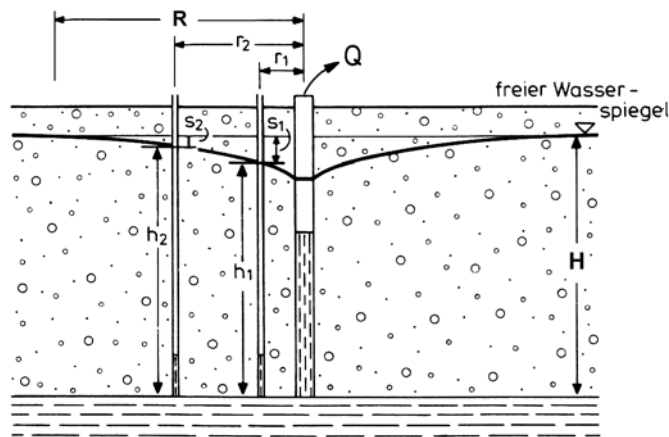


Hydrogeologie III Vorlesungsskript

Version 1.2

Prof. Dr. H. Hötzl
Dipl.-Geol. T. Liesch

7. November 2005



Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstr. 12, 76128 Karlsruhe

1 Grundbegriffe der Hydrostatik

1.1 Hydrostatischer Druck

1.2 Berechnung der Wasserkraft auf Flächen

1.2.1 Waagrechte Flächen

1.2.2 Senkrechte Flächen

1.2.3 Schräge Flächen

1.2.4 Beliebige Flächen

1.3 Auftrieb

1.4 Prinzip der kommunizierenden Röhren

2 Grundbegriffe der Hydrodynamik

2.1 Grundlagen der Wasserbewegung

2.1.1 Strömung

2.1.2 Stromlinien

2.1.3 Bewegungsarten des Wassers

2.1.4 Dimension der Wasserbewegung

2.1.5 Raumausbreitungsmöglichkeiten

2.2 Allgemeine Bewegungsgesetze

2.2.1 Kontinuitätsgesetz

2.2.2 EULER'sche Bewegungsgleichung

2.2.3 LAGRANG'sche Bewegungsgleichung

2.2.4 BERNOULLI'sche Gleichung (Energiesatz)

3 Grundwasserhydraulik

3.1 Begriffsdefinitionen

3.2 Wichtige Größen in der Grundwasserhydraulik

3.2.1 Hydrogeologische Geschwindigkeiten

3.2.2 Hydraulischer Gradient

3.2.3 Porosität

3.2.4 Durchlässigkeit und Transmissivität

3.2.5 Speicherkoeffizient

3.2.6 Leakage

3.3 Hydraulische Charakterisierung von Grundwasserleitern

3.3.1 Gespannter Grundwasserleiter

3.3.2 Halbgespannter Grundwasserleiter

3.3.3 Halbungespannter oder halbfreier Grundwasserleiter

3.3.4 Ungespannter oder freier Grundwasserleiter

3.4 Gleichungen für die Grundwasserbewegung

3.4.1 Grundlegende Annahmen

3.4.2 Gesetz von *DARCY*

3.4.3 Differentialgleichung der Grundwasserströmung

4 Pumpversuche

4.1 Allgemeine Grundlagen

4.1.1 Definition

4.1.2 Aufgaben und Arten von Pumpversuchen

4.1.3 Vorerhebungen

4.2 Einrichtung des Pumpversuchs

4.2.1 Versuchsbrunnen (Entnahmebrunnen)

4.2.2 Beobachtungsbrunnen (Meßstellen)

4.2.3 Technische Einrichtungen

4.3 Ablauf des Pumpversuchs

4.3.1 Geodätisches Meßprogramm

4.3.2 Wasserstände und Entnahmemenge

4.3.3 Dauer des Pumpversuchs

4.4 Zusammenfassung und Aufzeichnung der Daten

4.5 Auswertung von Pumpversuchen

4.5.1 Stationäre Strömungsbedingungen - DUPUIT-THIEM'sche Gleichung

4.5.2 Instationäre Strömungsbedingungen - THEIS'sche Gleichung

4.5.3 Geradlinienverfahren nach COOPER & JACOB

4.5.4 Wiederanstiegsmethode nach THEIS & JACOB

4.5.5 Halbgespannter Grundwasserleiter nach HANTUSH & WALTON

4.5.6 Halbfreier Grundwasserleiter nach NEUMAN

4.5.7 Randbedingungen nach STALLMAN

4.5.8 Kluftgrundwasserleiter nach BOURDET-GRINGARTEN

4.5.9 Zusammenfassung der Auswertungsverfahren

5 Slug-Test und Einschwingverfahren

5.1 Slug-Test

5.1.1 Beschreibung und Durchführung

5.1.2 Auswertung für gespannte Grundwasserleiter und instationäre Strömungsbedingungen nach COOPER

5.2 Einschwingverfahren

5.2.1 Beschreibung und Durchführung

5.2.2 Auswertung

6 Auffüllversuche

6.1 Allgemeines

6.2 Auffüllversuch nach KOLLBRUNNER & MAAG

6.3 Open-End-Test

7 Wasserdruckversuche (WD-Tests)

7.1 Allgemeine Grundlagen

7.2 Versuchseinrichtung

7.2.1 Grundprinzip

7.2.2 Durchführungsmethode

7.2.3 Auswahl des Packers

7.2.4 Messung von Durchflußmenge und Verpreßdruck

7.3 Versuchsdurchführung und Aufzeichnung der Meßwerte

7.4 Auswertung

7.4.1 Zusammenfassende p-Q-t-Diagramme

7.4.2 p-Q-Diagramme

7.4.3 Teufenabhängige Darstellung von p-Q- oder WD-Werten

7.4.4 Bestimmung von k_f -Werten

8 Weitere hydraulische Testverfahren

8.1 Pulse-Test (Druckstoßtest)

8.2 Drill-Stem-Test

9 Zusammenfassung und Vergleich der hydraulischen Testverfahren

10 Dauerhafte Absenkung des Grundwasserspiegels

1 Grundbegriffe der Hydrostatik

1.1 Hydrostatischer Druck

$$p_w = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \quad (1)$$

$$\begin{aligned} F &= m \cdot a \\ m &= \rho \cdot V \\ dV &= dx \cdot dy \cdot dz \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_x &= m \cdot a = \rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot X \\ F_y &= m \cdot a = \rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot Y \\ F_z &= m \cdot a = \rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot Z \end{aligned} \quad (2)$$

$$p = \frac{F}{A} \quad (3)$$

$$A = dy \cdot dz$$

$$p_x = \frac{F_x}{A} = \frac{\rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot X}{dy \cdot dz} = \rho \cdot dx \cdot X \quad (4)$$

$$dp = \rho \cdot (X \cdot dx + Y \cdot dy + Z \cdot dz) \quad (5)$$

einheitliche, waagrechte Druckniveaufläche:

$$X = Y = 0 \quad (6)$$

$$dp = \rho \cdot Z \cdot dz \quad (7)$$

$$dp = \rho \cdot (-g) \cdot dz \quad (8)$$

Integration:

$$p = \rho \cdot (-g) \cdot z + C = -\gamma \cdot z + C \quad (9)$$

$$C = p_0 + \gamma \cdot h_0 \quad (10)$$

$$p = p_0 + \gamma \cdot h_0 - \gamma \cdot z = p_0 + \gamma \cdot (h_0 - z) = p_0 + \gamma \cdot h \quad (11)$$

$$p_w = \gamma \cdot h \quad (12)$$

1.2 Berechnung der Wasserkraft auf Flächen

1.2.1 Waagrechte Flächen

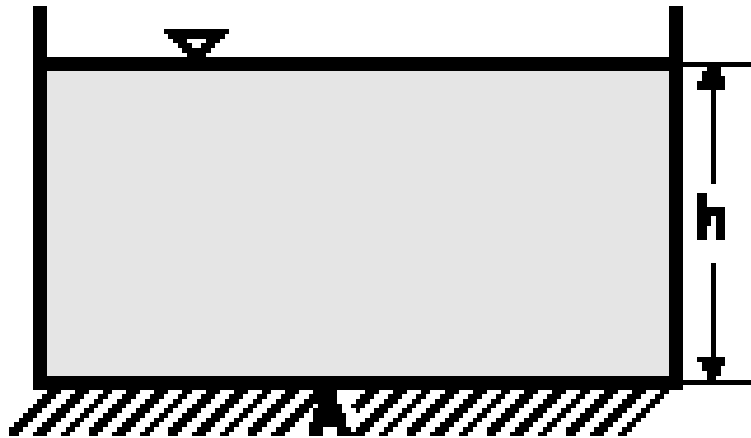


Abbildung 1: Wasserkraft auf eine waagrechte Fläche

$$F = p \cdot A = \gamma \cdot h \cdot A \quad (13)$$

Abbildung 2: Hydrostatisches Paradoxon

1.2.2 Senkrechte Flächen

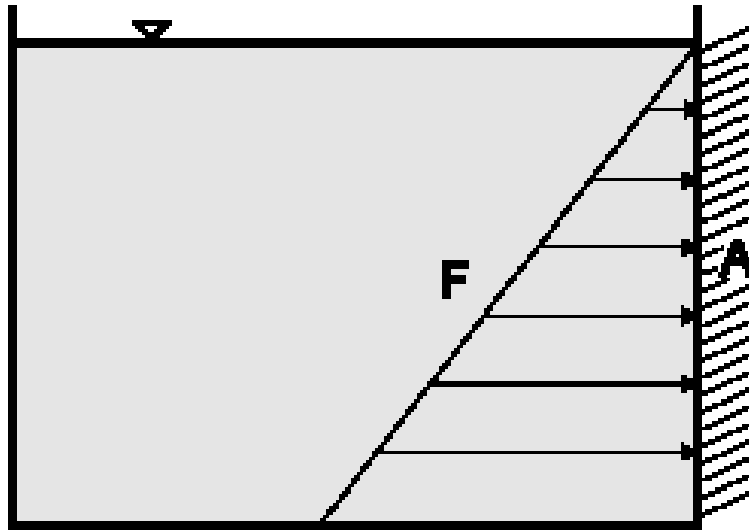


Abbildung 3: Kraft auf eine senkrechte Fläche

vertikale Linie:

$$F_L = \int_0^h p \cdot dh = \int_0^h \gamma \cdot h \cdot dh = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (14)$$

vertikale Fläche:

$$F_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot A \quad (15)$$

$\frac{1}{2} \cdot h = h_s$, Verallgemeinerung für nicht rechteckige Flächen:

$$F_A = \gamma \cdot h_s \cdot A \quad (16)$$

1.2.3 Schräge Flächen

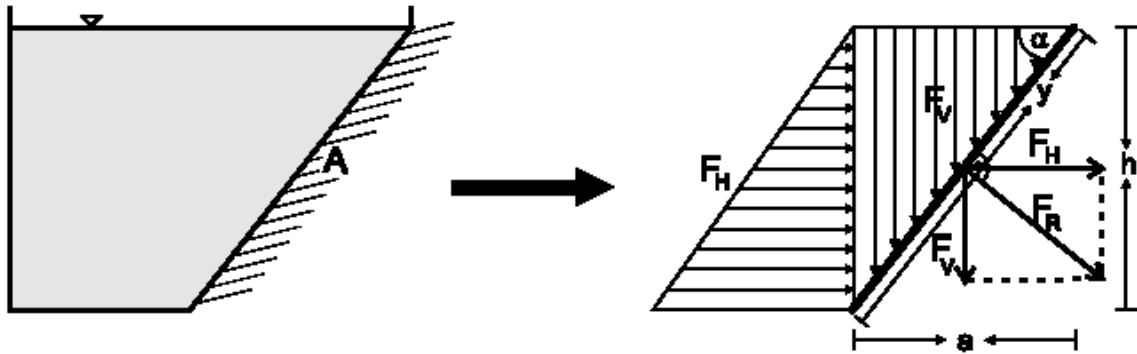


Abbildung 4: Kräfteverteilung auf eine schräge Fläche

$$F_R = \sqrt{F_H^2 + F_V^2} \quad (17)$$

$$F_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot b \quad (18)$$

$$F_V = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot a \cdot b \quad (19)$$

$$\begin{aligned} F_R &= \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \gamma^2 \cdot h^4 \cdot b^2 + \frac{1}{4} \cdot \gamma^2 \cdot h^2 \cdot a^2 \cdot b^2} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot \sqrt{h^2 + a^2} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot y \end{aligned} \quad (20)$$

$$F_A = \gamma \cdot h_s \cdot A \quad (21)$$

1.2.4 Beliebige Flächen

$$F_R = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} \quad (22)$$

Beispiel: gekrümmte Fläche (z. B. Wehr)

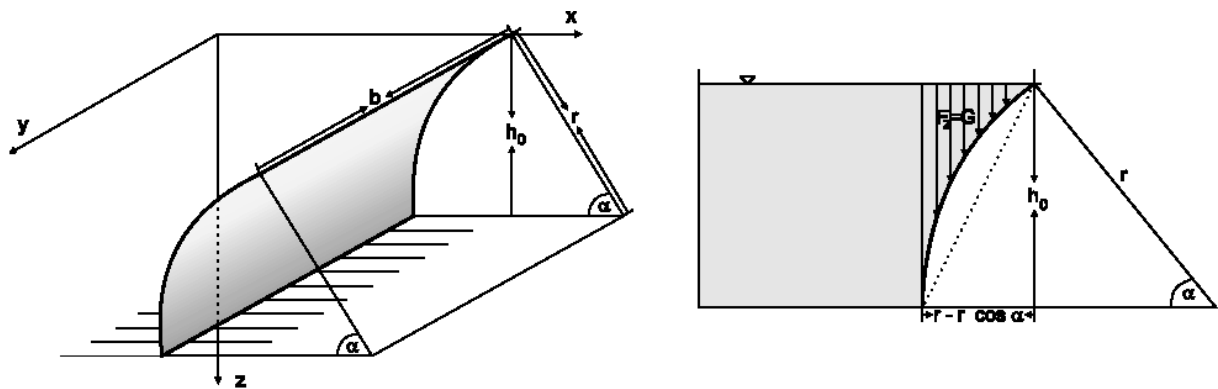


Abbildung 5: Kräfteverteilung auf eine gekrümmte Fläche

Berechnung der Komponenten:

$F_x :$

$$F_x = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot b \quad (23)$$

$F_y :$

$$F_y = 0 \quad (24)$$

$F_z :$

$$F_z = \gamma \cdot V = \gamma \cdot b \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot h_0 \cdot (r - r \cdot \cos \alpha) - \frac{1}{2} \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \frac{h_0}{r} \right) \right) \quad (25)$$

1.3 Auftrieb

Archimedisches Prinzip:

$$F_A = V \cdot \rho \cdot g \quad (26)$$

1.4 Prinzip der kommunizierenden Röhren

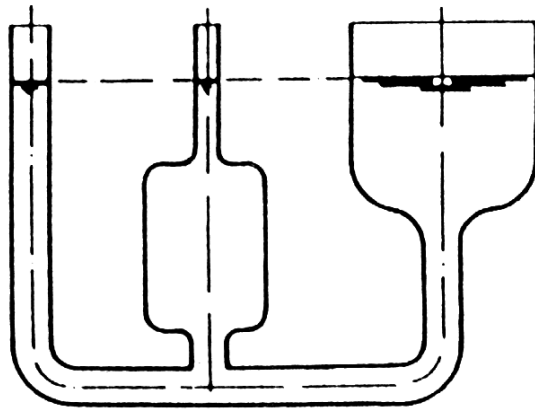


Abbildung 6: Prinzip der kommunizierenden Röhren

2 Hydrodynamik - Gesetzmäßigkeiten der Grundwasserströmung

2.1 Grundlagen der Wasserbewegung

2.1.1 Strömung

2.1.2 Stromlinien

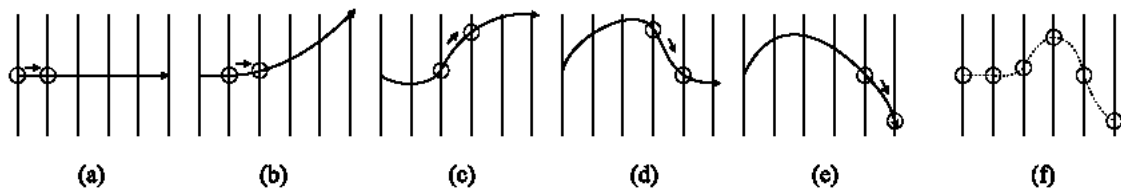


Abbildung 7: (a)-(e): Momentaufnahme der Richtung der Fließgeschwindigkeit (= Stromlinie). Das Flüssigkeitsteilchen paßt sich jeweils der momentanen Fließrichtung an. (f): Bewegungsbahn des Teilchens über die Zeit von (a) bis (e), entspricht keiner der Stromlinien.

2.1.3 Bewegungsarten des Wassers

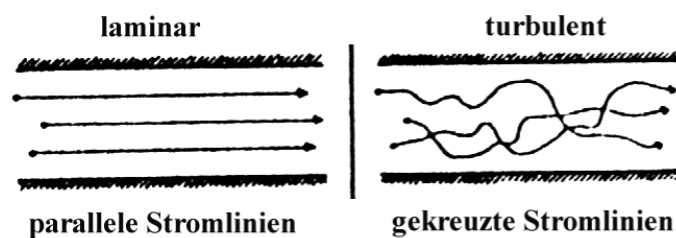


Abbildung 8: Laminare und turbulente Strömung

- (a) **laminar:** Stromlinien linear und parallel, ändern ihre Lage über die Zeit nicht. Bewegungsbahnen der Teilchen entsprechen Stromlinien. Keine Durchmischung der strömenden Flüssigkeit.
- (b) **turbulent:** Stromlinien nicht linear und parallel, ändern ihre Lage über die Zeit. Bewegungsbahnen der Teilchen kompliziert, schneiden sich, d. h. Durchmischung der Flüssigkeit.

Reynolds-Zahl R_e :

$$R_e = \frac{\bar{v} \cdot D \cdot \rho}{\mu} \quad (27)$$

\bar{v} = mittlere Durchflußgeschwindigkeit $[\frac{m}{s}]$

D = hydraulisch wirksamer Durchmesser (z. B. Röhrendurchmesser) $[m]$

μ = dynamische Viskosität der Flüssigkeit $[\frac{kg}{ms}]$

ρ = Dichte der Flüssigkeit $[\frac{kg}{m^3}]$

Für Grundwasserleiter gilt nach *HANTUSH*:

$$R_e = \frac{v \cdot d_w \cdot \rho}{\mu} \quad (28)$$

v = spez. Durchfluß $[\frac{m}{s}]$

d_w = wirksamer Korndurchmesser $[m]$

$R_e \leq 10$ laminar, $R_e \geq 10$ turbulent

2.1.4 Dimension der Wasserbewegung

- (a) **dreidimensionales Fließen:** turbulente Strömungen in drei Raumrichtungen
- (b) **zweidimensionales Fließen:** Fließen in einer Dimension laminar, d. h. gleicher Bewegungsverlauf in parallelen Ebenen. Zur Beschreibung der Bewegung reicht die Betrachtung einer Ebene aus.
- (c) **eindimensionales Fließen:** Nur bei vollständig laminarem Fließen möglich; da alle Stromlinien parallel, reicht die Betrachtung einer Linie aus.

2.1.5 Raumausbreitungsmöglichkeiten

- (a) **Fließen:** Erfolgt „eingengt“, d. h. innerhalb fester Sohle und Wänden.
- (b) **Stürzen, Springen, Fallen:** Bewegung im gaserfüllten Raum, z. B. bei einem Wasserfall; ungehinderte Raumausbreitung in allen Richtungen möglich.

2.2 Allgemeine Bewegungsgesetze

2.2.1 Kontinuitätsgesetz

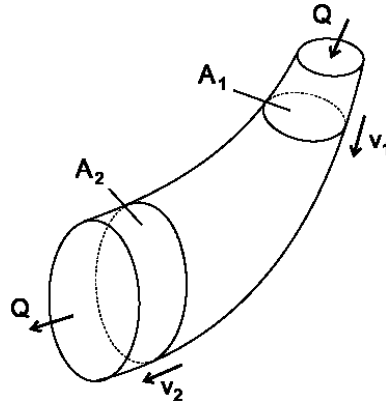


Abbildung 9: Fließvorgang durch eine Stromröhre

$$Q = A \cdot v = A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2 = \dots = \text{const.} \quad (29)$$

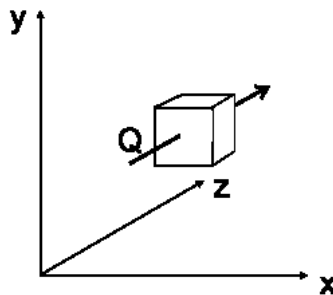


Abbildung 10: Durchflußzelle der Kantenlängen dx , dy und dz

Zufluß:

$$v_x \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy \quad (30)$$

Abfluß:

$$\begin{aligned} & \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot dy \cdot dz + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \right) \cdot dx \cdot dz + \\ & \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \right) \cdot dx \cdot dy \end{aligned} \quad (31)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \cdot dx \cdot dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \cdot dx \cdot dy = 0 \quad (32)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (33)$$

Wasser in einem Grundwasserleiter (reale Flüssigkeit):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = (\alpha + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (34)$$

α = Kompressibilität des Grundwasserleiters $[\frac{1}{Pa}]$

β = Kompressibilität des Wassers $[\frac{1}{Pa}]$

n = Porosität []

$\frac{\partial p}{\partial t}$ = Porendruckänderung pro Zeiteinheit

2.2.2 EULER'sche Bewegungsgleichung

- (a) **Ansatz nach *EULER*:** Beschreibung der Bewegung in einem festen, durchströmten Punkt, d. h. Richtung des Durchflusses, Durchflußgeschwindigkeit und Druck
- (b) **Ansatz nach *LAGRANG*:** Beschreibung der Bewegung eines Punktes (z. B. eines H₂O-Moleküls) im Raum, d. h. seine Bahn, Geschwindigkeit, Beschleunigung

Herleitung der *EULER*'schen Bewegungsgleichung:

Elementarzelle der Kantenlängen dx , dy und dz

$$dm = \rho \cdot dV = \rho \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (35)$$

$$dF = dm \cdot a = dm \cdot \frac{dv}{dt} \quad (36)$$

$$\begin{aligned} dF_x &= X \cdot dm + p \cdot dy \cdot dz - \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot dy \cdot dz \\ &= X \cdot dm - \frac{\partial p}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \\ &= X \cdot dm - \frac{\partial p}{\partial x} \cdot dV \end{aligned} \quad (37)$$

X = Beschleunigung in x-Richtung

p = dynamische Wasserdruck auf die Fläche $dy \cdot dz$

$\frac{\partial p}{\partial x} \cdot dx$ = Änderung des dynamischen Wasserdrucks auf der Länge dx

$$\frac{dv_x}{dt} \cdot dm = X \cdot dm - \frac{\partial p}{\partial x} \cdot \frac{dm}{\rho} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \frac{dv_x}{dt} &= X - \frac{\partial p}{\partial x} \cdot \frac{1}{\rho} \\ \frac{dv_y}{dt} &= Y - \frac{\partial p}{\partial y} \cdot \frac{1}{\rho} \\ \frac{dv_z}{dt} &= Z - \frac{\partial p}{\partial z} \cdot \frac{1}{\rho} \end{aligned} \quad (39)$$

Vektorielle Addition der drei Komponentengleichungen zur

Euler' schen Gleichung:

$$\frac{dv}{dt} = K - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial k} = K - \frac{1}{\rho} \cdot \text{grad } p = K - \frac{1}{\rho} \cdot \nabla p \quad (40)$$

$$K = \{X, Y, Z\}$$

$$\frac{\partial p}{\partial k} = \text{grad } p = \nabla p$$

∇ = Nabla-Operator oder vektorieller Differentialoperator

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

2.2.3 LAGRANG'sche Bewegungsgleichung

Lagrang'sche Gleichung für die x-Richtung:

$$\left(\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - X\right) \cdot \frac{\partial x}{\partial x_0} + \left(\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - Y\right) \cdot \frac{\partial y}{\partial x_0} + \left(\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} - Z\right) \cdot \frac{\partial z}{\partial x_0} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x_0} = 0 \quad (41)$$

(x_0, y_0, z_0) Raumkoordinaten zur Zeit 0

(x, y, z) Bahnkoordinaten zur Zeit t

X, Y, Z Beschleunigungen in den drei Raumrichtungen

$$\left(\frac{\partial^2 r}{\partial t^2} - K\right) \cdot \frac{\partial r}{\partial x_0} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x_0} = 0 \quad (42)$$

$K = \{X, Y, Z\}$ Beschleunigung

$r = \{x, y, z\}$ Ortsvektor

Lagrang'sche Gleichung für x-, y- und z-Richtung (Matrix-Schreibweise):

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial x}{\partial x_0} & \frac{\partial y}{\partial x_0} & \frac{\partial z}{\partial x_0} \\ \frac{\partial x}{\partial y_0} & \frac{\partial y}{\partial y_0} & \frac{\partial z}{\partial y_0} \\ \frac{\partial x}{\partial z_0} & \frac{\partial y}{\partial z_0} & \frac{\partial z}{\partial z_0} \end{pmatrix} \cdot \left(\frac{\partial^2 r}{\partial t^2} - K\right) = -\frac{1}{\rho} \cdot \nabla p \quad (43)$$

$\nabla p = \text{grad } p = \frac{\partial p}{\partial k} = \text{Druckpotential}$

2.2.4 BERNOULLI'sche Gleichung (Energiesatz)

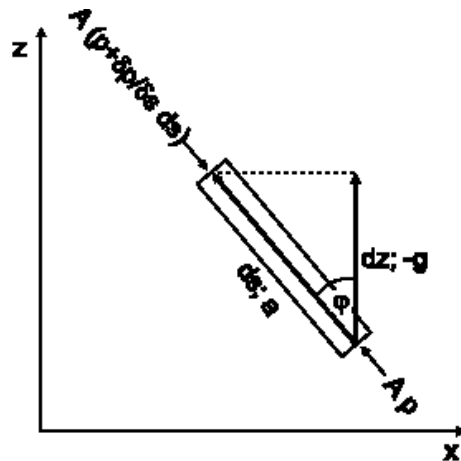


Abbildung 11: Herleitung der Bernoulli'schen Gleichung

$$\frac{dv}{dt} \cdot dm = a \cdot dm - \frac{\partial p}{\partial s} \cdot \frac{dm}{\rho} \quad (44)$$

$$\frac{dv}{dt} = a - \frac{\partial p}{\partial s} \cdot \frac{1}{\rho} \quad (45)$$

totales Differential durch partielle Differentiale ersetzen:

$$dv = \frac{\partial v}{\partial t} dt + \frac{\partial v}{\partial s} ds \quad (46)$$

$\frac{dv}{dt}$ substantielle (Gesamt-) Beschleunigung

$\frac{\partial v}{\partial t}$ lokale Beschleunigung (Geschwindigkeitsänderung pro Zeit)

$\frac{\partial v}{\partial s}$ konvektive Beschleunigung (Geschwindigkeitsänderung pro Weg)

EULER'sche Gleichung für eindimensionale Strömung:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial s} \cdot \frac{ds}{dt} = a - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} \quad (47)$$

Sonderfall Erde:

$$a = -g \cdot \cos\varphi = -g \cdot \frac{\partial z}{\partial s} \quad (48)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial s} \cdot \frac{ds}{dt} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} + g \cdot \frac{\partial z}{\partial s} = 0 \quad (49)$$

allgemeine Bernoulli'sche Gleichung für **instationäre Verhältnisse**:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z = C - \frac{1}{g} \cdot \int_0^s \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (50)$$

stationäre Verhältnisse: lokale Beschleunigung = 0

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z = C = H \quad (51)$$

H = Energiehöhe (Einheit $[m]$!) $\Rightarrow \cdot m, \cdot g$ Energie (Einheit $[Nm]$)

Reale Flüssigkeiten: Energieverlust H_V durch innere Reibung:

$$H_V = z_1 - z_2 + \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma} + \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g} \quad (52)$$

Energie- oder Reibungsgefälle:

$$I_E = \frac{H_V}{l} = \frac{z_1 - z_2}{l} + \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma \cdot l} + \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2gl} \quad (53)$$

Wasser- oder Druckspiegelgefälle:

$$I_W = \frac{z_1 - z_2}{l} + \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma \cdot l} \quad (54)$$

Sohlgefälle:

$$I_S = \frac{z_1 - z_2}{l} \quad (55)$$

Anwendungsbeispiele für den Energiesatz

1. Bestimmung von Druck und Fließgeschwindigkeit an den Punkten 1, 2 und 3 der Versuchsanordnung in folgender Abbildung. Es gelte der Energiesatz für ideale Flüssigkeiten.

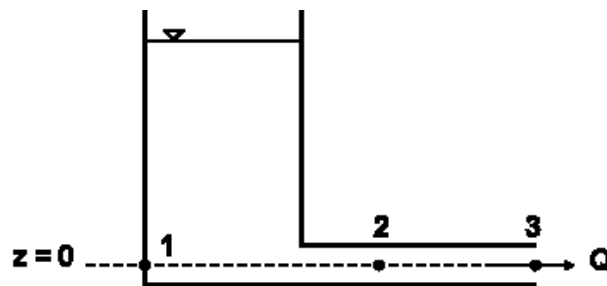


Abbildung 12: Beispiel für die Anwendung des Energiesatzes

Festlegen des Bezugshorizonts: Bezugshorizont=Nullniveau festlegen. Hier als Bezugshorizont Linie, auf der alle drei Punkte liegen $z = 0$ wählen, dann fällt im Energiesatz jeweils der dritte Summand weg.

