



Universität Stuttgart  
Institut für Wasserbau

Lehrstuhl für  
Hydraulik und Grundwasser  
Prof. Dr. Helmut Kobus


Pfaffenwaldring 61  
W-7000 Stuttgart 80  
Telefon : (0711) 685 - 4714 / 4715  
Telefax : (0711) 685 - 4681

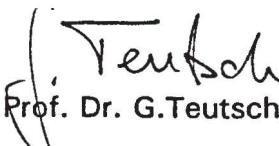
Wissenschaftlicher Bericht  
Nr. 92/28 (HG 168)

GROSSPUMPVERSUCH HORKHEIMER INSEL  
ANALYTISCHE AUSWERTUNG

Förderung:	Projekt Wasser-Abfall-Boden
Vorhaben:	PW 91.106
Projektlaufzeit:	1.3.91 - 28.2.94
Projektleitung:	Prof. Dr. H.Kobus Prof. Dr. G.Teutsch
Wissenschaftlicher Bearbeiter:	Dipl.-Geol. H.Schad

Stuttgart, im Januar 1993

  
Prof. Dr. H.Kobus

  
Prof. Dr. G.Teutsch

  
Dipl.-Geol. H.Schad

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
Verzeichnis von Abbildungen und Tabellen	II
1. Einleitung	1
2. Naturmeßfeld "Horkheimer Insel"	1
3. Versuchszweck	3
4. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	5
5. Versuchsauswertung	6
5.1 Allgemeines	6
5.2 Zeitliche Auswertung des Versuchs	9
5.2.1 Niederschlag und Luftdruck	9
5.2.2 Pumprate	11
5.2.3 Piezometerhöhe am Neckaraltarm	12
5.2.4 Grundwasserabsenkung im Bereich des Neckarkanals	13
5.2.5 Verlauf der Piezometerhöhen in den Muschelkalkmeßstellen P01 und P18	14
5.2.6 Auswertung der Zeitabsenkungsganglinien der Quartärmeßstellen	15
5.2.7 Einfluß der Aquiferränder	20
5.2.8 Vergleich der Ergebnisse des Großpumpversuchs mit denen der Kleinpumpversuche	22
5.3 Räumliche Auswertung des Versuchs	24
5.3.1 Allgemeines	24
5.3.2 Räumliche Entwicklung des Absenkungstrichters	24
5.3.3 Bestimmung von Transmissivität und Speicher- koeffizient	26
6. Wiederanstieg	28

	Verzeichnis von Abbildungen und Tabellen	Seite
Abb. 1:	Lageplan	2
Abb. 2:	Bohr- und Ausbauprofil Brunnen Br3	4
Abb. 3:	Aufbau der Förder- und Ablaufeinrichtungen	5
Abb. 4:	Ganglinie des Niederschlags während des Großpumpversuchs	9
Abb. 5:	Ganglinie des Luftdrucks während des Großpumpversuchs	10
Abb. 6:	Ganglinie der Pumprate während der Absenkungsphase	10
Abb. 7:	Propellerflowmeterprofil während der Absenkungsphase	11
Abb. 8:	Ganglinie des Grundwasserstands in P37 während des Großpumpversuchs	12
Abb. 9:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P24 und P25	13
Abb. 10:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P01 und P18	14
Abb. 11:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P09, P14, P11, P22, P06	15
Abb. 12:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P10, P21, P12, P07, P16	16
Abb. 13:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P20, P13, P15, P08, P03	16
Abb. 14:	Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P19, P26, P02	17
Abb. 15:	Zeitabsenkungsganglinie im Pumpbrunnen Br3	18
Abb. 16:	Einfluß der Aquiferränder auf den Absenkungsverlauf in der Meßstelle P19 ( gemessen und berechnet )	21
Abb. 17:	Transmissivität für die Phase 3 als Funktion des Abstands zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle	23
Abb. 18:	Speicherkoeffizient für die Phase 3 als Funktion des Abstands zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle	23
Abb. 19:	Isolinien der Grundwasserabsenkung für verschiedene Zeitpunkte während der Absenkungsphase	25

### III

Abb. 20:	Korrelationskoeffizient für Absenkung und radiale Entfernung der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen als Funktion der Zeit	27
Abb. 21:	Transmissivität aus der räumlichen Absenkung als Funktion der Zeit	27
Abb. 22:	Speicherkoefizient aus der räumlichen Absenkung als Funktion der Zeit	28
Tabelle 1:	Hydraulische Parameter Transmissivität und Speicherkoefizient für die Absenkungsphasen 2 und 3 des Großpumpversuchs	20



## Verzeichnis von Abbildungen im Anhang

- Abb. A1: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P02 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A2: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P07 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A3: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P08 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A4: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P09 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A5: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P10 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A6: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P11 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A7: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P12 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A8: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P13 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A9: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P14 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A10: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P15 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A11: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P19 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A12: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P20 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A13: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P21 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A14: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P22 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen
- Abb. A15: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P26 unter Berücksichtigung von Aquifergrenzen

- Abb. B1: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 21 Sekunden
- Abb. B2: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 6 Minuten
- Abb. B3: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 1 Stunde
- Abb. B4: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 5 Stunden
- Abb. B5: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 11 Stunden und 30 Minuten
- Abb. B6: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 22 Stunden
- Abb. B7: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 56 Stunden
- Abb. B8: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 95 Stunden und 59 Minuten

## 1. Einleitung

Im Rahmen des PWAB Forschungsprojektes "Schadstofftransport im Untergrund, Erkundungs- und Überwachungsmethoden" wurde im März 1991 auf dem Naturmeßfeld "Horkheimer Insel" ein Großpumpversuch durchgeführt. Der Versuch wurde vom Geologischen Landesamt Baden-Württemberg unterstützt, so daß die Registrierung der Grundwasserstände während des Versuchs im Rahmen der geowissenschaftlichen Gemeinschaftsaufgaben der Bundesländer vom Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung (NLfB) erfolgen konnte. Als Versuchszeitraum wurde in Absprache mit dem NLfB der 12.-21. März 1991 festgelegt.

## 2. Naturmeßfeld "Horkheimer Insel"

Das Naturmeßfeld "Horkheimer Insel" liegt etwa 70 km nördlich von Stuttgart im Bereich des Neckartales (s. Abb. 1). Es wurde in den Jahren 1987/88 eingerichtet und umfaßt eine Fläche von ca. 2 ha zwischen dem Neckaraltarm und dem Neckarkanal. Der Grundwasserleiter besteht aus holozänen, ca. 4 m mächtigen, fluviatilen Sand- und Kiesablagerungen, die von ca. 5 m mächtigen, sandig lehmigen Aueablagerungen überdeckt werden. Die quartären Sedimente insgesamt lagern auf der Erosionsoberfläche des Oberen Muschelkalks. Als gesättigte Aquifermächtigkeit stehen unter normalen hydrologischen Bedingungen ca. 3 m zur Verfügung, d.h. der Grundwasserleiter ist i.d.R. ungespannt. Hydraulische Randbedingungen bestehen im Westen und Osten des Testfeldes. Im Westen ist dies der Neckaraltarm, der in hydraulischem Kontakt zum Testfeldaquifer steht und die Vorflut darstellt. Im Osten dünnt der Aquifer im Bereich des Neckaraltarmes aus. Das Grundwassergefälle beträgt ca. 1 ‰ in nordwestlicher Richtung.

Im Rahmen des o.g. Forschungsprojektes wurden im Bereich des Testfeldes 26 Grundwassermeßstellen mit einem Ausbaudurchmesser von 125 + 150 mm eingerichtet. Vier dieser Meßstellen sind ausschließlich im Festgestein in Tiefen zwischen 9 und 21 m verfiltert, die restlichen 22 Meßstellen wurden bis zur Basis der quartären Sedimente abgeteuft und im Bereich des alluvialen Grundwasserleiters voll verfiltert. Daneben wurden 12 Piezomesternester errichtet, die i.d.R. aus drei, in unterschiedlichen Tiefen verfilterten, PE-Rohren mit einem Durchmesser von 40 mm bestehen. Für die Durchführung von

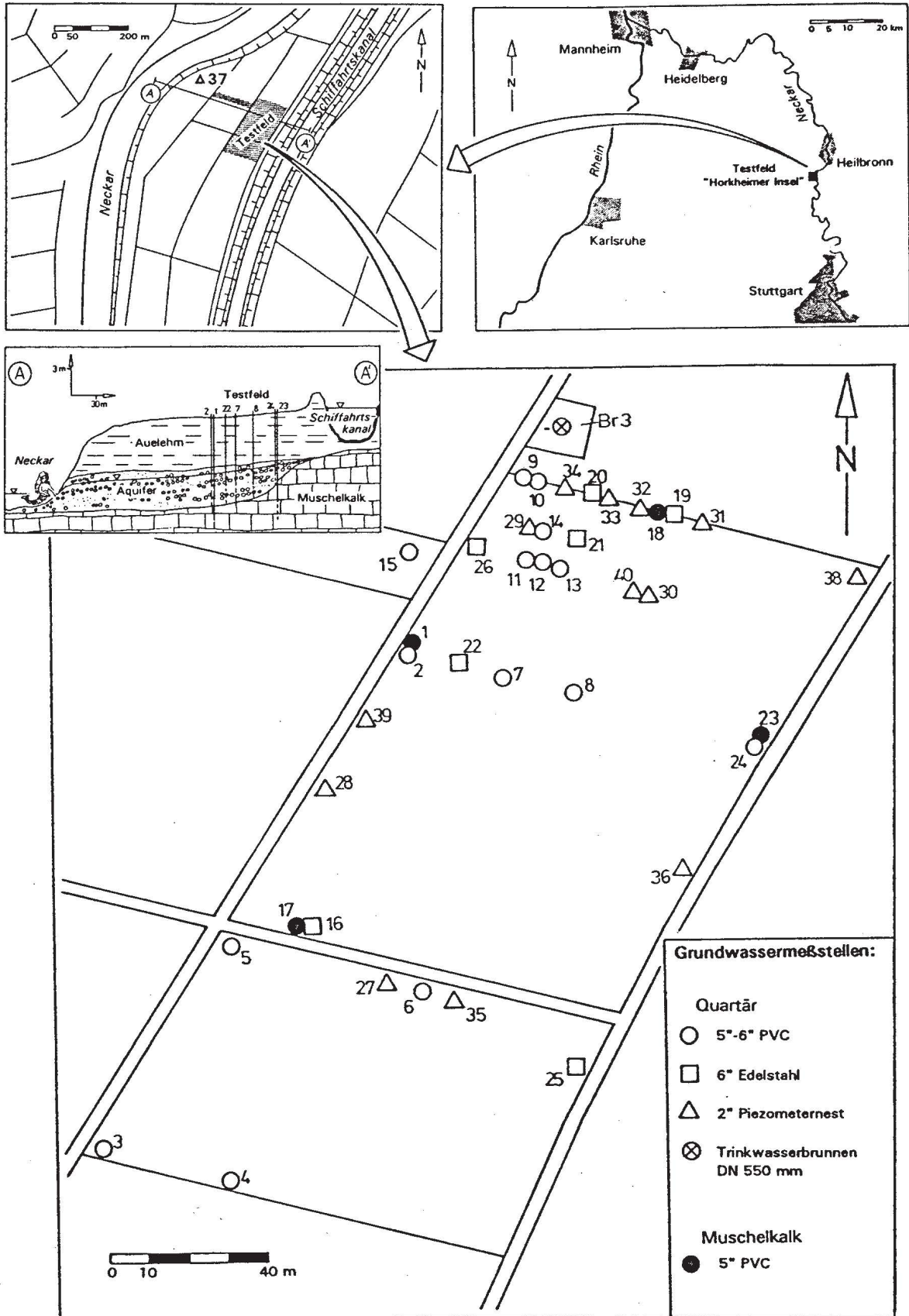


Abb. 1: Lageplan



Feldexperimenten stehen ferner im nordwestlichen Teil des Testfeldes ein Grundwasserentnahmebrunnen der Stadtwerke Heilbronn (Br3 Ø 50 cm) sowie ein Rohrleitungsnetz zur Ableitung von gefördertem Grundwasser zur Verfügung.

Eine detaillierte Beschreibung der Infrastruktur des Naturmeßfeldes sowie der innerhalb der ersten Projektphase durchgeführten Forschungsarbeiten ist in Hofmann et al. (1991) bzw. Schad et al. (1992) gegeben.

### 3. Versuchszweck

Die entscheidende Voraussetzung für die Berechnung bzw. Modellierung von Strömungs- und Transportvorgängen im Grundwasser ist die Kenntnis der hydraulischen Durchlässigkeit bzw. ihrer Variabilität innerhalb des Aquifers. Die dazu erforderliche räumliche Auflösung dieses Parameterfeldes ist abhängig vom Maßstab des betrachteten Strömungs- und Transportproblems. Ein maßgebliches Forschungsziel des genannten PWAB-Projektes ist die Identifikation des hydraulischen Durchlässigkeitsfeldes mit Hilfe von verschiedenen Erkundungsmethoden sowie eine Bewertung der eingesetzten Methoden. Daneben kommt der Problematik des Übergangs von klein- zu großskaligen Erkundungen besondere Bedeutung zu. Während der ersten Projektphase wurden vor allem im Bereich des nordwestlichen Teilfeldes an vielen Beobachtungsmeßstellen sogenannte Kleinpumpversuche durchgeführt. Dabei wurde das Grundwasser über einen Zeitraum von jeweils 2 Stunden abgesenkt. Das Absenkungsverhalten des Aquifers wurde an mehreren umliegenden Meßstellen aufgezeichnet. Die angewandten Förderraten betragen je nach Meßstellen-ergiebigkeit 2 + 5 l/s.

Als Vergleich zu diesen kleinskaligen Erkundungen wurde die Durchführung eines Großpumpversuchs projektiert. Damit sollten zum einen effektive Aquiferparameter ermittelt und zum anderen eine Untersuchung der Abhängigkeit der ermittelten hydraulischen Parameter vom Abstand zwischen Pump- und Beobachtungsbrunnen ermöglicht werden. Während bei den Kleinpumpversuchen der Einflußradius der Absenkung etwa 25 + 30 m betrug und pro Versuch der Zeitabsenkungsverlauf lediglich an maximal vier Beobachtungsmeßstellen registriert werden konnte, war beim Großpumpversuch der Einflußradius aufgrund der größeren Entnahmerate deutlich größer. Das Absenkungsverhalten des

Aquifers konnte daher mit Hilfe der Registrieranlage des NLfB an vielen Stellen gleichzeitig gemessen werden.

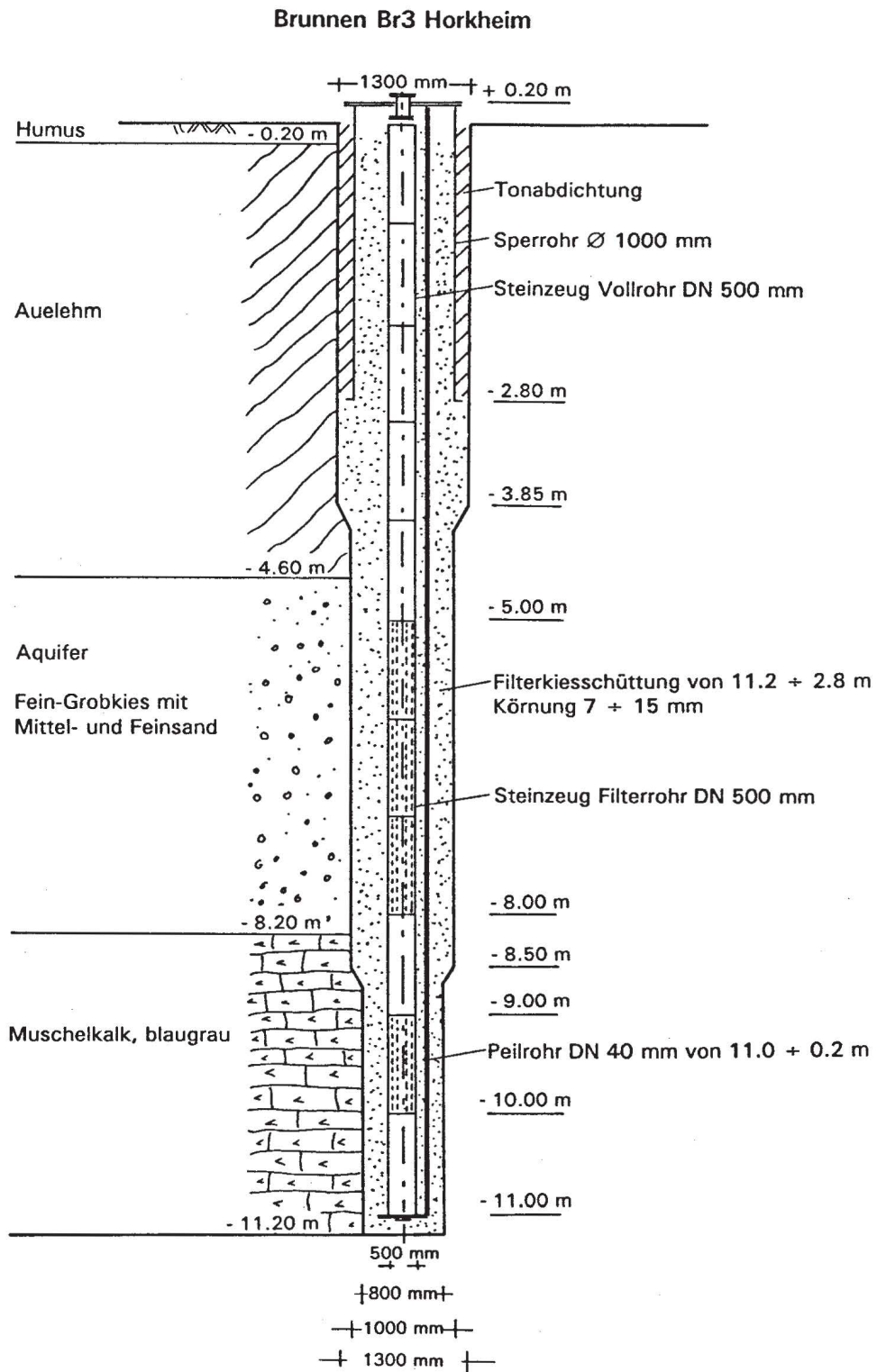


Abb. 2: Bohr- und Ausbauprofil Brunnen Br3



#### 4. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Für die Entnahme einer gegenüber den Kleinpumpversuchen deutlich größeren Pumprate kam aufgrund seines großen Ausbaudurchmessers allein der Brunnen Br3 in Betracht (s. Abb. 1 und 2). Aufgrund von Voruntersuchungen zur Ergiebigkeit des Brunnens wurde die Entnahmerate zu ca. 14 l/s festgelegt. Zur Erzielung dieser Pumprate wurden zwei Unterwasserpumpen eingesetzt, die bereits früher im Rahmen des Projektes beschafft wurden:

- Grundfos SP27-3 ( $Q_{\max} = 9 \text{ l/s}$ )
- Grundfos SP16-3 ( $Q_{\max} = 6 \text{ l/s}$ )

Die Pumpen wurden ca. 2,5 bzw. 3,5 m unterhalb des Ruhewasserspiegels positioniert. Die Förderleitungen beider Pumpen (DN 75 mm bzw. 50 mm) wurden am Brunnenkopf mittels eines Y-Stücks zusammengeführt (s. Abb. 3). Druckseitig davon wurde in die Ablaufleitung der NLFb eigene induktive Durchflußmesser (IDM) sowie ein Absperrventil integriert. Die Ablaufleitung (s. Abb. 3) wurde im 270° Bogen zum Einlaufstutzen der Sammelleitung (DN 150/200/250) geführt. Diese hat ihrerseits, ca. 1 km nördlich des Testfeldes, einen Auslauf zum Neckaraltarm.

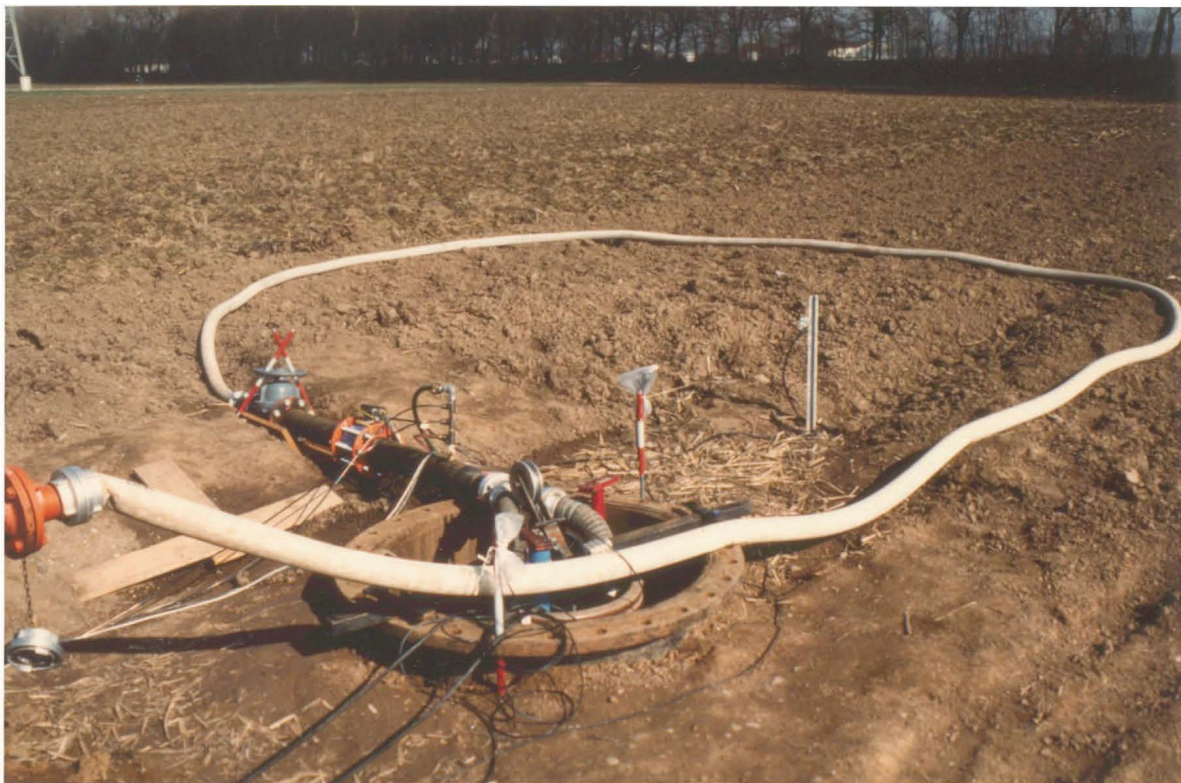


Abb. 3: Aufbau der Förder- und Ablaufeinrichtungen

In insgesamt 22 Beobachtungsmeßstellen sowie im Pumpbrunnen selbst wurden Sonden zur Messung der Wasserstände installiert. Diese bestehen aus einem Ultraschallemitter und einem Ultraschallempfänger und werden in einer definierten Tiefe unterhalb des Wasserspiegels positioniert. Die Messung des Wasserstandes erfolgt dann als Relativmessung bezüglich eines Anfangszustandes (Nullmessung), wobei die jeweilige Piezometerhöhe aus der Laufzeit einer Ultraschallwelle vom Emitter zur Wasseroberfläche und zurück zum Empfänger bestimmt wird. Das Auflösungsvermögen dieses Verfahrens liegt bei ca. 0,15 mm, die Meßgenauigkeit beträgt ca.  $\pm 0,5$  mm.

Neben der Wasserstands- und Durchflußmessung wurden parallel Lufttemperatur, Luftdruck sowie Niederschlag gemessen. Sämtliche Meßeinrichtungen waren mit der zentralen Datenerfassungsanlage des NLFb verkabelt und wurden pro Meßzyklus sequentiell angesteuert bzw. abgefragt. Die Meßdaten wurden digital gespeichert und vom NLFb auf Magnetband zur Verfügung gestellt. Die Meßeinrichtung ist im Detail in Dürbaum und Kohlmeier (1970) beschrieben.

Da der Versuch als reiner Aquifertest konzipiert war, wurde er als einstufiger Absenkversuch durchgeführt. Die Installation der Anlagen erfolgte am 12.3.91. Einer 96-stündigen Absenkungsphase mit konstanter Pumprate vom 13.3. 9<sup>00</sup> h bis zum 17.3. 9<sup>00</sup> h schloß sich bis zum 21.3. eine ebenfalls 96-stündige Messung des Wiederanstiegs an. Die zeitliche Diskretisierung der Meßzeitpunkte wurde vom NLFb vorgegeben und folgt zu Beginn in etwa einer geometrischen Reihe mit einem Anfangsmeßintervall von 7 Sekunden. Ab einer Pumpzeit von 1 Stunde wurde bis zum Ende der Absenkungsperiode ein konstantes Meßintervall von 15 Minuten eingehalten. Die Messung des Wiederanstieges wurde äquivalent durchgeführt.

