



**Institut für Geowissenschaften
Angewandte Geologie**

Praktikum zur Hydrogeologie

WS 2009/2010

Prof. Dr. G. Wieber

Inhaltsverzeichnis

1 Abflußmessungen in Bächen	1
2 Wasserhaushaltsgleichung	2
3 Kartendarstellung eines Grundwasserkörpers	3
4 Bestimmung des gesamten und des nutzbaren Porenvolumens in Sand	4
5 Bestimmung des k_f -Wertes im Labor	5
6 Leistungscharakteristik von Brunnen, Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM	8
7 Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM (graphisch)	10
8 Berechnung der Transmissivität und des Speicherkoeffizienten nach THEIS	11
9 THEIS-Wiederanstiegsmethode	13
10 Transport im Grundwasser	15
11 Schutzzonen von Trinkwassergewinnungsanlagen	18
12 ANHANG: ÜBUNGSAUFGABEN	19
12.1 Übungsaufgabe zur Wasserhaushaltsgleichung	19
12.2 Übungsaufgabe zur Kartendarstellung eines Grundwasserkörpers	21
12.3 Übungsaufgabe zur Bestimmung des gesamten und des nutzbaren Porenvolu- mens in Sand	23
12.4 Übungsaufgabe zur Bestimmung des k_f -Wertes im Labor	24
12.5 Übungsaufgabe zur Leistungscharakteristik von Brunnen und zum Pumpver- such nach DUPUIT-THIEM	26
12.6 Übungsaufgabe zum Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM (graphisch)	27
12.7 Übungsaufgabe zur Berechnung der Transmissivität und des Speicherkoeffi- zienten nach THEIS	28
12.8 Übungsaufgabe zur THEIS-Wiederanstiegsmethode	29
12.9 Übungsaufgabe zum Transport im Grundwasser	30
12.10 Übungsaufgabe zur Bestimmung der Schutzzonen von Trinkwassergewin- nungsanlagen	32
12.11 Zusammenfassende Übungsaufgabe	34

1 Abflußmessungen in Bächen

Für Abflußmessungen in Bächen stehen je nach Größe des Baches und nach dem Zweck der Messung verschiedene Verfahren zur Verfügung:

1. Bei sehr kleinen Bächen und Quellen (mit einer Schüttung bis ca. 2 l/s) findet sich meist relativ leicht eine Stelle, an der die Abflußmessung mit einer Stoppuhr und einem Meßgefäß, z. B. einem Eimer mit Literkala, sehr genau durchgeführt werden kann. Gegebenenfalls muß ein kleines Wehr mit Überlauf gebaut werden.
2. Bei der Bestimmung von Abflußmessungen oberhalb von ca. 2 l/s werden an einer Stelle des Bachlaufes getrennt Querschnitt und Fließgeschwindigkeit gemessen. Bei mittleren Bächen (zwischen 2 und 100 l/s) geht das am einfachsten an Stellen, wo diese in Betonrohren unter Wegen durchgeleitet werden. Der Querschnitt (F) ist zu bestimmen durch Messung des Rohrdurchmessers (D), der Breite des fließenden Wassers im Rohr (A) und der größten Tiefe im Rohr (B). Alle Maße sollten in dm gemessen werden, damit sich die Abflußmenge nach

folgender Formel direkt in l/s ergibt:
$$F = \frac{\left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \alpha \cdot \pi}{360} - \frac{A}{2} \left(\frac{D}{2} - B\right) \quad \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{A}{D}$$

Die Geschwindigkeit des Wassers im Rohr (V) wird mit der Stoppuhr an in das Wasser geworfenen kleinen Gegenständen (Blätter, Blüten usw.) gemessen. Dabei wird über einen Erfahrungsfaktor (0,8) berücksichtigt, daß das Wasser an der Oberfläche schneller fließt als im Durchschnitt. Die Abflußmenge (Q) ist dann:
$$Q = 0,8 \cdot V \cdot F \quad \left(\frac{\text{dm}^3}{\text{s}}\right)$$

3. Größere Bäche (20 - 1000 l/s) werden meist nicht mehr durch Rohre geleitet, sondern mit Brücken überquert. Die Bestimmung des durchflossenen Querschnitts geschieht hier am einfachsten mit zwei Zollstöcken (bzw. ein Maßband und ein Zollstock). Ein Zollstock wird über den Bach von Ufer zu Ufer gelegt (bei größeren Bächen ein Maßband) und mit einem zweiten Zollstock alle 10 cm die Wassertiefe gemessen. Aus der Bachbreite und den einzelnen Wassertiefen läßt sich der durchflossene Querschnitt berechnen. Die Geschwindigkeit des Wassers wird in größeren Bächen mit einem Flügelmeßgerät gemessen. Dieses Gerät besteht aus einer Art kleiner Schiffsschraube, die auf einer sehr leicht laufenden Welle befestigt ist. Die Schraubenumdrehungen werden durch elektrische Schleifkontakte an der Welle gemessen und entweder elektrisch gezählt oder an einem Impulsmeßgerät direkt in Umdrehungen pro Sekunde angezeigt. Die Schraube wird an einem Metallstab befestigt und in das fließende Wasser gehalten. Man kann zur Messung der Geschwindigkeit entweder repräsentative Festpunkte wählen (Punkt-Methode), oder man führt die Flügelschraube kontinuierlich über den gesamten Bachquerschnitt (Mäander-Methode). Für verschiedene Geschwindigkeiten stehen unterschiedlich ausgelegte Schrauben, für verschiedene Bach-tiefen Schrauben mit verschiedenem Durchmesser zur Verfügung. Die Abflußmenge ist:

$$Q = V \cdot F \quad \left(\frac{\text{l}}{\text{s}}\right)$$

4. Sehr vielseitig anwendbar und vor allem für kontinuierliche Messungen geeignet sind Überfallmeßwehre mit dreieckigem, rechteckigem oder hyperbolischem Querschnitt. Bei gegebenen Abmessungen des Überfalls ist die Stauhöhe des durchfließenden Wassers vor dem Wehr ein Maß für die Durchflußmenge.

Für den dreieckigen Überfall mit einem Winkel des Ausschnitts von 90° gilt:
$$Q = 0,014 \cdot h^2 \cdot \sqrt{h} \quad \left(\begin{matrix} \text{!} \\ \text{;} \end{matrix} \right)$$

Für den rechteckigen Überfall gilt (vereinfachte Formel): $Q = 1,8 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{h} \quad \left(\begin{matrix} \text{!} \\ \text{;} \end{matrix} \right)$ (b = Wehrbreite in m h = Stauhöhe in cm Q = Durchflußmenge)

Hyperbolische Wehre sind so konstruiert, daß sich die Stauhöhe linear zur durchfließenden Wassermenge verhält. In allen Fällen muß vor dem Überfall eine Beruhigungsstrecke eingebaut sein. Die Durchfluß-Stauhöhe darf nicht direkt am Ausfluß bestimmt werden, sondern muß in so weitem Abstand vom Überfall gemessen werden, daß die Krümmung der Wasseroberfläche am Überfall keinen Einfluß mehr ausübt.

2 Wasserhaushaltsgleichung

In ihrer einfachsten Form besagt die Wasserhaushaltsgleichung, daß der gesamte Niederschlag (N in mm/a) sich in den gesamten Abfluß (A in mm/a) und die gesamte Verdunstung (Gebietsverdunstung V in mm/a) aufteilt.

$$N = A + V$$

Der gesamte Abfluß A kann in den unterirdischen (Grundwasser-)Abfluß (A_u) und in den oberirdischen Abfluß (A_o) aufgeteilt werden: $A = A_u + A_o$

Die gesamte Verdunstung (Gebietsverdunstung) kann in die Pflanzenverdunstung (Transpiration V_t) und die Verdunstung an freien Oberflächen (Evaporation V_e) aufgeteilt werden: $V = V_t + V_e$

In der erweiterten Form lautet dann die Wasserhaushaltsgleichung:

$$N = A_u + A_o + V_t + V_e$$

In dieser Form ist die Gleichung jedoch nur für sehr lange Zeiträume (ab ca. 10 Jahre) gültig. Für kürzere Zeiträume müssen die Änderungen des Wasservorrats im Grundwasser (ΔG_w) und im Bereich der Bodenfeuchte (ΔB_f) berücksichtigt werden. ΔG_w und ΔB_f können dabei im Vergleich zwischen dem Zustand zu Beginn und zum Ende des betrachteten Zeitraums sowohl positiv, als auch negativ sein. In der auch für kürzere Zeiträume gültigen Wasserhaushaltsgleichung sind beide Vorratsänderungen zu berücksichtigen:

$$N = A_u + A_o + V_t + V_e + \Delta G_w + \Delta B_f$$

3 Kartendarstellung eines Grundwasserkörpers

Grundwassergleichenplan: Ein Grundwassergleichenplan zeigt in Linien gleicher Höhe über NN die Oberfläche eines Grundwasserkörpers. Aus der Lage, Form und dem Abstand der Grundwassergleichen voneinander sind wichtige Rückschlüsse auf die Fließrichtung des Grundwassers und auf die Durchlässigkeit des Gesteins möglich. Der Grundwassergleichenplan wird erstellt, indem man benachbarte Brunnen zu einem Netz hydrologischer Dreiecke verbindet und durch lineare Interpolation Linien gleicher Grundwasserhöhe über NN konstruiert. (Achtung bei Quellen und Bachläufen: an diesen Stellen entspricht der Grundwasserspiegel der Geländeoberfläche!)

Flurabstandskarte: Um die Tiefenlage des Grundwassers unter der Erdoberfläche zu erhalten, muß eine Flurabstandskarte konstruiert werden. In dieser Karte werden die Linien gleichen Abstandes zwischen Erdoberfläche (Flur) und Grundwasserspiegel eingetragen. Man kann eine Flurabstandskarte herstellen, indem man für "jeden" Punkt des Kartenbereiches (also nicht nur für die Bohrstützpunkte) von der Geländehöhe, die durch die Höhenlinien der topographischen Karte gegeben ist, die aus dem Grundwassergleichenplan zu entnehmende Höhe des Grundwasserspiegels abzieht.

Grundwasserunterflächenkarte: In dieser Karte wird die Lage der Grundwasserunterfläche über NN dargestellt. Sie wird als eine der Grundlagen für die Konstruktion der Grundwassermächtigkeit benötigt. Von der Bohrpunkthöhe (müNN) wird die Mächtigkeit der grundwasserdurchlässigen Schicht abgezogen (Basis Sand müFlur). Man konstruiert die Linien gleicher Höhe der Grundwasserunterfläche über NN analog zu den oberen Isoplänen.

