

**Charakterisierung der hydraulischen Eigenschaften  
eines geklüfteten Karbonatgesteinsaquifers  
(Semmering, Österreich)**

**Masterarbeit**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines Masters  
der Naturwissenschaften  
Studienzweig Erdwissenschaften

Von

**Erwin Masser**

Vorgelegt am Institut für Erdwissenschaften  
an der Karl-Franzens Universität Graz

Betreuung: **Univ. Prof. Dr. S. Birk**

**VAass. Dr. Mag. G. Winkler**

## **Erklärung**

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche erkenntlich gemacht habe.

Graz, Dezember 2012-12-01

Erwin Masser

## Danksagung

Während des Studiums und der Erarbeitung dieser Diplomarbeit haben mich viele Personen begleitet und unterstützt.

Dafür möchte ich mich herzlich bedanken.

Ganz besonderer Dank gilt:

Meinen Eltern und meiner Freundin Denise für die finanzielle und moralische Unterstützung, die mir mein Studium ermöglichte und mir stets zur Seite standen, ein herzliches Danke.

Meinen Betreuern Herrn Univ. Prof. Dr. S. Birk und VAss. Dr. G. Winkler für die freundliche Unterstützung bei der Ausarbeitung der Diplomarbeit.

Der ÖBB Infrastruktur AG für die Bereitstellung der Daten und namentlich Herrn DI Dieter Haas für die tatkräftige Unterstützung Vorort.

Weiters möchte ich mich bei Firma Östu Stettin, stellvertretend sei hier Herr Reith erwähnt, für die geduldige Unterstützung im Pilotstollen und die Bereitstellung der Daten bedanken.

Mag. Peter Reichl von Joanneum Research für die Bereitstellung von Daten und Unterstützung bei hydrogeologischen Problemstellungen

# Inhaltsverzeichnis

<b>1 Einleitung</b> .....	1
<b>2 Untersuchungsgebiet</b> .....	3
2.1. Geographischer Überblick.....	3
2.2. Geologischer Überblick.....	5
2.3. Wasserhaltung im Stollen.....	8
2.4. Pumpverlauf im Stollen.....	15
<b>3 Hydraulische Grundlagen</b> .....	17
3.1. Grundbegriffe der Grundwasserhydraulik.....	18
3.2. Analytische Modelle.....	21
<b>4 Methodik</b> .....	36
4.1. Grundwassergleichenplan.....	36
4.2. Analytische Pumpversuchsauswertung.....	38
4.3. Numerische Grundwassermodellierung.....	39
4.4. Diffusivitätstest.....	45
<b>5 Analytische Ergebnisse</b> .....	47
5.1. Ergebnisse der analytischen Pumpversuchsauswertung.....	47
5.2. Ergebnisse der analytischen Pumpversuchsauswertung der Wiederanstiegsphase.....	54
5.3. Ergebnisse der stationären Auswertung mit Superpositionsprinzip..	56
5.4. Ergebnisse der Diffusivitätstests.....	59

<b>6 Numerische Modellierung</b> .....	64
6.1. Modellaufbau.....	64
6.2. Modellszenarien.....	68
6.3. Sensitivitätsanalyse.....	85
<b>7 Diskussion</b> .....	95
<b>8 Literaturverzeichnis</b> .....	100
<b>9 Anhang</b> .....	103

## Abbildungsverzeichnis:

<b>Abb. 1</b> Übersichtskarte des Masterarbeitsgebietes nach ( <a href="http://www.gis.steiermark.at">www.gis.steiermark.at</a> ).....	3
<b>Abb. 2.</b> Detailkarte des Masterarbeitsgebietes nach ( <a href="http://www.gis.steiermark.at">www.gis.steiermark.at</a> ).....	4
<b>Abb. 3</b> Geologische Übersichtskarte des Diplomarbeitsgebietes (Ausschnitt aus der geologischen Karte für das UVE Projekt OEBB(2010)).....	7
<b>Abb. 4.</b> Schematische Darstellung der Wasserhaltung im Semmeringbasistunnel (Schaltplan von ÖSTU STETTIN 2009).....	9
<b>Abb. 5:</b> zeigt das Tunnelportal des Waltraud Stollens.....	10
<b>Abb. 6.</b> Filterbrunnennische I.....	11
<b>Abb. 7.</b> Mittelgerinne zum Sammelbecken der Pumpstation I.....	11
<b>Abb. 8:</b> Pumpstation I.....	12
<b>Abb. 9.</b> Filterbrunnennische II.....	13
<b>Abb. 10.</b> zeigt die Ortsbrust des Tunnels. Von rechts kommt die Stromzufuhr bzw. der Pumpschlauch für die Pegelpumpe in der Mitte unten.....	14
<b>Abb. 11.</b> zeigt die Pumpstation II. hinter dem Geländer befindet sich eines der beiden Sammelbecken.....	14
<b>Abb. 12</b> Übersichtsdiagramm über die Pumpmengen gegenüber der Grundwasserspiegelstände von 2005 -2007.....	16
<b>Abb.13</b> zeigt den schematischen Aufbau des Darcy Experiments ( <a href="http://biosystems.okstate.edu/darcy/LaLoi/basics.htm">http://biosystems.okstate.edu/darcy/LaLoi/basics.htm</a> ).....	18
<b>Abb. 14.</b> Schematischer Aufbau eines Pumpversuchs bei einem gespannten Aquifer(a) und einem ungespannten Aquifer (b) nach (Karrenberg 1981).....	21
<b>Abb. 15:</b> Grundwassergleichen [m] ü. A. vor Pumpbeginn.....	37
<b>Abb. 16:</b> Schematische Vorgehensweise beim Modellieren nach Anderson & Woessner (1992).....	39
<b>Abb. 17:</b> Schematischer Aufbau des finiten Differenzen Modells in der Software MODFLOW nach McDonald & Harbaugh 1988.....	40
<b>Abb. 18:</b> Übersicht über das Untersuchungsgebiet sowie der Grenzen des Modells.....	42
<b>Abb. 19:</b> Aufbau der Ebenen im Modell mit ihren jeweiligen Mächtigkeiten.....	43
<b>Abb. 20:</b> zeigt die erste Pumpphase vom 09.10.1997 bis 18.11.1997; rot eingekreist sind 3 verschiedene Absenkungsbereiche, die mit den Methoden Cooper Jacob und Theis einzeln ausgewertet wurden.....	48
<b>Abb. 21:</b> zeigt die zweite Pumpphase vom 07.01.1998 – 20.1.1998; rot	

eingekreist sind 2 verschiedene Absenkungsbereiche, die mit den Methoden Cooper Jacob und Theis einzeln ausgewertet wurden.....	48
<b>Abb. 22:</b> zeigt die Werte der Transmissivitäten aus den Pumpversuchsauswertungen in den Beobachtungspiegeln 2365, 2485, 2585, 2685 und 2785.....	51
<b>Abb. 23:</b> zeigt die Werte der Speicherkoeffizienten aus den Pumpversuchsauswertungen in den Beobachtungspiegeln 2365, 2485, 2585, 2685 und 2785.....	52
<b>Abb. 24</b> zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2365 vom 1.11.1997 – 21.11.1997 für die Auswertung nach Theis.....	54
<b>Abb. 25:</b> zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2365 vom 1.11.1997-21.11.1997 für die Auswertung nach Theis unter Berücksichtigung der gesamten Pumpdauer.....	55
<b>Abb. 26:</b> Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn nur Filterbrunnennische 1 aktiv ist.....	56
<b>Abb. 27:</b> Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn nur Filterbrunnennische 2 aktiv ist.....	57
<b>Abb. 28:</b> Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn beide Filterbrunnennischen aktiv sind.....	57
<b>Abb. 29:</b> zeigt den hydraulischen Impuls vom 24.7.09 .....	59
<b>Abb. 30:</b> zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 28.09.09 und 30.09.09.....	60
<b>Abb. 31</b> zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 10.12.09 und 13.12.09.....	61
<b>Abb. 32</b> zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 12.01.2010 und 21.02.2010.....	62
<b>Abb. 33:</b> Übersicht über das Untersuchungsgebiet grün eingekreist sind die undurchlässigen Ränder. Blau eingekreist ist der Zufluss über die Randbedingung zweiter Art in Form von Injektionsbrunnen.....	66
<b>Abb. 34</b> Darstellung der Drain Eingabeparameter. Rot eingekreist ist die Zone des Parameters Drain West. Blau eingekreist ist die Zone des Parameters Drain Süd.....	69
<b>Abb. 35.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 1.....	69
<b>Abb. 36</b> schematische Wirkung der General-Head Randbedingung auf das Modell.....	71
<b>Abb. 37</b> Darstellung der General-Head Eingabeparameter. Rot eingekreist ist die Zone des Parameters General-Head West, Blau eingekreist ist die Zone des Parameter General-Head Süd.....	72
<b>Abb. 38.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 2.....	73
<b>Abb. 39</b> als rote Linien dargestellt: Verschnitt der Barrierenschicht 1 mit der Geländeoberkante; blau der Verschnitt der Barriereschicht 2.....	74

<b>Abb. 40</b> Darstellung der Barrierezonen. <i>Rot eingekreist</i> ist die Barrierezone 1 ; <i>Blau eingekreist</i> ist die Barrierezone 2.....	75
<b>Abb. 41.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 3.....	76
<b>Abb. 42.</b> Darstellung der hydraulischen Fliessrichtung im Modell 3 ohne eingeschaltete Pumpnischen.....	77
<b>Abb. 43.</b> Versatz der Schichten mit der Geländeoberfläche, als Grundlage für die Durchlässigkeit Zone Ost.....	78
<b>Abb. 44</b> Darstellung der implementierten Durchlässigkeitszone Ost.....	79
<b>Abb. 45.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 4 mit eingeschalteten Pumpen...80	
<b>Abb. 46.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 4 ohne eingeschaltete Pumpen...80	
<b>Abb. 47.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 5 mit eingeschalteten Pumpen...82	
<b>Abb. 48.</b> Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 5 ohne eingeschaltete Pumpen...83	
<b>Abb. 49</b> Darstellung der verschiedenen Parameterzonen in Modellebene 3 und 4.....	85
<b>Abb. 50</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in der Zone Barriere 1. <i>Blau dargestellt</i> ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	87
<b>Abb. 51</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit Ebene 3. <i>Blau dargestellt</i> ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	88
<b>Abb. 52</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in Modellebene 4 Barriere 1. <i>Blau dargestellt</i> ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	89
<b>Abb. 53</b> Änderung der Hydraulic-Heads pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in der Ebene 4. <i>Blau dargestellt</i> ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	90
<b>Abb. 54</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Wertes des Modlfow „Drain Package“. <i>Blau dargestellt</i> ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	91
<b>Abb. 55:</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters General Head in Zone West. <i>Blau dargestellt</i> ist die	

Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	92
<b>Abb. 56</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters General Head in Zone Süd. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	93
<b>Abb. 57:</b> Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Zufluss Ost. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.....	94

## Tabellenverzeichnis

<b>Tab. 1:</b> gibt eine Übersicht über die Diver bzw. deren Einsatzort.....	45
<b>Tab. 2:</b> Zusammenfassung der hydraulischen Kenngrößen Transmissivität und Speicherkoeffizient aller Beobachtungspegel mittels der Algorithmen von Cooper Jacob, Theis und Neumann.....	50
<b>Tab. 3:</b> Zusammenfassung der hydraulischen Kenngrößen nach dem Auswerteverfahren von Moench bei allen Beobachtungspegeln.....	51
<b>Tab. 4:</b> Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten und der Daten die, die absolute Absenkdauer mit einbeziehen, mithilfe der Cooper Jacob Auswertung am Pegel 2365.....	53
<b>Tab. 5:</b> Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten und der Daten mit korrigierter Absenkung, das heißt, die Absenkung ist zu Beginn des Pumpversuchs Null, mithilfe der Cooper Jacob Auswertung am Pegel 2365.....	53
<b>Tab. 6:</b> Transmissivitäten aus der Auswertung der Wiederanstiegsphase nach Theis an den Pegeln 2365, 2485 und 2585.....	54
<b>Tab. 7:</b> zeigt eine Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten mit den Daten, die die gesamte Pump- und Wiederanstiegsdauer, sowie die realen Absenkwerte berücksichtigen.....	55
<b>Tab. 8:</b> Zusammenfassung der kf Werte aus dem stationären Auswerteverfahren nach Dupuit Thiem.....	58
<b>Tab. 9</b> zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses vom 24.7.09.....	59
<b>Tab. 10</b> zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses zwischen 28.09.09 und 30.09.09.....	60
<b>Tab. 11</b> zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses zwischen 10.12.09 und 13.12.09.....	61
<b>Tab. 12</b> zeigt die Ergebnisse der Diffusivitätsberechnung und die daraus resultierenden Speicherkoeffizienten bei einer Transmissivität von 0,005 m <sup>2</sup> /s.....	63
<b>Tab. 13</b> Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 1.....	68
<b>Tab. 14</b> Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 1.....	70
<b>Tab. 15</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 1.....	70
<b>Tab. 16</b> Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 2.....	72
<b>Tab. 17</b> Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 2.....	73
<b>Tab. 18</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen.....	73

---

<b>Tab. 19</b> Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 3.....	75
<b>Tab. 20</b> Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 3.....	76
<b>Tab. 21</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 3.....	76
<b>Tab. 22</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen kalibriert Modell 3 mit Zustrom im Osten von 150 l/s.....	77
<b>Tab. 23</b> Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 4.....	79
<b>Tab. 24</b> Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 4.....	81
<b>Tab. 25</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 4.....	81
<b>Tab. 26</b> Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 5.....	82
<b>Tab. 27:</b> Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 5.....	83
<b>Tab. 28</b> Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 5.....	83
<b>Tab. 29</b> Wasserbilanz beim Szenario mit eingeschalteten Pumpen von Modell 5.....	84
<b>Tab. 30</b> Wasserbilanz beim Szenario ohne Pumpen von Modell 5.....	84

## Abbildungs- und Tabellenverzeichnis des Anhangs

**Tab. Anhang 1:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2365. Die Bezeichnung 0,1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

**Tab. Anhang 2:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2485. Die Bezeichnung 0,1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

**Tab. Anhang 3:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2585. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

**Tab. Anhang 4:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2685. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

**Tab. Anhang 5:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2785. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

**Abbildung Anhang 1** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 6** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 2** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 7** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 3** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 8** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 4** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 9** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 5** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 10** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 6** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 11** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 7** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 12** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 8** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 13** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 9** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 14** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 10** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 15** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 11** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 16** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 12** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 17** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 13** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 18** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 14** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 19** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 15** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 20** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 16** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 21** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 17** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 22** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 18** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 23** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 19** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 24** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 20** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 25** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 21** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 26** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 22** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 27** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 23** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 28** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 24** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 29** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 25** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 30** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 26** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 31** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 27** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 32** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Moench

**Abbildung Anhang 28** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 33** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 29** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 34** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 30** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 35** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 31** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 36** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 32** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 37** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 33** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 38** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 34** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 39** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 35** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 40** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung 36** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 41** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 37** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 42** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 38** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 43** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 39** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 44** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 40** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 45** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 41** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 46** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 42** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 47** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 43** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 48** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 44** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 49** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.

**Abbildung Anhang 45** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 50** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.

**Abbildung Anhang 46** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 51** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

**Abbildung Anhang 47** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 52** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der korrigierten Absenkung, dass bedeutet, die Absenkung zu Beginn der Pumpratenänderung beträgt null, am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 48** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 53** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der korrigierten Absenkung, dass bedeutet, die Absenkung zu Beginn

der Pumpratenänderung beträgt null, am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 49** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 54** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der absoluten Absenkdauer seit Implementierung der Filterbrunnennische am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 50** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 55** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der absoluten Absenkdauer seit Implementierung der Filterbrunnennische am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

**Abbildung Anhang 51:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2485 vom 1.11.1997 – 21.11.1997 für die Auswertung nach Theis

**Abbildung Anhang 52:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2585 vom 10.11.1997 – 18.11.1997 für die Auswertung nach Theis

**Abbildung Anhang 53:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2485 vom 1.11.1997-21.11.1997 für die Auswertung nach Theis.

**Abbildung Anhang 54:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2585 vom 10.11.1997-18.11.1997 für die Auswertung nach Theis.

**Abbildung Anhang 55:** zeigt den geologischen Tunnelschnitt des Waltraud Stollens (3G Graz). Zusätzlich zeigt die Abbildung alle Beobachtungspegel, die Standorte der eingebauten Datenlogger und die Wasserspiegelstände vom 26.2.2003 in 50-facher Erhöhung zur besseren Visualisierung. Rot bzw. Blau eingekreist sind Zonen möglicher niedriger Durchlässigkeiten (Barrierezonen).

---

## Kurzfassung

Das Ziel dieser Arbeit ist, aus den durch Änderung von Pumpraten verursachten zeitlichen und räumlichen Änderungen von Grundwasserständen Rückschlüsse auf die hydraulischen Eigenschaften der Gesteine bzw. den hydrogeologischen Aufbau des Gebirges im Untersuchungsgebiet zu ziehen. Das Untersuchungsgebiet umfasst einen fallend vorgetriebenen 4,3 km langen, blind endenden Pilotstollen im Semmering- Wechselkomplex in den Ostalpen. Der Grundwasserleiter besteht aus einem Karbonatgestein mit korrosiv erweitertem Kluftsystem. Um den Pilotstollen trocken zu halten, wird der Grundwasserspiegel mit Hilfe zweier Filterbrunnennischen abgesenkt. In unterschiedlichen Abständen zu den Pumpbrunnen wurden vier Datenlogger in Beobachtungspegeln installiert, um Schwankungen der Wasserspiegelstände zu registrieren.

Im ersten Schritt wurden instationäre Pumpszenarien mittels der Software AQTESOLV ausgewertet. Als nächstes wurden Wiederanstiegsphasen sowie stationäre Pumpphasen mit Hilfe des Superpositionsprinzips analytisch ausgewertet. Des Weiteren wurde das Szenario vor Beginn der Wasserhaltung sowie das Szenario nach Beendigung der Vortriebsarbeiten numerisch mit der Software Modflow modelliert und die systemrelevanten Parameter einer Sensitivitätsanalyse unterzogen. Zusätzlich wurden hydraulische Impulse registriert und ausgewertet, um die Aquiferdiffusivität zu ermitteln.

Die analytischen Pumpversuchsauswertungen mittels AQTESOLV wurden nur für die Phase mit einer aktivierten Pumpnische angewandt. Die analytische Auswertung nach Dupuit-Thiem wurde für jeweils eine der beiden Filterbrunnennischen sowie für beide Pumpnischen gemeinsam (Superposition) angewandt. Die Auswertung mittels Superpositionsprinzip zeigte jedoch, dass die bei den beiden Pumpnischen beobachteten Absenktrichter unter Annahme einer homogenen Durchlässigkeit nicht zufriedenstellend erklärt werden könne. Die ermittelten Transmissivitäten bewegten sich im Intervall von  $1,3 \cdot 10^{-3}$  -  $2,6 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s. Die Ergebnisse aus der analytischen Auswertung ließen den Schluss zu, dass sich zwischen den beiden Pumpnischen eine Zone mit geringerer Durchlässigkeit befindet, was auch im numerischen Modell realisiert und bestätigt wurde. Die Ermittlung des Speicherkoeffizienten erweist sich aufgrund der langen mehrphasigen Absenkphasen der Pumpversuchsauswertung als äußerst schwierig. Unter Annahme einer mittleren Transmissivität von  $5 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s ergeben sich aus den durch Auswertung hydraulischer Pulse ermittelten Diffusivitäten Speicherkoeffizienten zwischen  $3 \cdot 10^{-3}$  und  $6 \cdot 10^{-3}$ .

---

## Abstract

The goal of this work is to draw conclusions from temporally and spatially varying piezometric water tables caused by changing pumping rates on the hydraulic properties and the hydrogeological structure of the rock. The investigation area is situated in a dead-end pilot gallery which is descendingly driven in the underground. The aquifer is built up by permomesozoic dolo-/ limestones of the Semmering -Wechsel complex in the Eastern Alps (Austria) belonging to the Lower Austro-Alpine. The carbonatic hard rocks show a distinctive fracture network with only a slight corrosive enlargement of the fractures. Using two pumping wells, the ground water level is lowered to keep the pilot gallery dry. At different distances to the pumping wells four data logger were installed in observation wells to determine changes in the water table.

In a first step unsteady-state pumping tests were analyzed with the software AQTESOLV. Next recovery periods as well as steady-state pumping periods were evaluated using the superposition principle. Furthermore the scenario before dewatering the gallery and the current scenario were simulated with the software Modflow and the controlling parameters are evaluated in a sensitivity analysis. Additionally hydraulic pulses were recorded and evaluated to determine the aquifer's diffusivity.

The unsteady-state pumping analysis using AQTESOLV were applied only for the period with one active pumping well. Steady-state analytic analysis after Dupuit-Thiem were applied for the depression cone of each pumping well separately as well as for that of the two pumping wells (superposition). The evaluation based on the principle of superposition however, showed that the depression cones observed at the two pumping wells cannot satisfactorily be explained under the assumption of homogeneous hydraulic conductivity. The determined transmissivities range from  $1,3 \cdot 10^{-3}$  -  $2,6 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s. The results from the application of the analytical solutions led to the conclusion, that a zone of lower hydraulic conductivity exists between the two pumping wells, which was realized and confirmed by the numerical models. In the pumping test analysis the determination of the storativity was difficult because of the long multi-phased drawdown curve. Assuming an average transmissivity of  $5 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s the diffusivities resulting from the evaluation of hydraulic pulses yield storativities between  $3 \cdot 10^{-3}$  and  $6 \cdot 10^{-3}$ .

## 1. Einleitung

Das Ziel dieser Arbeit ist die Ermittlung hydraulischer Kenngrößen in einem geklüfteten Karbonataquifer.

Die Ermittlung der hydrogeologischer Verhältnisse und Kenngrößen, die diese quantitativ beschreiben, ist von entscheidender Bedeutung für große Tiefbau-Infrastrukturprojekte.

Pumpversuche haben sich im Zuge solcher Infrastrukturprojekte als gute Analysemöglichkeit für hydraulische Kenngrößen etabliert.

Der Waltraut Stollen des Projektes Semmering-Basis-Tunnel-alt wurde als Untersuchungsgebiet ausgewählt. Das Untersuchungsgebiet befindet sich im Nordosten der Steiermark bei Mürzzuschlag. Der Stollen ist ein 4,3 km langer blind endender Pilotstollen. Aufgrund des fallenden Vortriebs ist es nötig, den Wasserspiegelstand durch permanentes Pumpen unterhalb der Stollensohle zu halten, um ein Fluten des Tunnels zu vermeiden. Deswegen gibt es im Stollen 2 Filterbrunnennischen, bei denen permanent seit 1998 gepumpt wird, sowie an der Ortsbrust eine pegelgesteuerte Pumpe.

Die Idee der Arbeit ist, aus den unterschiedlichen Wasserständen (und Quellschüttungen) vor bzw. während der Wasserhaltung sowie aus dem hydraulischen Verhalten bei Änderung der Pumpraten Rückschlüsse auf die hydraulischen Eigenschaften der Gesteine bzw. den hydrogeologischen Aufbau des Gebirges im Untersuchungsgebiet zu ziehen.

Die Untersuchung erfolgte durch eine Reihe von analytischen Pumpversuchsauswertungen sowohl stationär, instationär als auch numerische Modellierungen. Die instationäre Auswertung erfolgte mittels Pumpversuchsauswertungssoftware bzw. die Wiederanstiegsphasen mithilfe eines Excel-Arbeitsblattes. Es sind zwei stationäre bzw. quasistationäre Szenarien bekannt, und zwar vor Beginn der Wasserhaltung und nach Beendigung der Vortriebsarbeiten. Diese Szenarien wurden mit einem Softwareprogramm modelliert und zudem das Szenario nach Beendigung der Vortriebsarbeiten analytisch mithilfe eines Excel-Arbeitsblattes berechnet.

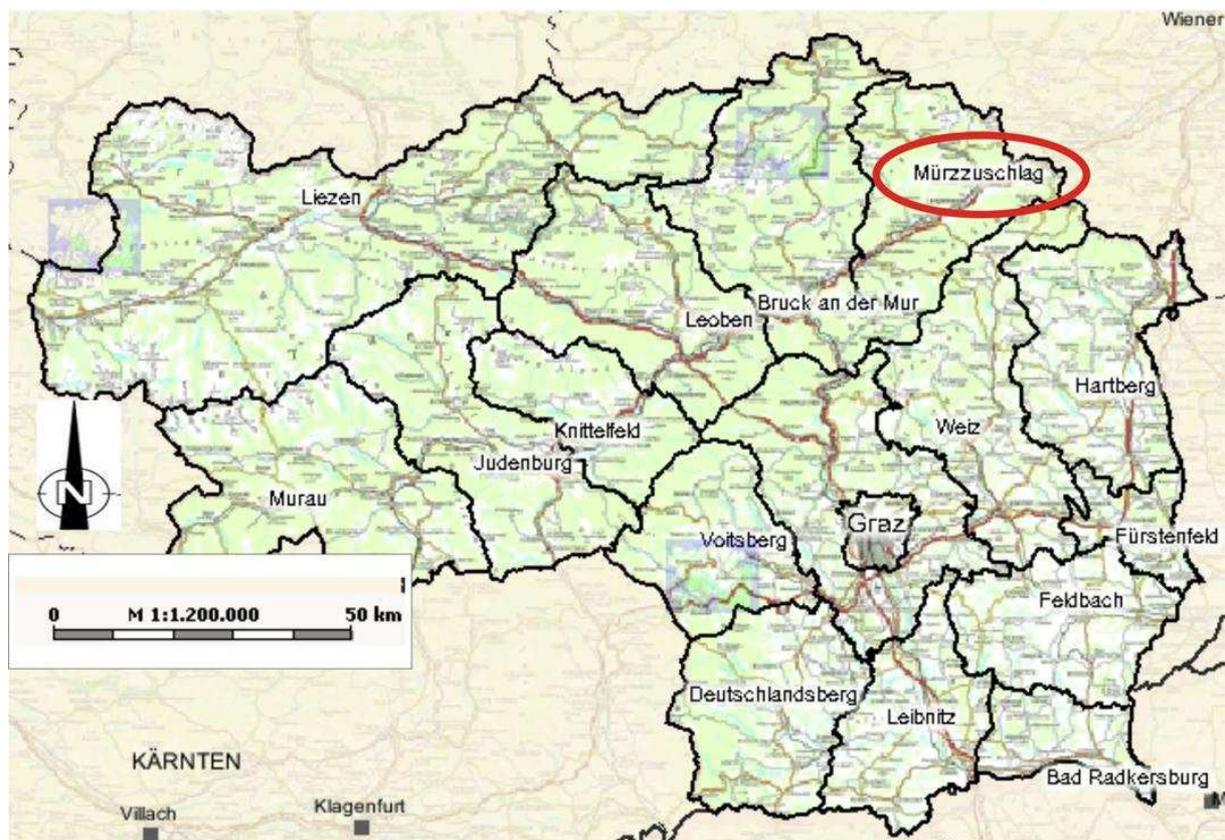
Zudem wurden noch zusätzlich Datenlogger im Tunnel implementiert, um die Reaktion des Grundwasserspiegels auf hydraulische Impulse zu registrieren.

Die Ergebnisse der unterschiedlichen Auswerteverfahren wurden gegenübergestellt, sowie Vor- und Nachteile der einzelnen Untersuchungsmethoden diskutiert.

## 2. Untersuchungsgebiet

### 2.1. Geographischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet liegt an der nordöstlichen Grenze der Steiermark zu Niederösterreich bei Mürzzuschlag (siehe **Abb. 1**). Das Gebiet umfasst vorwiegend den Waltrautstollen (Pilotstollen des Projektes Semmeringbasistunnel alt) bzw. die mit dem Pilotstollen einhergehenden geologischen Einheiten. Die Grenze des Untersuchungsgebietes liegt nördlich von Mürzzuschlag und zieht sich über Scheed- und Wallersbachgraben bis hin zur nordöstlichen Grenze dem Saurücken bzw. der Kampalpe (siehe **Abb. 2**)



**Abb. 1** Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes ([www.gis.steiermark.at](http://www.gis.steiermark.at))

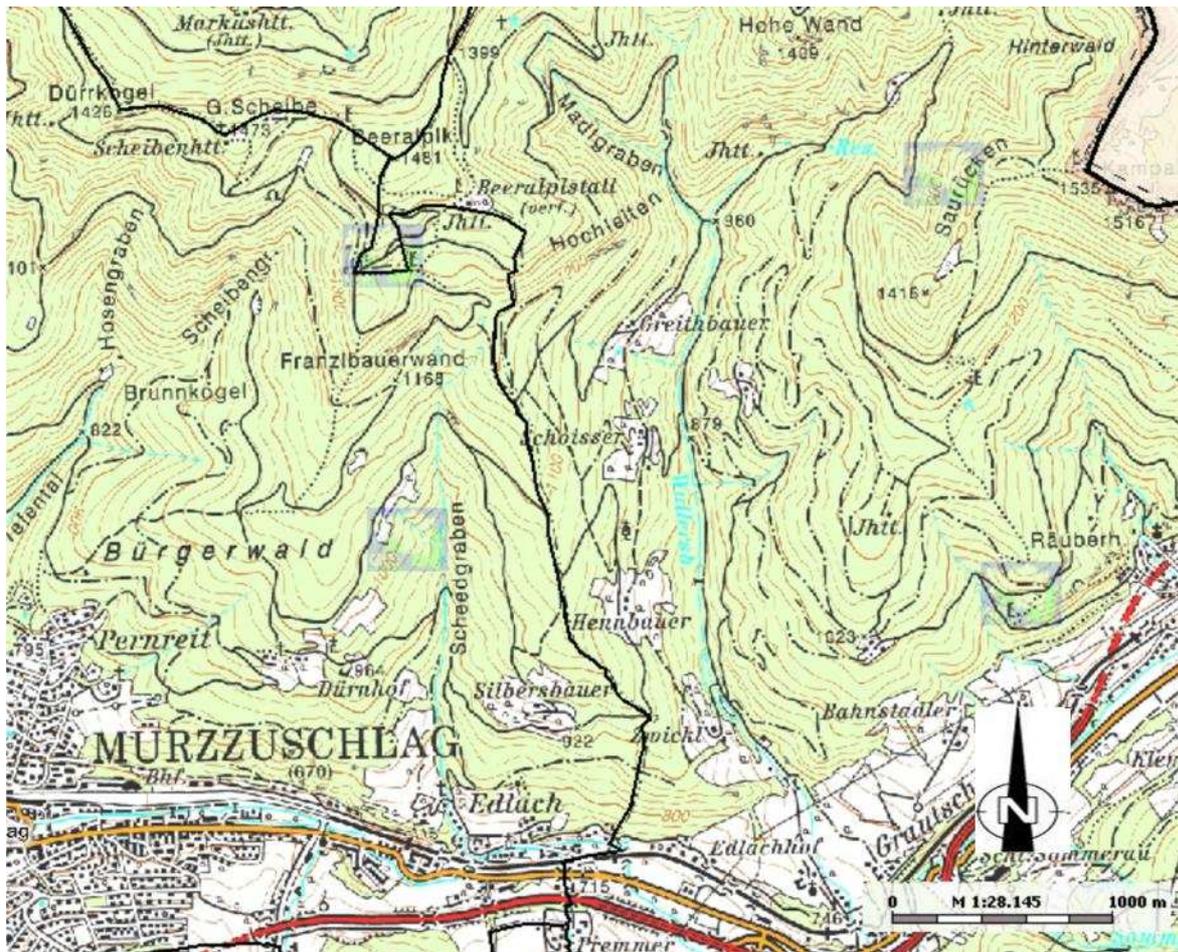


Abb. 2. Detailkarte des Masterarbeitsgebietes ([www.gis.steiermark.at](http://www.gis.steiermark.at)).

## 2.2. Geologischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet ist Teil des Semmering-/ Weichselkomplexes der unterostalpinen Deckenstapelung.

Das Unterostalpin wurde vor allem durch das erste Kollisionsereignis der Alpen in der unteren Kreide (130 Ma) gebildet (Kurz & Fritz 2003), als ostalpine kontinentale Kruste mit Krustenfragmenten des südlichen Meliata-Hallstadt-Ozeans kollidierte (Kurz et al. 2001), was zur Ostalpinen Deckenstapelung führte.

Das Ostalpin kann in das Unterostalpin, das Untere Zentrale Ostalpin, das Obere Zentrale Ostalpin und die nördlichen Kalkalpen unterteilt werden.

Für diese Masterarbeit ist lediglich das Unterostalpin relevant und somit wird auch nur jenes genauer behandelt.

Das Unterostalpin (Lower Austroalpine LAA) besteht aus dem passiven Kontinentalrand des Apulischen Kontinents. Das Unterostalpin ist als Umrahmung des Tauernfensters, am Westrand der Ostalpen (Engardiner Fenster) sowie am Ostrand der Alpen (Semmering/ Wechselkomplexes) aufgeschlossen.

Der Semmering Komplex kann in ein vormesozoisches Grundgebirge und ein permomesozoisches Deckgebirge unterteilt werden. Eine Zusammenfassung der aktuell vorliegenden geologischen Untersuchungen geben Kiechl (2007) und ist den Umweltverträglichkeitseinreichunterlagen (UVE) Fachbereich Geologie des Semmeringbasistunnelprojekts (OEGB 2010) zu entnehmen.

Das vormesozoische Grundgebirge besteht vorwiegend aus schwach geschieferten Metagraniten, die auf ein Alter von  $338 \pm 12$  Millionen Jahre datiert wurden. (Tollmann 1977).

Neben den Metagraniten treten noch phyllitische Glimmerschiefer mit variablen Quarzgehalten auf.

Das Deckgebirge besteht vom Liegenden ins Hangende aus metamorphen Quarziten, Rauhacken und Marmoren, die dem Permomesozoikum zugeordnet werden können.

Nach Riedmüller (1992) untergliedert das Gebiet in 2 tektonische Einheiten unterteilt, die in Form zweier großräumiger Tauchfaltendecken mit mächtiger inverser Liegendfolge und stark reduzierter Hangendfolge auftreten.

Die Tauchfaltenschenkel (cover series) bestehen aus den Gesteinen der Deckschichten (Karbonatgesteinen, die von Rauhacken und Semmeringquarziten überlagert werden). Der Faltenkern besteht aus dem vormesozoischen Grundgebirgsschichten.

Die Hangendschenkel der liegenden Tauchfalte wurde während der nealpinen Orogenese (Oligozän-Miozän) abgeschert und ist nur mehr reliktsch an der Hohen Wand aufgeschlossen als Tatermannschiefer (Riedmüller 1992).

Zwischen den beiden Tauchfalten befindet sich eine Überschiebungsbahn, die flach nach Norden abfällt. Die darüberliegenden Karbonatschichten stellen den Liegendschenkel der hangenden Tauchfaltendecke dar. Der Trattenkogel bzw. das Altkristallin des Kogels bildet den dazugehörigen Kern (Riedmüller 1992).

Der Pilotstollen durchörtert den Liegendschenkel der liegenden Tauchfaltendecke, das bedeutet, dass die Schichten in inverser Ablagefolge auftreten. Die stratigraphisch jüngeren Karbonate unterlagern die Semmeringquarzite und Glimmerschiefer.

**Abbildung 3** zeigt den geologischen Überblick bzw. **Abbildung Anhang 55** zeigt den schematischen Aufbau des Untersuchungsgebietes.

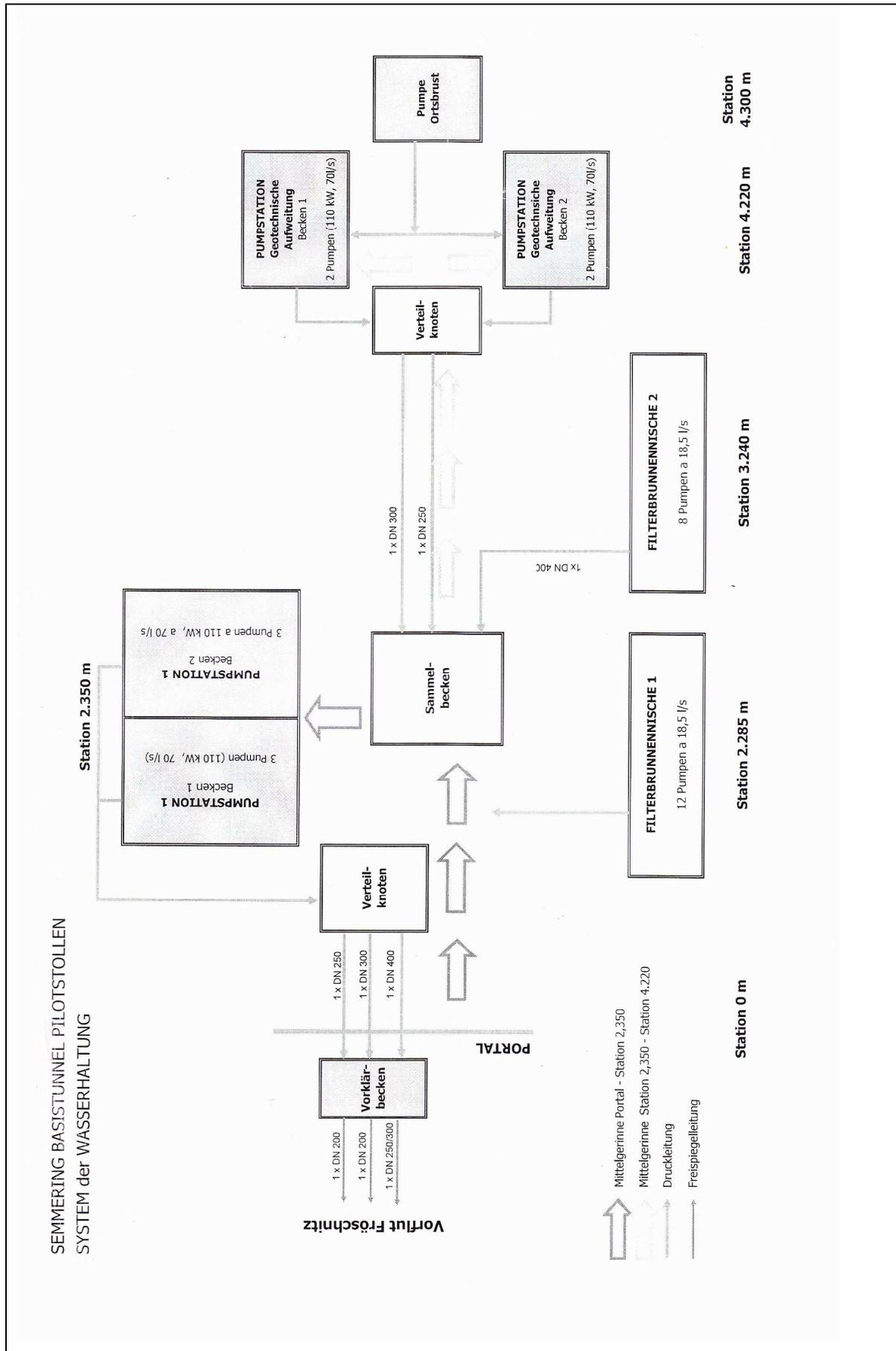


### 2.3. Wasserhaltung im Stollen

In diesem Abschnitt wird der momentane Zustand des Pilotstollens beschrieben.

Das Tunnelportal befindet sich auf ca. 690 Meter Seehöhe (siehe **Abb. 5**), die Ortsbrust, das Ende des Stollens, befindet sich auf 650 Meter Seehöhe, somit weist der Tunnel ein Gefälle von 40 Meter auf die Länge von 4300 Meter auf und das entspricht einem prozentualen Gefälle von rund 0,1 % .

Das gesamte gepumpte Wasser wird an Pumpstation I bei 2350 m zusammengeführt und gemeinsam aus dem Tunnel in ein Vorklärbecken geleitet, von dort gelangt es in den Vorfluter. (Siehe **Abb. 4**)



**Abb. 4.** Schematische Darstellung der Wasserhaltung im Semmeringbasistunnel (Schaltplan von ÖSTU STETTIN 2009)



**Abb. 5:** zeigt das Tunnelportal des Waltraud Stollens

### Filterbrunnennische I

Die Filterbrunnennische I wurde 1996 im Zuge des Leerpumpens des Stollens aufgrund eines Wassereintrittes errichtet. Die Brunnennische befindet sich in einer geotechnischen Aufweitung in 2.285 Meter Tiefe des Stollens und wurde annähernd normal auf die Tunneltrasse errichtet (siehe **Abbildung 6**). Sie wurde mit 12 Pumpen, die eine jeweilige Leistung von 18,5 l/s haben ausgestattet. In der derzeitigen Situation werden allerdings nur 1 bis 2 Pumpen permanent aktiviert, so dass die durchschnittliche Pumpleistung der gesamten Station auf ca. 20 l/s bis 40 l/s beschränkt ist. Die gepumpten Wässer werden über ein Mittelgerinne zum Sammelbecken bzw. der Pumpstation 1 geführt (siehe **Abbildung 7**).



**Abb. 6.** Filterbrunnennische I



**Abb. 7.** Mittelgerinne zum Sammelbecken der Pumpstation I

### Pumpstation 1

Die Pumpstation 1 befindet sich in 2350 Meter Entfernung zum Portal. In einem Sammelbecken werden alle Wässer (die gepumpten Wässer aus Filterbrunnennische I, II und von der Ortsbrust, sowie alle kleinen Wasserzutritte vom Portal weg) gesammelt und in die zwei Becken der Pumpstation geleitet (siehe **Abbildung 8**). Jedes dieser Becken ist mit 3 Pumpen mit einer jeweiligen Leistung von 110 kW bzw. 70 l/s ausgestattet.



**Abb. 8:** Pumpstation I

### Filterbrunnennische II

Die Filterbrunnennische II wurde in einer Entfernung von 3240 m vom Portal errichtet, kurz bevor man während des Vortriebs erneut auf Karbonate stieß. Sie wurde zur Vorentwässerung errichtet, um einen trockenen Vortrieb zu gewährleisten. Die Filterbrunnennische ist parallel zur Tunnelachse aufgebaut und umfasst 8 Pumpen a 18.5 l/s Leistung (siehe **Abbildung 9**). In der derzeitigen Situation wird von diesen Pumpen mit durchschnittlich ca. 90 l/s der Hauptanteil der Wasserhaltung übernommen.



**Abb. 9.** Filterbrunnennische II

### Ortsbrust

An der Stollensohle befindet sich unmittelbar an der Ortsbrust eine Pumpe im temporären Betrieb (siehe **Abbildung 10**). Sie verfügt über einen Alarmpegel. Sobald dieser überschritten wird aktiviert sich die Pumpe und pumpt das Wasser in die Becken der Pumpstation 2. Unterschreitet der Wasserstand diesen Pegel wieder, schaltet sich auch die Pumpe wieder aus. Auf dieselbe Weise funktioniert auch die Pumpstation II. Hier wird das gepumpten Wasser der Ortsbrust in 2 Becken gesammelt, bis sie einen definierten Wasserstand überschreiten und somit den Alarmpegel auslösen (siehe **Abbildung 11**).

Jedes Becken der Pumpstation II verfügt über 2 Pumpen mit je einer Leistung von 110 kW bzw. 70 l/s. beim Auslösen des Alarmpegels wird jeweils eine der beiden Pumpen aktiviert, bis der Wasserstand in den Becken, wieder das gewünschte Niveau erreicht hat.



**Abb. 10.** zeigt die Ortsbrust des Tunnels. Von rechts kommt die Stromzufuhr bzw. der Pumpschlauch für die Pegelpumpe in der Mitte unten.



**Abb. 11.** zeigt die Pumpstation II. hinter dem Geländer befindet sich eines der beiden Sammelbecken

## 2.4. Pumpverlauf im Stollen

Der Stollen wird hauptsächlich über die beiden Filterbrunnennischen entwässert.

Wie in **Abb. 12** dargestellt zeigt sich, dass zu Beginn des Vortriebs mit durchschnittlich 0,9 l/s relativ geringe Wassermengen gepumpt wurden. Ab 30.8.1995 stieg die Pumpmenge bis August 1996 auf ca. 20-30 l/s an. Von da an stiegen die Wasserzutritte kontinuierlich auf bis zu 60 l/s am 13.10.1996 an, da man sich beim Vortrieb den Karbonaten näherte.

Innerhalb von 2 Tagen verdoppelte sich die gepumpte Wassermenge und es kam schließlich zum Wassereinbruch mit bis zu 350 l/s.

Die Tunnelarbeiten mussten unterbrochen und der Stollen geräumt werden. Der Stollen wurde komplett geflutet und musste sukzessive leer gepumpt werden.

Erst knapp 10 Monate später am 18.8.1997 wurde die Filterbrunnennische I in Betrieb genommen bei einem Wasserspiegelstand von ca. 1,2 m unter Stollenniveau.

Der Bergwasserspiegel wurde weiterhin abgesenkt, so dass Ende Mai 1998 der Tiefstand im Beobachtungspiegel bei der Filterbrunnennische I mit knapp 611 Meter über Adria. bzw. etwa 44 m unter Sohlenniveau erreicht wurde.

Am 20.6.1998 ging die Filterbrunnennische II in Betrieb. Aus dem Stollen wurden durchschnittlich ca. 230 l/s gepumpt, sodass der Bergwasserspiegel weiter sank. Am 8.8.1998 begann man mit einem ersten groß angelegten Pumpversuch. Es wurde insgesamt nur mehr 120 l/s gepumpt, diese ausschließlich aus Filterbrunnennische II.

Zunächst stiegen die Pegelstände welche sich im ersten Karbonatgesteinsabschnitt (siehe **Abbildung Anhang 55**) befanden, sehr stark an, gleichzeitig sanken die Wasserspiegelstände in den Pegeln 3240 – 3500. Sobald die Wasserspiegel der beiden Karbonate dieselbe Höhe erreicht hatten, kam es einerseits zu einer Verlangsamung der Aufspiegelung der Pegelstände im ersten Karbonatgesteinsabschnitt, andererseits stagniert die Absenkung an der Filterbrunnennische II trotz konstanter Pumpleistung. Ab 24.8. wurde die Filterbrunnennische I wieder aktiviert und insgesamt 208 l/s, am nächsten Tag sogar 310 l/s, gepumpt. Dies wiederum führte zu einem umgekehrten Trend. Die Pegel rund um die Filterbrunnennische I sanken sofort. Die Pegel 3240 - 3500 stiegen währenddessen sogar leicht an, bis die Wasserspiegel beider Karbonatgesteinsabschnitte wieder dieselbe Höhe erreicht hatten, von da an begannen alle Pegel zu sinken, aufgrund der hohen Pumpleistungen.

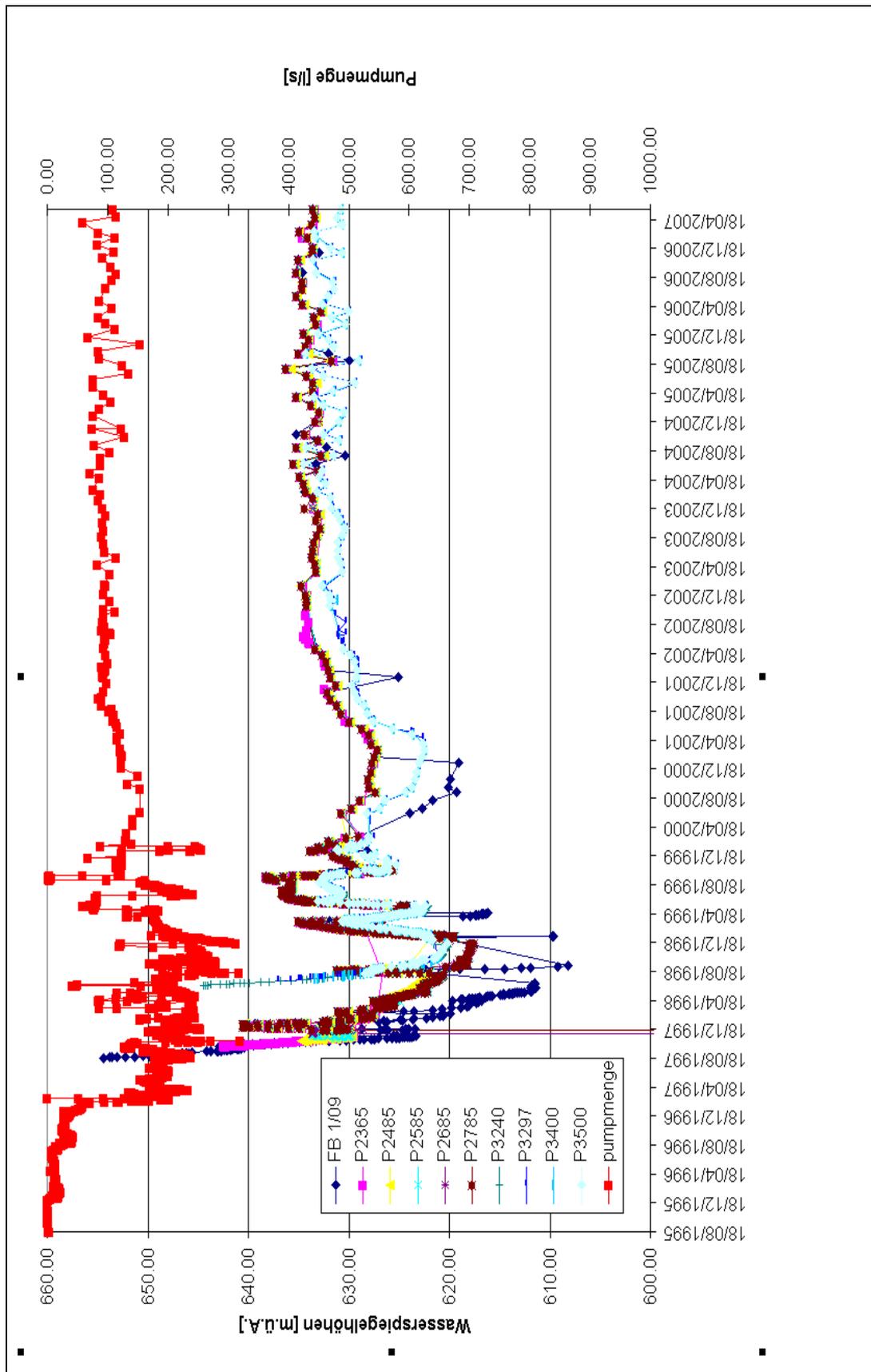


Abb. 12 Gesamte Pumpmengen (FB I & FB II) und Grundwasserspiegelstände von 1995 - 2007

### 3. Hydraulische Grundlagen

Die Bearbeitung von Fragestellungen im Zusammenhang mit Grundwasser erfordert verlässliche hydraulische Kenngrößen. Die Ermittlung dieser Kenngrößen kann durch verschiedene Verfahren wie etwa Pumpversuche, Tracer-Tests, Korngrößenanalysen Laborversuche, Reaktions- bzw. Auslaufverhalten von Quellen u.v.m. erfolgen.

Hydraulische Kenngrößen beschreiben, die physikalische Interaktion zwischen Wasser und den wasserführenden Medien. Sie beschreiben Speicherkapazitäten der Gesteine, sowie die Durchlässigkeiten mit denen Wasser durch das Medium transportiert werden.

Im Untersuchungsgebiet liegt ein Festgesteinsgrundwasserleiter vor. Sowohl Pumpbrunnen als auch Beobachtungspegel wurden in den Karbonataquifer getrieben.

Das beschränkt bzw. verhindert die Durchführung einiger der oben angeführten Auswertungsverfahren wie z.B. Korngrößenanalysen.

Die Ermittlung hydraulischer Kenngrößen mittels Laborversuchen ist im Untersuchungsgebiet ebenfalls problematisch, da eine Repräsentativität der Probe für den gesamten Grundwasserleiter nicht gewährleistet werden kann.

Im Untersuchungsgebiet sind, wie im vorigen Kapitel bereits beschrieben, Pumpbrunnen implementiert und somit fiel die Auswahl der Ermittlungsverfahren auf Pumpversuchsauswertungen, zumal sich Pumpversuche als eine effektive Methode etabliert haben, hydraulische Kenngrößen zu ermitteln. Bevor in diesem Kapitel genauer auf Pumpversuche eingegangen wird, werden die wichtigsten Grundbegriffe erläutert.

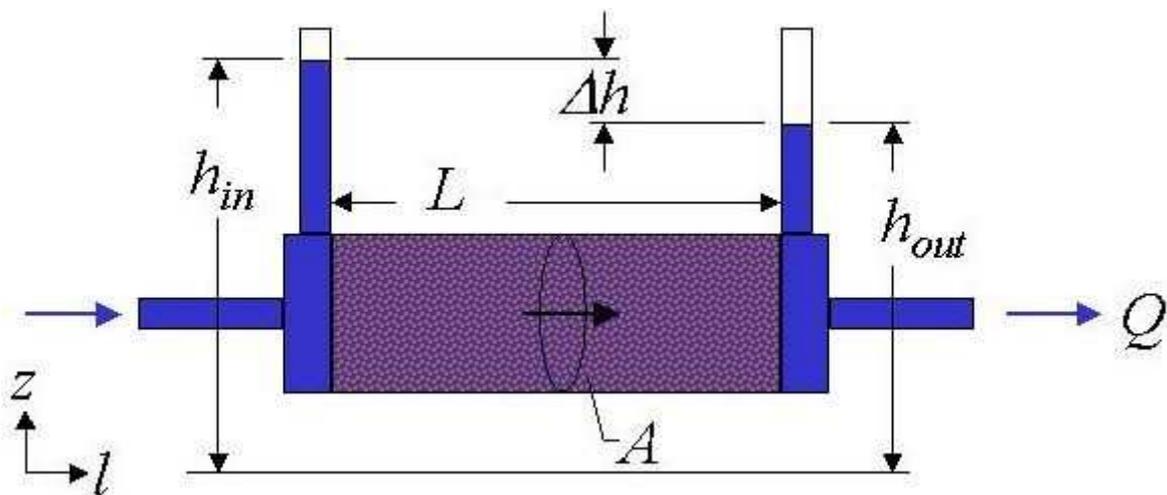
### 3.1. Grundbegriffe der Grundwasserhydraulik

#### Das Gesetz von Darcy

Der Ziviltechniker Henry Darcy entwickelte um 1856 einen experimentellen Aufbau (siehe **Abb. 13**), um Durchlässigkeiten zu ermitteln (Darcy 1856). Dazu nahm er einen Zylinder mit definiertem Querschnitt ( $A$ ) und definierter Länge ( $L$ ). Er implementierte an beiden Enden des Zylinders einen Manometer, um die piezometrische Druckhöhe zu erfassen ( $h_{in}$ ,  $h_{out}$  bzw.  $\Delta h$ ). Der Zylinder wurde mit unterschiedlichen Lockersedimenten befüllt und von einem bekannten Wasservolumen in einer definierten Zeit durchströmt  $Q$  ( $L^3/T$ ). Daraus resultierte dann die Darcy-Gleichung (Darcy 1856):

$$\frac{Q}{A} = K \frac{h_{in} - h_{out}}{\Delta L}$$

wobei  $K$  eine Konstante ist, die als Durchlässigkeitsbeiwert bezeichnet wird. Der Durchfluss pro Querschnitt  $Q/A$  bezeichnet man als Filtergeschwindigkeit bzw. spezifischen Durchfluss.  $\Delta h/L$  ist der hydraulische Gradient  $i$  (Hölting & Coldewey 2005).