## 5. Versuchsauswertung

### 5.1 Allgemeines

Die Auswertung von Pumpversuchsdaten erfolgt im allgemeinen mit Hilfe von geschlossenen analytischen Lösungen. Für die instationäre Brunnenströmung in einem gespannten und homogenen Grundwasserleiter von unendlicher Ausdehnung hat Theis (1935) in



Analogie zur Wärmeleitung eine eindimensionale analytische Lösung der Differentialgleichung für Radialströmung hergeleitet (Gl. 1) und ein graphisches Verfahren zur Bestimmung der hydraulischen Parameter Transmissivität und Speicherkoeffizient vorgestellt. Dieses Verfahren ist prinzipiell auch für ungespannte Systeme anwendbar, sofern das Verhältnis aus Absenkung zur Restmächtigkeit der gesättigten Zone klein ist und das Absenkungsverhalten zu Beginn des Pumpversuchs nicht berücksichtigt wird. Trotz der restriktiven Randbedingungen wird dieses Verfahren in der angewandten Grundwasserhydrologie vielfach verwendet.

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot W(u) \quad (1a)$$

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} dy \quad (1b)$$

$$u = \frac{r^2 \cdot S}{4 \cdot T \cdot t} \quad (1c)$$

mit:

$s$  = Absenkung (m)

$Q$  = Pumprate ( $m^3/s$ )

$T$  = Transmissivität ( $m^2/s$ )

$S$  = Speicherkoeffizient (-)

$r$  = Entfernung zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle (m)

$t$  = Zeit seit Pumpbeginn (s)

Mittlerweile wurden für eine Vielzahl von Randbedingungen analytische Lösungen der Differentialgleichung hergeleitet. Für den hier betrachteten Aquifer kommen neben dem Verfahren von Theis auch die Verfahren von Neuman (1975) und Stallman (in Ferris et al., 1962) in Betracht. Das von Neuman entwickelte Typkurvenverfahren zur Auswertung von Zeitabsenkungsdaten (Gl. 2) gilt für ungespannte homogene Aquifere und berücksichtigt auch Anisotropie der hydraulischen Durchlässigkeit ( $k_{f,radial} \neq k_{f,vertikal}$ ).

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot W(u_A, u_B, \beta) \quad (2a)$$

$$u_A = \frac{r^2 \cdot S}{4 \cdot T \cdot t} \quad (2b)$$

$$u_B = \frac{r^2 \cdot S_y}{4 \cdot T \cdot t} \quad (2c)$$

$$\beta = \frac{r^2 \cdot k_v}{D^2 \cdot k_h} \quad (2d)$$

mit:

$S_y$  = Speicherkoeffizient für Porenspeicher (-)

$S$  = Speicherkoeffizient für elastischen Speicher (-)

$k_v$  = Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung (m/s)

$k_h$  = Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung (m/s)

$D$  = Mächtigkeit des Aquifers (m)

Das Verfahren von Stallman (Gl. 3) basiert auf der Lösung von Theis und berücksichtigt Aquifergrenzen. Dabei werden imaginäre Brunnen eingeführt, deren Lage sich durch Spiegelung des realen Brunnens an den Aquifergrenzen ergibt. Im Fall von zwei parallelen Grenzen führt dies zu einer theoretisch unendlichen Anzahl von Brunnen.

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot [W(u) \pm W(r_{r1}^2 u) \pm \dots \pm W(r_{rn}^2 u)] \quad (3)$$

mit:

$$r_r = r_i/r$$

$r_i$  = Entfernung zwischen Imaginärbrunnen und Beobachtungsmeßstelle (m)

## 5.2 Zeitliche Auswertung des Versuchs

### 5.2.1 Niederschlag und Luftdruck

Die gemessenen Werte des Niederschlags und des Luftdrucks sind in den Abbildungen 4 und 5 dargestellt. Während der Absenkungsphase kam es zu keinen nennenswerten Niederschlägen. Dagegen wurde während der Wiederanstiegsphase ein Niederschlagsereignis von ca. 10 mm innerhalb von 7 Stunden registriert.

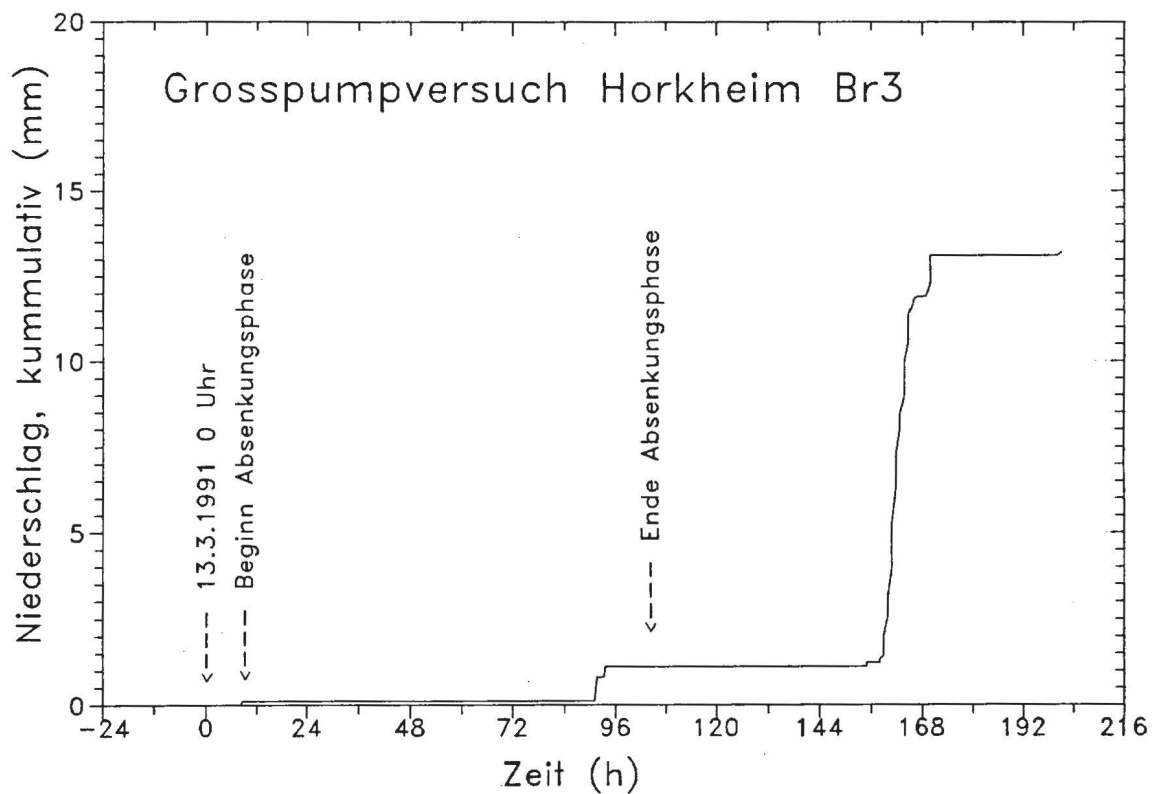


Abb. 4: Ganglinie des Niederschlags während des Großpumpversuchs

Der Luftdruck schwankte während des Versuchszeitraumes zwischen 983 hPa und 1000 hPa. Aufgrund der ungespannten Verhältnisse kann jedoch ein Einfluß der Luftdruckschwankungen auf die gemessenen Grundwasserstände ausgeschlossen werden.

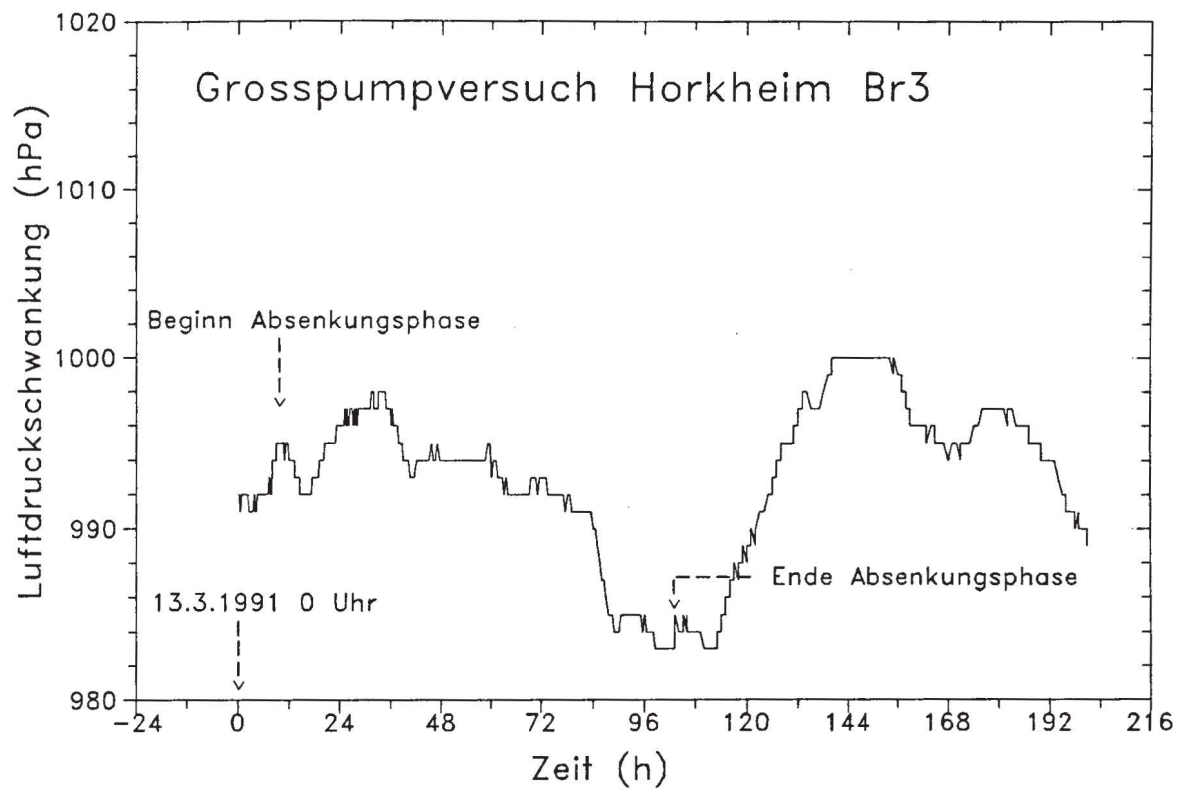


Abb. 5: Ganglinie des Luftdrucks während des Großpumpversuchs

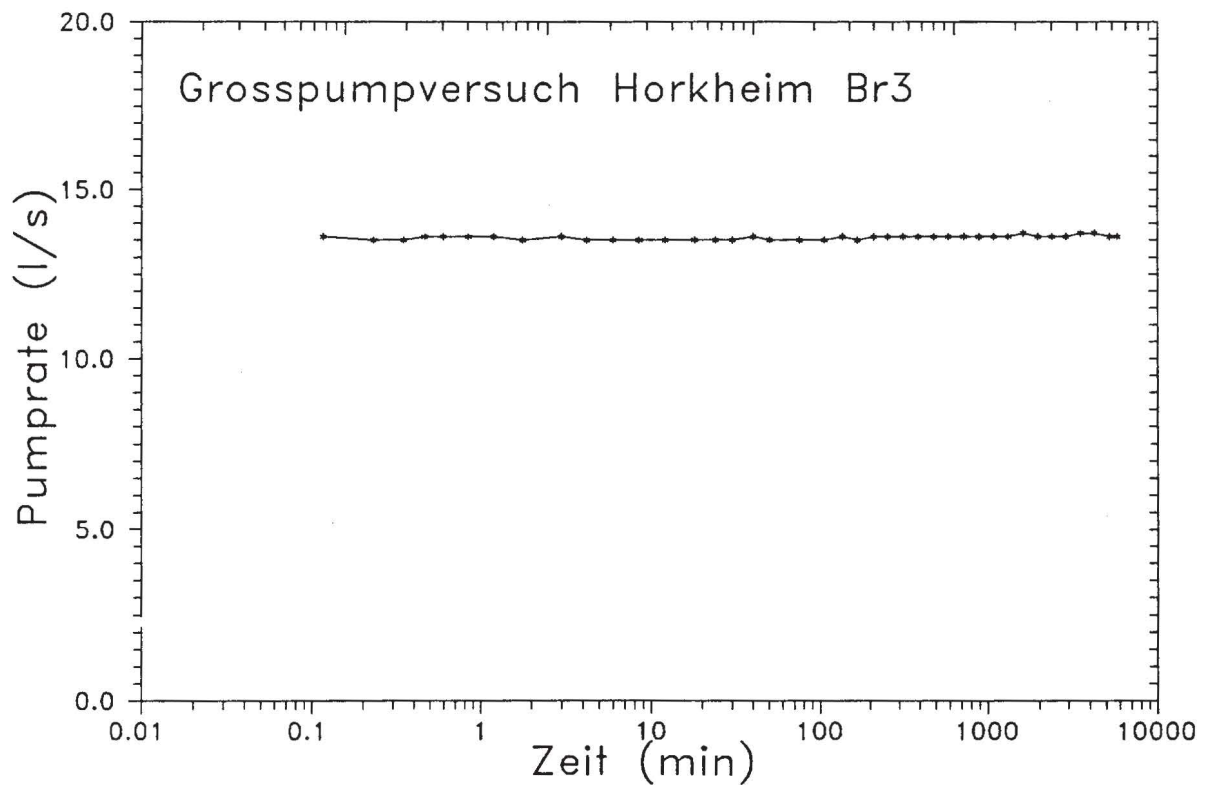


Abb. 6: Ganglinie der Pumprate während der Absenkungsphase



## 5.2.2 Pumprate

Die mittels IDM gemessene Pumprate zeigte während der gesamten Absenkungsphase keine nennenswerten Schwankungen (s. Abb. 6). Für die Auswertung der Versuchsergebnisse kann daher von einer konstanten Pumprate von 13.6 l/s ausgegangen werden. Ein während des Versuchs im Brunnen Br3 aufgenommenes Flowmeterprofil (s. Abb. 7) gibt zunächst die Positionen der beiden Unterwasserpumpen wieder und zeigt darüberhinaus, daß aus der Filterstrecke unterhalb von 9 m unter Gelände, d.h. aus dem Muschelkalk, nur ein sehr geringer Teil der geförderten Wassermenge zuströmte.

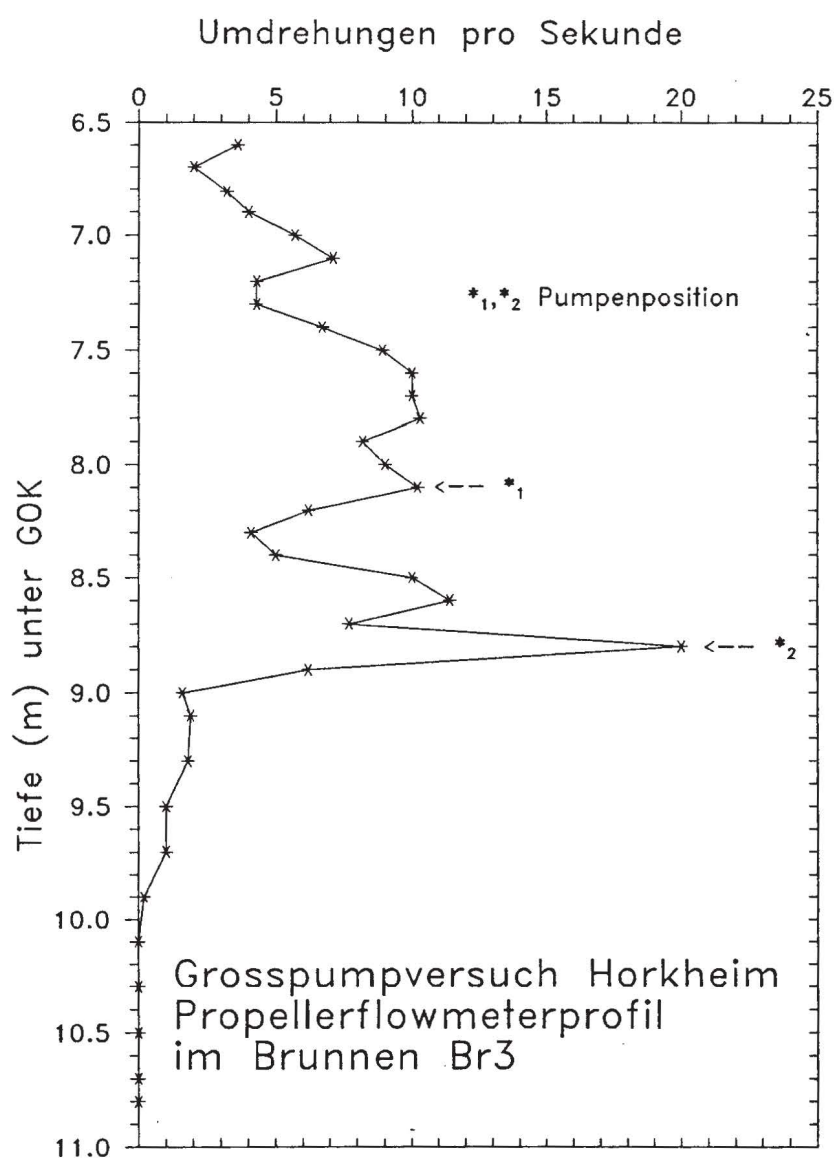


Abb. 7: Propellerflowmeterprofil während der Absenkungsphase

### 5.2.3 Piezometerhöhe am Neckaraltarm

In Abbildung 8 ist der an der Grundwassermeßstelle P37 (s. subregionaler Lageplan in Abb. 1) während des Versuchszeitraumes aufgezeichnete Grundwasserstand im Bereich des Neckaraltarmes dargestellt. Darin zeigt sich ab einer Pumpdauer von ca. 24 Stunden eine Absenkung im Bereich der Meßstelle von ca. 4 cm bis zum Ende der Pumpphase. Zu Beginn der Wiederanstiegsphase verharrt der Grundwasserstand zunächst für ca. 24 Stunden auf dem Niveau der maximalen Absenkung und erreicht etwa 65 Stunden nach dem Abstellen der Pumpen wieder das Ausgangsniveau zu Beginn des Versuchs. Der Grundwasseranstieg etwa 168 Stunden nach dem Referenzzeitpunkt (13.03. 0<sup>00</sup> h) korreliert zeitlich mit dem oben erwähnten Niederschlagsereignis während der Wiederanstiegsphase und ist sicherlich auf einen dadurch bedingten höheren Wasserstand im Neckaraltarm zurückzuführen. Bereits aufgrund der gemessenen Absenkung an der Meßstelle P37 kann geschlossen werden, daß der Neckaraltarm nicht als hydraulisch direkt angekoppelter Festpotentialrand des Aquifers betrachtet werden kann.

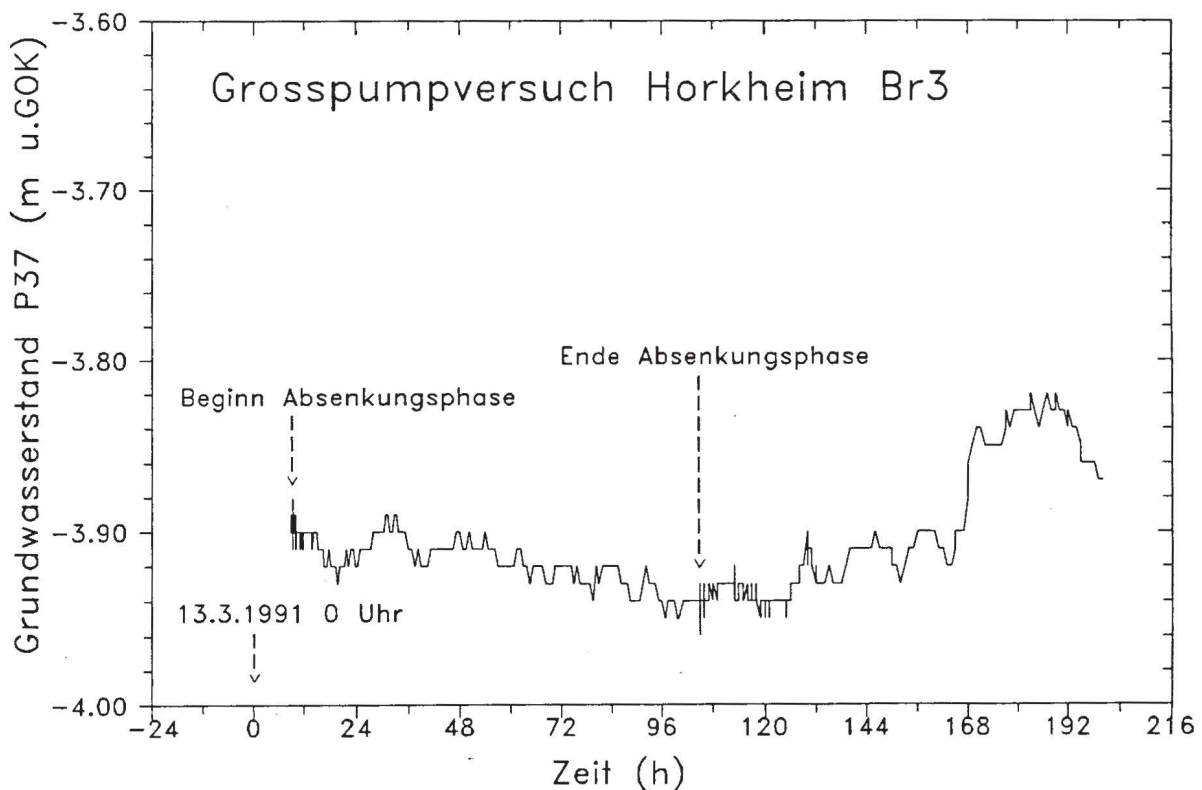


Abb. 8: Ganglinie des Grundwasserstands in P37 während des Großpumpversuchs

#### 5.2.4 Grundwasserabsenkung im Bereich des Neckarkanals

Entlang des Neckarkanals wurde der Grundwasserstand während des Versuchs an den Meßstellen P24 und P25 gemessen. Aus Voruntersuchungen war bereits bekannt, daß die Transmissivität in diesem Bereich deutlich geringer ist als im zentralen Teil des Testfeldes. Dies liegt darin begründet, daß der Aquifer am östlichen Talrand auskeilt und darüberhinaus die Sedimente in diesem Bereich deutlich feinkörniger sind. Entsprechend unterscheidet sich auch das hier beobachtete Absenkungsverhalten gegenüber dem in den weiter westlich gelegenen, d.h. vom Aquiferrand weiter entfernt liegenden Meßstellen. Die Zeitabsenkungskurven für die beiden o.g. Meßstellen sind in der Abbildung 9 dargestellt. Der Grundwasserleiter reagiert an beiden Meßstellen merklich erst nach ca. 3 Stunden und damit deutlich später als an anderen Meßstellen mit ähnlichen Abständen zum Pumpbrunnen. Der Absenkungsverlauf ist unregelmäßig und deutet darauf hin, daß sich die Randbedingung entlang des Neckarkanals geometrisch und hydraulisch nicht exakt definieren läßt. Die Zeitabsenkungskurven beider Meßstellen wurden nicht in die analytische Auswertung einbezogen.