Grundwassermächtigkeit: In der Grundwassermächtigkeitskarte wird die "Dicke" der wasserführenden Schicht dargestellt. Diese Angaben werden u. a. benötigt, um die Transmissivitäten zu berechnen. Die Grundwassermächtigkeit erhält man, indem man für "jeden" Punkt der Karte (nicht nur die Bohrungen!) von der Höhe des Grundwasserspiegels, die aus dem Grundwassergleichenplan zu entnehmen ist, die Höhe der Unterfläche abzieht, die aus der Unterflächenkarte zu entnehmen ist.

4 Bestimmung des gesamten und des nutzbaren Porenvolumens in Sand

Läßt man völlig wassergesättigtes Lockergestein über längere Zeit abtropfen, wird durch den Einfluß der Schwerkraft nur ein Teil des Wassers aus dem gesamten Porenvolumen entfernt. Der Rest bleibt als dünner Feuchtigkeitsfilm um die einzelnen Körner im Gestein zurück. Dieses Restwasser kann in der Natur durch Verdunstung unter besonderer Mitwirkung der Pflanzen mindestens zum Teil dem Gestein entzogen werden. Der Mengenanteil des durch die Schwerkraft abtropfenden Wassers pro Volumeneinheit entspricht dem nutzbaren Porenvolumen. Das nutzbare Porenvolumen eines Gesteins wird i. A. um so größer, je geringer die innere Oberfläche ist. Feinkörnige Gesteine, besonders Tone, haben große innere Oberflächen.

a) Bestimmung des gesamten Porenvolumens:

In senkrecht stehenden, einseitig offenen Plastikrohren (Laborlysimeter) wird ein bestimmtes Volumen getrockneten Sandes eingefüllt und am besten von unten her mit Wasser gesättigt. Dabei spielt selbstverständlich die Verdichtung des Sandes eine Rolle. Die Menge des benötigten Wassers im Verhältnis zum Volumen der verwendeten Sandprobe erlaubt die Berechnung des gesamten Porenvolumens:

$$\Phi = \frac{V_P}{V_G} = \frac{V_t - V_F}{V_G}$$

(Φ = Porosität, V_P = Porenvolumen (m^3), V_G = Gesamtvolumen (m^3), V_F = Feststoffvolumen (m^3))

b) Bestimmung des nutzbaren Porenvolumens:

Am mit Wasser gesättigten Laborlysimeter wird an der unteren, bisher verschlossenen Seite durch Öffnen eines 2-Wege-Hahnes ein Abfluß freigegeben. Damit beginnt das im Sand enthaltene Wasser nach unten durch die Einwirkung der Schwerkraft abzutropfen. Die abtropfende Menge wird in einem Meßzylinder aufgefangen. Mit einer seit Öffnung des Laborlysimeters laufenden Stoppuhr wird verfolgt, wieviel Wasser pro Zeiteinheit abtropft. Zu Beginn des Versuches sollten Ablesungen in recht engen Zeitabständen erfolgen (30 sec, 1 min, 2 min, 5 min usw.), im späteren Verlauf des Versuchs können die Zeitabstände größer werden. In einem Diagramm kann nun die gesamte abgetropfte Wassermenge als Funktion der Zeit dargestellt werden (Zeit: logarithmisch, abgetropfte Menge: linear). Schon nach relativ kurzer Versuchszeit (ca. 20 Minuten) läßt die Abtropfgeschwindigkeit stark nach, so daß sich die Abtropfkurve einem Grenzwert nähert. Die Wassermenge des Grenzwertes pro Volumeneinheit entspricht dem nutzbaren Porenvolumen.

Anmerkung: Wegen der Unterbrechung der Kapillaren am unteren Ende der Probe im Laborlysimeter wird der Sandzylinder nicht gleichmäßig entwässert. Bei genaueren Bestimmungen steht die Probe auf einem Sandbett, um Versickerungshemmungen durch hängende Wassermenisken zu verhindern. Beim freien Abtropfen erhält man einen zu hohen Restwassergehalt und somit ein zu niedriges Porenvolumen.

5 Bestimmung des k_f -Wertes im Labor

Grundlagen:

Der Durchfluß von Wasser durch ein Gestein wird durch den Durchlässigkeitsbeiwert k_f in m/sec mitbestimmt. Es handelt sich dabei trotz der Dimension einer Geschwindigkeit nicht um die wirkliche Grundwasser-Fließgeschwindigkeit, sondern um eine Größe, die der spezieller definierten Filtergeschwindigkeit direkt proportional ist (Gesetz von DARCY).

$$(1) \quad v_f = k_f \cdot i$$

oder:

$$(2) \quad k_f = \frac{v_f}{i}$$

mit

v_f = Filtergeschwindigkeit des durch die Probe fließenden Wassers (m/s)

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)

i = Wassergefälle (Druckgradient)

Beim Durchströmen einer Probe kann die durchlaufende Wassermenge (Q) pro Zeiteinheit (t) unter Berücksichtigung des Probenquerschnitts (F) als Maß für die Filtergeschwindigkeit dienen:

$$(3) \quad v_f = \frac{Q}{F \cdot t}$$

Die Abstandsgeschwindigkeit v_a des Wassers in der Probe errechnet sich aus der Filtergeschwindigkeit und der Porosität (Φ):

$$(4) \quad v_a = \frac{v_f}{\Phi}$$

Das Wassergefälle (Druckgradient) wird durch die Druckhöhe (h) des einfließenden Wassers und durch die Länge der durchströmten Probe (l) bestimmt:

$$(5) \quad i = \frac{h}{l}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3) und (5) ergibt sich für Gleichung (2) dann:

$$(6) \quad k_f = \frac{Q \cdot l}{F \cdot t \cdot h}$$

Dabei sind alle Größen außer k_f in den nachfolgend zu beschreibenden Versuchen meßbar, so daß der Durchlässigkeitsbeiwert errechnet werden kann.

Ausführung:

Zur Bestimmung des k_f -Wertes können die Proben entweder von oben nach unten oder von unten nach oben durchströmt werden. Wegen der besseren Vertreibung der in der Probe eingeschlossenen Luftblasen ist das Durchströmen von unten nach oben im Allgemeinen günstiger. Für genaue Bestimmungen muß das Wasser vorher durch Abkochen oder durch Vakuumbehandlung entlüftet werden. Die Wassertemperatur muß berücksichtigt werden.

1.) Durchströmen der Probe von oben nach unten bei fallender Druckspiegelhöhe

Im Allgemeinen wird diese Versuchsanordnung zur Messung von Proben mit geringer Durchlässigkeit benutzt. Die einzelnen Meßgrößen können der Skizze entnommen werden. Zum Zeitpunkt des Versuchbeginns beträgt die Druckhöhe h_1 , nach Ablauf der Zeitdauer t beträgt sie h_2 . Zur Bestimmung der Wassermenge Q muß der Durchmesser des Standrohres f und der Querschnitt F der Probe bestimmt werden. Für diese Anordnung lautet die Gleichung:

$$(7) \quad k_f = \frac{f \cdot l}{t \cdot F} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

2.) Durchströmen der Probe von unten nach oben bei konstanter Druckspiegelhöhe

Aus einem Tank mit Vorrichtung zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckhöhe läuft Wasser von unten durch die in einer Druckzelle eingebaute Probe mit dem Querschnitt F . Das Gefälle i ergibt sich aus dem vorgegebenen Wasserdruckspiegel h und der Probenlänge l . Die durchfließende Wassermenge Q kann pro Zeiteinheit im Auslauf gemessen werden. Die Berechnung für den Durchlässigkeitsbeiwert erfolgt nach Gleichung (6).

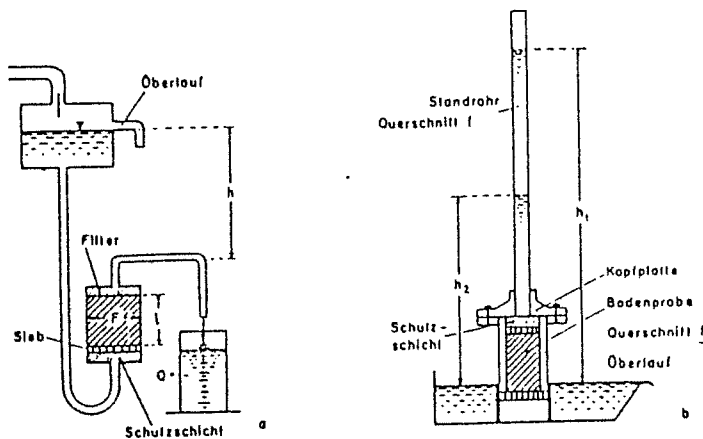


Abb. 41 Versuchsanordnungen zur Bestimmung des Durchlässigkeitswertes (k_f); a: konstante Druckhöhe h , Durchströmen von unten nach oben; b: abnehmende Druckhöhe, Strömen von oben nach unten (abgeändert nach THURNER, 1967)

Aus: HÖLTING, B. (1984): Hydrogeologie.-

4.) Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes aus Siebkurven

Da der k_f -Wert in Abhängigkeit steht zu Korngröße und Kornverteilung des Gesteins, kann er nach verschiedenen Methoden auch aus der, über Siebwerte zu ermittelnden, Korngrößenverteilung errechnet werden.

a): Berechnung nach HAZEN

Es wird davon ausgegangen, daß bei ungleichförmigen Sanden für die Durchlässigkeit die kleinen Korndurchmesser wichtiger sind als die großen. Deshalb wird zur Berechnung der Korndurchmesser herangezogen, für den die Körner mit kleinerem Durchmesser 10% des gesamten Korngewichts ausmachen (d_{10}). Berechnet wird mit einem empirisch bestimmten Faktor nach der Gleichung:

$$(8) \quad k_f = 0,0116 \cdot d_{10}^2$$

(Achtung: d_{10} wird in mm gemessen, obwohl sich der k_f -Wert dann in m/sec ergibt!)

