Ergebnisse schon durch frühere Erkundungsschritte hinreichend genau bestimmt werden konnten. Dies gilt insbesondere für die Durchführung von Tracerversuchen, wenn sie ausschließlich zur Bestimmung der Abstandsgeschwindigkeit unternommen werden.

Abbildung 24 zeigt ein auf den Ergebnissen durchgeführter Untersuchungen erarbeitetes Verfahrensschema für die Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern in Anlehnung an das Altlasten-Handbuch Baden-Württemberg (MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG 1988a, 1988b).



(Fortsetzung auf der nächsten Seite oben)

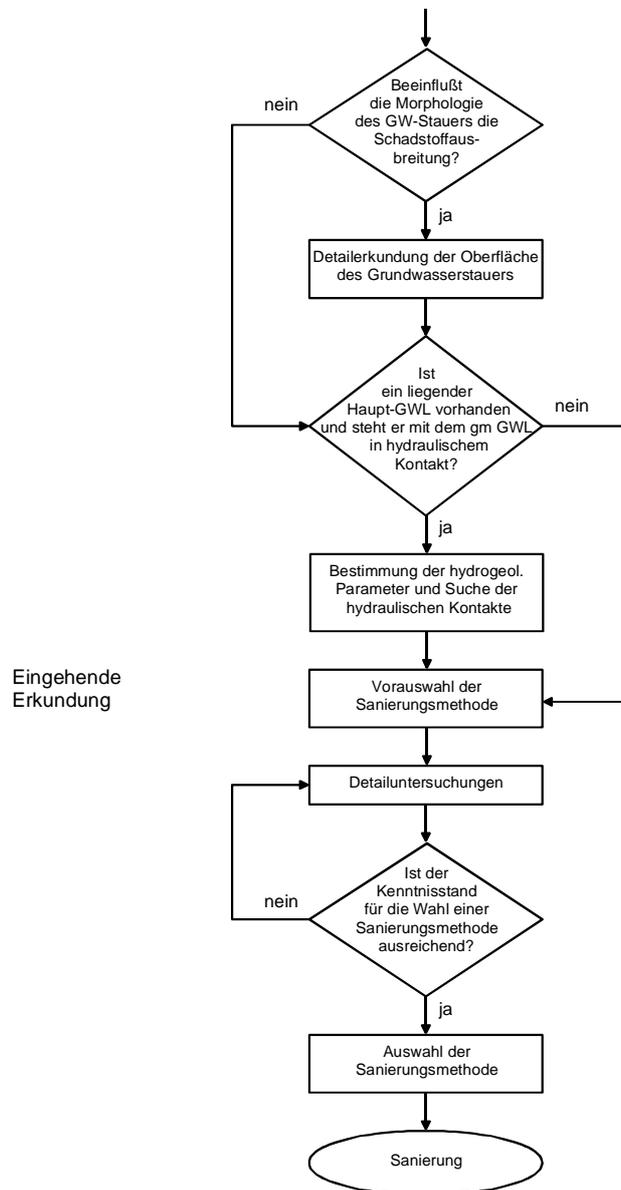


Abb. 24: Verfahrensschema zur Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern.

## 4.2 Rammkernsondierungen

### 4.2.1 Ziele

Bei der Erkundung von geringmächtigen Grundwasserleitern nimmt die Rammkernsondierung eine zentrale Stellung ein, da sie ein einfaches und relativ preiswertes Verfahren darstellt, mit dem folgende Fragen geklärt bzw. Arbeiten ausgeführt werden können:

- Beschreibung des Untergrundaufbaus
  - geologische Schichtenabfolge
  - Bestimmung der Tiefenlage des Grundwasserstauers
- Hydrogeologische Beschreibung
  - Flurabstand
  - wassererfüllte Mächtigkeit
  - Bestimmung des Grundwasserleitertypus
- Gewinnung von Proben für
  - Schadstoffanalytik
  - Korngrößenanalysen
- z. T. Errichtung von Meßstellen

### 4.2.2 Anzahl der Sondierungen und Auswahl der Ansatzpunkte

Für die Bestimmung der notwendigen Anzahl von Rammkernsondierungen zur Auffindung und Abgrenzung eines Schadensherdes können nur begrenzt allgemeingültige Aussagen getroffen werden. Die Anzahl ist direkt abhängig von der Größe des zu untersuchenden Areals und der lateralen Ausdehnung des kontaminierten Bereichs.

Am folgenden Beispiel läßt sich dies einfach nachvollziehen. Auf einer Verdachtsfläche mit der Größe 25 x 25 m soll ein kreisförmiger kontaminierter Bereich gefunden werden, der mindestens einen Durchmesser von 2 m hat. Aufgrund von geometrischen Überlegungen (DAVIS 1986; WOEDE 1994) wird ein Raster bestehend aus gleichseitigen Dreiecken über die Verdachtsfläche gelegt und jeweils an den Spitzen der Dreiecke die Sondierungen abgeteuft.

Ein Raster aus gleichseitigen Dreiecken hat gegenüber von z. B. rechteckigen oder quadratischen Rastern den Vorteil, daß bei gleicher Größe der Ver-

dachtsfläche weniger Sondierungen benötigt werden. Darüber hinaus ist eine Verdichtung der Bohrungen sehr leicht möglich, was für eine detaillierte Bestimmung des kontaminierten Bereiches wichtig ist. Außerdem zeigen sich Dreiecksraster in ihrer lateralen Auflösung erstaunlich unempfindlich gegen eine Verzerrung des Rasters, was wegen lokaler Gegebenheiten (Gebäude, Fundamente etc.) wohl häufiger der Fall sein dürfte.

Für das angeführte Beispiel müßten insgesamt 224 Rammkernsondierungen abgeteuft werden, um garantiert jeden kreisförmigen Schadensherd mit einem Durchmesser von mindestens 2 m zu finden. Verdoppelt man den Durchmesser von 2 auf 4 m so sind nur noch 56 Sondierungen nötig. Sowohl 224 als auch 56 Sondierungen sind jedoch für ein  $625 \text{ m}^2$  große Verdachtsfläche in der Praxis zu viel. Geht man von einer realistischeren Zahl von z. B. acht Sondierungen aus, so kommt man zu einer kreisförmigen Auflösung von ca. 10 m. Diese Auflösung ist zur Auffindung eines größeren Schadensherd meist ausreichend, für die Beschreibung der Schadstoffausbreitung in komplexen geringmächtigen Grundwasserleitern jedoch nur bedingt ausreichend, wie das folgende Beispiel zeigt (Abb. 25):

Bei den Koordinaten 18 m, 20 m (x, y) versickern größere Mengen LCKW in den Untergrund. Sie treten in Phase in den geringmächtigen Grundwasserleiter über und sinken wegen ihrer im Vergleich zu Wasser größeren Dichte bis auf die grundwasserstauende Schicht, wo sie sich der Schwerkraft folgend entlang des Gefälles der Stauer Oberfläche ausbreiten. Nach ca. 7 m treffen die LCKW in Phase auf eine Rinnenstruktur, die zur Folge hat, daß sich die LCKW in Phase nun um  $90^\circ$  versetzt ausbreiten. Wird bei der Erkundung diese Rinnenstruktur nicht erkannt und folglich bei der Sanierungsplanung nicht berücksichtigt so kann dieser Schadensfall nicht effektiv saniert werden.

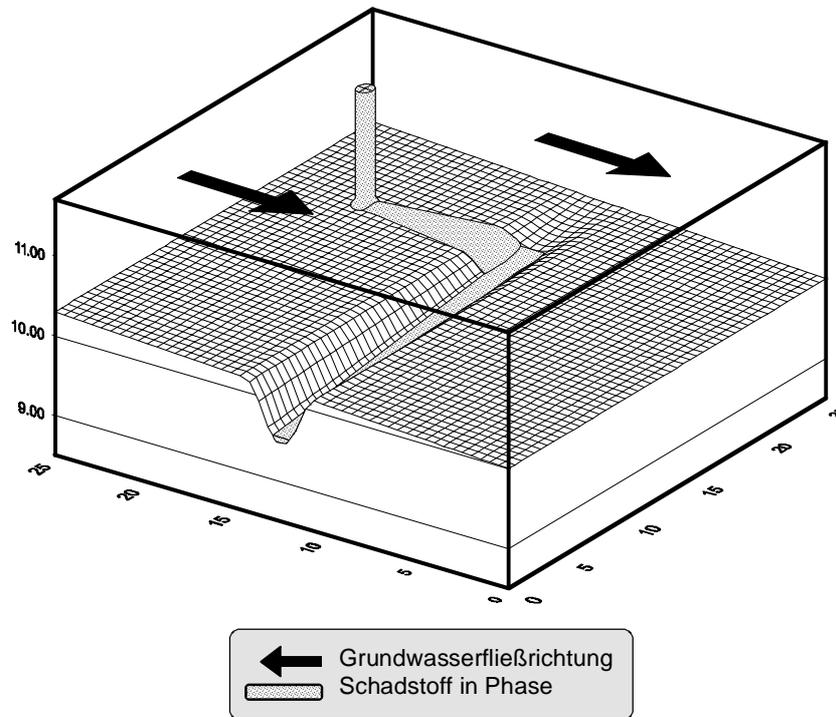


Abb. 25: Schematische Darstellung der LCKW-Ausbreitung in einem geringmächtigen Grundwasserleiter.

Abbildung 26 zeigt welche Ergebnisse bezüglich Stauer Oberfläche und Schadstoffausbreitung bei der Abteufung einer abnehmenden Anzahl von Rammkernsondierungen gewonnen werden können.

Erwartungsgemäß ist zu erkennen, daß die interpolierte Stauer Oberfläche mit Abnahme der Anzahl der Sondierungen immer stärker von der eigentlichen Oberflächenform abweicht. Bei der Abteufung von 224 Rammkernsondierungen (Abb. 26a) wird die Oberflächenstruktur des Stauers sehr präzise wiedergegeben was eine genaue Vorhersage der Schadstoffausbreitung ermöglicht. Auch bei der Abteufung von 56 Rammkernsondierungen ist die querverlaufende Rinnenstruktur noch gut zu erkennen. Werden nur 14 Rammkernsondierungen abgeteuft, so ist die Rinnenstruktur noch ausreichend gut zu erkennen, so daß die Ausbreitungsrichtung der Schadstoffe in Phase bestimmt werden kann. Im Gegensatz hierzu ist es mit sieben regelmäßig verteilten

Rammkernsondierungen nicht möglich die Rinne als Struktur zu erfassen, die für die Ausbreitung der Schadstoffe mit maßgeblich ist (Abb. 26d).

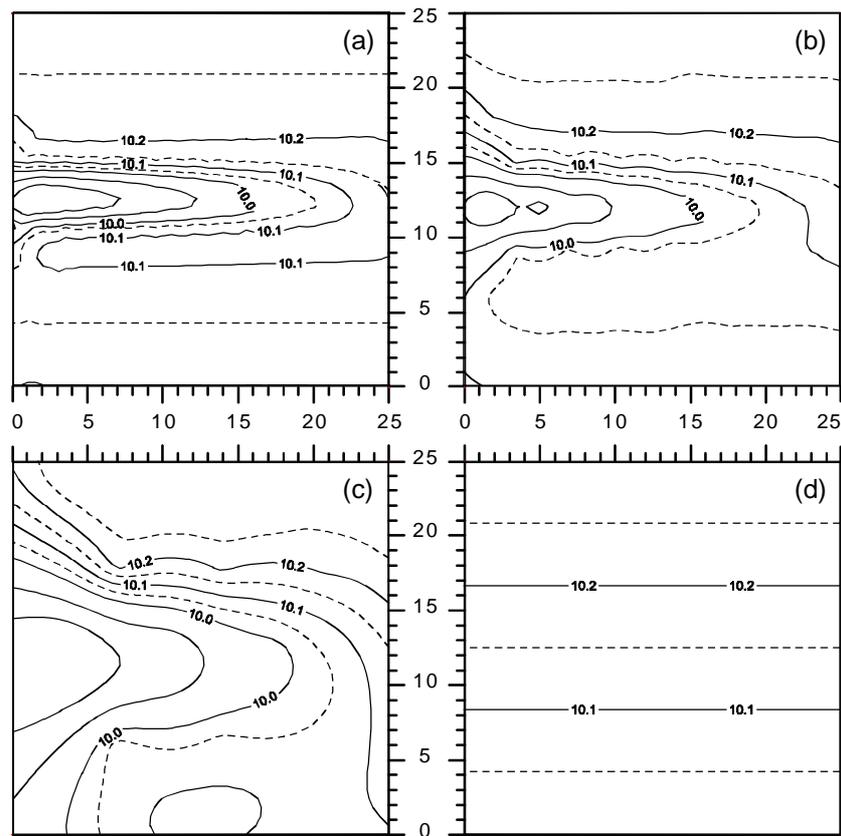


Abb. 26: Konturliniendarstellung der Stauer Oberfläche interpoliert anhand von 224 (a), 56 (b), 14 (c) und 7 Sondierungen (d).

Das angeführte Beispiel zeigt anschaulich, daß bei Kontaminationen im Bereich eines geringmächtigen Grundwasserleiters ein erheblich engeres Erkundungsraster gewählt werden muß, als dies für konventionelle Verdachtsflächen notwendig ist.

Tab. 5: Zusammenhang zwischen Anzahl der Sondierungen, dem max. Radius einer kreisförmigen Kontamination und dem Abstand in x- und y-Richtung für ein 25 x 25 m große Verdachtsfläche.

Anzahl der Sondierungen	max. Radius [m]	$\Delta x$ [m]	$\Delta y$ [m]
224	2	1,732	1,5
56	4	3,646	3,0
14	8	6,928	6,0
7	10	8,660	7,5

Beruhend auf praktischen Erfahrungen und in Anlehnung an das gezeigte Beispiel wird empfohlen eine Rammkernsondierung pro 50 m<sup>2</sup> durchzuführen. Diese Angabe kann nur ein grober Richtwert sein, der je nach geologischer, hydrogeologischer und kontaminationspezifischer Situation nach oben bzw. unten korrigiert werden muß. Prinzipiell ist ein abgestuftes Vorgehen zu wählen, bei dem schrittweise in Verdachtsbereichen die Sondierungen verdichtet werden.

#### 4.2.3 Durchführung

Für die Durchführung der Rammkernsondierungen auf Standorten mit geringmächtigen Grundwasserleitern gelten prinzipiell die gleichen Vorgehensweisen wie bei Standarderkundungen. Darüber hinaus gibt es jedoch Punkte die hierbei besonders zu beachten sind.

Die Sondierungen sollten nur mit Rammkernsonden der Länge 1 m ausgeführt werden, da es bei der Benutzung von 2 m Sonden sehr häufig zu einer starken Kompaktion des Bohrgutes in der Sonde kommt. Bei der Aufnahme muß die Verkürzung der einzelnen Schichten durch die Kompaktion wieder zurückgerechnet werden, was mitunter zu erheblichen Verfälschungen der Schichtmächtigkeiten führen kann. Insbesondere für die korrekte Bestimmung der Teufenlage der Oberfläche des Grundwasserstauers ist eine auf wenige Zentimeter genau ( $\pm 2$  cm) Aufnahme notwendig.

Wird bei den Rammkernsondierungen die stauende Schicht zwischen dem geringmächtigen Grundwasserleiter und einem möglicherweise vorhandenen Hauptgrundwasserleiter in dessen Liegendem durchbohrt, so besteht die Gefahr, daß entlang dieser neugeschaffenen hydraulischen Verbindung Schadstoffe von oben in den Hauptgrundwasserleiter übertreten und somit einer weiteren Schadstoffverfrachtung Vorschub leisten. Es ist deshalb sehr wichtig, daß die Sondierlöcher schnellst möglich wieder mit Quelltonpellets verfüllt werden. Hierbei ist sorgfältig darauf zu achten, daß die Pellets keine Brücke bilden, die eine vollständige Verfüllung des Sondierlochs unmöglich machen. Obwohl dieses Vorgehen auch für Standarderkundungen allgemein bekannt und verbindlich sein sollte, wird es in der Praxis häufig nicht beachtet.

#### 4.2.4 Darstellung der Ergebnisse

Wie in den vorigen Abschnitten ausführlich beschrieben, fallen bei der Erkundung geringmächtiger Grundwasserleiter eine erhebliche Anzahl von Geländedaten an, die so aufzuarbeiten und darzustellen sind, daß ihre rasche und zielorientierte Interpretation möglich ist. Es genügt deshalb z. B. nicht, die Ergebnisse der Rammkernsondierungen in einfachen Schichtbeschreibungen grafisch bzw. tabellarisch aufzuführen, sondern es ist darüber hinaus ein Darstellungsverfahren zu wählen, in dem die Daten in ihrer räumlichen Verteilung korrekt wiedergegeben werden.

Hierfür bieten sich insbesondere geologische Profildarstellungen an, wenn alle Sondierungen mehr oder weniger auf einer geraden Linie liegen, oder, falls eine größere Anzahl geologischer Profile in ihrer räumlichen Anordnung zueinander abgebildet werden sollen, die Darstellung in einem Paneeldiagramm (GWINNER 1965). In Abbildung 12 wurde diese Darstellungsvariante für den geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort Bruchsal gewählt.

Eine andere Möglichkeit der Visualisierung von Geländedaten besteht darin, über numerische Verfahren zwischen Meßwerten zu interpolieren und somit eine gleichmäßige und lückenlos flächendeckende Verteilung von Werten zu erhalten. Für die Basisfläche des geringmächtigen Grundwasserleiters am Projektstandort Bruchsal wurde dies in Form von Konturlinienplots (vgl. Abb. 30a) oder 3-D-Oberflächenplots (Abb. 30b) durchgeführt. Der Vorteil dieser Darstellungsvarianten liegt darin, daß z. B. die Morphologie eines Grundwasserleiters bzw. -stauers auf einen Blick zu erkennen ist. Dies er-

leichtert insbesondere bei komplexen geologischen Untergrundverhältnissen das Verständnis ungemein (INSTITUT DR. NEUMAYR GMBH & LEHRSTUHL FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE DER UNIVERSITÄT KARLSRUHE 1996). Aus Übersichtlichkeitsgründen kann bei diesen Darstellungsverfahren, insbesondere bei den Konturlinienplots, jedoch jeweils nur eine Fläche abgebildet werden.

Es gibt eine ganze Reihe von numerischen Verfahren, um Meßwerte flächenhaft zu interpolieren. Die wichtigsten und am häufigsten verwendeten sind Inverse Distance, Minimum Curvature, Triangulation mit linearer Interpolation und das Kriging-Verfahren. Diese Verfahren und ihr mathematischer Hintergrund sind ausführlich bei DAVIS (1986) dargestellt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird im weiteren nur auf das Kriging-Verfahren eingegangen, das vor allem von MATHERON (1963) entwickelt und von ihm nach dem südafrikanischen Bergbauingenieur D. G. KRIGE benannt wurde. Es wird besonders gerne im geowissenschaftlichen Bereich eingesetzt, da es Trends in den Meßdaten herausfiltert und bei der Interpolation berücksichtigt. Dies führt z. B. dazu, daß hochgelegene Punkte entlang eines Kammes verbunden werden, und nicht isolierte Peaks bilden (bull's-eye Effekt).

Zur Berechnung und Darstellung von Konturlinien- und 3-D-Diagrammen wird häufig das Computerprogramm SURFER<sup>®</sup> (© Golden Software, Inc.) verwendet, ohne dabei die Voraussetzungen für die korrekte Anwendung des Kriging-Verfahrens zu berücksichtigen. Deshalb soll anhand des obigen Beispiels die richtige Einsatz des Kriging-Verfahrens aufgezeigt werden.

Beim Kriging-Verfahren handelt es sich um eine Form der Interpolation durch gewichtete, gleitende Mittelwerte, die für einen gesuchten punktuellen oder räumlichen Wert den besten linearen, nicht schiefen Schätzwert liefert. Hierbei werden die einzelnen Gewichte in Abhängigkeit von der Semivariogrammfunktion bestimmt (SCHERELIS & BLÜMEL 1988). Verzichtet man nun beim Kriging-Verfahren auf die Erstellung eines Semivariogramms, so ist das Ergebnis nicht notwendigerweise falsch, aber man verliert die Vorteile, die diese geostatistische Methode bietet.

Bei der Erstellung eines Semivariogramms wird auf das Konzept der regionalisierten Variablen zurückgegriffen, welches etwas vereinfacht sagt, daß es einen Zusammenhang zwischen den Meßwerten an zwei beliebigen, nahe beieinanderliegenden Orten gibt. Vergrößert man den Abstand zwischen den beiden Punkten, so verliert sich dieser Zusammenhang allmählich, bis zu

einem Abstand  $R$  (Range), ab dem die beiden Meßwerte vollkommen unabhängig voneinander sind. Für die Erstellung des Semivariogramms wird die Semivarianz  $\gamma(h)$  gegen die Anzahl der Abstandsintervalle  $h$  aufgetragen, wobei gilt:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2n(h)} \sum_{i=1}^{n(h)} [z(x_i) - z(x_i + h)]^2 \quad (\text{Gl. 1})$$

- $n(h)$  = Anzahl der Beobachtungspaare für Abstandsintervall  $h$   
 $z(x_i)$  = Meßwert an der Stelle  $z(x_i)$   
 $z(x_i+h)$  = Meßwert in der Entfernung  $h$  von  $z(x_i)$

In Abbildung 27 sind ein Semivariogramm und einige charakteristische Parameter dargestellt, die für die Interpretation von großer Bedeutung sind. Der Sill des Semivariogramms entspricht weitgehend der Varianz der Meßdaten. Die Größe des Nugget Effects gibt an, inwieweit die gemessenen Werte fehlerbehaftet sind.

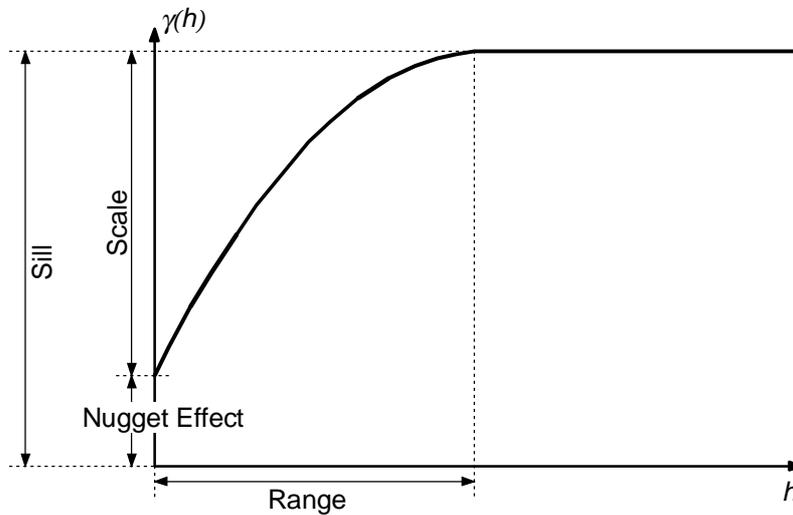


Abb. 27: Typisches Semivariogramm mit charakteristischen Parametern.

Dem errechneten Semivariogramm muß nun im nächsten Arbeitsschritt eine Semivariogrammfunktion angepaßt werden, die zur Bestimmung der Gewichte im Kriging-Verfahren benötigt wird. Im Programm SURFER 6.0<sup>®</sup> stehen sieben Semivariogrammodelle zur Verfügung um die Semivariogrammfunktion an die ermittelten Datenpunkte anzupassen, wobei in der Praxis das sphärische und lineare Modell am häufigsten benutzt werden.

Für das Beispiel aus dem Abschnitt 4.2.2 (Abb. 26b, 56 Meßpunkte) ist das Semivariogramm mit angepaßter Semivariogrammfunktion (sphärisches Modell) in der folgenden Abbildung 28 dargestellt.

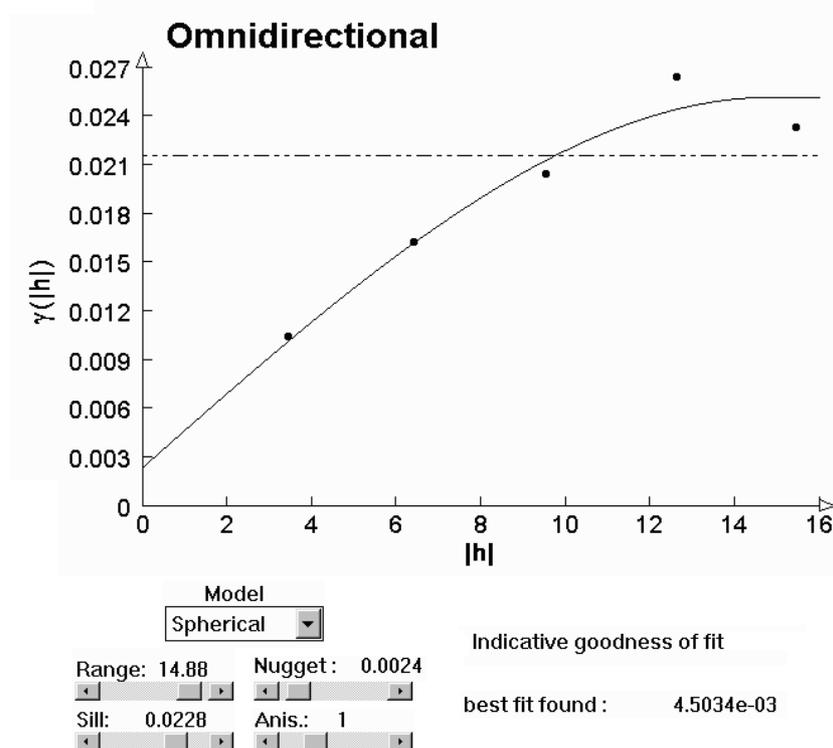


Abb. 28: Semivariogramm für Beispiel mit 56 Meßpunkten (Erstellt mit VARIWIN<sup>®</sup> 2.1).

Die Erstellung des Semivariogramms und die anschließende Anpassung der Semivariogrammfunktion erfolgte im dargestellten Beispiel mit dem Computerprogramm VARIOWIN 2.1<sup>®</sup>.

Die bestimmten Parameter der Semivariogrammfunktion können nun direkt in das Programm Surfer 6.0<sup>®</sup> übernommen werden, wobei die Beziehung  $\text{Scale} + \text{Nugget Effect} = \text{Sill}$  (vgl. Abb. 27) zu berücksichtigen ist. Für die Interpolation der Beispieldaten wurde die Driftoption „linear Drift“ aktiviert, da ein linearer Trend in den Daten bekannt war und über die Verbreitungsgrenzen der Daten hinaus interpoliert werden sollte (Abb. 29).

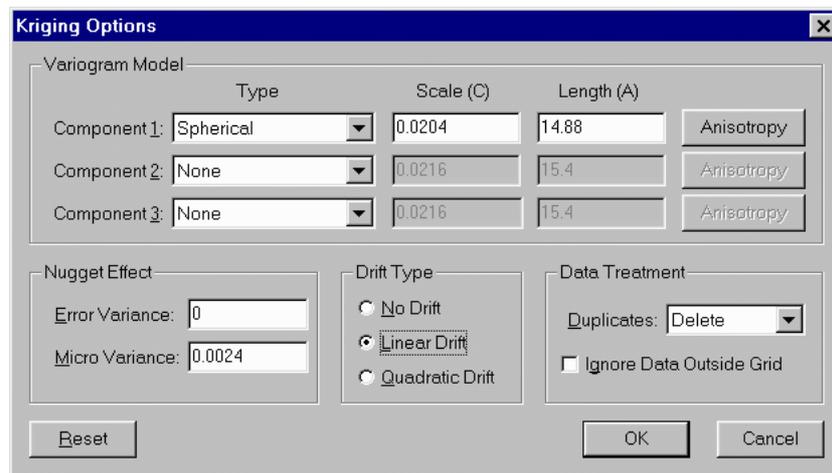


Abb. 29: Einstellung der Kriging-Parameter im Programm SURFER 6.0<sup>®</sup>.

In Abbildung 30 ist das Ergebnis des Kriging-Verfahrens für den Standort Bruchsal sowohl in Form eines Konturlinienplots (a) als auch eines 3-D-Oberflächenplots (b) wiedergegeben. Der direkte Vergleich beider Darstellungsvarianten zeigt eindrucksvoll, daß die 3-D-Oberflächendarstellung für das vorgestellte Beispiel ein schnelleres und genaueres Erfassen der Untergrund-situation erlaubt. Das gewählte Beispiel weist eine Datenbasis von 14 Meßwerten auf, so daß die dargestellte Morphologie der Basisfläche des geringmächtigen Grundwasserleiters am Standort Bruchsal als eine Annäherung an die realen Verhältnisse verstanden werden kann.

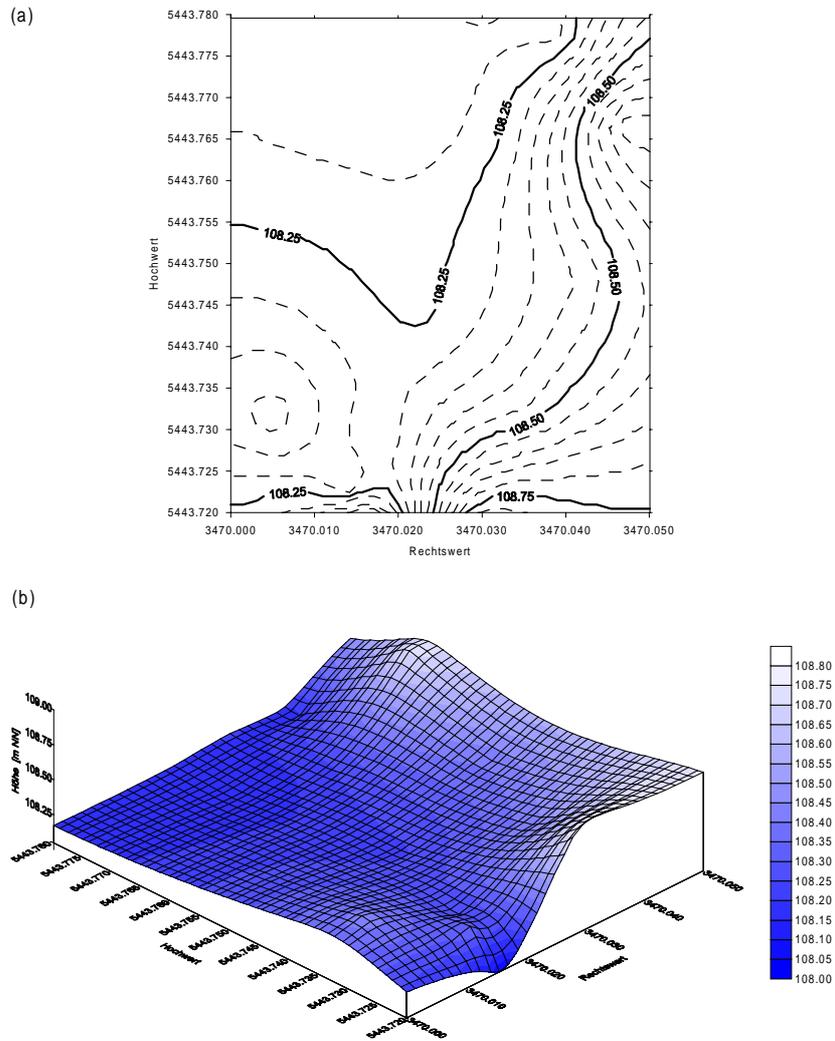


Abb. 30: Darstellung der Interpolationsergebnisse für die Basis des geringmächtigen Grundwasserleiters am Standort Bruchsal in Form eines Konturlinienplots (a) und eines 3-D-Oberflächenplots (b).

Abschließend soll noch einmal betont werden, daß das Interpolationsergebnis maßgeblich von der Güte und vor allem von der Anzahl der verfügbaren Meßwerte abhängt. Bei weniger als zehn Meßwerten kann unabhängig vom

gewählten Interpolationsverfahren nur ein allgemeiner Trend bestimmt werden. In diesen Fällen ist es besonders wichtig, weitere Informationen zur besseren Interpretation der Daten heranzuziehen.

### 4.3 Meßstellenbau

Der Bau von Meßstellen, die im geringmächtigen Grundwasserleiter verfiltert sind, stellt eine der wichtigsten Voraussetzungen zur hydrogeologischen Erkundung dar. Sie dienen sowohl zur Messung der Wasserstände und somit zur Bestimmung der Fließrichtung als auch zur Durchführung von hydraulischen Tests, mit deren Hilfe die hydrogeologischen Parameter ermittelt werden können. Darüber hinaus sind sie zur Gewinnung von repräsentativen Wasserproben notwendig. Am Projektstandort Bruchsal wurde eine Meßstelle sogar in einem vierwöchigen Pumpversuch genutzt, um über die zeitliche Entwicklung der Schadstoffkonzentration im geförderten Grundwasser den optimalen Bereich für die Errichtung eines Sanierungsbrunnens zu bestimmen.