**Abb.13** zeigt den schematischen Aufbau des Darcy Experiments (<http://biosystems.okstate.edu/darcy/LaLoi/basics.htm>).

#### Porosität(n)

Die Porosität ist bestimmt durch das Verhältnis zwischen Gesamtvolumen (VT) und Volumen der Poren oder Klüfte (VS) (Krusemann & de Ridder 2000).

$$n = \frac{VS}{VT}$$

#### Transmissivität (T)

Die Transmissivität ist das Produkt des Durchlässigkeitsbeiwertes mit der Mächtigkeit (h) des Grundwasserleiters (Hölting & Coldewey 2005).

$$T = K \cdot h$$

#### Spezifischer Speicherkoeffizient (S<sub>S</sub>)

Der Spezifische Speicherkoeffizient gibt an welches Wasservolumen eine Volumeneinheit eines Grundwasserleiters aufnimmt bzw. abgibt pro Änderung der Standrohrspiegelhöhe [1/m] (Krusemann & de Ridder 2000).

#### Speicherkoeffizient (S)

Der Speicherkoeffizient ist das Integral des Spezifischen Speicherkoeffizienten(SS) über die Grundwassermächtigkeit (h<sub>M</sub>) (Hölting & Coldewey 2005).

$$S = S_S \cdot h_m$$

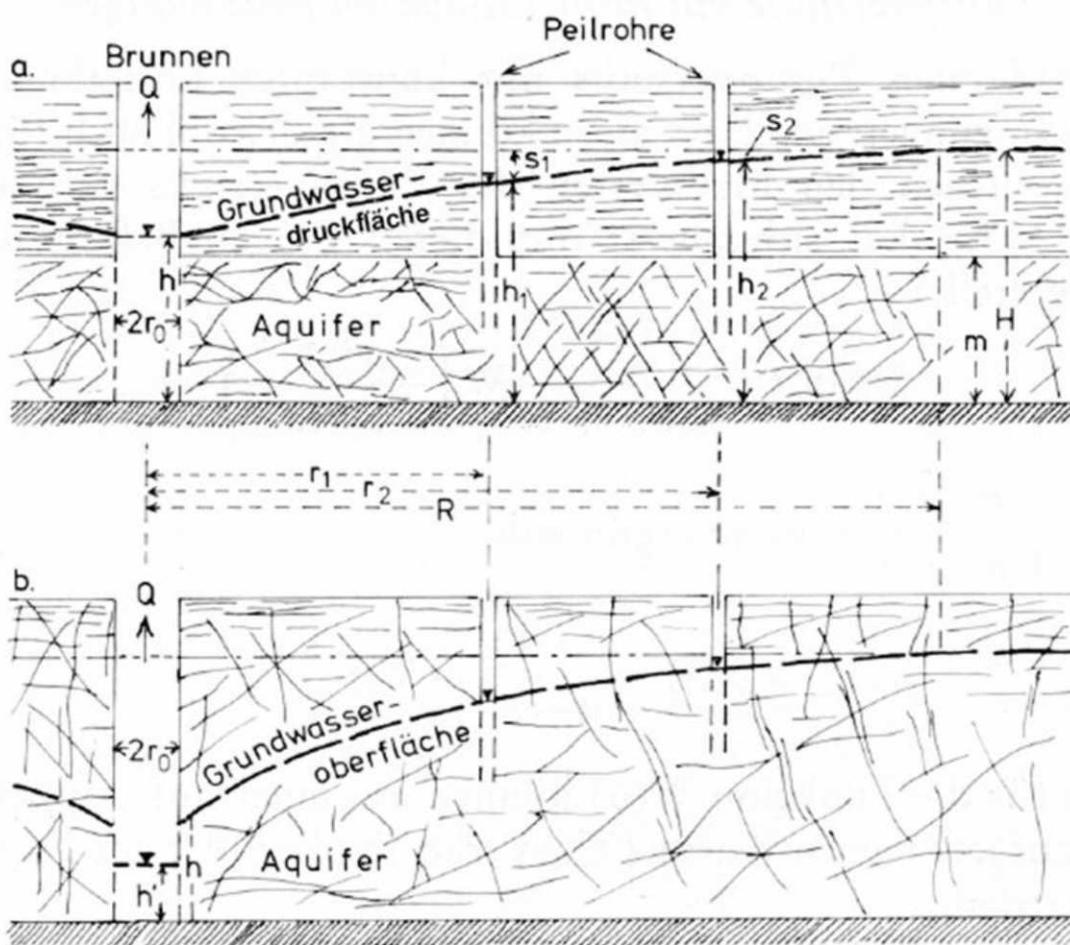
#### Effektive Porosität (Specific Yield $S_y$ )

Die effektive Porosität umfasst den Anteil des Porenvolumens, der für die Leitfähigkeit verantwortlich ist. Für konsolidierte Aquifere benützt man anstelle des effektiven Porenvolumens den Ausdruck Kluftvolumen (Krusemann & de Ridder 2000).

## 3.2. Analytische Modelle

## 3.2.1. Aufbau eines Pumpversuchs

Bei einem Pumpversuch wird eine definierte Menge Wasser pro Zeit aus einem Förderbrunnen herausgepumpt (Schüttung  $Q$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]) und gleichzeitig wird die Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen oder in einem Beobachtungspegel gemessen (siehe **Abb. 14**).



**Abb. 14.** Schematischer Aufbau eines Pumpversuchs bei einem gespannten Aquifer (a) und einem ungespannten Aquifer (b) nach (Karrenberg 1981).

Folgende Annahmen werden für einen idealisierten Pumpversuch angenommen (Hölting & Coldewey 2005):

- Der Grundwasserleiter ist lateral unbegrenzt.
- Der Grundwasserleiter ist homogen, isotrop, und seine Mächtigkeit bleibt in dem vom Pumpversuch erfassten Bereich konstant.
- Die Grundwasseroberfläche ist vor dem Pumpversuch horizontal.
- Der Pumpversuch wird mit konstanter Entnahme durchgeführt.
- Im Bereich des Förderbrunnens gibt es keine oberirdischen Zuflüsse.
- Der Brunnendurchmesser ist klein im Verhältnis zum beeinflussten Entnahmebereich.
- Der Brunnen ist vollkommen, d.h. er erstreckt sich über die gesamte Grundwasserleitermächtigkeit.

Weiters kann man Pumpversuche in stationär und instationär unterteilen. Stationäre Bedingungen werden dann erreicht, wenn der Zustrom dem Pumpvolumen entspricht und somit die Wasserspiegelstände als Funktion der Zeit konstant bleiben.

Zu Beginn eines Pumpversuchs herrschen instationäre Verhältnisse vor, die mit fortlaufender Dauer in stationäre Bedingungen übergehen.

Eine besondere Form des instationären Pumpversuchs ist die sogenannte Wiederanstiegsphase bzw. Aufspiegelungsphase.

Beim Einschalten der Pumpen, zu Beginn eines Pumpversuchs, erfolgt zunächst eine rasche Absenkung im Nahbereich des Brunnens. Der Absenktrichter breitet sich mit zunehmender Pumpdauer lateral aus, bis die Grundwasserneubildung des beeinflussten Trichters der Pumprate entspricht oder Zuflüsse die entnommene Wassermenge ausgleichen.

Um einen Pumpversuch auszuwerten muss man vorher berücksichtigen, aus welchem Grundwassertyp gepumpt wird, in welchen Intervallen piezometrische Messungen vollzogen werden, ob der Brunnen vollkommen ist und ob man stationäre oder instationäre Werte zu analysieren hat.

## 3.2.2. Thiem Verfahren (Thiem 1906)

Das Thiem Verfahren für stationäre Pumpversuche kann sowohl für gespannte als auch für ungespannte Grundwasserleiter benutzt werden.

Thiem Verfahren für gespannte Grundwasserleiter:

Die Schüttung entspricht der Transmissivität  $T$  multipliziert mit dem Formfaktor  $2\pi$  und der Differenz der Wasserspiegelhöhen zweier Beobachtungspegeln im Verhältnis zum Logarithmus des Abstandsverhältnisses zum Förderbrunnen der beiden Beobachtungspegeln.

$$Q = 2\pi T \frac{h_2 - h_1}{\ln \frac{r_2}{r_1}}$$

bzw. umgeformt, damit man den gesuchten hydraulischen Kennwert  $K$  erhält man:

$$K = \frac{Q \ln \frac{r_2}{r_1}}{2\pi m (h_2 - h_1)}$$

Wobei  $h_2$  bzw.  $h_1$  die piezometrischen Wasserhöhen in den Beobachtungspegeln sind und  $r_2$  bzw.  $r_1$  die jeweiligen Radien sind (Thiem 1906).

Das Dupuit-Thiem Verfahren für ungespannte Grundwasserleiter entspricht dem Verfahren für gespannte Grundwasserleiter, jedoch wird die quadratische Absenkung der Wasserspiegelhöhen eingeführt, dafür verschwindet der Term  $2m$ .

$$Q = \pi K \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln r_2/r_1}$$

bzw. umgeformt, damit man den gesuchten hydraulischen Kennwert K erhält man:

$$K = \frac{Q \ln r_2/r_1}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$

Es wurden in der Arbeit mit dem Theis und Cooper Jacob Auswertungen, zwei Verfahren für die Auswertung instationärer Pumpszzenarien verwendet, die für gespannter Grundwasserverhältnisse konzipiert worden sind, sie können aber durch die auf **Seite 27** angeführten Umrechnungen auch für ungespannte Grundwasserleiter angewendet werden.

### 3.2.3.Theis Verfahren (Theis 1935)

Theis generierte als erster eine Formel für instationäre Pumpversuche, die den Faktor Zeit und Speicherkoeffizienten beinhaltet. Er erkannte, dass die Absenkrate multipliziert mit dem Speicherkoeffizienten, summiert über den Einflussbereich gleich der Pumpmenge ist (Krusemann & de Ridder 2000).

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} dy = \frac{Q}{4 \pi T} W(u)$$

wobei

$s$  = Absenkung im gemessenen Beobachtungspegel

$Q$  = Pumpmenge

$T$  = Transmissivität

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad \text{und daraus resultiert, dass} \quad s = \frac{4Ttu}{r^2}$$

S = Speicherkoeffizient

t = Zeit seit Pumpbeginn

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} + \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

W(u) = Theis'sche Brunnenfunktion

Wenn der Abstieg s in einem oder mehreren Beobachtungspegeln in unterschiedlichen Radien r zum Pumpbrunnen zu verschiedenen Zeitpunkten t gemessen werden kann und die Pumprate bekannt ist, kann man dadurch T bzw. S berechnen (Krusemann & de Ridder 2000).

#### 3.2.4. Cooper Jacob Verfahren (1946)

Die Cooper Jacob Methode (1946) basiert auf den Formeln von Theis. Es werden hierbei die ersten beiden Terme der Theis'schen Reihenentwicklung angenähert. So entsteht aus der Theis'schen Gleichung:

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} + \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Aus dieser Gleichung kann für  $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$  ermittelt werden, dass wenn t größer wird, d.h. bei länger andauernden Pumpversuchen der ganze Term immer geringer wird. Für Werte  $u > 0,01$  kann wie oben bereits erwähnt, die Gleichung vereinfacht werden zu (Cooper Jacob 1946):

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \left( -0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4 T t} \right)$$

Diese Gleichung umformuliert auf Dezimallogarithmus ergibt:

$$s = \frac{2,3Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25Tt}{r^2 S}$$

Man trägt  $s(r,t)$  semilogarithmisch als Funktion von  $t$  für einen Beobachtungsbrunnen auf und bekommt theoretisch eine Gerade. (Cooper Jacob 1946):

$$T = \frac{2,3Q}{2 \pi (\Delta s)}$$

Erweitert man die Gerade bis zum Punkt  $s = 0$ , erhält man  $r_0$ , die Grenze des Absenktrichters. Dieser Wert wird benötigt für die Berechnung des Speicherkoeffizienten  $S$  (Cooper Jacob 1946).

$$s = \frac{2,25Tt}{r_0^2}$$

### 3.2.5. Ungespannte Aquifere

Pumpversuche in ungespannten Grundwasserleitern sind mathematisch anspruchsvoller. Durch die Ausbildung des Absenktrichters sinkt die Mächtigkeit des Grundwasserleiters in der Nähe des Pumpbrunnens, da die Obergrenze des Grundwasserleiters der piezometrischen Wasserhöhe entspricht.

Die Absenkkurve bei einem ungespannten Pumpversuch lässt sich in 3 Phasen gliedern, wobei der Speicherkoeffizient in der dritten Absenkphase der effektiven Porosität entspricht (Krusemann & de Ridder 2000).

Die Effekte des ungespannten Grundwasserleiters werden mit steigendem Abstand zum Pumpbrunnen geringer und können somit wie ein gespannter Grundwasserleiter behandelt werden.

Ist dies nicht der Fall bzw. ist der Fehler zu groß für die Auswertung, kann man mit folgender Gleichung Pumpversuchsauswertungen für gespannte Grundwasserleiter auf ungespannte umrechnen (Neuman 1972).

$$s = h - \sqrt{h^2 - 2s'h}$$

Wobei  $s'$  die Absenkung bei gespannten Grundwasserleitern ist.

Bzw. die Umrechnung dieser Formel von ungespannten auf gespannte Grundwasserleiter:

$$s' = s - \frac{s^2}{2h}$$

Diese Umrechnung gilt aber nur für sogenannte late-time drawdown Daten, d.h. nach der Verringerung der Absenkung durch die verzögerte gravitative Entleerung. Der Zeitpunkt ab dem die gravitative Entleerung vernachlässigbar ist, kann durch die folgenden Gleichungen berechnet werden (Neuman 1972):

$$t = h \frac{S_y}{K_z}, \text{ wenn } r < 0,4h \left( \frac{K_r}{K_z} \right)^{0.5}$$

Bzw.

$$t = h \frac{S_y}{K_z} \left[ 0,5 + 1,25 \frac{r}{h} \left( \frac{K_z}{K_r} \right)^{0.5} \right], \text{ wenn } r \geq 0,4h \left( \frac{K_r}{K_z} \right)^{0.5}$$

## 3.2.6. Neumanns Kurvenanpassungsmethode

Neumann (1972) implementierte eine Theorie, die die verzögerte gravitative Entleerung berücksichtigt, indem er den Grundwasserleitern als kompressibles System betrachtet. Er simulierte die verzögerte Absenkung indem er den elastischen Speicherkoeffizienten  $S_A$  einführte und diesen zusammen mit dem effektiven Porosität  $S_y$  als Konstante betrachtet. Die Restriktion für diese Methode ist allerdings, dass  $S_y / S_A > 10$  (Neuman 1972).

Die Neumann Absenkungsbleichung lautet:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_a, u_b, \beta)$$

Die folgende Gleichung beschreibt die erste Absenkphase bei ungespannten Grundwasserleitern. Die Neumann Absenkungsgleichung kann reduziert werden zu (Neuman 1972):

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_a, \beta)$$

Wobei:

$u_a$  das Volumen des Wassers aus sofortiger Entleerung des Speichers pro  $m^2$  des Aquifers und pro  $m$  Absenkung ist.

$$u_a = \frac{r^2 S_A}{4Tt}$$

Für die zweite Absenkphase nach der gravitativen Entleerung wird der elastische Speicherkoeffizient  $u_a$  vernachlässigbar, dafür entspricht der Speicherkoeffizient der effektiven Porosität (Neuman 1972).

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_b, \beta)$$

Wobei:

$$u_b = \frac{r^2 S_y}{4Tt}$$

Der Neumann Parameter  $\beta$  ist allgemein definiert als:

$$\beta = \frac{r^2 K_y}{h^2 K_h}$$

$K_y$  = vertikale Leitfähigkeit

$K_h$  = horizontale Leitfähigkeit

Für isotrope Aquifere gilt  $K_y = K_h$  und daraus resultiert:

$$\beta = \frac{r^2}{h^2}$$

Die Berechnung erfolgt gleich der Theis'schen Kurvenanpassungsmethode lediglich mit dem Unterschied, dass alle Absenkphasen miteinbezogen werden (Neuman 1972).

### 3.2.7 Aufspiegelungstests (recovery test)

Nach einem Pumpversuch, d.h. wenn die Pumpen abgeschaltet werden, kommt es zu einem Wiederanstieg des Wasserspiegels. Diese Aufspiegelung wird als residual drawdown (restliche Absenkung)  $s'$  bezeichnet. Sie beschreibt die Differenz zwischen dem piezometrischen Wasserstand vor Beginn des Pumpens und dem gemessenen Wasserstand. Die Aufspiegelung ist charakteristisch für einen Grundwasserleiter und erlaubt Rückschlüsse auf hydraulische Kenngrößen vor allem auf die Transmissivität (Theis 1935).

Der Vorteil der Wiederanstiegsauswertung liegt darin, dass etwaige Schwankungen von Pumpen minimiert werden, da die Aufspiegelung mit konstanter Rate verläuft (Krusemann & de Ridder 2000).

Theis (1935) Aufspiegelungsauswertung (recovery test)

Im Gegensatz zur Theis'schen Pumpversuchsauswertung kann der Wiederanstieg auch für halbgespannte und ungespannte Grundwasserleiter verwendet werden. Theis (1935) formulierte die Wiederaufspiegelung wie folgt:

$$s' = \frac{Q}{4 \pi T} \{W(u) - W(u')\}$$

Wobei

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad \text{und} \quad u' = \frac{r^2 S'}{4 T t'}$$

$s'$  ist die restliche Absenkung

$t'$  ist die Zeit seit dem die Pumpen abgestellt wurden

$S'$  ist der Speicherkoeffizient während der Aufspiegelphase

die restlichen Variablen sind dem Theis'schen Absenkverfahren zu entnehmen.

Ist  $S$ ,  $S'$  und  $T$  konstant kann die Gleichung vereinfacht werden zu (Theis 1935):

$$s' = \frac{2.3Q}{4 \pi T} \log \frac{t}{t'}$$

Stellt man nun  $s'$  gegen  $t/t'$  auf einem semilogarithmischen Papier dar, wobei  $t/t'$  auf der Logarithmischen x-Achse liegt, erhält man eine Gerade. Die Steigung dieser Gerade lautet (Theis 1935):

$$\Delta s' = \frac{2.3Q}{4 \pi T}$$

$\Delta s'$  ist die residuale bzw. restliche Absenkung pro logarithmischen Zyklus  $t/t'$ .

Neumann (1975) definiert, dass der Effekt eines ungespannten Grundwasserleiters bezüglich der verzögerten gravitativen Entleerung reversibel ist. Demnach kann die Theis'sche Wiederanstiegsgleichung für ungespannte Grundwasserleiter benützt, wenn man nur die spätere Aufspiegelungsphase, in der der elastische Speicherkoeffizient vernachlässigt werden kann, zur Berechnung heranzieht.

Das Theis Aufspiegelungsverfahren kann auch für unvollkommene Brunnen, d.h. das der Brunnen nicht die gesamte Aquifermächtigkeit erschließt, verwendet werden. Unter der Bedingung dass (Neumann 1975):

$$t_p = \frac{h^2 S}{2T}$$

Wobei  $t_p$  der Pumpzeit entspricht.

Die Aufspiegelung ergibt hierbei eine gerade Linie auf dem Diagramm, gleich der für vollkommene Brunnen (Hantush 1961) bei Langzeitpumpversuchen bzw. ist nur ein Teil der Wiederanstiegsphase in diesem semilogarithmischen Diagramm linear, kann ebenfalls das Theis Verfahren angewendet werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$t_p \text{ und } t' > \frac{10 h^2 S}{T}$$

#### 3.2.8. Doppelporositätsmodelle

Das Untersuchungsgebiet befindet sich wie bereits in Kapitel 2 beschrieben in einem geklüfteten Karbonatgestein. Das Karbonatgestein zeichnet sich durch korrosiv erweiterte Klüfte aus.

Ziel ist es die komplexe fraktale Natur des Systems auf ein gut definiertes Modell zu vereinfachen, dass das beobachtete Ansprechverhalten der Hydrodynamik am besten widerspiegelt.

Viele in den letzten Jahren entwickelte Methoden vereinfachen das fraktale System indem sie den Gebirgskörper in Blöcke gleicher Dimension unterteilen. Die Unterteilung des Gebirgskörpers in Blöcke unterscheidet sich in den einzelnen Methoden, so kann man orthogonale horizontale bzw. vertikale Kluftsysteme darstellen. Die Bruchstellen stellen hierbei lineare Klüfte dar. Neben diesen Doppelporositätsmodellen gibt es auch noch Einzel- oder Multikluftsysteme. Die Modelle zur Berechnung hydraulischer Kenngrößen basieren auf dem Prinzip der Doppelporosität, welches von Barrenblatt et al. (1960) eingeführt wurde. Dieses Prinzip berücksichtigt, dass sowohl Klüfte als auch die Gesteins- bzw. Matrixblöcke als zwei separate Medien betrachtet werden müssen, da beide unterschiedliche hydraulische Charakteristika aufweisen.

Die Primäre Porosität entspricht der Porosität der Matrixblöcke, welche durch geringere Hydraulische Leitfähigkeit und deutlich höhere Speicherkoeffizienten als die der Klüfte charakterisiert sind. Die Klüfte repräsentieren die zweite Porosität und zeigen bezüglich ihrer hydraulischen Eigenschaften umgekehrtes Verhalten zu den Matrixblöcken (Krusemann & de Ridder(2000))

Aufgrund dieses unterschiedlichen Verhaltens kann man Druckdifferenzen zwischen Blöcken und Klüften erzeugen, die zu einem Fließverhalten von Blöcken in die Klüfte führen wobei die Absenkung innerhalb der Blöcke nicht berücksichtigt wird. Dieser sogenannte Interporositätsfluss verläuft pseudostationär (Krusemann & de Ridder 2000).

Dieser Annahme des pseudostationären Interporositätsflusses fehlte es allerdings an theoretischer Rechtfertigung. Moench (1984) umging dieses Problem indem er die Annahme traf, dass die Matrixblöcke von dünnen Mineralablagerungen umhüllt sind, was in der Praxis oft erfüllt ist. Diese schwerdurchlässigen Mineralablagerungen werden auch als fracture skin bezeichnet und verhindern den freien Wasseraustausch zwischen Blöcken und Klüften.

---

 Moenchs Doppelporositätsmodelle

Moench unterteilte den Gebirgskörper in 2 unterschiedliche Geometrien, nämlich in plattenförmige und kugelförmige Blöcke (Moench 1984).

die Gleichung für die Absenkung lautet für den Pumpbrunnen:

$$h_{wD} = \frac{2[K_0(x) + \alpha S_w K_1(x)]}{p \{p W_D [K_0(x) + \alpha S_w K_1(x)] + \alpha K_1(x)\}}$$

die abgewandelte Gleichung für die Beobachtungspegel lautet:

$$h_D = \frac{2 K_0(r_D x)}{p \{p W_D [K_0(x) + \alpha S_w K_1(x)] + \alpha K_1(x)\}}$$

wobei:

$$x = \sqrt{p + q_D}$$

Term für plattenförmige Blöcke:

$$q_d = \frac{\gamma^2 m \tanh(m)}{1 + K_{K1} m \tanh(m)}$$

$$m = \frac{\left(\frac{S_{s'}}{S_s}\right)^{1/2}}{\gamma}$$

$$S_{K1} = \frac{K_s b_s}{K_s b_s}$$

$$\gamma = \frac{r_{Br}}{b'} \left( \frac{K'}{K} \right)^{1/2}$$

Sowie der Brunnenspeicherfaktor  $W_D$

$$W_D = \frac{\pi r_c^2}{2 \pi r_{Br}^2 S_s H}$$

In den oben angeführten Gleichungen sind:

$K_0$  bzw.  $K_1$  = modifizierte Bessel Funktion ersten Grades der 0ten bzw. 1ten Ordnung

$p$  = Laplace (Transformations) Variable

$S_w$  = Skin im Bohrloch

$r_{Br}$  = Brunnenradius

$2b'$  = mittlerer Durchmesser der Blöcke

$b_s$  = mittlere Dicke des Kluftskins

$K$  = hydraulische Leitfähigkeit des Kluftsystems

$K'$  = hydraulische Leitfähigkeit des Blocksystems

$K_s$  = hydraulische Leitfähigkeit des Kluftskins

$S'_s$  = spezifische Speicherkoefizient des Blocksystems

$S_s$  = spezifische Speicherkoefizient des Kluftsystems

$r_c$  = Innenradius der Verrohrung im Pumpbrunnen

$H$  = Höhe des Ruhedruckspiegels bezogen auf die Sohle des Pumpbrunnens

#### 3.2.9. Superposition

Die vorher im Kapitel erwähnten Versuchsauswertungen beziehen sich allesamt auf einen Förderbrunnen. Im Untersuchungsgebiet wurde jedoch Ende Juni 1998 eine zweite Brunnennische implementiert, deren Absenktrichter sich im Mittelteil des Pilotstollens, also zwischen den beiden Pumpnischen, überschneidet. Diese Überschneidung bewirkt ein größeres Absenken als für die jeweiligen Brunnen berechnet. Für gespannte Grundwasserleiter ist der Lösungsansatz dennoch relativ einfach. Das Superpositionsprinzip sagt aus, dass die Absenkung der Summe der berechneten Einzelabsenkungen der jeweiligen Pumpbrunnen ist.

---

## 4. Methodik

Im folgenden Kapitel werden die angewandten Methoden und die Datenaufbereitung für die jeweiligen Methoden erklärt. Im ersten Schritt wurde ein Grundwassergleichenplan erstellt, um die ungefähre Zuflussrichtung vor Beginn der Vortriebsarbeiten zu eruieren.

Im nächsten Schritt wurden instationäre Pumpphasen während der Vortriebsarbeiten mithilfe des Softwareprogramms AQTESOLV bzw. die die Wiederanstiegsphase durch ein Excel-Arbeitsblatt ausgewertet.

Stationäre Szenarien wurden mithilfe eines Excel-Arbeitsblattes unter Berücksichtigung des Superpositionsprinzips berechnet sowie mit der Modellierungssoftware MODFLOW.

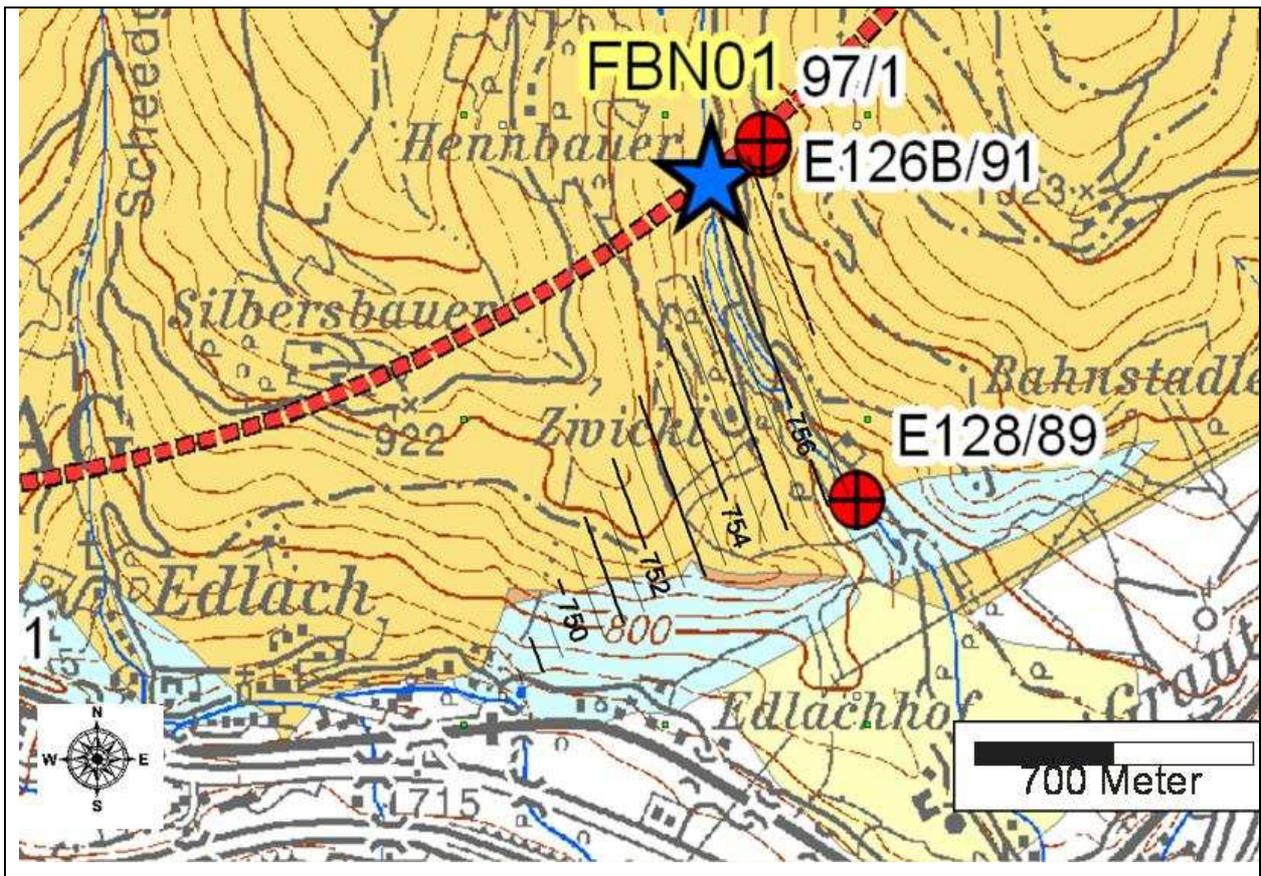
Ergänzend wurden vier Datenlogger im Stollen implementiert, um Diffusivitätsanalysen durchzuführen.

### 4.1. Grundwassergleichenplan

Zu Beginn wurde ein Grundwassergleichenplan erstellt, basierend auf drei Punkten, die vor Beginn der Vortriebsarbeiten bekannt waren, um die ungefähre Zuflussrichtung des Grundwassers zu erhalten.

Die drei Punkte sind die Wasserstände in den Pegel 128, Pegel 126 B sowie die Edlachquelle. Diese Punkte repräsentieren die einzigen Werte für ein stationäres bzw. quasistationäres Szenario vor Pumpbeginn, das in weiterer Folge numerisch modelliert wurde.

Mithilfe dieser 3 Punkte war es möglich eine Dreiecksinterpolation der Wasserspiegelhöhen mit der Software Surfer 7.0 zu erstellen, um so die Richtung des Grundwasserstroms zu erhalten (siehe **Abbildung 15**).



**Abb. 15:** Grundwassergleichen [m] ü. A. vor Pumpbeginn.

Die aus diesem Gleichenplan ersichtliche ungefähre Strömungsrichtung von NO nach SW wird gestützt durch die während des Tunnelvortriebs vorgefundenen wasserführenden und korrosiv erweiterten Klüfte in Richtung NO (persönliche Mitteilung, P. Reichl, Joanneum Research Graz).

---

## 4.2. Analytische Pumpversuchsauswertung

Während des Tunnelvortriebs herrschten vor allem instationäre Verhältnisse vor. Stationäre Bedingungen stellten sich erst nach Beendigung des Vortriebs und Implementierung beider Filterbrunnennischen ein.

Zwei dieser instationären Perioden wurden mit der Software AQTESOLV Pro ausgewertet. Die verwendeten Algorithmen der jeweiligen Auswerteverfahren wurden bereits im Kapitel 3 beschrieben.

Um die Auswertung einfach und die Zahl der Annahmen gering zu halten, wurden nur Auswerteperioden verwendet, bei denen nur eine Filterbrunnennische aktiv war, die Wasserspiegelstände zumindest annähernd stationäre Bedingungen vor Beginn der Auswerteperiode erreicht hatten und die Pumpmenge während des Pumpversuchs einigermaßen konstant blieb.

Der Messbereich in dem sich die Messstellen für die Pumpversuchsauswertung befinden, umfasst eine Distanz zwischen 80 und 500 Meter zum Förderbrunnen bzw. der Filterbrunnennische 1, die bei 2285 m implementiert ist.

Man kann die gesamte Pumpsituation während des Vortriebs als zusammenhängenden mehrphasigen Pumpversuch interpretieren. Die beiden ausgewerteten Perioden, wurden jedoch wie eigene, in sich abgeschlossene Pumpversuche behandelt. Der Beginn der jeweiligen Pumpratenänderung wurde als Startzeitpunkt für die Auswertung verwendet. Das Tunnelniveau bei der ersten Filterbrunnennische wurde dabei als Wasserspiegel vor Pumpbeginn angenommen.

Des Weiteren wurde Phase mit deutlich geringerer Pumprate, was zu einem Anstieg der Wasserspiegelstände führte, zur Ermittlung des Wiederanstiegs nach der Gleichung von Theis mittels eines Excel-Arbeitsblattes ausgewertet.

Auch hierbei wurde die Wiederanstiegsphase wie ein eigener in sich abgeschlossener Pumpversuch behandelt. Das bedeutet, dass der Beginn der Pumpratenänderung als  $t$  bzw.,  $t'$  verwendet wurden. Es wurden jene Wasserspiegelhöhen für den Beginn der Pumpversuchsauswertung verwendet, die sie annähernd nach Beendigung der Aufspiegelphase erreicht haben.

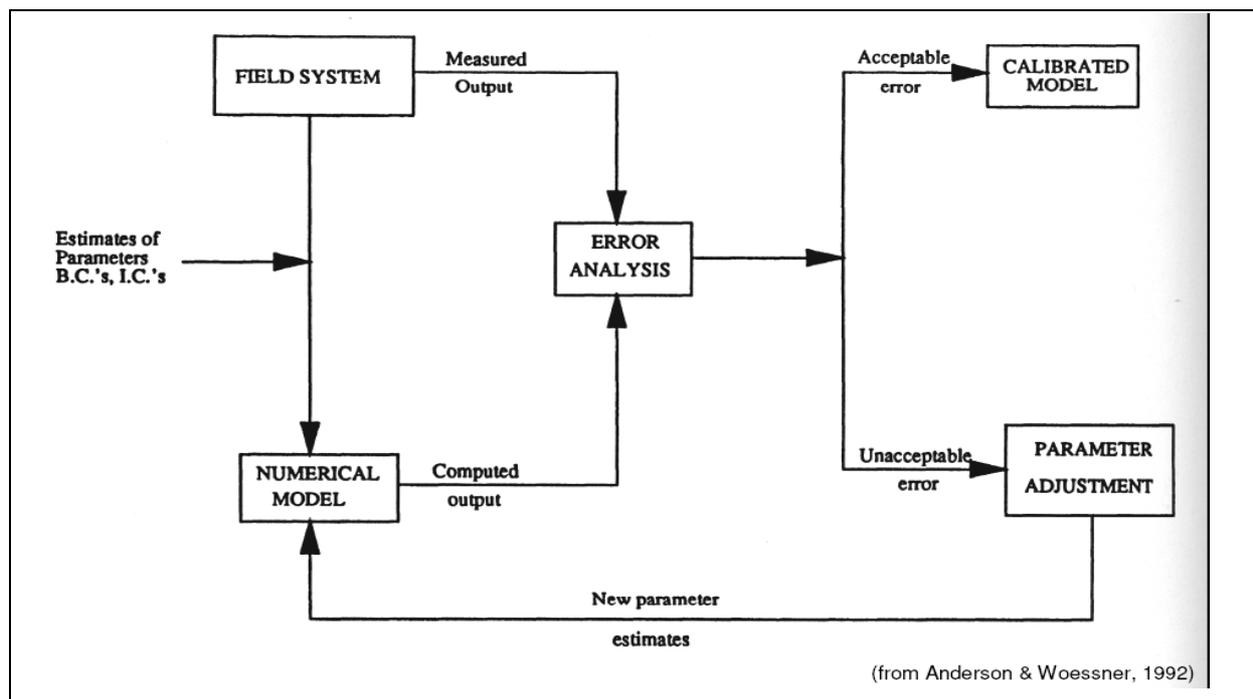
Stationäre Bedingungen wurden ebenfalls mit einem Excel Arbeitsblattes unter Berücksichtigung des Superpositionsprinzips analysiert.

Für diese Berechnung wurden die absoluten Wasserspiegelhöhen vom 04.11.2002 der Pegel 2485, 2585, 2685 und 2785. verwendet.

### 4.3. Numerische Grundwassermodellierung

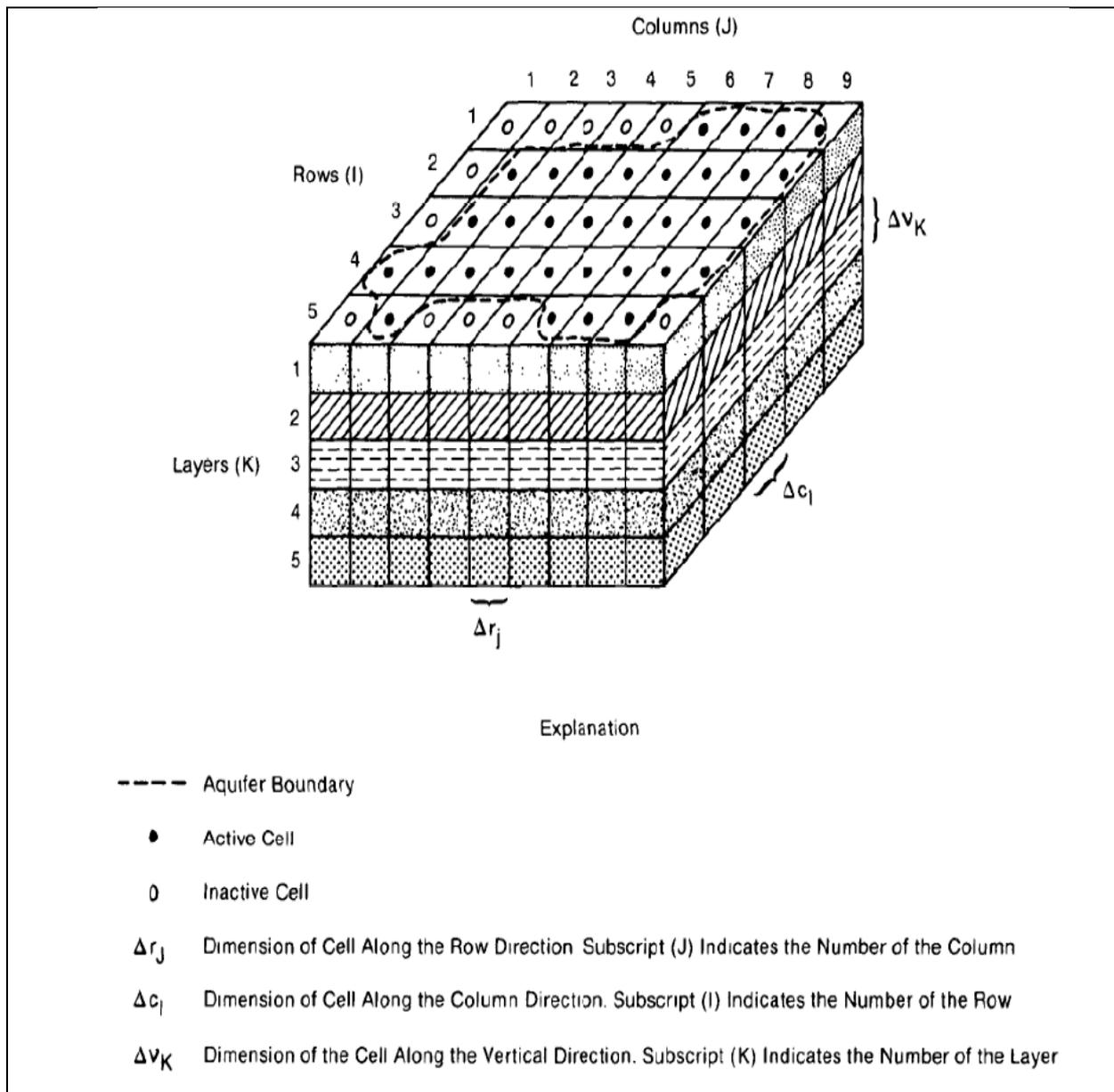
Das Hydrogeologische Modell ist die Abstrahierung bzw. Schematisierung aller systemrelevanten Einflussgrößen und ihrer Zusammenhänge. Mit Hilfe eines Hydrogeologischen Modells sollen die hydrogeologischen Systemeigenschaften erfasst werden, so dass über die gemessenen Wirkungen auf die Ursache geschlossen werden kann (FH-DGG 2002).

**Abbildung 16** zeigt schematisch das Vorgehen bei der numerischen Modellierung. Die Eingabeparameter werden in das mathematische Modell eingegeben. Die errechneten Werte mit den gemessenen Werten (Realwerten) verglichen. Stimmen die errechneten Daten nicht mit den gemessenen überein werden die Eingabeparameter geändert, das Modell wieder kompiliert und erneut mit den Realwerten verglichen. Diese Prozedur wird solange wiederholt bis die berechneten Werte mit den Realwerten übereinstimmen bzw. die Differenz tolerierbar ist.



**Abb. 16:** Schematische Vorgehensweise beim Modellieren nach Anderson & Woessner (1992)

In einem weiteren Schritt wurde ein 3D Grundwassermodell mit Hilfe der Software MODFLOW erstellt (MCDonald & Harbaugh 1988). Hierbei handelt es sich um ein blockzentrierte Finite-Differenzen-Grundwassermodell (siehe **Abb. 17**).



**Abb. 17:** Schematischer Aufbau des finiten Differenzen Modells in der Software MODFLOW nach MCDonald & Harbaugh 1988

-----

Die Berechnung der Wasserspiegelstände in den einzelnen Zellen basiert auf der Kontinuitätsgleichung und der Darcy-Gleichung. Die hier angeführte vereinfachte Gleichung gilt nur für stationäre Bedingungen und beinhaltet keine Senken und Quellen.

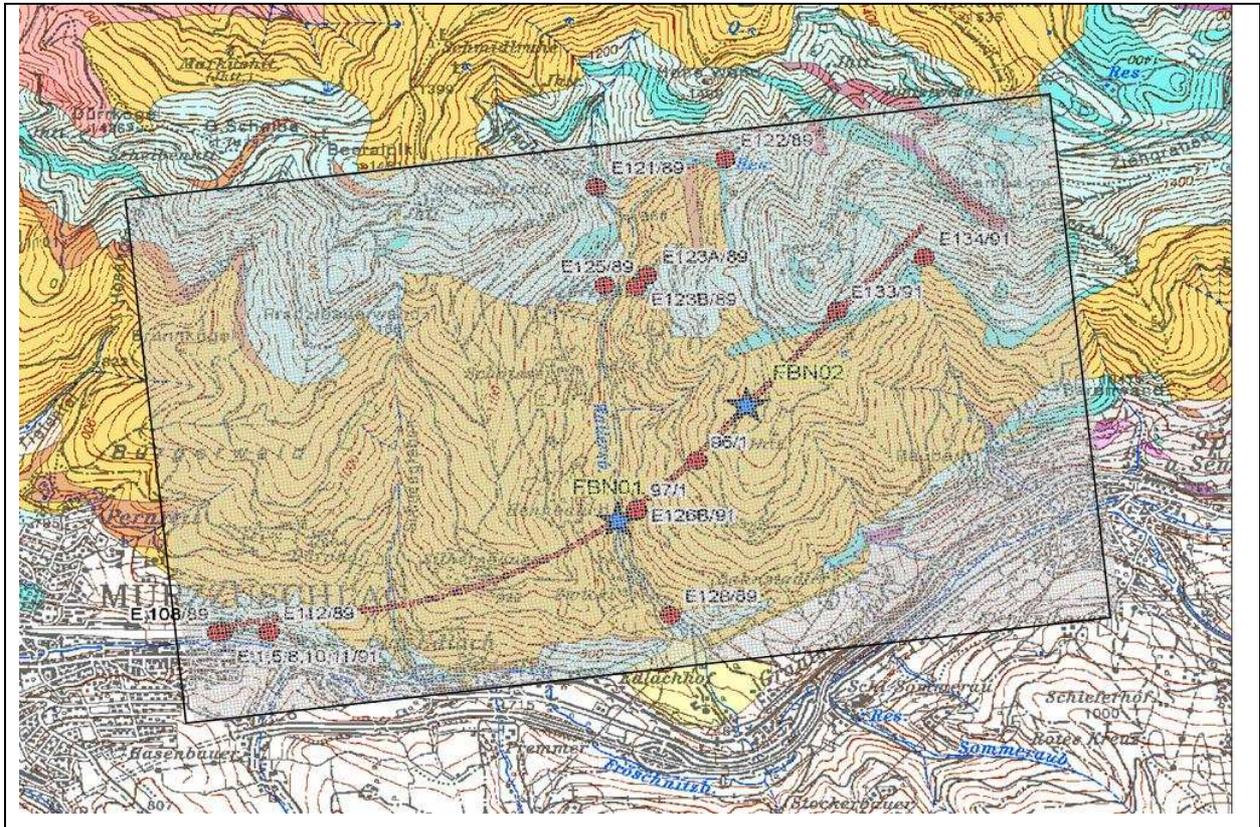
Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0$$

Wird in die Kontinuitätsgleichung die Darcy-Gleichung eingesetzt erhält man:

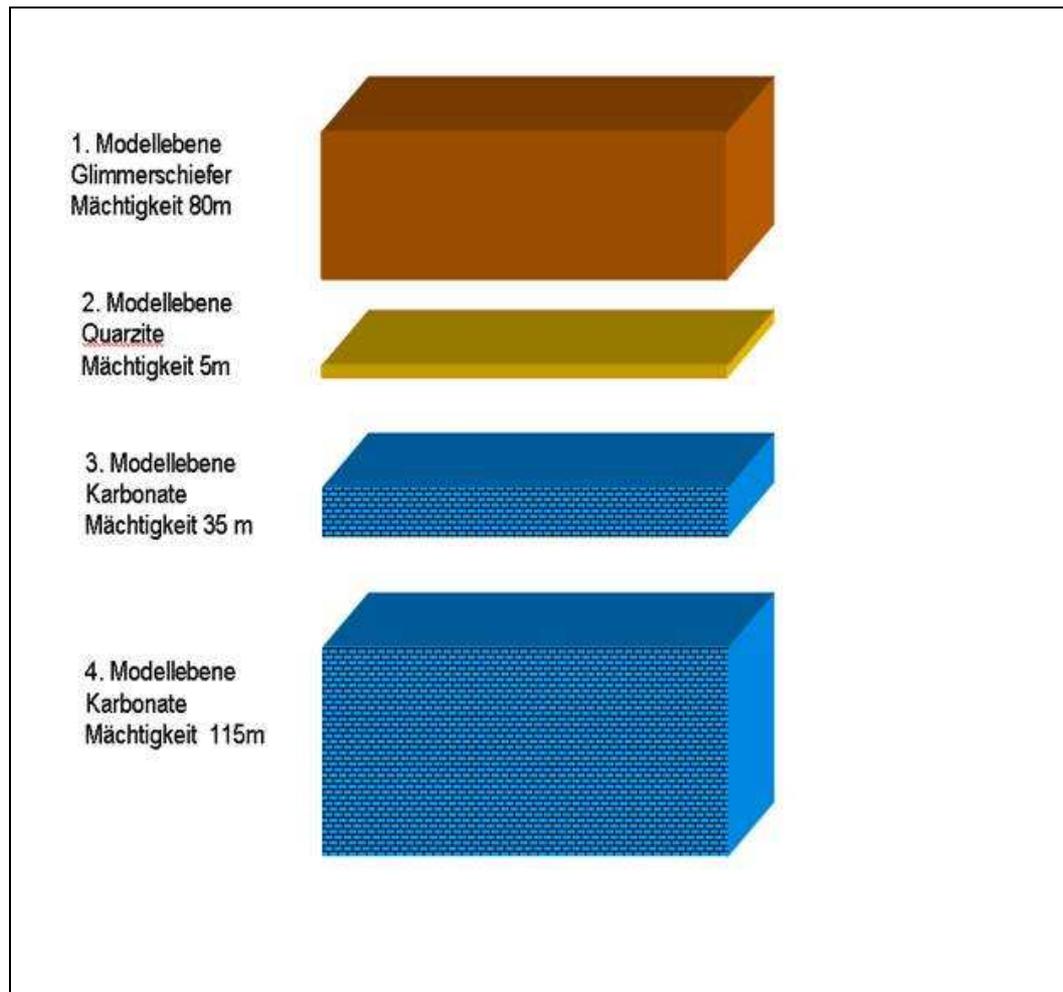
$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ -K \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ -K \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ -K \frac{\partial h}{\partial z} \right] = 0$$

Für die Problembearbeitung im Untersuchungsgebiet wurde ein Modell mit folgenden Ausmaßen gewählt: 250 Spalten, 150 Reihen und 4 Ebenen. Daraus ergibt sich eine Auflösung des Untersuchungsgebietes bzw. eine horizontale Ausdehnung der einzelnen Zellen von 20x20 Meter (siehe **Abb. 18**)



**Abb. 18:** Übersicht über das Untersuchungsgebiet sowie der Grenzen des Modells.

Die vertikale Auflösung des Untersuchungsgebietes in diesem Modell ist abhängig von der betrachteten Ebene. Die Mächtigkeiten der einzelnen Ebene unterscheiden sich stark voneinander bedingt dadurch, dass sie lithologische Einheiten repräsentieren. Die Mächtigkeiten der einzelnen Ebenen bzw. deren lithologisches Äquivalent sind in **Abbildung 19** dargestellt.



**Abb. 19:** Aufbau der Ebenen im Modell mit ihren jeweiligen Mächtigkeiten

Wichtig für die Erstellung eines numerischen Grundwassermodells ist die Definierung der Grenzen über Randbedingungen.

Es gibt 3 Arten von Randbedingungen:

1. Dirichlet Bedingung (Spezifische Höhe)

Die piezometrische Wasserspiegelhöhe als Funktion der Zeit ist gegeben(1). Ein besonderer Fall ist (2), dass die Höhe nicht nur gegeben sondern auch im Verlauf konstant bleibt (fixed head) (Chiang 2005)

$$(1) h = f(t)$$

$$(2) h = f(t) = \text{konstant}$$

---

## 2. Neumann Bedingung (spezifischer Fluss)

Der Durchfluss ( $q$ ) senkrecht zur Grenze ist bekannt(1). Ein besonderer Fall ist (2), dass der Fluss null ist (Chiang 2005).

$$(1) q = f(t)$$

$$(2) q = 0$$

## 3. Cauchy Bedingung

Der Durchfluss wird berechnet mittels eines bekannten Höhenwerts der Grenze z.B. nach folgender Formel:

$$Q = L (h_{\text{Grenze}} - h)$$

Zu dieser Art der Randbedingung gehören die in Modflow implementierten Randbedingungen General-Head und Drain. Bei der General-Head-Randbedingung kann Wasser proportional zur Differenz der beiden Höhen, in bzw. aus dem System gelangen. Die Drain Grenze ist ein Sonderfall der General-Head Grenze und lässt den Wasserfluss nur in eine Richtung zu (Chiang 2005).

#### 4.4. Diffusivitätstest

Begleitend zur analytischen Pumpversuchsauswertung und der numerischen Modellierung wurde im Zuge der monatlich stattfindenden Begehung der Firma Östu Stettin Datenlogger vom Typus Diver Mini der Firma Schlumberger in 4 der 2 Zoll Pegel eingebaut (siehe **Abbildung Anhang 55**).

**Tabelle 1** gibt eine Übersicht über die Diver bzw. deren Einsatzort. Der Grund für den Einbau der Diver war es, die Ausbreitung hydraulischer Impulse z.B. durch Hinzu- oder Abschalten sowie durch Ausfall von Pumpen zu registrieren.

Diver Bezeichnung	Eingebaut in Pegel
B7112	2485
C1112	2785
C1116	3400
B7110	3500
Barodiver	3500

**Tab. 1:** gibt eine Übersicht über die Diver bzw. deren Einsatzort

Über die Ausbreitungsgeschwindigkeit der hydraulischen Impulse konnte mit den unten angeführten Formeln die Diffusivität (D) berechnet werden. In weiterer Folge wurden durch Einsetzen gemittelter Transmissivitäten aus den instationären analytischen Pumpversuchsauswertungen, die man mittels der Software AQTESOLV erhalten hat, Speicherkoeffizienten ermittelt.

Die Diffusivität ist definiert als Quotient von Transmissivität (T) und Speicherkoeffizient (S).

$$D = \frac{T}{S}$$

Die lineare Ausbreitung des Druckimpulses wurde von Vasco et al. (2000) mit folgender Formel beschrieben:

$$\sqrt{t(x_2)} = \frac{1}{\sqrt{6}} x_1 \int_{x_1}^{x_2} \frac{ds}{\sqrt{D(s)}}$$

Wobei:

t.....Laufzeit

$x_1$ , bzw.  $x_2$  .....die beiden Beobachtungspegel darstellen.

Vereinfachend für diese Arbeit wurde die Annahme getroffen, dass die Diffusivität räumlich konstant bleibt und anstelle einer dreidimensionalen Ausbreitung wurde eine zweidimensionale Druckausbreitung angenommen. Durch die Annahme einer zweidimensionalen Ausbreitung ändert sich die Proportionalitätskonstante von  $\frac{1}{\sqrt{6}}$  auf  $\frac{1}{2}$  (Kulkarni et al. 2000).

Die somit erhaltene Formel lautet:

$$\sqrt{t} = \frac{1}{2} \frac{x}{\sqrt{D}}$$

Bzw. umformuliert auf die gesuchte Diffusivität D:

$$D = \frac{x^2}{4t}$$

Wobei x die Entfernung [m] und t die Laufzeit [s] zwischen den Beobachtungspegeln ist.