Das Berechnungsverfahren ist nur gültig für einen Ungleichförmigkeitsgrad (d_{60}/d_{10}) ≤ 5 (d_{60} ist entsprechend definiert wie d_{10}).

b): Berechnung nach BEYER

Im Unterschied zum Berechnungsverfahren nach HAZEN werden hier für unterschiedliche Ungleichförmigkeitsgrade (U) des Materials verschiedene empirisch bestimmte Faktoren (C) zur Berechnung mit herangezogen. Der Faktor C kann in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit aus folgender Tabelle entnommen werden:

U	C (Bereichswerte)	C (Mittelwert)
1,0-1,9	0,012 - 0,0105	0,0110
2,0-2,9	0,0105 - 0,0095	0,0100
3,0-4,9	0,0095 - 0,0085	0,0090
5,0-9,9	0,0085 - 0,0075	0,0080
10,0-19,9	0,0075 - 0,0065	0,0070
über 20	0,0065	0,0065

Die Berechnung erfolgt nach folgender Gleichung:

$$(9) \quad k_f = C \cdot d_{10}^2$$

(Achtung: d_{10} wird wieder in mm gemessen, der k_f -Wert ergibt sich dann wieder in m/sec!)

6 Leistungscharakteristik von Brunnen, Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM

Pumpversuche haben den Zweck,

- 1.) ein Grundwasservorkommen (den Entnahmebrunnen) hinsichtlich seiner Nutzungsfähigkeit zu beurteilen, d. h., hinsichtlich der potentiell und reell gewinnbaren Wassermenge abzuschätzen,
- 2.) technische Belange, wie den Ausbau des Brunnens, die Art der Förderung und die Art der Fassungsanlage den natürlichen Gegebenheiten anzupassen,
- 3.) möglichst weitgehende Informationen über den Aufbau und die hydrogeologischen Eigenschaften eines Grundwasserleiters zu erbringen.

Aufgrund der Kosten, die jeder Pumpversuch verursacht, sollte eine sorgfältige Planung selbstverständlich sein. Dazu gehört die geologische und hydrologische Erschließung:

Bestandsaufnahme aller verfügbaren Unterlagen (geologische und hydrogeologische Karten und Gutachten; geophysikalische Untersuchungen; Schichtenverzeichnisse aller Aufschlüsse; Siebanalysen des Grundwassermaterials; hydrologische Karten (Grundwassergleichenpläne, Flurabstandskarten usw.); hydrologische Gutachten (Zusammenhang zwischen Oberflächenwasser und Grundwasser, Grundwasserneubildung); Erfassung und Überprüfung des hydrologischen Meßnetzes; Wasserbeschaffenheit; Entnahmestellen).

Anschließende Untersuchungen haben das Ziel, die Bestandsaufnahme zu überprüfen und zu ergänzen; sie dienen der Dimensionierung und Anordnung der Filter des Versuchsbrunnens und der Planung des Beobachtungsnetzes (Grundwasserstockwerke, verdichten des hydrologischen Meßnetzes, Erarbeiten großmaßstäblicher Karten usw.)

Pumpversuchsdurchführung und -auswertung

Es werden folgende Größen gemessen:

- 1.) Ruhewasserspiegel im Brunnen und in den Peilrohren
- 2.) Fördermenge pro Zeiteinheit
- 3.) Absenkung im Brunnen
- 4.) Absenkung in den Peilrohren

Alle Messungen müssen dem relativen Zeitablauf entsprechend festgehalten werden.

Aus diesen Daten können folgende Diagramme aufgestellt werden:

- 1.) Fördermenge pro Zeiteinheit aufgetragen gegen den Zeitablauf
- 2.) Absenkung im Brunnen aufgetragen gegen den Zeitablauf
- 3.) Absenkung in den Peilrohren aufgetragen gegen den Zeitablauf

- 4.) Fördermenge pro Zeiteinheit aufgetragen gegen die Absenkung im Brunnen (= Leistungscharakteristik)

Orientierende Bestimmung des k_f -Wertes in gespannten Grundwasserleitern, stationärer (quasi-stationärer) Zustand:

(1)
$$k_f = \frac{Q}{M \cdot s} \quad [\text{m/s}]$$

Q = Entnahmemenge [m^3/s]

M = Mächtigkeit des genutzten Grundwasserleiters [m]

s = Absenkungsbetrag im Brunnen [m]

Nach DUPUIT-THIEM gilt bei stationären Strömungsverhältnissen (Beharrungszustand) für den gespannten Wasserspiegel:

(2)
$$Q = \frac{k_f \cdot \pi}{\ln(r_2/r_1)} \cdot 2M(h_2 - h_1)$$

bzw.

(3)
$$k_f = \frac{Q}{2\pi M \cdot (h_2 - h_1)} \cdot \ln(r_2/r_1)$$

Q = Fördermenge [m^3/s]

M = Schichtmächtigkeit [m]

h = Grundwasserdruckhöhe [müNN] in der Entfernung r [m] vom Brunnen

bei nicht horizontaler Grundwasseroberfläche kann unter den gleichen Randbedingungen die Differenz der Grundwasserdruckhöhe ($h_2 - h_1$) durch die Differenz der Absenkungsbeträge ($s_1 - s_2$) ersetzt werden.

für ungespannte Grundwasserleiter gilt:

(4)
$$Q = \frac{k_f \cdot \pi}{\ln(r_2/r_1)} \cdot 2M(h_2^2 - h_1^2)$$

7 Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM (graphisch)

Durch die Anisotropie eines Grundwasserleiters bildet sich ein unsymmetrischer Entnahmetrichter aus. Diese Abweichungen sind bei der Berechnung mit nur zwei Meßstellen nicht zu erfassen. Um solche Unregelmäßigkeiten zu vermeiden, wird der Absenkungsbetrag von mehreren Meßstellen nach der Einstellung des stationären Zustands gemessen und eine graphische Auswertung durchgeführt.

Es wird der Abstand r (m) der Grundwassermeßstellen vom Brunnen gegen den jeweiligen Absenkungsbetrag s (m) auf halblogarithmischen Papier dargestellt. Durch die sich ergebende Punkteschar wird eine Ausgleichsgerade gelegt, die damit die Geometrie des Entnahmetrichters beschreibt. Die Neigung der Geraden beschreibt das mittlere Oberflächengefälle des Entnahmetrichters. Die Neigung Δs kann über zwei beliebige Spiegelsenkungspunkte s^* und s^{**} und den dazugehörigen Radien r^* und r^{**} berechnet werden.

Nach DUPUIT-THIEM gilt bei stationären Strömungsverhältnissen (Beharrungszustand) für den gespannten Wasserspiegel:

$$Q = \frac{k_f \cdot \pi}{\ln(r_2/r_1)} \cdot 2M(h_2 - h_1)$$

durch Einsetzen von $\Delta s = s^* - s^{**}$ erhält man $Q = \frac{k_f \cdot \pi}{\ln(r_2/r_1)} \cdot 2M\Delta s$

durch Umstellen der Gleichung ergibt sich $\Delta s = \frac{Q}{2\pi \cdot M \cdot k_f} \cdot \ln \frac{r^*}{r^{**}}$

durch Umwandlung des natürlichen in den dekadischen Logarithmus ($\ln a = 2,3026 \lg a$) und Einsetzen der Zahlenwertes von 2π erhält man: $\Delta s = 0,3665 \cdot \frac{Q}{M \cdot k_f} \cdot \lg \frac{r^*}{r^{**}}$

Wenn man bei der Auswertung s^* und s^{**} so wählt, daß zwischen beiden zugehörigen Radien eine Dekade liegt (z.B: 7 m und 70 m), ergibt sich $r^*/r^{**} = \lg 10 = 1$ und damit $\Delta s = s^* - s^{**} = 0,3665 \cdot \frac{Q}{M \cdot k_f} \cdot 1$

durch eine weitere Umstellung der Gleichung erhält man $k_f \cdot M = \frac{0,3665 \cdot Q}{s^* - s^{**}}$

Das Produkt aus Durchlässigkeitsbeiwert und Mächtigkeit ist bekanntlich die Transmissivität:

$$T = \frac{0,3665 \cdot Q}{\Delta s^*}$$

den k_f -Wert erhält man dann letztendlich durch die Division der Transmissivität durch die Mächtigkeit: $k_f = \frac{T}{M}$

8 Berechnung der Transmissivität und des Speicherkoeffizienten nach THEIS

Transmissivität (T): Wassermenge, die in der Zeiteinheit bei dem hydraulischen Gefälle 1 durch einen Aquiferquerschnitt mit der Mächtigkeit M und der Breite 1 m fließt. Für den einfachsten

Fall des isotropen Aquifers wird $T = K_f \cdot M$, im Mehrschichtfall wird $T = \sum_{i=1}^n k_{fi} \cdot M_i$

Speicherkoeffizient (S): bezeichnet die Wassermenge, die ein Aquifer pro Flächeneinheit und unter Druckänderung 1 abgibt oder aufnimmt. Im gespannten Fall ist S im wesentlichen von den elastischen Eigenschaften des Aquifermaterials und des Wassers abhängig, im ungespannten Fall entspricht S der Wassermenge, die infolge der Schwerkraft vom Grundwasserleiter aufgenommen oder abgegeben werden kann (effektive Porosität).

Meistens wird in Deutschland die Gleichgewichts- oder Dupuit-Thiem'sche Gleichung angewendet. Da jedoch im Allgemeinen beträchtliche Zeit erforderlich ist, um angenäherte Gleichgewichtsbedingungen zu erreichen, ist die Dupuit-Thiem'sche Methode in der Praxis den Nichtgleichgewichtsverfahren unterlegen. Der Geologe THEIS formulierte 1935 als Erster eine Nichtgleichgewichts-Gleichung, die die Transmissivität (T) und den Speicherkoeffizienten (S) des Grundwasserleiters aus dem Absenkungsverlauf über der Zeit bestimmbar macht.

THEIS beobachtete, daß an einem Brunnen in einem ausgedehnten gespannten Grundwasserleiter bei konstanter Pumprate sich der beeinflusste Bereich mit der Zeit ausdehnte. Die Absenkungsrate, multipliziert mit dem Speicherkoeffizienten und aufsummiert über das Gebiet der Absenkung, entspricht der geförderten Wassermenge. Da das gepumpte Wasser meistens aus der gespeicherten Wassermenge innerhalb des Grundwasserleiters stammt, kann die Absenkung zunehmen, solange sich der Grundwasserleiter unendlich weit zu den Seiten erstreckt. Daher kann ein eigentliches Gleichgewicht nicht existieren. Die Rate der Absenkung nimmt jedoch mit dem Maße kontinuierlich ab, wie der beeinflusste Bereich sich ausdehnt. Sie wird schließlich so klein, daß sie praktisch vernachlässigbar wird. Dieser Zustand wird dann als Gleichgewicht angesehen.

