



SVGW  
SSIGE  
SSIGA

Schweizerischer Verein des Gas- und Wasserfaches  
Société Suisse de l'industrie du Gaz et des Eaux  
Società Svizzera dell'Industria del Gas e delle Acque

Schweizerischer Nationalfonds  
zur Förderung der wissen-  
schaftlichen Forschung



*Nationales Forschungsprogramm Nr. 2 «Grundlegende Probleme des Schweizerischen Wasserhaushaltes»  
Programme national de recherche no 2 «Problèmes fondamentaux du cycle de l'eau en Suisse»*

*Teilprogramm 2 «Grundwasserdargebot; quantitative und qualitative Aspekte»  
Programme partiel 2 «Les ressources en eaux souterraines; aspects quantitatifs  
et qualitatifs»*

*Quantitative Erkundung von  
Lockergesteins-Grundwasserleitern am Beispiel Emmental*

# Handbuch

R. V. Blau, F. Muchenberger, E. Trüeb, A. Werner und M. Würsten

*Publiziert mit Unterstützung des Schweiz. Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung*

Sonderdruck Nr. 1056 aus Gas – Wasser – Abwasser 1984/5 des Schweizerischen Vereins des Gas- und Wasserfaches, Zürich



SVGW  
SSIGE  
SSIGA

Schweizerischer Verein des Gas- und Wasserfaches  
Société Suisse de l'Industrie du Gaz et des Eaux  
Società Svizzera dell'Industria del Gas e delle Acque

Schweizerischer Nationalfonds  
zur Förderung der wissen-  
schaftlichen Forschung



*Nationales Forschungsprogramm Nr. 2 «Grundlegende Probleme des Schweizerischen Wasserhaushaltes»  
Programme national de recherche no 2 «Problèmes fondamentaux du cycle de l'eau en Suisse»*

*Teilprogramm 2 «Grundwasserdargebot; quantitative und qualitative Aspekte»  
Programme partiel 2 «Les ressources en eaux souterraines; aspects quantitatifs  
et qualitatifs»*

## *Quantitative Erkundung von Lockergesteins-Grundwasserleitern am Beispiel Emmental Handbuch*

Autoren: RENÉ V. BLAU, Bern; FRITZ MUCHENBERGER, Burgdorf; ERNST TRÜEB, Zürich/Winterthur; ALFRED WERNER, MARTIN WÜRSTEN, Burgdorf

*Publiziert mit Unterstützung des Schweiz. Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung*

### *Vorwort*

Gemäss Ausführungsplan vom 31. 3. 1976 war das Nationale Forschungsprogramm Nr. 2 «Grundlegende Probleme des schweizerischen Wasserhaushaltes» in die folgenden Teilprogramme gegliedert:

- Schichtungs- und Strömungsprobleme in Seen
- Grundwasserdargebot; quantitative und qualitative Aspekte.

Mit den Aufstockungen von 1980 bzw. 1982 kamen noch die folgenden Teilprogramme hinzu:

- Abschätzung der Abflüsse in Fliessgewässern an Stellen ohne Direktmessung
- Nutzung der natürlichen Wärme von Grundwasservorkommen.

Während die ersten beiden Teilprogramme mit den entsprechenden Abschlussseminarien und den dazugehörigen Schlussberichten 1983 beendet wurden, sind die beiden letzten Teilprogramme noch in Ausführung begriffen.

Der Schlussbericht des Teilprogrammes «Schichtungs- und Strömungsprobleme in Seen» liegt als Sonderdruck der «Schweizerischen Zeitschrift für Hydrologie», Vol. 45, Nr. 1, 1983 vor. Für dessen umsichtige Redaktion

danke ich dem Programmadjunkten Dr. J. Trösch, VAW, Zürich, bestens.

Derjenige des Teilprogrammes «Grundwasserdargebot, quantitative und qualitative Aspekte» ist als Sonderdruck der Zeitschrift «Gas Wasser Abwasser», Nr. 9, 1983 erschienen. Dessen Redaktion besorgte in verdankenswerter Weise der Programmadjunkt, Dr. Charles Haefeli, Bern. Bekanntlich waren am Teilprogramm «Grundwasserdargebot; quantitative und qualitative Aspekte» die folgenden Projekte beteiligt:

- Dr. G. Beatrizotti (Uff. geol. cant. Ticinese): Optimierung der benötigten Daten für ein numerisches Modell der Grundwasserbewirtschaftung im Lockergestein;
- Dr. R. V. Blau (WEA des Kantons Bern): Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental;
- Bonnard et Gardel (Lausanne): Critique des données nécessaires pour la simulation numérique d'une nappe souterraine;
- Prof. Dr. A. Burger (Universität Neuchâtel): Etude des caractéristiques structurales et hydrodynamiques des aquifères karstiques par leurs réponses naturelles et provoquées;
- EAWAG (Dübendorf): Elimination von organischen Wasserkontaminationen beim Infiltrationsprozess;

- Prof. Dr. H. Oeschger (Universität Bern): Isotopenhydrologische Beiträge zur Erforschung des Grundwasserhaushaltes.

An den Grundwasserprojekten haben insgesamt 20 Fachleute aus Lehre und Forschung, aus Verwaltung von Bund und Kantonen sowie aus privaten Ingenieur- und Geologiebüros mitgewirkt.

Das Teilprogramm «Grundwasserdargebot» hat in dreifacher Hinsicht einen wesentlichen Durchbruch gebracht, nämlich in

- der Durchlässigkeitsermittlung heterogener Grundwasserleiter
- der Bilanzierung, d. h. Quantifizierung der Speisungsmechanismen der Grundwasservorkommen sowie ihrer Simulation mittels mathematischer Modelle
- der Elimination von Wasserinhaltsstoffen bei der Sohlen- und Untergrundpassage bzw. dem unterschiedlichen Verhalten von refraktären Stoffen im Untergrund.

Um den Zielen der vom Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung getragenen Nationalen Forschungsprogramme gerecht zu werden, bedarf es der raschen Umsetzung der damit gewonnenen Resultate und Erkenntnisse. In diesem Bestreben beschloss die unter dem Präsidium von Prof. Dr. A. Burger, Universität Neuchâtel, stehende Expertenkommission, die für die Praxis besonders relevanten Resultate, welche für die Lockergesteins-Grundwasserleiter gewonnen wurden, in einem sogenannten «Handbuch» zusammenzufassen.

Dieses wurde als Gemeinschaftsarbeit der in der Einleitung aufgeführten Autoren redigiert. Bei der Vielgestaltigkeit der Grundwasserprojekte kann das Handbuch keine volle Synthese der einzelnen Projekte darstellen. Indessen ist ohne Zweifel vieles davon in die zusammenfassende Anleitung zur «Quantitativen Erkundung von Locker-

gesteins-Grundwasserleitern» eingeflossen. Es stellt auch nicht ausschliesslich eine Umsetzung der mit dem Projekt «Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental» gewonnenen Erkenntnisse dar. Um die Homogenität der Darstellung zu wahren, sind indessen die zur Verdeutlichung der doch vorwiegend theoretischen Erläuterungen angeführten Beispiele ausschliesslich diesem Projekt entnommen, weil sie von besonderer Praxisrelevanz sind.

Bereits der Titel zeigt die Einschränkung auf quantitative Aspekte der Grundwassererkundung. Der Grund dafür ist einfach zu finden, denn eine praxisbezogene Anleitung zur Erkundung des Grundwassers in qualitativer Hinsicht hätte einer stärkeren Abstützung des Teilprogrammes im physikalisch-chemischen und biologischen Bereich erfordert, wofür die beschränkt zur Verfügung stehenden Mittel nicht ausreichten.