Aus dieser Auflistung geht hervor, daß beim Bau von Meßstellen in geringmächtigen Grundwasserleitern eine ganze Reihe von unterschiedlichen Gesichtspunkten berücksichtigt werden müssen, um allen Anforderungen gerecht werden zu können. Da wegen der Komplexität von geringmächtigen Grundwasserleitern immer eine möglichst große Anzahl von Meßstellen anzustreben ist, müssen auch finanzielle Aspekte beim Bau berücksichtigt werden.

Ausgehend von zahlreichen Veröffentlichungen zum Thema Bau von Grundwassermeßstellen (HENNIG 1986; DVGW 1988 ; TOUSSAINT 1989; DVWK 1990; HOMRIGHAUSEN & LÜDECKE 1990) werden folgende Vorschläge für die Errichtung von Meßstellen in geringmächtigen Grundwasserleitern gemacht:

Eine weitgehend ideale Größe stellen 2-Zoll-Meßstellen dar. Ihr Durchmesser ist groß genug, um mit einem Lichtlot bequem den Wasserstand zu messen, bzw. um eine gängige Drucksonde zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Wasserstände einzubauen. Die Wasserförderung aus diesen Meßstellen entweder zur Probennahme oder zur Durchführung hydraulischer Tests stellt mit Hilfe geeigneter Pumpen kein Problem dar. Gute Erfahrungen haben wir hierbei mit der Tauchpumpe GRUNDFOS MP1, mit kleinen 12 V-„Camping“-Tauchmotorpumpen und mit unterschiedlichen Peristaltikpumpen

gemacht. Ein großer Vorteil von 2-Zoll-Meßstellen ist ihr relativ geringer Preis.

Bei nicht zu tief liegenden geringmächtigen Grundwasserleitern (bis ca. 5 m) können je nach Untergrundverhältnissen die Bohrlöcher bis zu einem Bohrl Lochdurchmesser von 150 mm mit einem tragbaren Handbohrgerät erstellt werden. Die Filterstrecke wird zentriert in das Bohrloch eingebaut und mit Filtersand/-kies umgeben, der auf die Korngrößenverteilung des Grundwasserleiters abgestimmt ist. Darüber folgt mindestens 1 m Quellton als Gegenfilter, der das Zusickern von Oberflächenwasser bzw. oberflächennahem Wasser in den geringmächtigen Grundwasserleiter verhindert. Der oberirdische Teil der Meßstelle ist durch geeignete technische Maßnahmen zu sichern.

Der Filterrohrtyp wird in Abhängigkeit von der Korngrößenzusammensetzung des Grundwasserleiters gewählt. Fehlen die Korngrößenfraktionen kleiner 0,06 mm so ist der Einsatz eines konventionellen Schlitzfilters mit entsprechender Filtersandschüttung vollkommen ausreichend. Treten diese Korngrößen jedoch in größerem Umfang in Erscheinung, so wird der Einsatz von porösen Polyethylenfiltern empfohlen, die u. a. speziell für feinkörnige Untergründe entwickelt worden sind (SASS 1995). Gegen den generellen Einsatz dieser Filter spricht der im Vergleich zu konventionellen Filtern relativ hohe Preis. Je nach Schadstoff (z. B. LCKW) sind Filter- und Ansatzrohre aus HDPE den Standardrohren aus PVC vorzuziehen, da viele Schadstoffe an diesem Material nicht so stark adsorbiert werden.

Die neue Meßstelle ist nach ihrer Fertigstellung exakt höhenmäßig einzumessen. Hierbei ist eine Gesamtabweichung von größer 3 mm nicht mehr tolerabel, da es sonst zur Bestimmung von falschen oder ungenauen Abstromrichtungen kommen kann. Besteht die Gefahr von Setzungen, so ist das Einmessen der Meßstellen aus Kontrollzwecken zu wiederholen.

Bei der tiefenmäßigen Positionierung der Filterstrecke ist darauf zu achten, daß der Filter unmittelbar auf der Stauer Oberfläche aufsitzt, und die ganze wassererfüllte Mächtigkeit erschließt. Eine komplette oder teilweise Durchteufung der grundwasserstauenden Schicht ist unbedingt zu vermeiden. Es kann im ersten Fall zu einer unkontrollierten Verfrachtung von Schadstoffen nach unten kommen, z. B. in einen Grundwasserleiter im Liegenden (vgl. Abb. 6 und Abb. 7). Im zweiten Fall ist es möglich, daß sich Schadstoffe mit einer höheren Dichte als Wasser (z. B. LCKW) an der tiefsten Stelle der

Meßstelle in Phase sammeln, und von hier aus pumptechnischen Gründen nicht oder nur sehr bedingt gefördert werden können.

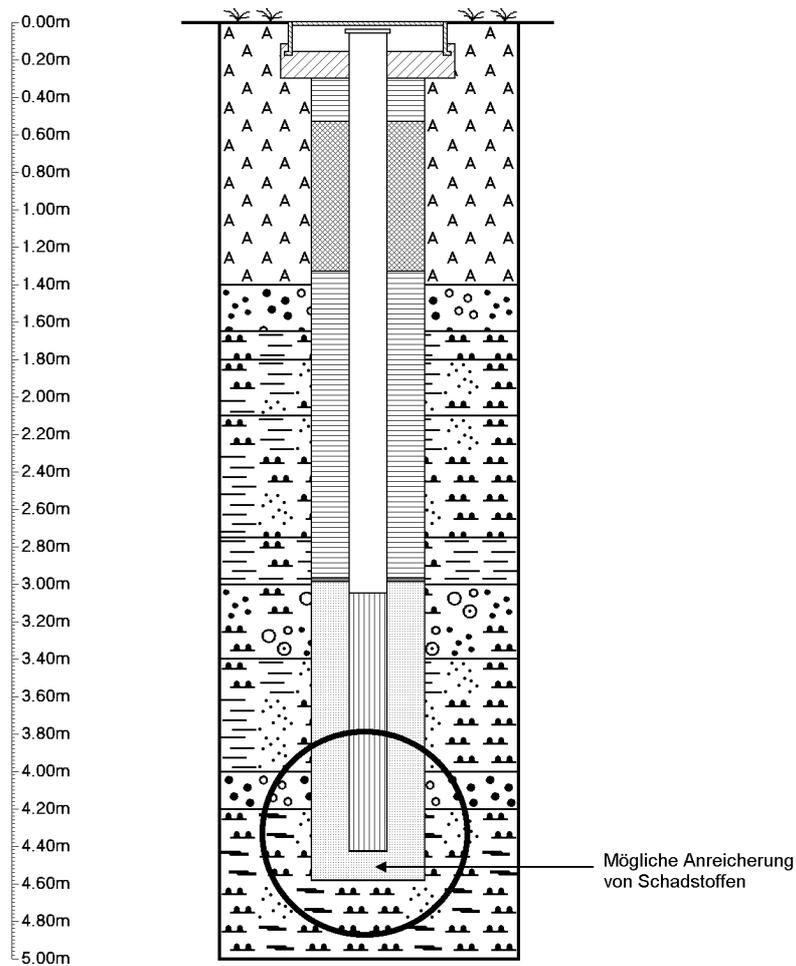


Abb. 31: Meßstellenausbau in einem geringmächtigen Grundwasserleiter, der zu einer Verfälschung von Schadstoffkonzentrationen in Wasserproben führen kann.

Analysiert man aus dieser Meßstelle gefördertes Wasser auf Schadstoffe, so stellen diese Daten keine repräsentativen Werte für den geringmächtigen Grundwasserleiter dar, sondern liefern mitunter stark verfälschte Ergebnisse. In Abbildung 31 ist diese Situation schematisch dargestellt.

Untersuchungen am Projektstandort Langen haben gezeigt, daß die eben beschriebene Gefahr nicht nur theoretischen Charakter besitzt, sondern in der Sanierungspraxis häufig auftritt. Im Zuge eines durchgeführten Tracerversuchs wurde in einem DUO-Brunnen (gleichzeitige Förderung von Grundwasser und Bodenluft) ein bis zur Basis des Brunnens reichender Probennahmeschlauch eingebaut und mit einer zum automatischen Probennehmer gehörenden Peristaltikpumpe verbunden (Abb. 32). Beim ersten Test dieser Anordnung wurden über 500 ml (!) LCKW in Phase gefördert, die sich im Brunnentiefsten gesammelt hatten, ohne daß die reguläre, über eine Min-Max-Schaltung gesteuerte Pumpe sie aus dem Untergrund über den Wasserpfad entfernen konnte.

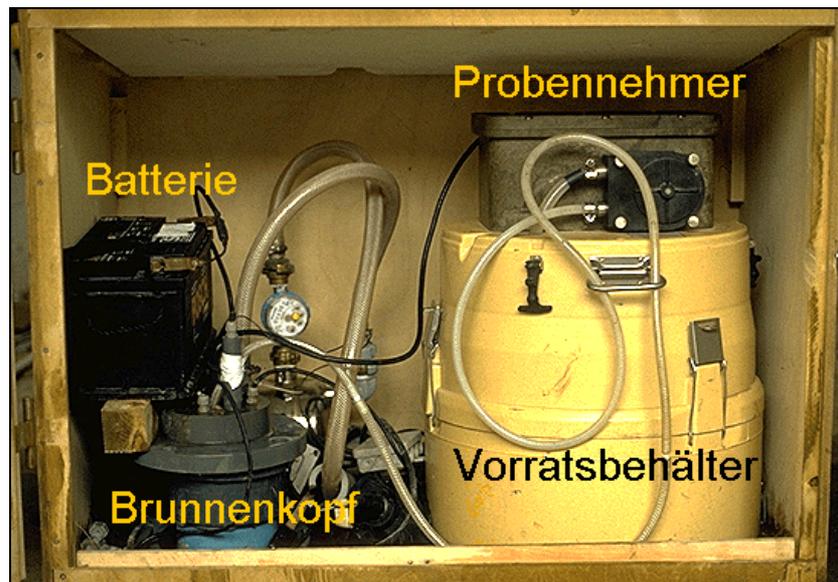


Abb. 32: Automatischer Probennehmer an einem DUO-Brunnen.

Dieses Beispiel zeigt eindrucksvoll die Komplexität der Erkundung und Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern und lieferte gleichzeitig die Idee zum Einsatz größerer Peristaltikpumpen, wie er im Abschnitt 5.2.4.5 beschrieben ist.

Zur eindeutigen Festlegung der Grundwasserfließrichtung sind mindestens drei Meßstellen notwendig, die im günstigsten Fall ein gleichseitiges Dreieck (hydrologisches Dreieck) bilden (RICHTER & LILICH 1975; HÖLTING 1989). Für die Bestimmung der Fließrichtung in geringmächtigen Grundwasserleitern sollten jedoch vier oder mehr Meßstellen vorhanden sein, da für diesen Grundwasserleitertyp die Abstromrichtung auch kleinräumig sehr stark schwanken kann und dies nur über eine größere Anzahl von Meßstellen zu bestimmen ist.

Im Bezug auf das Schadstoffzentrum sollten die Meßstellen so angeordnet sein, daß mindestens eine Meßstelle oberstromig, eine im Schadstoffzentrum und zwei unterstromig positioniert sind. Diese Meßstellenverteilung ist wichtig, da mit ihr sowohl während der Erkundung die Kontaminationssituation als auch später bei der Sanierung die Abnahme der Schadstoffkonzentrationen bestimmt werden kann.

#### 4.4 Bestimmung der hydraulischen Parameter

Die Bestimmung der hydraulischen Parameter, insbesondere des Durchlässigkeitsbeiwertes ( $k_f$  - Wert) und der Transmissivität  $T$ , stellt einen zentralen Punkt bei der Erkundung eines kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiters dar, da diese Parameter maßgeblich sowohl das Ausbreitungsverhalten der Schadstoffe als auch ihre Sanierbarkeit beeinflussen. Deshalb wurde in dieser Arbeit ein großes Gewicht auf die Bestimmung dieser hydraulischen Parameter gelegt.

In der folgenden Tabelle 6 sind die im Rahmen der Untersuchungen eingesetzten Verfahren zur Bestimmung der hydraulischen Parameter von geringmächtigen Grundwasserleitern aufgeführt.

Tab. 6: Ausgewählte Verfahren zur Bestimmung der hydraulischen Parameter  $k_f$ , T und S in geringmächtigen Grundwasserleitern.

Methode	Parameter	Abschnitt
Korngrößenanalyse	$k_f$	4.4.1
Pumpversuch (stationär)	T	4.4.2
Pumpversuch (instationär)	T, S	4.4.2.1
Wiederanstiegsversuch	T	4.4.3

Auf die Darstellung anderer hydraulischer Testverfahren wie z. B. Puls-Tests, Drill-Stem-Tests und Slug-Tests wurde wegen ihrer nur eingeschränkten Eignung bei geringer wassererfüllter Mächtigkeit verzichtet.

#### 4.4.1 Korngrößenanalysen

Die Auswertung von Korngrößenanalysen stellt eine einfache und preiswerte Methode zur Bestimmung von  $k_f$ -Werten in geringmächtigen Grundwasserleitern dar. Für die Berechnung des  $k_f$ -Wertes wird Gleichung 2 herangezogen,

$$k_f = C d_w^2 \quad \text{Gl. 2}$$

wobei C ein Proportionalitätsfaktor und  $d_w$  der wirksame Korndurchmesser ist. Da die genaue Bestimmung des wirksamen Korndurchmessers relativ aufwendig ist, wird er seit HAZEN (1893) in den meisten Berechnungsverfahren durch den  $d_{10}$ -Wert (Korngrößendurchmesser bei 10% Siebdurchgang) ersetzt.

In der nachfolgenden Tabelle 7 sind einige wichtige Methoden zur Bestimmung des  $k_f$ -Wertes aus Korngrößenanalysen sowie deren Eingangsgrößen und Gültigkeitsgrenzen angegeben.

Tab. 7: Ausgewählte Methoden zur Bestimmung des  $k_f$ -Wertes anhand von Korngrößenanalysen.

Methode	Formel $k_f =$	Eingangs- größen	Gültigkeits- grenzen
HAZEN (1893)	$0,0116 d_{10}^2 (0,7 + 0,03 \Theta)$	$d_{10}, d_{60}, \Theta$	$U < 5$
ZIESCHANG (1961)	$C d_{10}^2 (0,7 + 0,03 \Theta)$	$C, d_{10}, d_{60}, \Theta$	$U < 5$
BEYER (1964)	aus Tabelle	$d_{10}, d_{60}$	$0,06 \leq d_{10} \leq 0,6$ $1 \leq U \leq 20$

Im Zusammenhang mit geringmächtigen Grundwasserleitern ist bei der Verwendung der angeführten Methoden auf die Einhaltung der Gültigkeitsgrenzen zu achten. Insbesondere die Bedingung  $U < 5$  ist in diesen Bereichen häufig nicht erfüllt. Sollte dieser Fall eintreten, so ist gröberes Material solange aus der Probe auszusortieren, bis die Bedingung  $U < 5$  erfüllt ist (HÖLTING 1989: 133).

Eine umfassende Darstellung der angegebenen Methoden und ihres theoretischen Hintergrundes sowie zahlreiche Tabellen und Nomogramme finden sich bei LANGGUTH & VOIGT (1980) und DVWG (1983).

In der Praxis hat sich insbesondere die Auswertungsmethode nach BEYER (1964) als besonders zuverlässig erwiesen (PEKDEGER & SCHULZ 1975), was durch eigene Untersuchungen am Standort Bruchsal (vgl. Tab. 9) bestätigt werden konnte.

#### 4.4.2 Pumpversuche

Bei der Auswertung von Pumpversuchen sind je nach Versuchsdurchführung prinzipiell zwei unterschiedliche Ansätze zu unterscheiden. Wenn bei einem Pumpversuch die Absenkung im Brunnen bzw. in einer Meßstelle eine Funktion der Zeit ist, d. h. die Strömung des Grundwassers zeitabhängig ist, so spricht man von einem instationär auszuwertenden Pumpversuch (instationäres Regime). Wurde jedoch schon so lange gepumpt, daß die För-

derrate aus dem Brunnen gleich der Zuflußrate ist, so stellt sich eine zeitunabhängige Strömung ein und die Absenkung in einer Meßstelle bleibt konstant (stationäres Regime).

Aus praktischen Erwägungen werden jedoch meist instationäre Pumpversuche vorgezogen, da sie wesentlich schneller und somit auch preiswerter durchzuführen sind (das Erreichen des stationären Strömungszustandes muß nicht abgewartet werden) und weil nur mit instationären Pumpversuchen der Speicherkoefizient  $S$  zu bestimmen ist. Aus diesem Grund wird im folgenden nur am Rande auf die Auswertung von stationären Pumpversuchen eingegangen. Das Hauptaugenmerk liegt vielmehr auf der Auswertung von instationären Pumpversuchen in freien und gespannten Grundwasserleitern, da sich anhand dieser Betrachtungen die Besonderheiten bei der Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern sehr gut aufzeigen lassen.

#### 4.4.2.1 Gespannte Grundwasserleiter

Für den instationären Fall und einen gespannten Grundwasserleiter hat THEIS (1935) eine mathematische Gleichung vorgestellt, mit der die Absenkung  $s$  zum Zeitpunkt  $t$  in einer mit dem Radius  $r$  vom Brunnen entfernt gelegenen Meßstelle bei bekannter Fördermenge  $Q$  und Kenntnis der Aquiferparameter Transmissivität  $T$  und Speicherkoefizient  $S$  berechnet werden kann (Gl. 3).

$$s(r, t) = -\frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad \text{Gl. 3}$$

mit

$$u = \frac{r^2 S}{4tT} \quad \text{Gl. 4}$$

Da die direkte Berechnung von  $T$  und  $S$  aus gemessenen Absenkungsdaten nicht möglich ist, hat THEIS ein Typkurvenverfahren zur Bestimmung dieser Parameter vorgeschlagen, daß auf dem Prinzip der Superposition beruht (LANGGUTH & VOIGT 1980) und auch heute noch eine weitverbreitete Auswertemethode von Pumpversuchen in gespannten Grundwasserleitern darstellt.

Die THEIS-Gleichung beruht auf den folgenden Voraussetzungen, die für eine korrekte Bestimmung der hydraulischen Parameter erfüllt sein müssen (zitiert nach DAWSON & ISTOK 1991):

1. Der Grundwasserleiter ist vor und während des Pumpversuches gespannt.
2. Der Grundwasserleiter ist seitlich unbegrenzt.
3. Der Grundwasserleiter ist homogen und isotrop.
4. Der Förderbrunnen besitzt einen vernachlässigbar kleinen Durchmesser.
5. Die Grundwasserdruckfläche ist vor dem Pumpversuch horizontal.
6. Entnahmebrunnen und Meßstellen sind über die gesamte wassererfüllte Mächtigkeit verfiltert.
7. Die Förderrate im Brunnen ist konstant.
8. Brunneneintrittsverluste sind vernachlässigbar.
9. Die Strömung des Grundwassers zum Entnahmebrunnen hin läßt sich mit dem Gesetz von DARCY beschreiben.

Diese neun Voraussetzungen sind im allgemeinen bei der Durchführung von Pumpversuchen in mächtigen Grundwasserleitern erfüllt, bzw. soweit gegeben, daß die ermittelten Ergebnisse nur geringfügig von den korrekten Werten abweichen.

Im Falle von geringmächtigen Grundwasserleitern sind einige Voraussetzungen offensichtlich nicht oder nur mit erheblichen Einschränkungen erfüllt, so daß eine detaillierte Betrachtung der Voraussetzungen im Hinblick auf die Auswertbarkeit von Pumpversuchen in diesem Grundwasserleitertypus notwendig ist.

*ad 1.*

Für einen großen Teil der geringmächtigen Grundwasserleiter, nämlich den ungespannten, ist die erste Voraussetzung nicht gegeben. Da ungespannte geringmächtige Grundwasserleiter sehr häufig vorkommen ist ihnen ein eigener Abschnitt gewidmet (4.4.2.2). Pumpversuche bei denen ein gespannter geringmächtigen Grundwasserleiter durch langanhaltende Wasserentnahme großflächiger in den ungespannten Zustand übergeht (Abb. 33), können mit Hilfe eines von MOENCH & PRICKETT (1972) beschriebenen Typkurvenverfahrens ausgewertet werden.

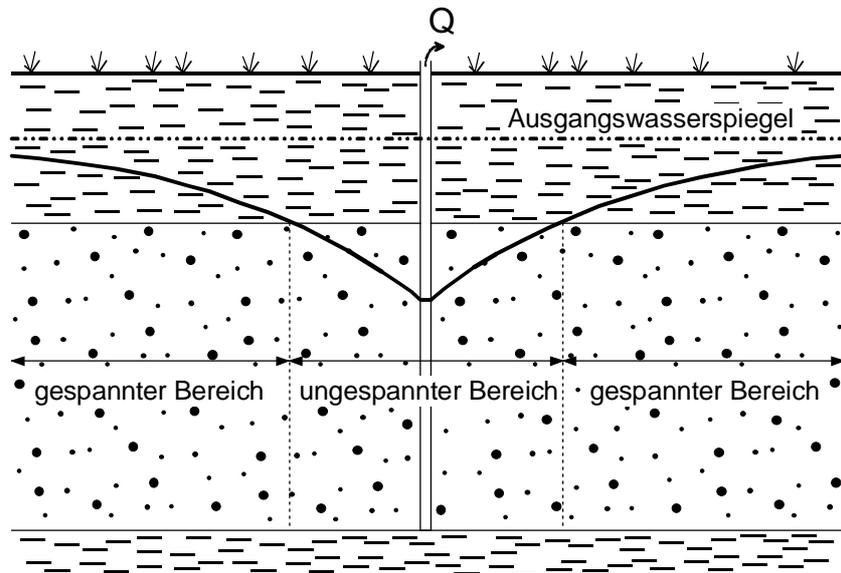


Abb. 33: Teilweiser Übergang von einem gespannten Grundwasserleiter in einen ungespannten während eines Pumpversuches.

*ad 2.*

Die zweite Voraussetzung ist ebenfalls nicht erfüllt. Alle untersuchten geringmächtigen Grundwasserleiter waren in ihrer lateralen Ausdehnung deutlich begrenzt. Da die Reichweite des Absenktrichters in diesen Grundwasserleitern maximal 15–25 m betrug, selbst bei maximaler Absenkung des Brunnenwasserspiegels, erreichte der Absenktrichter an den untersuchten Standorten nie die äußere Begrenzung. In diesem Fall kann aber die zweite Voraussetzung als hinreichend erfüllt gelten.

Sollte sich jedoch der Absenktrichter an einer Stelle bis zum Rand des Grundwasserleiters ausdehnen, dann stellt dieser Rand eine negative Randbedingung dar, und der Pumpversuch ist z. B. nach der Methode von STALLMAN (1963) auszuwerten. Auf die Auswertung eines Pumpversuches, bei dem der Absenktrichter auf allen Seiten den undurchlässigen Rand erreicht, geht KUIPER (1972) ein.

*ad 3.*

Nur die wenigsten Grundwasserleiter sind wirklich homogen und isotrop wie es in der dritten Voraussetzung verlangt wird. In der Literatur finden sich zahlreiche Verfahren wie unterschiedliche Inhomogenitäten und Anisotropien bei der Auswertung von Pumpversuchen berücksichtigt werden können. An dieser Stelle sollen stellvertretend nur die Arbeiten von HANTUSH & THOMAS (1966) und DAWSON & ISTOK (1991) über die Auswertung von Pumpversuchen in anisotropen und inhomogenen Grundwasserleitern genannt werden. Für die angeführten Auswertungsverfahren unter Berücksichtigung von Untergrundinhomogenitäten sind jedoch mehrere Meßstellen innerhalb des Absenktrichters notwendig. Da dies wegen der geringen Reichweiten der Absenktrichter in geringmächtigen Grundwasserleitern eine Meßstellendichte erfordert, die in der Sanierungspraxis meist nicht realisierbar ist, kann auf die Anwendung dieser Verfahren nur selten zurückgegriffen werden.

*ad 4.*

Die unmittelbare Ansprache des geringmächtigen Grundwasserleiters auf die Grundwasserförderung kann bei den üblicherweise recht kleinen Bohr- und Rohrdurchmessern als gegeben vorausgesetzt werden. Bei freien Grundwasserleitern muß je nach Untergrundaufbau die verzögerte Porendrängung berücksichtigt werden.

*ad 5.*

Die Horizontalität der Grundwasserdruckfläche vor dem Beginn der Grundwasserförderung ist in geringmächtigen Grundwasserleitern nur eingeschränkt erfüllt, so liegen die beobachteten natürlichen hydraulischen Gradienten zwischen 0,038 am Projektstandort Walldorf und 0,0055 am Projektstandort Bruchsal. Ein entscheidender Einfluß auf die Bestimmung der hydraulischen Parameter konnte jedoch nicht nachgewiesen werden. Eine Verzerrung des ansonsten kreisrunden Absenktrichters aufgrund des natürlichen hydraulischen Gradienten ist im Vergleich zu Verzerrungen wegen Untergrundinhomogenitäten in der Regel gering.

*ad 6.*

Der vollkommene Ausbau von Brunnen und Meßstellen wie er im Abschnitt 5.2 beschrieben ist, stellt für den bearbeiteten Grundwasserleitertypus kein Problem dar, so daß diese Voraussetzung in der Regel erfüllt ist. Sollte dies jedoch nicht der Fall sein, so stehen zahlreiche Ansätze zur Verfügung,

die dennoch eine korrekte Auswertung eines Pumpversuchs ermöglichen (HANTUSH 1964; NEUMAN 1974).

*ad 7.*

Die Gewährleistung einer konstanten Förderrate aus Brunnen, die in geringmächtigen Grundwasserleitern verfiltert sind, ist bei der Verwendung konventioneller Tauch- oder Saugpumpen schwierig, da die Förderraten dieser Pumpen häufig nicht fein genug eingestellt werden können, um ein Trockenlaufen der Pumpen zu verhindern (GEFELL et al. 1994: 411).

Bei der Durchführung von Pumpversuchen im Rahmen der vorgestellten Untersuchungen hat sich für geringergiebigere Grundwasserleiter bei einem maximalen Flurabstand von 4 m der Einsatz einer 12-V-Tauchpumpe bewährt, die über ein leistungsstarkes und regelbares Netzteil betrieben wurde. Um ein Trockenlaufen der Pumpe zu verhindern, wurde unmittelbar unter der Pumpe eine Drucksonde installiert, die kontinuierlich die Höhe der Wassersäule im Brunnen mißt. Anhand dieses Wertes kann die Förderrate der Pumpe über das regelbare Netzteil so eingestellt werden, daß die Pumpe gerade nicht trockenläuft. Aufgrund der geringen Abmessungen sowohl der Tauchpumpe als auch der Drucksonde ist es möglich, den Wasserstand im Brunnen bis ca. 25 cm über die Brunnensohle zu senken. In Abbildung 34 ist die beschriebene Pump- und Meßanordnung dargestellt.

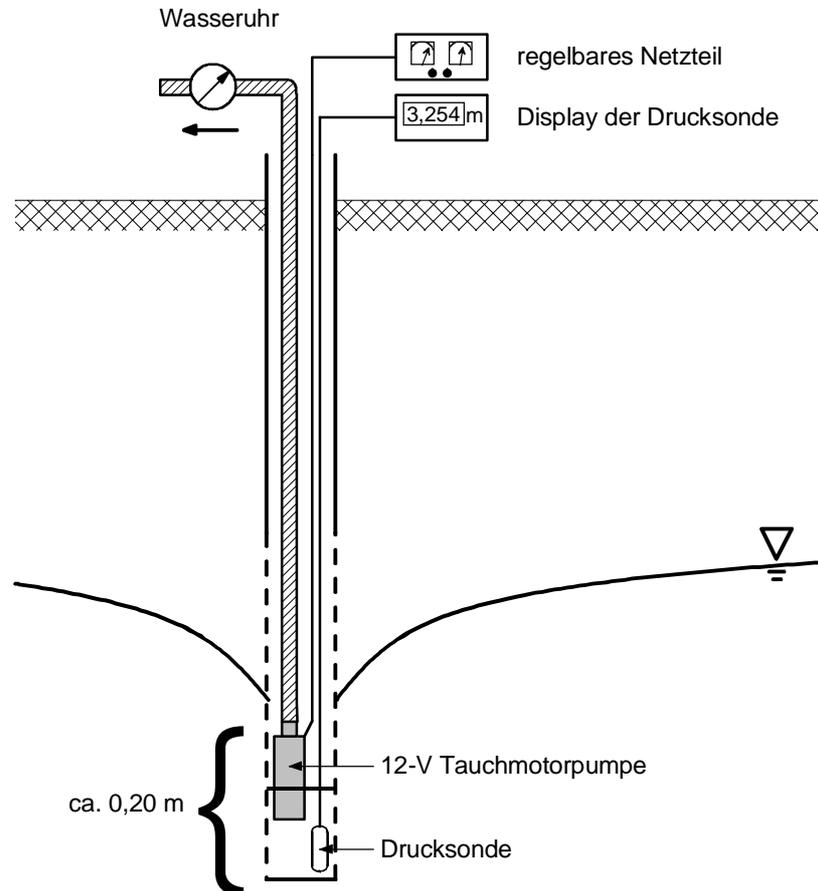


Abb. 34: Schematische Darstellung der Pump- und Meßanordnung zur Durchführung eines Pumpversuches in einem geringmächtigen Grundwasserleiter.

Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung ist es, daß nach Abschalten der Pumpe die Drucksonde zur Aufzeichnung der sich mit der Zeit verkleinernden residualen Absenkungen im Brunnen genutzt werden kann, die in Form eines Wiederanstiegsversuches ausgewertet werden (vgl. Abschnitt 4.4.3).

Sollte es die 12-V-Tauchmotorpumpe aufgrund größerer Flurabstände nicht schaffen den geringmächtigen Grundwasserleiter ausreichend abzusenken, so

kann sie leicht durch eine über einen Frequenzumrichter regelbare Grundfos MP1 Tauchmotorpumpe ersetzt werden. Bei der Anwendung der beschriebenen Pumpentechnik ist die in der siebten Voraussetzung geforderte Konstanz der Förderrate hinreichend erfüllt.

Auf den Einsatz von Pumpen bei der Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern wird im Abschnitt 5.2.4 ausführlich eingegangen.

*ad 8.*

Durch geeignete Wahl von Brunnenfiltern und den Einsatz von auf die Untergrundverhältnisse abgestimmten Filtersand/-kies ist ein Brunnenausbau möglich, der die Brunneneintrittsverluste soweit minimiert, daß sie für die Auswertung von Pumpversuchen keine Rolle spielen.

*ad 9.*

Bei richtigem Ausbau des Förderbrunnens kann das laminare Fließen des Grundwassers und somit auch die Gültigkeit des Gesetzes von DARCY für das Brunnenumfeld vorausgesetzt werden.

Die Erörterung der neun Voraussetzung zeigt, daß nicht alle Forderungen bei der Durchführung von Pumpversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern vollständig erfüllt sind. Jedoch wird es bei richtigem Ausbau des Förderbrunnens und der Wahl einer geeigneten Pumpe zur Grundwasserförderung in den meisten Fällen möglich sein, einen Pumpversuch nach der THEIS-Methode auszuwerten, dessen Ergebnis die wahren Werte für den Speicherkoeffizienten  $S$  und die Transmissivität  $T$  ausreichend genau wiedergibt.

Es soll an dieser Stelle jedoch ausdrücklich betont werden, daß das Fassungsvermögen von Brunnen in geringmächtigen Grundwasserleitern wegen der geringen benetzten Filterlänge meist klein ist. Dies hat zur Folge, daß nur geringe Förderraten realisiert werden können und somit bei der Durchführung von Pumpversuchen die Reichweite des Absenktrichters ebenfalls klein sein wird. Die bei den Pumpversuchen bestimmten hydraulischen Parameter sind jedoch nur für den Bereich repräsentativ, der innerhalb des relativ kleinen Absenktrichters liegt. Bei Untergrundinhomogenitäten können deshalb Pumpversuche in eng benachbarten Brunnen große Abweichungen in den Ergebnissen zeigen, wie dies z. B. am Testfeld Bruchsal festgestellt wurde

(vgl. Abschnitt 3.6.1). Diese Aussage gilt natürlich auch für die im folgenden behandelten Pumpversuche in freien Grundwasserleitern.

#### 4.4.2.2 Freie Grundwasserleiter

Bei der Auswertung von Pumpversuchen in ungespannten Grundwasserleitern ergibt sich ein Problem daraus, daß die wassererfüllte Mächtigkeit  $m$  während der Versuchsdurchführung nicht konstant bleibt. Dies führt jedoch dazu, daß insbesondere in Brunnennähe die Grundwasserströmung nicht mehr streng horizontal ist, sondern mit abnehmender Entfernung zum Brunnen zunehmend eine vertikale Strömungskomponente hinzutritt. Diese vertikale Strömungskomponente wird jedoch im THEIS'schen Lösungsansatz nicht berücksichtigt.

