

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Article, Published Version

**Armbruster, Heinrich; Venetis, Chris**

## **Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser**

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102894>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Armbruster, Heinrich; Venetis, Chris (1986): Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 59. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 55-84.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Dipl.-Ing. Heinrich A r m b r u s t e r  
Dr.-Ing. Chris V e n e t i s \*

DER EINFLUSS VON ZEITWEILIG ÜBERSTAUTEN POLDERLFÄCHEN  
AUF DAS GRUNDWASSER

Influence of periodically flooded polder areas  
on groundwater

Inhaltsangabe

Im Artikel wird ein instationäres Berechnungsverfahren beschrieben, das den Einfluß einer flächenhaften Überflutung eines Gebietes auf das Grundwasser des nicht überfluteten Nachbargesbietes beschreibt. Das Modell ist zwar eindimensional, berücksichtigt aber die Wirkung einer teildurchlässigen Deckschicht. Dem Berechnungsverfahren liegt eine charakteristische Lösung der Diffusionsgleichung in Form einer konvergierenden Reihe zugrunde, womit die Strömungsverhältnisse im Untergrund des Rückhaltebeckens beschrieben werden. Die zugrundeliegende Null-Anfangsbedingung ermöglicht die Berücksichtigung der herrschenden Grundwasserverhältnisse durch einfache Superposition.

Summary

Flood protection of inhabited areas by means of provisional storage in flooded polders can have a desasterous effect on the groundwater stand of adjacent areas. The problem considered is timedependent and the proposed solution is based on the combination of the solution of the onedirectional heat equation of a leaky sealing layer. The solution is, for practical purpose, input independent and based on a zero initial state, which makes it possible to account for any assumed initial state by a simple addition.

\* Rijkshogeschool Gronigen, Niederlande

<u>I N H A L T</u>	Seite
1 Einleitung	57
2 Problemdarstellung	57
3 Geohydrologische Parameter	58
4 Grundlagen der Berechnung	59
4.1 Berechnungsmodell	59
4.2 Strömungsverhältnisse im Polder (Feld 1)	61
4.3 Strömungsverhältnisse im Hinterland (Feld 2)	62
4.4 Die kombinierte Strömung (Felder 1 + 2)	64
4.5 Berücksichtigung der Hochwasserwelle	65
5 Ergebnisse der Berechnungen	67
5.1 Die Grundwasserverhältnisse im Feld 2	67
5.2 Einfluß der Parameter des Feldes 1	71
5.3 Einfluß der Parameter des Feldes 2	73
5.4 Einfluß der Hochwasserwelle	76
5.5 Zusammenfassung	77
6 Anwendungen	78
6.1 Beispiel Rückhaltebecken	78
6.2 Beispiel Flußpolderung	81
7 Literatur	83

## 1 Einleitung

Mit dem Bau von Polderdämmen zur Rückhaltung von Flußhochwässern bzw. dem Bau von Regenrückhaltebecken ergeben sich heute verstärkt Probleme für das Grundwasser. Dies sind zum einen Probleme der Grundwasserkontamination, zum anderen Probleme des Grundwasseranstiegs in z.T. bebauten Flächen, die hier behandelt werden. Für viele Probleme können stationäre Verhältnisse zugrundegelegt werden. Die Ergebnisse der Prognoserechnungen für einen stationär angenommenen hydraulischen Zustand weichen bei den relativ kurzfristigen Hochwasserereignissen aber oft stark von den instationär errechneten Größen  $h$  und  $q$  ab, so daß die vereinfachten Betrachtungen oft Investitionen von nicht mehr vertretbarem Aufwand erfordern würden. Das hier vorgestellte Verfahren zu zeitabhängigen Berechnungen ist weitgehend analytisch, wodurch die Resultate einen allgemeinen Charakter erhalten, den die durchaus vorhandenen physikalischen bzw. numerischen Modelle nicht besitzen. Das Verfahren wird an einem zwar konkreten aber vereinfachten Fall eines Rückhaltebeckens erläutert. Am Schluß wird auf die Probleme bei Hochwässern an Flüssen hingewiesen.

## 2 Problemdarstellung

Das 30-jährliche Hochwasser des Gewässers im Bild 1 hat in der Vergangenheit durch Ausuferung zwei landwirtschaftlich genutzte Flächen überflutet, die durch eine hochgelegene Straße getrennt sind. Die Grenzen der tiefer gelegenen Überflutungsflächen waren sowohl durch die topographischen Gegebenheiten (z.B. Geländesprung im Westen) als auch durch den Straßendamm vorgegeben. Für die Zukunft ist geplant, den Polder I als Rückhaltebecken auszubauen, damit eine talabwärts liegende Überflutungsfläche bebaubar wird. Damit ist der Polder I höher als bisher einzustauen (Bild 1); der Polder II soll durch Pumpen auf der alten Überstauhöhe gehalten werden. Für diese Maßnahmen müssen sowohl ein neuer Damm als auch ein Regelungsbauwerk R gebaut werden. Außerdem wird ein Pumpwerk P bei der Straßendurchführung notwendig, das nach der Abspernung des Polders I vom Polder II den Wasserzufluß bewältigen kann. Mit dem Regelungsbauwerk R kann die Wasserspiegellage des Polders I eingestellt werden, außerdem kann die Dauer des Höchststaus (Verweildauer  $t'$ ) zweckmäßig geregelt werden.

Durch die beschriebenen Maßnahmen werden wahrscheinlich westlich des Polders I die Grundwasserstände in einem bebauten Gebiet verändert. Der Gutachter sollte diese Veränderungen bestimmen ( $h$ ) und eine Absenkmaßnahme dimensionieren (Angabe von  $q$ ) für den Fall, daß die Grundwasserstände einen vorgegebenen Wasserstand überschreiten würden.

Die Lösung der Probleme wurde mit Hilfe des nachstehend beschriebenen Modells durchgeführt.



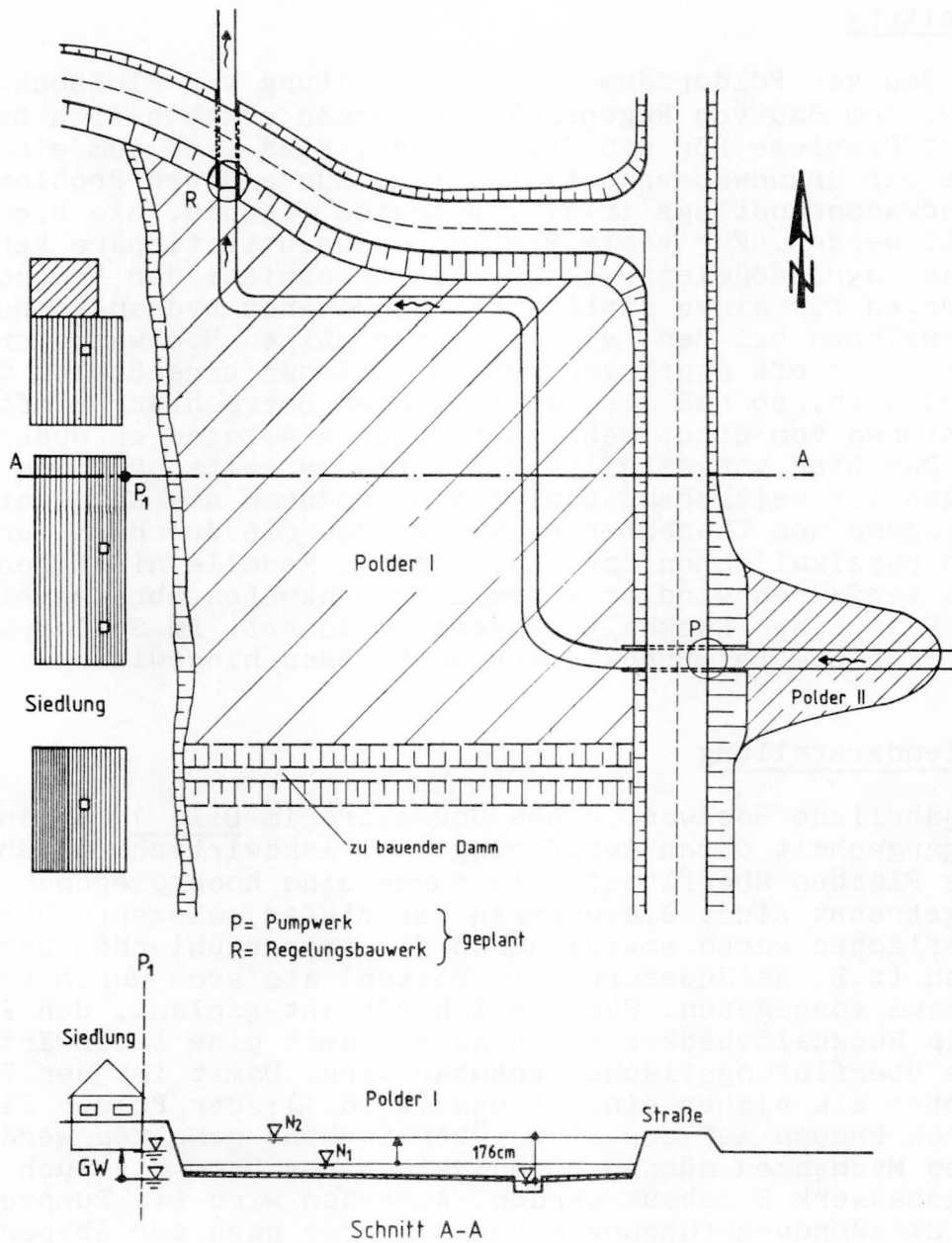


Bild 1 Lage und Schnitt durch Polder des Beispiels

### 3 Geohydrologische Parameter

Die instationäre Bewegung des Wassers im Boden (in eine Richtung) kann unter der Voraussetzung konstanter Transmissivität mit Hilfe der Differentialgleichung

$$\frac{d^2h}{dx^2} = \frac{S}{T} \frac{dh}{dt} - \frac{J}{T} \quad (1)$$

$h$  = Potentialhöhe  
 $S$  = Speicherkoeffizient  
 $T$  = Transmissivität  
 $I$  = Infiltration

beschrieben werden. Die beiden Parameter  $S$  (Speicherkoeffizient) und  $T$  (Transmissivität = Schichtmächtigkeit mal Durchlässigkeit) sind vom Untergrund abhängig. Dieser besteht im vorliegenden Fall aus etwa 15 m mächtigen sandigen Kiesen des Flußtals, die über einem gering durchlässigen Tonstein lagern. Aus den Kornverteilungen der erbohrten Bodenproben wurde eine mittlere Durchlässigkeit von  $k = 0,00075$  m/s errechnet. Der Speicherkoeffizient  $S$  mußte mangels Pumpversuche geschätzt werden. Er wurde mit  $S = 0,10$  (im Mittel) angenommen, da keine gespannten Grundwasserverhältnisse vorliegen. Der Einfluß des Infiltrationsgliedes der Gleichung (1) wird in den Randbedingungen bei der Lösung berücksichtigt (Punkt 4). Dort ist zu erkennen, daß sowohl Angaben zu den Wasser- bzw. Grundwasserständen notwendig sind als auch Angaben zur Deckschicht der Polderfläche. Die Stärke  $d'$  der Deckschicht aus feinsandigen Schluffen wurde mittels einer Schlitzsonde mit etwa 2 m ermittelt, die Durchlässigkeit an Bodenproben im Labor mit  $k' = 10^{-7}$  m/s gemessen. Die notwendigen Angaben zum Grundwasserstand wurden aus langjährigen Beobachtungen erhalten, die Angaben zum Hochwasser stammen aus Prognoserechnungen (zukünftiger Fall) bzw. Messungen (heutiger Zustand).

Die in Gleichung (1) konstant vorausgesetzte Transmissivität ist auch für den Fall einer freien Oberfläche näherungsweise noch anwendbar, wenn die Schwankungen der freien Oberfläche relativ klein sind gegenüber der Grundwassermächtigkeit  $m$ .

## 4 Grundlagen der Berechnung

### 4.1 Berechnungsmodell

Die Berechnungen werden mit einem eindimensionalen hydraulischen Modell durchgeführt (Bild 2), das den Einfluß des instationären Geschehens im Feld 1 (Aufstau und Überstau) auf die Grundwasserverhältnisse des Hinterlandes (Feld 2) beschreibt.

Die Berechnung der Potentialhöhe  $h(x, t)$  im Feld 2 erfolgt mit Hilfe der instationären Grundgleichung (1). Dabei muß berücksichtigt werden, daß die zu berechnenden Strömungsverhältnisse im Feld 2 von den Strömungsverhältnissen im Feld 1 abhängen. Es wird daher folgendermaßen vorgegangen:

1. Ausgangszustand für die Berechnung ist ein Ruhezustand mit dem Grundwasserspiegel auf  $h = 0$  (Bild 2) d.h. es findet keine Strömung statt. Berechnet wird nur die Auswirkung der nun im Feld 1 ankommenden Hochwasserwelle, wobei eine in Wirklichkeit schon vorhandene Strömung aufgrund des linearen Charakters der Gleichung (1) durch Superposition nachträglich berücksichtigt werden kann.

