



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN**

Vienna University of Technology

Diplomarbeit

Master Thesis

Gekoppelte thermisch-hydraulische Simulation einer in-situ Spülung zur Altlastensanierung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

Institut für Geotechnik

Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Michael Berger, BSc

Matr.Nr.: 0825202

A-3843 Dobersberg, Burgrechtstraße 36

Dobersberg, November 2013

(Michael Berger)

per aspera ad astra - Durch das Raue zu den Sternen

Vorwort

Die folgende Arbeit stellt meine Abschlussarbeit des Masterstudiums Bauwirtschaft und Geotechnik an der Technischen Universität Wien dar.

Mein besonderer Dank gilt an erster Stelle Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam für die Unterstützung, Geduld und Beratung im Zuge der Erstellung dieser Arbeit. War es auch Professor Adam, der mich mit seinen Vorlesungen für die spannende Disziplin der Geotechnik begeistert hat.

Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Markiewicz gebührt spezieller Dank für die ausgezeichnete Betreuung. Sein Engagement, die vielen guten Ideen und sein Einsatz waren mir eine wertvolle Stütze. Nochmals besten Dank!

Herzlich danken möchte ich auch Herr Univ.Ass. Dipl.-Ing. Adrian Kainrath für seine Unterstützung und seine Hilfsbereitschaft.

Der größte Dank aber gilt meiner Familie, meinen Freunden und Studienkollegen. Sie unterstützten mich während meiner gesamten Studienzeit und bilden das Fundament dieser Arbeit.

Zusammenfassung

Mangelnde Umweltschutzmaßnahmen sowie ein unachtsamer Umgang mit umweltgefährdenden Stoffen in gewerblichen und industriellen Betrieben haben in den vergangenen Jahrzehnten eine Reihe an Altlasten verursacht. Das Gefahrenpotential solcher Altstandorte und Altablagerungen reicht von der Beeinträchtigung des Bodens, des Grundwassers und der Luft bis hin zu einer unmittelbaren Gefährdung der menschlichen Gesundheit.

Seit dem Aufkommen dieser Problematik wurde ein breites Spektrum an Sanierungsmaßnahmen für Altlasten entwickelt. Neben den klassischen Verfahren wie z.B. des Bodenersatzes durch Bodenaustausch werden zusehends auch innovative Verfahren, zu welchen auch die in-situ Sanierungen zählen, zur Altlastensanierung angewendet.

In dieser Diplomarbeit werden zuerst verschiedene Verfahren zur in-situ Sanierung von Altlasten vorgestellt. Auf Grundlage eines durchgeführten Pilotversuches zur thermisch-hydraulischen in-situ Sanierung erfolgt eine Auswertung der dabei gewonnenen Messergebnisse. Diese Daten dienen in weiterer Folge als Grundlage für die strömungsmechanische und thermodynamische Simulation der Sanierungsmaßnahme. Weiters werden unterschiedliche Ansätze zur Berechnung von Grundwasserströmungen vorgestellt und miteinander verglichen. Abschließend erfolgt ein Vergleich der gekoppelten thermisch-hydraulischen Simulationen mit Ergebnissen des Pilotversuches.

Abstract

Insufficient measures concerning environmental protection as well as a careless dealing with dangerous substances in industrial factories lead in the last decades to a number of brownfield sites. The potential risks of such brownfields range from a damage of soil, groundwater and air to an immediate hazard of human health.

Since the occurrence of these kind of problems, a wide range of environmental remediation technologies were developed. Besides classical methods like the replacement of soil, innovative techniques like the in-situ remediation of soil and groundwater are visibly emerging.

At first, a range of different in-situ environmental remediation methods are presented. Based on a former realised pilot experiment of a combined thermal-hydraulic remediation, the acquired data is analyzed. This data is used for the fluid dynamical and thermodynamical computation of the remediation. Furthermore, different approaches for the calculation of a groundwater flow are presented and compared with each other. Finally, the coupled thermal-hydraulic computations are compared with the data from the pilot experiment.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Zielsetzung	2
2	Verfahren zur in-situ Sanierung	3
2.1	Biologische Verfahren	4
2.1.1	Mikrobiologische Verfahren	4
2.1.2	In-situ Aerobisierung	5
2.1.3	Phytoremediation	6
2.2	Chemische Verfahren	6
2.2.1	In-situ-chemische-Oxidation (ISCO)	6
2.2.2	In-situ-chemische-Reduktion (ISCR)	6
2.3	Physikalische Verfahren	7
2.3.1	Thermische Verfahren	7
2.3.2	Elektrokinetische Separation	8
2.3.3	Hydraulische und pneumatische Verfahren	8
2.4	Permeable Wände	9
2.5	In-situ-Immobilisierung	10
2.6	Zusammenfassung	10
3	Thermisch-hydraulische in-situ Sanierung	12
3.1	Verfahrensbeschreibung	12
3.2	Schadstofftransport	14
3.3	Aufbau des Pilotversuches	14
3.3.1	Anordnung des Versuchsfeldes	14
3.3.2	Anlagenteile	15
3.4	Untergrundverhältnisse	18
3.5	Versuchsdurchführung	21

3.6	Versuchsergebnisse	22
4	Theoretische Grundlagen	36
4.1	Allgemeine Grundlagen	36
4.2	Gesetz von Darcy	40
4.3	Brinkman Gleichung	43
4.4	Thermische Bodeneigenschaften	45
5	Numerische Simulationen	50
5.1	Ausflussverhalten aus einem Infiltrationsbrunnen	50
5.1.1	Modellbeschreibung	51
5.1.2	Randbedingungen	52
5.1.3	Ergebnisse	53
5.2	Thermodynamisches Verhalten eines Infiltrationsbrunnens	55
5.2.1	Modellbeschreibung	57
5.2.2	Randbedingungen	59
5.2.3	Ergebnisse	60
5.3	Thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage - Gesetz von Darcy	64
5.3.1	Homogene Verhältnisse des Aquifers	64
5.3.1.1	Modellbeschreibung	64
5.3.1.2	Randbedingungen	66
5.3.1.3	Ergebnisse	68
5.3.2	Variation der hydraulischen Durchlässigkeit	72
5.3.2.1	Ergebnisse	72
5.3.3	Inhomogene Verhältnisse des Aquifers	75
5.3.3.1	Modellbeschreibung	75
5.3.3.2	Randbedingungen	77
5.3.3.3	Ergebnisse	77
5.4	Thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage - Brink- man Gleichung	79
5.4.1	Homogene Modellierung des Aquifers	79
5.4.1.1	Modellbeschreibung	79
5.4.1.2	Randbedingungen	82

5.4.1.3	Ergebnisse	83
5.4.2	Variation der hydraulischen Durchlässigkeit	97
5.4.2.1	Ergebnisse	97
5.4.3	Inhomogene Verhältnisse des Aquifers	100
5.4.3.1	Modellbeschreibung	100
5.4.3.2	Randbedingungen	101
5.4.3.3	Ergebnisse	102
6	Zusammenfassung und Ausblick	105
A	Anhang 1	107
	Literaturverzeichnis	113

1 Einleitung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Thematik der thermisch-hydraulischen in-situ Sanierung im Zuge der Sanierung einer Altlast. Das Altlastensanierungsgesetz bildet diesbezüglich die rechtliche Grundlage für die Erfassung von Altablagerungen und Altstandorten, wobei eine Altlast folgendermaßen definiert wird:

„§ 2. (1) Altlasten sind Altablagerungen und Altstandorte sowie durch diese kontaminierte Böden und Grundwasserkörper, von denen - nach den Ergebnissen einer Gefährdungsabschätzung - erhebliche Gefahren für die Gesundheit des Menschen oder die Umwelt ausgehen. Kontaminationen, die durch Emissionen in die Luft verursacht werden, unterliegen nicht dem Geltungsbereich des Gesetzes.“ [2]

Das Umweltbundesamt registriert in seiner Datenbank mit 1. Jänner 2013 insgesamt 65.586 Altablagerungen (Ablagerungen von Abfällen, die befugt oder unbefugt durchgeführt wurden) und Altstandorte (Standorte von Anlagen, in denen mit umweltgefährdenden Stoffen umgegangen wurde). Diese werden nach dem Altlastensanierungsgesetz sukzessive bearbeitet. Nach einer Erstabschätzung des Gefahrenpotentials und der Klassifizierung der Verdachtsfläche erfolgt eine Voruntersuchung, gefolgt von einer Gefährdungseinschätzung und der Beurteilung der Umweltgefährdung. Sollte sich der Verdacht einer beträchtlichen Umweltgefährdung erhärten, wird die Fläche in den Altlastenatlas aufgenommen. Der Altlastenatlas umfasst mit 1. Jänner 2013 insgesamt 267 Altlasten. [13]

Der Begriff “in-situ Sanierung” kennzeichnet Methoden und Verfahren zur Sicherung und Dekontamination von Bodenverunreinigungen, die an Ort und Stelle (in-situ) angewendet werden. Aus heutiger Sicht stellen in-situ Verfahren innovative Technologien zur Sanierung dar. Nur für einzelne Verfahren wurden bereits umfangreiche Erfahrungen gesammelt. Zu erwähnen sind hier, die auch in Österreich vielfach eingesetzten hydraulischen Verfahren, wie etwa “pump and treat” und pneumatischen Verfahren, wie die kalte Bodenluftabsau-

gung. Eine Vielzahl an in-situ Sanierungsverfahren befinden sich allerdings noch in der Entwicklungsphase. Teilweise wurden erste erfolgversprechende Projekte realisiert.

Für die Durchführung von in-situ Sanierungsmaßnahmen ist eine genaue Kenntnis der Untergrundverhältnisse erforderlich. Umfangreiche bodenphysikalische Untersuchungen und numerische Grundwassermodelle, welche die wesentlichen hydrogeologische Randbedingungen beinhalten, sind oftmals Grundlage für solche Sanierungsvorhaben. Aufgrund einer Vielzahl an projektspezifischen Randbedingungen ergeben sich somit durchaus komplexe Problemstellungen bei der Planung eines in-situ Sanierungskonzeptes.

1.1 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es, ein geeignetes numerisches Rechenmodell für eine thermisch-hydraulische in-situ Sanierung durch Spülung des Untergrundes zu finden.

Auf Grundlage einer Varianten- und Machbarkeitsstudie wurde ein Pilotversuch im Zuge einer Altlastsanierung durchgeführt. Die dabei aufgezeichneten Messdaten finden bei der Modellbildung ebenso Eingang, wie die Ergebnisse aus der vorlaufenden Untergrunderkundung. Ausgehend von diesen Erkenntnissen sollen die strömungsmechanischen und thermodynamischen Vorgänge während der Sanierung erklärt werden. Weiters sollen unterschiedliche Ansätze zur Berechnung der Grundwasserströmung bei der Modellfindung berücksichtigt werden.

2 Verfahren zur in-situ Sanierung

In-situ Sanierungen beschreiben Sanierungsmaßnahmen, bei denen der Untergrund den Reaktionsraum des jeweiligen Verfahrens darstellt. Dies erfordert eine sehr genaue Kenntnis der Untergrundverhältnisse. Ein genaues Verständnis der hydrogeologischen und hydrochemischen Untergrundverhältnisse sowie der dreidimensionalen Schadstoffverteilung sind von entscheidender Bedeutung für die Durchführung einer wirksamen Sanierung. Fehlen bereits diese grundlegenden Kenntnisse, so ist die Auswahl eines geeigneten Verfahrens nur schwer möglich und der Erfolg der Maßnahme wird nicht gegeben sein. [5]

Die genaue Kenntnis über das Schadstoffspektrum am jeweiligen Standort stellt eine weitere Grundvoraussetzung für die Auswahl des richtigen Sanierungsverfahrens dar. Insbesondere Kontaminationen, die aus mehreren Schadstoffgruppen bestehen, erfordern eine Verfahrensauswahl, die nicht auf eine spezielle Gruppe, sondern auf das gesamte vorliegende Schadstoffspektrum ausgerichtet ist. [5]

Standortbezogene Voraussetzungen müssen vorab mit detaillierten Erkundungen erfasst werden. In-situ Verfahren, bei denen Gase oder Flüssigkeiten entnommen oder injiziert werden, erfordern eine ausreichende Durchlässigkeit des Bodens. Eine stark ausgeprägte Heterogenität des anstehenden Untergrundes sowie eine geringe hydraulische Durchlässigkeit des Grundwasserleiters können den Erfolg einer solchen Sanierung beträchtlich beeinflussen. So liegt es nahe, dass sich in durchlässigen Lockergesteinsböden die lokalen Fließverhältnisse und Schadstoffverteilungen leichter beschreiben lassen als in Festgesteinen.

Kenntnisse über den Grundwasseran- und abstrom, Zu und Abflüsse sowie die Lage von etwaigen grundwasserstauenden Schichten sind für die Wirksamkeit der Sanierung von entscheidender Bedeutung. Numerische Grundwasserströmungs- und Transportmodelle können zur Prognose des Erfolges oft hilfreich sein.

Das genaue Wissen über geochemische und mikrobiologische Verhältnisse sowie deren

Veränderung und Zusammenhang sind wichtige Faktoren für eine erfolgreiche Sanierung. Überwachungsmaßnahmen und ein Prozessmonitoring ist bei *in-situ* Sanierungen ebenso obligat wie eine laufende Kontrolle des Erfolges. [5]

Im Zuge einer Altlastsanierung können eine Reihe unterschiedlicher Verfahren zur *in-situ* Sanierung angewendet werden. Einige Verfahren zählen in der österreichischen Altlastsanierung bereits zum Stand der Technik. Zu nennen seien hier die oftmals eingesetzten hydraulischen und pneumatischen Verfahren. Hinsichtlich ihrer Verfahrenstechnologie wird prinzipiell zwischen 5 verschiedenen Verfahren unterschieden:

- Biologische Verfahren
- Chemische Verfahren
- Physikalische Verfahren
- Permeable Wände
- In-Situ-Immobilisierung

Die Unterscheidung erfolgt nach den einzelnen Wirkungsweisen der Verfahren im Zuge einer Dekontamination, wobei darauf hinzuweisen ist, dass eine Kombinationswirkung bei *in-situ*-Sanierungen häufig gegeben ist.

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die einzelnen, Verfahrenstechnologien gegeben.

2.1 Biologische Verfahren

Biologische Sanierungsverfahren bedienen sich in der Regel der am Standort vorhandenen mikrobiologischen Umgebung, um die vorhandenen Schadstoffe abzubauen. [10]

2.1.1 Mikrobiologische Verfahren

Mikrobiologische Sanierungsverfahren (Bioremediation) setzen auf einen Abbau von organischen Schadstoffen durch Mikroorganismen. Die am Standort vorgefundenen Milieubedingungen für Mikroorganismen werden dabei meist optimiert, um den Erfolg der

Sanierungsmaßnahme zu verbessern. Durch Einbringen von Sauerstoff- oder Elektrodendonatoren werden die oxidativen und reduktiven Abbauvorgänge optimiert. Weiters kann eine Zugabe von Stickstoff den mikrobiologischen Abbau von Schadstoffen positiv beeinflussen. Bei einem oxidativen Abbau stellt die vollständige Mineralisierung den Idealfall dar. Der vorhandene Kohlenstoff kann auch für den Abbau von Biomasse der Mikroorganismen verwendet werden. [5]

Allgemein wird zwischen dem Abbau im aeroben bzw. anaeroben Milieu unterschieden. Eine weitere Unterteilung erfolgt nach der angestrebten Milieubedingung und nach dem zu behandelnden Schadstoff:

- Aerobe Verfahren unter Einbringung von Luftsauerstoff (z.B. Bioventing oder Biosparging)
- Aerobe Verfahren mit Zugabe von weiteren Sauerstoffträgern
- Aerobe Verfahren mit Zugabe von Methan
- Anaerobe Verfahren mit Zugabe von Co-Substraten
- Anaerobe Verfahren mit Zugabe von Nitrat

In Österreich wurden mikrobiologische Sanierungsverfahren wie Bioventing und Biosparging bereits mehrmals angewandt.

2.1.2 In-situ Aerobisierung

Um bei einer Ablagerung oder Deponie die Umsetzung der organischen Substanz zu beschleunigen, wird dem kontaminierten Bereich Luft bzw. Sauerstoff zugeführt. Es wird somit ein biologisch stabilerer Zustand im Inneren der Deponie erzeugt. Durch das Einbringen von Sauerstoff werden aerobe Verhältnisse geschaffen, welche zu einem rascheren Abbau der organischen Bestandteile führen. Über Belüftungsanlagen wird Umgebungsluft in den Deponiekörper gepresst. Infolge eines gleichzeitigen Absaugens der Deponieluft mittels Belüftungspegel, wird eine horizontal gerichtete Strömung geschaffen und somit eine möglichst homogene Sauerstoffverteilung im Deponiekörper erreicht. Aufgrund der nun vorherrschenden aeroben Verhältnisse wird die Produktion von Deponiegas gebremst und eine organische Belastung des Sickerwassers reduziert. Dieses Verfahren findet oftmals bei der Sanierung von Hausmülldeponien Anwendung. Vereinzelt wurden in Österreich Deponien mit einer in-situ-Aerobisierung saniert. [5]

2.1.3 Phytoremediation

Bei einer Phytoremediation werden mit Hilfe von Pflanzen anorganische oder organische Schadstoffe aus dem zu sanierenden Gebiet entfernt, stabilisiert oder abgebaut. In Österreich wurde bis dato noch keine Phytoremediation zur Altlastsanierung angewandt. [5]

2.2 Chemische Verfahren

Chemische *in-situ* Verfahren werden zur gezielten chemischen Veränderung der sich im Boden befindlichen Schadstoffe eingesetzt.

2.2.1 In-situ-chemische-Oxidation (ISCO)

Durch das Einbringen eines Oxidationsmittels soll bei der *in-situ*-chemischen-Oxidation eine rasche chemische Umwandlung einer vielfältigen Palette an Schadstoffen in inerte, respektive weniger mobile und weniger toxische Stoffe stattfinden. Als Oxidationsmittel werden häufig Kaliumpermanganat, Natriumpermanganat sowie Wasserstoffperoxid eingesetzt. Der Einsatz von Ozon als Oxidationsmittel erfolgt meist in Gasform und wird über Lanzen direkt in den Kontaminationsherd injiziert. Relativ neu ist die Verwendung von Persulfaten, meist in Form von Natriumpersulfat, als Oxidationsmittel. [5]

Die Reaktions-Stöchiometrie kann bei der *in-situ* chemischen Oxidation mitunter sehr komplex sein. Es können bei der Anwendung von Oxidationsmittel Abbauprodukte entstehen, die toxischer sind als der Ausgangsstoff. Oftmals ist eine hydraulische Sicherung des abströmenden Grundwassers vorzunehmen. In Österreich wurden bereits einige Altlasten mittels einer *in-situ*-chemischen-Oxidation saniert. [5]

2.2.2 In-situ-chemische-Reduktion (ISCR)

Bei der *in-situ*-chemischen-Reduktion werden chlorierte Kohlenwasserstoffe durch den chemischen Vorgang der Reduktion abgebaut sowie Schwermetalle wie etwa Chrom(IV) in ihrer Wertigkeit verändert und immobilisiert. Das Verfahren eignet sich für die Sanierung von Schadstoffquellen und Schadstofffahnen, die durch strömendes Grundwasser entstehen.

Bisher liegen in Österreich noch keine Erfahrungen mit dem Verfahren der *in-situ*-chemischen-Reduktion vor. [5]

2.3 Physikalische Verfahren

Physikalische Verfahren beschreiben Sanierungsmaßnahmen, bei denen die Sanierung durch den Einsatz von Wärmequellen (Thermische Verfahren), Strippung oder Spülung erfolgt. [10]

2.3.1 Thermische Verfahren

Dampf-Luft-Injektion

Bei der Dampf-Luft-Injektion werden durch Erwärmung der gesättigten, aber auch ungesättigten Zone organische Schadstoffe im Bodenkörper verdampft. Dazu wird ein Dampf- bzw. Dampf-Luft-Gemisch mittels Injektionslanzen im oder am Rand des Schadstoffzentrums injiziert. Es bildet sich in idealer Weise eine radialsymmetrische Wärme front rund um die Injektionsstelle aus. Im erwärmten Bereich werden flüssige und leicht flüchtige Schadstoffe verdampft. Die, in die Gasphase übergeführten Stoffe werden schließlich in der ungesättigten Zone mittels Bodenluftabsaugung abgesaugt. Bei einer Kontamination in der gesättigten Zone erfolgt die Dampf injektion unterhalb des Schadstoffzentrums. In Österreich wurde die Dampf-Luft-Injektion bereits vereinzelt angewendet. [5]

Feste Wärmequellen

Mittels Einsatz von festen Wärmequellen erfolgt eine konduktive Erwärmung der ungesättigten Zone (fallweise auch der gesättigten Zone). Durch den Einbau von Heizelementen, meist in der Form von elektrisch betriebenen Wärmequellen erfolgt eine kontinuierliche Aufheizung des Untergrundes. Bei Heiztemperaturen von bis zu 600 °C wird das Bodenwasser verdampft und leicht bis schwer flüchtige Schadstoffe in die Gasphase übergeführt. Die Entfernung der Schadstoffe erfolgt ebenfalls wiederum durch Bodenluftabsaugung. Es folgt eine anschließende Behandlung der Luft in einer Abluftbehandlungsanlage. Vereinzelt wurde eine Altlastsanierung mittels fester Wärmequelle in Österreich bereits durchgeführt. [5]

Radiofrequenz-Bodenerwärmung

Bei der Radiofrequenz-Bodenerwärmung wird die gesättigte oder ungesättigte Bodenzone durch niederfrequente RF-Strahlung aufgeheizt. Durch diese Erwärmung werden die in der Bodenmatrix befindlichen Schadstoffe in die Gasphase übergeführt. Die Entfernung der kontaminierten Abluft aus der Bodenmatrix erfolgt wieder mittels Bodenluftabsaugung aus der ungesättigten Zone. In Österreich liegen keine Erfahrungen mit diesem Verfahren vor. [5]

Elektrisches Widerstands-Heizen

Beim elektrischen Widerstands-Heizen erfolgt das Aufheizen der ungesättigten bzw. gesättigten Zone mittels Wechselstrom. Die Schadstoffe werden in die Gasphase übergeführt, mobilisiert und anschließend mittels Bodenluftabsaugung gefasst. [5]

2.3.2 Elektrokinetische Separation

Ziel bei der elektrokinetischen Separation ist die Mobilisierung ionisierbarer Schadstoffe mittels elektrischen Strom. Durch die eingebrachten Elektroden entsteht ein elektrisches Feld, welches den Transport des Bodenwassers und der darin gelösten Schadstoffe bewirkt. Anschließend erfolgt das abpumpen des mit Schadstoffen angereicherten Grundwassers oder die Spülung der ungesättigten Zone. Elektrokinetische Separation zur Altlastsanierung wurde in Österreich bislang nicht angewendet. [5]

2.3.3 Hydraulische und pneumatische Verfahren

Air-Sparging

Das pneumatische Verfahren Air-Sparging findet Anwendung bei der Entfernung von leicht flüchtigen Schadstoffen aus der wassergesättigten Zone. Dieses Verfahren bedient sich dem physikalischen Trennverfahren der Strippung. Über Druckluftanlagen wird Luft direkt in das Grundwasser eingeblasen. Die im Belüftungskegel aufsteigenden Luftblasen verändern das chemische Gleichgewicht so, dass leichtflüchtige Stoffe in die Gasphase übertreten und in die ungesättigte Zone ausgetragen werden. Durch Absaugpegel wird

die kontaminierte Luft anschließend einer Abluftbehandlungsanlage zugeführt. Vereinzelt wurden in Österreich Sanierungen mittels Air-Sparging durchgeführt. [5]

Spülungen

Die Basis von Spülverfahren stellt die Mobilisierung von Schadstoffen aus der gesättigten Bodenzone dar. Fallweise sind Spülungen auch in der ungesättigten Zone oder zur Mobilisierung von, auf Grundwasser aufschwimmenden Phasen möglich. Mit der Durchführung von Spülungen geht auch immer der Betrieb von Sanierungs- und Sicherungsbrunnen zur Erfassung der gelösten Stoffe sowie eine Behandlung des abgepumpten Wassers einher. Als Spülmittel finden entweder reines Wasser oder Lösungsvermittler wie Tenside oder Alkohole Verwendung. Es liegen vereinzelt Erfahrungen mit Spülungen zur Altlastsanierung in Österreich vor. [5]

Grundwasserzirkulationsbrunnen

Durch den Einsatz von Grundwasserzirkulationsbrunnen erfolgt eine Ausstrippung von leichtflüchtigen Schadstoffen in der gesättigten Zone. Mittels Einblasen von Luft in das Grundwasser erzeugt wird eine Aufwärtsströmung im Brunnen erzeugt. Aufgrund eines erhöhten Druckes im oberen Bereich sowie eines niedrigeren Druckes im unteren Bereich des Brunnens, entsteht eine walzenförmige Wasserbewegung rund um den Brunnen. Durch die intensive Durchmischung des Grundwassers mit der eingebrachten Luft gehen leichtflüchtige Stoffe aus dem Wasser in die Gasphase über. Ein Betrieb von Sicherungsbrunnen ist im Allgemeinen erforderlich. Vereinzelt liegen in Österreich Erfahrungen mit Grundwasserzirkulationsbrunnen vor. [5]

2.4 Permeable Wände

Permeable Wände stellen Sicherungsmaßnahmen dar, welche die Ausbreitung von Schadstoffen im Grundwasserstrom verhindern. Sie werden meist senkrecht zur Strömungsrichtung des Grundwasserkörpers errichtet. Hydraulisch erfolgt eine kontrollierte Änderung der Grundwasserströmung, ein Abpumpen des Grundwassers erfolgt nicht. Diese passive Kontrolle der Schadstofffahne kann durch unterschiedliche Bauweisen erfolgen. Vollflächig

durchströmte Wände besitzen auf der gesamten Länge der Wand eine reaktive Filterzone. Funnel-and-Gate-Systeme besitzen nur auf einem kleinen Teil der Wand einen permeablen Filter. Der restliche Teil wird als geringdurchlässige Leitwand ausgebaut. Bei Drain-and-Gate-Systemen werden die kontaminierten Grundwässer über hochdurchlässige Drainagen zum Gate geleitet. Eine Ausbau der Drainage als Teil der Reaktionszone ist auch möglich. Die Füllung der Wand richtet sich nach den vorgefundenen Schadstoffen. Hierbei wird zwischen reaktiven und absorptiven Wänden unterschieden. In Österreich wurden bereits permeable Wände zur Altlastsanierung eingesetzt. [5]

2.5 In-situ-Immobilisierung

Der Grundgedanke der in-situ-Immobilisierung ist die Herabsetzung der Mobilität und Mobilisierbarkeit von Schadstoffen in der Bodenmatrix. Hierzu wird ein Zuschlagstoff in den Bodenkörper eingebracht und somit ein undurchlässiger Bereich hergestellt. Auch Schwermetalle können durch Zugabe von geeigneten Bindemittel Fällungs- und Sorptionsprozesse immobilisiert werden. Verfahrenstechnisch können zwei Verfahren zur Einbringung von Bindemitteln unterschieden werden. Entweder ein druckloses Einbringen mittels Einmischen von Bindemitteln (Mixed-in-Place Verfahren) oder die Einbringung unter hohem Druck mittels Düsenstrahlverfahren. Mit diesem Verfahren liegen in Österreich vereinzelt Erfahrungen bei der Altlastsanierung vor. [5]

2.6 Zusammenfassung

Abbildung 2.1 zeigt die zuvor vorgestellten Sanierungstechnologien und gibt eine verallgemeinerte Klassifizierung über den Entwicklungsstand. Da die Entwicklung und Durchführung von in-situ Sanierungen zumeist entsprechendes Fachwissen aus den unterschiedlichsten Disziplinen erfordert, ergeben sich somit auch oft komplexe, interdisziplinäre Problemstellungen. Die Wirkung der vorgestellten Verfahren sowie deren sekundäre Effekte können oft gut beschrieben werden. Trotz der oft komplexen Entwicklung einzelner projektspezifischer Sanierungsmaßnahmen stellen in-situ Sanierungen daher eine Alternative zu den klassischen Verfahren wie z.B. dem Bodenersatz durch Bodenaustausch dar.

	IN ENTWICKLUNG	FORTGESCHRITTENE ENTWICKLUNG	STAND DER TECHNIK	STATUS ÖSTERREICH ³⁾
Biologische Verfahren				
<i>Mikrobiologische Verfahren</i>				
<i>Aerobe Verfahren</i>				
Bioventing				+
Biosparging				+
Aerobe Verf. + Sauerstoffträger ¹⁾				O
Aerobe Verf. + Methan				-
<i>Anaerobe Verfahren</i>				
Anaerobe Verf. + Substrat ¹⁾				-
Anaerobe Verf. + Nitrat ¹⁾				O
<i>In-situ-Aerobisierung von Deponie</i>				O
<i>Phytoremediation</i>				-
Chemische Verfahren				
<i>In-situ-chemische-Oxidation (ISCO)¹⁾</i>				
Permanganat				-
Wasserstoffperoxid				+
Ozon				O
Persulfat				O
<i>In-situ-chemische-Reduktion (ISCR)¹⁾</i>				-
Physikalische Verfahren				
<i>Thermische In-situ-Verfahren</i>				
Dampf-Luft-Injektion				O bis +
Feste Wärmequellen				O
Radiofrequenzbodenerwärmung				-
Elektrische Widerst. Erwärmung				-
<i>Elektrokinetische Separation</i>				
<i>Hydraulische und pneumatische Verfahren</i>				
Air Sparging				O
Spülungen ^{1), 2)}				O
Grundwasserzirkulationsbrunnen				O
Permeable Wände				
Adsorptive Wände				O bis +
Reaktive Wände				- bis O
In-situ-Immobilisierungen				
In-situ-Immobilisierung				O
1) Insbesondere bei der Einbringung von grundwasserbelastenden bzw. -gefährdenden Stoffen sind für Österreich besondere rechtliche Aspekte zu beachten				
2) Die Einstufung in den Stand der Entwicklung ist maßgeblich vom eingebrachten Medium (Wasser, Warmwasser, Alkohol, Tenside, ...) abhängig				
3) Die Einstufung des Status in Österreich erfolgte auf Basis einer im Rahmen des ÖVA-Quickskans "In-situ-Sanierungstechnologien" erhobenen Umfrage				

Abbildung 2.1: Einschätzung des Entwicklungs- und Anwendungsstands von innovativen Sanierungstechnologien in Europa sowie deren praktische Anwendung in Österreich (+ = mehrfach, O = vereinzelt, - = nicht angewandt) [5]

3 Thermisch-hydraulische in-situ Sanierung

Im Zuge einer Altlastsanierung in Österreich wurde neben der Dekontamination durch Räumung von stark belasteten Untergrundbereichen und hydraulischen Sicherungsmaßnahmen auch ein Pilotversuch mit einer thermisch-hydraulischen in-situ Sanierung (Spülung des Untergrundes) durchgeführt.

Auf Grundlage einer vorlaufenden Variantenstudie wurden die wesentlichen Verfahrensparameter an die vorherrschenden Untergrund- und Grundwasserverhältnisse angepasst. Desweiteren konnten umfangreiche Messdaten im Zuge der Versuchsdurchführung aufgezeichnet werden. Die Auswertung dieser Messergebnisse (siehe Kapitel 3.6) bildet die Grundlage für die numerische Modellierung des Sanierungsverfahrens.

3.1 Verfahrensbeschreibung

Die durchgeführte thermisch-hydraulische in-situ Sanierung ist dem Verfahren der Spülung in der gesättigten Zone zuzuordnen (siehe Kapitel 2.3.3). Als Spülmittel wurde im gegenständlichen Fall erwärmtes Wasser verwendet, welches eine verstärkte Mobilisierung der Schadstoffe bewirkt. Eingebracht wurde das Spülmittel über Infiltrationsbrunnen. Über Entnahmebrunnen wurde das kontaminierte Spülwasser wieder abgepumpt. Durch die so erzeugte Strömung im Untergrund erfolgte ein Herauslösen der Schadstoffe aus der Bodenmatrix. Das Prinzip besteht darin, das im Zuge der hydraulischen Maßnahme gereinigte und im Vorlagebehälter zwischengespeicherte Grundwasser über einen Wärmetauscher zu erwärmen und in unterschiedlichen Tiefen – je nach festgestelltem Kontaminationsverlauf – in den Boden bzw. in das Grundwasser wieder einzubringen. Die Temperatur des Spülmittels wurde dabei so gewählt, dass sich eine gleichmäßige Erwärmung des Untergrundes auf etwa 50 °C einstellt, sodass von einer Mobilisierung der Schadstoffe ausgegangen werden konnte.

Das Verfahren eignet sich für die Behandlung von gut bis mittel löslichen organischen Schadstoffen wie Mineralölkohlenwasserstoffe (MKW), Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), leichtflüchtige chlorierte Kohlenwasserstoffe (LCKW) sowie den aromatischen Kohlenwasserstoffen Benzol, Toluol, Ethylbenzol und Xylol (BTEX). [5]

Die Standortvoraussetzungen für dieses Verfahren sind ein möglichst homogener Untergrund, der eine mittlere bis hohe Durchlässigkeit aufweist. Eine genaue Kenntnis der Grundwasserströmungsverhältnisse für die Erfassung des Grundwasserabstroms mittels einer Sperrbrunnenanlage ist für die Durchführung ebenso wichtig wie ein umfangreiches Monitoring während des Sanierungsvorganges.

Ausschlussgründe für die Anwendung dieses Verfahrens sind gering mobilisierbare oder gering lösliche Schadstoffe. Desweiteren machen komplexe oder stark ändernde Grundwasserströmungsverhältnisse eine Erfassung und Reinigung des kontaminierten Grundwassers sehr aufwändig. Abhängig von einem schichtweisen Aufbau des Untergrundes kann es bei Spülungen zu einer Verschleppung der Schadstoffe und somit zu einer Vergrößerung des Schadstoffbereiches kommen. Eine Kombination mit anderen Sanierungsverfahren ist je nach Einsatzgebiet möglich.

Abbildung 3.1 zeigt den schematischen Ablauf einer Spülung.

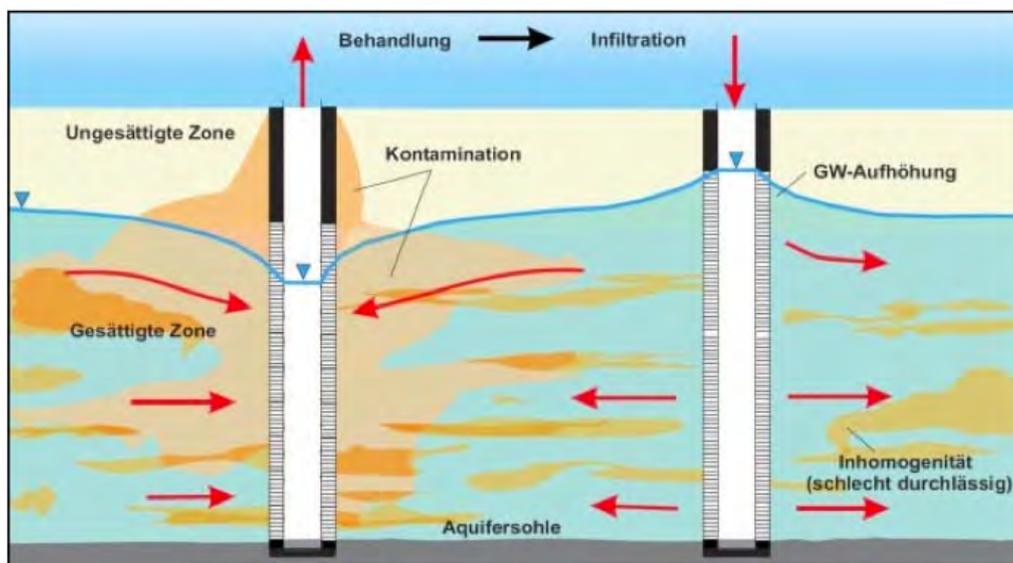


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung einer Spülung [5]

3.2 Schadstofftransport

Beim Transport der Schadstoffe wird prinzipiell zwischen dem Transport in flüssiger oder gasförmiger Phase unterschieden.

Transport in der flüssigen Phase

Abhängig von der Löslichkeit des Schadstoffes in Wasser ergibt sich ein Schadstofftransport von der festen in die flüssige Phase. Im gelösten Zustand folgt der Schadstoff dem Verlauf des Wassers. Die Löslichkeit der Schadstoffe ist temperaturabhängig. Bei steigender Temperatur nimmt auch die Löslichkeit der Schadstoffe im Allgemeinen zu.

Beim dispersen Schadstofftransport liegt der Schadstoff nicht in Lösung, sondern als eigene Phase vor. Einflussfaktoren für Art und Geschwindigkeit des dispersen Transportes sind neben der Partikelgröße des Schadstoffes auch temperaturabhängige Größen wie Viskosität und Oberflächenspannung. Für schlecht wasserlösliche Schadstoffe stellt der disperse Transport den entscheidenden Mechanismus für die Mobilisierung der Schadstoffe in flüssiger Phase dar.

Transport in der Gasphase

Beim Kontakt einer wässrigen Schadstofflösung mit einer Gasphase wird ein Gleichgewicht der Schadstoffe in Lösung und Gasphase angestrebt. Es folgt somit ein Phasenübergang aus der gelösten Phase.

Im ungesättigten Bereich der Bodenmatrix kommt es auch zu einem Phasenübergang von der festen Schadstoffphase in die Gasphase. Entscheidend hierfür ist der jeweilige Dampfdruck des Schadstoffes.

3.3 Aufbau des Pilotversuches

3.3.1 Anordnung des Versuchsfeldes

Das Erwärmen des Boden- bzw. Grundwasserkörpers im Versuchsfeld erfolgte durch das Einbringen von Heißwasser über 7 Infiltrationsbrunnen DN 100, wobei 6 Brunnen

an der Längsseite des sechseckigen Versuchsfeldes angeordnet waren. Der 7. Brunnen befand sich im direkten Anstrom des Versuchsfeldes. Ziel dieser Infiltrationsbrunnen war es, durch Erwärmung die Schadstoffe in der Bodenmatrix verstärkt zu mobilisieren. Weiters wurden 3 Entnahmebrunnen DN 150 hergestellt, um die mobilisierten Schadstoffe wieder einzufangen. 2 Entnahmebrunnen wurden mittig situiert. Ein dritter Brunnen zur Wasserentnahme befand sich im Abstrom des Versuchsfeldes. Dieser Brunnen diente außerdem als zusätzliche Sicherungsmaßnahme. Der sechseckige Versuchsaufbau wies eine Fläche von 45 m² auf.