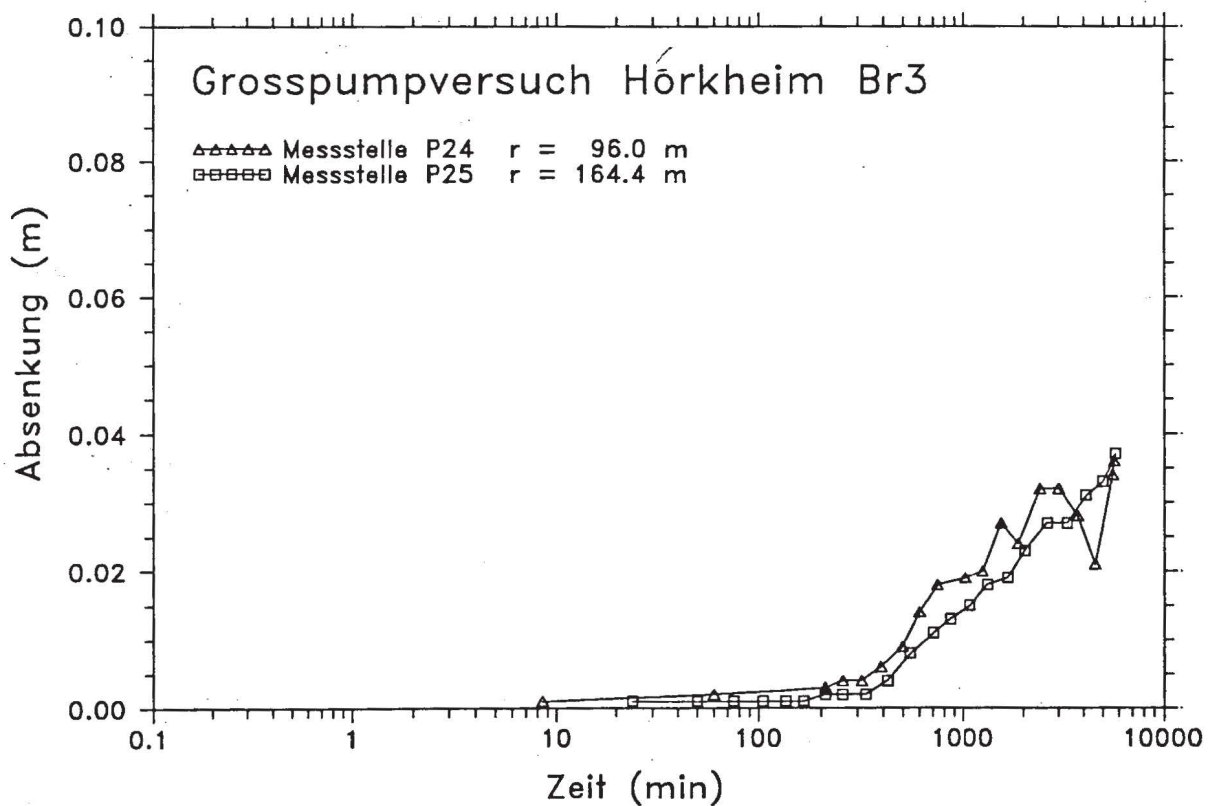


Abb. 9: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P24 und P25

### 5.2.5 Verlauf der Piezometerhöhen in den Muschelkalkmeßstellen P01 und P18

In das Meßprogramm wurden neben den Quartärmeßstellen auch zwei Meßstellen, die innerhalb des unterlagernden Muschelkalks verfiltert sind einbezogen. Meßstelle P01 ist in einer Tiefe von  $16 + 21$  m unter Gelände, die Meßstelle P18 in  $10 + 15$  m Tiefe verfiltert, d.h. ab ca. 7 m bzw. 2 m unterhalb der Basis des Kiesgrundwasserleiters. Die gemessenen Absenkungskurven der beiden Meßstellen unterscheiden sich deutlich (s. Abb. 10). Trotz des geringeren Abstandes zum Pumpbrunnen reagiert P18 sehr viel später als P01. Dies ist umsomehr überraschend, als daß der verfilterte Bereich von P18 näher an der Basis des Kiesgrundwasserleiters liegt als derjenige von P01. Die zeitlich stark verzögerte Reaktion von P18 läßt sich als Folge der geringen Durchlässigkeit des Muschelkalks und eines schlechten hydraulischen Anschlusses der Meßstelle an das Kluftsystem des Muschelkalks interpretieren. Die Meßstelle P01 dagegen reagiert bereits nach wenigen Sekunden Pumpzeit und zeigt einen nahezu treppenförmigen Absenkungsverlauf. Eine Ursache für dieses Verhalten könnte darin liegen, daß P01 einen gegenüber P18 deutlich besseren

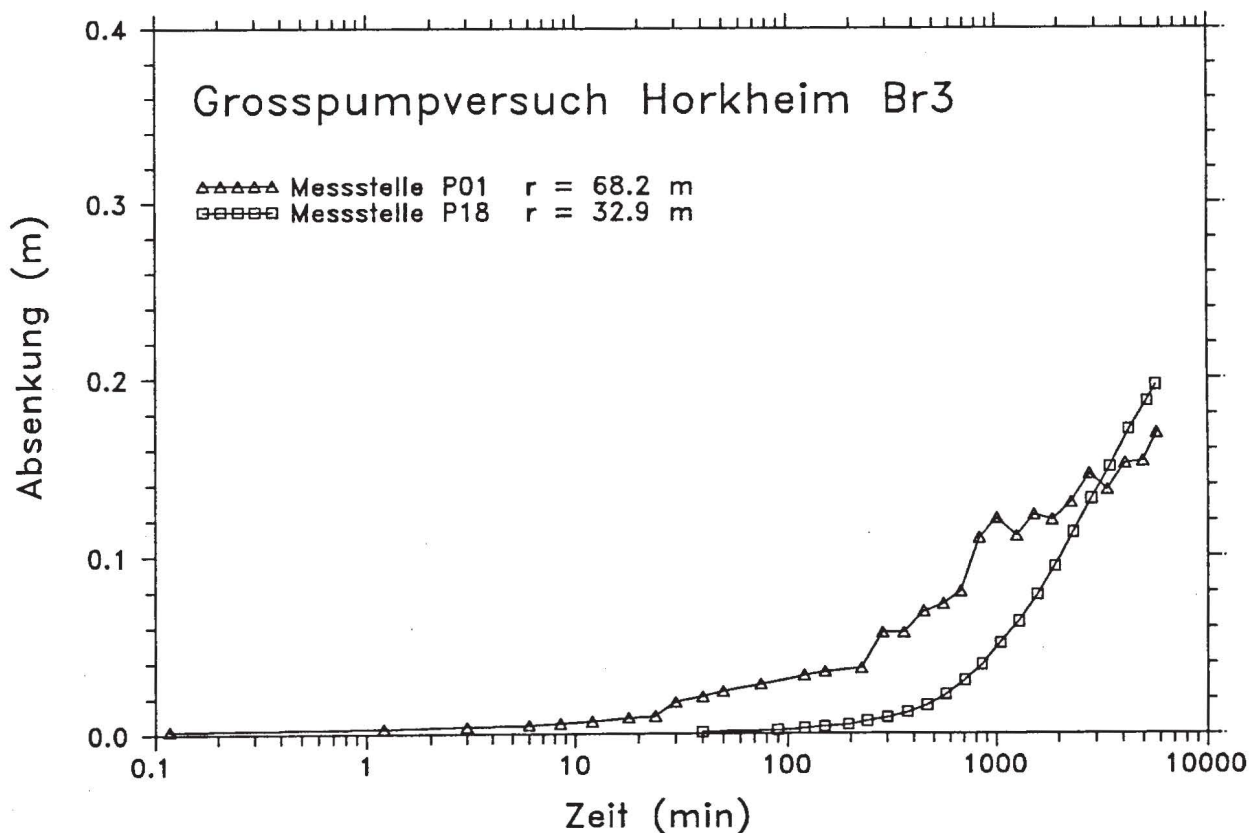


Abb. 10: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P01 und P18



Anschluß an das Kluftsystem des Muschelkalks besitzt. Da der Pumpbrunnen die obersten ca. 2 m des Muschelkalks erschließt, erfährt auch der Kluftgrundwasserleiter unmittelbar mit Pumpbeginn eine lokale Absenkung des Druckwasserspiegels. Da in gespannten Systemen die laterale Fortpflanzung einer Druckhöhenabnahme sehr viel schneller abläuft als in ungespannten, erscheint die sehr schnelle Reaktion von P01 hydraulisch plausibel. Die sprunghafte Zunahme der Absenkung in P01 nach ca. 25 Minuten, 4 bzw. 14 Stunden Pumpzeit läßt sich auf der Basis der durchgeführten Messungen nicht erklären und ist für die Gesamtfragestellung der Untersuchungen nicht relevant.

### 5.2.6 Auswertung der Zeitabsenkungsganglinien der Quartärmeßstellen

Für eine analytische Auswertung wurden die Zeitabsenkungskurven folgender Meßstellen verwendet (Reihenfolge entsprechend zunehmendem Abstand vom Pumpbrunnen):

P10, P09, P20, P14, P21, P19, P11, P12, P13, P26, P15, P22, P07, P08, P16, P06, P03

Die in den Abbildungen 11 + 14 dargestellten Zeitabsenkungskurven zeigen einen prinzipiell ähnlichen Verlauf.

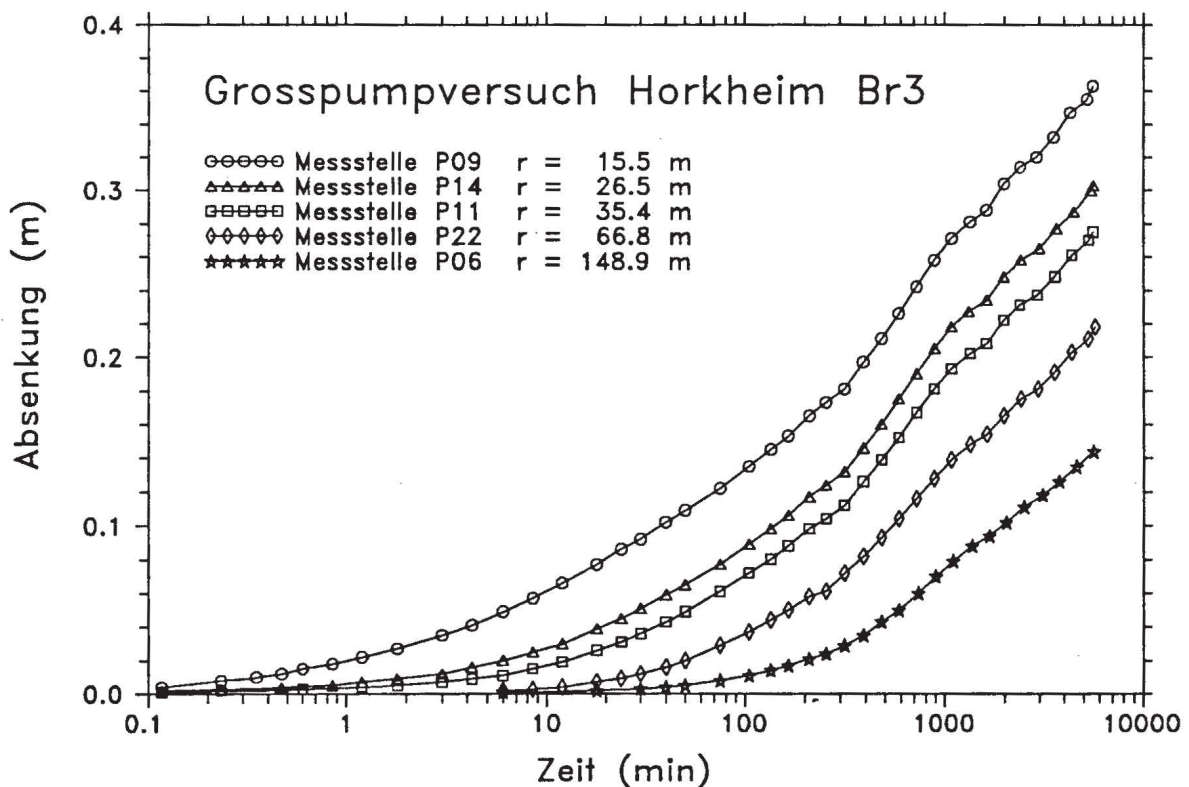


Abb. 11: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P09, P14, P11, P22, P06

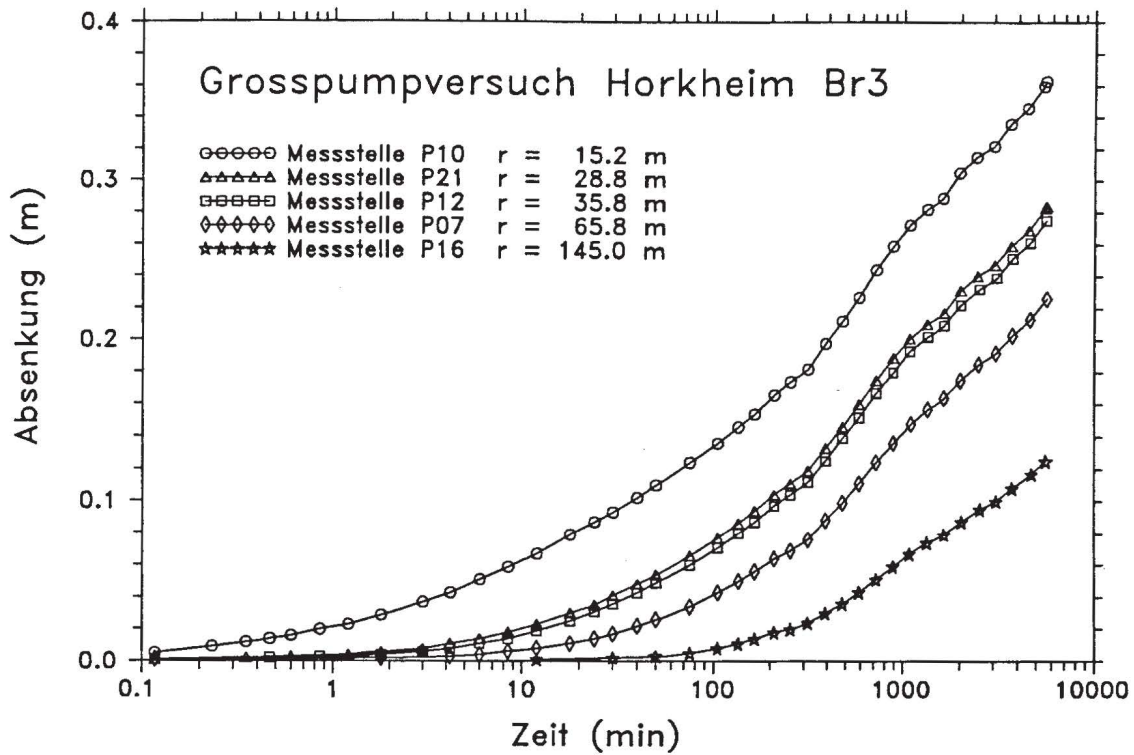


Abb. 12: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P10, P21, P12, P07, P16

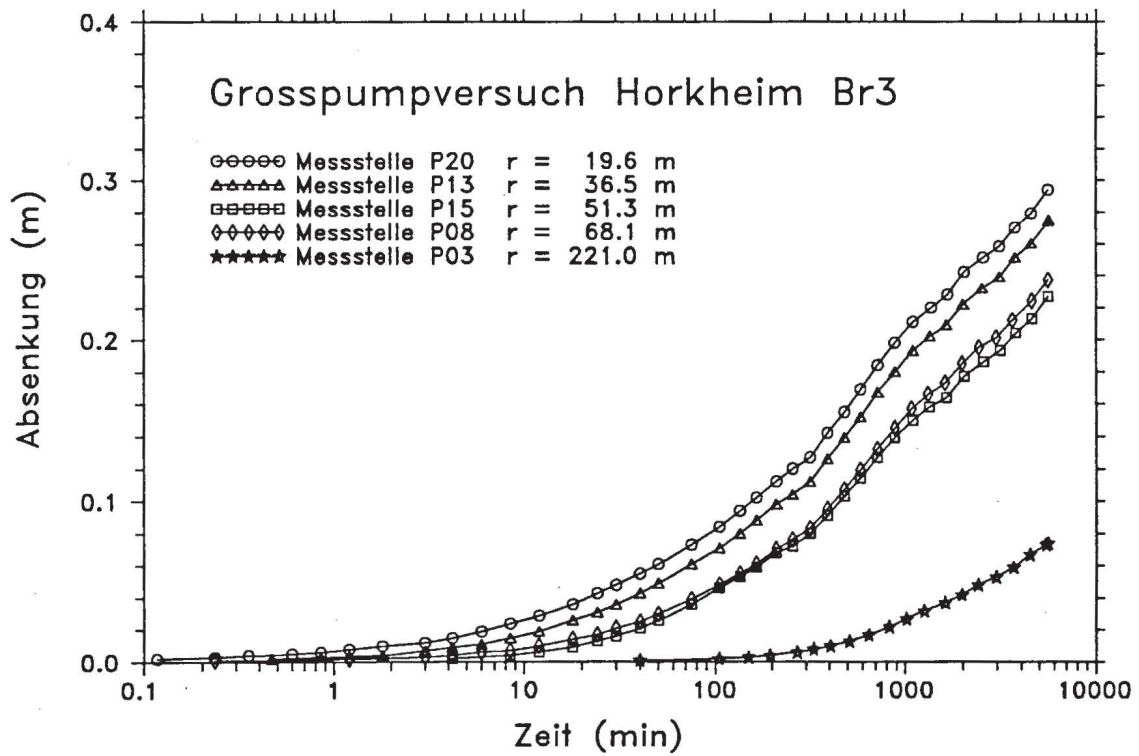


Abb. 13: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P20, P13, P15, P08, P03



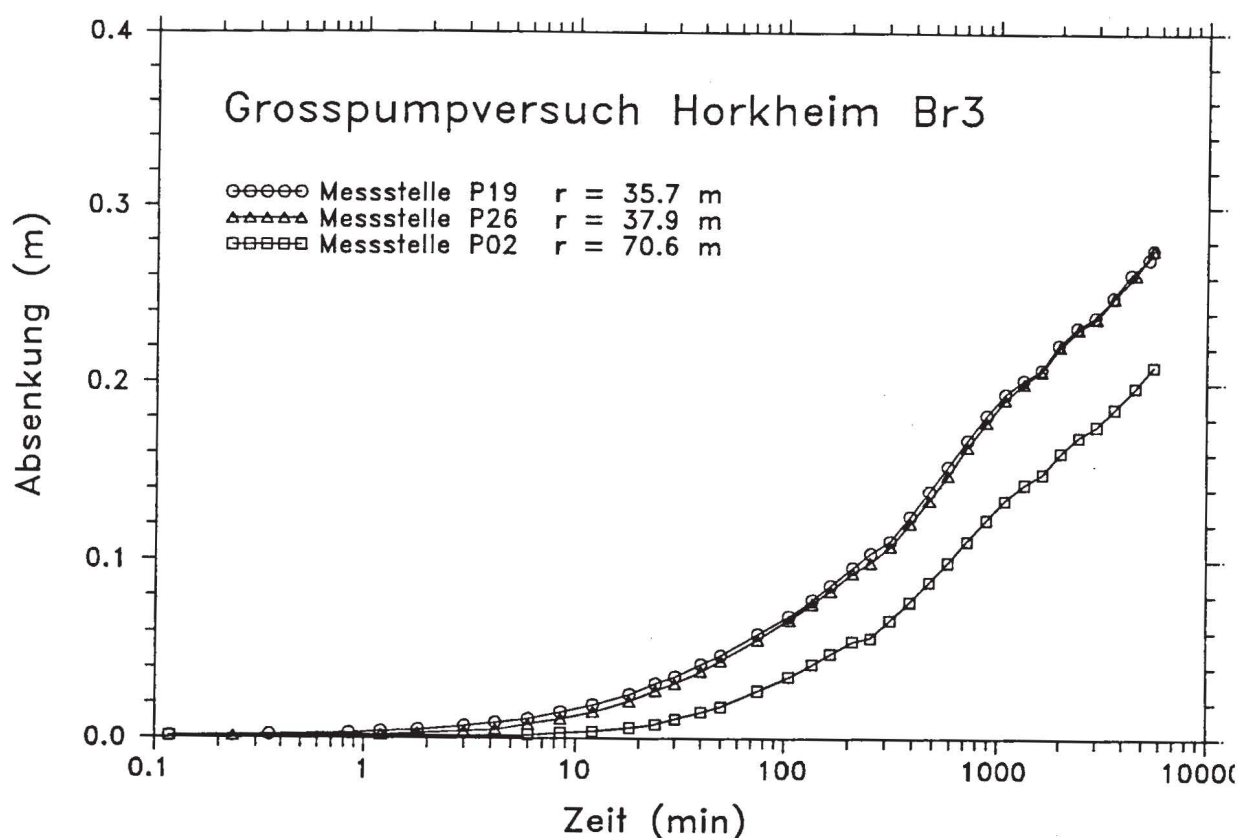


Abb. 14: Zeitabsenkungsganglinien in den Meßstellen P19, P26, P02

Die Absenkung weicht deutlich von der Theis'schen Typkurve ab und läßt sich in mehrere Phasen unterteilen. Bis etwa 300 Minuten (5 Std.) nach Pumpbeginn nimmt die Steigung der halblogarithmisch dargestellten Zeitabsenkungskurven kontinuierlich zu. Danach zeigen die Kurven bis ca. 1000 Minuten (ca. 17 Std.) nach Pumpbeginn eine größere, jedoch im wesentlichen konstante Steigung. Daran anschließend flachen die Kurven bis zum Ende des Versuchs wieder leicht ab. Aus Gründen der Analogie, zu der für die Charakterisierung der Kleinpumpversuche verwendeten Terminologie, wird der Zeitraum bis ca. 300 Minuten nach Pumpbeginn als Absenkungsphasen 1 + 3 bezeichnet. Daran schließen sich entsprechend der o.g. Segmentierung der Absenkungskurven die Phasen 4 und 5 an. Die bei den Kleinpumpversuchen, aufgrund der geringen Abstände zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstellen beobachtbare Segmentierung der Absenkungskurven während der Phasen 1 + 3, ist beim Großpumpversuch mit wesentlich größeren Abständen zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstellen weniger deutlich ausgeprägt. Allein die für den Pumpbrunnen Br3 gemessene Absenkungskurve erlaubt eine Abgrenzung aller 5 Phasen (s. Abb. 15). Aus den an den Beobachtungsmeßstellen aufgezeichneten Zeit-

absenkungskurven läßt sich insbesondere die Phase 1 nicht identifizieren. Der Übergangzeitpunkt zwischen den Phasen 2 und 3 ist gegenüber den Kurven aus den Kleinpumpversuchen weniger eindeutig zu identifizieren.

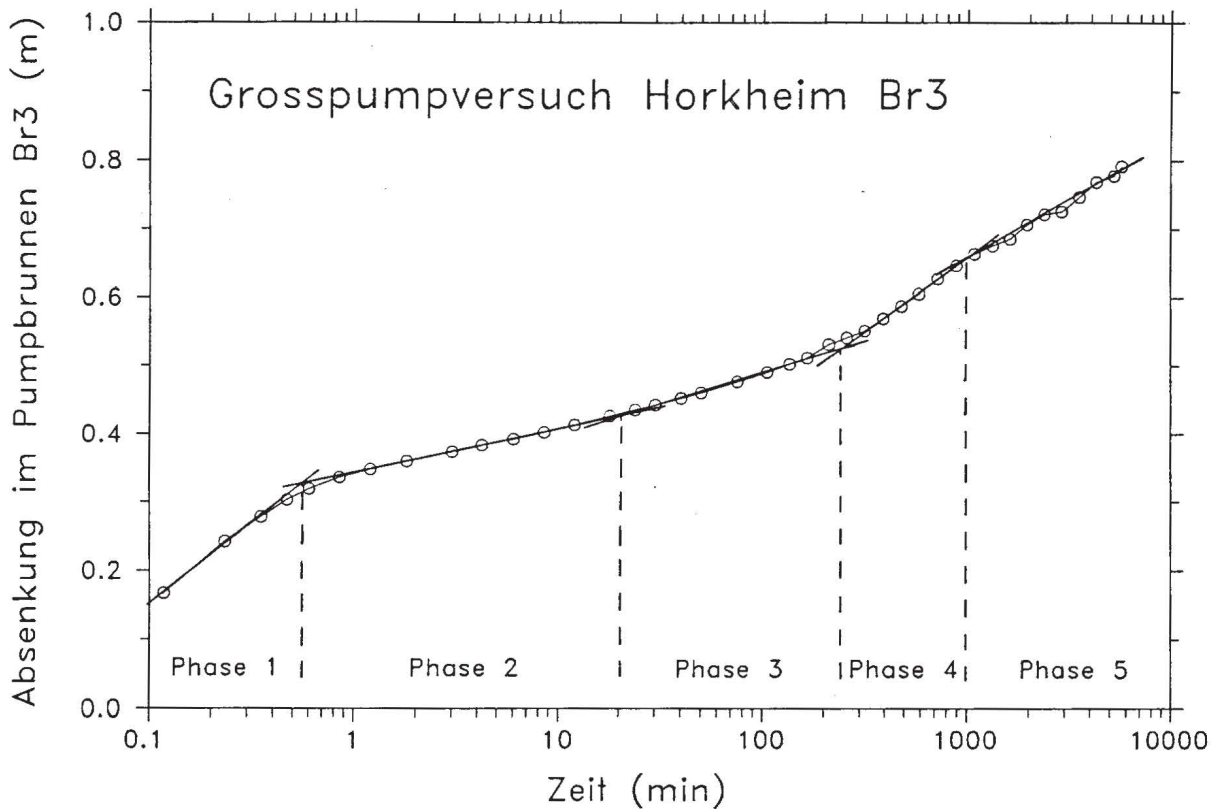


Abb. 15: Zeitabsenkungsganglinie im Pumpbrunnen Br3

Bei der analytischen Auswertung wurde zunächst versucht, das Typkurvenverfahren von Neuman (1975) anzuwenden, da dieses Verfahren das für ungespannte Aquifere typische Phänomen der "verzögerten Schüttung" (delayed yield) berücksichtigt, in dem sowohl der Speicherkoeffizient für ungespannte Verhältnisse (Porenspeicher) als auch der für gespannte Verhältnisse (elastischer Speicher) in die Lösung eingeht (vgl. Gl. 2). Zu Beginn einer Absenkung verhält sich ein ungespannter Leiter ähnlich wie ein gespannter, d.h. Wasser wird aus dem elastischen Speicher abgegeben. Nach einer Übergangsphase mit einer signifikanten vertikalen Komponente des hydraulischen Gradienten dominiert schließlich der Porenspeicher das Absenkungsverhalten. Die Typkurven weisen daher einen steilen Anfangsteil, einen flachen Mittelteil und einen wiederum steilen Endteil auf. Anfangs- und Endteil entsprechen der Theisfunktion, jedoch mit den Speicherkoeffizienten für gespannte bzw. ungespannte Verhältnisse.