Ein entsprechendes Handbuch für das Karstgrundwasser ist im Schlussbericht der Grundwasserprojekte enthalten. Es ist darüber hinaus als Separatdruck von Nr. 9 der Zeitschrift GWA unter dem Titel «Prospection et captage des eaux souterraines des roches carbonatées du Jura» erschienen. Seine Redaktion besorgte Prof. Dr. A. Burger vom Centre d'Hydrologie, Université de Neuchâtel.

Die weitgehend homogene Gestaltung des «Handbuches» zeigt, dass mit den Nationalen Forschungsprogrammen auch ein Nebenzweck, nämlich das Training der Arbeit im Team, erfüllt worden ist. Dies freut mich ganz besonders und macht es mir leicht, allen, die an diesem Werk beteiligt waren, herzlich zu danken.

*Die Präsidentin der Abt. IV des Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung:*

*Frau Prof. Dr. Verena Meyer,  
Universität Zürich*

# Inhaltsverzeichnis

	Seite		Seite		
0.	VORWORT .....	249	5.4.3	Einfache statistische Kennwerte .....	274
1.	EINLEITUNG .....	253	5.5	<i>Zusammenhang zwischen den Grundwasserständen in Raum und Zeit</i> .....	275
1.1	<i>Sinn und Zweck des Handbuches</i> .....	253	5.5.1	Vergleich von Messreihen .....	275
1.2	<i>Typologie des Lockergesteins-Grundwassers</i> .....	253	5.5.2	Ausscheidung charakteristischer Teilgebiete .....	276
1.3	<i>Grundwassermodell</i> .....	253	5.5.3	Herleitung der Grundwasserstandsbewegungen aus mehreren Referenzmessstationen .....	277
1.4	<i>Testgebiet Emmental</i> .....	255	6.	ERMITTLUNG DER DURCHLÄSSIGKEIT .....	278
2.	MESSSTELLENNETZ .....	256	6.1	<i>Punkt-k-Wert</i> .....	278
2.1	<i>Planung</i> .....	256	6.1.1	Ermittlung der Punkt-k-Werte bei Laminarströmung .....	278
2.2	<i>Grundsätzliche Aspekte zu Standort und Ausbau der Messstellen</i> .....	256	6.1.2	Ermittlung der Punkt-k-Werte bei nichtlaminarer Strömung .....	279
2.3	<i>Vorgehen beim Aufbau</i> .....	256	6.1.3	Eichung der Punkt-k-Werte .....	279
3.	ERMITTLUNG OBERIRDISCH ERFASSBARER KENNZIFFERN .....	258	6.1.4	Durchführung von Punkt-k-Wert-Versuchen .....	280
3.1	<i>Niederschlag</i> .....	258	6.2	<i>Profil-k-Wert</i> .....	281
3.1.1	Messung und Genauigkeit der Niederschlagshöhen .....	258	6.2.1	Stationäre Brunnenströmung .....	282
3.1.2	Bestimmung der mittleren Niederschlagshöhen eines Gebietes (Gebietsniederschlag) .....	258	6.2.2	Instationäre Brunnenströmung .....	282
3.1.3	Schneedecke .....	259	6.2.3	Brunnenverlust .....	283
3.2	<i>Verdunstung</i> .....	260	6.2.4	Durchführung von Profil-k-Wert-Versuchen ohne Flowmetermessungen .....	284
3.2.1	Bestimmung der Verdunstung .....	260	6.3	<i>Bereichs-k-Wert</i> .....	285
3.2.2	Räumliche Variabilität der Verdunstung .....	263	6.3.1	Brunnenströmung bei horizontaler Schichtung .....	286
3.3	<i>Wasserstand und Abflussmenge in Oberflächengewässern</i> .....	263	6.3.2	Ermittlung der Bereichs-k-Werte im Aquifer mit schichtweise veränderlichem Ruhewasserspiegel .....	287
3.3.1	Messung des Wasserstandes .....	263	6.3.3	Brunnenergiebigkeit im geschichteten Aquifer .....	287
3.3.2	Allgemeines zur Genauigkeit von Abflussmessungen .....	263	6.3.4	Bestimmung der Brunnenverluste .....	288
3.3.3	Abflussmessung mit dem hydrometrischen Flügel .....	264	6.3.5	Durchführung von Bereichs-k-Wert-Versuchen .....	292
3.3.4	Abflussmessung mit dem Tauchstab .....	264	6.4	<i>Gebiets-k-Wert</i> .....	296
3.3.5	Weitere Verfahren zur Bestimmung der Abflussmenge .....	267	6.4.1	Auswertung von Grosspumpversuchen .....	296
3.3.6	Die Pegel-Abfluss-Beziehung .....	267	6.4.2	Berücksichtigung von Randbedingungen und äusserer Einflüsse auf die Absenkkurve eines Pumpversuches .....	298
4.	BOHRVERFAHREN .....	268	6.4.3	Durchführung von Gebiets-k-Wert-Versuchen .....	298
4.1	<i>Verrohrte Rotationskernbohrungen</i> .....	268	6.5	<i>Hydraulisch repräsentative Mittelwerte</i> .....	301
4.2	<i>Verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung</i> .....	268	6.5.1	Geschichteter Grundwasserleiter .....	301
4.3	<i>Unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung</i> .....	268	6.5.2	Statistisch homogene Aquiferabschnitte .....	301
4.4	<i>Vergleich der Bohrverfahren</i> .....	268	7.	ERMITTLUNG DER ZU- UND WEGFLÜSSE .....	302
5.	ERMITTLUNG VON GRUNDWASSERSTÄNDEN .....	269	7.1	<i>Infiltration und Exfiltration</i> .....	302
5.1	<i>Messung und Genauigkeit</i> .....	269	7.1.1	Begriffe .....	302
5.1.1	Einzelmessungen .....	269	7.1.2	In- und Exfiltrationsstrecken .....	303
5.1.2	Kontinuierliche Messungen .....	270	7.1.3	Exfiltrationsgebiete .....	305
5.1.3	Simultanmessung .....	270	7.1.4	Indirekte Methoden zur Bestimmung der In- und Exfiltration .....	306
5.2	<i>Standrohrspiegelhöhe und mittleres Potential</i> .....	270	7.2	<i>Grundwasserneubildung aus Niederschlag</i> .....	308
5.2.1	Standrohrspiegelhöhe .....	271	7.2.1	Übersicht .....	308
5.2.2	Mittleres Potential .....	271	7.2.2	Betrachtungen zum Bilanzierungskörper «Boden» .....	308
5.3	<i>Grundwasserspiegelfläche</i> .....	271	7.2.3	Betrachtungen zum Bilanzierungskörper «Grundwasser» .....	309
5.3.1	Topographische Gegebenheiten .....	272	7.2.4	Klimatische Bodenwasserbilanz .....	310
5.3.2	Isohypsen des Grundwasserspiegels .....	272	7.2.5	Einzellinearspeicher .....	312
5.4	<i>Wasserstandsbewegungen</i> .....	273	7.2.6	Ganglinienanalyse .....	313
5.4.1	Ganglinien und Dauerlinien .....	273	7.3	<i>Randliche unterirdische Zuflüsse</i> .....	314
5.4.2	Kosten-Nutzen-Vergleich von Schreibpegelaufzeichnungen und periodischen Einzelmessungen .....	273	7.3.1	Entwässerungsmechanismen .....	314
			7.3.2	Konzentrierte Randzuflüsse .....	315
			7.3.3	Disperse Randzuflüsse .....	315
			7.4	<i>Grundwasserentnahmen</i> .....	316