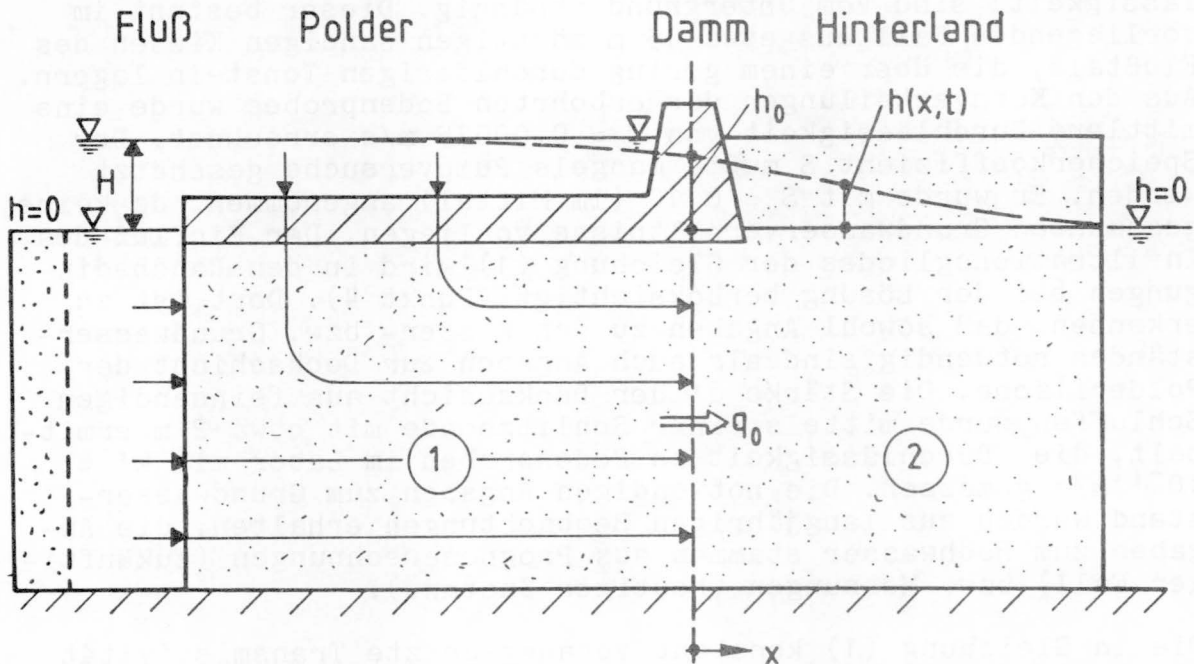


Bild 2 Prinzip des hydraulischen Modells

2. Für die Grundwasserströmung des überfluteten Feldes 1 gilt, daß sowohl ein Potentialabbau durch die Deckschicht als auch durch den Grundwasserleiter erfolgt. Der Potentialabbau durch die als vertikal durchströmt angenommene Deckschicht hängt vom Widerstand dieser Schicht, dem Faktor  $c = d'/k'$  ab, der Potentialabbau im Grundwasserleiter von der Transmissivität  $T$ . Am Übergang der Felder 1 und 2 ist daher nur noch das Potential  $h_0$  ( $0 < h_0 < H$ ) vorhanden. Der Durchfluß  $q_0$  strömt dabei vom Feld 1 ins Feld 2 ein (Bild 2).
3. Die Lösung des instationär behandelten Problems erfolgt dadurch, daß am linken Rand des Feldes 1 eine Belastung  $H = 1$  aufgebracht wird, die plötzlich auftritt (bei  $t = 0$ ) und für alle Zeiten  $t > 0$  erhalten bleibt (Unit step input). Gerechnet wird dann die Auswirkung dieser Einheitsbelastung im Feld 2 unter Berücksichtigung der Randbedingungen. Die im Feld 1 ablaufende Hochwasserwelle wird in Einzelschritte aufgeteilt, die alle zu vorgegebenen Zeiten jeweils plötzlich auftreten und für alle Zeiten  $t > 0$  wirken (Punkt 4.5). Durch die lineare Überlagerung der Auswirkung jedes Teilschrittes (aufsteigende Welle liefert positive, absteigende Welle negative Anteile) ergibt sich das Nachfahren jeder beliebigen Hochwasserwelle in Schritten (Diskretisierung). Durch die richtige, evtl. extreme Wahl der geometrischen Parameter ( $L, m$ ) und geohydrologischen Parameter ( $c, S, k$ ) lassen sich viele praktische Probleme behandeln. Zum Beispiel erhalten wir für  $L = 0$  im Feld 1

den Einfluß einer Hochwasserwelle eines Flusses auf das direkt angrenzende Hinterland.

#### 4.2 Strömungsverhältnisse im Polder (Feld 1)

Im Aquifer 1 (Bild 3) werden stationäre Strömungsverhältnisse angenommen, die sich nach Aufbringung von  $H = 1$  (Aufstau plus Überflutung) ohne Zeitverzögerung einstellen. (Dies trifft für einen durch die Deckschicht als gespannt angenommenen Grundwasserleiter mit guter Genauigkeit zu, da  $S$  sehr klein ist.)

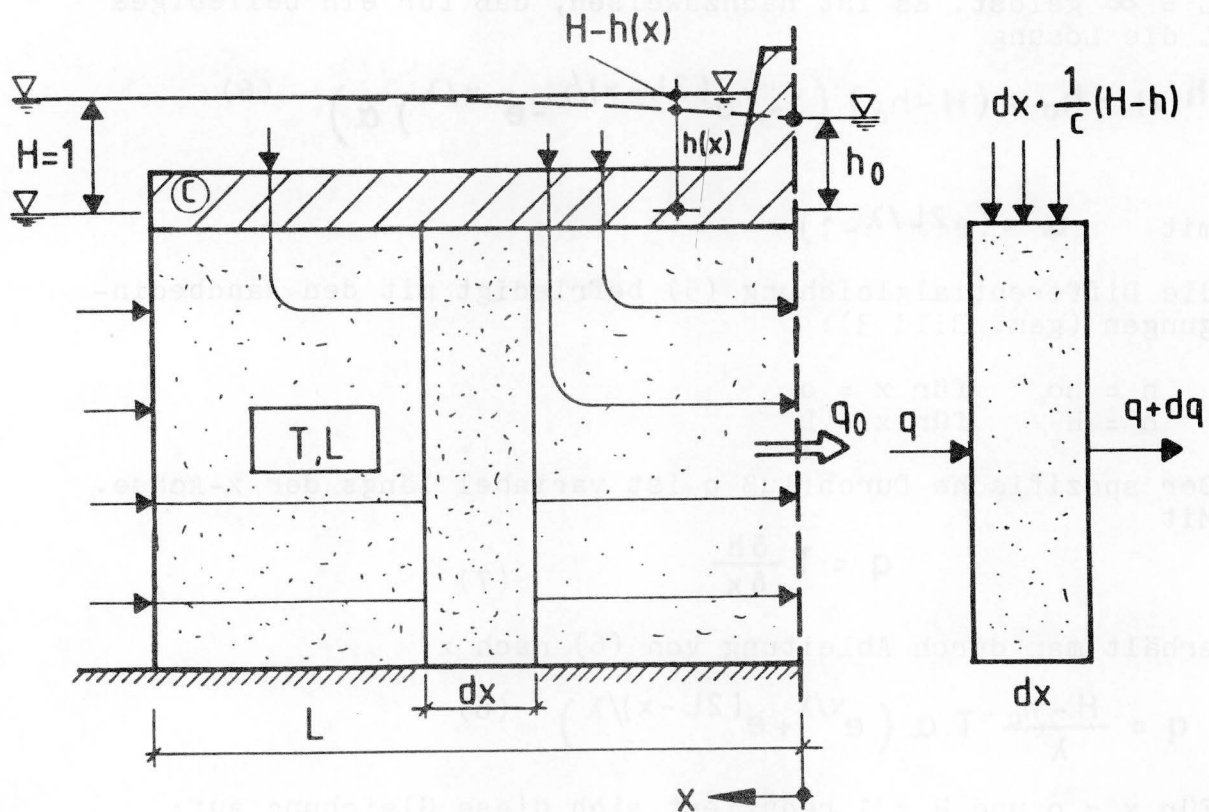


Bild 3 Prinzipskizze zur Sickerung im Polderfeld

Die Eigenschaften der Deckschicht sind in  $c = d'/k'$  enthalten (siehe Punkt 4.2). Die Fließgeschwindigkeit  $v$  in der Deckschicht lautet dann:

$$v = \frac{1}{c} (H - h) \quad (2)$$

wobei  $H$  der vorhandene Wasserdruck an der Oberkante der Deckschicht und  $h$  das piezometrische Niveau im Grundwasserleiter ist. Das Potential wird vom linken Rand ( $H = \text{constant} = 1$ ) zum rechten Rand des Feldes auf  $h_0$  abgebaut, d.h. die Strömung wird durch den Potentialunterschied ( $H - h_0$ ) bestimmt.

Gemäß Bild 3, rechte Figur, gilt:

$$dq = dx \frac{1}{c} (H-h) \quad (3) \quad \text{Massenerhaltungsgesetz}$$

und  $\frac{dq}{dx} = -T \frac{d^2 h}{dx^2} \quad (4) \quad \text{DARCY-Gesetz}$

Die Kombination der Gleichungen (3) und (4) liefert die Gleichung (5)

$$\frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{1}{\lambda^2} (H-h) = 0 \quad (5)$$

mit  $\lambda^2 = T \cdot c$

Die Differentialgleichung (5) ist in der Literatur /4/ für  $L = \infty$  gelöst. Es ist nachzuweisen, daß für ein beliebiges  $L$  die Lösung

$$h(x) - h_0 = (H-h_0) \left( 1 - (e^{(2L-x)/\lambda} - e^{-x/\lambda}) \alpha \right) \quad (6)$$

mit  $\alpha = (e^{2L/\lambda} - 1)$

die Differentialgleichung (5) befriedigt mit den Randbedingungen (gem. Bild 3):

$$\begin{aligned} h &= h_0 & \text{für } x &= 0 \\ h &= H & \text{für } x &= L \end{aligned}$$

Der spezifische Durchfluß  $q$  ist variabel längs der  $x$ -Achse. Mit

$$q = T \frac{\delta h}{\delta x} \quad (7)$$

erhält man durch Ableitung von (6) nach  $x$ :

$$q = \frac{H-h_0}{\lambda} T \alpha \left( e^{x/\lambda} + e^{(2L-x)/\lambda} \right) \quad (8)$$

Für  $x = 0$  und  $H = 1$  reduziert sich diese Gleichung auf:

$$q_0 = T \frac{1-h_0}{\lambda} \beta \quad (9)$$

mit  $\beta = \frac{e^{2L/\lambda} + 1}{e^{2L/\lambda} - 1}$

Für  $L > 2\lambda$  ist innerhalb der üblichen Genauigkeitsgrenzen (von  $\approx 3\%$ ) der Wert  $\beta$  ungefähr 1, womit die Gleichung (9) in die bekannte Gleichung für  $L = \infty$  übergeht.

#### 4.3 Strömungsverhältnisse im Hinterland (Feld 2)

Die Strömungsverhältnisse im Feld 2 werden zeitabhängig betrachtet unter der aus Feld 1 übernommenen Randbedingung, daß am linken Rand (Bild 4) eine plötzliche Erhöhung des Wasserstandes um  $h_0$  stattfindet (wobei der spezifische Durchfluß  $q_0$  über den Rand einströmt). Für die zeitabhängige Grundwasser-



bewegung gilt hier die Grundgleichung (1) mit  $I = 0$  und den aus Bild 4 erkennbaren Randbedingungen:

$$\begin{aligned} h &= h_0 && \text{bei } x = 0 \\ h &= 0 && \text{bei } x = L \\ h(x) &= 0 && \text{für } t = 0 \text{ für alle } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

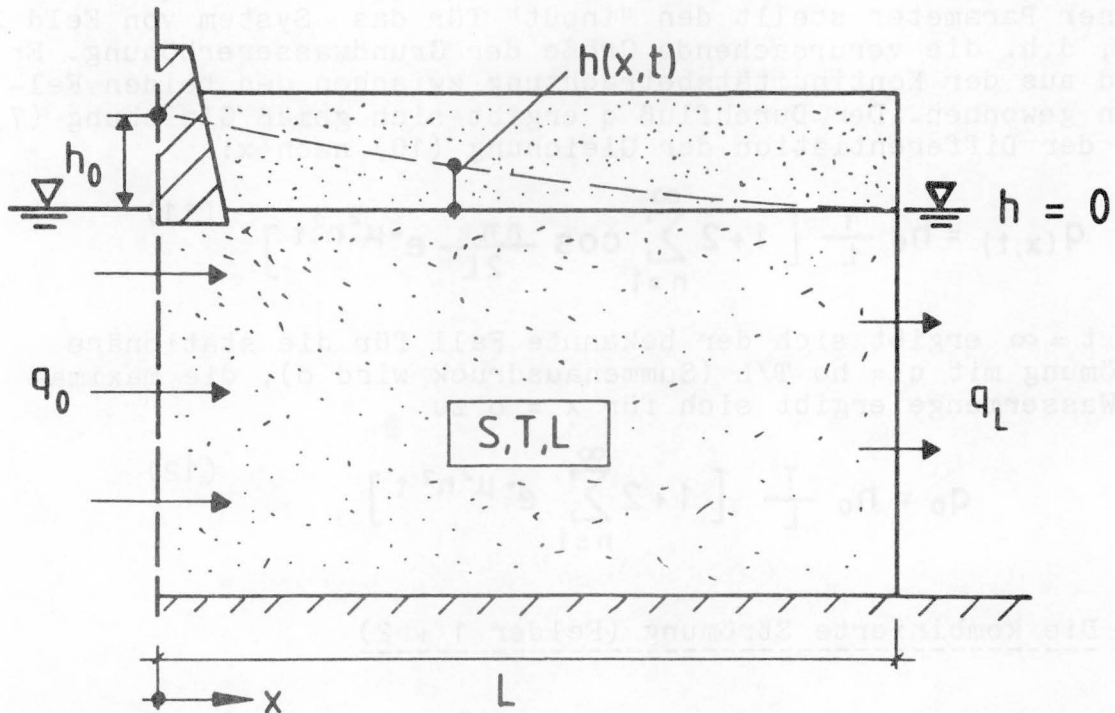


Bild 4: Prinzipskizze zur Sickerung im Hinterland

Die Lösung dieser Gleichung mit den genannten Randbedingungen (Randwertproblem) kann nur in der Form einer konvergenten unendlichen Reihe wiedergegeben werden, weil sonst die Anfangsbedingung  $h(x, 0) = 0$  nicht erfüllt werden kann. Der Ausdruck:

$$h(x,t) = h_0 \left[ \left(1 - \frac{x}{L}\right) - \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{L} e^{-\mu^2 n^2 t} \right] \quad (10)$$

mit 
$$\mu^2 = \frac{\pi^2 \cdot T}{L^2 \cdot S}$$

gibt für  $t = 0$  tatsächlich  $h(x, t) = 0$ , weil der Summenterm dann reduziert wird auf

$$\frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{L}$$

Dies ist nachweislich die FOURIER-Entwicklung der Funktion

$$f(x) = (1 - x/L) \text{ für } 0 \leq x \leq L.$$



Durch zweifache Ableitung von  $h$  nach  $x$  bzw. einfache Ableitung von  $h$  nach  $t$  läßt sich nachweisen, daß die Lösung (10) die Gleichung (1) mit  $I = 0$  und die o.g. Randbedingungen erfüllt. Damit ist die Abhängigkeit der Grundwassererhöhung  $h$  von den geometrischen und geohydrologischen Parametern des Aquifers (Feld 2) festgelegt. Unbekannt im Ausdruck (10) ist aber die Grundwassererhöhung  $h_0$  am linken Rand des Aquifers. Dieser Parameter stellt den "input" für das System von Feld 2 dar, d.h. die verursachende Größe der Grundwassererhöhung. Er wird aus der Kontinuitätsbetrachtung zwischen den beiden Feldern gewonnen. Der Durchfluß  $q$  ergibt sich gemäß Gleichung (7) aus der Differentiation der Gleichung (10) nach  $x$ :

$$q(x,t) = h_0 \frac{T}{L} \left[ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi x}{2L} e^{-\mu^2 n^2 t} \right] \quad (11)$$