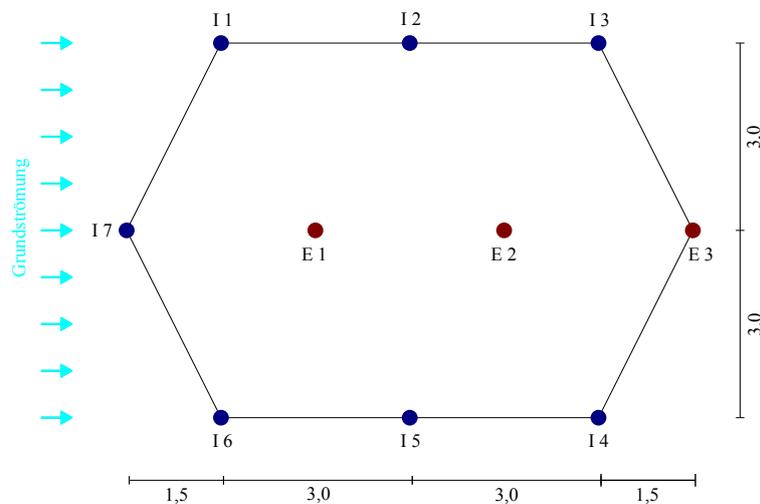


Abbildung 3.2: Anordnung der Infiltrations- bzw. Entnahmebrunnen

Die hergestellten Infiltrationsbrunnen wurden bis zum lokalen Zwischenstauer abgeteuft und im Grundwasserbereich von ca. -5,5 m bis -13,0 m mit einem Filter ausgebaut. Es ergab sich somit eine Filterstrecke von 7,5 m im gesättigten Bereich. Die Entnahmebrunnen wurden im Grundwasserbereich von ca. -5,5 m bis -12,0 m (Filterstrecke 6,5 m) mit einem Filter ausgebaut.

3.3.2 Anlagenteile

Die durchgeführte thermisch-hydraulische Sanierung bestand im Wesentlichen aus folgenden Anlagenteilen:

- 3 Grundwasser-Entnahmebrunnen DN 150

- 7 Heißwasser-Infiltrationsbrunnen DN 100
- 1 Plattenwärmetauscher
- 1 mobile Heizanlage + Öltank und Ölversorgungsleitungen
- 1 Nass-Aktivkohle-Grundwasser-Reinigungsanlage (inkl. Vorlagebehälter + Sandfilter)
- 13 Temperaturmessstellen DN 80
- Pumpwasserleitungen, Heizwasserkreislauf

Als Pumpenvorlage diente ein Vorlagebehälter, welcher sich in einen Absetzbereich und einen Entnahmebereich unterteilt. Im Absetzbereich befand sich im Bereich des Zulaufes eine Tauchwand, um gegebenenfalls aufschwimmende Phasen abziehen zu können. Aus dem Entnahmebereich wurde das kontaminierte Grundwasser wiederum über zwei alternierend laufende Pumpen zu der Grundwasser-Reinigungsanlage gepumpt.

Die Grundwasser-Reinigungsanlage bestand im Wesentlichen aus einer zweistufigen Filteranlage. Die erste Reinigungsstufe war ein Sandfilter mit automatischer Rückspülung. Die Rückspülung erfolgte zeitgesteuert mit Rohwasser aus dem Vorlagebehälter und wurde einmal täglich für ca. 10 Minuten durchgeführt. Die zweite Reinigungsstufe stellten zwei seriell laufende Aktivkohlefilter dar, um die kontaminierten Wässer von Schadstoffen zu reinigen. Zusätzlich zur Grundwasserreinigungsanlage wurden in regelmäßigen Abständen Schwerphasen aus den Entnahmebrunnen entnommen.

Die Heizanlage bestand aus einer Öl-Brenneranlage mit einem dazugehörigen Tank sowie den Versorgungsleitungen. Das gereinigte Grundwasser wurde über die Heizanlage in Verbindung mit einem Plattenwärmetauscher erwärmt. Das Einbringen von Heißwasser zur Mobilisierung der Schadstoffe erfolgte bei Versuchsbeginn mit bis zu 70 °C warmen Wasser. Der Dauerbetrieb erfolgte mit etwa 55 °C bis 60 °C. Das aufgeheizte Wasser wurde anschließend in die Infiltrationsbrunnen gepumpt. Nach der Entnahme des Grundwasser über die Entnahmebrunnen erfolgte die Zuführung in die Reinigungsanlage und schließlich die neuerliche Erwärmung durch den Wärmetauscher.

Für eine optimierte Energienutzung war es wichtig, die Wärmeverluste möglichst gering zu halten. Hier wurde eine Kreislaufführung des Grundwassers angestrebt sowie das aufgeheizte Wasser auf möglichst kurzem Weg in den Bodenkörper eingebracht.

Zur Beobachtung der Temperaturverhältnisse im Untergrund dienten 13 Temperaturmessstellen in der gesättigten Zone. Diese Messstellen waren wie folgt angeordnet:

- 4 Temperaturmessstellen zwischen Infiltrationsbrunnen und Entnahmebrunnen im Abstand von 1,5 m von E1 und E2
- 4 Temperaturmessstellen außerhalb des Versuchsfeldes jeweils in 1 m Entfernung von den Eckpunkten der Längsseiten
- 2 Temperaturmessstellen in 1 m Entfernung im Anstrom vor dem Versuchsfeld
- 3 Temperaturmessstellen in 1 m Entfernung im Abstrom des Versuchsfeldes

Abbildung 3.3 zeigt die räumliche Anordnung der Temperaturmessstellen.

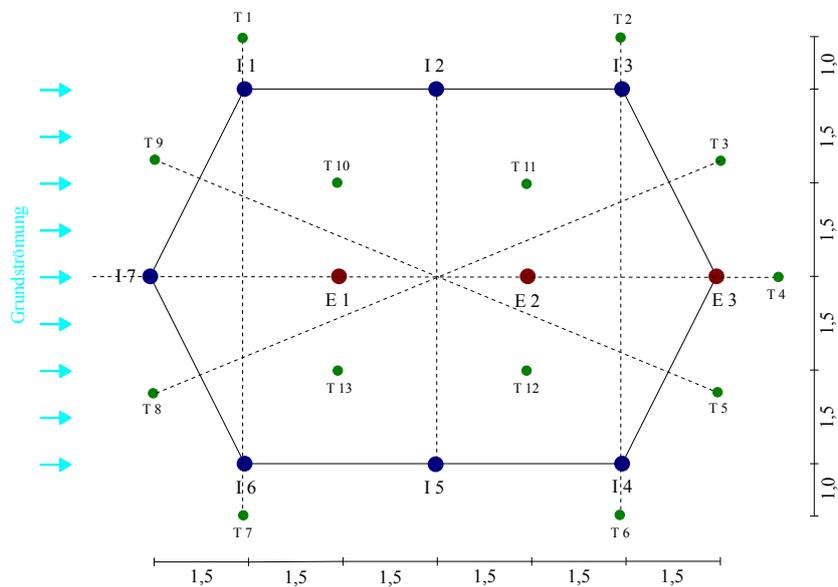


Abbildung 3.3: Anordnung der Temperaturmessstellen im Versuchsfeld

Die Messstellen bestanden aus einem Pegelrohr DN 80. Eine Temperaturmessung wurde in -6,0 m, -9,0 m und -12,0 m unter Geländeoberkante durchgeführt. Die jeweiligen Temperaturen wurden stündlich aufgezeichnet.

Weiters wurden die Wassertemperaturen in den Entnahmeleitungen der 3 Entnahmebrunnen, im Zulauf vor dem Sandfilter und im Zulauf und Ablauf des Plattenwärmetauschers aufgezeichnet. Auch diese Aufzeichnungen erfolgten stündlich.

Während der Versuchsdurchführung wurden die entnommenen Wassermengen aus den Entnahmebrunnen sowie die Zulaufmenge zur Reinigungsanlage mittels induktiven Durchflussmessern gemessen und digital aufgezeichnet. Die Versickerungsmengen der einzelnen Infiltrationsbrunnen wurden mit mechanischen Wasserzählern gemessen und täglich ausgelesen.

3.4 Untergrundverhältnisse

Wie bereits Eingangs erwähnt, erfordert die Durchführung einer in-situ Sanierung eine sehr genaue Kenntnis der Untergrundeigenschaften, der hydrogeologische Randbedingungen und des anzutreffenden Schadstoffspektrums. Demzufolge wurde beim erwähnten Pilotversuch eine umfangreiche Detailerkundung durchgeführt. Diese umfasste etwa 40 Aufschlussbohrungen bis zu einer Tiefe von 30 bzw. 40 m, eine Reihe von Rammsondierungen und eine Errichtung von Grundwassermessstellen. Weiters wurden Pumpversuche und Auffüllversuche durchgeführt. Die Untergrundverhältnisse am Altlastenstandort stellen sich zusammengefasst wie folgt dar:

- Unmittelbar unter der Geländeoberkante befinden sich anthropogene Anschüttungen aus Ziegelabbruchmaterial und Baurestmassen mit einer Mächtigkeit von rund 1 m.
- Bis in Tiefen von etwa 100 m herrschen hauptsächlich Kiese vor.
- Vereinzelt konnten Schichten aus Feinsanden lokaler Ausdehnung in den Bohraufschlüssen festgestellt werden. Deren Mächtigkeit beträgt im Mittel 1,0 m.
- Im süd-östlichen Teil der Altlast befindet sich auf etwa 13-14 m unter Geländeoberkante eine schwach durchlässige, schluffige Schicht mit einer Mächtigkeit von 0,2 bis 1,7 m. Dieser lokale Zwischenstauer besitzt einen keilförmigen, gegen Westen verjüngenden Querschnitt.
- Effektiv grundwasserstauende Schichten sind bis Tiefen von 100 m nicht vorhanden. Der Grundwasserspiegel befindet sich bei mittleren Verhältnissen in rund 4,5 m, bei Grundwasserhochständen in rund 2,0 m Tiefe .
- Durch eine hydraulische Sicherungsmaßnahme wird der kontaminierte Grundwasserstrom mit Hilfe eines Entnahmebrunnens (EB) gefasst und nach anschließender Reinigung dem Aquifer durch einen Infiltrationsbrunnen (IB) wieder zugeführt. Die

beiden Sicherungsbrunnen sind parallel zur Grundwasserströmung situiert, um eine Kreislaufzirkulation zu bewirken. Vorlaufende Berechnungen haben ergeben, dass bei einer Entnahmemenge von $Q = 20 \text{ l/s}$ von einer ausreichenden Sperrwirkung ausgegangen werden kann. Das resultierende Grundwassergefälle beträgt demzufolge 1,5 ‰.

Um eine genaue Darstellung der hydrologischen Standortbedingungen zu erhalten, wurde vorlaufend ein numerisches Grundwassermodell entwickelt. Dieses erlaubt einerseits eine genaue Planung der hydraulischen Sicherungsmaßnahme und andererseits eine aussagekräftige Prognose hinsichtlich der geplanten in-situ Sanierung. Mit diesem Modell wurden grundlegenden Parameter wie Durchlässigkeitsbeiwerte und Leakage-Faktor über Pegelmessungen kalibriert.

Bezüglich der Durchlässigkeitsbeiwerte konnte eine validierte und kalibrierte Gebietsdurchlässigkeit von $1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ermittelt werden. Die Durchlässigkeit der Kiese im Bereich des Versuchsfeldes wurde mit $7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ festgelegt. Für die grundwasserstauende Zwischenschicht wurde ein Durchlässigkeitsfaktor von $3,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ ermittelt.

Die bodenphysikalischen Untersuchungen wurden an Bohrkernproben unterschiedlicher Tiefen durchgeführt und zeigen zusammengefasst folgende Ergebnisse:

Bodenphys. Untersuchungen				
Entnahmetiefe		3,0-4,0 m	10,0-11,0 m	11,0-12,0 m
nat. Wassergehalt w_n	$\geq \%$	2,2	4,5	4,3
Korndichte ρ_s	$[g/cm^3]$	2,78	2,77	2,76
Korngrößenverteilung Gewichtsprozent	Steine	5	2	2
	Kies	65	62	66
	Sand	24	31	26
	Schluff	5	5	5
	Ton	1	0	1
Dichte feucht ρ	g/cm^3	2,04	2,36	2,48
Dichte trocken ρ_d	g/cm^3	2,00	2,26	2,38
Porenanteil n	-	0,28	0,18	0,14

Tabelle 3.1: Bodenphysikalische Untersuchungen an den Bohrkernproben

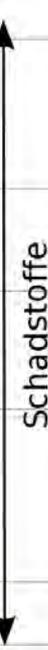
1	2	3	4			7	8	
			Zeichn. Darst.					
Tiefe ab GOK	Tiefe ab GOK	Höhe absolut 0,00 m ü. A.	GW-beobacht.	Gest.-art	Gest.-zust. L K v z		Benennung u. Beschreibung der Gesteinsarten und des Gefüges	
0,00	0,10	-0,10					Asphalt	
	0,50	-0,50					Anschüttung, Sand, kiesig, Ziegelbruch, braun bis dunkelgrau	
	0,85	-0,85					Anschüttung, Schluff, sandig, schwach kiesig, braun	
	1,30	-1,30					Anschüttung, Feinsand, schluffig, braun	
							Kies, stark sandig, schwach steinig, grau bis graubraun	
	3,10	-3,10					Sand, stark kiesig, schwach steinig, grau bis graubraun	
	4,20	-4,20					4,90 10.12.2008	Steine, kiesig, sandig, grau bis dunkelgrau
	4,45	-4,45						Kies, sandig, dunkelgrau, leichter Geruch nach KW / PAK
	5,10	-5,10						Kies, sandig, steinig, schwarz, Geruch nach KW / PAK
	5,00	7,00					-7,00	
8,30		-8,30	Kies, sandig, steinig, grau bis graubraun					
9,80		-9,80	Steine, kiesig, sandig, graubraun					
9,90		-9,90	Kies, sandig, steinig, graubraun					
10,00	12,00	-12,00	Kies, sandig, steinig, grau					
	12,80	-12,80	Schluff, beige bis grau Feinsand, schwach schluffig, grau					
	13,00	-13,00						
	13,70	-13,70	Sand, braun					
	13,80	-13,80	Sand, kiesig, braun bis graubraun					
	14,50	-14,50	Kies, stark sandig, schwach steinig, braun bis graubraun					
15,00								
	16,00	-16,00						

Abbildung 3.4: Bohrprofil einer Erkundungsbohrung [4]

Die Auswertung der Bohrprofile (siehe Abbildung 3.4) zeigt im Wesentlichen eine Kies-schicht bis in eine Tiefe von rund 13,0-14,0 m. Der lokale Zwischenstauer aus schwach sandigen Schluffen ist ebenfalls deutlichen zu erkennen. Die Schadstoffverteilung kann überwiegend auf die gesättigte Zone, bis in einer Tiefe von rund 13 m eingegrenzt werden. Bei der Betrachtung der gewonnenen Bohrkern e fällt die dunkle Färbung der kontaminierten Bereiche (siehe Abbildung 3.5).



Abbildung 3.5: Bohrkiste mit Bohrkernen aus dem kontaminierten Bereich [4]

3.5 Versuchsdurchführung

Der durchgeführte Pilotversuch erstreckte sich über einen Zeitraum von etwa 3 Monaten und lässt sich in drei Phasen unterteilen:

- Erste Heizphase - Die erste Heizphase setzte sich aus einer Aufheizphase von 3 Tagen und einem Heizbetrieb von 37 Tagen zusammen. Die Gesamtdauer der ersten Heizphase betrug somit 40 Tage und endete mit einer Abklingphase.
- Abkühlphase - Am Ende der ersten Heizphase wurde der Heizbetrieb eingestellt und es erfolgte eine Abkühlphase von 48 Tagen. Der Pumpbetrieb wurde zu dieser Zeit aber aufrechterhalten.
- Zweite Heizphase - Die 14 tägige, zweite Heizphase endete mit einer Abklingphase von 14 Tagen.

Die für den Pumpbetrieb geplanten Entnahme- bzw. Infiltrationsraten sind den Tabellen 3.2 bzw. 3.3 zu entnehmen. Anzumerken sei an dieser Stelle, dass die Summe der Infiltra-

tionsraten der Summe der Entnahmeraten entsprach, um kein zusätzliches Grundwasser aus dem Aquifer zu entnehmen.

Pumprate Entnahmebrunnen	[l/s]	[m ³ /d]
Entnahmebrunnen 1	1,0	86,4
Entnahmebrunnen 2	1,0	86,4
Entnahmebrunnen 3	1,0	86,4
$\sum_{Entnahme}$	3,0	258,3

Tabelle 3.2: Geplante Pumpraten bei den Entnahmebrunnen

Pumprate Infiltrationsbrunnen	[l/s]	[m ³ /d]
Infiltrationsbrunnen 1	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 2	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 3	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 4	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 5	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 6	0,46	39,74
Infiltrationsbrunnen 7	0,23	19,87
$\sum_{Infiltration}$	3,0	258,3

Tabelle 3.3: Geplante Pumpraten bei den Infiltrationsbrunnen

3.6 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse des Versuches umfassen die Auswertung der Temperaturverläufe der Entnahmebrunnen sowie der Temperaturmessstellen und die Aufzeichnung der detaillierten Entnahme- und Infiltrationsmengen. Die Auswertung des Pilotversuches erfolgt auf Grundlage von [4].

Die folgenden Temperaturverläufe zeigen immer die gemessenen Temperaturen der Messstellen im Vergleich zur Temperatur nach dem Wärmetauscher (TNWT). Die Diagramme

der Temperaturmessstellen T1 bis T13 zeigen den Temperaturverlauf in einer Tiefe von -6,0 m (TO), -9,0 m (TM) und -12,0 m (TU).

Temperaturverläufe der Entnahmebrunnen

Während der ersten Aufheizphase steigt die Entnahmetemperatur von ca. 11 °C auf ca. 44 °C in E1, ca. 48 °C in E2 und 51 °C in E3. Die Temperaturen bleiben bei E1 und E2 relativ unverändert während der ersten Heizphase. Die Entnahmetemperatur bei E3 steigt geringfügig auf etwa 54 °C. Nach Abschaltung der Heizanlage sinkt die Temperatur bei allen Entnahmebrunnen auf etwa 20 °C.

In der zweiten Heizphase ist ein Anstieg der Entnahmetemperatur auf ca. 50 °C bei E1 sowie ca. 56 °C bei E2 und E3 zu beobachten. Während der zweiten Abkühlphase sinkt die Temperatur auf rund 25 °C.

Abstromseitig werden während der beiden Heizphasen höhere Temperaturen als anstromseitig gemessen. So sind in der ersten Heizphase die Entnahmetemperaturen bei E3 um rund 10 °C höher als bei E1.

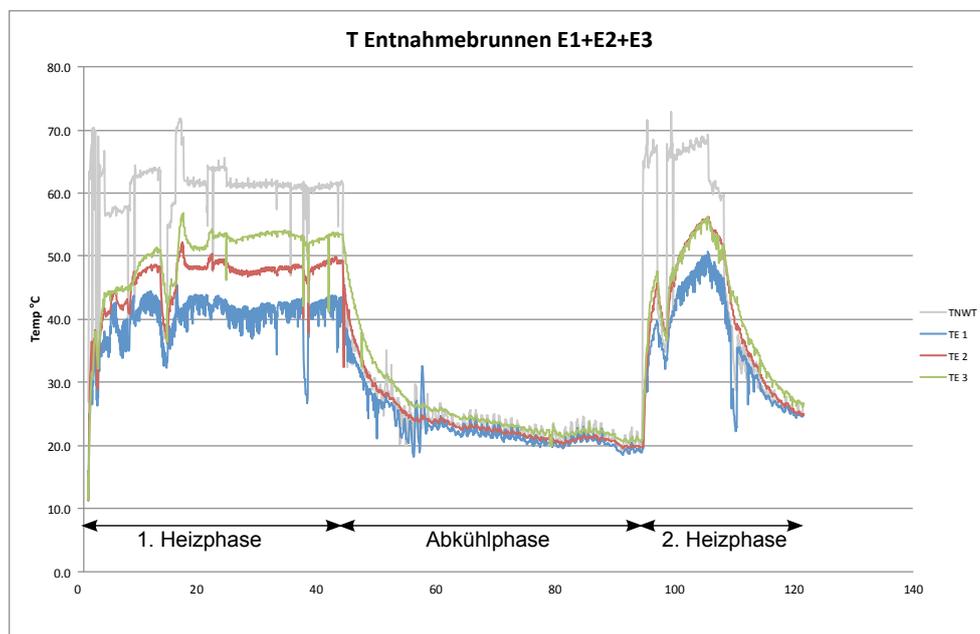


Abbildung 3.6: Temperaturverlauf Entnahmebrunnen

Temperaturverläufe im Anstrom des Versuchsfeldes

Bei den Temperaturmessstellen T1, T7, T8 und T9, welche sich im Anstrom des Versuchsfeldes befinden (siehe Abbildung 3.3), können im oberen Bereich (-6,0 m) ein rascher Anstieg der Temperatur auf ca. 50 °C bei beiden Heizphasen gemessen werden.

Im mittleren Bereich (-9,0 m) erreichen die Messstellen T1 und T9 vereinzelt Werte um 40 °C, hingegen die Messstellen T7 und T8 nur Werte bis rund 20 °C.

Die unteren Messpunkte auf -12,0 m erreichen nur eine Temperatur von rund 20 °C bei den Stellen T1 und T9 sowie rund 15 °C bei T7 und T8.

Alle Messstellen im Anstrom des Versuchsfeldes zeigen eine rasche Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe.

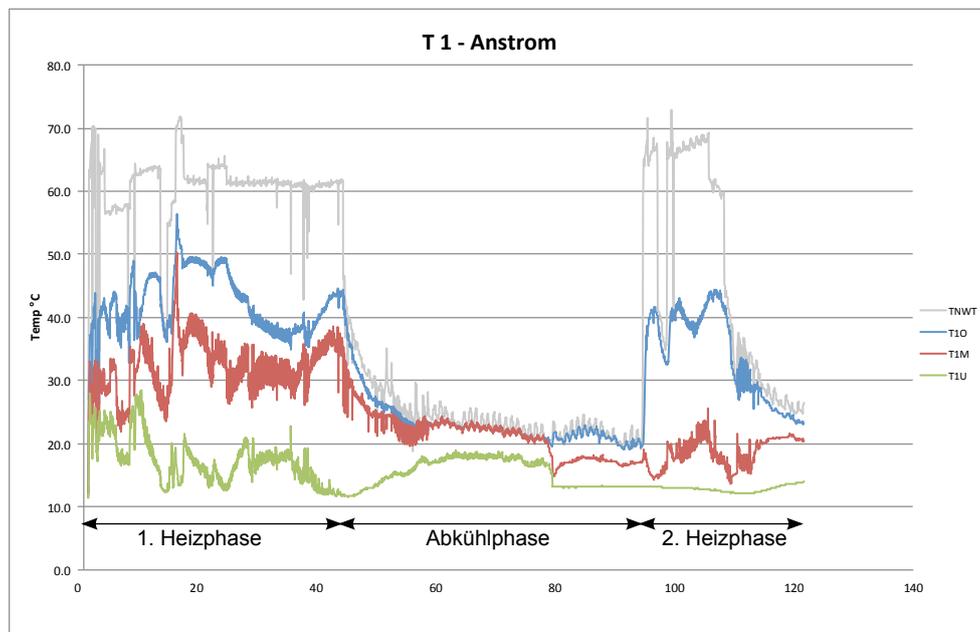


Abbildung 3.7: Temperaturverlauf der Messstelle T1

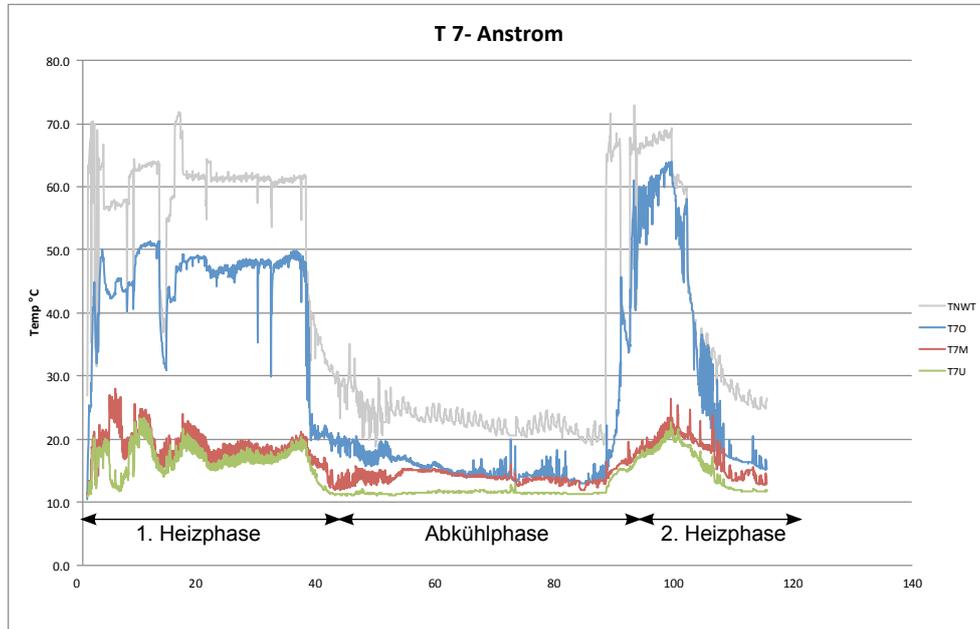


Abbildung 3.8: Temperaturverlauf der Messstelle T7

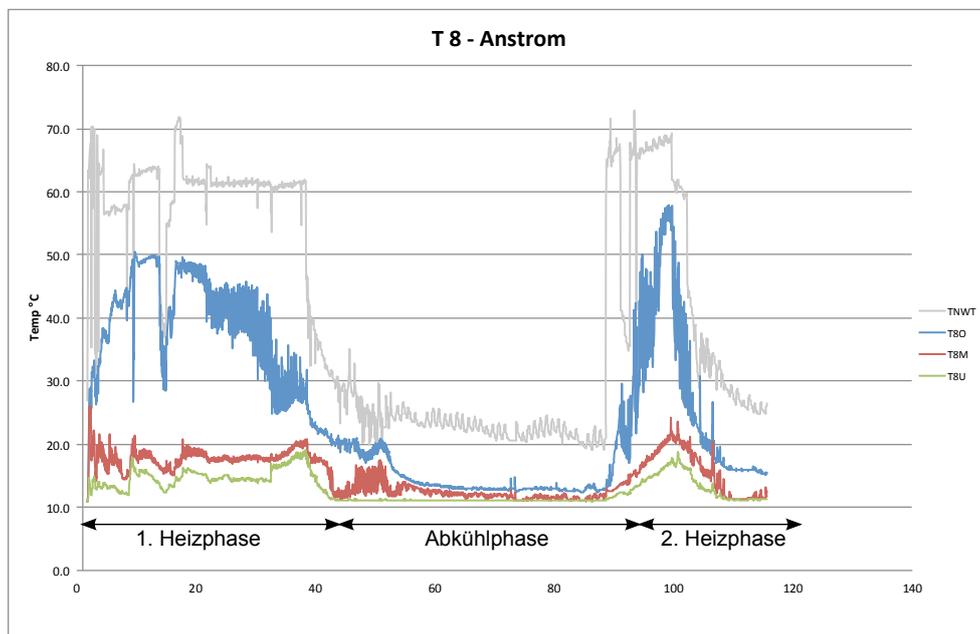


Abbildung 3.9: Temperaturverlauf der Messstelle T8

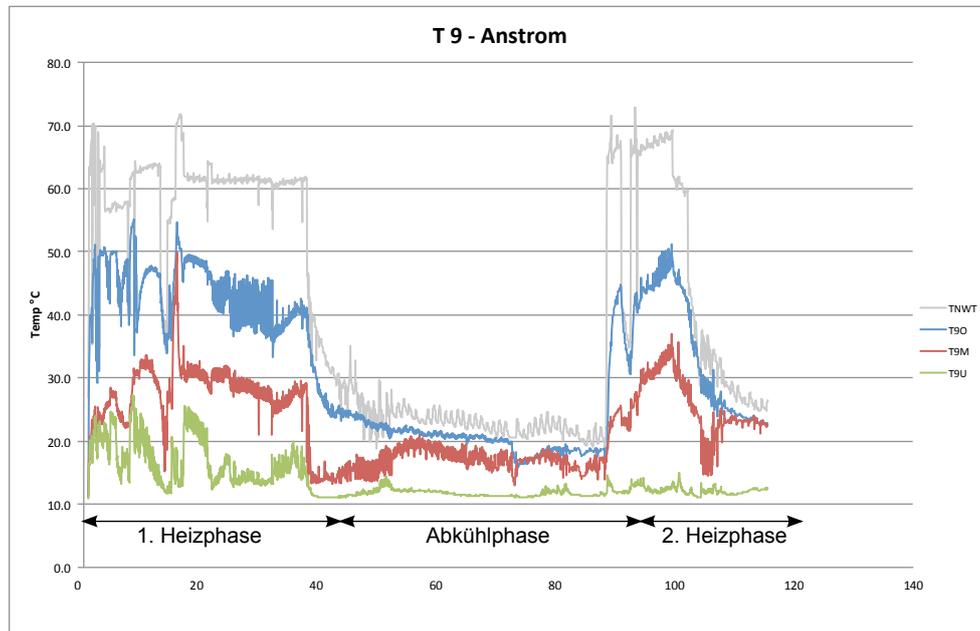


Abbildung 3.10: Temperaturverlauf der Messstelle T9

Temperaturverläufe im Zentrum des Versuchsfeldes

Bei den Temperaturmessstellen T10 und T13 im Anstrombereich des Zentrums können im oberen Bereich Temperaturen bis 50 °C gemessen werden.

Die mittleren Messpunkte im Anstrombereich verzeichnen Temperaturen von 40 °C bzw. 35 °C.

Im unteren Bereich können vereinzelt Temperaturen bis 30 °C gemessen werden, wobei im Wesentlichen Temperaturen bis 25 °C bei T13 und 15 °C bei T10 zu verzeichnen sind.

Bei beiden Temperatursonden kann in allen Tiefenstufen eine rasche Temperaturabnahme nach Ende des Heizbetriebes festgestellt werden sowie eine Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe.

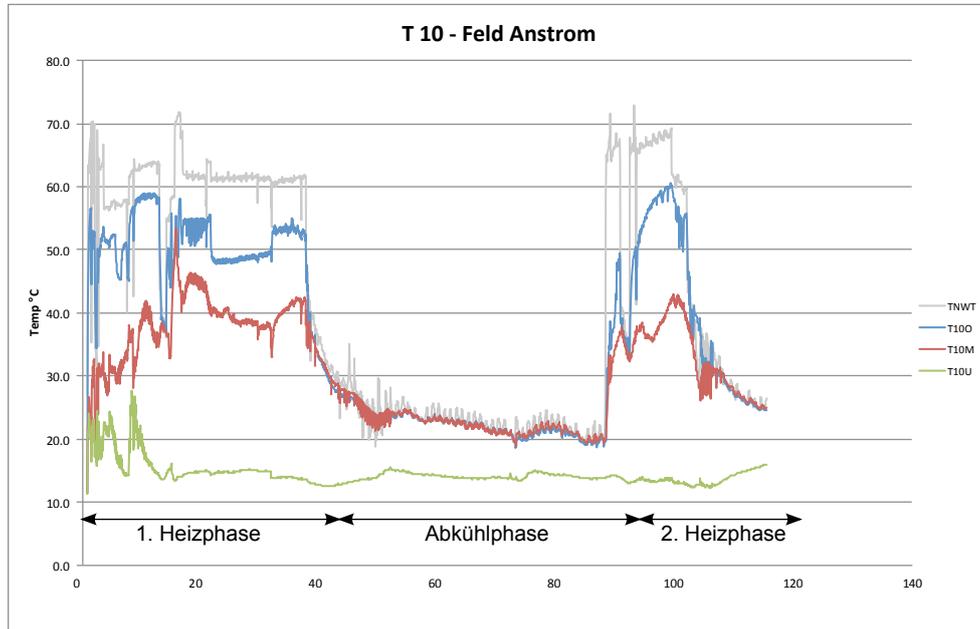


Abbildung 3.11: Temperaturverlauf der Messstelle T10

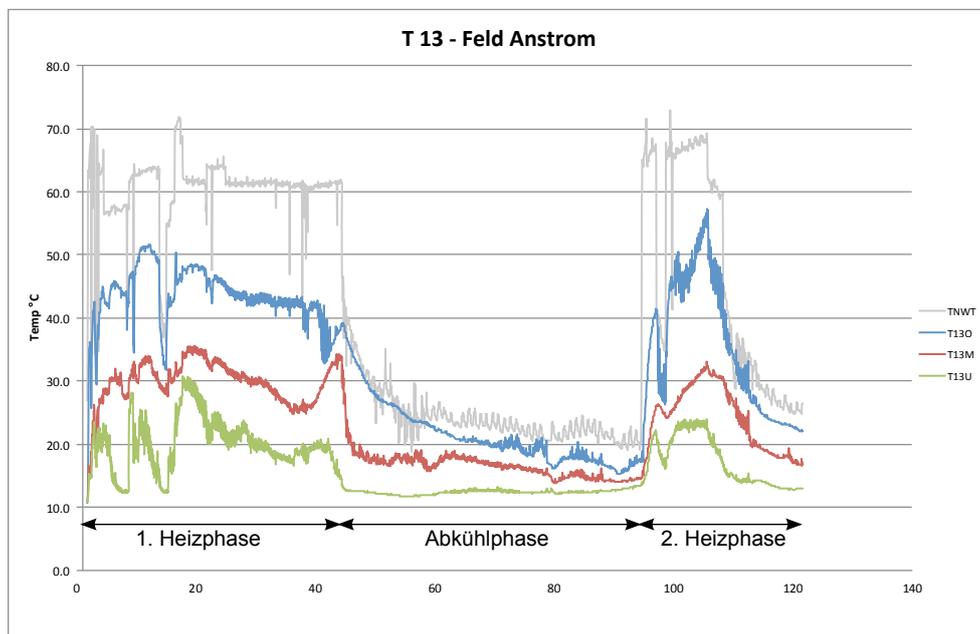


Abbildung 3.12: Temperaturverlauf der Messstelle T13

Die Abstromsonden T11 und T12 im Zentrum zeigen in beiden Heizphasen im oberen Bereich einen Temperaturanstieg bis maximal 50 °C.

Der mittlere Bereich der Messstelle T12 verzeichnet in beiden Heizphasen auch maximal 50 °C. T11 zeigt während der ersten Heizphase ebenfalls 50 °C und in der zweiten Heizphase rund 40 °C.

Im unteren Bereich können bei T11 in der ersten Heizphase ca. 25 °C erzielt werden, in der zweiten Heizphase ca. 20 °C. T12 erreicht ca. 35 °C.

Die Messstellen im Abstrom des Zentrums zeigen ebenfalls eine rasche Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe sowie eine rasche Abnahme der Temperatur nach dem Ende einer Heizphase.

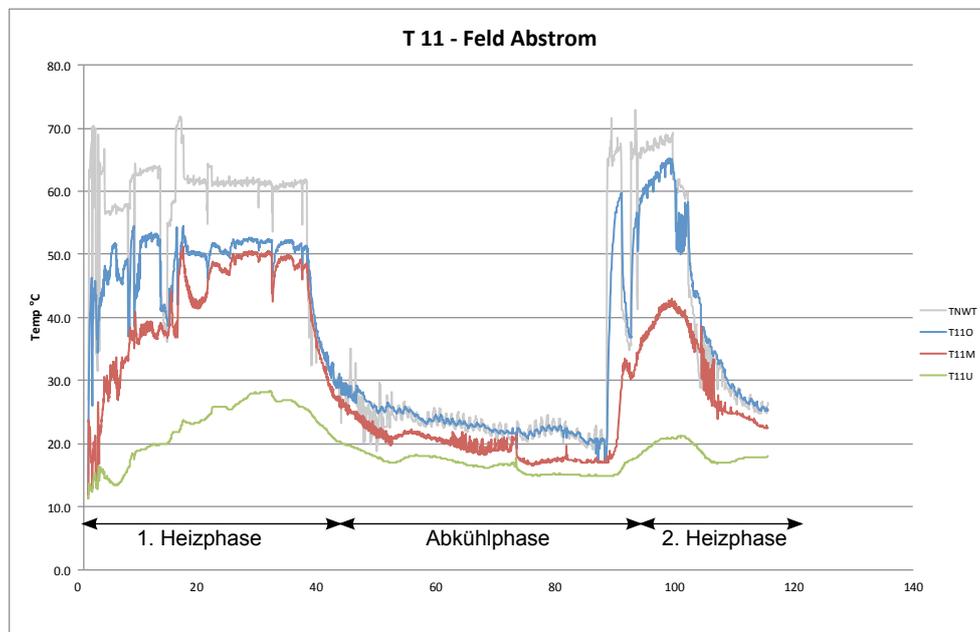


Abbildung 3.13: Temperaturverlauf der Messstelle T11

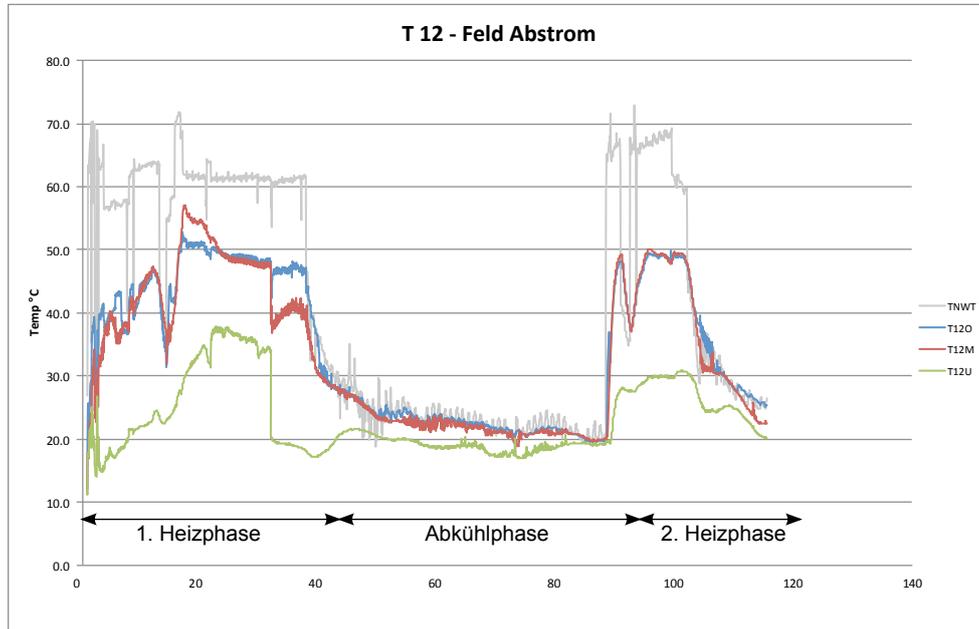


Abbildung 3.14: Temperaturverlauf der Messstelle T12

Temperaturverläufe im Abstrom des Versuchsfeldes

Während der ersten Heizphase verzeichnen alle Temperaturmessstellen im oberen Bereich des Abstromes Temperaturen von 50 °C, bei T2 und T5 auch 55 °C. Während der zweiten Heizphase können Temperaturen von maximal 60 °C gemessen werden.