Berechnung von H_1 : Für Punkt 1 gilt $z = 0$ und $v = 0$, da Flüssigkeit an Punkt 1 nicht strömt. H ist gleich der Druckhöhe.

$$H_1 = \frac{p_1}{\gamma} \quad (56)$$

Berechnung von H_2 : An Punkt 2 ist $z = 0$. Für H gilt:

$$H_2 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} \quad (57)$$

Berechnung von H_3 : Für Punkt 3 gilt $z = 0$ und $p = 0$, da Flüssigkeit an Punkt 3 keinen Druck mehr erfährt (Austrittsstelle). H ist gleich der Geschwindigkeitshöhe.

$$H_3 = \frac{v_3^2}{2g} \quad (58)$$

Auflösen nach $v \Rightarrow$ ***Toricelli'sches Auslaufgesetz:***

$$v = \sqrt{2 \cdot H \cdot g} \quad (59)$$

drei Gleichungen, vier Unbekannte (p_1, p_2, v_2, v_3) \Rightarrow Kontinuitätsgesetz

$$\begin{aligned} Q_2 &= Q_3 \\ A_2 \cdot v_2 &= A_3 \cdot v_3 \\ A_2 = A_3 &\Rightarrow v_2 = v_3 \end{aligned} \quad (60)$$

2. Abflußmessung mit Venturi-Rohr.

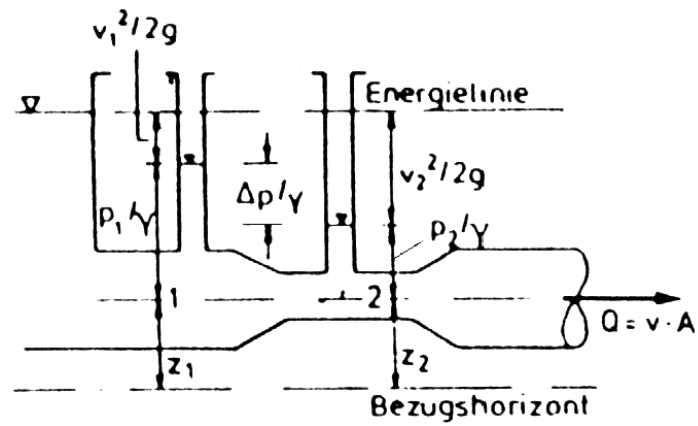


Abbildung 13: Prinzip der Abflußmessung mit dem Venturi-Rohr

3. Prinzip der Wasserstrahlpumpe

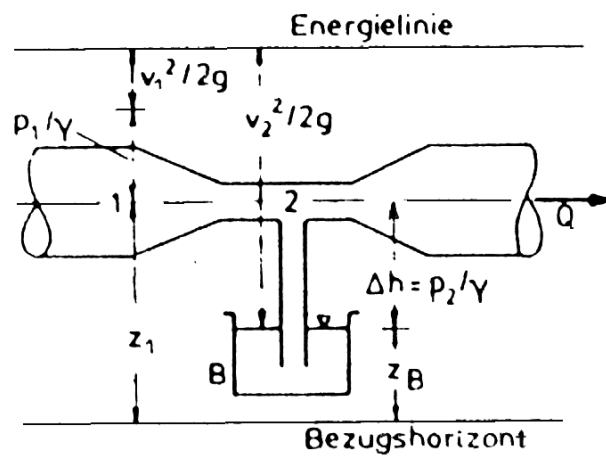


Abbildung 14: Prinzip der Wasserstrahlpumpe

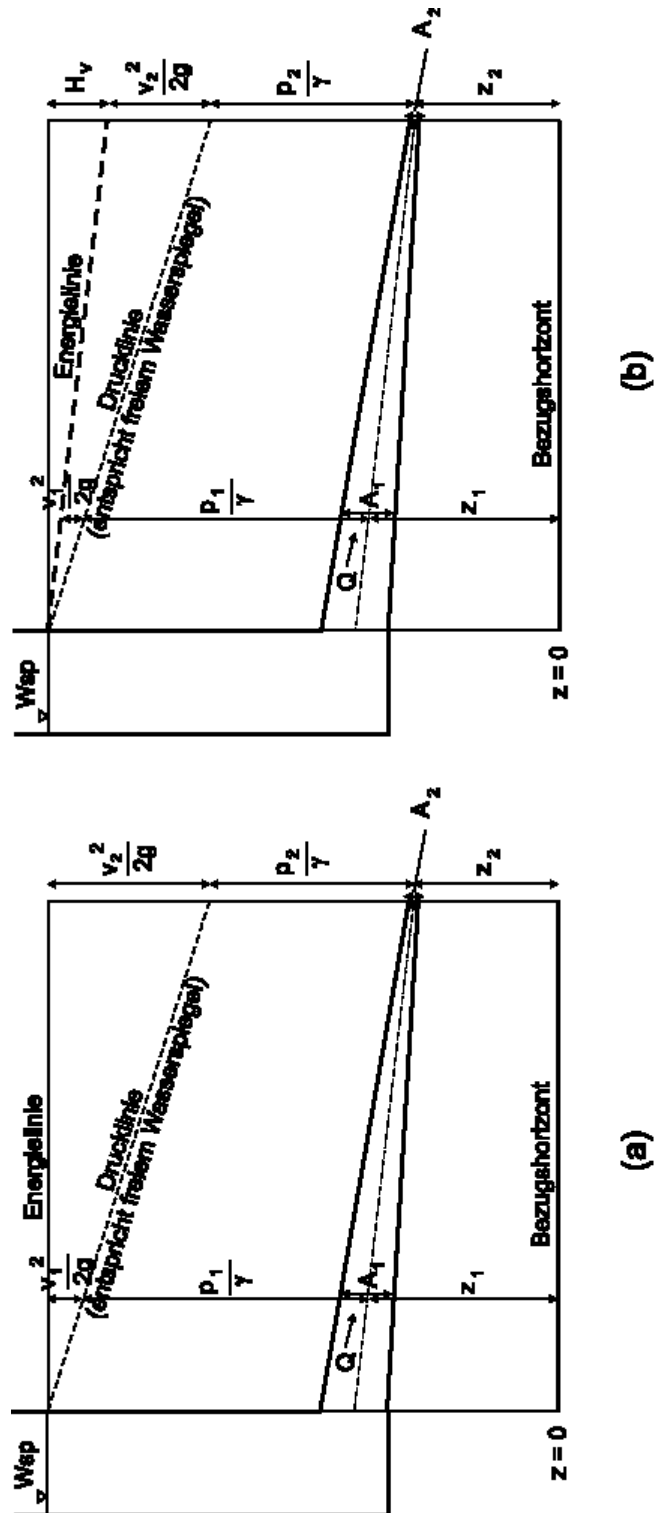


Abbildung 15: Zusammenhang zwischen Energie-, Geschwindigkeits-, Druck- und Lagehöhe für ideale (a) und reale (b) Flüssigkeiten

3 Grundwasserhydraulik

3.1 Begriffsdefinitionen

(siehe auch DIN 4049-3 „Hydrologie“)

Grundwasserleiter (DIN): Gesteinskörper, der geeignet ist, Grundwasser aufzunehmen und weiterzuleiten.

Grundwasserhemmer, Grundwassergeringleiter (DIN):

Gesteinskörper, der im Vergleich zu einem benachbarten Gesteinskörper gering wasserdurchlässig ist.

halbdurchlässige, semipermeable Schicht: Nicht DIN-konforme aber häufig benutzte Synonyme für Grundwasserhemmer, Grundwassergeringleiter.

Grundwassernichtleiter (DIN): Gesteinskörper, der wasserundurchlässig ist, oder unter der jeweiligen Betrachtungsweise als undurchlässig angesehen werden darf.

Aquifer: Im allgemeinen der wassererfüllte Teil eines Grundwasserleiters, in amerikanischer Literatur z. T. gebraucht als wirtschaftlich nutzbares Grundwasservorkommen. *Kein Synonym für Grundwasserleiter!*

Aquitarde, Aquiclude, Aquifuge: Uneinheitlich verwendete Begriffe, die Aquifere verschiedener Durchlässigkeiten charakterisieren. Auf sie sollte zugunsten der deutschen Begriffe verzichtet werden.

3.2 Wichtige Größen in der Grundwasserhydraulik

3.2.1 Hydrogeologische Geschwindigkeiten

Filtergeschwindigkeit v_f : Fiktive Geschwindigkeit, aus dem Gesetz von *DARCY* hergeleitet. Definiert als Quotient von Durchfluß Q und durchströmter Fläche A unter Annahme, gesamter Querschnitt sei durchströmt (d. h. kein Korngerüst vorhanden).

Porengeschwindigkeit v_n : Reale, mittlere Geschwindigkeit, die davon ausgeht, daß der gesamte Porenraum n durchströmt wird, definiert als Quotient von Filtergeschwindigkeit v_f und Porosität n .

Bahngeschwindigkeit v_b : Reale, ständig wechselnde Geschwindigkeit eines Wasserteilchens auf seiner Bahn durch ein poröses Medium.

Abstandsgeschwindigkeit v_a : Fiktive Geschwindigkeit, mit der das Wasser eine *horizontale* Strecke x in der t zurückzulegen, unterscheiden in

maximale Abstandsgeschwindigkeit v_{a1} : maximale Geschwindigkeit, in der das Wasser eine horizontale Strecke zurücklegt, in einem Markierungsversuch definiert durch den Ersteinsatz des Tracers

dominierende Abstandsgeschwindigkeit v_{a2} : dominierende Geschwindigkeit, in der das Wasser eine horizontale Strecke zurücklegt, in einem Markierungsversuch definiert durch den das Maximum des Tracerdurchgangs

mittlere Abstandsgeschwindigkeit v_{a3} : mittlere Geschwindigkeit, in der das Wasser eine horizontale Strecke zurücklegt, in einem Markierungsversuch definiert durch den Zeitpunkt, an dem genau 50 % des Tracers die Meßstelle passiert haben.

3.2.2 Hydraulischer Gradient

Bezeichnung nach DIN: Grundwassergefälle

Formelzeichen: I

Herleitung:

$$I = \frac{dh}{dx}$$

Einheit: []

Beschreibung: Gradient der Grundwasserdruckfläche

3.2.3 Porosität

Porosität:

Bezeichnung nach DIN: Hohlraumanteil

Formelzeichen: n

Herleitung:

$$n = \frac{V_H}{V}$$

Einheit: []

Beschreibung: Quotient aus Porenvolumen und Gesamtvolumen eines Gesteinskörpers

nutzbare oder effektive Porosität:

Bezeichnung nach DIN: durchflußwirksamer Hohlraumanteil

Formelzeichen: n_f , n_{eff}

Herleitung:

$$n_f = \frac{V_{H,GW}}{V}$$

Einheit: []

Beschreibung: Quotient aus von Grundwasser durchfließbarem Porenvolumen und Gesamtvolumen eines Gesteinskörpers

speicherwirksame Porosität:

Bezeichnung nach DIN: speichernutzbarer Hohlraumanteil

Formelzeichen: n_{sp}

Herleitung:

$$n_{sp} = \frac{V_{H,h}}{V}$$

Einheit: []

Beschreibung: Quotient aus Porenvolumen, das bei Höhenänderung der Grundwasseroberfläche entleer- oder auffüllbar ist, und Gesamtvolumen eines Gesteinskörpers

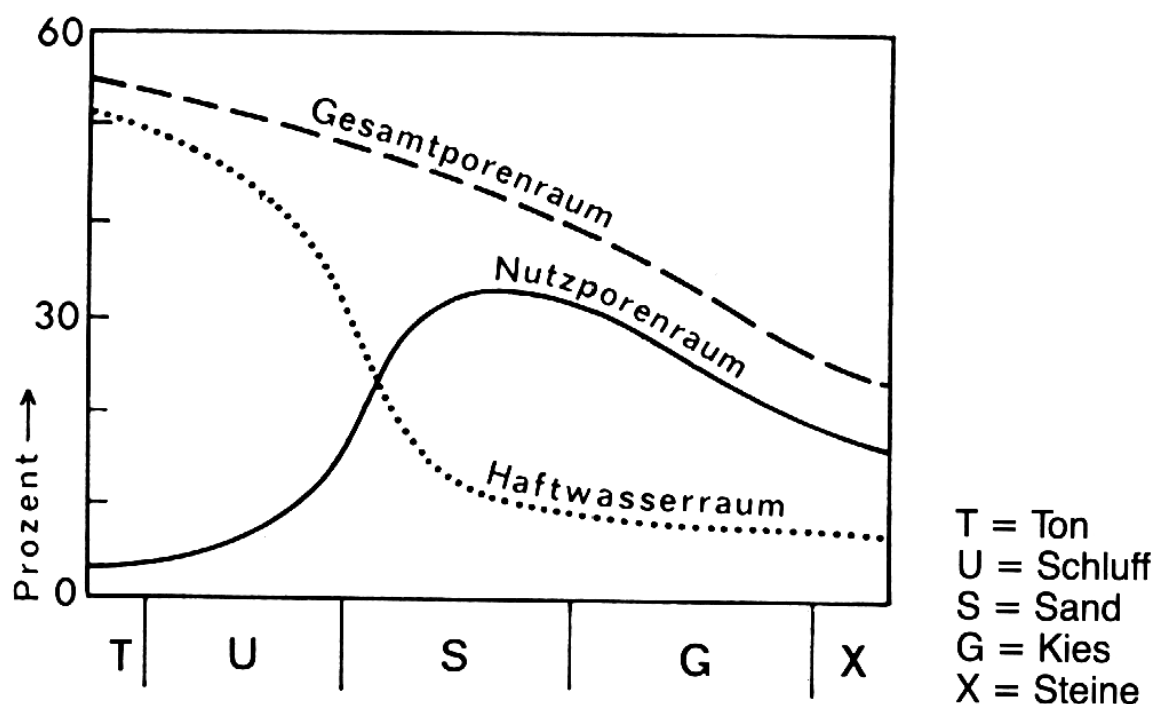


Abbildung 15: Zusammenhang von Gesamt- und nutzbarer Porosität, sowie Abhängigkeit von der Korngröße

3.2.4 Durchlässigkeit und Transmissivität

Durchlässigkeitsbeiwert, k_f -Wert:

Bezeichnung nach DIN: Durchlässigkeitsbeiwert, hydraulische Leitfähigkeit

Formelzeichen: k_f , international oft K

Herleitung:

$$k_f = \frac{v_f}{I}$$

Einheit: $\left[\frac{m}{s}\right]$

Beschreibung: Quotient aus Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gradient, Maß für die Durchlässigkeit eines Gesteins, abhängig von Dichte und Viskosität der Flüssigkeit, sowie der Erdbeschleunigung

spezifische Permeabilität:

Bezeichnung nach DIN: Permeabilitätskoeffizient

Formelzeichen: k , nach DIN K , kann aber leicht verwechselt werden mit internationalem Symbol für k_f -Wert

Herleitung:

$$k = k_f \cdot \frac{\mu}{\gamma}$$

Einheit: $[m^2]$

Beschreibung: gesteinspezifisches Maß der Durchlässigkeit, im Unterschied zum Durchlässigkeitsbeiwert unabhängig von den Eigenschaften der Flüssigkeit und der Erdbeschleunigung

Transmissivität:

Formelzeichen: T

Herleitung:

$$T = k_f \cdot M$$

Einheit: $\left[\frac{m^2}{s}\right]$

Beschreibung: Integral des Durchlässigkeitsbeiwertes über die wassererfüllte Mächtigkeit eines Grundwasserleiters

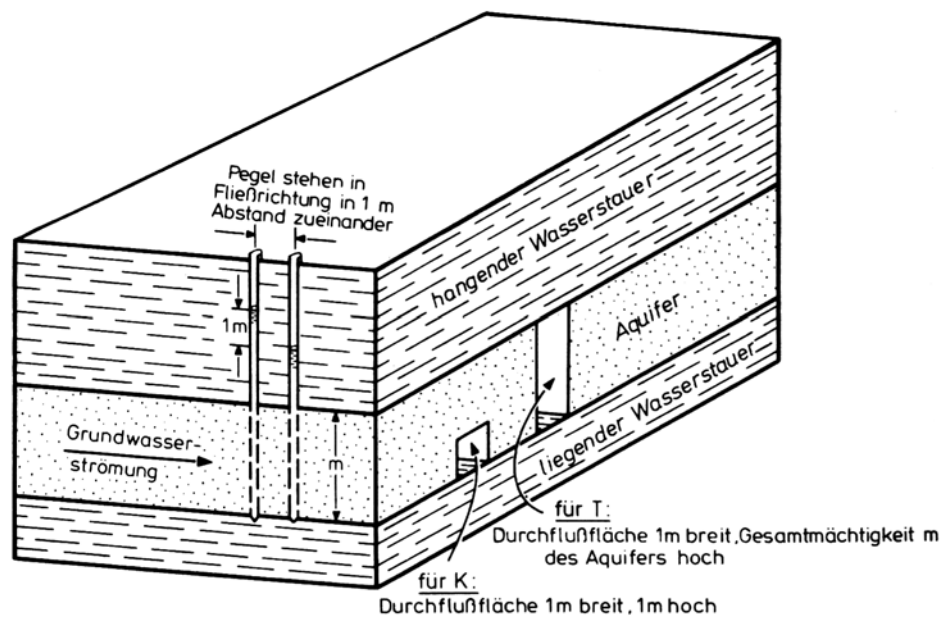


Abbildung 16: Unterschied von Durchlässigkeit und Transmissivität eines Grundwasserleiters ($K = k_f$)

3.2.5 Speicherkoeffizient

spezifischer Speicherkoeffizient:

Formelzeichen: S_s

Herleitung:

$$S_s = \gamma \cdot (\alpha + n\beta)$$

Einheit: $\left[\frac{1}{m}\right]$

Beschreibung: Änderung des gespeicherten Wasservolumens je Volumeneinheit des Gesamtgrundwasserraumes bei Änderung der Grundwasserhöhe bzw. Standrohrspiegelhöhe um 1 m

Speicherkoeffizient:

Formelzeichen: S

Herleitung:

$$S = S_s \cdot M$$

Einheit: []

Beschreibung: Integral des spezifischen Speicherkoefizienten über die wassererfüllte Mächtigkeit eines Grundwasserleiters

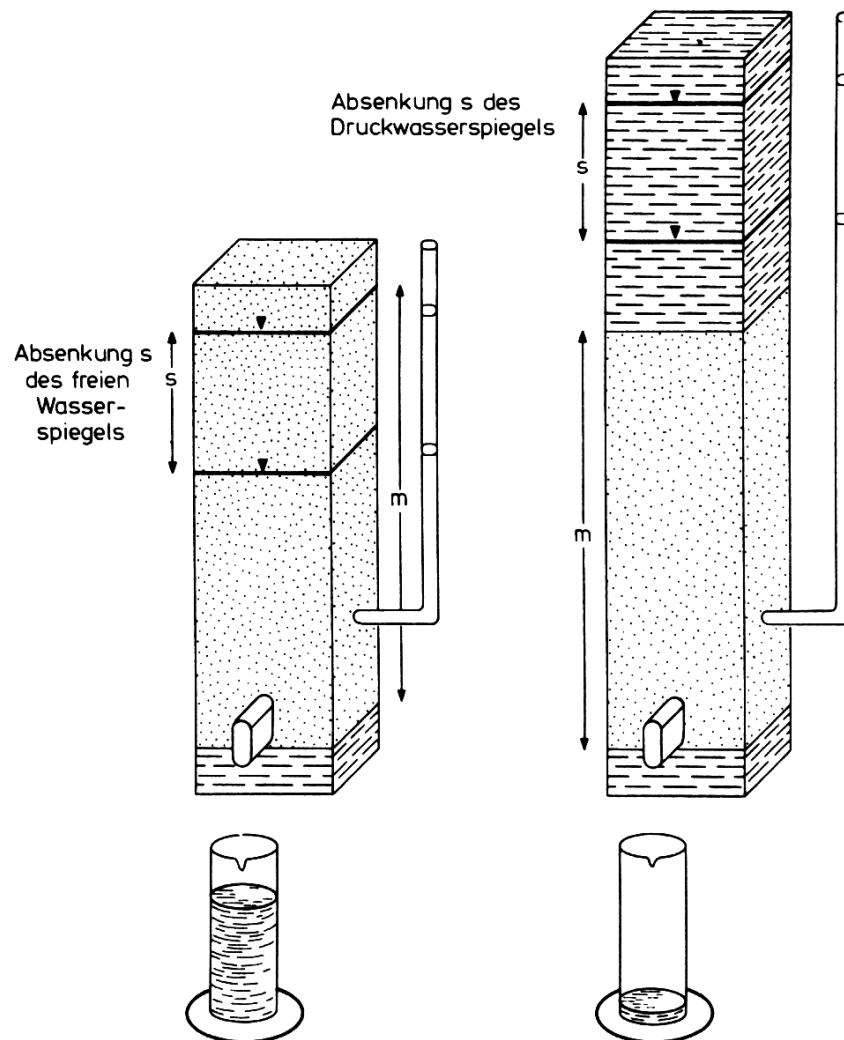


Abbildung 17: Speicherkoeffizient im freien und im gespannten Grundwasserleiter

3.2.6 Leakage

Leakage-Faktor:

Formelzeichen: B , seltener λ

Herleitung:

$$B = \sqrt{T \cdot \frac{M'}{k'_f}} = \sqrt{M \cdot k_f \cdot \frac{M'}{k'_f}}$$

Einheit: $[m]$

Beschreibung: siehe Kap. Differentialgleichung der Grundwasserströmung

Leakage-Koeffizient:

Formelzeichen: L

Herleitung:

$$L = \frac{k'_f}{M'}$$

Einheit: $[\frac{1}{s}]$

Beschreibung: Quotient aus Durchlässigkeitsbeiwert und wassererfüllter Mächtigkeit eines halbdurchlässigen Grundwasserleiters (Grundwasserge-ringleiters)

3.3 Hydraulische Charakterisierung von Grundwasserleitern

3.3.1 Gespannter Grundwasserleiter

Ein gespannter Grundwasserleiter ist eine völlig mit Wasser erfüllte, wasserleitende Schicht, die im Hangenden und Liegenden von Grundwasserstauern begrenzt wird. Das Wasser in einem gespannten Grundwasserleiter steht unter Druck, die Druckfläche liegt oberhalb des Grundwasserleiters.

3.3.2 Halbgespannter Grundwasserleiter

Ein halbgespannter Grundwasserleiter ist völlig mit Wasser erfüllt und wird im Hangenden von einer halbdurchlässigen (semipermeablen) Schicht (Grundwassergeringleiter) und im Liegenden von einer undurchlässigen Schicht oder ebenfalls einer halbdurchlässigen Schicht begrenzt. Eine semipermeable Schicht besitzt eine zwar geringe aber nicht mehr zu vernachlässigende Durchlässigkeit. Das Wasser steht ebenfalls unter Druck. Wird der Druck in einem halbgespannten Grundwasserleiter durch Strömung oder Wasserentnahme reduziert, so kommt es zu einer vertikalen Wassernachlieferung aus der/den semipermeable(n) Schicht(en), im englischen als „Leakage“, im deutschen uneinheitlich als „Leckage“, „Zusickerung“ oder „Nachtropfen“ bezeichnet. Die Horizontalströmung in der semipermeablen Schicht kann wegen ihrer geringen Durchlässigkeit vernachlässigt werden.

3.3.3 Halbungespannter oder halbfreier Grundwasserleiter

Im halbungespannten oder halbfreien Grundwasserleiter liegen ähnliche Verhältnisse vor, wie im halbgespannten. Der Unterschied ist die höhere Durchlässigkeit der semipermeablen Schicht, bei der die horizontale Strömung nicht mehr vernachlässigt werden kann. Bei einem Pumpversuch kommt es nicht nur zu Leckage aus der semipermeablen Schicht, sondern die Absenkung in ihr gleicht sich zeitverzögert der im Grundwasserleiter an. Man spricht deshalb auch von einem Grundwasserleiter mit verzögerter Entleerung.

3.3.4 Ungespannter oder freier Grundwasserleiter

Ein freier Grundwasserleiter ist ein z. T. wassererfüllter Grundwasserleiter ohne Deckschicht über einer undurchlässigen Basalschicht. Das Wasser in einem freien Grundwasserleiter steht nicht unter Druck, die Grundwasseroberfläche entspricht der Grundwasserdrukfläche.

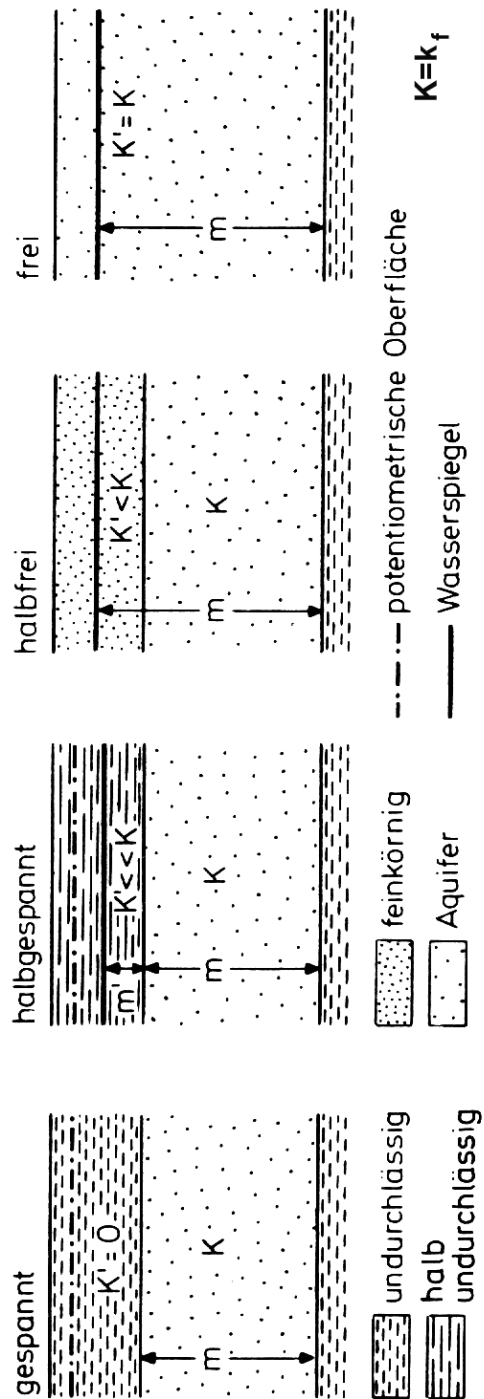


Abbildung 18: Hydraulische Charakterisierung von Grundwasserleitern

3.4 Gleichungen für die Grundwasserbewegung

3.4.1 Grundlegende Annahmen

1. Der Grundwasserleiter ist *seitlich unbegrenzt*.
2. Der Grundwasserleiter *homogen und isotrop*.

3.4.2 Gesetz von *DARCY*

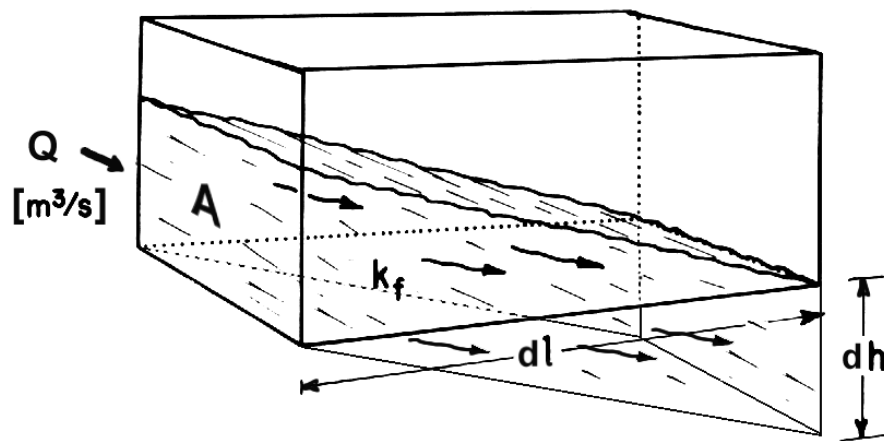


Abbildung 19: Das Gesetz von *DARCY*

$$Q = A \cdot v_f = A \cdot k_f \cdot I = A \cdot k_f \cdot \frac{dh}{dl} \quad (61)$$

Q = Durchfluß $[\frac{m^3}{s}]$

A = durchflossener Querschnitt $[m^2]$

v_f = Filtergeschwindigkeit $[\frac{m}{s}]$

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert $[\frac{m}{s}]$

$I = \frac{dh}{dl}$ = hydraulischer Gradient $[]$

Statistisches Gesetz:

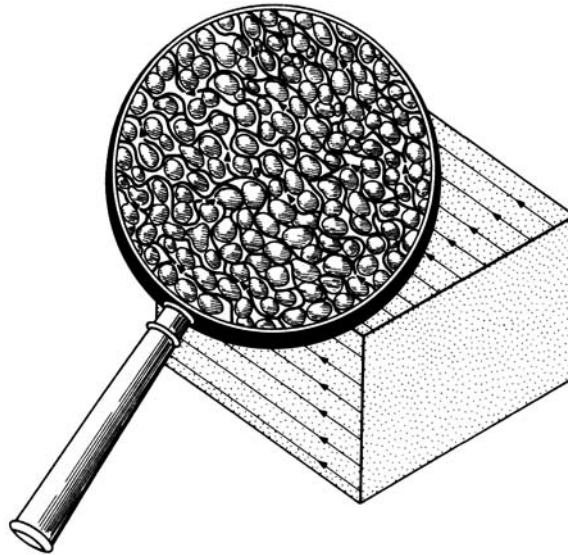


Abbildung 20: Turbulente Strömung in den Poren, laminare Strömung im statistisch homogenen Grundwasserleiter

Gültigkeitsbereich des Gesetzes von *DARCY*

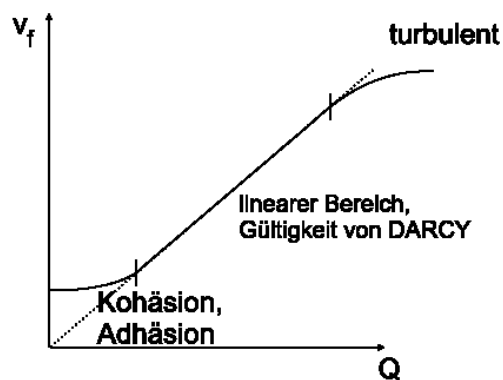


Abbildung 21: Gültigkeitsbereich des Gesetzes von *DARCY*

Bedeutung des k_f -Werts

- wichtige Kenngröße eines Grundwasserleiters
- beschreibt die Durchlässigkeit eines porösen Mediums in Abhängigkeit von Eigenschaften und Temperatur der Flüssigkeit

Umrechnung in *spezifische Permeabilität* k :

$$k_f = \frac{g}{\nu} \cdot k = \frac{\gamma}{\mu} \cdot k \quad (62)$$

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert $[\frac{m}{s}]$

k = spezifische Permeabilität (Durchlässigkeit) $[m^2]$

g = Erdbeschleunigung $[\frac{m}{s^2}]$

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$ = kinematische Viskosität des Wassers $[\frac{m^2}{s}]$

mit μ = dynamische Viskosität $[\frac{kg}{ms}]$ und ρ = Dichte $[\frac{kg}{m^3}]$

Bestimmung des k_f -Wertes

- praktisch: Permeametermessung, Pump- oder Auffüllversuche
- theoretisch: Abhängigkeit von Porosität, Korngröße und Kornzusammensetzung

theoretische Bestimmung nach *HAZEN*:

$$k = C \cdot d_w^2 \quad (63)$$

C = empirischer Beiwert

d_w = wirksamer Korndurchmesser

$$d_w \sim d_{10}$$

d_{10} = Korndurchmesser, bei dem 10 Gew.-% der Bestandteile einen kleineren Durchmesser aufweisen und 90 Gew.-% einen größeren

Methode nach *ZIESCHANG*:

$$k_f = C \cdot d_{10}^2 \cdot (0,7 + 0,03 \cdot \Theta) \quad (64)$$

C = empirischer Beiwert (Tabellen)

d_{10} = Korndurchmesser, bei dem 10 Gew.-% der Bestandteile einen kleineren Durchmesser aufweisen und 90 Gew.-% einen größeren

Θ = Temperatur in °C

Methode nach *BEYER*: Empirische Werte für k_f , werden aus Diagramm oder Tabelle abgelesen. Berücksichtigt auch die Ungleichförmigkeit eines Sediments, die durch die Ungleichförmigkeitszahl $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ beschrieben wird.