	Seite		Seite	
8.	ERMITTLUNG DES SPEICHERKOEFFIZIENTEN .....	317	13.4.4 Vergleich Stromstreifen- und Gradientenverfahren .....	354
8.1	<i>Begriffe</i> .....	317	13.5 <i>Statistische Nachauswertung der Modellresultate</i> .....	354
8.2	<i>Bestimmung aus Grosspumpversuchen</i> .....	317	13.5.1 Flächenbezogene Auswertungen .....	355
8.3	<i>Anwendung der Entwässerungskurven</i> .....	318	13.5.2 Zeitbezogene Auswertungen .....	355
8.4	<i>Numerische Simulation</i> .....	318	13.5.3 Gütekriterien .....	355
9.	INTERPRETATION CHEMISCHER UND PHYSIKALISCHER ERGEBNISSE VON GRUNDWASSERANALYSEN .....	319	13.6 <i>Vorgeschlagene Arbeitsweise beim Programm NSDG2</i> .....	357
9.1	<i>Messung und Genauigkeit</i> .....	319	13.6.1 Stationäre Modelleichung .....	357
9.2	<i>Einfluss der Vertikalströmungen auf die Messwerte</i> .....	319	13.6.2 Instationäre Modelleichung .....	357
9.3	<i>Interpretation</i> .....	320	14. MODELLEINSATZ BEI DER ÜBERWACHUNG VON GRUNDWASSERVORKOMMEN .....	358
9.3.1	Elektrische Leitfähigkeit und Härte .....	320	14.1 <i>Anwendung</i> .....	358
9.3.2	Temperatur .....	322	14.2 <i>Grundfragen</i> .....	359
10.	WASSERBILANZEN .....	324	14.3 <i>Datenordnung</i> .....	359
10.1	<i>Zweck</i> .....	324	14.4 <i>Messreihen</i> .....	359
10.2	<i>Oberflächenwasserbilanzierung</i> .....	325	15. GRUNDWASSERMODELL «EMMENTAL» .....	360
10.2.1	Diskretisierung des Gewässernetzes .....	325	15.1 <i>Modellaufbau</i> .....	360
10.2.2	Niederwasserabfluss .....	327	15.1.1 Modellrand und Randbedingungen .....	360
10.2.3	Jahresabflüsse .....	329	15.1.2 Knoten und Elemente .....	360
10.3	<i>Grundwasserbilanzierung</i> .....	330	15.1.3 Gewässerknoten .....	362
10.3.1	Bilanzierungsgleichungen .....	331	15.2 <i>Modellgrößen</i> .....	363
10.3.2	Lösungsverfahren .....	333	15.2.1 Terrainoberfläche .....	363
10.4	<i>Hydrologische Bilanzierung</i> .....	337	15.2.2 Grundwasserstauer .....	363
10.4.1	Wasserhaushaltsgleichung .....	337	15.2.3 Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte .....	363
11.	DATENVERARBEITUNG .....	339	15.2.4 Anfangsabschätzung der Elementspeicherkoeffizienten .....	364
11.1	<i>Einsatzarten</i> .....	339	15.2.5 Grundwasserpotentiale .....	364
11.2	<i>Datenaufbereitung</i> .....	340	15.2.6 Zu- und Wegflüsse .....	364
11.2.1	Stammdaten .....	340	15.3 <i>Ergebnisse der Modelleichung</i> .....	365
11.2.2	Feldbeobachtungen .....	341	15.3.1 Berechnete Durchlässigkeitsverteilung .....	365
11.3	<i>Darstellung der Daten</i> .....	342	15.3.2 Verteilung der Speicherkoeffizienten .....	367
11.3.1	Tabellen (Output) .....	342	15.3.3 Potentiale und Grundwasserstände .....	369
11.3.2	Zeichnungen (Plot) .....	344	15.3.4 Modell- und Bilanzierungskennziffern .....	372
11.4	<i>Transferfunktionen</i> .....	344	15.3.5 Jährliche Zu- und Wegflussmengen .....	375
11.4.1	Prinzip .....	344	15.3.6 Kurzfristige Speicheränderungen .....	376
11.4.2	Hydrologische Transferfunktionen .....	345	15.3.7 Spezifische Grundwassermengen .....	376
11.4.3	Knotenspezifische Transferfunktionen .....	346	15.3.8 Strömungsbereiche .....	376
12.	NUMERISCHE SIMULATION DUPUIT'SCHER GRUNDWASSERSTRÖMUNGEN .....	347	15.3.9 Strömungsrichtungen, Filter- und Abstandsgeschwindigkeiten .....	378
12.1	<i>Strömungsgleichungen</i> .....	347	15.4 <i>Grundwasserdargebot</i> .....	378
12.2	<i>Räumliche Diskretisierung</i> .....	348	15.4.1 Totales Grundwasserdargebot .....	378
12.3	<i>Zeitliche Diskretisierung</i> .....	349	15.4.2 Nutzbares Grundwasserdargebot .....	378
12.4	<i>Modellparameter</i> .....	349	15.5 <i>Prognoserechnungen</i> .....	378
12.4.1	Mittleres Grundwasserpotential $\Phi$ .....	349	15.5.1 Auswirkungen einer Grundwasserentnahme von 330 l/s .....	378
12.4.2	Grundwasserstauer $z_u$ .....	349	15.5.2 Auswirkungen einer Gewässerkorrektur auf das Grundwasser .....	379
12.4.3	Zu- und Wegflüsse $Q$ .....	350	15.6 <i>Künftige Überwachung des Grundwasserdargebotes und der Grundwassergüte</i> .....	380
12.4.4	Elementdurchlässigkeitsbeiwert $k_E$ .....	350	LITERATURVERZEICHNIS .....	381
12.4.5	Speicherkoeffizient $S$ .....	350	SACHWORTVERZEICHNIS .....	385
13.	AUFBAU UND EICHUNG EINES GRUNDWASSERMODELLS .....	351		
13.1	<i>Grösse und Berandung des Modells</i> .....	351		
13.2	<i>Anordnung und Dichte von Knoten</i> .....	352		
13.3	<i>Problematik der Eichung</i> .....	352		
13.4	<i>Indirekte Bestimmung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte</i> .....	353		
13.4.1	Probiervverfahren .....	353		
13.4.2	Stromstreifenverfahren .....	353		
13.4.3	Gradientenverfahren .....	354		

# Kapitel 1: Einleitung

## 1.1 Sinn und Zweck des Handbuches

Im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms (NFP) WASSERHAUSHALT des Schweizerischen Nationalfonds befasste sich die MODELLSTUDIE ZUR BESTIMMUNG DES GRUNDWASSERDARBOTES IM TESTGEBIET EMMENTAL mit den folgenden Forschungsarbeiten:

- Einsatz geoelektrischer Differentialmessungen<sup>1</sup>
- Vergleich verschiedener Bohrverfahren
- Auswahl signifikanter Grundwasserbeobachtungsstellen
- Erfassen der Wechselbeziehungen zwischen Oberflächen- und Grundwasser
- Indirekte Ermittlung der Grundwasserneubildung aus versickernden Niederschlägen und randlichen unterirdischen Zuflüssen
- Ermittlung der Durchlässigkeit und des Speichervermögens
- Vergleich des Grundwasserdarbotens ermittelt mit Durchflussberechnungen und numerischen Simulationen stationärer und instationärer Grundwasserströmungen.

Mit dem vorliegenden Handbuch werden hier in praxisbezogener Form die allgemein interessierenden Ergebnisse dieser Forschungsarbeiten dargestellt und am Beispiel des Grundwasserleiters im «Testgebiet Emmental» erläutert. Details, Messresultate und ausführlichere Beschreibungen sind im Schlussbericht «Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdarbotens im Testgebiet Emmental», herausgegeben vom Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA), zu entnehmen.