Für  $t = \infty$  ergibt sich der bekannte Fall für die stationäre Strömung mit  $q = h_0 T/L$  (Summenausdruck wird 0), die maximale Wassermenge ergibt sich für  $x = 0$  zu

$$q_0 = h_0 \frac{T}{L} \left[ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\mu^2 n^2 t} \right] \quad (12)$$

#### 4.4 Die kombinierte Strömung (Felder 1 + 2)

Das Ziel aller Berechnungen ist die Kenntnis des Zusammenhanges zwischen den zeitabhängigen Wasserstandsänderungen im Polderraum (Feld 1) und den Grundwasserstands- und Sickerwassermengenveränderungen im Hinterland (Feld 2), der am Bild 5 erklärt wird:

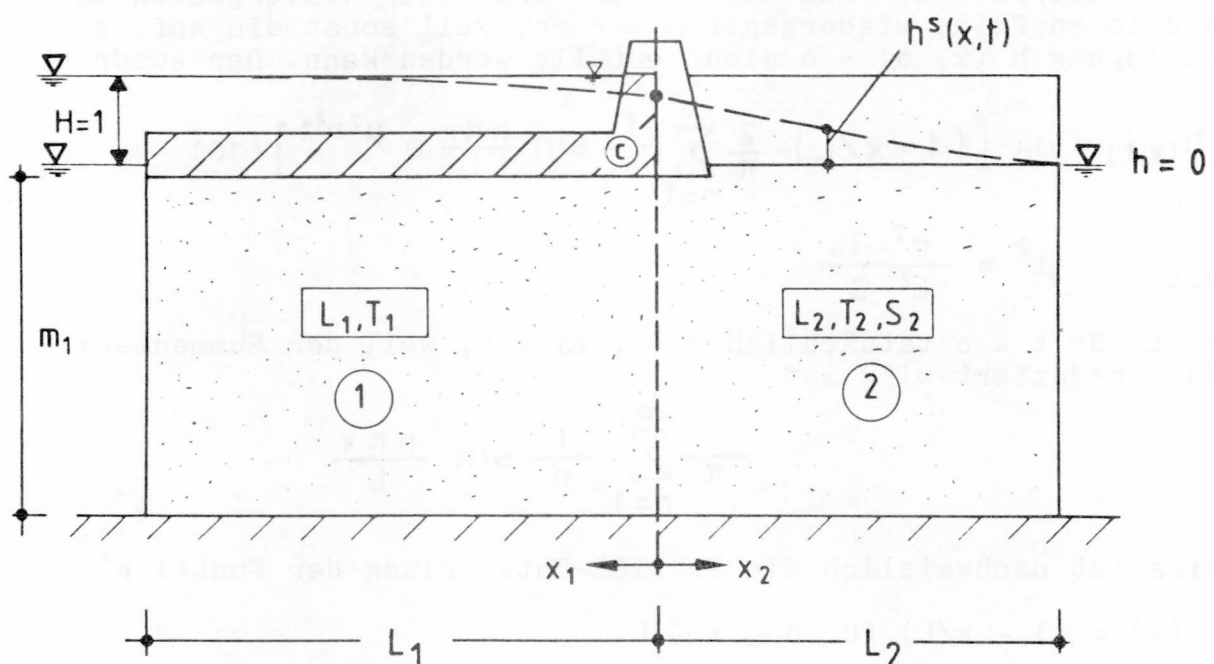


Bild 5 Prinzipskizze zur Sickerung, notwendige Parameter

Im System 1 wird plötzlich ein Potential der Höhe  $H = 1$  aufgebracht, wodurch am Übergang der beiden Felder bei  $x = 0$  die Potentialhöhe  $h_0$  auftritt. Die dadurch erzeugten Potentialhöhen  $h^S$  im Feld 2 (response-Höhen) können gemäß Gleichung (10) geschrieben werden mit

$$h^S(x,t) = h_0 \left[ (1-x/L_2) - \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{L_2} e^{-\mu^2 n^2 t} \right] \quad (13)$$

Aus der Kombination der Gleichungen (9) und (12) (austretendes  $q$  aus Feld 1 = eintretendes  $q$  in Feld 2) erhalten wir durch einige Umformungen die folgende Gleichung

$$h_0 = \frac{T_1}{\lambda} \beta_1 \left[ \frac{T_1}{\lambda} \beta_1 + \frac{T_2}{L_2} \beta_2 \right]^{-1} \quad (14)$$

mit 
$$\beta_1 = \frac{e^{2L_1/\lambda} + 1}{e^{2L_1/\lambda} - 1}$$

und 
$$\beta_2 = 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\mu^2 n^2 t} \quad (14 \text{ a})$$

$$\mu^2 = \frac{\pi^2 \cdot T_2}{L_2^2 \cdot S_2} \quad \lambda = \sqrt{T_1 \cdot c}$$

Für den Durchfluß im Feld 2 erhält man:

$$q^S(x,t) = h_0 \frac{T_2}{L_2} \left[ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi x}{L_2} e^{-\mu^2 n^2 t} \right] \quad (15)$$

Zu beachten sind die Indizes, die aus den jeweiligen Parametern der beiden Felder stammen.

#### 4.5 Berücksichtigung der Hochwasserwelle

Die Hochwasserwelle  $H(t)$  läuft in einer vorzugebenden Zeitabhängigkeit (Ganglinie, Bild 6) im Feld 1 ab, sie bildet den sogenannten "input" des Systems. Gesucht wird die zugehörige Grundwasserwelle  $h(x,t)$  (output), nachdem der aus der Einheitsbelastung  $H = 1$  (unit step input) resultierende Verlauf des GW-Standes  $h^S$  (unit step response) errechnet worden ist. Wie in Punkt 4.1 beschrieben und aus Bild 6 ersichtlich, wird die Hochwasserwelle treppenförmig nachgefahren. Jeder Anteil der input-Welle (einmaliger Betrag, für alle  $t$  gleichbleibend) ergibt einen Anteil am  $h(x,t)$ . Allerdings muß der unterschiedliche Zeitpunkt berücksichtigt werden, an dem dieser input-Anteil beginnt. Allgemein gilt:

$$h(x,t) = \int_0^t H'(t) \cdot h^S(x,t-\tau) d\tau \quad (16)$$

wobei  $H'(t)$  die Ableitung der input-Welle  $H(t)$  ist und  $\tau$  eine "dummy"-Integrations-Variable.

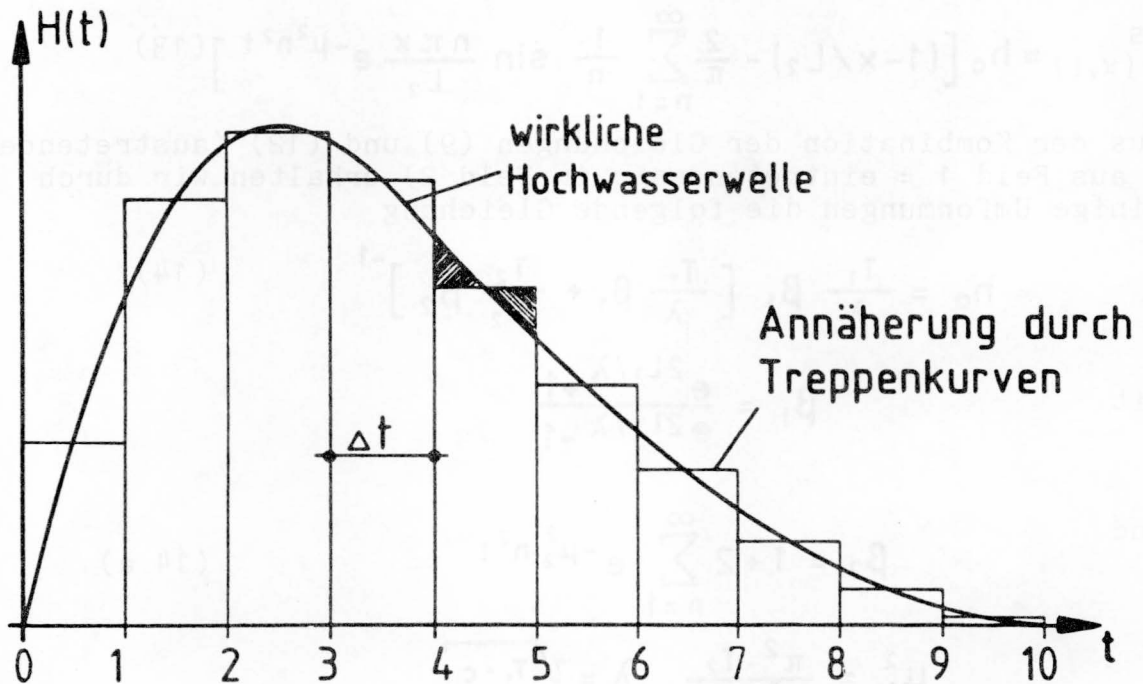


Bild 6 Aufbereiten der Hochwasserwelle

Ersetzen wir die input-Welle  $H(t)$  durch die Treppenkurve des Bildes 6 und benutzen als Einheitszeitschritt das Intervall  $\Delta t$ , so vereinfacht sich die Gleichung (16) zur Gleichung

$$h(x,t) = \sum_{r=0}^t h^s(t-r) \cdot a_r \quad (17)$$

mit  $a_r = H(r) - H(r-1)$ ; ( $t = 1, 2, 3 \dots$ )  
 $h^s$  ist der unit-step-response.

Analog zu den Grundwasserhöhen  $h(x, t)$  läßt sich auch die Sickerwasserrate  $q(x, t)$  über eine Aufsummation errechnen mit

$$q(x,t) = \sum_{r=0}^t q^s(t-r) \cdot a_r \quad (18)$$

mit  $t = 1, 2, 3 \dots$

und der obengenannten Definition von  $a_r$ .

Zusammenfassend kann gesagt werden:

Die Berechnungen der Grundwasserstände  $h(x, t)$  aufgrund einer Hochwasserwelle erfolgt über die Aufsummation von Einzelantei-

len, die aus den Produkten von  $h^S$  gemäß Gleichung (13) und den zugehörigen Differenzen der Ordinaten (input increments) der Hochwasserwelle bestehen (Gleichung 17). Da sowohl die Gleichungen (13) als auch (17) aus Summen mit unterschiedlichen Laufanweisungen bestehen, liegt es nahe, alle Berechnungen mit einem Rechner auszuführen. Das zugehörige Programm zum Problem (Programm RUEBECK) wurde mit der freundlichen Unterstützung der Herren Schnebele und Pietsch (beide BAW) entwickelt. Das Programm errechnet ebenso die jeweils fließenden Sickerwasserströme  $q(x, t)$  auf der Grundlage der Gleichungen (15) und (18). Bei der Berechnung der unendlichen Reihen wird jeweils ein Abbruchkriterium vorgegeben, wodurch in der Praxis etwa 10 bis 15 Terme berechnet werden müssen, um die Genauigkeit von etwa 1 % zu erreichen.

## 5 Ergebnisse der Berechnungen

### 5.1 Die Grundwasserverhältnisse im Feld 2

Die vorstehenden Gleichungen beziehen sich auf orts- und zeitabhängige Grundwasserstandserhöhungen bzw. Sickerwassermengen aufgrund eines im Polder ablaufenden Hochwassers. Beide Größen sind abhängig von den problemorientierten Parametern. Die Lösung der Gleichungen zeigen die Bilder 7 bis 11. Zur Verdeutlichung der Einflüsse eines bestimmten Parameters auf  $h(x, t)$  bzw.  $q(x, t)$  wird am konkreten Beispiel (Punkt 2) dieser Parameter variiert.

Für alle Berechnungen wird nachstehender Grundfall angenommen (mit jeweiliger Ausnahme des variierten Parameters):

$$\text{Feld 1: } L_1 = 300 \text{ m, } k_1 = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s; } m_1 = 15 \text{ m}$$

$$d' = 2 \text{ m, } k' = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\text{Feld 2: } L_2 = 500 \text{ m, } k_2 = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s; } m_2 = 15 \text{ m,}$$

$$S_2 = 0,10$$

Bild 7 zeigt die angenommene Hochwasserwelle im Polder I als ausgezogene Linie und die früher vorhandenen Wasserstände im gleichen Gebiet, das auch vorher überflutet war (gestrichelte Linie: weniger Höhe aber längere Verweilzeiten). Alle nachstehenden Überlegungen beziehen sich zunächst aber nur auf die zugrundegelegte Hochwasserwelle a) im Polder I, gerechnet wird für den Schnitt A-A (Bild 1).