---

## 5. Analytische Ergebnisse

### 5.1. Ergebnisse der analytischen Pumpversuchsauswertung

Zwei Pumpphasen wurden mit AQTESOLV Pro ausgewertet und zwar die erste von 09.10.1997 bis 18.11.1997, die zweite vom 07.01.1998 – 20.1.1998. Folgende Auswerteverfahren wurden im Programm AQTESOLV Pro verwendet: Theis, Cooper Jacob, Neuman (verzögerte gravitative Entleerung) und Moench („sphere-shaped blocks“ Doppelporositätsverfahren).

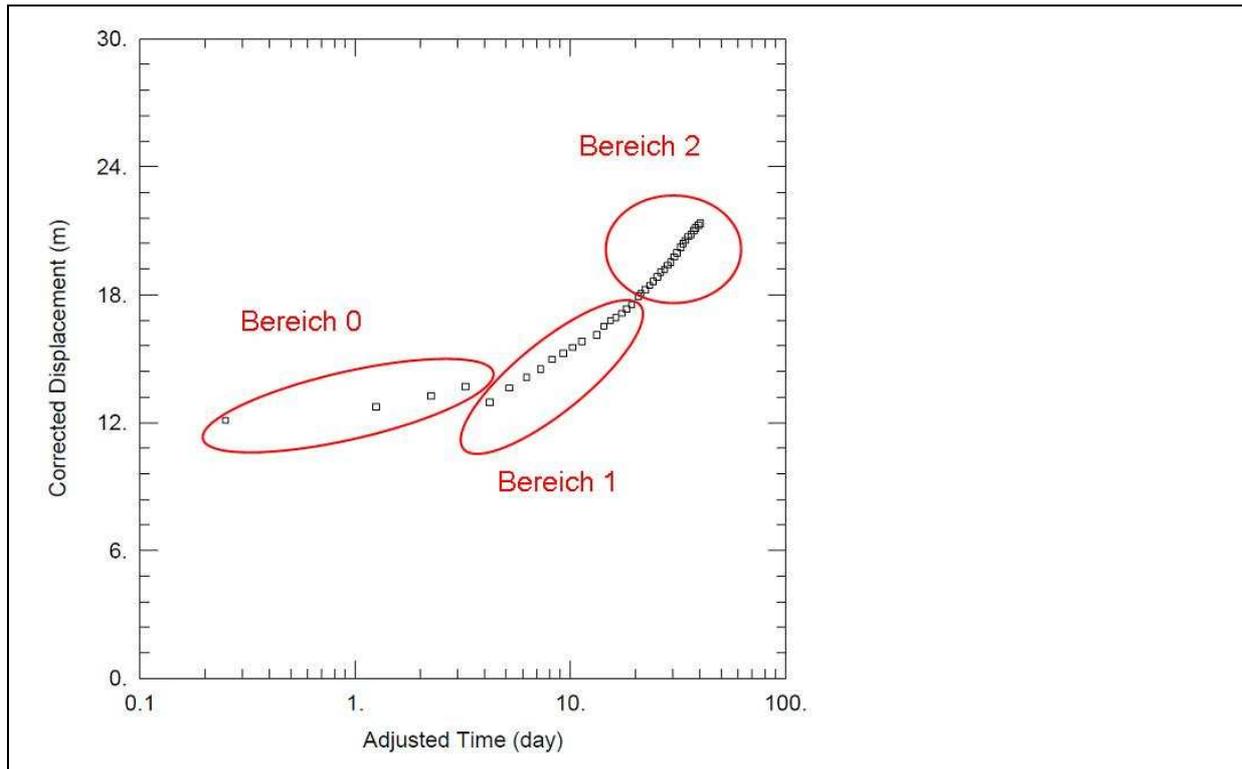
Wie bereits im Kapitel Methodik erklärt wurde, wurden die ausgewerteten Pumpphasen wie ein jeweils eigener Pumpversuch behandelt. Das bedeutet die Anfangszeit entspricht, dem Beginn der Pumpratenänderung und die Absenkung wurde auf die Tunnelsohle bezogen.

Beide Absenkkurven zeigen starke Variationen und können dadurch in 3 bzw. 2 unterschiedliche Bereiche unterteilt werden (siehe **Abb. 20** und **21**).

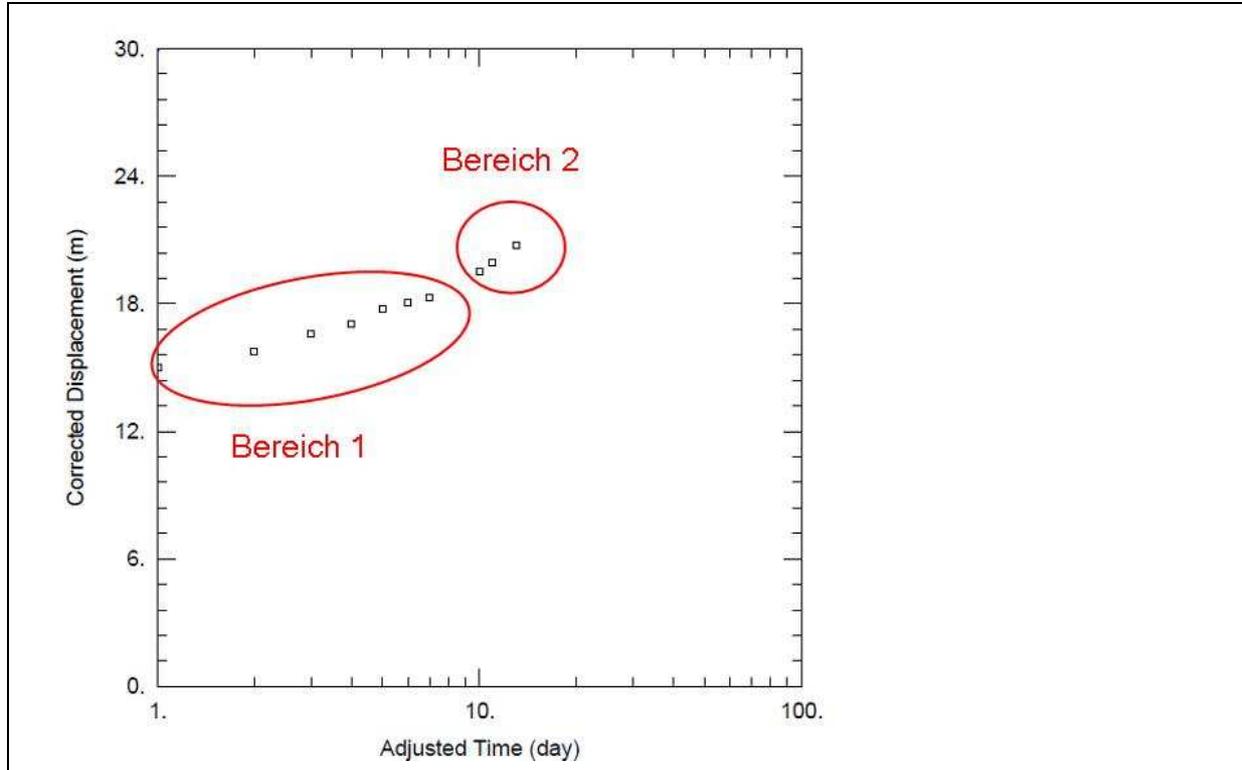
Bei der ersten ausgewerteten Pumpphase gibt es zudem noch einen markanten kurzen Wiederanstieg der Wasserspiegel zwischen dem letzten Punkt im Bereich 0 und dem ersten Punkt im Bereich 1 (siehe **Abb. 20**). Dieser Sprung ist auf kurzzeitige Schwankungen der Pumpraten bzw. einen Pumpausfall zurückzuführen.

Mit den Auswerteverfahren von Theis und Cooper Jacob konnte nur jeweils einer der Bereiche der Absenkkurve angepasst werden (siehe Anhang).

Mit den Methoden nach Moench und Neuman konnte die gesamte Absenkkurve angepasst werden (siehe **Anhang Abb. 11-14, 25-28, 33, 34, 39, 40, 45** und **46**).



**Abb. 20:** zeigt die erste Pumpphase vom 09.10.1997 bis 18.11.1997; rot eingekreist sind 3 verschiedene Absenkungsbereiche, die mit den Methoden Cooper Jacob und Theis einzeln ausgewertet wurden.



**Abb. 21:** zeigt die zweite Pumpphase vom 07.01.1998 – 20.1.1998; rot eingekreist sind 2 verschiedene Absenkungsbereiche, die mit den Methoden Cooper Jacob und Theis einzeln ausgewertet wurden

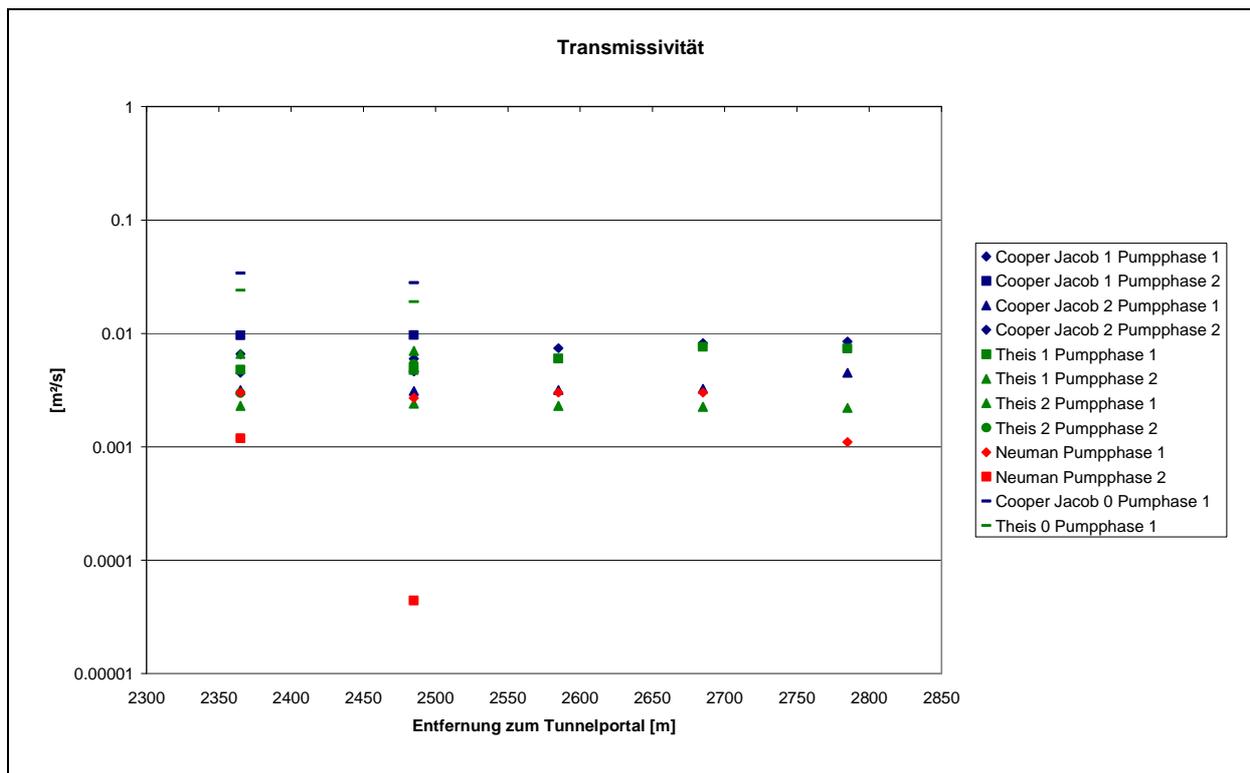
Die Ergebnisse aus den Auswerteverfahren von Cooper Jacob, Theis und Neumann sind in **Tabelle 2** dargestellt, die dazugehörige Visualisierung der Werte ist in **Abbildung 22** und **23** dargestellt. Die Auswertung nach den Algorithmen von Moench wurden separat in einer eigenen Tabelle zusammengefasst, da hierbei hydraulische Kenngrößen des Kluftsystems und der Matrix berechnet wurden (siehe **Tabelle 3**). Die gesamten Ergebnisse der Auswertungen der einzelnen Pegel sind dem Anhang beigelegt.

Pegel	Methode	Bereich	Pumpphase	T [m <sup>2</sup> /s]	S
2365	Cooper Jacob	0	Pumpphase 1	0.034	4.30E-11
	Cooper Jacob	1	Pumpphase 1	0.00656	8.40E-03
	Cooper Jacob	1	Pumpphase 2	0.0096	0.0001268
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 1	0.00317	0.097
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 2	0.0045	0.0104
	Theis	0	Pumpphase 1	0.024	5.50E-09
	Theis	1	Pumpphase 1	0.0048	1.50E-02
	Theis	1	Pumpphase 2	0.0066	0.000497
	Theis	2	Pumpphase 1	0.0023	0.1116
	Theis	2	Pumpphase 2	0.00298	0.022
	Neumann	alle	Pumpphase 1	0.003	3.35E-04
	Neumann	alle	Pumpphase 2	0.00119	0.00327
2485	Cooper Jacob	0	Pumpphase 1	0.028	1.05E-08
	Cooper Jacob	1	Pumpphase 1	0.00599	0.0033
	Cooper Jacob	1	Pumpphase 2	0.0097	1.70E-05
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 1	0.0031	0.02
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 2	0.0046	0.0015
	Theis	0	Pumpphase 1	0.019	3.85E-07
	Theis	1	Pumpphase 1	0.00475	0.0045
	Theis	1	Pumpphase 2	0.007	4.80E-05
	Theis	2	Pumpphase 1	0.0024	0.0218
	Theis	2	Pumpphase 2	0.00329	0.002212
	Neumann	alle	Pumpphase 1	0.0027	0.00025
	Neumann	alle	Pumpphase 2	4.40E-05	3.80E-05
2585	Cooper Jacob	1	Pumpphase 1	0.0074	0.00463
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 1	0.00318	0.013
	Theis	1	Pumpphase 1	0.006	0.0059
	Theis	2	Pumpphase 1	0.0023	0.016
	Neumann	alle	Pumpphase 1	0.003	0.000869
2685	Cooper Jacob	1	Pumpphase 1	0.0086	0.00052
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 1	0.00325	0.00463
	Theis	1	Pumpphase 1	0.0076	0.00055
	Theis	2	Pumpphase 1	0.002251	0.006
	Neumann	alle	Pumpphase 1	0.003	7.20E-05
2785	Cooper Jacob	1	Pumpphase 1	0.0085	9.30E-06
	Cooper Jacob	2	Pumpphase 1	0.0045	0.000287
	Theis	1	Pumpphase 1	0.00736	7.00E-06
	Theis	2	Pumpphase 1	0.0022	0.00106
	Neumann	alle	Pumpphase 1	0.0011	2.61E-05

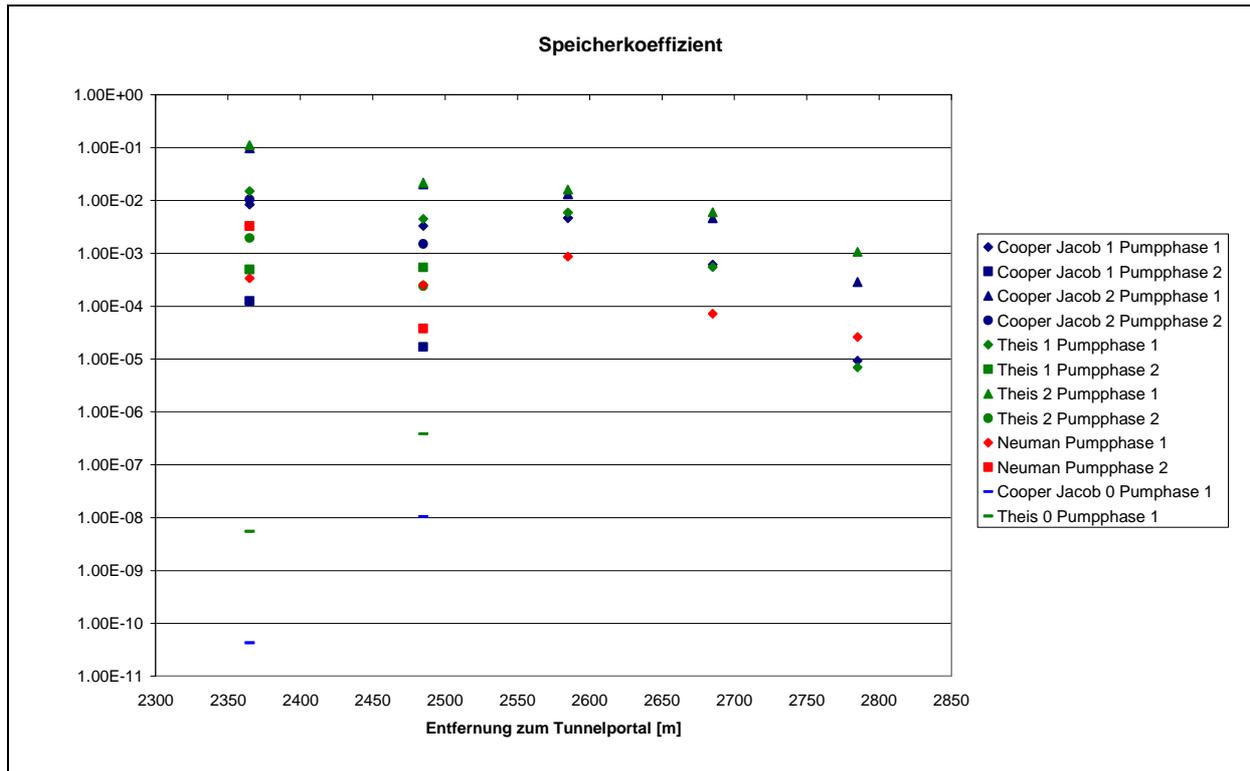
**Tabelle 2:** Zusammenfassung der hydraulischen Kenngrößen Transmissivität und Speicherkoeffizient aller Beobachtungspiegel mittels der Algorithmen von Cooper Jacob, Theis und Neumann.

Pegel	Pumpphase	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
2365	1	1.29E-05	3.97E-06	6.25E-10	7.10E-03	2.45
	2	2.96E-05	2.98E-05	1.80E-10	1.70E-03	0.80
2485	1	1.32E-05	1.66E-06	6.46E-11	1.70E-03	1.00
	2	3.89E-05	1.61E-05	1.59E-11	1.59E-04	0.50
2585	1	1.07E-05	1.24E-05	4.00E-11	6.69E-04	0.45
2685	1	1.22E-05	1.80E-06	3.38E-11	3.70E-04	1.00
2785	1	1.05E-05	2.2.E-06	4.58E-12	2.34E-04	0.50

**Tabelle 3:** Zusammenfassung der hydraulischen Kenngrößen nach dem Auswerteverfahren von Moench bei allen Beobachtungspegeln.



**Abb. 22:** zeigt die Werte der Transmissivitäten aus den Pumpversuchsauswertungen in den Beobachtungspegeln 2365, 2485, 2585, 2685 und 2785.



**Abb. 23:** zeigt die Werte der Speicherkoeffizienten aus den Pumpversuchsauswertungen in den Beobachtungspiegeln 2365, 2485, 2585, 2685 und 2785.

In **Abbildung 22** und **23** fällt auf, dass die Streuung der Ergebnisse abhängig von ihrer Auswertemethode innerhalb eines Beobachtungspunktes, größer ist, als die Streuung der Ergebnisse einer einzelnen Methode in den unterschiedlichen Beobachtungspiegeln.

**Abbildung 23** zeigt, dass die Speicherkoeffizienten tendenziell mit der Entfernung zur Filterbrunnennische abnehmen.

Die im Untersuchungsgebiet erhaltenen Speicherkoeffizienten entsprechen in etwa Werten für ungespannte Festgesteinsaquifere. Um die Annahme, das Pumpintervall als eigenständigen Pumpversuch zu werten, bekräftigen, wurde die Auswertung einer ausgewählten Methode an einem Beobachtungspiegel wiederholt, einmal unter Berücksichtigung der gesamten Pumpdauer vom Pumpstart der Filterbrunnennische 1 weg und einmal unter Berücksichtigung korrigierter Absenkwerte mit der Annahme, dass die Absenkung zu Beginn der Pumpphase Null ist. Die Ergebnisse unter Berücksichtigung der beiden Annahmen sind in den **Tabellen 4** und **5** dargestellt.

Pumpphase 1		
Hydr. Kennwert	Korrigierte Zeit	Absolute Zeit
T [m <sup>2</sup> /s]	0.00656	0,0012
S	8,4E-03	0,83
Pumpphase 2		
Hydr. Kennwert	Korrigierte Zeit	Absolute Zeit
T [m <sup>2</sup> /s]	0,00317	0,00026
S	0.097	0.89

**Tabelle 4:** Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten und der Daten die, die absolute Absenkdauer mit einbeziehen, mithilfe der Cooper Jacob Auswertung am Pegel 2365.

Pumpphase 1		
Hydr. Kennwert	absolute Absenkung	korrigierte Absenkung
T [m <sup>2</sup> /s]	0.00656	0,0052
S	8,4E-03	0,448
Pumpphase 2		
Hydr. Kennwert	absolute Absenkung	korrigierte Absenkung
T [m <sup>2</sup> /s]	0,00317	0,00812
S	0.097	0.158

**Tabelle 5:** Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten und der Daten mit korrigierter Absenkung, das heißt, die Absenkung ist zu Beginn des Pumpversuchs Null, mithilfe der Cooper Jacob Auswertung am Pegel 2365.

Bei der Berücksichtigung der gesamten Absenkdauer wurde die Form der Absenkkurve durch die semilogarithmische Zeitachse so verkürzt, dass die zuvor festgestellten Absenkstadien der jeweiligen Bereiche der Pumpphase nicht mehr eindeutig erkennbar sind (siehe **Anhang Abb. 47-50**).

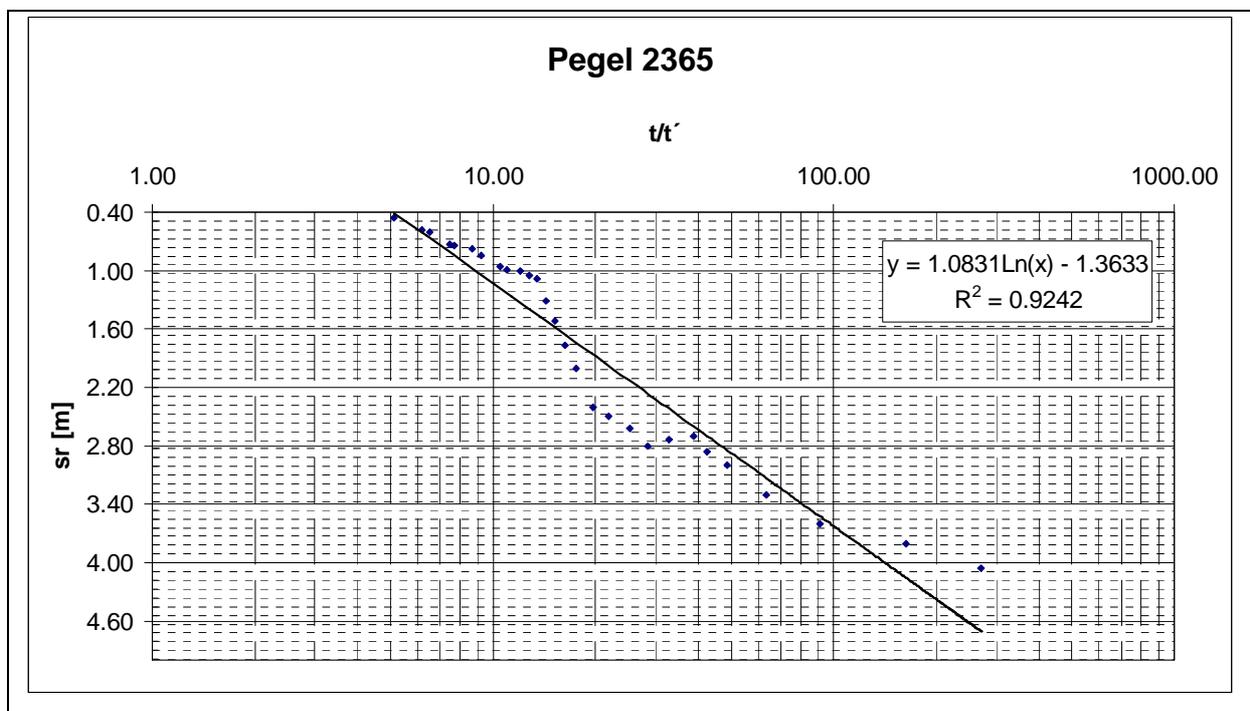
Beide Annahmen führten zu einer geringen Veränderung der Transmissivität aber zu einem starken Anstieg des Speicherkoeffizienten auf Werte bis zu 0,89, was deutlich zu hoch für das Untersuchungsgebiet ist.

Aber die Annahme eines möglichen systematischen Fehlers bzw. einer hohen Unsicherheit konnte damit belegt werden und somit in weiterer Folge ein zweites Analyseverfahren zur Ermittlung des Speicherkoeffizienten herangezogen (siehe **Diffusivitätsanalyse Kapitel 5.4**).

## 5.2. Ergebnisse der Wiederanstiegsphase

Es wurde zudem eine Wiederanstiegsphase vom 1.11.1997-21.11.1997, aufgrund der geringeren Pumpmenge von durchschnittlich  $6,2 \text{ E-}02 \text{ m}^3/\text{s}$  mithilfe eines Excel Arbeitsblattes nach Theis ausgewertet. Diese Wiederanstiegsphase wurde für die Pegel 2365, 2485 und 2585 berechnet.

Die Wiederanstiegsphase mit Regressionsgerade am Pegel 2365 ist in **Abbildung 24** dargestellt. Die Wiederanstiegsphasen in den analog berechneten Pegeln 2485 und 2585 sind im Anhang angeführt. Die errechneten Transmissivitäten werden in **Tabelle 6** gezeigt.



**Abb. 24** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2365 vom 1.11.1997 – 21.11.1997 für die Auswertung nach Theis

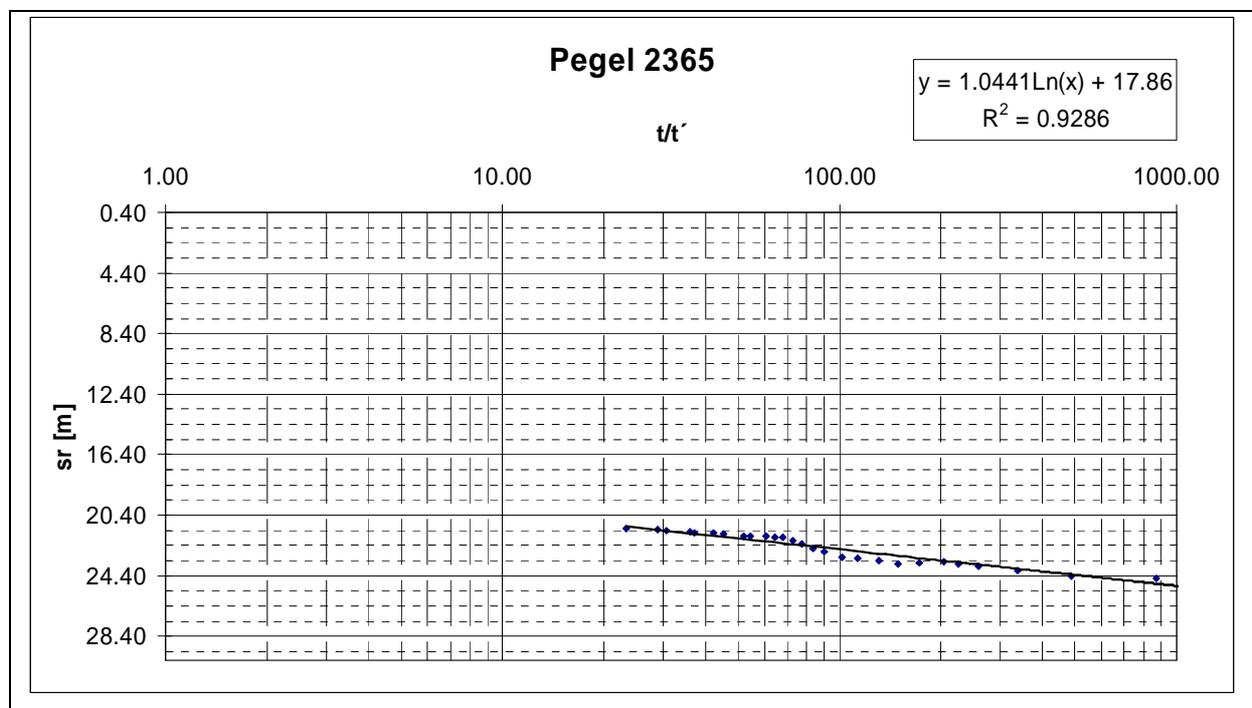
Transmissivität der Wiederanstiegsphase nach dem Theis Verfahren	
Pegel 2365	4,48 E-03 m <sup>2</sup> /s
Pegel 2485	4,5 E-03 m <sup>2</sup> /s
Pegel 2585	7,16 E-03 m <sup>2</sup> /s

**Tab. 6:** Transmissivitäten aus der Auswertung der Wiederanstiegsphase nach Theis an den Pegeln 2365, 2485 und 2585.

Analog zur Auswertung instationärer Pumpphasen mittels AQTESOLV wurde auch hier die Wiederanstiegsphase wie ein einzelner in sich abgeschlossener Pumpversuch behandelt. Berücksichtigt man die gesamte Absenkezeit von der Implementierung der Filterbrunnennische 1 weg, sowie die Gesamtabenkung von der Tunnelachse weg, ändern sich die Werte der Transmissivität ebenfalls nur geringfügig, wie in **Tabelle 7** und **Abbildung 25** dargestellt ist. Die Wiederanstiegsphasen in den analog berechneten Pegeln 2485 und 2585 sind im Anhang angeführt.

Transmissivitäten der Wiederanstiegsphase nach dem Theis Verfahren		
Pegel	Korrigierte Werte	Reale Absenkung; gesamte Absenkdauer
2365	4.48 E-03 [m <sup>2</sup> /s]	5.02 E-03 [m <sup>2</sup> /s]
2485	4.5 E-03 [m <sup>2</sup> /s]	4.6 E-03 [m <sup>2</sup> /s]
2585	7.16 E-03 [m <sup>2</sup> /s]	7.23 E-03 [m <sup>2</sup> /s]

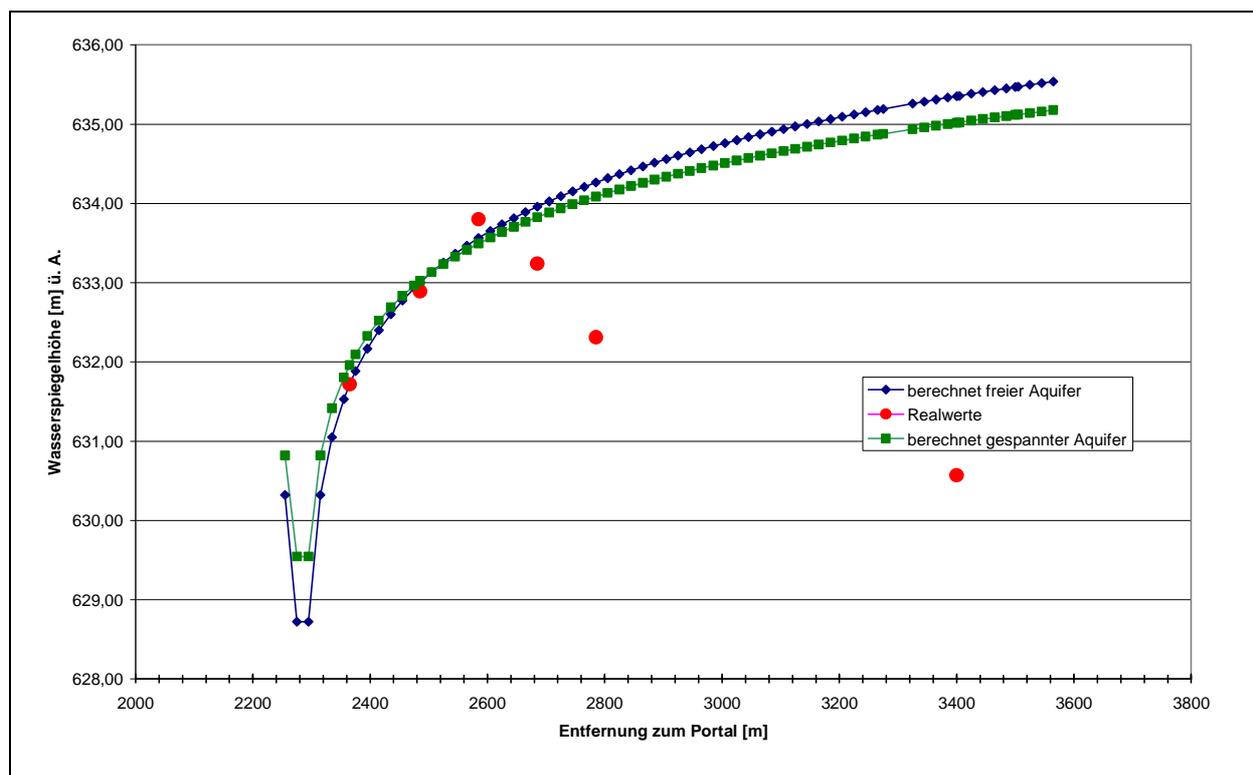
**Tabelle 7:** zeigt eine Gegenüberstellung der ausgewerteten Daten mit den Daten, die die gesamte Pump- und Wiederanstiegsdauer, sowie die realen Absenkwerte berücksichtigen.



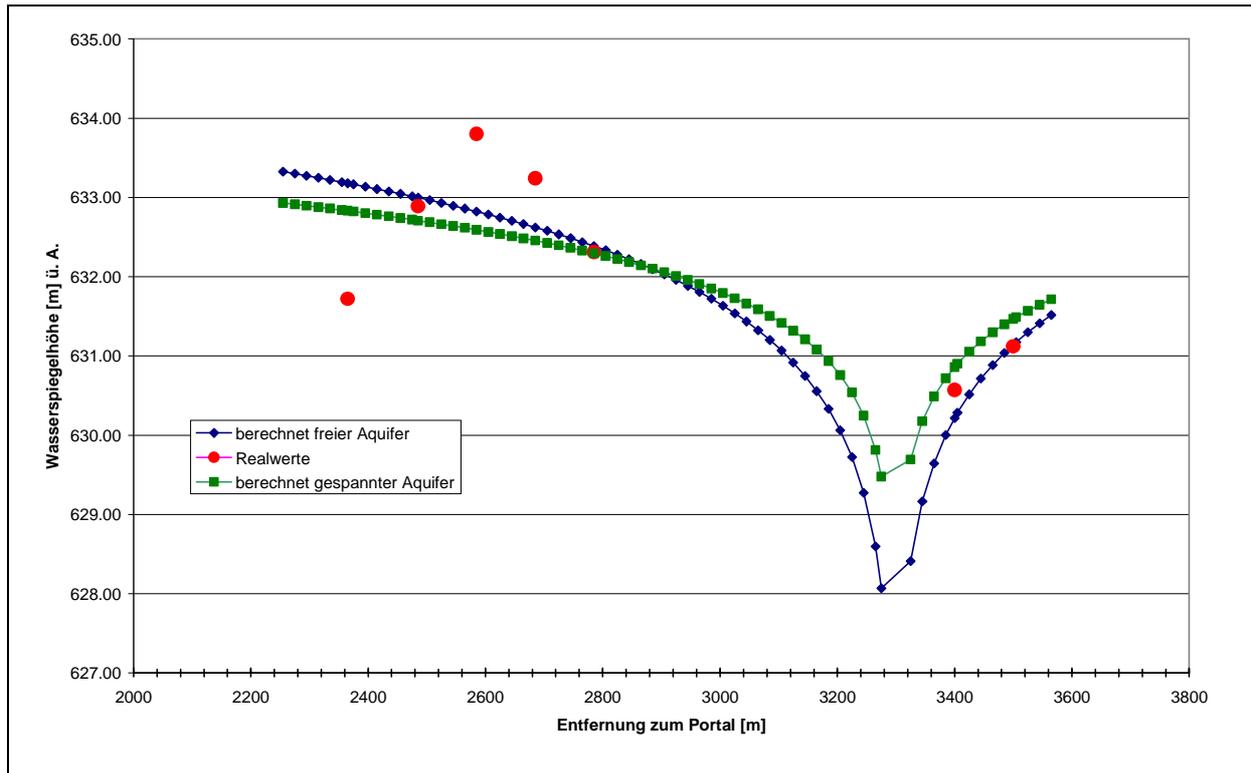
**Abb. 25:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2365 vom 1.11.1997-21.11.1997 für die Auswertung nach Theis unter Berücksichtigung der gesamten Pumpdauer

### 5.3. Ergebnisse der stationären Auswertung mit Superpositionsprinzip

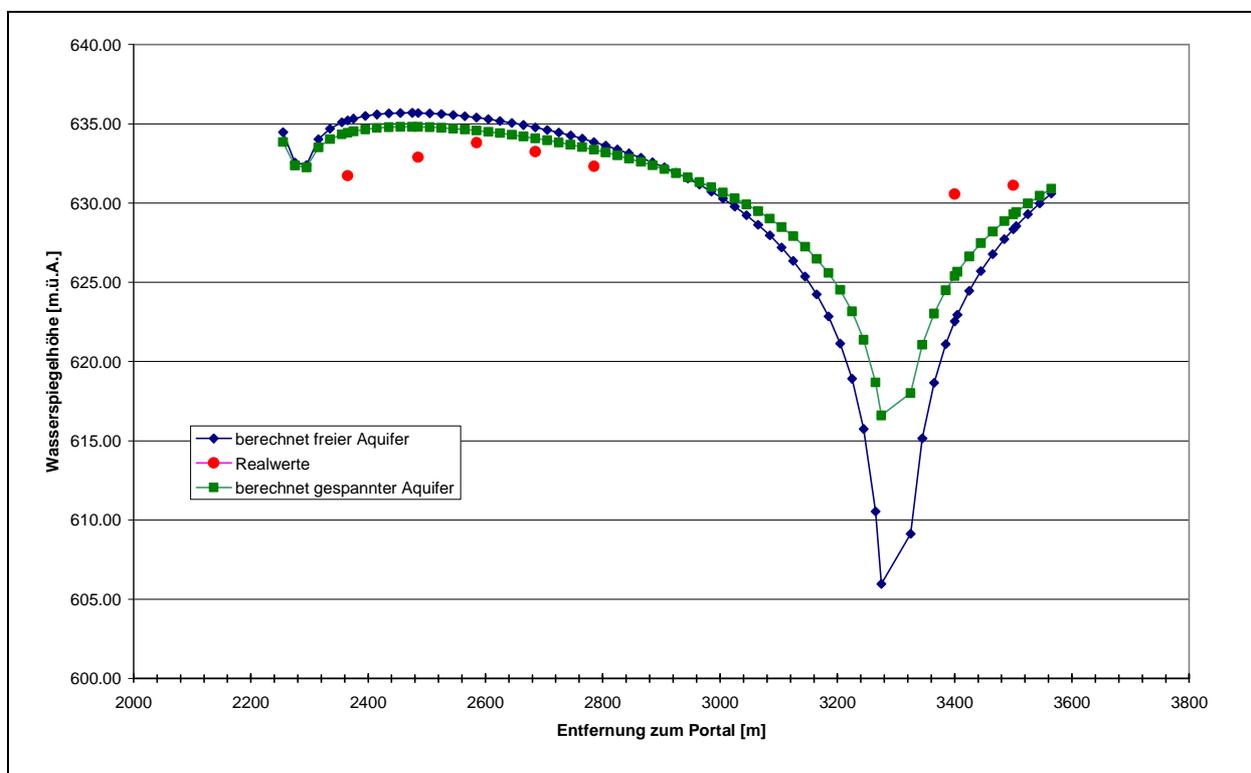
Stationäre Verhältnisse vom 4.11.2002 wurden analytisch mithilfe eines Excel Arbeitsblattes basierend auf der Dupuit-Thiem Gleichung ausgewertet. **Abbildung 26** zeigt die Kurvenanpassung an Filterbrunnennische 1. **Abbildung 27** zeigt die Kurvenanpassung an Filterbrunnennische 2. **Abbildung 28** zeigt die Kurvenanpassung wenn beide Filterbrunnennischen aktiv sind nach dem Superpositionsprinzip. Die angenommene Mächtigkeit des Aquifers wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit mit 70 m, also ident zu den analytischen Pumpversuchsauswertungen mittels AQTESOLV angenommen. In **Tabelle 8** sind die aus der Kurvenanpassung ermittelten Durchlässigkeiten  $K$  angegeben.



**Abb. 26:** Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn nur Filterbrunnennische 1 aktiv ist.



**Abb. 27:** Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn nur Filterbrunnennische 2 aktiv ist.



**Abb. 28:** Stationäre Kurvenanpassung nach Dupuit Thiem wenn beide Filterbrunnennischen aktiv sind.

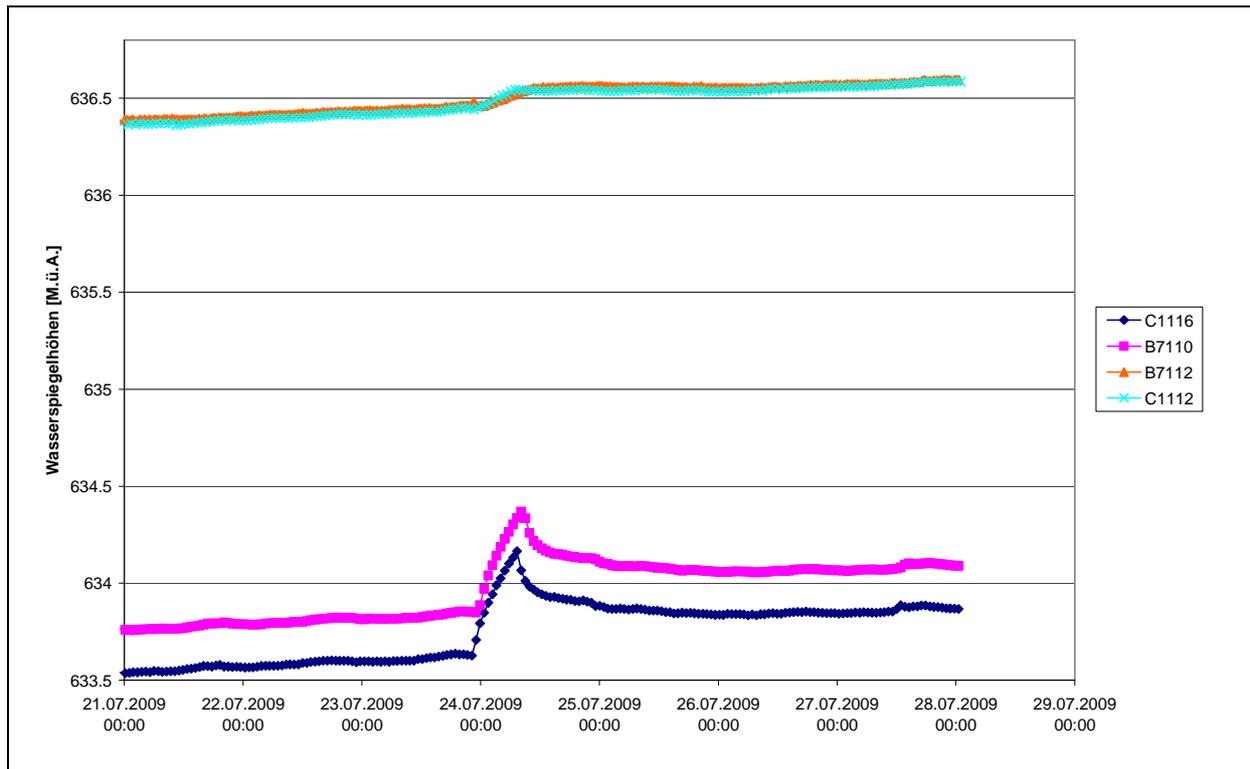
---

<b>Szenario Br 1 aktiv</b>	<b>K Werte</b>
Ungespannt	3 E-05 m/s
Gespannt	3,45 E-5 m/s
<b>Szenario Br 2 aktiv</b>	
Ungespannt	1,4 E-04 m/s
Gespannt	2 E-04 m/s
<b>Szenario beide Brunnen aktiv</b>	
gespannt und ungespannt	2,9 E-05 m/s

**Tab. 8:** Zusammenfassung der K Werte aus dem stationären Auswerteverfahren nach Dupuit Thiem.

#### 5.4. Ergebnisse der Diffusivitätstests

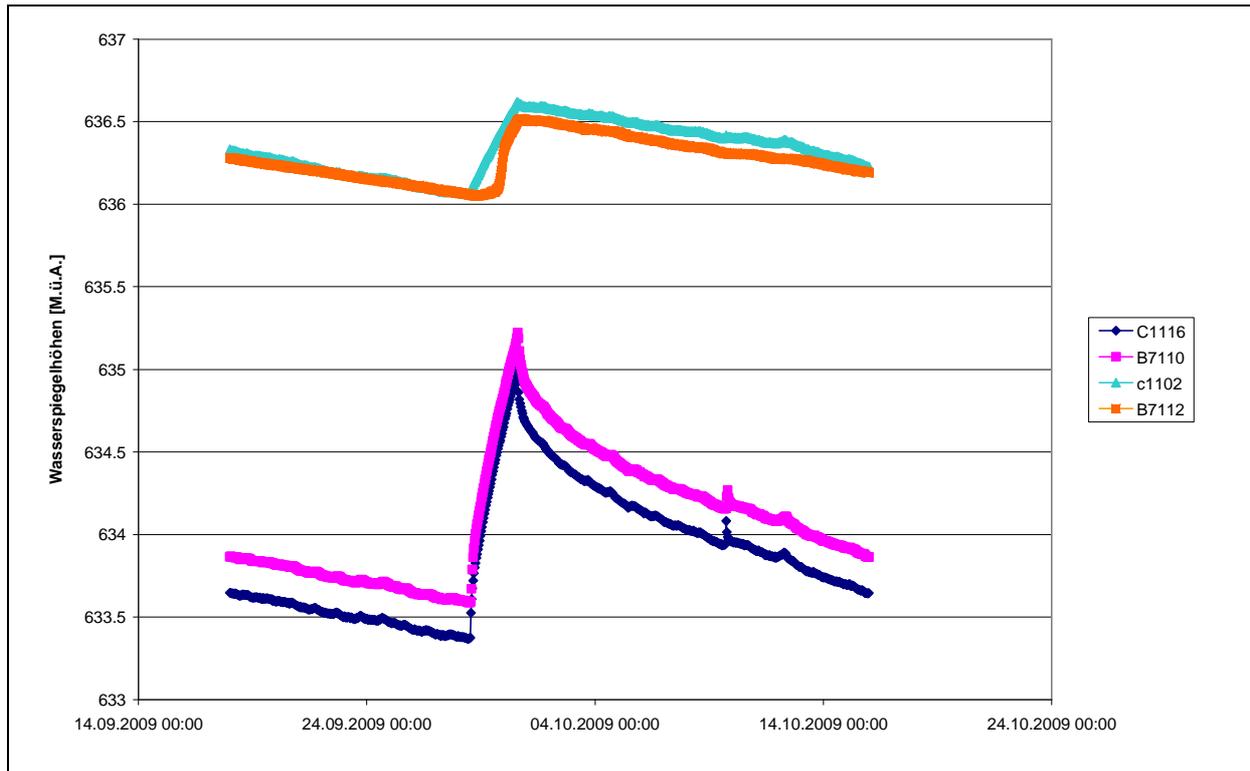
In diesem Kapitel werden 4 hydraulische Impulse beschrieben. Die einzelnen Impulse sind in den **Abbildungen 29** bis **Abbildung 32** dargestellt. Die **Tabellen 9** bis **11** zeigen die Eckdaten der jeweiligen Impulse. Beim hydraulischen Impuls von 12.1.2010 bis 21.2.2010 wurde aufgrund der Datenlücke auf die Tabelle mit den Eckdaten verzichtet.



**Abb. 29:** zeigt den hydraulischen Impuls vom 24.7.09

Pegel	Bezeichnung	Beginn	Wasserspiegel zu Beginn [m] ü. A.	Ende	Wasserspiegel am Ende [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	B7112	24.7.09 0:18	636,46	24.7.09 11:37	636,55	0,11
2785	C 1112	23.7.09 23:38	636,44	24.7.09 07:48	636,54	0,1
3400	C 1116	23.07.09 22:12	633,63	24.7.09 07:22	634,17	0,54
3500	B 7110	23.07.09 23:04	633,85	24.7.09 08:12	634,37	0,52

**Tab. 9** zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses vom 24.7.09



**Abb. 30:** zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 28.09.09 und 30.09.09

Pegel	Bezeichnung	Beginn	Wasserspiegel zu Beginn [m] ü. A.	Ende	Wasserspiegel am Ende [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	B7112	28.09.09 22:25	636,05	30.09.09 20:25	636,51	0,46
2785	C 1112	28.09.09 15:25	636,05	30.09.09 15:37	636,61	0,56
3400	C 1116	28.09.09 12:37	633,38	30.09.09 13:57	635,01	1,63
3500	B 7110	28.09.09 13:27	633,59	30.09.09 14:37	635,22	1,63

**Tab. 10** zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses zwischen 28.09.09 und 30.09.09.

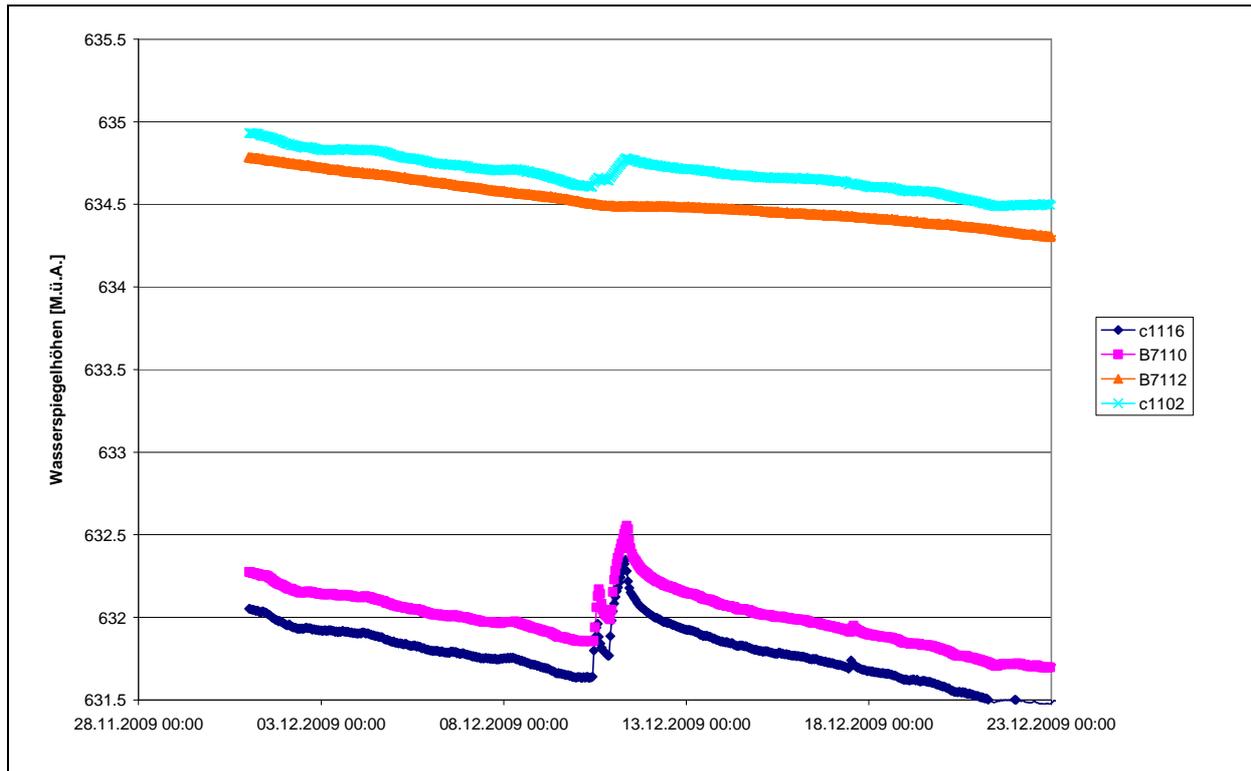
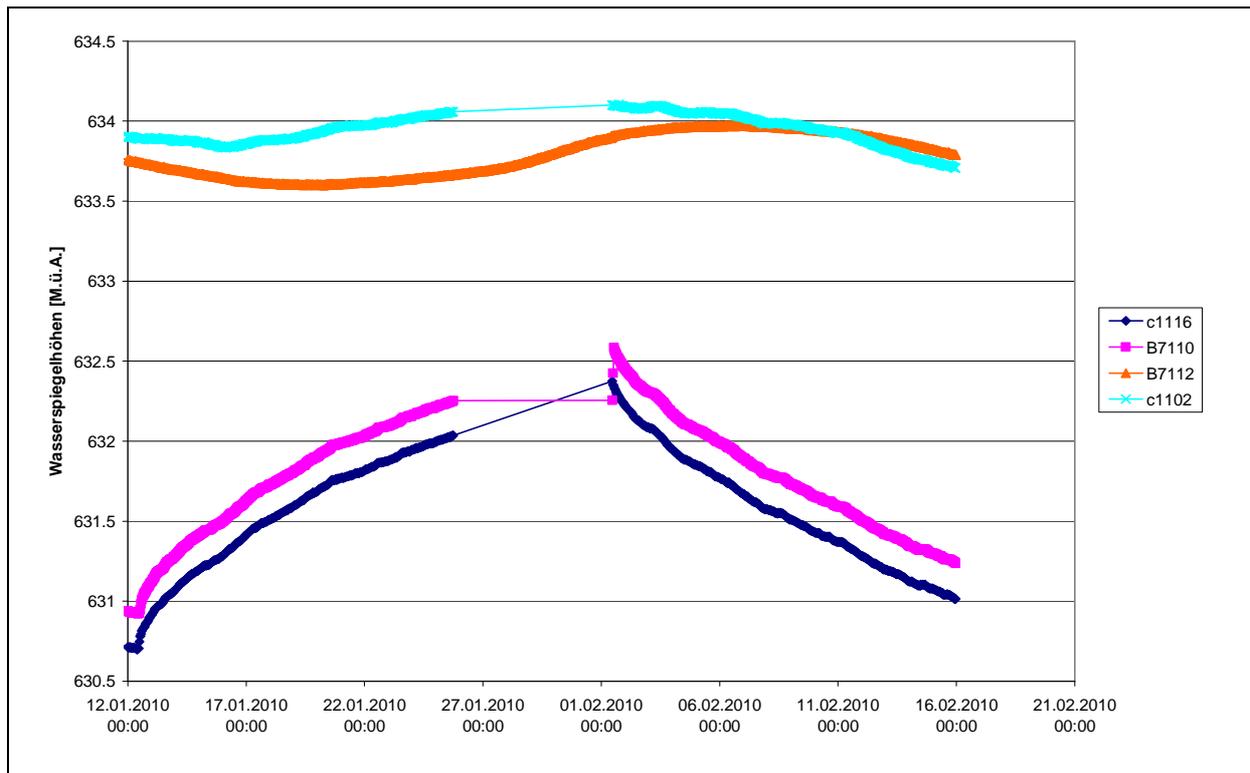


Abb. 31 zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 10.12.09 und 13.12.09.