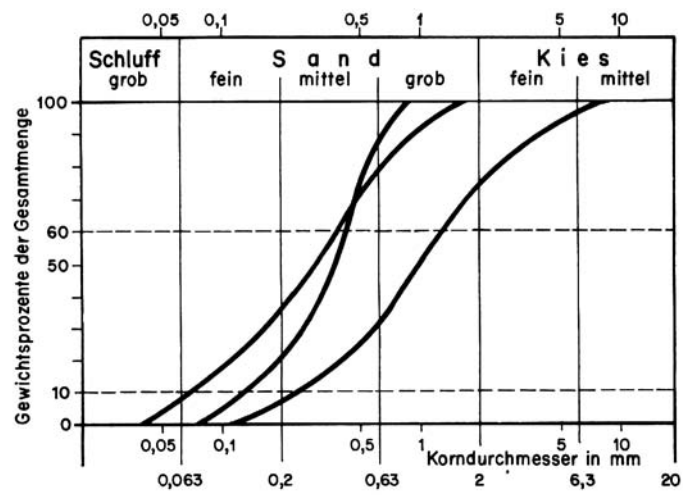


Abbildung 22: Bestimmung von d_{10} und d_{60} aus einer Sieblinie

d_{60} (mm)	d_{10} (mm)														
	0,060	0,065	0,070	0,075	0,080	0,085	0,090	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18
0,06	4,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,08	4,1	5,0	5,8	6,7	7,7	-	-	-	-	-	-	10^{-4} m/s	-	-	-
0,10	4,0	4,7	5,3	6,4	7,3	8,4	9,6	1,2	-	-	-	-	-	-	-
0,12	3,8	4,4	5,0	6,2	7,0	8,1	9,2	1,1	1,4	1,7	-	-	-	-	-
0,15	3,6	4,2	4,9	5,9	6,7	7,8	8,8	1,1	1,4	1,7	2,1	2,3	2,7	-	-
0,20	3,4	4,0	4,7	5,6	6,4	7,3	8,4	1,0	1,3	1,6	2,0	2,2	2,6	2,9	3,8
0,25	3,2	3,8	4,5	5,3	6,1	7,0	8,0	1,0	1,2	1,6	1,9	2,1	2,5	2,8	3,6
0,30	3,1	3,6	4,3	5,1	5,9	6,7	7,7	9,6	1,2	1,5	1,8	2,0	2,4	2,7	3,5
0,40	2,9	3,4	4,1	4,8	5,6	6,3	7,3	9,0	1,2	1,4	1,7	1,9	2,3	2,6	3,3
0,50	2,8	3,3	3,9	4,6	5,3	6,0	7,0	8,6	1,1	1,4	1,6	1,8	2,2	2,5	3,2
0,60	2,7	3,2	3,7	4,4	5,1	5,8	6,7	8,4	1,1	1,3	1,6	1,8	2,1	2,4	3,1
0,80	2,5	3,0	3,5	4,2	4,9	5,5	6,3	7,9	1,0	1,2	1,5	1,7	2,0	2,2	2,9
1,0	2,4	2,9	3,4	4,0	4,7	5,2	6,0	7,5	9,5	1,2	1,4	1,6	1,9	2,1	2,8
1,2	2,3	2,8	3,3	3,8	4,5	5,0	5,8	7,3	9,2	1,1	1,4	1,5	1,8	2,0	2,7
1,5	-	-	3,1	3,6	4,3	4,8	5,5	7,0	8,8	1,0	1,3	1,4	1,8	1,9	2,6
2,0	-	-	-	-	-	-	5,2	6,6	8,3	1,0	1,2	1,4	1,7	1,8	2,4
2,5	-	-	10^{-5} m/s	-	-	-	-	-	7,8	9,5	1,2	1,3	1,6	1,8	2,3
3,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,2	1,5	1,7	2,2

d_{60} (mm)	d_{10} (mm)														
	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60
0,20	4,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,25	4,6	5,6	6,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,30	4,5	5,4	6,6	8,0	9,3	1,1	-	-	-	-	-	-	10^{-3} m/s	-	-
0,40	4,2	5,1	6,3	7,5	8,8	1,0	1,2	1,5	1,7	2,0	-	-	-	-	-
0,50	4,0	4,9	6,0	7,2	8,4	1,0	1,2	1,4	1,6	1,9	2,1	2,4	3,0	-	-
0,60	3,8	4,7	5,8	6,9	8,1	9,4	1,1	1,4	1,6	1,8	2,0	2,3	2,9	3,6	4,3
0,80	3,6	4,4	5,4	6,5	7,7	9,0	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9	2,1	2,7	3,4	4,1
1,0	3,5	4,2	5,2	6,2	7,3	8,5	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,6	3,2	4,0
1,2	3,3	4,1	5,0	6,0	7,0	8,1	1,0	1,2	1,4	1,5	1,7	2,0	2,5	3,1	3,9
1,5	3,2	3,9	4,8	5,7	6,7	7,7	9,3	1,1	1,3	1,4	1,6	1,9	2,4	3,0	3,7
2,0	3,0	3,7	4,5	5,4	6,4	7,3	8,7	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,3	2,8	3,4
2,5	2,8	3,5	4,4	5,2	6,1	7,0	8,3	1,0	1,2	1,3	1,5	1,7	2,2	2,7	3,3
3,0	2,7	3,4	4,2	5,0	5,8	6,6	8,0	9,5	1,1	1,3	1,4	1,6	2,1	2,6	3,1
4,0	2,6	3,2	3,9	4,7	5,5	6,3	7,6	9,0	1,1	1,2	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0
5,0	-	-	3,7	4,5	5,2	6,1	7,2	8,5	1,0	1,2	1,3	1,4	1,9	2,4	2,8
6,0	-	-	-	-	5,0	5,9	6,9	8,1	9,7	1,1	1,2	1,3	1,8	2,3	2,7
8,0	-	-	-	-	-	-	-	7,7	9,2	1,0	1,2	1,3	1,7	2,2	2,6
10,0	-	-	10^{-4} m/s	-	-	-	-	-	-	9,7	1,1	1,2	1,6	2,1	2,5
12,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	2,0	2,4

Abbildung 23: Diagramm zum Ablesen von k_f -Werten nach *BEYER*

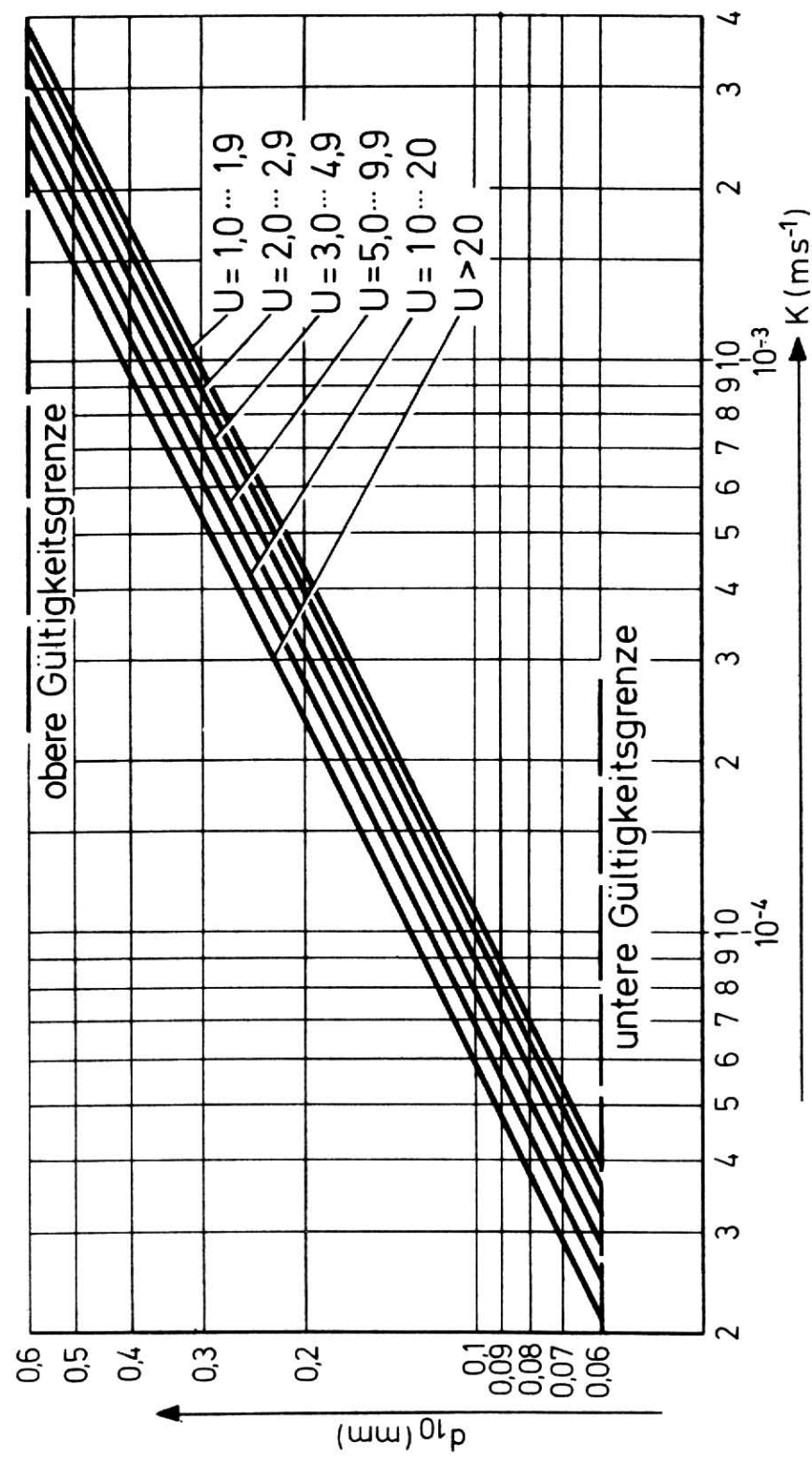


Abbildung 24: Tabelle zum Ablesen von k_f -Werten nach BEYER

3.4.3 Differentialgleichung der Grundwasserströmung

Kontinuitätsgesetz (instationäre Form)

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = (\alpha + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (65)$$

Gesetz von *DARCY*

$$\begin{aligned} v_x &= k_f \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= k_f \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= k_f \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (66)$$

$$\begin{aligned} k_f \left(\frac{\partial}{\partial x} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) &= (\alpha + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \\ k_f \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) &= (\alpha + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \end{aligned} \quad (67)$$

LAPLACE-Operator Δ (in internationaler Literatur oft mit ∇^2 bezeichnet)

$$f(x, y, z) \rightarrow \Delta f = \nabla^2 f = \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} \quad (68)$$

$$\Delta h = \frac{1}{k_f} \cdot (\alpha + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (69)$$

$$\Delta h = \frac{1}{k_f} \cdot \gamma \cdot (\alpha + n\beta) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (70)$$

Differentialgleichung für gespannte Grundwasserleiter

spezifischer Speicherkoeffizient S_s :

$$S_s = \gamma \cdot (\alpha + n\beta) \quad (71)$$

Einheit $[\frac{1}{m}]$

Speicherkoeffizient S :

$$S = S_s \cdot M \quad (72)$$

Einheit $[]$

M = wassererfüllte Mächtigkeit des Grundwasserleiters

Transmissivität T :

$$T = M \cdot k_f \quad (73)$$

Einheit $[\frac{m^2}{s}]$

instationäre Grundwasserströmung:

$$\Delta h = \frac{S}{T} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (74)$$

stationäre Grundwasserströmung: $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$

$$\Delta h = 0 \quad (75)$$

Differentialgleichung für halbgespannte Grundwasserleiter

$$\Delta h + \frac{h_1 - h}{B_1^2} + \frac{h_2 - h}{B_2^2} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (76)$$

h = Höhe des Druckspiegels im halbgespannten Grundwasserleiter

h_1 = Höhe des Druckspiegels in der hangenden, semipermeablen Schicht

h_2 = Höhe des Druckspiegels in der liegenden, semipermeablen Schicht

B_1, B_2 = Leakage-Faktor der hangenden bzw. liegenden, semipermeablen Schicht

Leakage-Faktor B :

$$B = \sqrt{T \cdot \frac{M'}{k'_f}} = \sqrt{M \cdot k_f \cdot \frac{M'}{k'_f}} \quad (77)$$

T = Transmissivität

M = wassererfüllte Mächtigkeit des halbgespannten Grundwasserleiters

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert des halbgespannten Grundwasserleiters

M' = wassererfüllte Mächtigkeit der semipermeablen Schicht

k'_f = Durchlässigkeitsbeiwert der semipermeablen Schicht

Differentialgleichung für ungespannte Grundwasserleiter

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial z^2} = 2 \cdot \frac{n_{sp}}{k_f} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - 2 \cdot \frac{N}{k_f} \quad (78)$$

n_{sp} = speicherwirksame Porosität

N = Grundwasserneubildung

Linearisierung nach *Forchheimer* für $\frac{\partial h}{\partial t} \ll 1$:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{n_{sp}}{k_f \cdot h} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{N}{k_f \cdot h} \quad (79)$$

4 Pumpversuche

4.1 Allgemeine Grundlagen

4.1.1 Definition

nach DIN 4049-3 „zeitlich begrenzte Entnahme von Grundwasser aus einem oder mehreren Brunnen zur Bestimmung geohydraulischer Kenngrößen und entnahmebedingter Veränderungen der Grundwasserbeschaffenheit“

4.1.2 Aufgaben und Arten von Pumpversuchen

Unterscheidung nach Aufgabe

- **„Aquifertests“** zur Bestimmung der hydraulischen Kennwerte eines Grundwasserleiters
- **Brunnentests** zur Ermittlung der Brunnenleistung

Unterscheidung nach Durchführung

- **stationäre Pumpversuche**
- **instationäre Pumpversuche**

Unterscheidung nach Dauer

- **Kurzzeitpumpversuche**
- **Langzeitpumpversuche**

Unterscheidung nach Zielsetzung

- Vor- oder Zwischenpumpversuche
- Pumpversuche für hydrologische Untersuchungen
- Pumpversuche zum Leistungsnachweis von Brunnen
- Pumpversuche an Mehrbrunnenanlagen
- Pumpversuche zur Überwachung von Betriebsbrunnen und Meßstellen (Pumptests)
- Pumpversuche zur Ermittlung von Wasserführung und -beschaffenheit

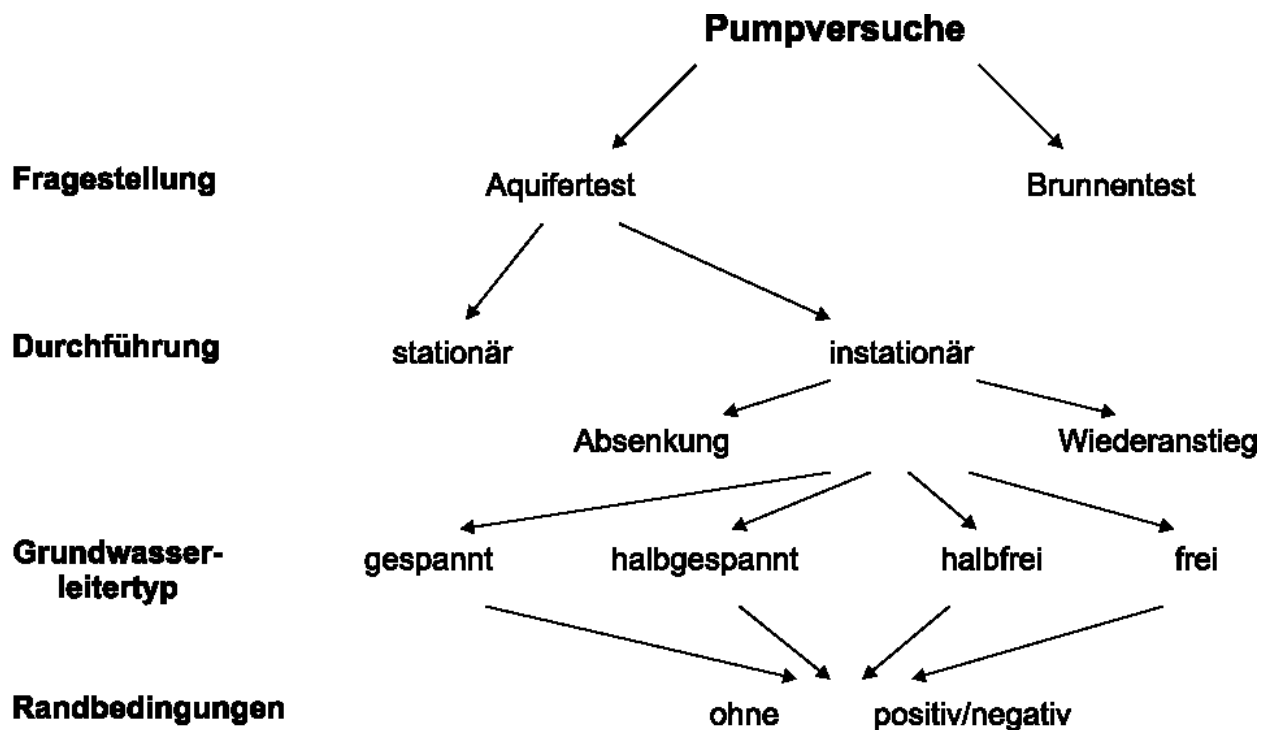


Abbildung 25: Gliederung von Pumpversuchen

4.1.3 Vorerhebungen

Allgemeine Erhebungen

- Fragestellung und Ziel des Pumpversuchs
- Auswahl der räumlichen Lage des Untersuchungsgebiets
- Berücksichtigung von Topographie, Morphologie und Eigentumsverhältnissen
- Berücksichtigung von Infrastruktur (Bebauung, Anfahrtswege, Stromanschluß, Kanalisation usw.)
- Feststellung und Erfassung bereits vorhandener Grundwasseraufschlüsse (Brunnen, Meßstellen, Quellen etc.) hinsichtlich Eigentümer, Lage, technischer Daten (Ausbau, Durchmesser, Material, Filter, Höhenlage) usw.

Hydrologische und hydrogeologische Erhebungen

- Sammlung und Auswertung bereits vorhandener Daten (Grundwasserhöhe, Flurabstand, hydraulische Gradienten, Fließrichtung, Absenkung, Entnahmemengen, Zuflüsse, Abflüsse, Niederschlag, Art des Grundwasserleiters, k_f -Werte, Transmissivitäten, Speicherkoeffizienten usw.)
- Aufnahme neuer Daten (z. B. langfristige Aufzeichnung von Wasserständen)

Erhebungen hinsichtlich der Wasserbeschaffenheit

- Ermittlung physikalischer Kennwerte (Temperatur, Leitfähigkeit)
- Ermittlung chemischer Kennwerte (pH, Eh, Kationen, Anionen, org. Verbindungen)
- Ermittlung biologischer Kennwerte (Bakterien, Keime etc.)

Geologische Erhebungen

- Genaue lithologische Einordnung von Grundwasserleiter und hangenden bzw. liegenden Schichten
- Mächtigkeit und laterale Ausdehnung
- Korngrößenanalysen
- Lagerungsverhältnisse und Tektonik (z. B. hydraulische Kurzschlüsse)

4.2 Einrichtung des Pumpversuchs

4.2.1 Versuchsbrunnen (Entnahmebrunnen)

Lage

- homogene, für den gesamten Grundwasserleiter repräsentative hydraulische Verhältnisse
- nicht im Einflußbereich von anderen Brunnen (Überlagerung), Infiltration (positive Randbedingungen) oder undurchlässigen Rändern (negative Randbedingungen), es sei denn genau diese Einflüsse sollen untersucht werden
- kein oder nur geringes Grundwasser- bzw. Druckgefälle
- nicht zu nahe an Straßen und Eisenbahnlinien, da Erschütterungen vor allem in gespannten Grundwasserleitern zu erheblichen Schwankungen des Grundwasserspiegels führen können
- gute Erreichbarkeit für Personal und Material, Anbindung an Strom und evtl. Kanalisation

Durchmesser, Tiefe und Verfilterung

- abhängig von den jeweiligen Gegebenheiten
- Durchmesser: groß genug für Filterkies, Rohr, Pumpe und/oder Meßgeräte, allgemein gilt: je größer desto besser aber auch teurer
- Tiefe: im Idealfall vollkommener Brunnen, d. h. über gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters

- Verfilterung von der Sohle bis mindestens 75 % der Mächtigkeit des Grundwasserleiters (Gültigkeit verschiedener Auswertverfahren sonst nicht hinreichend gewährleistet), bei freien Grundwasserleitern nicht über die Grundwasseroberfläche hinaus, da sonst Zutritt von Luft (Sauerstoff), führt zu Verockerung, Versinterung sowie Korrosion von Metallteilen
- Filtermaterial möglichst grob (ideale Wasseranströmung zum Brunnen), gleichzeitig möglichst fein (Ausfiltern von Feinmaterial, das die Pumpe verstopfen kann) → Mittelweg

4.2.2 Beobachtungsbrunnen (Meßstellen)

Lage und Anzahl

- Lage relativ zu Entnahmebrunnen: mindestens eine Referenz-Meßstelle außerhalb des Einflußbereichs zur Erfassung natürlicher Grundwasserschwankungen während des Pumpversuchs, im Absenkbereich mindestens 1 bis 2 (je nach Auswertungsverfahren) Meßstellen, besser 4 oder mehr
- Lage relativ zueinander: gestaffelter Abstand, gleichmäßige Erfassung des gesamten Absenktrichters, ideal für die Auswertung sind logarithmisch äquidistante Entfernungen (z. B. 1 m, 10 m, 100 m ...) zum Entnahmebrunnen
- Lage zum Grundwassergefälle: bei nur geringem oder keinem Grundwassergefälle beliebig, bei stärkerer Grundwasserströmung in der An- und Abstromachse sowie im 90°-Winkel dazu

Durchmesser, Tiefe und Verfilterung

- Durchmesser möglichst klein (reagiert schneller auf Grundwasserspiegeländerungen), aber groß genug für Meßgeräte
- Tiefe: nicht unbedingt bis zur Sohle des Grundwasserleiters, muß aber die maximale Absenkung noch erfassen
- Verfilterung: nicht über die gesamte Mächtigkeit nötig (im brunnennahen Bereich und bei geringen Durchlässigkeiten, dann aber Korrekturen nötig)

4.2.3 Technische Einrichtungen

- Stromversorgung (Netzanschluß oder Generator)
- Kanalisation, Vorfluter, Schlauch zur Ableitung des geförderten Wassers, da dies v. a. bei freien Grundwasserleitern dem System vollständig entzogen werden muß
- geeignete Pumpe
- Vorrichtung zur Messung der Entnahmemenge (Wasseruhr, Venturi-Rohr etc.)
- Geräte zur Messung der Grundwasserhöhe (Drucksonde, Lichtlot)
- evtl. Meßgeräte für Temperatur, Leitfähigkeit, Luftdruck etc., Gefäße für Wasserproben
- evtl. Licht für Messungen bei nacht

4.3 Ablauf des Pumpversuchs

4.3.1 Geodätisches Meßprogramm

- Einmessen der Beobachtungsbrunnen und der Versuchsbrunnen an ihrer Oberkante auf absolute Höhe über NN oder einen Fixpunkt auf ca. 1-5 mm genau
- Messung der Abstände zwischen Entnahmebrunnen und Meßstellen auf ca. 0,5 %
- evtl. Bestimmung von Durchmesser, Tiefe und Filterstrecken der Brunnen

4.3.2 Wasserstände und Entnahmemenge

Wasserstände

Messung vor Versuchsbeginn sowie bei

- **stationären Pumpversuchen** mehrmals, so lange bis die Absenkung konstant bleibt
- **instationären Pumpversuchen** kontinuierlich mit abnehmender Häufigkeit

Entnahmemenge

- ständige Kontrolle mithilfe von Wasseruhr, Venturi-Rohr, Meßwehr oder Meßbehältern
- idealerweise sollte Entnahmemenge während des ganzen Versuchs konstant sein, da dies die Auswertung wesentlich erleichtert

BWWV		DVGW		Krusemann & de Ridder	
Zeit nach Pumpbeginn	Mefintervall	Zeit nach Pumpbeginn	Mefintervall	Zeit nach Pumpbeginn	Mefintervall
0-10 min	1 min	0-10 min	1 min	0-2 min	10 s
10-30 min	2 min	10-60 min	5 min	2-5 min	30 s
30-60 min	5 min	60-180 min	10 min	5-15 min	1 min
60-120 min	10 min	180-300 min	30 min	15-50 min	5 min
120-180 min	20 min	>300 min	60 min	50-100 min	10 min
>180 min	60 min			100 min - 5 h	30 min
				5-48 h	60 min
				48 h - 6 d	8 h
				> 6 d	24 h

Tabelle 1: Verschiedene Empfehlungen für Mefintervalle von Wasserständen bei instationären Pumpversuchen

4.3.3 Dauer des Pumpversuchs

- je nach Fragestellung und hydraulischen Eigenschaften des Grundwasserleiters sehr unterschiedlich
- i. d. R. Pumpen bis stationärer Zustand erreicht (Absenkungsphase) bei instationärem Pumpversuch dann nochmals 12 bis 24 h („Beharrungszeit“), danach Abstellen der Pumpe und Beobachtung des Wiederanstiegs (Wiederanstiegsphase)
- evtl. mehrfache Wiederholung (Stufenpumpversuch) mit verschiedenen Entnahmemengen und mehr oder weniger langem Wiederanstieg (Erholungsphasen)
- typische Dauer von Pumpversuchen zwischen 24 h und 72 h, manchmal bis eine Woche, Ausnahmen bilden nur Langzeitpumpversuche (bis mehrere Jahre) und Kurzpumpversuche (ca. 1 h)

4.4 Zusammenfassung und Aufzeichnung der Daten

Lagepläne in denen die Lage aller Brunnen maßstabgetreu, deren Höhe über NN sowie weitere wichtige Informationen (Vorfluter, Quellen, Straßen usw.) enthalten sind

Bohrprofile aller Entnahme- und Beobachtungsbrunnen

z. B. in einem DIN-Formblatt (DIN 4023), mit Angaben über Bodenart, Durchmesser, Tiefe, Verfilterung usw. der Bohrungen sowie Ruhewasserstand und im Entnahmehrbrunnen Lage der Pumpe

Tabellen der Wasserstände mit Wasserstand über NN und Uhrzeit bzw. Zeit nach Pumpbeginn für den Entnahmebrunnen und alle Meßstellen

Wasserstands-Zeit-Diagramm und/oder Wasserstands-Entfernungs-Diagramm: Auftragen der Wasserstände gegen die Zeit von einer oder mehreren Meßstellen, bzw. Auftragen von Wasserständen gegen die Entfernung zum Entnahmebrunnen, je nach Auswertungsverfahren

Förderleistungs-Diagramm der Pumpe

hydro(geo)logische Schnitte in denen Grundwasserleiter, hangende und liegende Schichten sowie der Absenktrichter eingezeichnet werden

Grundwassergleichenpläne zu verschiedenen Zeiten (vor Pumpbeginn, bei stationärem Zustand usw.)

Differenzenpläne der Grundwassergleichen von höchsten zu niedrigsten Wasserständen

Spezialpläne z. B. Veränderung von Temperatur oder Chemiesmus während des Pumpversuchs

4.5 Auswertung von Pumpversuchen

Auswertung abhängig von

- Durchführung des Pumpversuchs (Strömungsbedingungen)
 - stationär
 - instationär
- Grundwasserleiter-Typ
 - gespannt
 - frei
 - halbgespannt
 - halbfrei
- Randbedingungen
 - ohne Randbedingungen
 - mit Randbedingungen
 - * positive
 - * negative

4.5.1 Stationäre Strömungsbedingungen – *DUPUIT-THIEM*'sche Gleichung

Annahmen:

1. Der Grundwasserleiter ist *seitlich unbegrenzt*.
2. Der Grundwasserleiter ist *homogen und isotrop*.
3. Die Grundwasserströmung ist *stationär*.
4. Der Wasser- bzw. Druckspiegel ist vor Pumpbeginn *horizontal*.
5. Die Entnahmemenge ist *konstant*.
6. Der Brunnen ist ein *vollkommener Brunnen*, d. h. er erfaßt die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters.
7. Es gilt das Gesetz von *DARCY*.
8. Der Grundwasserleiter spricht unmittelbar und nicht verzögert auf Druckveränderungen an.