Bild 8 zeigt die Grundwassererhöhung  $h$  im Feld 2, die durch die angenommene Hochwasserwelle erzeugt wird. Die Grundwassererhöhung  $h(t)$  nimmt mit der Entfernung  $x$  vom Staudamm (hier Hochplateaurand) ab, die Maxima werden aber immer später erreicht. Die Verbindungslinie der Maxima ist zeichnerisch ermittelt, der größte Wert von  $h$  ( $\max h$ , bei  $x = 0$ ) ist aufgrund der vorhandenen und daher potentialabbauenden Deckschicht im Feld 1 bedeutend kleiner als  $\max H$  der Hochwasserwelle.

Im Bild 9 wird die Grundwassererhöhung  $max h(x)$  dargestellt, wobei die zugehörigen Zeitpunkte entsprechend Bild 8 unterschiedlich sind. Die einzelnen zeitabhängigen Kurven 1 - 4 sind in der Legende kommentiert.

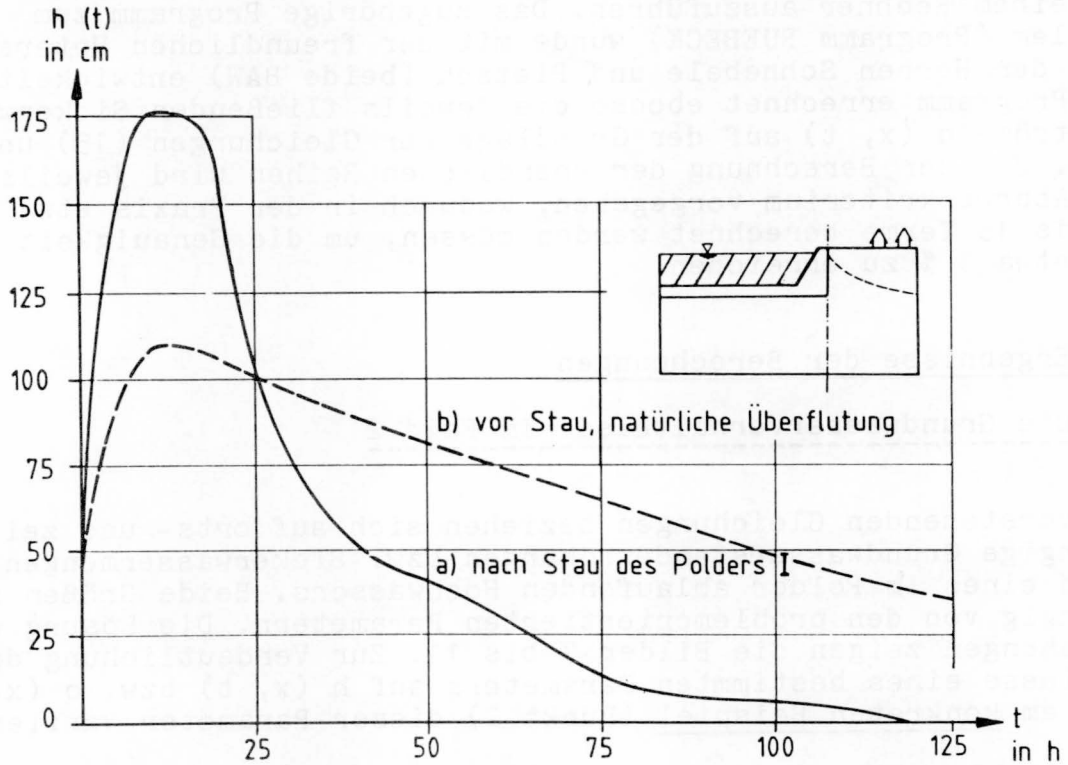


Bild 7 Hochwasserwellen des Beispiels

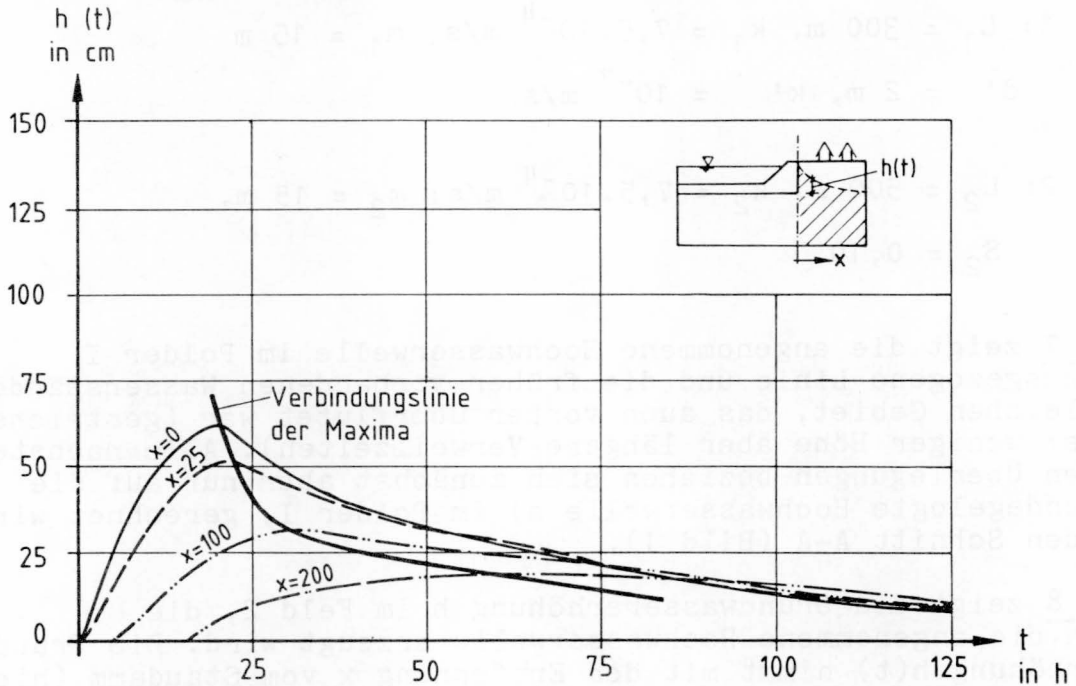


Bild 8 Maximale Grundwassererhöhung des Beispiels im Hinterland, zeitabhängig



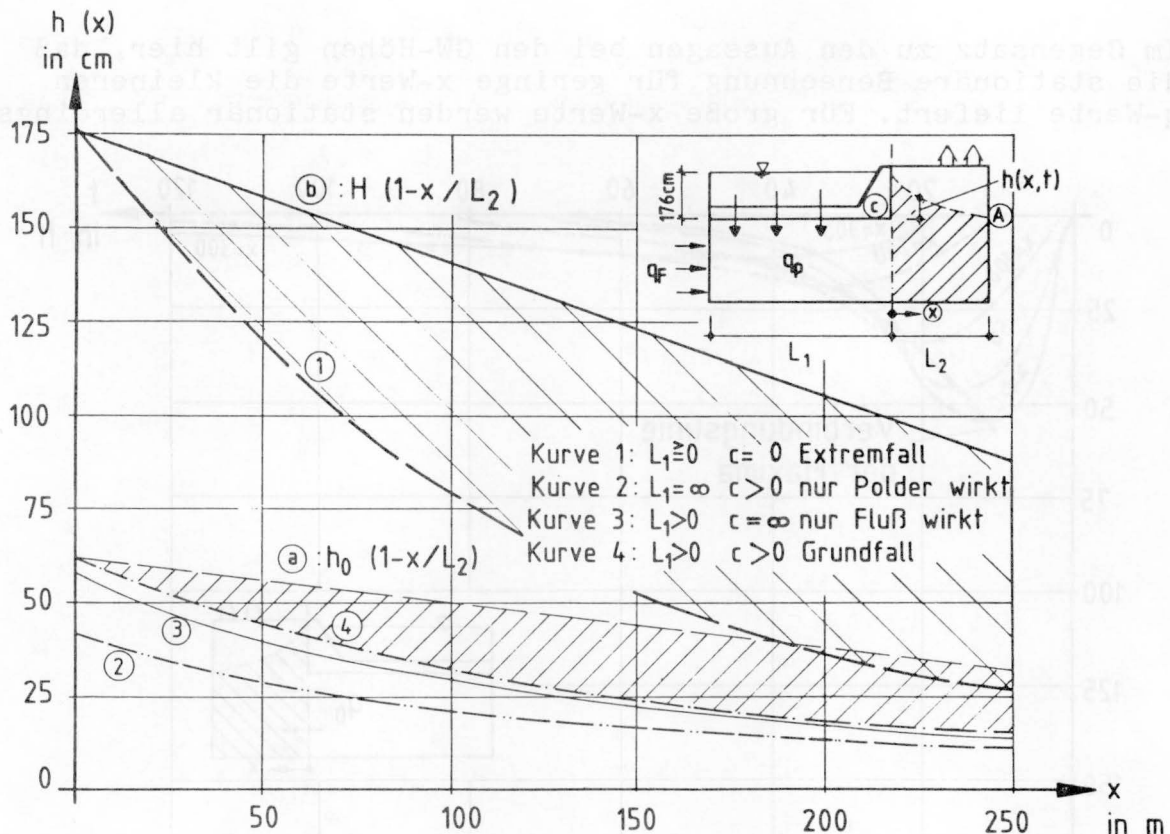


Bild 9 Maximale Grundwassererhöhung des Beispiels im Hinterland, ortsabhängig

Die Linie a stellt die zur Kurve 4 (Grundfall) gehörende zeitunabhängige Lösung dar. Diese zeitunabhängige Lösung ergibt sich, wenn die Hochwasserwelle mit voller Höhe (max H) ständig einwirkt, d.h. die Verweildauer  $t'$  unendlich ist. Mathematisch bedeutet dies, daß in den Gleichungen (13) und (14)  $t$  durch  $t = \infty$  zu ersetzen ist. Damit ergibt sich:

$$h(x) = h_0 \left( 1 - x/L_2 \right)$$

mit 
$$h_0 = \max H \frac{T_1}{\lambda} \beta_1 \left[ \frac{T_1}{\lambda} \beta_1 + \frac{T_2}{L_2} \beta_2 \right]^{-1}$$

und  $\beta_2 = 1$ , da der Summenterm in Gleichung (14a) bei  $t = \infty$  zu Null wird.

Die schraffierte Fläche zwischen der Kurve 4 und der Linie a des Bildes 9 läßt für den Grundfall den Unterschied zwischen der zeitabhängigen und zeitunabhängigen Lösung deutlich erkennen. Für den Fall ohne Deckschicht im Feld 1 (Extremfall) ergeben sich selbstverständlich absolut noch größere Differenzen zwischen zeitabhängiger Rechnung (Kurve 1) und zeitunabhängiger (Kurve b). Bei  $x = 200$  m ist z.B. die stationär errechnete GW-Erhöhung etwa das Dreifache der instationär errechneten.

Die Bilder 10 und 11 zeigen die entsprechenden Kurven zu den Bildern 8 und 9. Aufgetragen ist aber das zeit- und ortsabhängige Verhalten des Durchflusses  $q$  (Bilder 10 und 11).



Im Gegensatz zu den Aussagen bei den GW-Höhen gilt hier, daß die stationäre Berechnung für geringe  $x$ -Werte die kleineren  $q$ -Werte liefert. Für große  $x$ -Werte werden stationär allerdings