Pegel	Bezeichnung	Beginn	Wasserspiegel zu Beginn [m] ü. A.	Ende	Wasserspiegel am Ende [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	B7112	Nicht erkennbar	Nicht erkennbar	Nicht erkennbar	Nicht erkennbar	0
2785	C 1112	10.12.09 11:24	634,61	11.12.09 09:44	634,78	0,17
3400	C 1116	10.12.09 10:27	631,64	11.12.09 08:07	632,35	0,71
3500	B 7110	10.12.09 11:17	631,86	11.12.09 08:57	632,56	0,7

Tab. 11 zeigt die Eckdaten des hydraulischen Impulses zwischen 10.12.09 und 13.12.09.



**Abb. 32** zeigt den hydraulischen Impuls zwischen 12.01.2010 und 21.02.2010

Alle hier gezeigten Impulse haben ihre Ursache in einem Ausfall von Pumpen bei der Filterbrunnennische II. Deshalb zeigen die Wasserspiegel der Pegel 3400 und 3500 bzw. C1116 und B7110 die stärksten Schwankungen. Der Pegel 2785 ist zwar nur etwa doppelt so weit von der Filterbrunnennische entfernt wie Pegel 3500, er zeigt aber im Gegensatz dazu ein sehr stark abgedämpftes Impulssignal. Am Pegel 2485 bzw. B7112 konnten nur 2 der 4 Impulse registriert werden. Der Impuls zwischen 12.1.2010 und 21.2.2010 zeigt sogar ein gegenläufiges Absenkmuster im Verhältnis zu den anderen Beobachtungspegeln. Das lässt sich einerseits durch die große Distanz zu Filterbrunnennische II (955m) andererseits zur Nähe der Filterbrunnennische I erklären (200m). Die hydraulische Impulsweitergabe erfolgt zwischen den Pegeln 3400 und 3500 mit ca. 50 Minuten relativ konstant. Die Impulsweitergabe in Richtung Filterbrunnennische I variiert jedoch stark. So dauert die Weitergabe des Impulses zwischen 23.07.09 und 24.7.09 eine Stunde 26 min bis zum Pegel 2785 bzw. zwei Stunden 6 Minuten bis zum Pegel 2485 von der ersten Registrierung weg, der Impuls zwischen 28.9.09 und 30.09.09 benötigt zwei Stunden 47 Minuten bis zur Registrierung in Pegel 2785 bzw. 6 Stunden 28 Minuten bis zum Pegel 2485 von der ersten Registrierung weg. Der dritte ausgewertete Impuls wurde relativ schnell weitergegeben und benötigte 57 Minuten bis zu Pegel 2785, danach wurde er nicht mehr registriert.

Aus den erhaltenen Laufzeiten konnte mittels der in **Kapitel 4.4** aus Seite 46 erläuterten Formel die Diffusivität berechnet werden.

In einem weiteren Schritt wurden die Speicherkoeffizienten  $S$  mithilfe der gemittelten Transmissivität  $0,005 \text{ m}^2/\text{s}$  aus den analytischen instationären Pumpversuchsauswertungen berechnet. **Tabelle 12** zeigt die erhaltenen Diffusivitäten und die daraus ermittelten Speicherkoeffizienten.

Impuls	Bereich	x [m]	t [s]	D [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	S
24.07.2009	3400-3500	100	3000	0,8333	$6 \cdot 10^{-3}$
24.07.2009	2785-2485	300	13800	1,63	$3 \cdot 10^{-3}$
28.08.2009	3400-3500	100	2400	1,042	$4,8 \cdot 10^{-3}$
28.08.2009	2785-2485	300	17280	1,302	$3,84 \cdot 10^{-3}$
10.12.2009	3400-3500	100	3000	0,8333	$6 \cdot 10^{-3}$

**Tab. 12** zeigt die Ergebnisse der Diffusivitätsberechnung und die daraus resultierenden Speicherkoeffizienten bei einer Transmissivität von  $0,005 \text{ m}^2/\text{s}$ .

---

## 6. Numerische Modellierung

### 6.1. Modellaufbau

Wie bereits in **Kapitel 4.3.** erwähnt, beinhalten die Grundwassermodelle 250 Spalten, 150 Reihen in vier Ebenen, wie in **Abb. 18** auf **Seite 42** bzw. **Abb. 19** auf **Seite 43** dargestellt. Die undurchlässigen Ränder der Modelle sind in **Abb. 33** auf **Seite 66** dargestellt. Die übrigen Ränder bzw. Randbedingungen variieren in den jeweiligen Modellen und werden entsprechend bei den Modellen erörtert.

Parameter:

Die numerische Modellierung erfordert eine Anzahl von Eingabewerte. Da nicht alle Eingabewerte vor Beginn der Modellierung bekannt sind, wird die Methodik der inversen Modellierung angewandt, dabei werden unbekannte Parameter zunächst einmal geschätzt. Durch die iterative Vorgehensweise beim Modellieren (siehe dazu **Abb. 16**, Kapitel 4.3.) kann rückwirkend auf Werte geschlossen werden. Bei vielen unbekanntem Eingabeparametern kann man dasselbe Ergebnis mit unterschiedlichen Parametern erreichen und somit sind mehrere Interpretationsmöglichkeiten vorhanden. Daher ist es nötig, möglichst viele Informationen über die Eingabeparameter zu erhalten und das Modell so einfach wie möglich zu gestalten, um überflüssige Eingabeparameter zu vermeiden.

Durchlässigkeitsbeiwert

Die hydraulische Durchlässigkeit der Karbonate (Ebene 3 und 4) wurde aufgrund der Ergebnisse der analytischen Auswertung zu Beginn mit  $10^{-4}$  bis  $10^{-5}$  m/s angenommen.

Da größere Wassereintritte im Tunnel an Karbonate gebunden waren und aufgrund Tritium-Isotopen-Analysen von Joanneum Research (OEBB 2010) kann darauf geschlossen werden, dass sowohl Glimmerschiefer als auch die Quarzite deutlich niedrigere Durchlässigkeiten aufweisen, somit wurden diese Werte zu Beginn mit  $10^{-8}$  bzw.  $10^{-9}$  m/s ausgewiesen.

Des Weiteren wurde die Annahme getroffen, dass die jeweiligen Gesteinseinheiten isotrop sind d.h. die horizontalen und vertikalen Durchlässigkeiten gleich groß sind.

Brunnen:

Brunnen werden im Modell auf zwei unterschiedliche Arten verwendet, einerseits als Pumpbrunnen andererseits als Injektionsbrunnen. Die Entnahmeraten der Pumpbrunnen sind bekannt mit 20 l/s aus Filterbrunnennische I und 90 l/s aus Filterbrunnennische II. Injektionsbrunnen können im Modell als allgemeine Randbedingung 2. Art verwendet werden (siehe **Kapitel 4.3.**).

Der Hauptzufluss befindet sich in allen Modellen am Ostrand in Form von Injektionsbrunnen, die in weiterer Folge als Zufluss Ost bezeichnet werden (siehe **Abb. 33**; blau eingekreist).

Die Parameter zur Beschreibung von Evapotranspiration, Grundwasserneubildung, undurchlässigen Ränder und der Edlachquelle sind in allen Modellszenarien gleich.

Evapotranspiration und Grundwasserneubildung:

Die Evapotranspiration repräsentiert den Effekt von Planzentranspiration und direkter Evaporation (Hölting & Coldewey 2005).

Beide Effekte können im Modell aufgrund der großen Überlagerung von schlecht wasserleitenden Schichten (**Kapitel 4.3. Abb. 19 S 43** und **Abbildung Anhang 55**) ausgeschlossen werden und sind somit Null.

Als Grundwasserneubildung wird die vertikale Anreicherung des Grundwasserleiters durch versickernde Niederschlagswässer bezeichnet. Dieser Effekt ist aufgrund der vorher angeführten Gründe ebenfalls vernachlässigbar gering.

Undurchlässige Ränder:

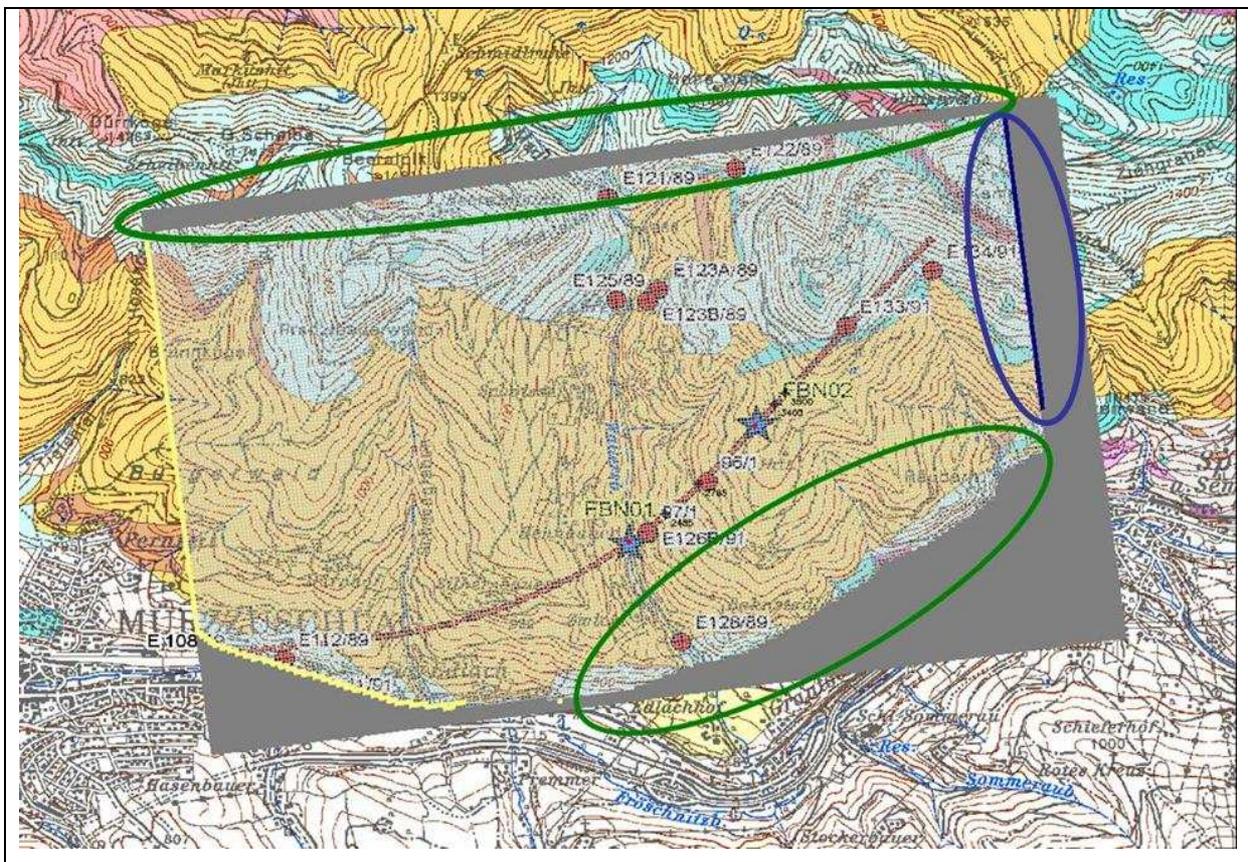
Eine weitere Randbedingung umfasst die nördlichen und die südöstliche Begrenzung des Untersuchungsgebietes, wie in **Abbildung 33** grün eingekreist.

Bei dieser Randbedingung handelt es sich um eine Randbedingung 2. Art, das bedeutet dass die Durchflussrate durch diese Grenze bekannt ist (Neumann-Bedingung).

In diesem Modell sind beide Modellränder undurchlässige Ränder, was bedeutet dass der Durchfluss gleich null ist bzw. dass durch diese Grenzen weder Wasser in noch aus dem Modell fließen kann.

Der nördliche Rand des Modells ist in etwa parallel zu den Stromlinien und daher ist zu erwarten, dass sich Wasser entlang dieser Grenze bewegt, aber nicht senkrecht darauf. Darüber hinaus ist die Grenze in einem großen Abstand zu den Förderbrunnen gelegt worden, sodass Änderungen des Grundwasserstroms keinen wesentlichen Einfluss auf das Fließverhalten an der Grenze haben.

Die südöstliche Begrenzung des Modells ist ebenfalls ein undurchlässiger Rand. Der Grund hierfür ist jedoch nicht die Fließrichtung des Grundwassers sondern vielmehr, dass innerhalb der ausbeißenden Karbonate keine Wasseraustritte vorhanden sind.



**Abb. 33:** Übersicht über das Untersuchungsgebiet grün eingekreist sind die undurchlässigen Ränder. Blau eingekreist ist der Zufluss über die Randbedingung zweiter Art in Form von Injektionsbrunnen.

### Edlachquelle

Die Edlachquelle wird durch eine Cauchy-Bedingung bzw. Randbedingung dritter Art repräsentiert. Hierfür wird das MODFLOW-Package Drain verwendet. Das bedeutet, dass Wasser, aus dem Grundwasserleiter, das System verlassen kann. Die Rate ist proportional zur Differenz zwischen der vorgegebenen Höhe der Drainage und dem piezometrischen Grundwasserspiegel (siehe Cauchy Bedingung **Kapitel 4.3.**).

Da die Proportionalitätskonstante unbekannt ist, wurde sie in jedem Modellszenario so kalibriert, dass die modellierte Quellschüttung zwischen 20 und 25 l/s liegt, was den gemessenen Schüttung entspricht. Die Höhe der Drainage entspricht der Höhe der Edlachquelle mit 725 [m] ü. A.

## 6.2. Modellszenarien

Das folgende Kapitel beschreibt einige ausgewählter Modellszenarien, die Rückschlüsse auf die hydrogeologischen Eigenschaften des Untersuchungsgebietes zulassen.

### 6.2.1. Modell 1

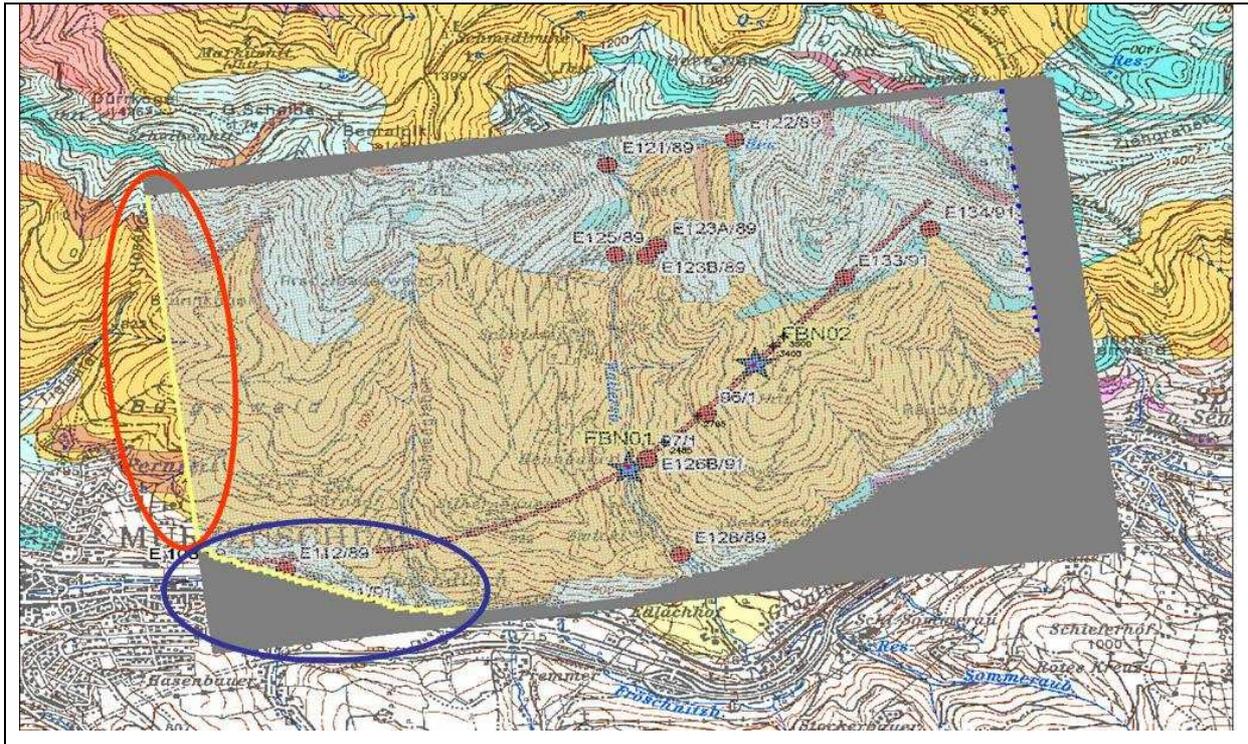
Bei diesem Modell wurde die westliche bzw. südwestliche Grenze als Randbedingung 3. Art (MODFLOW Drain-Package) deklariert (siehe **Abb. 34**). Das bedeutet, wie schon bei der Edlachquelle beschrieben, dass Wasser, abhängig von der Differenz des Wasserstands und der vorgegebenen Höhe am Rand, sowie dem Leakagefaktor, der Proportionalitätskonstante, nur aus dem Modell heraus, aber nicht mehr hineinströmen kann.

Die vorgegebene Höhe der Zone Drain West beträgt 687 [m] ü. A.. Die vorgegebene Höhe der Zone Drain Süd wurden zwischen 687 [m] ü. A. im Westen und 672 [m] ü. A. im Osten interpoliert.

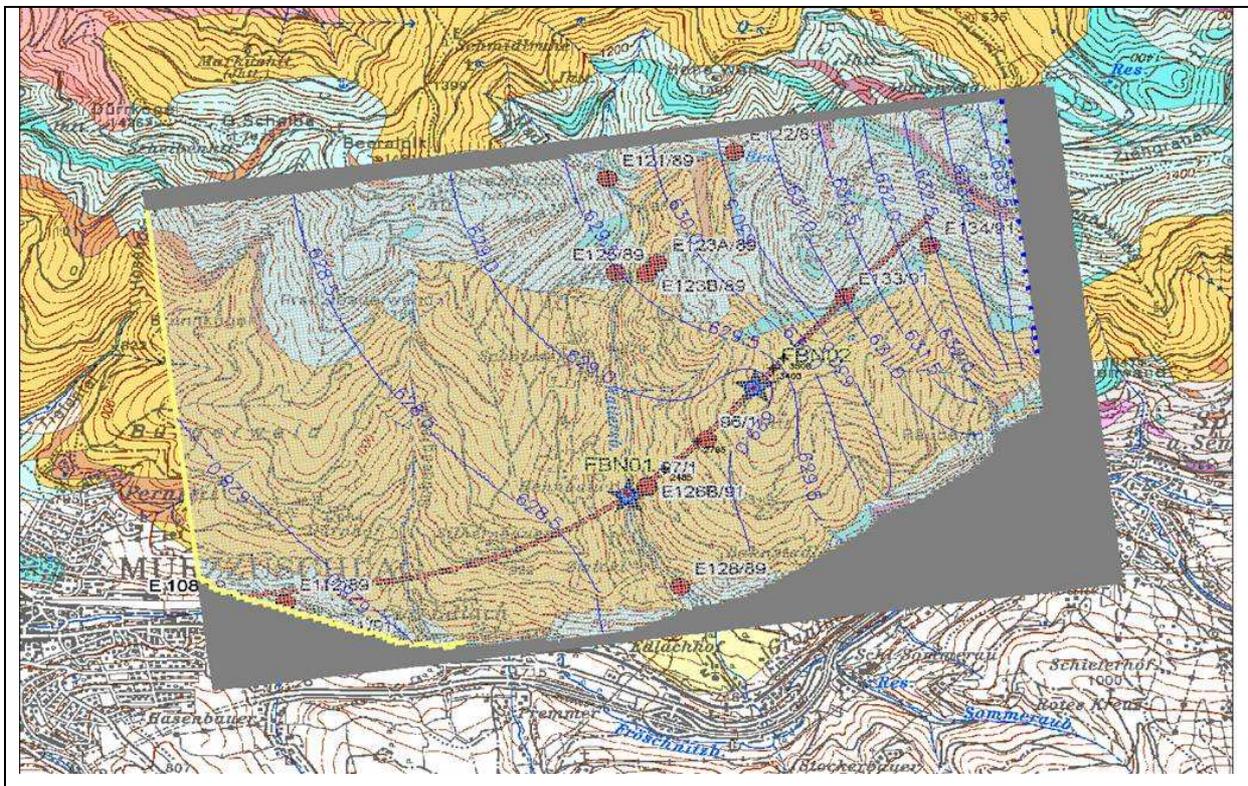
Das gesamte einströmende Wasser, kann, weil es keine Grundwasserneubildung gibt, nur über den östlichen Rand Grenze hinzufließen und beträgt 180 l/s, Die restlichen im Modell verwendeten Parameter sind in **Tab. 13** dargestellt. **Tabelle 14** und **15** zeigen die aus den Eingabeparametern berechneten Wasserspiegelstände gegenüber den gemessenen Wasserspiegelständen.

Eingabeparameter	WERT
Durchlässigkeit Ebene 1	6.00 E -08 m/s
Durchlässigkeit Ebene 2	6.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3	3.00 E -04 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4	3.00 E -04 m/s
Drain West	3.00 E -05 m <sup>2</sup> /s
Drain Süd	3.00 E -05 m <sup>2</sup> /s

**Tab. 13** Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 1



**Abb. 34** Darstellung der Drain Eingabeparameter. Rot eingekreist ist die Zone des Parameters Drain West. Blau eingekreist ist die Zone des Parameters Drain Süd.



**Abb. 35.** Darstellung der berechneten Grundwassergleichen im Modell 1

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
2485	628,77 [m] ü. A.	634,88 [m] ü. A.	6,11
2785	628,92 [m] ü. A.	634,95 [m] ü. A.	6,03
3400	629,34 [m] ü. A.	633,37 [m] ü. A.	4,03
3500	629,69 [m] ü. A.	633,52 [m] ü. A.	3,83

**Tab. 14** Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 1

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	645 [m] ü. A.	756,71 [m] ü. A.	111,71
E 126	645 [m] ü. A.	757,48 [m] ü. A.	112,48
Edlachquelle	-	20 - 25 l/s	

**Tab. 15** Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 1

**Tab. 14** und **15** zeigen, dass die Realwerte mit diesem Modell nicht ausreichend simuliert werden. Vor allem das Szenario vor Pumpbeginn unterscheidet sich deutlich von den gemessenen Werten. Die maximale Abweichung beträgt 112,48 m und die Edlachquelle blieb trocken.

Der Absenktrichter beim Szenario mit eingeschalteten Pumpen konnte auch nicht zufriedenstellend modelliert werden. Die Werte sinken in Richtung Tunnelportal kontinuierlich (siehe **Abb. 35** bzw. Modellwerte in **Tab. 14**). Wie anhand der **Tabelle 14** zu erkennen ist, sind die realen Wasserspiegelstände in den Pegeln 2485 und 2785 jedoch höher als in den Pegeln 3400 und 3500. Daraus folgte der Schluss, dass über die östliche bzw. südöstliche Grenze Wasser in das Modell kommen muss, um die Pegelstände bei 2485 und 2785 zu erhöhen.

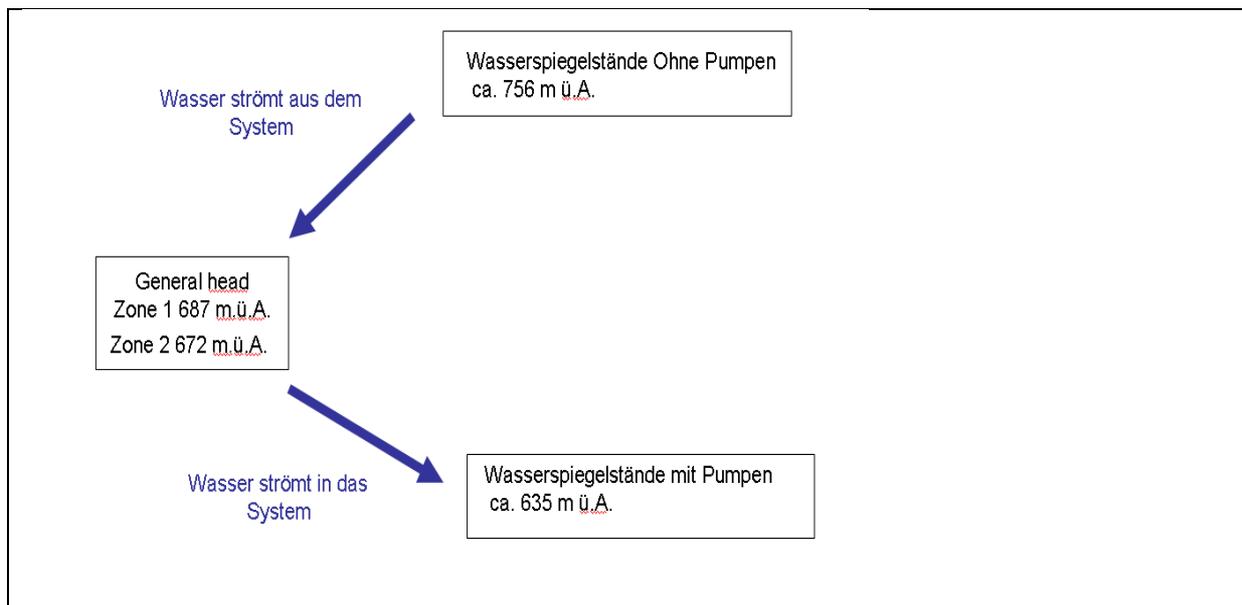
Bei allen weiteren Modellen wurde daher die Drain-Bedingung an der west- bzw. südwestlichen Grenze durch eine General-Head-Grenze (GHB Hydraulic Conductance) West bzw. Süd ersetzt.

## 6.2.2. Modell 2

In Modell 2 wurden erstmals anstelle der Drain-Bedingung an der westlichen bzw. südwestlichen Begrenzung die Randbedingung 3. Art (GHB Hydraulic Conductance) vom Modflow General- Head-Package eingesetzt.

Die vorgegebene Höhe der Zone General Head West beträgt 687 [m] ü. A.. Die vorgegebenen Höhen der Zone General Head Süd wurden zwischen 687 [m] ü. A. im Westen und 672 [m] ü. A. im Osten interpoliert (siehe **Abb. 37**)

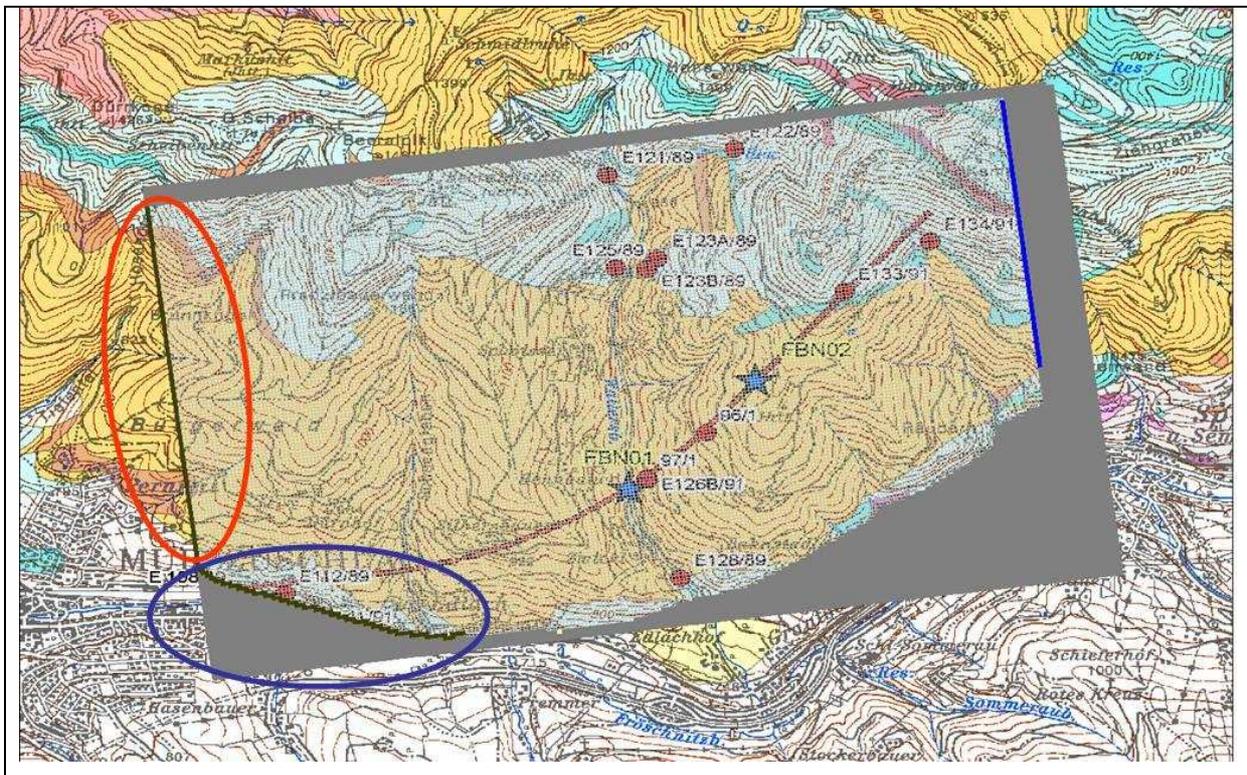
Die Werte der Proportionalitätskonstante (Leakagefaktor) waren gänzlich unbekannt. Diese Randbedingung 3. Art wirkte sich unterschiedlich auf die beiden Modellszenarien aus. So bewirkt etwa eine Erhöhung der Eingabewerte des General-Head Parameters, der sich aus dem hydraulischen Potential und der Proportionalitätskonstante zusammensetzt, eine Erhöhung der Wasserstände im Szenario mit eingeschalteten Pumpen aber eine Senkung der Wasserstände im Szenario ohne Pumpen (siehe **Abb. 36**). **Tabelle 16** gibt eine Übersicht über die Eingabeparameter.



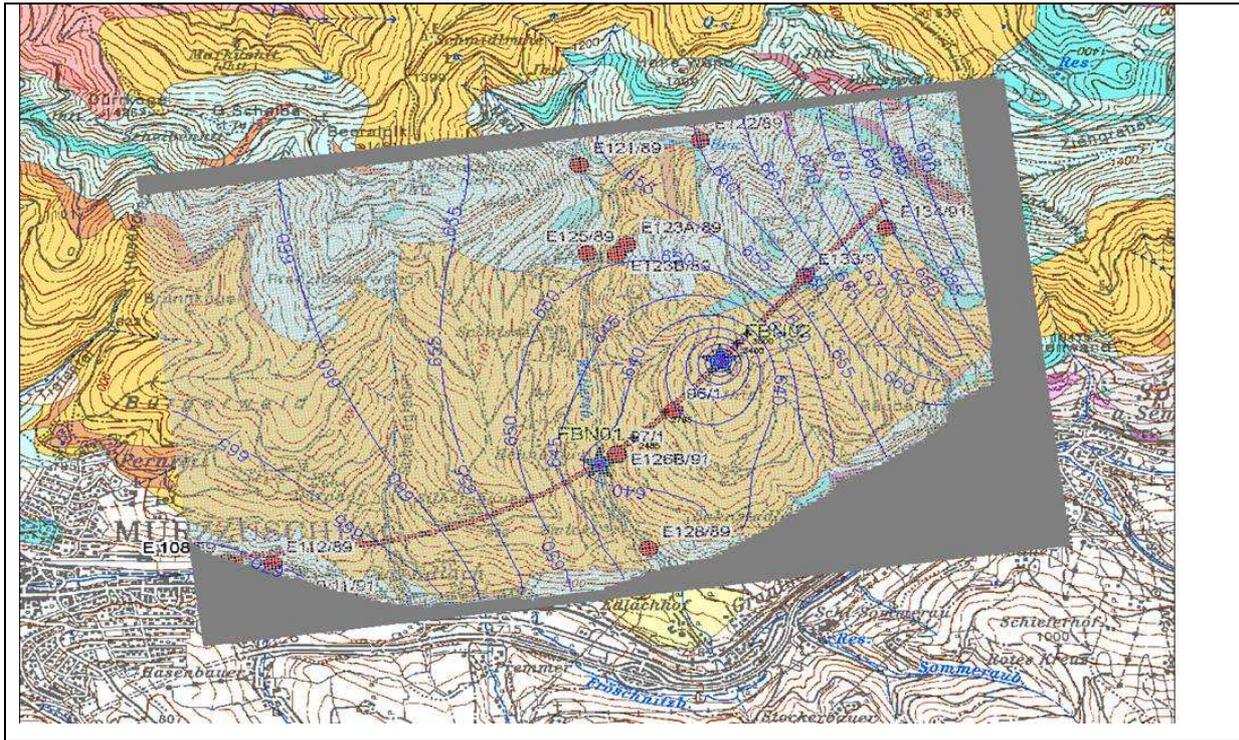
**Abb. 36** schematische Wirkung der General-Head Randbedingung auf das Modell.

Eingabeparameter	WERT
Durchlässigkeit Ebene 1	6.00 E -08 m/s
Durchlässigkeit Ebene 2	6.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3	8.50 E -06 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4	8.50 E -06 m/s
General-Head West	5.00 E -06 m <sup>2</sup> /s
General-Head Süd	7.00 E -04 m <sup>2</sup> /s
Zufluss Ost	63,3 l/s

**Tab. 16** Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 2



**Abb. 37** Darstellung der General-Head Eingabeparameter. Rot eingekreist ist die Zone des Parameters General-Head West, Blau eingekreist ist die Zone des Parameter General-Head Süd.



**Abb. 38.** Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 2

Pegel	Modellwerte [m] ü. A.	Realwerte [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	638,68	634,88	3,8
2785	636,28	634,95	1,33
3400	630,21	633,37	3,16
3500	637,52	633,52	4

**Tab. 17** Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 2

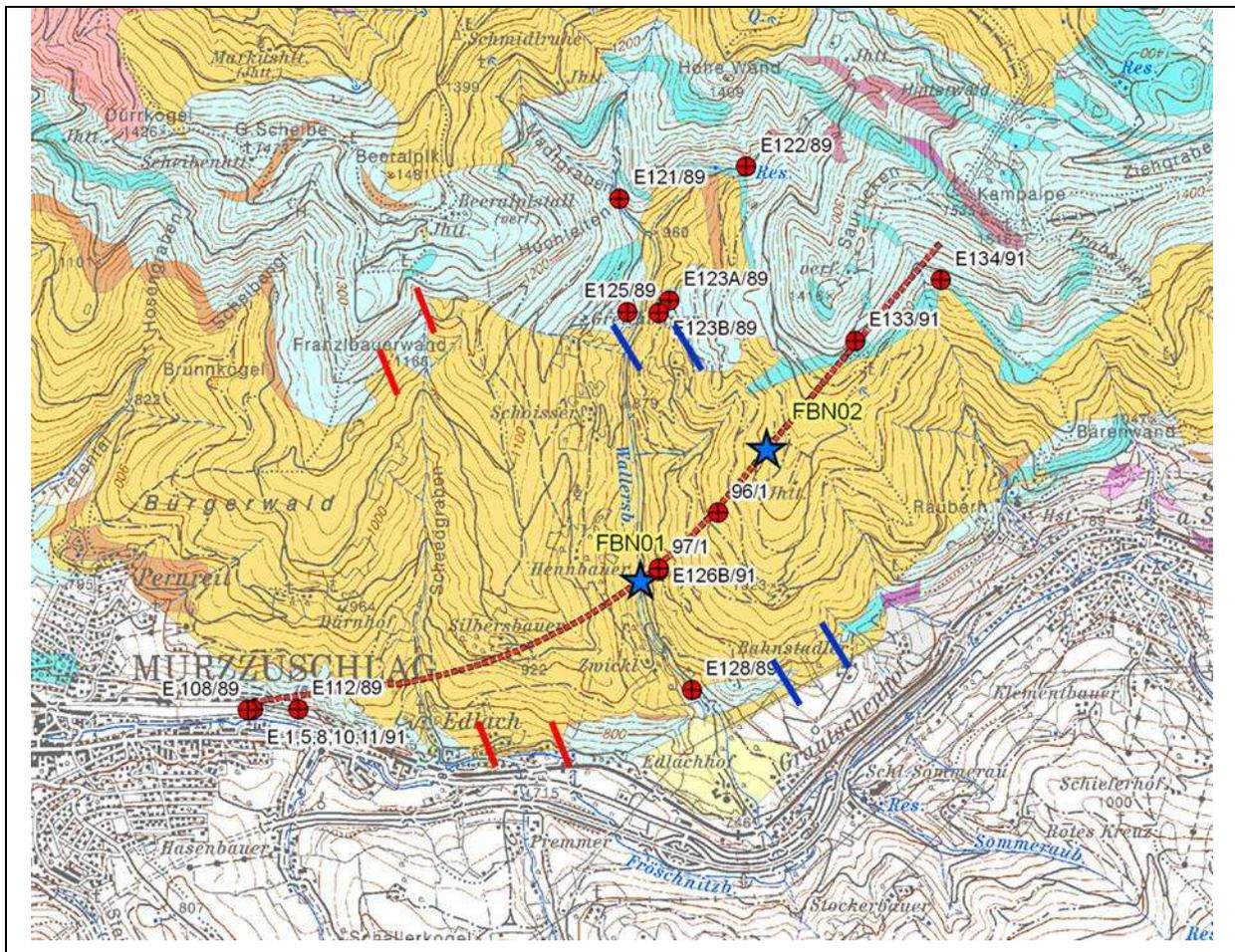
Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	727,03 [m] ü. A	756,71 [m] ü. A	29,68
E 126	724,64 [m] ü. A	757,48 [m] ü. A	32,84
Edlachquelle	-	20 – 25 l/s	

**Tab. 18** Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen

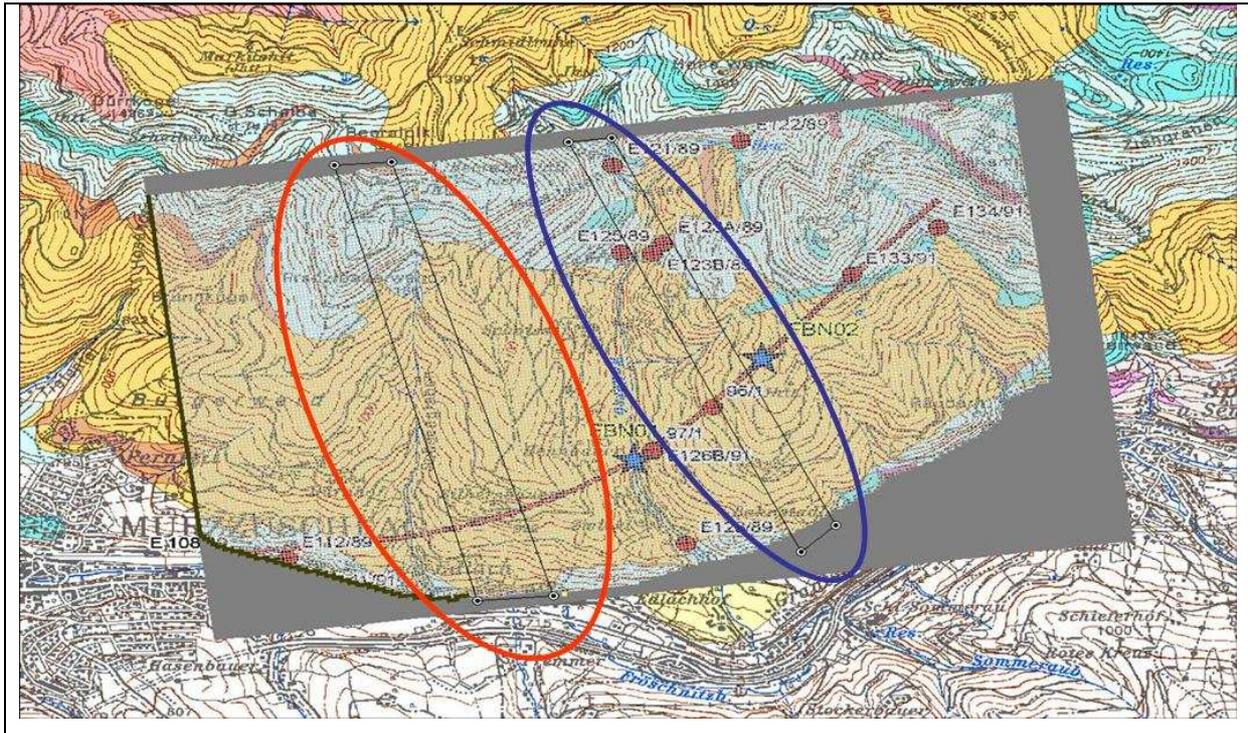
**Abbildung 38** und die beiden dazugehörigen **Tabellen 17** und **18** zeigen die Resultate aus dem Modell. Die maximale Abweichung im Modellszenario mit eingeschalteten Pumpen beträgt 4 m. der Absenktrichter bei den Pegeln 2485 und 2785 konnte einigermaßen zufriedenstellend dargestellt werden. Im Szenario ohne Pumpen beträgt die maximale Abweichung 32,84 m. die Edlachquelle weist keine Schüttung auf, da der Wasserspiegel zu gering ist.

## 6.2.3. Modell 3

In diesem Modell wurden Zonen mit geringer Durchlässigkeit eingeführt, vor allem um den Wasserspiegel im Szenario so zu ändern, dass man die Schüttung der Edlachquelle erreicht. Diese Zonen wurden als Barrierezonen bezeichnet. Evidenz für die Existenz der Barrierezonen ergaben sich im Verschnitt der Karbonate mit der Geländeoberfläche (siehe **Abb. 39**) und dem Tunnelschnitt (siehe **Abbildung Anhang 55**). Die Annahme von geringer durchlässigen Zonen zwischen den Karbonatgesteinsabschnitten wurde zudem vom Joanneum Research im Zuge der Umweltverträglichkeitserklärung (**OEBB 2010**) bekräftigt. Die daraus resultierenden Barrierschichten sind in **Abb. 40** dargestellt.



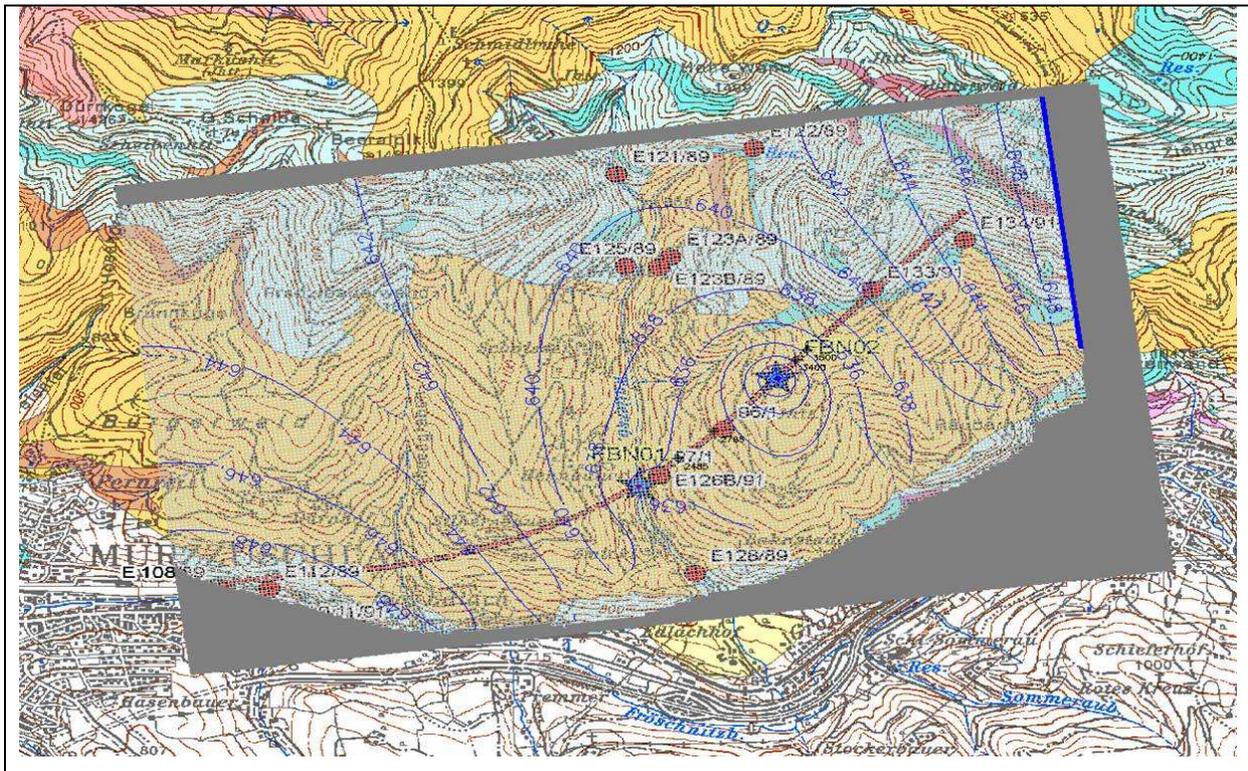
**Abb. 39** als rote Linien dargestellt: Verschnitt der Barrierschicht 1 mit der Geländeoberkante; blau der Verschnitt der Barrierschicht 2.



**Abb. 40** Darstellung der Barrierzonen. Rot eingekreist ist die Barrierzone 1; Blau eingekreist ist die Barrierzone 2.

Eingabeparameter	WERT
Durchlässigkeit Ebene 1	6.00 E -08 m/s
Durchlässigkeit Ebene 2	6.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3	5.20 E -05 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4	5.20 E -05 m/s
General Head West	2.60 E -07 m <sup>2</sup> /s
General Head Süd	1.20 E -05 m <sup>2</sup> /s
Durchlässigkeit der Barrierzonen 1 und 2	1.00 E -09 m/s

**Tab. 19** Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 3



**Abb. 41.** Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 3

Pegel	Modellwerte [m] ü. A.	Realwerte [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	635,76	634,88	0,88
2785	634,76	634,95	0,19
3400	632,4	633,37	0,97
3500	634,38	633,52	0,86

**Tab. 20** Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 3

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	714,16 [m] ü. A.	756,71 [m] ü. A.	42,55
E 126	713,54 [m] ü. A.	757,48 [m] ü. A.	43,94
Edlachquelle	-	20 – 25 l/s	

**Tab. 21** Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 3

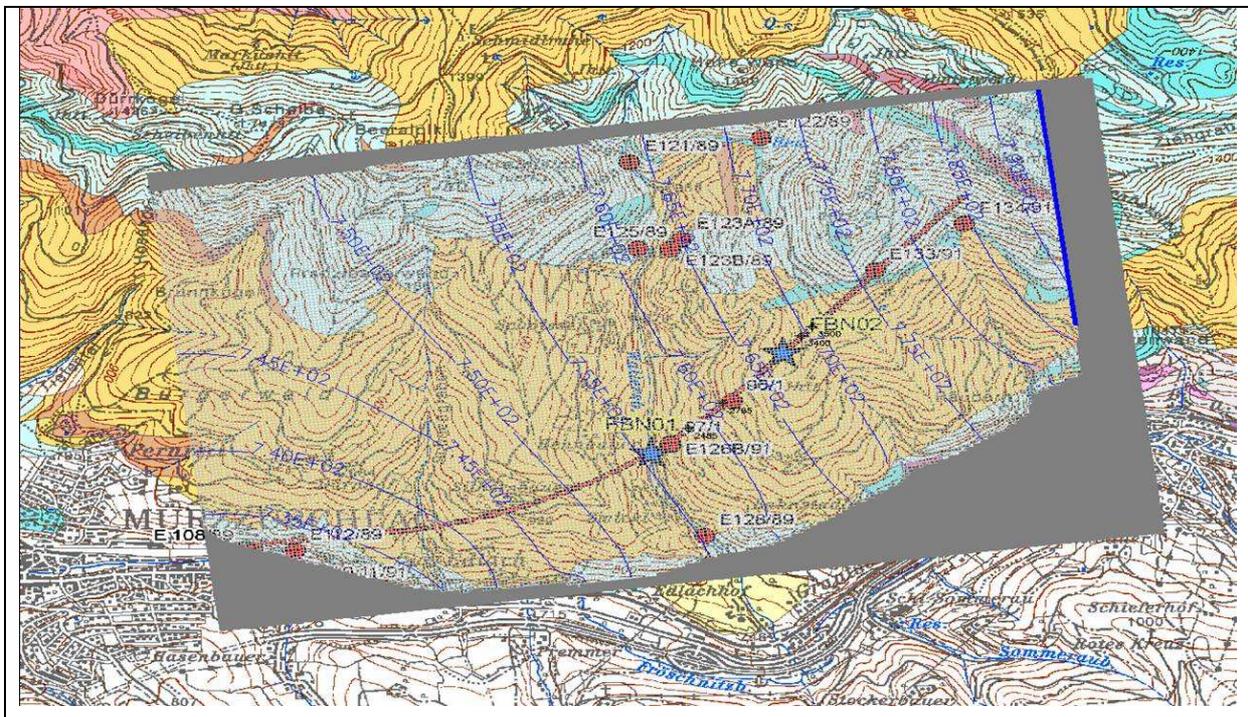
Mithilfe der Eingabeparameter aus **Tabelle 19** ergeben sich die Ergebnisse aus **Tabelle 20** und **21**. **Abbildung 41** ist die grafische Darstellung der Grundwassergleichen im Szenario mit eingeschalteten Pumpen.

Das Szenario mit eingeschalteten Pumpen wurde gut rekonstruiert mit einer maximalen Abweichung von unter einem Meter.

Das Szenario vor Pumpbeginn wurde unzureichend rekonstruiert. Die Maximalabweichung beträgt 44 m. Die Edlachquelle blieb trocken. Aufgrund dieser Ergebnisse wurde in einem weiteren Schritt versucht nur das Szenario vor Pumpbeginn zu rekonstruieren. Dazu wurde lediglich der Zustrom über die Randbedingung 2.Art im Osten von 63,3 auf 150 l/s geändert.

Modellszenario ohne Pumpen kalibriert

Im nächsten Schritt wurde versucht nur durch Änderung eines Parameters, dass Modell auf das Szenario ohne Pumpen zu kalibrieren.



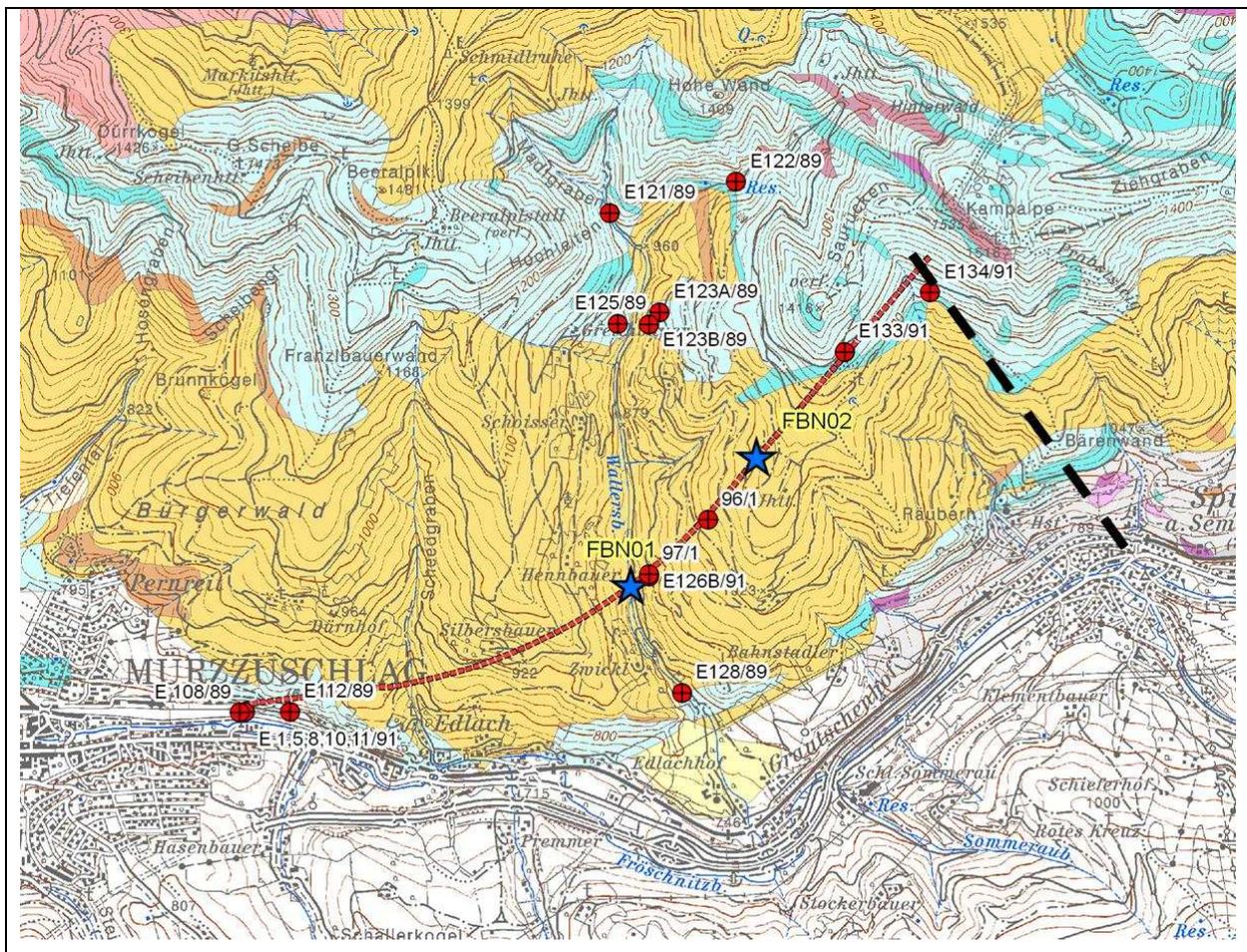
**Abb. 42.** Darstellung der hydraulischen Fließrichtung im Modell 3 ohne eingeschaltete Pumpen.