Die Nichtgleichgewichts-Gleichung oder THEIS-Gleichung wurde aus der Analogie zwischen dem Grundwasserfluß und der Wärmeleitung abgeleitet. Sie wird üblicherweise geschrieben:

(1)

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot \int_u \frac{e^{-y} \cdot dy}{y}$$

bzw:

(2)

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

wobei

(3)

$$u = \frac{r^2 \cdot S}{4 \cdot T \cdot t}$$

(4)

$$S = 4 \cdot T \cdot u \cdot \frac{t}{r^2}$$

mit:

s = Absenkung in m, zu einem bestimmten Zeitpunkt
gemessen in einem Beobachtungsbrunnen im
Abstand r in m vom gepumpten Brunnen

Q = konstante Wasserförderung in $\text{m}^3/\text{Zeiteinheit}$

S = Speicherkoeffizient, dimensionslos

T = Transmissivität (k_f -Wert/Mächtigkeit)

t = Zeit seit Pumpbeginn

$W(u)$ = Lösung des Exponentialintegrals, tabelliert

Gleichung (2) ermöglicht bei vorliegenden Absenkungsmessungen an einem oder mehreren Brunnen im Abstand r und bei verschiedenen Zeitpunkten t sowie bei bekanntem Q die Größen T und S zu bestimmen. Die Bestimmung erfolgt dabei meist über graphische Näherungsverfahren, wozu die Gleichungen (2) und (3) umgestellt (5 & 6) und anschließend logarithmiert (7 & 8) werden:

$$(5) \quad s = \left[\frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \right] \cdot W(u)$$

$$(6) \quad u = \left[\frac{S}{4 \cdot T} \right] \cdot \frac{r^2}{t}$$

$$(7) \quad \log s = \left[\log \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \right] + \log W(u)$$

$$(8) \quad \log u = \left[\log \frac{S}{4 \cdot T} \right] + \log \frac{r^2}{t}$$

Die geklammerten Gleichungsteile ([]) enthalten bei konstanter Fördermenge nur konstante Größen, während die Variablen links und rechts davon stehen. Wenn man s gegen r^2/t und u gegen $W(u)$ aufträgt, haben beide Kurvenpaare den gleichen Kurvenverlauf, nur eine andere Stellung im Koordinatensystem. Der Versatz entspricht den Größen der Klammerterme.

Die für den gespannten Aquifer aufgestellten Formeln können generell für die k_f / T -Bestimmungen im freien (ungespannten) Aquifer verwendet werden, wenn die beim freien Aquifer gemessenen Absenkungen korrigiert werden ($s_k = s - \frac{s^2}{2 \cdot M}$); Grund: Querschnittsabnahme im freien Aquifer durch Grundwasserabsenkung.

Vorgehen bei der graphischen Lösung:

- 1.) Auftragen der THEIS'schen Brunnenfunktion $W(u)$ gegen u auf doppeltlogarithmisches Papier.

- 2.) Auftragen von s gegen $\frac{r^2}{t}$ aus den Daten des Pumpversuchs auf gleichem, jedoch möglichst transparenten doppeltlogarithmischem Papier.
- 3.) Übereinanderlegen der beiden Auftragungen. Durch koordinatenparallele Verschiebung beide Kurven möglichst gut zur Deckung bringen. Nun einen willkürlichen Punkt (match point) wählen. Für den match point werden auf dem einen Blatt die Koordinaten $W(u)$ und u sowie auf dem anderen Blatt s und $\frac{r^2}{t}$ abgelesen.
- 4.) Damit T und S berechnen: $T = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot s} \cdot W(u)$ $S = 4 \cdot T \cdot u \cdot \frac{1}{r^2}$

9 THEIS-Wiederanstiegsmethode

Nach Beendigung des Pumpens sinkt der Wasserspiegel nicht mehr weiter ab, sondern steigt zu seiner ursprünglichen Höhe an. Diesen Vorgang bezeichnet man als Wiederanstieg des Brunnenpiegels.

Der Anstieg des Wasserspiegels kann als Restabsenkung s'' gemessen werden. Es ist die Differenz zwischen dem ursprünglichen Wasserspiegel vor Pumpbeginn und dem tatsächlichen, zu einem bestimmten Moment t'' nach Pumpende, gemessenen Wasserspiegel. Aus den Werten, die während des Wiederanstiegs gewonnen werden, kann die Transmissivität berechnet werden. Dadurch besteht eine Kontrollmöglichkeit der Analyseergebnisse aus Daten, die während eines Pumpversuchs gewonnen wurden.

Darüber hinaus hat die Wiederanstiegsmethode den Vorteil, daß die Rate der Erneuerung Q konstant und gleich der mittleren Förderrate Q während des Pumpens ist. Dies bedeutet, daß Absenkungsvariationen, wie sie durch geringfügige Unterschiede in der Förderrate entstehen, während des Wiederanstiegs nicht eintreten können. Die THEIS'sche Wiederanstiegsmethode kann benutzt werden, um die hydraulischen Eigenschaften eines Grundwasserleiters zu berechnen, wenn die Annahmen und Bedingungen der THEIS-Methode erfüllt sind.

Die Restabsenkung s'' während des Wiederanstiegs ist gemäß THEIS (1935) gegeben durch:

$$(1) \quad s'' = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot \left(\ln \frac{4 \cdot T \cdot t}{r^2 \cdot S} - \ln \frac{4 \cdot T \cdot t''}{r^2 \cdot S''} \right)$$

mit

s'' = Restabsenkung [m]

r = Abstand [m] zwischen Förderbrunnen und Beobachtungsrohr. Bei Betrachtung eines Förderbrunnens allein ist $r = r_w$ = wirksamer Radius des Brunnens

S'' = Speicherkoeffizient während des Wiederanstiegs, dimensionslos

S = Speicherkoeffizient während des Pumpens, dimensionslos

t = Zeit seit Pumpbeginn

t'' = Zeit seit Pumpenabschaltung

Q = Rate der Neubildung = Förderrate in m^3/t

Wenn S und S'' gleich und konstant sind und $u = r^2 S / 4 T t''$ genügend klein ist, kann die obige Gleichung (1) auch folgendermaßen geschrieben werden:

(2)

$$s'' = \frac{2,30 \cdot Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot \log \frac{t}{t''}$$

Arbeitsvorgehen

Für einen Piezometer oder für den Förderbrunnen wird s'' gegen t/t'' auf halblogarithmisches Papier aufgetragen (t/t'' auf logarithmische Einteilung) und eine gerade Linie durch die Meßpunkte gezogen. Die Neigung dieser Geraden ist gleich $2,30 \cdot Q / 4 \cdot \pi \cdot T$. Daher kann der Wert von $\Delta s''_{dek}$, die Restabsenkungsdifferenz je log Zyklus t/t'' , aus der Zeichnung abgelesen und in Gleichung (3) eingesetzt werden:

(3)

$$T = \frac{2,3 \cdot Q}{4 \cdot \pi \cdot \Delta s''_{dek}} = \frac{0,183 \cdot Q}{\Delta s''_{dek}}$$

10 Transport im Grundwasser

Grundlagen:

Der Transport von Stoffen im Grundwasser und in der ungesättigten Zone wird von der Advektion und der hydrodynamischen Dispersion bestimmt, die die Diffusion und die hydrodynamische Dispersion einschließt. Advektion ist der Transport eines Stoffes mit dem Trägermittel Wasser durch den Grundwasserleiter. Die hydrodynamischen Dispersionsvorgänge (Geschwindigkeitsunterschiede im Porenraumquerschnitt (Abb. 1), verschieden lange Fließwege um Einzelkörner (Abb. 2)) führen zu einer raumzeitlichen Ausbreitung eines Markierungstoffes (Tracers) auf dem Weg durch den Grundwasserleiter.

Die Dispersion läßt sich anhand eines idealen Tracers, der keinen chemischen, biologischen oder physikalischen Reaktionen mit dem Grundwasserleitermaterial und dem Wasser unterliegt, beschreiben.

Der Dispersionskoeffizient D ist eine Funktion der mittleren Abstandsgeschwindigkeit, die Dispersivität a als Proportionalitätsfaktor eine gesteinspezifische Größe bei homogenen, isotropen Grundwasserleitern. Ist der Grundwasserleiter inhomogen und anisotrop ist er eine Grundwasserleiterausschnitt-spezifische und streckenabhängige Größe:

(1)
$$D_l = a_l \cdot v_a^b \quad [\text{m}^2/\text{sec}]$$

mit D_l = longitudinaler Dispersionskoeffizient
 a_l = longitudinale Dispersivität
 $b = 0.9 < b < 1.2 \approx 1$ (für die Berechnung gilt $D_l = a_l \cdot v_a$)

Bei der Betrachtung der Dispersion ist der Maßstab des untersuchten Bereiches zu beachten.

Die Mikrodispersivität eines homogenen Grundwasserleiters hängt wesentlich vom Ungleichförmigkeitsgrad und dem Korngrößenspektrum des Sediments ab. Sie beträgt mit steigender Korngröße ca. 0,001 bis 0,01; in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad erreicht sie bei einem Medianwert der Korngröße von 1,0 mm und $1,1 < U < 20$ den Wert 0,045.

Makrodispersion: Der Transport eines Stoffes im parallel zur Grundwasserfläche geschichteten Grundwasserleiter erfolgt näherungsweise so, als sei jede Schicht ein getrennter Grundwasserleiter. Die Durchgangskurven innerhalb einer Schicht entsprechen den bei Säulenversuchen (homogene, isotrope GWL) gewonnenen Durchgangskurven. In einem Meßbrunnen werden die in Einzelschichten transportierten Traceranteile als Mittelwert über alle Schichten bestimmt, so daß eine verbreiterte Durchgangskurve aufgenommen wird. Die longitudinale (in Fließrichtung bestimmte) Dispersion über das gesamte Schichtprofil, das durch den Brunnen aufgeschlossen ist, setzt sich somit aus den Beträgen der Einzelschichten zusammen (Abb. 3). Der quantitative Stofffluß der Einzelschichten entspricht weitgehend dem Verhältnis der k_f -Werten dieser Einzelschichten. Bei unendlich ausgedehnten Schichten würde die Dispersivität linear mit der Entfernung ansteigen (Abb. 4). In natürlichen Grundwasserleitern ist zu erwarten, daß in Fließrichtung auftretende Inhomogenitäten mit zunehmender Transportentfernung zu einem mehr oder

weniger konstanten Dispersivitätswert führen, wenn die vertikalen und horizontalen Inhomogenitätsvariationen sich in derselben Größenordnung bewegen. Aus der Literatur ist jedoch nur ein Fall bekannt, in dem sich ein relativ konstanter Endwert einstellt.