Im mittleren Bereich können ebenfalls Temperaturen von maximal 50 °C während der ersten Heizphase gemessen werden. Während der zweiten Heizphase liegen die Temperaturen durchwegs tiefer als während der ersten Heizphase.

Im unteren Bereich von T2 und T3 liegen die Temperaturen bei rund 30 °C, bei T4 bei rund 20 °C. Lediglich T5 erreicht im unteren Bereich Temperaturen von maximal 50 °C.

Auch im Abstrom des Versuchsfeldes zeigt sich eine Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe.

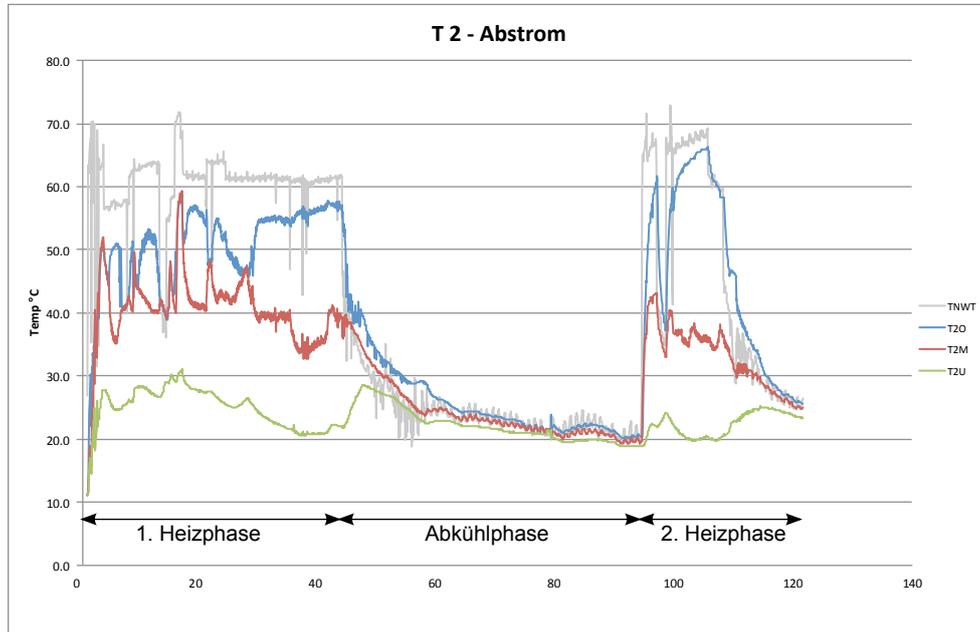


Abbildung 3.15: Temperaturverlauf der Messstelle T2

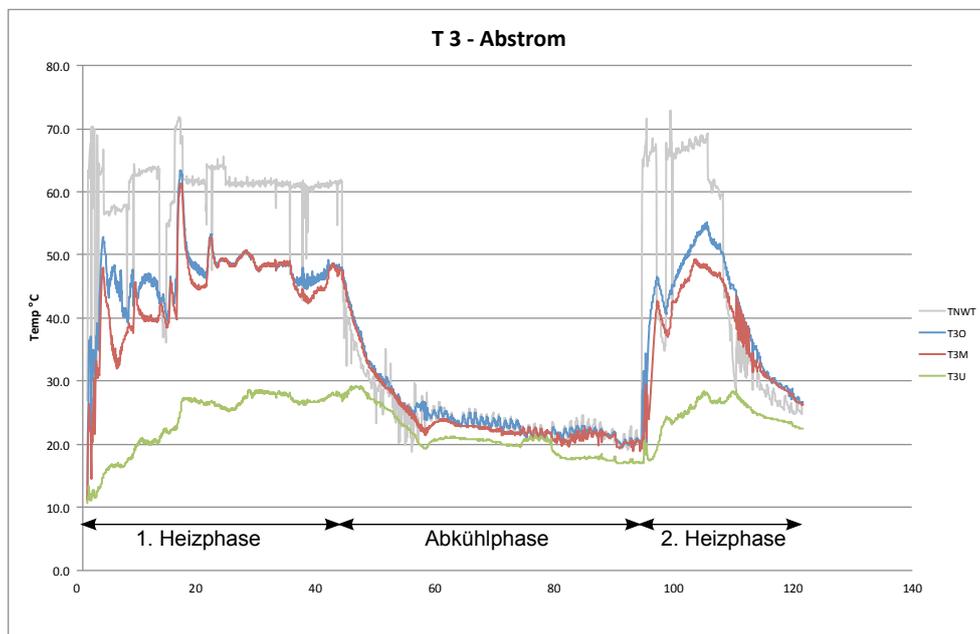


Abbildung 3.16: Temperaturverlauf der Messstelle T3

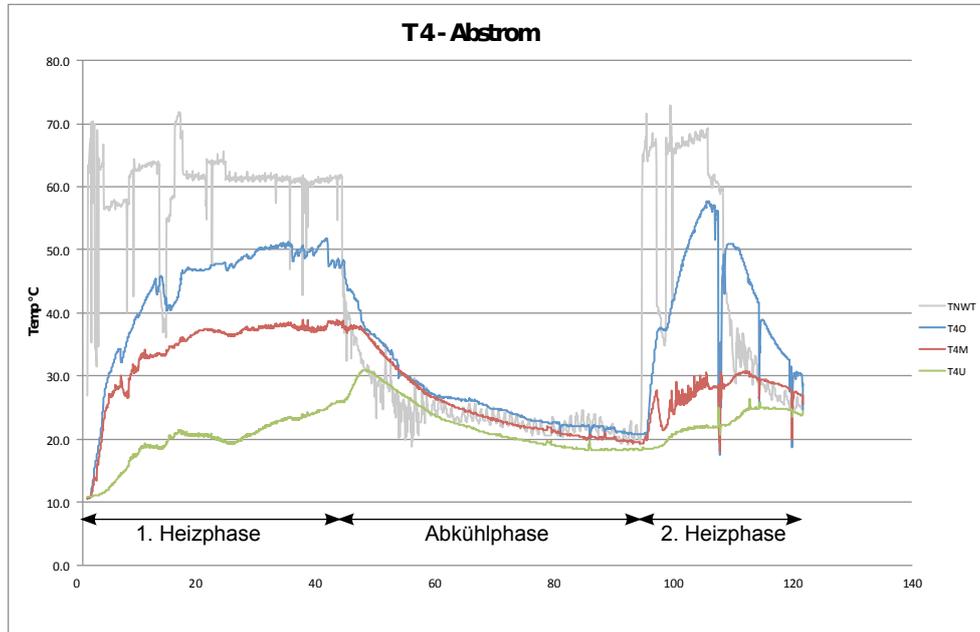


Abbildung 3.17: Temperaturverlauf der Messstelle T4

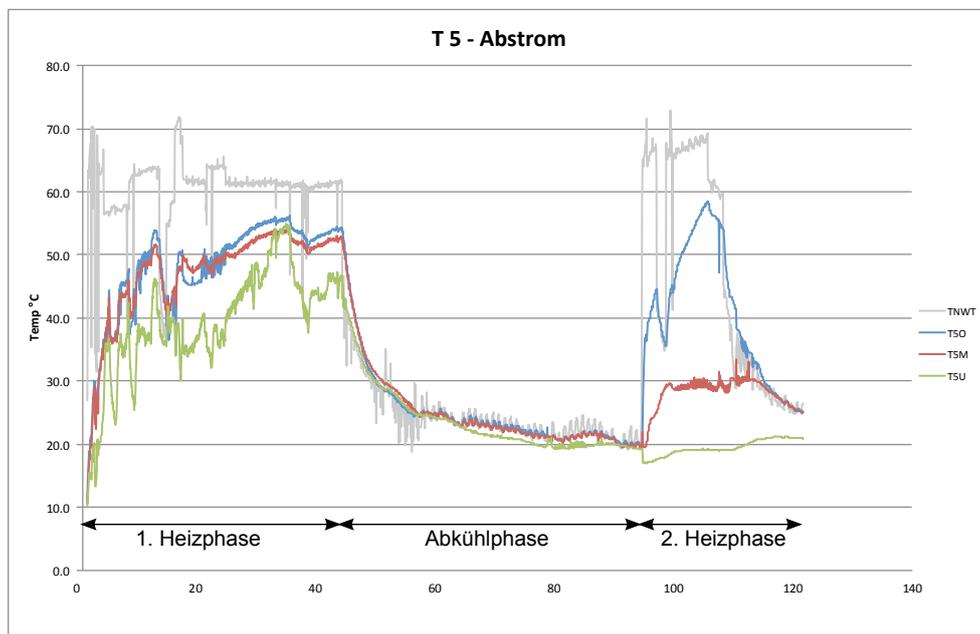


Abbildung 3.18: Temperaturverlauf der Messstelle T5

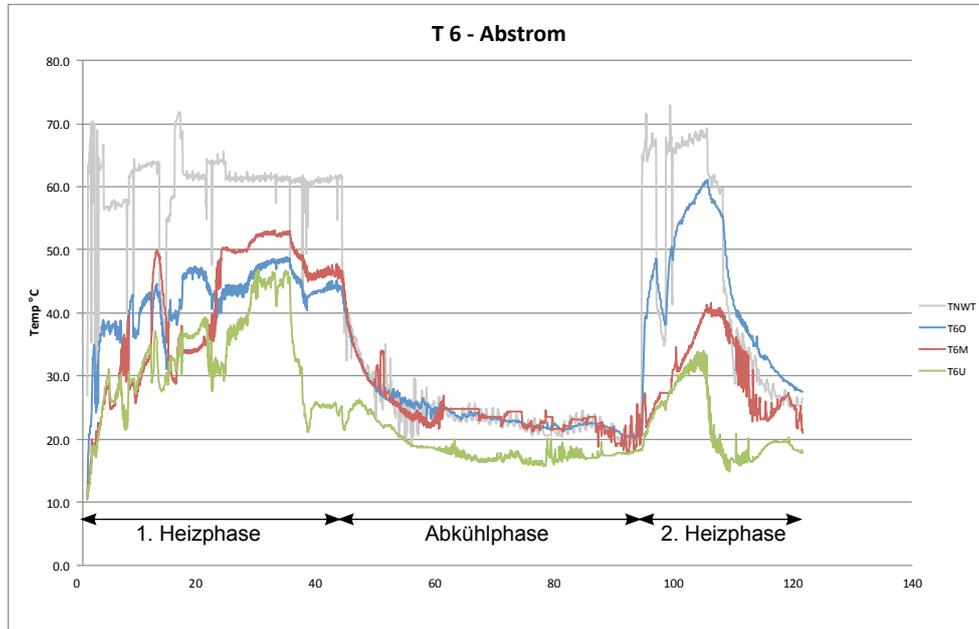


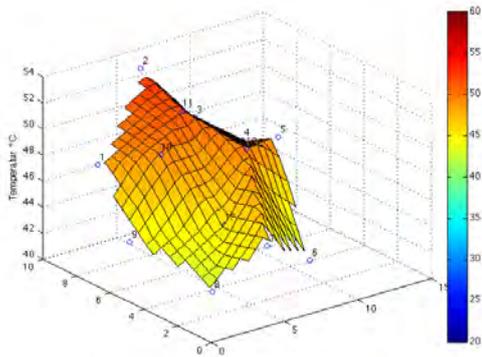
Abbildung 3.19: Temperaturverlauf der Messstelle T6

Zusammenfassung der Temperaturverläufe

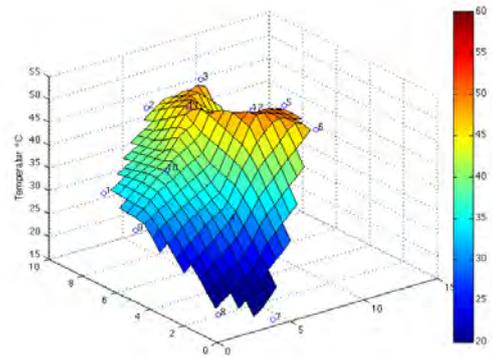
Zusammenfassend lässt sich der zeitliche Verlauf der Temperaturen im Bodenkörper wie folgt beschreiben: Bei einer Infiltrationstemperatur von 60 °C stellen sich im oberen Bereich Temperaturen von rund 50 °C ein. Die mittleren Bereiche zeigen durchwegs unterschiedliche Werte. Temperaturen von 40 °C können ebenso gemessen werden wie Temperaturen von nur rund 20 °C. Der untere Bereich erwärmt sich oft nur auf rund 20 °C, vereinzelt auch auf ca. 30 °C. Es zeigt sich hier eine durchwegs klare Temperaturabnahme mit zunehmender Tiefe.

Bei allen Temperatursonden konnte ein gutes Ansprechverhalten auf die Erwärmung festgestellt werden. Nach dem Ende einer Heizphase kann auch eine schnelle Temperaturabnahme verzeichnet werden. So gehen die Temperaturen relativ rasch auf rund 20 °C zurück, ehe sich langsam wieder die Ausgangstemperatur von rund 10-15 °C einstellt.

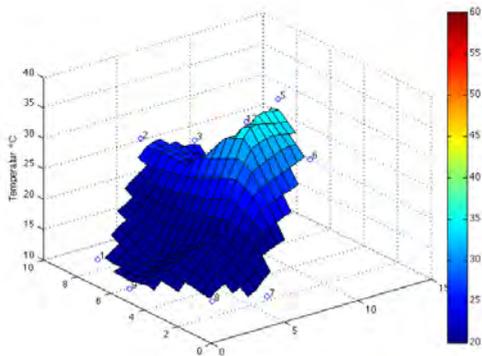
Um nun die räumliche Temperaturverteilung zu betrachten, werden die gemessenen Temperaturen nach 20 (siehe Abbildung 3.20) bzw. 40 Tagen (siehe Abbildung 3.21) während der ersten Heizphase dargestellt. Hier ist die Abnahme der Temperatur im Bodenkörper mit zunehmender Tiefe deutlich erkennbar.



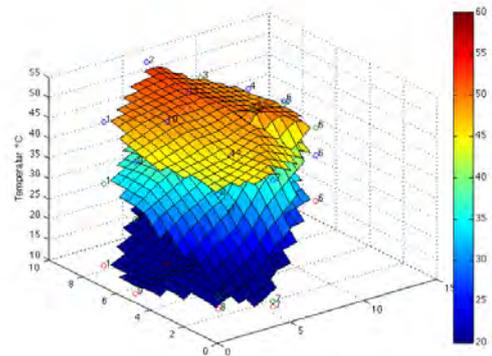
(a) Temperatur bei -6,0 m nach 20 Tagen



(b) Temperatur bei -9,0 m nach 20 Tagen

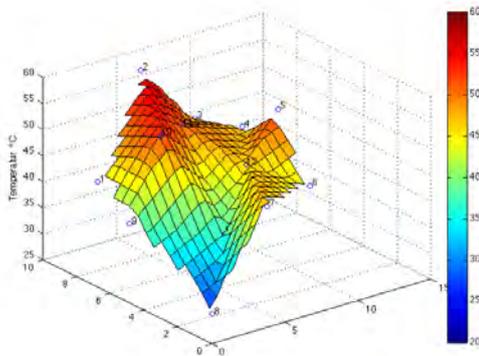


(c) Temperatur bei -12,0 m nach 20 Tagen

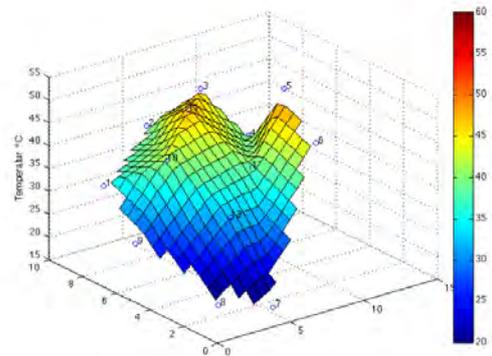


(d) Temperatur bei -6,0 m, -9,0 m und -12,0 m nach 20 Tagen

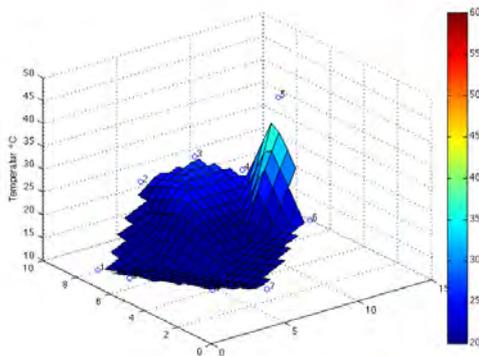
Abbildung 3.20: Räumliche Temperaturverteilung nach 20 Tagen (erste Heizphase)



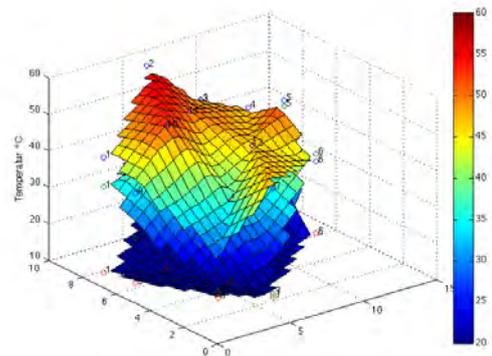
(a) Temperatur bei -6,0 m nach 40 Tagen



(b) Temperatur bei -9,0 m nach 40 Tagen



(c) Temperatur bei -12,0 m nach 40 Tagen



(d) Temperatur bei -6,0 m, -9,0 m und -12,0 m nach 40 Tagen

Abbildung 3.21: Räumliche Temperaturverteilung nach 40 Tagen (erste Heizphase)

Gemessene Pumpraten

Die folgenden Tabellen 3.4 und 3.5 zeigen die gemessenen Pumpraten während des gesamten Versuches. Aufgrund der Anlagensteuerung unterscheiden sich die ursprünglich geplanten Infiltrations- bzw. Entnahmeraten von den tatsächlichen Pumpraten (vergleiche dazu die Tabellen 3.2 und 3.3).

Die Differenz zwischen der gemessenen Entnahmerate und Infiltrationsrate kann einerseits auf die Anlagensteuerung sowie auf die tägliche Rückspülung des Sandfilters zurückgeführt

werden. Während dieses 10 minütigen Rückspülvorganges wurde die Entnahme aus den Brunnen E1 bis E3 unterbrochen.

Pumprate Entnahmebrunnen	[l/s]	[m ³ /d]
Entnahmebrunnen 1	0,73	63,07
Entnahmebrunnen 2	0,99	85,54
Entnahmebrunnen 3	0,94	81,22
$\sum_{Entnahme}$	2,66	229,83

Tabelle 3.4: Gemessene Pumpraten bei den Entnahmebrunnen

Pumprate Infiltrationsbrunnen	[l/s]	[m ³ /d]
Infiltrationsbrunnen 1	0,40	34,56
Infiltrationsbrunnen 2	0,47	40,61
Infiltrationsbrunnen 3	0,40	34,56
Infiltrationsbrunnen 4	0,40	34,56
Infiltrationsbrunnen 5	0,45	38,88
Infiltrationsbrunnen 6	0,47	40,61
Infiltrationsbrunnen 7	0,22	19,01
$\sum_{Infiltration}$	2,81	242,79

Tabelle 3.5: Gemessene Pumpraten bei den Infiltrationsbrunnen

4 Theoretische Grundlagen

In den folgenden Kapiteln werden die theoretischen Grundlagen für die numerischen Berechnungen der Grundwasserströmungen sowie der Temperaturlausbreitung im Untergrund erläutert. Es werden allgemeine Grundlagen zu den Strömungsberechnungen erklärt und Gleichungen zur Berechnung von Grundwasserströmungen vorgestellt. Abschließend wird auf die Thematik der thermischen Bodeneigenschaften eingegangen.

4.1 Allgemeine Grundlagen

Bei der zuvor vorgestellten Sanierungsmaßnahme werden durch den Betrieb der Infiltrations- und Entnahmebrunnen die natürlich vorherrschenden Grundwasserströmungen verändert. Um diese Veränderung auch rechnerisch erfassen zu können, wird der Untergrund als poröses Medium modelliert. Die Porosität eines Mediums quantifiziert den tatsächlich vorliegenden Hohlraum in einem Kontrollvolumen. Dieser freie Raum erlaubt es, dass Flüssigkeiten (Grundwasser) durch das Medium fließen.

Dieser Definition folgend, finden sich eine Vielzahl von natürlichen und synthetischen porösen Medien. So stellt ein Lockergesteinsboden, bestehend aus einem Einzelkorngefüge und dem darin eingeschlossenen Porenvolumen genauso ein poröses Medium dar wie Fels, wo Trennflächen und Gefügestörungen das Kluftvolumen kennzeichnen. Als synthetische poröse Medien seien stellvertretend künstliche Filter aus dem Bereich der Verfahrenstechnik genannt.

Im Gedankenmodell des Einheitswürfels (siehe Abbildung 4.1) werden die Bodenkomponenten Feststoff, Wasser und Luft separiert und getrennt dargestellt. Dieses Modell erlaubt eine anschauliche Definition der Porosität. Wird nun ein Lockergesteinsboden betrachtet, so lässt sich das Porenvolumen entweder bezogen auf das Gesamtvolumen V

durch den Porenanteil n oder bezogen auf das Feststoffvolumen V_s durch die Porenzahl e beschreiben.

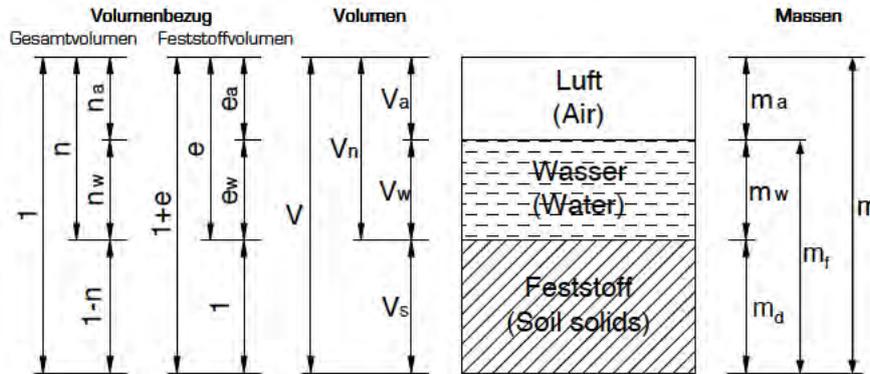


Abbildung 4.1: Gedankenmodell des Einheitswürfels [3]

Der Porenanteil n ermittelt sich wie folgt:

$$n = \frac{V_n}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (4.1)$$

n ... Porenanteil [1]

V_n ... Porenvolumen [cm^3]

V ... Gesamtvolumen [cm^3]

ρ_d ... Trockendichte [g/cm^3]

ρ_s ... Rohdichte [g/cm^3]

Bezogen auf das Feststoffvolumen ergibt sich die Porenzahl e zu:

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (4.2)$$

e ... Porenzahl [1]

V_s ... Feststoffvolumen [cm^3]

Ein Lockergesteinsboden ist aufgrund seiner Porosität durchlässig für flüssige und gasförmige Stoffe. Diese Durchlässigkeit hängt von einer Reihe unterschiedlicher Parameter

ab. Zum einen sind dies bodenspezifische Kennzahlen wie Porenanteil, Porendurchmesser, Kornform, Mineralbestand und Porenwasserdruck und zum anderen sind dies die rheologischen Eigenschaften der Flüssigkeit.

In der Bodenmechanik stellt die hydraulische Durchlässigkeit eine wesentliche Kenngröße dar. Gekennzeichnet wird diese durch den Durchlässigkeitsbeiwert k_f . Sehr eng verankert mit der Durchlässigkeit ist die Permeabilität κ . Sie quantifiziert die Durchlässigkeit eines Bodens bezugnehmend auf die rheologischen Eigenschaften einer Flüssigkeit.

$$\kappa = \frac{\mu k_f}{\rho g} \quad (4.3)$$

κ ... Permeabilität [m^2]

μ ... dynamische Viskosität der Flüssigkeit [$Pa \cdot s$]

k_f ... Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

ρ ... Dichte der Flüssigkeit [kg/m^3]

g ... Erdbeschleunigung [$9,81 \text{ m/s}^2$]

Grundwasser strömt immer von Orten höherer Energie zu Orten niedriger Energie. Die Energiehöhe oder auch hydraulische Höhe h setzt sich aus der geodätischen Höhe z , der Druckhöhe $\frac{p}{\gamma_w}$ sowie aus der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ zusammen (Bernoullische Energiegleichung).

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (4.4)$$

Wobei hier γ_w die Wichte des Wassers und g die Erdbeschleunigung darstellt. Da Grundwasserströmungen im Allgemeinen eine sehr geringe Geschwindigkeit besitzen, kann der Geschwindigkeitsterm vernachlässigt werden und Gleichung 4.4 vereinfacht sich zu:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad (4.5)$$

Um den Begriff "Geschwindigkeit" hinsichtlich Grundwasserströmungen näher zu erläutern, wird einerseits zwischen der tatsächlichen Flüssigkeitgeschwindigkeit \hat{v}^f , der über

den Porenraum gemittelte Geschwindigkeit v^f (Abstandsgeschwindigkeit) und der Filtergeschwindigkeit v unterscheiden. Die Filtergeschwindigkeit v ergibt sich aus der gemittelten Geschwindigkeit \hat{v}^f über die gesamte betrachtete Schnittfläche des Untergrundes. So liegt es nahe, bei Berechnungen in der Grundwasserhydraulik mit der Filtergeschwindigkeit v zu arbeiten, hingegen bei Berechnungen wie z.B. der Ausbreitung von Schadstoffen im Untergrund mit der Abstandsgeschwindigkeit v^f .

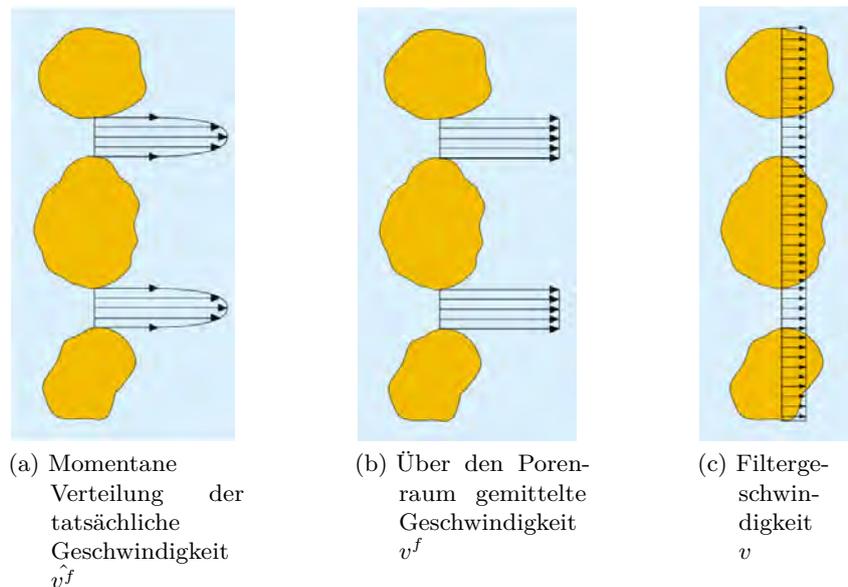


Abbildung 4.2: Geschwindigkeitsverteilungen einer Grundwasserströmung [9]

Um nun die Abstandsgeschwindigkeit mit der Filtergeschwindigkeit in Beziehung zu setzen wird sich der Tatsache, dass die Flächenporosität n_A der Volumporosität n entspricht, bedient:

$$\frac{A_n}{A} = n = n_A = \frac{V_n}{V} \quad (4.6)$$

A_n ... Porenfläche m^2

A ... Gesamtfläche m^2

Die Abstandsgeschwindigkeit v^f errechnet sich somit aus dem Quotienten von Filtergeschwindigkeit v und Porenanteil n :

$$v^f = \frac{v}{n} \quad (4.7)$$

4.2 Gesetz von Darcy

Der 1856 von Henry Darcy veröffentlichte Ansatz zur Bestimmung der Filtergeschwindigkeit in einem porösen Medium besagt, dass jene Wassermenge Q , die einen Filter von konstantem Querschnitt A durchströmt, proportional zu dem Produkt aus Druckgefälle, Filterfläche und Durchlässigkeit des Filters ist.

$$Q = k_f \frac{\Delta h}{\Delta l} A \quad (4.8)$$

Q ... durchfließende Wassermenge [m^3/s]

k_f ... Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

Δh ... Druckhöhendifferenz [m]

Δl ... durchströmte Länge [m]

A ... durchströmter Querschnitt [m^2]

Die dimensionslose Größe $\frac{\Delta h}{\Delta l}$ wird als hydraulischer Gradient i bezeichnet. Somit vereinfacht sich das Gesetz von Darcy zu:

$$v = ik_f \quad (4.9)$$

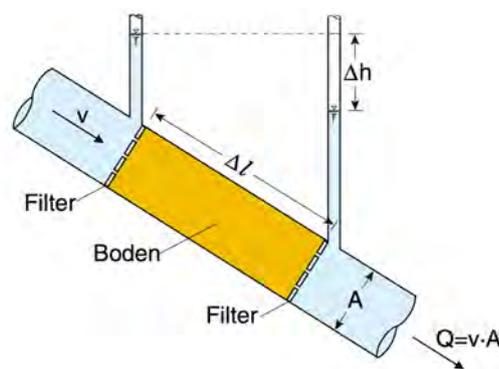


Abbildung 4.3: Prinzipskizze zum Gesetz von Darcy [9]

Das Gesetz von Darcy besitzt jedoch nur unter folgenden Einschränkungen Gültigkeit [9]:

- Der Untergrund ist isotrop und besitzt in jede Raumrichtung die selbe Durchlässigkeit. Bei Böden aus gleichgerichteten Plättchen, wie z.B. Tonböden, ist die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung beträchtlich größer als in vertikaler Richtung, sodass für diesen Fall die Voraussetzungen für die Anwendung des Gesetzes von Darcy nicht erfüllt sind.
- Das Gesetz von Darcy besitzt nur Gültigkeit bei laminaren Strömungen. Bei sehr grobkörnigen bzw. sehr feinkörnigen Böden können nichtlineare Strömungseffekte auftreten. Für turbulente Strömungen gibt es unterschiedliche Ansätze. Der interessierte Leser wird an dieser Stelle an [6] bzw. [8] verwiesen. Rechnerisch findet eine Berücksichtigung von turbulenten Effekten in der Praxis kaum Berücksichtigung.
- Die Bodenkörner befinden sich in Ruhe. Für den Fall einer Bewegung der Bodenkörner ändert sich Gleichung 4.9 zu $n(v^f - v^s) = ki$. In diesem Fall steht v^s für die Abstandsgeschwindigkeit der Bodenpartikel.
- Bei stark tonhältigen Böden setzt eine Grundwasserströmung erst bei Überwindung eines gewissen hydraulischen Gradienten $i > i_0$ ein. Hier können die Haltekräfte zwischen den Bodenpartikeln und dem Grundwasser nicht vernachlässigt werden. Ein Effekt, der z.B. bei mineralischen Dichtschichten zum Tragen kommt.

Gleichung 4.9 besitzt auch für den dreidimensionalen Raum Gültigkeit. Das Geschwindigkeitsfeld der Filterströmung \mathbf{u} [m/s] lässt sich wie folgt darstellen:

$$\mathbf{u} = -k_f \cdot \nabla h \quad (4.10)$$

$$\nabla h = \left(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Als nächster Schritt wird für k_f der Ausdruck aus Gleichung 4.3 eingesetzt. Um nun den Einfluss der Gravitation zu berücksichtigen, wird der Einheitsvektor ∇D , welcher in Wirkungsrichtung der Gravitation zeigt, eingeführt. Somit ergibt sich das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} zu:

$$\mathbf{u} = -\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla D) \quad (4.11)$$

Das gesamte hydraulische Potential ergibt sich somit aus dem Druck p [Pa] und dem Einfluss der Gravitation $\rho g D$, wobei ρ [kg/m³] die Dichte der Flüssigkeit darstellt. Nun wird die Kontinuitätsgleichung in der Form

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho\varepsilon) + \nabla \cdot (\rho\mathbf{u}) = Q_m \quad (4.12)$$

Q_m ... Quellenterm [kg/(m³ s)]

ε ... Porosität [1]

mit Gleichung 4.11 verbunden und es ergibt sich eine generalisierte Form des Gesetzes von Darcy:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho\varepsilon) + \nabla \cdot \rho \left[-\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla D) \right] = Q_m \quad (4.13)$$

Als nächster Schritt wird der erste Term von Gleichung 4.13 ausgeschrieben:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho\varepsilon) = \varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.14)$$

Nach Anwendung der Kettenregel und einer Definition der Dichte ρ und der Porosität ε als Funktion des Druckes folgt:

$$\varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial \rho}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} + \rho \frac{\partial \varepsilon}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.15)$$

Durch Einsetzen eines Terms für die Kompressibilität eines Fluids in der Form von

$$\chi_f = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial p} \quad (4.16)$$

in Gleichung 4.15, ergibt sich:

$$\frac{\partial(\rho\varepsilon)}{\partial t} = \rho \left(\varepsilon \chi_f + \frac{\partial \varepsilon}{\partial p} \right) \frac{\partial p}{\partial t} = \rho S \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.17)$$

Durch Gleichung 4.13 und Gleichung 4.17 folgt eine neuerliche, generalisierte Form des Gesetzes von Darcy:

$$\rho S \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot \rho \left[-\frac{\kappa}{\mu} (\nabla p + \rho g D) \right] = Q_m \quad (4.18)$$

Die Variable S beschreibt an dieser Stelle einen Speicherkoeffizienten $[1/Pa]$, welcher als gewichtsinduzierte Kompressibilität der porösen Matrix und der Flüssigkeit in den Poren angesehen werden kann. Wie aus Gleichung 4.18 ersichtlich, stellt der Druck p die einzige unbekannte Größe im Gesetz von Darcy dar.

4.3 Brinkman Gleichung

Neben dem zuvor hergeleiteten Gesetz von Darcy wird nachfolgend die Brinkman Gleichung zur Berechnung von Strömungen in porösen Medien vorgestellt.

Die Brinkman Gleichung beschreibt schnelle Strömungen in porösen Medien, mit einem kinetischen Potential, ausgehend von der Geschwindigkeit der Flüssigkeit, dem Druck und der Gravitation. Diese Gleichung erweitert das Darcy'sche Gesetz um die Energiedissipation, hervorgerufen durch ein viskoses Scherverhalten, mit der Navier-Stokes Gleichung. Somit bildet die Brinkman Gleichung den Übergang von langsam fließenden Strömungen in porösen Medien, welche sich durch das Darcy'sche Gesetz beschreiben lassen, hin zu schnellen Strömungen in nicht-porösen Medien, beschrieben durch die Navier-Stokes Gleichung.

Eine Strömung in einem porösem Medium ist durch eine Impulsbilanz sowie durch die Kontinuitätsgleichung bestimmt. Zusammen bilden diese die Brinkman Gleichung.

$$\frac{\rho}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \frac{\mathbf{u}}{\varepsilon} \right) = -\nabla p + \nabla \cdot \left[\frac{1}{\varepsilon} \left\{ \mu (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T) - \frac{2}{3} \mu (\nabla \cdot \mathbf{u}) \mathbf{I} \right\} \right] - \left(\frac{\mu}{\kappa} + Q_{br} \right) \mathbf{u} + \mathbf{F} \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon \rho) + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = Q_{br} \quad (4.20)$$

\mathbf{u} ... Geschwindigkeitsfeld $[m/s]$

p ... Druck $[Pa]$

\mathbf{I} ... Einheitsmatrix

ρ ... Dichte der Flüssigkeit [kg/m^3]

μ ... dynamische Viskosität [$Pa \cdot s$]

ε ... Porosität [1]

κ ... Permeabilität [m^2]

Q_{br} ... Quellenterm [$kg/(m^3 \cdot s)$]

\mathbf{F} ... Volumenkraft [N/m^3]

Anwendung findet die Brinkman Gleichung gekoppelt mit der Navier-Stokes Gleichung bei der Modellierung von hyporheischen Zonen von Fließgewässern (Grenzzone zwischen Fließgewässern und angrenzenden Grundwasserleitern), von Strömungen zu Brunnen sowie Strömungen von Nicht-Newton'schen Flüssigkeiten in porösen Medien.