Beträgt die Absenkung des Brunnenwasserspiegels im ungespannten Grundwasserleiter weniger als ca. 15%, so ist der Fehler durch die Abnahme der wassererfüllten Mächtigkeit gering und es kann mit hinreichender Genauigkeit die THEIS-Methode (bzw. die Methode von DUPUIT-THIEM für den stationären Fall) zur Bestimmung der hydraulischen Parameter bestimmt werden (LANGGUTH & VOIGT 1980: 177).

JACOB (1963a: 248) hat eine Formel vorgestellt (Gl. 5), mit der die während eines Pumpversuchs in einer Meßstelle gemessenen Absenkungen  $s$  korrigiert werden können, so daß auch bei einer Absenkung von mehr als 15% der ursprünglich wassererfüllten Mächtigkeit  $m$  eine Auswertung nach THEIS gute Ergebnisse liefert.

$$s' = s - \frac{s^2}{2m} \quad \text{Gl. 5}$$

Mit den korrigierten Absenkungswerten  $s'$  wird nach der THEIS-Methode die Transmissivität  $T$  und der scheinbare Speicherkoeffizient  $S'$  bestimmt. Mit Gleichung 6 kann dann ein angenäherter durchschnittlicher Speicherkoeffizient  $\bar{S}$  errechnet werden.

$$\bar{S} = \frac{m - \bar{s}}{m} S' \quad \text{Gl. 6}$$



2. Nimmt die Absenkung im Brunnen zu, so bildet sich eine Strecke  $f$  aus, deren Länge gleich der Höhendifferenz zwischen dem Wasserspiegel im Abstand  $r_w$  und dem Brunnenwasserspiegel ist.
3. Bei vollständiger Entleerung des Brunnens hat sich die Strecke  $f$  voll ausgebildet und Wasser kann nur noch im Bereich dieser Strecke in den Brunnen eintreten.

In gut ausgebauten Brunnen ist die Höhendifferenz  $f$  gleich der Sickerstrecke (EHRENBERGER 1928). Ist dies nicht der Fall, so ist ein Teil der Höhendifferenz auf Brunneneintrittsverluste (Skin-Effekte) zurückzuführen, auf die an dieser Stelle aber nicht näher eingegangen wird (Abb. 36). Der sich aus den entsprechenden Formeln ergebende Zusammenhang zwischen der Entnahmerate  $Q$  und der Absenkung  $s$  ist auch beim Auftreten einer Sickerstrecke korrekt (Abb. 35).

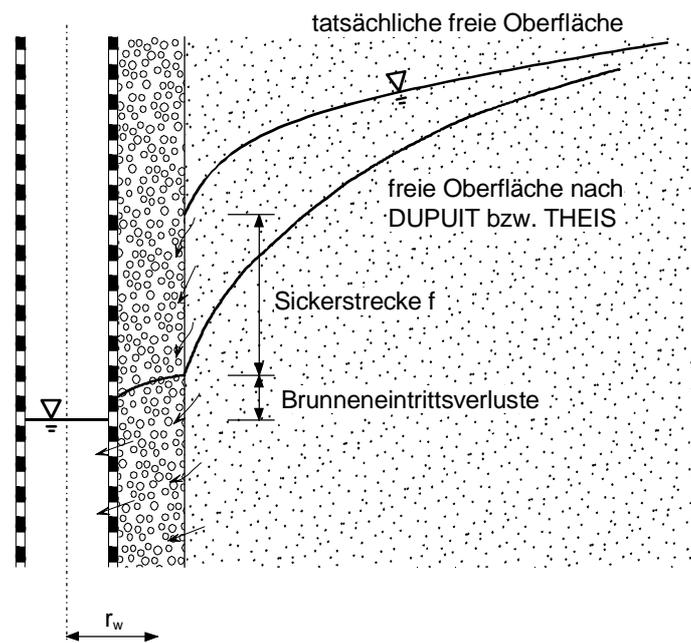


Abb. 36: Die Sickerstrecke (nach HERTH & ARNDTS 1994).

Die Entstehung der Sickerstrecke ist auf die schon beschriebene vertikale Strömungskomponente in Brunnennähe zurückzuführen.

Berechnet man nach THEIS (instationärer Fall) bzw. DUPUIT-THIEM (stationärer Fall) die Absenkung in Brunnennähe (Abstand  $r$  von der Brunnenachse  $< 1,5$  bis 2 mal die wassererfüllte Mächtigkeit  $m$ ), so sind die berechneten Absenkungen immer größer als die in der Natur gemessenen (vgl. auch Abb. 37 und Abb. 38). Vergleichbare Angaben machen auch LANGGUTH & VOIGT (1980: 292f).

Damit ist aber eine Positionierung von Brunnen und Meßstellen in geringmächtigen Grundwasserleitern mit einem Abstand kleiner als zweimal die wassererfüllte Mächtigkeit zumindest im Hinblick auf die Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen nicht sinnvoll.

In der Literatur werden zahlreiche Methoden dargestellt, die eine Bestimmung der Sickerstreckenlänge  $f$  und somit die Berechnung einer maximalen Grundwasserspiegelabsenkung in einem freien Grundwasserleiter ermöglichen. Eine Übersicht wird in den Arbeiten von HERTH & ARNDTS (1994) und BRAUNS (1981) wiedergegeben. Beim Einsetzen gleicher Eingangsgrößen ergeben sich jedoch erhebliche Unterschiede bei der Bestimmung der Sickerstrecke und somit auch bei der maximal möglichen Absenkung des freien Grundwasserspiegels.

BRAUNS (1981) kommt auf der Grundlage numerischer Berechnungen zum Schluß, daß eine Berechnungsmethode nach KASHEF (1965)<sup>1</sup> am zutreffendsten den korrekten Wert für die Sickerstrecke in einem vollständig entleertem Brunnen wiedergibt und sowohl auf den stationären als auch auf den instationären Zustand angewendet werden kann. In der Arbeit von KASHEF (1965) hat sich leider ein Druckfehler in die Gleichung 27 eingeschlichen. Die korrekte Formel muß lauten:

$$D_2 = D_1 \frac{a}{2} - \sqrt{D_1^2 \frac{(a^2 - 4b)}{4} - c}$$

---

<sup>1</sup> Ein Arbeitsblatt für das Tabellenkalkulationsprogramm EXCEL zur einfachen Berechnung der Absenkung nach KASHEF (1965) ist beim Verfasser dieser Arbeit erhältlich.

Die Definition der in der Gleichung vorkommenden Variablen ist der Arbeit von KASHEF (1965) zu entnehmen.

In der nachfolgenden Abbildung 37 sind beispielhaft die mit unterschiedlichen Verfahren berechneten Absenkungen in einem 1 m mächtigen Grundwasserleiter für den stationären Fall dargestellt.

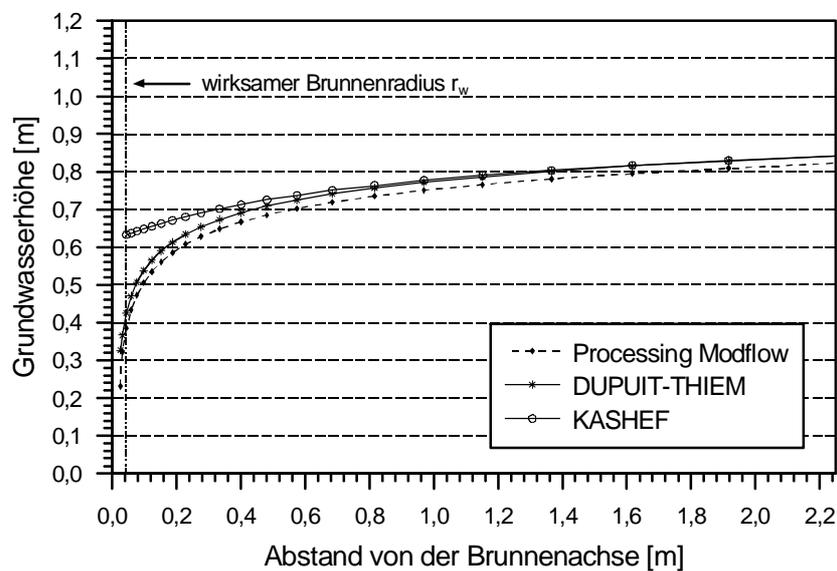


Abb. 37: Grundwasserhöhe in Brunnennähe berechnet nach Processing Modflow, KASHEF (1965) und DUPUIT-THIEM (stationärer Fall).

Die Grafik zeigt anschaulich, daß die berechneten Grundwasserhöhen im brunnennahen Bereich sich deutlich voneinander unterscheiden ( $h_{\text{Kashef}} = 0,63$  m,  $h_{\text{Dupuit-Thiem}} = 0,42$  m und  $h_{\text{Processing Modflow}} = 0,38$  m), was darauf zurückzuführen ist, daß sowohl das Berechnungsverfahren nach DUPUIT-THIEM als auch das Finite Differenzen Programm Modflow die Entstehung einer Sickerstrecke bei großen Absenkungsbeträgen des Brunnenwasserspiegels nicht berücksichtigen. Auch für den instationären Fall werden die Grundwasserhöhen in Brunnennähe nicht richtig berechnet (Abb. 38).

Für den berechneten instationären Fall (12 h nach Pumpbeginn) beträgt der maximale Unterschied 0,3 m. Dies ist fast ein Drittel der ursprünglichen Mächtigkeit des Grundwasserleiters.

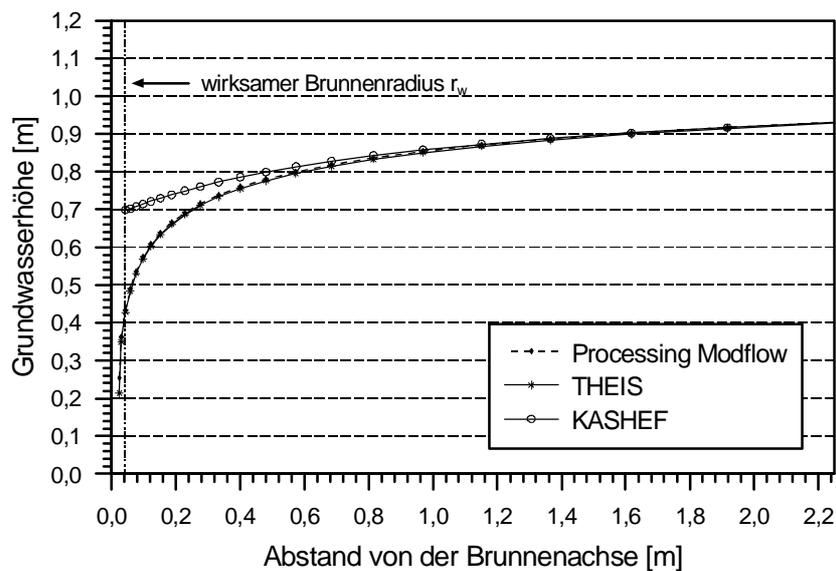


Abb. 38: Grundwasserhöhe in Brunnennähe berechnet nach Processing Modflow, KASHEF (1965) und THEIS (instationärer Fall).

Noch gravierender werden die Unterschiede, wenn man die nach THEIS berechneten bzw. im Gelände im Förderbrunnen gemessenen Werte direkt zur Bestimmung der Reichweite nach SICHARDT (1928) benutzt.

$$R = 3000 \cdot s_B \sqrt{k_f} \quad \text{Gl. 7}$$

Für den vorgestellten Fall ergibt sich z. B. eine Reichweite von 12,7 m für die gemessenen bzw. nach THEIS berechneten Werte und eine Reichweite des Absenktrichters von nur 6,4 m, wenn man die nach KASHEF (1965) berechneten Absenkungen zugrunde legt.

Das vorgestellte Beispiel macht deutlich, daß zur Auswertung von Pumpversuchen in ungespannten geringmächtigen Grundwasserleitern bei geeigneter

Wahl der Meßstellen ( $r >$  zweimal die Mächtigkeit) die Sickerstrecke nicht berücksichtigt werden muß. Für die Klärung von Detailfragen ist dies jedoch notwendig.

#### 4.4.3 Wiederanstiegsversuche

Eine einfache Methode zur Bestimmung der Transmissivität  $T$  in einem geringmächtigen Grundwasserleiter ist die Durchführung eines Wiederanstiegsversuches nach THEIS und JACOB (JACOB 1963b). In der folgenden Tabelle 8 sind die Vor- und Nachteile dieses Verfahrens aufgeführt:

Tab. 8: Vor- und Nachteile der Durchführung und Auswertung eines Wiederanstiegsversuchs in einem geringmächtigen Grundwasserleiter.

Vorteile	Nachteile
Nur ein Brunnen bzw. eine Meßstelle notwendig.	Ermittelte Transmissivität gilt nur für eine rel. begrenzte Fläche.
Versuch ist rel. schnell durchzuführen (ca. 3 h).	-
Schwankungen in der Förderrate sind unerheblich (mittlere Förderrate).	-
Sickerstrecke und Brunneneintrittsverluste haben keinen Einfluß auf das Ergebnis (LANGGUTH & VOIGT 1980: 174).	-
Wassererfüllte Mächtigkeit muß nicht bekannt sein.	-
Einfache Auswertung über Geradlinienverfahren möglich.	Geradlinienverfahren nur für gespannten Grundwasserleiter (sonst korrigierte Absenkung).
-	Speicherkoeffizient $S$ kann nicht ermittelt werden.

Bei der Durchführung von Wiederanstiegsversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern hat sich eine Pumpdauer von 1800–2400 s als praktikabler Wert erwiesen, der bei der Auswertung gute und reproduzierbare Ergebnisse für die Transmissivität liefert. Der Wiederanstieg soll nach dem Abschalten der Pumpe über einen Zeitraum von 3600 s erfaßt werden.

Zur Kontrolle der Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen und zur Aufzeichnung der residualen Absenkung  $s_r$  nach dem Abschalten der Pumpe hat sich eine Pump- und Meßvorrichtung bewährt, wie sie bereits in Abschnitt 4.4.2.1 (Abb. 34) dargestellt wurde.

Trägt man die erfaßten Absenkungswerte  $s$  und  $s_r$  gegen die Zeit auf, so ergibt sich folgende Darstellung (Abb. 39).

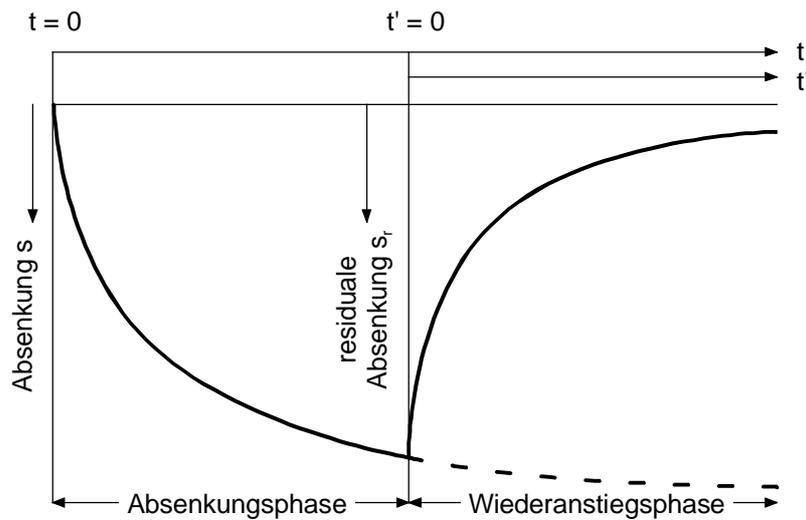


Abb. 39: Schematische Darstellung eines Pumpversuches mit Absenkung und Wiederanstieg im Brunnen (nach LANGGUTH & VOIGT 1980: 172).

In der Abbildung bezeichnet  $t$  die Zeit seit Pumpbeginn und  $t'$  die Zeit seit dem Abschalten der Pumpe. Bei der Auswertung des Wiederanstiegsversuches nach dem Geradlinienverfahren von THEIS und JACOB trägt man nun  $s_r$  (lineare Skalierung) gegen den Quotienten  $t/t'$  (logarithmische Skalierung) für

jeden notierten Meßwert auf und legt durch die Darstellungspunkte eine Ausgleichsgerade. Für eine logarithmische Dekade ist nun die Steigung  $\Delta s_r$  der Ausgleichsgeraden zu bestimmen und zusammen mit der mittleren Fördermenge  $Q$  in die folgende Gleichung einzusetzen.

$$T = \frac{2,3Q}{4\pi \Delta s_r} \quad \text{Gl. 8}$$

Eine leichtverständliche Herleitung der theoretischen Grundlagen dieses Auswerteverfahrens kann bei LANGGUTH & VOIGT (1980: 171ff) nachgelesen werden.

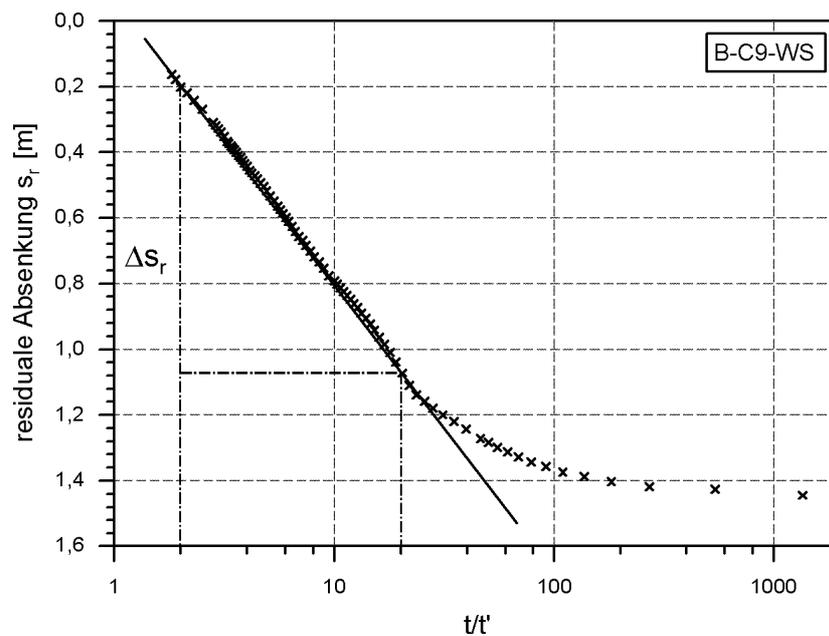


Abb. 40: Auswertung des Wiederanstiegsversuch B-C9-WS mit dem Geradenlinienverfahren nach THEIS und JACOB.

In Abbildung 40 ist das beschriebene Verfahren für einen Wiederanstiegsversuch am Projektstandort Bruchsal dargestellt. Es zeigt die Auswertung für einen in der Meßstelle C9 durchgeführten Wiederanstiegsversuch, bei dem

die Meßwerte sehr gut auf einer Ausgleichsgeraden liegen. Das gekrümmte Kurvensegment für große  $t/t'$  kann vernachlässigt werden.

Wird ein Wiederanstiegsversuch in einem freien Grundwasserleiter durchgeführt, so sind die Werte für die residuale Absenkung  $s_r$  nach Gleichung 5 zu korrigieren.

Schwierigkeiten ergeben sich mit diesem Verfahren dann, wenn die Darstellungspunkte nicht auf einer Geraden liegen, sondern einen gekrümmten bzw. sigmoidalen Verlauf haben. In Abbildung 41 ist dieser Fall für den Wiederanstiegsversuch B-C7-WS wiedergegeben (Wiederanstiegsversuch in der Meßstelle C7).

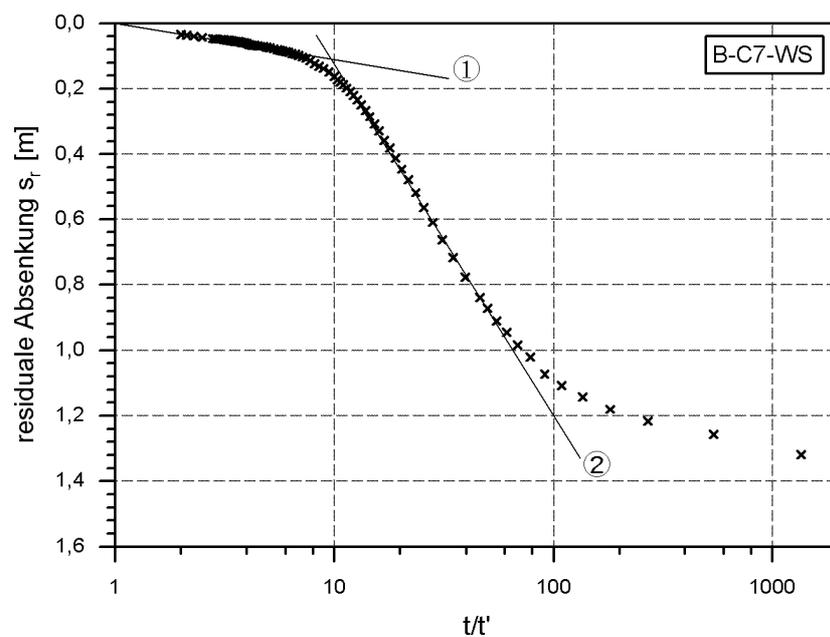


Abb. 41: Sigmoidaler Verlauf der Wiederanstiegskurve für den Wiederanstiegsversuch B-C7-WS.

Dieser Kurvenverlauf ist typisch für Grundwasserleiter die halbgespannt sind. Hieraus ergibt sich, daß nicht nur ein linearer Kurvenabschnitt existiert, sondern zwei, mit unterschiedlicher Steigung. In Abbildung 41 sind diese Berei-

che mit den Zahlen ① und ② gekennzeichnet. Wertet man nun beide getrennt aus, so ergibt sich für ① eine Transmissivität  $T$  von  $3,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  und für ②  $T = 3,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Die Resultate unterscheiden sich also um gut eine Zehnerpotenz. Somit stellt sich aber die Frage, welches Resultat die wirkliche Transmissivität des Untergrundes am besten beschreibt.

Um diese Frage zu klären, wurden alle Wiederanstiegsversuche nicht nur über das Geradlinienverfahren nach THEIS und JACOB, sondern parallel auch mit dem Computerprogramm LEAKY 2.0 (HANSTEIN 1994) ausgewertet. Dieses Programm bestimmt anhand der gemessenen Absenkungs- und Wiederanstiegsdaten mittels nichtlinearer Inversionsrechnung die hydraulischen Parameter des Grundwasserleiters.

Wertet man den Wiederanstiegsversuch B-C7-WS mit dem Programm LEAKY 2.0 für einen halbgespannten Grundwasserleiter (beruhend auf der Brunnenformel nach HANTUSH & JACOB 1955) aus, für den die beste Übereinstimmung zwischen der gemessenen und der berechneten Wiederanstiegskurve bestimmt wurde, so ergibt sich für  $T$  der Wert  $2,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Dies zeigt aber eindeutig, dass im obigen Beispiel die Ausgleichsgerade ② die besseren Ergebnisse bei der Auswertung nach dem Geradlinienverfahren ergibt.

Insgesamt wurden rund 31 Wiederanstiegsversuche in geringmächtigen Grundwasserleitern ausgewertet und in allen Versuchen, die einen sigmoidalen Kurvenverlauf zeigten und somit einem halbgespannten Grundwasserleiter zugeordnet werden konnten, ergaben die Geradlinienauswertungen des linearen mittleren Teils die besten Übereinstimmungen mit den Werten aus der Inversionsrechnung. Bei Auswertung von Wiederanstiegsversuchen mit geradem Kurvenverlauf (freie bzw. gespannte geringmächtige Grundwasserleiter vgl. Abb. 40) konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der beiden Auswerteverfahren festgestellt werden.

Auf der Grundlage der an verschiedenen Standorten mit geringmächtigen Grundwasserleitern gemachten Erfahrungen hat sich die Durchführung von Wiederanstiegsversuchen als effizientes und preiswertes Verfahren erwiesen, mit dem die Transmissivität des Leiters mit einer akzeptablen Genauigkeit bestimmt werden kann. Bei der Auswertung der Meßergebnisse ist die Benutzung eines Computerprogrammes (z. B. LEAKY 2.0) dem Geradlinienverfahren nach THEIS und JACOB vorzuziehen, da mit dem Computerprogramm verschiedene Grundwasserleitertypen und hydraulische Randbedingungen besser berücksichtigt werden können.

Die in Tabelle 9 aufgelisteten mit unterschiedlichen Verfahren am Projektstandort Bruchsal bestimmten Transmissivitäten belegen durch ihre gute Übereinstimmung zusätzlich die Zuverlässigkeit von Wiederanstiegsversuchen.

Tab. 9: Gegenüberstellung von mit unterschiedlichen Verfahren bestimmten Transmissivitäten für die Meßstelle P20 am Projektstandort Bruchsal.

Verfahren	Transmissivität T [m <sup>2</sup> /s]
Sieblinienauswertung nach HAZEN	1,4·10 <sup>-5</sup>
Sieblinienauswertung nach BEYER	1,7·10 <sup>-5</sup>
Wiederanstieg mit Geradlinienverfahren nach THEIS und JACOB ausgewertet	2,6·10 <sup>-5</sup>
Wiederanstieg mit dem Computerprogramm LEAKY 2.0 für einen halbgespannten Grundwasserleiter ausgewertet	2,4·10 <sup>-5</sup>
Auswertung eines instationären Pumpversuchs	2,2·10 <sup>-5</sup>

#### 4.4.4 Tracerversuche

##### 4.4.4.1 Problematik

Die Durchführung von Tracerversuchen ist ein wichtiger und aussagekräftiger Untersuchungsschritt in der Erkundung von Grundwasserleitern. Eine ausführliche und umfassende Einführung in Planung, Durchführung und Auswertung von Tracerversuchen wird von KÄSS (1992) gegeben.

In geringmächtigen Grundwasserleitern dienen Tracerversuche zur Bestimmung der maximalen, dominierenden und mittleren Abstandsgeschwindigkeit (Abb. 42), die einen entscheidenden Einfluß auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schadstoffe im Untergrund hat. Darüber hinaus können mit Tra-

erversuchen durch geeignete Wahl von Eingabe- und Beprobungsstellen mögliche hydraulische Kontakte zwischen dem geringmächtigen Grundwasserleiter und dem liegenden Hauptgrundwasserleiter weiter eingegrenzt werden. Bei inhomogenem Aufbau des geringmächtigen Grundwasserleiter und dementsprechend komplizierten Strömungsbedingungen stellen Tracerversuche die zuverlässigste Möglichkeit zur Bestimmung der Schadstoffausbreitung dar.

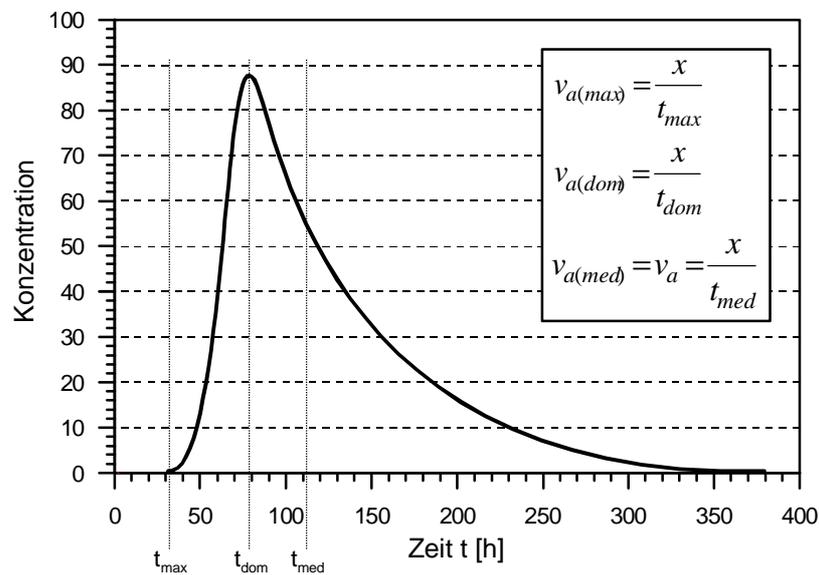


Abb. 42: Bestimmung der maximalen, dominierenden und mittleren Abstands-geschwindigkeit aus einer Tracerdurchgangskurve.

Bei Tracerversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern ist mit folgenden Schwierigkeiten bei der Durchführung und Auswertung zu rechnen (Tab. 10).

Tab. 10: Mögliche Probleme bei der Durchführung von Tracerversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern.

Situation	Problem
Hohe Gehalte an organischem Kohlenstoff im Grundwasserleiter	Gefahr der Adsorption des Tracers am Kohlenstoff
Niedrige pH-Werte	Beständigkeit des Tracers, Adsorption
Geringe wassererfüllte Mächtigkeit	Sicherstellung einer konstanten Entnahmerate am Förderbrunnen, geringe Reichweite des Absenktrichters
Geringe Anzahl von Meß- und Beobachtungsstellen	Tracerausbreitung ist nur unvollkommen zu beschreiben
Kleine $k_f$ -Werte	Geringe Abstandsgeschwindigkeiten und somit lange Versuchsdauer
Lage des hydraulischen Kontakts zwischen Hauptgrundwasserleiter und geringmächtigem Grundwasserleiter unbekannt	Bestimmung der zurückgelegten Distanz ist schwierig

Durch den Einsatz geeigneter Fluoreszenztracer ist die Gefahr der Adsorption an organischen Stoffen (z. B. Torf) zu minimieren. LAIDLAW & SMART (1982) bzw. SMART & LAIDLAW (1977) haben die beiden Fluoreszenzfarbstoffe Lissamin FF (Brilliant-Sulfoflavin FF) und Sulforhodamin B als besonders geeignet für den Einsatz in diesen Bereichen beschrieben. In neueren Untersuchungen wird jedoch vom Einsatz dieser Tracer wegen ihrer nachgewiesenen ökotoxikologischen bzw. gesundheitsschädlichen Wirkung abgeraten (ARBEITSKREIS „HUMAN- UND ÖKOTOXIKOLOGISCHE BEWERTUNG VON MARKIERUNGSMITTELN IN GEWÄSSERN 1997). Bei basischen und neutralen pH-Werten ist Uranin als wenig adsorptiver Tracer sehr gut geeignet (KÄSS 1992: 302). Tracerversuche mit den Fluoreszenzfarbstoffen Pyranin und Eosin haben ebenfalls gute Ergebnisse geliefert.

Bei der Durchführung eines Tracerversuchs mit einem künstlich erhöhten hydraulischen Gradienten (forced gradient) besteht ein Problem darin, eine konstante Förderrate aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter aufrechtzu-

erhalten. Aufgrund der relativ geringen Reichweite der Pumpmaßnahmen in diesem Grundwasserleitertyp sind die Eingabe- und die Beprobungsstelle (Entnahmebrunnen) so zu wählen, daß die Eingabestelle im Einzugsgebiet des Entnahmebrunnens liegt.

Das Problem der richtigen Positionierung von Eingabe- und Entnahmestellen vergrößert sich noch weiter, wenn anstatt eines Versuches mit forced gradient ein natural gradient Tracerversuch durchgeführt wird. Befinden sich in diesem Fall die Beprobungsstellen nicht im Abstrom der Eingabestelle, so ist die Tracerausbreitung nicht oder nur sehr unvollständig (dispersiver Anteil) zu erfassen, was eine quantitative Auswertung des Versuches unmöglich macht bzw. bestenfalls eine grobe Beschreibung der Strömungsverhältnisse ermöglicht. Durch die Errichtung einer größeren Anzahl von Beprobungsstellen im vermuteten Abstrombereich läßt sich dieses Gefahr vermindern.

In geringmächtigen Grundwasserleitern ist deshalb aus den beschriebenen Gründen in den meisten Fällen die Durchführung eines forced gradient Tracerversuch besser und seine Auswertung einfacher.

Die häufig kleinen Durchlässigkeiten von geringmächtigen Grundwasserleitern führen nach Gleichung 9 zu einer relativ kleinen mittleren Abstandsgeschwindigkeit  $v_a$ , was die Versuchsdauer erheblich verlängert. Dieser Tatsache wirkt entgegen, daß die Fließstrecken in geringmächtigen Grundwasserleitern meist relativ kurz sind.

$$v_a = \frac{k_f I}{n_e} \quad \text{Gl. 9}$$

#### 4.4.4.2 Fallbeispiele

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden insgesamt fünf Tracerversuche in geringmächtigen Grundwasserleitern durchgeführt. Die wichtigsten Daten zu den einzelnen Versuchen sind in der folgenden Tabelle 11 zusammengefaßt.

Tab. 11: Daten zu den in geringmächtigen Grundwasserleitern durchgeführten Tracerversuchen.