Für die longitudinale (in Fließrichtung bestimmte) Dispersivität natürlicher Grundwasserleiter gilt näherungsweise der empirisch ermittelte Zusammenhang mit der Fließstrecke s :

$$(2) \quad a_l = 0.085 \cdot s^{0.96} \quad [m]$$

Die transversale (senkrecht zur Fließrichtung bestimmte) Dispersivität beträgt zwischen 1/100 und 1/5 der longitudinalen, ca.:

$$(3) \quad a_t = 0.1 \cdot a_l \quad [m]$$

Bestimmungsmethoden

1) Geschwindigkeiten

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit eines Tracers wird im Allgemeinen mit Hilfe eines Tracerversuches bestimmt, wobei der Tracer in den Grundwasserleiter eingeleitet wird, und sein Durchgang an unterstromig gelegenen Meßstellen beobachtet wird.

Auf diese Weise erhält man eine Konzentrations-Zeit-Verteilung, aus der seine Transportgeschwindigkeit und sein Dispersionskoeffizient bestimmt werden. Im Allgemeinen werden drei Abstandsgeschwindigkeiten unterschieden (Abb. 5):

- a): maximale Abstandsgeschwindigkeit $v_{a,max}$ (Erstauftreten des Tracers)
- b): dominierende Abstandsgeschwindigkeit $v_{a,dom}$ (Auftreten des Konzentrationsmaximums)
- c): mittlere Abstandsgeschwindigkeit v_a (Bestimmung aus dem Medianwert t_{50} (= Zeitpunkt, zu dem 50% der gesamten Tracermenge die Meßstelle erreicht hat) der integrierten Durchgangskurve)

2.) Dispersionskoeffizient, Dispersivität

Der longitudinale Dispersionskoeffizient kann aus der zeitlichen Unschärfe der integrierten Konzentration-Zeit-Verteilung und der Abstandsgeschwindigkeit annähernd bestimmt werden. Er ergibt sich für "kurzzeitige (momentane), punktförmige" Tracereingabe nach:

$$(4) \quad D_l = \frac{1}{8} \cdot \frac{(v_a \cdot (t_{84,1} - t_{15,9}))^2}{t_{50}}$$

mit

- D_l = longitudinaler Dispersionskoeffizient
- v_a = mittlere Abstandsgeschwindigkeit
- t_x = Zeitpunkt des x-prozentigen Tracerdurchgangs

Dieses Näherungsverfahren beruht auf der Ähnlichkeit der Summenkurve mit einer integrierten Gaußverteilung, die zur Modellierung eines Tracerdurchgangs unter festgelegten Randbedingungen herangezogen werden kann.

3.) Modellierung, Prognose

Für konservative Stoffe beschreibt die Advektions-Dispersions-Differentialgleichung rechnerisch nachvollziehbar die ablaufenden Vorgänge:

(5)

$$\frac{\delta c}{\delta t} = D_l \cdot \frac{\delta^2 c}{\delta s^2} + D_t \cdot \frac{\delta^2 c}{\delta y^2} - v_a \cdot \frac{\delta c}{\delta s}$$

Für diese Gleichung gibt es keine allgemeine geschlossene Lösung, sondern verschiedene sogenannte analytische Lösungen für die Kombination verschiedener Randbedingungen. Häufig verwendet wird die analytische Lösung für den Fall einer eindimensionalen Grundwasserströmung und der momentanen Eingabe eines Tracers:

(6)

$$C_{\max(t)} = \frac{m}{n_e \cdot F \cdot \sqrt{(4 \cdot \pi \cdot D_l \cdot t)}}$$

$$C_{(s,t)} = C_{\max(t)} \cdot \exp \left[\frac{(s - v_a \cdot t)^2}{-4 \cdot D_l \cdot t} \right]$$

Für den Fall einer zweidimensionalen Strömung (Abb. 6) und der momentanen und punktförmigen Eingabe eines Tracers über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters (also z. B. in einem Schluckbrunnen) gilt als analytische Lösung:

(7)

$$C_{\max(t)} = \frac{m}{4 \cdot \pi \cdot n_e \cdot M \cdot t \cdot \sqrt{(D_l \cdot D_t)}}$$

$$C_{(s,y,t)} = C_{\max(t)} \cdot \exp \left[-\frac{1}{4 \cdot t} \cdot \left(\frac{(s - v_a \cdot t)^2}{D_l} + \frac{y^2}{D_t} \right) \right]$$

Erläuterung der verwendeten Abkürzungen:

- c = Konzentration (Stoffmenge/m³)
- t = Zeit (sec)
- s = Koordinate in Fließrichtung (m)
- y = Koordinate senkrecht zur Fließrichtung (m)
- D_l = longitudinaler Dispersionskoeffizient (m²/sec)
- D_t = Dispersionskoeffizient senkrecht zur Fließrichtung (m²/sec)
- v_a = mittlere Abstandsgeschwindigkeit des Grundwassers (m/sec)
- m = Eingegebene Stoffmenge
- n_e = effektive Porosität (z. B. 0.22, keine %-Werte einsetzen!)
- F = Durchströmter Querschnitt (m²)
- C_{max} Maximalkonzentration im Grundwasser (Stoffmenge/m³)
- M = Grundwasserleiter-Mächtigkeit (m)
- exp [...] = e^[...]

Es gibt eine Reihe von weiteren analytischen Lösungen für andere Kombinationen von Randbedingungen: ein-, zwei- und dreidimensionales Fließsystem, momentane oder andauernde Eingabe, Eingabe über die gesamte Mächtigkeit oder nur an der Grundwasseroberfläche u. a. m.

11 Schutzzonen von Trinkwassergewinnungsanlagen

Schutzzone I: 10 - 50 m allseitig von der Fassungsanlage, bei Quellen einseitig in Richtung des Zuflusses.

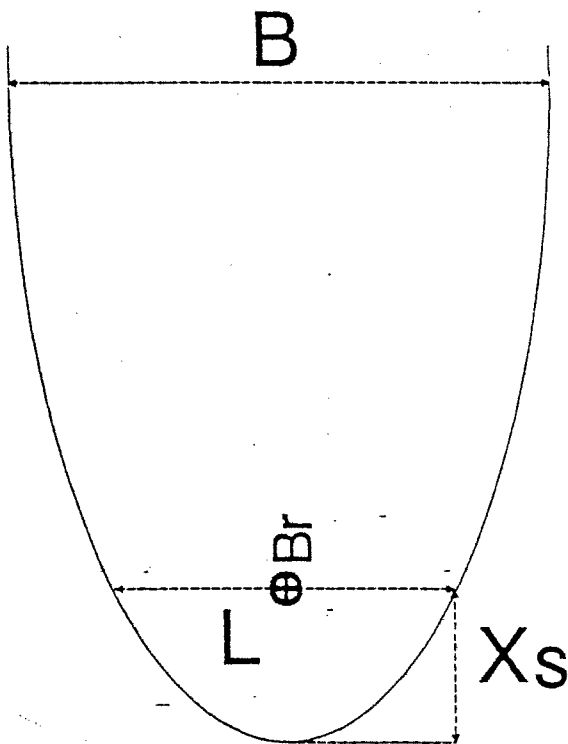
Schutzzone II: Mindestens 50 m von der Fassungsanlage oder darüber hinaus, so daß die Verweildauer im Boden mindestens 50 Tage beträgt. Diese Schutzzone kann bei gut abdichtenden Deckschichten entfallen.

Schutzzone III: Bis 2 km von der Fassungsanlage, wenn das Einzugsgebiet 2 km Länge nicht überschreitet. Schutzmaßnahmen wie in IIIa.

Schutzzone IIIa: Bis 2 km von der Fassungsanlage, wenn das Einzugsgebiet weiter als 2 km reicht.

Schutzzone IIIb: Über 2 km hinaus bis zur Grenze des Einzugsgebietes nur bei Ausweisung der Schutzzone IIIa.

Berechnung der Entnahmebreite



$$X_s = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f \cdot M \cdot I}$$

$$L = \pi \cdot X_s$$

$$B = 2\pi \cdot X_s$$

X_s = Untere Scheitelung (m)

L = Breite der Schutzzone II am Brunnen (m)

B = Breite der Schutzzone II in größerer Entfernung (m)

M = Mächtigkeit des GW-Leiters (m)

I = Gefälle

Q = Entnahmemenge (m^3s^{-1})

Berechnung der Schutzzone II

$$v_f = k_f \cdot I$$

$$v_a = \frac{v_f}{n_e}$$

$$s = t \cdot v_a$$

v_f = Filtergeschwindigkeit (m/s)

v_a = mittlere Abstandsgeschwindigkeit (m/s)

I = Gefälle im Entnahmetrichter

n_e = effektive Porosität, Nutzporosität

s = Abstand zwischen Förderbrunnen und Schutzgebietsgrenze

t = 50 Tage

12 ANHANG: ÜBUNGSAUFGABEN

12.1 Übungsaufgabe zur Wasserhaushaltsgleichung

Auf dem beiliegenden Blatt ist eine Abflußganglinie mit der Größe des zugehörigen Einzugsgebietes und der Höhe des Niederschlags gegeben. Berechnen Sie V , A_o , A_u . Berücksichtigen Sie, daß im Einzugsgebiet das Grundwasser ca. 11 cm im dargestellten Zeitraum gefallen ist (Porosität $\Phi_e = 0.2$). Vernachlässigen Sie b_f .