Bei genauerer Betrachtung von Gleichung 4.19 ist auf der linken Seite die partielle Ableitung des Geschwindigkeitsfeldes nach der Zeit $\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t}$, welche den konvektiven Term der Gleichung darstellt, zu erkennen.

Die Terme

$$\frac{1}{\varepsilon} \{ \mu (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T) - \frac{2}{3} \mu (\nabla \cdot \mathbf{u}) \mathbf{I} \} = \frac{1}{\varepsilon} \mathbb{S} \quad (4.21)$$

beschreiben den viskosen Spannungstensor \mathbb{S} , angepasst an eine Strömung durch ein poröses Medium.

Im Falle von inkompressiblen Flüssigkeiten bleibt die Flüssigkeitsdichte im gesamten Kontrollvolumens konstant

$$\frac{\partial}{\partial t}(\varepsilon \rho) + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0 \quad (4.22)$$

und Gleichung 4.20 vereinfacht sich somit zu:

$$\rho \nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (4.23)$$

Als Eingangswerte in die Brinkman Gleichungen finden sich einerseits die Permeabilität κ und die Porosität ε als Variablen der Bodenmatrix sowie die dynamische Viskosität μ und die Dichte ρ als Variablen der Flüssigkeit. Gleichung 4.19 besitzt für den dreidimensionalen Raum vier unbekannte Größen. Diese sind die Geschwindigkeiten in jede Koordinatenrichtung (u_x , u_y und u_z) sowie der Druck p .

4.4 Thermische Bodeneigenschaften

“Der Boden besteht aus einem Gemenge von Mineralkörnern, dessen Hohlräume mit Luft, Wasser oder mit beiden ausgefüllt sind. Nachdem die thermischen Konstanten der drei Bodenkomponenten sehr verschieden sind, hängen die Konstanten des Bodens in hohem Maße vom Porenvolumen und vom Feuchtigkeitsgrad ab.” [12]

Die Temperatur zählt zu den physikalischen Grundgrößen, die den Zustand eines Körpers beschreiben. Temperaturunterschiede zwischen zwei benachbarten Körpern oder Teilen eines Systems werden über eine gewisse Zeit ausgeglichen, sofern keine äußeren Einflüsse, welche den Ausgleichsvorgang behindern, auf das System einwirken. Folgende Wärmetransportmechanismen werden unterschieden:

- Wärmeleitung (Konduktion)
- Wärmestrahlung (Radiation)
- Wärmeübergang (Konvektion)
- Verdampfungs- und Kondensationsprozesse
- Ionentausch
- Frost-Tau-Vorgänge

Maßgebend im Sinne des Wärmetransports im Boden sind die Vorgänge Wärmeleitung, Wärmeübergang sowie Wärmeübergang durch latente Wärme aufgrund von Verdunstung. Weiters können durch Frost-Tau-Vorgänge beträchtliche Wärmemenge transportiert werden.

Der Wärmetransport im Boden ist im Detail sehr komplex, da die verschiedenen Transportmechanismen in unterschiedlicher Weise zu tragen kommen. Werden an dieser Stelle jedoch die Systemgrenzen so erweitert, dass Porendurchmesser und Korngröße im Vergleich zum betrachteten Volumen vernachlässigbar klein werden und jeglicher Massentransport innerhalb des Volumens verhindert wird, dann kann der inhomogene Bodenkörper als de-facto homogenes und isotropes Kontinuum angenähert werden. [11]

Die Wärmeleitung beschreibt den molekularen Wärmetransport und stellt durch das Fourier'sche Grundgesetz den Zusammenhang zwischen der Wärmestromdichte \dot{q} [W/m^2],

welche der transportierten Wärmemenge Q durch die Fläche A in der Zeiteinheit t entspricht und dem Gradienten der Temperatur T her. Die konduktive Wärmestromdichte ergibt sich zu:

$$\dot{q}_{kond} = \dot{q}_B = \frac{Q}{At} = \frac{\dot{Q}}{A} = -\lambda_B \frac{\partial T}{\partial x} \quad (4.24)$$

λ_B ... Wärmeleitfähigkeit des Bodens [$W/m K$]

$\frac{\partial T}{\partial x}$... partielle Ableitung der Temperatur nach der Ortskoordinate, Temperaturgradient

Die Wärmeleitfähigkeit λ_B ist stark von den mengenmäßigen Anteilen der Bodenkomponenten abhängig. Die Wärmeleitung erfolgt praktisch zur Gänze über die flüssigen sowie festen Bestandteile des Bodens, da Luft eine sehr schlechte Wärmeleitfähigkeit aufweist. Es ergeben sich aber aufgrund von Wassergehalt und Lagerungsdichte durchwegs große Schwankungsbreiten. Die Wärmeleitfähigkeit ist umso größer, je größer Dichte und Wassergehalt des Bodens sind. [3]

Für den dreidimensionalen Raum ergibt sich die konduktive Wärmestromdichte für den stationären Fall zu:

$$\dot{q}_{kond} = -\lambda_B \nabla T \quad (4.25)$$

$$\nabla T = \left(\frac{\partial T}{\partial x}, \frac{\partial T}{\partial y}, \frac{\partial T}{\partial z} \right)$$

Ändert sich jedoch die Temperatur T über die Zeit t , so ändert sich auch die Wärmestromdichte im betrachteten Bereich. Die Änderung der inneren Energie wird beschrieben durch:

$$-\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial \dot{q}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial z} \quad (4.26)$$

Durch Ableiten des Fourier'schen Grundgesetzes und Einsetzen in Gleichung 4.25 ergibt sich:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) = a \Delta T \quad (4.27)$$

$$a = \frac{\lambda_B}{\rho c_B}$$

a ... Temperaturleitfähigkeit (Diffusivität) [m^2/s]

c_B ... spezifische Wärmekapazität [$W s/kg K$]

Abhängig von Wärmeleitfähigkeit, Dichte und spezifischer Wärmekapazität des Bodens beschreibt die Temperaturleitfähigkeit a Tiefe und Geschwindigkeit einer Temperaturwelle beim Eindringen in den Boden. Sie ist weiters abhängig von Bodenaufbau, Bodenstruktur und Wassergehalt. Je größer die Temperaturleitfähigkeit ist, desto schneller bildet sich eine Temperaturveränderung im Boden fort.

Die spezifische Wärmekapazität gibt jene Wärmemenge Q an, die für die Erwärmung eines Stoffes mit der Masse $m = 1 kg$ um $\Delta T = 1 K$ benötigt wird.

$$c = \frac{Q}{m\Delta T} \quad (4.28)$$

Im Falle eines Bodens ist dessen Wärmekapazität von der mengenmäßigen Zusammensetzung des Bodenbestandteile abhängig. Durch additive Überlagerung der Einzelkomponenten ergibt sich die Gesamtwärmekapazität des Bodens c_B zu:

$$c_B = c_s x_s + c_w x_w + c_l x_l \quad (4.29)$$

Hier steht die Variable x für den volumetrischen Anteil der jeweiligen Komponente im Bodengefüge (Index s = Feststoff, w = Wasser und l = Luft).

Die volumetrische Wärmekapazität $C_{v,B}$ [$W s/m^3 K$] errechnet sich aus der spezifischen Wärmekapazität der Mineralien sowie der Dichte des Bodens als gewichtetes arithmetisches Mittel der einzelnen Bodenkomponenten (Index i) [3]:

$$C_{v,B} = \sum \rho_i c_i x_i \quad (4.30)$$

Eine Übersicht über die thermischen Bodenparameter ist im Anhang A enthalten.

Der Wärmetransport durch Konvektion erfolgt zwischen zwei, sich relativ zueinander bewegenden, thermodynamischen Systemen. Beim Wärmeübergang im Boden wird zwischen der Konvektion mit Luft und der Konvektion mit Wasser unterschieden.

Der Wärmetransport durch Flüssigkeitskonvektion lässt sich folgendermaßen beschreiben:

$$\dot{q}_{konv-F} = c_w \rho_w \vec{u}_w (T_B - T'_B) \quad (4.31)$$

c_w ... spezifische Wärmekapazität des Bodenwassers [$W \text{ s}/(kg \text{ K})$]

ρ_w ... Flüssigkeitsdichte [kg/m^3]

\vec{u}_w ... Geschwindigkeitsvektor der Flüssigkeitsströmung

T'_B ... Referenztemperatur [K]

Für die (Poren-) Luftkonvektion gilt in analoger Weise:

$$\dot{q}_{konv-L} = c_l \rho_l \vec{u}_l (T_B - T'_B) \quad (4.32)$$

c_l ... spezifische Wärmekapazität der Luft [$W \text{ s}/(kg \text{ K})$]

ρ_L ... Luftdichte [kg/m^3]

\vec{u}_l ... Geschwindigkeitsvektor der Luftströmung

Die durch den Phasenübergang von Wasser (Verdunstung) entstehende latente Wärme wird in Folge der Luftkonvektion berücksichtigt. Die latente Wärme hängt in erster Linie von der Verdunstungsrate der flüssigen Phase im Boden ab.

$$\dot{q}_{lat} = L_0 \rho_w \vec{u}_l \quad (4.33)$$

L_0 ... latente Verdunstungswärme

Durch Summieren der einzelnen Wärmestromdichten ergibt sich der gesamte Wärmetransport im Erdreich \dot{q}_{ges} zu:

$$\dot{q}_{ges} = \dot{q}_{kond} + \dot{q}_{konv-F} + \dot{q}_{konv-L} + \dot{q}_{lat} \quad (4.34)$$

Für die numerische Berechnung der Temperatur bei den folgenden Simulationen wird auf nachfolgende Gleichung zurückgegriffen:

$$C_{v,B} \frac{\partial T}{\partial t} + \rho_w c_w \mathbf{u} \cdot \nabla T = \nabla \cdot (\lambda_{eq} \nabla T) + Q \quad (4.35)$$

\mathbf{u} ... Geschwindigkeitsfeld der Flüssigkeitsströmung [m/s]

λ_{eq} ... äquivalente Wärmeleitfähigkeit des Feststoff-Flüssigkeitssystems [$W/m K$]

Q ... Wärmequelle (-senke) [W/m^3]

Das Geschwindigkeitsfeld der Flüssigkeitsströmung \mathbf{u} kann als Geschwindigkeitsfeld einer darcy'schen Filterströmung mit der Geschwindigkeit v verstanden werden. Die äquivalente Wärmeleitfähigkeit ermittelt sich als arithmetisches Mittel der jeweiligen Wärmeleitfähigkeit von Feststoffmatrix und Flüssigkeit.

$$\lambda_{eq} = \lambda_B(1 - n) + \lambda_w n \quad (4.36)$$

5 Numerische Simulationen

In den folgenden Kapiteln werden für den durchgeführten Pilotversuch zur thermisch-hydraulischen in-situ Sanierung Berechnungsmodelle vorgestellt, welche sowohl die strömungsmechanischen als auch die thermodynamischen Vorgänge im Untergrund erfassen. Die numerischen Simulationen werden mit dem Softwarepaket COMSOL Multiphysics durchgeführt.

5.1 Ausflussverhalten aus einem Infiltrationsbrunnen

Um die Strömungsverhältnisse der gesamten Brunnenanlage wirklichkeitsgetreu simulieren zu können, müssen zuerst die Randbedingungen eines einzelnen Infiltrations- bzw. Entnahmebrunnens erklärt werden. Wie bereits erwähnt, wurden die Infiltrationsbrunnen (DN 100) 13,0 m abgeteuft und im Grundwasserbereich von ca. -5,5 m bis -13,0 m mit einem Filter ausgebaut. Die Warmwasserzufuhr in den Brunnen erfolgte über einen Schlauch innerhalb der Filtergarnitur bis etwa -12,0 m unter Geländeoberkante. Das erwärmte Wasser strömte aus dem Schlauch in den Brunnen und infiltrierte anschließend in den Untergrund.

Das Modell eines Infiltrationsbrunnens setzt sich aus zwei unterschiedlichen Modellen zusammen. Die Strömung innerhalb des Brunnens kann als Rohrströmung beschrieben werden, welche in eine Strömung durch ein poröses Medium (Untergrund) übergeht. Für die Berechnung dieser Rohrströmung stellt die Navier-Stokes Gleichung den gebräuchlichsten Ansatz dar. Für die folgende Simulation wird deshalb auf die Navier-Stokes Gleichung für inkompressible Flüssigkeiten in folgender, stationärer Form zurückgegriffen:

$$\rho(\mathbf{u} \cdot \nabla)\mathbf{u} = \nabla \cdot [-p\mathbf{I} + \mu(\nabla\mathbf{u} + (\nabla\mathbf{u})^T)] + \mathbf{F} \quad (5.1)$$

$$\rho\nabla \cdot \mathbf{u} = 0$$

\mathbf{u} ... Geschwindigkeitsfeld [m/s]

p ... Druck [Pa]

\mathbf{I} ... Einheitsmatrix

ρ ... Dichte der Flüssigkeit [kg/m^3]

μ ... dynamische Viskosität [$Pa \cdot s$]

\mathbf{F} ... Volumenkraft [N/m^3]

Hier finden sich als abhängige Größen das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} sowie der Druck p .

Die Strömungen im Untergrund werden in diesem Modell durch die Brinkman Gleichung beschrieben. Siehe dazu die Gleichungen 4.19 und 4.20.

5.1.1 Modellbeschreibung

Dem numerischen Modell liegt eine rotationssymmetrische Geometrie mit einem Radius von 15,0 m und einer Höhe von ebenfalls 15,0 m zugrunde. Mittig befindet sich das Bohrloch mit einem Radius von 0,05 m sowie der Schlauch mit einem Radius von 0,02 m, welcher 1,0 m über dem Bohrlochtiefsten endet.

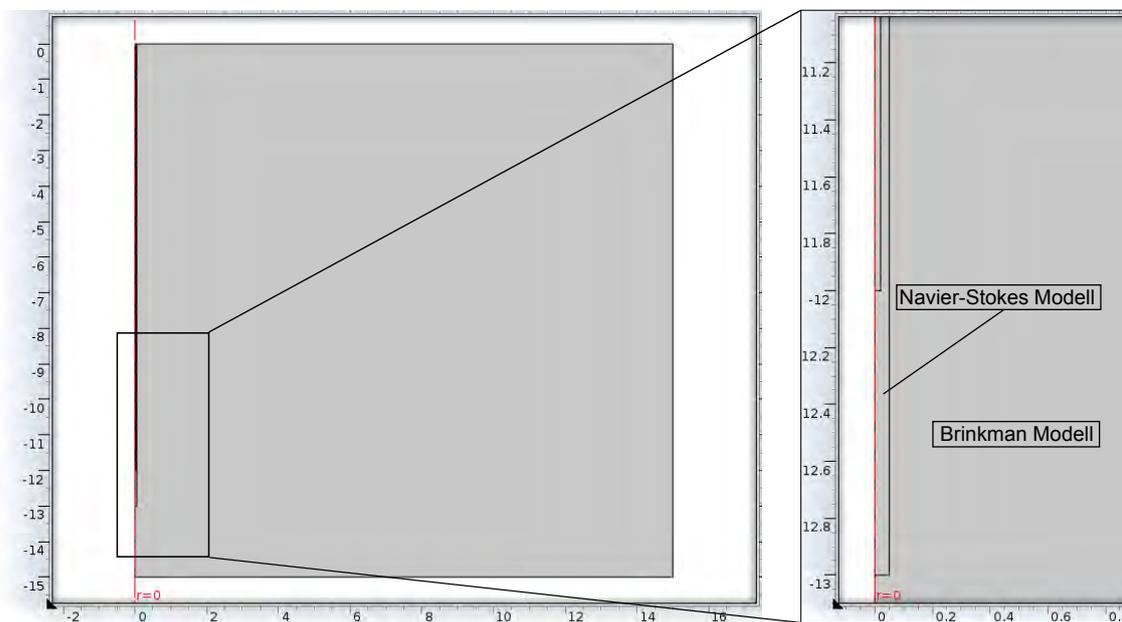


Abbildung 5.1: Rotationssymmetrische Geometrie eines Infiltrationsbrunnens

Die folgende Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Eingangswerte der Berechnung des Ausflussmodells:

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Dreiecke	34933 Elemente
	Solver	Typ	stationär
Modelle	Navier-Stokes Gl.		Inkompr. Strömung
	Brinkman Gl.		Inkompr. Strömung
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
	Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$	
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	$m = 0,46 \text{ kg/s}$
	Auslass	Massenstrom	$m = -0,46 \text{ kg/s}$

Tab. 5.1: Eingangswerte für die Berechnung des Ausflusses aus einem Infiltrationsbrunnen

5.1.2 Randbedingungen

Die erste Randbedingung des Modells beschreibt den Massenstrom durch den Schlauchquerschnitt in das Bohrloch. Dieser wurde beim Pilotversuch vor Versuchsbeginn mit $m = 0,46 \text{ kg/s}$ für die Infiltrationsbrunnen 1 bis 6 bzw. $m = 0,23 \text{ kg/s}$ für Infiltrationsbrunnen 7 festgelegt (siehe Tabelle 3.3). Die Einlassrandbedingung in das Navier-Stokes Modell ergibt sich somit zu:

$$\mathbf{u}_{ns} = \frac{m_f}{\rho} \mathbf{n} \quad (5.2)$$

Hier beschreibt $\mathbf{u}_{ns} [m/s]$ das Geschwindigkeitsfeld an der Stelle des Einlasses, welches die Richtung durch den Normalvektor \mathbf{n} erhält. Die Variable m_f beschreibt den spezifischen Massenstrom $[kg/m^2 \text{ s}]$.

Über die 7,5 m lange Filterstrecke infiltriert das eingepumpte Wasser in den umgebenden Untergrund. Diese Filterstrecke stellt somit den Modellübergang zwischen der Strömung im Bohrloch und jener im Untergrund dar. Die Koppelung zwischen den beiden Modellen erfolgt über den Druck p , sowie das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} .

$$p_{ns} = p_{br} \quad (5.3)$$

$$\mathbf{u}_{ns} = \mathbf{u}_{br}$$

Als Auslassrandbedingung aus dem Brinkman Modell dient ein Geschwindigkeitsfeldes, welches über den spezifischen Massenstrom definiert wird.

$$\mathbf{u}_{br} = \frac{m_f}{\rho} \mathbf{n} \quad (5.4)$$

Mit Hilfe einer numerischen Simulation soll nun die Strömung aus einem Infiltrationsbrunnen charakterisiert werden. Ziel ist hierbei weniger eine Quantifizierung der Strömung im Hinblick auf bestimmte Parameter wie Durchlässigkeit und Pumpmenge, sondern vielmehr die Charakterisierung des Ausflusses bei einer Wasserzufuhr über einen Schlauch, welcher knapp über dem Bohrlochtiefsten endet.

5.1.3 Ergebnisse

Die Geschwindigkeitsverteilung des Navier-Stokes Modells (siehe Abbildung 5.2a) ist gekennzeichnet durch eine maximale Geschwindigkeit an der Einlassstelle. Weiters ist eine exponentielle Abnahme der Geschwindigkeit mit zunehmender Tiefe zu erkennen. In den Bereichen über dem Einlass in das Bohrloch ergibt sich lediglich eine sehr geringe Geschwindigkeit. Das eingepumpte Wasser infiltriert über die 7,5 m lange Filterstrecke in den porösen Untergrund. Am Modellübergang ist eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Geschwindigkeit über die Filterstrecke zu erkennen. Siehe dazu die Abbildungen 5.2b bzw. 5.3.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Tiefenlage des Einlasses in das Bohrloch (Schlauchende) keinen Einfluss auf das Ausflussregime aus dem Brunnen hat. Das eingepumpte Wasser infiltriert näherungsweise konstant über die Filterstrecke in den Untergrund und kann somit auch in dieser Form als Randbedingung für die weiteren Modelle definiert werden.

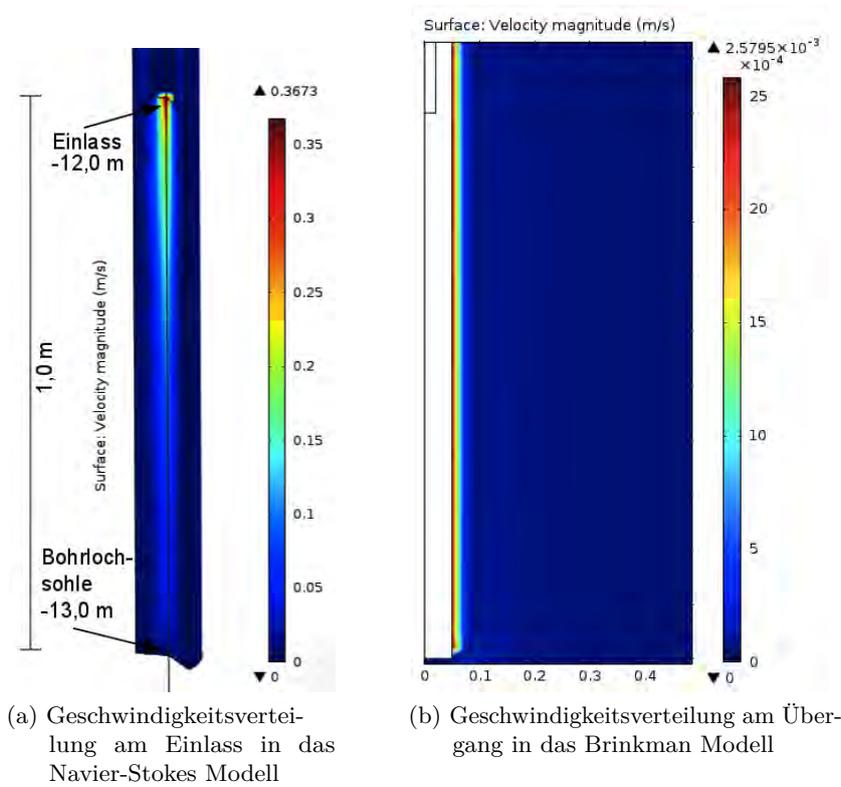


Abbildung 5.2: Geschwindigkeitsverteilung des Navier-Stokes (a) bzw. Brinkman Modells (b)

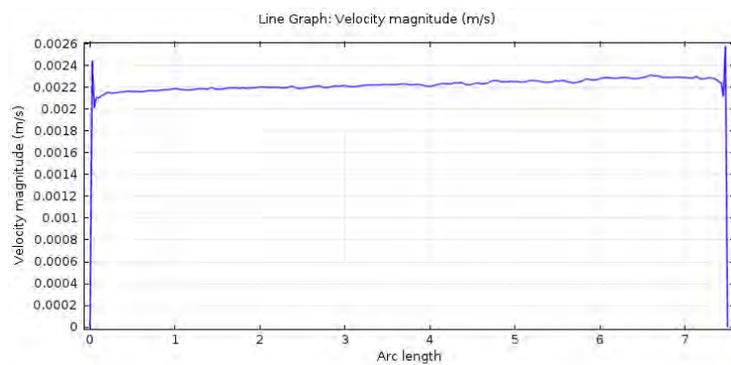


Abbildung 5.3: Strömungsgeschwindigkeit entlang des Modellüberganges (0 m ... oberes Ende der Filterstrecke, 7,5 m ... Bohrlochsohle = unteres Ende der Filterstrecke)

5.2 Thermodynamisches Verhalten eines Infiltrationsbrunnens

Durch die Infiltration von Warmwasser in den Untergrund erwärmt sich der Bodenkörper in Abhängigkeit von den thermischen Grundwasser- und Bodeneigenschaften und den vorherrschenden Wasserströmungen. Nachfolgend wird näher auf das thermodynamische Verhalten eines einzelnen Infiltrationsbrunnens eingegangen.

Für die Berechnung der Flüssigkeitsströmung wird an dieser Stelle wieder auf die Brinkman Gleichung zurückgegriffen. Siehe dazu die Gleichungen 4.19 bzw. 4.20. Für die Berechnung der Temperatur, die sich im Zuge der Warmwasserinfiltration im Untergrund einstellt, wird Gleichung 4.35 herangezogen.

Bei Betrachtung der Brinkman Gleichung fällt auf, dass die Dichte jeweils als konstante Stoffparameter in die Gleichung eingehen. Natürliche Konvektion in einem porösen Medium kommt aber erst aufgrund eines Dichteunterschiedes in der Flüssigkeit zustande (siehe Abbildung 5.4). Bei der sogenannten *Boussinesq – Approximation* zur Beschreibung von natürlicher Konvektion wird die Abhängigkeit der Flüssigkeitsdichte von der Temperatur in einem Auftriebsterm berücksichtigt. [7]

Die in Gleichung 4.19 angeführte Volumenkraft \mathbf{F} ergibt sich somit zu einer Auftriebskraft \mathbf{F}_A [N/m^3]:

$$\mathbf{F}_A = (\rho - \rho_0)g \approx -\rho_0\beta(T - T_0)g \quad (5.5)$$

ρ_0 ... Flüssigkeitsdichte zum Zeitpunkt t_0 [kg/m^3]

ρ ... momentane Flüssigkeitsdichte [kg/m^3]

T_0 ... Temperatur zum Zeitpunkt t_0 [K]

T ... Temperatur [K]

β ... Thermischer Ausdehnungskoeffizient [$1/K$]

g ... Erdbeschleunigung [$9,81 m/s$]

Der thermische Ausdehnungskoeffizient β beschreibt die temperaturbedingte Ausdehnung eines Stoffes bei dessen Erwärmung. Da die gesamte Masse der Flüssigkeit aufgrund der Massenerhaltung temperaturunabhängig ist, ergibt sich β aus der Dichte $\rho(T)$ in Abhängigkeit von der Temperatur:

$$\beta = -\frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \rho}{\partial T} \right)_p \quad (5.6)$$

wobei bei der partiellen Ableitung der Temperatur, die als Index nachgestellte Größe p konstant zu halten ist.

Die Boussinesq-Approximation besitzt nur Gültigkeit für kleine Änderungen der Dichte:

$$\beta(T - T_0) \ll 1 \quad (5.7)$$

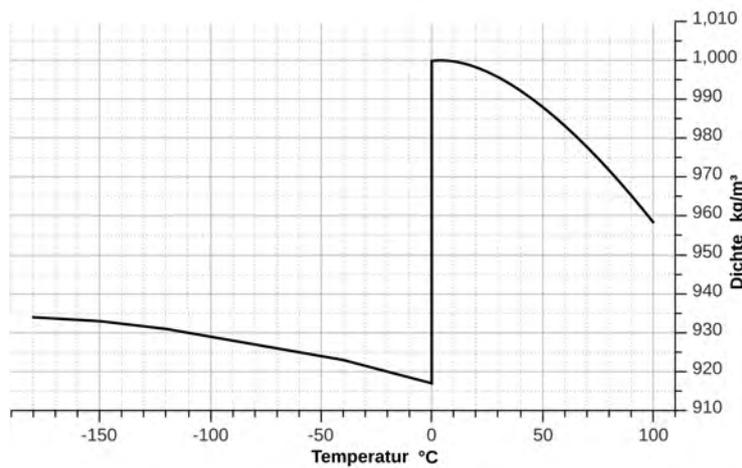


Abbildung 5.4: Dichte von Wasser in Abhängigkeit von der Temperatur

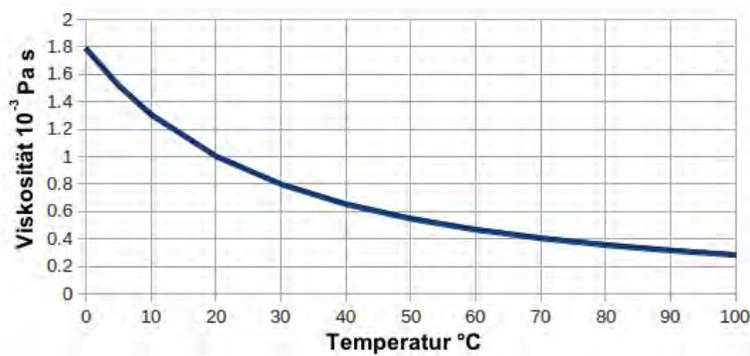


Abbildung 5.5: Dynamische Viskosität von Wasser in Abhängigkeit von der Temperatur

An dieser Stelle sei angemerkt, dass bei den folgenden Simulationen sowohl die Dichte als auch die Viskosität der Flüssigkeit in Gleichung 4.19 konstant gehalten werden. Die Auftriebswirkung infolge eines Dichteunterschiedes wird durch die Auftriebskraft \mathbf{F}_A aus Gleichung 5.5 erfasst.

5.2.1 Modellbeschreibung

Das betrachtete Modell besteht ebenfalls aus einem rotationssymmetrischen Querschnitt mit einer Kantenlänge von 15,0 m. Mittig angeordnet befindet sich das Bohrloch mit einem Radius von 0,05 m und einer Tiefe von 13,0 m. Das Modell wird in eine gesättigte und eine ungesättigte Zone unterteilt. Die Zonengrenze entspricht dem Grundwasserspiegel, welcher sich im Mittel auf rund -4,5 m befindet.

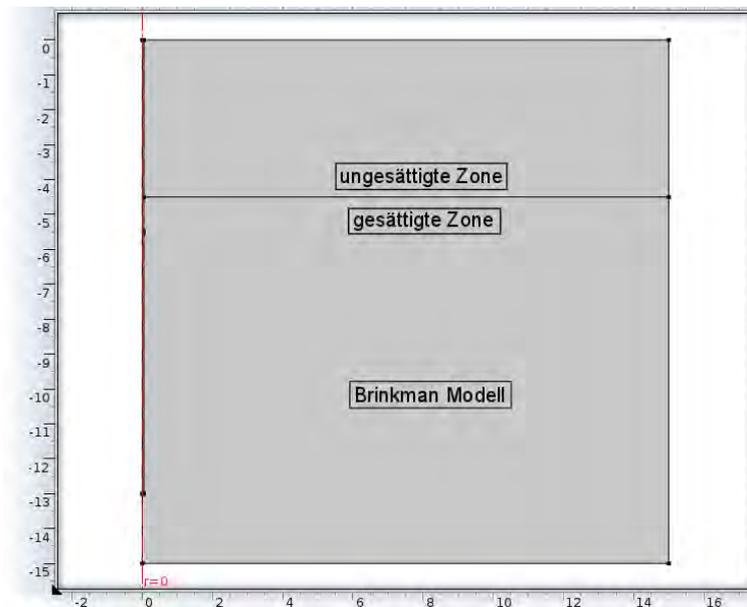


Abbildung 5.6: Geometrie zur Berechnung des thermischen Verhaltens eines Infiltrationsbrunnens

In einer ersten Berechnung wird die Temperaturausbreitung ohne Einbeziehung einer Auftriebskraft ($F_A = 0$) simuliert. Eine zweite Simulation erfasst zusätzlich eine Auftriebswirkung in Folge einer Dichteänderung der Flüssigkeit durch Erwärmung ($F_A = -\rho_0\beta(T - T_0)g$).

Die thermischen Bodeneigenschaften Wärmeleitfähigkeit und volumetrische Wärmekapazität aus Tabelle 5.2 können dem Anhang A entnommen werden. Für die folgenden Simulationen werden die empfohlenen Werte für wassergesättigten Kies herangezogen.

Die folgende Tabelle 5.2 fasst die Einstellungen für die Simulation zusammen:

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Dreiecke	8909 Elemente
	Solver	Typ	transient
Modelle		Brinkman Gl.	Inkompr. Strömung
		Wärmeübertragung	gesätt./ungesätt. Zone
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
		Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
		Therm. Eigensch.	Wärmeleitf. _{Boden}
		vol. Wärmekap. _{Boden}	$C_{v,B} = 2,4 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		Wärmeleitf. _{Wasser}	$\lambda_w = 0,6 \text{ W/m K}$
		Wärmekap. _{Wasser}	$C_w = 4217 \text{ J/kg K}$
		Ausdehnungsk.	$\beta = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ 1/K}$
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	$m = 0,46 \text{ kg/s}$
	Auslass	offene RBD	-
	Temperatur	Infiltrationstemp.	$T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$
	Temperatur	stat. Wand	Isolation

Tab. 5.2: Eingangswerte für die Berechnung des thermischen Verhaltens eines Infiltrationsbrunnens

5.2.2 Randbedingungen

Strömungsmechanische Randbedingungen

Wie bereits in Kapitel 5.1 festgestellt, infiltriert das eingepumpte Warmwasser näherungsweise konstant über die Filterstrecke. Die Einlassrandbedingung in das Brinkman Modell folgt somit folgender Bedingung:

$$\mathbf{u}_{br} = \frac{m_f}{\rho} \mathbf{n} \quad (5.8)$$

Für den Auslass aus dem Brinkman Modell dient in diesem Fall eine offene Randbedingung in folgender Form:

$$\left[-p\mathbf{I} + \mu \left(\nabla \mathbf{u}_{br} + (\nabla \mathbf{u}_{br})^T \right) \right] \mathbf{n} = 0 \quad (5.9)$$

Thermodynamische Randbedingungen

An der Stelle des Einlasses (Filterstrecke) wird die Temperatur durch die Infiltrationstemperatur vorgegeben:

$$T = T_{inf} \quad (5.10)$$

Auf Grundlage der Temperatúrauswertung des Pilotversuches (siehe Abbildung 3.6) kann die Infiltrationstemperatur mit $T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ für die erste Heizphase angenommen werden.

Die Bodentemperatur wird mit $T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ initialisiert.

5.2.3 Ergebnisse

Auftriebskraft $F_A = 0$

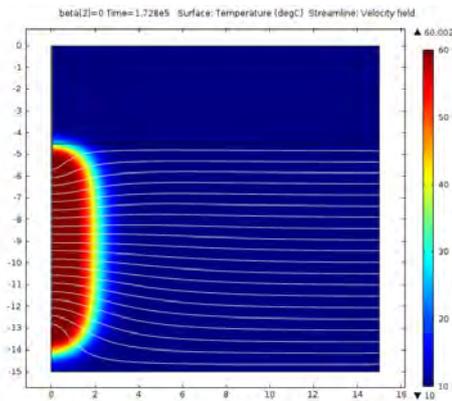
Diese Simulation umfasst eine transiente Berechnung der Flüssigkeitsströmung und der Temperaturausbreitung im Untergrund ohne den Einfluss einer Auftreibkraft ($F_A = 0$).

Das Geschwindigkeitsfeld der Strömung erweist sich als quasi-stationär über die Simulationsdauer von 40 Tagen. Der Bereich mit den höchsten Geschwindigkeiten befindet sich unmittelbar beim Einlass. Weiters ist eine starke Abnahme der Geschwindigkeit mit zunehmender Entfernung vom Einlass zu erkennen. Die resultierenden Stromlinien zeigen eine gleichmäßige Verteilung der Strömung über den rotationssymmetrischen Querschnitt (Siehe dazu die Abbildungen 5.7a bis 5.7f)

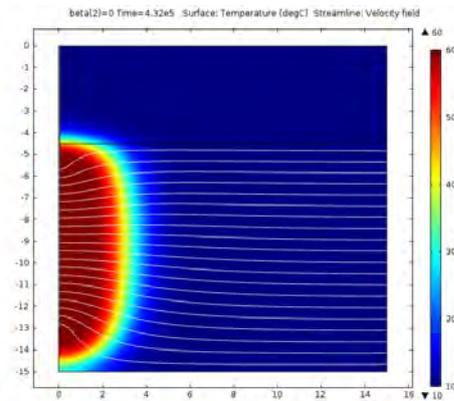
Der Untergrund erwärmt sich rasch im Bereich des Einlasses auf $60\text{ }^\circ\text{C}$. Bereits nach 2 Tagen besitzt der erwärmte Bereich einen Durchmesser von etwa 3,0 m (siehe Abbildung 5.7a). Nach 5 Tagen erreicht die Temperaturfront den ungesättigten Bodenbereich (siehe Abbildung 5.7b). Mit fortschreitender Simulationsdauer bildet sich auch die Temperaturfront fort und der erwärmte Bereich erreicht nach 40 Tagen einen Durchmesser von rund 13,0 m. Der Temperaturübergangsbereich zwischen $T = T_{inf} = 60\text{ }^\circ\text{C}$ und $T = T_{init} = 10\text{ }^\circ\text{C}$ wird mit zunehmender Simulationsdauer ebenfalls größer.

Der erwärmte Bereich besitzt über die Tiefe eine relativ gleichmäßige Ausdehnung. Die ungesättigte Zone (Porenraum mit Luft gefüllt) erwärmt sich wesentlich langsamer als die gesättigte Zone (Porenraum mit Wasser gefüllt). Dieses Verhalten ist auf die schlechtere Wärmeleitung von Luft gegenüber Wasser zurückzuführen.

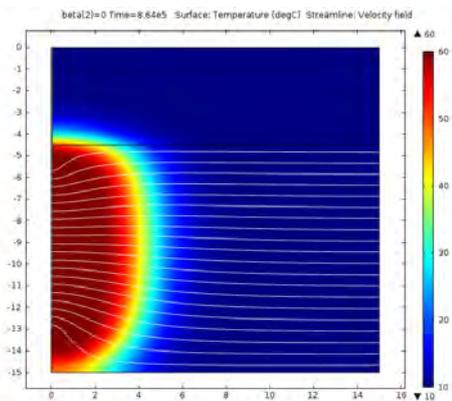
Die Entwicklung der Bodentemperatur mit fortschreitender Simulationsdauer ist in Abbildung 5.7 ersichtlich. Zur Verdeutlichung der Strömungsverhältnisse sind die jeweiligen Stromlinien in die einzelnen Abbildungen eingetragen. Hier ist deutlich das quasi-stationäre Verhalten der Flüssigkeitsströmung zu erkennen.