Gespannte Grundwasserleiter

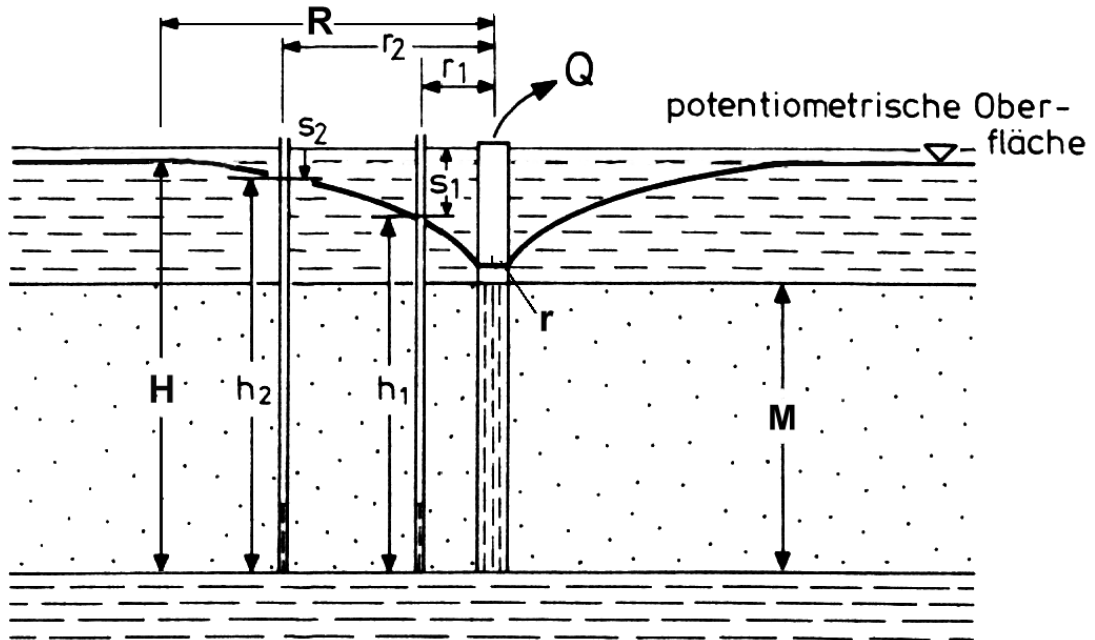


Abbildung 26: Situation vor und während eines stationären Pumpversuchs im gespannten Grundwasserleiter

$$Q = v_f \cdot A = k_f \cdot I \cdot A = k_f \cdot \frac{dh}{dr} \cdot 2\pi r \cdot M \quad (80)$$

$$h = \frac{Q}{2\pi \cdot M \cdot k_f} \cdot \ln r + C \quad (81)$$

Spezieller Fall $h = H$ und $r = R$

$$C = H - \frac{Q}{2\pi \cdot M \cdot k_f} \cdot \ln \frac{R}{r} \quad (82)$$

$$h = \frac{Q}{2\pi \cdot M \cdot k_f} \cdot \ln \frac{R}{r} + H - \frac{Q}{2\pi \cdot M \cdot k_f} \cdot \ln \frac{R}{r} \quad (83)$$

DUPUIT'sche Gleichung für gespannte Grundwasserleiter:

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot 2M \cdot \frac{H - h}{\ln \frac{R}{r}} \quad (84)$$

Problem: Reichweite des Absenktrichters R schwer bestimmbar

Näherungslösung: empirische Formel von *SICHARDT*

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f} \quad (85)$$

→ *THIEM*sche Vereinfachung der *DUPUIT'schen Gleichung*:
benutzt statt H und R zwei beliebige Druckhöhen h_1 und h_2 , im
Abstand r_1 und r_2

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot 2M \cdot \frac{h_2 - h_1}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (86)$$

$$h = H - s$$

$$h_2 - h_1 = s_1 - s_2 = \Delta s \quad (87)$$

THIEM'sche Gleichung für gespannte Grundwasserleiter:

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot 2M \cdot \frac{\Delta s}{\ln \frac{r_2}{r_1}} = 2\pi \cdot T \cdot \frac{\Delta s}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (88)$$

Auswertung:

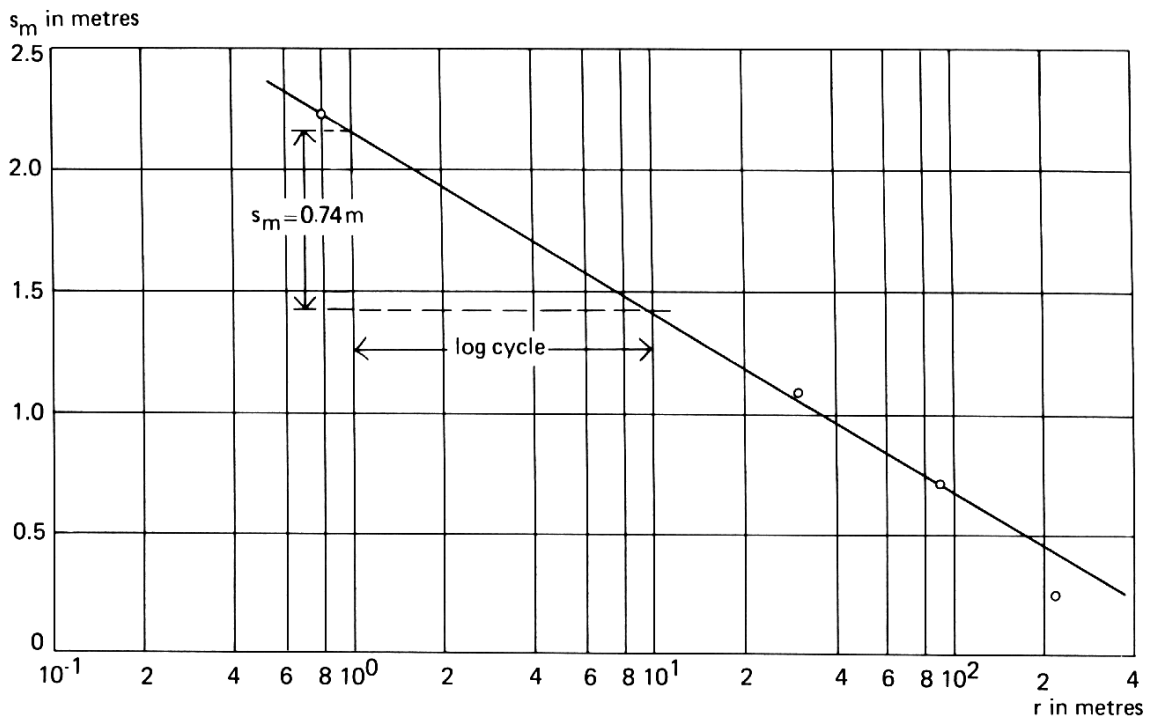


Abbildung 27: Auswertung eines Pumpversuches nach *DUPUIT-THIEM*

$$Q = \frac{2\pi \cdot T}{2,30} \cdot \frac{\Delta s}{\lg \frac{r_2}{r_1}} \quad (89)$$

Auftragen von s gegen $\lg r$ (halblogarithmisch) \rightarrow logarithmische Gerade

Für $\frac{r_2}{r_1} = 10$ ist $\lg \frac{r_2}{r_1} = 1$

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{2\pi \cdot \Delta s} \quad (90)$$

Freie Grundwasserleiter

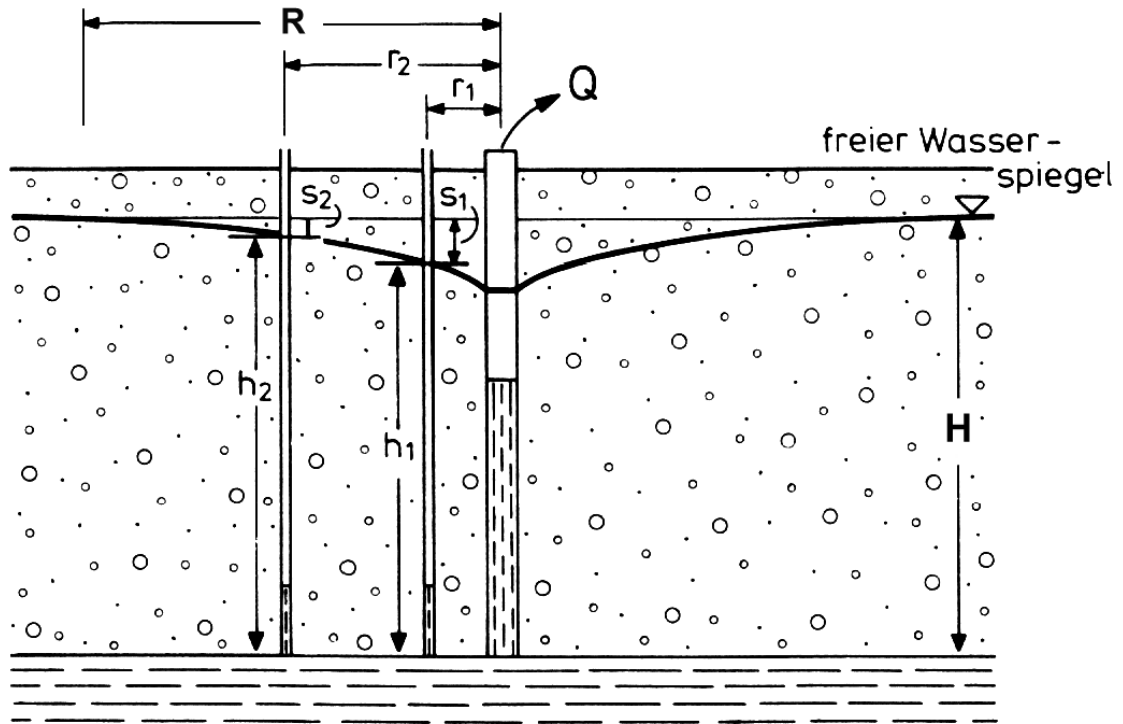


Abbildung 28: Situation vor und während eines stationären Pumpversuchs im freien Grundwasserleiter

$$Q = v_f \cdot A = k_f \cdot I \cdot A = k_f \cdot \frac{dh}{dr} \cdot 2\pi r \cdot h \quad (91)$$

$$h \, dh = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \frac{1}{r} \, dr \quad (92)$$

$$\frac{1}{2} h^2 = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \ln r + C \quad (93)$$

$$C = \frac{1}{2} h^2 - \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \ln r \quad (94)$$

Spezieller Fall $h = H$ und $r = R$

$$\frac{1}{2} H^2 = \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \ln R + \frac{1}{2} h^2 - \frac{Q}{2\pi \cdot k_f} \cdot \ln r \quad (95)$$

DUPUIT'sche Gleichung für freie Grundwasserleiter:

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}} \quad (96)$$

THIEM'sche Vereinfachung der DUPUIT'schen Gleichung (siehe gespannter GWL)

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (97)$$

$$h = H - s$$

$$\begin{aligned} h_2^2 - h_1^2 &= H^2 - 2Hs_2 + s_2^2 - H^2 + 2Hs_1 - s_1^2 \\ &= 2H \left(\left(s_1 - \frac{s_1^2}{2H} \right) - \left(s_2 - \frac{s_2^2}{2H} \right) \right) \end{aligned} \quad (98)$$

Definition: *korrigierte Absenkungen* s_1' und s_2' :

$$s_1' = \left(s_1 - \frac{s_1^2}{2H} \right) \quad (99)$$

$$s_2' = \left(s_2 - \frac{s_2^2}{2H} \right) \quad (100)$$

THIEM'sche Gleichung für freie Grundwasserleiter:

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot 2H \cdot \frac{\Delta s'}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (101)$$

Auswertung graphisch analog zum gespannten Grundwasserleiter unter Verwendung der korrigierten Absenkungen (statt der gemessenen) mit der Formel

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{2\pi \cdot \Delta s'} \quad (102)$$

Weitere Vereinfachung für kleine Absenkungsbeträge ($s \leq 15\% \ M$):

$$h_2^2 - h_1^2 = \underbrace{(h_2 + h_1)}_{\approx 2H} \underbrace{(h_2 - h_1)}_{=s_1 - s_2} \quad (103)$$

und

$$H = M$$

$$Q = k_f \cdot \pi \cdot 2M \cdot \frac{\Delta s}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (104)$$

4.5.2 Instationäre Strömungsbedingungen - *THEIS*'sche Gleichung

Annahmen:

1. Der Grundwasserleiter ist *seitlich unbegrenzt*.
2. Der Grundwasserleiter ist *homogen und isotrop*.
3. Die Grundwasserströmung ist *instationär*, d. h. die Absenkung und der hydraulische Gradient ändern sich mit der Zeit.
4. Der Wasser- bzw. Druckspiegel ist vor Pumpbeginn *horizontal*.
5. Die Entnahmemenge ist *konstant*.
6. Der Brunnen ist ein *vollkommener Brunnen*, d. h. er erfaßt die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters.
7. Es gilt das Gesetz von *DARCY*.
8. Der Grundwasserleiter spricht unmittelbar und nicht verzögert auf Druckveränderungen an.

Gespannte Grundwasserleiter

Brunnengleichung von *THEIS*:

$$\begin{aligned}s(u) &= -\frac{Q}{4\pi T} \int_{\frac{r^2 S}{4tT}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \\&= \frac{Q}{4\pi T} (-Ei(-u)) \\&= \frac{Q}{4\pi T} W(u)\end{aligned}\tag{105}$$

mit s = Absenkung [m]

Q = Entnahmemenge [$\frac{m^3}{s}$]

T = Transmissivität [$\frac{m^2}{s}$]

$u = \frac{r^2 S}{4tT}$

r = Entfernung zum Entnahmebrunnen [m]

S = Speicherkoeffizient []

t = Zeit [s]

Ei = Exponential-Integral

Brunnenfunktion von *THEIS*:

$$W(u) = (-Ei(-u)) = \int_{\frac{r^2 S}{4tT}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du\tag{106}$$

Exponential-Integral-Funktion, läßt sich in eine konvergente Reihe entwickeln:

$$W(u) = \left(-0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \right) \quad (107)$$

Explizite Lösung der *THEIS*-Gleichung nicht möglich, da T als Unbekannte sowohl im Argument der Funktion als auch im Nenner des Integrals steht.

→ graphischen Näherungslösung: *Typkurven-Verfahren*

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \Leftrightarrow \quad \lg s = \left[\lg \frac{Q}{4\pi T} \right] + \lg W(u) \quad (108)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4tT} \quad \Leftrightarrow \quad \lg \frac{t}{r^2} = \left[\lg \frac{S}{4T} \right] + \lg \frac{1}{u} \quad (109)$$

Ausdrücke in eckigen Klammern sind konstant \rightarrow

$$\lg W(u) + \text{Konstante} = \lg s$$

$$\lg \frac{1}{u} + \text{Konstante} = \lg \frac{t}{r^2}$$

Auftragen von $\lg W(u)$ gegen $\lg \frac{1}{u}$ und $\lg s$ gegen $\lg \frac{t}{r^2}$

\rightarrow beide Kurven identisch und nur um den Betrag $\lg \frac{Q}{4\pi T}$ auf der $W(u)$ - bzw. s -Achse und $\lg \frac{S}{4T}$ auf der $\frac{1}{u}$ - bzw. $\frac{t}{r^2}$ -Achse parallel gegeneinander verschoben

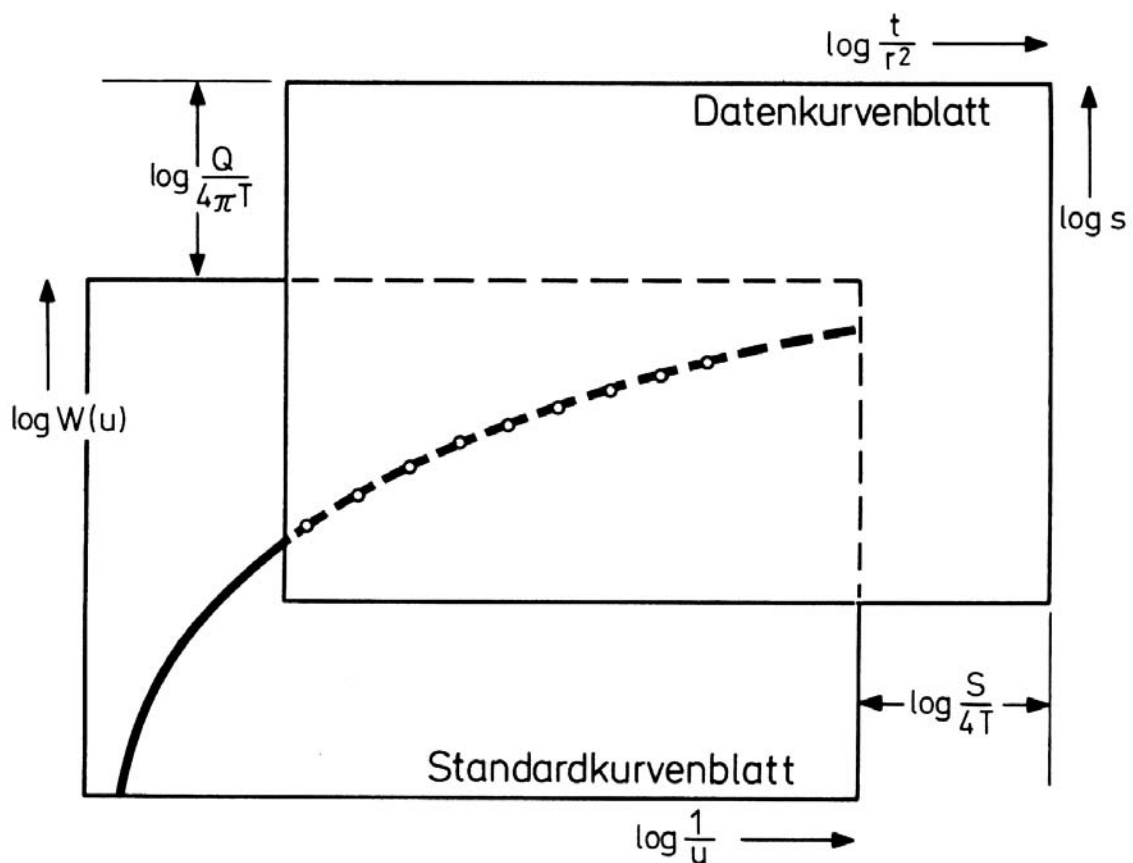


Abbildung 29: Auswertung eines Pumpversuches nach *THEIS*

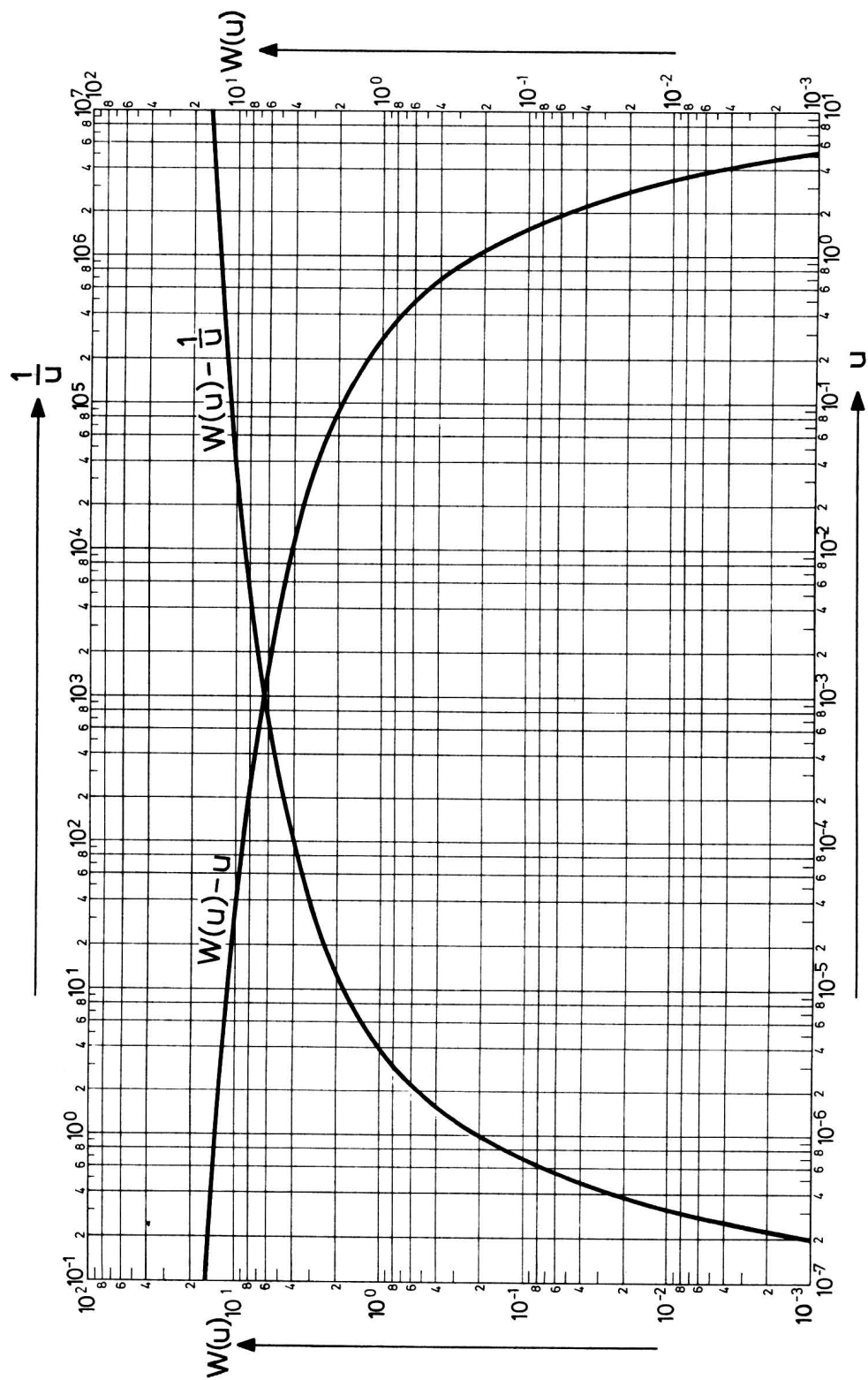


Abbildung 30: Typkurve der Brunnenfunktion von *THEIS*

Auswertungsschritte:

1. Erstellen einer Typkurve (oder Standardkurve) der *THEIS*'schen Brunnenfunktion durch Auftragen von $W(u)$ gegen $\frac{1}{u}$ auf doppelt-logarithmischem Papier. (Seltener wird statt $lg \frac{1}{u}$ auch $lg u$ oder $lg \sqrt{u}$ verwendet. Dann muß Gleichung (109) entsprechend so umgeformt werden, daß $lg u$ bzw. $lg \sqrt{u}$ den letzten Summand ergibt.)
2. Erstellen der Datenkurve durch Auftragen von s gegen $\frac{t}{r^2}$ auf doppelt-logarithmischem Transparentpapier.
3. Beide Kurven zur Deckung bringen.
4. Auswählen eines Punktes (*match point*) aus dem überlappenden Bereich beider Blätter. Dieser muß nicht unbedingt auf der Kurve selbst liegen.
5. Bestimmung der Koordinaten des Punktes $W_0(u)$, $\frac{1}{u_0}$ (davon den Kehrwert u_0 bilden), s und $\frac{t}{r^2}$.
6. Bestimmung von T und S mit folgenden Gleichungen

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W_0(u) \quad (110)$$

$$S = \frac{4tT}{r^2} u_0 \quad (111)$$

Freie Grundwasserleiter

Anwendung der Gleichung von *THEIS* auch für freie Grundwasserleiter möglich unter Verwendung der korrigierte Absenkung s'

$$s' = \left(s - \frac{s^2}{2H} \right) \quad (112)$$

Graphische Auswertung anhand des Typkurven-Verfahrens analog zum gespannten Grundwasserleiter, wobei alle gemessenen Absenkungen zunächst korrigiert und dann in allen Gleichungen die korrigierten Absenkungen verwendet werden.

4.5.3 Geradlinien-Verfahren nach *COOPER-JACOB*

Vereinfachung der *THEIS*-Gleichung von *COOPER & JACOB* (1946):

Für $u \leq 0,02$ (lange Pumpzeiten, kleine Entfernungen zum Entnahmebrunnen) kann die Brunnenfunktion von *THEIS* nach dem zweiten Glied mit hinreichender Genauigkeit abgebrochen werden.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (-0,5772 - \ln u) \quad (113)$$

Einsetzen von $u = \frac{r^2 S}{4tT}$, umformen in dekadischen Logarithmus:

$$s = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{2,25 \cdot Tt}{r^2 S} \quad (114)$$

Diese Gleichung ist Grundlage für das Geradlinien-Verfahren nach folgenden drei Methoden. Es gelten die gleichen Annahmen wie bei der *THEIS*-Gleichung.

Methode I: Zeit-Absenkungs-Verfahren

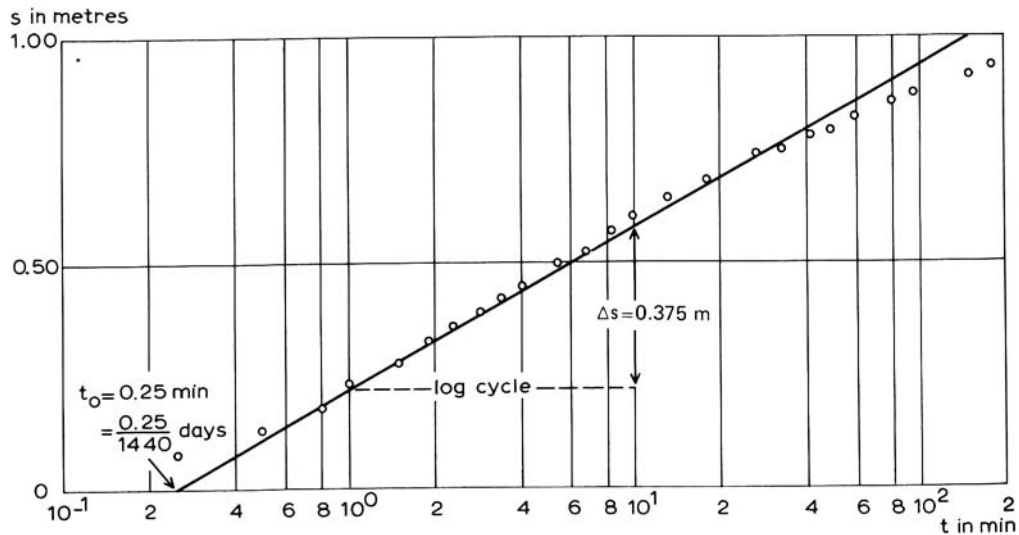


Abbildung 31: Geradenverfahren nach *COOPER-JACOB*, Zeit-Absenkungs-Verfahren

Betrachtung einer im Abstand r gelegenen Meßstelle: Messung der Absenkung s in Abhängigkeit zur Zeit t

→ s verhält sich zum Logarithmus von t linear, Auftragen von s gegen $\lg t$ ergibt eine Gerade

Bestimmung von T :

Zu zwei verschiedenen Zeiten t_1 und t_2 betragen die Absenkungen

$$s_1 = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{2,25 \cdot T t_1}{r^2 S} \quad (115)$$

$$s_2 = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{2,25 \cdot T t_2}{r^2 S} \quad (116)$$

$$s_2 - s_1 = \Delta s = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{t_2}{t_1} \quad (117)$$

Für $\frac{t_2}{t_1} = 10$ ist $\lg \frac{t_2}{t_1} = 1 \rightarrow$

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi \cdot \Delta s} \quad (118)$$

Bestimmung von S :

Verlängern der logarithmischen Gerade bis zur x-Achse \rightarrow Zeit t_0 ,
für die $s = 0$ ist

$$s = 0 = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{2,25 \cdot T t_0}{r^2 S} \quad (119)$$

$$\lg \frac{2,25 \cdot T t_0}{r^2 S} = 0 \quad (120)$$

$$\frac{2,25 \cdot T t_0}{r^2 S} = 1 \quad (121)$$

$$S = \frac{2,25 \cdot T t_0}{r^2} \quad (122)$$

Methode II: Abstands-Absenkungs-Verfahren

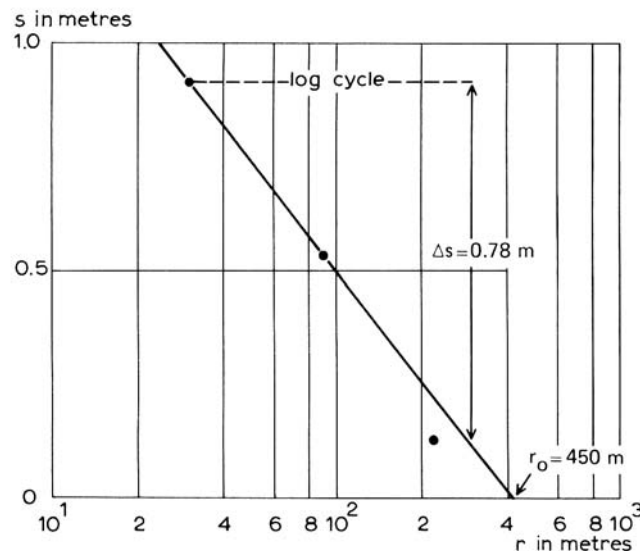


Abbildung 32: Geradlinienverfahren nach *COOPER-JACOB*, Abstands-Absenkungs-Verfahren

Betrachtung eines bestimmten Zeitpunkts t : Messung der Absenkung s in Abhängigkeit zum Abstand r

→ s verhält sich zum Logarithmus von $\frac{1}{r^2}$ linear

$$\begin{aligned}
 \lg \frac{1}{r^2} &= \lg 1 - \lg r^2 = 0 - \lg r^2 = -(\lg r \cdot r) \\
 &= -(\lg r + \lg r) = -2 \lg r
 \end{aligned} \tag{123}$$

→ s verhält sich auch zum Logarithmus von r linear, Auftragen von s gegen $\lg r$ ergibt eine Gerade

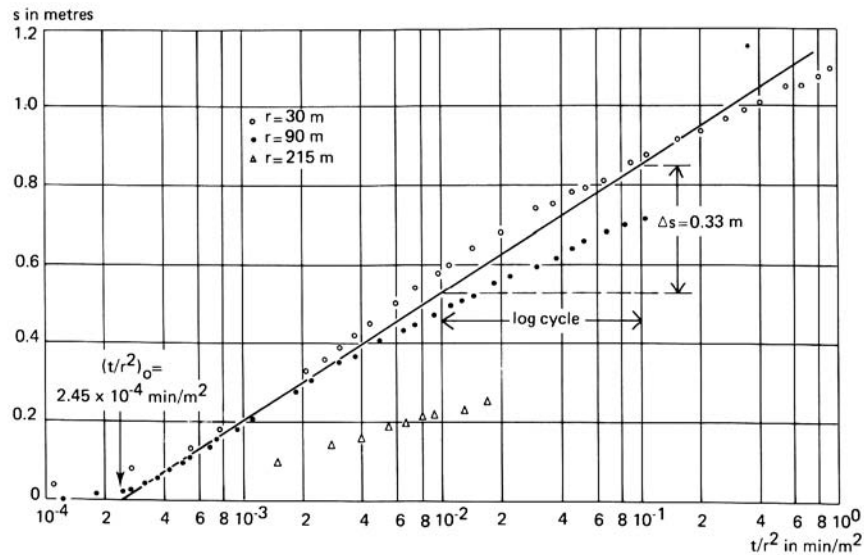
Bestimmung von T und S analog Methode I:

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{2\pi \cdot \Delta s} \quad (124)$$

für $lg \frac{r_2}{r_1} = 1$

$$S = \frac{2,25 \cdot Tt}{r_0^2} \quad (125)$$

Methode III: Abstands-Zeit-Absenkungs-Verfahren



Abbildungung 33: Geradlinienverfahren nach *COOPER-JACOB*, Abstands-Zeit-Absenkungs-Verfahren

s verhält sich zu $\lg t$ und zu $\lg \frac{1}{r^2}$ linear \rightarrow verhält sich auch zum Quotienten $\lg \frac{t}{r^2}$ linear, Auftragen von s gegen $\lg \frac{t}{r^2}$ ergibt eine Gerade

Bestimmung von T und S analog Methode I und II:

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi \cdot \Delta s} \quad (126)$$

für $\lg \left(\frac{t_2}{r_2^2} / \frac{t_1}{r_1^2} \right) = 1$,

$$S = 2,25 \cdot T \cdot \left(\frac{t}{r^2} \right)_0 \quad (127)$$

Geradlinien-Verfahren nach *COOPER-JACOB* unter Verwendung der korrigierten Absenkungen ebenfalls auf freie Grundwasserleiter anwendbar

4.5.4 Wiederanstiegsmethode nach *THEIS* und *JACOB*

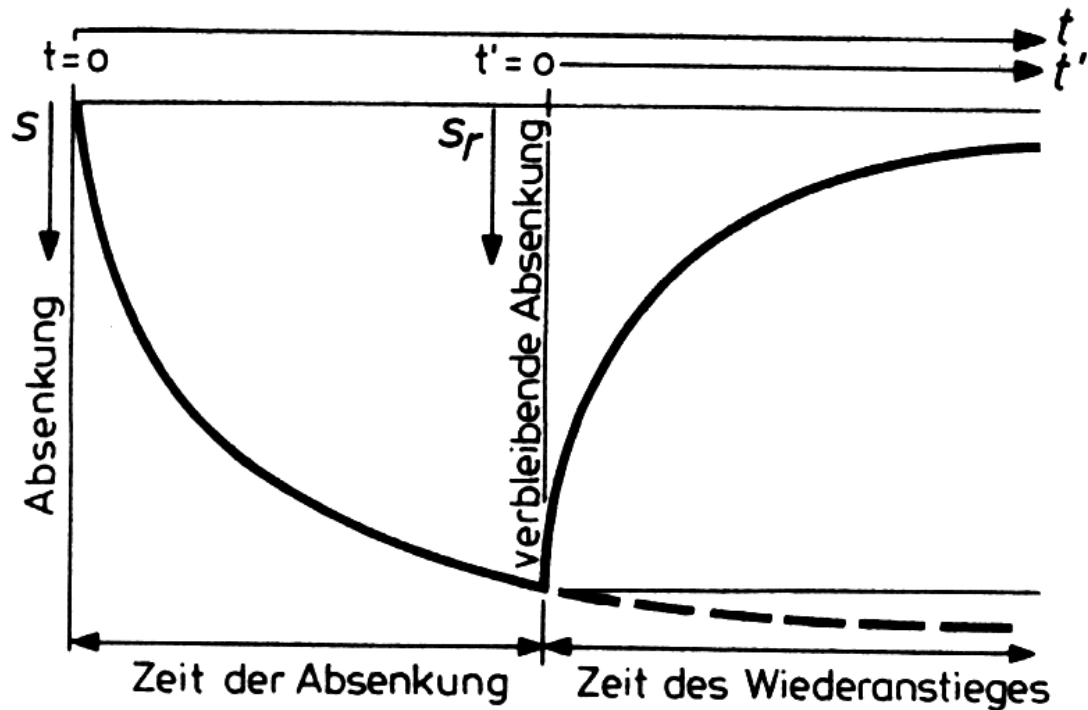


Abbildung 34: Zeit-Absenkungskurve für Absenkungs- und Wiederanstiegphase im Brunnen

Superpositionsprinzip: Absenkungs- bzw. Anstiegsträge zweier oder mehrere Brunnen addieren sich an jeder Stelle gerade

Wiederanstiegsphase:

Addition der Absenkung nach der *THEIS*-Formel

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) \quad (128)$$

mit der Entnahmemenge Q , beginnend zum Zeitpunkt $t = 0$,
und einer scheinbaren Injektion im gleichen Brunnen mit der Wassermenge Q beginnend zum Zeitpunkt des Pumpendes $t' = 0$, deren Anstiegsbetrag s' beträgt

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u') \quad (129)$$

Addition \rightarrow residuelle (verbleibende) Absenkung s_r

$$s_r = \left[\frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) + \left(-\frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u') \right) \right] \quad (130)$$

mit $u = \frac{r^2 S}{4tT}$

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

t = nach Pumpbeginn vergangene Zeit

t' = nach Pumpende vergangene Zeit

S = Speicherkoeffizient während der Absenkung

S' = Speicherkoeffizient während des Wiederanstiegs

Ausklammern der Konstanten, Entwicklung in konvergente Reihen, die mit hinreichender Genauigkeit nach den jeweils ersten beiden Gliedern abgebrochen werden können:

$$\begin{aligned}
 s_r &= \frac{Q}{4\pi T} \cdot (-0,5772 - \ln u - (-0,5772 - \ln u')) \\
 &= \frac{Q}{4\pi T} \cdot \ln \frac{u'}{u}
 \end{aligned} \tag{131}$$

Annahme: $S = S'$

$$s_r = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \cdot \lg \frac{t}{t'} \tag{132}$$

Bestimmung von $T \rightarrow$ Geradlinien-Verfahren (analog *Cooper & JACOB*)

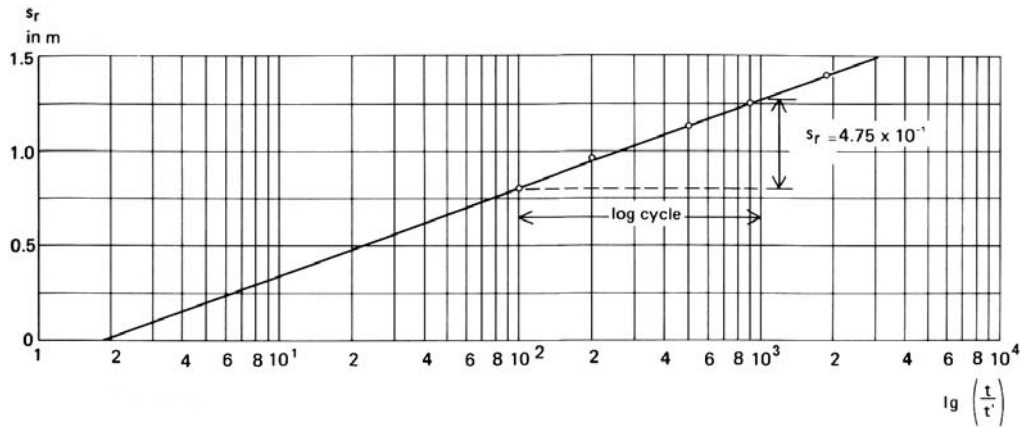


Abbildung 35: Bestimmung von T aus dem Wiederanstieg mit einem Geradlinien-Verfahren

Auftragen der residuellen Absenkung s_r gegen $lg \frac{t}{t'}$ ergibt logarithmische Gerade, für eine logarithmische Dekade ist $lg \frac{t}{t'} = 1$

$$\Delta s_r = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi T} \quad (133)$$

$$T = \frac{2,30 \cdot Q}{4\pi \Delta s_r} \quad (134)$$

Speicherkoeffizient mit der Wiederanstiegsmethode nicht bestimmbar.