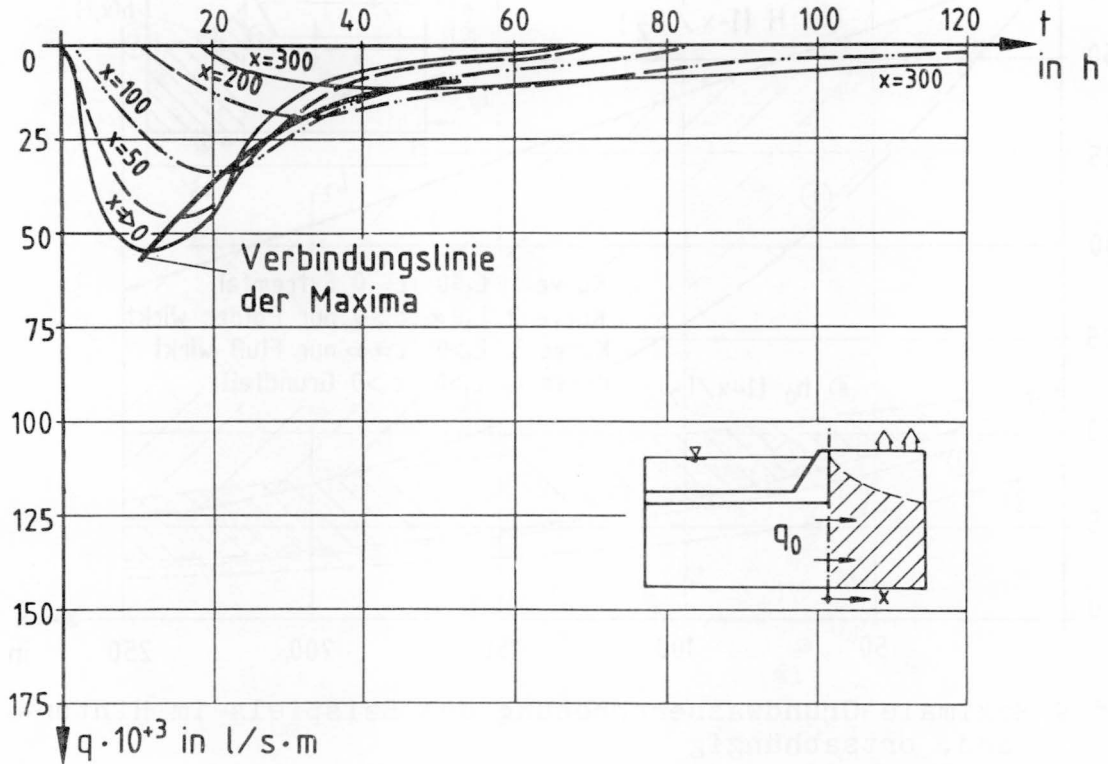


Bild 10 Maximaler Durchfluß des Beispiels, zeitabhängig

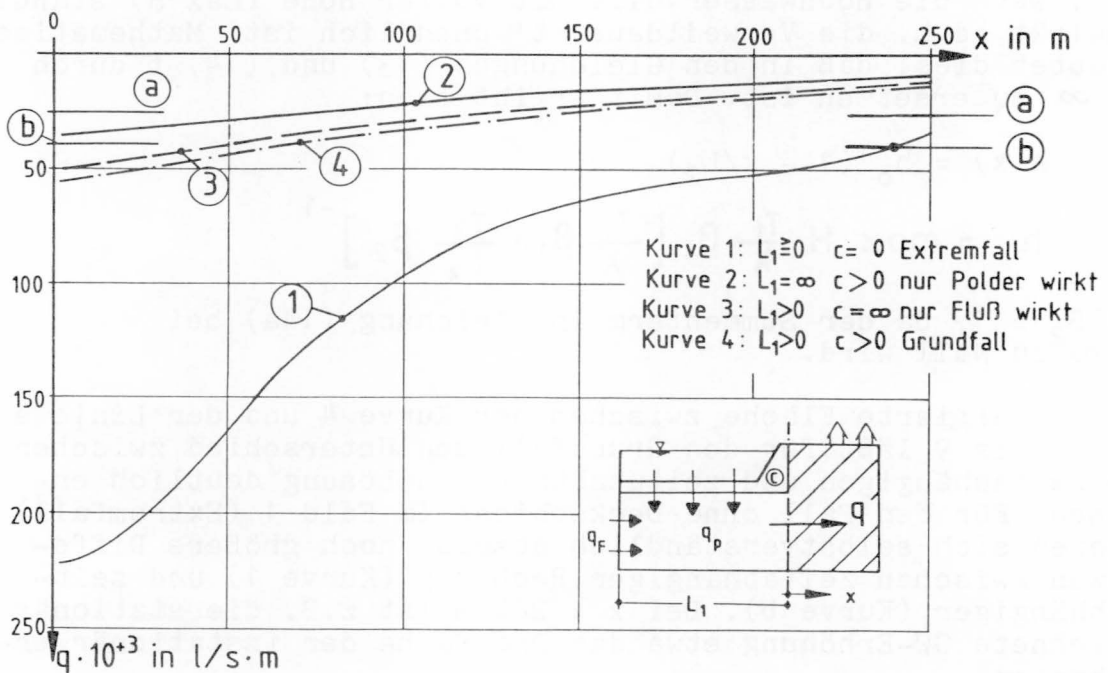


Bild 11 Maximaler Durchfluß des Beispiels, ortsabhängig

auch hier die größeren  $q$ -Werte gegenüber der instationären Rechnung erhalten. Bei  $x = 0$  und  $t = 0$  dringt der größte Grundwasserstrom ins Hinterland ein und erhöht dort den Wasserspiegel. Der jeweils größte Durchfluß nimmt mit der Entfernung  $x$  vom linken Rand des Feldes 2 ab, wobei die Maxima immer später erreicht werden. Im stationären Fall ( $t = \infty$ ) fließt

$$q = h_0 \cdot T_2 / L_2$$

da der Summenterm in Gleichung (12) zu Null wird. Im Bild 11 sind für den Grundfall (Linie a) und den Extremfall ( $L_1 = 0$ , Linie b) die entsprechenden  $q$ -Werte eingetragen. Die Parallelen zur  $x$ -Achse (konstante Werte  $q$ ) schneiden die zugehörigen Kurven 4 bzw. 1 bei  $x \approx 130$  m bzw.  $x \approx 240$  m (bei  $L_2 = 500$  m). Im Grundfall ist der stationär errechnete Wasserstrom etwa die Hälfte von  $\max q$  (instationär), im Extremfall  $L_1 = 0$  werden stationär sogar nur etwa 18 % des instationären Extremwertes  $\max q$  erreicht.

## 5.2 Einfluß der Parameter des Feldes 1

Der maßgebende Parameter der Deckschicht  $c$  ist der Quotient aus  $d'$  und  $k'$ , für  $d' = 1$  m ist also  $c$  der Reziprokwert von  $k'$ . Bild 12 gibt für den Grundfall die Abhängigkeit der Größen  $\max h(x)$  bzw.  $\max q$  von  $c$  für verschiedene  $x$ -Werte an, wobei diese Größen i.a. nicht zu gleicher Zeit erreicht werden.

Man erkennt den relativ großen Einfluß der Deckschichtdurchlässigkeit, der allerdings mit der Entfernung  $x$  des betrachteten Punktes abnimmt. Für den Fall des sehr weit entfernten überbordenden Flusses ( $L_1 \gg 300$  m) oder des nicht die Deckschicht durchstoßenden Flusses ergäbe sich natürlich jeweils ein Abfall von  $h$  bzw.  $q$  auf nahezu Null bei sehr hohen Werten von  $c$ . Hier läßt sich sehr gut die bekannte Tatsache erkennen, daß Dichtungsschichten über 90 % ihrer vollen Wirkung erreichen, wenn ihre Durchlässigkeit etwa ein Tausendstel der Aquiferdurchlässigkeit besitzt. Die Stärke der Deckschicht  $d'$  spielt bei der Bildung des Parameters  $c$  theoretisch die gleiche Rolle wie die Durchlässigkeit  $k'$ , für die Praxis ist aber im allgemeinen aufgrund der meist gut eingrenzbaeren Größe  $d'$  lediglich die Durchlässigkeit  $k'$  in Diskussion, deren genaue Bestimmung eine große Rolle spielt.

Die geometrische Größe  $L_1$  ist im allgemeinen vorgegeben durch den Abstand des die Deckschicht durchstoßenden Gewässers vom Damm (Länge des Polders). Der maximale Sickerwasseranteil  $\max q$  und der Grundwasseranstieg verringern sich mit zunehmendem Abstand  $L_1$  sehr stark, vor allem für kleine  $x$ -Werte. Bild 13 zeigt den gerechneten Grundfall. Für Abstände  $L_1 > 700$  m spielt das Gewässer für das Beispiel nahezu keine Rolle mehr, d.h. die errechneten Größen  $\max h$  und  $\max q$  sind nur noch vom Einfluß der überstauten Fläche abhängig.

Die Kenngrößen  $k_1$  und  $m_1$ , im Parameter  $T_1$  ( $= k_1 \cdot m_1$ ) des Aquifers zusammengefaßt, sind vor allem für die maximale Sicker-

wasserrate  $q$  von entscheidender Bedeutung (Bild 14). Die Grundwasseranstiege  $\max h(x)$  sind ebenfalls von  $T_1$  abhängig. Für kleine  $x$  und damit für die größten  $h(x)$  ergeben sich aber die kleinsten Unterschiede. Die richtige Annahme des  $T$ -Wertes ist also für die Höhe des höchsten Grundwasseranstiegs (bei  $x = 0$ ) weit weniger wichtig als für entfernt liegende Punkte, wichtig ist sie aber selbstverständlich für die Angabe von  $q$ .

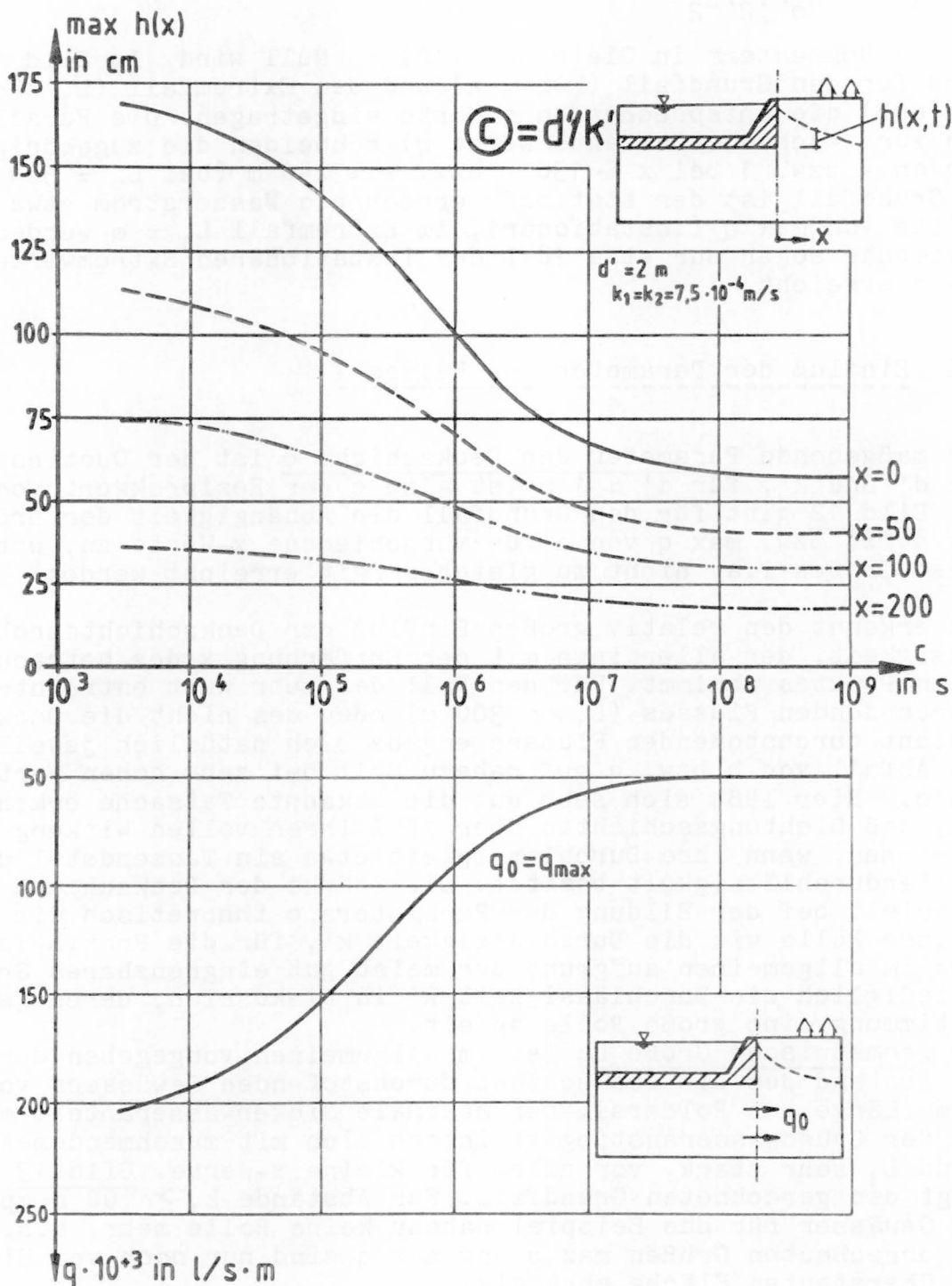


Bild 12 Abhängigkeiten der max. Grundwassererhöhung und Durchflußmengen des Beispiels von Parameter  $c$

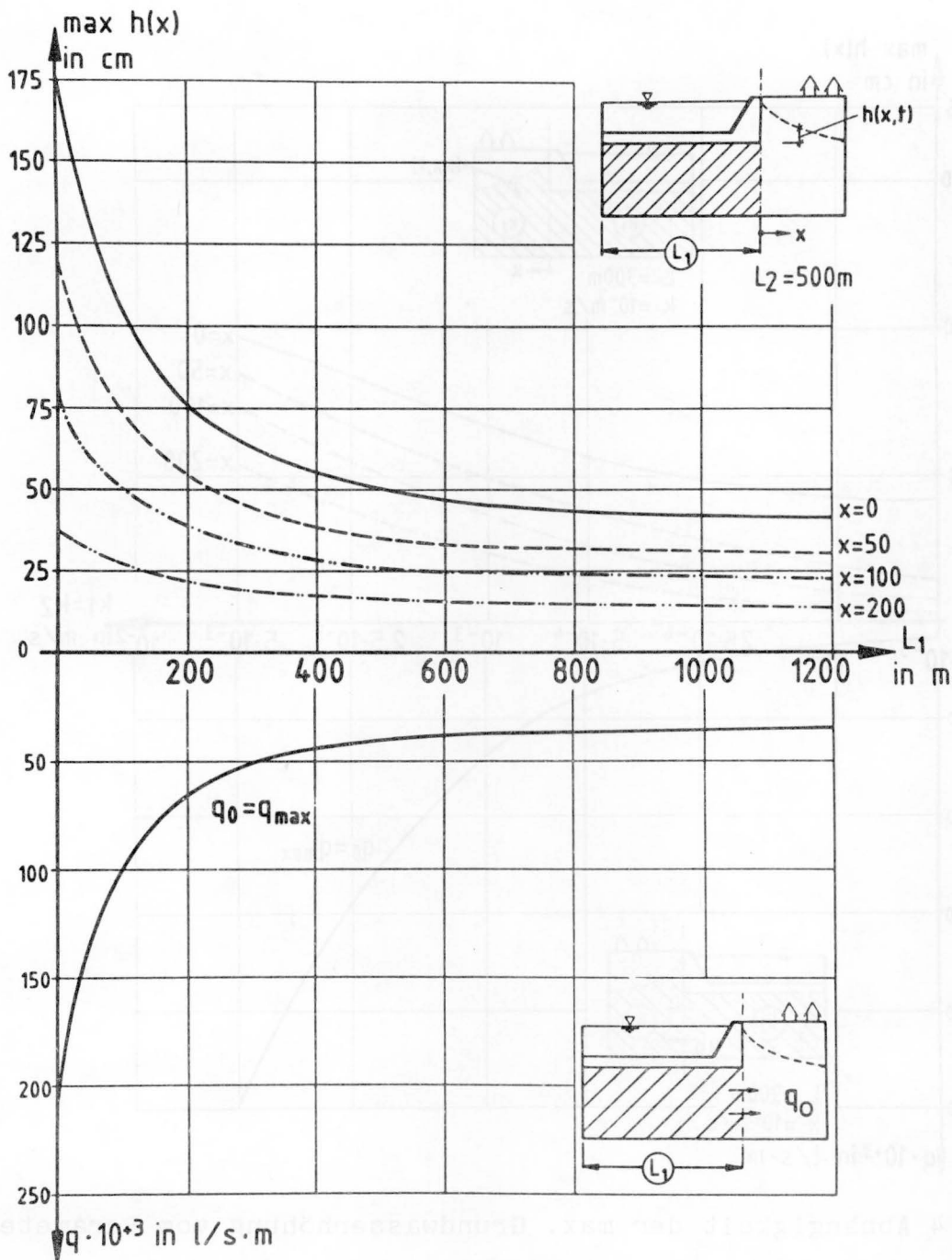


Bild 13 Abhängigkeiten der max. Grundwassererhöhung und Durchflusmengen des Beispiels von Parameter  $L_1$