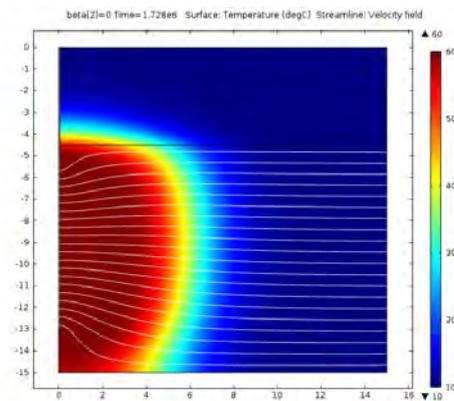
(a) Temperatur nach $t = 2$ Tage



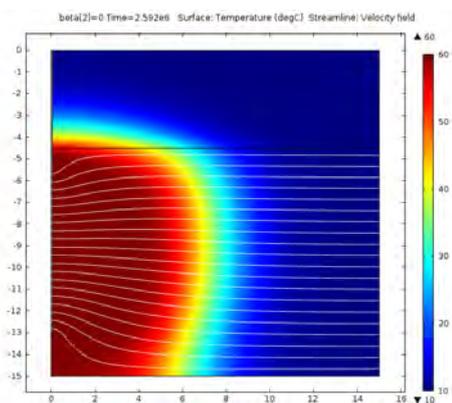
(b) Temperatur nach $t = 5$ Tage



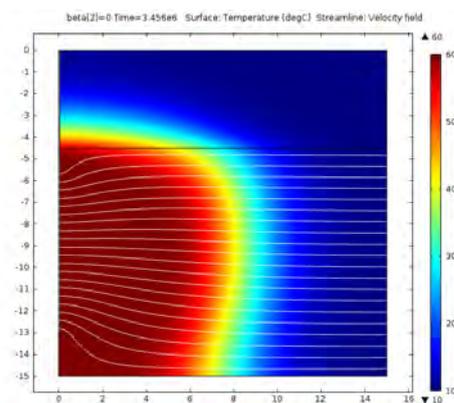
(c) Temperatur nach $t = 10$ Tage



(d) Temperatur nach $t = 20$ Tage



(e) Temperatur nach $t = 30$ Tage



(f) Temperatur nach $t = 40$ Tage

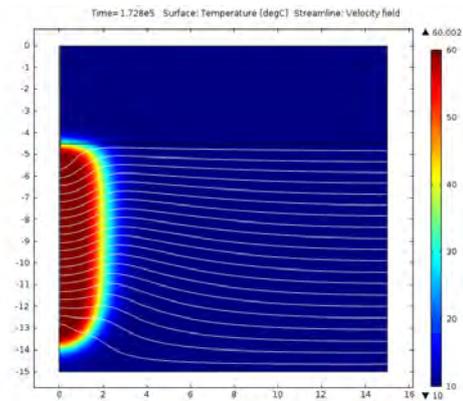
Abbildung 5.7: Temperatur im Untergrund im Zuge der Warmwasserinfiltration ($\mathbf{F}_A = 0$) mit den resultierenden Stromlinien des Geschwindigkeitsfeldes

Auftriebskraft $\mathbf{F}_A = -\rho\beta(T - T_0)g$

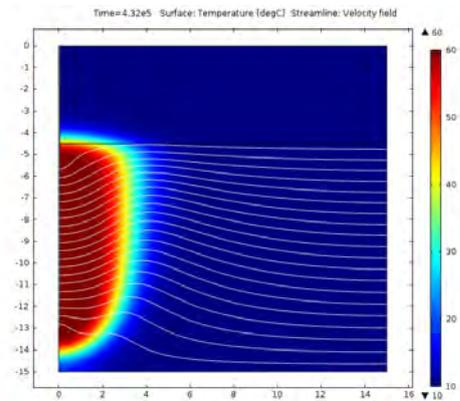
In einer zweiten Berechnung werden die Warmwasserströmungen unter dem Einfluss einer Auftriebskraft $\mathbf{F}_A = -\rho\beta(T - T_0)g$ und deren Auswirkung auf die Temperaturentstreuung betrachtet.

Durch die vordefinierte Randbedingung am Einlass ergeben sich auch an dieser Stelle wiederum die höchsten Geschwindigkeiten. Nach 2 Tagen erreicht der erwärmte Bereich ebenfalls einen Durchmesser von rund 3,0 m (siehe Abbildung 5.8a) und ist in guter Näherung mit der Simulation ohne einer zusätzlichen Auftriebskraft vergleichbar (vergleiche Abbildung 5.7a). Nach 5 Tagen erreicht die Temperaturfront die Grenze zur ungesättigten Zone. Bei Betrachtung von Abbildung 5.8c (10 Tage) ist bereits ein anderes thermisches Verhalten als bei der Simulation ohne einer Auftriebskraft zu erkennen. Das infiltrierte Warmwasser besitzt mit einer Temperatur von $T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ eine geringere Dichte als das im Bodenkörper vorliegende Grundwasser mit einer Temperatur von $T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Durch den Effekt der natürlichen Konvektion ergibt sich nun eine differente Flüssigkeitsströmung für jeden Zeitschritt. Die wärmeren Flüssigkeitsphasen unterliegen aufgrund des Dichteunterschiedes einer größeren Auftriebskraft als die kälteren Phasen. Nach 20 Tagen (Siehe Abbildung 5.8d) ist dieser Effekt bereits sehr deutlich zu erkennen. Der obere Bereich der gesättigten Zone erwärmt sich durch die Auftriebskraft schneller als der Untere. Bei einer Simulationsdauer von 40 Tagen (Siehe Abbildung 5.8f) hat sich die Temperaturfront auf -6,0 m unter Gelände bereits rund 8,0 m fortgebildet, hingegen auf -14,0 m unter Gelände lediglich rund 2,0 m. Die Stromlinien in den Abbildungen 5.8a bis 5.8f zeigen die resultierende Grundwasserströmung unter Berücksichtigung der Auftriebskraft \mathbf{F}_A . Im erwärmten Bereich ergibt sich eine nach oben gerichtete Strömung, die eine Erwärmung des oberen Bereiches begünstigt.

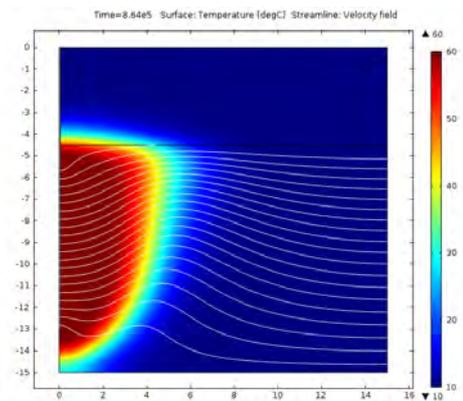
Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der Einfluss der natürlichen Konvektion ein grundlegend unterschiedliches Strömungs- und Temperaturverhalten eines Warmwasserinfiltrationsbrunnens im Vergleich zur Simulation ohne Berücksichtigung einer Auftriebskraft infolge des Dichteunterschiedes zeigt. Bei einer kurzen Simulationsdauer (2-5 Tage) kann dieser Effekt noch in guter Näherung außer Acht gelassen werden. Mit einer fortschreitenden Erwärmung ergeben sich aber aufgrund der Auftriebskräfte unterschiedliche Temperaturverhältnisse im Untergrund (vergleiche die Abbildungen 5.7 und 5.8).



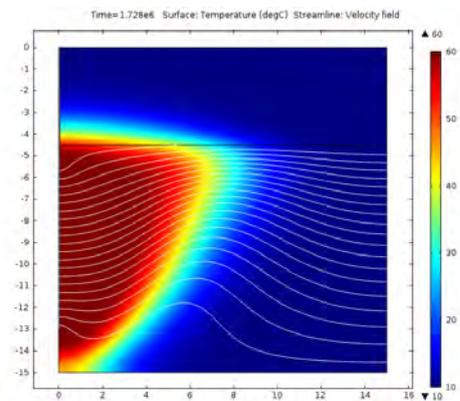
(a) Temperatur nach $t = 2$ Tage



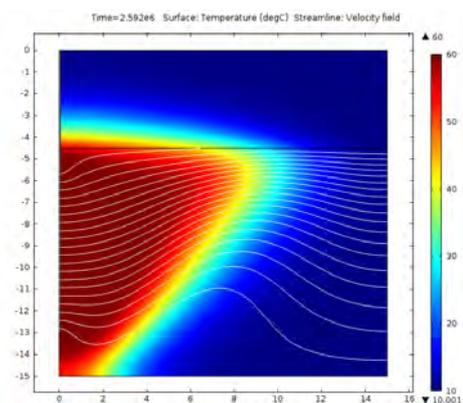
(b) Temperatur nach $t = 5$ Tage



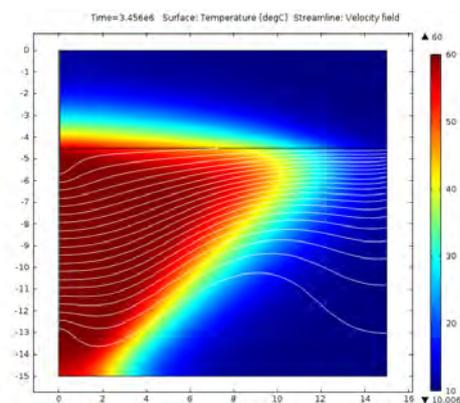
(c) Temperatur nach $t = 10$ Tage



(d) Temperatur nach $t = 20$ Tage



(e) Temperatur nach $t = 30$ Tage



(f) Temperatur nach $t = 40$ Tage

Abbildung 5.8: Temperatur im Untergrund im Zuge der Warmwasserinfiltration ($\mathbf{F}_A = -\rho\beta(T - T_0)g$) mit den resultierenden Stromlinien des Geschwindigkeitsfeldes

5.3 Thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage - Gesetz von Darcy

Nach anfänglicher Untersuchung des strömungsmechanischen und thermodynamischen Verhaltens eines einzelnen Infiltrationsbrunnens, folgt nun die Betrachtung der gesamten Brunnenanlage. Ziel dieser Simulation ist es, die Funktions- und Wirkungsweise von mehreren Infiltrations- und Entnahmebrunnen im Verband darzustellen und ein geeignetes Modell für zukünftige Sanierungsprojekte zu finden.

Für die Berechnung der Flüssigkeitsströmung wird auf das Gesetz von Darcy aus Gleichung 4.13 zurückgegriffen. Die thermischen Vorgänge im Untergrund werden durch Gleichung 4.35 erfasst. Beide Gleichungen sind über das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} der Darcy Strömung miteinander gekoppelt.

5.3.1 Homogene Verhältnisse des Aquifers

5.3.1.1 Modellbeschreibung

Das dreidimensionale Modell besteht aus einem rechteckigen Kontrollvolumen mit einer Länge und Breite von je 100,0 m und einer Höhe von 20,0 m. Die Flurzone reicht bis auf -4,5 m unter Geländeoberkante und stellt den ungesättigten Bereich des Kontrollvolumens dar. Der lokale Zwischenstauer besitzt eine Mächtigkeit von 0,5 m. Die Oberkante dieser grundwasserstauenden Zwischenschicht befindet sich auf -14,0 m unter Geländeoberkante.

Das Versuchsfeld besteht aus 7 Infiltrationsbrunnen DN 100 und 3 Entnahmebrunnen DN 150 und ist mittig im Kontrollvolumen angeordnet. Die Filterstrecke der Infiltrationsbrunnen befindet sich im Modell im Bereich des Aquifers von -5,5 m bis -13,0 m unter der Geländeoberkante und besitzt damit eine Länge von 7,5 m. Die 6,5 m lange Filterstrecke der Entnahmebrunnen erstreckt sich von -5,5 m bis -12,0 m. Die räumliche Anordnung der Brunnen ist Abbildung 3.2 zu entnehmen.

Um eine möglichst gute Vergleichbarkeit mit den gemessenen Daten aus dem Pilotversuch zu erhalten, enthält das Modell möglichst viele Informationen (wie z.B. Untergrund- und Grundwasserverhältnisse), welche im Zuge der Baugrunduntersuchung gewonnen wurden. Ebenso fließen Daten wie die Pumpraten zu den Infiltrations- bzw. von den Entnahmebrunnen (siehe Tabelle 3.4 und 3.5) sowie die gemessene Temperatur des

eingebrachten Warmwassers in die Simulation ein. Die natürliche Grundwasserströmung, welche bereits vor Versuchsbeginn ermittelt wurde, ist ebenso Teil der Simulation.

Die verwendeten hydraulischen Bodenparameter orientieren sich an den Ergebnissen der Baugrunduntersuchungen. Zur Modellierung des Aquifers wird demzufolge ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ angesetzt. Der lokale Zwischenstauer ist nicht Teil des strömungsmechanischen Modells nach Darcy und stellt somit eine hydraulisch dichte Ebene im Kontrollvolumen dar. Die thermischen Bodeneigenschaften Wärmeleitfähigkeit und volumetrische Wärmekapazität sind aus Tabellenwerken entnommen (siehe Anhang A). Weiters wird wieder zwischen einer gesättigten Zone (Aquifer) und einer ungesättigten Zone (Flurzone und Zwischenstauer) unterschieden.

Die transiente Simulation umfasst die erste Heizphase des Pilotversuches mit einer Dauer von 40 Tagen.

Abbildung 5.9 zeigt die dreidimensionale Geometrie der gesamten Brunnenanlage.

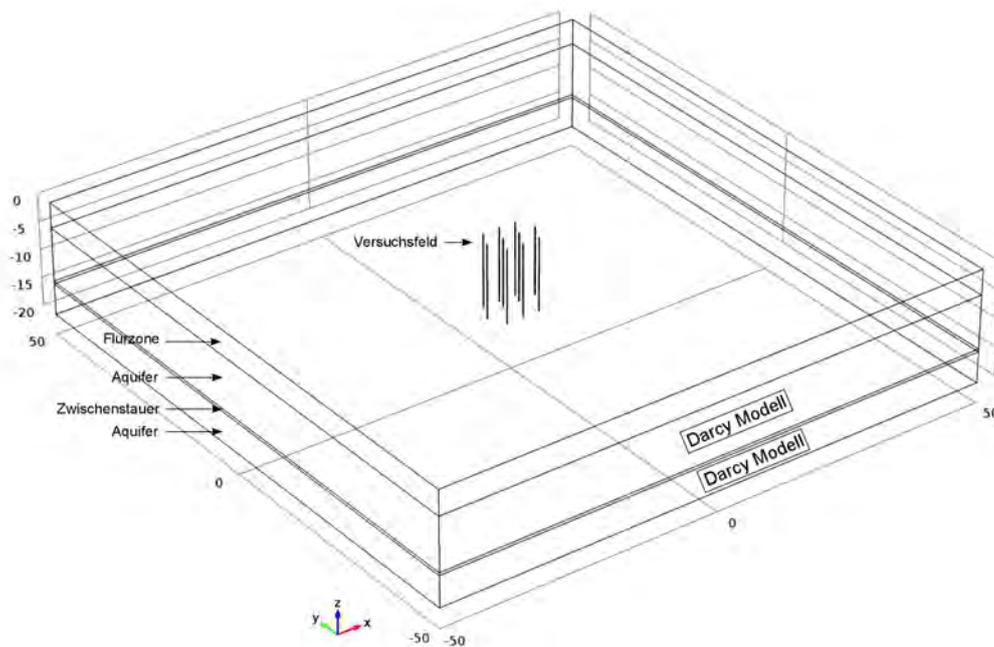


Abbildung 5.9: Geometrie des dreidimensionalen Simulationsmodells (homogene Modellierung des Aquifers) - Gesetz von Darcy

Tabelle 5.3 enthält eine Zusammenfassung der verwendeten Eingangswerte der Simulation.

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	89072 Elemente
	Solver	Typ	transient
Modelle		Gesetz von Darcy	-
		Wärmeübertragung	gesätt./ungesätt. Zone
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
		Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
	Therm. Eigensch.	Wärmeleitf. <i>Kies</i>	$\lambda_B = 1,8 \text{ W/m K}$
		vol. Wärmekap. <i>Kies</i>	$C_{v,B} = 2,4 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		Wärmeleitf. <i>Wasser</i>	$\lambda_w = 0,6 \text{ W/m K}$
Wärmekap. <i>Wasser</i>		$C_w = 4217 \text{ J/kg K}$	
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.3)
	Auslass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.2)
	Temperatur	Infiltrationstemp.	$T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$
	Temperatur	stat. Wand	Isolation

Tab. 5.3: Eingangswerte für die thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage (homogene Modellierung des Aquifers) - Gesetz von Darcy

5.3.1.2 Randbedingungen

Strömungsmechanische Randbedingungen

Wie bereits in Kapitel 3.4 erläutert, ergibt sich die Grundwasserströmung einerseits aus einer natürlich vorhandenen Grundwasserströmung und andererseits aus der hydraulischen

Sicherungsmaßnahme. Um diese globale Grundwasserströmung im gegenständlichen Modell zu erfassen, werden am rechten bzw. linken Rand unterschiedliche hydraulische Höhen aufgebracht.

$$H_{0,links} = 15,5 \text{ m} \quad H_{0,rechts} = 15,35 \text{ m} \quad (5.11)$$

Aufgrund dieser unterschiedlichen hydraulischen Höhen ergibt sich ein hydraulisches Gefälle von $i = 1,5 \text{ ‰}$.

Da aufgrund der Anlagensteuerung keine über die Zeit konstanten Infiltrations- sowie Entnahmeraten vorlagen, werden die Einlass- bzw. Auslassrandbedingungen entsprechend den tatsächlich gemessenen Pumpraten definiert.

$$\mathbf{n} \cdot \rho \frac{\kappa}{\mu} \nabla p = m_f(t) \quad (5.12)$$

Der spezifische Massenstrom $m_f(t)$ als Funktion der Zeit weist hier auf die zeitliche Varianz der Pumprate hin. An dieser Stelle wird auf die Tabellen A.2 bzw. A.3 im Anhang verwiesen. Diese enthalten den spezifischen Massenstrom der jeweiligen Infiltrations- bzw. Entnahmebrunnen während der ersten Heizphase und der Abkühlphase. Aufgrund der Ergebnisse aus Kapitel 5.2.3 kann der Massenstrom als konstant verteilt über die Filterstrecke angesetzt werden.

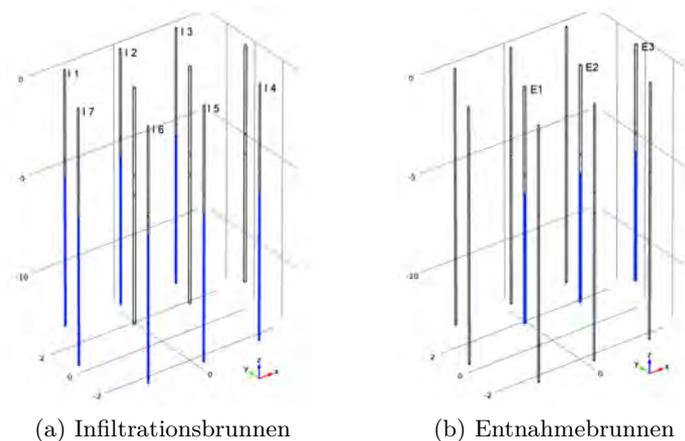


Abbildung 5.10: Randbedingungen für Ein- bzw. Auslass in das Darcy Modell

Thermodynamische Randbedingungen

An der Stelle des Einlasses (Filterstrecke) wird die Temperatur durch die Infiltrationstemperatur vorgegeben:

$$T = T_{inf} \quad (5.13)$$

Aus der Temperatúrauswertung des Pilotversuches (siehe Abbildung 3.6) kann die Infiltrationstemperatur mit $T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ für die erste Heizphase angenommen werden.

Die Bodentemperatur wird mit $T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ initialisiert.

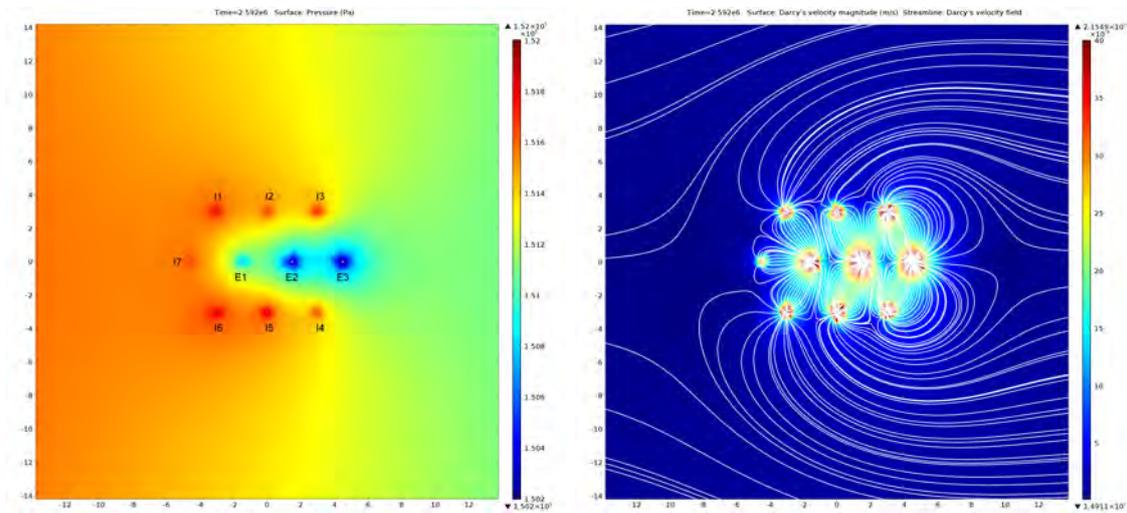
5.3.1.3 Ergebnisse

Strömungsmechanische Auswertung

Aufgrund der hydraulischen Höhe (siehe Gleichung 5.11) am linken bzw. rechten Rand des Kontrollvolumens ergibt sich ein lineares Druckgefälle in der gesättigten Zone. Im Bereich der Infiltrationsbrunnen sind aufgrund des Einlasses höhere Drücke zu verzeichnen. An den Entnahmebrunnen ist im Umkehrschluss ein niedrigeres Druckniveau zu erkennen (siehe Abbildung 5.11a).

Die Auswertung des Geschwindigkeitsfeldes \mathbf{u} im Nahbereich der Brunnenanlage zeigt die höchsten Geschwindigkeiten an den Ein- bzw. Auslässen. Anhand der Stromlinien ist innerhalb des Versuchsfeldes ein bevorzugter Strömungsweg von dem jeweiligen Infiltrationsbrunnen hin zum nächstgelegenen Entnahmebrunnen erkennbar.

Ein Teil des infiltrierten Wassers verlässt jedoch das Versuchsfeld und wird in weiterer Folge von der Grundwasserströmung, die außerhalb des Versuchsfeldes wirkt, erfasst und bewegt sich schließlich in dieser Strömung mit. Teile dieser Wassermengen werden wieder vom letzten, abstromseitig situierten Entnahmebrunnen E3 erfasst. Dieser Effekt ist vor allem bei den Infiltrationsbrunnen I3 und I4 festzustellen. Bei den anstromseitigen Brunnen I1, I2, I5, I6 und I7 bildet sich nur eine sehr schwache Strömung in Richtung Entnahmebrunnen E3 aus (siehe Abbildung 5.11b).



(a) Druckverhältnisse rund um das Versuchsfeld (b) Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} mit den resultierenden Stromlinien

Abbildung 5.11: Druckverhältnisse und Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} (Darcy Modell) - horizontale Schnittenebene bei $z = -10,0 \text{ m}$

Thermodynamische Auswertung

Ausgehend von den Infiltrationsbrunnen breitet sich die Temperaturfront zuerst vorrangig in Richtung der Entnahmebrunnen aus. Nach 5 Tagen (siehe Abbildung 5.12b) ist ein geschlossener, auf $60 \text{ }^\circ\text{C}$ erwärmter Bereich innerhalb des Versuchsfeldes zu erkennen. Mit fortschreitender Simulationsdauer vergrößert sich dieser Bereich, wobei nach 20 Tagen ein nierenförmiger Umriss der erwärmten Zone zu erkennen ist (siehe Abbildung 5.12d).

Die Ausbreitung der Temperaturfront in Richtung der vorherrschenden Grundwasserströmung wird durch den Entnahmebrunnen E3 begrenzt. Eine signifikante Temperaturfahne abstromseitig kann während der ersten Heizphase nicht beobachtet werden. Auch ist zu erkennen, dass der Temperaturübergangsbereich zwischen $T = T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T = T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ mit zunehmender Simulationsdauer größer wird (vergleiche mit den Ergebnissen aus Kapitel 5.2.3). Am Ende der ersten Heizphase weist der auf $60 \text{ }^\circ\text{C}$ aufgewärmte Bereich eine Ausdehnung von rund $14,0 \text{ m}$ in Grundwasserströmungsrichtung bzw. $16,0 \text{ m}$ normal zu dieser auf (siehe Abbildung 5.12f). Die zeitliche Entwicklung der Bodentemperatur ist in Abbildung 5.12 ersichtlich.

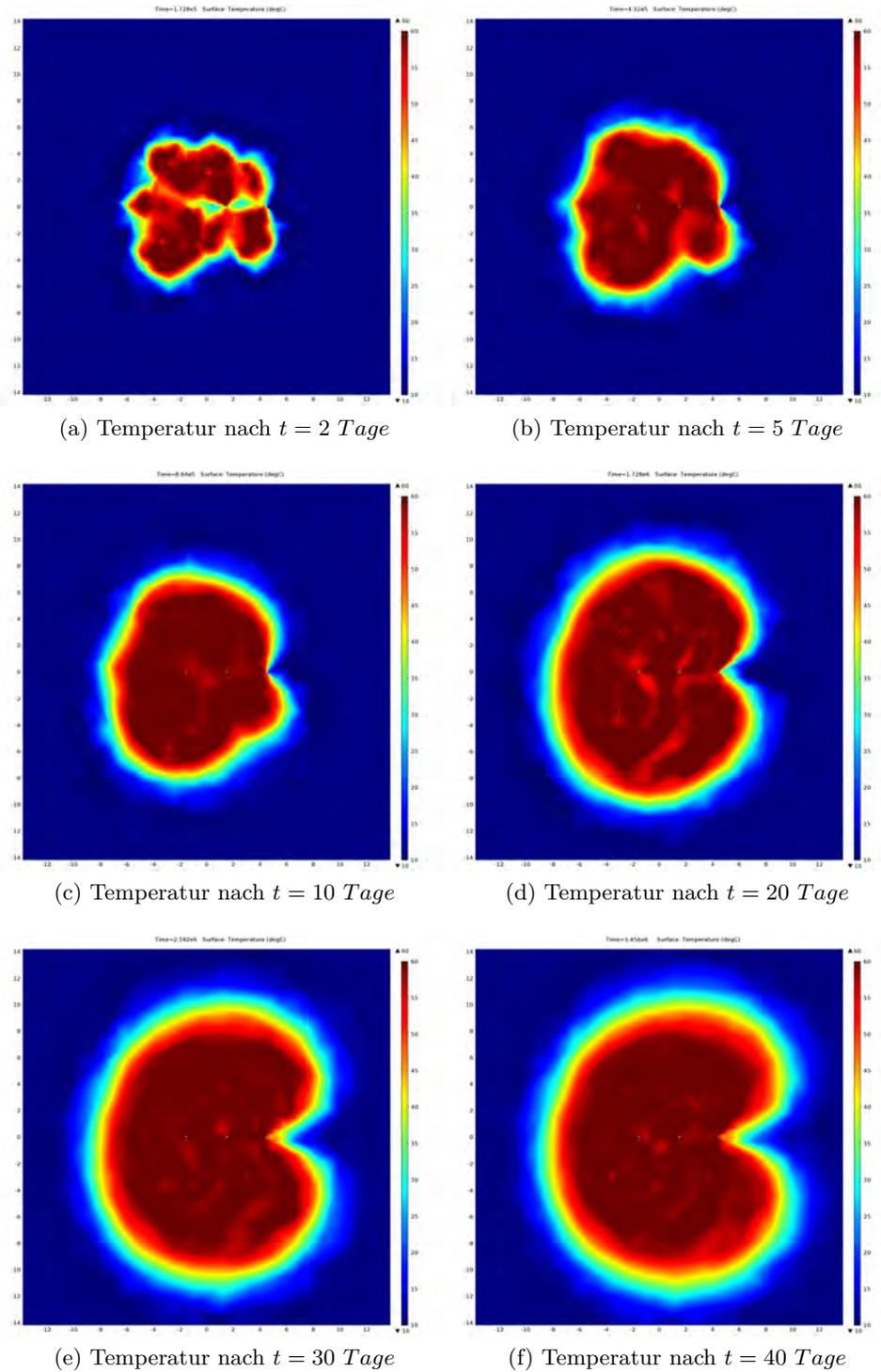


Abbildung 5.12: Temperatur im Untergrund während der ersten Heizphase (Darcy Modell)
- horizontale Schnittebene bei $z = -10,0$ m

Wie aus den Abbildungen 5.12 sowie 5.13 ersichtlich, erwärmt sich das Versuchsfeld während einer Simulationsdauer von 40 Tagen gleichmäßig auf 60 °C. Nach einer kurzen Aufheizphase stellt sich innerhalb der Infiltrationsbrunnen eine konstante Temperatur von 60 °C ein. Eine Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe (vergleiche Kapitel 3.6) kann bei dieser thermisch-hydraulischen Simulation (Gesetz von Darcy) nicht beobachtet werden.

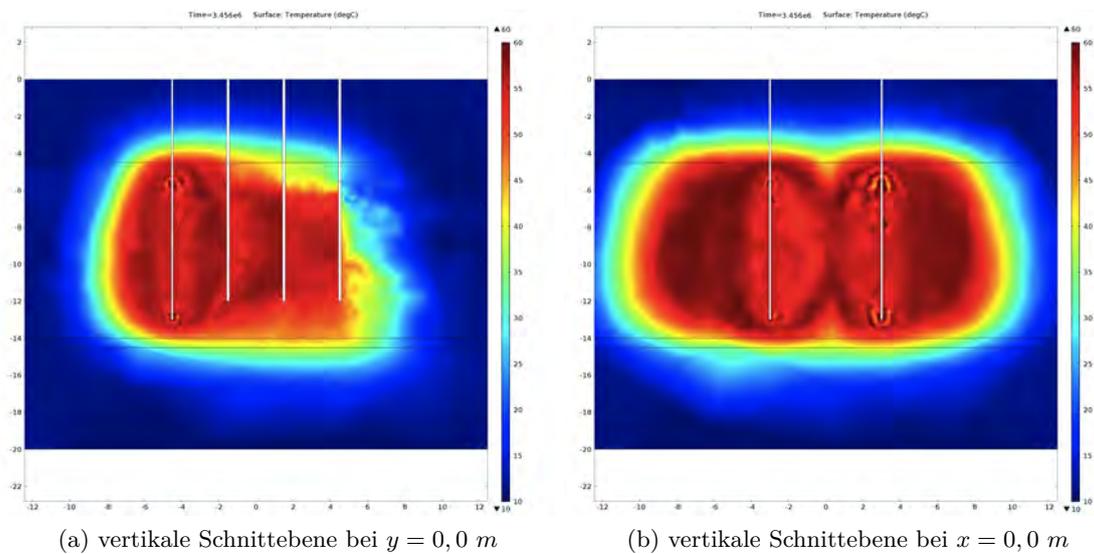


Abbildung 5.13: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen (Darcy Modell)

5.3.2 Variation der hydraulischen Durchlässigkeit

Um den Einfluss der hydraulischen Durchlässigkeit auf die Ausbreitung der Temperatur aufzuzeigen, wird in weiteren Simulationen der Durchlässigkeitsbeiwert k_f des Aquifers variiert. Sämtliche weiteren Parameter und Randbedingungen aus Kapitel 5.3.1 werden bei den folgenden Berechnungen übernommen.

Die Durchlässigkeit der grundwasserführenden Schichten des Untergrundes besitzt einen großen Einfluss auf die Geschwindigkeit der Filterströmung (Gesetz von Darcy). Aus einer höheren Durchlässigkeit resultieren höhere Geschwindigkeiten bei einem konstant gehaltenen hydraulischen Gefälle i .

5.3.2.1 Ergebnisse

Bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ besitzt der erwärmte Bereich nach einer Heizphase von 40 Tagen eine sehr ähnliche Ausdehnung wie bei der vorhergehenden Simulation mit $k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ (vergleiche Abbildung 5.12f). Der Entnahmehrunden E3 begrenzt erfolgreich die abstromseitige Ausdehnung der Temperaturfront (siehe Abbildung 5.14a sowie 5.15a).

Eine weitere Simulation mit einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k_f = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ zeigt ein deutlich differentes thermisches Verhalten als die vorhergehenden Berechnungen. Eine durchgehende Erwärmung des Versuchsfeldes auf 60 °C kann nicht festgestellt werden. Desweiteren wird die abstromseitige Temperaturentbreitung nur bedingt durch den Entnahmehrunden E3 begrenzt. Die so entstehende Temperaturfahne besitzt eine Länge von rund 7,5 m (siehe Abbildung 5.14b sowie 5.15b).

Bei einer weiteren Erhöhung des Durchlässigkeitsbeiwertes ($k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ und $k_f = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$) vergrößert sich auch die abstromseitige Temperaturfahne (12,5 m bzw. 18,0 m). Eine gleichmäßige Erwärmung des Versuchsfeldes kann ebenfalls nicht beobachtet werden (siehe Abbildung 5.14c bzw. 5.14d sowie 5.15c bzw. 5.15d).

Zusammenfassend zeigt die Temperaturentbreitung im Untergrund eine starke Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit. Eine erfolgreiche Begrenzung der abstromseitigen Temperaturfront kann bei höheren Durchlässigkeit als ca. $k_f = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ nicht mehr festgestellt werden.

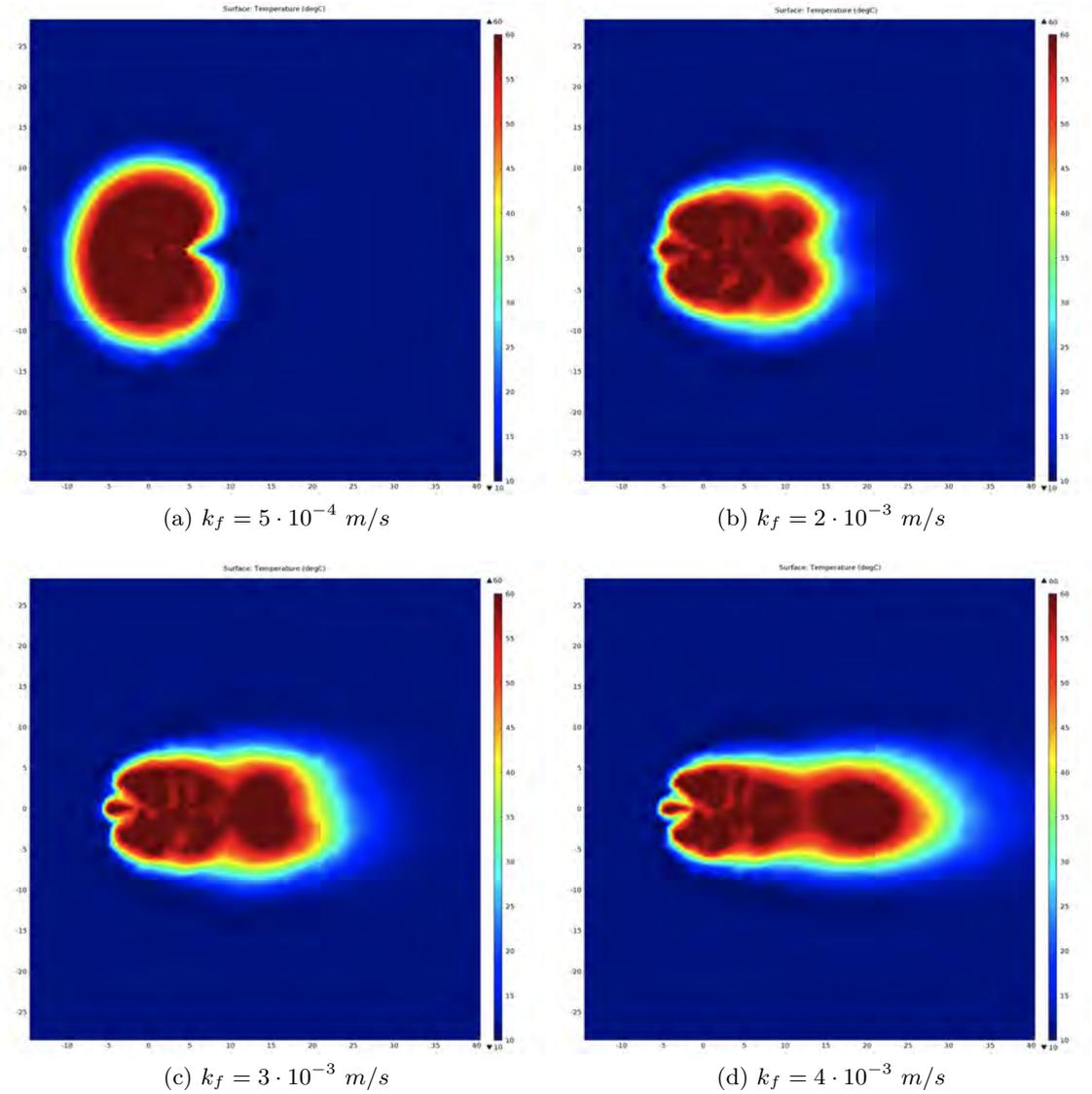
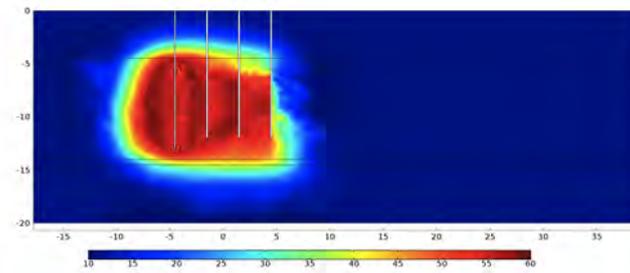
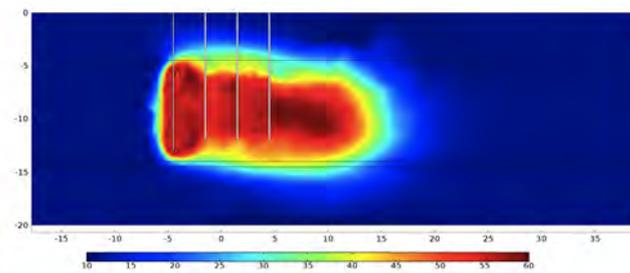


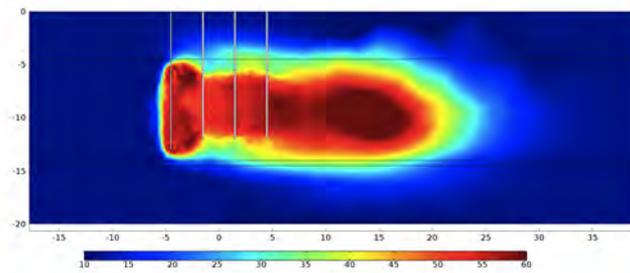
Abbildung 5.14: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit - horizontale Schnittebene bei $z = -10,0 \text{ m}$



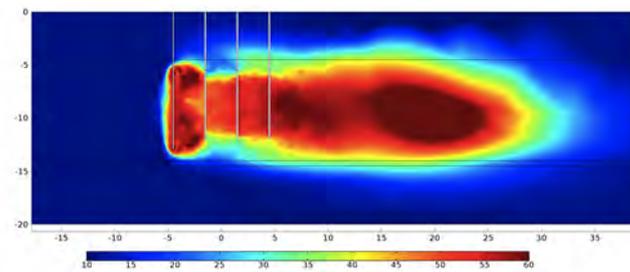
(a) $k_f = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$



(b) $k_f = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$



(c) $k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$



(d) $k_f = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Abbildung 5.15: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit - vertikale Schnittebene bei $y = 0,0 \text{ m}$

5.3.3 Inhomogene Verhältnisse des Aquifers

5.3.3.1 Modellbeschreibung

Wie bereits in Kapitel 3.4 erwähnt, konnten im Zuge der Baugrunderkundung vereinzelt Schichten aus Feinsanden in den Bohraufschlüssen festgestellt werden. Die Auswertung der Bohrprofile zeigte eine etwa 1,9 m mächtige Schicht aus Sanden, welche sich über eine Tiefe von -10,6 m bis -12,5 m unter Geländeoberkante erstreckt. Nachfolgend wird der Einfluss dieser Sandzwischenstauer untersucht (siehe Abbildung 5.16). Sämtliche weiteren geometrischen Randbedingungen (Lage des Zwischenstauers und Anordnung der Brunnen) sind mit jenen der homogenen Modellierung des Aquifers ident.