	Ludwigsfelde	Langen	Bruchsal	Walldorf I	Walldorf II
Tracer	NaCl	Uranin	NaCl	Pyranin	Eosin
Eingabemenge	50 kg	36 g	5 kg	5 g	40 g
Versuchsdurchführung	n.g. + f.g.	f.g.	f.g.	f.g.	f.g. n.g.
Zurückgelegte Strecke	80 m	5 m	1,9 m	1,5 m, 9 m	1,5 m, 9 m
Versuchsdauer	29 d	104 d	3 d	30 d	31 d
Wiedererhalt	n.b.	2,7%	n.b.	0%	70% n.b.
$t_{\max}$	8 d	22 d	3,0 h	-	3,0 h 97,5 h
$t_{\text{dom}}$	n.b.	n.b.	4,9 h	-	37,5 h 115,5 h
$t_{\text{med}}$	n.b.	n.b.	16,2 h <sup>(2)</sup>	-	75,5 h n.b.
$v_{a(\text{med})}$	-	-	0,12 m/h	-	0,02 m/h n.b.

n.g. = natural gradient, f.g. = forced gradient, n.b. = nicht bestimmbar

Die Tabelle 11 zeigt, daß bei der Durchführung von Tracerversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern mit sehr unterschiedlichen Tracerdurchgangszeiten zu rechnen ist.

Vergleicht man die aus den Ersteinsatzzeiten zu berechnenden maximalen Abstandsgeschwindigkeiten der beiden Versuche Ludwigsfelde und Langen miteinander, so fallen die großen Unterschiede auf. Für den Tracerversuch

<sup>2</sup> Bestimmt über die Abschätzung  $c(t_{\text{med}}) \approx 0,5 \cdot c(t_{\text{dom}})$ .

Ludwigsfelde ergibt sich  $v_{\max}$  zu 10 m/d für Langen  $v_{\max}$  zu 0,23 m/d. Dieser Unterschied um den Faktor 44 überrascht, da sich bei der Berechnung der mittleren Abstandsgeschwindigkeiten  $v_a$  auf der Grundlage der bekannten hydrogeologischen Parameter nur ein Unterschied um den Faktor 3,5 ergibt.

Diese Beobachtung läßt sich damit erklären, daß der Untergrund am Standort Ludwigsfelde, insbesondere die Morphologie der Stauer Oberfläche wesentlich einförmiger und homogener ist, als am Standort Langen. Aus diesem Grund konnte sich der in die Meßstelle I3 eingegebene Salztracer in Ludwigsfelde der mittleren Strömungsrichtung folgend direkt auf den Entnahmebrunnen zu bewegen, wo der Tracerdurchgang als Erhöhung der elektrischen Leitfähigkeit registriert wurde.

Am Standort Langen hat der inhomogene Untergrundaufbau ein anderes Ausbreitungsverhalten des eingesetzten Fluoreszenztracers (Uranin) zur Folge, wie anhand der in Abbildung 43 dargestellten Tracerdurchgangskurve ersichtlich ist.

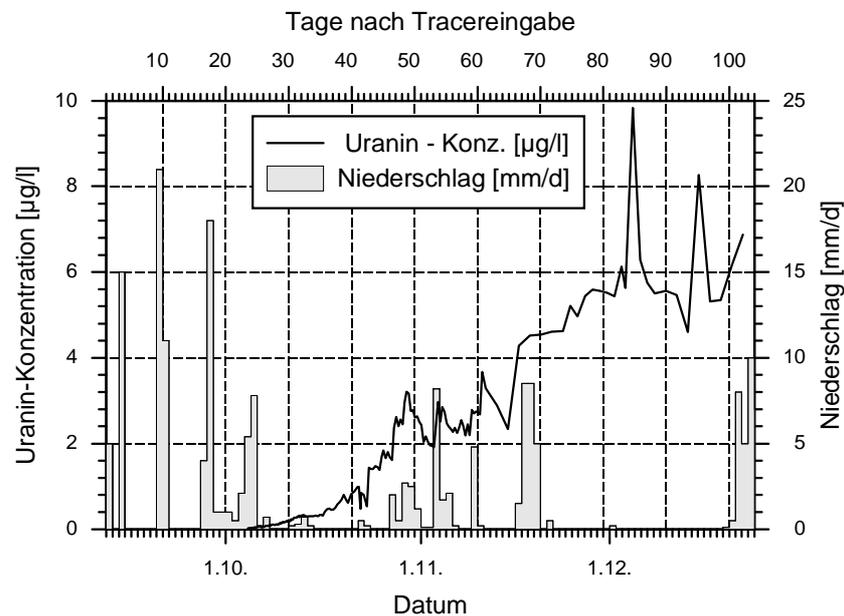


Abb. 43: Zeitlicher Verlauf der Tracerdurchgangskurve am Brunnen L9 und der Niederschlagsverteilung.

24 Tage nach der Tracereingabe am 12. 09. 1995 in die laut Grundwassergleichenplan oberstromig zum Entnahmebrunnen L9 liegende Eingabestelle konnte der Tracerersteinatz im Entnahmebrunnen L9 gemessen werden. Bis zum Ende des Beobachtungszeitraumes am 23. 12. 1995 (104 Tage) nahm die Tracerkonzentration im Brunnen L9 stetig zu, ohne jedoch in dieser Zeit das Maximum der Durchgangskurve zu erreichen (vgl. Abb. 42). Selbst zum Zeitpunkt der Fertigstellung der vorliegenden Arbeit im September 1997, also zwei Jahre nach der Eingabe des Tracers, ist in Wasserproben aus der Eingabestelle der Farbtracer noch mit bloßem Auge zu erkennen.

Auffallend ist der zeitliche Zusammenhang zwischen gemessenen Tracerkonzentrationsspitzen (z. B. am 85 Tag und 95 Tag nach Tracereingabe) und den 35 bis 40 Tagen davor aufgetretenen Niederschlagsereignissen. Auch die früheren Konzentrationsspitzen zeigen einen ähnlichen zeitlichen Zusammenhang.

Das Ausbreitungsverhalten des Tracers läßt sich plausibel mit der Ausbildung der Oberflächenstruktur des Grundwasserstauers am Standort Langen erklären. Rammkernsondierungen haben ein System von ausgeprägten Rinnen- und Muldenstrukturen im Untergrund ergeben. Je nach dem von Niederschlagsereignissen stark beeinflussten Wasserstand im geringmächtigen Grundwasserleiter stehen in diesem einzelne Rinnen- und Muldenstrukturen miteinander in hydraulischem Kontakt bzw. bilden mehr oder weniger getrennte wassererfüllte Einheiten.

Beim durchgeführten Tracerversuch herrschte zum Zeitpunkt der Tracereingabe noch ein durch die relativ niederschlagsarme Sommerperiode bedingter niedriger Wasserstand im geringmächtigen Grundwasserleiter vor und somit bestand nur ein schwach ausgeprägter hydraulischer Kontakt zwischen der Tracereingabestelle und dem Entnahmebrunnen L9. Über diesen Kontakt breitete sich der Farbtracer dem vorherrschenden hydraulischen Gradienten folgend in Richtung Brunnen L9 aus, wo er 24 Tage nach Tracereingabe nachgewiesen werden konnte. Kam es infolge von stärkeren Niederschlagsereignissen zu einem Anstieg des Wasserstandes, so vergrößerte sich der hydraulische Kontakt und eine größere Menge Tracer konnte in Richtung Brunnen L9 abströmen, wo sie nach 35 bis 40 Tagen zu einer Konzentrationspitze führte.

Aus terminlichen und sanierungstechnischen Gründen mußte der Tracerversuch nach 104 Tagen abgebrochen werden, ohne daß eine vollständige Tracerdurchgangskurve gemessen werden konnte. In diesem Zeitraum konn-

ten 2,7% (ca. 1 g) der eingegebenen Tracermenge über den Entnahmebrunnen L9 aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter wieder entfernt werden.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse kam man für den Projektstandort zur Entscheidung, eine Ringdrainage um das Schadenszentrum zu errichten und somit einen weiteren Zustrom von Wasser in diesen Bereich zu unterbinden. Über kombinierte hydraulisch-pneumatische Sanierungsmaßnahmen soll dann eine Reinigung des kontaminierten Untergrundes erfolgen.

Ein weiteres Beispiel für den gelungenen Einsatz von Tracerversuchen stellt der Salztracerversuch in Bruchsal dar. Die zur Beobachtung des geringmächtigen Grundwasserleiters errichtete Meßstelle P25 lieferte bei der Durchführung von Wiederanstiegsversuchen Transmissivitäten, die um über zwei Zehnerpotenzen kleiner als erwartet und nicht mit den Ergebnissen einer im unmittelbaren Umfeld durchgeführten Rammkernsondierung in Einklang zu bringen waren.

Für den Tracerversuch wurden 5 kg vorgelöstes Natriumchlorid in die Meßstelle P25 eingegeben und die Änderung der elektrischen Leitfähigkeit des aus dem Horizontalfilterbrunnens HT mittels Vakuumpumpe geförderten Wassers online gemessen und über einen Computer aufgezeichnet (Abb. 53). Der Abstand zwischen der Eingabestelle und dem Horizontalfilterbrunnen betrug 1,90 m.

In Abbildung 44 ist der zeitliche Verlauf der elektrischen Leitfähigkeitsveränderungen wiedergegeben. Da in diesem Fall über die elektrische Leitfähigkeit nicht der Zeitpunkt des Durchganges von 50% der eingegebenen Tracermenge bestimmt werden konnte, wurde  $t_{\text{med}}$  über die Abschätzung  $c(t_{\text{med}}) \approx 0,5 \cdot c(t_{\text{dom}})$  bestimmt und damit die mittlere Abstandsgeschwindigkeit  $v_a$  berechnet.

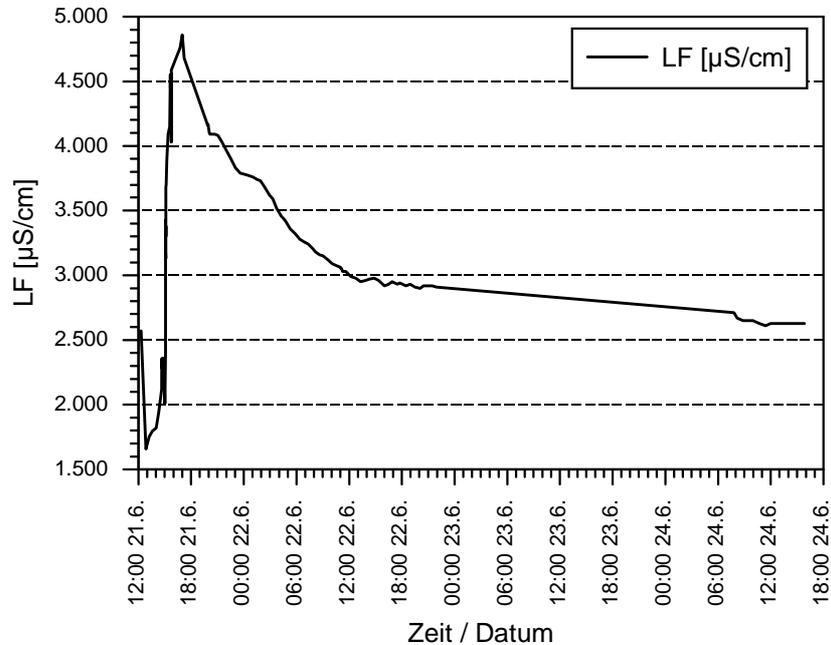


Abb. 44: Tracerdurchgangskurve im Horizontalfilterbrunnen HT für den Salztracerversuch am Projektstandort Bruchsal.

Durch Auflösen der Gleichung 9 nach dem  $k_f$ -Wert und dem Einsetzen der bekannten Größen  $v_a$ ,  $I$  und  $n_e$  konnte der Durchlässigkeitsbeiwert für das Umfeld der Meßstelle zu  $1,7 \cdot 10^{-5}$  m/s bestimmt werden. Dieser Wert liegt im ursprünglich erwarteten Bereich und bestätigt damit die Ergebnisse der ergänzenden Untersuchungen.

Mit Hilfe des Tracerversuchs konnte somit auf relativ einfache Art und Weise nachgewiesen werden, daß die durch Wiederanstiegsversuche an der Meßstelle P25 ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte auf einem mangelhaften Ausbau der Meßstelle beruhen und nicht die wahre Durchlässigkeit des geringmächtigen Grundwasserleiters wiedergeben.

Am Projektstandort Walldorf wurden 5 g Pyranin in die Meßstelle PF3 eingegeben und regelmäßig Wasserproben aus den Brunnen Sbr. 1 und der Meß-

stelle PF2 und PF1 auf den Farbtracer hin untersucht. Zur Erhöhung des hydraulischen Gradienten zwischen der Eingabestelle und dem Hauptentnahmebrunnen im geringmächtigen Grundwasserleiter PF2 wurde während der ganzen Versuchsdauer Wasser über die Eingabestelle in den Untergrund infiltriert und am Entnahmebrunnen PF2 mittels einer Peristaltikpumpe wieder aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter entnommen (ca. 1,5 l/h). Gleichzeitig wurde aus dem liegenden Hauptgrundwasserleiter 1,5 m<sup>3</sup>/h kontaminiertes Grundwasser gefördert und über eine Strippanlage gereinigt. In Abbildung 45 sind ein vereinfachter Untergrundaufbau sowie Position und Ausbau der Meßstellen und Brunnen wiedergegeben. Zur Vereinfachung der Abbildung wurde die Lage des Sanierungsbrunnens Sbr.1 auf die von den Meßstellen PF2 und PF3 aufgespannte Ebene projiziert. In Wirklichkeit liegt der Brunnen ca. 1,5 m von dieser Ebene entfernt, deren Verlauf der Strömungsrichtung im geringmächtigen Grundwasserleiter folgt.

Ziel des Tracerversuchs war es anhand, der Tracerausbreitung Rückschlüsse auf die Schadstoffausbreitung im geringmächtigen Grundwasserleiter ziehen zu können insbesondere inwieweit die Schadstoffe eher im geringmächtigen Grundwasserleiter lateral verfrachtet werden oder aber mehr oder weniger direkt vom geringmächtigen Grundwasserleiter in den Hauptgrundwasserleiter übertreten. Außerdem sollte die Effektivität einer möglichen hydraulischen Spülmaßnahme im kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiter über eine Infiltration von Wasser in der Meßstelle PF3 und eine Entnahme in PF2 überprüft werden.

Bei der Planung des Versuchs wurde davon ausgegangen, daß ca. 70% der direkt in den geringmächtigen Grundwasserleiter eingegeben Tracermenge darin verbleibt und über den abstromig gelegenen Entnahmebrunnen PF2 wieder aus dem Untergrund entfernt werden kann. Lediglich 30% des Tracers würde im Bereich der Eingabestelle in den liegenden Hauptgrundwasserleiter übertreten. Basierend auf diesen Überlegungen wurde eine durch den Farbtracer maximal einzufärbende Wassermenge von 50 m<sup>3</sup> berechnet und die hierfür notwendige Tracermenge inklusive Sicherheitszuschlag auf 5 g festgelegt.

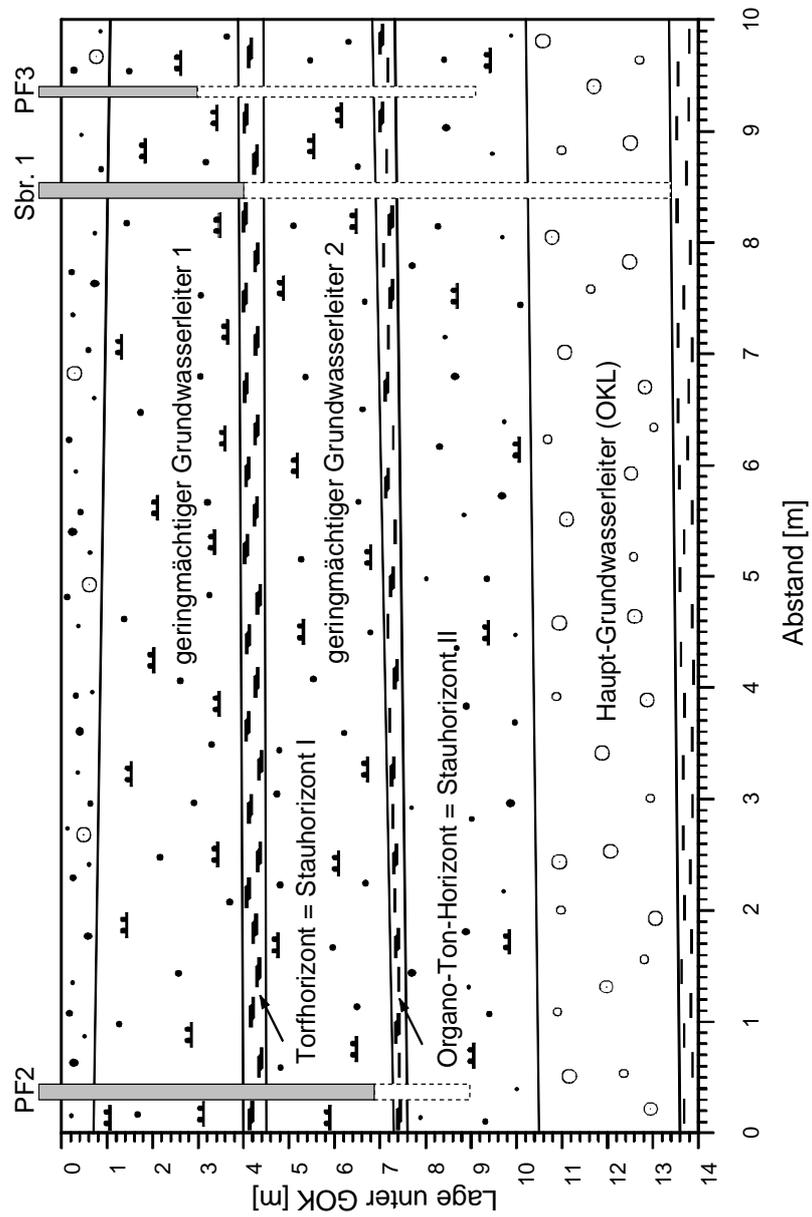


Abb. 45: Vereinfachter Untergrundaufbau, Lage und Ausbau des Brunnens Sbr. 1 und der Meßstellen PF2 , PF3 am Projektstandort Walldorf.

Mittels automatischer Probennehmer wurden dann im zwei-Stunden-Takt Wasserproben aus dem Brunnen PF2 (geringmächtigen Grundwasserleiter) und dem Brunnen Sbr. 1 (Hauptgrundwasserleiter) genommen und später im Labor auf Pyranin untersucht. Doch selbst nach 30 Tagen konnte in keiner der Proben der Fluoreszenzfarbtracer nachgewiesen werden. Berechnet man nach Gleichung 9 die mittlere Abstandsgeschwindigkeit  $v_a$  anhand bekannter bzw. geschätzter hydraulischer Parameter, so hätte der Tracer spätestens 140 Stunden nach der Eingabe im Brunnen PF2 nachweisbar sein müssen.

Um zu überprüfen, ob der Tracer sich noch im Bereich der Eingabestelle befindet wurde fünf Tage nach der Eingabe direkt in der Eingabestelle eine Probe genommen. In dieser Probe konnte der eingesetzte Farbtracer jedoch nur noch mit einer Konzentration von knapp oberhalb der Nachweisgrenze festgestellt werden. Zur weiteren Überprüfung wurde 2 kg Natriumchlorid in der Eingabestelle aufgelöst. Anhand der Meßwerte einer elektrischen Leitfähigkeitssonde konnte das Abklingen der erhöhten elektrischen Leitfähigkeiten innerhalb von vier Tagen nachgewiesen werden. Aufgrund dieser Ergebnisse ist aber davon auszugehen, daß die in die Eingabestelle eingegebenen Tracer vollständig in den geringmächtigen Grundwasserleiter gelangt sind.

Da eine vollständige Adsorption des Pyranins an organischen Bodenpartikel bei einem pH-Wert von 7 nicht wahrscheinlich ist, bleibt als einzige Erklärungsmöglichkeit übrig, daß der Tracer langsam aber vollständig in den Hauptgrundwasserleiter übergetreten ist und hier soweit verdünnt wurde, daß er im über den Brunnen Sbr. 1 geförderten Grundwasser nicht mehr nachweisbar war.

Zur Überprüfung dieser Überlegungen wurde ein zweiter Tracerversuch durchgeführt. Hierzu wurde in die Meßstelle PF3 40 g Eosin als Tracerfarbstoff eingegeben. Eosin wurde ausgewählt, damit die zweite Tracerversuche eindeutig voneinander unterschieden werden können. Um die vermuteten Verdünnungseffekte im Brunnen Sbr. 1 zu reduzieren wurden die Förderraten aus diesem Brunnen auf im Mittel  $0,2 \text{ m}^3/\text{h}$  verringert. Die gemessenen Förderraten unterlagen jedoch erheblichen Schwankungen, wie die Tracerausstragskurve in Abbildung 46 zeigt.

Bereits drei Stunden nach der Tracereingabe am 15. 7. konnte ein Anstieg der Eosinkonzentrationen im Brunnen Sbr. 1 festgestellt werden. Der zeitliche Verlauf der Tracerkonzentrationen sowie der prozentuale Austrag im Bezug auf die eingegebene Tracermenge ist in Abbildung 46 wiedergegeben. Ungefähr 37,5 h nach der Tracereingabe erreichten die Eosinkonzentrationen mit

etwas mehr als  $800 \mu\text{g/l}$  ihren maximalen Wert, um danach über ein ausgeprägtes Tailing bis zum Ende der Messungen am 15. 8. auf eine Konzentration von ca.  $25 \mu\text{g/l}$  zurückzugehen. Im Untersuchungszeitraum konnten über den Brunnen Sbr. 1 insgesamt 69,6% (27,8 g) der eingegebenen Eosinmenge wieder aus dem Untergrund entfernt werden.

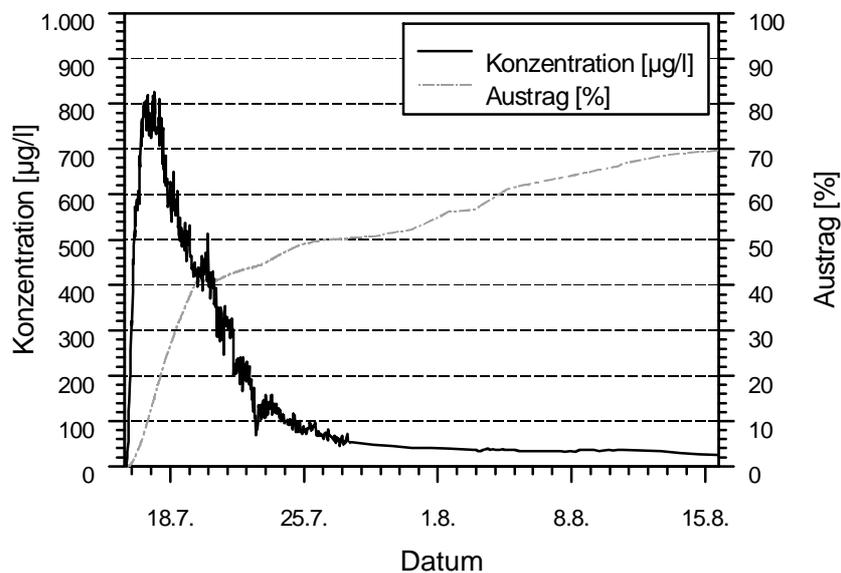


Abb. 46: Tracerdurchgangs- und Austragskurve für den Tracerversuch Walldorf II am Brunnen Sbr. 1.

In der 8,55 m von der Tracereingabestelle PF3 entfernten Meßstelle PF2 wurde zwischen dem 19. 07. und 21. 07. ein sehr unruhiger Tracerdurchgang beobachtet, dessen maximale Konzentration jedoch bei nur  $1,6 \mu\text{g/l}$  lag.

Die Ergebnisse der beiden Tracerversuche in Walldorf lassen sich dahingehend zusammenfassen, daß bei den üblichen Förderraten des Sanierungsbrunnens Sbr. 1 dieser aufgrund seiner durchgehenden Verfilterung auch den kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiter erfaßt. Die angedachte Spülung des geringmächtigen Grundwasserleiters zwischen PF3 und PF2 ist deshalb nicht sinnvoll realisierbar. Ein Abschalten des Brunnens Sbr. 1 ist aber wegen des bestehenden hydraulischen Kurzschlusses über den Ringraum ebenfalls nicht zu empfehlen. Der Nachweis von Farbtracer in PF2 beim

zweiten Versuch zeigt, daß eine Tracerausbreitung im geringmächtigen Grundwasserleiter möglich ist, was somit auch für die im Untergrund befindlichen Schadstoffe gilt.

Das sehr langsame Abnehmen der Tracerkonzentrationen ungefähr ab dem 28. 07. spiegelt das eigentliche Hauptproblem bei der Sanierung dieses Standortes wider. Schon die praktisch nicht sorptiven Farbtracer werden bei abnehmendem Konzentrationsgradienten erheblich im Untergrund retardiert. Dieses Verhalten ist bei den hochsorptiven Schadstoffen (z. B. LCKW) noch viel stärker ausgeprägt, was ein Hauptgrund für die langen Sanierungszeiten an diesem Standort darstellt.



## 5 Sanierung geringmächtiger Grundwasserleiter

### 5.1 Prinzipielle Erwägungen

#### 5.1.1 Sanierungsverfahren

In den letzten zwei Jahrzehnten sind erhebliche Anstrengungen zur Entwicklung, Verbesserung und Erprobung von unterschiedlichen Verfahren zur Grundwasser- und Altlastensanierung unternommen worden. Die Wahl eines geeigneten Sanierungsverfahrens hängt hierbei maßgeblich von Art und Konzentration der angetroffenen Schadstoffe sowie den geologisch-hydrogeologischen Untergrundverhältnissen des kontaminierten Bereichs ab.

Prinzipiell lassen sich die Sanierungsverfahren wie nachfolgend gliedern (DVWK 1991; LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG 1995):

- in-situ Verfahren
  - hydraulische Verfahren
    - ⇒ Entnahmeverfahren
    - ⇒ Spülverfahren
  - pneumatische Verfahren
    - ⇒ Bodenluftabsaugung
    - ⇒ Bodenluftspülung
    - ⇒ Lufteinblasung in gesättigten Bereich
  - kombinierte hydraulisch-pneumatische Verfahren
    - ⇒ kombinierte Wasserentnahme und Bodenluftabsaugung
  - passive Sanierungsverfahren
    - ⇒ Kapselung
    - ⇒ natürliche selbständige Abreinigung
    - ⇒ reaktive Wände/Funnel and Gate Systeme
  - biologische/chemische Verfahren

- ex-situ Verfahren
  - Auskoffnung
  - Bodenwäsche

Die aufgeführte Liste erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, umfaßt aber die heute gängigsten Sanierungsverfahren (LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG 1995).

Die in-situ Sanierungsverfahren haben den Vorteil, daß der kontaminierte Untergrund nicht ausgehoben werden muß, sondern an Ort und Stelle (in-situ) gereinigt wird. Die beiden wichtigsten in-situ Verfahren sind die hydraulischen und die pneumatischen Verfahren bei denen die Schadstoffe im gesättigten Bereich über den Wasserpfad (hydraulisch) und in der ungesättigten Zone über die Bodenluft (pneumatisch) aus dem Untergrund entfernt werden, was über die einfache Entnahme des jeweiligen Mediums oder durch einen Spülvorgang (Infiltration und Entnahme) geschehen kann. Die Luftenblasung in den gesättigten Bereich wird als in-situ Strippen oder im Englischen als Air Sparging bezeichnet, und dient sowohl zur Mobilisierung als auch zur Ausstrippung von leichtflüchtigen Schadstoffen im Grundwasserbereich. Bei den kombinierten hydraulisch-pneumatischen Verfahren wird durch die Absenkung des Grundwasserspiegels die ungesättigte Zone vergrößert, die daraufhin sehr effektiv durch pneumatische Maßnahmen gereinigt werden kann. Bei den passiven in-situ Verfahren wird auf eine aktive Steuerung der Grundwasserströmung verzichtet und somit erhebliche Energiekosten gespart. Die biologische in-situ Sanierung hat das Ziel die Untergrundkontaminationen durch die Anregung und Unterstützung von mikrobiologischen Aktivitäten abzubauen. Wird der kontaminierte Untergrund ausgekoffert spricht man von einem ex-situ Verfahren. Das ausgehobene Bodenmaterial kann dann entweder direkt am Standort gereinigt werden (on-site) oder auf einer entsprechenden Deponie abgelagert oder off-site gereinigt werden.

Ausführliche Darstellungen der angeführten Sanierungsverfahren, ihrer Einsatzmöglichkeiten und Grenzen sowie Angaben über ihre Eignung zur Sanierung der wichtigsten Schadstoffgruppen finden sich bei BÖHNKE & PÖPPINGHAUS (1990), BARKOWSKI et al. (1991), DVWK (1991), STARR & CHERRY (1994) und LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (1995).

Um eine erfolgreiche und nachhaltige Sanierung von oberflächennahen geringmächtigen Grundwasserleitern zu gewährleisten, sind die im Abschnitt 2.2 aufgeführten und ausführlich beschriebenen typischen Eigen-

schaften dieses eigenständigen Grundwasserleitertypus (z. B. inhomogener Untergrundaufbau, starke Abhängigkeit des Wasserstands und der Grundwasserfließrichtung von Niederschlagsereignissen, mögliche Wechselwirkungen zwischen dem geringmächtigen Grundwasserleiter und einem liegenden Hauptgrundwasserleiter) durch die Wahl eines geeigneten Sanierungsverfahrens zu berücksichtigen. Grundlegende und unabdingbare Voraussetzung hierfür ist eine umfassende und detaillierte geologische und hydrogeologische Erkundung wie sie im Kapitel 4 ausführlich dargestellt ist.

Im folgenden sollen die wichtigsten Verfahren im Hinblick auf ihre Eignung zur Sanierung kontaminierter geringmächtiger Grundwasserleiter sowie hierfür wichtige technische Details besprochen werden. Soweit wie möglich werden hierbei die allgemeinen Aspekte der einzelnen Verfahren durch konkrete Fallbeispiele aus der Sanierungspraxis ergänzt.

Wie bereits weiter oben angeführt, wurden im Rahmen dieses Forschungsprojektes ausschließlich Standorte in LCKW-kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern bearbeitet. Hieraus folgt, daß bei der Beschreibung der Fallbeispiele die Sanierung dieser Schadstoffgruppe im Vordergrund steht.

### 5.1.2 Sanierungsziele

Allgemeingültige Sanierungszielwerte gibt es in der Bundesrepublik noch nicht, so daß in jedem Bundesland eigene Listen existieren bis zu welchen Konzentrationen eine Abreinigung der den Untergrund kontaminierenden Schadstoffe vorgeschrieben ist. Vielfach ist es auch so, daß die jeweils zuständige Fachbehörde je nach Untergrundaufbau, Kontaminationssituation und Nutzung der betroffenen Fläche einen eigenen Ermessensspielraum bei der Festlegung der Sanierungszielwerte hat.

Im Zuge der Bearbeitung von Kontaminationen in geringmächtigen Grundwasserleitern haben sich im Hinblick auf Kosten/Nutzen- sowie Ökobilanzbetrachtungen die folgenden vier Erkenntnisse bei der Festlegung der Sanierungszielwerte innerhalb des Ermessensspielraum ergeben:

1. Je höher der Gehalt an organischer Substanz im Bereich des geringmächtigen Grundwasserleiters ist, desto höher sollten die Zielwerte festgelegt werden.

2. Je geringmächtiger der Grundwasserleiter ist, desto höher sollten die Zielwerte festgelegt werden.
3. Je kleiner der Durchlässigkeitsbeiwert des Grundwasserleiters ist, desto höher sollten die Zielwerte festgelegt werden.
4. Je tiefer der Grundwasserleiter liegt, desto höher sollten die Zielwerte festgelegt werden.

Die in diesen vier Kriterien genannten Forderungen für die Festlegung der Sanierungszielwerte können natürlich nur bis zu einer gewissen Grenze kumuliert werden. Eine situationsgerechte Berücksichtigung dieser Kriterien ist jedoch für eine angemessene Festlegung des Sanierungszieles in einem geringmächtigen Grundwasserleiter unbedingt notwendig.

## 5.2 Sanierungsverfahren mit Grundwasserentnahme „pump and treat“

### 5.2.1 Verfahrensbeschreibung

Die hydraulischen in-situ Sanierungsverfahren mit Grundwasserentnahme zählen neben den pneumatischen Verfahren zu den am häufigsten angewendeten Verfahren bei der Sanierung von Grundwasserschadensfällen. Im Englischen wird diese Verfahrensgruppe unter dem Begriff „pump and treat“ zusammengefaßt, da das kontaminierte Grundwasser in der Regel über Brunnen aus dem Untergrund gefördert (pump) und übertage durch geeignete, auf den jeweiligen Schadstoff abgestimmte technische Maßnahmen aufbereitet und gereinigt wird (treat). Nach der Reinigung wird das geförderte Wasser entweder wieder in den Grundwasserleiter infiltriert, was aus wasserwirtschaftlichen Gründen sinnvoll ist, oder aber in einen Vorfluter oder die Kanalisation eingeleitet.