Das Handbuch kann nicht sämtliche Bereiche der Grundwassererkundung abdecken. Es zeigt aber die wesentlichen Arbeitsschritte zur Bestimmung des Grundwasserdarbotens in unseren schweizerischen, gebirgsrandnahen Grundwasserleitern systematisch und beispielhaft auf. Dabei werden vorwiegend Verfahren behandelt, mit denen der Praktiker bei einem vernünftigen Kosten-Nutzenverhältnis zu zuverlässigen Resultaten gelangt. Die theoretischen Grundlagen dazu sind knapp gehalten, wo die angeführte Fachliteratur detailliert Auskunft gibt. Ausführlicher beschrieben werden die neu entwickelten Verfahren. Für weitere Informationen stehen die Verfasser selbstverständlich gerne zur Verfügung.

*Das Handbuch basiert auf Texten folgender Mitarbeiter:*

Dr. R. V. Blau, Kantonales Wasser- und Energiewirtschaftsamt, Rathausplatz 1, 3011 Bern

Dr. P. Hufschmied, Massachusetts, Institute of Technology, Ralph M. Parsons Laboratory, Cambridge MA 02139, USA

<sup>1</sup> Die Ergebnisse wurden von Dr. W. Fisch, 8907 Wettswil, in [16] erläutert.

Prof. Dr. h. c. E. U. Trüeb, Professur für Siedlungswasserwirtschaft, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich

A. Werner, P. Höhn, F. Lüthi, F. Muchenberger, M. Würsten, Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Alpenstrasse 21, 3400 Burgdorf

Die Figuren zeichnete R. Ryser; die Sekretariats- und Schreivarbeiten verrichtete S. Nolte, Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Alpenstrasse 21, 3400 Burgdorf.

## 1.2 Typologie des Lockergesteins-Grundwassers

Die Speisungsmechanismen eines Grundwasservorkommens beeinflussen nicht nur die Grundwassermenge, sondern auch die physikalische und chemische Beschaffenheit des Grundwassers. Dieser Verknüpfung von Quantität und Qualität des Grundwassers trägt die in der Schweiz üblicherweise verwendete Typologie nach [86, 149] Rechnung:

Man versteht unter

- «echtem» Grundwasser: das ausschliesslich durch direkte oder indirekte versickernde Niederschläge – Regen, Schnee, Reif oder Tau – gebildete Grundwasser, das direkt oder durch randlich begrenzende Gesteine in den Grundwasserleiter gelangt;
- natürlich infiltriertem Grundwasser: das aus Bächen, Flüssen und Seen ins Grundwasservorkommen gesickerte Wasser;
- erzwungen infiltriertem Grundwasser: das mit Hilfe einer gezielten Absenkung des Grundwasserspiegels in der Nähe eines Gewässers oder mit einem gezielten künstlichen Aufstau durch angefachte Ufer- und Sohlenpassage erzeugte Grundwasser (Uferfiltrat);
- künstlich angereichertem Grundwasser: das planmässig neu gebildete Grundwasser durch die ausserhalb bestehender Oberflächengewässer betriebene, künstliche Versickerung über offene Becken, Gräben, Schluckbrunnen, Sickerschächte u. dgl.

Das vorliegende Handbuch befasst sich mit echtem und natürlich infiltriertem Grundwasser. Probleme der erzwungenen Infiltration und der künstlichen Grundwasseranreicherung werden in [22, 118, 130, 145, 146] behandelt.

## 1.3 Grundwassermodell

Unter dem Begriff Grundwassermodell verstehen wir die Nachbildung von Grundwasser-Strömungsvorgängen mit Hilfe mathematischer und physikalischer Verfahren. Die mathematischen Verfahren können dank der Computertechnologie zunehmend praxisbezogener aufgebaut und problemorientierter angewandt werden. Dadurch werden sie, insbesondere die numerischen, im alltäglichen Anwendungsbereich immer bedeutender, während physikalische mehr und mehr auf wissenschaftliche Experimente beschränkt bleiben. Die heute guten Rechenmöglichkeiten dürfen aber nicht zum Glauben verleiten, die Resultate würden allein durch die rasche Lösung komplizierter Differentialgleichungen, durch lange Rechenzeiten und grosse Speicherplatzbelegungen zuverlässig. Vielmehr hängt ihre Aussagekraft von der Fähigkeit des Bearbeiters ab,

die natürlichen Vorgänge so zu schematisieren, dass sich das gewählte Grundwassermodell mit Feldbeobachtungen verifizieren lässt.

Der Bearbeiter darf nicht davon ausgehen, dass die im Felde gemessenen Daten direkt in ein Grundwassermodell eingegeben werden können. Bei Grundwasserproblemen ist es notwendig, schrittweise vorzugehen und sich bereits frühzeitig Gedanken darüber zu machen, wie die Daten aufbereitet und gegliedert werden müssen.

Die in diesem Handbuch beschriebenen Datensätze basieren auf dem Dreistufenprinzip (vgl. Fig. 1.1). Wir unterscheiden zwischen

- *Messdaten*, z. B. Abstiche, Temperaturen usw.,
- *Kennziffern*, z. B. Gebietsdurchlässigkeitsbeiwert  $k_G$ , Abflussmenge  $Q_A$  usw.,
- *Zielgrößen*, z. B. mittleres Potential  $\Phi$ , Elementdurchlässigkeitsbeiwert  $k_E$  usw.

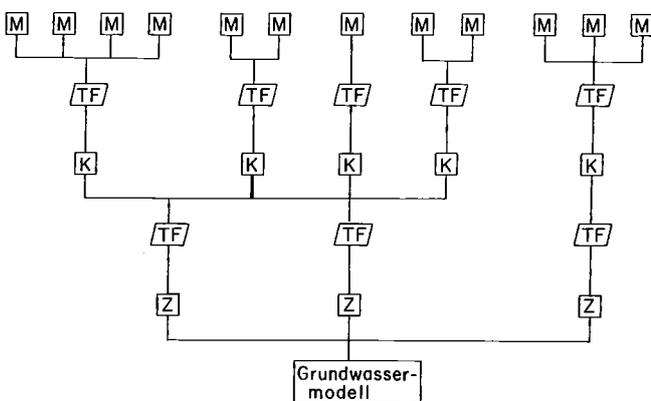


Fig. 1.1 Gliederung der Datensätze (Dreistufenprinzip). M: Messdaten, K: Kennziffern, Z: Zielgrößen, TF: Transferfunktion.

Die Daten werden mit *Transferfunktionen* von einer Stufe zur anderen übertragen. Es ist ausserordentlich wichtig, dass diese Funktionen bereits während der Planungsphase einer Grundwasserprospektion aufgestellt und auf ihre Tauglichkeit überprüft werden, bevor umfangreiche Messkampagnen durchgeführt und unbrauchbare Datenfriedhöfe produziert worden sind. Der Planungsvorgang geht dabei, wie in Figur 1.2 gezeigt wird, von den Zielgrößen über die Kennziffern zu den Messdaten. Die Auswertungen werden in umgekehrter Richtung durchgeführt.

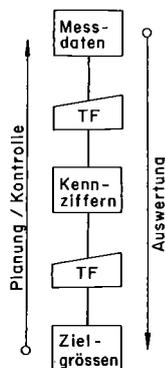


Fig. 1.2 Arbeitsvorgang bei der Datenermittlung (Dreistufenprinzip). TF: Transferfunktion.

Figur 1.3 zeigt den Arbeitsvorgang bei der Herleitung einer Transferfunktion, mit der eine Kennziffer  $y$  aus den Messdaten  $x$  bestimmt werden soll. Es wird davon ausgegangen, dass die Kennziffer zumindest stichprobenweise auf zwei verschiedene Arten ermittelt werden kann. Ein praktisches Beispiel dazu bildet die Abflussmenge einer Quelle, die sich entweder kontinuierlich mit dem Modell des Einzellinearspeichers aus aufgezeichneten Grundwasserständen berechnen oder mit dem hydrometrischen Flügel hin und wieder «direkt messen» lässt. Es darf angenommen werden, dass die beiden Bestimmungsarten unabhängig voneinander sind und dies auch auf ihre Resultate  $y_{ber}$  (sogenannte *Modellparameter*) und  $y_{gem}$  (sogenannte *Kontrollparameter*) zutrifft.