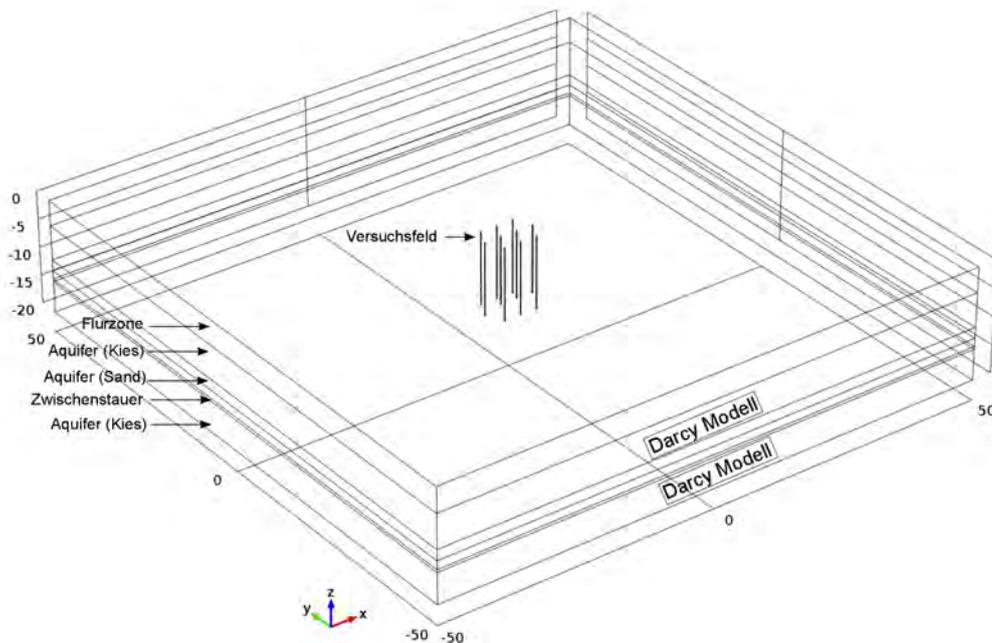


Abbildung 5.16: Geometrie des dreidimensionalen Simulationsmodells (inhomogene Modellierung des Aquifers) - Gesetz von Darcy

Die Sandzwischenstauer unterscheidet sich hinsichtlich der hydraulischen und thermischen Eigenschaften von den Schichten aus Kies. Die hydraulische Durchlässigkeit des Feinsandes wird mit $k_f = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ angesetzt. Die Werte für Wärmeleitfähigkeit und volumetrische

Wärmekapazität entsprechen jenen eines wassergesättigten Sandes und können Anhang A entnommen werden. Tabelle 5.4 fasst die verwendeten Parameter der Simulation zusammen.

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	147462 Elemente
	Solver	Typ	transient
Modelle	Gesetz von Darcy		-
	Wärmeübertragung		gesätt./ungesätt. Zone
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit $_{Kies}$	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
		Durchlässigkeit $_{Sand}$	$k_f = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
		Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
		Therm. Eigensch.	Wärmeleitf. $_{Kies}$
		Wärmeleitf. $_{Sand}$	$\lambda_B = 2,4 \text{ W/m K}$
		vol. Wärmekap. $_{Kies}$	$C_{v,B} = 2,4 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		vol. Wärmekap. $_{Sand}$	$C_{v,B} = 2,6 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		Wärmeleitf. $_{Wasser}$	$\lambda_w = 0,6 \text{ W/m K}$
		Wärmekap. $_{Wasser}$	$C_w = 4217 \text{ J/kg K}$
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.3)
	Auslass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.2)
	Temperatur	Infiltrationstemp.	$T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$
	Temperatur	stat. Wand	Isolation

Tab. 5.4: Eingangswerte für die thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage (inhomogene Modellierung des Aquifers) - Gesetz von Darcy

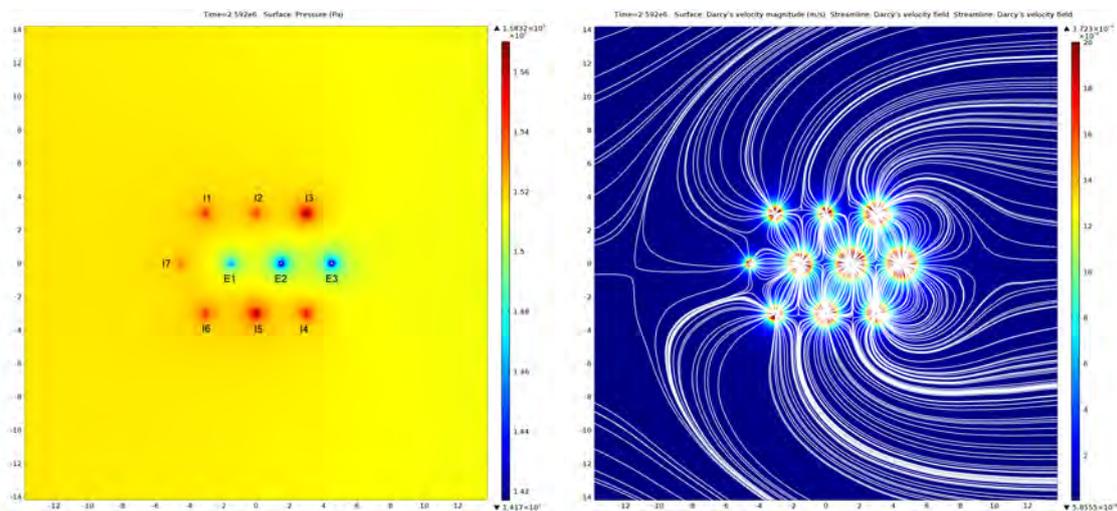
5.3.3.2 Randbedingungen

Die verwendeten strömungsmechanischen und thermodynamischen Randbedingungen unterscheiden sich nicht von jenen der homogenen Modellierung des Aquifers. An dieser Stelle wird auf Kapitel 5.3.1.2 verwiesen.

5.3.3.3 Ergebnisse

Strömungsmechanische Ergebnisse

Rund um die Infiltrationsbrunnen herrscht ein höheres Druckpotential als im übrigen Versuchsfeld vor. Im Allgemeinen liegen die Drücke in der Sandwischenschicht (im Bereich der Infiltrationsbrunnen) auf einem höheren Niveau als in den darüber- bzw. darunterliegenden Kiesschichten. Dieses Verhalten kann auf die geringere Durchlässigkeit der Sandschicht zurückgeführt werden. Bei einer konstant gehaltenen Infiltrationsrate über die Filterfläche ergeben sich höhere Drücke in den Bereichen mit einer geringeren Durchlässigkeit.



(a) Druckverhältnisse rund um das Versuchsfeld (b) Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} mit den resultierenden Stromlinien

Abbildung 5.17: Druckverhältnisse und Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} (Darcy Modell) - horizontale Schnittebene bei $z = -11,0 \text{ m}$

Für die Entnahmebrunnen liegt im Umkehrschluss ein niedrigeres Druckpotential im Bereich der Sandzwischenstauung als in den übrigen Bereichen des Aquifers vor (siehe Abbildung 5.17a). Das Geschwindigkeitsfeld im Schnitt durch die Sandzwischenstauung zeigt maximale Werte an den Entnahme- bzw. Infiltrationsbrunnen. Weiters lassen sich die resultierenden Stromlinien gut mit jenen der homogenen Modellierung des Aquifers vergleichen (siehe Abbildung 5.17b).

Thermodynamische Ergebnisse

Wie aus den Abbildungen 5.18a bzw. 5.18b ersichtlich, erwärmt sich der innere Bereich des Versuchsfeldes nach einer Simulationsdauer von 40 Tagen gleichmäßig auf 60 °C. Im Unterschied zur homogenen Modellierung des Aquifers kann im Bereich zwischen der Sandschicht und dem Zwischenstauer eine größere Temperaturlausbreitung abstromseitig festgestellt werden. Dieses Verhalten lässt sich durch die Einbindung des abstromseitig situierten Entnahmebrunnens E3 in die geringer durchlässige Sandschicht erklären. Dieses Verhalten verursacht eine etwa 5,0 m lange Temperaturfahne.

Die äußere Form des erwärmten Bereiches lässt sich in guter Näherung mit Ergebnissen der homogenen Modellierung des Untergrundes vergleichen (siehe Abbildung 5.13).

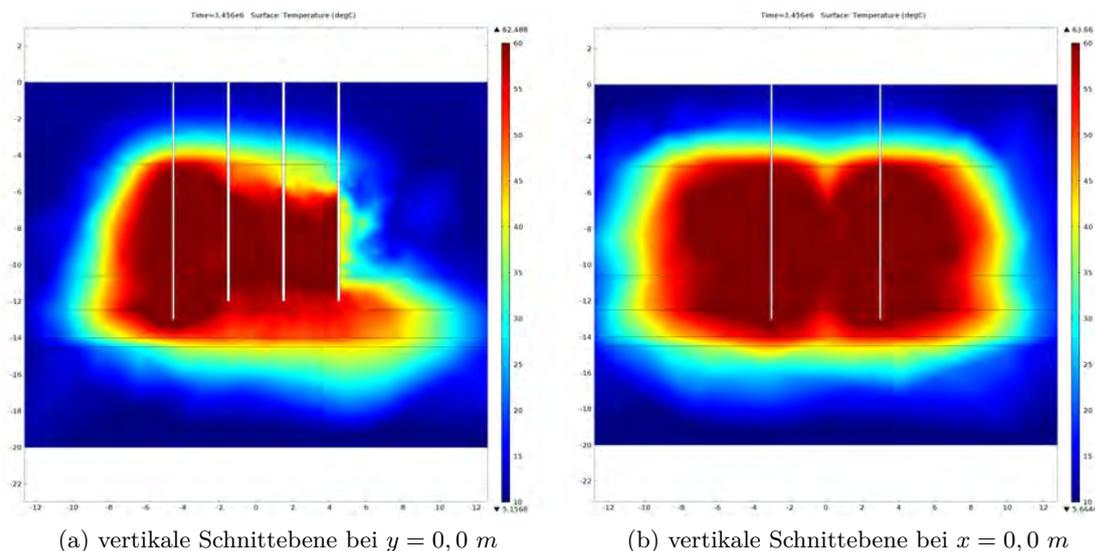


Abbildung 5.18: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen

5.4 Thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage - Brinkman Gleichung

Das folgende Kapitel beschreibt wiederum eine gekoppelte thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage. Die Brinkman Gleichung (siehe Gleichung 4.19 sowie 4.20) erfasst im gegenständlichen Modell die globale Grundwasserströmung sowie die Strömung aus den Infiltrations- bzw. zu den Entnahmebrunnen. Das thermische Verhalten des Untergrundes wird mittels Gleichung 4.35 simuliert.

5.4.1 Homogene Modellierung des Aquifers

5.4.1.1 Modellbeschreibung

Das dreidimensionale Modell umfasst auch hier wieder ein rechteckiges Kontrollvolumen mit einer Länge und Breite von je 100 m und einer Höhe von 20 m. Die ungesättigte Flurzone reicht bis -4,5 m unter Geländeoberkante. Die Oberkante des lokalen Zwischenstauers mit einer Mächtigkeit von 0,5 m befindet sich auf -14,0 m unter Gelände.

Die 7 Infiltrationsbrunnen DN 100 besitzen eine Tiefe von 13,0 m und eine Filterstrecke von 7,5 m. Die 3 Entnahmebrunnen DN 150 reichen bis -12,0 m unter Geländeoberkante und weisen eine Filterstrecke von 6,5 m auf. Die räumliche Anordnung der Brunnen ist Abbildung 3.2 zu entnehmen.

Die verwendeten hydraulischen Bodenparameter sowie die thermischen Bodeneigenschaften entsprechen den vorlaufenden Modellen. Die transiente Simulation umfasst sowohl die erste Heizphase des Pilotversuches mit einer Dauer von 40 Tagen als auch eine Abkühlphase von 20 Tagen.

Um dem Effekt der natürlichen Konvektion Rechnung zu tragen, ergibt sich die Volumenkraft \mathbf{F} aus Gleichung 4.19 wieder zur Auftriebskraft \mathbf{F}_A (vergleiche Kapitel 5.2):

$$\mathbf{F}_A = -\rho\beta(T - T_0)g \quad (5.14)$$

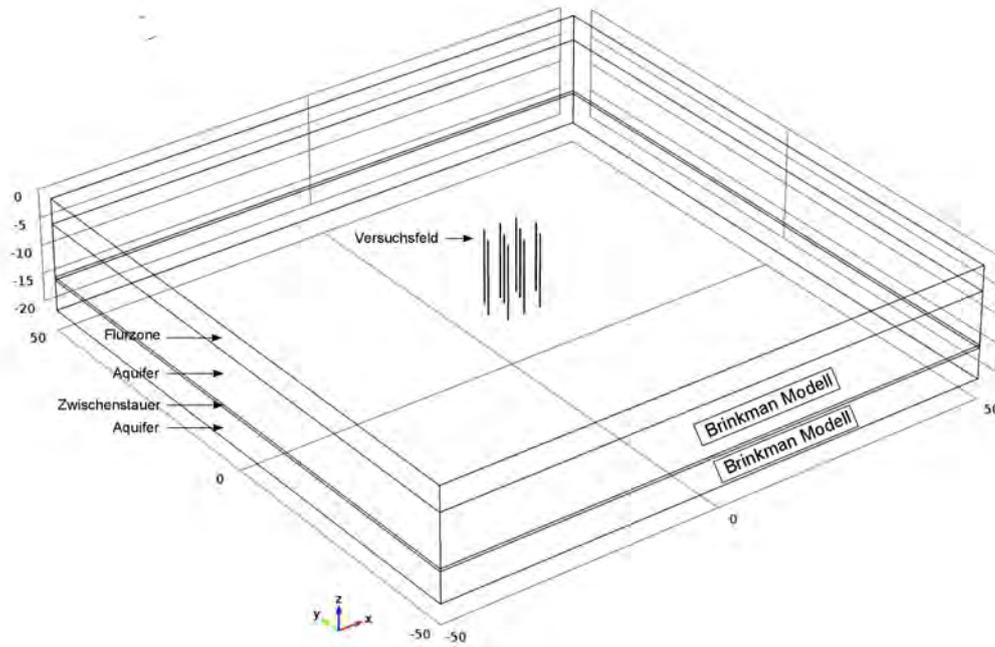


Abbildung 5.19: Geometrie des dreidimensionalen Simulationsmodells - Brinkman Gleichung

Die folgende Tabelle 5.5 gibt einen Überblick über die verwendeten Eingangswerte der Simulation.

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	367413 Elemente
	Solver	Typ	transient
Modelle		Brinkman Gl.	Inkompr. Strömung
		Wärmeübertragung	gesätt./ungesätt. Zone
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
		Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
	Therm. Eigensch.	Wärmeleitf. _{Kies}	$\lambda_B = 1,8 \text{ W/m K}$
		vol. Wärmekap. _{Kies}	$C_{v,B} = 2,4 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		Wärmeleitf. _{Wasser}	$\lambda_w = 0,6 \text{ W/m K}$
Wärmekap. _{Wasser}		$C_w = 4217 \text{ J/kg K}$	
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.3)
	Auslass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.2)
	Temperatur	Infiltrationstemp.	$T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ (10 °C)
	Temperatur	stat. Wand	Isolation

Tab. 5.5: Eingangswerte für die Berechnung des thermischen Verhaltens der gesamten Brunnenanlage (homogene Modellierung des Aquifers) - Brinkman Gleichung

5.4.1.2 Randbedingungen

Strömungsmechanische Randbedingungen

Die vorherrschende Grundwasserströmung errechnet sich aus den hydraulischen Höhen am linken bzw. rechten Rand des Kontrollvolumens (vergleiche Kapitel 5.3.1.2):

$$H_{0,links} = 15,5 \text{ m} \quad H_{0,rechts} = 15,35 \text{ m} \quad (5.15)$$

Die Randbedingungen für Einlass und Auslass werden über einen variablen Massenstrom bestimmt. Das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u}_{br} im Bereich der Filterstrecke ergibt sich zu:

$$\mathbf{u}_{br} = \frac{m_f(t)}{\rho} \mathbf{n} \quad (5.16)$$

Auch hier weist der spezifische Massenstrom $m_f(t)$ als Funktion der Zeit wieder auf die zeitliche Varianz der Pumprate hin. An dieser Stelle wird auf die Tabellen A.2 bzw. A.3 im Anhang verwiesen. Diese enthalten den spezifischen Massenstrom der jeweiligen Infiltrations- bzw. Entnahmebrunnen während der ersten Heizphase und der Abkühlphase. Aufgrund der Ergebnisse aus Kapitel 5.2.3 kann der Massenstrom als konstant verteilt über die Filterstrecke angesetzt werden.

Thermodynamische Randbedingungen

An der Filterstrecke der 7 Infiltrationsbrunnen wird die Temperatur durch die Infiltrationstemperatur vorgegeben:

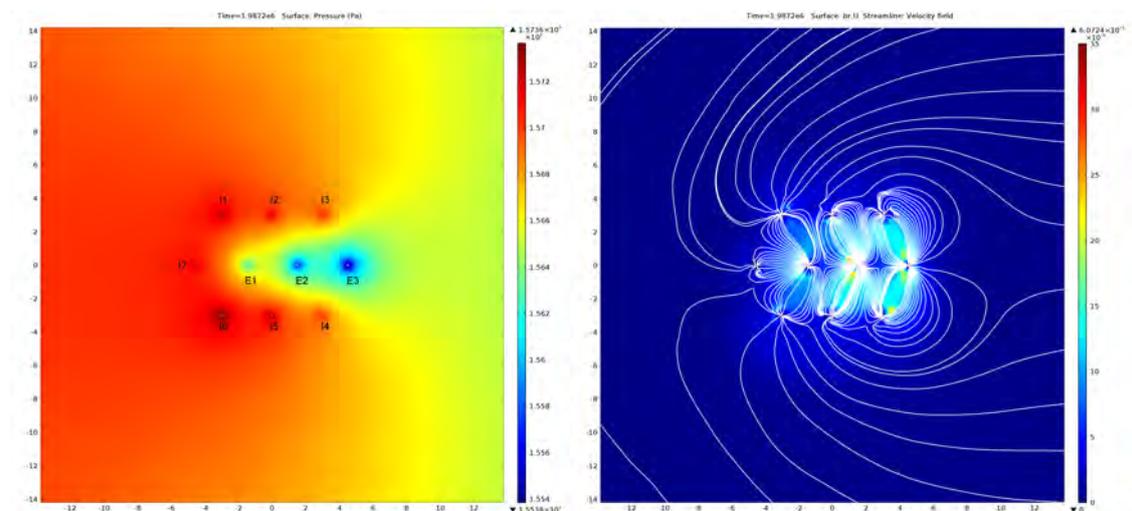
$$T = T_{inf} \quad (5.17)$$

Wie aus der Temperaturlauswertung des Pilotversuches (siehe Abbildung 3.6) ersichtlich, kann die Infiltrationstemperatur konstant mit $T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ für die erste Heizphase angenommen werden. Während der Abkühlphase beträgt die Infiltrationstemperatur $T_{inf} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Die Bodentemperatur wird mit $T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ initialisiert.

5.4.1.3 Ergebnisse

Strömungsmechanische Auswertung

Im Bereich der gesättigten Zone ist ein lineares Druckgefälle vom linken zum rechten Rand des Kontrollvolumens zu erkennen. Dieses Druckgefälle resultiert aus den vorgegebenen hydraulischen Höhen zur Erzeugung einer globalen Grundwasserströmung (siehe Gleichung 5.15). Rund um die Infiltrationsbrunnen sind höhere Drücke zu verzeichnen. Im Nahbereich der Entnahmebrunnen liegt hingegen ein niedrigeres Druckniveau vor. Diese Druckunterscheide sind auf die Randbedingungen für den Ein- bzw. Auslass an der Filterstrecke zurückzuführen. Die Druckverhältnisse der Grundwasserströmung bei einer gekoppelten Modellierung nach Brinkman (siehe Abbildung 5.20a) sind mit jenen der Modellierung nach Darcy zu vergleichen (vergleiche Abbildung 5.11a) und zeigen qualitativ sehr ähnliche Ergebnisse.



(a) Druckverhältnisse rund um das Versuchsfeld (b) Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u}_{br} mit den resultierenden Stromlinien

Abbildung 5.20: Druckverhältnisse und Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u}_{br} (Brinkman Modell) - horizontale Schnittebene bei $z = -10,0 m$

Das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u}_{br} der Strömung nach Brinkman zeigt deutlich Bereiche mit hohen Geschwindigkeiten an den Ein- bzw. Auslässen. Die Stromlinien innerhalb des

Versuchsfeldes zeigen eine bevorzugte Strömung vom jeweiligen Infiltrationsbrunnen zum nächstgelegenen Entnahmebrunnen. Ein Teil des infiltrierten Warmwassers von den Brunnen I3 und I4 bewegt sich mit der globalen Grundwasserströmung mit und wird anschließend vom abstromseitigen Entnahmebrunnen E3 wieder erfasst. Bei den anstromseitigen Infiltrationsbrunnen I1, I2, I5, I6 und I7 ist dieser Effekt weniger stark ausgeprägt (siehe Abbildung 5.20b und vergleiche Abbildung 5.11b).

Zusammenfassend lässt sich eine gute qualitative Übereinstimmung des gekoppelten Brinkman Modells mit dem Modell nach Darcy (Siehe Kapitel 5.3) feststellen. Sowohl Druck als auch Geschwindigkeit innerhalb des Versuchsfeldes weisen bei beiden Modellen eine sehr ähnliche Verteilung auf.

Thermodynamische Auswertung

Zu Simulationsbeginn bildet sich die Temperaturfront ausgehend von den Infiltrationsbrunnen zu den Entnahmebrunnen aus. Nach 5 Tagen Heizbetrieb ist bereits ein geschlossen erwärmter Bereich innerhalb der Brunnenanlage zu beobachten (siehe Abbildung 5.21b). Mit fortschreitender Simulationsdauer ist ein weiteres Ansteigen der Temperatur im Versuchsfeld zu verzeichnen.

Nach 20 Tagen ist eine Einschnürung der Temperaturfront am abstromseitigen Entnahmebrunnen E3 zu erkennen. Das Ende der Heizphase (nach 40 Tagen) ist gekennzeichnet durch einen, auf rund 60 °C aufgewärmtem Bereich, welcher sich über rund 11,0 m in Grundwasserströmungsrichtung und rund 10,0 m normal zu dieser erstreckt (siehe Abbildung 5.21f).

Eine signifikante Temperaturfahne abstromseitig kann nicht beobachtet werden. Weiters ist zu erkennen, dass der Temperaturübergangsbereich zwischen $T = T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T = T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ mit zunehmender Simulationsdauer größer wird.

Zusammenfassend zeigt sich bei der gekoppelten Modellierung nach Brinkman eine durchaus differente Temperaturverteilung im horizontalen Referenzschnitt bei $z = -10,0 \text{ m}$ als bei einer Modellierung nach Darcy. Der erwärmte Bereich ist jedenfalls kleiner und ein nierenförmiger Umriss, wie bei der Simulation nach Darcy kann nicht beobachtet werden (vergleiche Abbildung 5.12). Die abstromseitige Temperatúrausbreitung wird durch den Entnahmebrunnen E3 stärker begrenzt als bei einem Modell nach Darcy (siehe Abbildung 5.21).

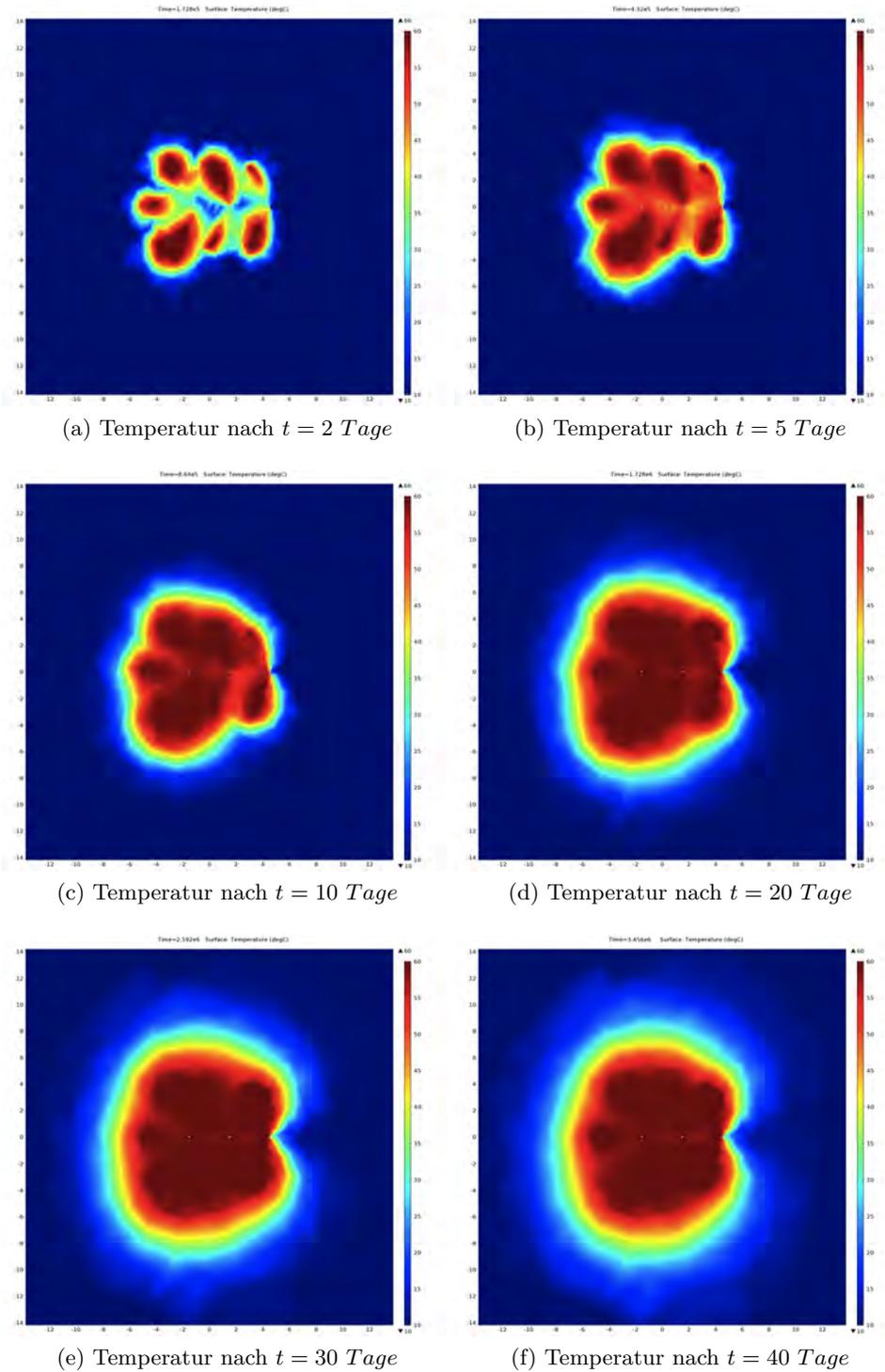


Abbildung 5.21: Temperatur im Untergrund während der ersten Heizphase (Brinkman Modell) - horizontale Schnittebene bei $z = -10,0$ m

Nach einer Simulationsdauer von 40 Tagen erwärmt sich der innere Bereich des Versuchsfeldes auf 60 °C. Anstromseitig kann im oberen Bereich eine weitere Ausbreitung der Temperaturfront beobachtet werden. Eine signifikante Temperaturfahne kann im gegenständlichen Modell nicht festgestellt werden (siehe Abbildung 5.22a).

Im Bereich zwischen den Infiltrationsbrunnen I2 und I5 (siehe Abbildung 5.22b) erwärmen sich die unteren Bereiche nur auf rund 40 °C. Im Allgemeinen kann eine stärkere Erwärmung der oberen Bereiche festgestellt werden. Die Temperaturfront besitzt in einer Tiefe von -5,0 m unter Geländeoberkante eine Ausdehnung von rund 4,5 m, hingegen in einer Tiefe von -12,0 m unter Gelände nur rund 1,0 m.

Verglichen mit den Ergebnissen aus der vorhergehenden Simulation nach dem Gesetz von Darcy erweist sich der auf 60 °C erwärmte Bereich im Allgemeinen als kleiner und zeigt weiters eine größere Ausdehnung im oberen Bereich des Aquifers (vergleiche Abbildung 5.13).

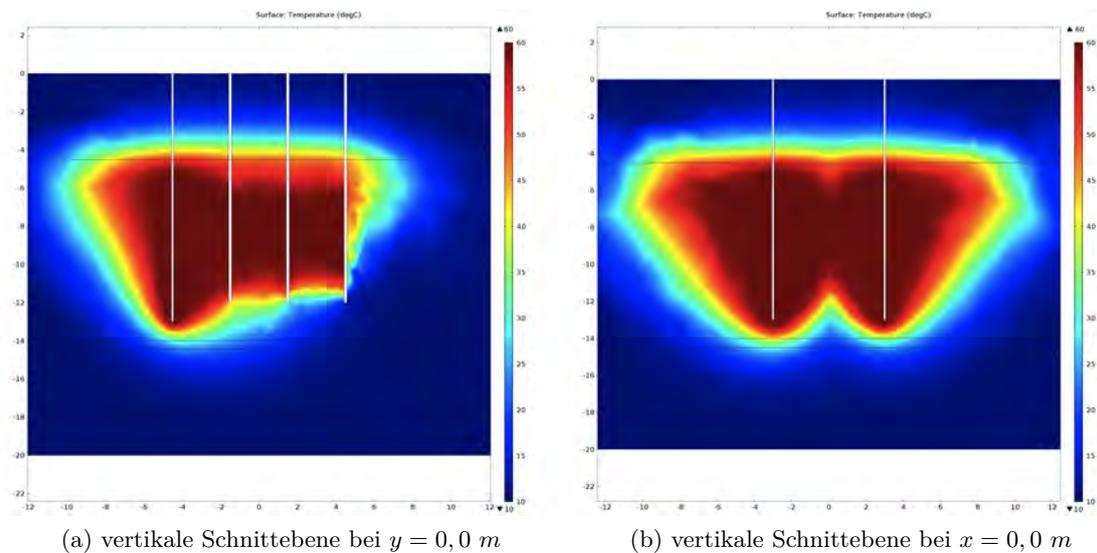


Abbildung 5.22: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen

Temperaturverläufe der Entnahmebrunnen

Während der Heizphase steigt die Entnahmetemperatur auf 58 °C in E1, 57 °C in E2 und 55 °C in E3. Während der Abkühlphase fallen die Temperaturen bei E1 und E2 gleichmäßig auf rund 11 °C. Bei E3 ist ein langsames Abfallen der Entnahmetemperatur zu beobachten.

Verglichen mit den Ergebnissen des Pilotversuchs (siehe Abbildung 3.6), wo abstromseitig höhere Temperaturen gemessen wurden als anstromseitig, liefert die Simulation ein gegenteiliges Bild. Hier können anstromseitig höhere Temperaturen verzeichnet werden.

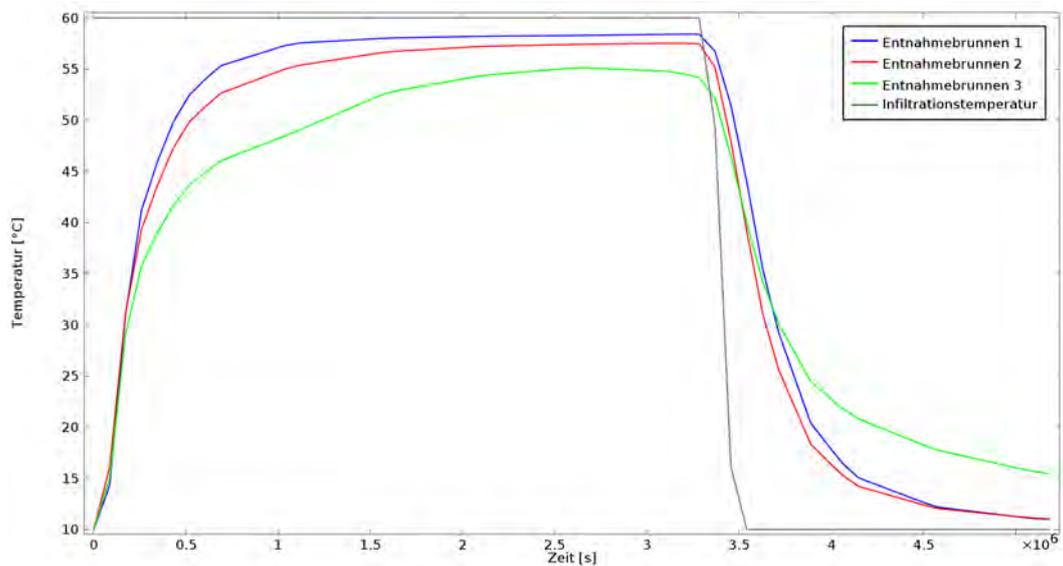


Abbildung 5.23: Temperaturverlauf Entnahmebrunnen - Brinkman Modell

Temperaturverläufe im Anstrom des Versuchsfeldes

Bei den anstromseitigen Temperaturmesspunkten T1 und T7, welche sich im Nahbereich eines Infiltrationsbrunnens befinden, ist ein rasches Ansteigen der Temperaturen auf etwa 60 °C festzustellen (siehe Abbildung 5.24 bzw. 5.25). Nach Beendigung der Heizphase fällt die Temperatur wieder rasch auf 10 °C ab. Weiters ist ein langsames Abfallen der oberen Messpunkte auf -6,0 m zu erkennen. Eine Temperaturabnahme mit zunehmender Tiefe (vergleiche Messergebnisse aus den Abbildung 3.7 bzw. 3.8) konnte an den Messpunkten T1 und T7 nicht festgestellt werden.

Die Messstellen T8 und T9 zeigen ein eher langsames Ansteigen der Temperaturen auf ca. 60 °C bzw. 55 °C im oberen und mittleren Bereich (siehe Abbildung 5.26 und 5.27). Die unteren Messpunkte erwärmen sich auf rund 53°C bei T8, sowie auf rund 45°C bei T9. Es kann ein Trend zur Temperaturabnahme mit zunehmender Tiefe festgestellt werden. Verglichen mit den Messergebnissen des Pilotversuches (Abbildung 3.9 bzw. 3.10) kann dieses Verhalten bestätigt werden, wenngleich die gemessenen Temperaturen aus dem Versuch unter jenen der Simulation liegen.