Auf die Darstellung und Erklärung von technischen Anlagen und Prozessen zur Wasseraufbereitung wird an dieser Stelle verzichtet, da sie den Rahmen dieser Arbeit bei weitem sprengen würden. Eine ausführliche Auflistung der einzelnen Verfahren und ihre Beschreibung, Kriterien für die korrekte Auswahl und Anbieterverzeichnisse sind in LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (1995) zusammengestellt. Speziell bei der Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern muß bei der Auswahl eines geeigneten Wasseraufbereitungsverfahrens berücksichtigt werden, daß

häufig nur kleine Förderraten erzielt werden können, für die die meisten Wasseraufbereitungsanlagen überdimensioniert sind. In vielen Fällen wird deshalb das geförderte Wasser in großen Behältern zwischengespeichert und über eine diskontinuierlich betriebene Reinigungsanlage aufbereitet.

Durch die Wasserentnahme im Brunnen wird ein Transportprozeß angeregt, der das schadstoffbelastete Wasser zur Entnahmestelle befördert, wo es abgepumpt wird. Die Wasserförderung hat ebenfalls zur Folge, daß unkontaminiertes Grundwasser von weiter außen durch den kontaminierten Bereich zum Brunnen strömt somit der Konzentrationsgradient erhöht und die Desorption von z. B. an organischen Bodenpartikeln sorbierten Schadstoffen verbessert wird. Dieses Verhalten wird bei hydraulischen Spülverfahren besonders intensiv genutzt.

Vom Verfahrensprinzip her gibt es keinen Unterschied zwischen der hydraulischen in-situ Sanierung eines geringmächtigen bzw. mächtigen Grundwasserleiters. Lediglich die technischen Systemkomponenten müssen auf den jeweiligen Typ abgestimmt werden.

Die wichtigsten technischen Voraussetzungen zur Förderung von Grundwasser sind in der Regel ein Brunnen, der den Zugang zum wassererfüllten Untergrund darstellt und eine Pumpe, die für die eigentliche Förderung des Wassers zuständig ist. Da sowohl Brunnen als auch Pumpen ursprünglich für die Wasserförderung aus mächtigen Grundwasserleitern z. B. für die Trink- oder Brauchwassergewinnung entwickelt worden sind, wurden verschiedene Brunnen- und Pumpentypen auf ihre Eignung zum Einsatz bei der hydraulischen Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleiter untersucht und bewertet.

## 5.2.2 Vertikalfilterbrunnen

### 5.2.2.1 Konventionelle Vertikalfilterbrunnen

Konventionelle Vertikalfilterbrunnen stellen die am weitesten verbreitete und preiswerteste Methode dar, Grundwasser über Tage zu heben. Es ist deshalb auch nicht weiter überraschend, daß im Zuge der Förderung von Grundwasser bzw. Bodenluft zu Sanierungszwecken bevorzugt auf diesen Brunnentypus zurückgegriffen wird.

Bei der Förderung von Grundwasser aus kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern ergibt sich jedoch das Problem, daß das Fassungsvermö-

gen dieser Brunnen wegen deren kurzen benetzten Filterlängen nur relativ klein ist, und somit nur geringe Förderraten realisierbar sind. Als weiteres Problem tritt hinzu, daß die üblicherweise in Vertikalfilterbrunnen eingebauten Tauchmotorpumpen für diese geringen Förderraten nicht geeignet sind und durch andere Pumpentypen ersetzt werden müssen.

Wie bereits im Abschnitt 4.4.2.2 beschrieben, führt die starke Absenkung des Betriebswasserspiegels eines Vertikalfilterbrunnens in einem freien Grundwasserleiter zu Ausbildung einer Sickerstrecke (Abb. 35 und 36), die eine weitergehende Vertiefung des Absenktrichters im Brunnumfeld verhindert.

Um eine Vergrößerung der Förderrate und somit auch des Schadstoffaustrages zu erreichen bleibt daher nur die Möglichkeit, den Brunnendurchmesser zu vergrößern und/oder mehrere Brunnen zu errichten.

Bei größeren kontaminierten Bereichen führt die begrenzte Reichweite der Absenktrichter in geringmächtigen Grundwasserleitern dazu, daß eine größere Anzahl von Brunnen errichtet und mit entsprechender Fördertechnik ausgestattet werden muß, um die Schadstoffe aus diesen Arealen auch sicher entfernen zu können. Diese Mehrfachinstallationen sind jedoch wartungs- und kostenintensiv.

Vor der Errichtung von Vertikalfilterbrunnen und auch bei den nachfolgend beschriebenen DUO-Brunnen ist es für die notwendige genaue Positionierung der Filterstrecke unabdingbar, daß über Rammkernsondierungen der exakte geologische Untergrunderbau erkundet wird. Der bei der eigentlichen Brunnenbohrung aufgenommene Untergrunderbau ist in den meisten Fällen nicht genau genug und vor allem nicht ausreichend teufentreu. Eine nachlässige und nicht exakt auf die Lage des geringmächtigen Grundwasserleiters abgestimmte Anordnung der Filterstrecke und der Rohrtour kann zur Entstehung nicht gewollter Schadstoffpools führen, wie es bereits im Abschnitt 4.3 (Abb. 31) am Beispiel der Errichtung von Grundwassermeßstellen beschrieben wurde.

Ein großer Vorteil der Vertikalfilterbrunnen beim Einsatz in geringmächtigen Grundwasserleitern ist ihre hohe „Treffsicherheit“. Gerade bei sehr geringmächtigen Leitern, die in ihrer Tiefenlage sehr stark schwanken, ist es mit Vertikalfilterbrunnen sehr viel einfacher die wasserführende Schicht zu erschließen, als dies z. B. mit Horizontalfilterbrunnen der Fall ist.

### 5.2.2.2 DUO-Brunnen

Beim DUO-Brunnensystem handelt es sich um einen kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsansatz, der maßgeblich von NAHOLD & SASS am Lehrstuhl für Angewandte Geologie Karlsruhe (AGK) für die Sanierung leichtflüchtiger Untergrundkontaminationen entwickelt wurde (NAHOLD & SASS 1994, SASS 1995, NAHOLD 1996 und INSTITUT DR. NEUMAYR GMBH & LEHRSTUHL FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE DER UNIVERSITÄT KARLSRUHE 1996).

Der DUO-Brunnen ist ein Vertikalfilterbrunnen bei dem an der Brunnensohle Grundwasser und über einen zweiten innenliegenden aus hydrophobem Material aufgebauten Filterbereich Bodenluft gefördert wird (Abb. 47).

Der Vorteil dieses Brunnenystems ist, daß über die Wasserförderungskomponente der Wasserspiegel im geringmächtigen Grundwasserleiter abgesenkt wird und die sich hierdurch vergrößernde ungesättigte Zone durch die Bodenluftabsaugkomponente effektiv abgereinigt werden kann. Der durch die Bodenluftabsaugung zusätzlich erzeugte und zum DUO-Brunnen wirkende hydraulische Gradient vergrößert den Wasserandrang im Brunnen und erhöht die maximal pro Zeiteinheit austragbare Wasser- und somit auch die Schadstoffmenge.

Um einen ebenfalls kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsansatz handelt es sich bei dem Wellpointverfahren (DVWK 1991). Hierbei wird mit Hilfe von Vakuumpumpen und entsprechend ausgebauten Vertikalfilterbrunnen ein Bodenluft-Wassergemisch gefördert.

Vergleiche der Förderraten zwischen einem nach dem Wellpointverfahren betriebenen Vertikalfilterbrunnen und einem DUO-Brunnen am Standort Ludwigsfelde in einem ca. 1 m mächtigen Grundwasserleiter haben ergeben, daß mit dem DUO-Brunnen mindestens eine Verdopplung der Förderraten erzielt werden konnte (REINHARDT 1994).



### 5.2.3 Horizontalfilterbrunnen

#### 5.2.3.1 Allgemeine Aspekte

Horizontalfilterbrunnen werden schon seit vielen Jahren im Bereich der Trinkwassergewinnung erfolgreich eingesetzt. Insbesondere in wenig mächtigen Grundwasserleitern mit einer hohen Durchlässigkeit sind sie konventionellen Vertikalfilterbrunnen in ihrem Fassungsvermögen überlegen. Diese hydrogeologische Situation ist besonders häufig im Bereich von Flüssen anzutreffen, weshalb Horizontalfilterbrunnen bevorzugt bei der Uferfiltratgewinnung eingesetzt werden (HÖLTING 1989: 297).

Beim Bau von konventionellen Horizontalfilterbrunnen werden von einem zentralen Schacht aus horizontale Bohrungen häufig sternförmig in den Grundwasserleiter vorgetrieben und anschließend zu Filterstrecken ausgebaut (BIESKE 1992). Dem Vorteil des großen Fassungsvermögens dieser Art von Horizontalfilterbrunnen stehen die Nachteile der relativ aufwendigen Erstellung und der hohen Kosten gegenüber.

Speziell für den Einsatz auf dem Gebiet der Altlastensanierung wurde am Lehrstuhl für Angewandte Geologie ein verlaufsgesteuertes Spülbohrverfahren zur Errichtung von Horizontalfilterbrunnen weiterentwickelt, das ursprünglich für die grabenlose Rohrverlegung eingesetzt wurde. In der Arbeit von SASS (1995) wird ausführlich auf Möglichkeiten und Grenzen von mittels verlaufsgesteuerten Spülbohrungen errichtete Horizontalfilterbrunnen in der Sanierungstechnik eingegangen, so daß in der vorliegenden Arbeit auf eine theoretische Abhandlung dieser Aspekte verzichtet werden kann.

Ein großer Vorteil dieses Brunnentypus ist es, daß der Filterstrang über eine lange Strecke genau im Schadenszentrum verlegt werden und somit die Kontamination sehr gut erfaßt werden kann. Hierbei stellt die Verlegung des Brunnens unterhalb von Gebäuden oder Straße kein Problem dar.

Ein praktisches Beispiel für den Einsatz dieser Sanierungsmethode in einem geringmächtigen Grundwasserleiter und die dabei gewonnen Erkenntnisse werden im folgenden behandelt.

### 5.2.3.2 Fallbeispiel Bruchsal

#### Planung und Bau

Auf der Grundlage der durchgeführten Untersuchungen am Standort Bruchsal konnte ein hoch LCKW kontaminierter Bereich des geringmächtigen Grundwasserleiters im Umfeld des Pförtnerhäuschens 4 ermittelt werden. Während einer Sondierkampagne wurden maximale LCKW-Konzentrationen von 154,9 mg/kg in Bodenproben, 27,9 mg/m<sup>3</sup> in Bodenluftproben und knapp 14.000 µg/l in Wasserproben aus dem Bereich des geringmächtigen Grundwasserleiters festgestellt. Wasserproben aus dem liegenden Hauptgrundwasserleiter (OKL) zeigten noch Konzentrationen von 1.386 µg/l.

Diese Zahlen machten eine umfassende Sanierung des geringmächtigen Grundwasserleiters erforderlich. Eine mögliche Auskofferung des am höchsten kontaminierten Bereichs kam wegen der Überbauung durch das Pförtnerhäuschens und der längerfristigen Behinderung des Werkverkehrs nicht in Frage. Da für diesen hochkontaminierten Bereich auch das Vorhandensein einer hydraulischen Verbindung zwischen dem geringmächtigen Grundwasserleiter und dem Hauptgrundwasserleiter angenommen werden kann, schied die Möglichkeit der seitlichen Einkapselung des Kontaminationszentrums aus. Somit blieb als einziger Weg zur Sanierung dieses Areals die Errichtung von Sanierungsbrunnen.

Untersuchungen von BREH (1994) und SASS (1995) haben ergeben, daß wegen der geringen Mächtigkeit des Grundwasserleiters und seiner relativ kleinen Durchlässigkeit eine Anzahl von mindestens zehn Vertikalbrunnen zu errichten seien, um sowohl einen weiteren lateralen Abstrom der Schadstoffe bei den stark schwankenden Abflußrichtungen (vgl. Abb. 3 und Abb. 4) zu verhindern als auch die Kontamination hydraulisch zu sanieren.

Ein vierwöchiger Sanierungspumpversuch in der Meßstelle P21 zeigte, daß es nur mit einer Min-Max-Pumpensteuerung möglich ist, dauerhaft kontaminiertes Grundwasser aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter zu entnehmen. Zur Vergrößerung des Wasserandrangs sollte der Sanierungsbrunnen darüber hinaus mit einem Unterdruck von 100 bis 150 hPa beaufschlagt werden.

Diese Anforderungen bedeuteten jedoch, daß jeder einzelne der mindestens zehn vertikalen Sanierungsbrunnen mit einer separaten Pumpe inklusive Pumpensteuerung sowie Installationen zu Abführung des geförderten Wassers und der Bodenluft (Unterdruck) ausgestattet werden muß. Die Sanierungs-

brunnen und Installationsleitungen sind darüber hinaus noch unterflur auszubauen, da sie im Bereich einer ständig durch den Werksverkehr benutzten Straße gelegen wären.

Aus diesen Gründen hat man sich für den Bau von zwei parallelen Horizontalfilterbrunnen entschieden. In Abbildung 48 ist der Verlauf der beiden Stränge dargestellt.

Der erste Strang (HT = Horizontalfilterbrunnen tief) wurde dabei im unteren Teil des zweigeteilten geringmächtigen Grundwasserleiters verlegt und quert mit seiner 30 m langen Filterstrecke genau das Schadenszentrum. Der zweite Strang (HF = Horizontalfilterbrunnen flach) liegt im oberen Teil des Grundwasserleiters ca. 2 m seitlich zum HT versetzt.

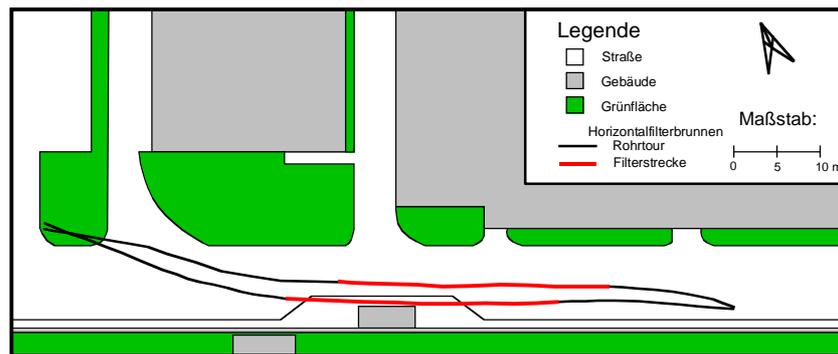


Abb. 48: Verlauf der beiden Horizontalfilterbrunnen.

Die Verlegung von zwei Filtersträngen sollte die bestmögliche Erschließung des geringmächtigen Grundwasservorkommens garantieren. Hierbei dient HT zur Förderung des kontaminierten Grundwassers und zur Trockenlegung des oberen Teils des Grundwasserleiters. In dem dann trockengelegten oberen Teil soll der Filterstrang HF als Bodenluftbrunnen betrieben und somit eine optimale Reinigung sowohl der ungesättigten als auch der gesättigten Bodenzone erreicht werden.

Die Errichtung der beiden Horizontalfilterbrunnen HT und HF erfolgte durch ein verlaufsgesteuertes Spülbohrung nach dem FlowTex-Verfahren. Bei dem verlaufsgesteuerten Horizontalbohrverfahren handelt es sich um eine Spül-

Bohrtechnik, die für das Verlegen von Versorgungsleitungen entwickelt und für den Einsatz im Bereich Altlastensanierung optimiert wurde. In Abbildung 49 ist das Horizontalbohrgerät dargestellt. Der LKW rechts im Hintergrund stellt die Stromversorgung, die Bohrsuspension und die hohen Drücke für das Bohrgerät bereit. Der LKW links ist der Materialwagen, der alle für die Bohrung notwendigen Ausrüstungsgegenstände transportiert.

Bei der Bohrung schneidet ein rotierender ferngesteuerter Bohrkopf von einer Startgrube ausgehend mit einem Hochdruckwasserstrahl einen Pilotunnel (Mikrotunnel) in den Boden. Das im Bereich des Tunnels herausgelöste Bodenmaterial wird mit der Bohrspülung, einer Polymerlösung, die sich innerhalb von zehn Tagen abbaut, abtransportiert oder in die angrenzenden Bodenbereiche verdrängt. In den Bohrkopf ist eine elektronische Schaltung integriert, welche elektromagnetische Wellen aussendet, die mit Hilfe eines Ortungsgerätes übertage registriert werden. Somit ist der Verlauf der Bohrung und die genaue Tiefe des Bohrkopfes dezimetergenau feststellbar (Abb. 50). Eine gebogene Streckenführung unter Einhaltung entsprechender minimaler Radien stellt technisch kein Problem dar. An einer festzulegenden Stelle, der Zielgrube, tritt der fernsteuerbarer Bohrkopf wieder aus dem Erdreich aus.



Abb. 49: Einrichtung des Bohrgerätes.

In einem zweiten Arbeitsschritt wird nun der Bohrkopf durch einen Aufweitkopf (Backreamer) ersetzt und fest mit dem einzuziehenden Hüllrohr (Durchmesser DN 200) verbunden. Dann wird das Bohrgestänge gezogen, wobei der Aufweitkopf den Durchmesser des Pilotunnels auf 230 mm auf-

weitet und somit Platz für das unmittelbar folgende Hüllrohr schafft (Abb. 51). In das Hüllrohr wurde zuvor der eigentliche Brunnenstrang mit Rohrtour und Filterstrecke (DN 125) eingezogen.



Abb. 50: Ortung der Spüllanze an der Geländeoberfläche (Ortungsgert in der rechten Hand des Bohrmeisters; über Sprechfunk werden die Lage- und Tiefendaten der Spüllanze an das Bedienpersonal des Bohrgerätes weitergegeben).

Nach dem Einziehen des Hüllrohres in den Untergrund wird als dritter Arbeitsschritt der innenliegende Filterstrang an einem Ende arretiert und das Hüllrohr am anderen Ende aus dem Erdreich gezogen.

Aufgabe des Hüllrohres ist es, den Einbau des Filterstranges zu erleichtern, so daß nur geringe Zugkräfte auf die Brunnenrohrstrecke wirken.



Abb. 51: Aufweitkopf mit unmittelbar folgendem Hüllrohr.

Am Standort Bruchsal war ein Zeitaufwand von drei Tagen für die Errichtung der beiden Horizontalfilterbrunnen erforderlich. In dieser Zeit wurde der Durchgangsverkehr und der normale Betriebsablauf nicht beeinträchtigt.

#### Probetrieb

Nach der Fertigstellung der beiden Horizontalfilterbrunnen wurde für den tiefer liegenden Brunnen HT eine niveaugesteuerte (Min-Max-Schaltung) Pumpe (Allzweck-Kreiselpumpe) installiert deren Förderschlauch mit einem Rückschlagventil versehen im tiefsten Teil des Horizontalfilterbrunnens endete. Um die dem Brunnen zuströmende Wassermenge zu erhöhen wurde dieser darüber hinaus mittels eines Seitenkanalverdichters mit einem Unterdruck von 100 hPa beaufschlagt. Bei einem ersten Probelauf der Förderanlage konnten die in Abbildung 52 dargestellten Förderraten erzielt werden.

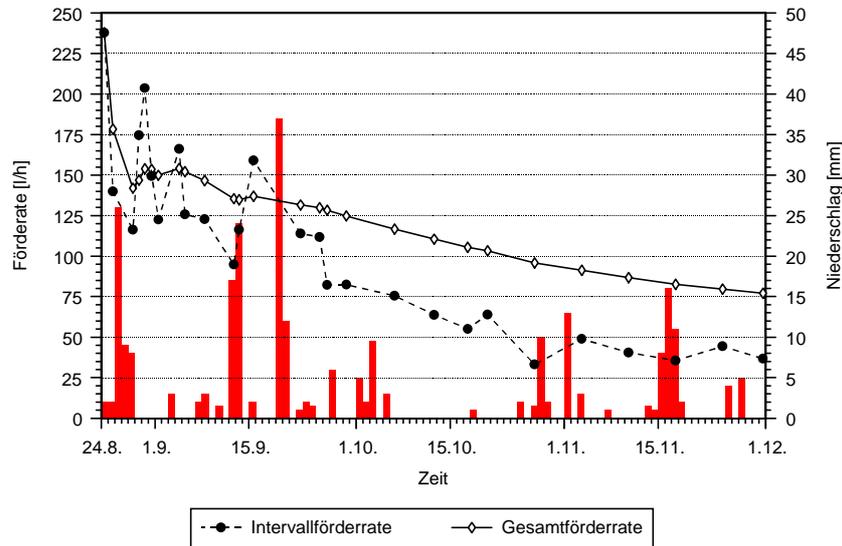


Abb. 52: Intervalförderraten, Gesamtförderraten und Niederschlag beim ersten Probelauf der Förderanlage (24. 08 bis 01. 12).

In der Abbildung ist sehr gut zu erkennen, wie sowohl die zwischen jeweils zwei aufeinander folgenden Messungen bestimmte Intervalförderraten als auch die Gesamtförderraten (= Gesamtfördermenge pro gesamte Förderzeit) sich kontinuierlich verringern. Im Beobachtungszeitraum von 100 Tagen nahm die Gesamtförderrate von ca. 240 l/h auf 76 l/h ab. Die Intervalförderrate fiel sogar noch drastischer auf Werte unter 50 l/h gegen Ende des Beobachtungszeitraumes. Ein Zusammenhang zwischen der Niederschlagsituation und den Förderraten ist erkennbar, aber insbesondere gegen Ende des Beobachtungszeitraumes nicht stark ausgeprägt.

Insgesamt muß die Entwicklung der Förderraten als ausgesprochen unbefriedigend bezeichnet werden, da sie weit hinter den projektierten Werten von ca. 1–2 m<sup>3</sup>/h blieben.

Eine mögliche Erklärung für diese unbefriedigenden Förderraten war in der für den Probetrieb gewählten Fördertechnik zu suchen. Die Steuerelektroden für die Min-Max-Schaltung mußten im Brunnen so eingebracht werden, daß eine Entleerung des Förderschlauchs ausgeschlossen werden konnte, da der Betrieb einer selbstansaugenden Kreiselpumpe nur mit einem komplett

wassergefüllten Förderschlauch möglich ist. Dies aber hatte zur Folge, daß wegen der Trägheit der Pumpensteuerung der Betriebswasserspiegel im Horizontalfilterbrunnen nur bis ca. 0,5 m über den tiefsten Teil der Brunnensohle abgesenkt werden konnte und somit nur der obere Teil des geringmächtigen Grundwasserleiter entleert wird.

Auf der Grundlage dieser Überlegungen wurde eine Vakuumpumpe über einen vorgeschalteten Wasserabscheider an den Horizontalfilterbrunnen angeschlossen und betrieben (Abb. 53).

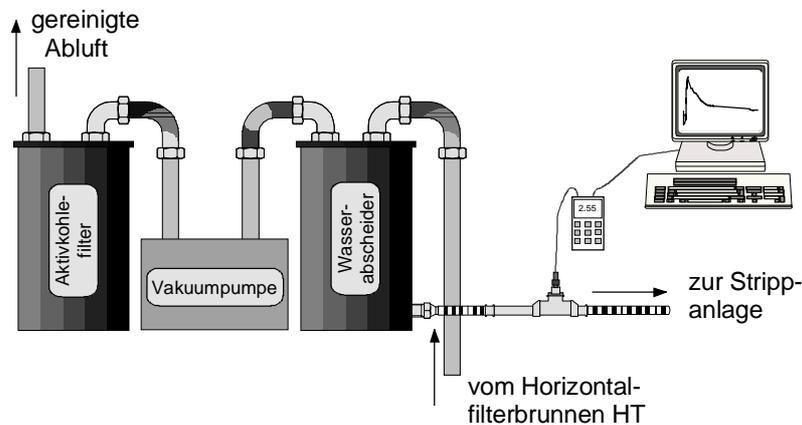


Abb. 53: Schematischer Aufbau der Wasserförderanlage am Horizontalfilterbrunnen HT mittels Vakuumpumpe und automatische Aufzeichnung der elektrischen Leitfähigkeit des geförderten Wassers.

Dem Vorteil dieser Anlagenkonfiguration, nämlich daß sie nicht trockenfallen kann, stehen auch Nachteile gegenüber. Erstens beansprucht der von der Vakuumpumpe erzeugte Unterdruck von 900 hPa Material und Brunnen erheblich und führt zu Ausfällungsreaktionen im Wasser in der Förderanlage. Eine Verringerung der Durchlässigkeiten im Brunnumfeld durch den angelegten Unterdruck ist ebenfalls nicht auszuschließen. Darüber hinaus ist wie bei der ersten Fördervariante mittels Kreiselpumpe keine kontinuierliche Wasserförderung möglich, da für die Zeit der Leerung des Wasserabscheiders die Vakuumpumpe ausgeschaltet werden muß.

Trotz dieser Einschränkungen konnten mit dieser Pumpvariante Intervallförderraten von knapp 100 l/h dauerhaft realisiert, also eine Verdopplung der Förderung erzielt werden.

Doch selbst diese Förderrate liegt noch über eine Zehnerpotenz unter den angestrebten Werten. Eine weitere Möglichkeit zur Erklärung der kleinen Förderrate aus dem geringmächtigen Grundwasserleiter liegt darin, daß die 30 m lange Filterstrecke des Horizontalfilterbrunnens HT nicht auf seiner vollen Länge den unteren ca. 0,2 m mächtigen Teil des geringmächtigen Grundwasserleiters erschließt.

Zur Überprüfung dieser Hypothese wurde der Horizontalfilterbrunnen HT an beiden Brunnenenden kontinuierlich mit Leitungswasser befüllt, bis der Wasserspiegel im Brunnen soweit gestiegen war, daß das Wasser am tieferen Brunnenende (Abb. 54) wieder austrat. Hierauf wurde die Infiltrationsrate soweit gedrosselt bis nur noch eine kleine aber konstante Wassermenge aus dem Brunnenende floß. Nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren konnte man nun davon ausgehen, daß sich auf der ganzen Länge des Horizontalfilterbrunnens eine horizontale Druckfläche gebildet hatte, deren Höhe der bekannten geodätischen Höhe des Überlaufs am Brunnenende entspricht.

In einem zweiten Arbeitsschritt wurde mit Hilfe eines Glasfaserzugbandes eine Drucksonde in den Horizontalfilterbrunnen eingeführt und nach jedem Meter die Höhe der überstehenden Wassersäule bestimmt. Aus den gemessenen Werten ließ sich die Tiefenlage des Horizontalfilterbrunnens HT auf  $\pm 5$  cm genau berechnen. Diese Ergebnisse wurden sowohl mit den Angaben der Bohrfirma als auch mit Rammkernsondierungen aus diesem Bereich verglichen. Hierbei ergab sich das in Abbildung 55 gezeigte Bild.

Abbildung 55 zeigt deutlich, daß die von der Bohrfirma gemachten Angaben zur Tiefenlage des Horizontalfilterbrunnens HT im Bereich des südöstlichen Endes der Filterstrecke gut übereinstimmen, im nordwestlichen Teil jedoch bis zu 15 cm voneinander abweichen. Hierbei liegen die Angaben der Bohrfirma immer unter den mittels Drucksonde bestimmten Tiefen. Diese Abweichungen lassen sich dadurch erklären, daß die Angabe der Bohrfirma sich auf die Tiefenlage der Spüllanze bei der Bohrung des Pilottunnels beziehen. Beim Aufweiten des Pilottunnels und dem Einziehen des Hüllrohres ist eine Verlagerung um bis zu 15 cm nach oben durchaus möglich.

Darüber hinaus sieht man in Abbildung 55, daß der Horizontalfilterbrunnen im Bereich der Rammkernsondierung S2 über dem unteren Teil des gering-

mächtigen Grundwasserleiters liegt und daher den Grundwasserleiter hier nicht oder nur in sehr geringem Maße erschließt.

Aufgrund dieser Ergebnisse scheint die projektierte Förderrate von ca. 1–2 m<sup>3</sup>/h nicht mehr realistisch. Es ist vielmehr von einer maximalen mittleren Förderrate von unter 0,3 m<sup>3</sup>/h auszugehen.



Abb. 54: Brunnenende, an dem die Tiefenlagebestimmung vorgenommen wurde (Blick in den Brunnenschacht).

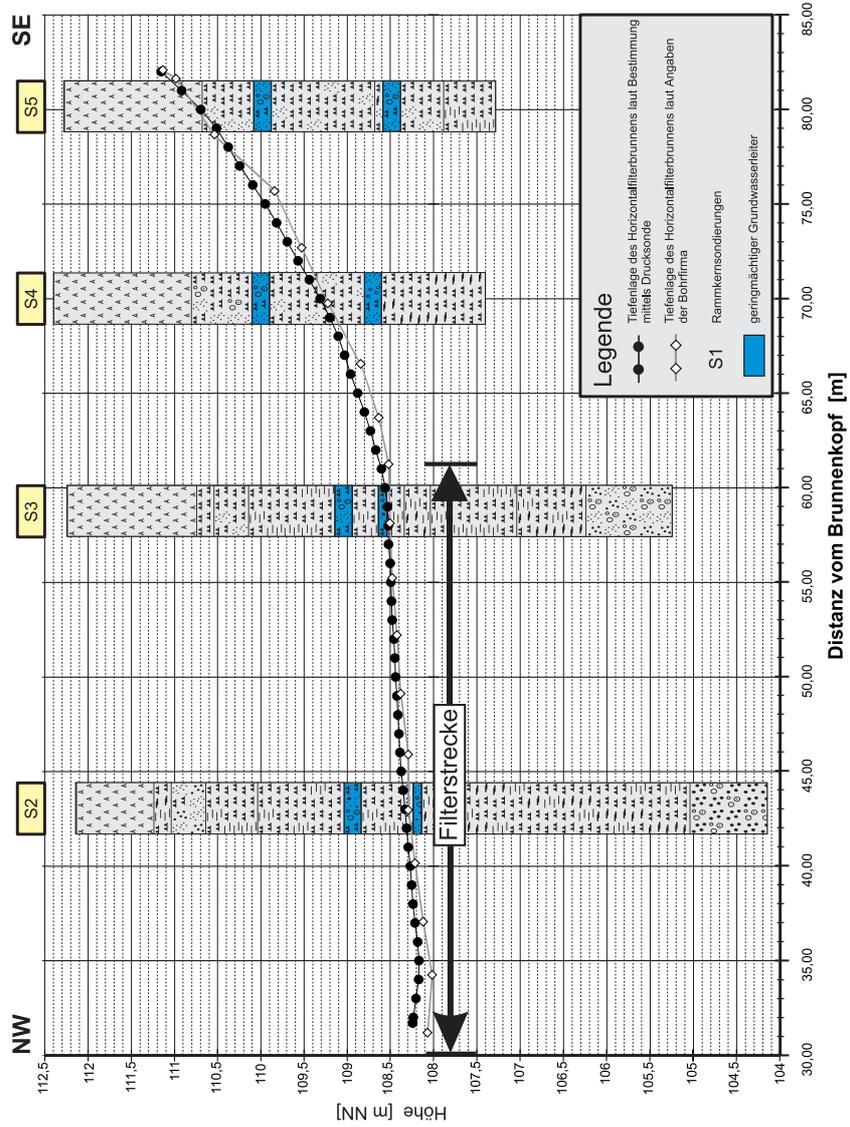


Abb. 55: Tiefenlage des Horizontalfilterbrunnens HT nach Angabe der Bohrfirma und nach eigenen Messungen.

In einem weiteren Versuch zur Steigerung der Wasserförderung wurde die verwendete Vakuumpumpe durch eine Peristaltikpumpe (vgl. Abschnitt 5.2.4.5) ersetzt und diese für einen Zeitraum von 14 Tagen probeweise betrieben. In dieser Zeit konnte eine mittlere Förderrate von  $0,16 \text{ m}^3/\text{h}$  erzielt werden, was eine beträchtliche Steigerung darstellt, insbesondere da dieser Versuch in einer niederschlagsfreien Periode durchgeführt wurde und somit das natürliche Wasserangebot im geringmächtigen Grundwasserleiter eingeschränkt war. Die Absenkung des Wasserspiegels in der Meßstelle P25, die am nächsten zum Horizontalfilterbrunnen liegt, um im Mittel  $1,4 \text{ m}$  zeigt die hohe Effizienz der eingesetzten Peristaltikpumpe. Bei der Verwendung von anderen Pumpen (Kreisel- oder Vakuumpumpen) konnten in der Meßstelle nur Absenkungen um  $0,6\text{--}0,8 \text{ m}$  realisiert werden. Auch in den weiter entfernten Meßstellen P23 und P24 konnten zum ersten mal nachhaltige Absenkungen ( $0,3\text{--}0,4 \text{ m}$ ) des Grundwasserspiegels infolge der Förderung im Horizontalfilterbrunnen festgestellt werden. Für einen geplanten Langzeitversuch soll parallel zur Peristaltikpumpe noch ein Seitenkanalverdichter am Horizontalfilterbrunnen betrieben werden, um den Wasserandrang im Brunnen zu vergrößern und somit die maximale erzielbare Förderrate nochmals zu erhöhen (vgl. Anlagenkonfiguration bei erstem Probetrieb mit Allzweck-Kreiselpumpe).