### 5.3 Einfluß der Parameter des Feldes 2

Die geometrische Größe  $L_2$  ist die Länge des durch die Hochwassermaßnahme beeinflussten Grundwasserleiters. Diese Länge ist gewöhnlich durch einen Rand mit Festpotential (Fluß, Kanal, Graben mit durchlässiger Sohle) vorgegeben, in anderen Fällen ist sie abzuschätzen unter Beachtung der nachstehenden Ergebnisse: Der maximale Sickerwasserstrom  $\max q$  ( $x = 0$ ) ist von der Annahme zur Länge  $L_2$  nahezu unabhängig, die Grundwassererhöhungen  $\max h(x)$  dagegen nicht. Aus Bild 15 läßt sich erkennen, daß

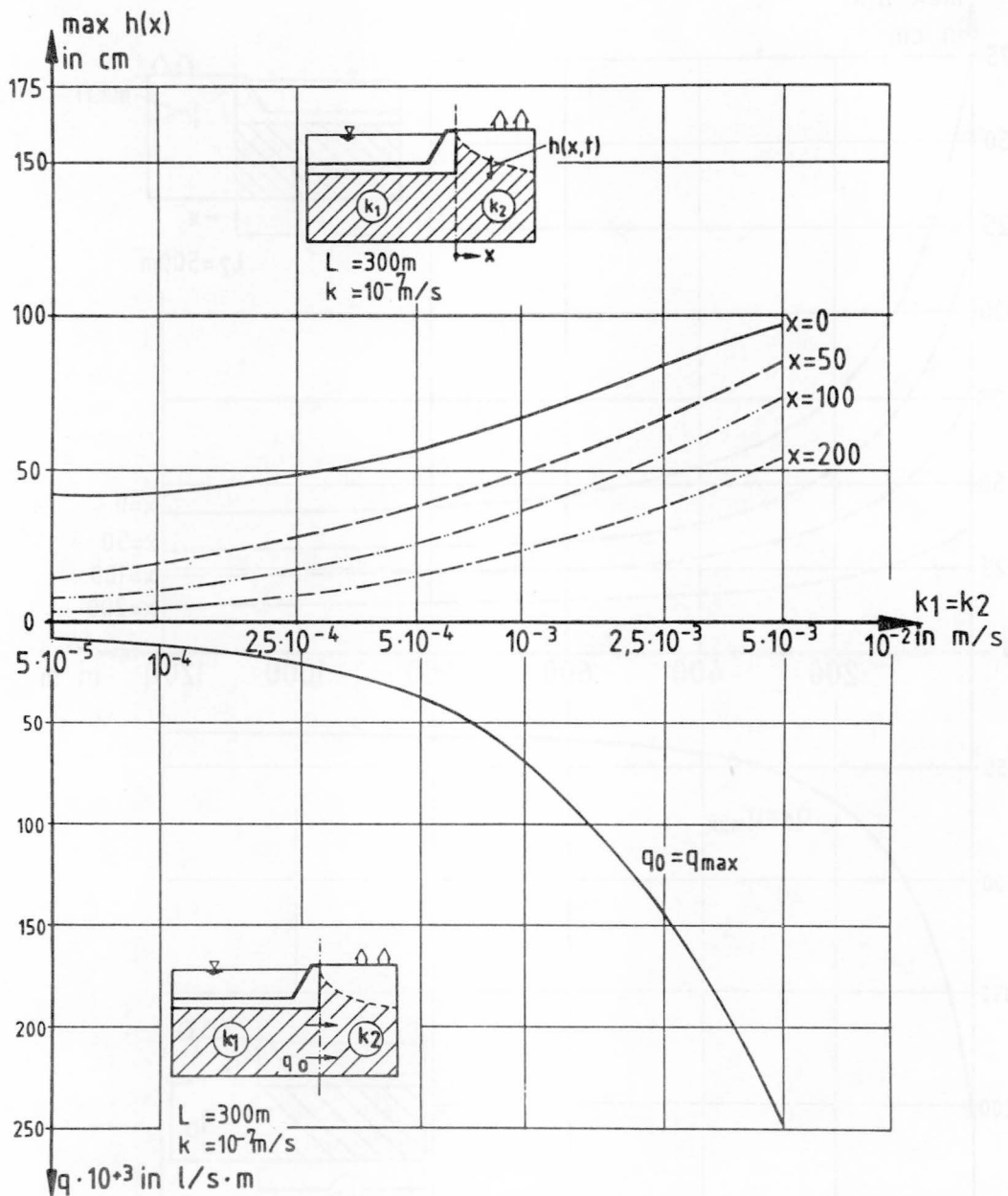


Bild 14 Abhängigkeit der max. Grundwasserhöhung vom Parameter  $k$

$\max h(x)$  für jeden  $x$ -Wert einem  $L_2$ -unabhängigen Grenzwert zustrebt. Beim Beispiel liegt er für  $x = 0$  bei etwa  $L_2 = 250$  m, bei  $x = 300$  m bei etwa  $L_2 = 850$  m. Dies hängt selbstverständlich mit der Zeitabhängigkeit der Grundwassermaxima zusammen, was aus den relevanten instationären Reichweitenformeln von Brunnen bekannt ist. Je nach vorhandener Fragestellung muß bei Fehlen einer fest angebbaren Länge von  $L_2$  eine entsprechende Parameterstudie zu  $L_2$  durchgeführt werden. Werte für  $L_2 < 100$  m sind nicht gerechnet.

Die Kenngrößen  $T_2$  und  $S$  des Aquifers des Feldes 2 sind bezüglich  $T_2$  durch die Annahmen für dieses Beispiel ( $T_1 = T_2$ ) schon abgehandelt. Der dimensionslose Speicherkoeffizient  $S_2$



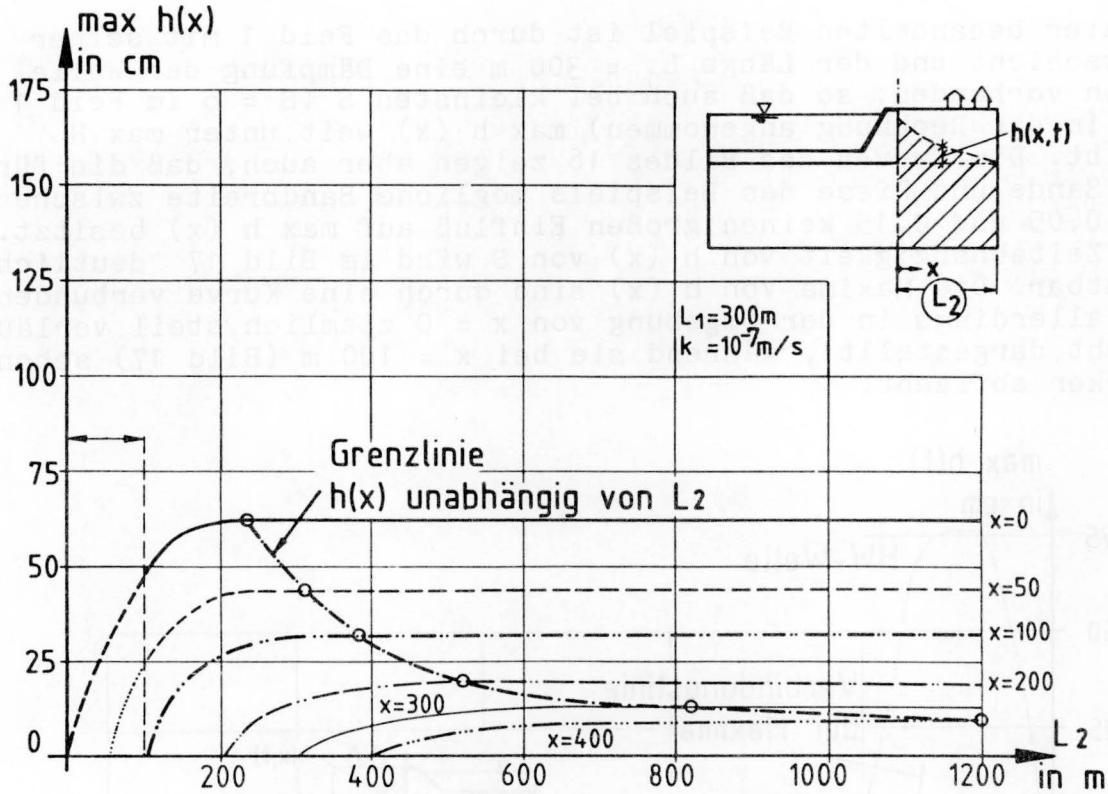


Bild 15 Abhängigkeit max h vom Parameter  $L_2$

besitzt allgemein einen großen Einfluß auf max  $h(x)$  (Bild 16), aber einen relativ kleinen auf max  $q$  (nicht dargestellt). Der Speicherkoeffizient  $S$  regelt allgemein die Höhe und die Geschwindigkeit der Weitergabe der Hochwasserwelle an den Untergrund.

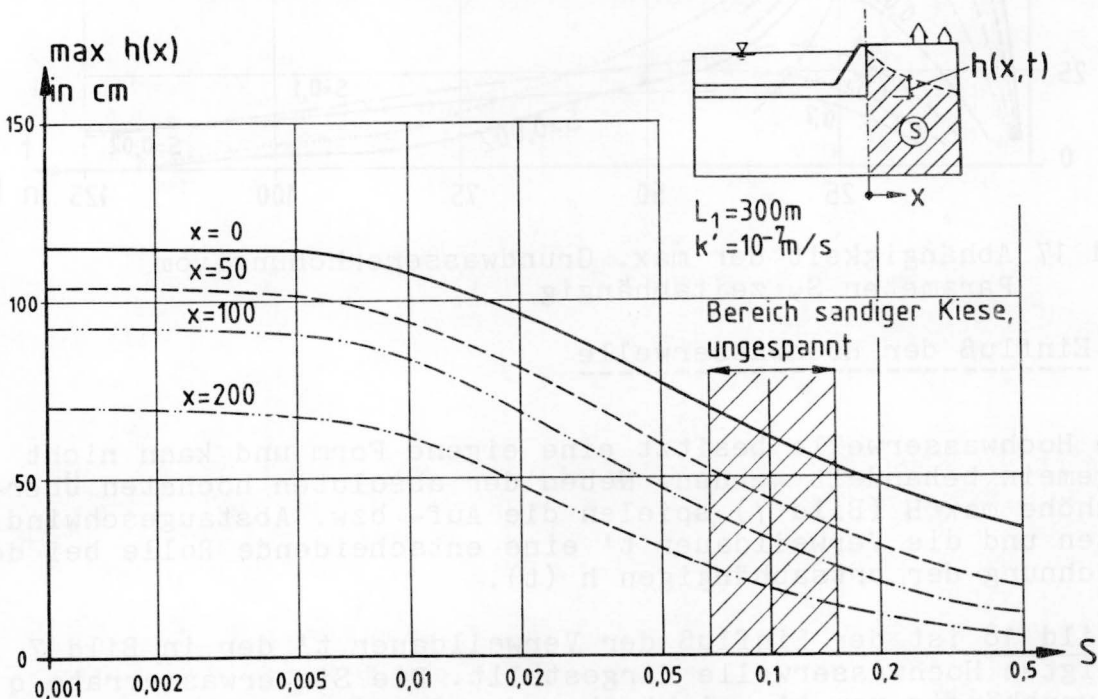


Bild 16 Abhängigkeit der max. Grundwassererhöhung vom Parameter  $S$ , ortsabhängig



Im hier behandelten Beispiel ist durch das Feld 1 mit seiner Deckschicht und der Länge  $L_1 = 300$  m eine Dämpfung der Welle schon vorhanden, so daß auch bei kleinsten  $S$  ( $S = 0$  im Feld 1 ist in der Rechnung angenommen)  $\max h(x)$  weit unter  $\max H$  bleibt. Die Kurven des Bildes 16 zeigen aber auch, daß die für die Sande und Kiese des Beispiels mögliche Bandbreite zwischen  $S = 0,05$  und  $0,15$  keinen großen Einfluß auf  $\max h(x)$  besitzt. Die Zeitabhängigkeit von  $h(x)$  von  $S$  wird im Bild 17 deutlich sichtbar. Die Maxima von  $h(x)$  sind durch eine Kurve verbunden, die allerdings in der Umgebung von  $x = 0$  ziemlich steil verläuft (nicht dargestellt), während sie bei  $x = 100$  m (Bild 17) schon stärker abflacht.