Aufgrund der im Verhältnis zur Entfernung zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstellen geringen Mächtigkeit des Aquifers zeigen die gemessenen Absenkungskurven lediglich den späten Teil der Neuman'schen Übergangsphase (Phase 2 der Absenkungskurven) sowie den dritten Teil der Neuman-Kurven (Phase 3 der Absenkungskurven). Entsprechend liefern beide analytische Lösungen (Theis und Neuman) für die Phase 3 der Absenkungskurven identische Aquiferparameter. Für die dritte Absenkungsphase wurden daher mit dem Typkurvenverfahren von Theis für jede Meßstelle die effektiven hydraulischen Parameter Transmissivität ( $T_3$ ) und Speicherkoeffizient ( $S_3$ ) bestimmt. Die Phase 2 läßt sich mathematisch-physikalisch korrekt allerdings weder mit dem Neuman-Verfahren noch mit dem Theis-Verfahren auswerten, da zum einen der zur Anpassung einer Neuman-Typkurve erforderliche steile Anfangsteil in den Absenkungskurven nicht ausgebildet ist, und zum anderen die Voraussetzungen für die Gültigkeit der Theis-Lösung nicht ausreichend gegeben sind. Trotz dieser Einschränkungen wurde dieser Teil der Absenkungskurven ebenfalls mit dem Verfahren von Theis ausgewertet, wobei die hierfür bestimmten Werte keine "exakten" Effektivparameter sondern relative Vergleichswerte darstellen. Die für die Phase 2 bestimmten Aquiferparameter  $T_2$  und  $S_2$  unterscheiden sich systematisch von denen für die Phase 3 ( $T_2 > T_3$  und  $S_2 < S_3$ ). Neben den, für dieses Zeitintervall eventuell tatsächlich abweichenden Effektivparametern für die Transmissivität und den Speicherkoeffizient, beinhalten  $T_2$  und  $S_2$  jedoch auch den für ungespannte Grundwasserleiter typischen Effekt der "verzögerten Schüttung". Während die für die Phase 3 bestimmten Werte als "exakte" Effektivparameter betrachtet werden können, dienen die für die Phase 2 bestimmten Werte lediglich für relative Vergleichszwecke. In Tabelle 1 sind für die einzelnen Beobachtungsmeßstellen die für beide Phasen bestimmten hydraulischen Parameter Transmissivität und Speicherkoeffizient angegeben.

Aus den Absenkungsdaten der am weitesten entfernten Meßstellen P16, P06 und P03 konnte die Phase 2 nicht identifiziert werden. Darüberhinaus sind die hierfür bestimmten  $T_3$ -Werte deutlich höher als für die übrigen Meßstellen. Es liegt nahe, daß hier die Überlagerung des radialen Strömungsfeldes durch die Grundströmung, aufgrund der entfernungsbedingt geringen Absenkung, nicht vernachlässigt werden kann. Da im Bereich der genannten Meßstellen beide Strömungsfelder etwa gleichgerichtet sind, wird die Absenkung durch die Radialströmung teilweise durch die Grundströmung kompensiert, so daß eine geringere Effektivabsenkung gemessen wird. Dies führt dann zu scheinbar höheren Transmissivitätswerten.



Tabelle 1: Hydraulische Parameter Transmissivität und Speicherkoeffizient für die Absenkungsphasen 2 und 3 des Großpumpversuchs

Meßstelle	Entfernung zu Br3 [m]	$T_2$ [m <sup>2</sup> /s]	$S_2$ [-]	$T_3$ [m <sup>2</sup> /s]	$S_3$ [-]
P10	15,23	0,048	0,018	0,029	0,047
P09	15,46	0,042	0,023	0,030	0,046
P20	19,55	0,056	0,058	0,030	0,110
P14	26,53	0,072	0,026	0,031	0,052
P21	28,79	0,059	0,040	0,030	0,068
P11	35,44	0,054	0,032	0,031	0,048
P19	35,72	0,051	0,034	0,029	0,056
P12	35,88	0,061	0,031	0,032	0,046
P13	36,49	0,055	0,032	0,032	0,045
P26	37,90	0,052	0,040	0,029	0,054
P15	51,31	0,100	0,056	0,033	0,053
P07	65,85	0,053	0,028	0,034	0,034
P22	66,78	0,077	0,042	0,034	0,042
P08	68,11	0,074	0,019	0,035	0,026
P02	70,63	0,130	0,043	0,035	0,040
P16	144,97	-	-	0,051	0,043
P06	148,92	-	-	0,055	0,031
P03	221,04	-	-	0,086	0,063

### 5.2.7 Einfluß der Aquiferränder

Die Abweichung der Absenkungskurven von der Theis'schen Brunnenfunktion während der Phasen 4 und 5 ist durch den Einfluß der Aquiferränder bedingt. Abbildung 16 zeigt exemplarisch für eine Meßstelle (P19) den Einfluß von einer Staugrenze bzw. einer Anreicherungsgrenze auf das Absenkungsverhalten des Aquifers an dieser Stelle. Beide Grenzen verlaufen parallel zur Talrichtung, wobei die Staugrenze im Bereich des Neckarkanals und die Anreicherungsgrenze im Bereich des Neckaraltarmes liegt. Für die Berechnung der Absenkung nach Stallman (in Ferris et al., 1962) wurden die

für die Phase 3 bestimmten hydraulischen Parameter  $T_3$  und  $S_3$  sowie radiale Entfernungen der Aquifergrenzen vom Pumpbrunnen von 100 m (Staugrenze) bzw. 200 m (Anreicherungsgrenze) angesetzt. Die berechneten Kurven in Abbildung 16 zeigen, daß nach ca. 2 Stunden Pumpzeit der nähere Rand und nach ca. 20 Stunden Pumpzeit der entferntere Rand, die in der Meßstelle gemessene Absenkung beeinflussen. Die Anreicherungsgrenze wurde dabei jedoch nicht als hydraulisch voll wirksamer Festpotentialrand sondern als "Leakage-Rand" angesetzt. Dies steht auch in Einklang mit dem oben beschriebenen Absenkungsverhalten in der Meßstelle P37 unmittelbar im Bereich des Neckaraltarmes.

### Grosspumpversuch Horkheim Br3

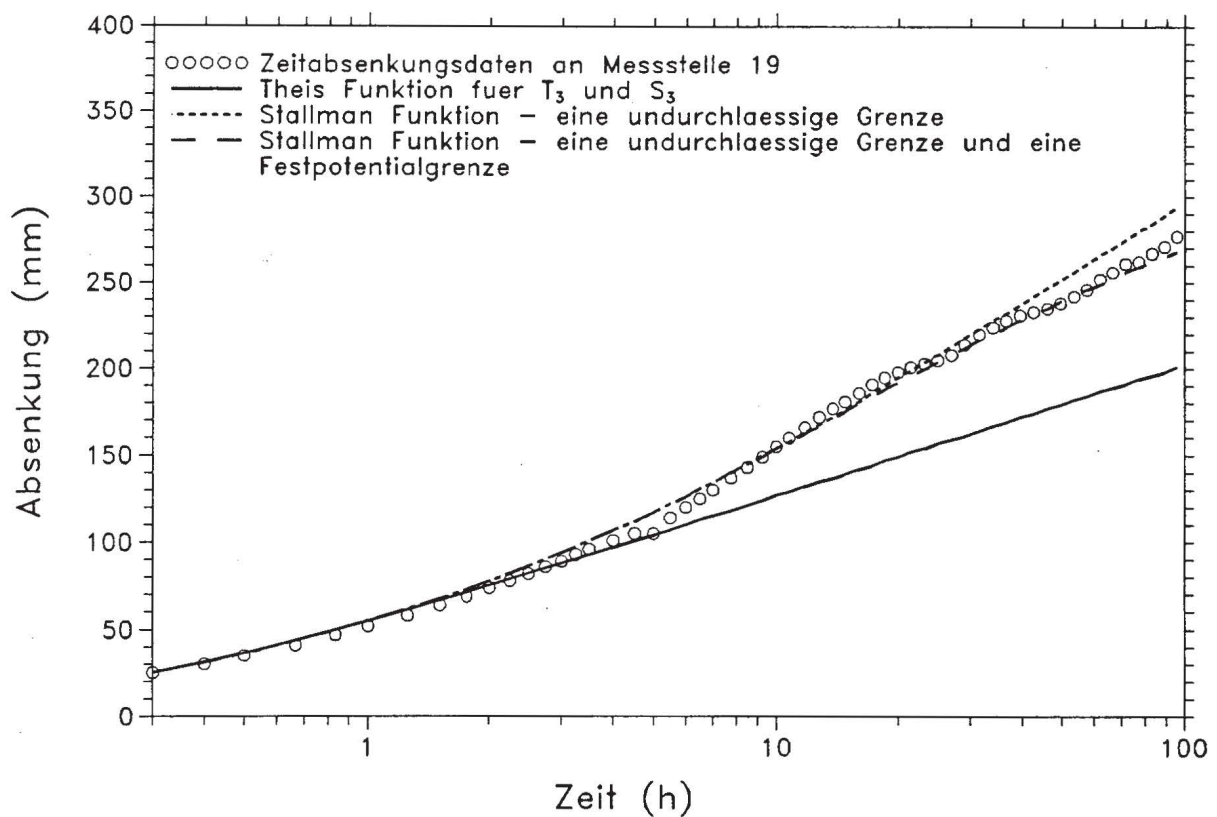


Abb. 16: Einfluß der Aquiferränder auf den Absenkungsverlauf in der Meßstelle P19 ( gemessen und berechnet )

Mathematisch wurde diese Modifikation der Stallman-Lösung so erfaßt, daß die Entnahme- bzw. Zugaberate, jedes auf der dieser Grenze zugehörigen imaginären Seite gelegenen Brunnens, mit einem konstanten Faktor multipliziert wurde. Dabei wurde mit einem Wert von 0,3 für alle Beobachtungsmeßstellen eine gute Anpassung der berechneten Absenkungskurven an die gemessenen Datenkurven erzielt. Im Anhang sind für alle o.g. Beobachtungsmeßstellen diese Anpassungen beigefügt.

### 5.2.8 Vergleich der Ergebnisse des Großpumpversuchs mit denen der Kleinpumpversuche

Die für die Phase 3 nach Theis ermittelten Aquiferparameter Transmissivität und Speicherkoeffizient sind in Abhängigkeit vom radialen Abstand zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle in den Abbildungen 17 und 18 dargestellt. Zusätzlich zu den aus dem Großpumversuch (GPV) ermittelten Werten sind in diesen Abbildungen auch die kleinräumig, d.h. über kürzere Distanzen zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstellen ermittelten Werte der Kleinpumpversuche (KPV) aufgetragen. Die aus dem Großpumpversuch bestimmten Transmissivitäten schwanken nur geringfügig um einen Mittelwert von ca.  $3,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ . Dagegen zeigen die Speicherkoeffizienten eine deutlich größere Variabilität, wobei für größere Beobachtungsdistanzen tendenziell kleinere Werte ermittelt wurden.

Als effektive hydraulische Aquiferparameter sind für den regionalen Maßstab (Aquifermaßstab) damit die für die Phase 3 für Beobachtungsdistanzen von mehr als  $30 \div 35 \text{ m}$  ermittelten Werte anzusehen. Diese entsprechen einer Transmissivität von  $3,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  und einem Speicherkoeffizient von ca. 4 %. Aus beiden Abbildungen wird ersichtlich, daß die Variabilität der ermittelten Werte mit zunehmendem radialen Abstand zwischen Pump- und Beobachtungsbrunnen deutlich geringer wird. Dabei schließen die aus dem Großpumpversuch ermittelten Werte sehr gut an die aus den Kleinpumpversuchen bestimmten an. Die große Variabilität der Parameter bis zu einer radialen Beobachtungsdistanz von  $30 \div 35 \text{ m}$  ist durch den heterogenen Aufbau des Aquifers bedingt. Bezüglich der effektiven hydraulischen Parameter des Aquifers spielen Heterogenitätseinflüsse bereits ab einem Erkundungsmaßstab von ca. 35 m keine wesentliche Rolle mehr. Dies bedeutet andererseits aber auch, daß der Längenmaßstab der Heterogenitäten deutlich unterhalb dieser Größenordnung liegen muß.

Mit den im Testfeld durchgeführten Pumpversuchen konnten somit sowohl die regional effektiven hydraulischen Parameter des Aquifers (Großpumpversuch) ermittelt als auch Hinweise auf die charakteristische Länge der vorhandenen Durchlässigkeitsheterogenitäten (v.a. Kleinpumpversuche) gewonnen werden.



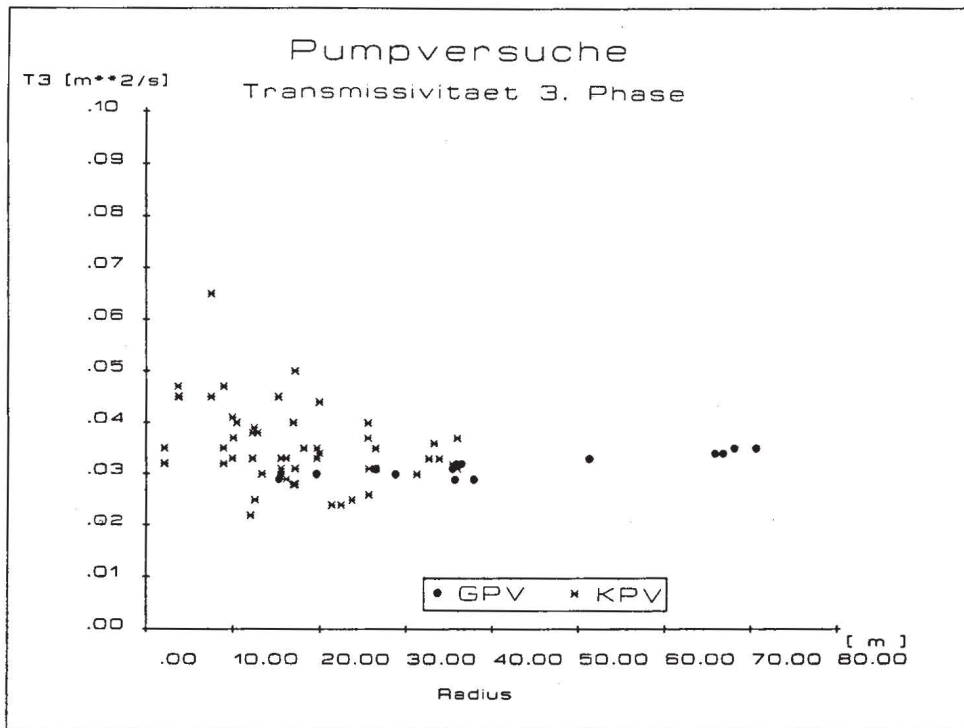


Abb. 17: Transmissivität für die Phase 3 als Funktion des Abstands zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle

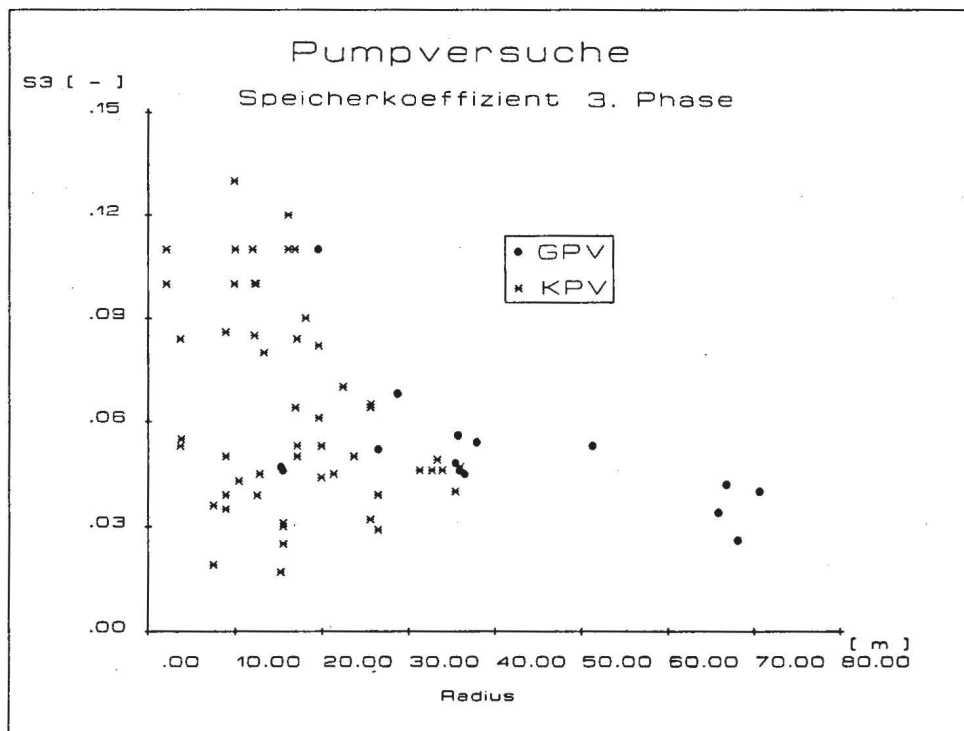


Abb. 18: Speicherkoeffizient für die Phase 3 als Funktion des Abstands zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle

### 5.3 Räumliche Auswertung des Versuchs

#### 5.3.1 Allgemeines

Die instationäre Pumpversuchsauswertung kann analog zur zuvor beschriebenen zeitvariablen, jedoch ortskonstanten, auch umgekehrt, d.h. ortsvariabel, jedoch zeitkonstant, erfolgen. Dabei wird die Absenkung für einen bestimmten Zeitpunkt als Funktion des radialen Abstandes zwischen Pumpbrunnen und Beobachtungsmeßstelle im halb- oder doppeltlogarithmischen Maßstab aufgetragen. Im homogenen Fall liegen bei halblogarithmischer Darstellung alle Punkte auf einer Geraden. Aus der Geradensteigung läßt sich aufgrund der Linearisierung der Theis'schen Brunnenfunktion  $W(u)$  für  $u < 0.1$  nach Cooper und Jacob (1946) die Transmissivität bestimmen (Gl. 4). Aus dem Schnittpunkt der Absenkungsgeraden mit der Entfernungssachse errechnet sich der Speicherkoeffizient (Gl. 5). Für einen homogenen Grundwasserleiter sind die so berechneten T- und S-Werte unabhängig vom betrachteten Zeitpunkt.

$$T = \frac{2,3 \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot \Delta s} \quad (4)$$

$$S = \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{r_o^2} \quad (5)$$

mit:

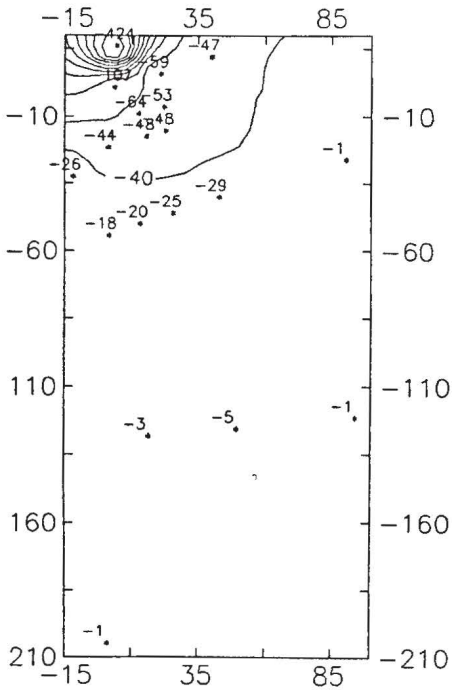
$\Delta s$  = Absenkung pro logarithmischem Zyklus

$r_o$  = Schnittpunkt der Absenkungsgeraden mit der Entfernungssachse

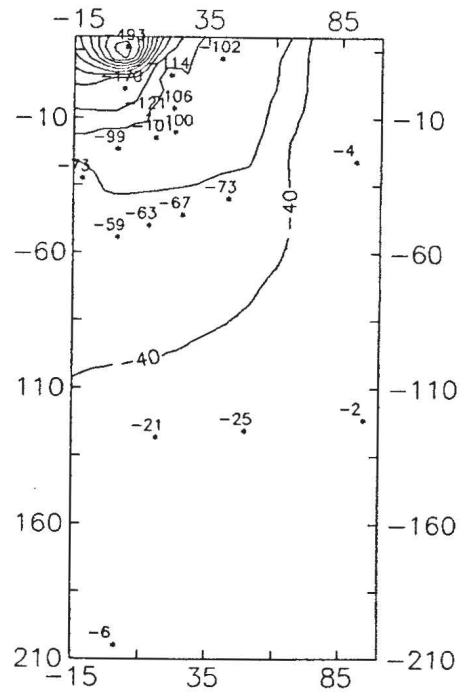
#### 5.3.2 Räumliche Entwicklung des Absenkungstrichters

In Abbildung 19 sind für 4 verschiedene Zeitpunkte die Isolinien der Grundwasserabsenkung während des Großpumpversuchs dargestellt. Die Interpolation zwischen den Meßpunkten erfolgte durch Kriging. Trotz der, insbesondere für die großen Entfernungen vom Pumpbrunnen, geringen Datendichte und den damit verbundenen Interpolationsfehlern, zeigen die einzelnen Isolinienkarten zum einen die Auswirkungen von Heterogenitäten und zum anderen, für lange Pumpzeiten, den Einfluß der Aquiferränder. Die in allen Einzelbildern der Abbildung 19 dargestellten Isolinien weichen insbesondere im Nahbereich des

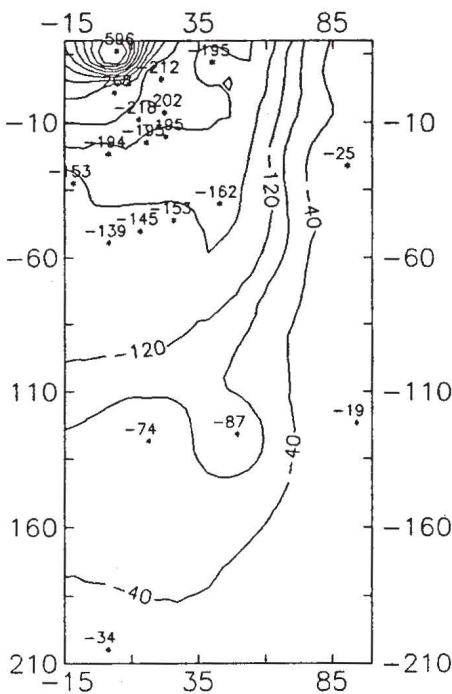
Pumpdauer = 50Min.



Pumpdauer = 4Std.30Min.



Pumpdauer = 23Std.15Min.



Pumpdauer = 96Std.

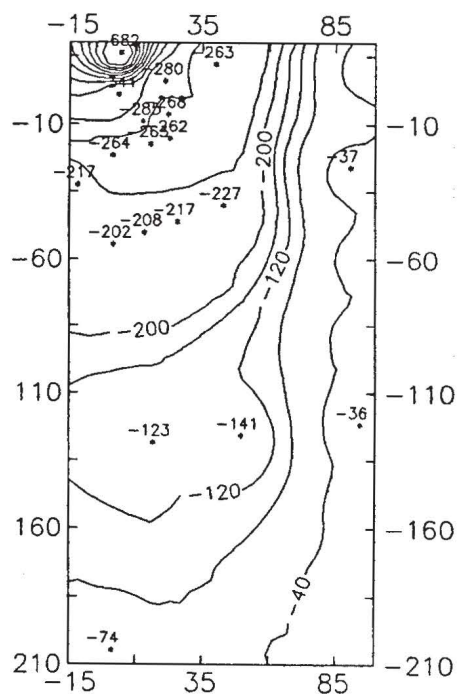


Abb. 19: Isolinien der Grundwasserabsenkung für verschiedene Zeitpunkte während der Absenkungsphase

Brunnens, d.h. im Bereich mit der größten Datendichte ( $-15 \leq x \leq 50$ ;  $15 \geq y \geq -60$ ), deutlich von konzentrischen Kreisen ab, wie sie sich im Falle eines homogenen, unendlich ausgedehnten Grundwasserleiters bei Radialströmung ausbilden. Der steile Gradient der Piezometerhöhen im Bereich des Neckarkanals basiert auf den Grundwasserstandsmessungen in den Meßstellen P24 und P25. Aufgrund von fehlenden Aufschlüssen im Bereich des physikalisch wirksamen Randes, d.h. westlich dieser beiden Meßstellen, ist die Darstellung des steilen Gradienten in Abbildung 19 in diesem Bereich nicht ausreichend durch Meßwerte belegt und daher mit großer Unsicherheit behaftet.