#### Bewertung

Verlaufsgesteuerte Horizontalfilterbrunnen stellen eine interessante brunnenbauliche Möglichkeit zur Erschließung von geringmächtigen Grundwasserleitern dar. Ihr großer Vorteil ist, daß ihre produktive Filterlänge nicht von der geringen Mächtigkeit der wassererfüllten Schicht begrenzt und so eine höhere Wasserförderung möglich gemacht wird, die die Reichweite und Effizienz der hydraulischen Sanierungsmaßnahme verbessert.

Am Standort Bruchsal konnte dieser Vorteil nur eingeschränkt genutzt werden, da es aufgrund des inhomogenen Untergrundausbau, der sehr geringen Mächtigkeit ( $0,2\text{--}0,4 \text{ m}$ ) des Grundwasserleiters und seiner stark schwankenden Tiefenlage nicht gelang, die knapp  $30 \text{ m}$  lange Filterstrecke über ihre ganze Länge genau im geringmächtigen Grundwasserleiter zu verlegen.

Die technische Anforderung, den Betriebswasserspiegel im Horizontalfilterbrunnen maximal abzusenken und so eine größtmögliche Förderrate zu erzielen, konnte erst mit dem Einsatz einer regelbaren Peristaltikpumpe erfüllt werden.

Trotz dieser Einschränkungen ist der Einsatz der Horizontalfilterbrunnen am Standort Bruchsal positiv zu bewerten, wie der Blick auf die Abnahme der gemessenen Schadstoffkonzentrationen zeigt. Im Zeitraum des ersten Probebetriebes (ca. 5,5 Monate) mit noch nicht optimaler Pumptechnik sind die maximalen LCKW-Konzentrationen (Summe) im geförderten Wasser von 12.718 µg/l auf 497 µg/l zurückgegangen (Abb. 56).

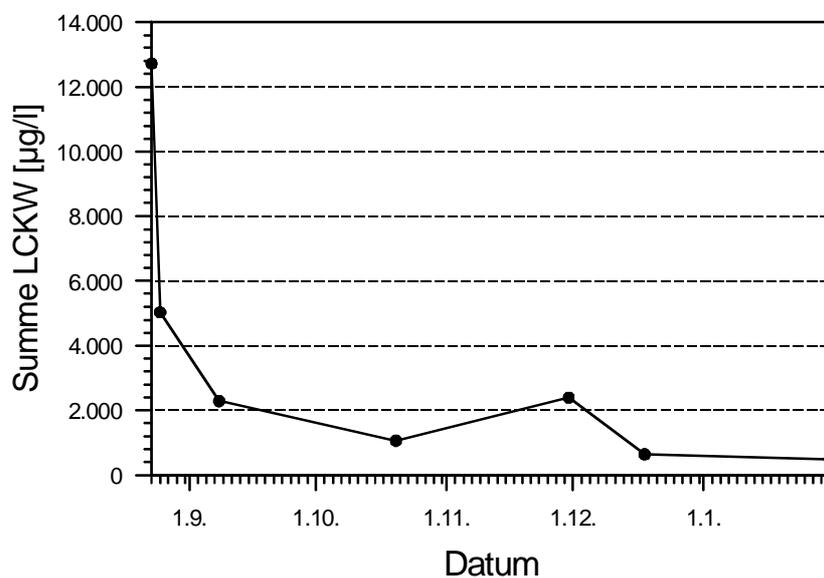


Abb. 56: Abnahme der LCKW-Summenkonzentration im geförderten Wasser während des Probebetriebes des Horizontalfilterbrunnens HT.

Auf der Basis erster positiver Untersuchungsergebnisse ist davon auszugehen, daß durch die Verwendung einer regelbaren Peristaltikpumpe der Wasserspiegel im geringmächtigen Grundwasserleiter soweit absenkbar ist, daß der flachere Strang des Horizontalfilterbrunnens wie geplant zur Bodenluftabsaugung eingesetzt werden kann und so eine weitere erhebliche Steigerung der Schadstoffaustragsraten möglich wird.

## 5.2.4 Pumptechnik

### 5.2.4.1 Anforderungen

Die Förderung von kontaminiertem Wasser nimmt eine zentrale Stellung bei der Sanierung von geringmächtigen Grundwasserleitern ein. Sie dient sowohl dazu, Schadstoffe über den Wasserpfad aus dem Untergrund zu entfernen als auch eine unkontrollierte Ausbreitung der Kontaminanten zu unterbinden. Darüber hinaus hat sie bei kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsansätzen das Ziel, den Wasserstand im geringmächtigen Grundwasserleiter möglichst weit abzusenken, um den dann entwässerten Teil des Grundwasserleiters der pneumatischen Sanierung zugänglich zu machen (vgl. DUO-Brunnen).

Aus dieser Aufgabenstellung ergibt sich das folgende Anforderungsprofil für Pumpen, die in der Sanierungspraxis zur Wasserförderung in geringmächtigen Grundwasserleitern eingesetzt werden sollen:

1. Die Pumpe soll eine kontinuierliche Wasserförderung ermöglichen.
2. Die Förderrate der Pumpe soll in weiten Grenzen mechanisch bzw. elektronisch regelbar sein.
3. Die Pumpe soll trocken selbstansaugend sein.

#### *ad 1.*

Die Erfüllung dieser Anforderung ist wichtig, um die angestrebte maximale Absenkung des Wasserstandes zu erreichen. Bei diskontinuierlicher Wasserförderung, wie sie z. B. beim Einsatz von Min-Max-Schaltungen vorliegt, schwankt der Wasserspiegel des Grundwasserleiters im Bereich zwischen der Min- und der Maxelektrode, was im Mittel nur zu einer reduzierten Absenkung führt und somit die Effizienz der hydraulischen Maßnahme verkleinert. Darüber hinaus können die starken Wasserstandsschwankungen im Brunnen und näheren Brunnumfeld zu Turbulenzen und Ausstrippeffekten führen, die eine erhebliche Beschleunigung der Brunnenalterung zur Folge haben und somit die Sanierung negativ beeinflussen.

#### *ad 2.*

Wie bereits mehrfach erwähnt sind geringmächtige Grundwasserleiter in ihrer Wasserführung stark von der Niederschlagssituation abhängig. Dies führt jedoch dazu, daß der Wasserandrang im Brunnen ebenfalls starken Schwankungen unterliegen kann, was durch die Auswahl einer geeigneten regelbaren

Förderpumpe berücksichtigt werden sollte. Optimal wäre eine Pumpe, die in Abhängigkeit vom Wasserdargebot selbständig ihre Förderleistung drosselt oder erhöht und somit den Wasserstand im Brunnen minimal hält, ohne jedoch Gefahr zu laufen, daß die Pumpe trocken läuft oder die Wassersäule abreißt.

*ad 3.*

Für alle Pumpenarten, die im Bereich des Fördermediums eingebaut sind (Tauchmotorpumpen) ist diese Forderung erfüllt. Anders sieht es bei den Pumpen aus, die über der Geländeoberkante installiert sind und mittels eines Ansaugschlauches Wasser bis zu einer maximalen Tiefe von 9,8 m (im praktischen Einsatz eher 7–8 m) fördern. Der häufigste Vertreter dieser Gattung ist die Kreiselpumpe, die häufig wegen ihrer dortigen Verwendung auch als Gartenpumpe bezeichnet wird. Beim Betrieb dieser Pumpen muß gewährleistet sein, daß der Ansaugschlauch und die Förderkammern immer mit Wasser gefüllt sind, da sonst eine Wasserförderung nicht möglich ist.

In den nachfolgenden Unterkapiteln werden die verschiedenen im Rahmen des Forschungsprojektes eingesetzten Pumpen und die mit ihnen bei der Wasserförderung aus geringmächtigen Grundwasserleitern gemachten Erfahrungen beschrieben und bewertet.

#### *5.2.4.2 Allzweck-Kreiselpumpe (Gartenpumpe)*

Allzweck-Kreiselpumpen können Wasser über einen Ansaugschlauch (Steigleitung) bis zu einer Tiefe von ungefähr 8 m unter GOK fördern. Die im Handel recht preiswert (ca. DM 200,-) erhältlichen Kreiselpumpen (Gartenpumpen) können eine maximale Förderrate von ca. 3 m<sup>3</sup>/h und am Auslaß einen Förderdruck von 0,4 MPa erzielen. Die mit einer Spannung von 230 V betriebenen Pumpen besitzen eine elektrische Leistung von ca. 800 W.

Für die Wasserförderung mit dieser Pumpe ist es notwendig, vor der Inbetriebnahme den Ansaugschlauch und die Förderkammer mit Wasser zu füllen, da sie sonst den für den Ansaugvorgang nötigen Unterdruck nicht aufbauen kann. Damit diese Wasserfüllung auch nach dem Ausschalten der Pumpe erhalten bleibt, ist der Ansaugschlauch an seinem brunnenseitigen Ende mit einem Rückschlagventil versehen, das ein Auslaufen des Wassers nach dem Pumpende verhindert. Mit dieser technischen Ausstattung und dem einmaligen Befüllen sind normalen Kreiselpumpen als selbstansaugend zu bezeichnen.

Eine elektronische Drosselung der Förderrate ist bei den meisten Modellen nicht möglich, da der Antriebsmotor gleichzeitig auch den zu seiner Kühlung notwendigen Ventilator bewegt. Aus diesem Grund ist eine kontinuierliche Reduzierung der Förderrate nur durch teilweises Schließen eines Ventils an der Druckseite der Pumpe möglich. Nach unseren mehrjährigen Erfahrungen läßt die hohe Belastung des Motors durch dieses Vorgehen eine dauerhafte Verringerung der Förderrate nur bis ungefähr  $0,25 \text{ m}^3/\text{h}$  zu. Ist das Fassungsvermögen des Förderbrunnens kleiner als dieser Wert, muß die Kreiselpumpe diskontinuierlich betrieben werden.

Für den nicht kontinuierlichen Betrieb der Pumpe – dies gilt auch für die später beschriebenen Tauchmotorpumpen – sind zwei unterschiedliche Varianten einsetzbar. Zum einen ist ein zeitgesteuerter Intervallbetrieb möglich, bei dem über eine einstellbare elektronische Schaltung die Länge des Förder- bzw. Stillstandsintervalles bestimmt wird. Bei dieser Verfahrensvariante ist es sehr wichtig, daß die Länge des Förderintervalls so gewählt wird, daß die Kreiselpumpe den Brunnen nicht komplett entleert und dann beginnt Luft zu ziehen. Ist dies nämlich der Fall, so kann wie schon weiter oben beschrieben die Kreiselpumpe bis zum erneuten Füllen der Förderkammer und des Ansaugschlauches kein weiteres Wasser fördern. Insbesondere in den geringmächtigen Grundwasserleitern mit ihren häufig stark schwankenden Wasserständen ist der Intervallbetrieb im allgemeinen nicht empfehlenswert.

Bei der zweiten Betriebsvariante wird die Pumpe über eine Min-Max-Schaltung gesteuert. Diese elektronische Schaltung startet die Förderpumpe, wenn der Betriebswasserstand steigt und die im Förderbrunnen installierte Max-Elektrode erreicht. Durch das Abpumpen fällt der Betriebswasserspiegel soweit, daß die tieferhängende Min-Elektrode trockenfällt und die Min-Max-Schaltung die Pumpe wieder anhält und somit ein Trockenlaufen der Pumpe verhindert wird (Abb. 57).

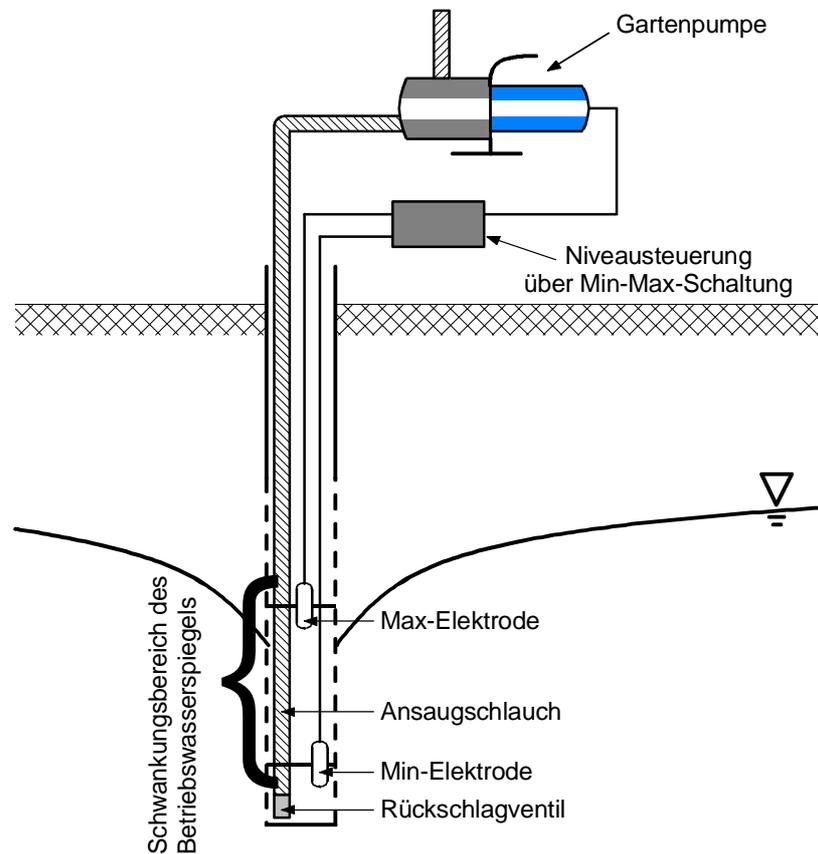


Abb. 57: Einsatz einer über eine Min-Max-Schaltung niveaugesteuerten Gartenpumpe in einem geringmächtigen Grundwasserleiter.

Ein Vorteil dieser Schaltvariante ist es, daß die Förderung direkt vom Wasserdargebot im Brunnen abhängig ist und somit auch natürliche Wasserspiegelschwankungen den Förderbetrieb nicht nachteilig beeinflussen. Bei beiden Varianten ist jedoch zu beachten, daß es durch den steten Wechsel zwischen Absenkung und Wiederanstieg im Brunnennahbereich je nach Milieubedingungen zur vorzeitigen und beschleunigten Brunnenalterung kommen kann. Die Sanierungspraxis hat darüber hinaus gezeigt, daß die Rückschlagventile bei diesen Fördervarianten stark beansprucht werden und daher eine stete Störquelle darstellen, was durch schlecht ausgebaute Brunnen mit einer hohen Sandfracht noch verstärkt wird.

Allzweck-Kreiselpumpen stellen eine effiziente und vor allem preiswerte Möglichkeit dar, Wasser aus Brunnen in oberflächennahen Grundwasserleitern zu fördern, deren Fassungsvermögen größer als die maximale Pumpleistung ist. Für den Einsatz in geringmächtigen Grundwasserleitern sind sie nur unter Verwendung der oben genannten Steuervarianten einsetzbar, müssen hierbei aber regelmäßig und gründlich gewartet werden. Die für die Sanierung angestrebte kontinuierliche maximale Absenkung des Wasserspiegels ist mit ihnen in der Regel nicht möglich.

#### 5.2.4.3 Tauchmotorpumpen

Im Gegensatz zu den Gartenpumpen stehen die Tauchmotorpumpen unmittelbar im zu fördernden Medium und besitzen deshalb keine Ansaugleitung. Das Wasser wird in einer oder mehreren untereinander geschalteten Stufen durch rotierende Laufräder in Bewegung gesetzt und durch feste Leiträder in die gewünschte Richtung gelenkt (LANGGUTH & VOIGT 1980: 308; POWERS 1981).

Der Einsatz von für große Fördermengen entwickelten Tauchmotorpumpen scheidet in den wenig ergiebigen geringmächtigen Grundwasserleitern aus. Zur Verwendung in diesem Einsatzgebiet kommen deshalb nur sehr kleine Tauchmotorpumpen in Frage, wie sie z. B. für den Camping- und Caravanbereich entwickelt wurden. Diese meist mit 12 V Gleichstrom betriebenen Pumpen haben sich zur Probennahme und Durchführung von Kurzpumpversuchen in geringmächtigen Grundwasserleiter gut bewährt (vgl. Abschnitt 4.4.2.2). Je nach Hersteller sind Förderhöhen von max. 6 m und Förderraten von bis zu 6 l/min (stark anhängig von der Förderhöhe) erreichbar. Eine Verwendung dieser Pumpen im Sanierungsdauerbetrieb ist jedoch nicht möglich.

Eine interessante wenn auch nicht preiswerte Alternative zu diesen 12 V Tauchmotorpumpen ist die Pumpe MP1 der Firma Grundfos. Diese noch in einen 2“ Brunnen passende Tauchmotorpumpe kann über einen Frequenzumrichter sehr fein geregelt werden. Selbst Förderhöhen größer 10 m stellen für diese 30 cm lange Pumpe keine Schwierigkeit dar. Dem Autor sind mehrere Fälle bekannt, wo diese Pumpe zur Wasserförderung im regulären Sanierungsbetrieb eingesetzt wird. Die MP1 ist wie alle Tauchmotorpumpen selbstansaugend, muß jedoch durch geeignete Technik (z. B. Min-Max-Schaltung) vor einem Trockenlaufen geschützt werden.

#### 5.2.4.4 Vakuumpumpen

Der Einsatz von Vakuumpumpen zur Wasserförderung aus dem Untergrund hat seinen Ursprung in der Baugrubenentwässerung und wurde bzw. wird besonders im Bereich feinsandiger bis schluffiger Grundwasserleiter angewendet (POWERS 1981).

In der Sanierungspraxis werden Vakuumpumpen ebenfalls bei feinkörnigem Untergrundaufbau eingesetzt. Hierbei wird der Sanierungsbrunnen mit dem durch die Pumpe erzeugten Vakuum beaufschlagt und so das zu fördernde Wasser gehoben und in einem der Vakuumpumpe vorgeschalteten Wasserabscheider gesammelt, von wo es dann der Abreinigung zugeführt wird (vgl. Abb. 53).

Da die handelsüblichen Vakuumpumpen Unterdrücke bis 900 hPa aufbauen können, sind theoretische Förderhöhen bis zu 9 m möglich, wobei in der Praxis jedoch ca. 7 m eine Grenze darstellen. Ein großer Vorteil dieser Pumpen ist es, daß sie nicht trockenlaufen können und deshalb ihr Einsatz nicht aufwendig gesteuert werden muß. Senkt die Vakuumpumpe den Betriebswasserspiegel im gegen die Atmosphäre abgedichteten Förderbrunnen soweit ab, daß ein Wasser-Luft-Gemisch bzw. nur Luft gefördert wird, so erhöht sich hierdurch der zum Brunnen hin wirkende hydraulische Gradient, was sich vorteilhaft auf die Förderrate auswirkt.

Diesen Vorteilen stehen jedoch auch einige Nachteile gegenüber. So kommt es durch den hohen Unterdruck häufig zur schubweisen und sehr turbulenten Förderung von Wasser was nicht unerhebliche Ausfällungsreaktionen im Brunnen, im Förderstrang und im Wasserabscheider zur Folge haben kann, welche sich negativ auf den Anlagenbetrieb auswirken und eine engmaschige Kontrolle und Wartung der Anlage erforderlich machen. Die Erzeugung der hohen Unterdrücke kostet viel Energie (elektrische Leistung ca. 2200 W), was insbesondere bei einer langen Sanierungsdauer erhebliche Kosten verursacht. Darüber hinaus kann es durch den Einsatz dieser Pumpe im Brunnenumfeld zu Verdichtungsprozessen kommen, die die hydraulische Durchlässigkeit und somit auch die Förderrate reduzieren (vgl. Fallbeispiel Bruchsal).

Für die Wasserförderung zu Sanierungszwecken aus geringmächtigen Grundwasserleitern sind Vakuumpumpen unter Berücksichtigung der zuvor beschriebenen Nachteile gut geeignet. Bei oberflächennahen Grundwasserleitern (bis ca. 2 m unter GOK) ist jedoch der Einsatz von in Anschaffung und Betrieb preiswerteren ursprünglich für die Bodenluftabsaugung konzipierten Seitenkanalverdichtern vorzuziehen.

#### 5.2.4.5 Peristaltikpumpen

Peristaltikpumpen auch als Schlauchpumpen bezeichnet (engl. hose pumps), gehören zu der Gruppe der Verdrängerpumpen. Bei ihnen wird ein spezieller Gummi- oder Kunststoffschlauch durch einen rotierenden zwei- oder drei-flügligen Rotor fortlaufend zusammengedrückt und wieder entlastet. Hierdurch entsteht an der Ansaugseite ein Unterdruck, der das Fördermedium in die Pumpe saugt von wo es durch die rotierenden Anpresswalzen zur Druckseite weitertransportiert wird (Abb. 58).

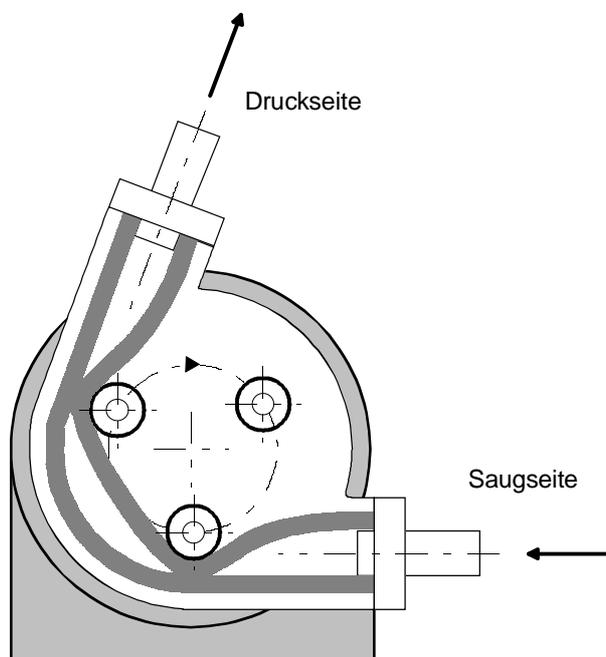


Abb. 58: Arbeitsprinzip einer Peristaltikpumpe.

Ein großer Vorteil dieser Pumpe ist, daß sie selbständig trocken ansaugend ist und auch durch langes Trockenlaufen keinen Schaden nimmt. Durch mechanische (Getriebe) oder elektronische Steuerung der Umdrehungszahlen läßt sich die Förderrate der Pumpe in weiten Grenzen optimal auf das Fassungsvermögen des Förderbrunnens abstimmen. Mit der von uns eingesetzten und getesteten elektronisch über einen Frequenzumwandler gesteuerten Peristaltikpumpe PA 27 der Fa. PONNDORF (Abb. 59) konnten dauerhafte Förderrate

ten zwischen 0,5 bis 1.500 l/h realisiert werden (max. 550 W). Unsere Untersuchungen im Gelände haben gezeigt, daß eine gleichmäßige und anhaltende Absenkung des Brunnenwasserspiegels bis auf 5 cm über die Brunnensohle mit der von uns eingesetzten Peristaltikpumpe möglich ist. Ansaugtiefen bis zu 7 m unter GOK sind ohne Probleme auch im Dauerbetrieb zu realisieren. Da im Betrieb keine beweglichen Teile mit dem geförderten Wasser in Kontakt kommen, ist die Pumpe gegen eine erhöhte Sandfracht im Förderwasser relativ unempfindlich. Durch die kontinuierliche und relativ ruhige Wasserförderung sind Ausfällungs- und Austrippreaktionen nur in geringem Maße zu erwarten.

Ein Nachteil der Peristaltikpumpe ist, daß der Peristaltikschlauch stark mechanisch beansprucht wird und deshalb in Abhängigkeit von der eingestellten Drehzahl regelmäßig ausgetauscht werden sollte. Dies ist jedoch ohne größeren Aufwand im Rahmen der normalen Wartung der Sanierungsanlage möglich.

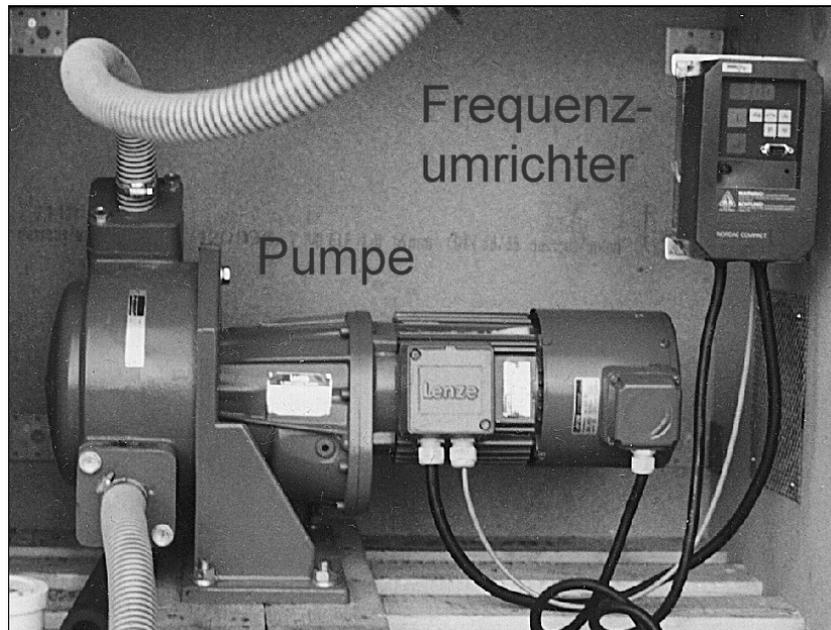


Abb. 59: Peristaltikpumpe mit Frequenzumrichter (65 x 40 cm).

Regelbare Peristaltikpumpen sind prädestiniert für den Einsatz zur Wasserförderung aus geringmächtigen Grundwasserleitern, weil sie von allen eingesetzten Pumpentypen die konstanteste und tiefste dauerhafte Absenkung des Betriebswasserspiegels in einem Förderbrunnen ermöglichen und somit auch die größten erzielbaren Förderraten liefern (vgl. Abschnitt 5.2.3.2).

### 5.3 In-situ Strippen

#### 5.3.1 Wirkungsweise

Genügend Zeit vorausgesetzt, verteilen sich viele Schadstoffe im Untergrund so, daß ein Teil von ihnen von einer pneumatischen oder hydraulischen Sanierung nur eingeschränkt erreicht wird, was zu einer erheblichen zeitlichen Verlängerung der Sanierungsmaßnahme führen kann. Insbesondere das Eindringen der Schadstoffe in nicht durchströmte Porenräumen und ihr dortiges Verbleiben sind für dieses Phänomen verantwortlich, das gleichermaßen in mächtigen und geringmächtigen Grundwasserleitern auftritt.

Bei geringmächtigen Grundwasserleitern kommt es je nach Untergrundaufbau zur Ausbildung eines Kapillarwassersaumes, dessen Mächtigkeit in Relation zum Grundwasserleiter nicht mehr zu vernachlässigen ist. LANGGUTH & VOIGT (1980: 130) geben für einen fein bis mittelkörnigen Sand eine kapillare Steighöhe in der Größenordnung von 0,4–1,0 m an. Bei der hydraulischen Sanierung eines solchen Grundwasserleiters, besonders wenn der Wasserspiegel im brunnennahen Bereich aufgrund einer Intervallwasserförderung stark schwankt, wird der Kapillarwassersaum, der erheblich mit Schadstoffen belastet sein kann, nicht oder nur sehr begrenzt von der Sanierungsmaßnahme erfaßt. Ein Austrag der Schadstoffe aus dem Kapillarwassersaum über eine pneumatische Sanierungsmaßnahme (Bodenluftabsaugung) ist wegen der mit steigendem Wassergehalt stark abnehmenden Luftdurchlässigkeit (WYCKOFF & BOTSET 1936) ebenfalls nicht sehr aussichtsreich.

Eine Möglichkeit der Schadstoffmobilisierung in geringmächtigen Grundwasserleitern insbesondere bei leichtflüchtigen Schadstoffen stellt das in-situ Strippen (engl. Air Sparging) dar. Bei diesem sanierungsunterstützenden Verfahren wird Druckluft in den wassererfüllten Teil des Grundwasserleiters gepreßt, wo sie beim Aufstieg Schadstoffe mobilisiert bzw. ausstrippt. Sanierungsunterstützend ist dieses Verfahren, weil es nur zusammen mit kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsmaßnahmen angewendet wer-

den darf, da nur so eine unkontrollierte Verfrachtung der mobilisierten Schadstoffe vermieden werden kann. Am Lehrstuhl für Angewandte Geologie wurde in der Vergangenheit bereits zahlreiche Untersuchungen zur Reinigung mächtiger Grundwasserleiter mittels in-situ Strippen durchgeführt (z.B. BÖHLER 1991, NAHOLD 1996). Eine ausführliche Darstellung des in-situ Strippen wird von den Autoren MAROTZ (1984), MAZUR et al. (1988) und HINCHEE, MILLER & JOHNSON (1995) gegeben, auf deren Arbeiten an dieser Stelle verwiesen wird.

Im Bezug auf geringmächtige Grundwasserleiter zeigt das in-situ Strippen seine Stärken insbesondere im Ausstripfen und in der Mobilisierung von Schadstoffen im kontaminierten Kapillarwassersaum. Die aufsteigenden Luftblasen durchdringen nämlich auch diesen und machen somit die mobilisierten Schadstoffe den kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsmaßnahmen zugänglich.

Am folgenden Fallbeispiel Vorchdorf soll der erfolgreiche Pilotversuch einer sanierungsbegleitenden Air Sparging-Maßnahme in einem geringmächtigen Grundwasserleiter aufgezeigt werden, dessen Mächtigkeit in Abstromrichtung zunimmt und der somit einen Übergangstyp darstellt.

#### 5.3.2 Fallbeispiel Vorchdorf

Der Untergrund am Standort Vorchdorf wird von grob- bis feinklastischen Sedimenten quartären und tertiären Alters aufgebaut. Unter einer ca. 0,8 m mächtigen anthropogenen Auffüllung folgen bis zu einer Tiefe von 9,8 m mehrere Schichten, die aus Sanden, Schluffen und Kiesen aufgebaut sind. Hieran schließt sich eine 2 m mächtige schluffig-kiesige Feinsandschicht an, die als umgelagerte Schlier angesprochen wird. Im Liegenden des umgelagerten Schlier steht der eigentliche Schlier an.

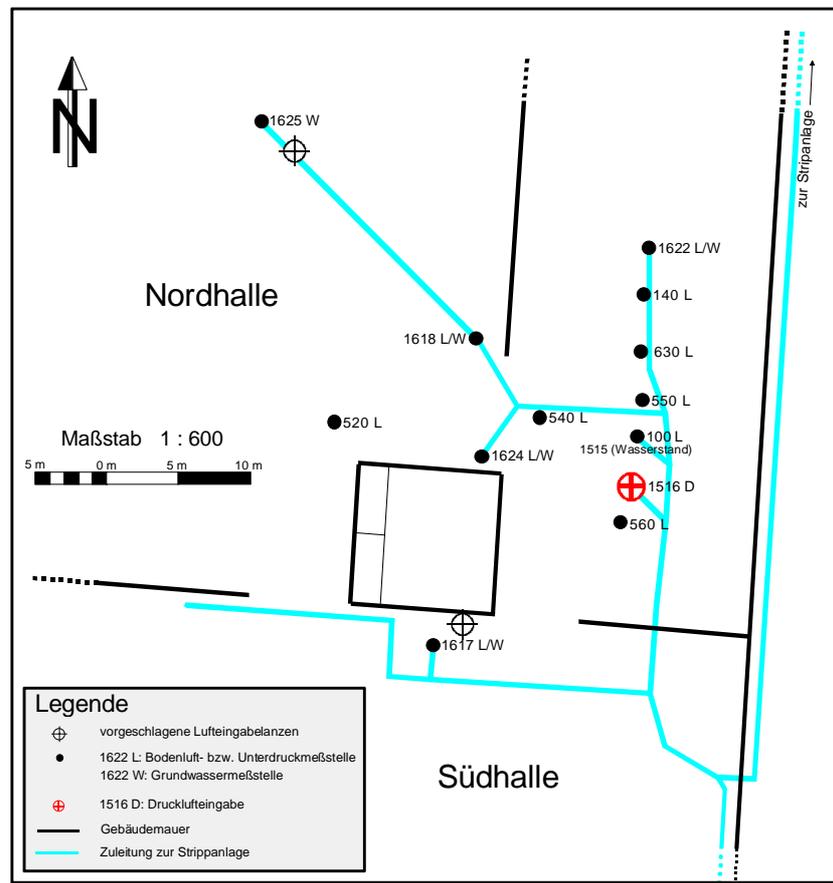


Abb. 60: Lageplan des Standortes Vorchdorf.