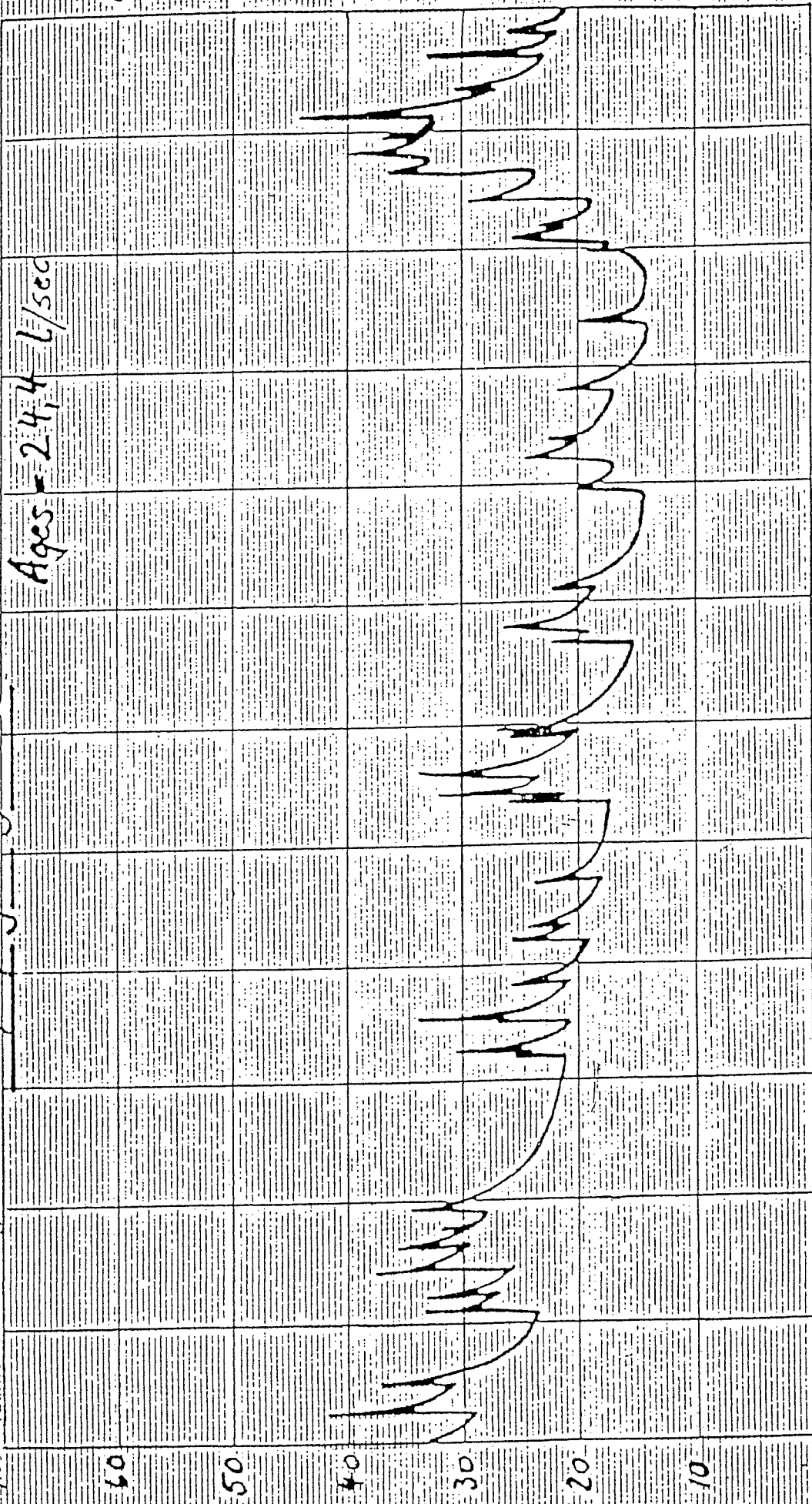
$$N = 790 \text{ mm/a}$$

$$F_n = 2,32 \text{ km}^2$$

Abflußganglinie

l/sec

Ages = 2,4, 4 l/sec



Jan. Feb. März Apr. Mai Juni Juli Aug. Sept. Okt. Nov. Dez

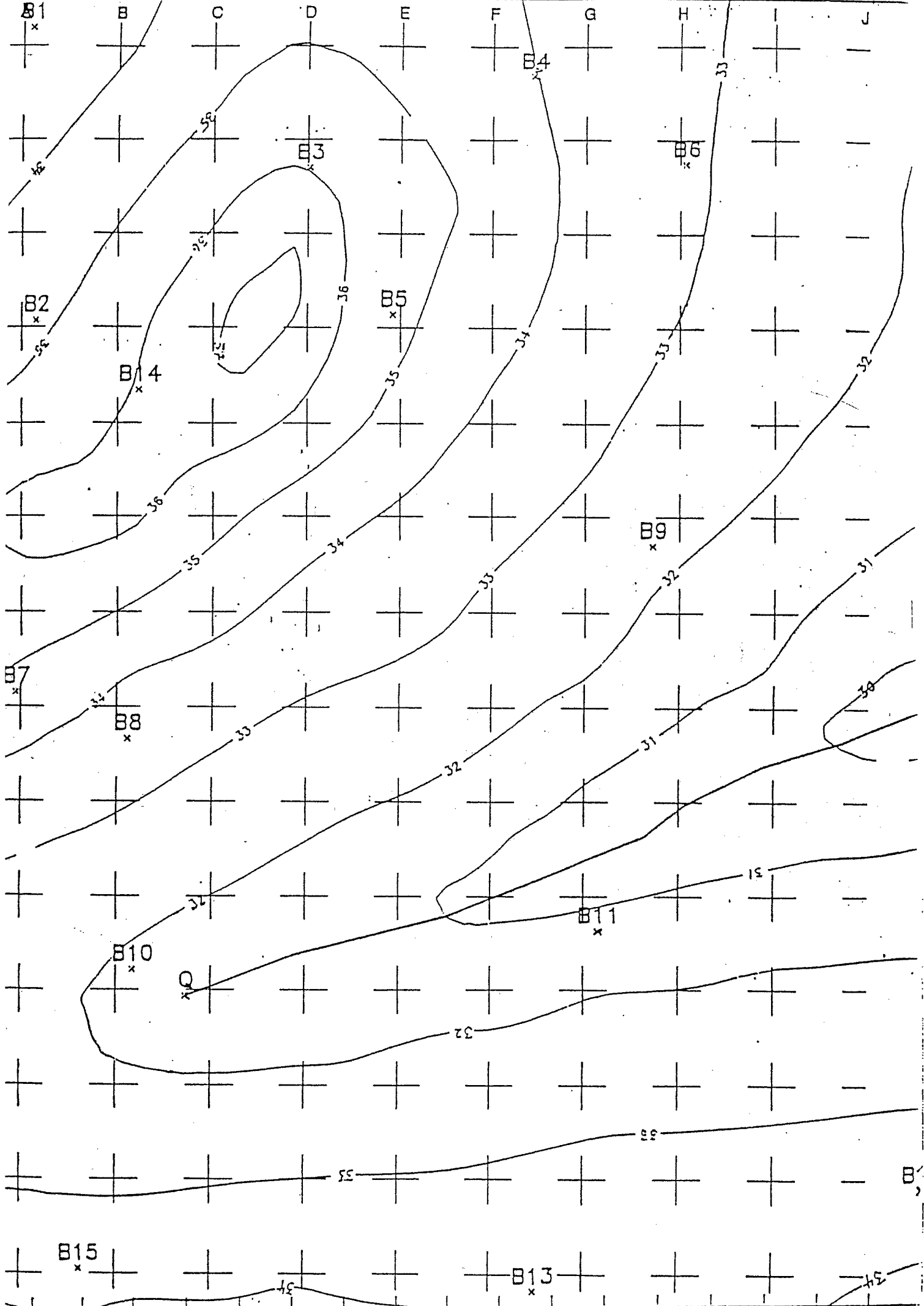
12.2 Übungsaufgabe zur Kartendarstellung eines Grundwasserkörpers

Blatt 2 enthält eine einfache topographische Karte mit 15 eingetragenen Bohrpunkten, das dazugehörige Bohrverzeichnis ist unten aufgelistet. Konstruieren Sie:

- 1.) Grundwassergleichenplan
- 2.) Flurabstandskarte
- 3.) Unterflächenkarte
- 4.) Grundwassermächtigkeitskarte

Bohrverzeichnis

Bohrung Nr.	Bohrpunkthöhe müNN	Wasserspiegel muFlur	Wasserspiegel müNN	Basis Sand muFlur	Sand müNN	Schluff/Ton muFlur bis
1	33,30	1,20		6,50		8,00
2	34,80	1,70		9,00		10,00
3	35,90	2,10		10,80		11,50
4	34,00	1,60		12,10		13,50
5	35,30	2,30		13,30		14,50
6	33,10	1,50		7,90		9,00
7	34,70	1,80		11,90		13,00
8	33,50	1,50		8,40		10,00
9	32,20	1,40		6,10		7,50
10	31,80	0,20		5,70		7,00
11	31,30	0,60		4,30		6,00
12	33,50	1,70		4,80		6,00
13	33,80	1,60		5,70		7,00
14	36,10	2,30		11,40		13,00
15	33,60	1,30		6,70		8,50
16						
17						
18						
19						
20						



12.3 Übungsaufgabe zur Bestimmung des gesamten und des nutzbaren Porenvolumens in Sand

Bestimmung des gesamten und des nutzbaren Porenvolumens. Anfertigen einer semilogarithmischen Abtropfkurve.

12.4 Übungsaufgabe zur Bestimmung des k_f -Wertes im Labor

Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes nach HAZEN und BEYER aus der beiliegenden Siebanalyse.