### 5.3.3 Bestimmung von Transmissivität und Speicherkoeffizient

Die räumliche Auswertung der Grundwasserabsenkung wurde für eine Reihe von Zeitschritten durchgeführt. Die Ausgleichsgeraden der entfernungsabhängigen Absenkungsdaten für den jeweiligen Zeitschritt wurden durch lineare Regression bestimmt, wobei Meßwerte außerhalb des Absenkungstrichters (d.h.  $s=0$ ) nicht berücksichtigt wurden. In Abbildung 20 sind die berechneten Korrelationskoeffizienten als Funktion der Zeit aufgetragen. Daraus wird deutlich, daß die Einflüsse der Heterogenitäten mit zunehmender Zeit abnehmen. Nach ca. 5 Stunden Pumpzeit, d.h. ab dem Ende der Phase 3, beträgt der Korrelationskoeffizient in etwa konstant 0,97.

Die aus den Ausgleichsgeraden berechneten berechneten T- und S-Werte sind wiederum als Funktion der Zeit in den Abbildungen 21 und 22 dargestellt. Dabei entspricht jeweils ein Datenpaar einer räumlichen Auswertung der Absenkung. Beide Parameter ändern sich signifikant mit der Zeit. Effektive Aquiferparameter lassen sich daher aus der räumlichen Auswertung des Versuchs nicht angeben. Betrachtet man lediglich die Phasen 2 und 3, so verringert sich die berechnete Transmissivität in dieser Zeit von 0,15 auf  $0,035 \text{ m}^2/\text{s}$ . Dies entspricht in etwa auch der Variationsbreite, der für die zeitliche Auswertung bestimmten T-Werte, für die Phasen 2 und 3. Der Speicherkoeffizient steigt für den gleichen Zeitraum von ca. 0,008 auf 0,03. Die aus der räumlichen Betrachtung bestimmten S-Werte sind damit insgesamt deutlich kleiner als die durch die zeitliche Auswertung bestimmten Werte ( $0,018 \div 0,11$ ).



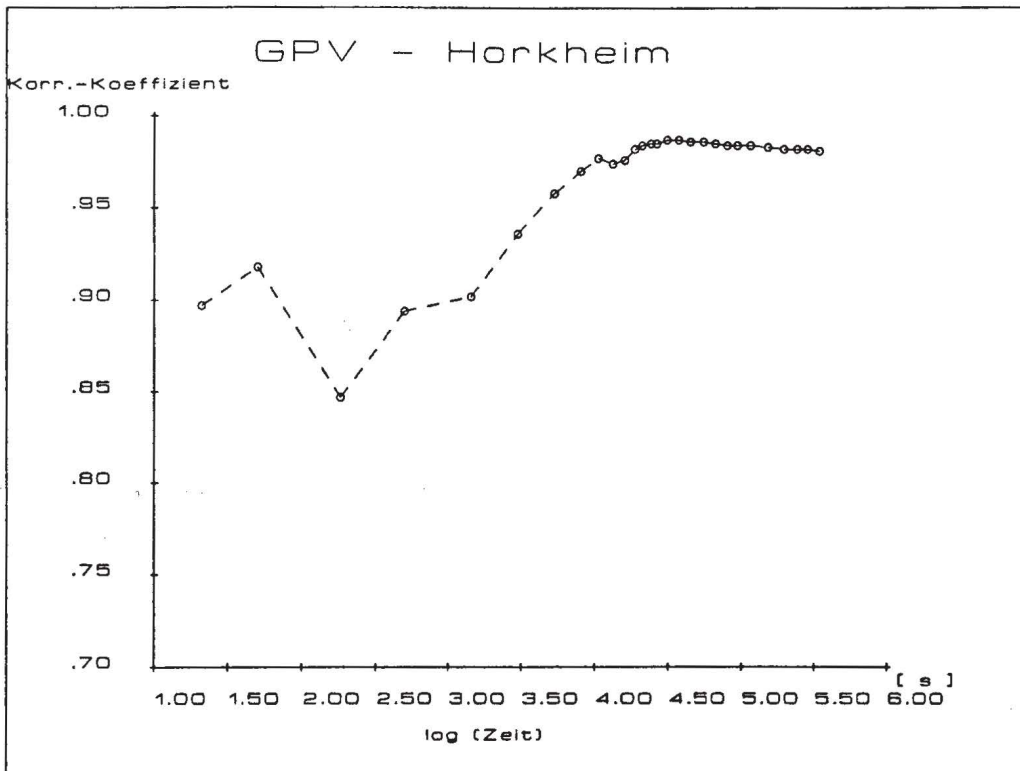


Abb. 20: Korrelationskoeffizient für Absenkung und radiale Entfernung der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen als Funktion der Zeit

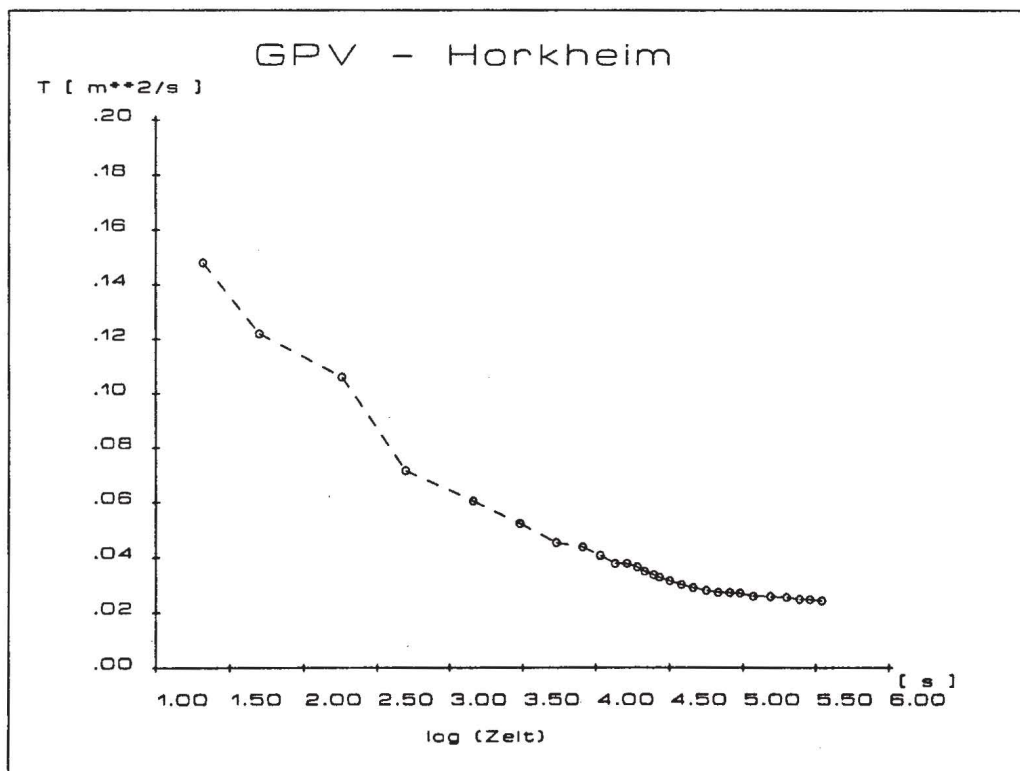


Abb. 21: Transmissivität aus der räumlichen Absenkung als Funktion der Zeit

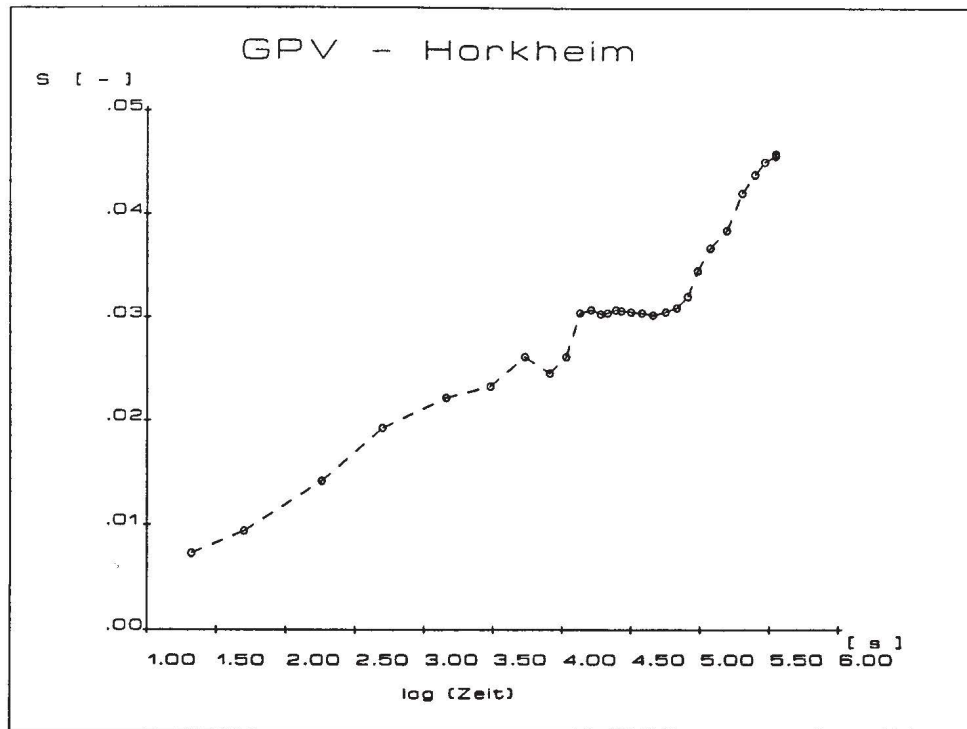


Abb. 22: Speicherkoeffizient aus der räumlichen Absenkung als Funktion der Zeit

## 6. Wiederanstieg

Eine sinnvolle quantitative Auswertung des Wiederanstieges ist derzeit nicht möglich. Die vorhandenen analytischen Lösungen beruhen auf dem Theis-Verfahren, d.h. der Einfluß der Aquiferränder bleibt unberücksichtigt. Das analytische Modell kann daher die Überlagerung der beiden theoretisch getrennten Strömungsfelder (Absenkung und Wiederanstieg) nicht korrekt wiedergeben.

## Literaturverzeichnis:

Cooper, H.H. und C.E. Jakob (1946): "A generalized graphical method for evaluation formation constants and summarizing well field history", Am. Geophys. Union Trans. Vol. 27, pp. 526-534.

Dürbaum, H.-J. und R.Kohlmeier, (1979): "Digitale Registrierung von Wasserspiegelständen mit Hilfe von Ultraschallmessungen", Besondere Mitteilungen zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr.35

Ferris, J.G., D.B.Knowless, R.H.Brown, R.W.Stallman (1962): "Theory of aquifer tests", U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper 1536E, 174pp

Hofmann, B., H.Kobus, T.Ptak, H.Schad, G.Teutsch (1991): "Schadstofftransport im Untergrund, Erkundungs- und Überwachungsmethoden", Abschlußbericht 1. Projektphase, PWAB Kernforschungszentrum Karlsruhe

Neuman, S.P. (1975): "Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response", Water Resour. Res., 11(2), 329-342

Schad, H., T.Ptak, B.Hofmann, G.Teutsch, H.Kobus (1992): "Environmental research field site Horkheimer Insel; Development of measuring, investigation and simulation methods for the evaluation of solute transport processes in the saturated zone", Final report for first project part of PWAB/EG-Project Wasser-Abfall-Boden, PW 87044, Kernforschungszentrum Karlsruhe

Theis, C.V. (1935): "The relation between the lowering of the piezometric surface and the duration of discharge of a well using groundwater storage", Trans. Amer. Geophys. Union, Vol.16, pp. 519-524

## ANHANG



# GPV - P02

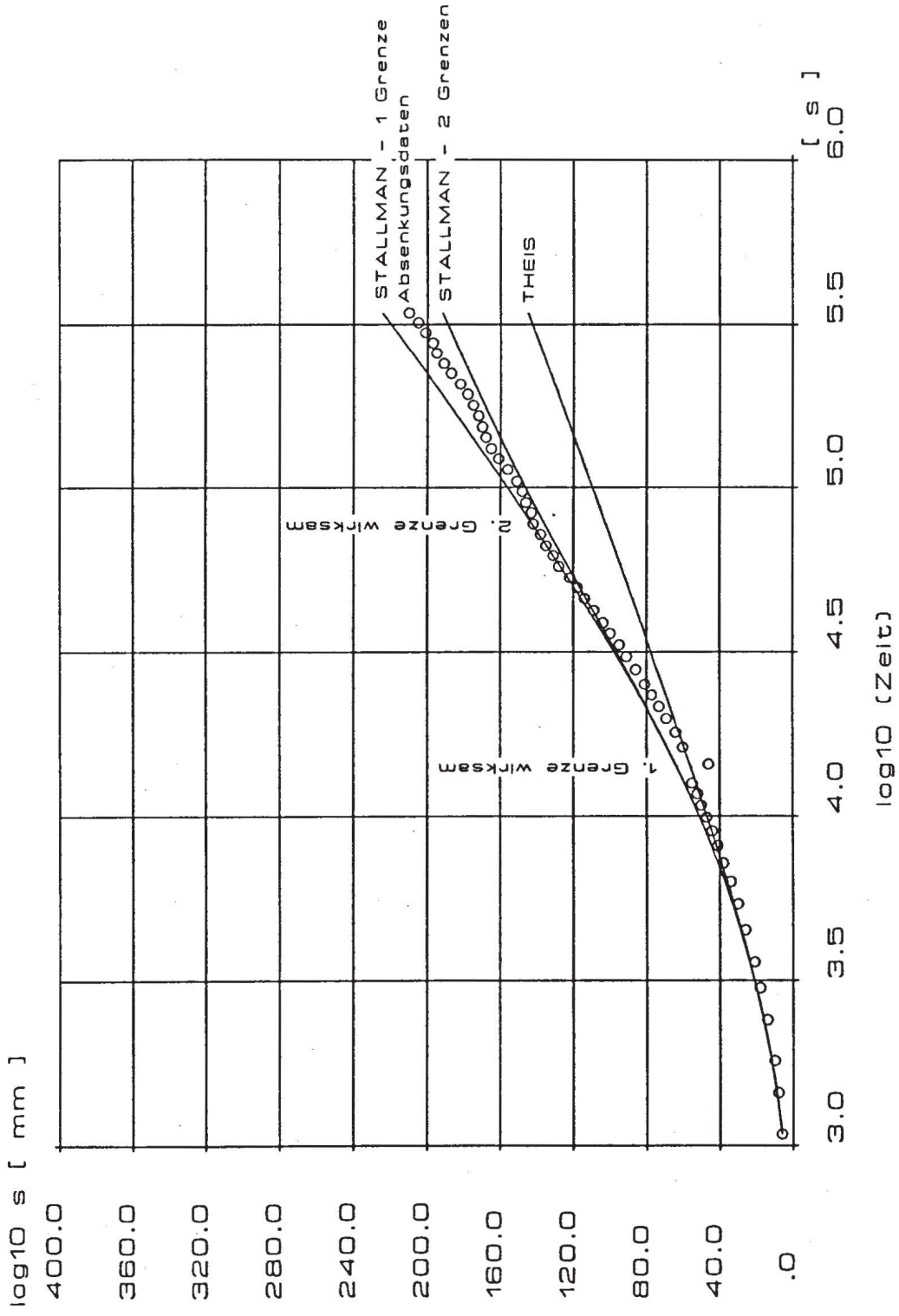


Abb. A1: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P02 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P07

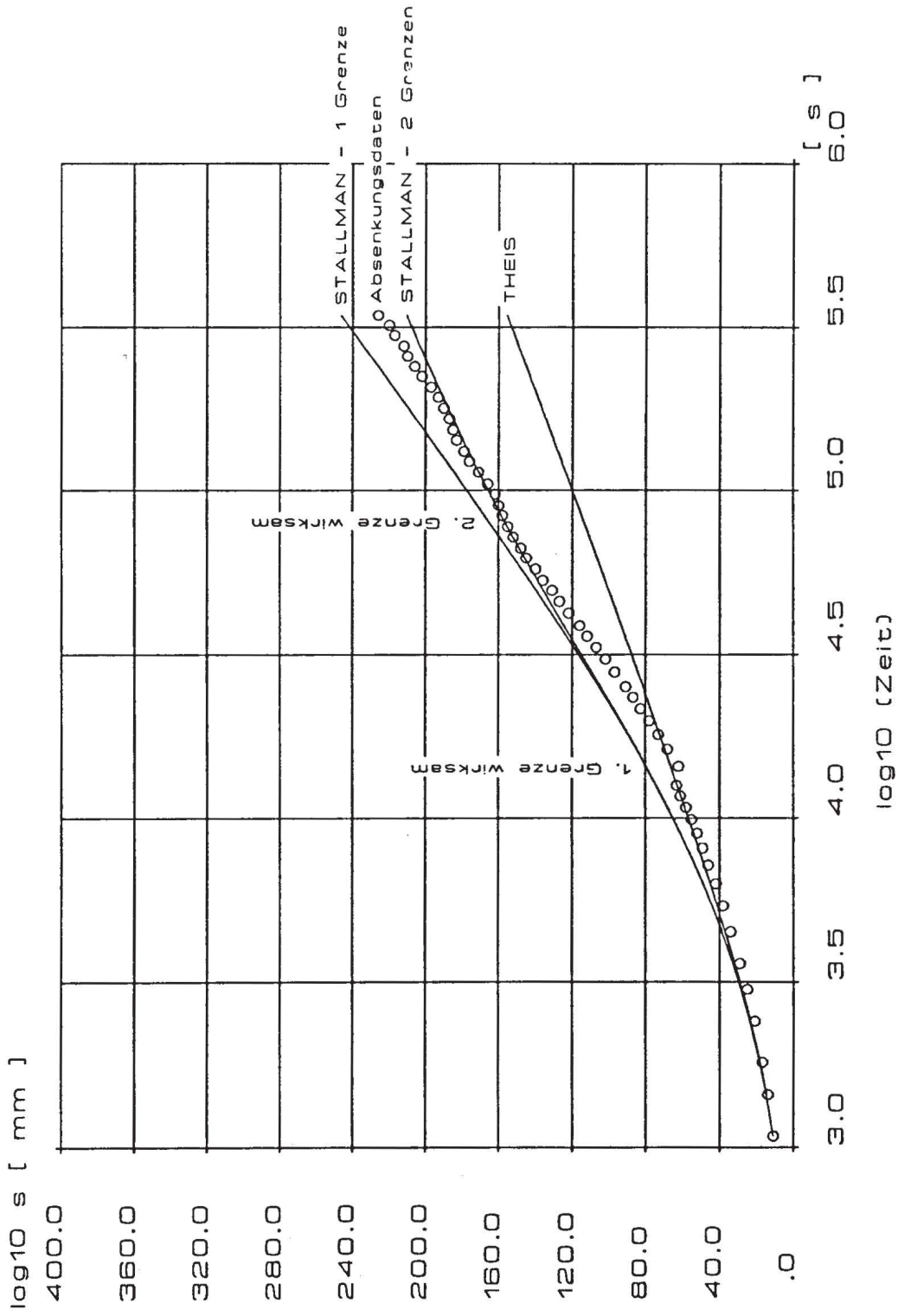


Abb. A2: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P07 unter Berücksichtigung von Aquifer-  
grenzen

# GPV - P08

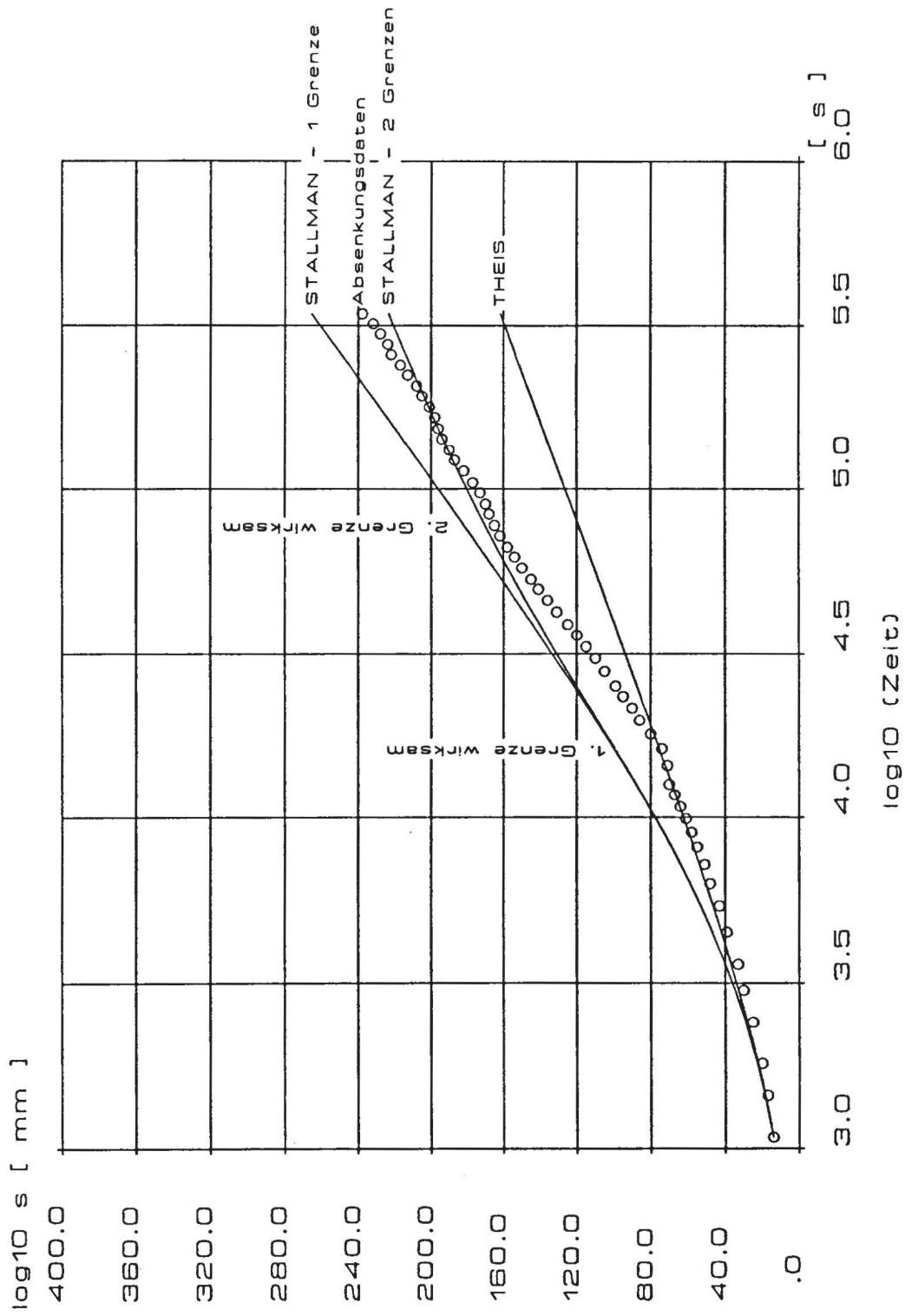


Abb. A3: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P08 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