Bohrungen, die sich östlich von B1625 befinden (Abb. 60), also näher am Hangfuß liegen, der das Firmengelände östlich begrenzt, haben den Schlier bereits wesentlich flacher erbohrt.

Auf der Grundlage einer Stichtagsmessung in allen Brunnen und Grundwassermeßstellen auf dem Firmengelände wurde ein Grundwassergleichenplan erstellt. Hierbei ergab sich für den Bereich um den Brunnen 1516 ein natürlicher Grundwasserabstrom in Richtung West-Nord-West. Die Auswertung von Kurzpumpversuchen ergaben für diesen Bereich eine Transmissivität von ca.

$7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ . Der Grundwasserleiter am Standort Vorchdorf ist erheblich mit leichtflüchtigen chlorierten Kohlenwasserstoffen (LCKW) kontaminiert.

Als Drucklufteingabepunkt wurde der im Bereich des Schadstoffzentrums in der Nordhalle liegende Brunnen 1516 ausgewählt, da dieser Brunnen von anderen Sanierungsbrunnen halbkreisförmig umgeben wird und somit ein unkontrolliertes Abströmen der durch den Air Sparging Versuch mobilisierten Schadstoffe zuverlässig verhindert werden kann. Der nur wenige Meter entfernte Brunnen 1515 wurde zur Beobachtung des Wasserstandes herangezogen. Als Beobachtungs- und Sanierungsbrunnen dienten die ebenfalls in der Nordhalle in einem Abstand von bis zu 35 Meter zur Drucklufteingabestelle liegenden Brunnen 100, 1618, 1622, 1624 und 1625, sowie der in der Südhalle liegende Brunnen 1617. An diesen Brunnen wurden in regelmäßigen Abständen Beprobungen sowie Messungen des Sauerstoffgehaltes vorgenommen. Zur Beprobung der Bodenluft wurde die Bodenluftmeßstelle 140 sowie die Unterdruckmeßstellen 522, 541, 552, 561 und 631 herangezogen.

Nach dem Aufbau der Versuchsanordnung (Abb. 61) und einer ersten Beprobung aller Meßstellen und Brunnen am 22. 07. 96 wurde mit der Einblasung der entölten Druckluft am 23. 07. 1996 um 10:25 Uhr bei einem Überdruck von 600 hPa in den Brunnen 1516 begonnen.

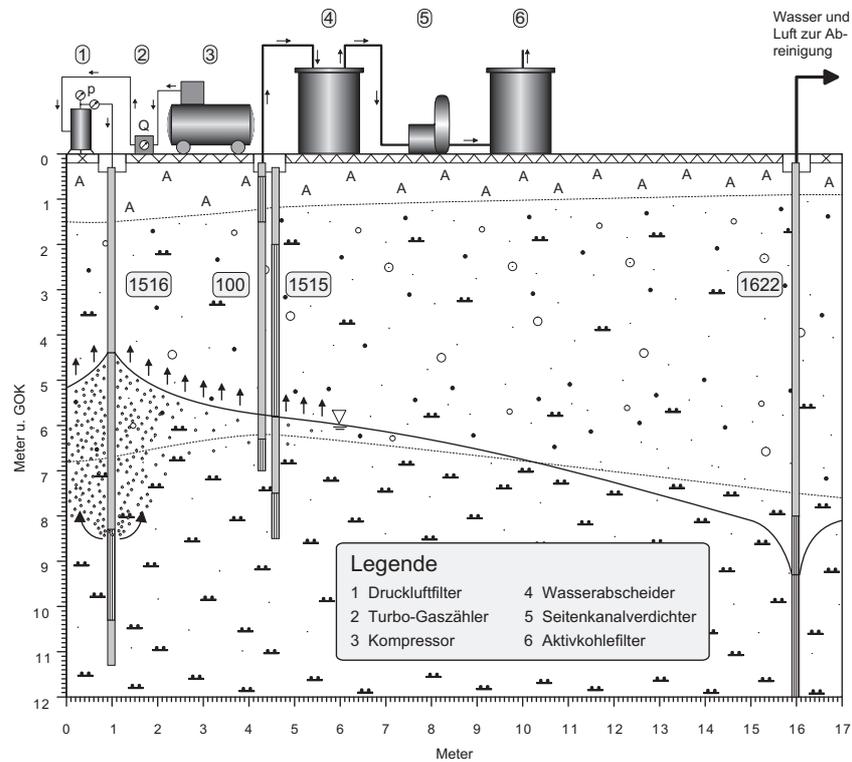


Abb. 61: Verfahrensschema der Drucklufteinblasung und vereinfachter geologischer Untergundaufbau.

Die Drucklufteinblasung wurde bis 26. 07. 96 um 7:16 Uhr fortgesetzt, wobei mehrmals der Einblasdruck geändert wurde. Am 25. 07. 96 vormittags wurde die Drucklufteinblasung für 190 min unterbrochen, um den Ausgangszustand im Grundwasserleiter wieder herzustellen. Bei einem Einpreßdruck von 600 hPa konnten maximal 4,93 m<sup>3</sup>/h Luft in den Grundwasserleiter eingeblasen werden.

## Wasserstand in 1515

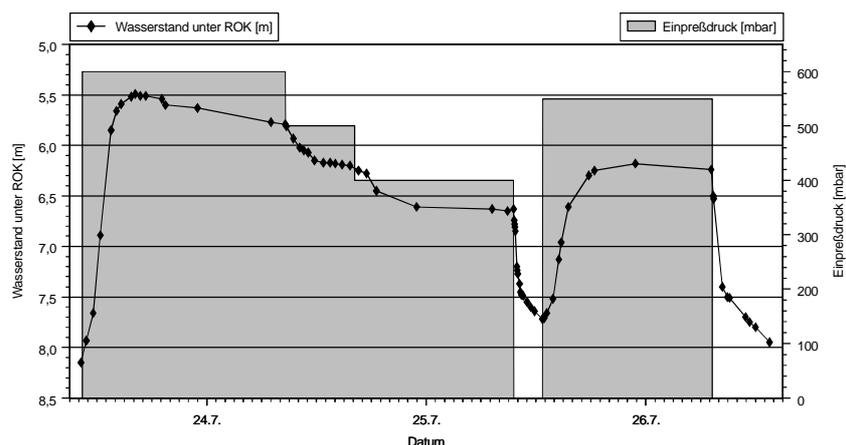


Abb. 62: Zeitliche Entwicklung der Wasserstände im Brunnen 1515.

Aufgrund der Drucklufteinblasung kam es zu einer Aufdomung des Grundwasserspiegels, die im 3,5 m von der Einblasstelle entfernt gelegenen Brunnen 1515 maximal 2,65 m betrug (Abb. 62). Hieraus läßt sich die Reichweite der Aufdomung auf 7–9 m abschätzen.

Die Entwicklung der in dem Förderwasser der Brunnen 1617, 1618, 1622 und 1625 gemessenen Sauerstoffgehalte läßt sich problemlos mit dem Verlauf der Drucklufteinblasung korrelieren. Eine Erfassung des Untergrundes durch die Drucklufteinblasung zwischen diesen Brunnen und der Einblasstelle konnte somit nachgewiesen werden.

Alle beprobten Grundwassersanierungsbrunnen zeigten einen deutlichen Anstieg der Schadstoffkonzentration parallel zur Drucklufteinblasung und darüber hinaus den Durchgang eines zweiten Schadstoffmaximums bei der Beprobung am 31. 07. 96. Dieser zweite Konzentrationspeak ist eindeutig auf die Ausbreitung von mobilisierten Schadstoffen in der weniger gut durchlässigen feinsandigen Schluffschicht des Grundwasserleiters zurückzuführen.

Die zeitliche Entwicklung der Schadstoffkonzentrationen bei den Bodenluftbrunnen ist eng mit der der Grundwasserbrunnen verknüpft und zeigt prinzipiell das gleiche Verhalten. Das ebenfalls auftretende zweite Schadstoffmaximum am 31. 07. 1996 verdeutlicht eindrucksvoll, daß es bereits beim Ein-

tritt von kontaminiertem Wasser in die Sanierungsbrunnen zu erheblichen Ausstripeffekten kommt (Abb. 63).

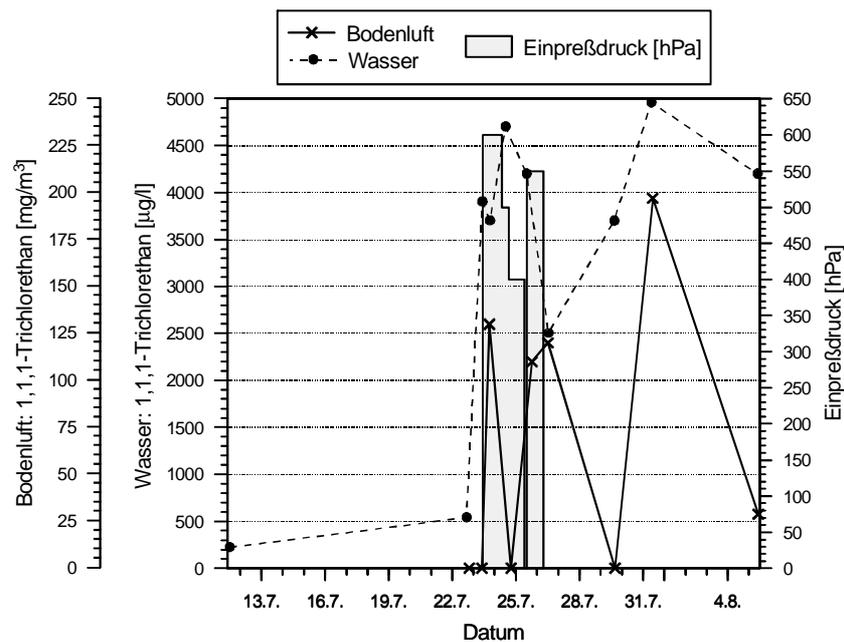


Abb. 63: Zeitlicher Verlauf der Schadstoffentwicklung im Sanierungsbrunnen 1617 (Wasser und Bodenluft).

Insgesamt konnten im Beobachtungszeitraum (Beginn der Drucklufteinblasung am 23. 07. 1996 bis zur letzten Probennahme am 05. 08. 1996) ca. 2,7 kg LCKW aus dem Untergrund entfernt werden. Von dieser Menge können gut 2/3 (ca. 1,8 kg) der Mobilisierung durch die Drucklufteinblasung zugeschrieben werden. Ungefähr 66% der gesamten Schadstoffmenge konnte über Bodenluftabsauganlagen gefördert werden, wobei die Absaugung über den Brunnen 100 den größten Anteil hieran hatte.

Die deutlichen Mobilisierungseffekte durch die Einblasung von Druckluft in den kontaminierten Grundwasserleiter machen dieses Vorgehen zu einer sinnvollen und effektiven sanierungsunterstützenden Maßnahme. Auf der Grundlage der Untersuchungsergebnisse wurde deshalb der routinemäßige Intervallbetrieb mit achtstündigen Einblasphasen und sechstägigen Einblas-

pausen für den Brunnen 1516 vorgeschlagen. Direkte Drucklufteinblasungen in die hochkontaminierten Brunnen 1617 und 1625 sind wegen der Gefahr von unkontrollierten Schadstoffverfrachtungen nicht empfehlenswert. Bei Errichtung von oberstromig gelegenen Drucklufteingabeln wäre die Drucklufteinblasung als unterstützende Sanierungsmaßnahme für die Bereiche dieser beiden Brunnen jedoch möglich.

Die vorgestellten Daten für den Air Sparging Versuch in Vorchdorf belegen eindrücklich die Eignung der Drucklufteinblasung in einen kontaminierten (geringmächtigen) Grundwasserleiter als wirkungsvolle und effiziente sanierungsbegleitende Maßnahme zur Erhöhung des Schadstoffaustrages. Eine umfassende Darstellung des durchgeführten Air Sparging Versuchs und eine detaillierte Dokumentation der Ergebnisse wird in BREH, SUTTHEIMER & HÖTZL (1996) und BREH, SUTTHEIMER & HOLUB (1997) gegeben.

## 5.4 Passive Sanierungsansätze

### 5.4.1 Begriffsbestimmung

MACDONALD & KAVANAUGH (1994) haben in einer Studie gezeigt, daß insbesondere LNAPL und DNAPL Kontaminationen bei inhomogen aufgebauten Grundwasserleitern und dem Auftreten der Kontaminanten in Phase nur schwer mit konventionellen „pump and treat“ Maßnahmen sanierbar sind. Sanierungszeiten von mehreren Jahren bis Jahrzehnten sind in solchen Fällen keine Ausnahme. Auf dem Hintergrund dieser Tatsachen hat sich in den letzten Jahren eine neue Technologie entwickelt, die als passives Sanierungsverfahren bezeichnet wird. Hierzu zählen vor allem die folgenden Verfahren:

1. Abkapselung des Schadenszentrums durch physikalische Barrieren (physical containment).
2. Ausnutzung der natürlichen Selbstreinigungskraft des Untergrundes (intrinsic remediation).
3. Reaktive Wände (treatment walls, in-situ reaction curtains).

Da die geringmächtigen Grundwasserleiter im allgemeinen zu den inhomogen aufgebauten Grundwasserleitern zu zählen sind, soll im folgenden auf Möglichkeiten und Grenzen ihrer Sanierung durch passive Sanierungstechnologien eingegangen werden.

#### 5.4.2 Kapselung der Kontamination

Bei der Abkapselung eines Schadensfalles wird der kontaminierte Untergrundbereich durch physikalische Barrieren z. B. Spund- oder Schlitzwände von seiner Umgebung getrennt und somit eine unkontrollierte Verfrachtung und Ausbreitung der Schadstoffe unterbunden (BUND DEUTSCHER GEOLOGEN 1988; DVWK 1991; MESECK & KNÜPFER 1994). Wird dieses Vorgehen von keinen weiteren Maßnahmen begleitet, so stellt es im strengen Sinne nur eine Sicherungs- und kein Dekontaminationsverfahren dar.

Es ist jedoch auch möglich, den abgegrenzten Bereich durch ein geeignetes Reinigungsverfahren von Schadstoffen zu befreien. Im Zusammenhang mit geringmächtigen Grundwasserleitern und z. B. LCKW-Schäden ist ein Vorgehen vorstellbar, bei dem der Kontaminationsherd gekapselt und dann durch Entwässerungsmaßnahmen trockengelegt wird (KOBUS & RINNERT 1983). Mit Hilfe von pneumatischen Sanierungsverfahren (z. B. Bodenluftabsaugung) können dann die Schadstoffe sehr viel besser aus dem Untergrund entfernt werden, als dies über den Wasserpfad möglich ist.

Am Standort Langen wurde dieses Vorgehen in leicht abgeänderter Form angewendet. Der Schadensbereich wurde nicht durch Schlitzwände abgekapselt, sondern es wurde eine Ringdrainage errichtet, die den Abstrom von kontaminiertem Grundwasser unterbindet und gleichzeitig eine effektive Absenkung des Wasserspiegels ermöglicht und somit bessere Voraussetzungen für die pneumatische Sanierung schafft. Durch diese Sanierungsvariante war es möglich, den Schadstoffaustrag wesentlich zu erhöhen.

Bei diesem Sanierungsansatz ist darauf zu achten, daß der gekapselte Bereich nicht über möglicherweise unbekannte hydraulische Verbindungen mit einem liegenden Grundwasserleiter in Kontakt steht.

#### 5.4.3 Natürliche selbständige Abreinigung

Gerade in der letzten Zeit, bei zunehmend knapperen Finanzmitteln für die Altlastensanierung, rückt ein neuer Ansatz zum Umgang mit Untergrundkontaminationen in den Vordergrund. Anstatt die Schadstoffe aktiv oder passiv aus dem Untergrund zu entfernen, wird auf die natürliche Selbstreinigungskraft des Untergrundes gesetzt und nur der erhoffte natürliche Abbau durch regelmäßige Untersuchungen dokumentiert (STAUFFER et al. 1995).

Je nach Konzentration und Gefährlichkeit der Schadstoffe, dem Untergrundaufbau sowie Lage und Nutzung des betroffenen Areals und unter Berücksichtigung der gesetzlichen Auflagen mag dieser Ansatz seine Berechtigung haben, aber im Zusammenhang mit kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern ist auf der Grundlage der gemachten Erfahrungen von diesem Vorgehen abzuraten.

Gelangen Schadstoffe in einen geringmächtigen Grundwasserleiter so wird die relative Schadstoffkonzentration in diesem Grundwasserleiter höher sein als in einem mächtigen, da das Verhältnis von Schadstoffmenge zu kontaminierbarer Wassermenge viel kleiner ist. Hohe bzw. extrem hohe Schadstoffkonzentrationen erschweren oder verhindern jedoch den natürlichen Schadstoffabbau (BECK & JONES 1995).

Überläßt man einen kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleiter sich selbst, so besteht die Gefahr, daß er quasi als Schadstoffreservoir dient und je nach hydraulischer Situation Schadstoffe in einen liegenden Hauptgrundwasserleiter abgibt (vgl. Abschnitt 2.2.5).

Auf jedem der von uns bearbeiteten Standorte mit kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern waren die Schadstoffkonzentrationen so hoch (selbst wenn der Schadstoffeintrag nachweislich mehrere Jahrzehnte zurück lag), daß bereits tiefere Grundwasserleiter verschmutzt wurden. Hier allein auf die natürliche Selbstreinigungskraft des Untergrundes zu hoffen, wäre ein nicht akzeptables Vorgehen.

#### 5.4.4 Reaktive Wände/Funnel and Gate Systeme

Untersuchungen über den Einsatz von reaktiven Wänden zur Sanierung kontaminierter Grundwasserleiter stellen zur Zeit, insbesondere in Nordamerika, einen Forschungsschwerpunkt dar. Bei diesem neuen Sanierungsansatz werden auf die Kontaminanten abgestimmte Feststoffe in den Grundwasserleiter eingebracht, die aufgrund der natürlichen Grundwasserströmung von der Abflußfahne einer Schadstoffquelle durchströmt werden. An den Feststoffen werden die Schadstoffkonzentrationen dann durch (bio-)geochemische Prozesse erheblich minimiert. Zur Sanierung von LCKW-Schadensfällen wird z. B. elementares Eisen (Eisenspäne) in den Untergrund eingebracht. Dies geschieht entweder durch einfaches Einschütten in Schlitzgräben oder das Versenken von durchströmbaren eisengefüllten Kassetten, die den Vorteil

haben, das sie zu einem späteren Zeitpunkt einfach ausgetauscht werden können.

Damit die reaktive Wand nicht über die ganze Abstrombreite errichtet werden muß, was ziemlich kostspielig wäre, wird häufig eine funnel and gate Konfiguration gewählt. Hierbei wird der Grundwasserabstrom durch in den Untergrund eingebrachte Absperrwände (funnel), z. B. Spundwände, gefaßt und durch die reaktive Wand (gate) geleitet. In Abbildung 64 ist der Aufbau eines funnel and gate Systems dargestellt.

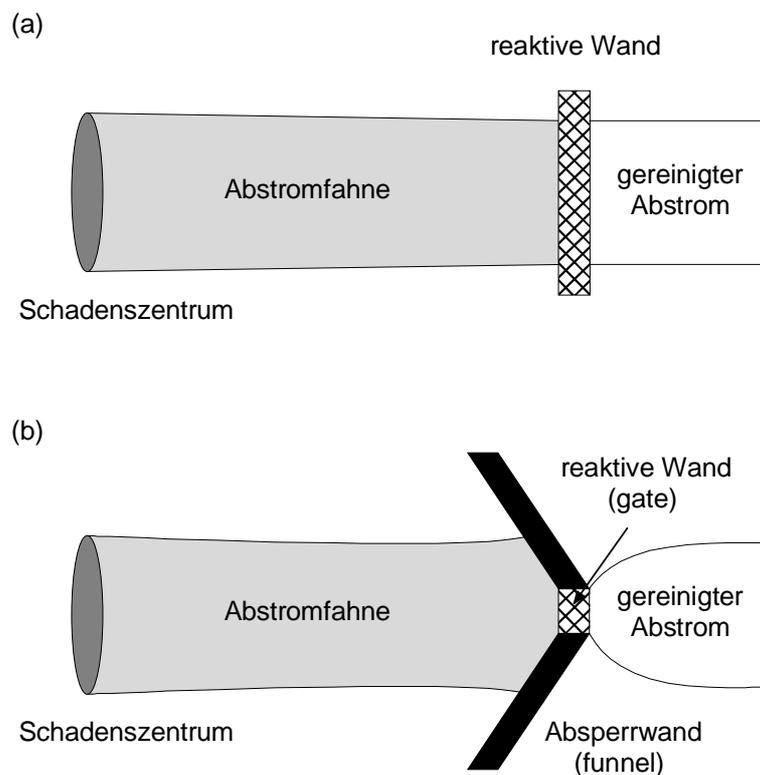


Abb. 64: Prinzipskizze einer reaktiven Wand (a) und eines funnel and gate Systems (b) (nach STARR & CHERRY 1994).

Ausführlich Darstellungen zu Aufbau, Wirkungsweise und Auslegung von reaktiven Wänden und funnel and gate Systemen werden von MCMURTY & ELTON (1985) und STARR & CHERRY (1994) gegeben.

Der Einsatz von reaktiven Wänden und funnel and gate Systemen zur Sanierung kontaminierter geringmächtigen Grundwasserleiter stellt eine interessante und vielversprechende Sanierungsalternative dar, deren Vor- und Nachteile für diesen Grundwasserleitertypus kurz aufgezeigt werden sollen.

Der sicherlich größte Vorteil des angesprochenen Verfahrens ist, daß seine laufenden Kosten sehr gering sind, da weder Wasser über Tage gefördert noch aufwendig aufbereitet werden muß. Dieser Vorteil wird durch die meist sehr langen Sanierungszeiten kontaminierter geringmächtiger Grundwasserleiter noch weiter vergrößert. Demgegenüber stehen jedoch relativ hohe Investitionskosten bei der Errichtung der unterirdischen Systemkomponenten. Da jedoch die geringmächtigen Grundwasserleiter oberflächennah liegen, kann man bei ihnen von erheblich geringeren Gestehungskosten ausgehen, als sie für normale Grundwasserleiter aufzubringen sind. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß funnel and gate Systeme von Untergrundinhomogenitäten zwar nicht unbeeinflusst bleiben, wie Untersuchungen von GALLINATTI & WARNER (1994) gezeigt haben, jedoch durch relativ einfache und preiswerte konstruktive Maßnahmen weitgehend kontrolliert werden können.

Den angesprochenen Vorteilen stehen jedoch auch einige Nachteile gegenüber. Damit das funnel and gate System den ganzen Grundwasserschaden abreinigen kann, muß der komplette Schadstoffabstrom erfaßt werden. Wie jedoch bereits mehrfach betont wurde, zeigen geringmächtige Grundwasserleiter mitunter sehr starke Schwankungen bei der Richtung der Grundwasserströmung. Dies hat zur Folge, daß die Länge und der Verlauf der Absperrwände so gewählt werden muß, daß immer die vollständige Erfassung der Abstromfahne gewährleistet ist, was mitunter sehr lange Absperrwände und somit hohe Baukosten erfordert.

Darüber hinaus können bei geringmächtigen Grundwasserleitern kurzfristig erhebliche Variationen der hydraulischen Gradienten auftreten, was sich nach DARCY unmittelbar auf die Abstandsgeschwindigkeit auswirkt. Da jedoch der Schadstoffabbau innerhalb der reaktiven Wand eine Funktion der Zeit ist, müssen zum Erreichen der geforderten Konzentrationen am Ausfluß in Abhängigkeit von der Ausgangskonzentration eine Mindestaufenthaltszeit in der reaktiven Wand garantiert werden. Erhöht sich z. B. der hydraulische Gradient im geringmächtigen Grundwasserleiter aufgrund eines Starknieder-

schlagsereignis um den Faktor 10, so nimmt auch die Fließgeschwindigkeit um diesen Faktor zu und die Aufenthaltszeit des kontaminierten Grundwassers beträgt nur noch ein Zehntel der ursprüngliche Zeit, was einen stark verminderten Schadstoffabbau und somit den Abstrom von kontaminiertem Wasser zur Folge hat.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Anwendung dieser neuen Sanierungstechnologie besteht darin, daß zur Planung der Anlage in vielen Fällen numerische Modellierungen der Strömungssituation notwendig sind, da nur so die einzelnen Systemkomponenten richtig auf die Untergrundbedingungen abgestimmt werden können. Für mächtige und weitgehend homogene Grundwasserleiter können hierfür einfache 2-D-Strömungsmodelle herangezogen werden. Im Gegensatz dazu muß bei den meist inhomogen aufgebauten geringmächtigen Grundwasserleitern ein 3-D-Strömungsmodell erstellt werden, wie es z. B. in Abschnitt 3.7 für den Standort Bruchsal versucht wurde. Die dort beschriebenen Probleme zeigen jedoch, daß es sehr schwierig ist, ein so geartetes hydraulisches System realitätsnah zu modellieren. In einem solchen Fall müssen daher erhebliche Sicherheitsreserven bei der Planung und Auslegung eines funnel and gate Systems mit eingeplant werden, was die Investitionskosten erheblich steigen läßt.

Berücksichtigt man die aufgezeigten Schwierigkeiten und Probleme durch entsprechende bauliche und technische Maßnahmen, so stellt der Sanierungsansatz reaktive Wand/funnel and gate eine interessante Alternative zu herkömmlichen „pump and treat“-Verfahren für die Reinigung von kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern dar. Dem Autor sind jedoch keine Beispiele aus der Literatur oder Praxis bekannt, in denen sie für diesen Grundwasserleitertypus bereits eingesetzt wurden. Eine abschließende Bewertung kann deshalb erst nach der Auswertung von entsprechenden Pilotprojekten gegeben werden.

## 5.5 Vergleichende Bewertung

Nach dem vorläufigen Abschluß der Untersuchungen zur Sanierung kontaminierter geringmächtiger Grundwasserleiter stellen sich die hydraulischen und kombinierten hydraulisch-pneumatischen Sanierungsverfahren als gut geeignet zur Reinigung dieses Grundwasserleitertypus dar. Jedoch müssen bei der technischen Ausführung dieser Verfahren die charakteristischen Eigenschaften der geringmächtigen Grundwasserleiter berücksichtigt werden. Die Aus-

wahl des richtigen Brunnentyps hängt in erster Linie vom Aufbau des Grundwasserleiters sowie der Größe des kontaminierten Bereichs ab, ist aber natürlich auch eine Kostenfrage.

Vertikalfilterbrunnen sind relativ preiswert und einfach zu errichten und in ihrer Ausführung als DUO-Brunnen eine besonders effektive Sanierungsvariante. Bei lateral weiter ausgedehnten Kontaminationen werden wegen der eingeschränkten Reichweiten der Absenktrichter jedoch eine größere Anzahl benötigt, was die Installations-, Energie und Wartungskosten negativ beeinflusst. Prinzipiell sollten bei der Errichtung von Vertikalfilterbrunnen möglichst große Bohr- und Filterrohrdurchmesser gewählt werden.

Der Einsatz von verlaufsgesteuerten Horizontalfilterbrunnen erlaubt eine sehr gute Erschließung des geringmächtigen Grundwasserleiters (große produktive Filterlänge), eine hohe Flexibilität bei der Trassenführung und erfordert selbst bei großen Filterlängen nur ein Pumpenaggregat. Diesen Vorteilen stehen die beträchtlichen Erstellungskosten als Nachteil gegenüber. Bei sehr geringmächtigen (< 0,5 m) und/oder stark in ihrer Tiefenlage schwankenden Grundwasserleitern ist von Horizontalfilterbrunnen abzuraten.

Da häufig nur kleine Förderraten in geringmächtigen Grundwasserleitern realisiert werden können, scheidet der Einsatz von konventionellen Tauchmotorpumpen in den meisten Fällen aus. Die besten Resultate wurden beim Einsatz einer großen regelbaren Peristaltikpumpe erzielt. Etwas schlechter schnitten niveaugesteuerte Garten- und Vakuumpumpen ab.

Bei Kontaminationen durch leichtflüchtige Schadstoffe ist ein Trockenlegen des Grundwasserleiters durch geeignete Maßnahmen (z. B. Ringdrainage, Einkapselung und Grundwasserentnahme) und eine daran anschließende pneumatische Sanierung eine sehr effektive Methode zur Reinigung des Untergrundes.

Das in-situ Strippen ist bei feinkörnigem Aufbau des geringmächtigen Grundwasserleiters eine hilfreiche sanierungsbegleitende Maßnahme, da es insbesondere im Kapillarwassersaum befindliche Schadstoffe, die weder von hydraulischen noch von pneumatischen Sanierungsverfahren gut erfaßt werden, mobilisieren bzw. ausstripfen kann.

Von den passiven Sanierungsverfahren bietet sicherlich das funnel and gate System die besten Aussichten für die effiziente und erfolgreiche Sanierung eines geringmächtigen Grundwasserleiters. Abschließend kann dies aber erst

nach der Auswertung von noch durchzuführenden Pilotprojekten geklärt werden.

Bei kleinräumigen und oberflächennahen Kontaminationen, bei denen aber größere Mengen Schadstoff in Phase in den Grundwasserleitern eingedrungen sind, sollte die Auskofferung des Schadenszentrums also ein ex-situ Sanierungsverfahren in Betracht gezogen werden.

## 6 Zusammenfassung

Mit zunehmender Erkenntnis über die Gefahr, die Untergrundkontaminationen für Mensch und Umwelt darstellen, wurden in der zurückliegenden Zeit zahlreiche Erkundungs- und Sanierungsverfahren entwickelt und in der Praxis erprobt. Im Zuge dieser Arbeiten wurde zwar die Problematik der Erkundung und Sanierung oberflächennaher geringmächtiger Grundwasserleiter erkannt, aber nie als eigenständiges Thema bearbeitet. Im Rahmen eines vom Projekt Wasser - Abfall - Boden geförderten Forschungsprojektes konnte dies nun nachgeholt werden.

Oberflächennahe geringmächtige Grundwasserleiter lassen sich im Hinblick auf Erkundung und Sanierung aufgrund ihrer charakteristischen Eigenschaften zu einem operationell definierten eigenständigen Grundwasserleitertyp zusammenfassen. Wegen ihrer Geringmächtigkeit und Oberflächennähe zeigen diese Grundwasserleiter bei Wasserstand und Grundwasserfließrichtung eine ausgeprägte Abhängigkeit von Niederschlagsereignissen, was durch einen häufig inhomogenen Untergrundaufbau noch verstärkt werden kann. Hinzu kommt, daß sie mit liegenden Grundwasserleitern in hydraulischem Kontakt stehen können, was ihre Bearbeitung weiter erschwert und vor allem die Gefahr von nicht erkannten Sekundärkontaminationen in einem tieferen Hauptgrundwasserleiter erhöht.

Zur detaillierten wissenschaftlichen Untersuchung eines geringmächtigen Grundwasserleiters wurde am Projektstandort Bruchsal ein 80 x 40 m großes Testfeld eingerichtet. Auf ihm wurden zwölf neue Meßstellen gebaut, so daß mit den bereits vorhandenen insgesamt 18 Meßstellen für die Beobachtung des maximal 0,7 m mächtigen, gespannten Grundwasserleiters zur Verfügung standen. Über Rammkernsondierungen konnte der inhomogene Aufbau des Testfelduntergrundes sowie Aufbau und Verlauf des untersuchten Grundwasserleiters ermittelt werden. Mit Hilfe von Drucksonden und wöchentlichen Stichtagsmessungen war eine genaue Beschreibung der Strömungsverhältnisse und ihrer zeitlichen Variabilität möglich. Es konnte für den Standort gezeigt werden, daß über einen längeren Zeitraum gemittelte Wasserstandsdaten eine zuverlässige Bestimmung der für die Schadstoffausbreitung wichtigen mittleren Strömungsrichtung erlauben.

Desweiteren wurden in allen Meßstellen hydraulische Tests durchgeführt, deren Ergebnisse zusammen mit den anderen Daten als Grundlage für die numerische Modellierung der Strömungssituation im geringmächtigen

Grundwasserleiter herangezogen wurde. Für eine stationäre Grundwasserströmung war eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Wirklichkeit zu erreichen. Eine instationäre Berechnung war aufgrund der Dominanz der festzulegenden Randbedingungen bei der relativ kleinen Grundfläche des numerischen Modells nicht möglich.

Für die Erkundung kontaminierter geringmächtiger Grundwasserleiter wird ein speziell auf diesen Grundwasserleitertyp abgestimmtes ausführliches Erkundungsschema vorgestellt, bei dem die einzelnen Erkundungsschritte eine immer detailliertere Beschreibung der Untergrund- und Kontaminationsverhältnisse erlauben. Für die Durchführung von Rammkernsondierungen sowie deren Anzahl und Verteilung werden anhand von Beispielen allgemeingültige Aussagen getroffen. Zur flächenhaften Interpolation punktuell gewonnener Daten wird das Kriging-Verfahren vorgestellt und seine korrekte Anwendung erklärt. Desweiteren wird auf den richtigen Ausbau von Grundwassermeßstellen in geringmächtigen Grundwasserleitern eingegangen.