k_f -Bestimmung mit Laborlysimeter, fallende Druckspiegelhöhe, an einer ungestörten Bodenprobe

k_f -Bestimmung bei konstanter Druckspiegelhöhe an einer Sandprobe

k_f -Bestimmung mit dem Permeameter an einem Sandstein

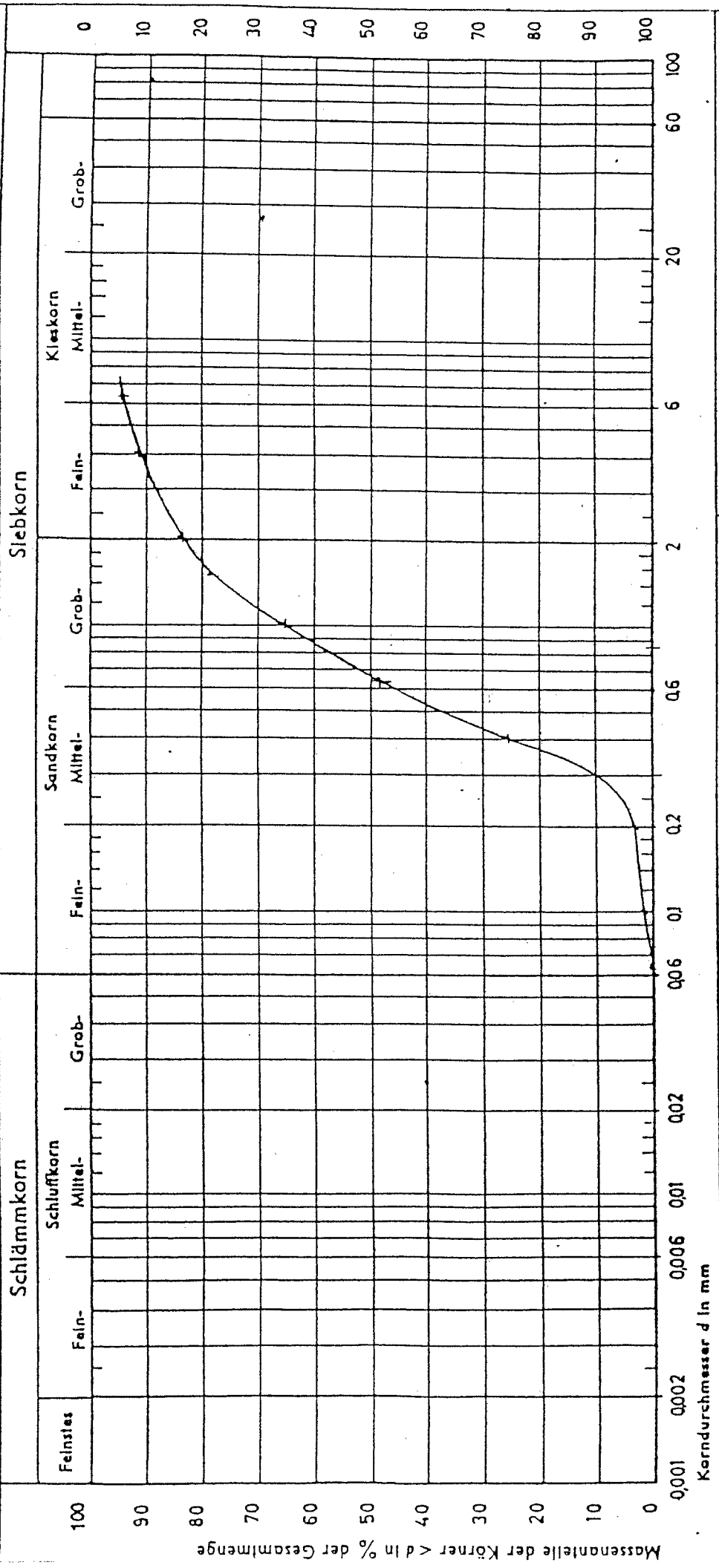
11

Körnungslinie

Prüfs.-Nr.: 11
Probe entn. am: _____
Art der Entn.: _____
Arbeitsweise: _____

Bauvorhaben: _____

Ausgef. durch: _____ Datum: _____



Anlage: _____

zu: _____

Bemerkungen (z. B. Kornform): _____

Kurve Nr.: _____

Bodenart: _____

Tiefe: _____

$U = d_{60} / d_{10}$: _____

Entnahmestelle/Ort: _____

12.5 Übungsaufgabe zur Leistungscharakteristik von Brunnen und zum Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM

Die Voruntersuchungen ergaben folgendes Bild:

- der Grundwasserleiter ist gespannt ($M = 12 \text{ m}$; Oberkante des Grundwassers bei 106 müNN; Sohle des Grundwasserleiters bei 94 müNN)
- seine Mächtigkeit bleibt in dem vom Versuch erfaßten Gebiet gleich
- er kann als homogen und isotrop angenommen werden
- er ist praktisch unbegrenzt ausgedehnt
- der GWL erhält im untersuchten Gebiet keine Zuflüsse aus einem oberirdischen Gewässer
- der Brunnendurchmesser ist klein im Verhältnis zum beeinflussten Entnahmebereich
- der Brunnen ist vollkommen (Filterlänge / GWL-Mächtigkeit > 0.7); Brunnen und Meßstellen von 94 müNN bis 106 müNN verfiltert
- die Grundwasseroberfläche ist relativ horizontal

Der Pumpversuch wird mit konstanter Entnahmemenge in drei Stufen durchgeführt, die Grundwassermeßstellen stehen in einem Abstand von 35 m und 80 m vom Brunnen.

Werten Sie die Pumpversuchsdaten in den verschiedenen o. g. Diagrammen aus.

Schätzen Sie den k_F -Wert nach der orientierenden Bestimmungsmethode ab.

Berechnen Sie den k_F -Wert nach der Formel von DUPUIT-THIEM.

Daten eines Pumpversuchs

		Wasserspiegel		
Zeit seit Pumpbeginn	Förderung	Brunnen	Peilrohr I	Peilrohr II
min	l/s	müNN	müNN	müNN
0	0	112,00	112,04	112,10
1	20	111,65	111,87	111,96
5	20	111,41	111,71	111,87
10	20	111,25	111,57	111,81
20	20	111,02	111,40	111,74
50	20	110,66	111,16	111,67
100	20	110,43	111,08	111,65
200	20	110,41	111,06	111,65
300	20	110,40	111,05	111,65
301	40	109,90	110,71	111,48
305	40	109,50	110,41	111,36
310	40	109,35	110,29	111,28
320	40	109,16	110,14	111,20
350	40	108,92	109,92	111,08
400	40	108,82	109,87	111,05
500	40	108,81	109,84	111,03
600	40	108,80	109,83	111,03
601	80	107,90	109,13	110,73
605	80	107,27	108,76	110,53
610	80	106,85	108,45	110,33
620	80	106,32	108,10	110,12
650	80	105,54	107,65	109,84
700	80	104,93	107,34	109,68
800	80	104,70	107,25	109,65
900	80	104,70	107,25	109,65
901	0	109,87	110,69	111,64
1000	0	111,17	112,02	112,07

12.6 Übungsaufgabe zum Pumpversuch nach DUPUIT-THIEM (graphisch)

Die Voruntersuchungen ergaben folgendes Bild:

- der Grundwasserleiter ist gespannt, die Grundwasseroberfläche ist relativ horizontal
- die GWL-Mächtigkeit beträgt 12 m und bleibt in dem vom Versuch erfaßten Gebiet gleich, er kann als homogen und isotrop angenommen werden und ist praktisch unbegrenzt ausgedehnt
- der GWL erhält im untersuchten Gebiet keine Zuflüsse aus einem oberirdischen Gewässer
- der Brunnen ist vollkommen, der Brunnendurchmesser ist klein im Verhältnis zum beeinflussten Entnahmebereich

Bestimmen Sie anhand der folgenden Pumpversuchsdaten die Transmissivität und den k_r -Wert:

Der Pumpversuch wurde mit konstanter Entnahmemenge (40 l/s) durchgeführt, die Messungen erfolgten gleichzeitig nach Erreichen des (quasi-)stationären Zustandes (600 min).

Peilrohr Nr	Abstand r vom Brunnen	Ruhewasserspiegelhöhe	Wasserspiegelhöhe nach 600 min	Absenkung
	m	müNN	müNN	m
1	9,0	112,03	107,58	
2	12,0	112,04	108,09	
3	17,0	112,08	108,88	
4	23,5	112,09	109,29	
5	35	112,10	109,85	
6	50	112,12	110,22	
7	70	112,13	110,81	
8	80	112,14	110,89	
9	98,5	112,15	111,05	
10	150	112,20	111,80	

12.7 Übungsaufgabe zur Berechnung der Transmissivität und des Speicherkoeffizienten nach THEIS

Berechnen Sie T , k_f und S anhand der folgenden Angaben:

Wertetabelle für u und $W(u)$ zur Konstruktion der THEIS'schen Typkurve
(nach H. J. DÜRRBAUM, 1969)

u	$W(u)$	u	$W(u)$
$1 \cdot 10^{-5}$	10,94	$6 \cdot 10^{-3}$	4,54
$2 \cdot 10^{-5}$	10,24	$8 \cdot 10^{-3}$	4,26
$4 \cdot 10^{-5}$	9,55	$1 \cdot 10^{-2}$	4,04
$6 \cdot 10^{-5}$	9,14	$2 \cdot 10^{-2}$	3,35
$8 \cdot 10^{-5}$	8,86	$4 \cdot 10^{-2}$	2,68
$1 \cdot 10^{-4}$	8,63	$6 \cdot 10^{-2}$	2,30
$2 \cdot 10^{-4}$	7,94	$8 \cdot 10^{-2}$	2,03
$4 \cdot 10^{-4}$	7,25	$1 \cdot 10^{-1}$	1,82
$6 \cdot 10^{-4}$	6,84	$2 \cdot 10^{-1}$	1,22
$8 \cdot 10^{-4}$	6,55	$4 \cdot 10^{-1}$	0,7
$1 \cdot 10^{-3}$	6,33	$6 \cdot 10^{-1}$	0,45
$2 \cdot 10^{-3}$	5,64	$8 \cdot 10^{-1}$	0,31
$4 \cdot 10^{-3}$	4,95	$1 \cdot 10^0$	0,22

Pumpversuchsdaten:

Piezometer mit $r = 30$ m; Filtertiefe 20 m; Mächtigkeit 20 m; $Q = 1,8 \text{ m}^3/\text{min}$

t (min)	s (m)	r^2/t (m^2/min)	t (min)	s (m)	r^2/t (m^2/min)
0	0		8,30	0,57	
0,10	0,04		8,70	0,58	
0,25	0,08		10,00	0,60	
0,50	0,13		13,10	0,64	
0,70	0,18		18,00	0,68	
1,00	0,23		27,00	0,742	
1,40	0,28		33,00	0,753	
1,90	0,33		41,00	0,779	
2,33	0,36		48,00	0,793	
2,80	0,39		59,00	0,819	
3,36	0,42		80,00	0,855	
4,00	0,45		95,00	0,873	
5,35	0,50		139,00	0,915	
6,80	0,54		181,00	0,935	

12.8 Übungsaufgabe zur THEIS-Wiederanstiegsmethode

Berechnen Sie T und k_f anhand der folgenden Angaben:

Piezometer mit $r = 30$ m; Filtertiefe 20 m; Mächtigkeit 20 m; $Q = 1,8 \text{ m}^3/\text{min}$

t (min)	t'' (min)	t/t''	s''(m)
830	0		1,09
830,5	0,5	1661	1,01
831	1	831	0,97
	2		0,91
	3		0,89
	5		0,85
	10		0,76
	20		0,65
	30		0,58

t (min)	t'' (min)	t/t''	s''(m)
	60		0,47
	90		0,40
	120		0,36
	150		0,32
	180		0,30
	240		0,26
	300		0,23
	450		0,18
	600		0,15

12.9 Übungsaufgabe zum Transport im Grundwasser

1.) Auswertung einer Durchgangskurve

Gegeben: Zeit-Konzentrationsverteilung an einer Grundwassermeßstelle. Der Eingabebrunnen ist vom Meßbrunnen 25 m entfernt, $Q = 1000 \text{ l/d}$.