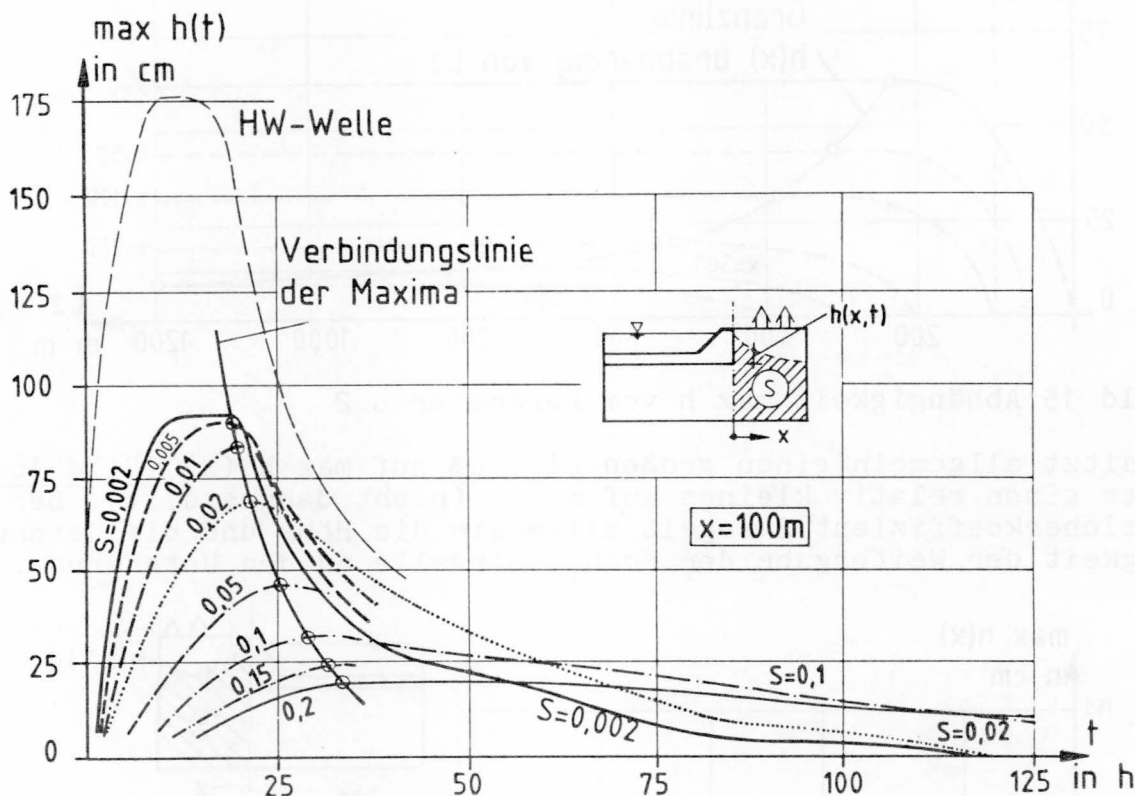


Bild 17 Abhängigkeit der max. Grundwassererhöhung vom Parameter  $S$ , zeitabhängig

#### 5.4 Einfluß der Hochwasserwelle

Jede Hochwasserwelle besitzt eine eigene Form und kann nicht allgemein behandelt werden. Neben der absoluten höchsten Überstauhöhe  $\max H$  (Bild 7) spielen die Auf- bzw. Abstaugeschwindigkeiten und die Verweildauer  $t'$  eine entscheidende Rolle bei der Berechnung der ortsabhängigen  $h(t)$ .

Im Bild 18 ist der Einfluß der Verweildauer  $t'$  der in Bild 7 gezeigten Hochwasserwelle dargestellt. Die Sickerwasserrate  $q$  ist unabhängig von  $t'$ , nicht aber der Grundwasseranstieg  $\max h(x)$ . Je größer die Entfernung  $x$  desto stärker wirkt sich  $t'$

aus oder umgekehrt formuliert: Die Grundwasserhöhen einer stationären Berechnung ( $t' = \infty$ ) sind höher als die der instationären Betrachtung, aber die Abweichungen sind für  $x = 0$  wesentlich kleiner (im Beispiel etwa Faktor 1,75) als bei den entfernter liegenden Punkten (im Beispiel bei  $x = 100$  etwa Faktor 2,6; bei  $x = 200$  m etwa Faktor 3,2).

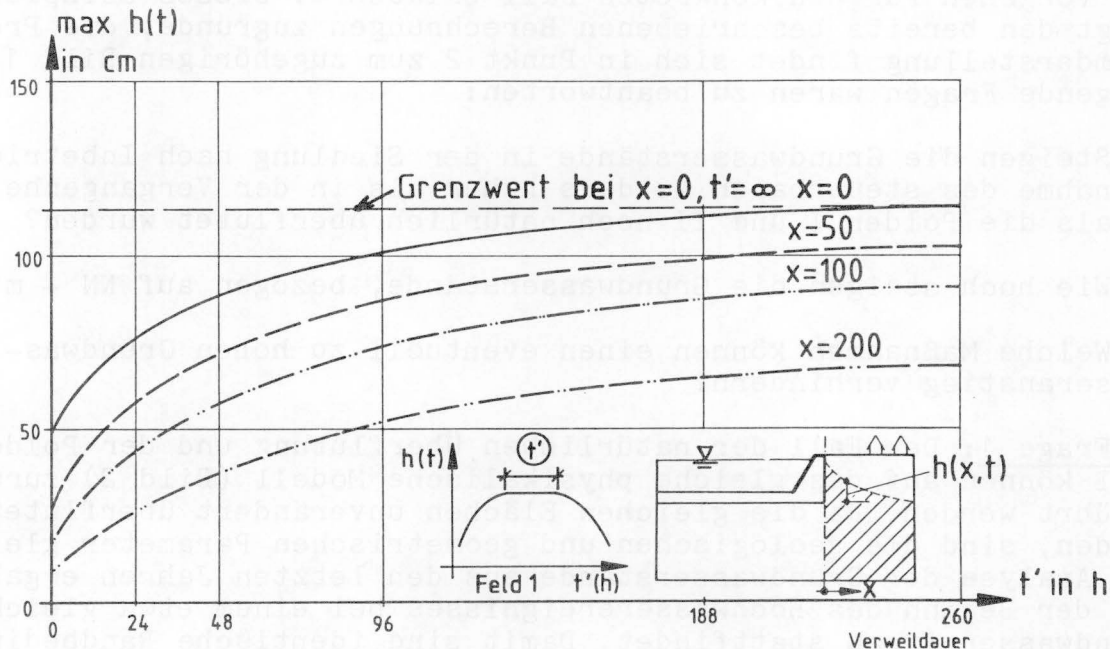


Bild 18 Abhängigkeit der max. Grundwassererhöhung vom Parameter  $t'$

### 5.5 Zusammenfassung

An einem konkreten Beispiel werden die Einflüsse der in die Rechnungen für den Verlauf der Grundwasserhöhen  $h(x, t)$  und der Sickerwassermenge  $\max q$  eingehenden geometrischen und geohydrologischen Parameter diskutiert. Dabei sind Tendenzen festzustellen, die allgemein gültig sind für alle Berechnungen. Normierte Parameter wurden aus Gründen der besseren Verständlichkeit nicht benützt. Generell zeigt sich, daß die Parameter einen unterschiedlichen Einfluß auf die beiden zu errechnenden Größen  $\max h(x)$  und  $\max q(x)$  besitzen.

Die Sickerwasserströme hängen stark von den Größen  $c$ ,  $L_1$ ,  $T_1$  und  $T_2$  ab, die Grundwassererhöhungen außerdem noch von  $t'$  und  $L_2$ . Die Abhängigkeit von  $S$  ist bei  $\max h$  ebenfalls stärker als bei  $\max q$ . Alle Graphiken beziehen sich auf den Fall der Polderung eines Flußvorlands, der in einer bestimmten Entfernung  $L_1$  vom Polderdamm die begrenzt durchlässige Deckschicht voll durchschneidet. Aufgrund des Doppeleinflusses (vertikales Einströmen über Polder, horizontal über Fluß) sind die Zusammenhänge nicht so einfach, wie der Grundwasserhydrauliker aus Erfahrungen mit Überschlagsformeln zu kennen glaubt.

## 6 Anwendungen

### 6.1 Beispiel Regenrückhaltebecken

Am relativ einfachen Beispiel eines Regenrückhaltebeckens wird das Vorgehen für den konkreten Fall erläutert. Dieses Beispiel liegt den bereits beschriebenen Berechnungen zugrunde, die Problemdarstellung findet sich in Punkt 2 zum zugehörigen Bild 1. Folgende Fragen waren zu beantworten:

1. Steigen die Grundwasserstände in der Siedlung nach Inbetriebnahme des steuerbaren Polders höher als in der Vergangenheit, als die Polder I und II noch natürlich überflutet wurden?
2. Wie hoch steigen die Grundwasserstände, bezogen auf NN + m?
3. Welche Maßnahmen können einen eventuell zu hohen Grundwasseranstieg verhindern?

Zu Frage 1: Der Fall der natürlichen Überflutung und der Polderfall können auf das gleiche physikalische Modell (Bild 2) zurückgeführt werden. Da die gleichen Flächen unverändert überflutet werden, sind die geologischen und geometrischen Parameter gleich. Die Analyse der Grundwasserstände aus den letzten Jahren ergab, daß der Beginn des Hochwasserereignisses bei einem etwa gleichen Grundwasserniveau stattfindet. Damit sind identische Randbedingungen für die beiden Fälle definiert; die Fälle unterscheiden sich aber in Bezug auf die Hochwasserwelle. Eine eventuelle Abweichung der gewählten Parameter von den wirklichen Werten spielt daher keine große Rolle für das Resultat, das aus der Differenz von zwei mit den gleichen Parametern gerechneten Werten besteht.

Die Betrachtung des Gesamtgebietes erfolgt in jeweils maßgebenden Schnitten. Für die westlich des Polders I liegende Siedlung im Bild 1 gilt der Schnitt A für den mittleren Siedlungsbereich, der Polder II hat keinen Einfluß mehr. Beim Siedlungsbereich im Norden muß die geringere Entfernung des Gewässers ( $L_1$ ) berücksichtigt werden, falls die Gewässersohle offen ist.

Im Bild 19 sind die Grundwasserstandserhöhungen des Punkts  $P_1$  im Schnitt A (Bild 1,  $x = 50$  m) eingetragen für die Fälle mit natürlicher Überflutung (FUE) und Polderung (FP). Der bei den Kurven genannte Grundfall besitzt die im Punkt 5.1 erwähnten Parameter. Der Sonderfall simuliert eine durchlässigere Deckschicht ( $k' = 5 \cdot 10^{-6}$  m/s) und eine längere Verweildauer ( $t' = 8$  h) der HW-Welle. Es ist zu erkennen, daß im Grundfall keine Erhöhung des Grundwasserstandes auftreten würde ( $\Delta_h = -3$  cm), im Sonderfall ergäbe sich dagegen eine beträchtliche Erhöhung von 33 cm. Daraus ist vor allem die Bedeutung der Deckschicht ersichtlich.

Im Bild 20 sind für den Sonderfall solche Unterschiede für das ganze Gebiet aufgezeichnet. Diese Unterschiede treten aller-

dings nicht gleichzeitig auf. Es läßt sich erkennen, daß die Grundwasserstände bei der früheren natürlichen Überflutung in der Nähe des Polders II (negative Flächen) höher waren als im heute geplanten Polderfall. Die Grundwasserstände in der Nähe des Polders I sind dagegen heute im Polderfall höher (positive Flächen) und müssen besonders beachtet werden.