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	755,23 [m] ü. A.	756,71 [m] ü. A.	1,48
E 126	756,8 [m] ü. A.	757,48 [m] ü. A.	0,52
Edlachquelle	22,7 l/s	20 – 25 l/s	

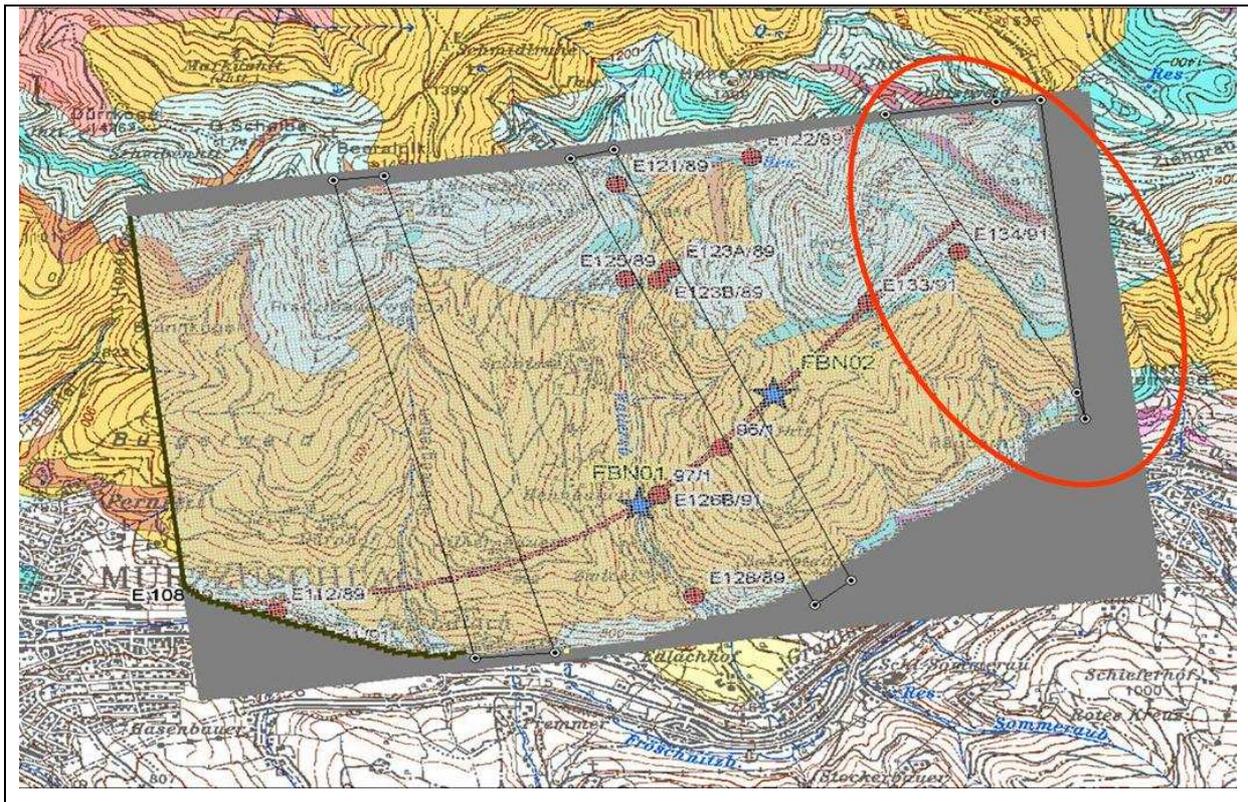
**Tabelle 22** zeigt die Ergebnisse des kalibrierten Szenarios vor Pumpbeginn mit Zustrom im Osten über die Randbedingung 2.Art von 150 l/s.

## 6.2.4. Modell 4

In diesem Modell wurde eine zusätzliche Durchlässigkeitszone implementiert, die so genannte Durchlässigkeitszone Ost, sowohl in Ebene drei als auch Ebene vier. Evidenz für die mögliche Existenz dieser Zone zeigt ein Versatz der Schichten mit der Geländeoberfläche (siehe **Abb. 43** bzw. **Abb. 44**). Die Durchlässigkeit der Durchlässigkeitszone Ost wurde etwas geringer als die normale Durchlässigkeit eingestuft. Mit den Eingabeparametern aus **Tabelle 23** erhielt man die Ergebnisse aus **Tabelle 24** und **25** bzw. die graphischen Darstellungen der Pumpszenarien mit eingeschalteten Pumpen (**Abb. 45**) und ohne Pumpen (**Abb. 46**)



**Abb. 43.** Versatz der Schichten mit der Geländeoberfläche, als Grundlage für die Durchlässigkeitszone Ost.



**Abb. 44** Darstellung der implementierten Durchlässigkeitszone Ost.

Eingabeparameter	Wert
Durchlässigkeit Ebene 1	6.00 E -08 m/s
Durchlässigkeit Ebene 2	6.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3	7.50 E -05 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3 Zone Ost	1.15 E -05 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4	7.50 E -05 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4 Zone Ost	1.15 E -05 m/s
General head West	3.00 E -06 m <sup>2</sup> /s
General head Süd	5.50 E -06 m <sup>2</sup> /s
Barrieren	1.00 E -09 m/s

**Tab. 23** Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 4

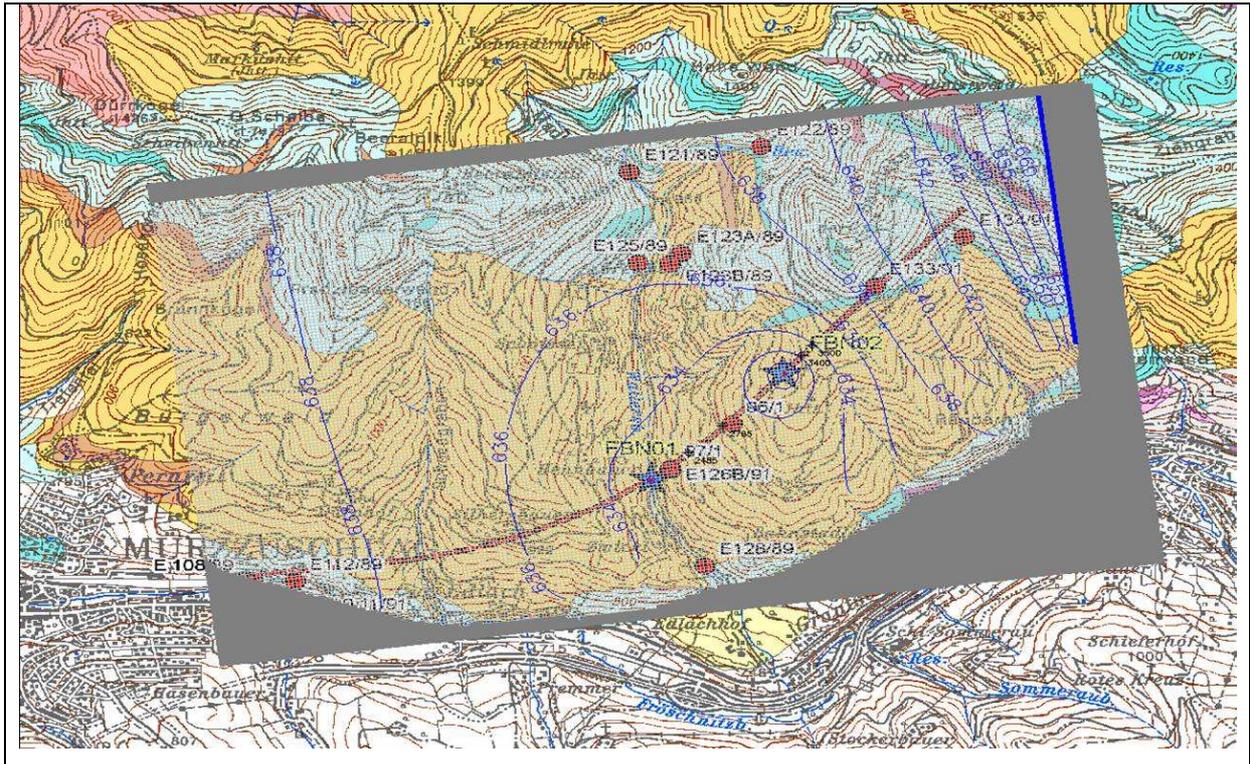


Abb. 45. Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 4 mit eingeschalteten Pumpen

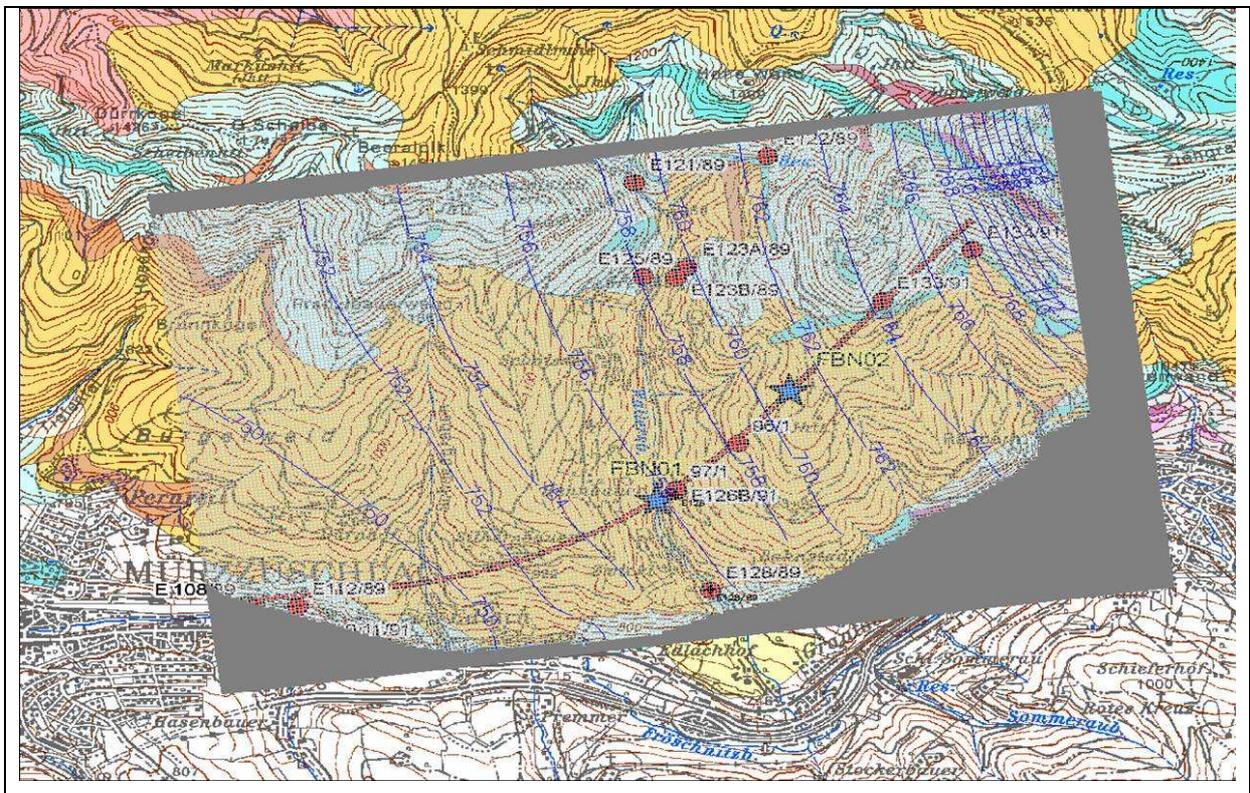


Abb. 46. Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 4 ohne eingeschaltete Pumpen

Pegel	Modellwerte [m] ü. A.	Realwerte [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	633,05	634,88	1,83
2785	632,82	634,95	2,13
3400	632,31	633,37	1,06
3500	633,83	633,52	0,31
Ortsbrust	643,3	<635	8.3

**Tab. 24** Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 4

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	755,57 [m] ü. A.	756,71 [m] ü. A.	1,14
E 126	756,28 [m] ü. A.	757,48 [m] ü. A.	1,2
Edlachquelle	19,94 l/s	20 – 25 l/s	

**Tab. 25** Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 4

Die Ergebnisse aus **Tabelle 24** und **25** zeigen, dass beide Pumpszenarien gut rekonstruiert werden konnten, da die maximale Abweichung 2,13 m beträgt. Zusätzlich wurde in **Tabelle 24** die Ortsbrust aufgeführt, diese ist zwar kein Pegel, man weiß allerdings, dass der Wert von 635 m über Adria nicht überschritten werden darf, da es ansonsten zu einer Flutung kommen würde. In diesem Modell sind die Wasserspiegelmöhen allerdings bei 643,3 m über Adria also 8,3 Meter über den erlaubten Wert.

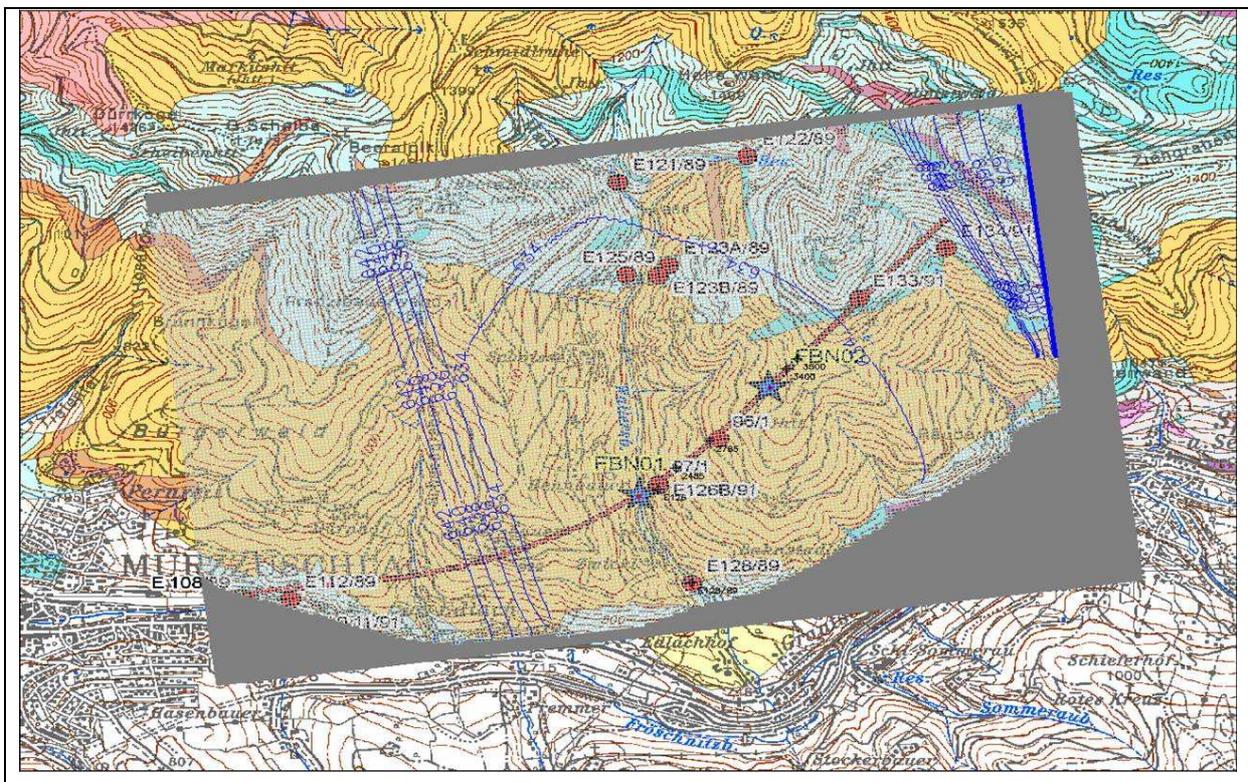
#### 6.2.5. Modell 5 bzw. Ergebnismodell

In diesem letzten Modell wurde die Durchlässigkeit der Barrierschicht Eins verändert und zusätzlich in Ebene vier implementiert. Die Mächtigkeit der Barrierschicht Eins ist gänzlich unbekannt und es ist daher nicht auszuschließen, dass diese Einschaltung tiefer hinab reicht.

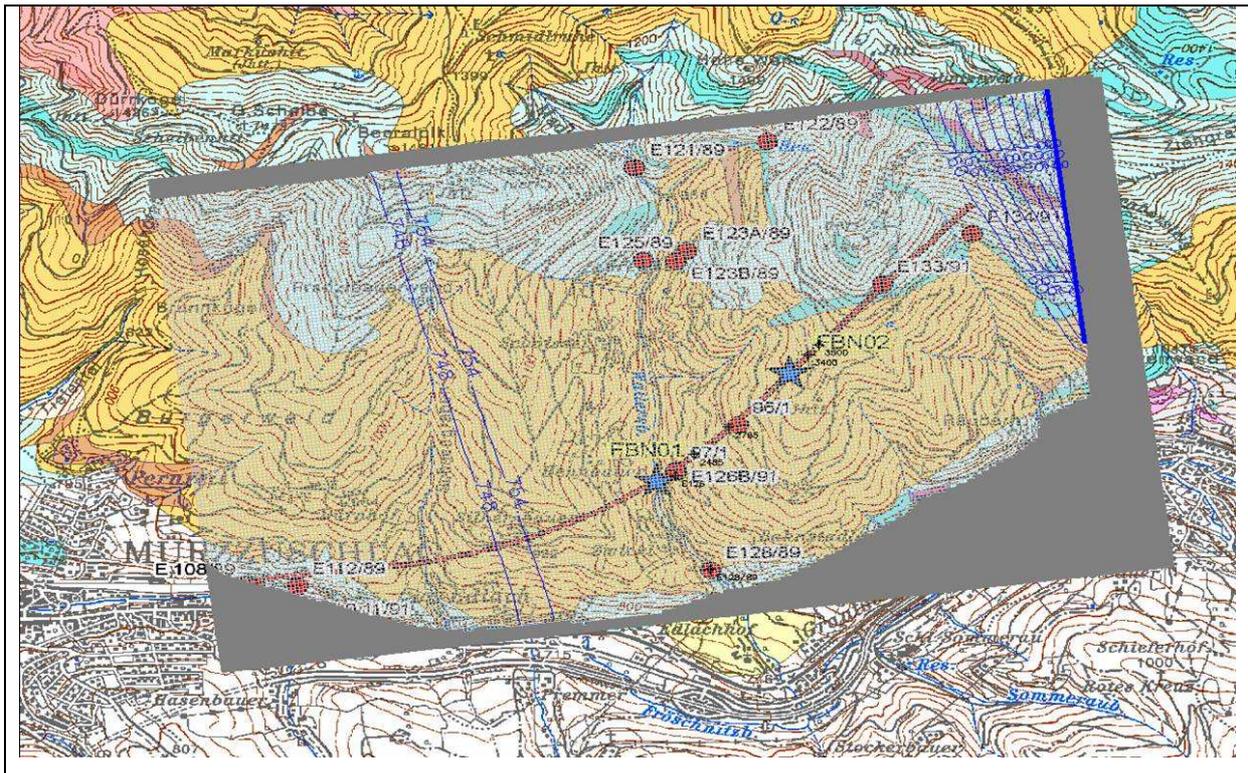
**Tabelle 26** zeigt die verwendeten Eingabeparameter.

Eingabeparameter	Wert
Durchlässigkeit Ebene 1	6.00 E -08 m/s
Durchlässigkeit Ebene 2	6.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3	6.00 E -04 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3 Zone Ost	5.00 E -07 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3 Barriere 1	5.00 E -06 m/s
Durchlässigkeit Ebene 3 Barriere 2	1.00 E -09 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4	6.00 E -04 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4 Zone Ost	5.00 E -07 m/s
Durchlässigkeit Ebene 4 Barriere 1	5.00 E -06 m/s
General Head West	2.30 E -06 m <sup>2</sup> /s
General Head Süd	6.50 E -06 m <sup>2</sup> /s
Zufluss Ost	80,23 l/s

**Tab. 26** Übersicht über die Eingabeparameter von Modell 5



**Abb. 47.** Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 5 mit eingeschalteten Pumpen



**Abb. 48.** Darstellung der Grundwassergleichen im Modell 5 ohne eingeschaltete Pumpen

Pegel	Modellwerte [m] ü. A.	Realwerte [m] ü. A.	$\Delta$ [m]
2485	633,45	634,88	1,43
2785	633,42	634,95	1,53
3400	633,33	633,37	0,04
3500	633,53	633,52	0,01
Ortsbrust	634,74	<635	0

**Tab. 27:** Zusammenfassung der Ergebnisse mit eingeschalteten Pumpen von Modell 5

Pegel	Modellwerte	Realwerte	$\Delta$ [m]
E128	756,89 [m] ü. A	756,71 [m] ü. A	0,18
E 126	756,98 [m] ü. A	757,48 [m] ü. A	0,5
Edlachquelle	20,66 l/s	20 – 25 l/s	

**Tab. 28** Zusammenfassung der Ergebnisse ohne Pumpen von Modell 5

Szenario mit eingeschalteten Pumpen		
Zufluss	Zufluss Ost	80,23 l/s
	General Head	29,8 l/s
Abfluss	Pumprate	110 l/s
$\Sigma$ Zufluss	= Zufluss Ost + General Head	109,988 l/s
$\Sigma$ Abfluss	Pumprate	110 l/s
$\Delta$	= $\Sigma$ Zufluss - $\Sigma$ Abfluss	0,012 l/s

**Tab. 29** Wasserbilanz beim Szenario mit eingeschalteten Pumpen von Modell 5

Szenario ohne Pumpen		
Zufluss	Zufluss Ost	80,23 l/s
Abfluss	General Head	59,57 l/s
	Drain (Edlachquelle)	20,66 l/s
$\Sigma$ Zufluss	Zufluss Ost	80,23 l/s
$\Sigma$ Abfluss	= General Head + Drain	80,23 l/s
$\Delta$	= $\Sigma$ Zufluss - $\Sigma$ Abfluss	0,000035 l/s

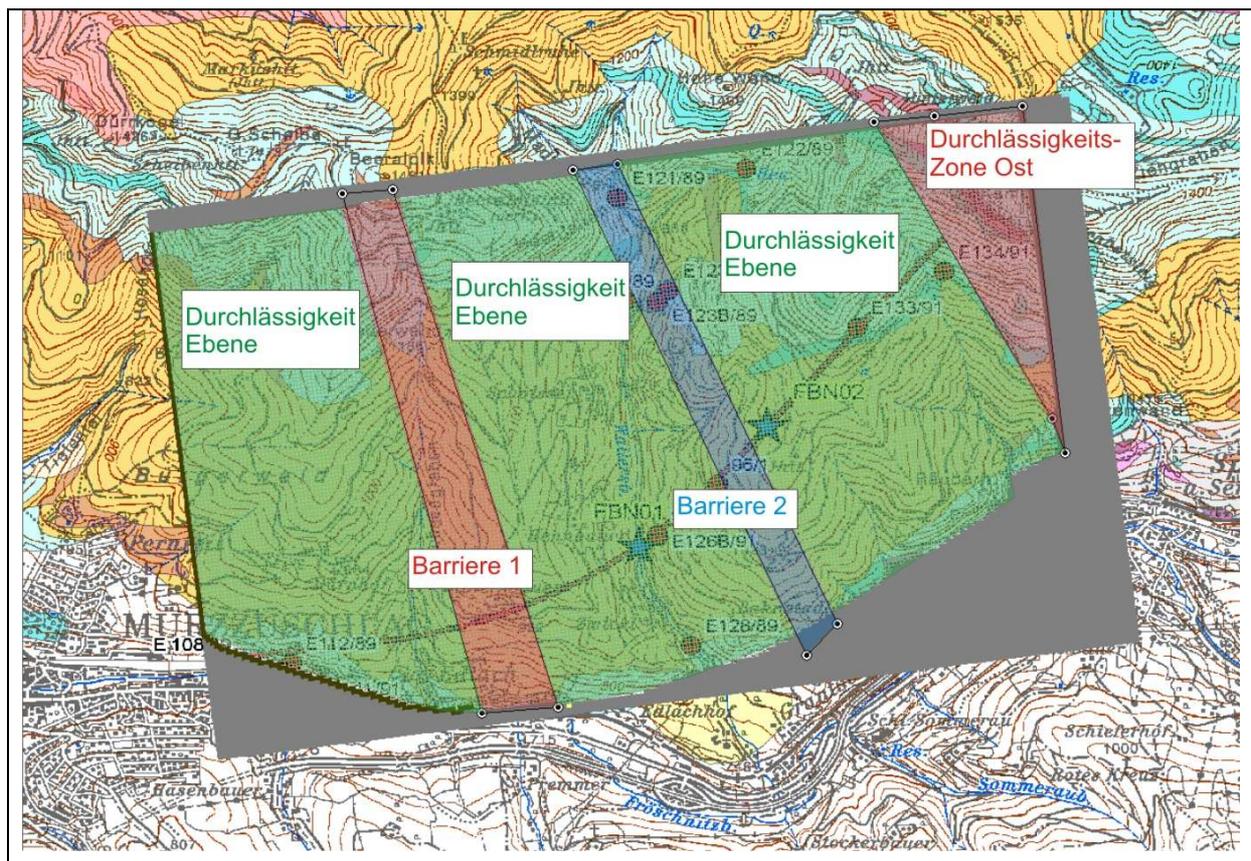
**Tab. 30** Wasserbilanz beim Szenario ohne Pumpen von Modell 5

**Tabelle 27** und **28** zeigen die Ergebnisse der Modellierung. **Abbildung 47** und **Abbildung 48** zeigen dazugehörigen Grundwassergleichen. Die maximale Abweichung beträgt 1,53 m bei Pegel 2785. Es konnten beide Modellszenarien gut nachgebildet werden und es wurde im Vergleich zum Vorgängermodell der Grenzwert von 635 m bei der Ortsbrust unterschritten. **Tabelle 29** und **30** zeigen die Wasserbilanzen des Modells.

### 6.3. Sensitivitätsanalyse

Bei der Sensitivitätsanalyse wird der Einfluss einzelner Eingabeparameter auf eine Ergebnisgröße, in diesem Fall die Wasserstandshöhe der Punkte 2485, 2785, 3400, 3500 bzw. E128, E126 und die Schüttung der Edlachquelle, bestimmt.

Die Ergebnisse der Parameteranalyse sind in Diagrammform dargestellt. Die Ordinate in den Diagrammen beschreibt die Änderung der Wasserspiegelhöhen am jeweiligen Observationspunkt in Metern zum kalibrierten Modell. Bei der Edlachquelle wurde die Änderung der Schüttung in l/s dargestellt. Die Observationspunkte 2485 bis 3500 beziehen sich hierbei auf das Szenario mit eingeschalteten Pumpen, E 128 und E 126 sowie die Edlachquelle auf das Szenario vor Pumpbeginn. In **Abbildung 49** sind die verschiedenen Parameterzonen in den Modellebenen 3 und 4 dargestellt.



**Abb. 49** Darstellung der verschiedenen Parameterzonen in Modellebene 3 und 4.

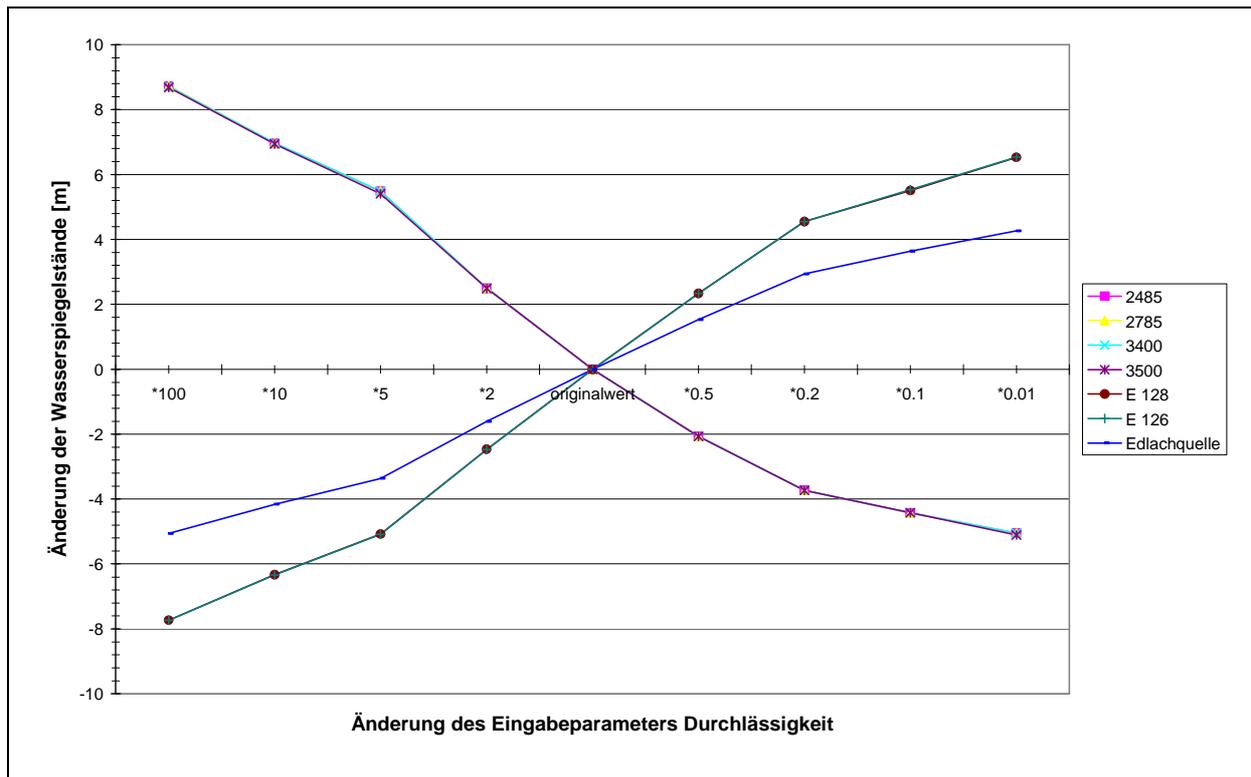
Folgende Parameter haben keine Auswirkungen auf die betrachteten Ergebnisgrößen. Auf eine graphische Darstellung via Diagramm wurde somit verzichtet: Durchlässigkeit in Modellebene 1; Durchlässigkeit in Modellebene 2, Durchlässigkeit in Modellebene 3 Barriere 2, Durchlässigkeit in Modellebene 3 Zone Ost, und Durchlässigkeit in Modellebene 4 Zone Ost.

Ursachen dafür sind, dass die Durchlässigkeit in den Modellebenen 1 und 2 im Szenario mit eingeschalteten Pumpen trocken fallen und im Szenario vor Pumpbeginn die Karbonate als gespannt betrachtet werden. Die Durchlässigkeit in der Modellebene 3 in der Zone Barriere 2 wird in beiden Szenarien unterspült. Die Durchlässigkeit Zone Ost hat keinen Einfluss auf das fertige Modell, könnte aber wichtig für die instationäre Modellierung sein.

### 6.3.1. Durchlässigkeit Ebene 3 Barriere 1

Änderungen der Durchlässigkeit in der Zone Barriere 1 (**Abb. 39** und **40** bzw. **49**) verändern die Wasserspiegelhöhen im Ergebnis siehe **Abbildung 50**. Auffallend bei diesem Diagramm ist, dass sich die beiden Szenarien (mit und ohne Pumpen) gegengleich verhalten. So steigen bzw. sinken die Wasserstände im Modell um ca. 2,5 m bei Verdoppelung bzw. Halbierung des Ausgangswertes.

Für das Szenario mit eingeschalteten Pumpen (Pegel 2485-3500) gilt je höher die Durchlässigkeit desto höher die Grundwasserstände, invers verhalten sich die Spiegelstände im Szenario ohne Pumpen ( E128, E 126) bzw. die Schüttung der Edlachquelle.



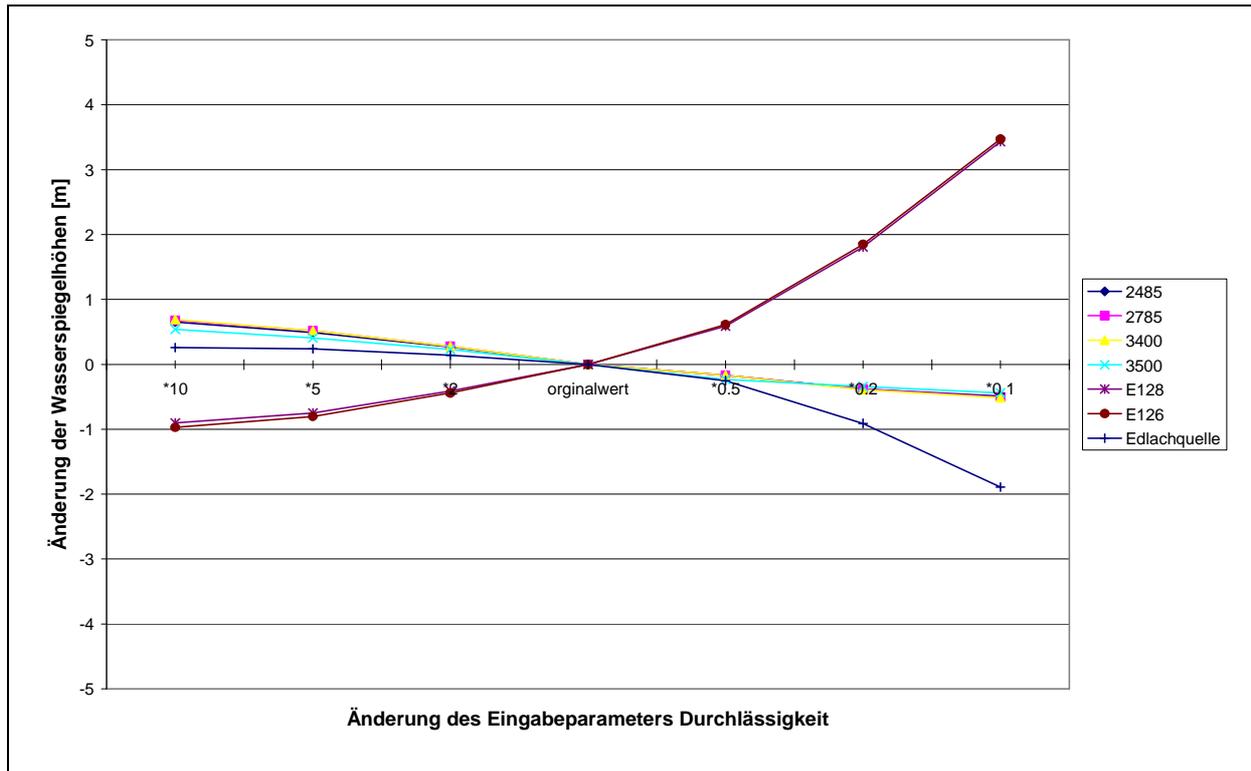
**Abb. 50** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in der Zone Barriere 1. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

### 6.3.2. Durchlässigkeit Ebene 3

Auch der Durchlässigkeitseingabeparameter hat direkt Einfluss auf das Ergebnis (siehe **Abb. 51**), wenngleich auch nicht so stark wie der Durchlässigkeitsparameter der Zone Barriere 1.

Beim Szenario mit eingeschalteten Pumpen ändern sich die piezometrischen Wasserspiegellhöhen um nicht einmal einen Meter sowohl bei Erhöhung als auch bei Erniedrigung des Eingabewertes um eine Potenz.

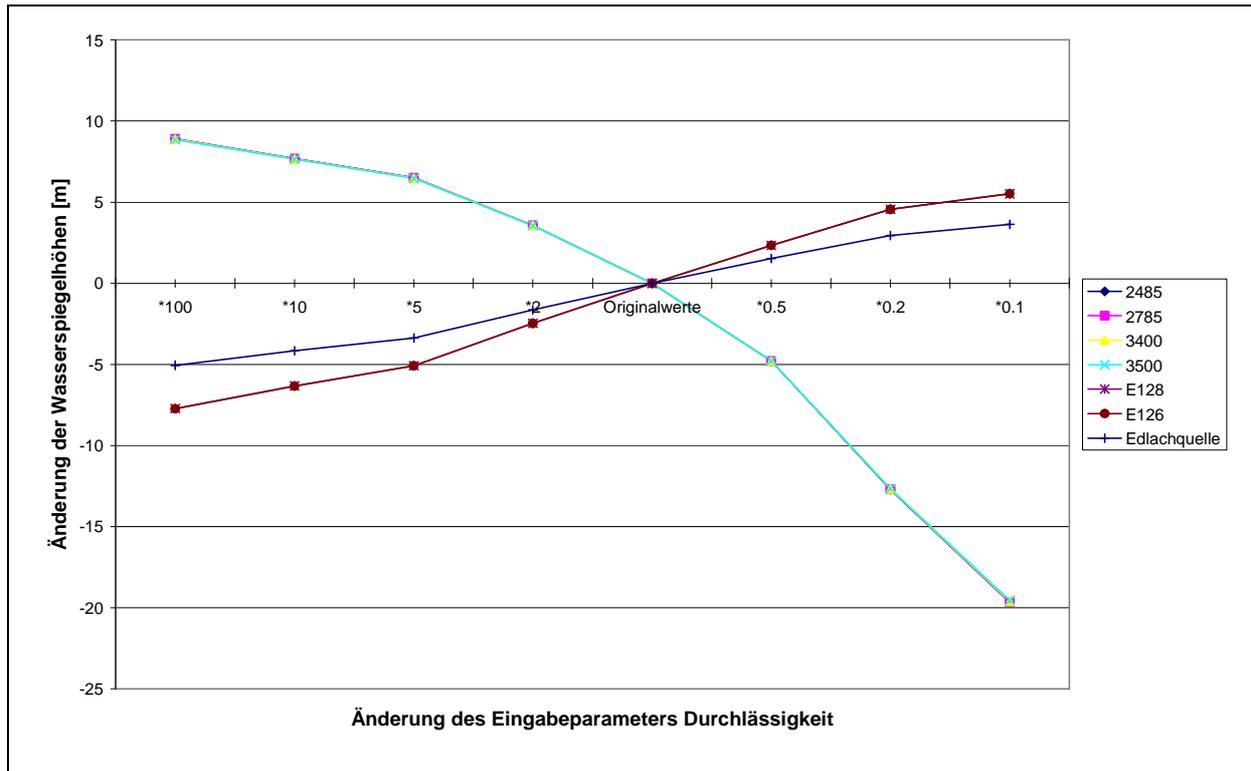
Das Szenario vor Pumpbeginn reagiert ebenfalls sehr gering auf eine Erhöhung des Eingabewertes. Aber bei Verringerung der Durchlässigkeit steigen die Wasserstände in den Pegeln E128 und E 126 deutlich an, die Schüttung der Edlachquelle nimmt gegengleich ab.



**Abb. 51** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit Ebene 3. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

### 6.3.3. Durchlässigkeit Ebene 4 Barriere 1

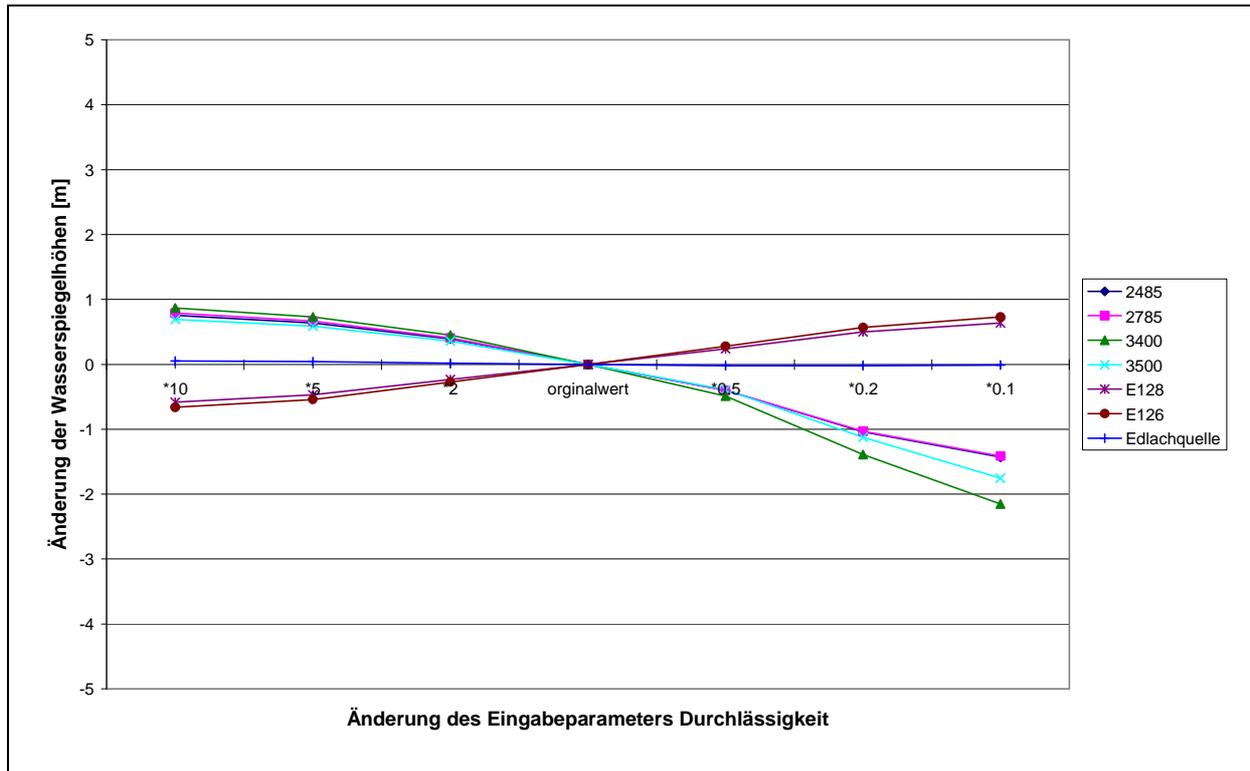
Änderungen dieses Eingabeparameters wirken sich unterschiedlich stark auf die beiden Szenarien aus. Erhöhung der Durchlässigkeiten in dieser Zone führen zu einer Erhöhung der Wasserspiegelstände während des Pumpszenarios bzw. in gleichem Ausmaß zu einer Verringerung der Wasserspiegelstände im Szenario vor Pumpbeginn. Verringert man den Eingabeparameter kommt es aber im Szenario während des Pumpens zu einem fast 4-mal größerem Absenken der Spiegelstände als beim Szenario ohne Pumpen (siehe **Abb. 52**).



**Abb. 52** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in Modellebene 4 Barriere 1. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

#### 6.3.4. Durchlässigkeit Ebene 4

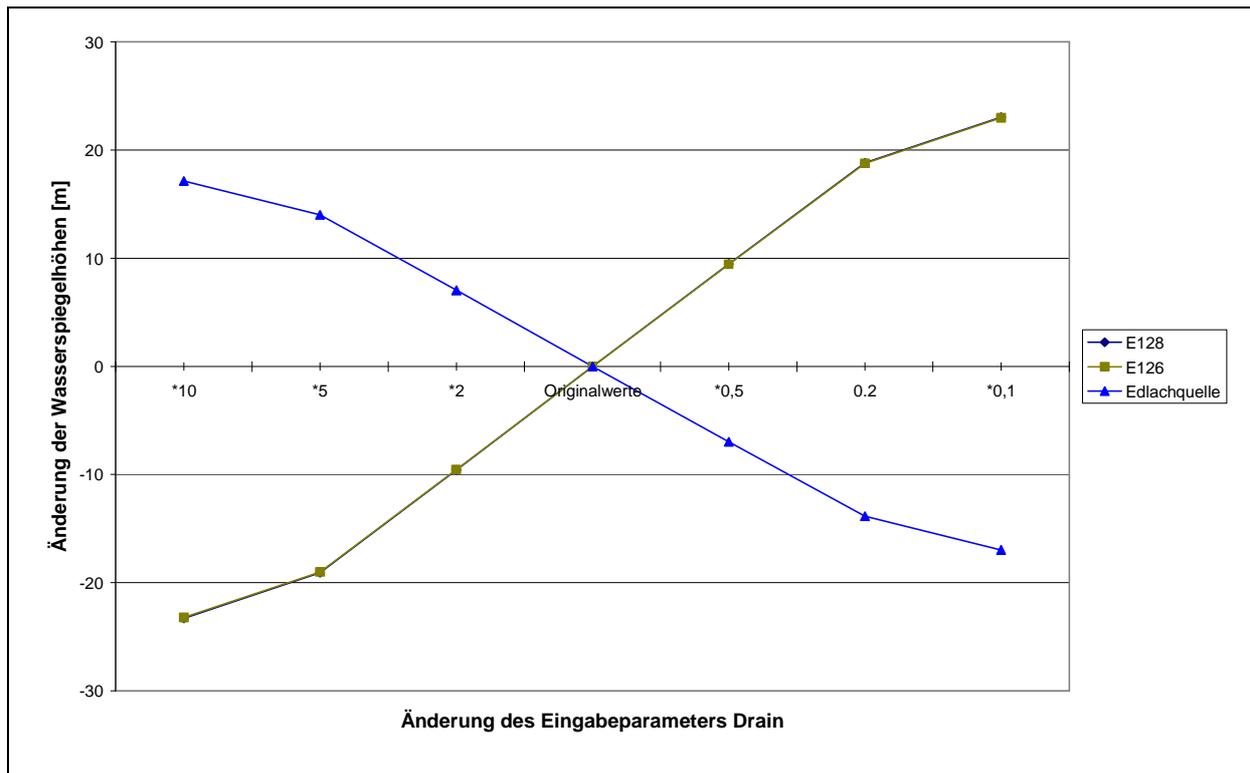
Änderungen des Durchlässigkeitsparameters in der Ebene 4 haben scheinbar viel weniger Einfluss als vorher gehende Parameter, da die maximale Abweichung des Ergebnisparameters knapp über 2 Meter beträgt bei Verringerung des Eingabewertes um den Faktor 10 (siehe **Abb. 53**). Eine Verringerung der Durchlässigkeitswerte führt jedoch zu einer starken Veränderung des Absenkrichters im Pumpszenario.



**Abb. 53** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Durchlässigkeit in der Ebene 4. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

### 6.3.5. Drain

Das Modflow „Drain Package“ beschreibt die hydraulische Leitfähigkeit der Edlachquelle, somit ist lediglich das Szenario ohne Pumpen von Relevanz, da während der Pumpphase die Wasserspiegel im Modell unterhalb des Drainagehöhe bzw. der Höhe der Quelle liegen und die Zelle damit trocken fällt bzw. inaktiv ist (vgl. **Kapitel 6.1. Modellaufbau** S. 64). Die Wasserspiegelstände zeigen inverses Verhalten zur Schüttung der Quelle, wie in **Abbildung 54** dargestellt.

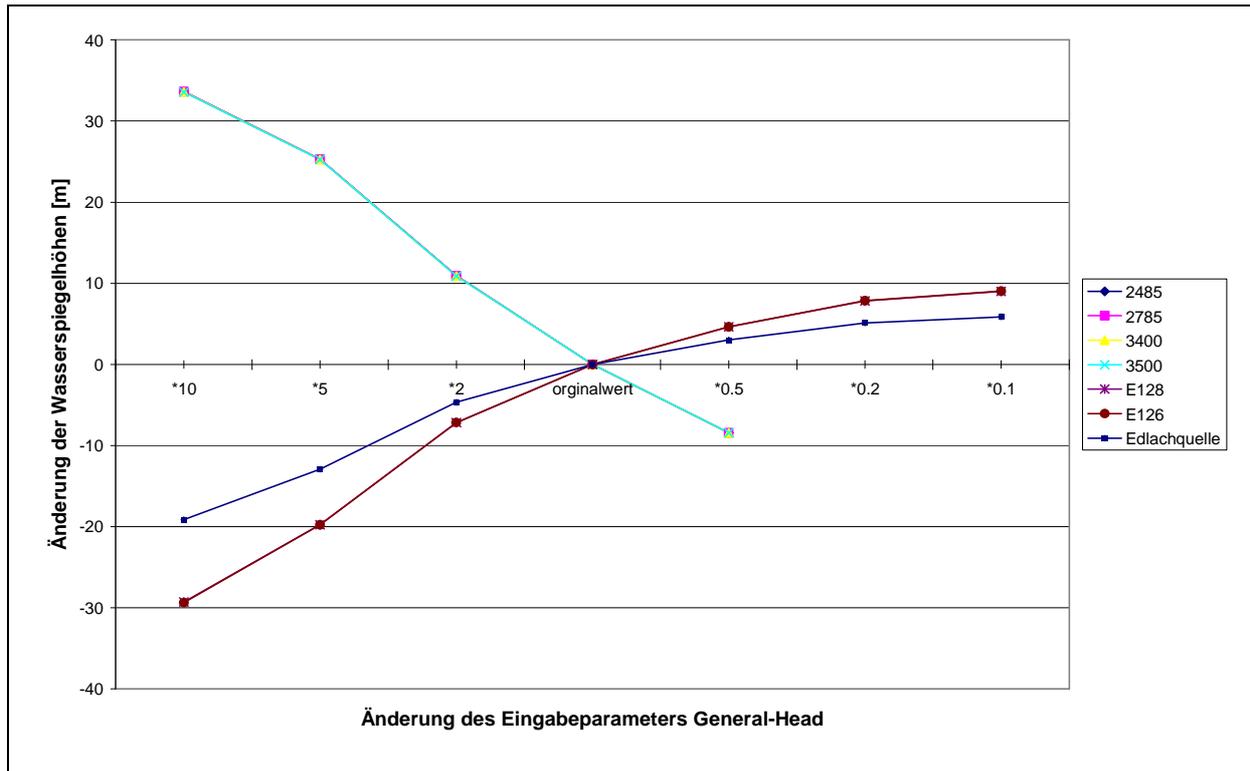


**Abb. 54** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Wertes des Modflow „Drain Package“. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

#### 6.3.6. General-Head Zone West

Änderungen im Parameter General-Head in Zone West wirken sich sehr stark auf Ergebnisse aus. So führt etwa eine Verzehnfachung des Eingabewertes zu einem Anstieg während des Pumpszenarios von ca. 35 m, bzw. zu einem Absenken der Pegelstände im Szenario vor der Pumpphase von 30 m sowie einer beinahe Austrocknung der Edlachquelle.

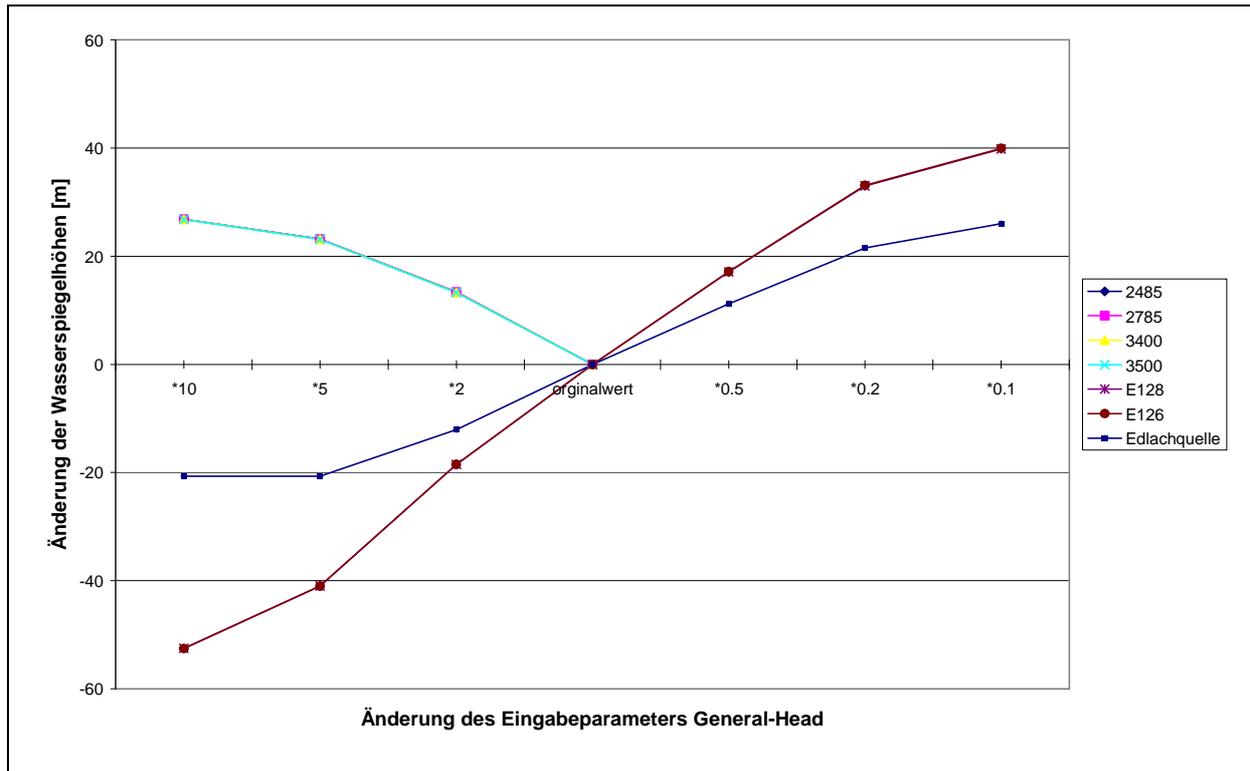
Verringerungen des Eingabewertes führen zu deutlich kleineren Spiegeländerungen (ca. 10m im Modell vor Pumpbeginn bei einem Zehntel des Eingabewertes) bzw. das Modellszenario während der Pumpphase konvergiert ab einer Halbierung des Eingabewertes nicht mehr (siehe **Abb. 55**).