Ausführlich werden die verschiedenen Verfahren zur Bestimmung der hydraulischen Durchlässigkeit wie die Auswertung von Korngrößenanalysen und die Durchführung von Pump-/Wiederanstiegsversuchen erläutert. Da für die korrekte Auswertung von hydraulischen Versuchen bestimmte Voraussetzungen erfüllt sein müssen, wurde deren Gültigkeit in geringmächtigen Grundwasserleitern eingehend untersucht. Es konnte nachgewiesen werden, daß bei richtiger Wahl von Förderbrunnen und Meßstellen sowie der Verwendung einer geeigneten Pumpe eine zuverlässige Bestimmung der hydraulischen Parameter für gespannte und freie geringmächtige Grundwasserleiter möglich ist. Zur Berechnung der bei großen Absenkungen des Betriebswasserstandes in Vertikalfilterbrunnen auftretenden Sickerstrecken, die eine vollständige Absenkung des Grundwasserspiegels verhindern, wurde ein zuverlässiges Verfahren nach KASHEF angegeben.

Die computergestützte Auswertung von Wiederanstiegsversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern wurde mit Geradlinienauswertungsverfahren verglichen. Hierbei konnten wichtige Erkenntnisse über die Auswertung von Wiederanstiegsversuchen in halbgespannten Grundwasserleitern geringer Mächtigkeit nach dem Geradlinienverfahren gewonnen werden. Abgeschlossen wird das Erkundungskapitel mit Betrachtungen zur Durchführung von Tracerversuchen in geringmächtigen Grundwasserleitern. Anhand von Fallbeispielen über die Verwendung von Salz- und Fluoreszenzfarbtracern wurden die Einsatzmöglichkeiten zur Klärung hydrogeologischer Fragestellungen aufgezeigt.

Bei der Wahl von Sanierungsverfahren zur Reinigung oberflächennaher geringmächtiger Grundwasserleiter ist es notwendig, deren charakteristische Eigenschaften sowie schadstoffspezifische Überlegungen zu berücksichtigen. Hydraulische in-situ Sanierungsverfahren mit Grundwasserentnahme (pump and treat) stellen das in der Praxis am häufigsten angewendete Sanierungsverfahren zur Reinigung geringmächtiger Grundwasserleiter dar. Anhand von theoretischen Überlegungen und Erfahrungen aus der Sanierungspraxis konnte gezeigt werden, daß insbesondere auf die meist geringe Ergiebigkeit des Grundwasserleiters durch die Wahl geeigneter Brunnenanlagen und Pumpenaggregate reagiert werden muß. Vertikalfilterbrunnen mit kombinierter Wasser- und Luftförderung (z. B. DUO-Brunnen) sowie verlaufsgesteuerte Horizontalfilterbrunnen und der Einsatz von großen regelbaren Peristaltikpumpen sind wirkungsvolle technische Lösungen für dieses Problem.

Am Projektstandort Bruchsal wurden zahlreiche Untersuchungen an einem Horizontalfilterbrunnen durchgeführt, die sowohl die Möglichkeiten aber auch die Grenzen des Einsatzes dieser Brunnenvariante in einem Grundwasserleiter sehr geringer Mächtigkeit aufgezeigt haben. Die gute Eignung des in-situ Strippens als unterstützende Sanierungsmaßnahme konnte am Standort Vorchdorf verdeutlicht werden. Von den passiven Sanierungsverfahren wurden die reaktiven Wände bzw. funnel and gate Systeme und die Einkapselung der Schadstoffe in Kombination mit hydraulischen und pneumatischen Sanierungsmaßnahmen näher untersucht. Letzteres hat am Standort Langen, an dem die Einkapselung in Form einer Ringdrainage ausgeführt wurde, gute Resultate erbracht. Über die Eignung von funnel and gate Systemen zur Reinigung von kontaminierten geringmächtigen Grundwasserleitern kann erst nach dem Vorliegen von Geländeergebnissen abschließend entschieden werden.



## 7 Literatur

- ACAR Y. B., ALSHAWABKEH, A. N. (1993): Principles of Elektrokinetik Remediation. – Environ. Sci. Technol., **27** (13): 2638–2647, 7 Abb., 2 Tab.
- ARBEITSKREIS „HUMAN- UND ÖKOTOXIKOLOGISCHE BEWERTUNG VON MARKIERUNGSMITTELN IN GEWÄSSERN“ (1997): Human- und ökotoxikologische Bewertung von Markierungsmitteln in Gewässern. – Grundwasser, Z. Fachsektion Hydrogeol. Dt. Geol. Ges., **2** (2): 61–64, 2 Tab.; Hannover.
- BAEHR, A. L., HOAG, G. E., MARLEY, M. C. (1989): Removing Volatile Contaminants from the Unsaturated Zone by Inducing Advective Airphase Transport. – Journal of Contaminant Hydrology, **4**: 1–26; Amsterdam (Elsevier Science Publishers B.V.).
- BALDAUF, G. (1985): Removal of Volatile Halogenated Hydrocarbons by stripping and/or Activated Carbon Adsorption. – Water Supply, **3**: 187–196; Washington, DC.
- BARKER, J. F., NICHOLSON, R. V., SMYTH, D., RUDOLPH, D. L., GREENHOUSE, J. P., GUDJURGIS, P., MOLSON, J., FRIND, E. O., SUDICKY, E. A. (1994): Subsurface assessment for contaminated sites Handbook. – Canadian Council of Ministers of the Environment.
- BARKOWSKI, D., GÜNTHER, P., HINZ, E., RÖCHERT, R. (1991): Altlasten. Handbuch zur Ermittlung und Abwehr von Gefahren durch kontaminierte Standorte. – Schriftenr. der Stiftung Ökologie und Landbau, **56**, Alternative Konzepte, 3. Aufl.: 382 S.; Karlsruhe (Müller).
- BARTZ, J. (1982), mit Beitr. von VON DER BRELIE, G., & MAUS, H.: Quartär und Jungtertiär II im Oberrheingraben im Großraum Karlsruhe. – Geol. Jb., **A 63**: 3–237, 28 Abb., 8 Tab., 2 Taf.; Hannover (E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung).
- BAUER, P. (1994): Verbesserung bestehender und Einführung neuer Erkundungs- und Sanierungstechniken für flüchtige organische Verbindungen in geologischen Problemzonen. Untersuchungen im Rahmen einer konkreten Sanierungsmaßnahme. – unveröff. Diplomarbeit, Univ. Karlsruhe: IX + 99 S., 29 Abb., 23 Tab., 8 Anl.; Karlsruhe.
- BAUMGARTNER, A. (1990): Allgemeine Hydrologie, quantitative Hydrologie. – XXXVII + 673 S., 127 Tab.; Berlin; Stuttgart (Bornträger).

- BECK, A. J., JONES, K. C. (1995): Limitations to the in-situ remediation of soils contaminated with organic chemicals in relation to the potential to achieve clean-up criteria. – In: BRINK, W.J. VAN DEN, & BOSMAN, R., & ARENDT, F. [Hrsg.]: Contaminated Soil '95. Proceedings of the Fifth International FZK/TNO Conference on Contaminated Soil, 30 October - 3 November 1995, Maastricht, The Netherlands: 327–336, 1 Abb.; Dordrecht, Boston, London (Kluwer Academic Publishers).
- BEYER, W. (1964): Zur Beschreibung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden. – Z. Wasserwirtschaft - Wassertechnik WWT, **14**: 165–168; Berlin.
- BIESKE, E. (1992): Bohrbrunnen. – 7. Aufl.: 417 S., 27 Tab.; München, Wien (R. Oldenbourg Verl.).
- BÖHLER, U. (1991): In-Situ-Strippen als Sanierungsmaßnahme bei LCKW-Grundwasserkontaminationen: Felduntersuchungen zur Wirkungsweise. – Dissertation am Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe: XIV + 147 S., 62 Abb, 11 Tab.; Karlsruhe.
- BÖHNKE, B., PÖPPINGHAUS, K. (1990): Technologieregister zur Sanierung von Altlasten (TERESA). – Umweltbundesamt, Fachgeb. III 2.2; Projektträgerschaft Abfallwirtschaft und Altlastensanierung i. A. des BMFT, Förderkennzeichen 1460505.
- BOHLEBER, A. (1992): Quantifizierung von Bodenwasserbewegung unter kombiniertem Einsatz von Neutronen- und Gamma-Gamma-Sonde-Untersuchungen am Beispiel des Standortes Weiherbachtal im Kraichgau (Baden-Württemberg). – Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, **18**: 174 S.; Karlsruhe.
- BRAUNS, J. (1981): Grenzabsenkung von Grundwasserbrunnen. – Veröffentl. Inst. Bodenmechanik u. Felsmechanik Univ. Karlsruhe. Beitr. Erddambau u. Grundbau, **87**: 1–32, 15 Abb.; Karlsruhe.
- BREH, W. (1994): Erkundung eines kontaminierten Stauwassergeringleiters zur Sanierungsplanung mit begleitender geologischer und hydrogeologischer Kartierung zwischen Bruchsal und Forst (Baden-Württemberg) nach der Horizontschnittbalkenmethode. – unveröff. Diplomarbeit, Univ. Karlsruhe: IX + 78 S., 29 Abb., 8 Tab., 3 Kt., 2 Anl.; Karlsruhe.

- BREH, W., FRANK, K., BUHL, J., HÖTZL, H. (1996): Horizontalfilterbrunnen zur Sanierung eines LCKW-belasteten geringmächtigen Grundwasserleiters. – TerraTech Zeitschrift für Altlasten und Bodenschutz, **5**: 43–44, 3 Abb.; Mainz.
- BREH, W., SUTTHEIMER, J. & HÖTZL, H. (1996): Abschlußbericht zur Durchführung eines Air-Sparging-Versuches in einem geringmächtigen Grundwasserleiter am Standort ACAMP/Vorchdorf. – Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Universität Karlsruhe, unveröff. interner Ber.: 38 S., 15 Abb., 3 Tab., 54 Anh.; Karlsruhe.
- BREH, W., SUTTHEIMER, J. & HOLUB, B. (1997): Air-Sparging als begleitende Sanierungsmaßnahme an einem LCKW-kontaminierten Industriestandort. – Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, **50**: 8 Abb.; Karlsruhe (in Druck).
- BUCHAN, S. (1958): Variations in mineral contents of some ground waters. – Proc. Soc. Water Treatment a. Examination, **7**: 11–29; London.
- BUND DEUTSCHER GEOLOGEN [Hrsg.] (1988): Bewertung von Sanierungsverfahren für Boden- und Grundwasserunreinigungen aus Sicht der Geologen. – Schr. Bundesverb. Dt. Geol. (BDG), AK Umweltgeol., **3**; Bonn (Eigenverlag).
- BUNDESANSTALT FÜR GEOWISSENSCHAFTEN UND ROHSTOFFE & GEOLOGISCHE LANDESÄMTER IN DER BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND [Hrsg.] (1994): Bodenkundliche Kartieranleitung. – 4. verbes. u. erweit. Aufl.: 392 S., 33 Abb., 91 Tab.; Hannover (in Kommission: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart).
- CZURDA, K. (1990): Sanierung bindiger Böden, reduzierte Erfolgsaussichten durch das spezifische Transportverhalten und Rückhaltevermögen. – IWS-Schriftenreihe **10**: 125–146; Berlin (E. Schmidt Verlag).
- DAVIS, J. C. (1986): Statistics and Data Analysis in Geology. – 2. Ed.: X + 646 S.; New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore (John Wiley & Sons).
- DAWSON, K. J. & ISTOK, J. D. (1991): Aquifer Testing. Design and Analysis of Pumping and Slug Tests. – XVIII + 344 S.; Chelsea (Lewis Publishers).
- Deutsche Normen (Beuth-Vertrieb; Berlin, Köln, Frankfurt a. M.)
- DIN 4047 Teil 10: Landwirtschaftlicher Wasserbau, Begriffe; Der Boden als Pflanzenstandort.

- DIN 4049 Teil 3: Hydrologie; Begriffe zur quantitativen Hydrologie.
- DIN 18123: Baugrund, Untersuchungen von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung.
- DIN 18130 Teil 1: Baugrund, Untersuchungen von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts; Laborversuche.
- DVGW (1983): Ermittlung, Darstellung und Auswertung der Korngrößenverteilung wasserleitender Lockergesteine für Brunnenbau und für hydrogeologische Untersuchungen. – DVGW-Regelwerk des Deutschen Vereins des Gas- und Wasserfaches, Merkblatt **W 113**: 17 S., 5 Abb.; Eschborn.
- DVGW (1988): Bau und Betrieb von Grundwasserbeschaffenheitsmeßstellen. – DVGW-Regelwerk des Deutschen Vereins des Gas- und Wasserfaches, Merkblatt **W 121**: 18 S., 4 Abb.; Eschborn.
- DVWK [Hrsg.] (1990): Einflüsse von Meßstellenausbau und Pumpmaterial auf die Beschaffenheit einer Wasserprobe. – DVWK Mitteilungen, **20**: 153 S., 17 Abb., 2 Tab.; Hamburg (Paul Parey).
- DVWK [Hrsg.] (1991): Sanierungsverfahren für Grundwasserschadensfälle und Altlasten - Anwendbarkeit und Beurteilung. – DVWK Schriften, **98**: XVI + 228 S., 95 Abb., 36 Tab.; Hamburg (Paul Parey).
- EHRENBERGER, R. (1928): Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. – Z. Österr. Ing.- u. Arch.-Verein, **1928**: 71–112, 25 Abb.; Wien.
- EISELE, G. (1989): Labor- und Felduntersuchungen zur Ausbreitung und Verteilung leichtflüchtiger chlorierter Kohlenwasserstoffe (LCKW) im Übergangsbereich wasserungesättigte/wassergesättigte Zone. – Tübinger Geowiss. Arbeiten, Reihe C, **2**: II + 84 S., 28 Abb., 32 Tab.; Tübingen.
- FANK, J.; FUCHS, K. (1996): Ein Verfahren zur Optimierung bestehender Grundwasserstandsmeßstellennetze erarbeitet am Beispiel des Leibnitzer Feldes (Steiermark, Österreich). – Beitr. zur Hydrogeol., **47**: 7–54, 17 Abb., 5 Tab.; Graz.
- FERRIS, J. G., KNOWLES, D. B., BROWN, R. H. & STALLMAN, R. W. (1962): Theory of aquifer tests. – Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I: 305–318, 5 Abb., 3 Tab.; Washington DC.
- FRANZIUS, V., STEGMANN, R., WOLF, K., BRANDT, E. (1994): Handbuch der Altlastensanierung. – Heidelberg (R. V. Decker's Verlag).

- FREEZE, R. A. & CHERRY, J. A. (1979): Groundwater. – XVI + 604 S.; Englewood Cliffs (Prentice-Hall).
- GALLINATI, J. D. & WARNER, S. D. (1994): Hydraulic Design Considerations for Permeable In-Situ Groundwater Treatment Walls. – MSC/NGW A94. ABS, 1–2.
- GEFELL, M. J., THOMAS, G. M., ROSSELLO, S. J. (1994): Maximum Water-Table Drawdown at a Fully Penetrating Pumping Well. – Ground Water, **32** (3): 411–419, 6 Abb., 3 Tab.; Worthington, Ohio (Water Well Journal Publ. Co.).
- GOLDEN SOFTWARE, INC. (1996): Manual Surfer 6.0.
- GWINNER, M. P. (1965): Geometrische Grundlagen der Geologie. – IV + 154 S., 262 Abb., 10 Tab.; Stuttgart (E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung).
- HAHN, R., DÜRR, M. (1992): Bodenluftuntersuchungen auf CKW und BTX mit einem tragbaren Gaschromatographen. – Wasser & Boden, **2**: 71–74; Bonn (Parey Verlag).
- HANSTEIN, P. (1993): LEAKY 2.0. Auswertung von Pumpversuchen. – 50 S., 8 Abb., 5 Tab.; Karlsruhe (Eigenverlag).
- HANSTEIN, P. (1995): Modellrechnung der Grundwasserströmung unter Berücksichtigung komplexer geologischer Verhältnisse am Beispiel der Sonderabfalldeponie Malsch. – Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, **36**: XII + 114 S., 56 Abb., 9 Tab.; Karlsruhe.
- HANTUSH, M. S. (1964): Hydraulics of Wells. – In: CHOW, V. T. [Ed.]: Advances in Hydroscience, **1**: 281–432, 31 Abb., 9 Tab.; New York, London (Academic Press).
- HANTUSH, M. S. & JACOB, C.E. (1955): Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. – Trans. Am. Geoph. Union, **36**: 95–100, 1 Abb., 3 Tab.; Richmond, Va.
- HANTUSH, M. S. & THOMAS, R. G. (1966): A method for analyzing a drawdown test in anisotropic aquifers. – Water Resources Research, **2**: 281–285; Washington DC.
- HASKELL, E. E. & BIANCHI, W. C. (1967): The Hydrologic and Geologic Aspects of a Perching Layer - San Joaquin Valley, Western Fresno County, California. – Groundwater, **5** (4), 12–17; Worthington, Ohio (Water Well Journal Publ. Co.).

- HENNIG, J.-D. (1986): Gedanken zum Bau und zur Beprobung von Grundwassermeßstellen. – Neue DELIWA-Zschr., **37**: 181–189, Hannover.
- HERTH, W. & ARNDTS, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. – 3. Aufl., XVII + 357 S., 152 Abb., 13 Tab.; Berlin (Ernst & Sohn Verlag).
- HINCHEE, R. E., MILLER, R. N. & JOHNSON, P. C. [Eds.] (1995): In situ aeration: air sparging, bioventing, and related remediation processes. – IX + 617 S.; Columbus, Richland (Battelle Press).
- HÖLTING, B. (1989): Hydrogeologie. – IV + 396 S., 109 Abb., 39 Tab.; Stuttgart (Enke).
- HOMRIGHAUSEN, R., LÜDECKE, U. (1990): Ausbau von Grundwassermeßstellen: Dichtigkeit von Ausbaumaterialien und Wirksamkeit von hydraulischen Barrieren im Ringraum. – bbr, **41**: 376–383; Köln.
- HOWARD, P. C. & WATKINS, M. L. (1991): A Perched Aquifer System in the Cohansey Sand, New Jersey. – Ground-Water Management, **7**, 849–863; Dublin.
- HUSMANN, M. (1996): Inhomogener Sickerwassertransport in der ungesättigten Zone des Weiherbach-Gebietes. – Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, **43**: XV + 157 S., 53 Abb., 10 Tab.; Karlsruhe.
- INSTITUT DR. NEUMAYR GMBH & LEHRSTUHL FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE DER UNIVERSITÄT KARLSRUHE (1996): Verbesserung von Erkundungs- und Sanierungstechniken in geologischen Problembereichen mit Kontaminationen durch flüchtige organische Stoffe. – Abschlußbericht zum DBU-Forschungsvorhaben DBU-Az. 02732: IX + 109 S., 35 Abb., 16 Tab.; Crailsheim, Karlsruhe.
- JACOB, C. E. (1963a): Determining the permeability of water-table aquifers. In: BENTALL, R. [Hrsg.] (1963): Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown. – Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I: 245–271, 8 Abb., 5 Tab.; Washington, DC.
- JACOB, C. E. (1963b): The recovery method for determining the coefficient of transmissibility. In: BENTALL, R. [Hrsg.] (1963): Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown. – Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I: 283–292, 5 Abb.; Washington, DC.
- KÄSS, W. (1992): Markierungstechnik. – XIV + 519 S., 234 Abb., 30 Tab., 4 Farbtbf.; Stuttgart, Berlin (Borntraeger).

- KASHEF, A.-A. I. (1965): Exact Free Surface of Gravity Wells. – J. hydraulics division 4, Proceedings ASCE: 167–183, 5 Abb., 2 Tab.
- KESSLER, J. H., HUNT, J. R. (1994): Dissolved and colloidal contaminant transport in a partially clogged fracture. – Water Resources Research, **30** (4): 1195–1206; Washington, DC.
- KINZELBACH, W. & RAUSCH, R. (1995): Grundwassermodellierung. Eine Einführung mit Übungen. – VII + 283 S., 223 Abb., 15 Tab., 2 Disketten; Stuttgart, Berlin (Borntraeger).
- KOBUS, H., RINNERT, B. (1983): Hydraulische Möglichkeiten zur Grundwassersanierung im Bereich von Altablagerungen. – Mitt. Inst. Wasserbau, Univ. Stuttgart, **54**: 311–384; Stuttgart.
- KRUSEMANN, G. P., DE RIDDER, N. A. (1970): Analysis and evaluation of pumping test data. – Int. Inst. F. Land Reclamation and Improvement Wageningen, Bulletin **11**: 200 S., 61 Abb., 29 Tab.; Wageningen.
- KUIPER, L. K. (1972): Drawdown in a Finite Circular Aquifer with Constant Well Discharge. – Water Resources Research, **8** (3): 734–736, 1 Abb.; Washington, DC.
- LAIDLAW, I. M. S., SMART, P. L. (1982): An evaluation of some orange fluorescent dyes. – Beitr. Geol. Schweiz-Hydrol., **28** (I): 113–117; Bern (Kümmerly & Frey).
- LANGGUTH, H.-R. & VOIGT, R. (1980): Hydrogeologische Methoden. – XI + 486 S., 156 Abb., 72 Tab.; Berlin, Heidelberg, New York (Springer).
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG [Hrsg.] (1995): Hydraulische und pneumatische in-situ Verfahren. – Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle, Bd. **16**: VI + 390 S.; Karlsruhe (Eigenverlag der LfU).
- MAROTZ, G (1984): Reinigung organisch belasteter Gewässer durch Luftstrippen. – Wasserwirtschaft **74**: 494–498.
- MATHERON, G. (1963): Principles of Geostatistics. – Economic Geology, **58**: 1246–1266; Lancaster, Pa. (The Economic Geol. Publ. Co.).
- MATTHESS, G. (1990): Die Beschaffenheit des Grundwassers. – Lehrbuch der Hydrogeologie, Bd. **2**, 2. Aufl.: X + 498 S., 139 Abb., 116 Tab.; Berlin, Stuttgart (Gebr. Borntraeger).

- MAZUR, W., DENZLER, S., SCHNEIDER, F., STADLER, W. (1988): Bodenluftabsaugung und In-situ-Strippen. – unveröff. Bericht zum Forschungsauftrag AZ: 12/0415.1 im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz BWB; Karlsruhe.
- MCMURTY, D. C. & ELTON, R. O. (1985): New approach to in-situ treatment of contaminated groundwaters. – *Environmental Progress*, **4** (3): 168–170.
- MESECK, H., KNÜPFER, J. (1994): Generelle Verfahren der Einkapselung von Altlasten - Überblick. – In: FRANZIUS, V., STEGMANN, R., WOLF, K., BRANDT, E. (1994): *Handbuch der Altlastensanierung*. – Heidelberg (R. V. Decker's Verlag).
- MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG (1988a): *Altlastenhandbuch. Teil 1: Altlastenbewertung*. – Stuttgart (Verlag Hans-Curt Flemming).
- MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG (1988b): *Altlastenhandbuch. Teil 1: Untersuchungsgrundlagen*. – Stuttgart (Verlag Hans-Curt Flemming).
- MINISTERIUM FÜR UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG & MINISTERIUM FÜR UMWELT UND GESUNDHEIT RHEINLAND-PFALZ (1988): *Hydrogeologische Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung im Raum Karlsruhe Speyer*. – 111 S., 23 Abb., 9 Tab., 11 Kt.; Stuttgart, Mainz.
- MOENCH, A. F. & PRICKETT, T.A (1972): Radial Flow in an Infinite Aquifer Undergoing Conversion from Artesian to Water Table Conditions. – *Water Resources Research*, **8** (2): 494–499, 4 Abb., 1 Tab.; Washington, DC.
- MULLICAN III, W. F. (1992): The Role of a Perched Aquifer in Contaminant Transport at a Proposed Superfund Site on the Southern High Plains of Texas. – In: *Abstracts with Programs. Geological Society of America, 1992 Annual Meeting*. 252 S.
- MULLICAN III, W. F., FRAYAR, A. E. & JOHNS, N. D. (1994): Vertical Transport of Contaminants Through Perched Aquifers to the Ogallala Aquifer, Pantex Plant Area, Southern High Plains, Texas. – In: DATTON, A. R. [Hrsg.]: *Toxic Substances and the Hydrologic Sciences*: 547–562, 5 Abb., 1 Tab.; Minneapolis.
- NAHOLD, M. E. (1996): Zur Sanierung von CKW-Kontaminationen in komplexen Grundwasserleitern. – *Schr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **32**: XI + 300 S., 123 Abb., 23 Tab.; Karlsruhe.

- NAHOLD, M. E. & SASS, I. (1994): Ein neuartiger Brunnentyp zur kombinierten In-Situ-Sanierung von Bodenluft und Stauwasserkontaminationen. – unveröff. Ber. DBU-Forschungsprojekt., Lehrst. Angew. Geol. Prof. Hötzl, Univ. Karlsruhe: 4 S., 2 Abb.; Karlsruhe.
- NEUMAN S. P. (1974): Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response. *Water Resources Research*, **10** (2): 303–312; Washington, DC.
- PATTON, K. R. (1993): Investigation of the Potential Relationship Between Chlorinated Volatile Organic Compounds in a Perched Aquifer and a Regional Aquifer. – *Groundwater*, **31** (5), 845 - 846; Worthington.
- POWERS, J. P. (1981): *Construction Dewatering. A Guide to Theory and Practice.* – XXII + 484 S.; New York, Chichester, Brisbane, Toronto (John Wiley & Sons).
- REINHARDT, W. (1994): Geologische, hydraulische, pneumatische und wasserchemische Untersuchungen zum effektiven Einsatz von DUO-Brunnen bei der Sanierung eines Grundwasserleiters mit geringer grundwassererfüllter Mächtigkeit mit begleitender geologischer und hydrogeologischer Kartierung im Gebiet von Ludwigsfelde (Land Brandenburg) nach der Horizontschnittbalkenmethode. – unveröff. Diplomarbeit, Univ. Karlsruhe: XII + 108 S., 34 Abb., 31 Tab., 4 Kt.; Karlsruhe.
- RICHTER, W., LILICH, W. (1975): *Abriß der Hydrogeologie.* – 281 S., 96 Abb., 18 Tab.; Stuttgart (E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung).
- ROTH, G (1982): Die Kinzig-Murg-Rinne im Landkreis Karlsruhe, nach Luftbildern, Geländeuntersuchungen, Bohrungen und Archivkarten. – unveröff. Diplomarbeit.: VII + 87 S., 9 Abb., 6 Anl.; Karlsruhe.
- SCHEFFER, F., SCHACHTSCHABEL, P. (1992): *Lehrbuch der Bodenkunde.* – XVI + 491 S., 220 Abb., 102 Tab., 2 Farbt.; Stuttgart (Enke).
- SCHNARRENBARGER, K. (1907): *Geologische Spezialkarte des Großherzogtums Baden, Blatt Weingarten (Nr. 52) mit Erl.*; Heidelberg.
- SASS, I. (1995): Brunnen und Filter für die Sanierung von Untergrundkontaminationen. – *Schr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **33**: XIII + 162 S., 69 Abb., 29 Tab.; Karlsruhe.

- SCHERELIS, G. & BLÜMEL, W. D. (1988): Geostatistik und ihre Anwendungsperspektiven in der Geoökologie am Beispiel des Kriging-Verfahrens. – Karlsruher Ms. math. u. theoret. Wirtschafts- und Sozialgeographie, **92**: 19 S., 4 Abb.; Karlsruhe.
- SCHWILLE, F. (1982): Die Ausbreitung der Chlorkohlenwasserstoffe im Untergrund, erläutert anhand von Modellversuchen. – DVGW-Schriftenreihe **31**: 203–233.
- SCHWILLE, F. (1986): Ausbreitung von Chlorkohlenwasserstoffen im Untergrund, erläutert anhand von Modellversuchen. – LWA-Materialien, **2/86**: 19–23; Düsseldorf.
- SEIDLER, A. (1995): Geologische, hydrogeologische und pneumatische Untersuchungen, insbesondere zur Eignung von CO<sub>2</sub> als Gastracer durch Vergleich mit <sup>4</sup>He im Rahmen einer laufenden Bodenluftsanierung in Oberursel (Hessen). – unveröff. Diplomarbeit Teil B, Univ. Karlsruhe: VII + 70 S., 26 Abb., 11 Tab., 4 Anh.; Karlsruhe.
- SICHARDT, W. (1928): Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung. – 89 S. 40 Abb., 19 Tab.; Berlin (Springer Verlag).
- SMART, P. L., LAIDLAW, I. M. S. (1977): An evaluation of some fluorescent dyes for water tracing. – Water Resources Research, **13** (1): 15–33; Washington, DC.
- STALLMAN, R. W. (1963): Type curves for the solution of single-boundary problems. – In: BENTALL, R. [Hrsg.] (1963): Shortcuts and special problems in aquifer tests. – Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C: 45–47, 1 Taf.; Washington, DC.
- STAUFFER, T. B., ANTWORTH, C. P., BOGGS, J. M., MACINTYRE, W. G. (1995): A Natural Gradient Tracer Experiment in a heterogeneous Aquifer Showing natural Attenuation. – In: BRINK, W.J. VAN DEN, & BOSMAN, R., & ARENDT, F. [Hrsg.]: Contaminated Soil '95. Proceedings of the Fifth International FZK/TNO Conference on Contaminated Soil, 30 October–3 November 1995, Maastricht, The Netherlands: 313–318, 1 Abb., 1 Tab.; Dordrecht, Boston, London (Kluwer Academic Publishers).

- SUTTHEIMER, J. (1996): Suche, Planung und Aufbau eines Clean-Site-Standortes mit begleitender quartärgeologischer Kartierung sowie hydrogeologischen Untersuchungen an einem LCKW-kontaminierten Industriestandort. – unveröff. Diplomarbeit, Universität Karlsruhe: X + 99 S., 47 Abb., 6 Tab., 3 Kt., 2 Anl.; Karlsruhe.
- THEIS, C. V. (1935): Relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of the discharge of a well using groundwater storage. – *Am. Geophys. Union*, **2**: 519–524, 3 Abb.; Richmond, VA.
- THÜRACH, H. (1907): Erläuterungen zum Blatt Bruchsal (Nr. 46). – *Geol. Spec.-Kt. Großherzogtum Baden*: 51 S., 4 Abb., 1 Kt.; Heidelberg. [Unveränderter Nachdruck als *Geol. Kt. 1 : 25000 Baden-Württ.*, Bl. 6817 Bruchsal, Stuttgart 1987.]
- TOUSSAINT, B. (1989): Anforderungen an den Bau von Grundwassermeßstellen aus hydrogeologischer Sicht. – *Oberrhein. geol. Abh.*, **35**: 111–128; Stuttgart.
- TOUSSAINT, B. (1994): Umweltproblematik und Hydrogeologie der Erkundung von Boden- und Grundwasserkontaminationen durch leichtflüchtige halogenierte Kohlenwasserstoffe. – *Schr. Hess. Landesanst. f. Umwelt* **168**: 327 S.; Wiesbaden (Eigenverlag der HLFU).
- USEPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1992): *The Superfund Innovative Technology Evaluation Program: Technology Profiles Fifth Edition*, EPA/549/R-92/077 November 1992; Cincinnati.
- WEBER, H. H. (1990): *Altlasten, Erkennen Bewerten Sanieren*. – S. 395, Abb. 137; Berlin, Heidelberg, New York (Springer Verlag).
- WILSON, L. G. & SCHMIDT, K. D. (1978): Monitoring Perched Groundwater in the Vados Zone. – In: EVERETT, L. G. & SCHMIDT, K. D. [Hrsg.]: *Establishment of Water Quality Monitoring Programs*. American Water Association, 134–149.
- WOEDE, G. (1994): Geometrische Bohrlochraster und ihre Verdichtung. – *altlasten-spektrum, Organ ITVA*, 1/94: 46–52; 5 Abb.; Berlin, Bielefeld, München (Schmidt).
- WYCKOFF, R. D., BOTSET, H. G. (1936): The flow of gas-liquid mixtures through unconsolidated sands. – *Physics* **7**: 325–345, New York.

---

ZENTRALES GEOLOGISCHES INSTITUT, BERLIN (1987): Nutzerrichtlinie für die hydrogeologische Grundkarte, Karte der hydrogeologischen Kennwerte, Karte der Hydroisohypsen. – 42 S., 31 Abb., 2 Tab.; Halle.

ZIESCHANG, J (1961): Zur zulässigen Höchstbelastung eines Brunnens. – Z. angew. Geol., **11**: 580–582, 1 Abb., 2 Tab.; Berlin.