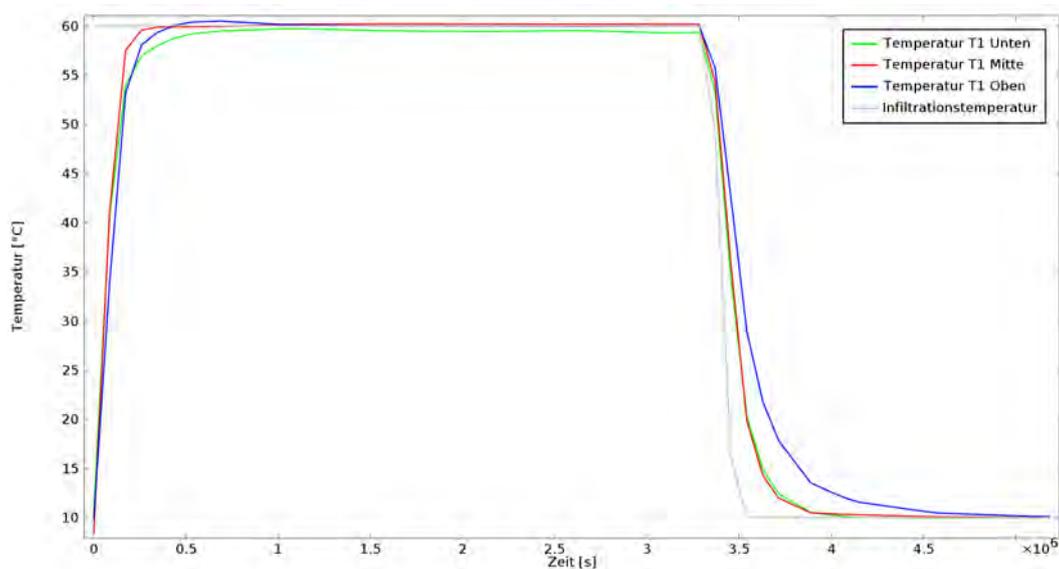


Abbildung 5.24: Temperaturverlauf der Messstelle T1 - Brinkman Modell

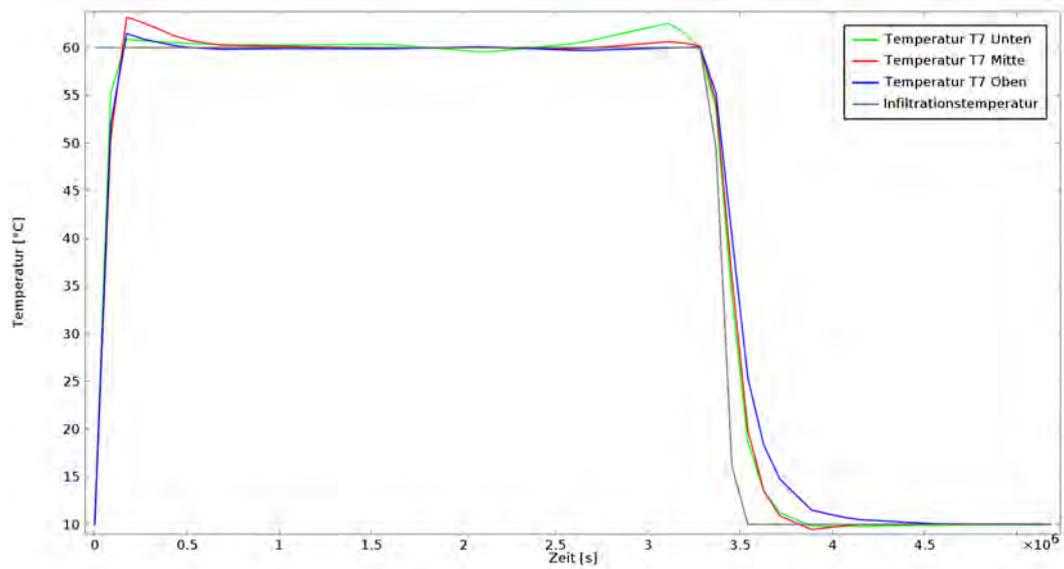


Abbildung 5.25: Temperaturverlauf der Messstelle T7 - Brinkman Modell

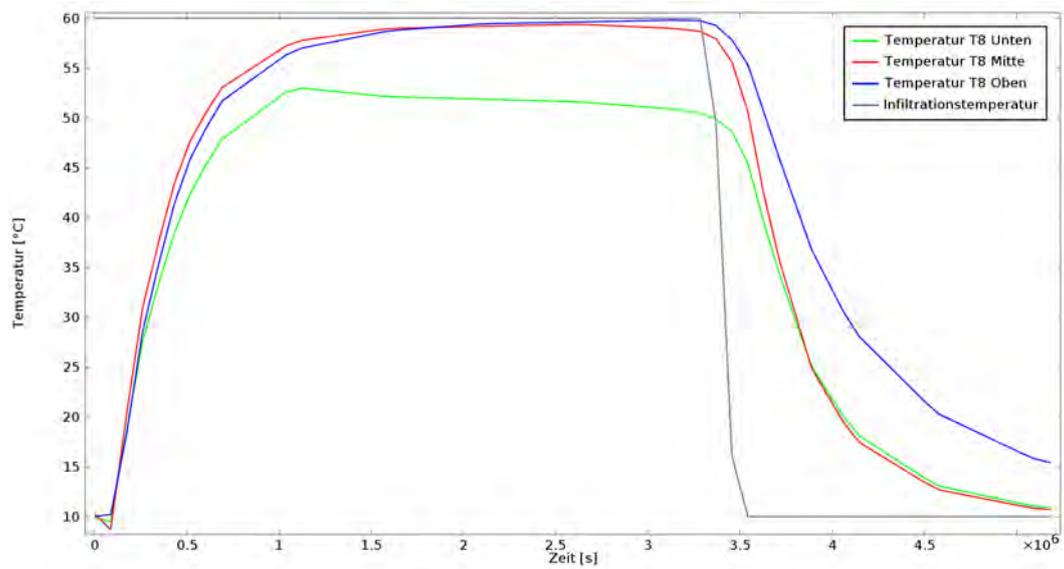


Abbildung 5.26: Temperaturverlauf der Messstelle T8 - Brinkman Modell

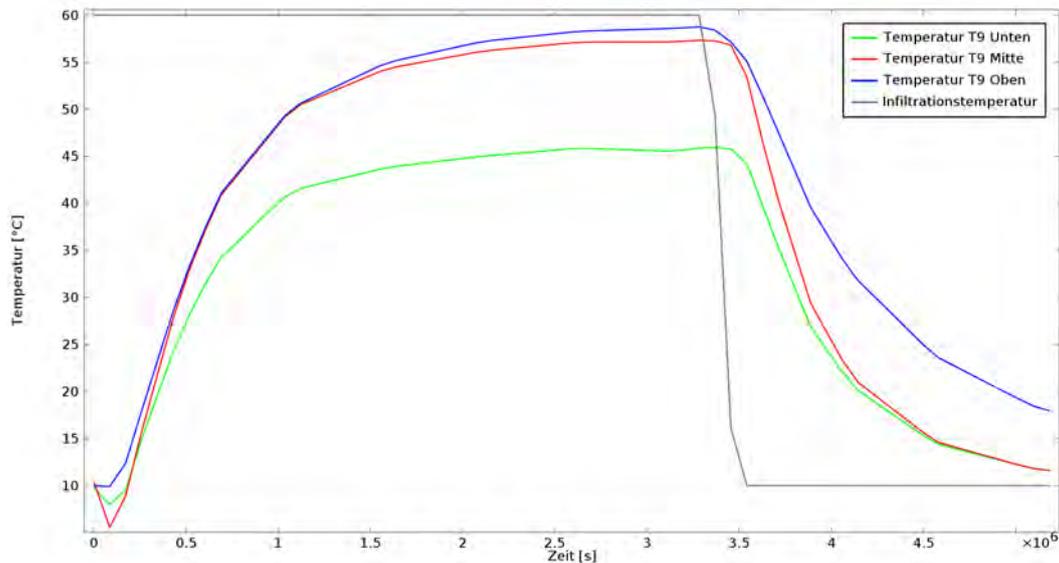


Abbildung 5.27: Temperaturverlauf der Messstelle T9 - Brinkman Modell

Temperaturverläufe im Zentrum des Versuchsfeldes

Die anstromseitigen Messstellen T10 und T13 im Zentrum des Versuchsfeldes zeigen einen raschen Temperaturanstieg auf 60 °C. Der untere Messpunkt auf -12,0 m unter Geländeoberkante von T10 erwärmt sich nur auf rund 57 °C. Nach dem Ende des Heizbetriebes fällt die Temperatur gleichmäßig auf die Initialtemperatur von 10 °C ab. Eine mit zunehmender Tiefe abfallende Temperatur wie im Pilotversuch kann nicht festgestellt werden (siehe dazu die Abbildung 5.28 und 5.29 und vergleiche mit Abbildung 3.11 und 3.12).

Bei der abstromseitigen Messstelle T11 erreicht der obere und mittlere Messpunkt schnell 60 °C. Der untere Punkt im Mittel nur 55 °C. Ein langsamer Temperaturanstieg auf etwa 60 °C kann bei T12 beobachtet werden. Während des Anstiegs sind stets höhere Temperaturen bei dem oberen und mittleren Messpunkt zu verzeichnen. Verglichen mit den Messdaten des Pilotversuches kann eine Übereinstimmung festgestellt werden. Beide, Versuch und Simulation, zeigen an den drei Messhorizonten sehr ähnliche Ergebnisse (siehe Abbildung 5.30 und 5.31 und vergleiche mit Abbildung 3.13 bzw. 3.14).

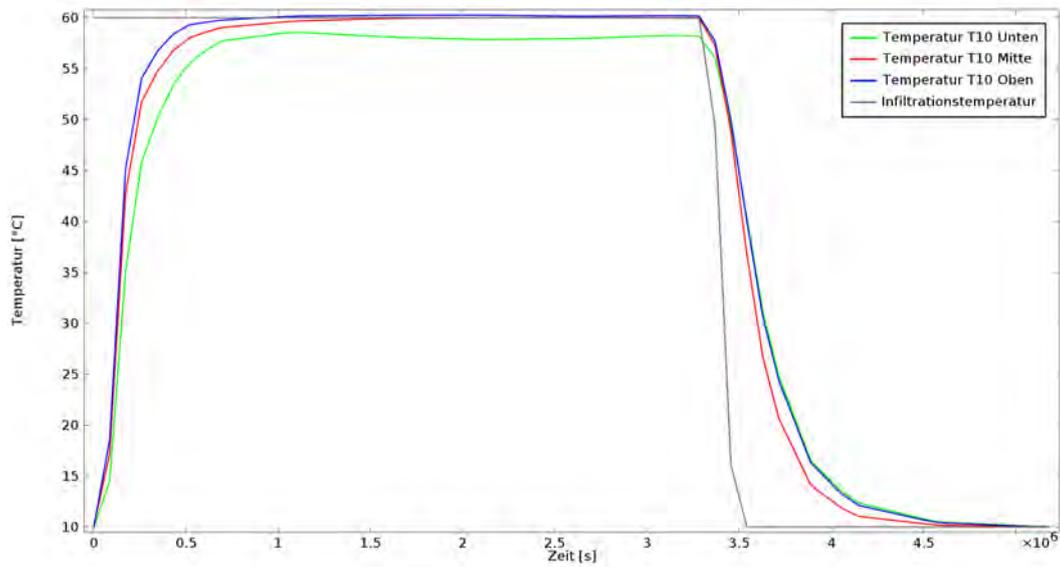


Abbildung 5.28: Temperaturverlauf der Messstelle T10 - Brinkman Modell

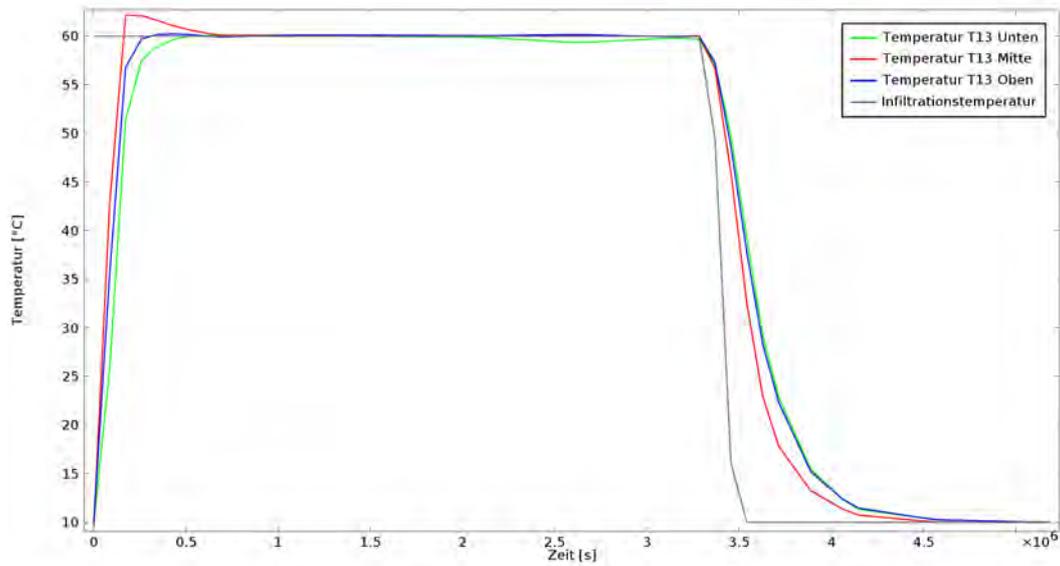


Abbildung 5.29: Temperaturverlauf der Messstelle T13 - Brinkman Modell

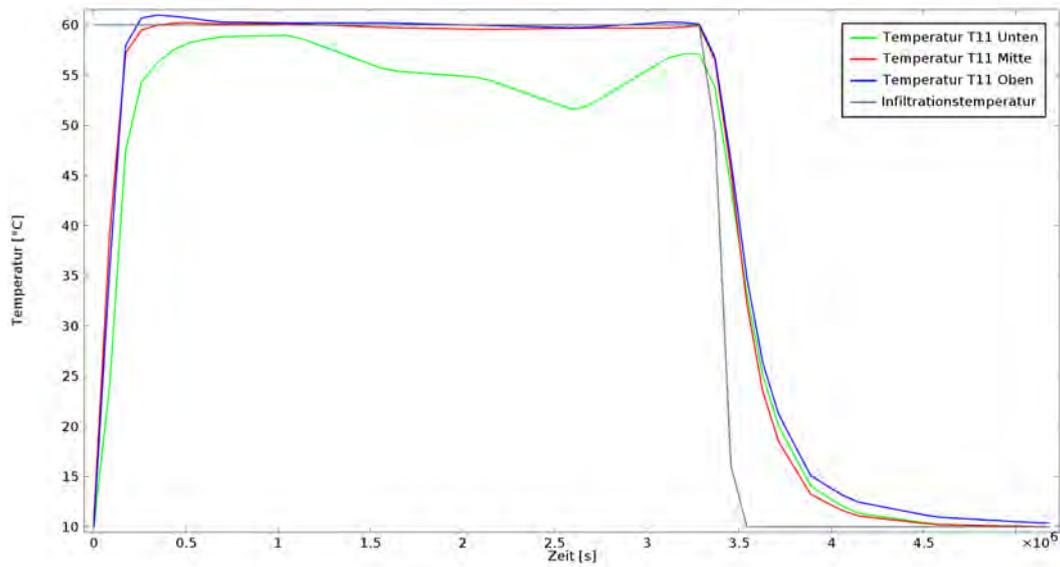


Abbildung 5.30: Temperaturverlauf der Messstelle T11 - Brinkman Modell

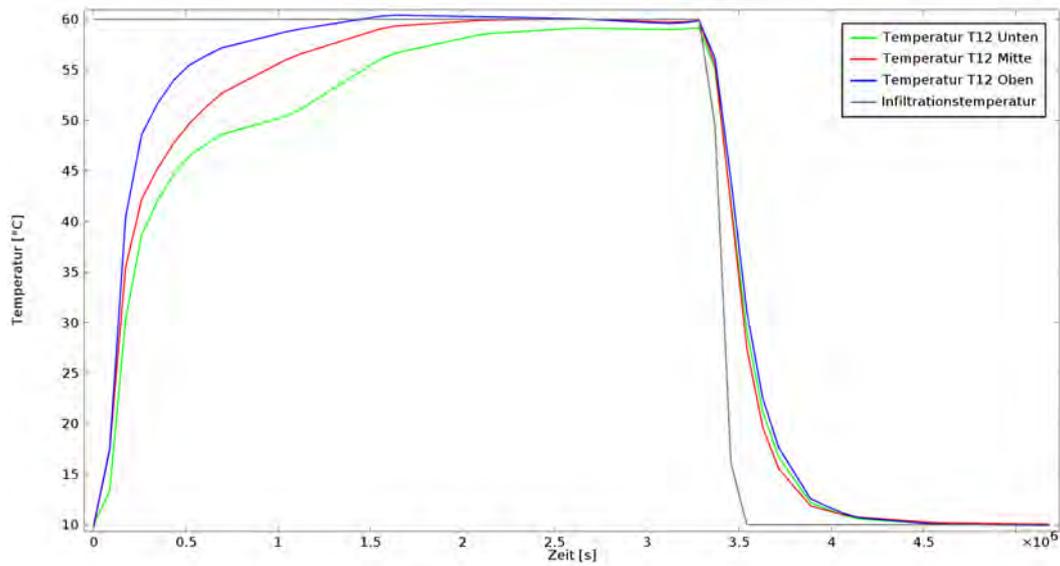


Abbildung 5.31: Temperaturverlauf der Messstelle T12 - Brinkman Modell

Temperaturverläufe im Abstrom des Versuchsfeldes

Bei den abstromseitigen Messstelle T2 und T3 weisen die oberen und mittleren Messpunkte Temperaturen von 60 °C auf. Die Temperatur steigt nur langsam und erreicht erst gegen Ende der Heizphase ihren Maximalwert. Die unteren Messpunkte zeigen maximale Temperaturen von 53 °C und liegen somit deutlich tiefer als im oberen bzw. mittleren Bereich (siehe Abbildung 5.32 und 5.33). Verglichen mit den Messergebnissen aus dem Pilotversuch kann eine Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe bestätigt werden, wenngleich im unteren Bereich bei T2 nur rund 30 °C und bei T3 etwa 28 °C gemessen werden konnten (vergleiche Abbildung 3.15 bzw. 3.16).

Die mittig angeordnete Messstelle T4 zeigt auf -6,0 m eine maximale Temperatur von rund 40 °C. Der mittlere Bereich erwärmt sich auf 23 °C und auf -12,0 m kann nur ein geringer Temperaturanstieg auf rund 12 °C verzeichnen werden (siehe Abbildung 5.34). Es kann eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen festgestellt werden, wenn auch die Temperatur in der Simulation langsamer ansteigt bzw. fällt (vergleiche Abbildung 3.17).

Bei den Messstellen T5 und T6 steigen die Temperaturen im oberen und mittleren Bereich auf rund 60 °C. Im unteren Bereich sind bei T5 rund 52 °C, bei T6 etwa 57 °C zu verzeichnen (siehe Abbildung 5.35 und 5.36). Es kann somit eine Abnahme der Temperatur mit steigender Tiefe festgestellt werden. An diesen beiden Messstellen kann auch eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen beobachtet werden (vergleiche Abbildung 3.18 und 3.19). Hier liegen die gemessenen Werte im Bereich von 55 °C bzw. 50 °C in den oberen Bereichen. Die Temperaturen bei den Messpunkten auf -12,0 m liegen nur knapp darunter.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass bei den Messstellen T3, T5 und T6 Temperaturen über 60 °C zu beobachten sind. Hier weist die Simulation gewisse Ungenauigkeiten auf, da lediglich die Temperatur an den Infiltrationsbrunnen mit $T = T_{inf} = 60 \text{ °C}$ vorgegeben ist und somit höhere Temperaturen physikalisch nicht möglich sind.

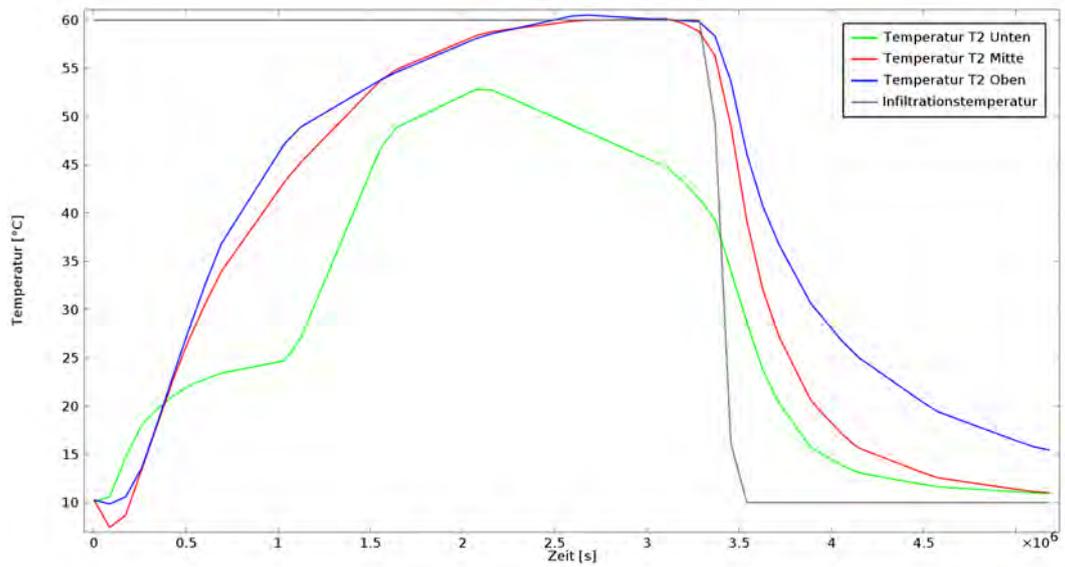


Abbildung 5.32: Temperaturverlauf der Messstelle T2 - Brinkman Modell

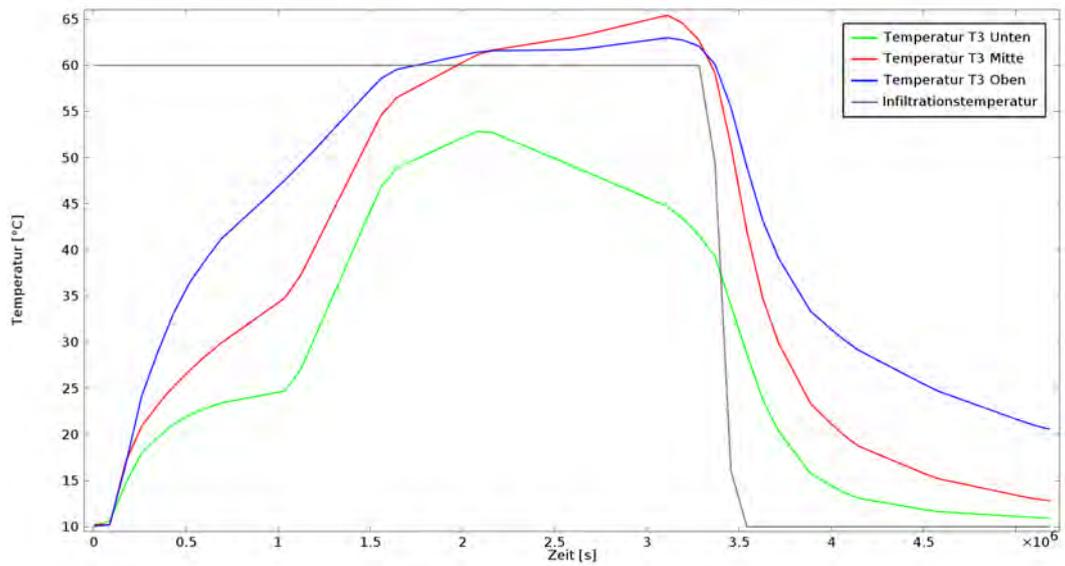


Abbildung 5.33: Temperaturverlauf der Messstelle T3 - Brinkman Modell

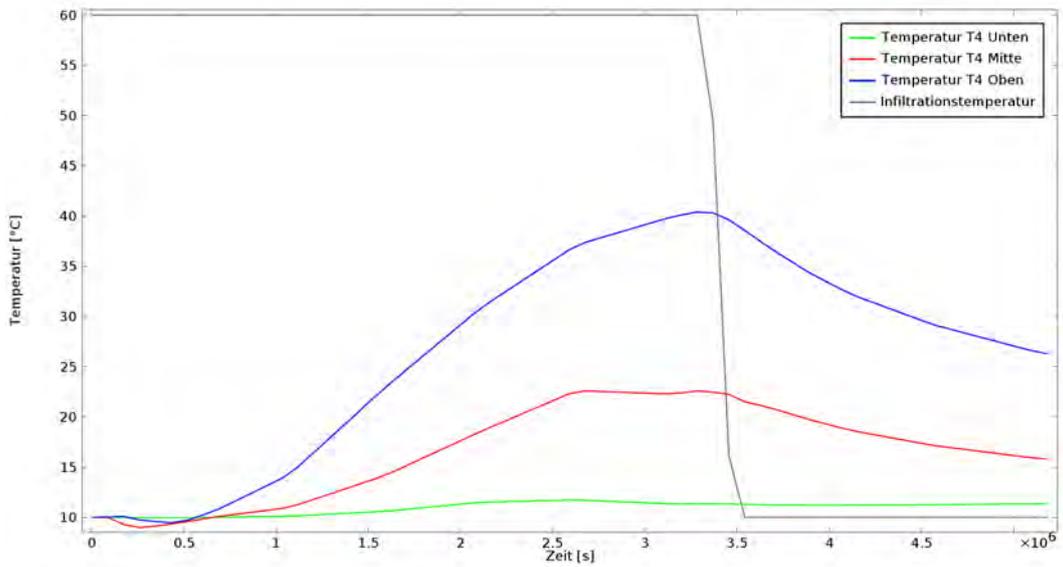


Abbildung 5.34: Temperaturverlauf der Messstelle T4 - Brinkman Modell

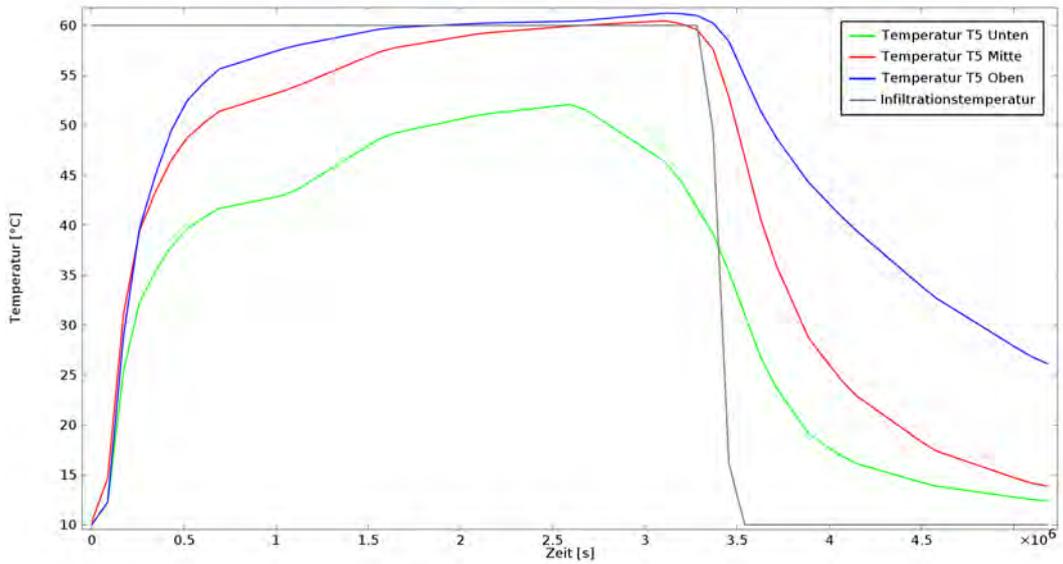


Abbildung 5.35: Temperaturverlauf der Messstelle T5 - Brinkman Modell

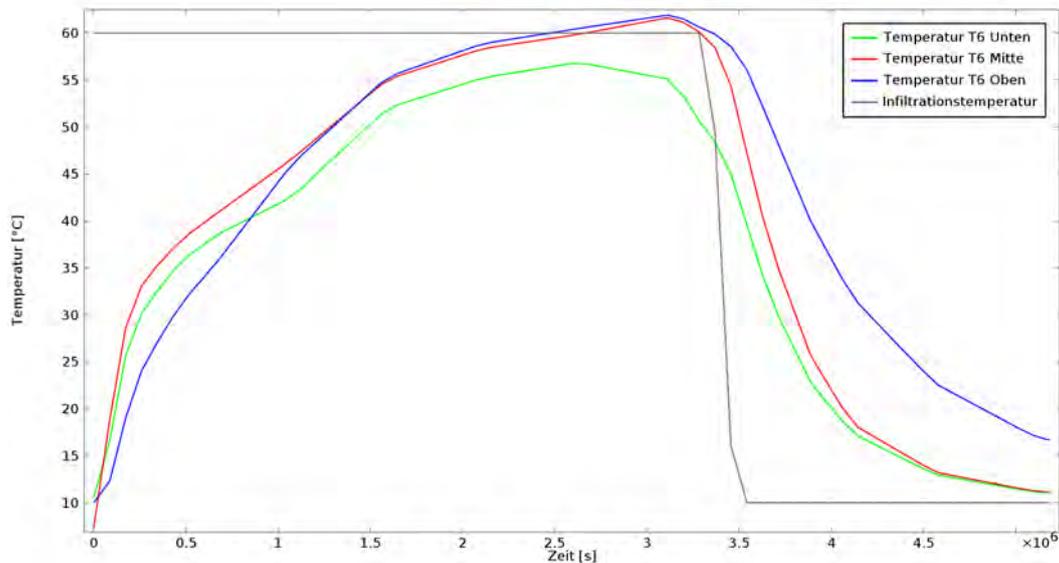


Abbildung 5.36: Temperaturverlauf der Messstelle T6 - Darcy/Brinkman Modell

Zusammenfassung der Temperaturverläufe

Im anstromseitigen Bereich des Versuchsfeldes zeigt sich bei den Messstellen T1 und T7 eine durchgehende Erwärmung auf 60 °C über alle drei Messhorizonte. Bei den Messstellen T8 und T9 weisen die Messpunkte auf -12,0 m mit 53 °C bzw 45 °C deutlich geringere Temperaturen auf. Dieses Verhalten kann durch die Messergebnisse des Pilotversuches bestätigt werden, wenngleich die gemessenen Temperaturen mit 20 °C bis 25 °C geringer sind.

Die Messstellen T10, T11, T12 und T13 im Zentrum des Versuchsfeldes zeigen nur einen geringen Trend zu einer Temperaturabnahme mit zunehmender Tiefe. Anhand der Versuchsauswertung kann hier nur eine geringe Übereinstimmung festgestellt werden. Vor allem die gemessenen Temperaturen auf -9,0 m und -12,0 m unterscheiden sich stark von den Temperaturen der Simulation. Es ist anzunehmen, dass dieses Verhalten auf etwaige Inhomogenitäten im Untergrund zurückzuführen ist. Weiters werden in der Simulation die geänderten rheologischen Eigenschaften der Flüssigkeit (Schadstoffe liegen in Lösung oder in disperser Phase vor) nicht erfasst.

Ein gute Übereinstimmung von Simulation und Pilotversuch liefern die abstromseitigen

Temperaturmessstellen T2, T3, T4, T5 und T6. Hier kann ein klarer Trend zu einer Temperaturabnahme mit zunehmender Tiefe festgestellt werden.

5.4.2 Variation der hydraulischen Durchlässigkeit

In einer weiteren Simulation wird die Ausbreitung der Temperatur in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit des Untergrundes untersucht. Mit Ausnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes k_f werden sämtliche Parameter und Randbedingungen aus Kapitel 5.4.1 übernommen.

5.4.2.1 Ergebnisse

Bei einem Durchlässigkeitsbeiwert des Aquifers von $k_f = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ lässt sich der erwärmte Bereich in guter Näherung mit den Ergebnissen der vorhergehenden Simulation vergleichen ($k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ - siehe Abbildung 5.21). Der Entnahmebrunnen E3 kann die abstromseitige Temperaturausbreitung erfolgreich begrenzen (siehe Abbildung 5.37a sowie 5.38a).

Bei einer weiteren Simulation mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ kann die abstromseitige Ausbreitung der Temperaturfront nicht durch E3 begrenzt werden. Rund um das Versuchsfeld ($60 \text{ }^\circ\text{C}$) nimmt die Temperatur gleichmäßig auf $T = T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ ab (siehe Abbildung 5.37b sowie 5.38b).

Bei einer weiteren Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit ($k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ bzw. $k_f = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$) vergrößert sich auch der Temperaturübergangsbereich zwischen $T = T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T = T_{init} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Die Temperaturfahne ($60 \text{ }^\circ\text{C}$) weist abstromseitig eine Länge von rund 4,0 m bzw. 5,0 m auf (siehe Abbildung 5.37c und 5.37d sowie 5.38c und 5.38d).

Verglichen mit den Ergebnissen aus der Parametervariation der Durchlässigkeit aus Kapitel 5.3.2 (Gesetz von Darcy) lässt sich ein deutlich differentes Verhalten der Temperaturausbreitung feststellen. Die festgestellten Temperaturfahnen breiten sich abstromseitig weniger weit aus. Desweiteren weist der anstromseitige Temperaturübergangsbereich eine weitaus größere Ausdehnung auf (vergleiche Abbildung 5.14).

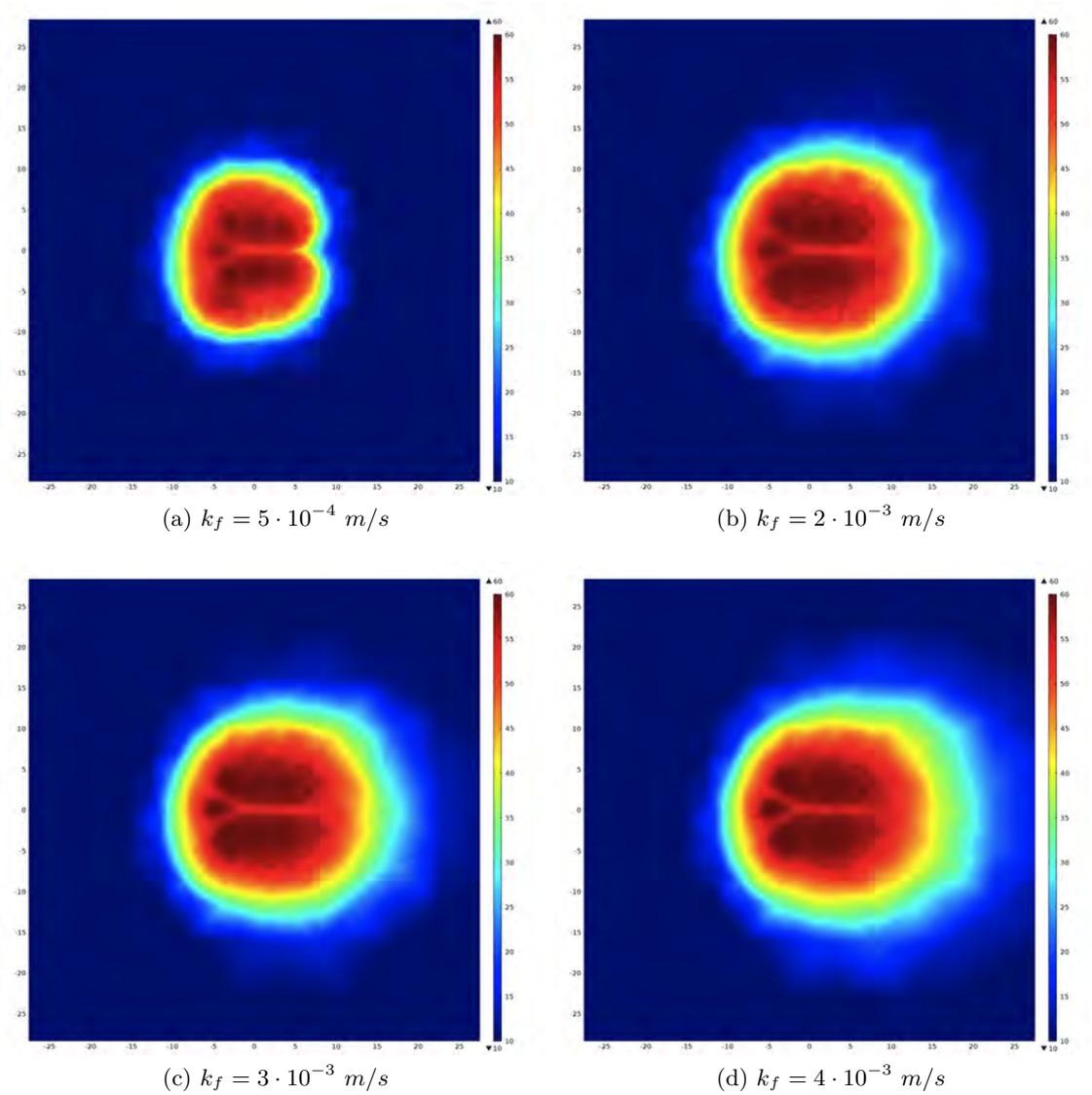
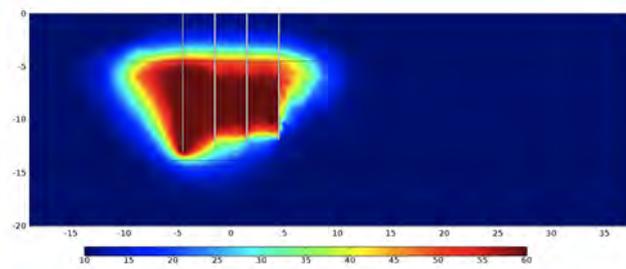
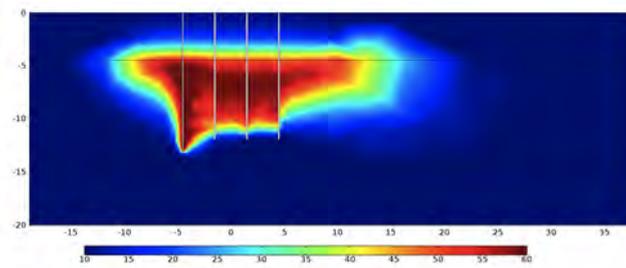


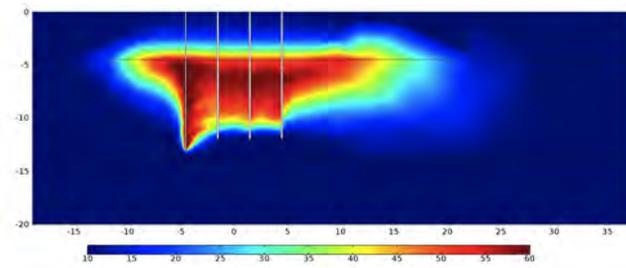
Abbildung 5.37: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit - horizontale Schnittebene bei $z = -5, 0 \text{ m}$



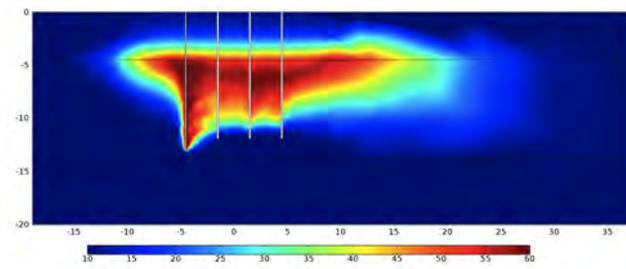
(a) $k_f = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$



(b) $k_f = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$



(c) $k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$



(d) $k_f = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Abbildung 5.38: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit - vertikale Schnittebene bei $y = 0,0 \text{ m}$

5.4.3 Inhomogene Verhältnisse des Aquifers

5.4.3.1 Modellbeschreibung

In einer weiteren Simulation erfolgt die inhomogene Modellierung der grundwasserführenden Schicht. Zu diesem Zweck wird der Aquifer um eine zusätzliche Schicht aus Sanden, welche sich über eine Tiefe von -10,6 m bis -12,5 m unter Geländeoberkante erstreckt, erweitert (siehe Abbildung 5.39). Sämtliche weiteren geometrischen Randbedingungen (Lage des Zwischenstauers und Anordnung der Brunnen) sind mit jenen der homogenen Modellierung des Aquifers ident.