**Abb. 55:** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters General-Head in Zone West. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

### 6.3.7. General-Head Zone Süd

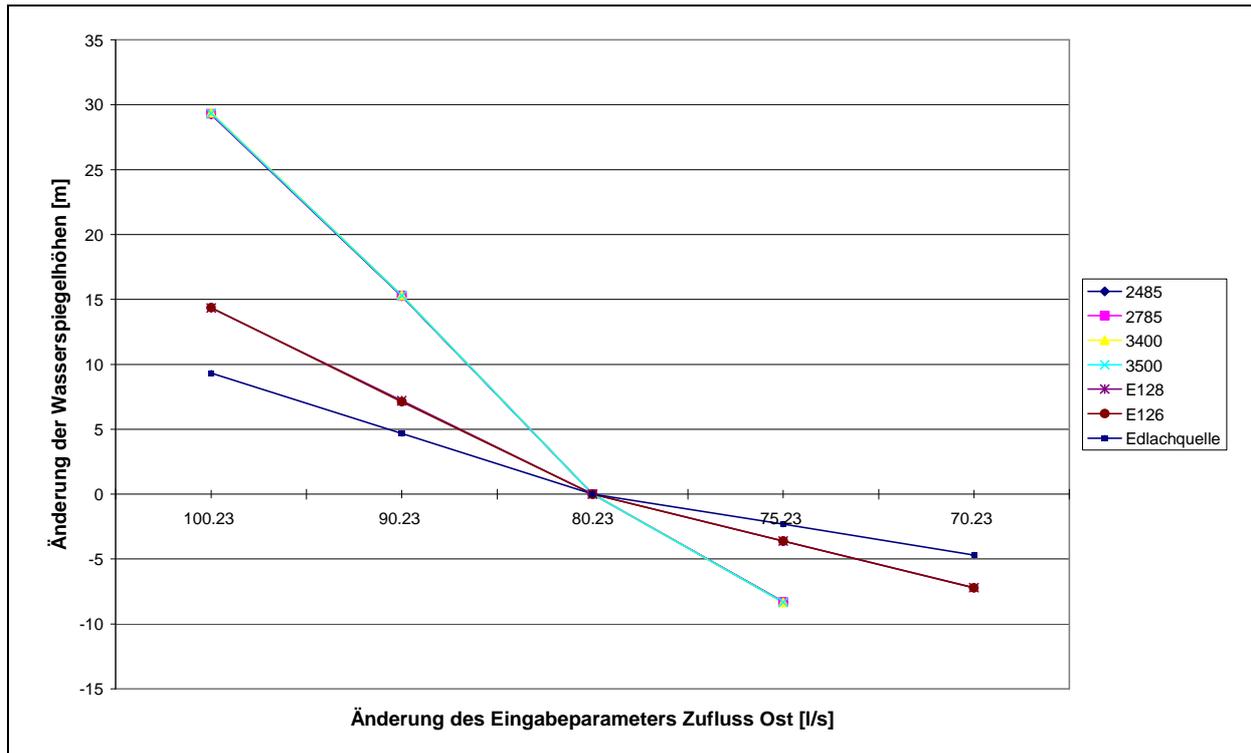
Änderungen im Parameter General Head Zone Süd wirken sich ähnlich stark auf das Ergebnis aus wie Änderungen in der Zone West. So zeigen auch die einzelnen Kurven denselben Trend, allerdings mit unterschiedlichen Amplituden. Eine Verzehnfachung des Eingabewertes führt zu einer Erhöhung der Pegelstände während des Pumpszenarios von 26 m, bzw. einer Absenkung im Szenario ohne Pumpen von 52 Metern. Ab dem fünffachen Wert des Parameters, resultierend aus dem Ergebnismodell, fällt die Edlachquelle trocken, weshalb der Wert bei weiterer Erhöhung nicht weiter sinken kann (siehe **Abb. 56**). Bei Verringerung des Eingabewertes steigen die Werte im Szenario ohne Pumpen ebenfalls stark an. Beim Szenario während der Pumpphase konvergiert das Modell nicht.



**Abb. 56** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters General Head in Zone Süd. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

### 6.3.8. Zufluss im Osten

Änderungen des Eingabeparameters Zufluss Ost wirken sich direkt linear auf das Ergebnis aus, wie **Abb. 57** veranschaulicht. Je höher der Zufluss in die Modellszenarien desto höher die Spiegelstände. Im Szenario während der Pumpphase steigen die Spiegelstände je 15 Meter pro Erhöhung des Zuflusses um 10 l/s, im Szenario ohne Pumpen um 7 m, also um ca. die Hälfte. Derselbe Trend setzt sich auch bei Verringerung des Zuflusses fort. Mit 70,23 l/s Zufluss über den Parameter Well In ist das Modell während des Pumpszenarios mit dem Gleichungslöser nicht mehr konvergierbar.



**Abb. 57:** Änderung des Grundwasserspiegels pro Änderung des Eingabeparameters Zufluss Ost. Blau dargestellt ist die Schüttungsänderung der Edlachquelle in Bezug auf den Ergebniswert der Quelle im Modell 5 in l/s.

---

## 7. Diskussion

Ziel der Diplomarbeit war es ein besseres Verständnis der hydrogeologischen Verhältnisse bzw. die hydraulischen Kenngrößen im Untersuchungsgebiet zu erhalten. Aus diesem Grund wurde eine Reihe von analytischen Pumpversuchsauswertungen (sowohl stationär als auch instationär) und numerische Modellierungen vorgenommen.

Im Pilotstollen wurden zwei Filterbrunnennischen, die permanent pumpen, sowie an der Ortsbrust eine pegelgesteuerte Pumpe installiert. Durch den fallenden Vortrieb werden bis heute ca. 110 l/s aus dem Stollen gepumpt.

Im ersten Schritt wurden instationäre Pumpszenarien mithilfe der Software AQTESOLV Pro ausgewertet. Zumindest quasistationäre Bedingungen vor Beginn der instationären Phasen, sowie starke Pumpratenschwankungen limitierten die Anzahl geeigneter Szenarien für die Auswertung. Es konnten nur Szenarien mit einer eingeschalteten Pumpnische ausgewertet werden.

Als nächstes wurden Wiederanstiegsphasen sowie stationäre Pumpphasen im Superpositionsprinzip analytisch ausgewertet.

Die Ergebnisse dieser Auswertungen dienten als erste Abschätzung für die folgende numerische Modellierung.

Es wurde sowohl das Szenario vor Beginn des Stollenbaus als auch das stationäre Szenario nach Beendigung des Vortriebs simuliert.

Vor Beginn der Tunnelarbeiten existierten Wasserstandsaufzeichnungen der Pegel 128 und 126b, sowie Schüttungsmessungen der Edlachquelle.

Im zweiten modellierten Szenario sind die Wasserspiegelstände an einer Reihe von Beobachtungpegeln entlang der Tunnelachse sowie die Pumpmengen bekannt.

Die Parameter des letzten Modells wurden anschließend einer Sensitivitätsanalyse unterzogen, um den Einfluss der jeweiligen Parameter auf das Modell zu erkennen.

Des Weiteren wurden an vier Pegeln Datenlogger eingebaut, um hydraulische Impulse aufzuzeichnen.

Bei der Auswertung instationärer Pumpphasen konnte mit den Methoden von Cooper Jacob (1946) und Theis (1935) nur jeweils ein Bereich der Absenkkurve angepasst werden. Mit den Methoden von Neumanns verzögerter gravitativer Entleerung und Moenchs Doppelporositätsmodell konnte die gesamte Absenkkurve rekonstruiert werden.

Die Absenkkurve erlaubt drei verschiedene Lösungsansätze:

- 
1. Verzögerte gravitative Entleerung
  2. Doppelporosität
  3. lateral begrenzter Aquifer

Die Zeit-Absenkkurve verläuft in den Bereichen Null und Eins flach, da bei der verzögerten gravitativen Entleerung der Absenktrichter durch vertikalen Zustrom bzw. gravitativ entleerter Hohlräume aufgefüllt wird.

Beim Ansatz der Doppelporosität ist das verflachen bedingt durch Interaktion zwischen Kluft und Matrixsystem.

Ein lateral begrenzter Grundwasserleiter ist ebenfalls eine Interpretationsmöglichkeit, bei der, der sich mit andauernder Pumprate ausdehnende, Absenktrichter auf eine weniger Durchlässige Schicht trifft. Diese Schicht bzw. Grenze bewirkt einen geringeren Zustrom zum Förderbrunnen und somit im Bereich 3 eine stärkere Absenkung.

Die im Untersuchungsgebiet erhaltenen Speicherkoeffizienten entsprechen typischen Werten für ungespannte Aquifere. Die beiden modifizierten Auswerteverfahren nach korrigierter Absenkung und absoluter Pumpdauer (siehe **Kapitel 5** Seite 53) veränderten den Speicherkoeffizienten auf zu hohe Werte, zeigten aber dadurch, dass die Auswertung des Speicherkoeffizienten für diese Absenkungskurve mittels analytischer Pumpversuchsauswertung unsicher ist.

Die erhaltenen Transmissivitäten in den Bereichen 1 und 2 sind für alle Auswerteverfahren mit Werten zwischen  $1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  bzw.  $2,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$  für die modifizierten Auswerteverfahren und  $9,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  im selben Größenordnungsbereich.

Die erhaltenen hydraulischen Kennwerte im Bereich 0 in der Absenkphase 1 durch die Auswertungen nach Cooper Jacob (1946) und Theis (1935) wichen sehr stark von restlichen Ergebnissen ab und wurden vollständigshalber angeführt bzw. zeigen eine weitere mögliche Fehlerquelle der instationären analytischen Pumpversuchsauswertung.

Die ermittelten Transmissivitäten der Wiederanstiegsphase mit Werten zwischen  $4,48 \cdot 10^{-3}$  -  $7,23 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  korrelieren sehr gut mit den Werten von der instationären Absenkphase. Auch für die modifizierte Auswertung unter Berücksichtigung der gesamten Pumpdauer.

Die Auswertung stationärer Pumpbedingungen mithilfe Dupuit Thiem (1906) lieferte ebenfalls Transmissivitäten in der Größenordnung der vorangegangenen Auswerteverfahren.

Die Absenkkurven konnten relativ gut an jeweils eine der beiden Filterbrunnennischen angepasst werden.

Die Kurvenanpassung mittels Superpositionsverfahren funktionierte allerdings nicht zufriedenstellend. Mögliche Ursachen hierfür sind, dass sich die Transmissivitäten bzw. Durchlässigkeitsbeiwerte bei der Anpassung an die Absenkkurven der jeweiligen Filterbrunnennischen um eine Potenz unterscheiden, oder eine Zone mit unterschiedlichen hydraulischen Eigenschaften zwischen den beiden Karbonatgesteinsabschnitten existiert.

Die Weitergabe hydraulischer Impulse bei den Diffusivitätstests verlief in Richtung Ortsbrust zwischen den Pegeln 3400 und 3500 relativ konstant, variierte jedoch in Richtung Filterbrunnennische I stark. Die aus der Diffusivitätsanalyse ermittelten Speicherkoeffizienten liegen mit  $3\text{-}6 \cdot 10^{-3}$  etwa in der Größenordnung der Speicherkoeffizienten aus der instationären analytischen Auswertung mittels AQTESOLV.

Die numerischen Modelle 1 - 3 (S. 68-77) konnten jeweils nur eines der beiden Modellszenarien berechnet werden. Es wurden zusätzlich die Barrierezonen und die Durchlässigkeit Zone Ost eingeführt.

Die Barrierezonen sind zwar aufgrund des Verschnitts mit der Geländeoberfläche und der Tunnelachse gesichert, ihre Tiefe und hydraulische Durchlässigkeit ist jedoch nicht bekannt. Die Durchlässigkeitszone Ost ist lediglich durch den Versatz mit der Geländeoberfläche gesichert, da in dieser Zone keine Pumpen implementiert sind, ist es nicht möglich die Werte des Modells real zu überprüfen.

Ein weiteres Indiz für die Präsenz der Barrierezonen ergibt sich, aus den Interpretationsmöglichkeiten des lateral begrenzten Grundwasserleiters der analytischen instationären Auswertung, sowie durch die analytische stationäre Auswertung mittels des Superpositionsprinzips.

Die Parameteranalysen ergaben, dass die Barrierezonen in der Modellebene 3 keinen Einfluss auf das Ergebnis haben im Gegensatz zur Barrierezone in der Modellebene 4. Die Durchlässigkeitszone Ost in der Modellebene 3 und 4 hatten ebenfalls keinen Einfluss auf das fertig kalibrierte Modell. Die hydraulischen Durchlässigkeiten der Schichten 1 und 2 waren ebenfalls unbekannt und hatten laut Parameteranalyse auch keinen Einfluss auf das fertig kalibrierte Modell

Sie könnten für eine instationäre Modellierung von Bedeutung sein.

-----  
Die erhaltenen Durchlässigkeitsbeiwerte der numerischen Modellierung sind um ca. eine Potenz höher als die aus der analytischen Pumpversuchsauswertung, jedoch berücksichtigen die analytischen Auswerteverfahren nicht, die im numerischen Modell implementierten, Barrierezonen.

Die Vorteile der instationären analytischen Pumpversuchsauswertung im Untersuchungsgebiet liegen einerseits in der relativ geringen Datenaufbereitungszeit, der Erfassung mehrerer hydraulischer Kenngrößen, insbesondere des Speicherkoeffizienten und der Vielzahl an unterschiedlichen Auswerteverfahren zur Erfassung des hydraulischen Systems. Die Nachteile dieses Auswerteverfahrens liegen in der begrenzten Einsetzbarkeit, so führten die starken Schwankungen der Pumpraten und das Einsetzen der zweiten Filterbrunnennische zu einer Limitierung des Auswertezeitraums. Die mehrphasigen Absenkungskurve seit der Implementierung der ersten Filterbrunnennische und die komplexen Wasserspiegeländerungen innerhalb einer Absenkphase erschwerten die Auswertung. Die große Anzahl an Auswerteverfahren führte zu einer großen Bandbreite der Ergebnisse, die für die Transmissivität zwischen  $1,3 \cdot 10^{-3}$  -  $2,6 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/s liegt (siehe **Abb. 22 S. 51**)

Die stationäre analytische Auswertung unter Berücksichtigung des Superpositionsprinzips nach Dupuit Thiem (1906) kann nur für einfachere hydrogeologische Fragestellungen zufriedenstellend durchgeführt werden. Dieses Auswerteverfahren überzeugt durch geringen Datenaufbereitungsaufwand und die erhaltenen Durchlässigkeitsbeiwerte ergaben plausible Werte, die als Grundlage für die weiterführende numerische Modellierung verwendet wurden.

Der Vorteil der numerischen Modellierung im Untersuchungsgebiet ist, dass sowohl das stationäre Szenario vor Pumpbeginn, mitsamt der Schüttung der Edlachquelle, die Pumpraten beider Filterbrunnennischen und die Barrierezonen zur Berechnung herangezogen werden konnten. Des Weiteren konnten Zustromrichtung und Menge sowie die Interaktionen mit dem Talboden ermittelt werden.

Durch die Vielzahl der Eingangsparameter erhöht sich die Fehleranfälligkeit bzw. die Möglichkeit einer Mehrfachinterpretation.

Abschließend kann man feststellen, dass nur eine Kombination aus unterschiedlichen Auswerteverfahren, die Gefahr von Fehlerquellen bzw. Mehrfachinterpretationen minimiert.

## Ausblick

In einem weiteren Schritt sollten instationäre Phasen numerisch modelliert werden, um die, nur aus den instationären analytischen Auswerteverfahren und Diffusivitätsanalyse erhaltenen, hydraulischen Kenngrößen, wie z.B. den Speicherkoeffizienten, zu unterstützen bzw. zu verifizieren.

Alle Analysemethoden ließen die Interpretationsmöglichkeit zu, dass die Absenkkurven stark von der Zone, zwischen den beiden Karbonatgesteinsabschnitten, beeinflusst wurde, die im Modell als Barrierezone 2 gekennzeichnet ist (vgl. **Abbildung Anhang 55**)

Die hydraulischen Eigenschaften dieser Zone sind nur numerisch und nur für diese Geometrie der Barrierezonen erfasst worden und sollten deshalb Gegenstand weiterer Untersuchungen sein.

Neben den instationären numerischen Auswertungen sollten die Wechselwirkungen zwischen Änderungen in der Geometrie der Barrierezone und den Grundwasserspiegeln untersucht werden.

Darüber hinaus könnten hydraulische Eigenschaften dieser sogenannten Barrierezone mithilfe von Tracer-Tests verifiziert werden. Mit den, aus dieser Diplomarbeit erhaltenen hydraulischen Größen kann auf eine Durchführbarkeit eines Tracer-Tests geschlossen werden.

Des Weiteren eignet sich im Untersuchungsgebiet eine Hydrographenanalyse der Edlachquelle. Durch das Auslaufverhalten der Quelle bei ausbleibendem Niederschlag im Einzugsgebiet kann mithilfe der Trockenwetterfalllinie (TWL) der Retensionskoeffizient  $\alpha$  bestimmt werden und damit Aussagen über das Einzugsgebiet und über den Speicherkoeffizienten im regionalen Maßstab getroffen werden.

## 8. Literaturverzeichnis

Anderson MP and Woessner WW (1992) Applied groundwater modeling: simulation of flow and advective transport. Academic Press, San Diego, CA

Barenblatt G.E. Zhetlov I.P. und Kochina I.N. (1960); Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, pp 1286-1303

<http://biosystems.okstate.edu/darcy/LaLoi/basics.htm> (2011) Glenn Brown, Oklahoma State University (Dezember. 2011)

Cooper H.H: & Jacob C.E (1946); A generalized graphical method for evaluating formation constants and summerizing well field history. Am. Phys. Union Trans. Vol 27, pp 526-534

Darcy H.(1856); Les fontaines publiques de la ville de Dijon, V.Dalmont, Paris, 647 pp.

FH-DGG(2002), Hydrogeologische Modelle – Ein Leitfaden mit Fallbeispielen / Arbeitskreis „Hydrogeologische Modelle und Grundwassermanagement“ der Fachsektion Hydrogeologie in der Deutschen Geologischen Gesellschaft; Hannover: Dt. Geologische Ges. 2002; Heft 24

Hölting B. & Coldewey W.(2005) Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie

Karrenberg H. (1981); Hydrogeologie der nichtverkarstungsfähigen Festgesteine; Springer Verlag; Wien 1981

Kiechl Eva (2007); Die hydrogeologische Wirksamkeit von Störungen und Störungszonen am Beispiel der Talhofstörung (Ostalpen, Österreich)

Krusemann G.P. & de Ridder(2000); Analysis and Evaluation of Pumping Test Data; Second Edition; Veenman drukkers, Amsterdam.

Kurz W. Fritz H. (2003); Tectonometamorphic Evolution of th Austroalpine Nappe Complex in the Central Eastern Alps – Consequences of the Eo-Alpine Evolution of the Eastern Alps; International Geology Review 45

Kulkarni K. N., Data-Gupta A., Texas A&M U, Vasco D.W.(2000); A Streamline Approach for Integrating Transient Pressure Data into High Resolution Reservoir Models; Society of Petroleum Engineers Inc.

Kurz W., Fritz H., Piller W:E., Neubauer F. & Genser J. (2001); Overview of the Paleogene of the Eastern Alps, In: Piller W.E. & Rasser M.V. (Eds.): Paleogene of the Eastern Alps, Österr. Akad. Wiss., Schriftenr. Erdwiss. Komm., 14, 11 -56

McDonald MG, Harbaugh AW (1998), MODFLOW, A modular three-dimensional finite difference ground-water flow model, U.S. Geological Survey, Open-file report

Moench, A.F. (1984) Double-porosity models for a fissured groundwater reservoir with fracture skin. Water Resources Res., Vol. 20, S. 831-846

Neumann S.P. (1972); Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the watertable. Water Resoucrs Res.; Vol. 8; pp 1031-1045

Neumann S.P. (1975); Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response. Water Resources Res., Vol 11, pp 329-342

OEBB (2010); Umweltverträglichkeitserklärung für das Umweltverträglichkeitsverfahren; Mai 2010.

ÖSTU STETTIN (2009); Ausdruck des Schaltplans für die Alarmmeldungen

Riedmüller G. (1992); Baugeologischer Bericht S6 Tunnel Spital, November 1992

Theis C.V. (1935); The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage; Trans. Amer. Geophys. Union, Vol 16, pp 519-522

Thiem G.(1906); Hydrogeologische Methoden; Gebhardt; Leipzig, 56 pp.

Tollmann A. (1977); Geologie von Österreich. Band 1. Die Zentralalpen.-Deuticke, Wien

Vasco D.W., Keers H., Karasaki K. (2000); Estimation of reservoir properties using transient pressure data: An asymptotic approach; Water resources research, Vol. 36, No. 12, Pages 3447-3465, Dezember 2000.

Wen-Hsing Chiang (2005); 3d-Groundwater Modeling with PMWIN, Second Edition, A Simulation System for Modeling Groundwater Flow and Transport Processes; Springer Verlag

[www.gis.steiermark.at](http://www.gis.steiermark.at) (2009); Homepage der Steiermärkischen Landesregierung; Digitaler Atlas.

## 9. Anhang

Pegel 2365										
Methode	Datum	T [m <sup>2</sup> /s]	S [1/m]	sy	Beta	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
Cooper Jacob 0	Pumpphase 1	0.034	4.30E-11							
Cooper Jacob 1	Pumpphase 1	0.00656	8.40E-03							
Cooper Jacob 1	Pumpphase 2	0.0096	0.0001268							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 1	0.00317	0.097							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 2	0.0045	0.0104							
Theis 0	Pumpphase 1	0.024	5.50E-09							
Theis 1	Pumpphase 1	0.0048	1.50E-02							
Theis 1	Pumpphase 2	0.0066	0.000497							
Theis 2	Pumpphase 1	0.0023	0.1116							
Theis 2	Pumpphase 2	0.00298	0.022							
Neuman	Pumpphase 1	0.003	3.35E-04	0.138	0.03					
Neuman	Pumpphase 2	0.00119	0.00327	0.1715	0.0871					
Moench	Pumpphase 1					1.29E-05	3.97E-06	6.25E-10	7.10E-03	2.45
Moench	Pumpphase 2					2.96E-05	2.98E-05	1.80E-10	1.70E-03	0.80
	Mittelwert	0.00625	0.0244	0.155	0.059	2.12E-05	1.69E-05	4.03E-10	4.40E-03	1.63

**Tab. Anhang 1:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2365. Die Bezeichnung 0,1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

Pegel 2485										
Methode	Datum	T [m <sup>2</sup> /s]	S [1/m]	sy	Beta	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
Cooper Jacob 0	Pumpphase 1	0.028	1.05E-08							
Cooper Jacob 1	Pumpphase 1	0.00599	0.0033							
Cooper Jacob 1	Pumpphase 2	0.0097	1.70E-05							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 1	0.0031	0.02							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 2	0.0046	0.0015							
Theis 0	Pumpphase 1	0.019	3.85E-07							
Theis 1	Pumpphase 1	0.00475	0.0045							
Theis 1	Pumpphase 2	0.007	4.80E-05							
Theis 2	Pumpphase 1	0.0024	0.0218							
Theis 2	Pumpphase 2	0.00329	0.002212							
Neuman	Pumpphase 1	0.0027	0.00025	0.03	0.05					
Neuman	Pumpphase 2	4.40E-05	3.80E-05	0.041	0.1					
Moench	Pumpphase 1					1.32E-05	1.66E-06	6.46E-11	1.70E-03	1.00E+00
Moench	Pumpphase 2					3.89E-05	1.61E-05	1.59E-11	1.59E-04	5.00E-01
	Mittelwert	0.0057	0.0049	0.0355	0.075	2.61E-05	8.88E-06	4.03E-11	9.30E-04	7.50E-01

**Tab. Anhang 2:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2485. Die Bezeichnung 0,1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

Pegel 2585										
Methode	Datum	T [m <sup>2</sup> /s]	S [1/m]	sy	Beta	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
Cooper Jacob 1	Pumpphase 1	0.0074	0.00463							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 1	0.00318	0.013							
Theis 1	Pumpphase 1	0.006	0.0059							
Theis 2	Pumpphase 1	0.0023	0.016							
Neuman	Pumpphase 1	0.003	0.000869	0.013	0.2					
Moench	Pumpphase 1					1.07E-05	1.24E-05	4.00E-11	6.69E-04	4.50E-01
	Mittelwert	0.0044	0.0081							

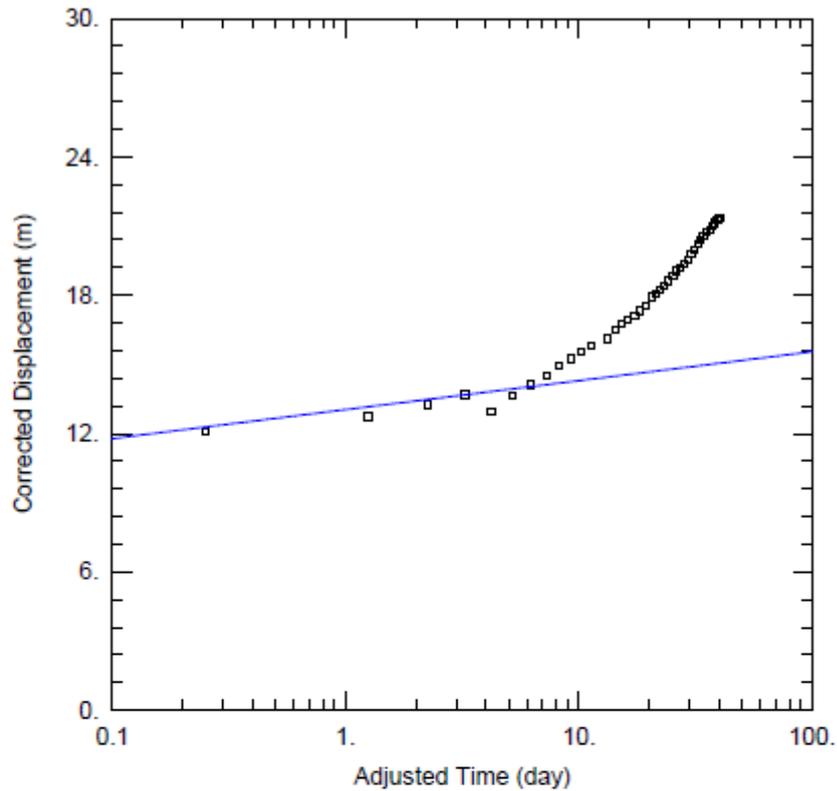
**Tab. Anhang 3:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2585. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

Pegel 2685										
Methode	Datum	T [m <sup>2</sup> /s]	S [1/m]	sy	Beta	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
Cooper Jacob 1	Pumpphase 1	0.0086	0.00052							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 1	0.00325	0.00463							
Theis 1	Pumpphase 1	0.0076	0.00055							
Theis 2	Pumpphase 1	0.002251	0.006							
Neuman	Pumpphase 1	0.003	7.20E-05	0.0055	0.1					
Moench	Pumpphase 1					1.22E-05	1.80E-06	3.38E-11	3.70E-04	1.00E+00
	Mittelwert	0.0049	0.0024							

**Tab. Anhang 4:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2685. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.

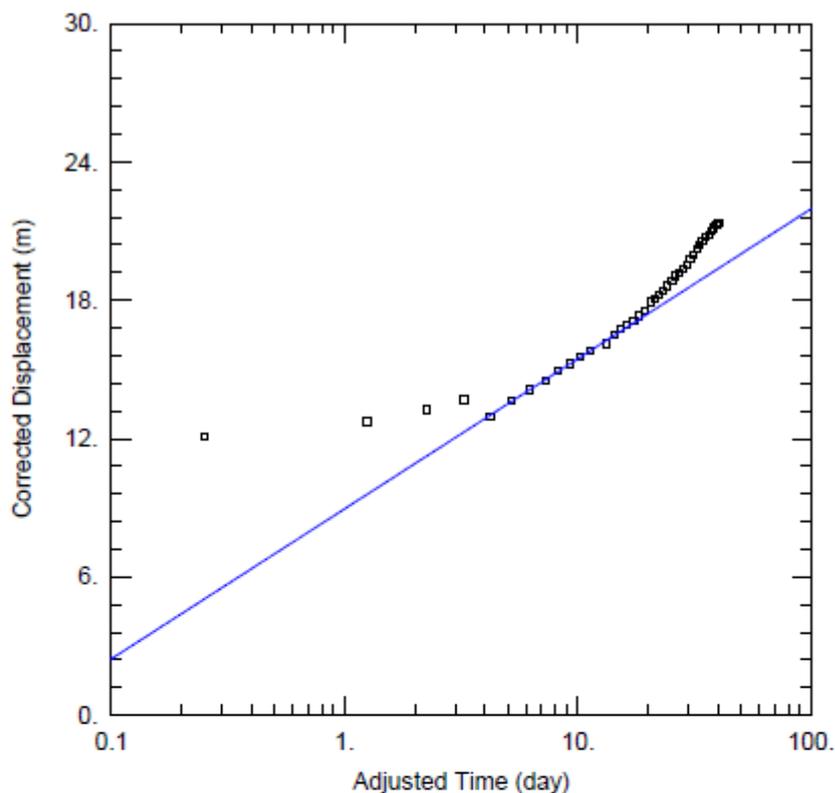
Pegel 2785										
Methode	Datum	T [m <sup>2</sup> /s]	S [1/m]	sy	Beta	K [m/s]	SS [1/m]	K' [m/s]	SS' [1/m]	sf
Cooper Jacob 1	Pumpphase 1	0.0085	9.30E-06							
Cooper Jacob 2	Pumpphase 1	0.0045	0.000287							
Theis 1	Pumpphase 1	0.00736	7.00E-06							
Theis 2	Pumpphase 1	0.0022	0.00106							
Neuman	Pumpphase 1	0.0011	2.61E-05	0.00456	0.1					
Moench	Pumpphase 1					1.05E-05	2.2.E-06	4.58E-12	2.34E-04	5.00E-01
	Mittelwert	0.0047	0.00028							

**Tab. Anhang 5:** Ergebnisse der Pumpversuchsauswertung vom Pegel 2785. Die Bezeichnung 1,2 bei den Methoden bezeichnen, die jeweils ausgewerteten Zonen.



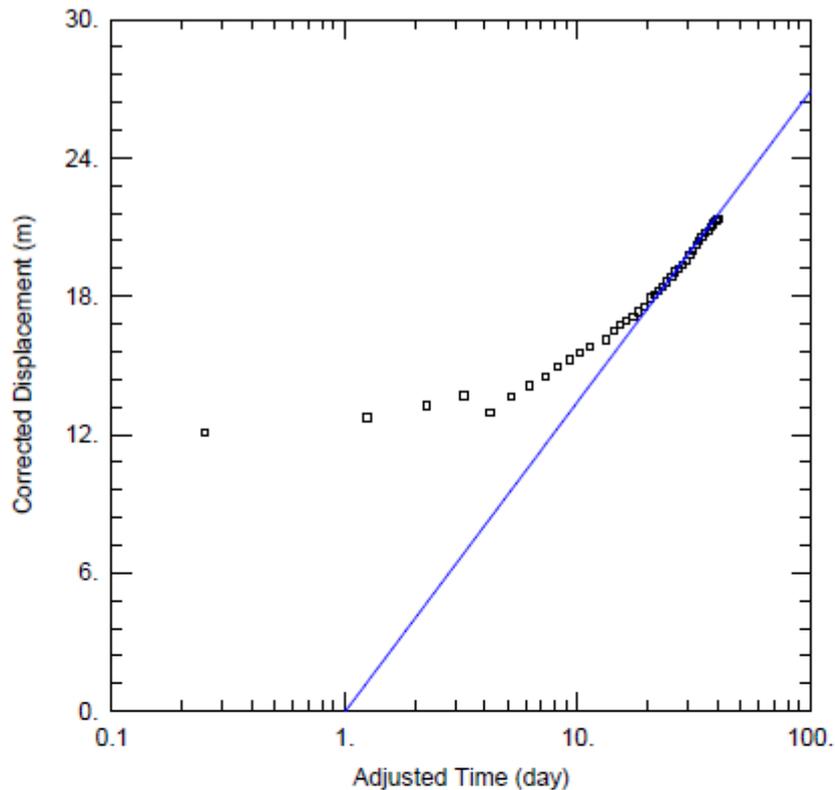
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt</u>			Date: <u>10/03/11</u>		
			Time: <u>15:53:23</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.02297</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.034</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>4.3E-11</u>		

**Abbildung Anhang 1** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 6** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



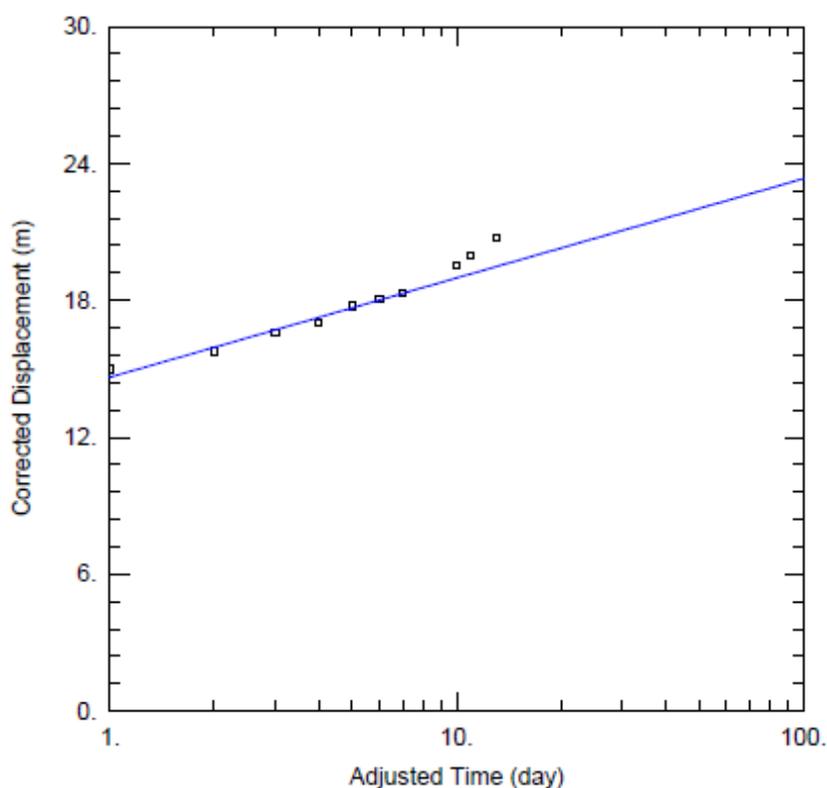
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt</u>			Date: <u>10/03/11</u> Time: <u>15:54:36</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.02297</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00656 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.0084</u>		

**Abbildung Anhang 2** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 7** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



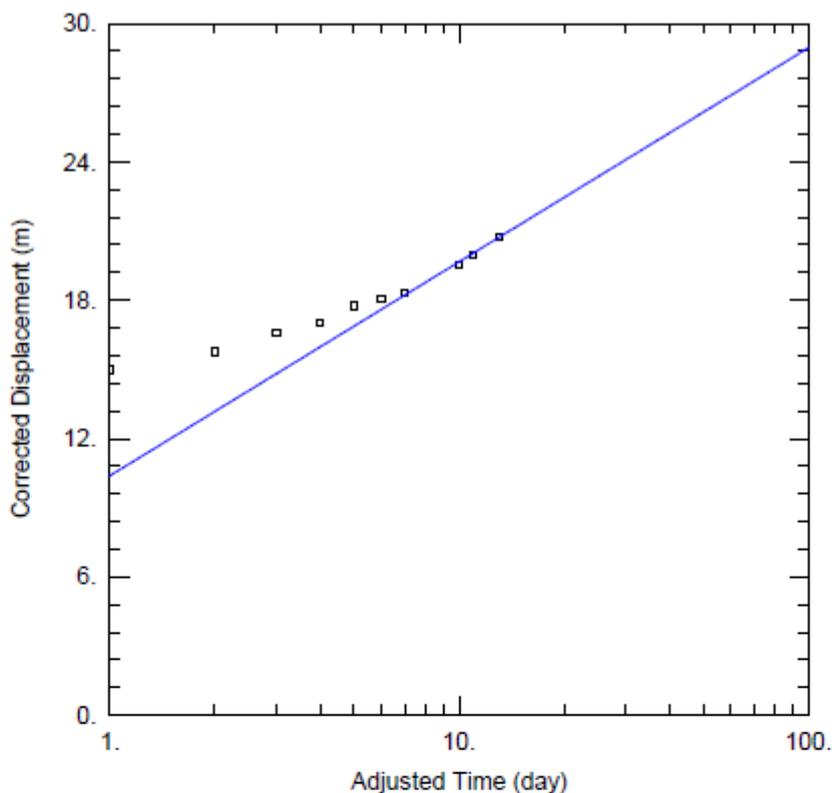
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>15:55:58</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.02297</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00317</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.097</u>		

**Abbildung Anhang 3** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 8** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



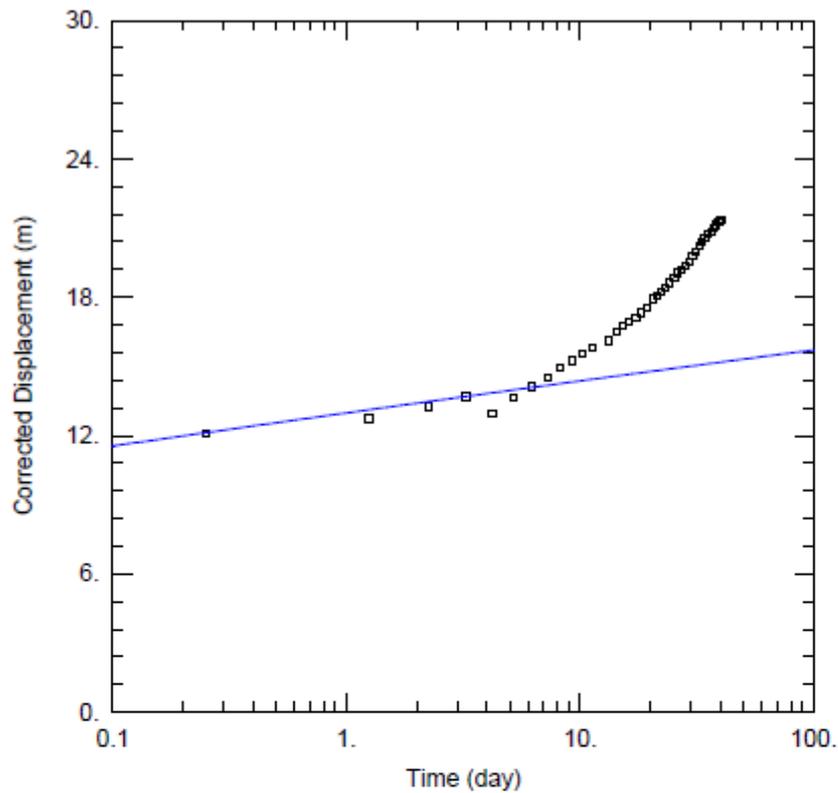
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2365\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt			Date: 10/03/11		
			Time: 16:06:02		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.06668</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0096 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.0001268</u>		

Abbildung Anhang 4 und die dazugehörige Tabelle Anhang 9 zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



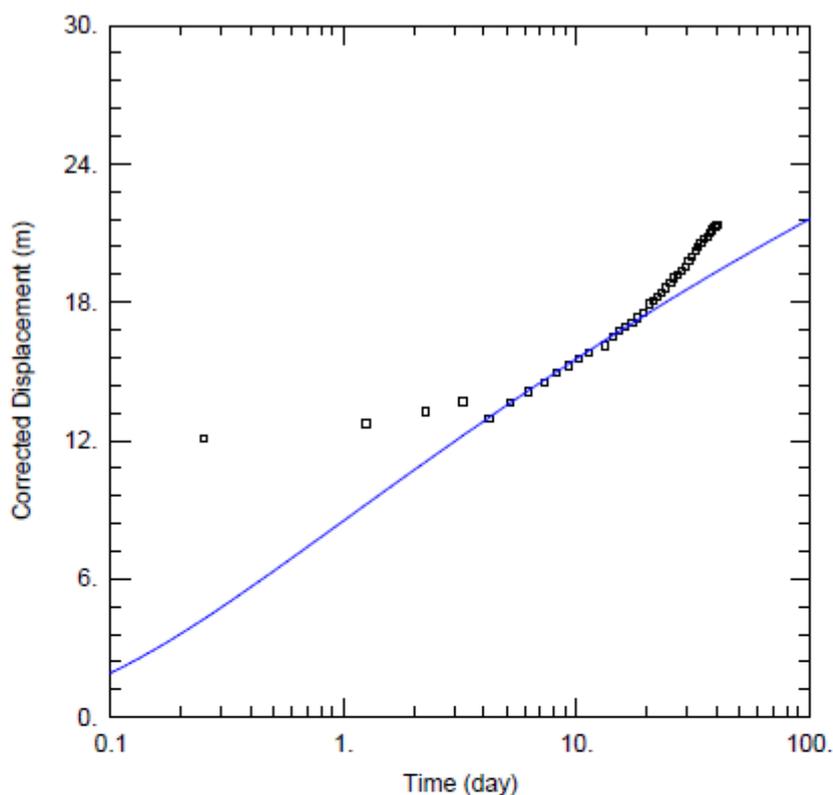
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PROIP2365\2365_7_1_98_neumann_akt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:06:53</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.06668</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0045 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.0104</u>		

**Abbildung Anhang 5** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 10** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



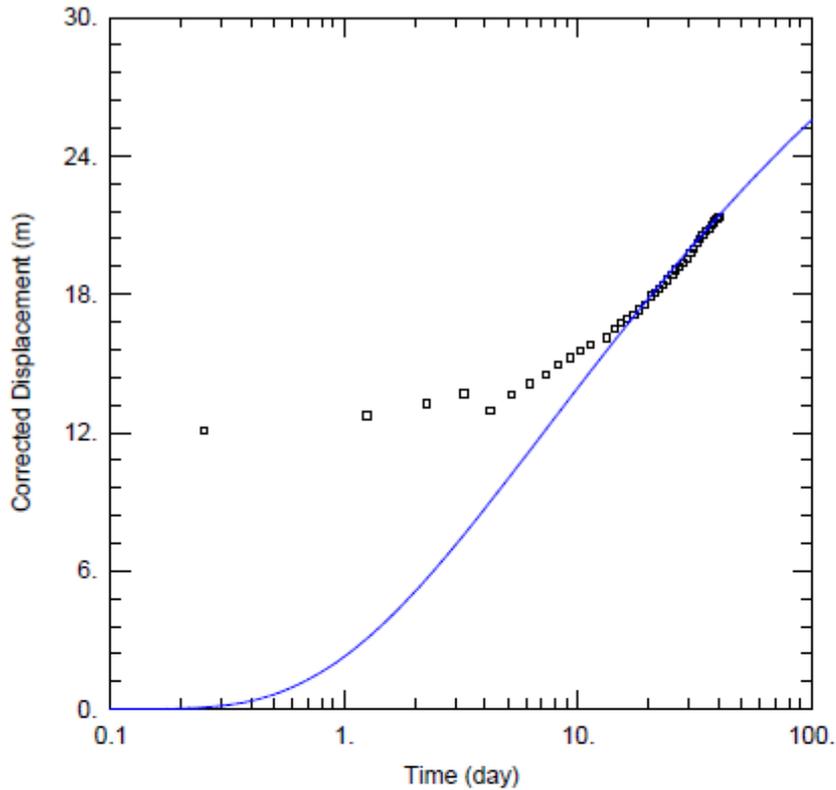
WELL TEST ANALYSIS					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt			Time: 15:58:40		
Date: 10/03/11					
PROJECT INFORMATION					
Company: Sem					
WELL DATA					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	2365	2365	0
SOLUTION					
Aquifer Model: Unconfined			Solution Method: Theis		
T = 0.024 m <sup>2</sup> /sec			S = 5.5E-9		
Kz/Kr = 1.			b = 70 m		

Abbildung Anhang 6 und die dazugehörige Tabelle Anhang 11 zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



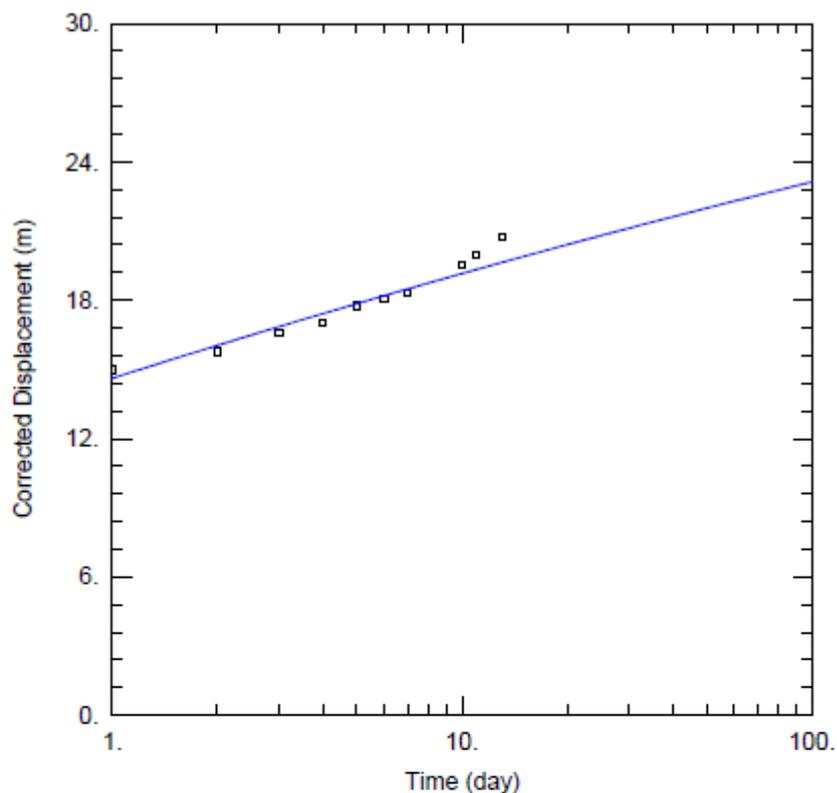
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>15:59:53</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0048</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.015</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

Abbildung Anhang 7 und die dazugehörige Tabelle Anhang 12 zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



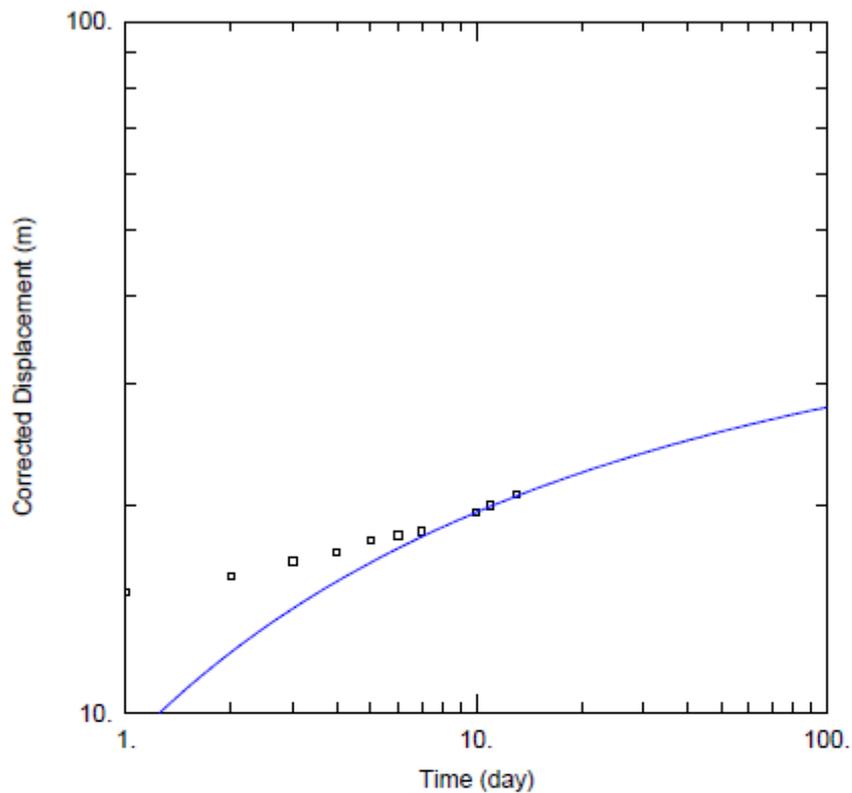
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQT\SOLVE_PRO\2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:00:43</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0023</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.1116</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 8** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 13** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



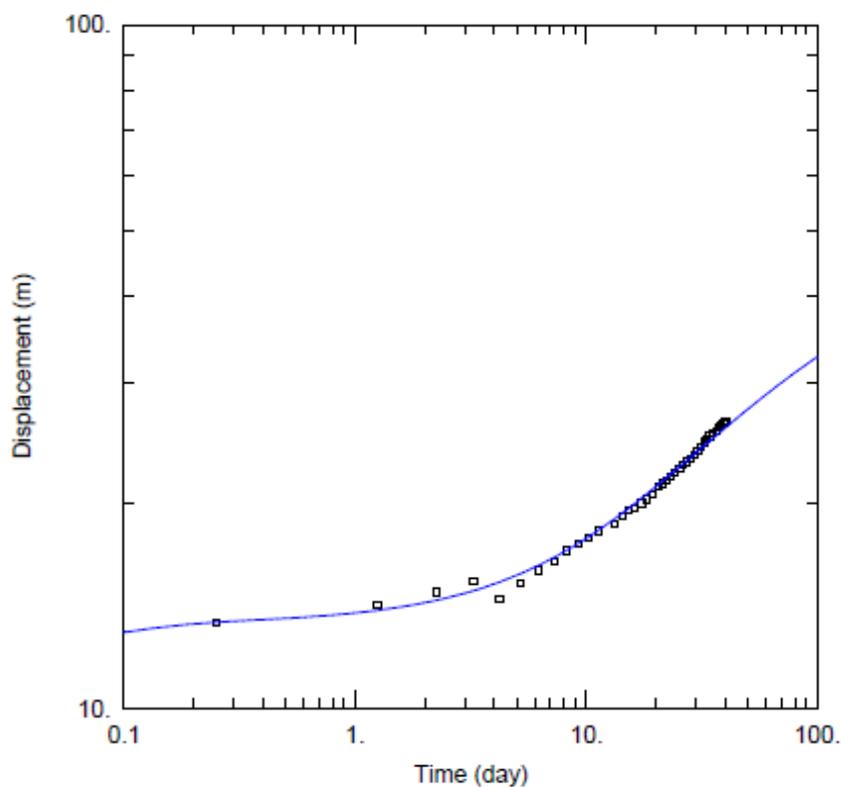
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:08:10</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0066</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.000497</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 9** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 14** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



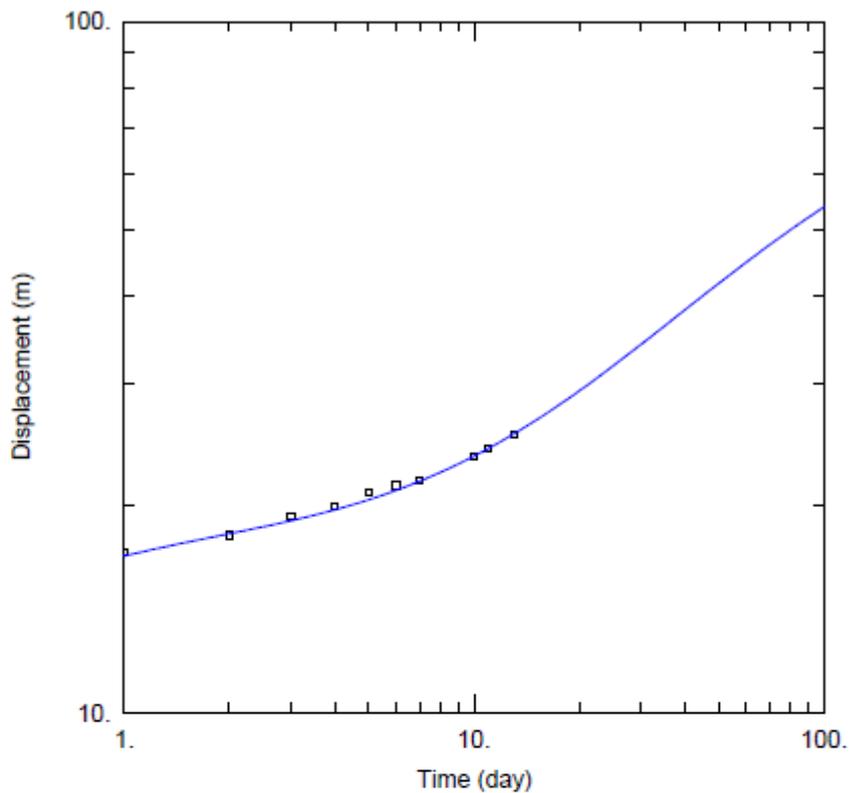
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:11:24</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.002856</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.02264</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

Abbildung Anhang 10 und die dazugehörige Tabelle Anhang 15 zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



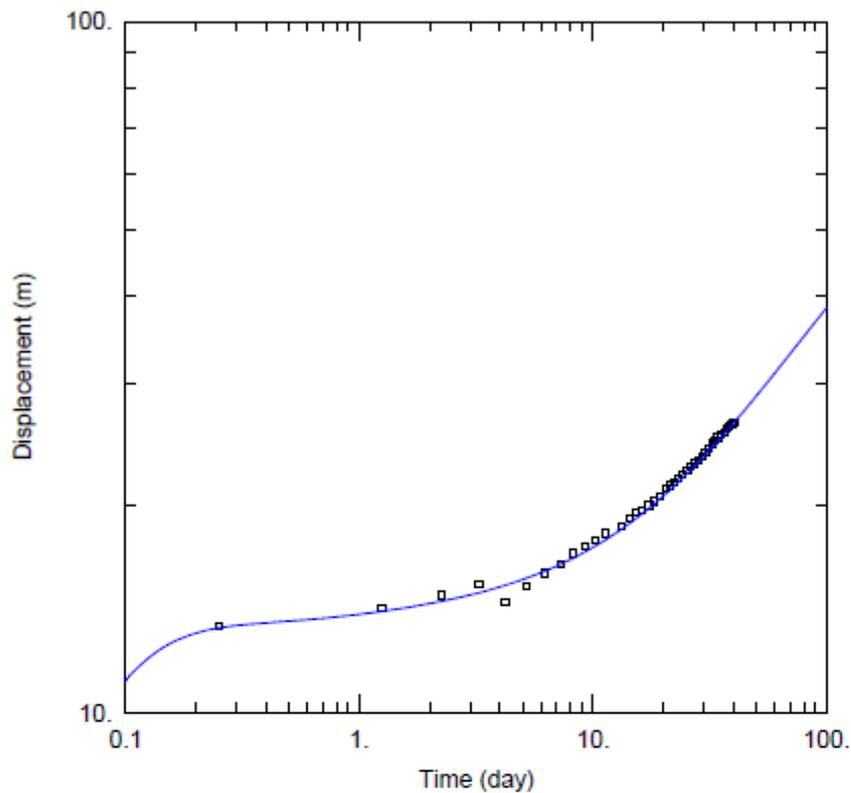
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2365\Kopie von 2365_9_10_97_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:01:37</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>0.003029 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.0003351</u>		
Sy = <u>0.138</u>			β = <u>0.03</u>		

**Abbildung Anhang 11** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 16** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Neuman.