Aufgabe: Berechnen Sie maximale, dominierende und mittlere Abstandsgeschwindigkeit, den longitudinalen Dispersionskoeffizienten und die longitudinale Dispersivität aus der Konzentrations-Zeit-Verteilung.

Zeit (d)	Konzentration (mg/l)	$\Sigma \text{ Konz}$ (mg/l)	$\Sigma \text{ Konz}$ (%)
7,0	0,0	0,0	0,0
9,8	0,1	0,1	
15,8	12,2	12,3	
19,8	43,4		
23,2	75,2		
30,3	198,1		
38,7	248,2		
44,5	235,3		
52,8	223,1		
61,4	154,5		
74,1	100,8		
90,3	33,5		
107,6	12,6		
127,8	2,6		
148,2	0,9		
164,5	0,2		100,0
181,5	0,0		100,0

2.) Modellierung im eindimensionalen Grundwasserstrom

Gegeben: $F = 1 \text{ m}^2$, $n_e = 25\%$, $m = 200 \text{ g}$, $D_l = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, $v_a = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, momentane Stoffeingabe.

Aufgabe: Welche Maximalkonzentration besteht im Grundwasserleiter nach einer Fließzeit von 2 Wochen, und wie weit ist sie vom Eingabeort entfernt?

3.) Modellierung im zweidimensionalen Grundwasserstrom

Gegeben: $M = 1 \text{ m}$, $t = 14 \text{ Tage}$, $D_l = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_t = 4 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, $n_e = 25\%$, $v_a = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, $m = 200 \text{ g}$, momentane Eingabe über die gesamte Grundwassermächtigkeit

Aufgabe: a) Welche Maximalkonzentration besteht im Grundwasserleiter?

b) Berechnen Sie die zu erwartende Konzentrations-Zeit-Verteilung an einem Brunnen in 8 m Entfernung vom Eingabeort, der 0,5 m seitlich der Fließrichtung steht.

c) Wie hoch ist die Maximalkonzentration in Fließrichtung ($y=0$).

4.) Abschätzung der Maximalkonzentration eines konservativen Tracers in einer Entfernung von $s = 18$ m vom Eingabebrunnen.

Gegeben: natürlicher Grundwasserleiter mit $k_f = 3.2 \cdot 10^{-4}$ m/s, $n_e = 0.22$, $i = 0.002$, $M = 11$ m, Eingabemenge 10 kg.

Aufgabe: Wie groß ist die Maximalkonzentration nach einer Fließstrecke von 18 m (Schätzen Sie die longitudinale Dispersivität nach Gleichung (2) und (3); berechnen Sie D_l aus Gleichung (1); $D_t = 0.1 \cdot D_l$ (s. Gleichung (3))).

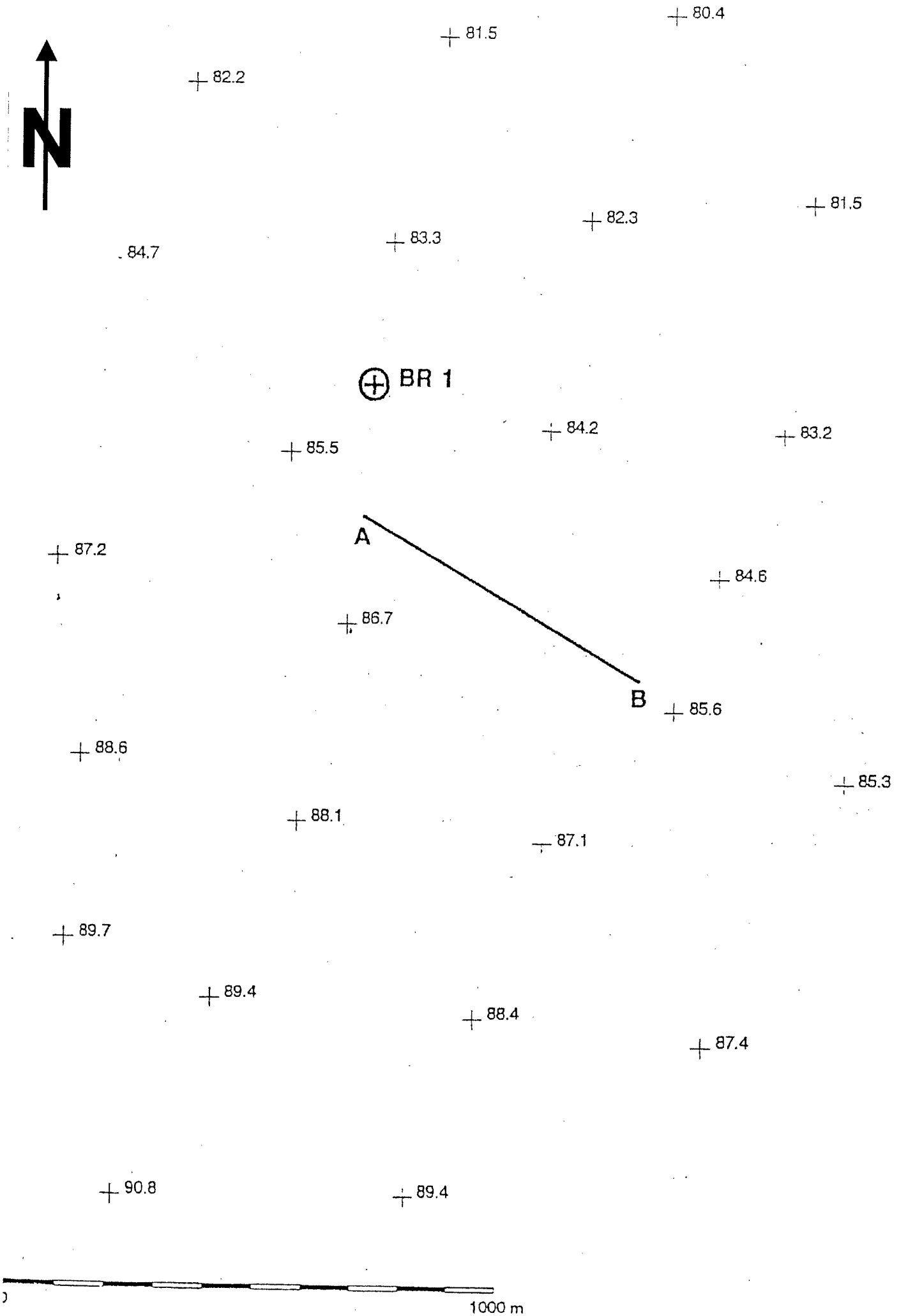
12.10 Übungsaufgabe zur Bestimmung der Schutzzonen von Trinkwassergewinnungsanlagen

Tragen Sie in die Planskizze den Einzugsbereich des Brunnens ein ($k_f = 8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$;

$M = 3 \text{ m}$; $Q = 13,7 \text{ m}^3/\text{h}$).

Legen Sie die Grundwasserschutzzone II fest (Gefälle im Entnahmetrichter $I = 0,02$, Nutzporosität $n_e = 0,25$)

Wieviel Wasser (in l/s) fließt durch den durch die Strecke AB bezeichneten Querschnitt des Grundwasserleiters ?



12.11 Zusammenfassende Übungsaufgabe

- 1.) Konstruieren Sie in beiliegender Planskizze einen Grundwasser-Gleichenplan.
- 2.) Bei einem Pumpversuch an Brunnen 1 wurden in einem 30 m vom Brunnen entfernten Peilrohr nach der THEIS-Wiederanstiegsmethode ein $\Delta s''_{\text{dek}}$ von 0,48 bei einer Pumprate von 3,0 m³ /min ermittelt. Der Brunnen ist vollkommen und gespannt, die Grundwassermächtigkeit beträgt 25 m, die nutzbare Porosität 19% . Werten Sie den Pumpversuch nach der Formel von THEIS aus, berechnen Sie den Durchlässigkeitsbeiwert und die Transmissivität. (Angaben bitte in m und s)
- 3.) Tragen Sie in die Planskizze das Einzugsgebiet des Brunnens ein für eine Förderung von 80 l/s (Ohne Berechnung der 50-Tage-Linie, also nach stromaufwärts offen).
- 4.) Wieviel Wasser (in l/s) fließt durch den durch die Strecke AB bezeichneten Querschnitt durch den Grundwasserleiter?
- 5.) Welche Strecke legt ein Wasserteilchen am Tag in der Nähe des Brunnens zurück, ohne daß am Brunnen gepumpt wird?
Die folgenden Fragen bitte nur kurz in Stichworten beantworten:
- 6.) Wie lautet die langfristige Wasserhaushaltsgleichung und warum muß bei Jahresmessungen ΔG_w und ΔB_f bestimmt werden ?
- 7.) Welche Methoden der indirekten Abflußmessung kennen Sie?
- 8.) Wie konstruiert man eine Grundwasserunterflächenkarte?
- 9.) Was versteht man unter effektiver Porosität?
- 10.) Berechnen Sie den kf-Wert nach BEYER und HAZEN anhand folgender Daten: $d_{10} = 0,21 \text{ mm}$; $U = 2,1$
- 11.) Welcher grundlegende Unterschied bei der Kf-Bestimmung im Labor besteht bei Versuchen mit fallender und konstanter Druckhöhe

Formelsammlung:

$$T = \frac{0,183 \cdot Q}{\Delta s''_{\text{dek}}} \quad T = k_f \cdot M \quad B = 2\pi \cdot X_s \quad L = \pi \cdot X_s \quad x_s = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f \cdot M \cdot l} \quad v_f = k_f \cdot i \quad v_{a,i} = \frac{v_f}{\phi_{\text{eff}}} \quad k_f = 0,0116 \cdot d_{10}^2$$



BR. I \oplus

A

B

+ 69,4

+ 67,3

+ 72,2

+ 74,3

+ 76,2

+ 71,2

+ 67,2

+ 69,2

+ 75,3

+ 65,3

+ 73,3

+ 69,1

+ 77,1

+ 70,4

+ 66,5

+ 75,9

+ 64,2

+ 67,4

+ 70,2

+ 72,7

+ 77,7

+ 65,5