Vorteile der Auswertung des Wiederanstiegs gegenüber der Auswertung der Absenkung:

- einfache Durchführung im Rahmen des Pumpversuchs ohne großen Mehraufwand
- starke Schwankungen in der Förderrate der Pumpe stören nicht, da für Q eine mittlere Förderrate eingesetzt werden kann, ohne daß ein großer Fehler entsteht
- Wiederanstieg kann auch im Brunnen selbst beobachtet werden, da weder Sickerstrecke noch Brunneneintrittsverluste die Werte der residuellen Absenkung beeinflussen

Mit Hilfe der Auswertung des Wiederanstiegs lassen sich außerdem einige qualitative Aussagen über den Grundwasserleiter treffen:

- Handelt es sich um einen homogenen, seitlich unbegrenzten Grundwasserleiter ohne Zuflüsse, so verläuft die logarithmische Gerade durch die Koordinaten $s_r = 0$ und $\frac{t}{t'} = 1$.
- Schneidet die Gerade $s_r = 0$ bei $\frac{t}{t'} > 2$, so bedeutet dies, daß während des Pumpversuchs positive Randbedingungen herrschten, d. h. Wasser in den Grundwasserleiter zufloß, so daß der Ausgangswasserspiegel schneller wieder erreicht wurde.
- Schneidet die Gerade $s_r = 0$ bei $1 < \frac{t}{t'} < 2$, hat sich der Speicherkoeffizient S bei der Absenkung irreversibel verringert, z. B. durch Kompression des Korngerüsts.
- Schneidet die Gerade die s_r -Achse im positiven Bereich, ist der Grundwasserleiter räumlich begrenzt, und die entnommene Wassermenge kann nicht wieder ausgeglichen werden, d. h. der Wasserspiegel, der sich nach Ende des Wiederanstiegs einstellt ist niedriger als der Ausgangswasserspiegel vor dem Pumpversuch.

4.5.5 Halbgespannter Grundwasserleiter nach *HANTUSH* und *WALTON*

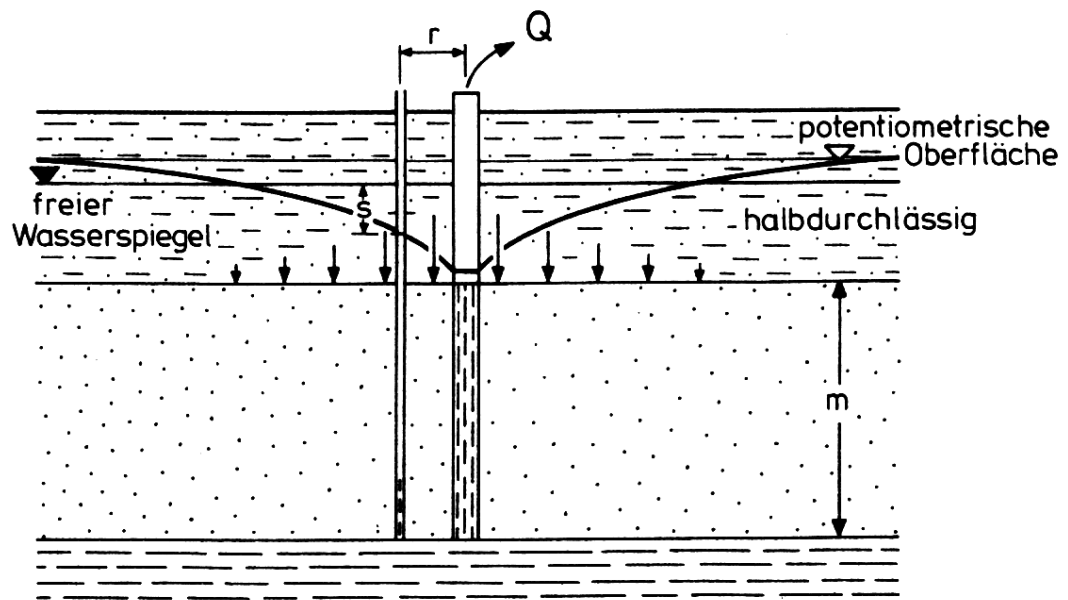


Abbildung 36: Pumpversuch in einem halbgespannten Grundwasserleiter

Brunnenformel für halbgespannte Grundwasserleiter nach *HANTUSH*:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad (135)$$

$$W\left(u, \frac{r}{B}\right) = \int_u^\infty \frac{1}{u} \cdot e^{\left(-u - \frac{r^2}{4B^2u}\right)} du \quad (136)$$

mit s = Absenkung [m]

Q = Entnahmemenge [$\frac{m^3}{s}$]

T = Transmissivität [$\frac{m^2}{s}$]

$u = \frac{r^2 S}{4tT}$

r = Entfernung zum Entnahmebrunnen [m]

S = Speicherkoeffizient []

t = Zeit nach Pumpbeginn [s]

B = Leakage-Faktor

$$B = \sqrt{T \cdot \frac{M'}{k'_f}} \quad (137)$$

Graphische Auswertung nach *WALTON*:

1. Erstellen einer Typkurvenschar der *HANTUSH*-Brunnenfunktion durch Auftragen von $\lg W(u, r/B)$ gegen $\lg \frac{1}{u}$ für verschiedene Werte von r/B
2. Erstellen der Datenkurve durch Auftragen von $\lg s$ gegen $\lg t$.
3. Anpassung der Datenkurve an die am besten passende Kurve der Typkurvenschar.
4. Auswählen eines Punktes (*match point*) aus dem überlappenden Bereich beider Blätter. Dieser muß nicht unbedingt auf der Kurve selbst liegen.
5. Bestimmung der Koordinaten des Punktes $W_0(u, r/B)$, $\frac{1}{u_0}$ (davon den Kehrwert u_0 bilden), s und t sowie r/B der ausgewählten Kurve.
6. Bestimmung von T und S mit folgenden Gleichungen

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W_0(u, r/B) \quad (138)$$

$$S = \frac{4tT}{r^2} u_0 \quad (139)$$

7. Bestimmung des Leakage-Faktors B direkt aus dem abgelesenen Wert r/B für den beobachteten Brunnen im Abstand r .

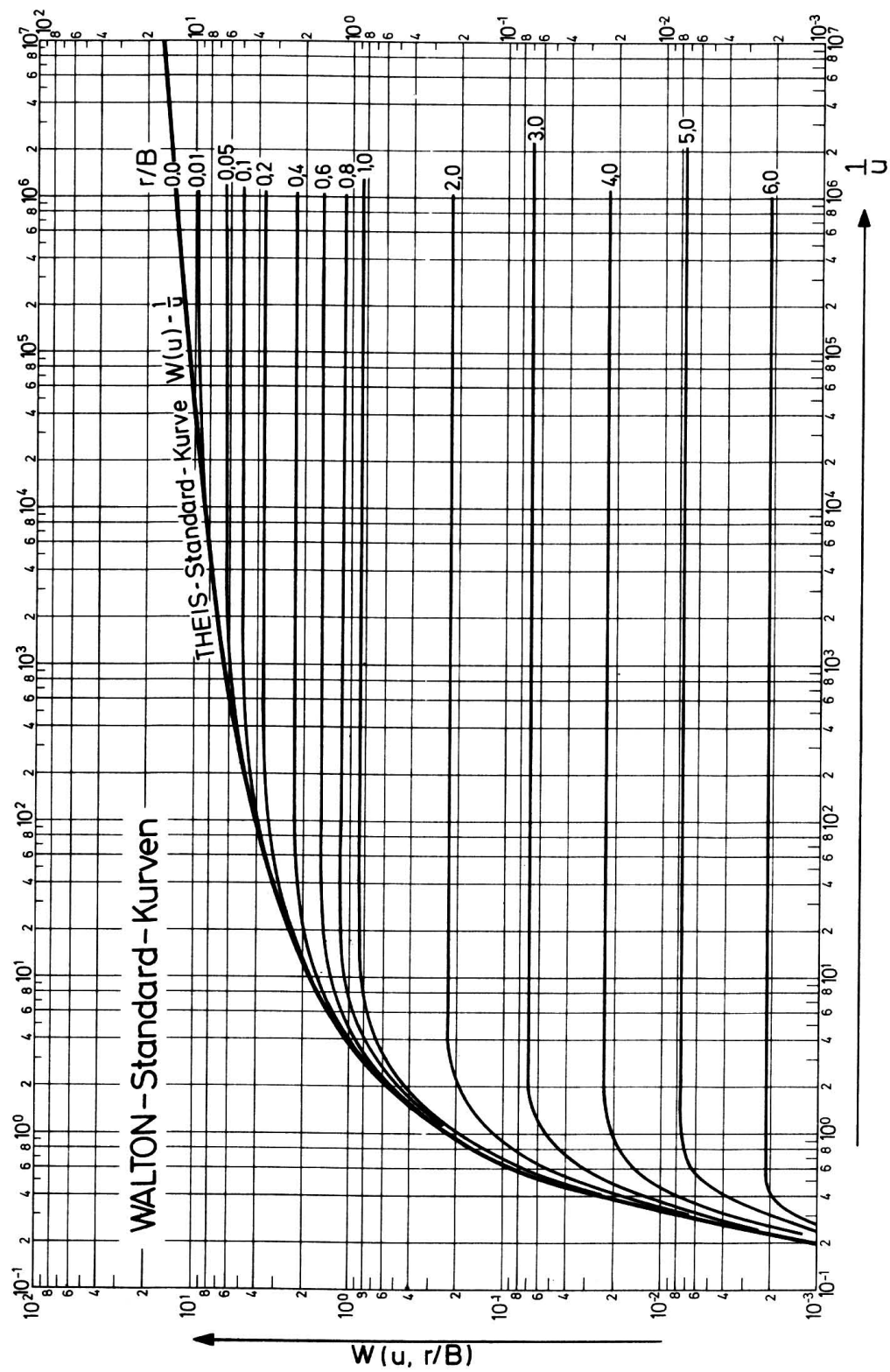


Abbildung 37: Typkurvenschar für die Modellfunktion nach WALTON

4.5.6 Halbfreier Grundwasserleiter nach NEUMAN

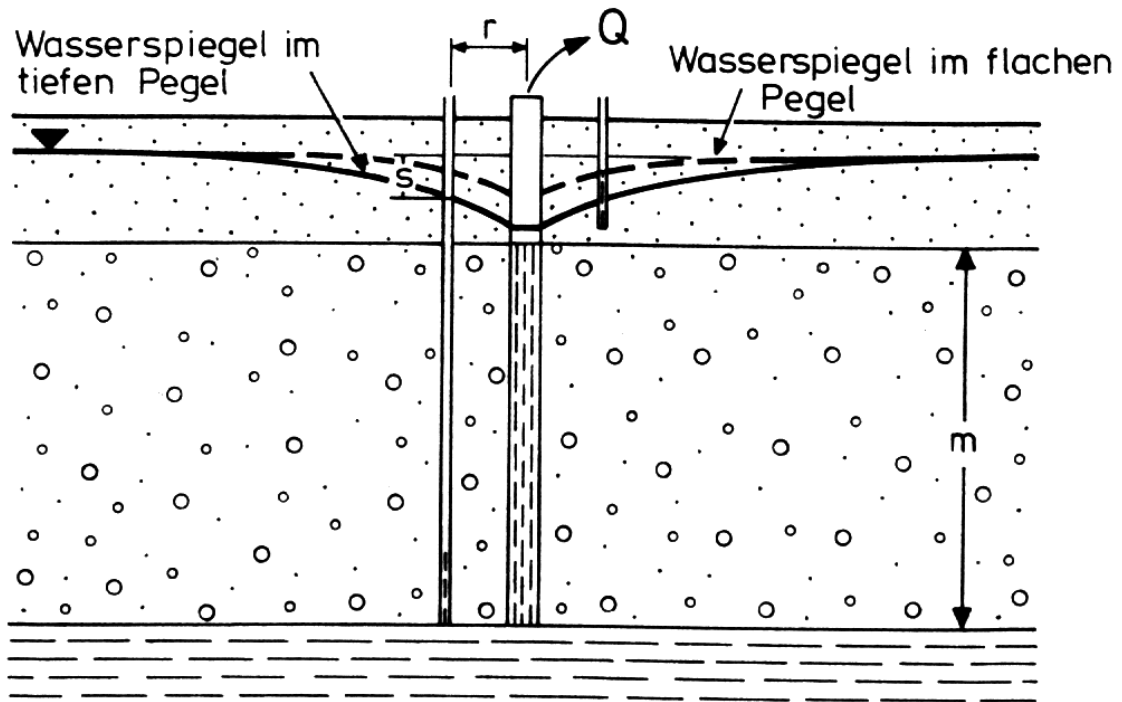


Abbildung 38: Pumpversuch in einem halbfreien Grundwasserleiter

Entleerung gliedert sich in drei Phasen:

1. Die Absenkung verläuft wie im gespannten Aquifer; das geförderte Wasser stammt aus der Druckentlastung des Wassers und aus der Kompression des Korngerüsts. Diese Phase dauert meist nur einige Minuten.
2. Es stellt sich durch ein der Leakage im halbgespannten Grundwasserleiter vergleichbares Nachtropfen aus der überlagernden Schicht ein pseudostationärer Zustand ein; die Absenkungskurve verflacht immer mehr. Diese Phase dauert im Bereich von Minuten bis zu einigen Stunden.

3. Die Entleerung hat nun den weniger durchlässigen oben liegenden Grundwasserleiter erreicht, die Absenkung steigt wieder stärker an (weshalb ein halbfreier Grundwasserleiter oft auch als „Grundwasserleiter mit verzögerter Entleerung“ und der Effekt als „verzögerte Porendränung“ bezeichnet wird). Die Absenkung verläuft nun wie in einem freien Grundwasserleiter und die Werte müssen zur Auswertung korrigiert werden.

Brunnenformel für halbfreie Grundwasserleiter nach *NEUMAN*:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u_A, u_B, \beta) \quad (140)$$

Brunnenfunktion W , abhängig von $u_A = \frac{r^2 S_A}{4tT}$ für die erste Phase, von $u_B = \frac{r^2 S_B}{4tT}$ für die dritte Phase und vom Parameter β :

$$\beta = \frac{r^2 \cdot k_{f,v}}{M^2 \cdot k_{f,h}} \quad (141)$$

Graphische Auswertung nach *NEUMAN*:

1. Erstellen einer Typkurvenschar der *NEUMAN*-Brunnenfunktion durch Auftragen von $W(u_A, \beta)$ gegen $1/u_A$ und $W(u_B, \beta)$ gegen $1/u_B$ doppeltlogarithmisch für verschiedene Werte von β
2. Erstellen der Datenkurve durch Auftragen von $\lg s$ gegen $\lg t$ für eine Meßstelle im Abstand r .
3. Achsenparallele Anpassung der Datenkurve in zwei Schritten:
 - (a) 1. Phase der Datenkurve an den $W(u_A, \beta)$ gegen $1/u_A$ -Teil der am besten passenden Kurve der Typkurvenschar anpassen und einen match point A aus diesem Bereich sowie den Wert β auswählen. Für den match point A $W_0(u_A, \beta)$, $1/u_{A0}$, s und t ablesen. Horizontale Transmissivität T_h (und daraus bei bekannter wassererfüllter Mächtigkeit horizontalen Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,h}$) und Speicherkoeffizient für die Phase 1 bestimmen mit den Gleichungen

$$T_h = \frac{Q}{4\pi s} W_0(u_A, \beta) \quad (142)$$

$$S_A = \frac{4tT_h}{r^2} u_{A0} \quad (143)$$

- (b) Anpassen der dritten Phase der Datenkurve an den $W(u_B, \beta)$ gegen $1/u_B$ -Teil der Typkurve mit dem *gleichen* β und match point B auswählen, für diesen $W_0(u_B, \beta)$,

$1/u_{B0}$, s und t ablesen. Horizontale Transmissivität T_h (bzw. horizontalen Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,h}$) und Speicherkoeffizient für Phase 3 berechnen

$$T_h = \frac{Q}{4\pi s} W_0(u_B, \beta) \quad (144)$$

$$S_B = \frac{4tT_h}{r^2} u_{B0} \quad (145)$$

Dabei sollte sich für T_h ungefähr der gleiche Wert wie aus der 1. Phase ergeben.

4. Parameter β der ausgewählten Kurve ablesen, vertikale Transmissivität T_v (bzw. vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,v}$) bestimmen mit der Gleichung

$$\beta = \frac{r^2 \cdot k_{f,v}}{M^2 \cdot k_{f,h}} \quad (146)$$

Für die Gültigkeit des Verfahrens nach *NEUMAN* muß $S_B/S_A > 10$ sein!

resultierender Speicherkoeffizient für den halbfreien Grundwasserleiter nach *GAMBOLATI* (1976):

$$S = S_A + S_B \quad (147)$$

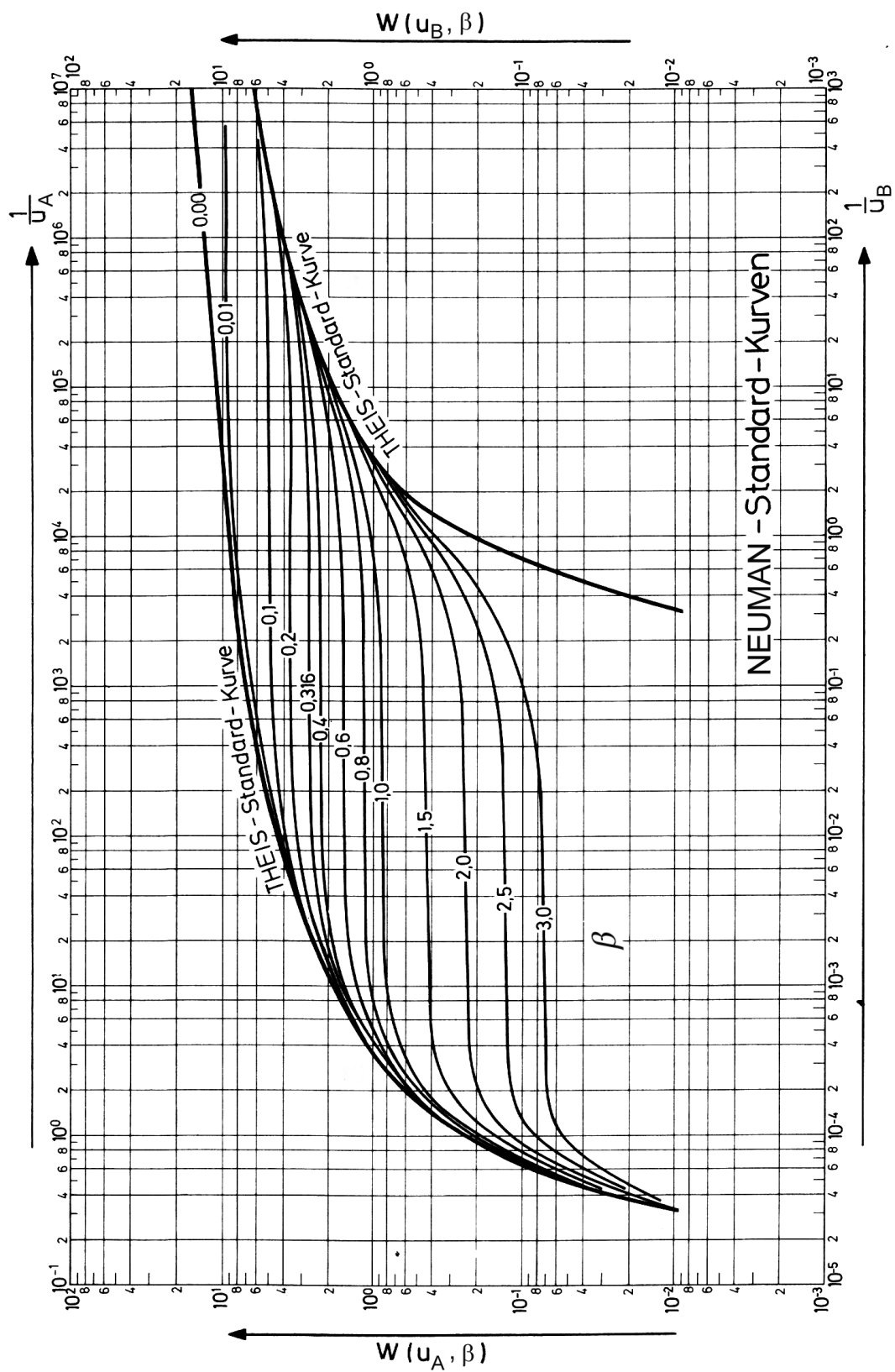


Abbildung 39: Typkurvenschar für die Modellfunktion nach NEUMAN

4.5.7 Randbedingungen nach *STALLMAN*

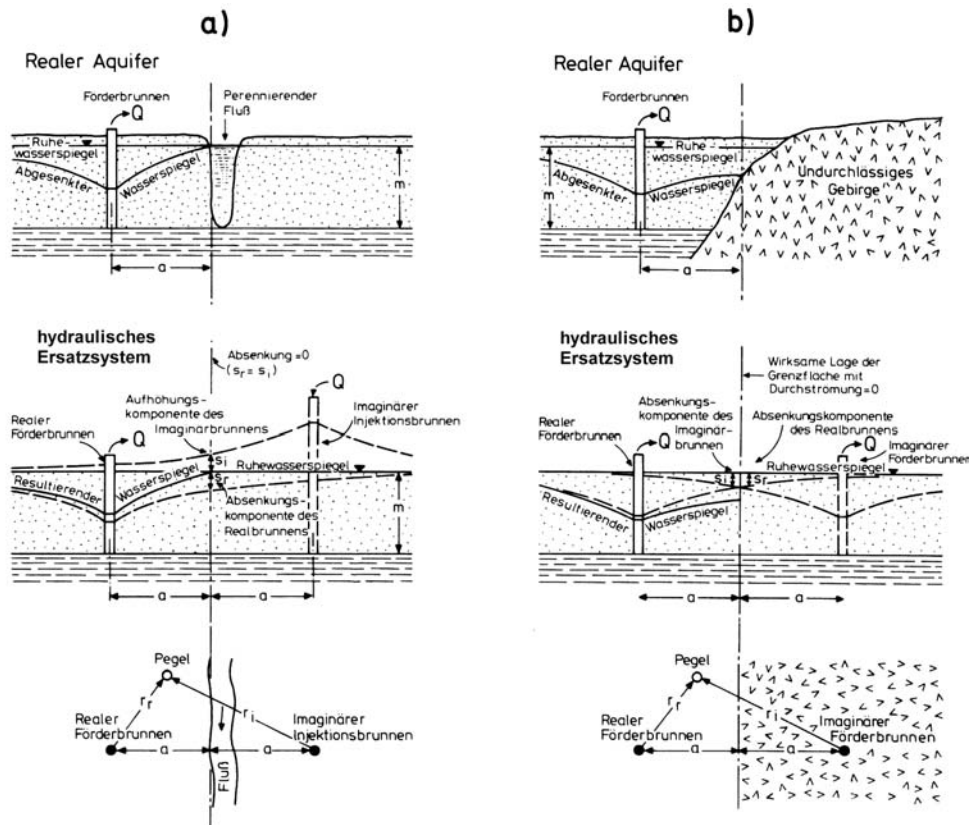


Abbildung 40: Positive (a) und negative (b) Randbedingungen, oben: reale Verhältnisse, Mitte: hydraulisches Ersatzsystem im homogenen Grundwasserleiter mit imaginärem Brunnen, unten: Lage von Entnahmekunnen, Meßstelle und imaginärem Brunnen in der Aufsicht

Überlagerung von realem und imaginärem Brunnen nach dem Prinzip der *Superposition*:

$$s = s_r + s_i \quad (148)$$

Absenkung jeweils nach *THEIS*-Brunnenformel:

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T} W(u_r) \quad \text{mit} \quad u_r = \frac{r_r^2 \cdot S}{4tT} \quad (149)$$

$$s_i = \pm \frac{Q}{4\pi T} W(u_i) \quad \text{mit} \quad u_i = \frac{r_i^2 \cdot S}{4tT} \quad (150)$$

Superposition:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (W(u_r) \pm W(u_i)) \quad (151)$$

$$\frac{u_r}{u_i} = \frac{r_r^2}{r_i^2} \quad (152)$$

$$u_i = u_r \cdot \left(\frac{r_i}{r_r} \right)^2 = u_r \cdot P^2 \quad (153)$$

$$P = \frac{r_i}{r_r} \quad (154)$$

Graphische Auswertung nach *STALLMAN*

1. Erstellen einer Typkurvenschar der *STALLMAN*-Brunnenfunktion: für verschiedene Werte von P und u_r die zugehörigen u_i -Werte mit obiger Formel berechnen und anschließend $W(u_r)$ und $W(u_i)$ bestimmen und deren Summe (bzw. Differenz) bilden. Dann $(W(u_r) \pm W(u_i))$ gegen $1/u_r$ (vereinfacht aber mathematisch nicht korrekt oft auch als $\Sigma W(u)$ geschrieben) auftragen.
2. Erstellen der Datenkurve durch Auftragen von $\lg s$ gegen $\lg t$.
3. Achsenparallele Anpassung der Datenkurve an die am besten passende Kurve der Typkurvenschar.
4. Auswählen eines Punktes (*match point*) aus dem überlappenden Bereich beider Blätter. Dieser muß nicht unbedingt auf der Kurve selbst liegen.
5. Bestimmung der Koordinaten des Punktes $1/u_{r0}$, $\Sigma W(u)_0$, s und t
6. Bestimmung von T und S mit folgenden Gleichungen

$$T = \frac{Q}{4\pi s} \Sigma W(u)_0 \quad (155)$$

$$S = \frac{4tT}{r^2} u_{r0} \quad (156)$$

7. P -Wert der ausgewählten Kurve ablesen, $r_i = P \cdot r_r$ bestimmen

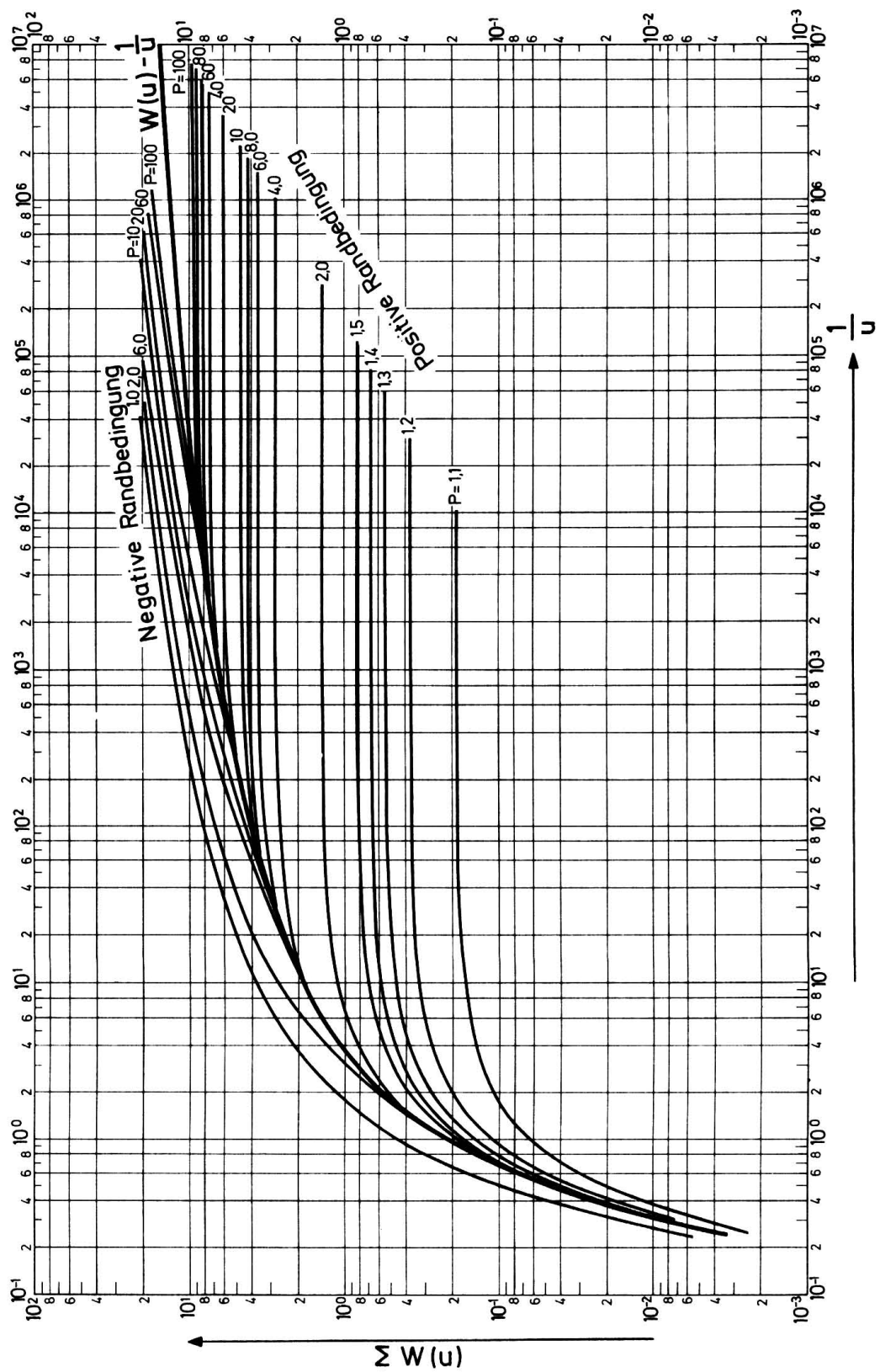


Abbildung 41: Typkurvenschar für die Modellfunktion nach *STALLMAN*

Lage der Randbedingung:

Wenn nicht bekannt oder geologisch festzulegen, so benötigt man mindestens drei Meßstellen zur Auswertung. Der imaginäre Brunnen liegt dann auf dem Schnittpunkt dreier Kreise mit den Radien $r_{i,1}$, $r_{i,2}$ und $r_{i,3}$, die Grenze Grundwasserleiter-Randbedingung genau auf der Mittelsenkrechten der Strecke imaginärer Brunnen - realer Entnahmek Brunnen.