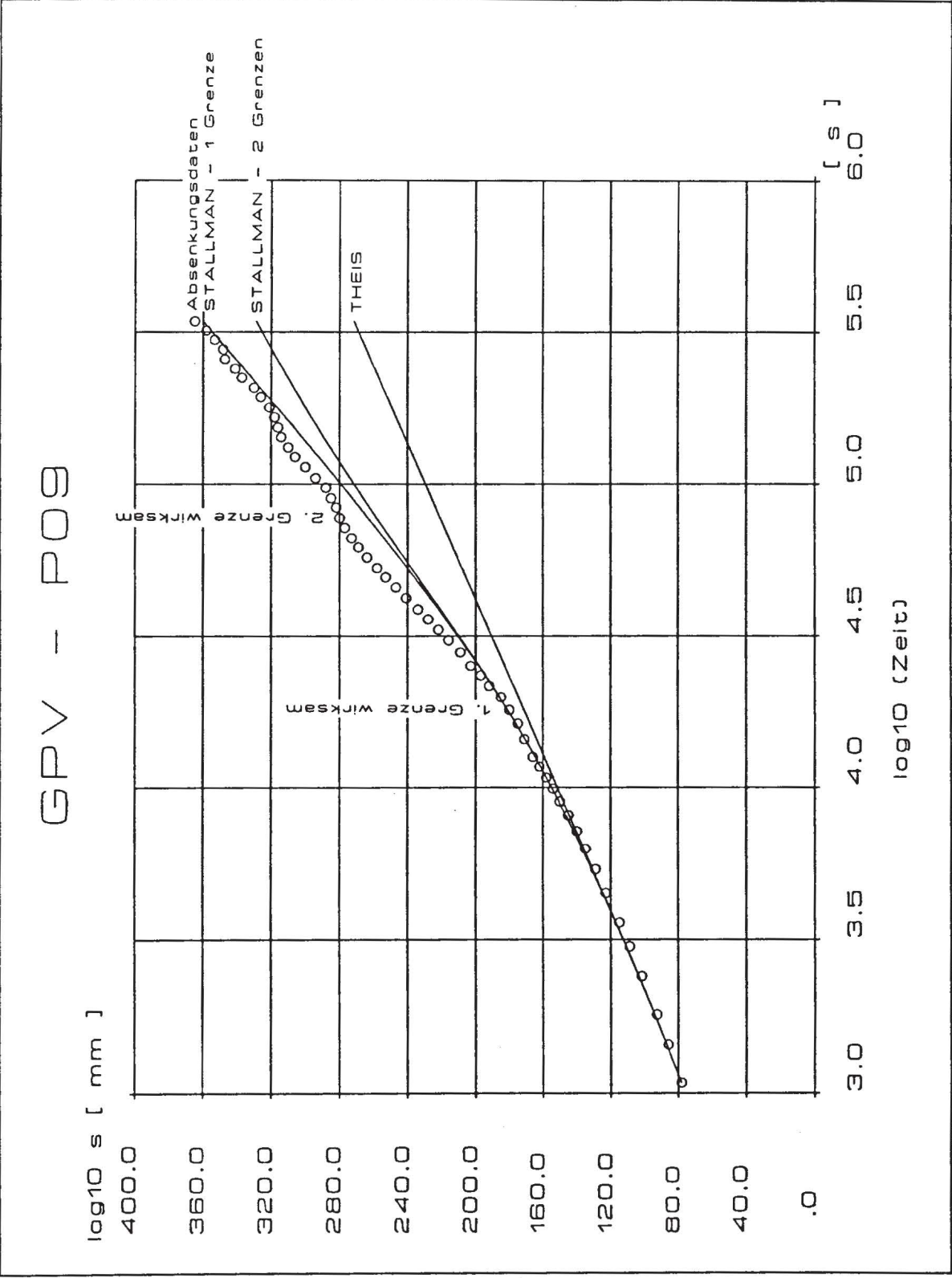


Abb. A4: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P09 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen



# GPV - P10

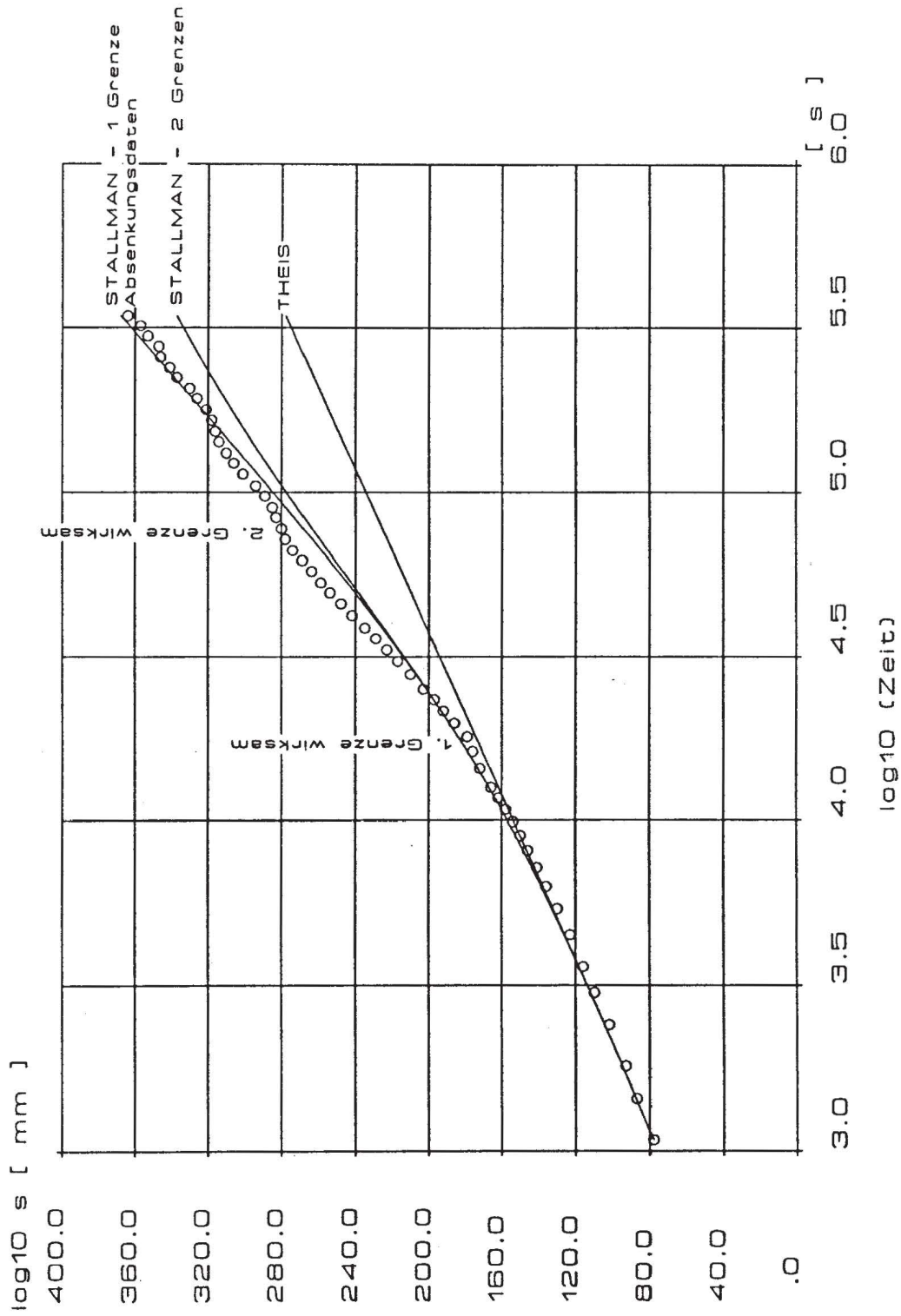


Abb. A5: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P10 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P11

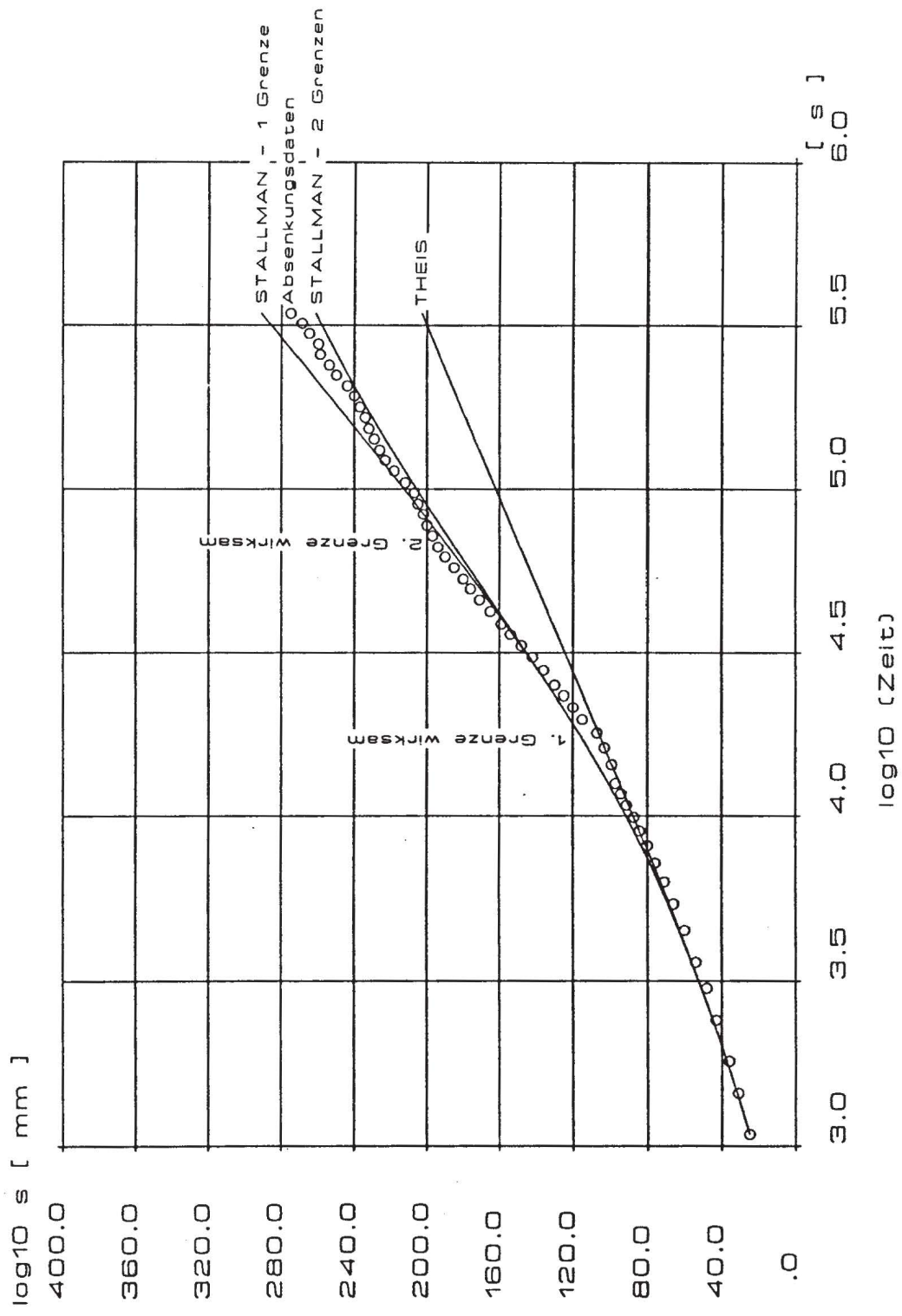


Abb. A6: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P11 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P12

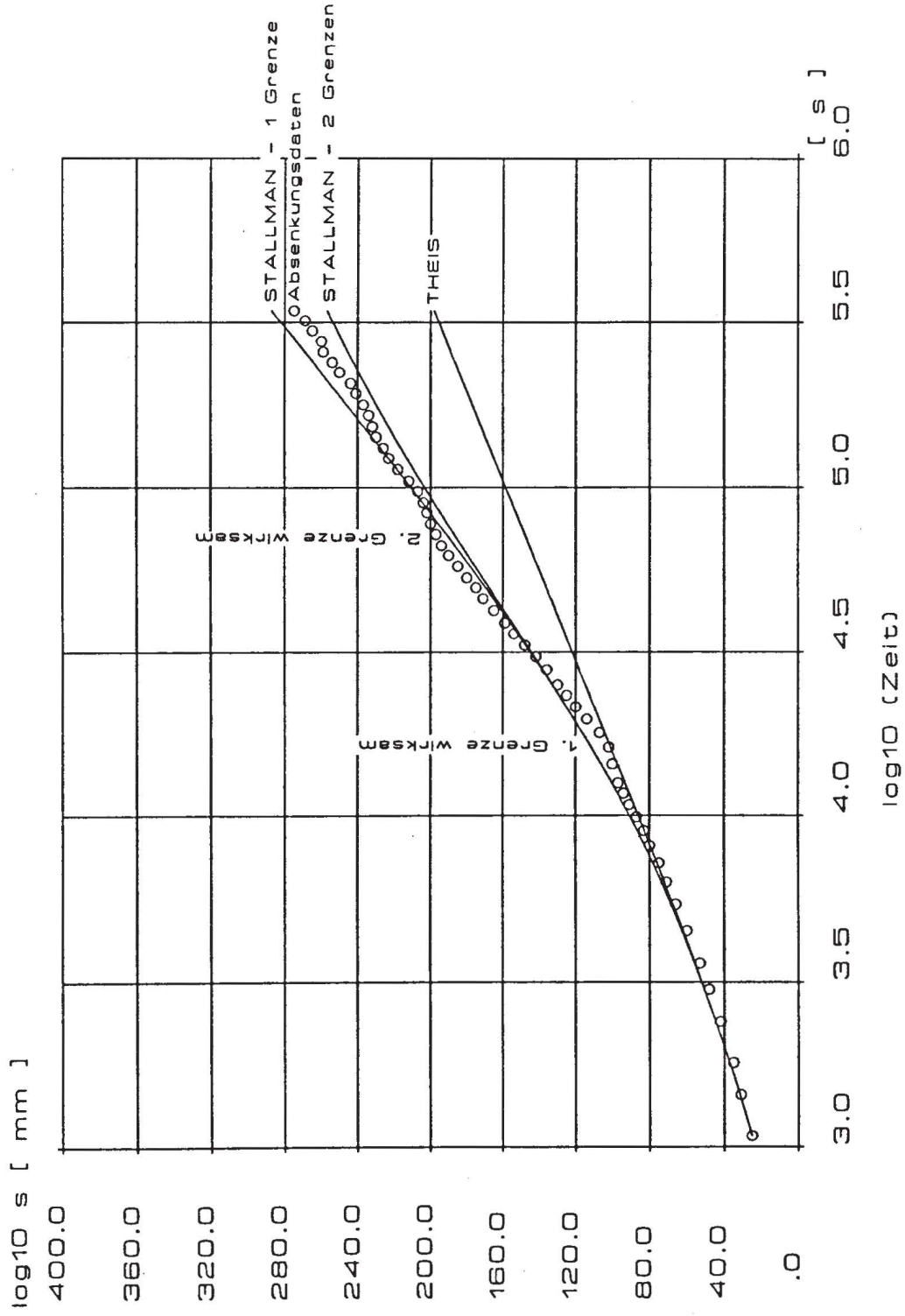


Abb. A7: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P12 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P13

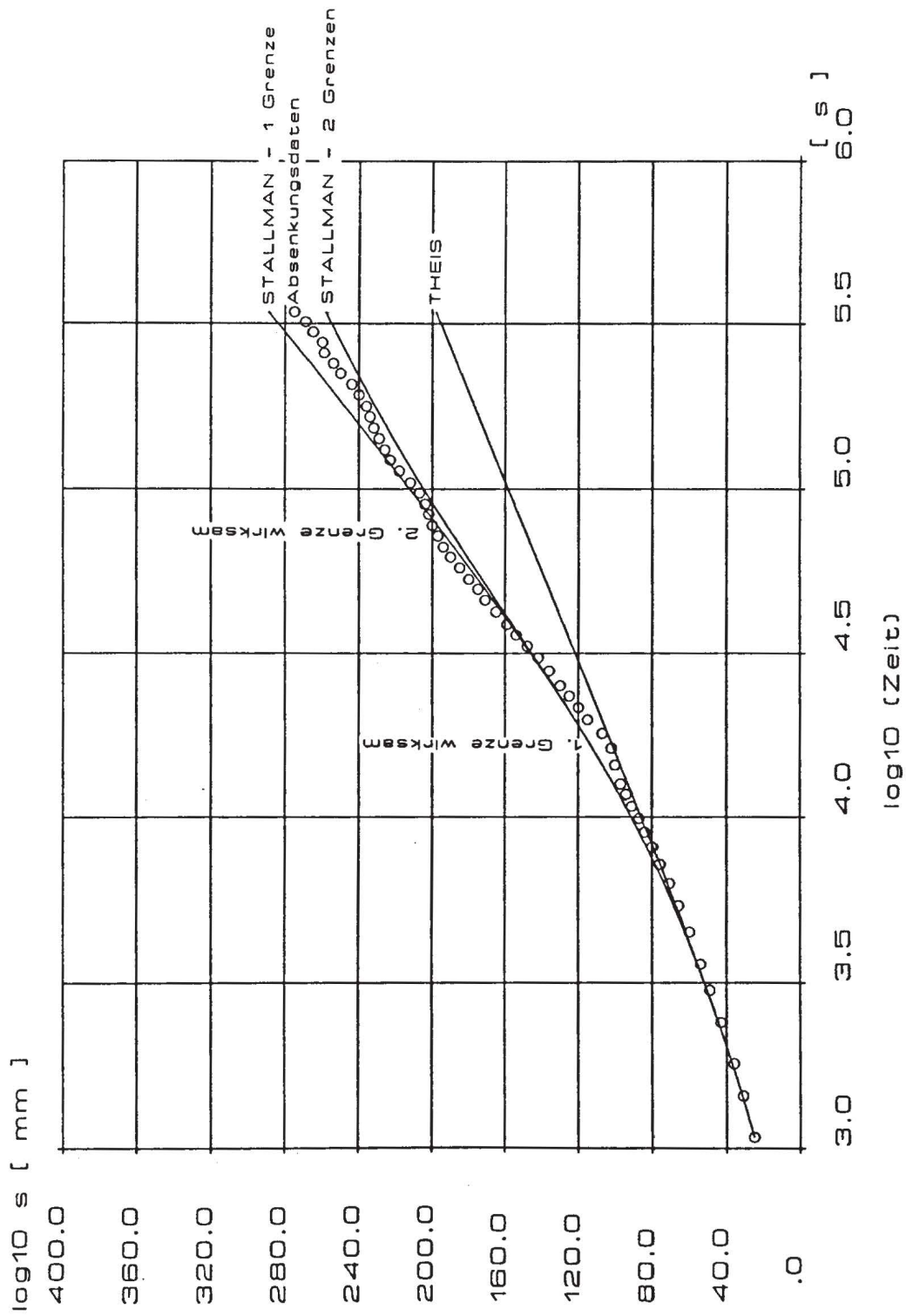


Abb. A8: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P13 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen



# GPV - P14

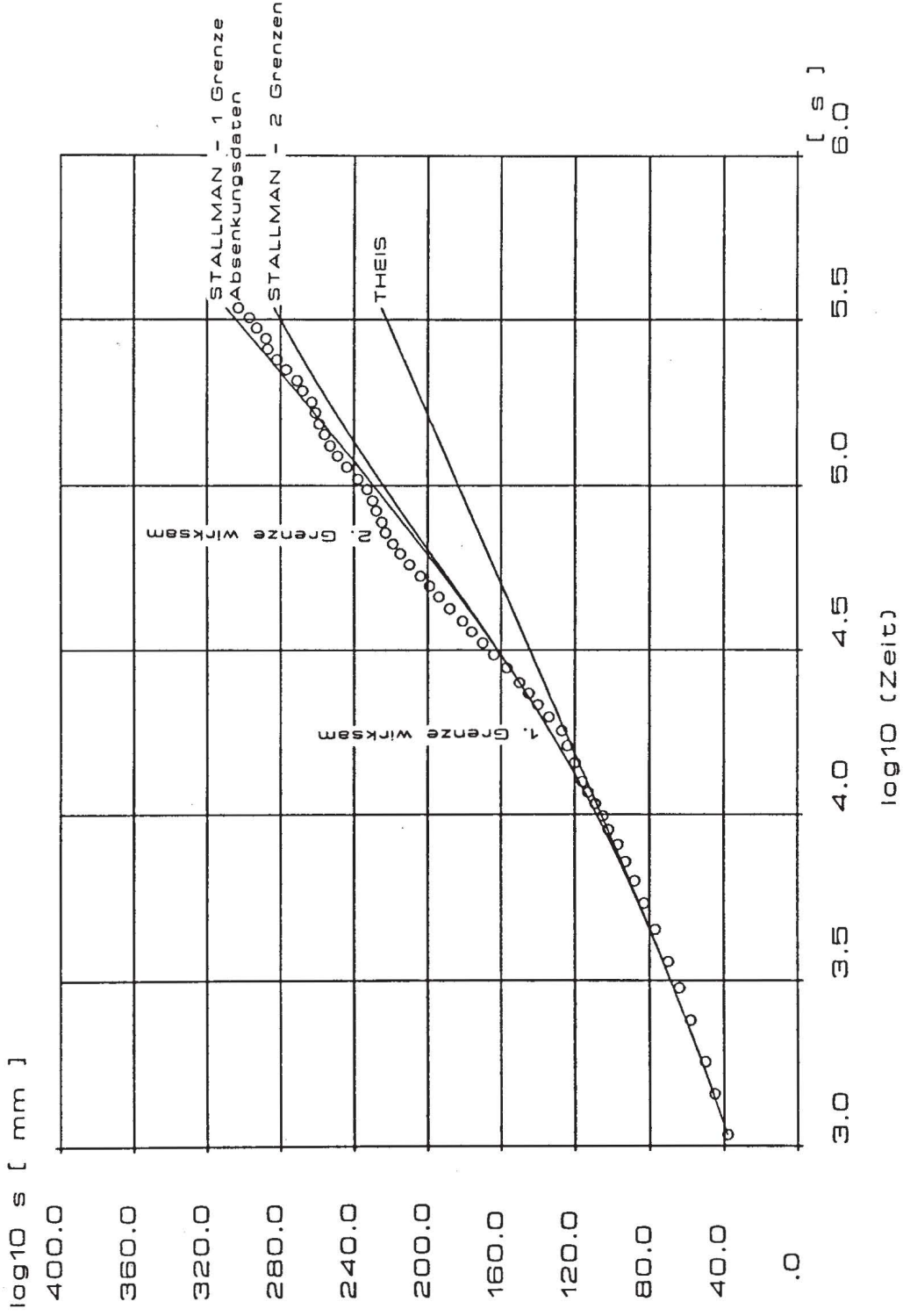


Abb. A9: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P14 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P15

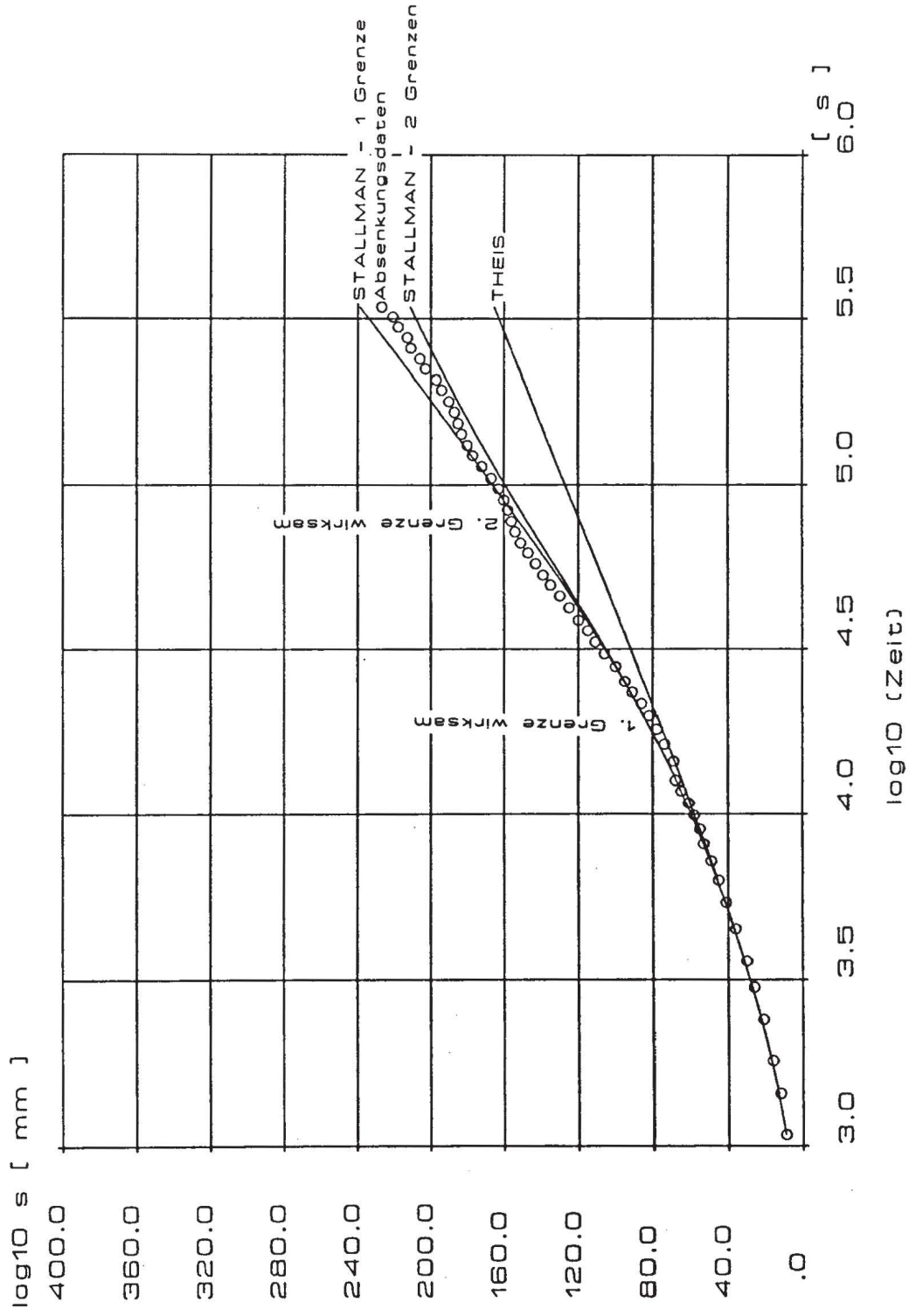


Abb. A10: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P15 unter Berücksichtigung von Aquifer-  
grenzen