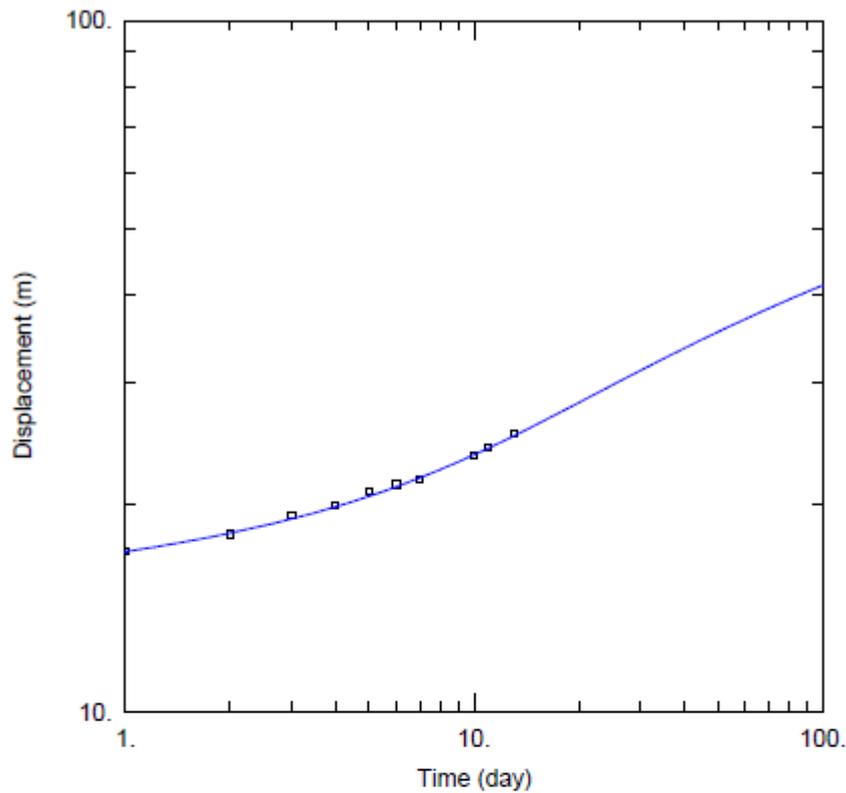
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:04:55</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>0.00119</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.003278</u>		
Sy = <u>0.1715</u>			β = <u>0.0871</u>		

**Abbildung Anhang 12** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 17** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\Kopie von 2365_9_10_97_moench_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:02:53</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Spherical Block Diameter: <u>1. m</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = <u>1.297E-5 m/sec</u>			Ss = <u>3.979E-6 m<sup>-1</sup></u>		
K' = <u>6.259E-10 m/sec</u>			Ss' = <u>0.007105 m<sup>-1</sup></u>		
Sw = <u>0.</u>			Sf = <u>2.45</u>		
r(w) = <u>0.1 m</u>			r(c) = <u>0.1 m</u>		

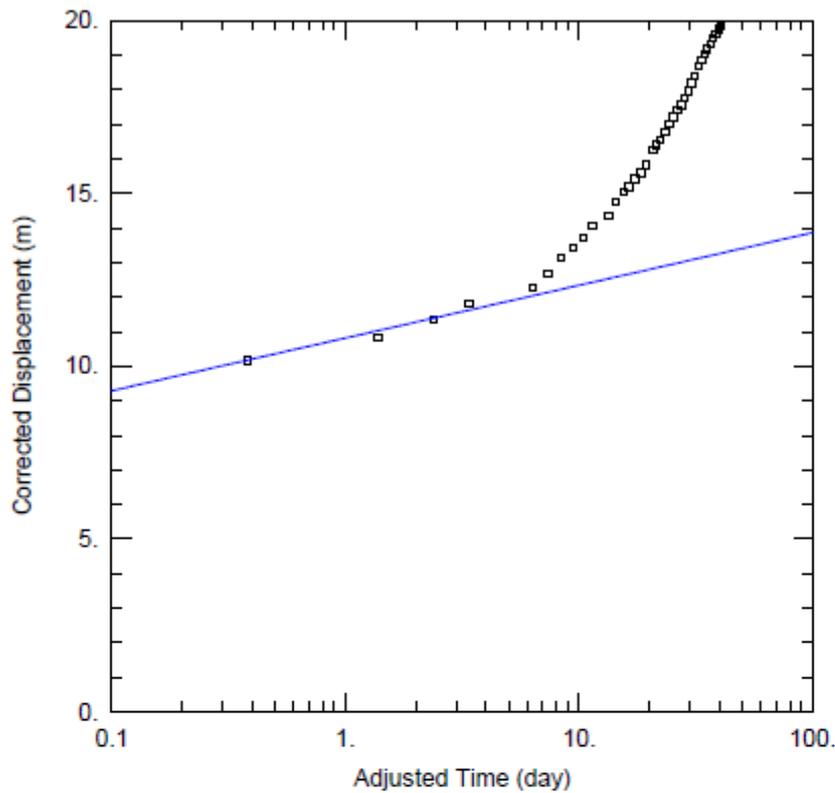
**Abbildung Anhang 13** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 18** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Moench.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\2365_7_1_98_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:04:15</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = 2.958E-5 m/sec			Ss = 2.979E-5 m <sup>-1</sup>		
K' = 1.805E-10 m/sec			Ss' = 0.001702 m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>0.8</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

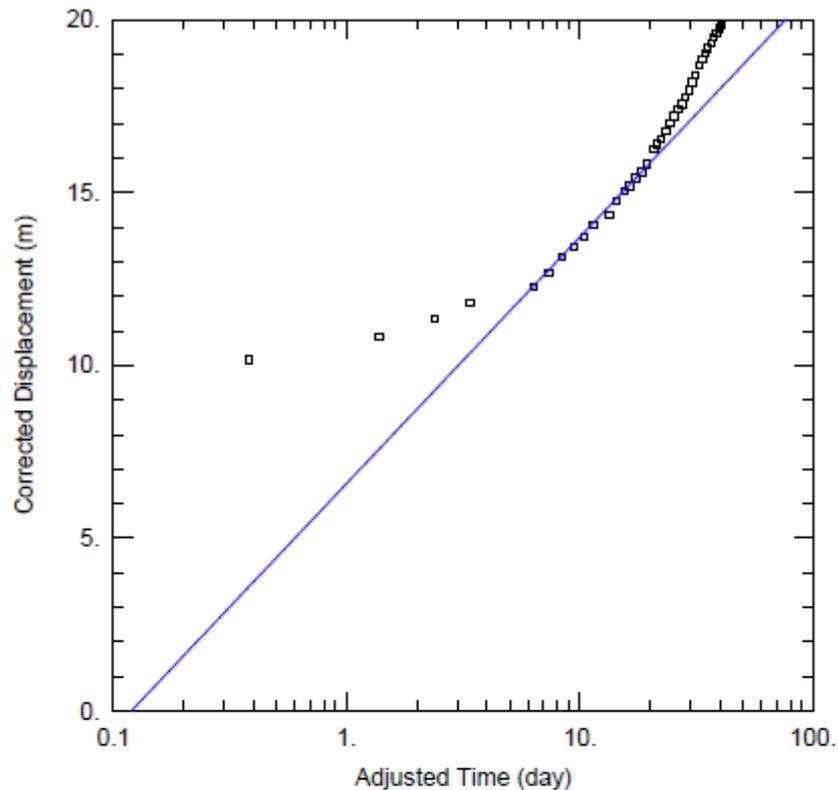
**Abbildung Anhang 14** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 19** zeigen die Auswertung am Pegel 2365 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

Pegel 2485



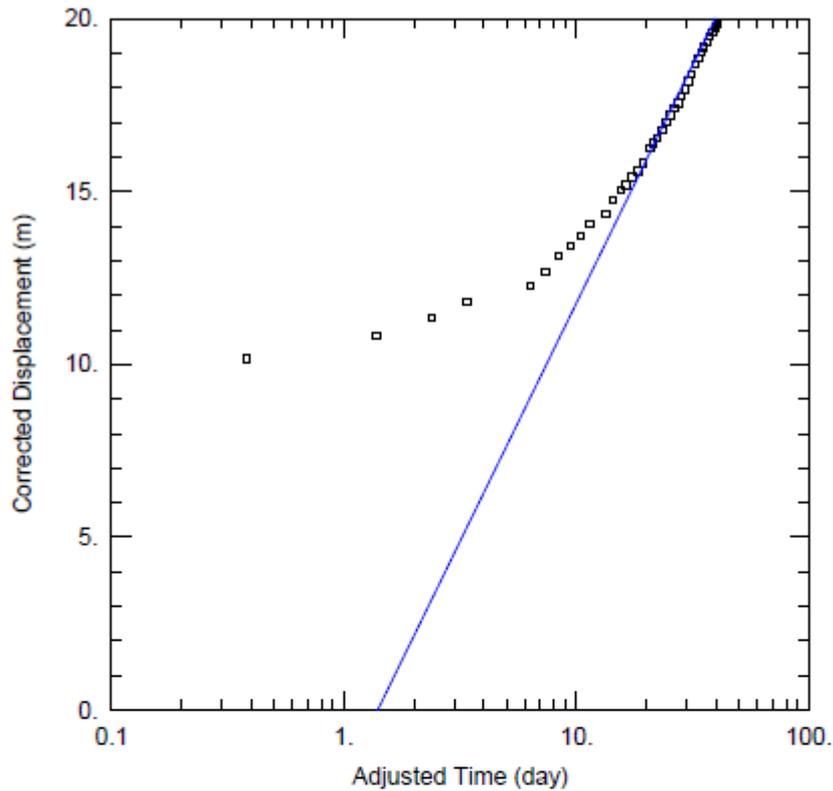
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:16:05</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.005884</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.028</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>1.05E-8</u>		

**Abbildung Anhang 15** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 20** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



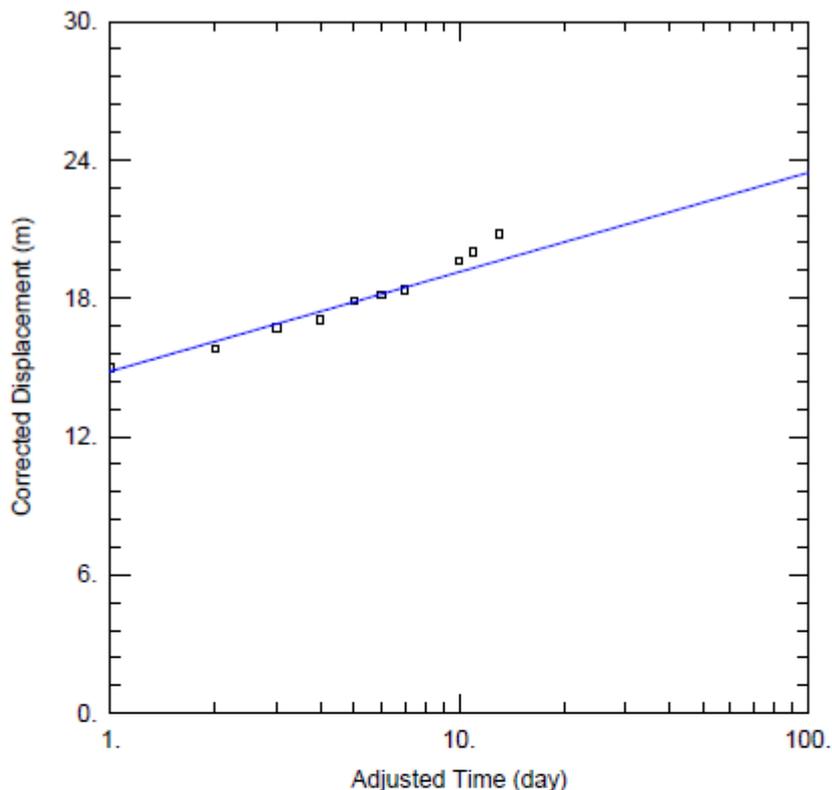
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:17:08</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.005884</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00599</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.0033</u>		

**Abbildung Anhang 16** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 21** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



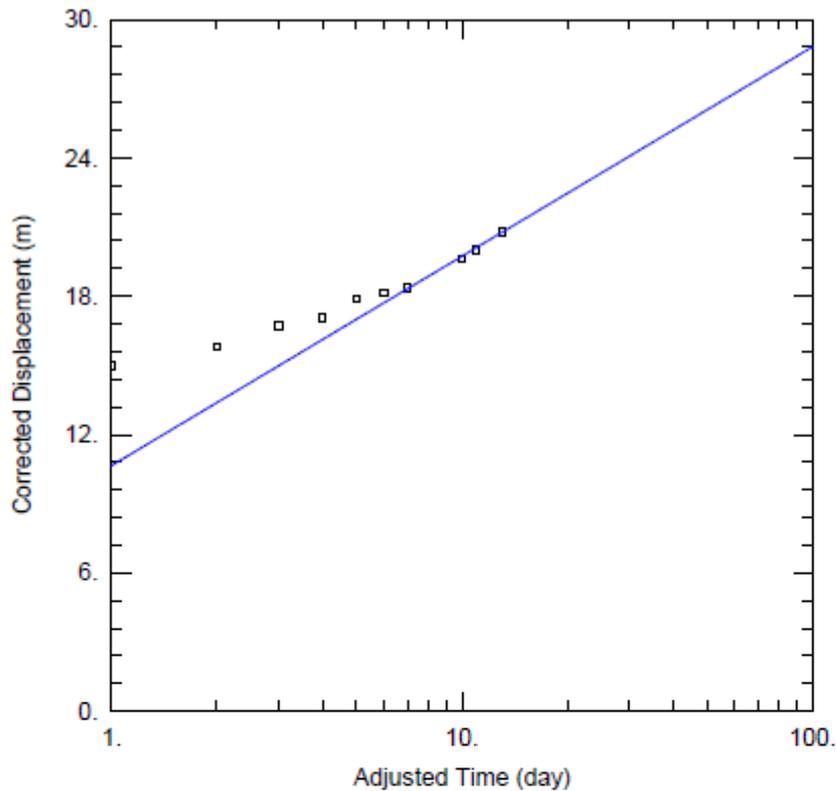
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:18:43</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.005884</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0031</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.02</u>		

**Abbildung Anhang 17** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 22** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



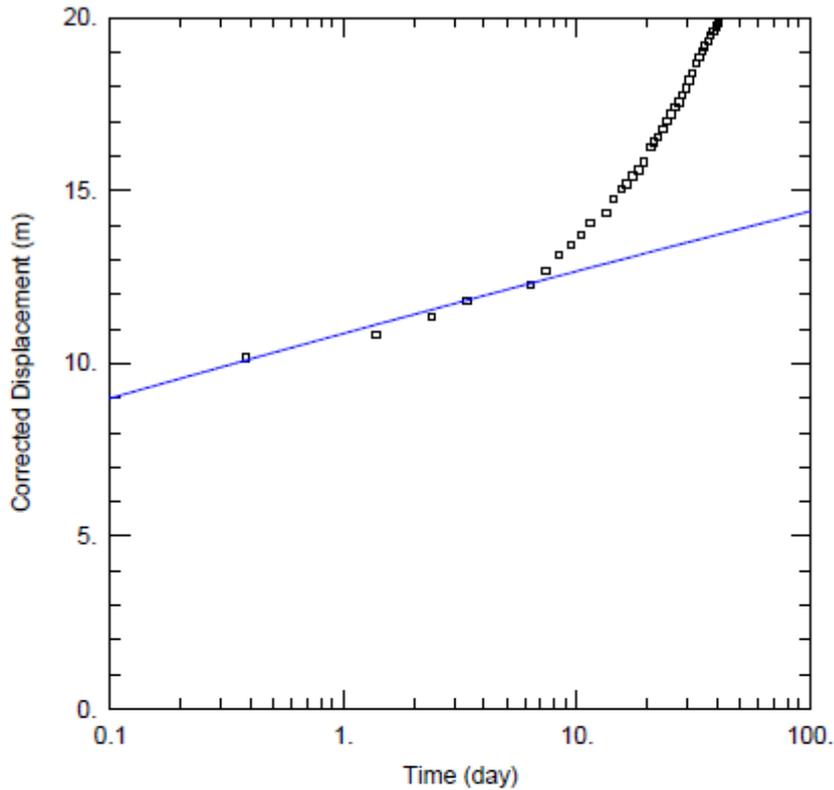
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\Kopie von 2365_7_1_98_neumann_okt.aqt			Time: 16:25:41		
Date: 10/03/11					
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> . m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.01225</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0097</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>1.7E-5</u>		

**Abbildung Anhang 18** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 23** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



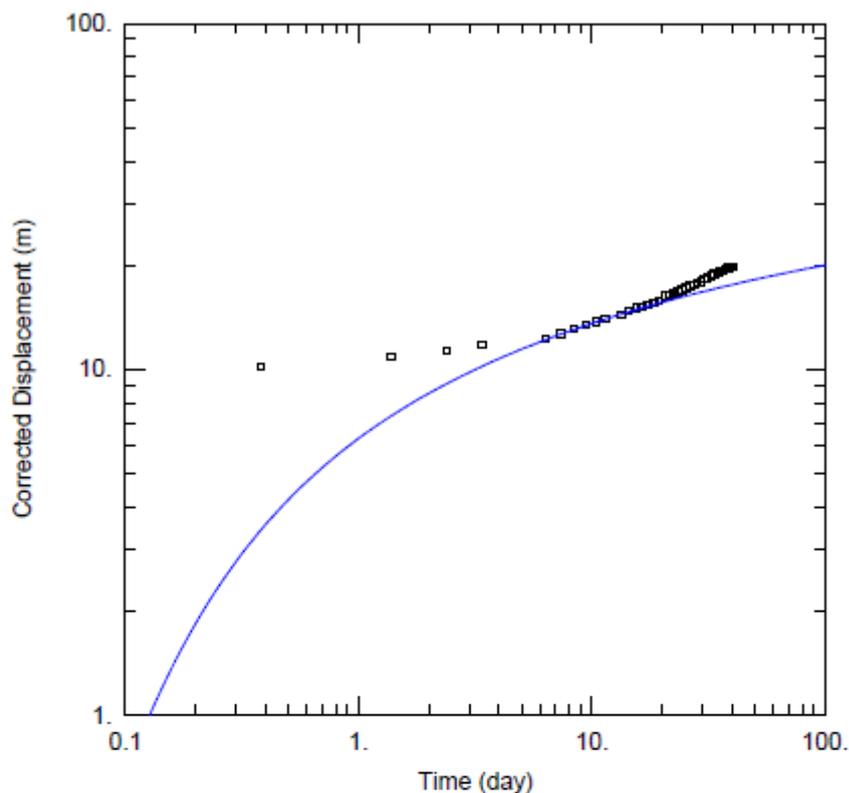
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\Kopie von 2365_7_1_98_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:26:24</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.01225</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0046 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.0015</u>		

**Abbildung Anhang 19** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 24** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



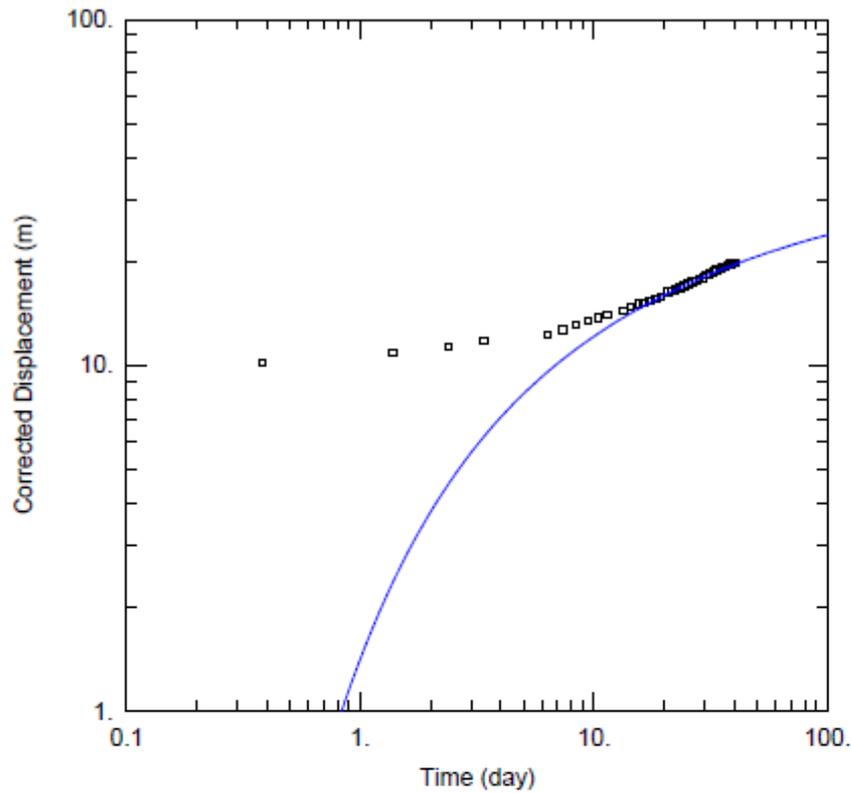
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQT\SOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:20:13</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0193</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>3.85E-7</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 20** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 25** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 0 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



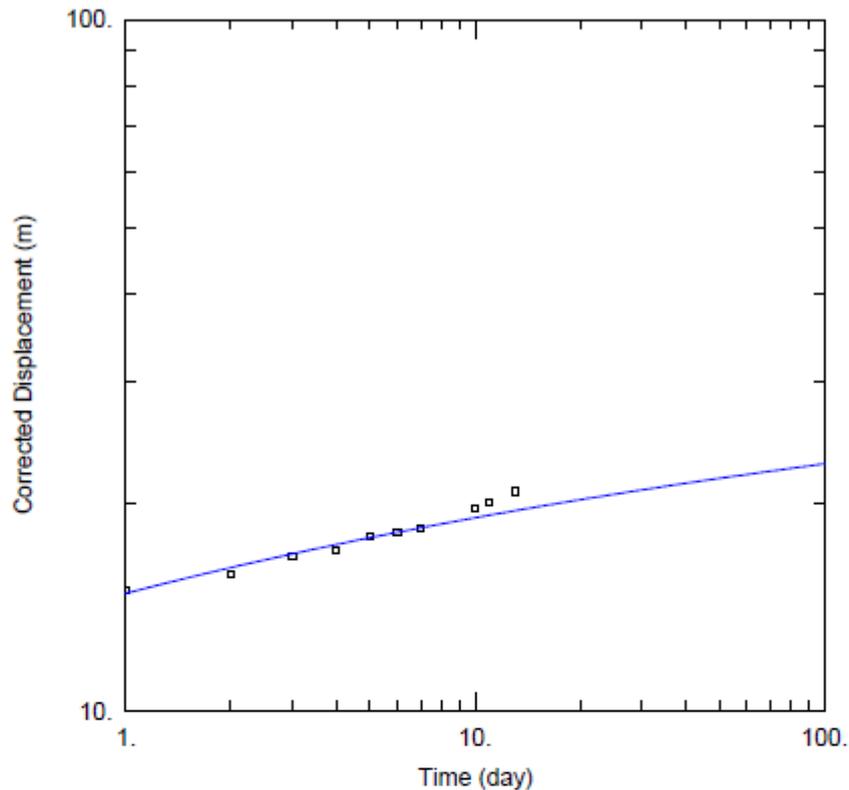
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:21:49</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
<u>Well Name</u>	<u>X (m)</u>	<u>Y (m)</u>	<u>Well Name</u>	<u>X (m)</u>	<u>Y (m)</u>
<u>FBN1</u>	<u>2280</u>	<u>0</u>	<u>□ 2485</u>	<u>2485</u>	<u>0</u>
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.00475</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.0045</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

Abbildung Anhang 21 und die dazugehörige Tabelle Anhang 26 zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



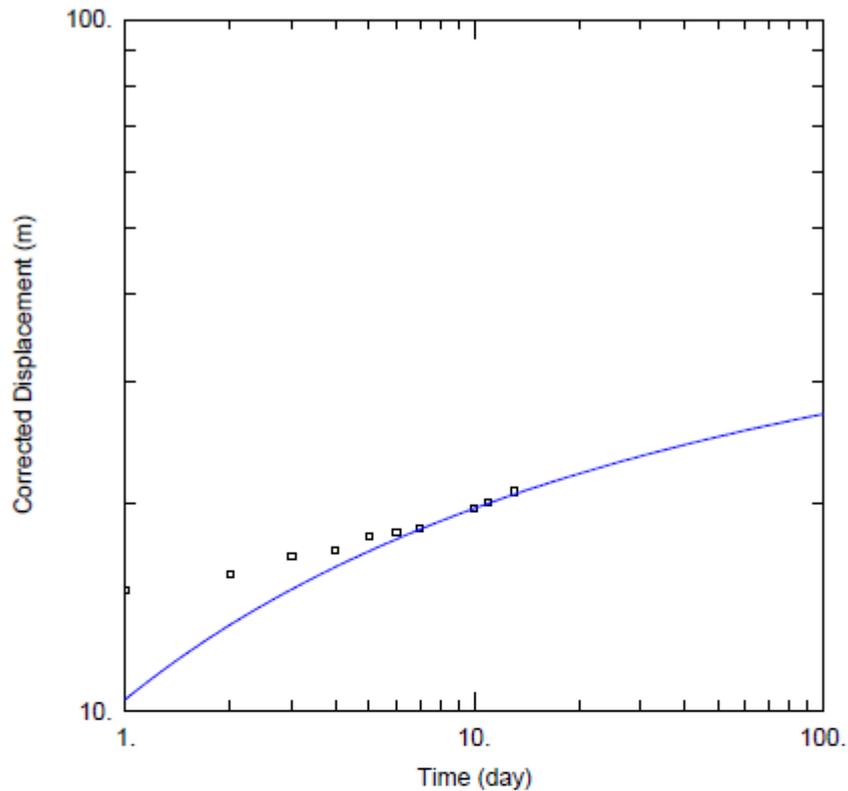
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:22:42</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T	= <u>0.0024</u> m <sup>2</sup> /sec		S	= <u>0.0218</u>	
Kz/Kr	= <u>1.</u>		b	= <u>70.</u> m	

Abbildung Anhang 22 und die dazugehörige Tabelle Anhang 27 zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Theis.



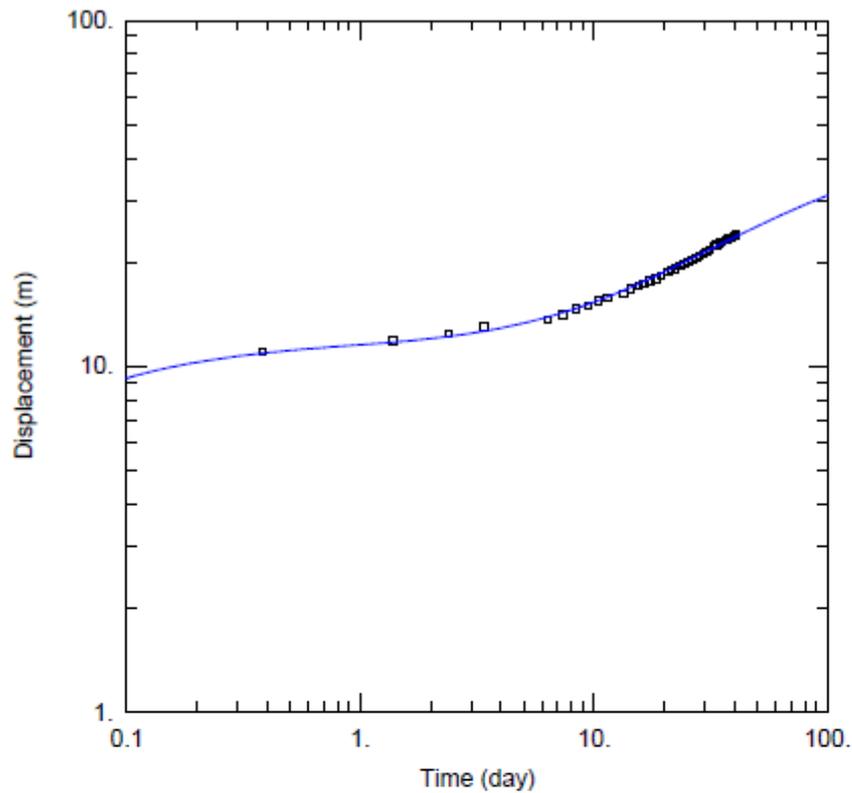
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2485\Kopie von 2365_7_1_98_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:28:29</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.007075</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>4.871E-5</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 23** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 28** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



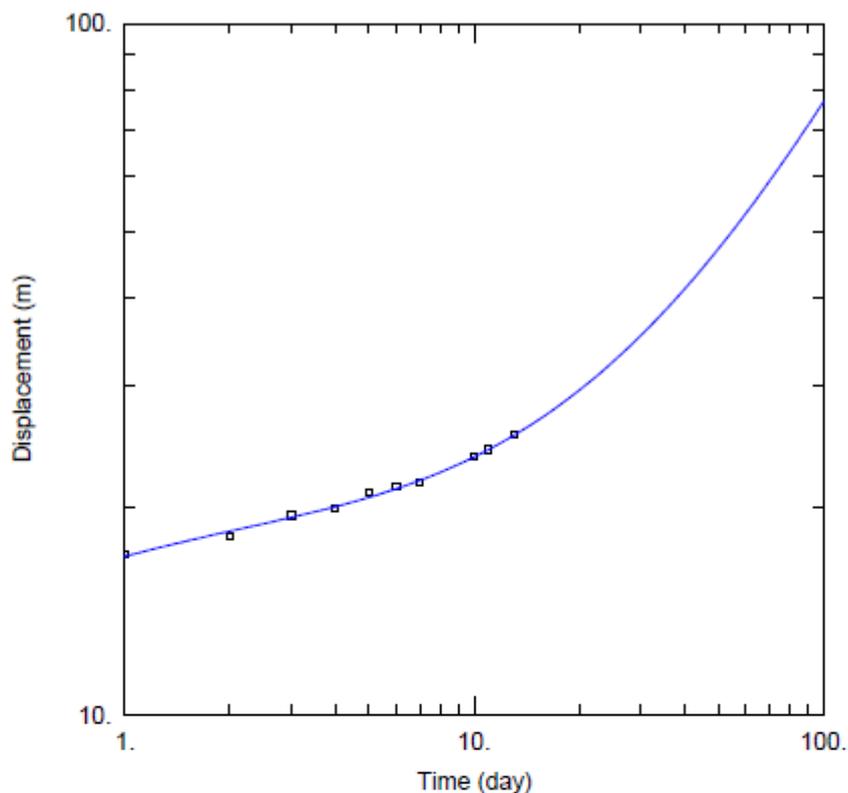
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\Kopie von 2365_7_1_98_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:30:28</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.003294 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.002212</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70. m</u>		

**Abbildung Anhang 24** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 29** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



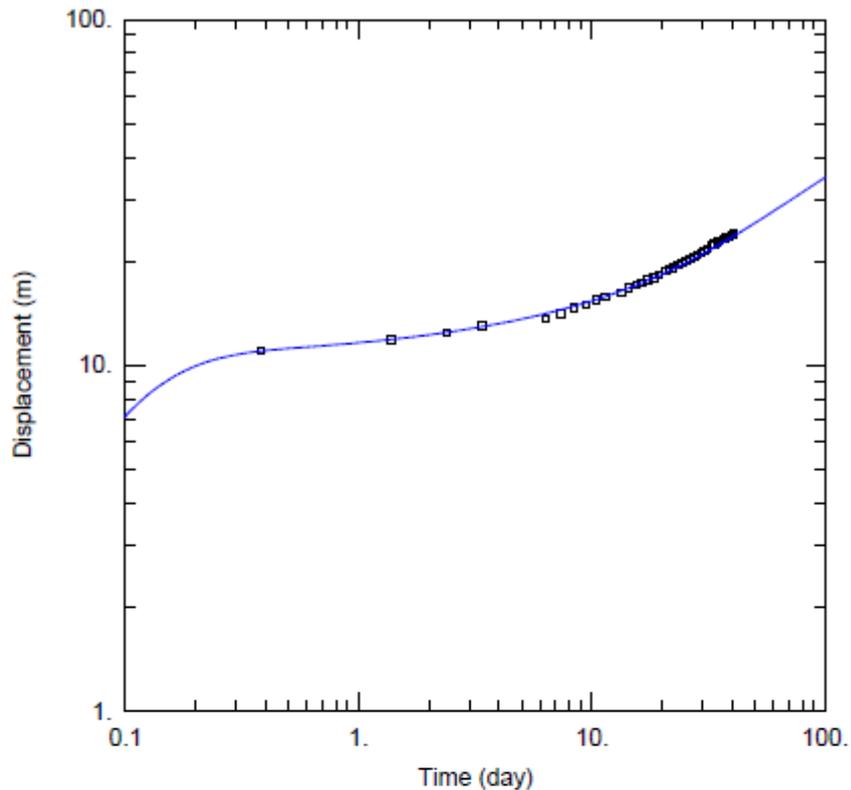
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQT\SOLVE_PRO\IP2485\phase971009_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:13:25</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>0.002683</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.0002516</u>		
Sy = <u>0.03051</u>			β = <u>0.05046</u>		

Abbildung Anhang 25 und die dazugehörige Tabelle Anhang 30 zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Neuman.



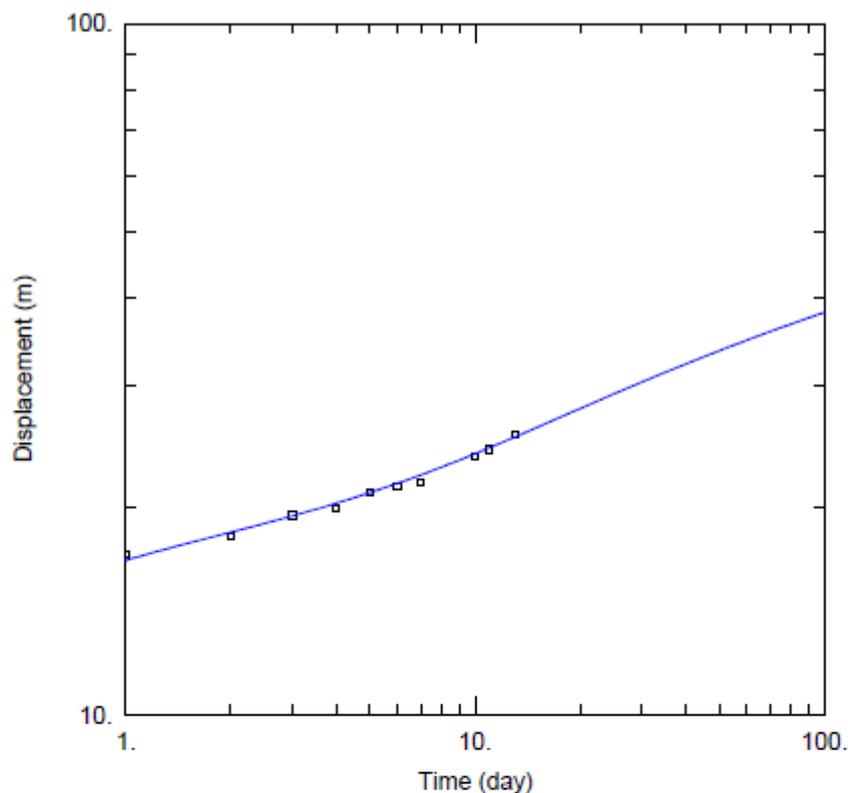
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\Kopie von 2365_7_1_98_neumann_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:24:16</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>4.404E-5</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>3.816E-5</u>		
Sy = <u>0.04138</u>			β = <u>0.1</u>		

**Abbildung Anhang 26** und die dazugehörige Tabelle **Anhang 31** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\phase971009_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:13:04</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FBN1	2280	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = <u>1.302E-5</u> m/sec			Ss = <u>1.662E-6</u> m <sup>-1</sup>		
K' = <u>6.463E-11</u> m/sec			Ss' = <u>0.001741</u> m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>1</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

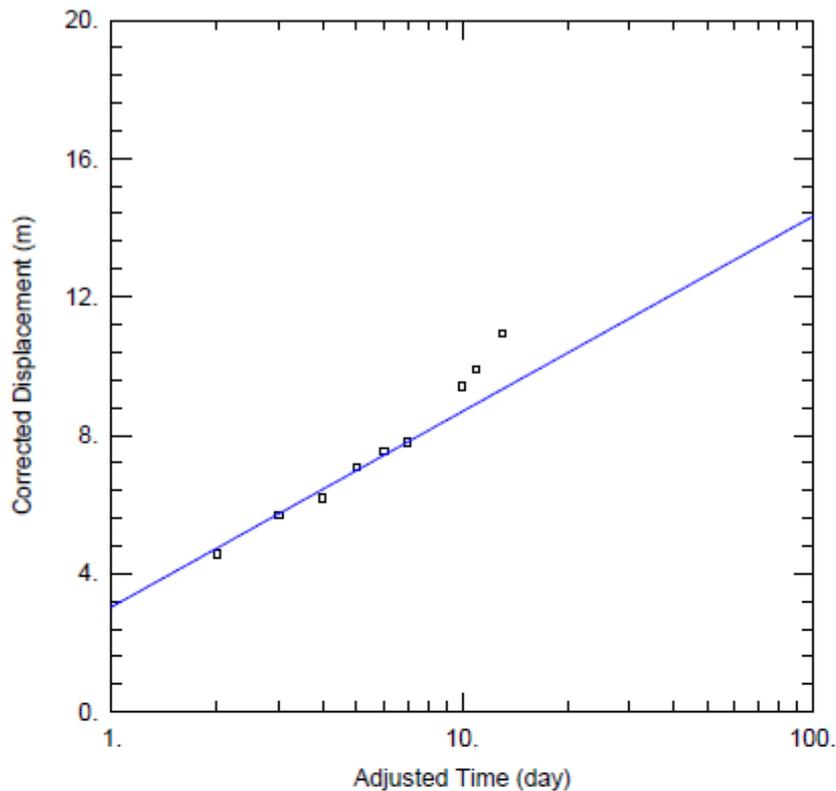
Abbildung Anhang 27 und die dazugehörige Tabelle Anhang 32 zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Moench.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2485\Kopie von 2365_7_1_98_moench_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:23:56</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2485	2485	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = <u>3.892E-5</u> m/sec			Ss = <u>1.616E-5</u> m <sup>-1</sup>		
K' = <u>1.585E-11</u> m/sec			Ss' = <u>0.0001592</u> m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>0.5</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

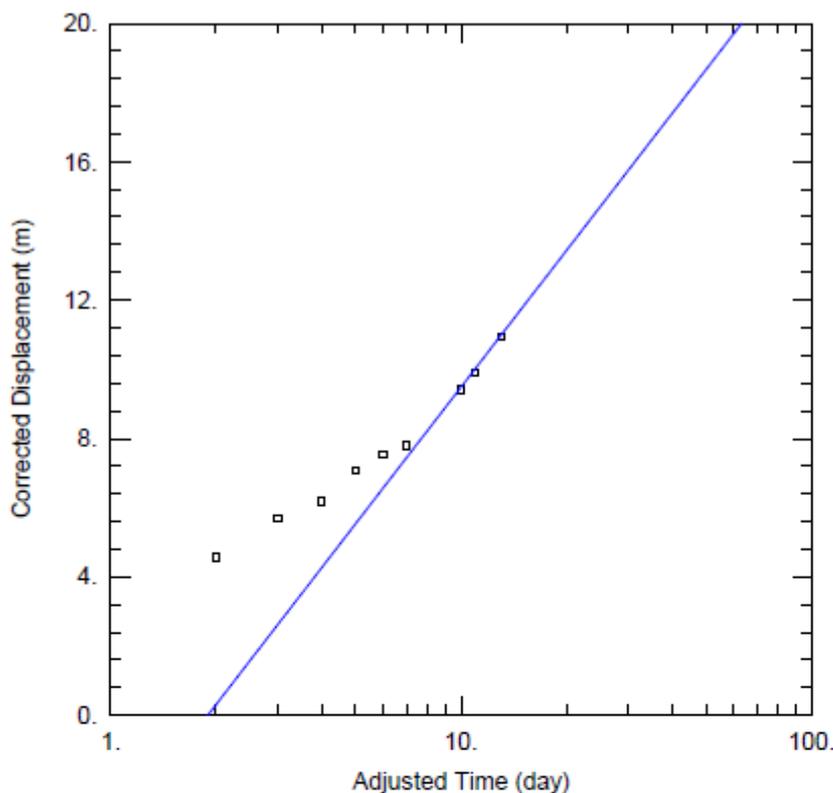
**Abbildung Anhang 28** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 33** zeigen die Auswertung am Pegel 2485 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

Pegel 2585



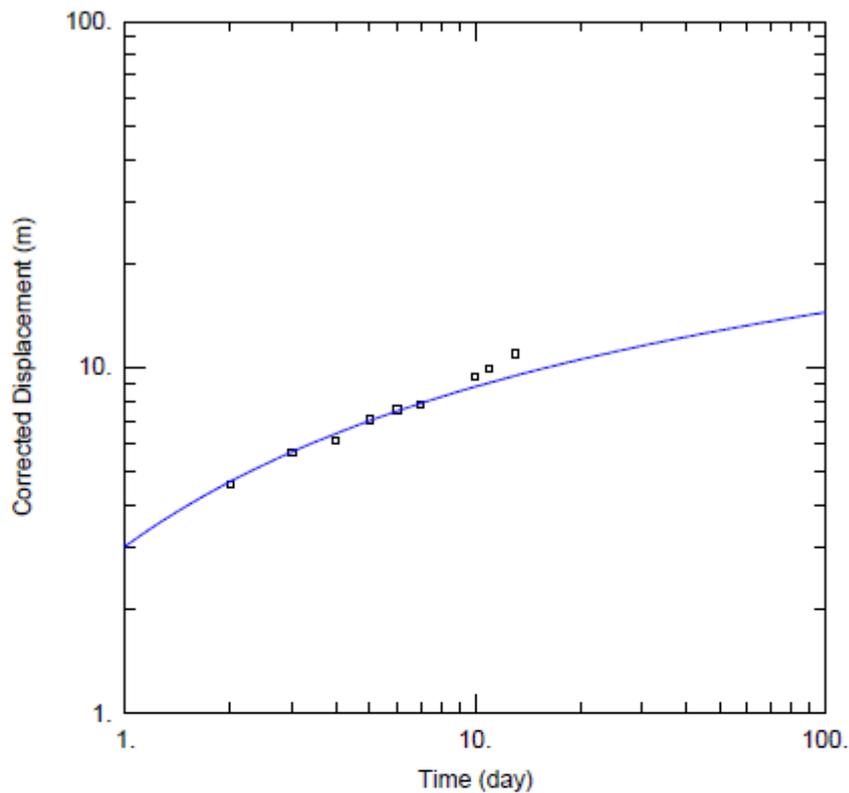
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2585\980107_neuman.aqt</u>			Date: <u>10/03/11</u> Time: <u>16:38:50</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.01089</u>		
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0074</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.00463</u>		

Abbildung Anhang 29 und die dazugehörige Tabelle Anhang 34 zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



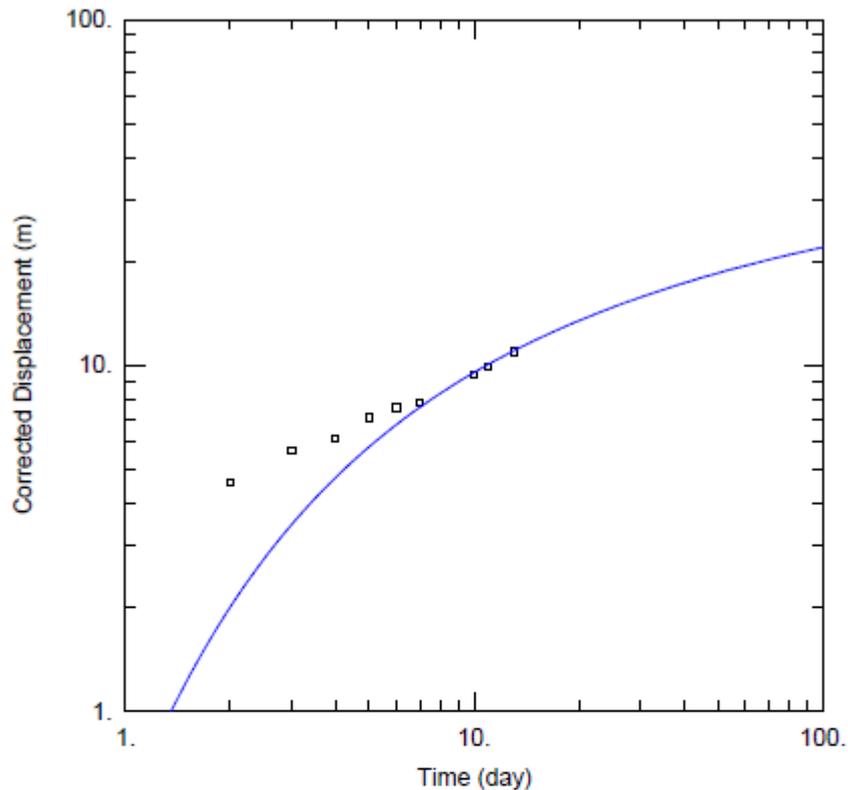
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PROIP2585\980107_neuman.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:39:27</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.01089</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00318</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.013</u>		

**Abbildung Anhang 30** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 35** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



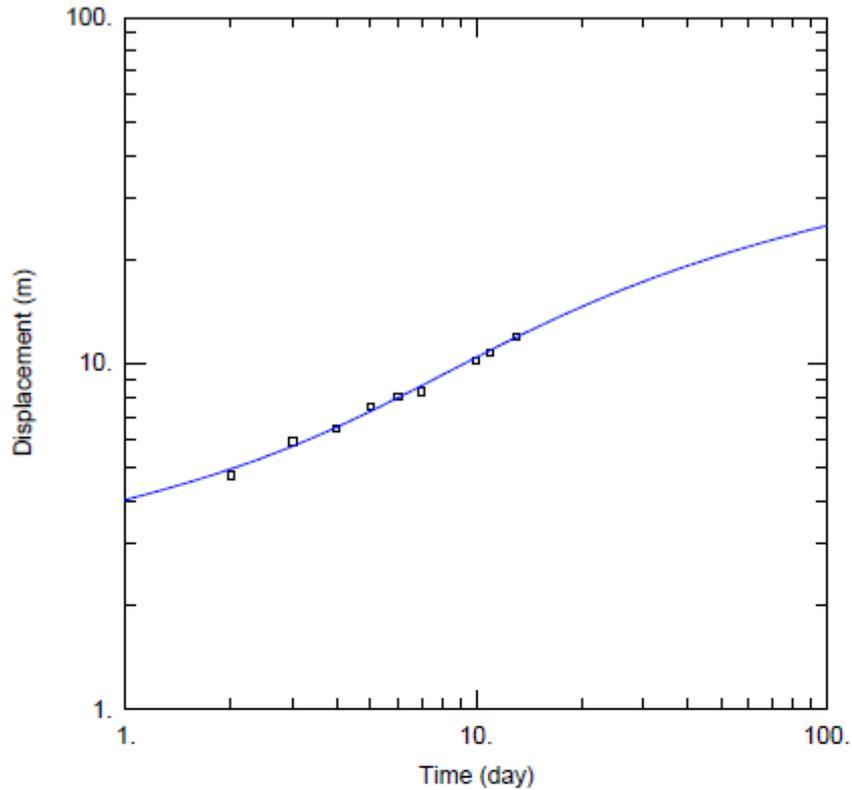
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2585\980107_neuman.aqt					
Date: 10/03/11			Time: 16:40:20		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: Sem					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = 0.006 m <sup>2</sup> /sec			S = 0.0059		
Kz/Kr = 1.			b = 70. m		

Abbildung Anhang 31 und die dazugehörige Tabelle Anhang 36 zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



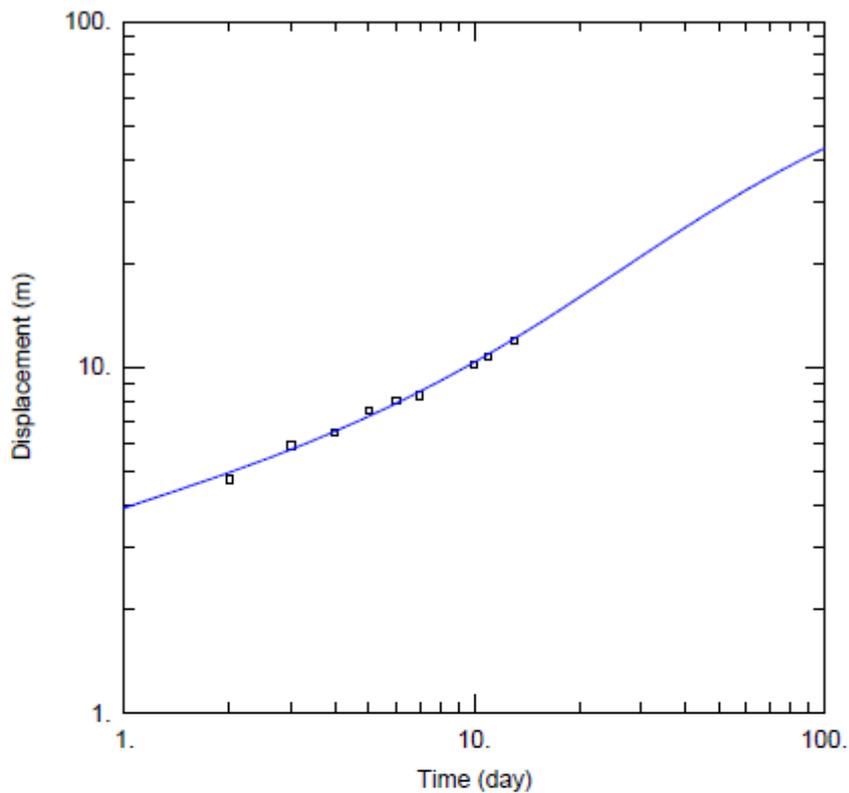
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2585\980107_neuman.aqt					
Date: 10/03/11			Time: 16:41:00		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: Sem					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = 0.0023 m <sup>2</sup> /sec			S = 0.016		
Kz/Kr = 1.			b = 70. m		

Abbildung Anhang 32 und die dazugehörige Tabelle Anhang 37 zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2585\980107_neuman.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:32:20</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>0.003036</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.0008697</u>		
Sy = <u>0.01332</u>			B = <u>0.2</u>		

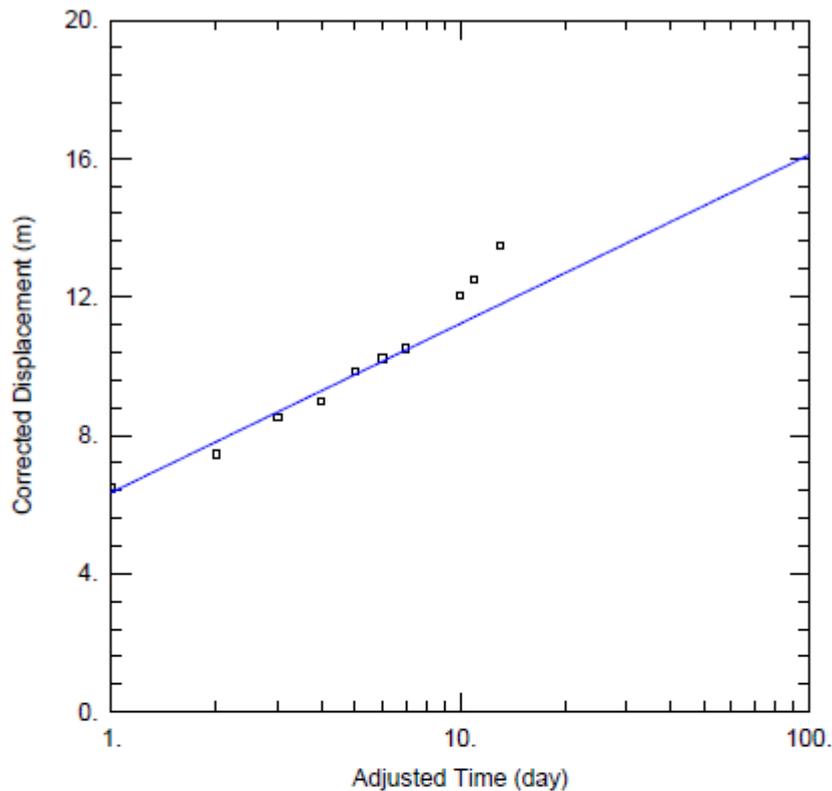
**Abbildung Anhang 33** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 38** zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2585\980107_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:31:58</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2585	2585	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = 1.065E-5 m/sec			Ss = 1.242E-5 m <sup>-1</sup>		
K' = 4.066E-11 m/sec			Ss' = 0.0006688 m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>0.45</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