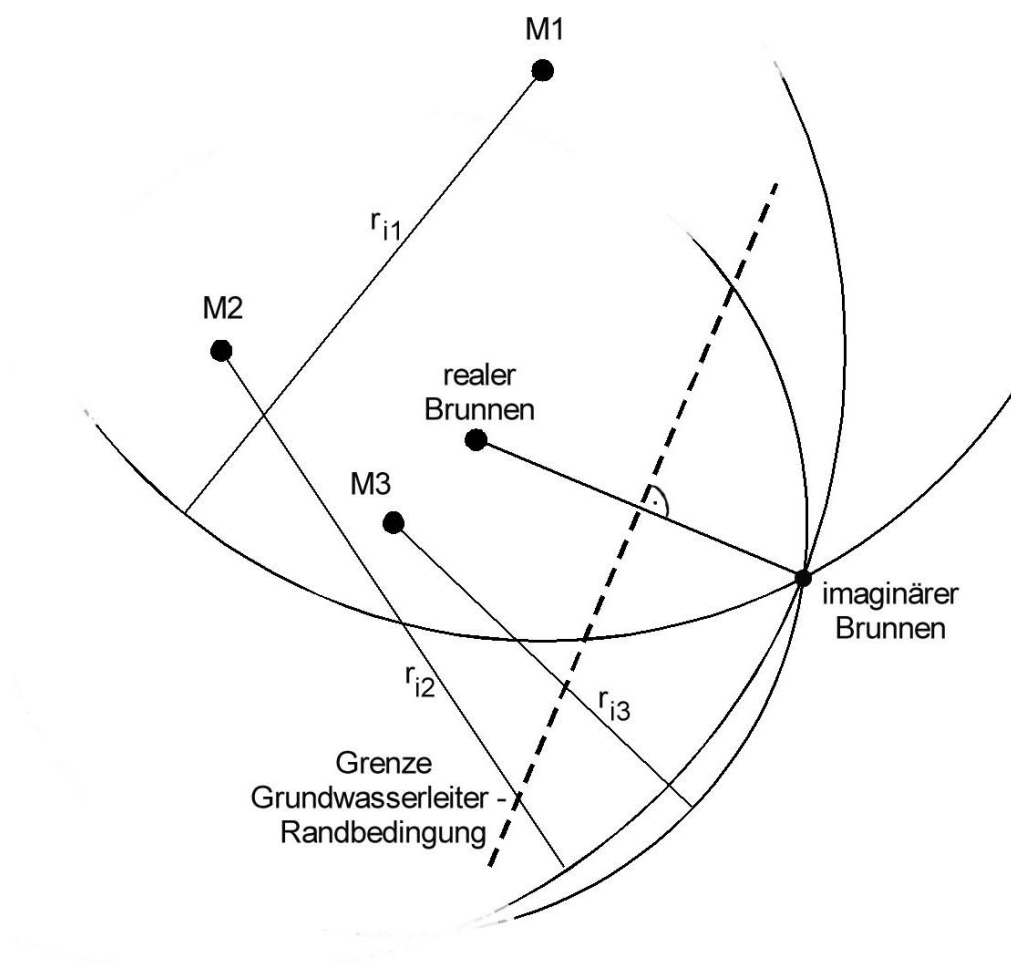


Abbildung 42: Ermittlung der Lage der Randbedingung

4.5.8 Kluftgrundwasserleiter nach *BOURDET-GRINGARTEN*

- Prinzip der *doppelten Porosität*: Klüfte bilden den einen Teil der Porosität, Matrix den anderen, Klüfte haben höhere Durchlässigkeit aber kleineren Speicherkoeffizienten als die Matrix
- Die Absenkung beim Pumpversuch läßt sich (ähnlich wie beim freien GWL) in drei Phasen gliedern:
 1. Entleerung der Klüfte, Bestimmung von T_f und S_f (f für fractures)
 2. Pseudostationärer Übergangszustand
 3. Entleerung der Matrix (wobei Wasser zuerst von der Matrix in die Klüfte übertritt und von dort aus entleert wird), Bestimmung von T_f , S_f und S_m (m für matrix)
- Für die Auswertung unterscheidet man zwischen einem orthogonalen Kluftnetz (häufig bei Graniten) und horizontalen Klüften (z. B. Schichtfugen):

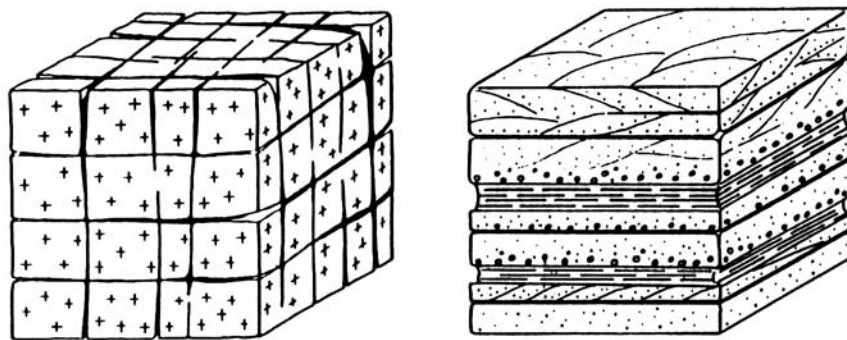


Abbildung 43: Orthogonales Kluftnetz (links) und horizontale Klüfte bzw. Schichtfugen (rechts)

Brunnenformel nach *BOURDET-GRINGARTEN*:

$$s = \frac{Q}{4\pi T_f} W(u^*, \lambda, \omega) \quad (157)$$

$$u^* = \frac{tT_f}{(S_f + \beta S_m) \cdot r^2} \quad (158)$$

$$\lambda = \alpha r^2 \cdot \frac{k_{f,m}}{k_{f,f}} \quad (159)$$

$$\omega = \frac{S_f}{S_f + \beta S_m} \quad (160)$$

s = Absenkung [m]

Q = Entnahmemenge [m^3/s]

T_f = Transmissivität der Klüfte [m^2/s]

S_f, S_m = Speicherkoeffizient Klüfte, Matrix []

$k_{f,f}, k_{f,m}$ = Durchlässigkeitsbeiwert Klüfte, Matrix [m/s]

r = Entfernung Meßstelle - Entnahmebrunnen

λ = Faktor, der beschreibt, wie schnell der pseudostationäre Zustand eintritt, muß für die Auswertung nach *BOURDET-GRINGARTEN* $< 1,78$ sein

α und β = Geometriefaktoren des Kluftnetzes

orthogonales Kluftnetz:

$$\alpha = \frac{4n \cdot (n + 2)}{l^2} \quad (161)$$

$$\beta = \frac{1}{3} \quad (162)$$

horizontale Klüfte:

$$\alpha = \frac{2l}{M_m^2} \quad (163)$$

$$\beta = 1 \quad (164)$$

n = Anzahl der Kluftsysteme (1, 2 oder 3)

l = Einheitslänge eines Matrix-Blocks $[m]$

M_m = Mächtigkeit eines Matrix-Blocks $[m]$

Graphische Auswertung:

1. Erstellen der Typkurvenschar der Modellfunktion von *BOURDET-GRINGARTEN* durch Auftragen von $\lg W(u^*, \lambda, \omega)$ gegen $\lg u^*$ für verschiedene Werte von λ und ω
2. Datenkurve: Auftragen von $\lg s$ gegen $\lg t$ für eine bestimmte Meßstelle im Abstand r
3. Achsenparallele Anpassung erfolgt getrennt in zwei Schritten für die 1. und 3. Phase. Zuerst Anpassung der 1. Phase der Datenkurve an die Typkurve für $\omega = 10^0$
4. match point aus diesem Bereich sowie den Wert λ bestimmen
5. Für den match point $W_0(u^*, \lambda, \omega)$, u_0^* , s und t ablesen
6. Transmissivität T_f und Speicherkoeffizienten S_f der Klüfte bestimmen mit den Gleichungen

$$T_f = \frac{Q}{4\pi s} W_0(u^*, \lambda, \omega) \quad (165)$$

$$S_f = \frac{tT_f}{r^2} u_0^* \quad (166)$$

7. Anpassung der dritten Phase der Datenkurve an die (für die dritte Phase) am besten passende Typkurve und Wert ω ablesen.

8. Speicherkoeffizienten der Matrix berechnen:

$$S_m = \frac{\frac{S_f}{\omega} - S_f}{\omega} \quad (167)$$

Die Transmissivität der Matrix kann mit diesem Verfahren nicht bestimmt werden.

Da die 1. und die 3. Phase genau wie beim halbfreien Grundwasserleiter nach der *THEIS*-Funktion ablaufen, ist auch hier eine getrennte Auswertung jeweils nach *THEIS* möglich.

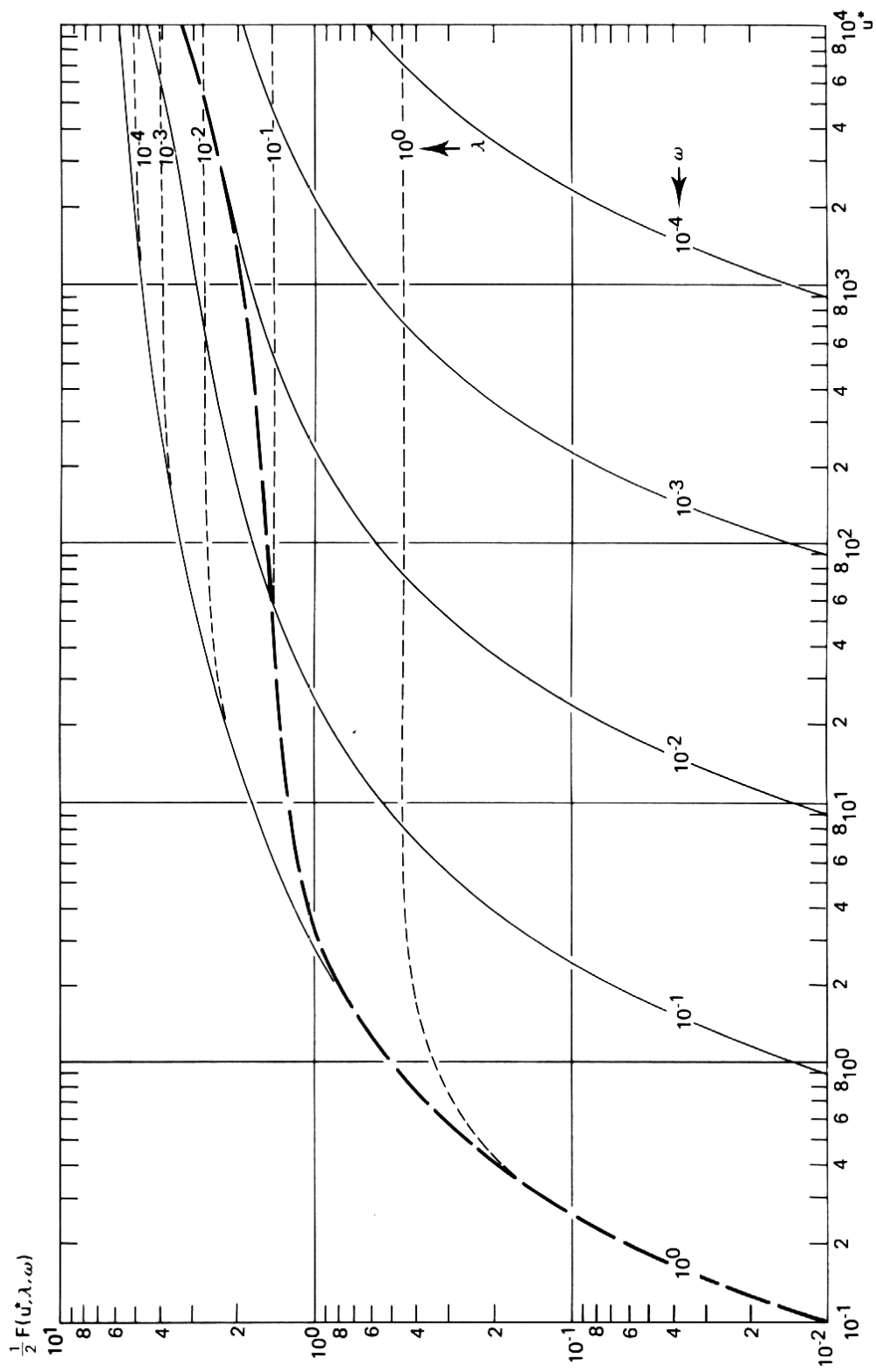


Abbildung 44: Typkurvenschar für die Modellfunktion nach *BOURDET-GRINGARTEN*

4.5.9 Zusammenfassung der Auswertungsverfahren

- Detaillierte Kenntnis der geologischen Verhältnisse aus Vorerhebungen nötig, da sich die Auswertungsverfahren nach diesen richten. Allein am Absenkungsverhalten oft nicht zu erkennen, um welche Art von Grundwasserleiter es sich handelt (Bsp.: positive Randbedingungen und halbgespannter GWL).
- Für einige Verhältnisse bzw. Strömungsbedingungen stehen verschiedene Auswertungsverfahren zur Verfügung (Bsp.: *THEIS* und *COOPER-JACOB* für gespannte/freie GWL bei instationärer Strömung).
- Es sollte immer angestrebt werden, die in einem Pumpversuch gewonnenen Daten nach allen möglichen Verfahren auszuwerten, um einen Vergleich der Ergebnisse zu haben. Die hydraulischen Parameter können dann z. B. als Mittelwerte aller Verfahren festgelegt werden, oder aber es werden Werte bestimmter Verfahren (die sich etwa aufgrund einer großen Abweichung von den anderen Ergebnissen als weniger geeignet erweisen) weggelassen.
- Das eigentlich (zeitlich, materiell und personell) Aufwendige an einem Pumpversuch ist die Durchführung und nicht die Auswertung. Deswegen sollte man aus einem Pumpversuch auch das Maximum an Informationen auswerten.

	gespannter GWL	halbgespannter GWL	halbfreier GWL	freier GWL
stationäre Strömung	DUPUIT-THIEM	DE GLEE, HANTUSH-JACOB	-	DUPUIT-THIEM
instationäre Strömung	THEIS, COPPER-JACOB	HANTUSH-WALTON, NEUMAN- WITHERSPOON	NEUMAN	THEIS, COPPER-JACOB
	mit Randbedingungen	Kluft-GWL (orthogonal o. horizontal)	Kluft-GWL (nur vertikale Klüfte)	Brunnen mit großem Durchmesser
stationäre Strömung	DIETZ	-	-	-
instationäre Strömung	STALLMAN, HANTUSH, VANDENBERG	BOURDET- GRINGARTEN, KAZEMI, WARREN-ROOT	GRINGARTEN- WITHERSPOON, RAMEY-GRINGARTEN	PAPADOPULOS, BOULTON- STRELTSOVA

Abbildung 45: Überblick über die Auswertungsverfahren von Pumpversuchen

5 Slug-Test und Einschwingverfahren

5.1 Slug-Test

5.1.1 Beschreibung und Durchführung

- Entnahme oder Einspeisung einer kleinen Menge Wasser („Schluck“ = engl. slug) aus dem/in den Brunnen und Beobachtung des Wiederanstiegs bzw. -absinkens zum Ausgangswasserspiegel
- Alternativ: schlagartige Änderung des Wasserspiegels durch Einbringen bzw. Entnahme eines Verdrängungskörpers
- Vorteile gegenüber Pumpversuchen:
 - geringer zeitlicher, personeller und materieller Aufwand
 - keine nennenswerte Absenkung in der Umgebung des Brunnens
 - keine Entsorgung evtl. kontaminierten Wassers
- Nachteile:
 - Ergebnisse nur für das direkte Brunnenumfeld gültig
 - Inhomogenitäten werden schlechter erfaßt als bei Pumpversuchen
 - Ergebnisse können durch die Bauweise des Brunnens verfälscht werden

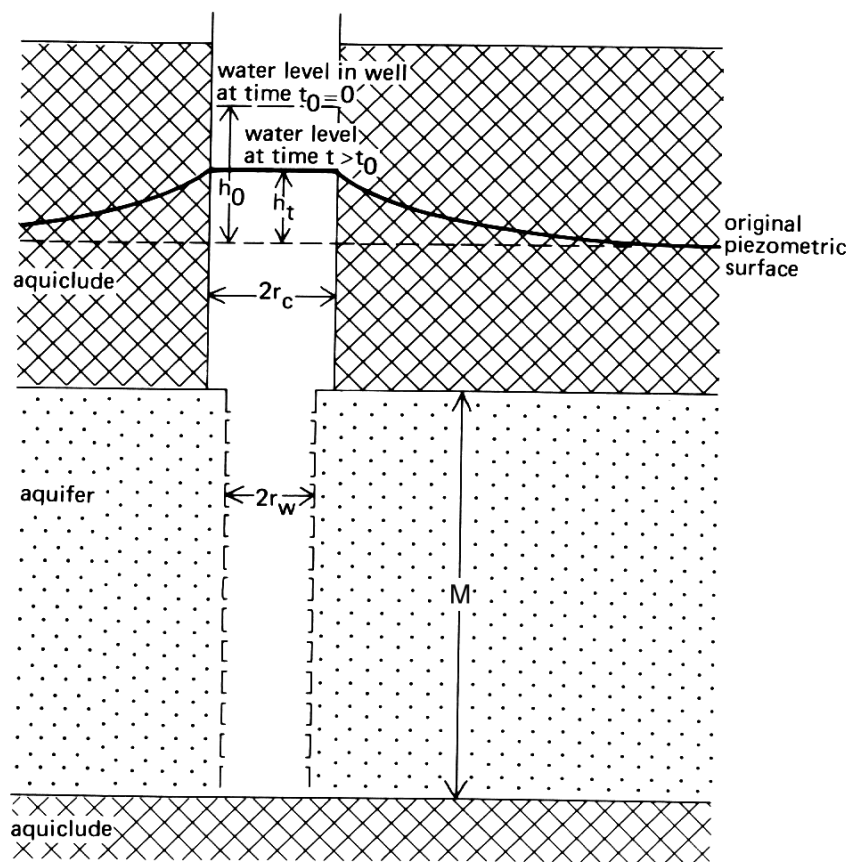


Abbildung 46: Verhalten eines Grundwasserleiters beim Slug-Test

5.1.2 Auswertung für gespannte Grundwasserleiter und instationäre Strömungsbedingungen nach *COOPER*

Entnahme oder Eingabe eines kleinen Volumens an Wasser V in einen Brunnen mit dem Radius r_c bedingt eine schlagartige Änderung des Wasserspiegels h_0 :

$$h_0 = \frac{V}{\pi r_c^2} \quad (168)$$

Absinken bzw. Ansteigen des Wasserspiegels auf seinen ursprünglichen Wert, verbleibende Änderung des Wasserspiegels h_t beträgt:

$$h_t = h_0 \cdot F(\alpha, \beta) \quad (169)$$

$F(\alpha, \beta)$: mathematisch komplizierte Funktion abhängig von den Parametern α und β :

$$\alpha = \frac{r_{ew}^2 S}{r_c^2} \quad (170)$$

$$\beta = \frac{Tt}{r_c^2} \quad (171)$$

r_c = Radius des unverfilterten Teils des Brunnens, in dem Absenkung/Anstieg gemessen werden

r_{ew} = Radius des verfilterten Brunnenabschnitts

Auswertung:

1. Anfertigen einer Typkurvenschar durch Auftragen von $F(\alpha, \beta)$ gegen $\lg \beta$ für verschiedene Werte von $\lg \alpha$
2. Datenkurve: h_t/h_0 (h_t gemessen, h_0 berechnet) gegen $\lg t$ im gleichen Maßstab auf Transparentpapier auftragen
3. Datenkurve mit der am besten passenden Typkurve achsenparallel zur Deckung bringen
4. match point bestimmen und für diesen die Werte β und t , sowie das α der gewählten Kurve ablesen
5. S und T berechnen:

$$S = \frac{r_c^2}{r_{ew}^2} \cdot \alpha \quad (172)$$

$$T = \frac{r_c^2}{t} \cdot \beta \quad (173)$$

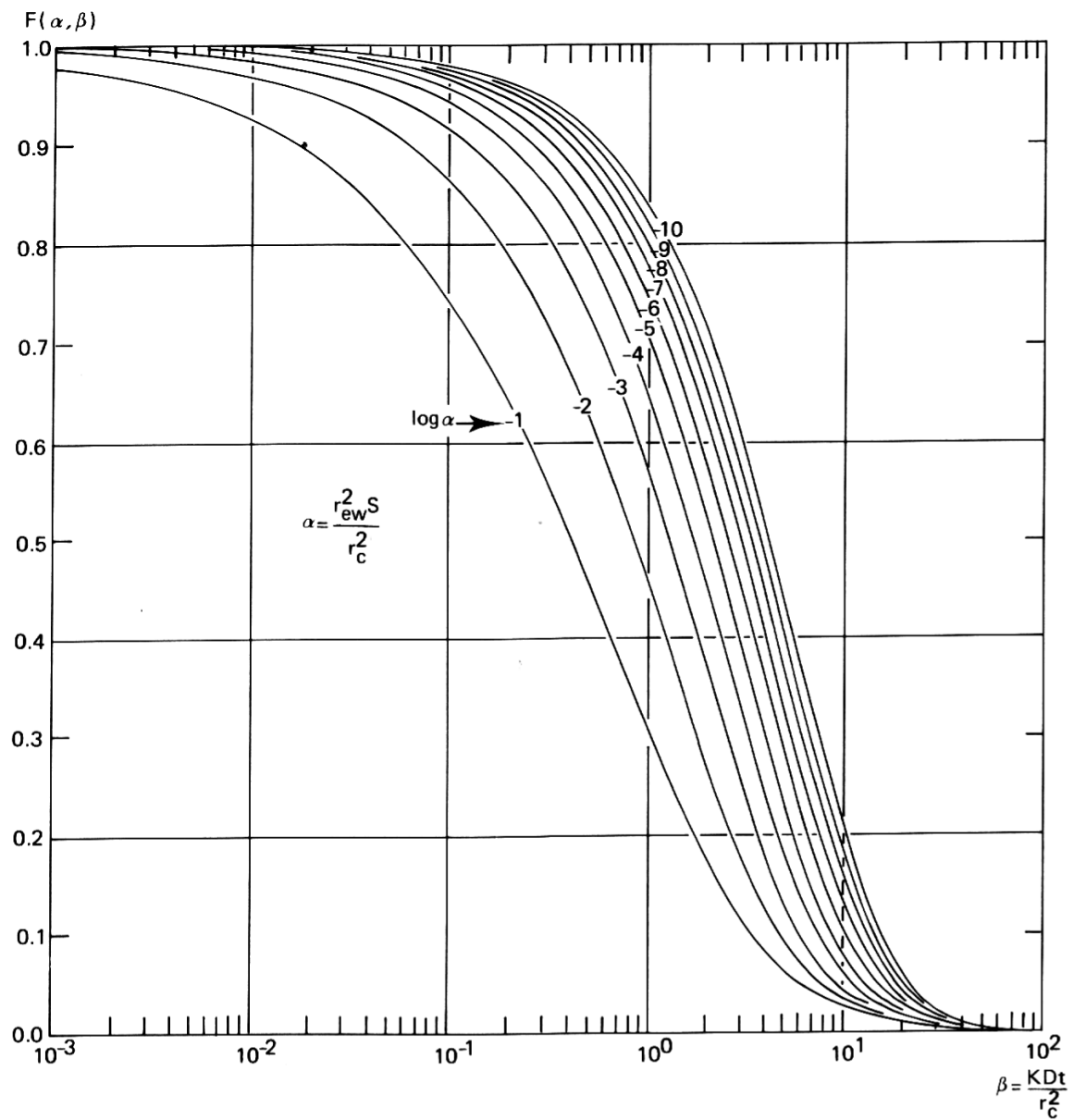


Abbildung 47: Typkurvenschar nach *COOPER* zur Auswertung eines Slug-Tests

5.2 Einschwingverfahren

5.2.1 Beschreibung und Durchführung

- Sonderfall des Slug-Tests: Änderung des Wasserspiegel in einem Brunnen durch Druck
- Einpressen von Luft in den Brunnen (Kompressor), dadurch Absenken des Wasserspiegels
- schlagartige Druckentlastung durch Öffnen eines Ventils
- kein Wiederanstieg im herkömmlichen Sinne (durch Zufluß von Wasser von weiter außen), da keine Wasserentnahme, sondern exponentielle Ausgleichsbewegung
- bei geringen Durchlässigkeiten nähert sich die durch den Druck aufgebaute Absenkung einfach wieder exponentiell gegen null
- bei hohen Durchlässigkeiten schnelle Ausgleichsbewegung, führt zu gedämpfter harmonischer Schwingung um den Ruhewasserspiegel, bis sich dieser wieder eingestellt hat

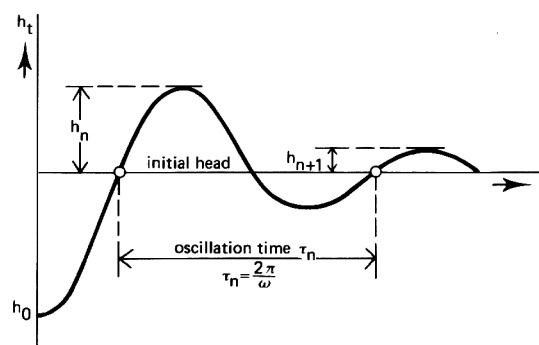


Abbildung 48: Gedämpfte harmonische Schwingung des Wasserspiegels um seine Ruhelage beim Einschwingverfahren

5.2.2 Auswertung

Schwingungsgleichung einer harmonischen, exponentiell gedämpften Schwingung:

$$h(t) = h_0 \cdot e^{-\beta t} \cdot \cos(\omega t) \quad (174)$$

Parameter die die Schwingung charakterisieren:

- Eigen- oder Resonanzfrequenz ω
- Dämpfungskonstante β

$\beta > 1 \rightarrow$ Schwingung praktisch nach einer Periode schon wieder auf Null gedämpft, d. h. der Wasserspiegel stellt sich ohne Schwingung exponentiell wieder auf den Nullpunkt ein (für ca. $T < 10^{-3}$)

$\beta < 1 \rightarrow$ Schwingung von mehr als einer Periode um den Ruhewasserspiegel, Einschwingverfahren möglich (ab ca. $T > 10^{-3}$)

Auswertung nach *KRAUSS*:

1. Transmissivität berechnet sich aus Schwingungsparametern:

$$T = \frac{r_e^2 \cdot \omega_w}{C(\beta)} \quad (175)$$

r_e wirksamer Brunnenradius

ω_w Eigenfrequenz des Brunnens

$$\omega_w = \frac{\omega}{\sqrt{1 - \beta^2}} \quad (176)$$

ω = Eigenfrequenz der Schwingung

β = Dämpfungskonstante

$C(\beta)$ = von β und dem Speicherkoeffizienten abhängiger Korrekturwert

2. Schwingungsparameter ω und β werden graphisch bestimmt:

- Auftragen der normierten Amplituden halblogarithmisch gegen die Zeit, also $\lg h/h_0$ gegen t
- Berechnung der Eigenfrequenz ω :

$$\omega = \frac{2\pi}{\tau} \quad (177)$$

τ = mittlere Schwingungsdauer

$$\tau = \frac{t_n}{n} \quad (178)$$

t_n = gesamte Zeitdauer

n = Anzahl der Schwingungen

werden aus dem Diagramm abgelesen

- Berechnung der Dämpfungskonstante β :

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\omega}{E}\right)^2}} \quad (179)$$