Sowohl die Modell- wie auch die Kontrollparameter müssen mit Messdaten hergeleitet werden, denen zufällige Messfehler anhaften. Damit sich diese Fehler bei der Parameterermittlung beurteilen lassen, müssen statistische Hypothesen aufgestellt werden, mit denen die zu erwartenden und die realisierten Abweichungen nach fehlertheoretischen Gesichtspunkten berechnet werden können. Die zu erwartenden Abweichungen werden mit den mittleren Fehlern a priori  $\sigma_y$  charakterisiert und können bereits vor den Messungen aufgrund von Erfahrungswerten festgelegt werden. Die realisierten Abweichungen werden nach erfolgter *Parameteroptimierung* mit den mittleren Fehlern a posteriori  $m_y$  umschrieben. Der Modelltest überprüft sodann, ob  $\sigma_y$  und  $m_y$  signifikant oder lediglich zufällig voneinander abweichen.

Sind die Unterschiede signifikant, müssen die Transferfunktionen modifiziert und die Messdatenerhebungen bzw. -auswertungen entsprechend angepasst werden. Sind

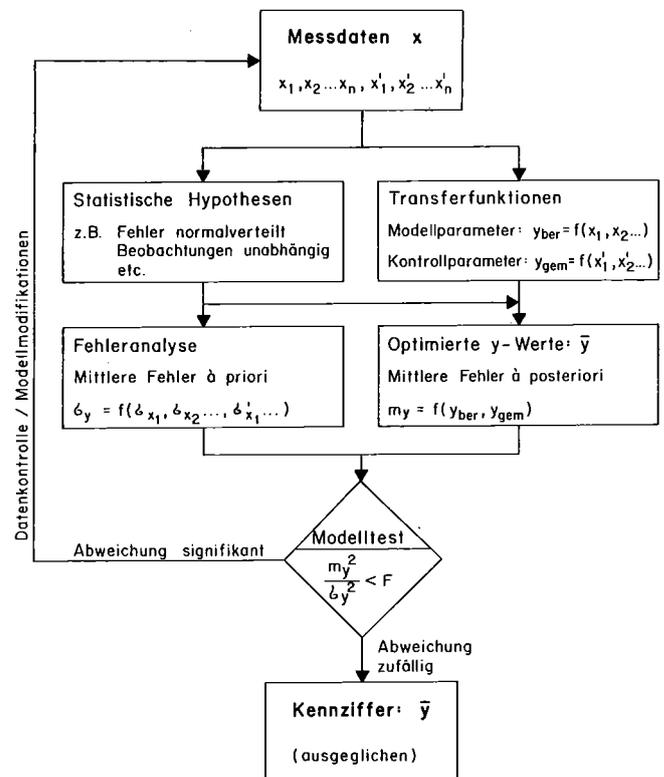


Fig. 1.3 Herleitung einer Kennziffer mit Ausgleichsrechnung.

sie aufgrund der statistischen Hypothesen zufällig, besteht kein Grund, die aufgestellten Zusammenhänge in Frage zu stellen. Die gefundenen Transferfunktionen erlauben dann, die natürlichen Vorgänge mit den vorgegebenen Messdaten numerisch nachzuvollziehen.

### 1.4 Testgebiet Emmental

Das Testgebiet Emmental erstreckt sich von Oberburg über Burgdorf, Kirchberg, Utzenstorf, Koppigen bis zur Kantonsgrenze südlich Gerlafingen (Kanton Solothurn), vgl. Figur 2.1. Das ca. 76 km<sup>2</sup> grosse Gebiet liegt 20 km nordöstlich von Bern. Es wird gebildet durch den rezenten Talboden der Emme. Der Grundwasserstauer wird hauptsächlich aufgebaut von Sandsteinen und Mergeln der Molasse, daneben finden sich vereinzelte Moränenrelikte und Seeablagerungen. Der Grundwasserleiter, würmeiszeitliche Schotter (Kies, sandig, selten siltig, mit zahlreichen Steinen und Blöcken) bis zu 50 m mächtig, ist im allgemeinen gut durchlässig. Stellenweise wird er überlagert von Moräne. Das Grundwasser spiegelt im allgemeinen frei, abgesehen von wenigen Stellen, wo die Moräne unter die Grundwasserspiegelfläche hinabreicht. Die Spiegelfläche liegt 0,5 bis 18 m unter OK Terrain. Zwischen dem Grundwasservorkommen und dem Oberflächengewässernetz bestehen enge Wechselbeziehungen.

In einer statistischen Untersuchung wurde der Grundwasserleiter im Testgebiet mit in der Schweiz für die Trinkwasserversorgung geeigneten Grundwasserleitern verglichen. In Fig. 1.4 und 1.5 sind die Summenhäufigkeiten der Flächenverteilung von Trockentiefen (Flurabstände) und Grundwassermächtigkeiten von etwa 15 % bis 20 % dieser Lockergesteins-Grundwasserleiter der Schweiz dargestellt [17]. Die nach statistischen Gesichtspunkten ermittelten Werte sind für die gesamtschweizerischen Verhältnisse voraussichtlich repräsentativ.

Das Testgebiet weist im Vergleich zu diesen Grundwassergebieten (Werte in Klammern) eine ähnliche Flächenverteilung der Trockentiefen auf. Bei einem Flächenanteil von 50 % (60 %) liegen die Trockentiefen zwischen > 0

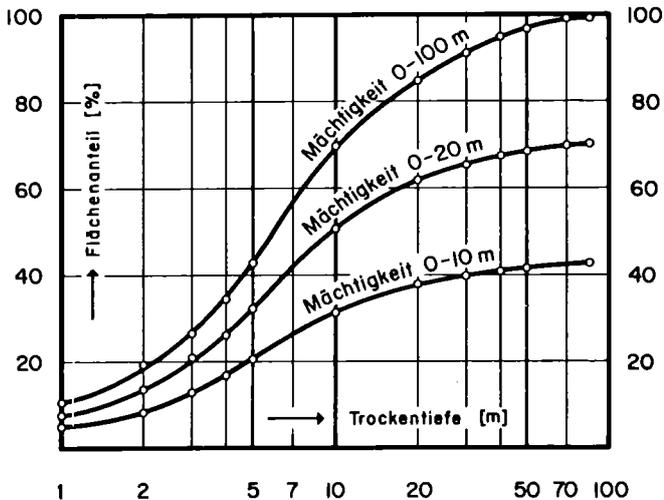


Fig. 1.4 Summenhäufigkeit der Trockentiefen für die Grundwassermächtigkeiten 0-10 m, 0-20 m und 0-100 m in Prozent der Fläche der untersuchten Grundwassergebiete, 100% ≅ 503 km<sup>2</sup>.

und 5 m, bei ca. 70 % (60 %) unter 8 m. Flurabstände über 8 m sind hauptsächlich zwischen Burgdorf und Aefligen, solche unter 5 m zwischen Aefligen und Gerlafingen zu finden. Bei den Grundwasseraustritten liegt der Grundwasserspiegel über grössere Gebiete (total ca. 15 km<sup>2</sup>) knapp unter der Terrainoberfläche.