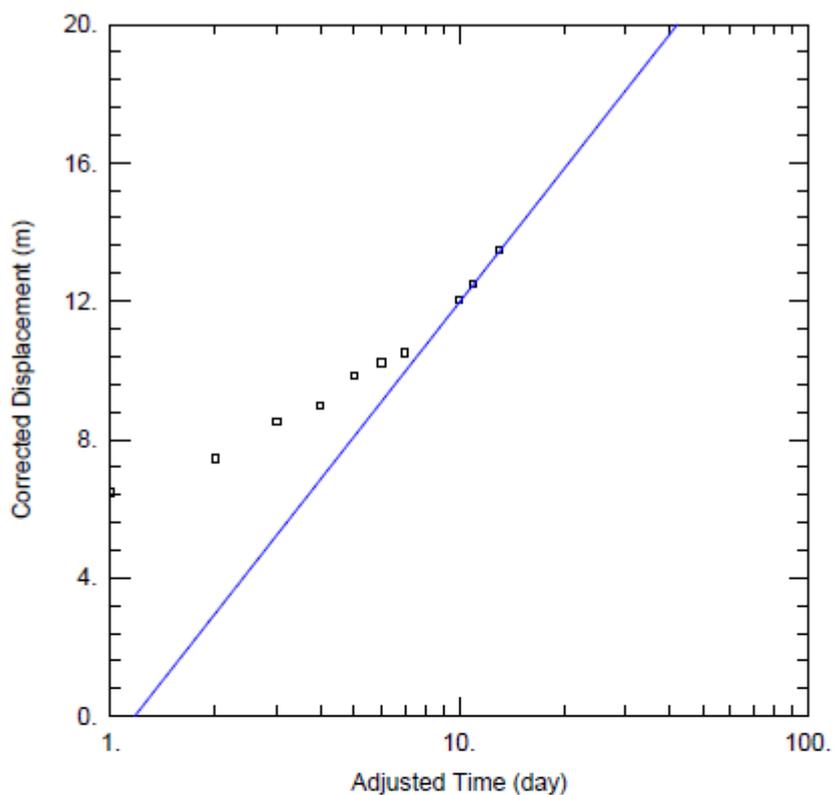
Abbildung Anhang 34 und die dazugehörige Tabelle Anhang 39 zeigen die Auswertung am Pegel 2585 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

Pegel 2685



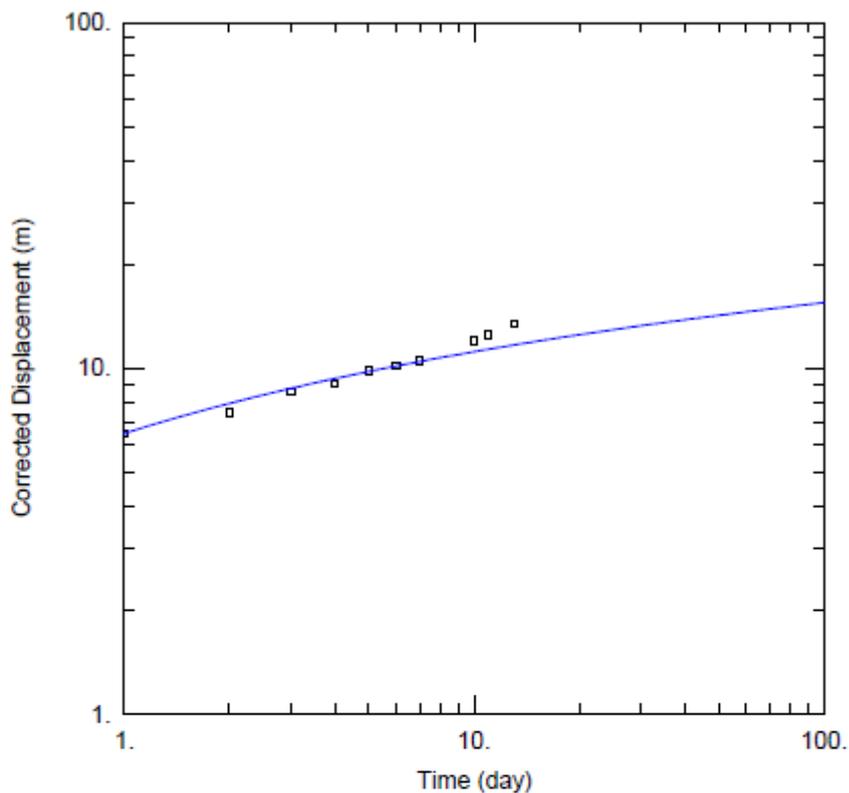
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2685\980107P2685_moench_okt.aqt</u>			Date: <u>10/03/11</u> Time: <u>16:47:23</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>1</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.008563</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.0005206</u>		

**Abbildung Anhang 35** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 40** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



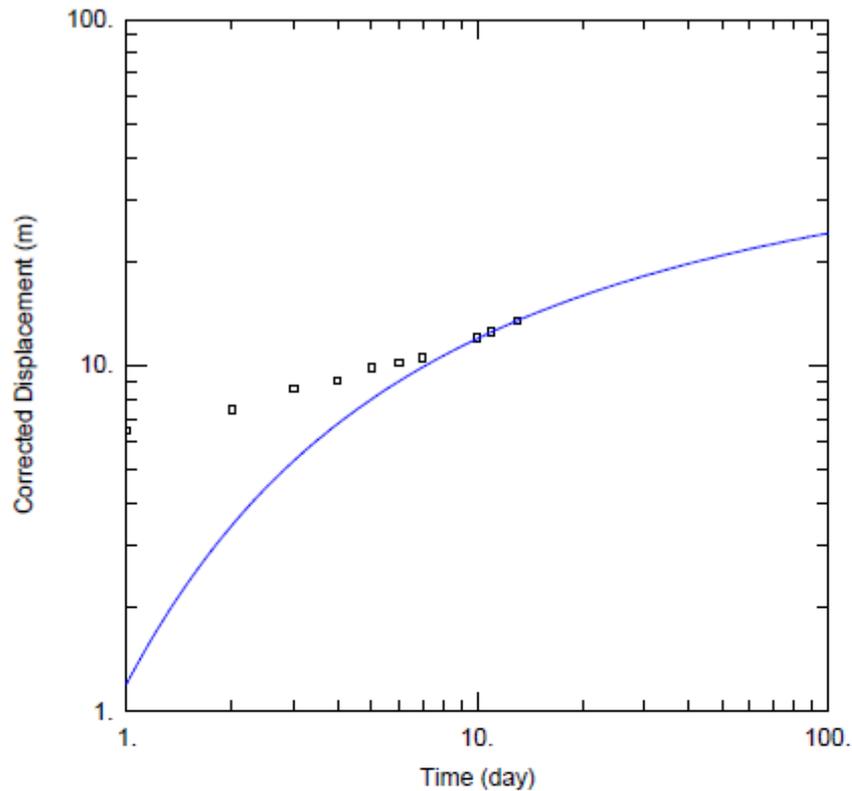
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2685\980107P2685_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:48:02</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>1.</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00325 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.00463</u>		

**Abbildung 36** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 41** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



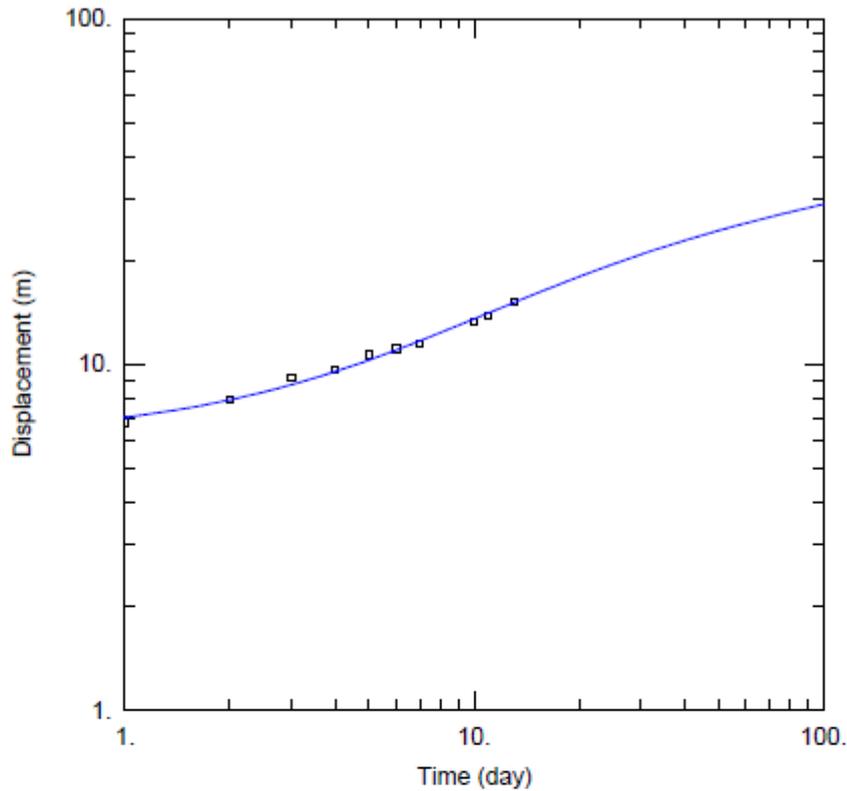
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2685\980107P2685_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:45:21</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0076</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.00055</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 37** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 42** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



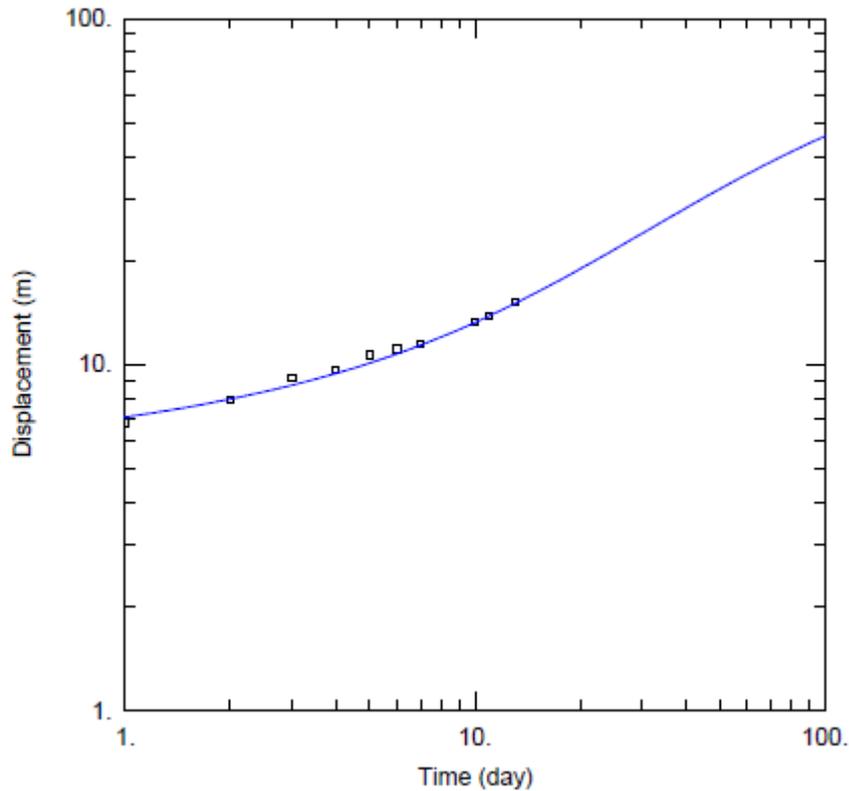
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2685\980107P2685_moench_akt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:45:58</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.002251</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.006</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

Abbildung Anhang 38 und die dazugehörige Tabelle Anhang 43 zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\2685\980107P2685_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:44:24</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = 0.003 m <sup>2</sup> /sec			S = 7.2E-5		
Sy = <u>0.0055</u>			β = <u>0.1</u>		

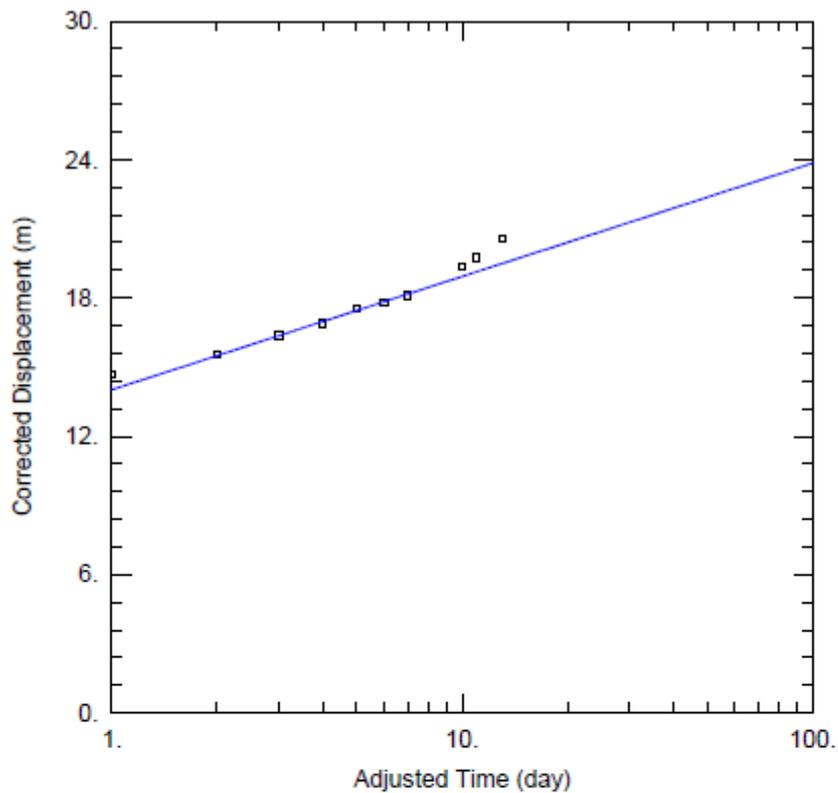
**Abbildung Anhang 39** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 44** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2685\980107P2685_moench_okt.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:43:09</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2685	2685	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = <u>1.228E-5</u> m/sec			Ss = <u>1.861E-6</u> m <sup>-1</sup>		
K' = <u>3.38E-11</u> m/sec			Ss' = <u>0.0003697</u> m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>1</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

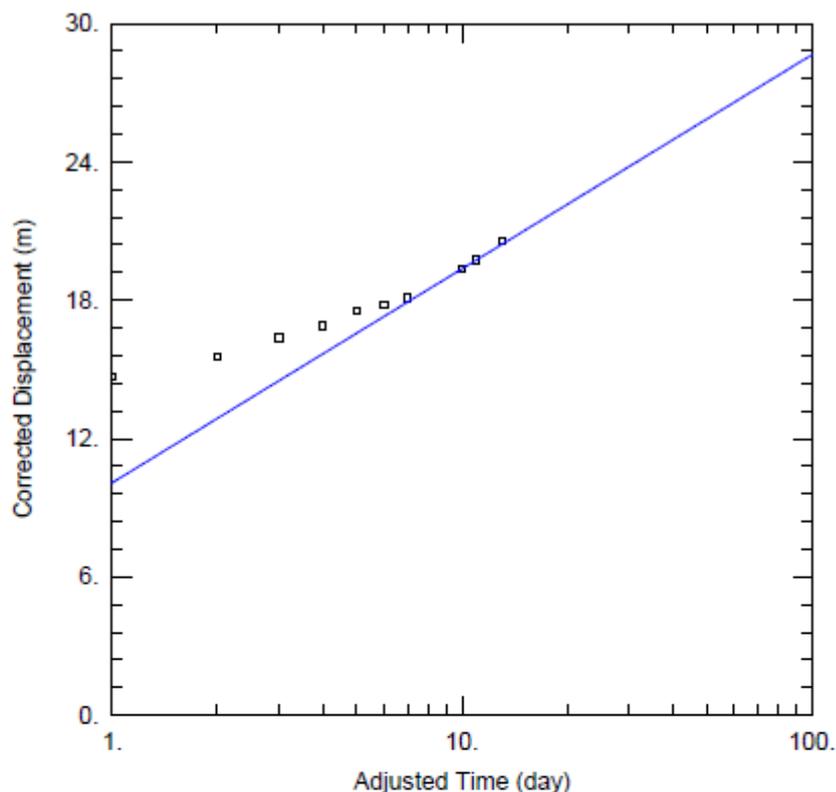
**Abbildung Anhang 40** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 45** zeigen die Auswertung am Pegel 2685 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

Pegel 2785



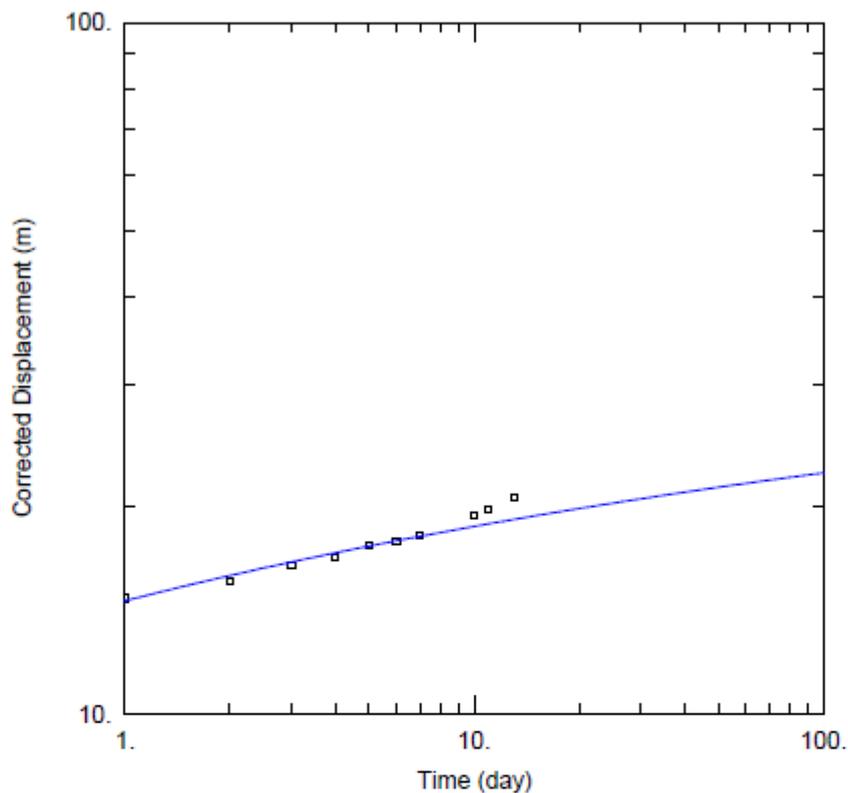
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_neumann.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:50:17</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.00196</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2785	2785	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0085</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>9.3E-6</u>		

**Abbildung Anhang 41** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 46** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



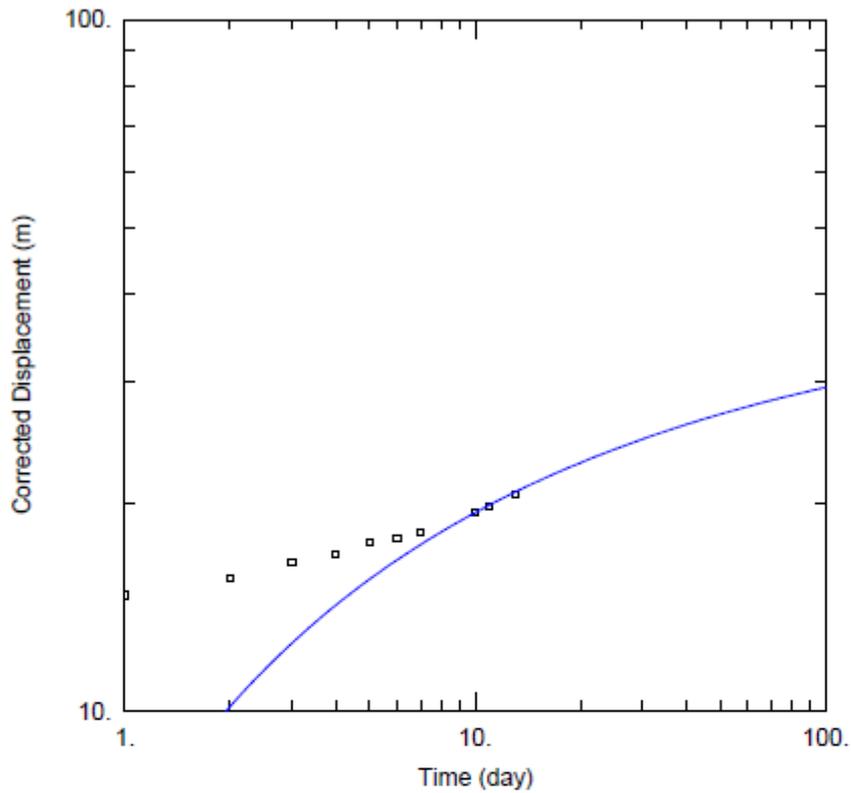
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_neumann.aqt					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:50:53</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70. m</u>			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.00196</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2785	2785	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0045 m<sup>2</sup>/sec</u>			S = <u>0.000287</u>		

Abbildung Anhang 42 und die dazugehörige Tabelle Anhang 47 zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



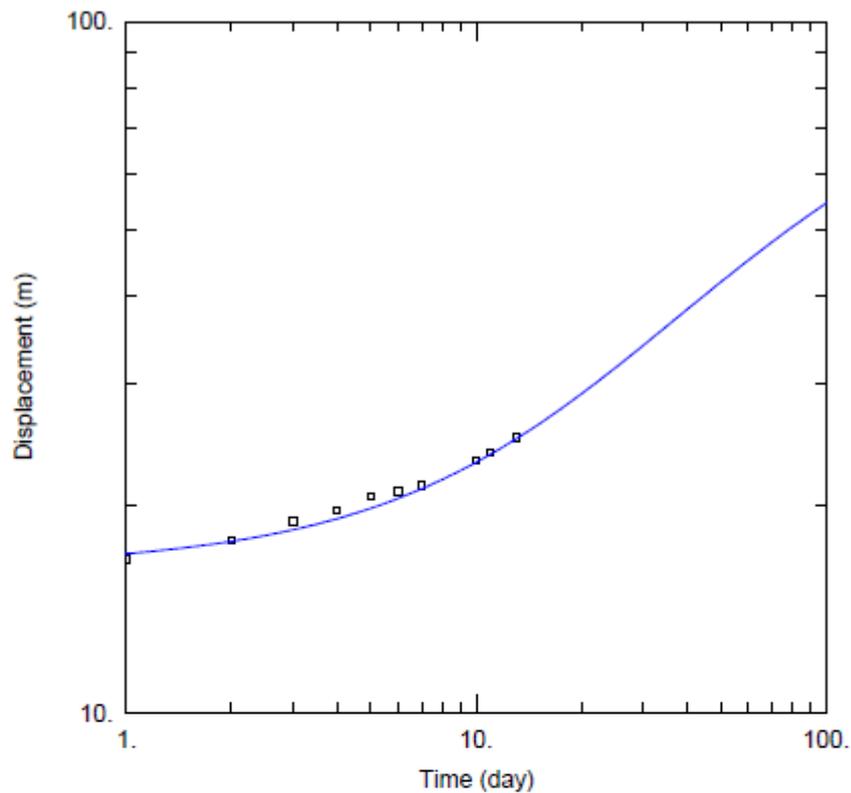
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_neumann.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:51:41</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2785	2785	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.00736</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>7.0E-6</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

**Abbildung Anhang 43** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 48** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



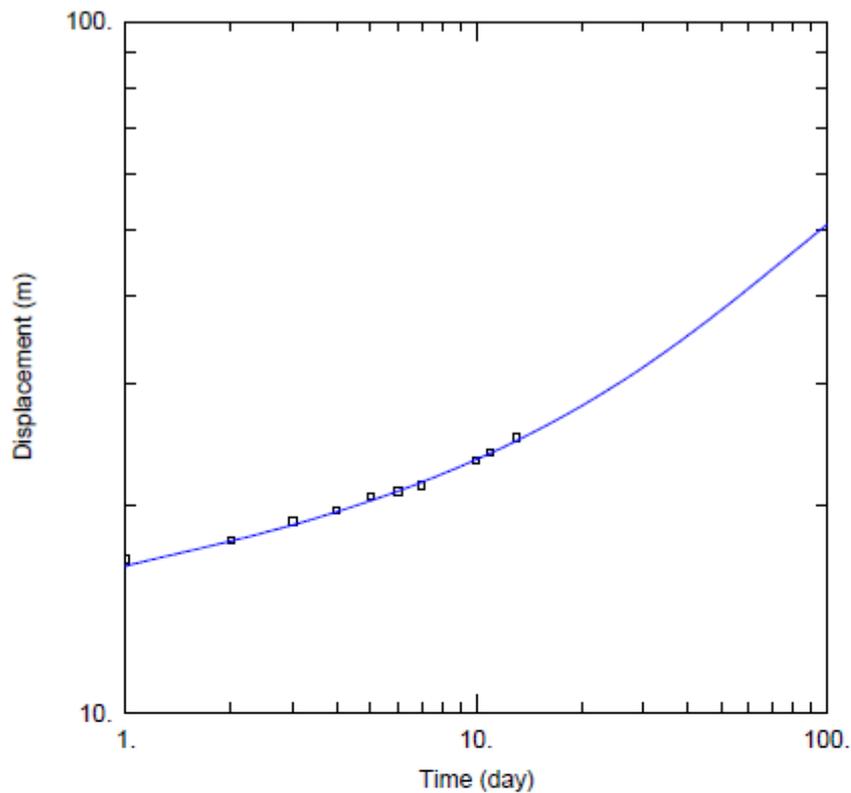
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_neumann.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:52:18</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>WELL DATA</u>					
<u>Pumping Wells</u>			<u>Observation Wells</u>		
<u>Well Name</u>	<u>X (m)</u>	<u>Y (m)</u>	<u>Well Name</u>	<u>X (m)</u>	<u>Y (m)</u>
<u>FB01</u>	<u>2285</u>	<u>0</u>	<u>2785</u>	<u>2785</u>	<u>0</u>
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Theis</u>		
T = <u>0.0022</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.00106</u>		
Kz/Kr = <u>1.</u>			b = <u>70.</u> m		

Abbildung Anhang 44 und die dazugehörige Tabelle Anhang 49 zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für den Absenkbereich 2 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Theis.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_neumann.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:49:31</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m					
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2785	2785	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Neuman</u>		
T = <u>0.001131</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>2.615E-5</u>		
Sy = <u>0.004566</u>			β = <u>0.1</u>		

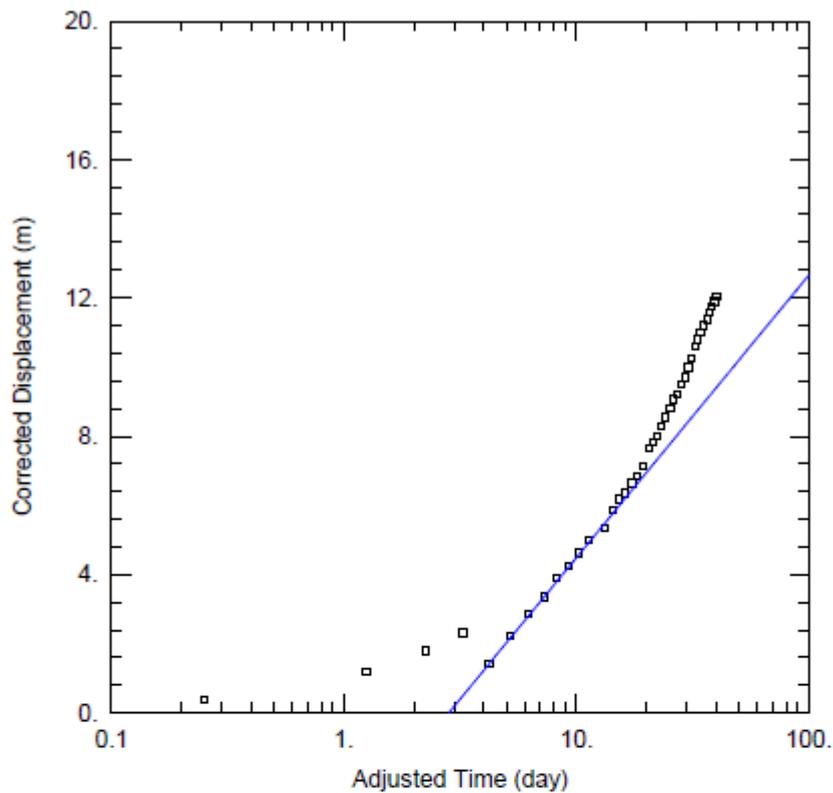
**Abbildung Anhang 45** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 50** zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Neuman.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: <u>F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2785\IP2785_7_1_98_moench_okt.aqt</u>					
Date: <u>10/03/11</u>			Time: <u>16:52:41</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Spherical Block Diameter: <u>1</u> m		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	2785	2785	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Fractured</u>			Solution Method: <u>Moench w/spherical blocks</u>		
K = <u>1.052E-5</u> m/sec			Ss = <u>2.208E-6</u> m <sup>-1</sup>		
K' = <u>4.582E-12</u> m/sec			Ss' = <u>0.0002343</u> m <sup>-1</sup>		
Sw = <u>0</u>			Sf = <u>0.5</u>		
r(w) = <u>0.1</u> m			r(c) = <u>0.1</u> m		

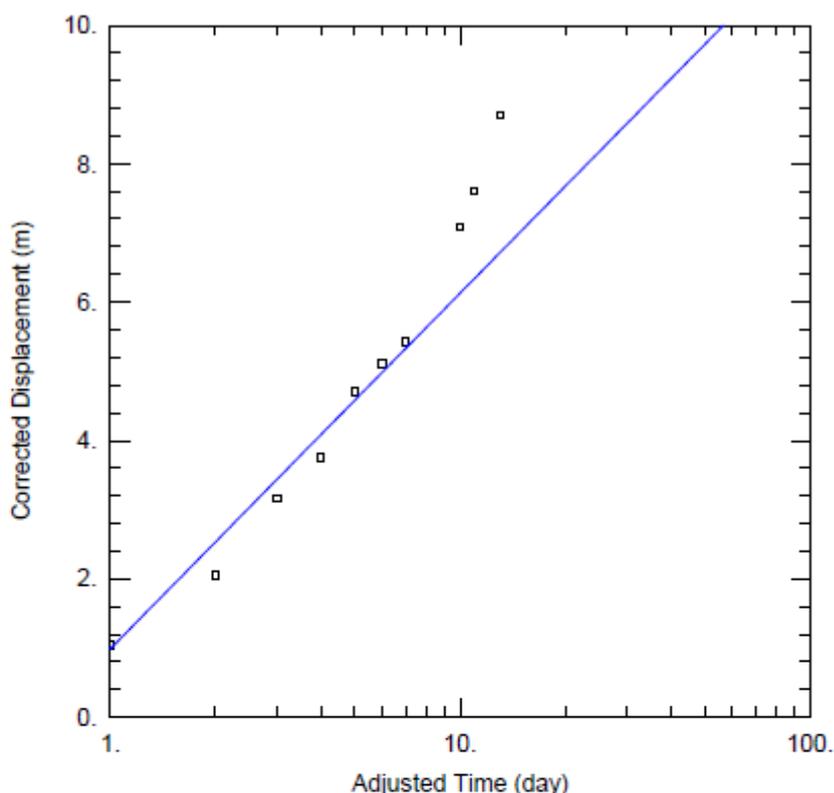
Abbildung Anhang 46 und die dazugehörige Tabelle Anhang 51 zeigen die Auswertung am Pegel 2785 für die gesamte Absenkkurve der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Moench.

## Korrigierte Absenkung



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\korr. absenkung\2365_9_10_97_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/13/11</u>			Time: <u>08:47:43</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.02297</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.005222</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.448</u>		

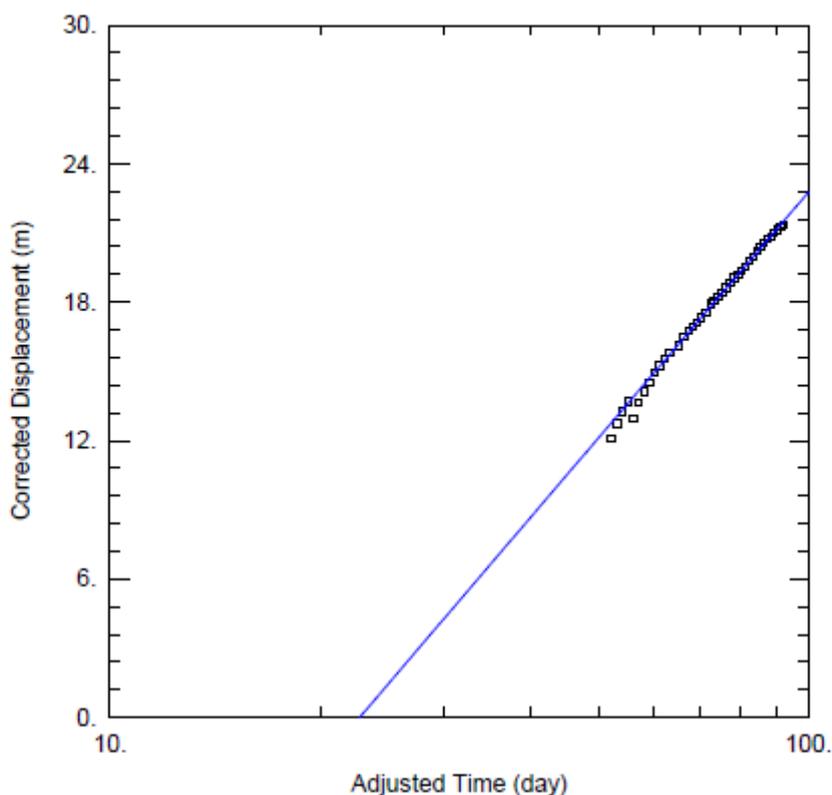
**Abbildung Anhang 47** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 52** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der korrigierten Absenkung, das bedeutet, die Absenkung zu Beginn der Pumpratenänderung beträgt null, am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\korr. absenkung\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt					
Date: <u>10/13/11</u>			Time: <u>08:52:06</u>		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.07656</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.00812</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.1585</u>		

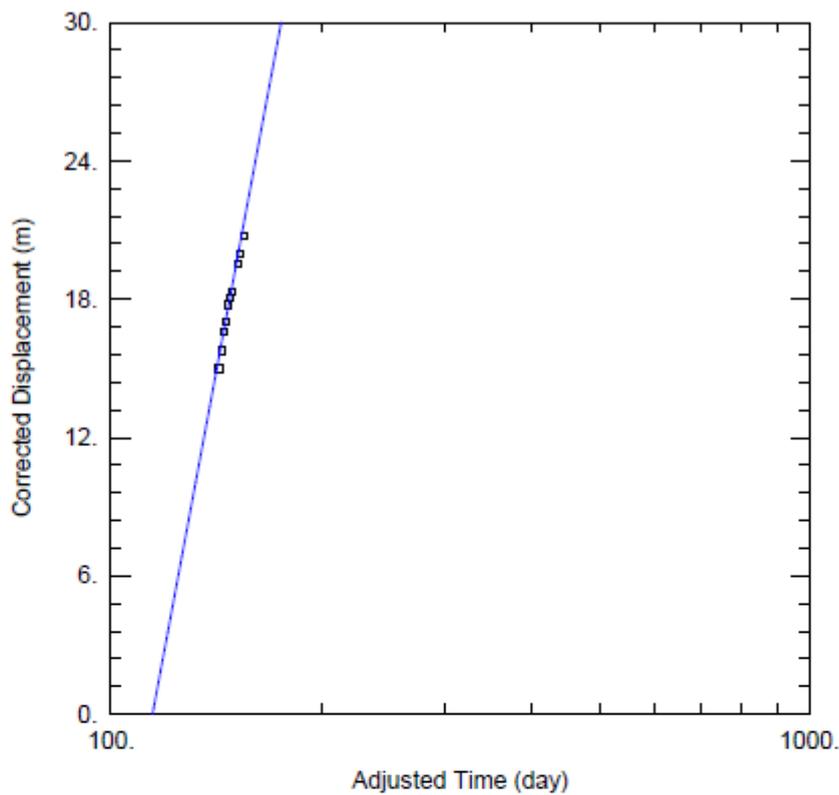
**Abbildung Anhang 48** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 53** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der korrigierten Absenkung, das bedeutet, die Absenkung zu Beginn der Pumpratenänderung beträgt null, am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 2 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

Originalzeit



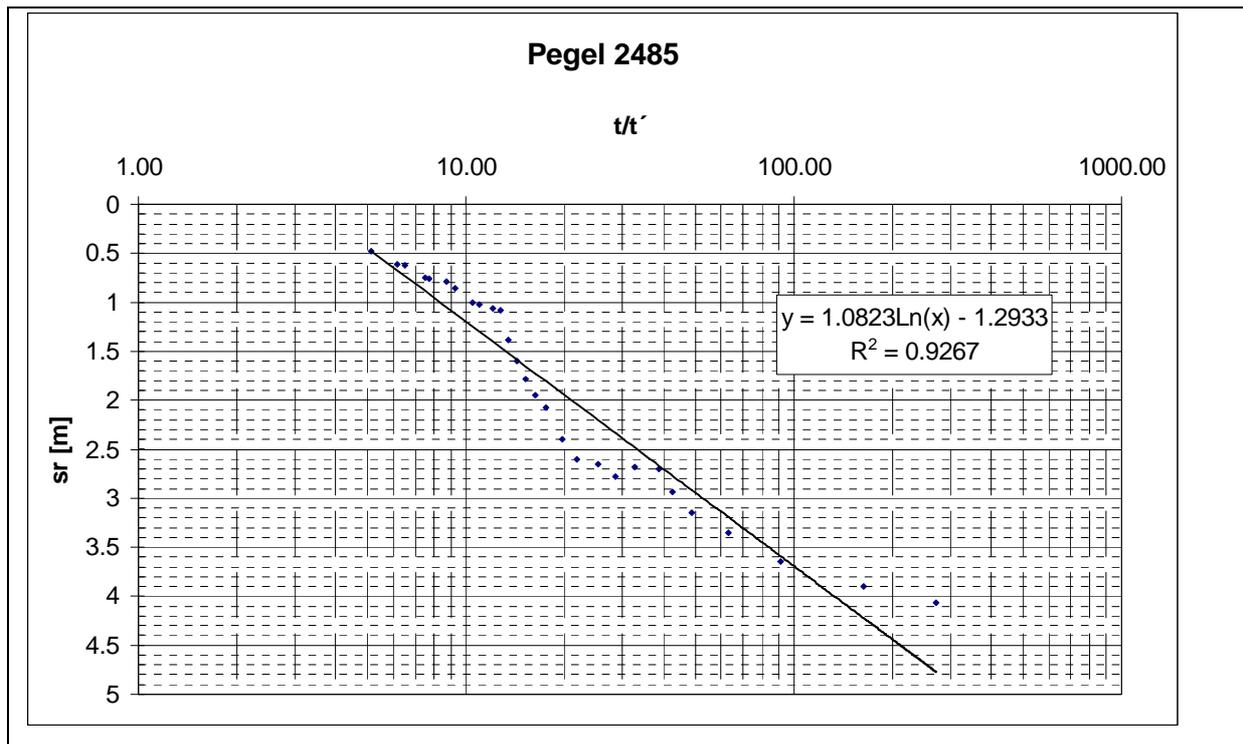
<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQT SOLVE_PRO\IP2365\orginalzeit\2365_9_10_97_moench_okt.aqt					
Date: 10/12/11			Time: 12:06:57		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>1</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.001204</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.8323</u>		

**Abbildung Anhang 49** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 54** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der absoluten Absenkdauer seit Implementierung der Filterbrunnennische am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.

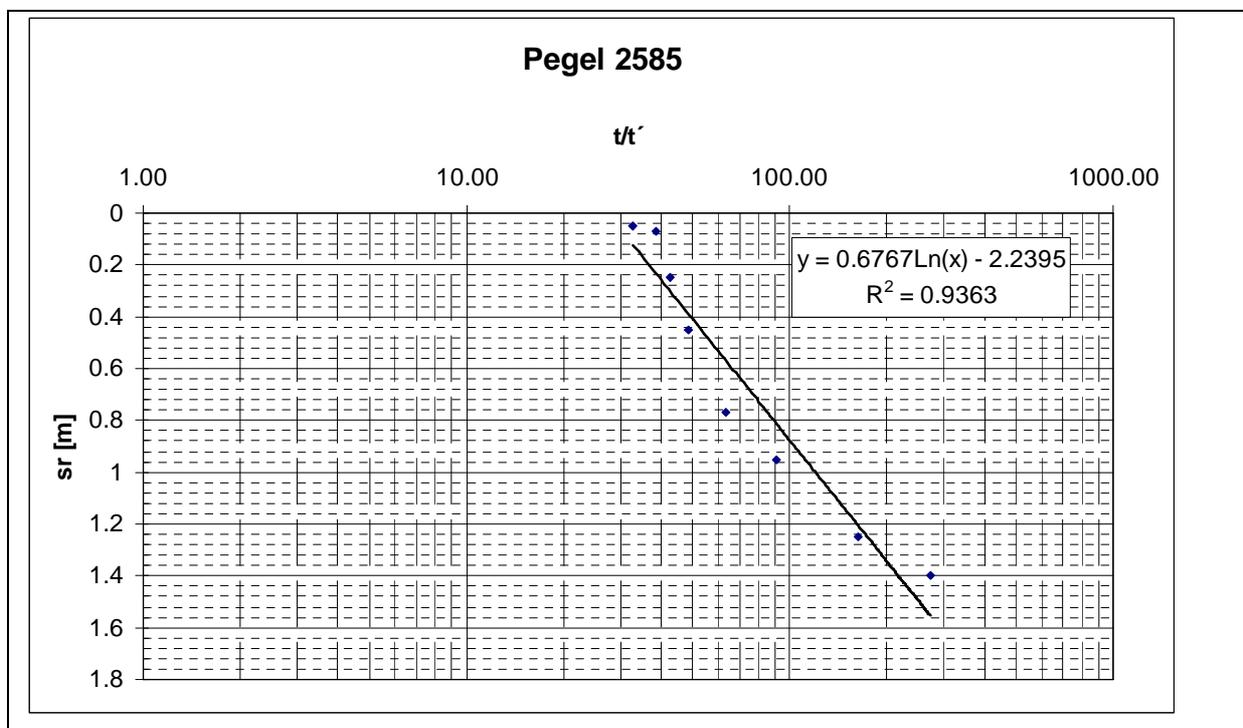


<u>WELL TEST ANALYSIS</u>					
Data Set: F:\Da\AQTSOLVE_PRO\IP2365\orginalzeit\2365_7_1_98_neumann_okt.aqt			Date: 10/12/11		
			Time: 12:18:49		
<u>PROJECT INFORMATION</u>					
Company: <u>Sem</u>					
<u>AQUIFER DATA</u>					
Saturated Thickness: <u>70</u> m			Anisotropy Ratio (Kz/Kr): <u>0.06668</u>		
<u>WELL DATA</u>					
Pumping Wells			Observation Wells		
Well Name	X (m)	Y (m)	Well Name	X (m)	Y (m)
FB01	2285	0	□ 2365	2365	0
<u>SOLUTION</u>					
Aquifer Model: <u>Unconfined</u>			Solution Method: <u>Cooper-Jacob</u>		
T = <u>0.0002563</u> m <sup>2</sup> /sec			S = <u>0.8919</u>		

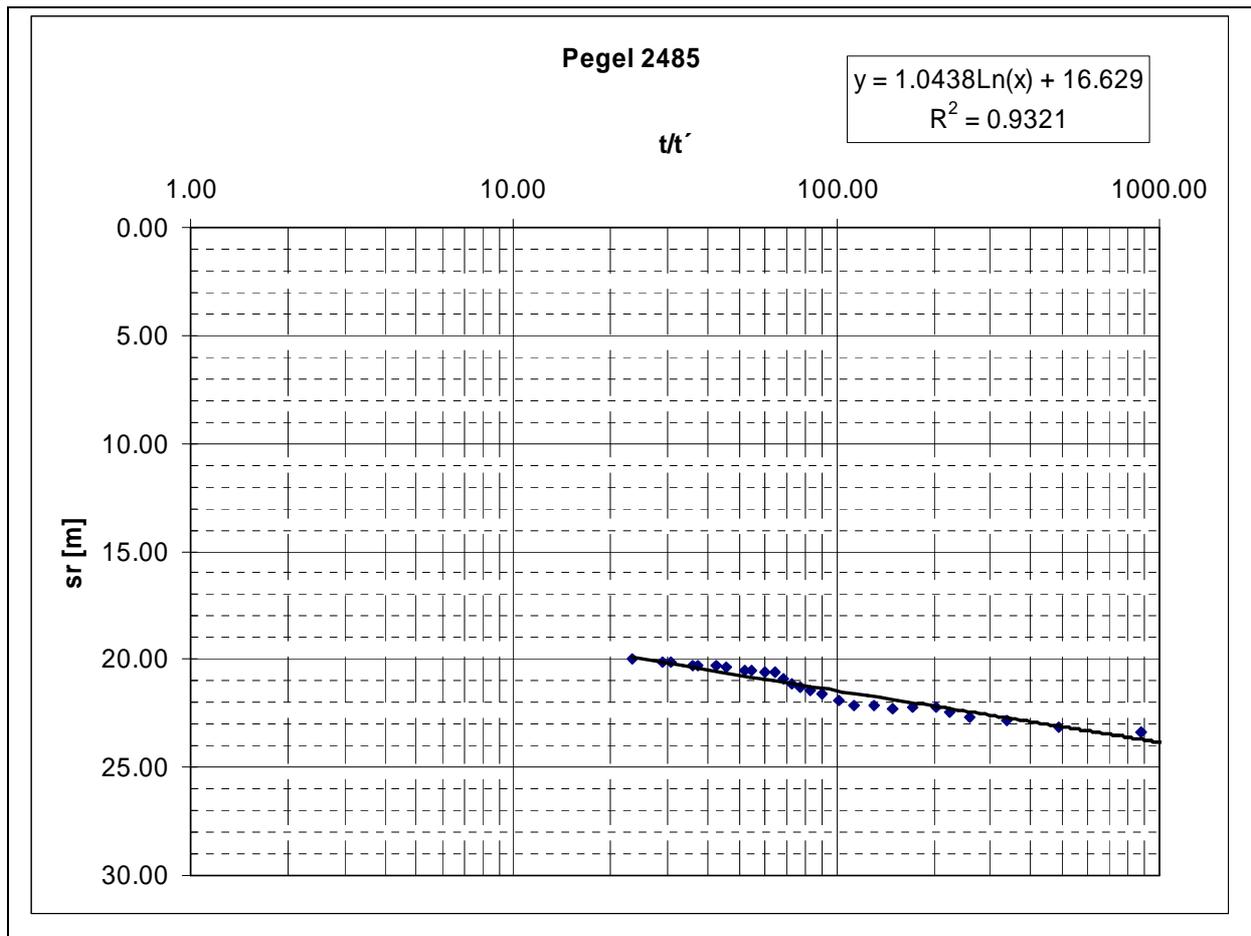
**Abbildung Anhang 50** und die dazugehörige **Tabelle Anhang 55** zeigen die Auswertung unter Berücksichtigung der absoluten Absenkdauer seit Implementierung der Filterbrunnennische am Pegel 2365 für den Absenkbereich 1 der Pumpphase 1 mit den Algorithmen von Cooper Jacob.



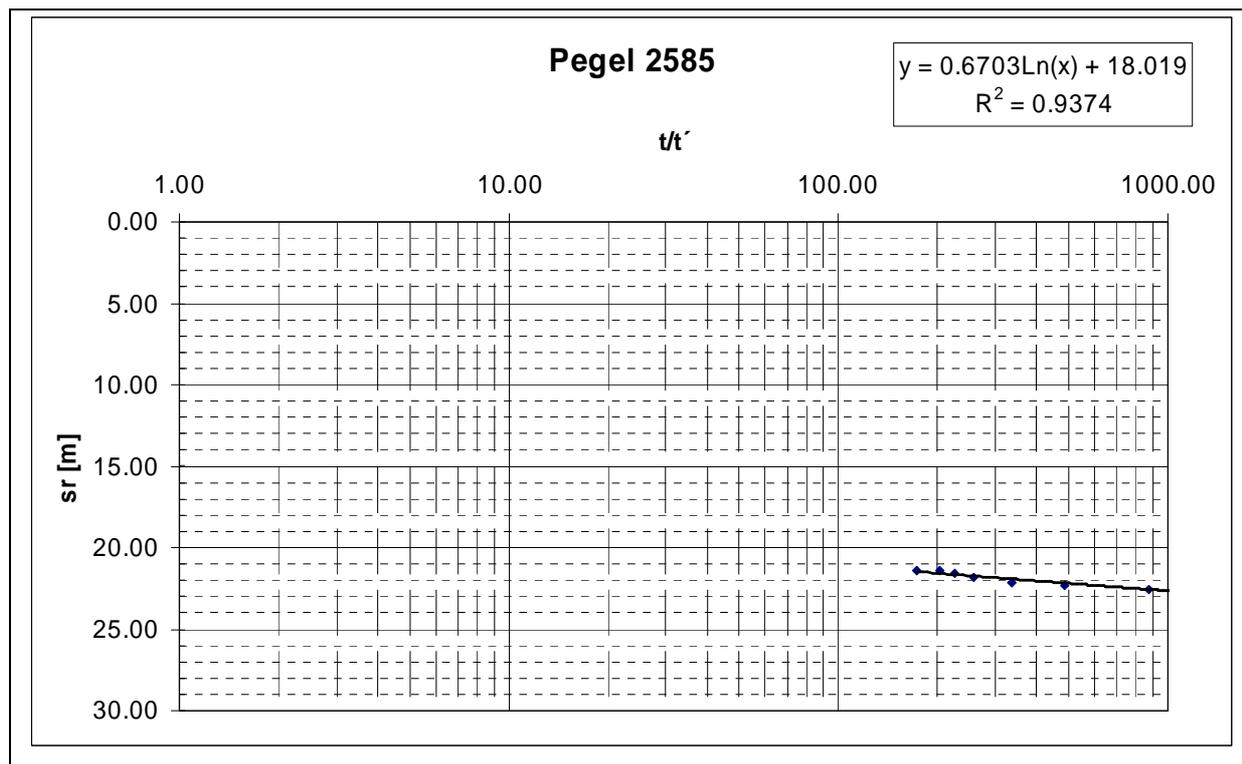
**Abb. Anhang 51:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2485 vom 1.11.1997 – 21.11.1997 für die Auswertung nach Theis



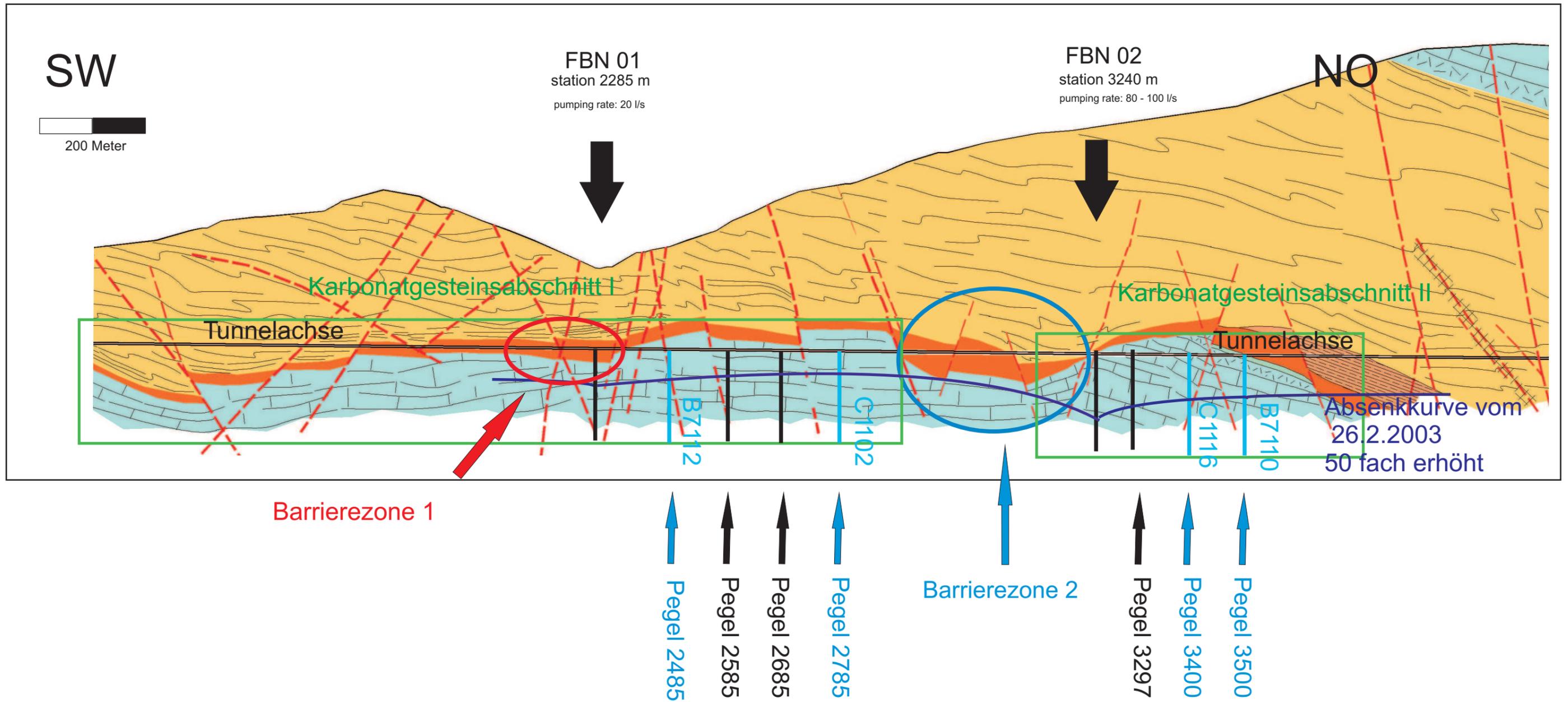
**Abbildung Anhang 52:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2585 vom 10.11.1997 – 18.11.1997 für die Auswertung nach Theis



**Abbildung Anhang 53:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2485 vom 1.11.1997-21.11.1997 für die Auswertung nach Theis.



**Abbildung Anhang 54:** zeigt die Aufspiegelungskurve mit Regressionsgerade am Pegel 2585 vom 10.11.1997-18.11.1997 für die Auswertung nach Theis.



**Abbildung Angang 55:** zeigt den geologischen Tunnelschnitt des Waltraud Stollens (3G Graz). Zusätzlich zeigt die Abbildung alle Beobachtungspegel, die Standorte der eingebauten Datenlogger und den Wasserspiegelstand vom 26.2.2003 in 50-facher Erhöhung zur besseren Visualisierung.

Rot bzw. Blau eingekreist sind Zonen möglicher niedriger Durchlässigkeiten (Barrierezonen)