E = Abklingkonstante

$$E = \frac{\ln\left(\frac{h_2}{h_1}\right)}{t_2 - t_1} = \frac{-2,30 \cdot \lg\left(\frac{h_2}{h_1}\right)}{\Delta t} \quad (180)$$

für logarithmische Dekade gilt $lg\left(\frac{h_2}{h_1}\right) = 1$

$$E = \frac{-2,30}{\Delta t} \quad (181)$$

3. Ablesen von $C(\beta)$ aus einem Nomogramm (Speicherkoeffizient muß vorher bekannt sein!) und Einsetzen von ω und β in Gleichung für die Transmissivität

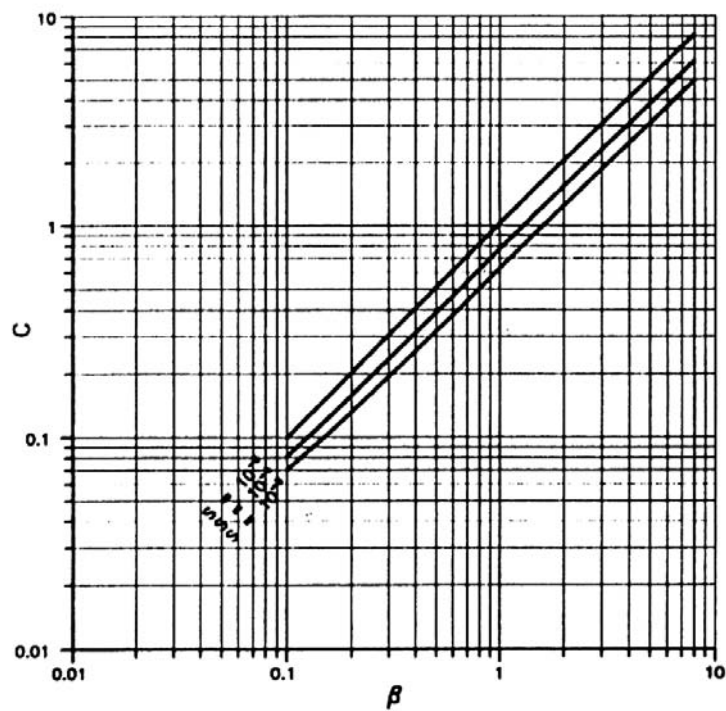


Abbildung 49: Nomogramm zum Ablesen des Korrekturwerts C für die Auswertung des Einschwingverfahrens nach *KRAUSS*

6 Auffüllversuche

6.1 Allgemeines

- Beobachtung des Grundwasserleiters bei Wassereingabe
- Durchführung stationär (Open-End-Test) oder instationär (Auffüllversuch nach *KOLLBRUNNER & MAAG*)
- häufig in Festgesteinen zur Erfassung von Inhomogenitäten des Durchflusses angewandt
- Vorteile gegenüber Pumpversuchen:
 - geringer zeitlicher, personeller und materieller Aufwand
 - Ein-Bohrloch-Verfahren
 - keine nennenswerte Absenkung in der Umgebung des Brunnens
 - keine Entsorgung evtl. kontaminierten Wassers
- Nachteile:
 - Ergebnisse meist ungenauer als bei Pumpversuchen
 - nur Bestimmung der Durchlässigkeit möglich, nicht des Speichervermögens
 - Ausbreitung evtl. vorhandener Schadstoffe möglich

6.2 Auffüllversuch nach *KOLLBRUNNER & MAAG*

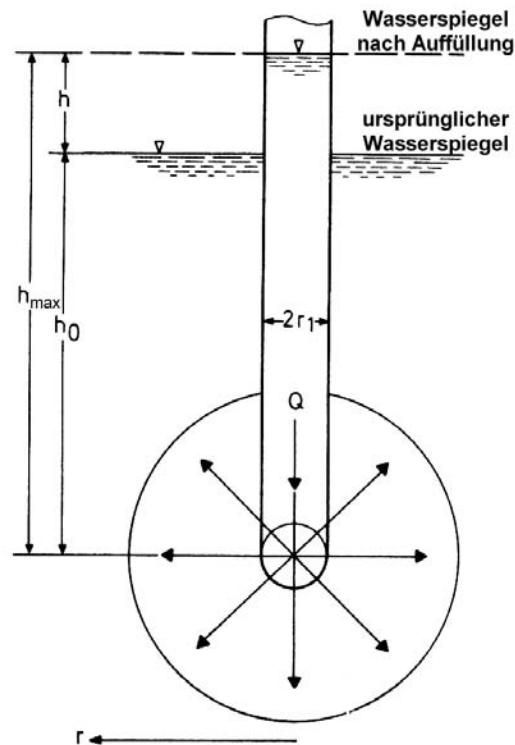


Abbildung 50: Auffüllversuch nach *KOLLBRUNNER & MAAG*

- instationäres Verfahren
- Erhöhung des Wasserspiegels in einem Bohrloch durch Wasserinjektion
- Beobachtung des Absinkens zum ursprünglichen Wasserspiegel
- Voraussetzungen:
 - Homogenität und Isotropie des Grundwasserleiters
 - Bohrloch vollständig verrohrt, Wasseraustritt nur an der Sohle

Äquipotentialflächen des austretenden Wassers kugelförmig, für die austretende Wassermenge Q gilt:

$$Q = v_f \cdot A = v_f \cdot 4\pi r^2 \quad (182)$$

Filtergesetz von *DARCY*:

$$v_f = \frac{Q}{4\pi r^2} = -k_f \cdot I = -k_f \cdot \frac{dp/\gamma}{dr} = -k_f \cdot \frac{dh}{dr} \quad (183)$$

$$-k_f \, dh = \frac{Q}{4\pi r^2} \, dr \quad (184)$$

Integrieren über h von h_{max} (Wasserspiegelhöhe nach Auffüllung) bis h_0 (ursprüngliche Wasserspiegelhöhe) bzw. r von r_1 (Radius der Austrittsstelle) bis ∞ :

$$-k_f \int_{h_{max}}^{h_0} dh = \frac{Q}{4\pi} \int_{r_1}^{\infty} \frac{1}{r^2} \, dr \quad (185)$$

$$h_1 - h_0 = -\frac{Q}{4\pi k_f r_1} = h \quad (186)$$

Einführung der Zeit: im Zeitintervall dt fließt die Wassermenge $\pi r_1^2 dh$ in den Grundwasserleiter:

$$Q dt = \pi r_1^2 dh \quad (187)$$

$$Q = -h \cdot 4\pi k_f r_1 \quad (188)$$

$$-k_f dt = \frac{r_1}{4} \cdot \frac{1}{h} dh \quad (189)$$

$$-k_f \int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{r_1}{4} \int_{h_1}^{h_2} \frac{1}{h} dh \quad (190)$$

$$-k_f \cdot (t_1 - t_2) = \frac{r_1}{4} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (191)$$

$$k_f = \frac{r_1}{4\Delta t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} = \frac{r_1}{4\Delta t} \cdot 2,30 \cdot \lg \frac{h_1}{h_2} \quad (192)$$

Korrektur bei nicht vollständig verrohrtem, sondern im unteren Teil verfilterten Bohrloch:

$$k_f = 5,3 \cdot \frac{r_1^2}{2l\Delta t} \cdot \lg \frac{l}{r_1} \cdot \lg \frac{h_1}{h_2} \quad (193)$$

l = Länge des verfilterten Abschnitts

6.3 Open-End-Test

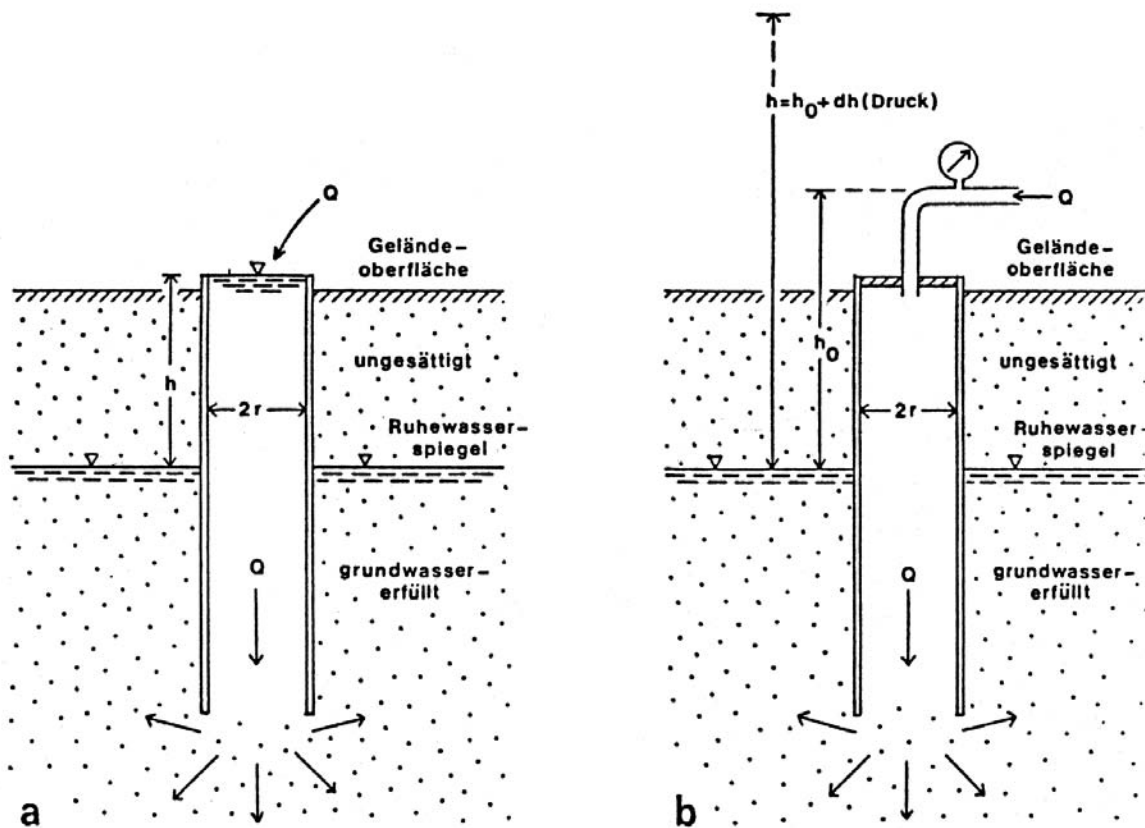


Abbildung 51: Open-End-Test. Konstante Druckhöhe erzeugt durch kontinuierliches Auffüllen (a) oder Einpressen mit konstantem Druck (b).

- vom U. S. Bureau of Reclamation (USBR) 1963 vorgestellter stationärer Auffüllversuch
- konstant halten der Wasserspiegelhöhe im Bohrloch durch ständiges Nachfüllen oder unter Druck Einpumpen von Wasser (bei geringen Durchlässigkeiten)
- ansonsten gleiche Voraussetzungen wie instationärer Auffüllversuch

k_f -Wert-Bestimmung mit empirischer Gleichung:

$$k_f = \frac{Q}{5,5 \cdot r \cdot h} \quad (194)$$

Korrektur für nicht voll verrohrte Bohrungen:

$$k_f = \frac{Q}{h} \cdot \frac{1}{2\pi l} \cdot \ln \left(\frac{l}{2r} + \sqrt{1 + \left(\frac{1}{2r} \right)^2} \right) \quad \text{für } l < 10r \quad (195)$$

$$k_f = \frac{Q}{h \cdot l} \cdot 0,3665 \cdot \lg \frac{l}{r} \quad \text{für } l > 10r \quad (196)$$

l = Länge des verfilterten Abschnitts

7 Wasserdruckversuche (WD-Tests)

7.1 Allgemeine Grundlagen

- Einpressen von Wasser in einen mit einem oder zwei Packern abgedichteten Bohrlochabschnitt
- Hauptanwendungsgebiet: Messung der Wasserdurchlässigkeit von Festgesteinen (z. B. Staudammbau)
- Auswertung über während des Versuchs aufgezeichnete Kurven von Wassermenge und Verpreßdruck
- Unterscheidung in Einfach- und Doppel-Packer-Tests, sowie Ein- und Mehrstufentests

7.2 Versuchseinrichtung

7.2.1 Grundprinzip

- Bohrloch von 50-100 mm Durchmesser, ganz oder zumindest im Bereich der Versuchsstrecke unverrohrt
- mechanischer oder hydraulischer bzw. pneumatischer Einfach- oder Doppel-Packer oder ein Packersystem zur Abdichtung des beprobten Bohrlochabschnittes sowie bei hydraulischen bzw. pneumatischen Packern Flüssigkeit bzw. Druckluft zur Expansion des Packers
- gleichmäßig arbeitende, d. h. druckstoßfreie Pumpe (z. B. Mohnopumpe) zum Einpressen des Wassers
- Meßeinrichtungen für Wassermenge und Einpreßdruck

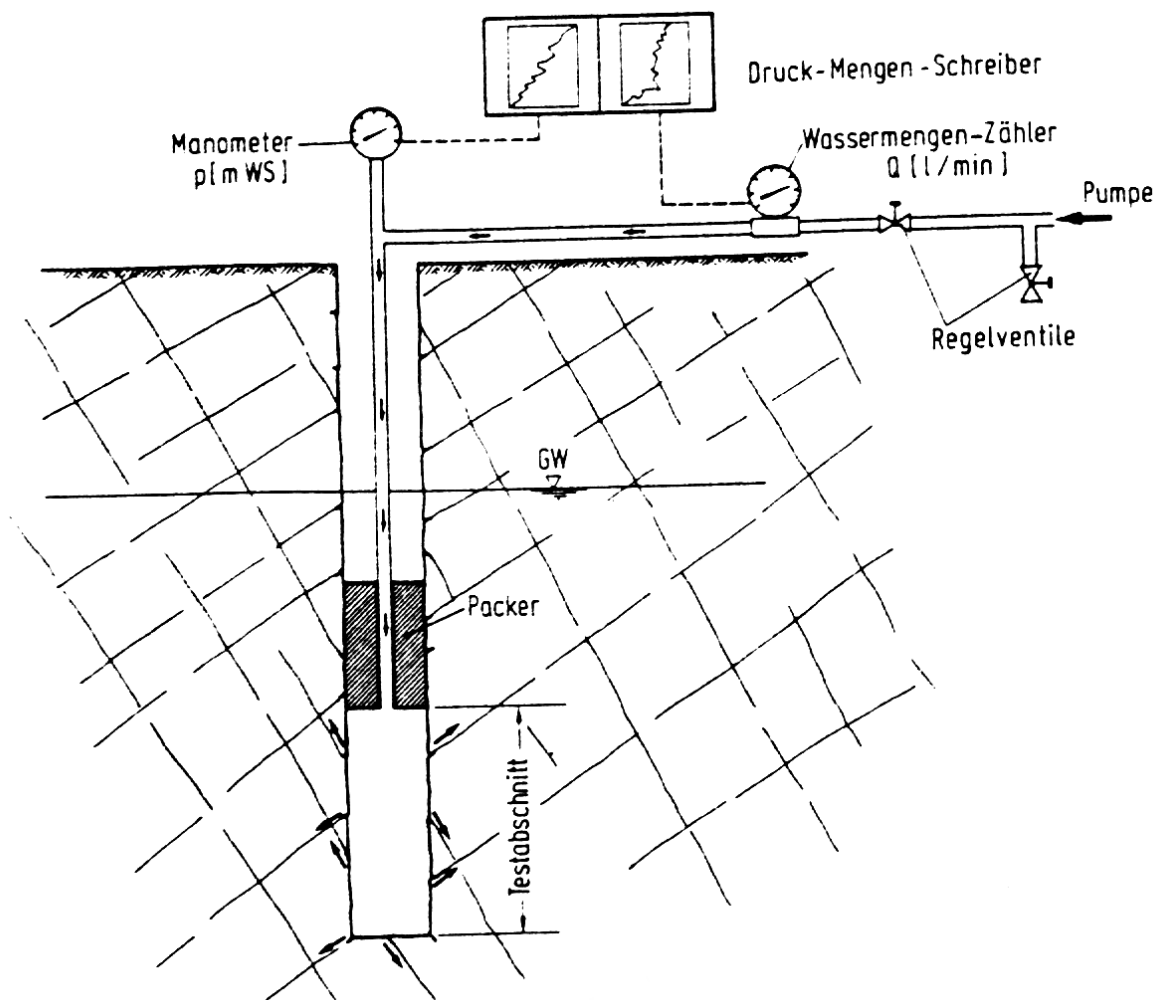


Abbildung 52: Prinzip eines Wasserdruckversuchs

7.2.2 Durchführungsmethode

1. **Abschnittsweises Bohren (a):** Genaue Ergebnisse, aber sehr aufwendig (ständiges Austauschen von Bohr- und Versuchsgestänge)
2. **Messung verschieden langer Bohrlochabschnitte im fertig gestellten Bohrloch (b):** Relativ genaue Ergebnisse, bei längeren Bohrlochabschnitten jedoch schnell Leistungsfähigkeit der Pumpe erreicht
3. **Abschnittsweise Messung im fertig gestellten Bohrloch (c):** Einfache Handhabung, aber Auftreten von sog. Umläufigkeiten an zwei Packern

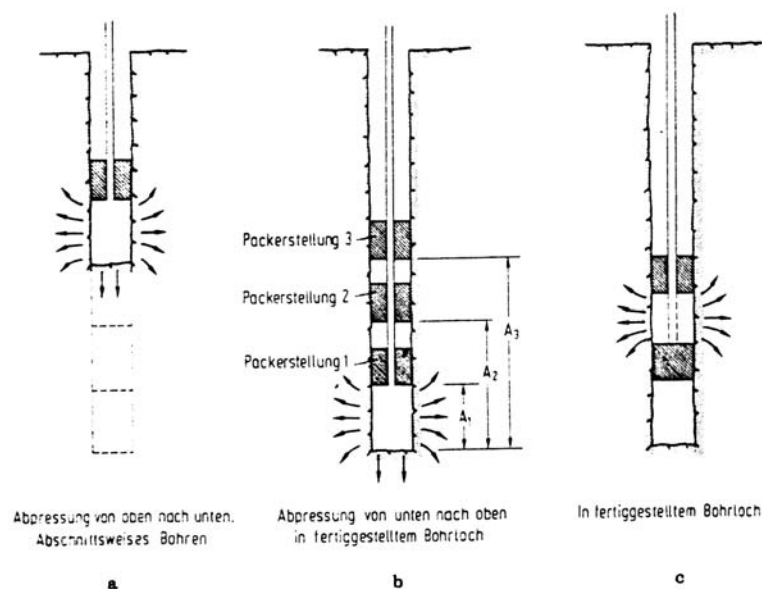


Abbildung 53: Durchführungsmethoden von WD-Versuchen. (a) Abschnittsweises Bohren mit Einfach-Packer-Versuch, (b) Einfach-Packer-Versuch im fertigen Bohrloch mit verschieden langen Teststrecken, (c) Doppel-Packer-Versuch im fertigen Bohrloch.

7.2.3 Auswahl des Packers

Mechanische Packer: Bestehen aus einer Gummi-Manschette, die durch die gegenseitige Verschraubung eines inneren und äußeren Gestänges gestaucht, und so gegen die Bohrlochwand gedrückt wird. Nachteile: Notwendigkeit eines doppelten Gestänges, weniger gute Anpassung an die Bohrlochwandung (geringere Dichtigkeit), Vorteile: geringer mechanischer Verschleiß (z. B. bei scharfen Gesteinsbruchstücken), Einsparung einer Druckluft- bzw. Flüssigkeitseinrichtung.

Hydraulische und pneumatische Packer: Gummihülle, die mit Flüssigkeit oder Druckluft aufgepumpt und gegen die Bohrlochwand gepreßt wird. Vorteil: bessere Abdichtung durch bessere Anpassung an die Bohrlochwandung.

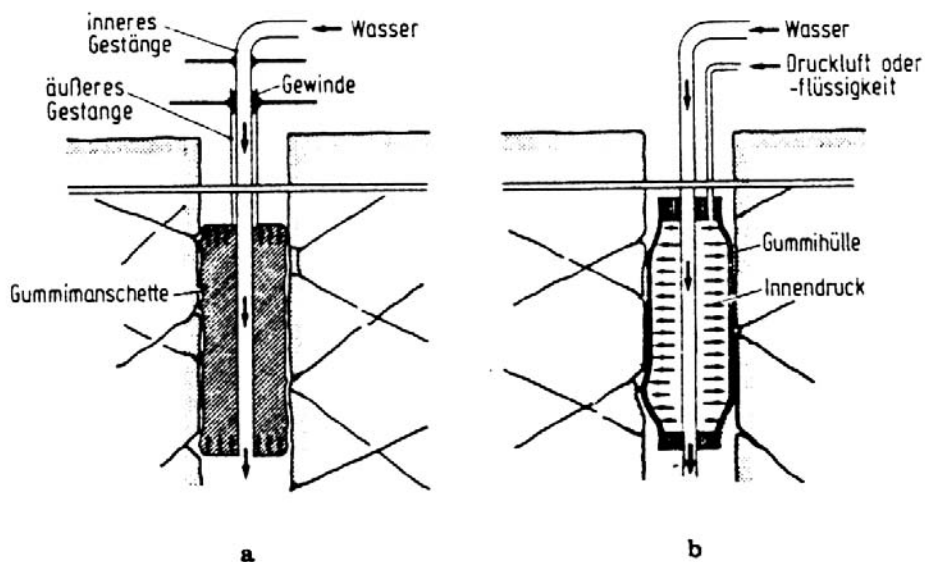


Abbildung 54: Verschiedene Packer-Typen. (a) Mechanischer Packer, (b) hydraulischer oder pneumatischer Packer.

Umläufigkeiten:

- Wasser wird nicht nur radial in den Grundwasserleiter gepreßt, sondern strömt über stärker durchlässige Trennflächen auch nach oben und unten am Packer vorbei
- Kann im Prinzip nicht verhindert werden, nur umgangen, indem man oberhalb des Packers den Wasserspiegel mißt und beim Auftreten von Umläufigkeiten die Anordnung des Packers ändert. Dies ist bei Doppelpacker-Systemen am unteren Packer nicht möglich, d. h. Umläufigkeiten sind nicht mehr zu kontrollieren.
- Einsatz von speziellen Packer-Systemen, bei denen mit mehreren Verpreßabschnitten gleicher Drücke gearbeitet wird, vermindern Umläufigkeitseffekte.

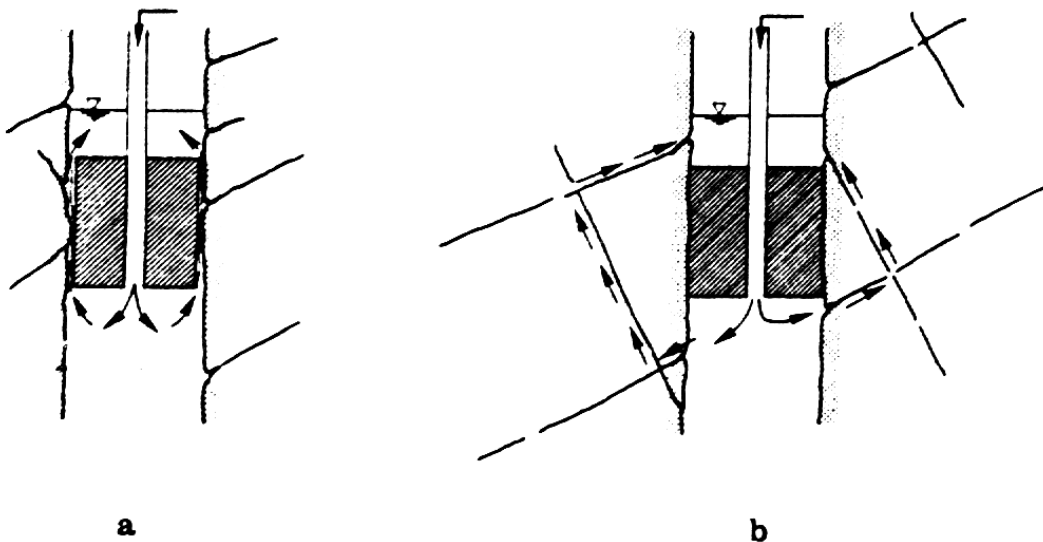


Abbildung 55: Verfälschung des Versuchsergebnisses durch Undichtigkeit des Packers (a) oder Umläufigkeiten (b)

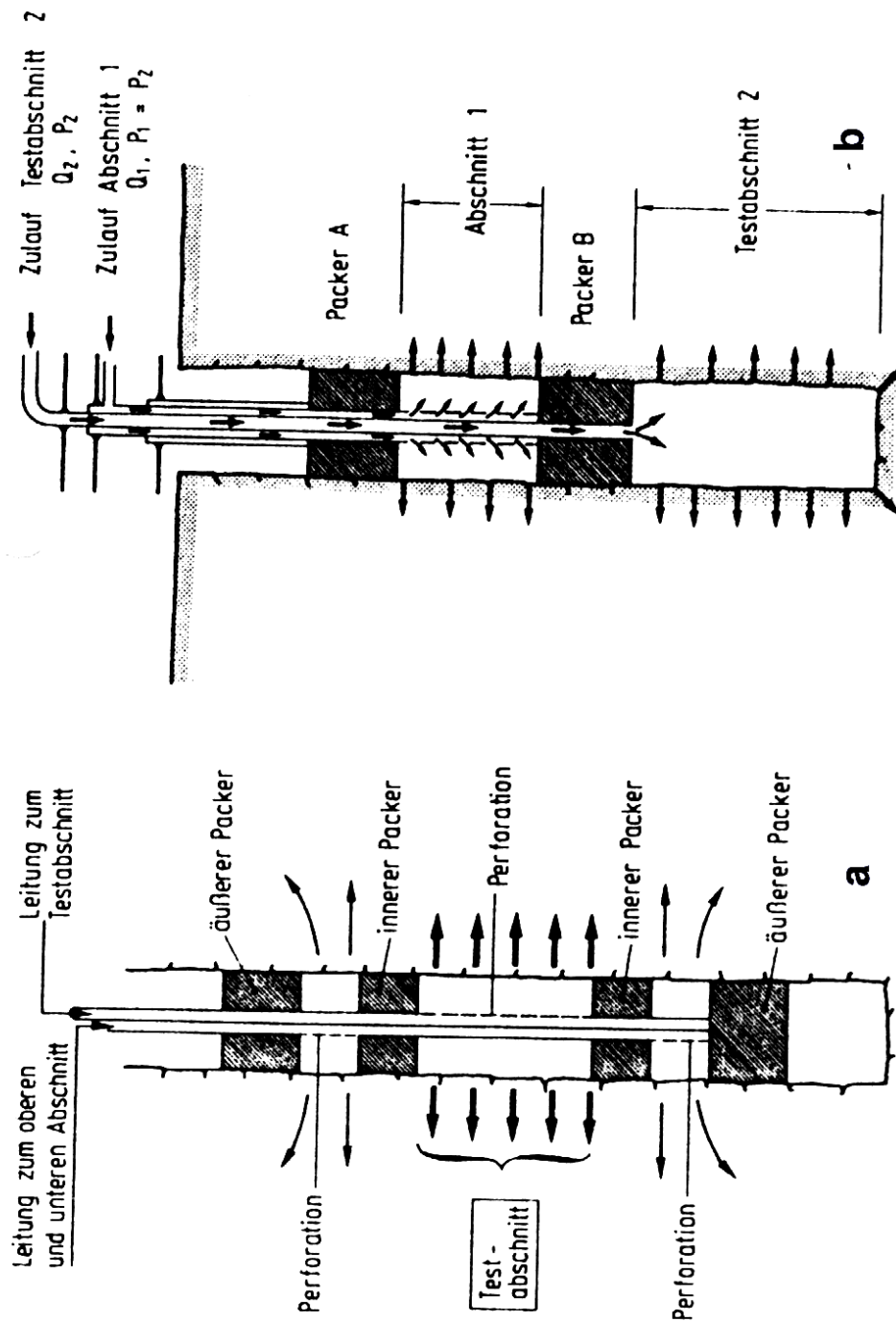


Abbildung 56: Doppel-Packer mit zusätzlichen Verpreßabschnitten (3-Cell-Packer) (a), Einfach-Packer mit zusätzlichem Verpreßabschnitt (b)

7.2.4 Messung von Durchflußmenge und Verpreßdruck

1. **Durchflußmenge:** Automatische Aufzeichnung der Werte mit Präzissionsmeßgeräten, z. B. volumetrischen Trommelscheibenzählern (Impulse eines Wasserzählers werden in elektrische Signale umgewandelt, Meßgenauigkeit ca. 0,1 l/ min m) oder induktiven Durchflußmeßgeräten, bei kleinen Mengen auch Messung über Wasserspiegelabsenkung in einem Vorratsbehälter.
2. **Verpreßdruck:**

$$P_T = P_M + P_H - P_W - P_R \quad (197)$$

P_T = Druck in der Teststrecke

P_M = mit Manometer an Oberfläche gemessener Druck

P_H = hydrostatischer Druck der im Bohrloch stehenden Wassersäule

P_W = Druck einer eventuell vorhandenen Wassersäule im Grundwasserrleiter

P_R = Druckabfall infolge Umlenk- und Reibungsverlusten (Umlenkverluste im Druckschlauch zwischen Pumpe und Bohrloch, Reibungsverluste in Druckschlauch und Bohrlochgestänge, Energieverlust durch die Erweiterung des Fließquerschnitts an der Unterkante des Packers, Umlenk- und Einlaufverluste beim Eintritt des Wassers in den Grundwasserleiter)

Druckluftwaage:

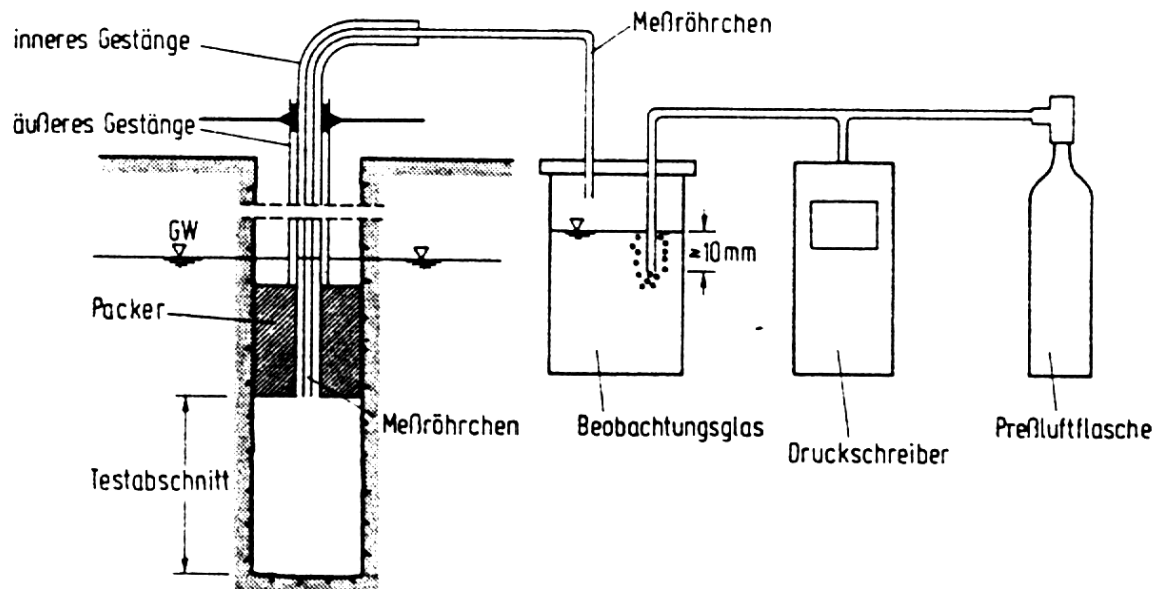


Abbildung 57: Druckmessung im Testabschnitt mit einer Druckluftwaage

- Einbringen eines dünnen Meßröhrchens über die Wasserzuleitung in den Testabschnitt, dessen anderes Ende sich in einem verschlossenen Beobachtungsglas an der Erdoberfläche befindet.
- Einpressen von Preßluft in das Beobachtungsglas, bis kein Wasser mehr aus dem Meßröhrchen austritt, d. h. Wasserdruck und Luftdruck im Beobachtungsglas gleich groß sind. Dieser Druck wird von einem Druckschreiber aufgezeichnet.
- Druckverluste, die durch das Meßröhrchen auftreten sind wegen dessen geringen Durchmessers vernachlässigbar gering.