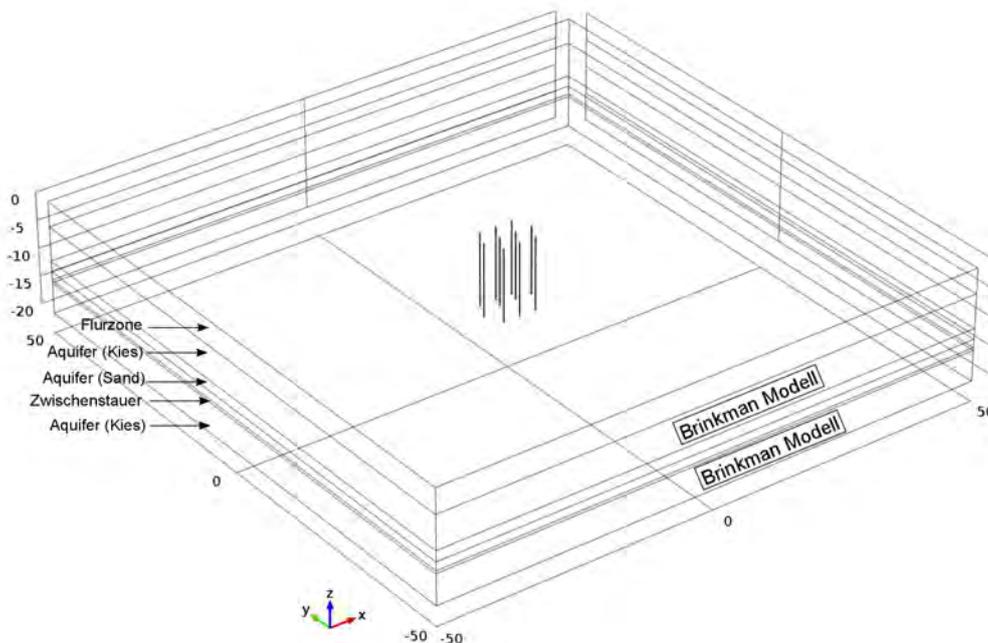


Abbildung 5.39: Geometrie des dreidimensionalen Simulationsmodells (inhomogene Modellierung des Aquifers) - Brinkman Gleichung

Die hydraulische Durchlässigkeit des Sandes wird mit $k_f = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ angesetzt. Die Werte für Wärmeleitfähigkeit und volumetrische Wärmekapazität entsprechen jenen eines wassergesättigten Sandes und können Anhang A entnommen werden. Die folgende Tabelle 5.6 enthält eine Übersicht über die verwendeten Parameter der Simulation.

Eingangswerte			
Allgemeines	Mesh	Freie Tetraeder	225232 Elemente
	Solver	Typ	transient
Modelle		Brinkman Gl.	Inkompr. Strömung
		Wärmeübertragung	gesätt./ungesätt. Zone
Parameter	Flüssigkeit	Wasser	$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
		dyn. Viskosität	$\mu = 0,001 \text{ Pa s}$
	Untergrund	Porosität	$\varepsilon = 0,15$
		Durchlässigkeit _{Kies}	$k_f = 7,47 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
		Durchlässigkeit _{Sand}	$k_f = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
		Permeabilität	$\kappa = 3,55 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
	Therm. Eigensch.	Wärmeleitf. _{Kies}	$\lambda_B = 1,8 \text{ W/m K}$
		Wärmeleitf. _{Sand}	$\lambda_B = 2,4 \text{ W/m K}$
		vol. Wärmekap. _{Kies}	$C_{v,B} = 2,4 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
		vol. Wärmekap. _{Sand}	$C_{v,B} = 2,6 \text{ MJ/m}^3 \text{ K}$
Wärmeleitf. _{Wasser}		$\lambda_w = 0,6 \text{ W/m K}$	
Wärmekap. _{Wasser}		$C_w = 4217 \text{ J/kg K}$	
Randbedingungen	Wand	Stat. Wand	No Slip
	Einlass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.3)
	Auslass	Massenstrom	variabel (vgl. Tab. A.2)
	Temperatur	Infiltrationstemp.	$T_{inf} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$
	Temperatur	stat. Wand	Isolation

Tab. 5.6: Eingangswerte für die thermisch-hydraulische Simulation der gesamten Brunnenanlage (inhomogene Modellierung des Aquifers) - Brinkman Gleichung

5.4.3.2 Randbedingungen

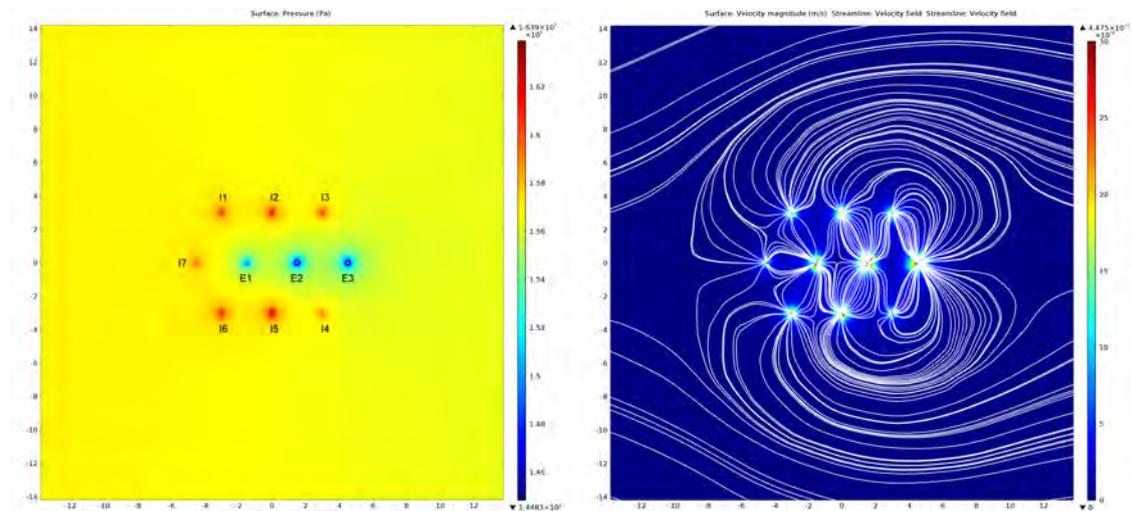
Die verwendeten strömungsmechanischen und thermodynamischen Randbedingungen unterscheiden sich nicht von jenen der homogenen Modellierung des Aquifers. An dieser

Stelle wird auf Kapitel 5.4.1.2 verwiesen.

5.4.3.3 Ergebnisse

Strömungsmechanische Ergebnisse

Rund um die Infiltrationsbrunnen kann ein höheres Druckpotential als im übrigen Versuchsfeld festgestellt werden. Im Nahbereich der Entnahmebrunnen können niedrigere Drücke beobachtet werden. Im Allgemeinen liegen die Drücke in der Sandzwischenschicht auf einem höheren Niveau als in den darüber- bzw. darunterliegenden Kiesschichten. Dieses Verhalten kann auf die geringere Durchlässigkeit der Sandschicht zurückgeführt werden. Bei einer über die Filterfläche konstant gehaltenen Infiltrationsrate ergeben sich höhere Drücke in den Bereichen mit einer geringeren Durchlässigkeit (siehe Abbildung 5.40a). Die höchsten Geschwindigkeiten können bei dieser Simulation im Nahbereich der Infiltrations- bzw. Entnahmebrunnen festgestellt werden (siehe Abbildung 5.40b). Das Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} lässt sich in guter Näherung mit jenem der homogenen Modellierung nach Brinkman vergleichen (vergleiche Abbildung 5.20b).



(a) Druckverhältnisse rund um das Versuchsfeld (b) Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} mit den resultierenden Stromlinien

Abbildung 5.40: Druckverhältnisse und Geschwindigkeitsfeld \mathbf{u} (Brinkman Modell) - horizontale Schnittebene bei $z = -11,0 \text{ m}$

Weiters kann eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen (Druck und Geschwindigkeit) der inhomogenen Modellierung des Aquifers nach dem Gesetz von Darcy festgestellt werden (vergleiche Abbildung 5.17).

Thermodynamische Ergebnisse

Im Anstrom des Versuchsfeldes (siehe Abbildung 5.18a) weist die Temperaturfront im oberen und unteren Bereich eine größere Ausdehnung auf. Aufgrund der geringeren hydraulischen Durchlässigkeit der Sandzwischen-schicht ergeben sich dort auch geringere Geschwindigkeiten der aufsteigenden (erwärmten) Flüssigkeitsphasen. Der Effekt der natürlichen Konvektion wird durch diese Zwischenschicht abgeschwächt. Die höheren Strömungsgeschwindigkeiten in der unteren Kiesschicht des Aquifers begünstigen hingegen die dortige Temperaturentbreitung.

Im Inneren des Versuchsfeldes stellt sich in den oberen Bereichen eine Temperatur von 60 °C ein. In der unteren Kiesschicht des Aquifers kann eine Temperatur von rund 50 °C festgestellt werden (siehe Abbildung 5.18b).

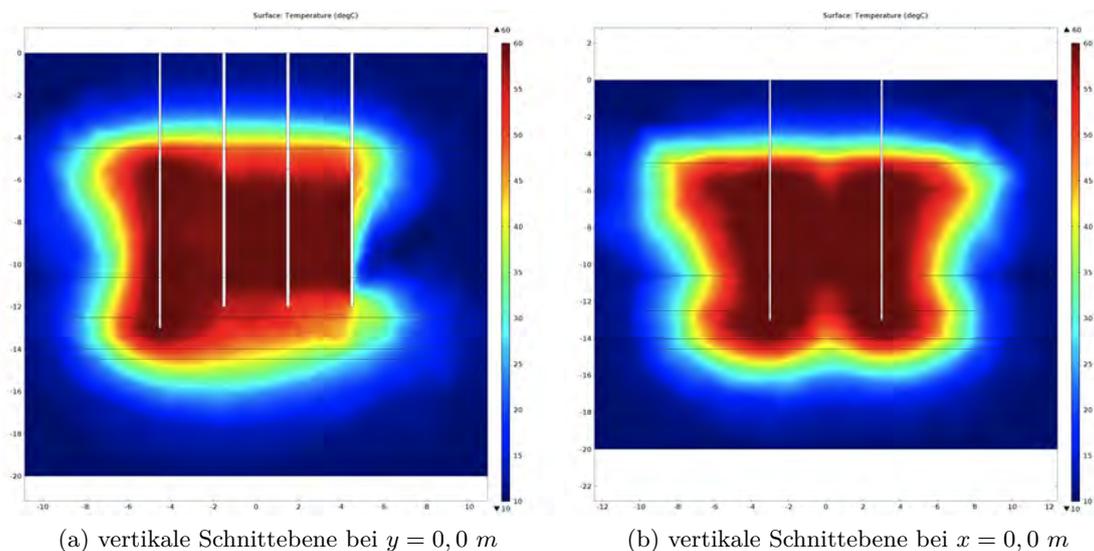


Abbildung 5.41: Temperatur im Untergrund nach 40 Tagen

Im Allgemeinen zeigt sich ein starker Einfluss der Zwischenschicht aus Sanden auf die Ausbreitung der Temperatur im Untergrund. Die äußerliche Form des erwärmten Bereiches lässt sich demzufolge nur bedingt mit den Ergebnissen der homogenen Modellierung des Untergrundes vergleichen (siehe Abbildung 5.22).

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse dieser Arbeit erweitern das Verständnis über die strömungsmechanischen und thermodynamischen Vorgänge bei einer thermisch-hydraulischen in-situ Sanierung.

Um das Ausflussverhalten aus nur einen Infiltrationsbrunnen zu klären, wurde ein gekoppeltes Modell mit den Gesetzen nach Navier-Stokes und Brinkman erstellt. Diese Modellierung zeigt, dass die Geschwindigkeitsverteilung an der Filterfläche des Brunnens konstant über die Höhe verteilt ist. Die Höhenlage des Schlauches, durch den das Warmwasser in den Brunnen eingeleitet wird, hat keinen Einfluss auf das Ausflussverhalten des Infiltrationsbrunnens.

Weiters wurde gezeigt, dass der Effekt der natürlichen Konvektion einen Einfluss auf den erwärmten Bodenbereich hat. Bei Außerachtlassung einer Auftriebswirkung aufgrund des Dichteunterschiedes der erwärmten Flüssigkeit zeigt sich eine gleichmäßige Erwärmung des Untergrundes mit zunehmender Tiefe. Wird diese Auftriebswirkung jedoch berücksichtigt, so zeigt sich eine deutlich größere Erwärmung der oberen Bereiche rund um den Infiltrationsbrunnen.

Die gekoppelte thermisch-hydraulische Simulation nach dem Gesetz von Darcy zeigt eine schlechte Übereinstimmung mit den Temperaturmessungen des Pilotversuches. Eine Abnahme der Temperatur mit zunehmender Tiefe konnte nicht festgestellt werden. Mittels einer Variation der hydraulischen Durchlässigkeit wurde der Einfluss des Durchlässigkeitsbeiwertes auf die Ausbildung des Untergrundes aufgezeigt. Es konnte, abhängig von der hydraulischen Durchlässigkeit, eine signifikante Erwärmung der abstromseitigen Bereiche festgestellt werden. Bei der inhomogenen Modellierung des Untergrundes konnte der Einfluss einer geringer durchlässigen Zwischenschicht aus Sanden im Aquifer gezeigt werden. Es konnte festgestellt werden, dass diese Zwischenschicht einen Einfluss auf die Ausbreitung der Temperaturfront hat.

Bei der gekoppelten thermisch-hydraulischen Simulation mit der Brinkman Gleichung

zeigt sich eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Messergebnissen des Versuches. Durch den Effekt der natürlichen Konvektion ergeben sich durchwegs tiefere Temperaturen an den mittleren bzw. unteren Messpunkten, wenngleich die errechneten Temperaturen generell höher sind als die gemessenen Werte. Dieses Verhalten kann auf Inhomogenitäten im Untergrund zurückgeführt werden. Es ist anzunehmen, dass sich mit fortschreitendem Pumpbetrieb bevorzugte Strömungswege im kiesigen Boden ausbilden, wodurch sich gewisse Stellen im Boden stärker erwärmen. In weiteren Simulationen wurde der Einfluss der hydraulischen Durchlässigkeit auf die Temperaturentbreitung gezeigt. Im Zuge der inhomogenen Modellierung des Untergrundes wurde festgestellt, dass eine Zwischenschicht aus Sanden den Effekt der natürlichen Konvektion abschwächt und sich tiefere Bereiche im Aquifer stärker erwärmen.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Berechnung der Grundwasserströmung nach der Brinkman Gleichung eine weitaus bessere Vergleichbarkeit mit den Messergebnissen liefert als die Modellierung nach Darcy. Abschließend sei noch angemerkt, dass die numerische Modellierung des Sanierungsverfahrens Grenzen besitzt, da der anstehende Untergrund in Hinblick auf die Rechenzeit der Simulation nur bis zu einem gewissen Detailgrad modelliert werden kann.

Ziel einer weiterführenden wissenschaftlichen Arbeit sollte die Verifizierung der Messergebnisse aus dem Versuch mit weiteren strömungsmechanischen und thermodynamischen Ansätzen sein. Weiters wäre eine Koppelung des thermisch-hydraulischen Modells mit chemischen Rechenmodellen, welche eine Mobilisierung der Schadstoffe im Bodenkörper simulieren, denkbar, um den Schadstoffaustrag aus dem Untergrund prognostizieren zu können.

A Anhang 1

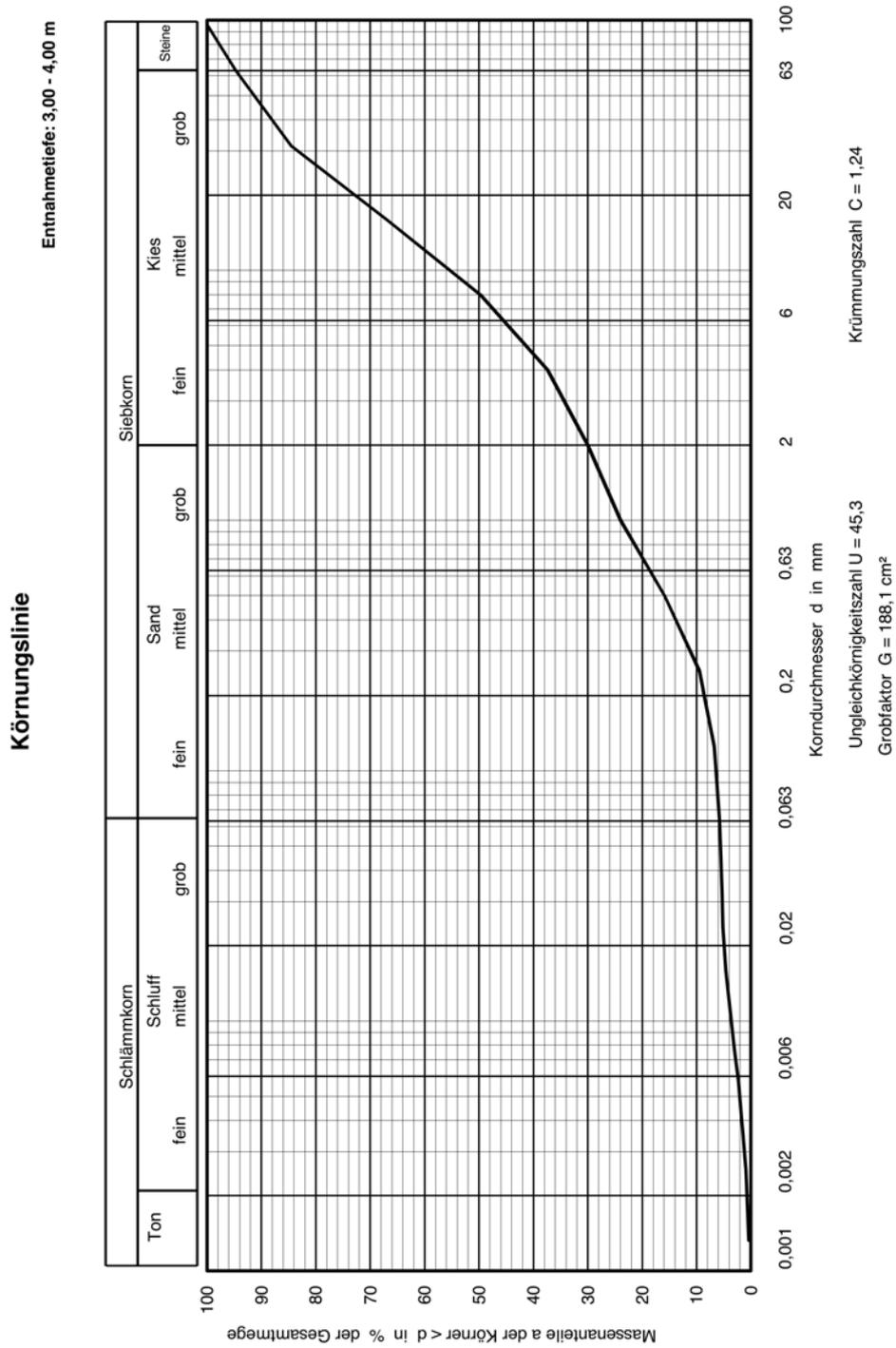


Abbildung A.1: Körnungslinie aus der Bohrkernprobe - Entnahmetiefe 3,0 - 4,0 m [4]

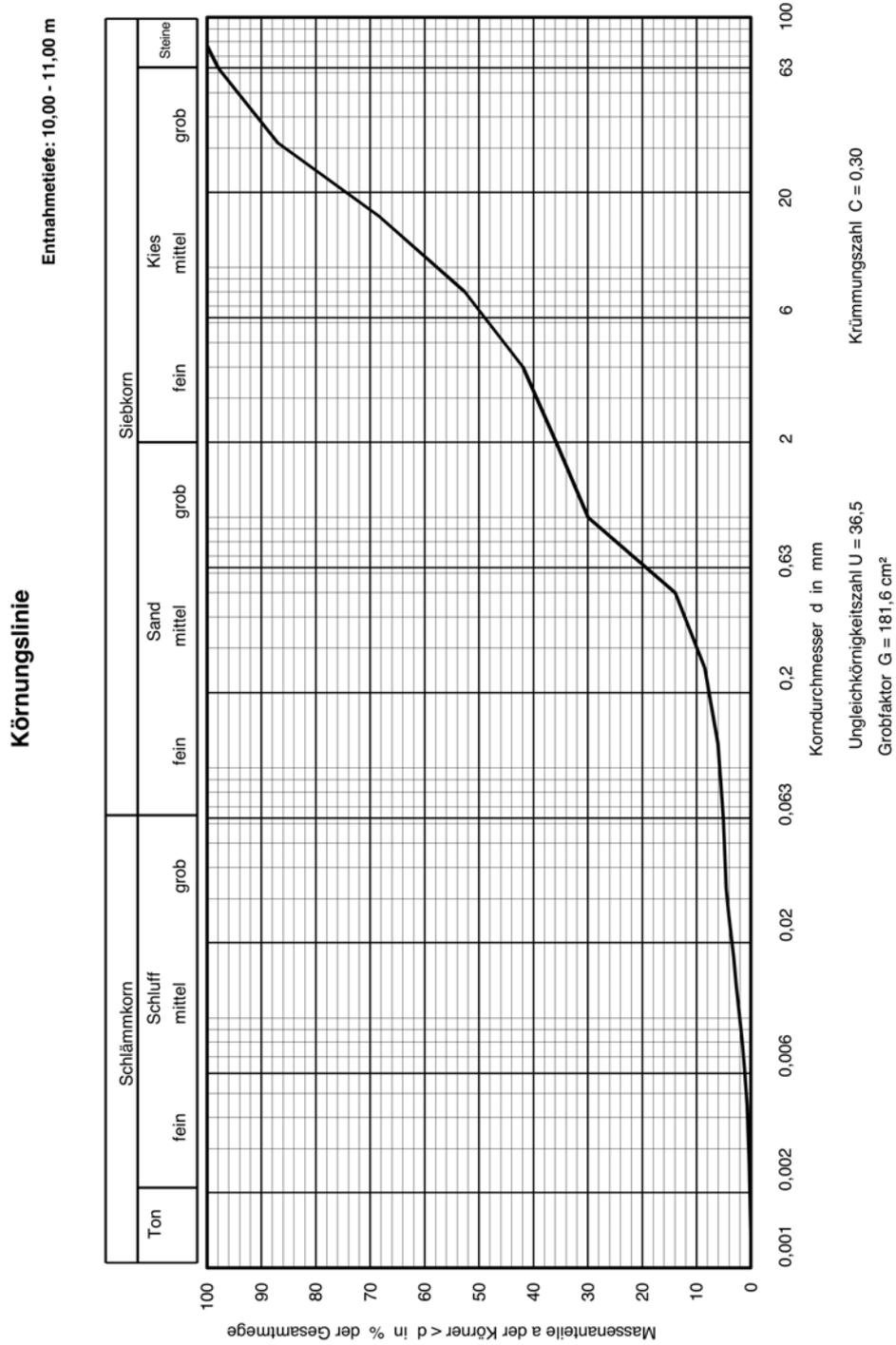


Abbildung A.2: Körnungslinie aus der Bohrkernprobe - Entnahmetiefe 10,0 - 11,0 m [4]

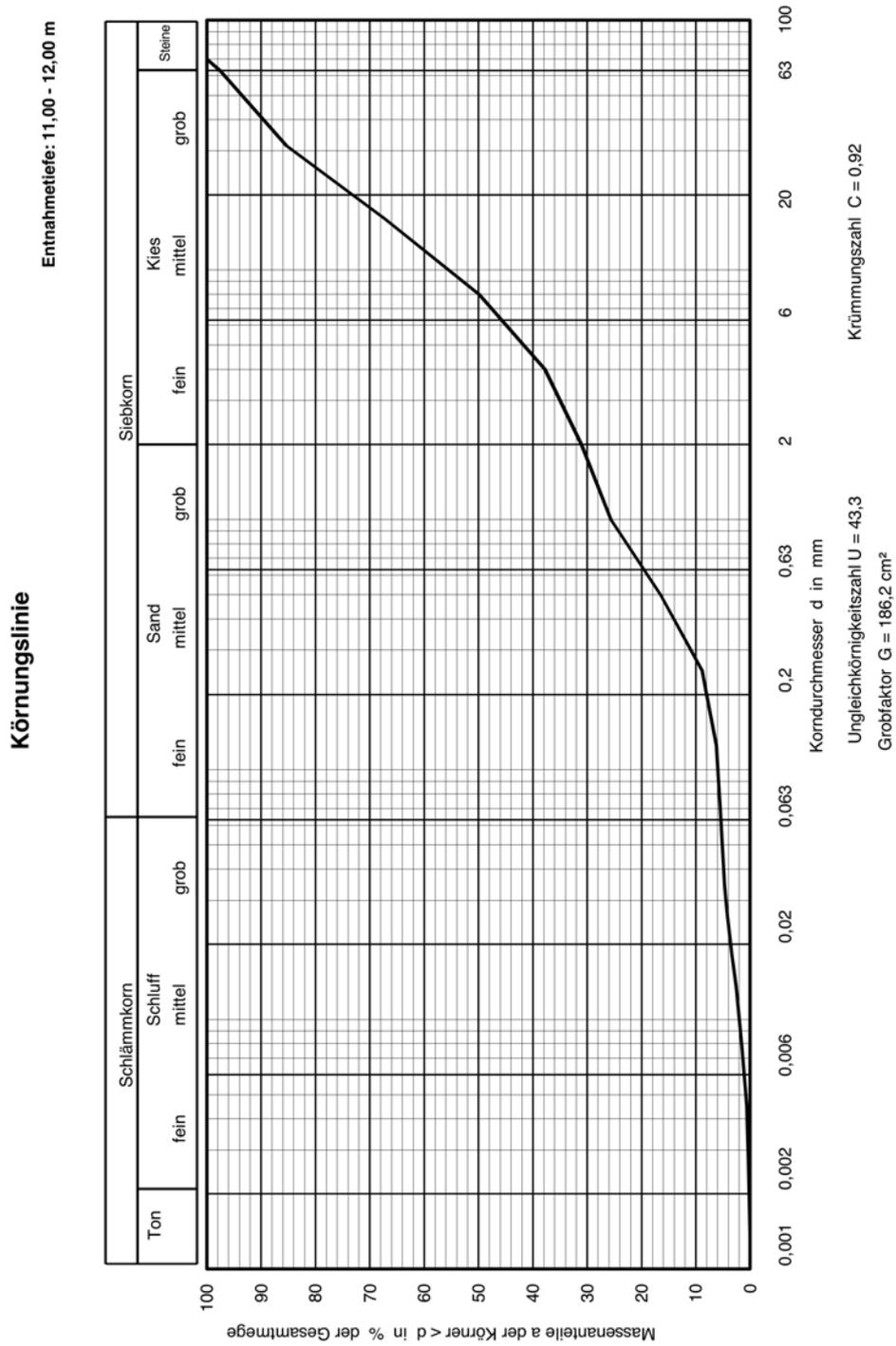


Abbildung A.3: Körnungslinie aus der Bohrkernprobe - Entnahmetiefe 11,0 - 12,0 m [4]

	Trocken- dichte $\rho_{B,d}$ [kg/m^3]	Wasser- gehalt w [%]	Feucht- dichte $\rho_{B,f}$ [kg/m^3]	Wärme- leitfähigkeit [$W/(m \cdot K)$]		spez. Wärme- kapazität c_B [$W \cdot s/(kg \cdot K)$]	vol. Wärme- kapazität $C_{v,B}$ [$W \cdot s/(m^3 \cdot K)$]	Temperatur- leitfähigkeit [m^2/s]	
				$\lambda_{B,min}$	$\lambda_{B,max}$			$a_{B,min}$	$a_{B,max}$
Ton	von	20	1440	0,9	1,4	1836	2203200	$3,40 \cdot 10^{-7}$	$5,30 \cdot 10^{-7}$
	bis	40	2240	0,9	1,4	2672	4275200	$1,50 \cdot 10^{-7}$	$2,34 \cdot 10^{-7}$
Schluff	von	10	1540	1,0	2,0	1418	1985200	$4,58 \cdot 10^{-7}$	$9,16 \cdot 10^{-7}$
	bis	30	2340	1,0	2,0	2254	4057200	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$3,79 \cdot 10^{-7}$
trockener Sand	von	4	1768	1,1	2,2	1167	1984240	$5,33 \cdot 10^{-7}$	$1,07 \cdot 10^{-76}$
	bis	12	2240	1,1	2,2	1502	3003200	$3,27 \cdot 10^{-7}$	$6,54 \cdot 10^{-7}$
nasser Sand	von	10	1870	1,5	2,7	1418	2410600	$5,66 \cdot 10^{-7}$	$1,02 \cdot 10^{-6}$
	bis	18	2478	1,5	2,7	1752	3680040	$3,45 \cdot 10^{-7}$	$6,22 \cdot 10^{-7}$
Torf	von	5	420	0,2	0,5	1209	483600	$3,94 \cdot 10^{-7}$	$9,85 \cdot 10^{-7}$
	bis	200	3300	0,2	0,5	9360	10296000	$6,48 \cdot 10^{-9}$	$1,62 \cdot 10^{-8}$

Tabelle A.1: Übersicht über die wärmetechnischen Bodenparameter [11]

	Gesteinstyp	Wärmeleitfähigkeit λ in W/(m K)		Volumenbezogene spez. Wärme- kapazität $\rho \cdot c_p$ in MJ/(m ³ ·K)	Dichte ρ in 10 ³ kg/m ³	
			empfohlener Rechenwert			
Lockergesteine	Ton/Schluff, trocken	0,4–1,0	0,5	1,5–1,6	1,8–2,0	
	Ton/Schluff, wassergesättigt	1,1–3,1	1,8	2,0–2,8	2,0–2,2	
	Sand, trocken	0,3–0,9	0,4	1,3–1,6	1,8–2,2	
	Sand, feucht	1,0–1,9	1,4	1,6–2,2	1,9–2,2	
	Sand, wassergesättigt	2,0–3,0	2,4	2,2–2,8	1,9–2,3	
	Kies/Steine, trocken	0,4–0,9	0,4	1,3–1,6	1,8–2,2	
	Kies/Steine, wassergesättigt	1,6–2,5	1,8	2,2–2,6	1,9–2,3	
	Geschieblemergel/-lehm	1,1–2,9	2,4	1,5–2,5	1,8–2,3	
	Torf, Weichbraunkohle	0,2–0,7	0,4	0,5–3,8	0,5–1,1	
Sedimentäre Festgesteine	Ton-/Schluffstein	1,1–3,4	2,2	2,1–2,4	2,4–2,6	
	Sandstein	1,9–4,6	2,8	1,8–2,6	2,2–2,7	
	Konglomerat/Brekzie	1,3–5,1	2,3	1,8–2,6	2,2–2,7	
	Mergelstein	1,8–2,9	2,3	2,2–2,3	2,3–2,6	
	Kalkstein	2,0–3,9	2,7	2,1–2,4	2,4–2,7	
	Dolomitstein	3,0–5,0	3,5	2,1–2,4	2,4–2,7	
	Sulfatgestein (Anhydrit)	1,5–7,7	4,1	2,0	2,8–3,0	
	Sulfatgestein (Gips)	1,3–2,8	1,6	2,0	2,2–2,4	
	Chloridgestein (Stein-/Kalisalz)	3,6–6,1	5,4	1,2	2,1–2,2	
	Steinkohle	0,3–0,6	0,4	1,3–1,8	1,3–1,6	
	Magmatische Festgesteine	Tuff	1,1	1,1		
Vulkanit, sauer bis intermediär		z.B. Rhyolit, Trachyt	3,1–3,4	3,3	2,1	2,6
		z.B. Latit, Dacit	2,0–2,9	2,6	2,9	2,9–3,0
Vulkanit, basisch bis ultrabasisch		z.B. Andesit, Basalt	1,3–2,3	1,7	2,3–2,6	2,6–3,2
Plutonit, sauer bis intermediär		Granit	2,1–4,1	3,2	2,1–3,0	2,4–3,0
		Syenit	1,7–3,5	2,6	2,4	2,5–3,0
Plutonit, basisch bis ultrabasisch	Diorit	2,0–2,9	2,5	2,9	2,9–3,0	
	Gabbro	1,7–2,9	2,0	2,6	2,8–3,1	
Metamorphe Festgesteine	gering metamorph	Tonschiefer	1,5–2,6	2,1	2,2–2,5	2,4–2,7
		Kieselschiefer	4,5–5,0	4,5	2,2	2,5–2,7
	mittel bis hoch metamorph	Marmor	2,1–3,1	2,5	2,0	2,5–2,8
		Quarzit	5,0–6,0	5,5	2,1	2,5–2,7
		Glimmerschiefer	1,5–3,1	2,2	2,2–2,4	2,4–2,7
		Gneis	1,9–4,0	2,9	1,8–2,4	2,4–2,7
Amphibolit	2,1–3,6	2,9	2,0–2,3	2,6–2,9		
Andere Stoffe	Bentonit	0,5–0,8	0,6	~3,9		
	Beton	0,9–2,0	1,6	~1,8	~2,0	
	Eis (~10 °C)	2,32		1,87	0,919	
	Kunststoff (HD-PE)	0,42		1,8	0,96	
	Luft (0 °C bis 20 °C)	0,02		0,0012	0,0012	
	Stahl	60		3,12	7,8	
	Wasser (+10 °C)	0,59		4,15	0,999	

Anmerkung 1: Die Dichte variiert bei Lockergesteinen besonders stark mit Lagerungsdichte und Wassergehalt.

Anmerkung 2: Bei Sandstein, Konglomerat und Brekzie liegt eine besonders große Bandbreite der Wärmeleitfähigkeit vor; neben Kommaterial und -verteilung und der Wassersättigung spielt hier noch die Art des Bindemittels bzw. der Matrix eine wesentliche Rolle.

Abbildung A.4: Beispiele für die Wärmeleitfähigkeit und die volumetrische Wärmekapazität des Untergrundes [1]

Massenstrom Entnahmebrunnen	1. - 14. Tag	15. - 34. Tag	35. - 60. Tag
	[kg/s]	[kg/s]	[kg/s]
Entnahmebrunnen 1	0,73	0,65	0,67
Entnahmebrunnen 2	1,01	1,00	0,97
Entnahmebrunnen 3	1,00	0,99	0,96

Tabelle A.2: Massenstrom bei den Entnahmebrunnen

Massenstrom Entnahmebrunnen	1. - 14. Tag	15. - 34. Tag	35. - 60. Tag
	[kg/s]	[kg/s]	[kg/s]
Infiltrationsbrunnen 1	0,42	0,36	0,35
Infiltrationsbrunnen 2	0,58	0,39	0,49
Infiltrationsbrunnen 3	0,18	0,55	0,35
Infiltrationsbrunnen 4	0,44	0,48	0,23
Infiltrationsbrunnen 5	0,23	0,51	0,60
Infiltrationsbrunnen 6	0,78	0,46	0,42
Infiltrationsbrunnen 7	0,29	0,20	0,26

Tabelle A.3: Massenstrom bei den Infiltrationsbrunnen

Literaturverzeichnis

- [1] VDI 4640 Blatt 1 - *Thermische Nutzung des Untergrundes - Grundlagen, Genehmigungen, Umweltaspekte*, 2010.
- [2] *Altlastensanierungsgesetz - BGBl. Nr. 299/1989 idF BGBl. I Nr. 97/2013*. 2013.
- [3] ADAM, D.: *Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik I*. TU Wien - Institut für Geotechnik, Wien, 2010.
- [4] BUNDESALTLASTENSANIERUNGSGES.M.B.H: *Projektunterlagen - unveröffentlicht*. 2012.
- [5] DÖRRIE, T. und H. LÄNGERT-MÜHLEGGGER: *Technologiequickscan - In-situ-Sanierungsverfahren*. Österreichischer Verein für Altlastenmanagement, 2010.
- [6] FORCHHEIMER, P.: *Hydraulik, 3. Auflage*. B. G. Teubner, Leipzig, Berlin, 1930.
- [7] HERWIG, H.: *Strömungsmechanik - Einführung in die Physik von technischen Strömungen*. Vieweg+Teubner Verlag Wiesbaden, 2008.
- [8] KÉZDI, Á.: *Handbuch der Bodenmechanik - Band 1*. VEB - Verlag für Bauwesen, 1969.
- [9] KOLYMBAS, D.: *Geotechnik - Bodenmechanik Grundbau und Tunnelbau*. Springer Verlag, Heidelberg, Dobrecht, London, New York, 2011.
- [10] LORENZ, D., M. GASS und D. STUPP: *Auswertung internationaler Fachliteratur zu in-situ Anwendungen in der gesättigten Zone bei der Altlastenbearbeitung*. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg Vorpommern, 2008.
- [11] MARKIEWICZ, R.: *Numerische und experimentielle Untersuchung zur Nutzung von geothermischer Energie mittels erdberührter Bauteile und Neuentwicklungen für den Tunnelbau*. Dissertation Technische Universität Wien, 2004.

-
- [12] TERZAGHI, K.: *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Verlag Franz Deuticke, 1925.
- [13] UMWELTBUNDESAMT: *Altlasten - Verdachtsflächenkataster und Altlastenatlas*, URL: http://www.umweltbundesamt.at/aktuell/presse/lastnews/news2013/news_130222/, Juli 2013.