# GPV - P19

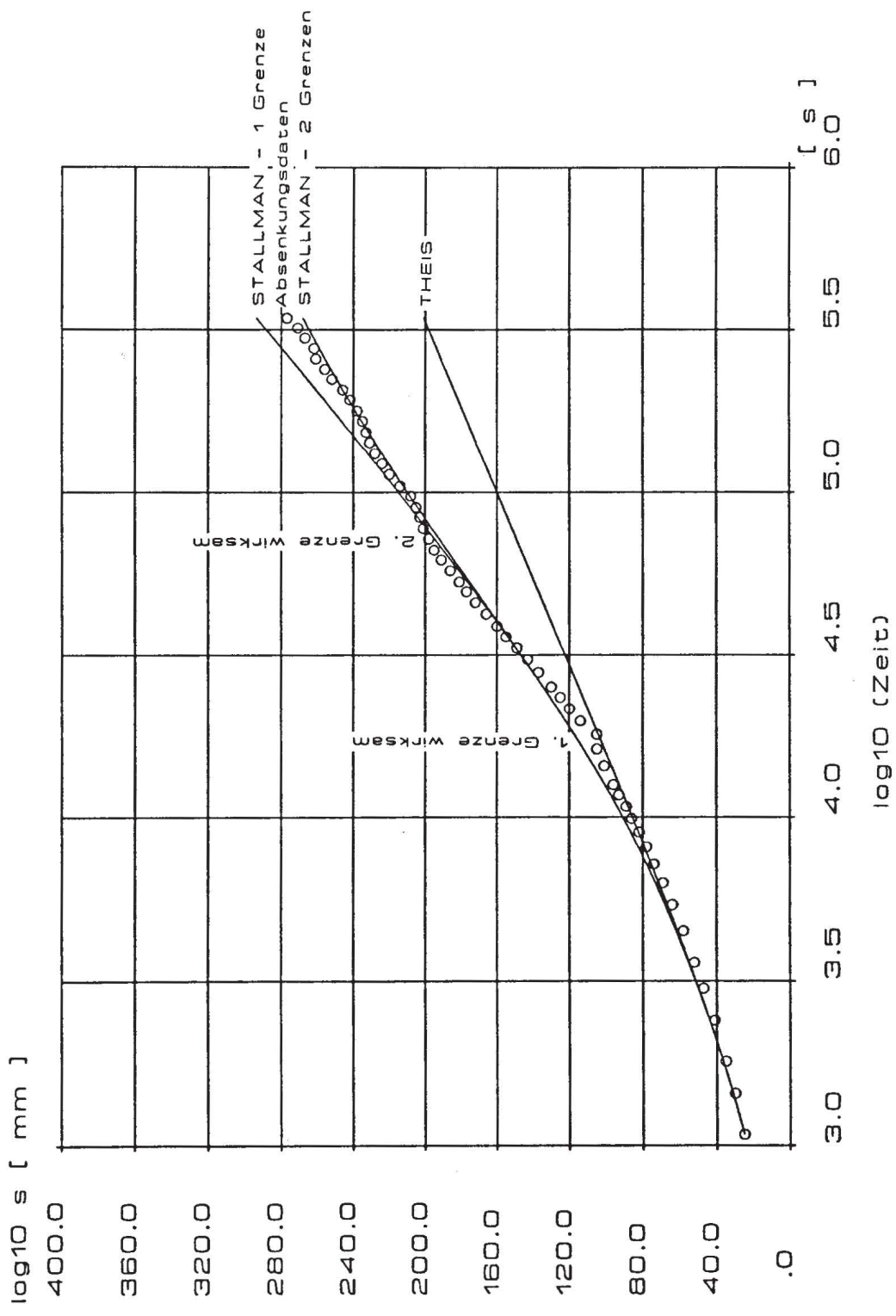


Abb. A11: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P19 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P20

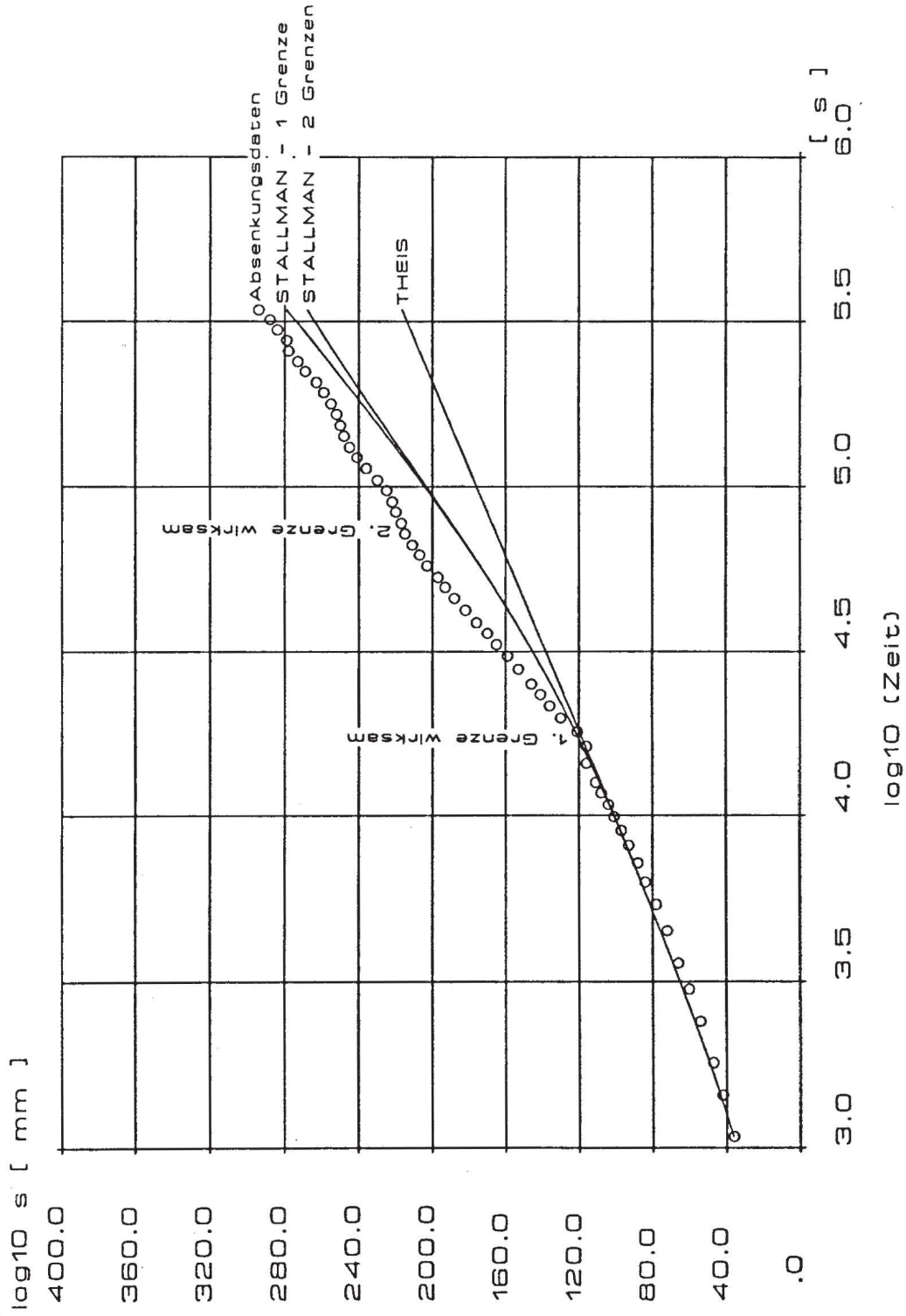


Abb. A12: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P20 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen



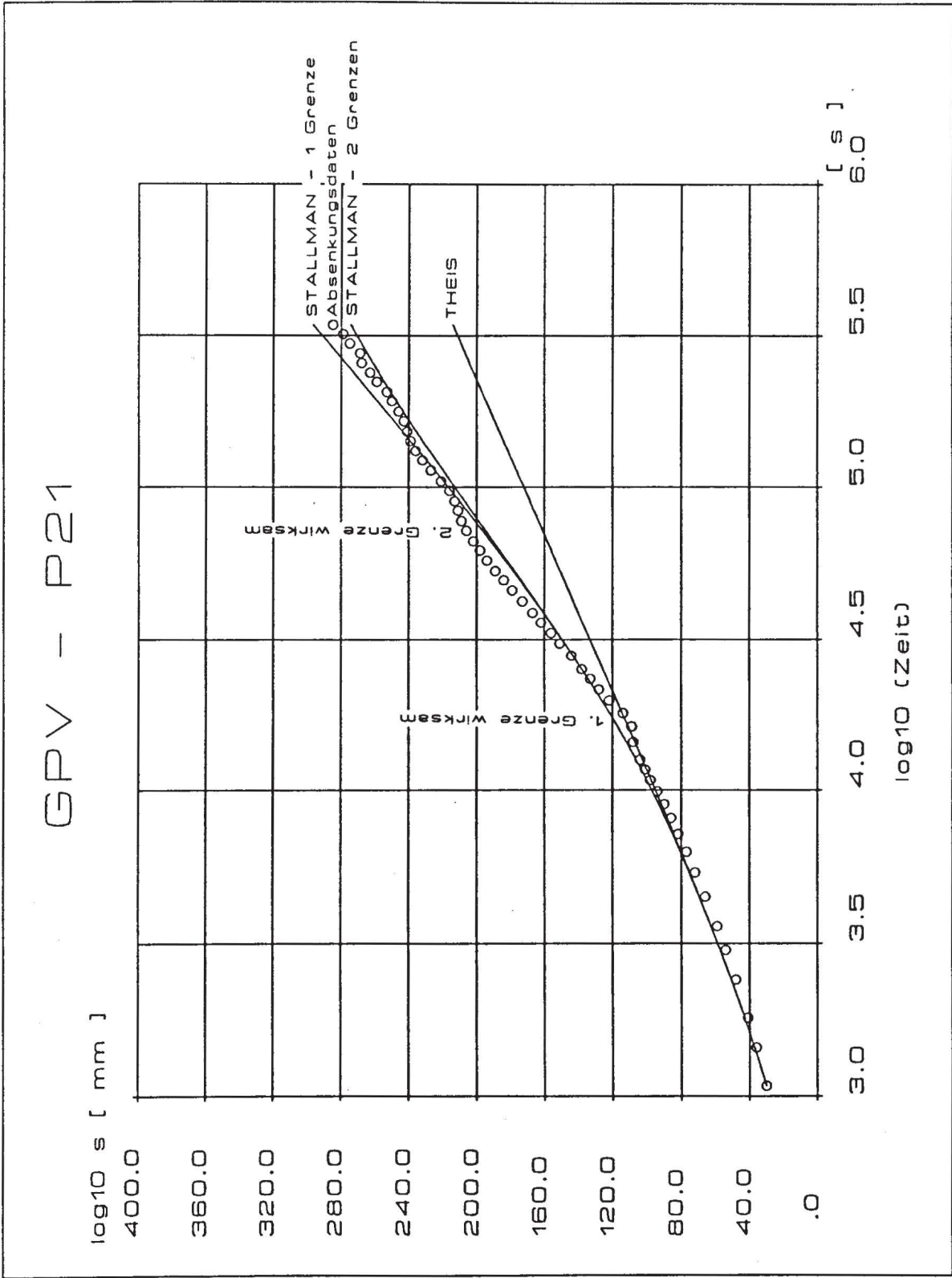


Abb. A13: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P21 unter Berücksichtigung von Aquifer-  
grenzen

# GPV - P22

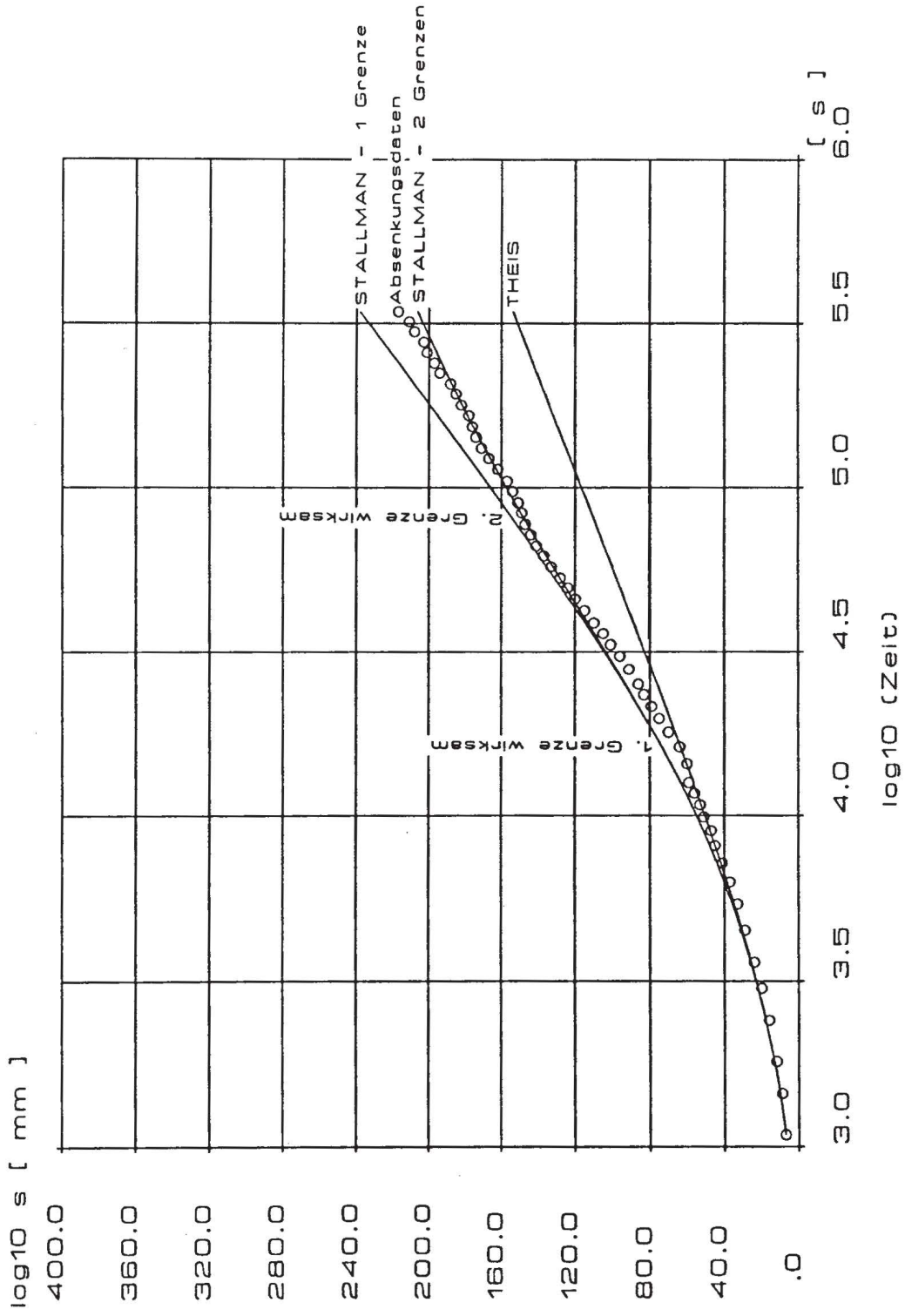


Abb. A14: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P22 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - P26

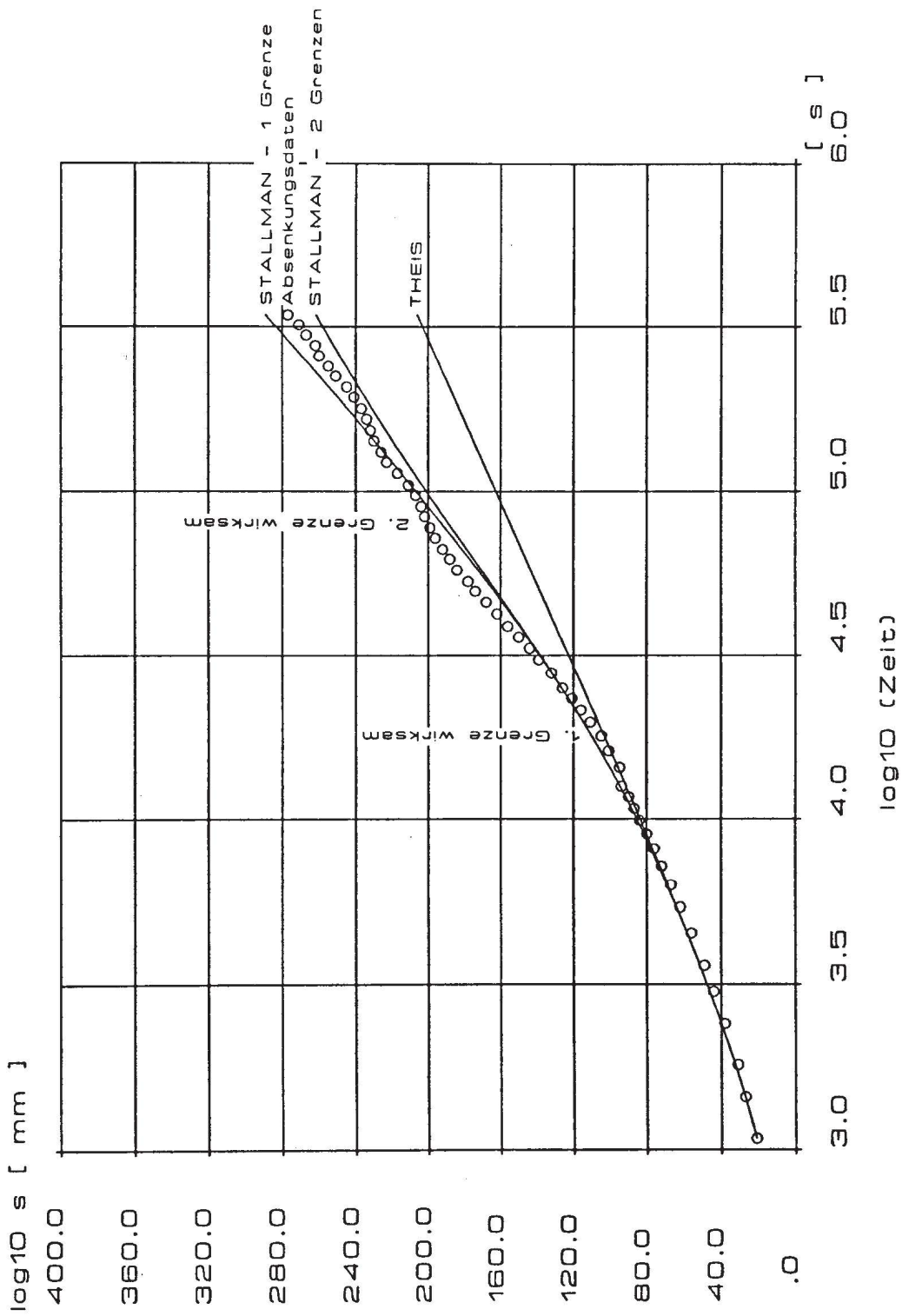


Abb. A15: Gemessene und berechnete Absenkung in der Meßstelle P26 unter Berücksichtigung von Aquifer-grenzen

# GPV - 21 Sek.

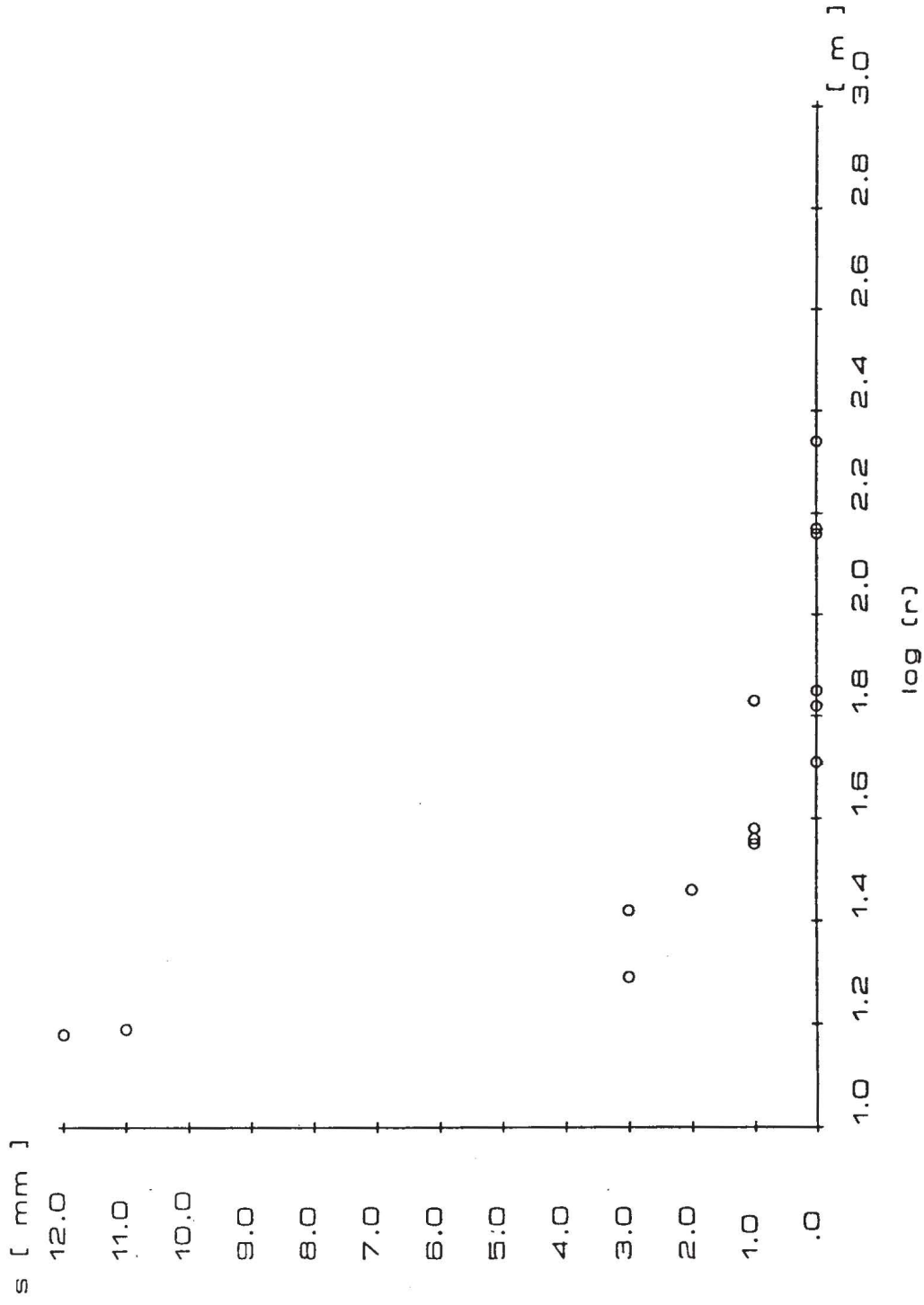


Abb. B1: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmessstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 21 Sekunden