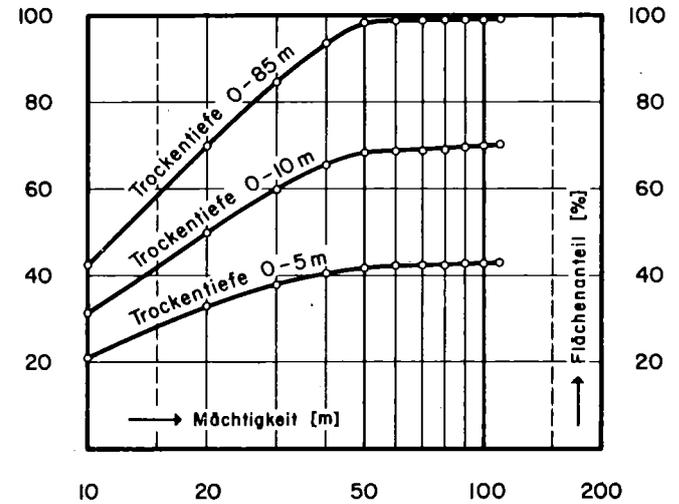


Fig. 1.5 Summenhäufigkeit der Grundwassermächtigkeiten für die Trockentiefen 0-5 m, 0-10 m und 0-85 m in Prozent der Fläche der untersuchten Grundwassergebiete, 100% ≅ 503 km<sup>2</sup>.

Auch bei den Grundwassermächtigkeiten ist die Flächenverteilung im Testgebiet Emmental ähnlich wie im schweizerischen Durchschnitt (Werte in Klammern). Bei einem Flächenanteil von etwa 35 % (40 %) liegen die Mächtigkeiten unter 10 m, bei etwa 68 % (70 %) unter 20 m und bei etwa 99 % (94 %) unter 40 m. Mächtigkeiten über 50 m sind sowohl im Testgebiet Emmental wie auch bei den ausgewählten Grundwasserleitern der Schweiz kaum anzutreffen.

Die statistische Untersuchung zeigt zudem: Ähnliche Durchlässigkeitsverhältnisse der Grundwasserleiter wie im Testgebiet Emmental sind auch in den meisten Grundwasser führenden Lockergesteinsablagerungen des Mittellandes, aber auch in denen der übertiefen Täler der Alpen und, etwas weniger ausgeprägt, des Juras zu finden. Die gewonnenen Erkenntnisse im Testgebiet Emmental sind deshalb allgemein verwendbar bei der Prospektion gebirgsrandnahen Grundwasservorkommen in Lockergesteinen.

## Kapitel 2: Messstellennetz

Die Gesamtheit der hydrometrischen Stationen (kontinuierliche Messungen) und Messstellen (Einzelmessungen) eines Untersuchungsgebietes wird im folgenden kurz Messstellennetz genannt. Es dient dazu, die hydrologischen Grundlagedaten wie Niederschlagshöhen, Klimadaten, Wasserstände, Abflussmengen, physikalische und chemische Parameter usw. in ihrer räumlichen und zeitlichen Variabilität zu erheben.

### 2.1 Planung

Wenn ein Messstellennetz konzipiert werden muss, ist vorerst abzuklären, welche Zielgrößen erforderlich sind, um das hydrologische Problem zu lösen, und welche Kennziffern zu diesen Zielgrößen führen. Die Zielgrößen sind hier die Modell- und Kontrollparameter, die für die quantitative Simulation horizontal-ebener Grundwasserströmungen bei freiem Grundwasserspiegel in Raum und Zeit benötigt werden (vgl. Tabelle 2.1). Es sind Mittelwerte für Körper, Flächen und Zeitabschnitte; sie erlauben, die Eigenschaften des Grundwasserleiters, die Speisungs- und Zehrmechanismen des Grundwasservorkommens schematisiert zu beschreiben. Die Grösse der den einzelnen Modell- und Kontrollparametern zuzuordnenden Gebiete, Profile und Zeitabschnitte ist auf die zu lösende Aufgabe und auf die hydrogeologischen Verhältnisse auszurichten.

Modell- und Kontrollparameter	Kurzbezeichnung	(Dimension)
Element-Durchlässigkeitsbeiwert	$k_E$	(m/s)
Element-Speicherkoeffizient	$S_E$	(%)
Höhe des Grundwasserstauers	$z_u$	(m ü. M.)
Potential	$\Phi$	(m ü. M.)
Zu- und Wegflüsse	$Q$	(m <sup>3</sup> /s)

Tab. 2.1 Modell- und Kontrollparameter zur Simulation horizontal-ebener Grundwasserströmungen.

In der Regel können die Modell- und Kontrollparameter im Felde nicht direkt gemessen, sondern sie müssen mit geeigneten Methoden aus Messdaten bzw. Kennziffern hergeleitet werden. In Tabelle 2.2 wird eine Auswahl von Messstellen aufgelistet und bewertet, inwieweit sie sich für die Bestimmung der Kennziffern eignen. Der räumliche Geltungsbereich der Kennziffern ist abhängig vom Messstellentyp.

Die Ausbeute von Kennziffern in einer Messstelle ist abhängig vom Ausbaustandard. Einfache und damit auch billigere Messstellen erlauben wenige, oft nur eine Kennziffer zu bestimmen. Es ist die Kunst des Planers, das Messstellennetz so zu konzipieren, dass die Zielgrößen aus den Kennziffern bzw. den Messdaten mit einem vertretbaren Aufwand erhoben werden können. Es ist falsch, wenn zuerst grosse Mengen von Messdaten und Kennziffern erhoben werden und anschliessend um die Daten herum das Grundwassermodell aufgebaut wird.

Messstellentyp		Kennziffern	
		Symbol (vgl. Kap. 5 bis 8)	Räumlicher Geltungsbereich <sup>1</sup>
Grundwasser	Vertikalfilterbrunnen: - vollkommen - unvollkommen Bohrung mit eingebauten Piezometer: - vollkommen - unvollkommen Piezometer (gerammt) Geoelektrische Untersuchung	$z_u, k, S, h, Q$ $k, S, h, Q$ $z_u, k, (S), h, Q$ $k, (S), h, Q$ $h$ $(z_u), (h)$	• I (□) • I • I I • I • I • I I — □
	Oberflächen-gewässer	Abflussmengen-Messstellen Wasserstands-Abstichpunkt	$h, Q$ $h$
Niederschlag	Niederschlags-Messstation: Pluviograph, Totalisator Klimastation	$q$ $q$	• (□) • (□)

( ) Bestimmbarkeit unsicher

1) • = Punkt, I = Bereich, I oder — = Linie, Profil

□ = Fläche, Querprofil, Gebiet

Tab. 2.2 Messstellen und ihre Eignung für die Bestimmung von Kennziffern.

### 2.2 Grundsätzliche Aspekte zu Standort und Ausbau der Messstellen

Für die Grundwasserbilanzierung sind Messstellen über das gesamte Grundwasservorkommen anzuordnen. Im Bereich von bedeutenden unter- oder oberirdischen Zu- und Wegflüssen, bei heterogenen, anisotropen Grundwasserleitern und rasch wechselnden hydraulischen Verhältnissen müssen sie dichter angeordnet werden, um die lokalen Strömungsverhältnisse ausreichend genau erfassen zu können. Die Messstellen sollen zudem für das Messpersonal möglichst leicht zugänglich sein.

Eine Messstelle muss so ausgebaut werden, dass

- sie mindestens für die vorgesehene Beobachtungsdauer erhalten bleibt,
- die Strömungsverhältnisse im Grundwasserleiter möglichst wenig beeinflusst werden,
- die Messdaten möglichst mit einfachen und zuverlässigen Geräten erhoben werden können,
- die erhobenen Messdaten höhen- und zeitgetreu die Verhältnisse im Grundwasserleiter (im Gewässer) wiedergeben.

### 2.3 Vorgehen beim Aufbau

In der *ersten Phase* werden Informationen aus Akten über das Grundwasservorkommen und allenfalls bereits vorhandene Aufschlüsse und Messstellen gesammelt, verarbeitet und mit ersten Messresultaten ergänzt. Basierend auf diesen Vorarbeiten und auf Feldbegehungen erfolgt die Projektierung mit dem Ziel, eine hydrogeologische Modellvorstellung zu gewinnen. Dazu müssen zumindest

die Lage des Grundwasserspiegels und der Stauer Oberfläche, die hydrologischen Kennziffern, die Speisungs- und Zehrmechanismen, die Wechselbeziehung zwischen dem Grundwasser und den Oberflächengewässern erfasst und die Zu- und Wegflüsse nach Möglichkeit quantifiziert werden.