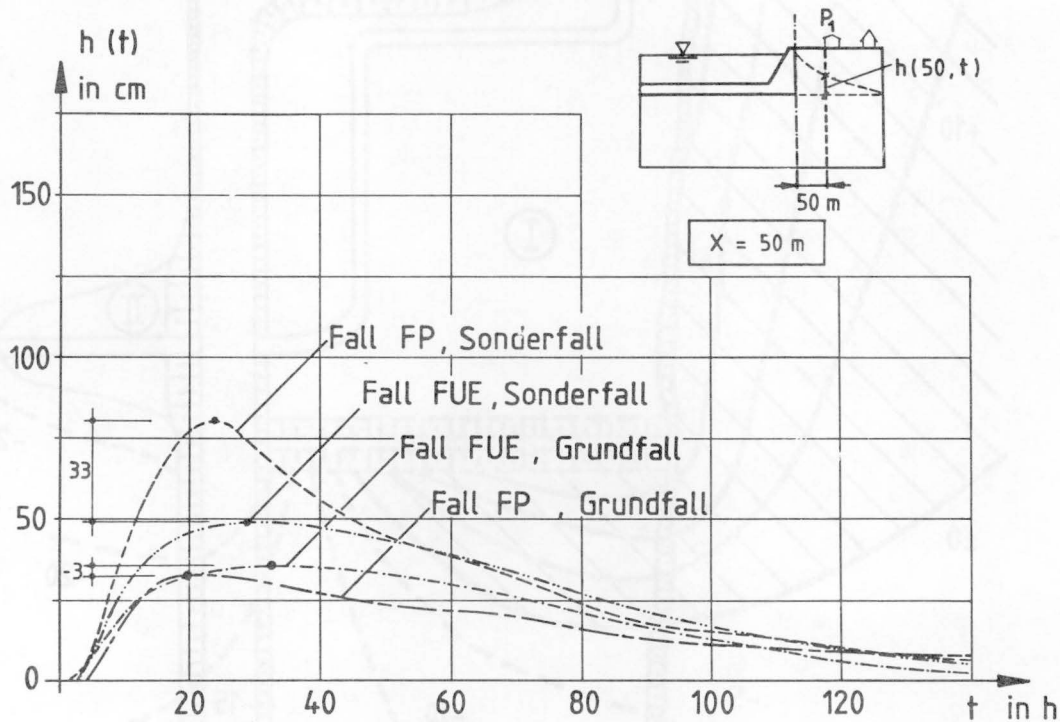


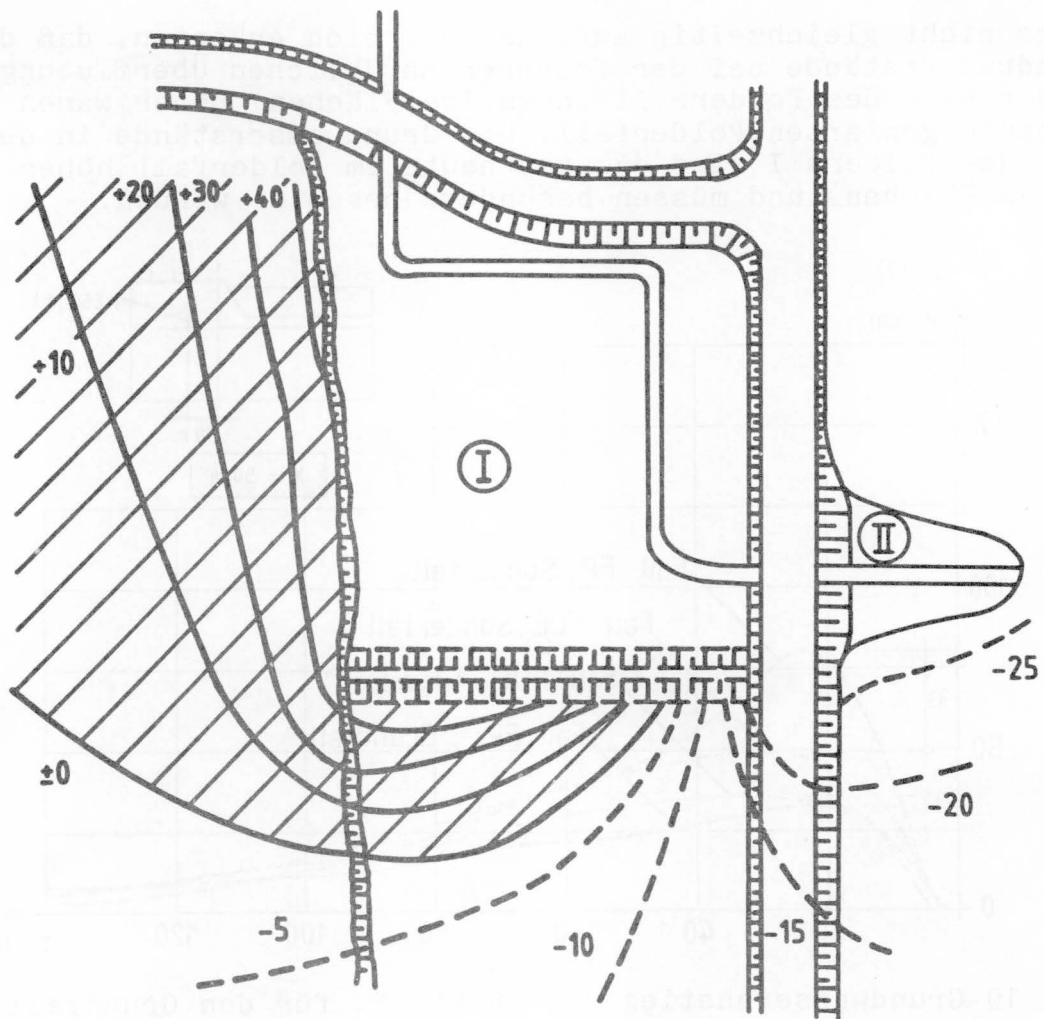
Bild 19 Grundwasseranstieg des Punkts  $P_1$  für den Grundfall und einen Sonderfall

Zu Frage 2: Die Angabe der absoluten Grundwasserstände ist komplizierter. Der Grundwasserstand eines Punktes im Einflußbereich der Polder ist zusätzlich abhängig vom allgemeinen hydrologischen Geschehen, das die Hochwasserwelle hervorruft. Es gilt:

$$h = h_A + h_1 + h_2 \quad (19)$$

Dabei ist  $h_A$  das Ausgangsniveau des Grundwassers,  $h_1$  ist das Maximum des vom allgemeinen hydrologischen Geschehen (unabhängig von der HW-Welle) hervorgerufenen Grundwasseranstiegs,  $h_2$  ist das Maximum des Grundwasseranstiegs, bedingt durch die spezifische HW-Welle. Die Größen  $h_A$  und  $h_1$  müssen aus dem Studium der Grundwassergleichen bzw. GW-Ganglinien der letzten Jahre abgeschätzt werden, die Größe  $h_2$  wird den Berechnungen des Punkts 5 entnommen. Die Superposition addiert allerdings Beträge, die nicht unbedingt gleichzeitig auftreten, so daß die Höhe  $h$  einen Maximalwert darstellt. Es ist zweckmäßig, für mehrere Punkte des ganzen Gebietes diese Höhen  $h$  zu errechnen und die Werte in einen Lageplan einzutragen. Die daraus gezeichneten Isolinien stellen die maximal erreichbaren Wasserstände dar, die allerdings nicht gleichzeitig auftreten, d.h. es sind keine echten Grundwassergleichen.





⊕ : Grundwasseraufstau [cm]  
 ⊖ : relative Absenkung des GW

Bild 20 Grundwasserveränderung des betrachteten Gebietes durch die Polderung im Vergleich zur natürlichen Überflutung (schematisch).

Zu Frage 3: Da der errechnete Grundwasserstand im Bereich der westlichen Siedlung im vorsichtshalber zugrunde gelegten Sonderfall zu hoch war, wurden folgende Maßnahmen untersucht:

Die Abdichtung der Gewässersohle (im Modell durch eine Änderung der Randbedingungen zu erfassen) hat nur im Norden einen Einfluß, da das Gewässer in anderen Gebieten zu weit entfernt ist (siehe Diskussion von Gleichung (9)).

Die Abdichtung der Polderfläche (im Modell durch die Erhöhung des Parameters  $c$  erfaßt) ergab rechnerisch die gewünschten niederen GW-Stände, war aber aus mehreren praktischen Gründen nicht durchzuführen. So bleiben nur Absenkungsmaßnahmen, die

aus Kostengründen möglichst weit entfernt vom Polder angeordnet werden sollten (damit die Wasserströme  $q$  klein bleiben). Die Berechnung von  $q$  wurde mit Hilfe des Modells vorgenommen. Dabei wurde der rechte Rand des Feldes 2 an die Stelle der Dränage (als durchgehender Sickerschlitze aufgefaßt) verlegt. Eine andere Möglichkeit wäre, den abzuführenden Volumenstrom aus einer Superposition zu errechnen. Dabei wird ein Teilstrom der insgesamt zu erfassenden Sickerströmung  $q$  aus dem Modell mit den ursprünglichen Randbedingungen an der Stelle der Dränage errechnet. Der zweite Teilstrom ergibt sich aus der gewöhnlichen Berechnung eines Sickerschlitzes mit dem gewünschten Absenkmaß.

## 6.2 Beispiel Flußpolderung

Der frühere Ausbau der Flüsse brachte u.a. veränderte Bedingungen für den Hochwasserabfluß mit sich, weil natürliche Überflutungsflächen entfielen, womit das HW-Problem flußabwärts verlagert wurde. Heute werden Maßnahmen geplant, die Hochwässer über Entnahmebauwerke in eingedeichte Polderflächen zu leiten und von dort zeitversetzt über Regelungsbauwerke wieder rückzuleiten.

Die auftretende Problematik für das Grundwasser in der Nähe von solchen Polderflächen ist dabei prinzipiell die gleiche wie bei den Regenrückhaltebecken, lediglich die Wahl der Parameter ist sorgfältig dem Problem anzupassen. Dies wird im Nachstehenden über ein Beispiel verdeutlicht.

Im Bild 21 ist stark vereinfacht eine Problemdarstellung aufgezeigt, wie sie z.Zt. am Oberrhein auftritt. Der Rhein ist mittels "Schlingenlösung" staureguliert, der HW-Abfluß wird mit Ausnahme des durch das Kraftwerk geführten Wassers über das Hauptwehr abgeleitet. Je nach Hochwasserführung des Rheins sind auf dem rechten Ufer folgende Fälle zu unterscheiden:

Fall A: Das Hochwasser wird mit Hilfe des Nebenwehrs zurückgehalten, das alte Flußbett wird gefüllt, aber nicht überflutet (Hochwasserwelle Fall A). Für die Berechnung des Grundwasseranstiegs bedeutet dies (gemäß Bild 5): Der Flußbettrand ist identisch mit dem Damrand, ein abgedichtetes Vorland entfällt. Für alle Berechnungen ist (bei offener Flußsohle)  $L_1 = 0$  zu setzen. Die Länge  $L_2$  ist der Entfernung des Vorfluters anzupassen (bei Schnitt "A" größer als bei Schnitt "B").

Fall B: Das Hochwasser wird mithilfe des Nebenwehrs zurückgehalten, füllt aber den Polderraum I auf (HW-Welle Fall B). Dies bedeutet gemäß Bild 5: Der Polderraum I mit seiner Deckschicht (Parameter  $c$ ) speist Wasser von oben ein (Bild 3), außerdem speist der Fluß (Parameter  $L_1, T_2$ ) von der Seite ein. Für die Länge  $L_2$  gilt das oben gesagte.

Fall C: Das Hochwasser füllt den Polderraum I mithilfe des Nebenwehrs (HW-Welle I des Falls C), außerdem noch den Polderraum II über ein Entnahmebauwerk (HW-Welle II des Falls C).



Für die Schnitte "A" und "B" des Bildes 21 gilt das bei Fall B gesagte (eventuell aber andere HW-Wellen); für den Schnitt "C" muß mit einer eigenen HW-Welle neu gerechnet werden. Der Einfluß des gestauten Oberwassers der Staustufe ist dabei Null, da das Oberwasser auch bei Hochwasser auf Normalstau gehalten wird. Dies wird im Schnitt "C" gemäß Bild 5 durch  $L_1 \Rightarrow \infty$  ausgedrückt (siehe Bemerkungen bei Gleichung (10)),<sup>1</sup> der Wert  $c$  der Deckschicht kann von dem des Polders I abweichen; die Größe  $L_2$  ist durch die Entfernung des Vorflutes gegeben.

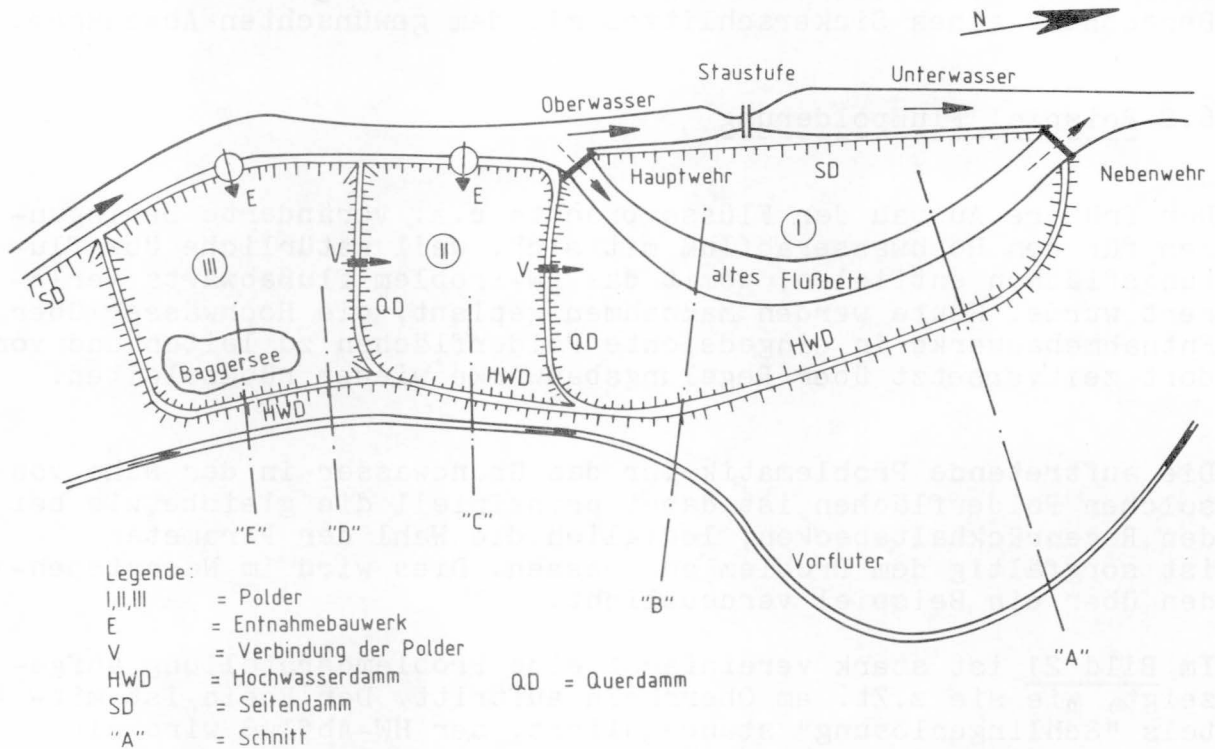


Bild 21 Lageplan eines Hochwasserrückhaltesystems an einem staugeregelten Fluß

Fall D: Das Hochwasser füllt die Polder I und II wie im Fall C, zusätzlich aber auch noch den Polderraum III. Unter Berücksichtigung der jeweils gültigen HW-Wellen in den einzelnen Poldern behalten die zuvor genannten Erläuterungen zu den Parametern bei den einzelnen Schnitten ihre Gültigkeit. Der Schnitt "E" führt durch einen tiefen Baggersee und ist daher nicht identisch mit dem Schnitt "D" des gleichen Polders, der im Prinzip wie der Schnitt "C" des Polders II behandelt wird. Für den Schnitt "E" gilt, daß gemäß Bild 5 die Länge  $L_1$  die Entfernung vom Hochwasserdamm zum Baggerseerand darstellt. Dies bedeutet, daß bei nahe am HW-Damm gelegenen Baggerseen die Wirkung der "bremsenden" Deckschicht praktisch aufgehoben wird.

Für eine flächenhafte Betrachtung des Gebietes durch die Betrachtung vieler Schnitte sind die Bereiche in der Nähe der Querdämme bei der Berechnung der Grundwassererhöhungen Überlagerungen ausgesetzt. Es kann aber berücksichtigt werden, daß die HW-Wellen in den einzelnen Poldern i.a. zeitversetzt ablaufen, so daß einfache Additionen der Maxima zu ungünstig sein würden.

7 Literatur

- /1/ Baer, J., J. Hydr. Div. Proc. ASCE, 86 (1960)
- /2/ Carslaw, H.S. Jaeger, J.C.: Conduction of heat in solids, Claredon, Oxford, 1956
- /3/ Venetis, C.: Finite aquifers: Characteristic responses and applications, Journal of Hydrology, 12, 1970
- /4/ Verruijt, A: Theory of Groundwater Flow, Macmillian and Co. Ltd., London, 1970