7.3 Versuchsdurchführung und Aufzeichnung der Meßwerte

- Durchführung in verschiedenen Druckstufen, meist in auf- und absteigender Druckstufenfolge der Form a-b-c-d-c-b-a (z. B. 2-4-6-8-6-4-2 bar), verkürzt nur absteigend, z. B. c-b-a.
- Jede Druckstufe wird so lange gehalten, bis die beim jeweiligen Druck in den Grundwasserleiter eintretende Wassermenge konstant ist, also stationäre Verhältnisse eingetreten sind.
- Die höchste Druckstufe sollte beim ca. 1,3 fachen des maximal zu erwartenden Wertes in der Praxis liegen, aber nicht höher, da sonst irreversible Schäden im GWL auftreten können.
- Aufzeichnung der Werte von Wassermenge und angelegtem Druck gegen die Zeit in einem p-Q-t-Diagramm.

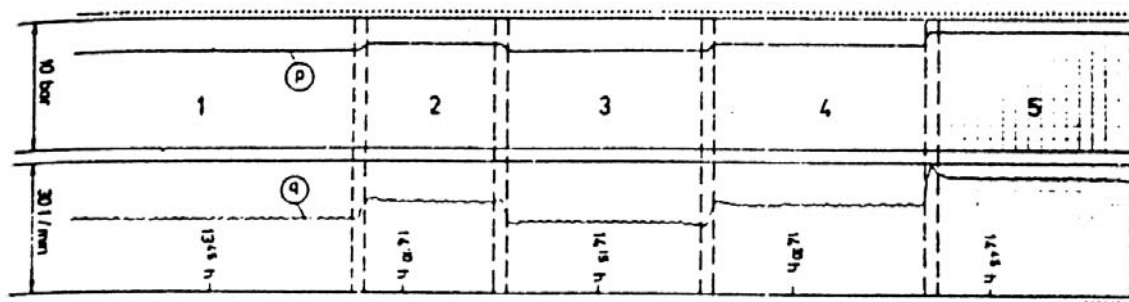


Abbildung 58: Originalaufzeichnung von Druck und Wassermenge während eines WD-Versuchs mit einem elektronischen Meßgerät

7.4 Auswertung

7.4.1 Zusammenfassende p-Q-t-Diagramme

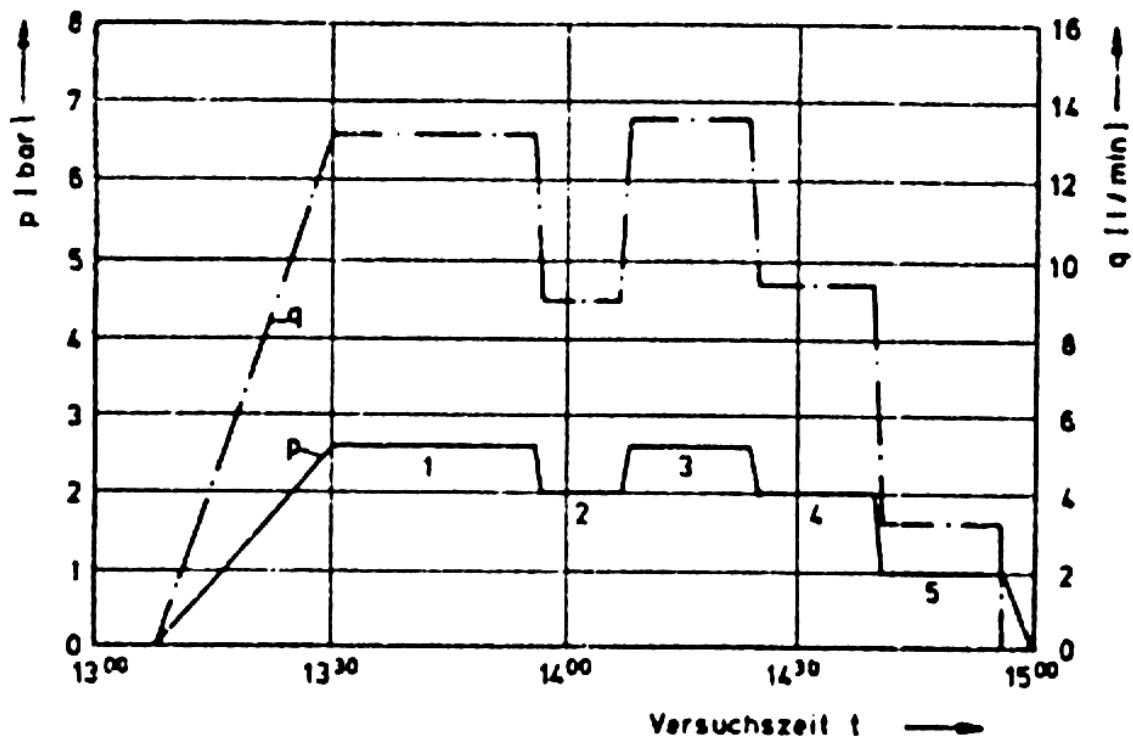


Abbildung 59: Zusammenfassendes p-Q-t-Diagramm zur Originalaufzeichnung aus voriger Abbildung

- Darstellung der einzelnen Druckstufen und der zugehörigen Durchflußmengen in einem zeitlichen Diagramm
- Geglättete Form der Originalaufzeichnung, messungsbedingte Schwankungen bleiben unberücksichtigt, es werden nur Endwerte des Druckes und der Durchflußmenge im stationären Zustand eingetragen.

7.4.2 p-Q-Diagramme

3 verschiedene Grundformen:

1. Wasseraufnahme wächst linear mit dem Druck und fällt auch wieder linear mit diesem zum Ausgangspunkt zurück. Das Korngerüst oder Kluftnetz verändert sich nicht.
2. Beim Verpressen kommt es zur Aufweitung des Korngerüsts bzw. zu Aufreißen oder zu Erosion der Klüfte. Die Wasseraufnahme steigt überproportional zum Druck und beim rückläufigen Durchfahren der Druckstufen bleiben die Werte größer als vor dem Aufreißen.
3. Beim Verpressen kommt es zum Eintrag von Feinmaterial in das Korngerüst bzw. die Klüfte und dadurch zum Verstopfen. Die Wasseraufnahme steigt nur unterproportional zum Druck und beim rückläufigen Durchfahren der Druckstufen bleiben die Werte kleiner als vor dem Verstopfen.

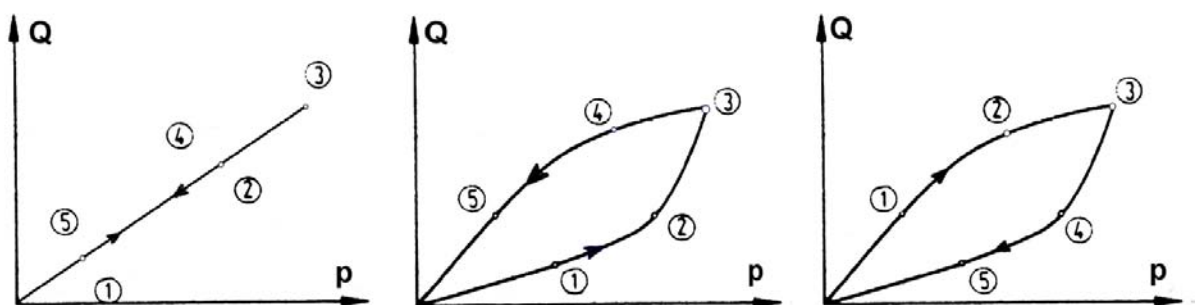


Abbildung 60: p-Q-Diagramme mit verschiedenen Kurvenverläufen

Beispiele für weitere Kurvenverläufe für den Fall des Aufreißens, der in der Natur am häufigsten auftritt:

	FESTIGKEIT (Relation Gesteinsfestigkeit zu angeordnetem Pumpendruck)	FUGENZUSTAND	VERHALTEN DER WASSERAUFNAHMEN BEIM WD - VERSUCH	GRUNDTYP	WD - VERSUCHSDIAGRAMM
festigkeitsbedingtes Aufreißen	größer als Pumpendruck	geschlossen	keine Aufnahme	1	
	groß, während Versuch überwunden	zunächst geschlossen	zunächst keine, später geringe	2	
	groß, elastisch	teilweise offen	± proportional	3	
	klein, elastisch	teilweise offen	überproportional	4	
	groß, plastisch	teilweise offen	überproportional	5	
	klein, plastisch	teilweise offen	überproportional, teilweise irreversibel	6	
	klein bis groß, Zugfestigkeit einer Fugenart klein	zunächst geschlossen	überproportional, a) reversibel b) irreversibel	7	
erosionsbedingtes Aufreißen	immer kleiner als die verfügbaren Pumpendrucke	offen, gefüllt mit schwach kohäsivem u. adhäsivem Füllmaterial	erst ± proportional, dann plötzlich starke Steigerung, geringer Druckverlust	8	
		offen, gefüllt mit stark kohäsivem und adhäsivem Füllmaterial	erst ± proportional, dann verzögerte Steigerung	9	
		offen, gefüllt mit kohäsionslosem Füllmaterial	erst ± proportional dann schnelle Steigerung, starker Druckverlust	10	

Abbildung 61: Verschiedene Kurvenverläufe für den Fall des Aufreißens von Klüften in Abhängigkeit von Gebirgsfestigkeit und Fugenzuständen

Herleitung des **WD-Werts** oder **LUGEON-Werts** aus p-Q-Diagrammen:

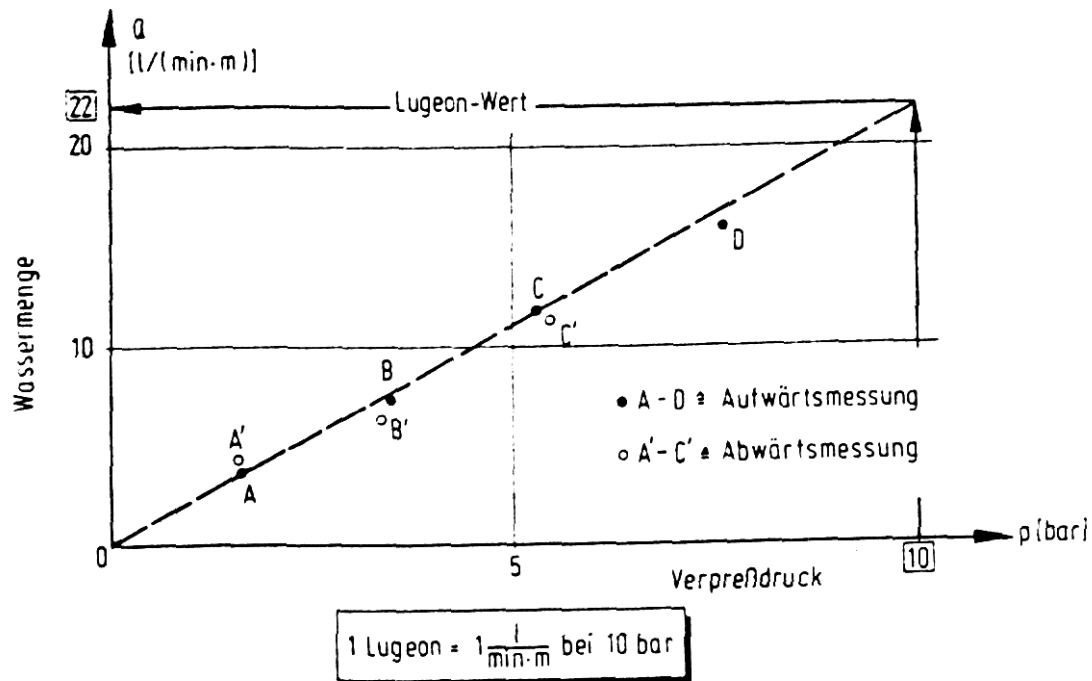


Abbildung 62: Bestimmung des WD-Wertes aus einem p-Q-Diagramm

Der WD-Wert ist die bei einem Druck von 10 bar verpeßte Wassermenge pro Minute und Meter Teststrecke. Seine Einheit ist **LUGEON**.

$$1 \text{ LUGEON} = 1 \frac{l}{min \cdot m} \quad \text{bei 10 bar}$$

Verfasser	Angabe des Verfassers		Umrechnung	
	WD-Wert l/(min·m)	Druck bar	WD-Wert l/(min·m)	Druck bar
LUGEON (1933)				
H ≈ 30m	1	10	0,3	3
H ≥ 30m	3	10	0,9	3
JÄHDE (1953)				
Einspreibbohrung	0,1	3	0,1	3
Kontrollbohrung	0,5-1,0	3	0,5-1,0	3
TERZAGHI (1929)	0,05	0,1	1,5	3
KEIL	0,2	3	0,2	3
BLATTNER	0,33	10	0,1	3
USA	3-4	10	0,9-1,2	3
UdSSR				
H = 10m	0,05	0,1	1,5	3
H = 30m	0,03	0,1	0,9	3
H > 30m	0,01	0,1	0,3	3

Abbildung 63: Abdichtungsgrenze verschiedener Autoren für den Untergrund von Staudämmen auf der Grundlage von WD-Versuchen, umgerechnet auf einen Vergleichswert von 3 bar (H = Dammhöhe)

7.4.3 Teufenabhängige Darstellung von p-Q- oder WD-Werten

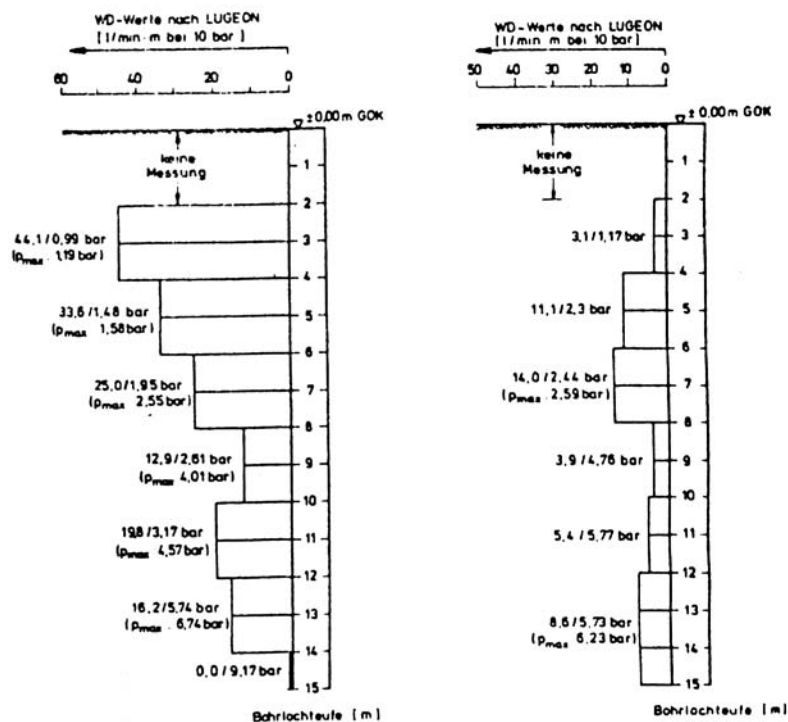


Abbildung 64: Teufenabhängige Darstellung von WD-Werten

7.4.4 Bestimmung von k_f -Werten

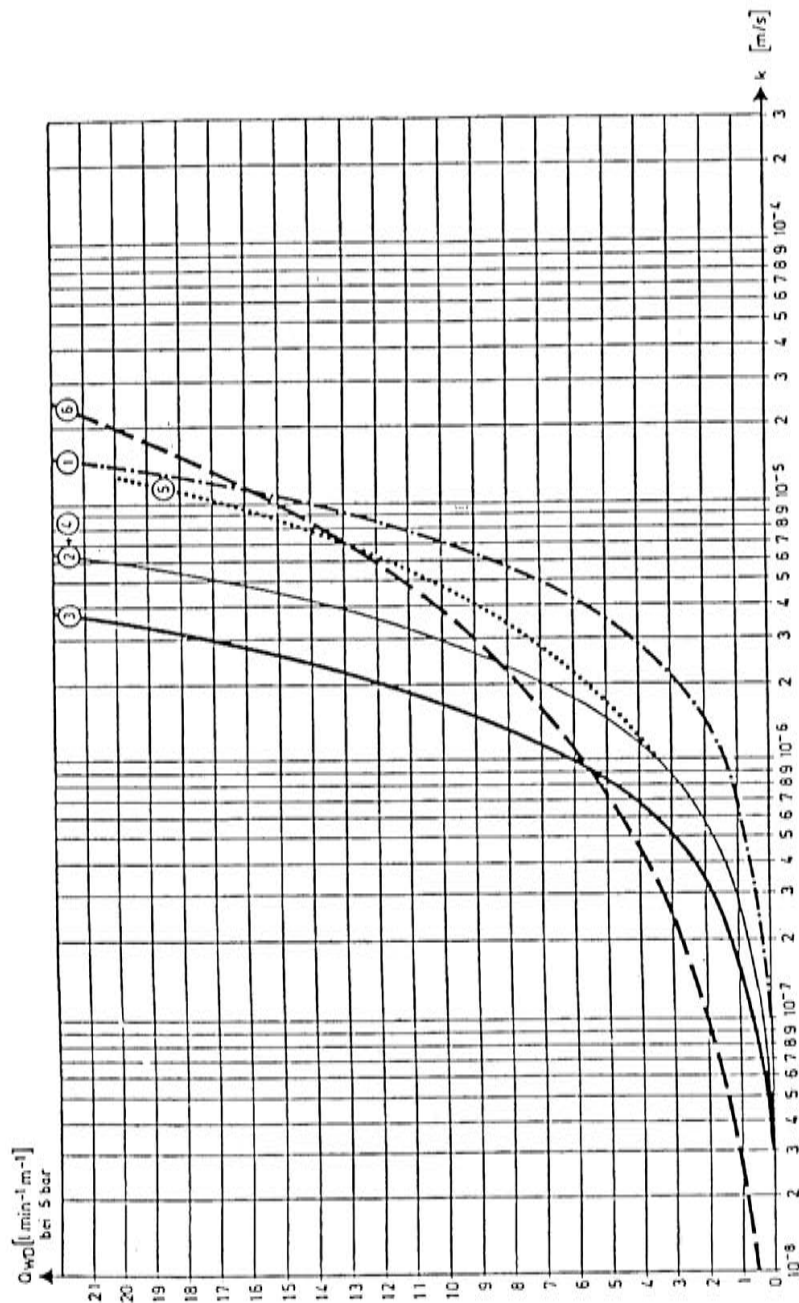


Abbildung 65: Beziehung zwischen Wasseraufnahme bei WD-Tests und Durchlässigkeitsbeiwert nach theoretischen Ansätzen (1-5, nach Earth Manual 1941, Maag 1941, Kollbrunner 1947, Gilg und Gavard 1957) und empirischer Auswertung (6, Heitfeld 1965)

8 Weitere hydraulische Testverfahren

8.1 Pulse-Test (Druckstoß-Test)

- Prinzip:
 - Erhöhung des natürlichen hydraulischen Drucks in einem kurzen, mit Doppelpacker abgedichteten Bohrlochabschnitt mit einem impulsartigen Druckstoß
 - automatische Messung des Druckabfalls über die Zeit
- Vorteile:
 - kostengünstig
 - auch für geringe Durchlässigkeiten
 - tiefendifferenzierte Messung von Durchlässigkeiten, z. B. getrennte Messung von Matrix und Klüften in Kluftgrundwasserleitern
- Nachteile:
 - geringe Repräsentativität der Ergebnisse (nur für direktes Brunnenumfeld gültig)
 - Auftreten von Umläufigkeiten
 - mögliche Veränderungen in der Bohrlochwand (Aufreißen oder Verstopfen von Klüften) bei zu hohen Drücken

8.2 Drill-Stem-Test

- Abdichtung eines unverrohrten Bohrlochabschnittes in gespanntem Grundwasserleiter mit Doppel-Packer
- wenn sich natürliche, gespannte Verhältnisse eingestellt haben, Öffnung eines Ventils über ein Gestänge \rightarrow Druckabfall in Teststrecke, Zufluß von Wasser aus der Brunnenumgebung, Anstieg des Wassers in Steigrohr (*Fließphase*)
- Schließen des Ventils \rightarrow erneuter Druckaufbau (*Druckaufbauphase* oder *Schließphase*)
- beide Phasen werden alternierend mehrmals wiederholt, dabei wird kontinuierlich der Druck in der Teststrecke und die Höhe des Wassers im Steigrohr aufgezeichnet
- Auswertung getrennt nach Fließphase (analog Slug-Test) und Druckaufbauphase (Verfahren von *HORNER* (halblogarithmisches Druck-Zeit-Diagramm) oder Wiederanstiegsmethode von *THEIS*)

Abbildung 66: Druck-Zeit-Diagramm eines Drill-Stem-Tests

- Anwendungsgebiet: Bestimmung von Durchlässigkeiten in gespannten Festgesteingrundwasserleitern von mittlerer bis geringer Durchlässigkeit (k_f ca. $10^{-4} - 10^{-7} \text{ m/s}$)
- Vorteile:
 - noch bei geringen Durchlässigkeiten anwendbar
 - tiefendifferenzierte Durchlässigkeitsbestimmung

- keine Veränderungen in der Bohrlochwand sowie Auftreten von Umläufigkeiten, da kein Überdruck verwendet wird

- Nachteile:

- zeitaufwendiges und damit teures Verfahren
- nur in gespannten Grundwasserleitern anwendbar

9 Zusammenfassung und Vergleich der hydraulischen Testverfahren

Verfahren	Vorteile	Nachteile	Anwendung
Pumpversuche - Langzeit - Kurzzeit	<ul style="list-style-type: none"> - Durchlässigkeitsangaben für größere Gebiete gültig - exakte Durchlässigkeitsangaben - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten - genaue Durchlässigkeitsangaben 	<ul style="list-style-type: none"> - großer Zeitaufwand - hohe Kosten - Durchlässigkeitsangaben nur für kleine Gebiete gültig 	GwLeiter GwLeiter GwHemmer
Open-End-Test	<ul style="list-style-type: none"> - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten - Minimum an Versuchsausrüstung 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - nur punktuelle, tiefenabhängige Durchlässigkeitsangaben 	GwLeiter GwHemmer
Pulse-Test	<ul style="list-style-type: none"> - genaue Druckmessung - anwendbar für Gebirgsbereiche mit geringer Durchlässigkeit - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - Durchlässigkeitsangaben nur für unmittelbare Bohrlochumgebung gültig - Durchlässigkeitsangaben beziehen sich nur auf punktuelle, tiefenabhängige Testabschnitte - bei zu hohem Druckimpuls: Verformung der Bohrlochwandung und hydraulisches Aufreißen des Gebirges - Zerstörung des Packers in klüftigen Zonen 	GwHemmer
Packer-Test	<ul style="list-style-type: none"> - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten - exakte Festlegung von Auflockerungszonen - anwendbar über und unter dem Grundwasserspiegel 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - Durchlässigkeitsangaben nur für unmittelbare Bohrlochumgebung gültig - bei zu hohem Druck: Aufreißen bzw. Freispielen von Klüften, Umläufigkeiten um Packer möglich - Schwierigkeiten bei exakter Messung des Abpreßdrucks - Zerstörung des Packers in klüftigen Zonen 	GwLeiter GwHemmer
Slug-Test/ Ball-Test	<ul style="list-style-type: none"> - geringer technischer Aufwand - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten - keine Änderung der hydraulischen Verhältnisse 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - Durchlässigkeitsangaben nur für unmittelbare Bohrlochumgebung gültig 	GwLeiter GwHemmer
Drillstem-Test	<ul style="list-style-type: none"> - Unterdruck in der Prüfstrecke, dadurch Freispülung von künstlich verstopften Trennflugen 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - Durchlässigkeitsangaben nur für unmittelbare Bohrlochumgebung gültig - hoher Zeitaufwand - hohe Kosten - hoher hydrostatischer Druck erforderlich - Zerstörung des Packers in klüftigen Zonen 	gespannter GwLeiter GwHemmer
Einschwingverfahren	<ul style="list-style-type: none"> - geringer Zeitaufwand - geringe Kosten - exakte Festlegung von Auflockerungszonen - keine Änderung der hydraulischen Verhältnisse 	<ul style="list-style-type: none"> - nur angenäherte Durchlässigkeitsangaben - Durchlässigkeitsangaben nur für unmittelbare Bohrlochumgebung gültig - Ergebnisse abhängig von der Konstruktion der GwMeßstelle (kleiner Bohrdurchmesser günstig) 	GwLeiter GwHemmer

Abbildung 67: Vergleich verschiedener hydraulischer Verfahren

10 Dauerhafte Absenkung des Grundwasserspiegels

- dauerhafte Grundwasserabsenkung z. B. bei Trinkwassergewinnung oder Entwässerung von Baugruben oder Tagebauen
- Trinkwassergewinnung: Probleme bei zu hoher Absenkung durch Zutritt von Grundwasser aus hangenden oder liegenden (eventuell kontaminierten) Schichten bei halb(un)gespannten Grundwasserleitern oder vertikalen hydraulischen Kurzschlüssen, Zutritt von Salzwasser bei Brunnen in Meeresnähe, Setzung des Untergrundes → Berechnung von maximalen Entnahmemengen etc.
- Entwässerung von Baugruben oder Tagebauen: Berechnung von minimalen Entnahmemengen zum Erreichen der geforderten Absenkung
- Probleme können analog zu Pumpversuchen behandelt werden
- häufig Überlagerung mehrerer Brunnen, z. B. bei flächenhafter Entwässerung von Baugruben → Anwendung des *Superpositionsprinzips*

$$s = s_1 + s_2 + s_3 + \dots = \sum_{i=1}^n s_i \quad (198)$$

Superposition am Beispiel der *DUPUIT-THIEM*-Gleichung:

$$s_i = \frac{Q_i}{2\pi T} \ln \frac{R_i}{r_i} \quad (199)$$

$$s = \frac{1}{2\pi T} \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \ln \frac{R_i}{r_i} \quad (200)$$

- nur gültig, wenn sich die hydraulischen Parameter k_f , M und damit T nicht ändern \rightarrow nur für gespannte GWL
- für freie GWL: Korrektur der Absenkungen, Superpositionsprinzip auf imaginäre Absenkungen anwenden

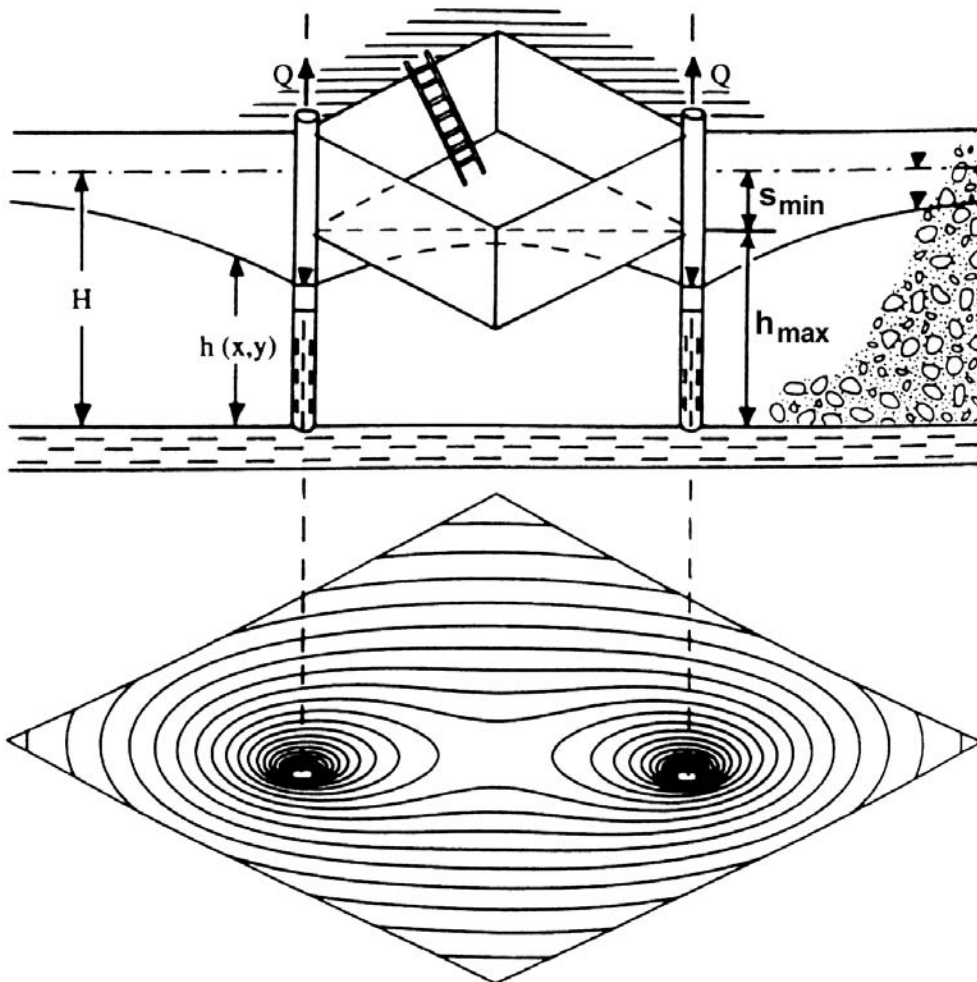


Abbildung 68: Entwässerung einer Baugrube mit zwei Brunnen

– Ist Q_i aller Brunnen gleich, gilt

$$s = \frac{1}{2\pi T} \cdot n \left(Q_i \cdot \ln \frac{R_i}{r_i} \right) \quad (201)$$

$$Q_i = \frac{s 2\pi T}{n \cdot \ln \frac{R_i}{r_i}} \quad (202)$$

- Umrechnung polarer in kartesische Koordinaten (Pythagoras):

$$r_i = \sqrt{(x - x_{Bi})^2 + (y - y_{Bi})^2} \quad (203)$$

x und y = Koordinaten eines beliebigen Punktes, für den die Absenkung berechnet werden soll

x_{Bi} und y_{Bi} = Koordinaten des Brunnens i

Gleichung von *DUPUIT-THIEM* mit kartesischen Koordinaten:

$$s_i = \frac{Q_i}{2\pi T} \cdot \ln \frac{R}{\sqrt{(x - x_{Bi})^2 + (y - y_{Bi})^2}} \quad (204)$$