In der zweiten Phase erfolgt der eigentliche Aufbau in einem iterativen Prozess: Die im aktuellen Messstellennetz erhobenen Messdaten werden laufend mit den Zielvorstellungen konfrontiert, Messstellennetz und Messkampagnen sind zu erweitern, bis die Widersprüche zwischen Naturmessung und Modellvorstellung auf ein verantwortbares Mass reduziert sind und das Untersuchungsziel erreicht werden kann. Die Erfahrung zeigt: Es ist vorteilhaft, wenn möglichst frühzeitig ein Grundwassermodell erstellt wird. Bereits erste generelle Modelleichnungen aufgrund weniger Kennziffern geben wichtige Hinweise auf Erkundungslücken und erlauben Mängel im Messstellennetz und der Messdatenerhebung laufend zu schliessen. Bis instationäre Strömungszustände mit genügender Genauigkeit simuliert werden können, sind meist mehrere Nachmessungen notwendig.

Nach Abschluss der Untersuchungsarbeiten und gestützt auf die gewonnenen Erkenntnisse kann das Messstellen-

netz in einer dritten Phase gezielt, gewässerschutztechnisch einwandfrei und in hydrologischer Hinsicht sinnvoll abgebaut und in einem reduzierten Umfang weiterbetreut werden.

#### Emmental:

Für die Modellstudie Emmental stand Mitte 1978 nach 11jähriger Vorarbeit ein umfangreiches Messstellennetz von über 1000 Messstellen (davon über 100 Aufschlussbohrungen, über 300 gerammte Piezometer resp. Peilrohre, ca. 150 Schacht- und Vertikalfilterbrunnen, ca. 400 Oberflächenwasser-Abstichpunkte sowie über 100 Abflussmessstellen und -stationen) zur Verfügung. Die Situation der wichtigsten Messstationen geht aus Figur 2.1 hervor.

Figur 2.2 zeigt die zahlenmässige Entwicklung der Grundwasser- und Oberflächengewässer-Messstellen. Nach einer fünfjährigen Vorbereitungs- und Rekognoszierungsphase [18] wurde ab 1972 das bestehende Messstellennetz gezielt erweitert. Die grösste Anzahl Messstellen wurde in der zweiten Jahreshälfte 1978 erreicht. Zu diesem Zeitpunkt standen insgesamt 55 Grundwasser- und 10 bis 11 Oberflächenwasser-Schreibpegel im Einsatz. Ab 1980 konnte das Messstellennetz schrittweise auf die für die Überwachung des Grundwasservorkommens notwendigen Messstellen reduziert werden. Das permanente Messstellennetz umfasst noch 25 Grundwasser-Schreibpegel (davon sieben von öffentlichen Wasserversorgungen) und 11 Oberflächenwasser-Schreibpegel an der Emme und ihren Seitenbächen. In der Umgebung der öffentlichen Fassungsanlagen werden in einzelnen Messstellen periodisch zusätzliche Beobachtungen durchgeführt.

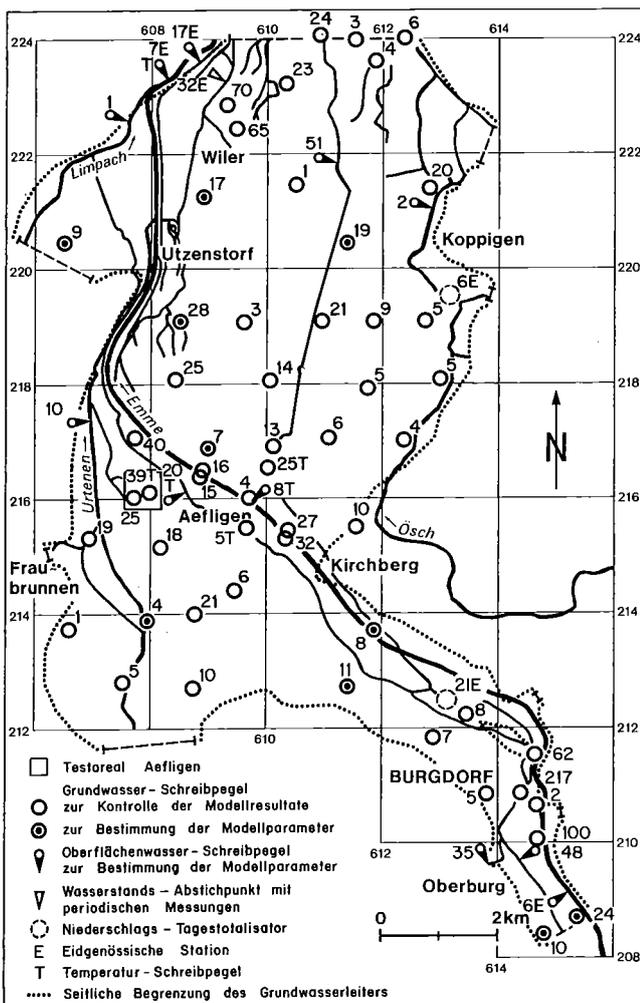


Fig. 2.1 Testgebiet Emmental. Situation der Messstationen mit kontinuierlicher Aufzeichnung von Messdaten.

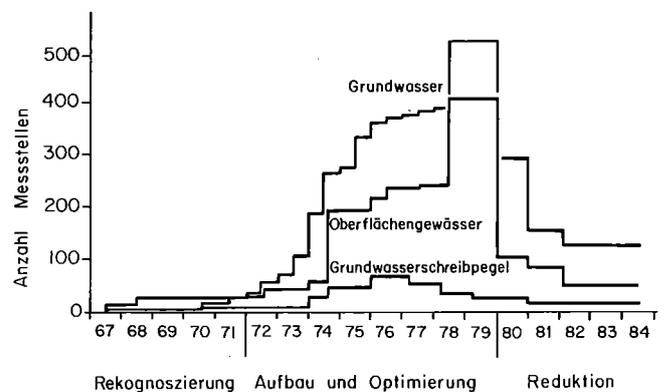


Fig. 2.2 Anzahl Messstellen im Testgebiet Emmental seit 1967.

# Kapitel 3: Ermittlung oberirdisch erfassbarer Kennziffern

## 3.1 Niederschlag

Als Niederschlag werden flüssige oder feste Kondensationsprodukte aus der Erdatmosphäre, welche auf die Erdoberfläche gelangen, bezeichnet. Hauptformen: Regen und Schnee [86]. Die Messeinheit ist die Niederschlagshöhe  $N$ , die in der Regel für einen bestimmten Zeitabschnitt in mm angegeben wird. Für Betrachtungen des Grundwasserhaushaltes genügen in den weitaus meisten Fällen die von der SMA (Schweiz. Meteorologische Anstalt, Zürich) publizierten Tageswerte [126, 127].

### 3.1.1 Messung und Genauigkeit der Niederschlagshöhen

Für die Messung der Niederschlagshöhe  $N$  werden folgende Messgeräte verwendet:

- Tagestotalisatoren (meist wird der Regenmesser nach *Hellmann* benutzt),
- Totalisatoren für längere Zeitabschnitte (Monate, Jahre),
- Pluviographen.

Bei allen Messgeräten werden die Messungen durch Wind, Verdunstung, Benetzungsverluste, Rückpralleffekte usw. gestört. Die Niederschlagshöhen sind deshalb systematisch zu klein.