# GPV - 6 Min.

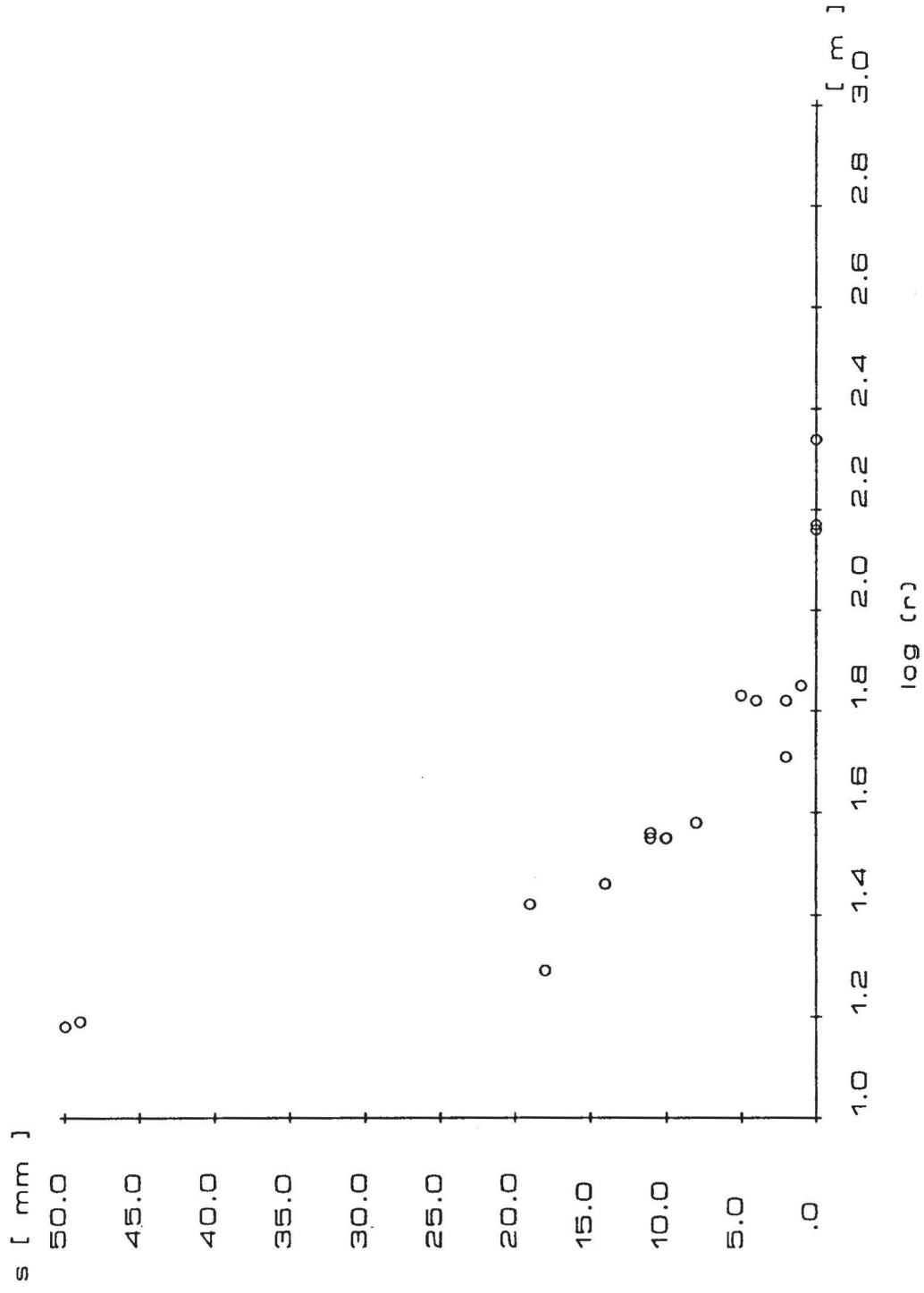


Abb. B2: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 6 Minuten

# GPV - 1 Std.

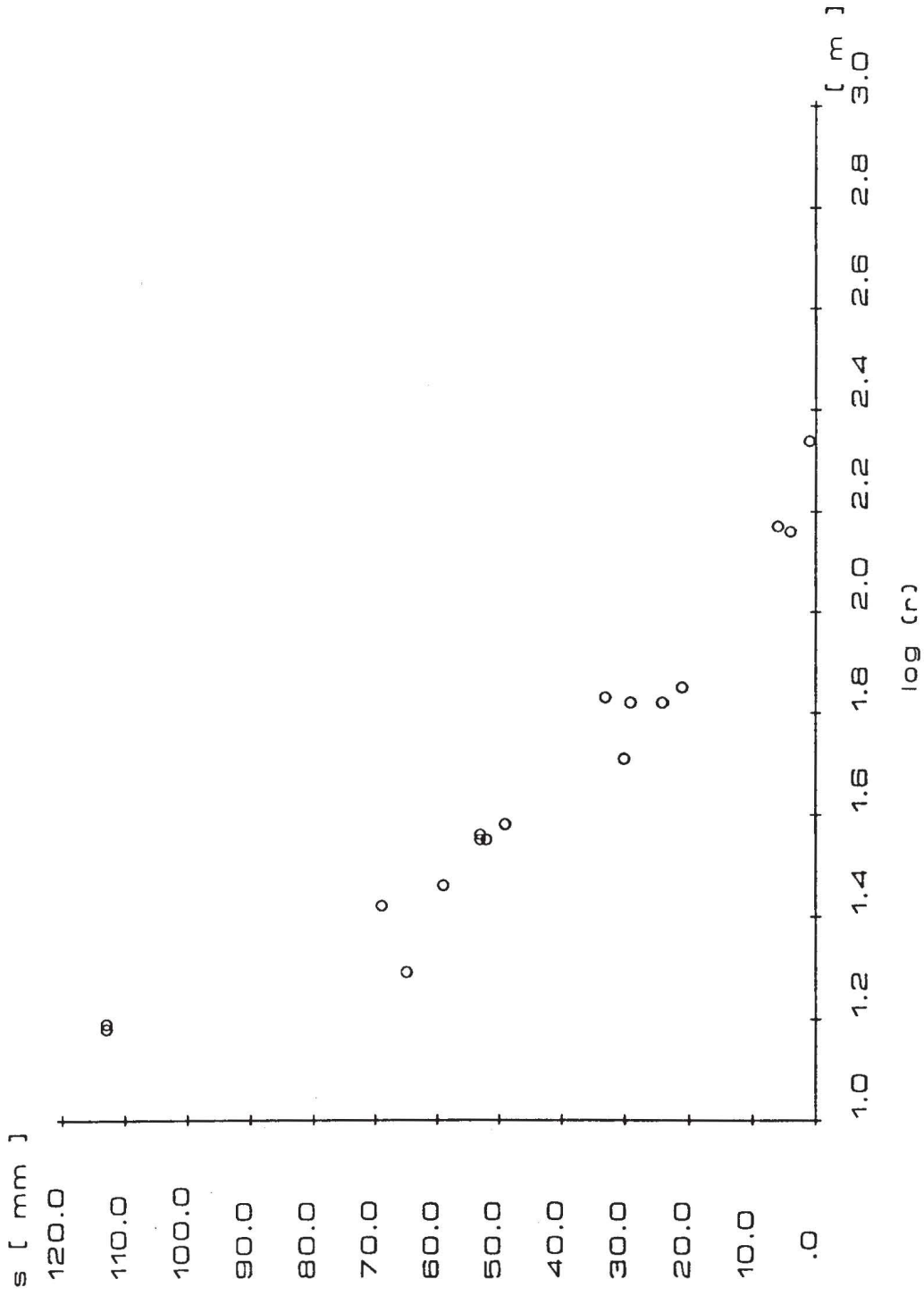


Abb. B3: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 1 Stunde

# GPV - 5 Std.

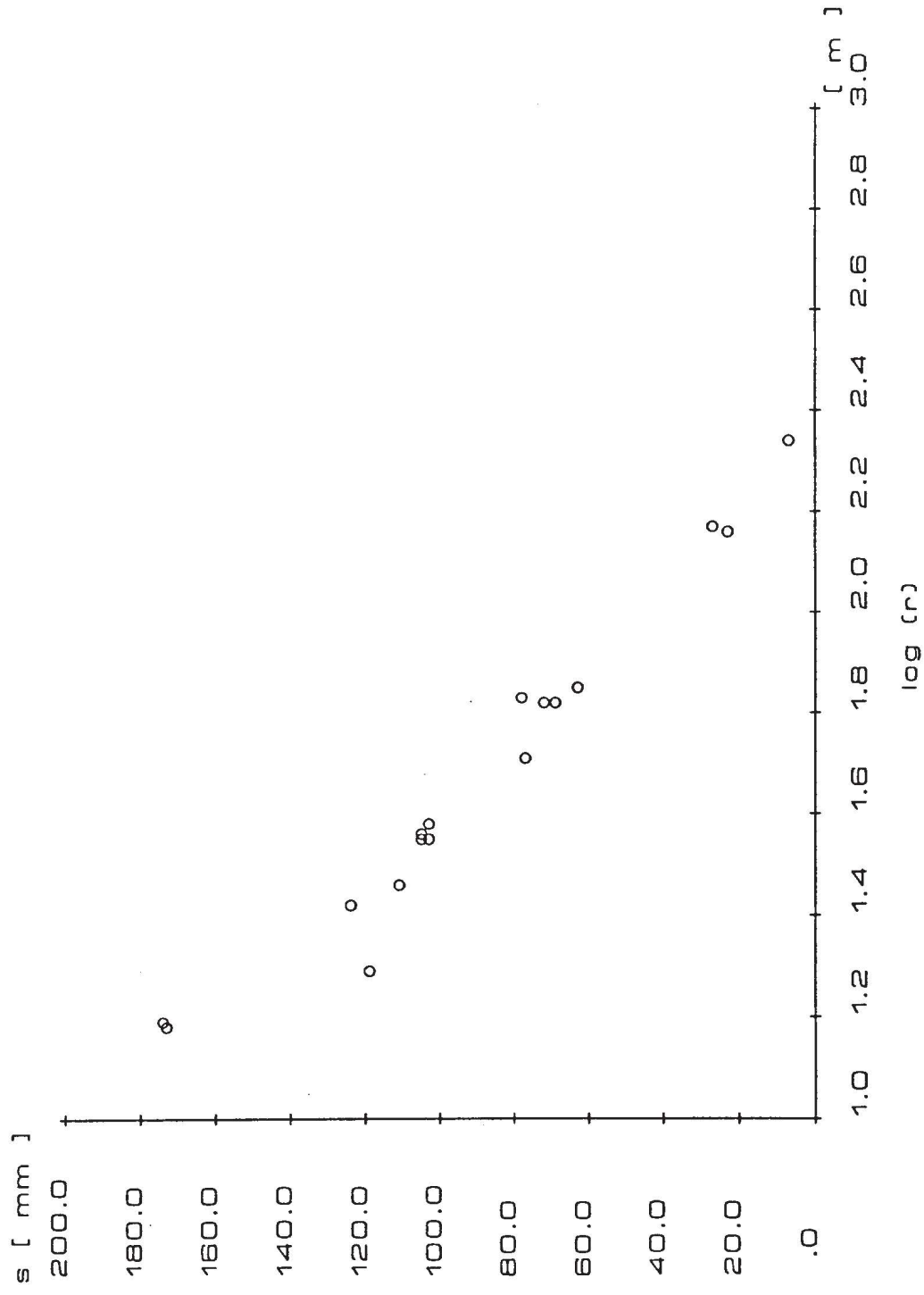


Abb. B4: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 5 Stunden

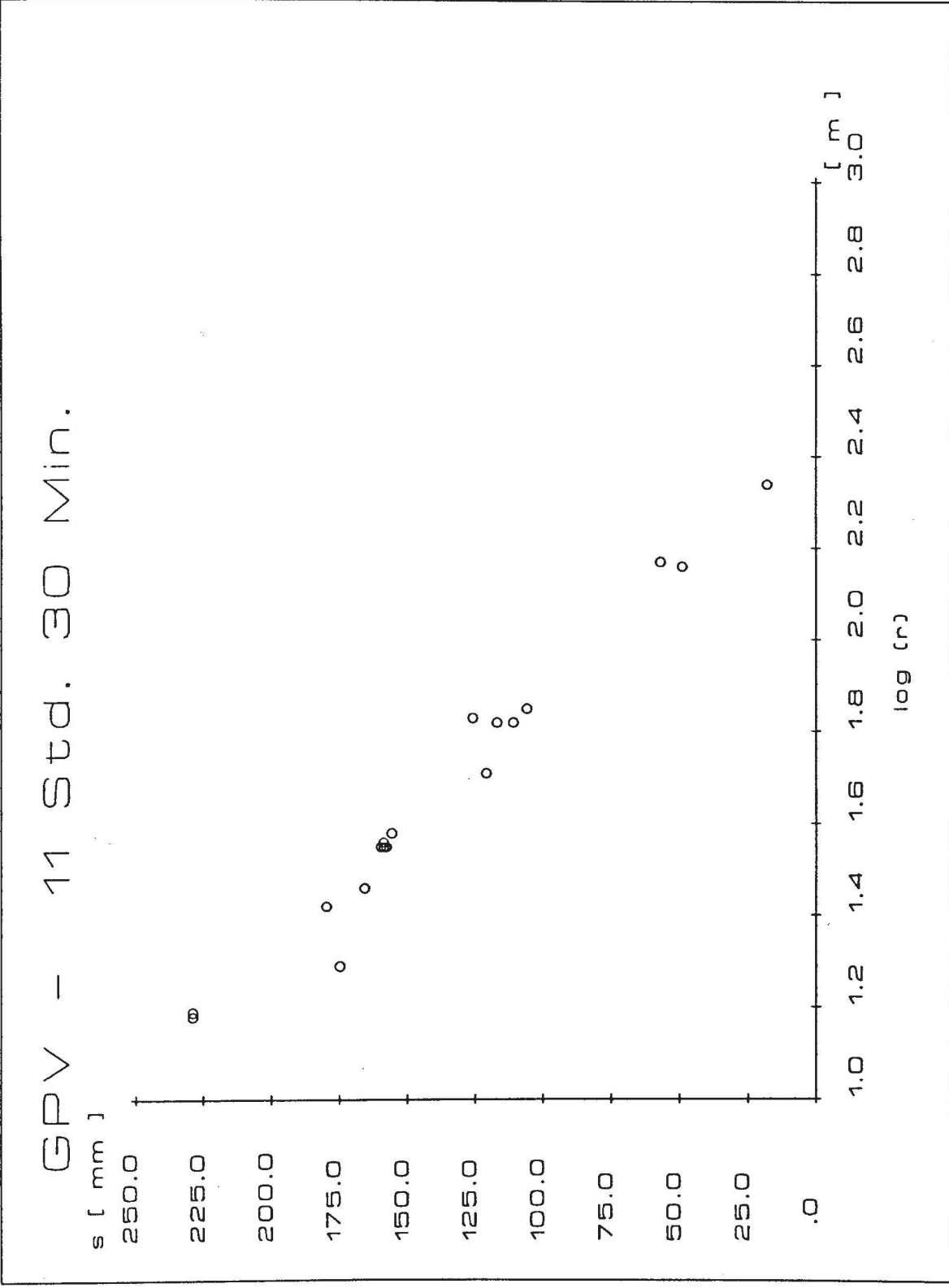


Abb. B5: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 11 Stunden und 30 Minuten



# GPV - 22 Std.

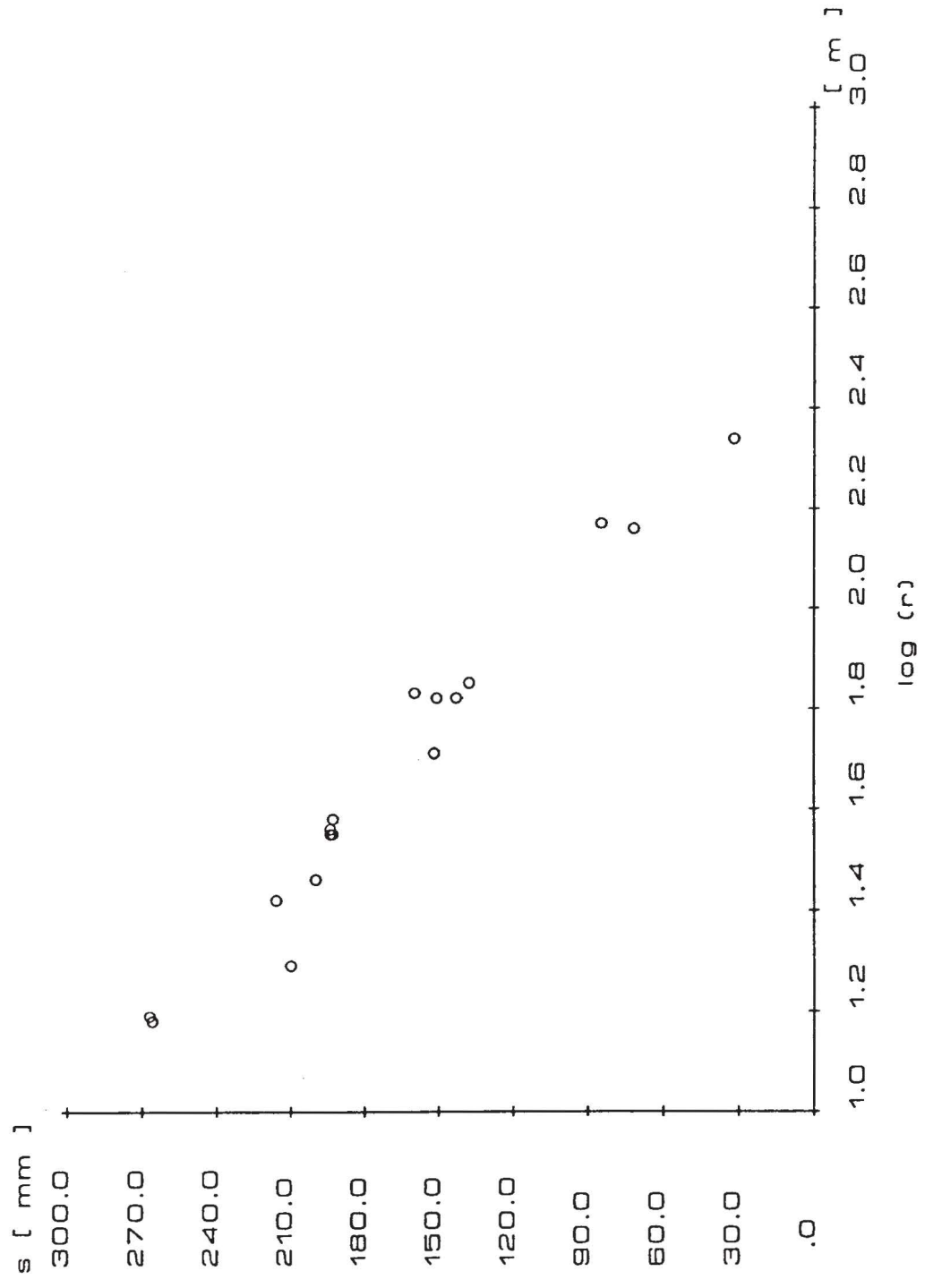


Abb. B6: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 22 Stunden

# GPV - 56 Std.

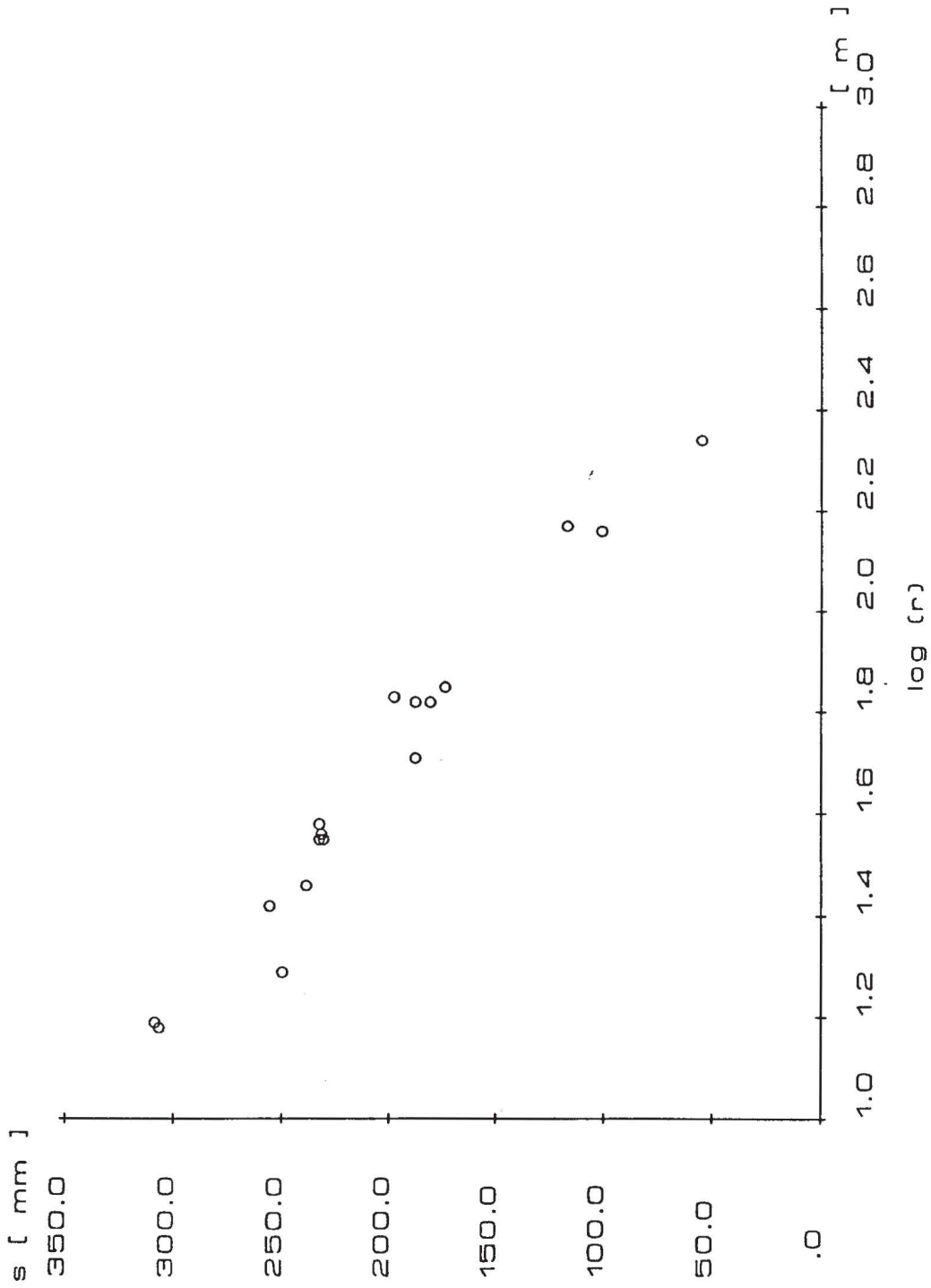


Abb. B7: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmeßstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 56 Stunden

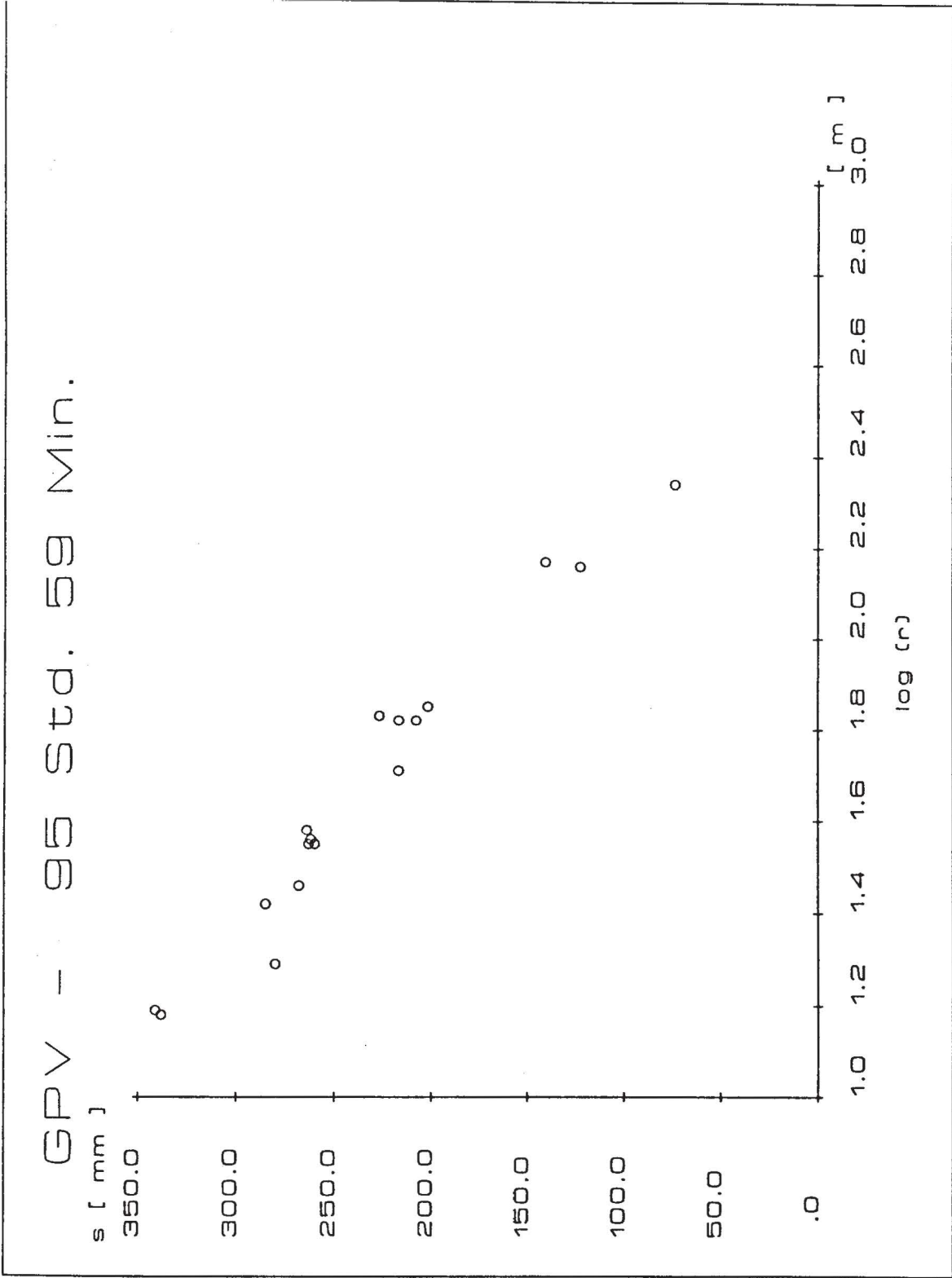


Abb. B8: Absenkung als Funktion des Abstandes der Beobachtungsmessstellen vom Pumpbrunnen für eine Pumpdauer von 95 Stunden und 59 Minuten