*Sevrük* [128] hat den systematischen Messfehler der *Hellmann*-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz untersucht. Mit seinen kartographischen und tabellarischen Darstellungen kann der systematische Messfehler  $\varphi_N$ , welcher regional und saisonal unterschiedlich ist, für 65 Niederschlags-Messstationen bestimmt werden. Je mehr Niederschlag in Form von Schnee fällt, um so grösser ist  $\varphi_N$ . Der Mittelwert im Winter wird im allgemeinen grösser sein als im Sommerhalbjahr. Dies zeigt: Der systematische Niederschlagsmessfehler darf nicht vernachlässigt werden.

Als Massnahmen, um  $\varphi_N$  zu reduzieren, kommen in Frage:

- Anbringen von Windschutzringen am Regenmesser,
- Installation des Regenmessers auf Terrainniveau,
- Installation des Regenmessers an windgeschützten Orten, jedoch nicht im Regenschatten von Hindernissen.

#### Emmental:

In Tabelle 3.1 ist der systematische Niederschlags-Messfehler der Monate April-September für die SMA-Station Oeschberg aufgeführt.

Monat	$\varphi_N$ (%)
April	11,0
Mai	8,6
Juni	5,1
Juli	6,2
August	6,2
September	6,5
April-September	6,9

$$\varphi_N = \frac{N_{\text{eff}} - N_{\text{gem}}}{N_{\text{gem}}}$$

Tab. 3.1 Systematischer Niederschlags-Messfehler  $\varphi_N$  für die SMA-Station Oeschberg-Koppigen.

### 3.1.2 Bestimmung der mittleren Niederschlagshöhe eines Gebietes (Gebietsniederschlag)

Innerhalb eines Gebietes kann die Niederschlagshöhe von Ort zu Ort stark variieren, meistens um so mehr, je kleiner der betrachtete Zeitabschnitt ist. Ausserdem hängt sie von der Art des Niederschlages ab und ist bei orographischen (im Gebirge) und konvektiven Niederschlägen (Schauer, Gewitter) bedeutend grösser als bei zyklonischen (Landregen). Für Wasserbilanzen interessiert vor allem die mittlere Niederschlagshöhe eines Gebietes, der sogenannte Gebietsniederschlag  $N_G$ . Er kann nach verschiedenen Verfahren aus den Messdaten der im Gebiet vorhandenen Niederschlags-Messstationen ermittelt werden. Die gebräuchlichsten:

#### Arithmetisches Mittel

$$N_G = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n N_i \quad (3.1)$$

$n$  = Anzahl Niederschlags-Messstationen innerhalb des Gebietes  
 $N_i$  = Niederschlagshöhe der Station  $i$ .

#### Thiessen-Polygone

Mit den Mittelsenkrechten auf den Verbindungslinien zwischen den Messstationen werden Polygone konstruiert, welche die Flächen  $F_i$  abgrenzen und diese den Messstationen mit den Niederschlagshöhen  $N_i$  gemäss Figur 3.1 zuordnen.  $N_G$  wird nach (3.2) berechnet.

$$N_G = \frac{1}{F_G} \sum_{i=1}^n N_i F_i \quad (3.2)$$

#### Isohyeten

In flachen Gebieten, wo die Niederschlagsverteilung örtlich wenig streut, werden die Linien gleicher Niederschlagshöhe mittels linearer oder subjektiver Interpolations-

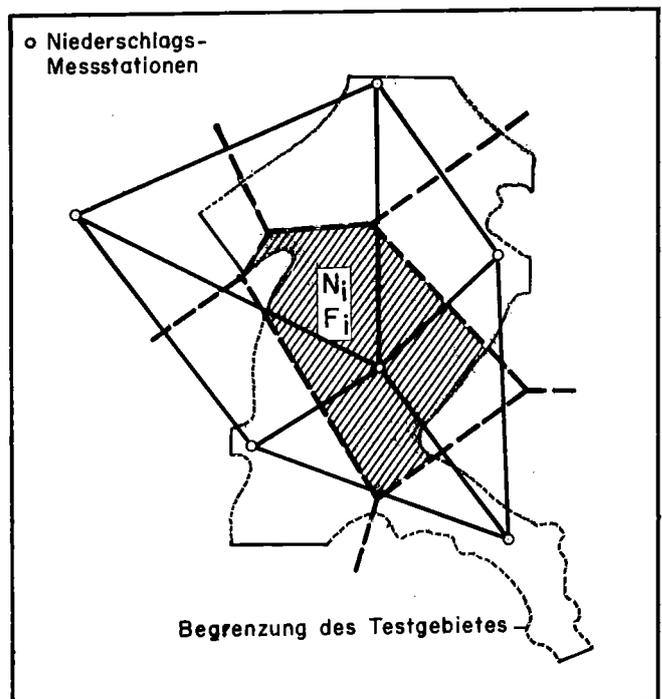


Fig. 3.1 Konstruktion von Thiessen-Polygonen im Testgebiet Emmental.

tion zwischen den einzelnen Niederschlags-Messstationen konstruiert. Auch die Messstationen ausserhalb eines Untersuchungsgebietes müssen miteinbezogen werden, da sonst die Isohyeten in den Randzonen zu ungenau werden.

**Emmental:**

Figur 3.2 zeigt die Isohyetenkarte 1978 für das Testgebiet und seine seitlichen Einzugsgebiete (ohne Oberes Emmental).

$N_G$  wird gemäss (3.2) berechnet, wobei  $F_i$  dem Gebietsanteil zwischen zwei Isohyeten und  $N_i$  den entsprechenden Niederschlagsmitteln entspricht.

**Hypsometrische Methode**

Die hypsometrische Methode berücksichtigt den Einfluss des Reliefs. In Gebieten mit grossen Höhenunterschieden und einheitlicher Exposition besteht oft ein enger Zusammenhang zwischen Niederschlagshöhe und Meereshöhe. Anhand der entsprechenden Zunahmefunktion kann für jede Höhenstufe ein gewichtetes Niederschlagsmittel berechnet werden. Die Gewichte ergeben sich aus der sogenannten hypsometrischen Kurve, die angibt, welchen Flächenanteil die einzelnen Höhenstufen an der Gesamtfläche einnehmen (Figur 3.3). Der Gebietsniederschlag wird mit (3.3) bestimmt.

$$N_G = \frac{1}{200} \sum_{i=1}^n ((x_{i+1} - x_i)(N_{i+1} + N_i)) \quad (3.3)$$

**3.1.3 Schneedecke**

Für Wasserbilanzen kann die Schneedecke eine Rolle spielen. Während der Wintermonate ist sie als Speicher zu behandeln, dessen Inhalt sich aus (3.4) ergibt:

$$w_n = \rho_n d_n \quad (3.4)$$

$w_n$  = Wasserwert (Wasseräquivalent) (mm)  
 $\rho_n$  = Schneedichte (mm/cm)  
 $d_n$  = Schneehöhe (cm)

In den SMA-Klimastationen werden neben dem Wasserwert des Niederschlages die aktuelle Schneehöhe und ihr täglicher Zuwachs erhoben. Die Schneedichte wird jedoch nicht gemessen. Sie streut örtlich und zeitlich zwischen etwa 1 mm/cm und 4 mm/cm und nimmt mit dem Alter der Schneedecke zu [38, 113]. In niederschlagsfreien Zeiten kann die Schneehöhe durch Verdunstung beachtlich abnehmen. In Schmelzperioden kann im Porenraum der Schneedecke Schmelz- und auch Niederschlagswasser zurückgehalten werden und den Wasserwert steigern. Fallen gleichzeitig Schnee und Regen, können die Niederschläge teilweise versickern und teilweise als Schneedecke zurückgehalten werden.

Bei der Grundwasserneubildung aus Niederschlag interessiert vor allem die Wasserabgabe der Schneedecke an den Untergrund. Sie lässt sich jedoch aus den Angaben über die Schneehöhe nur sehr angenähert bestimmen.

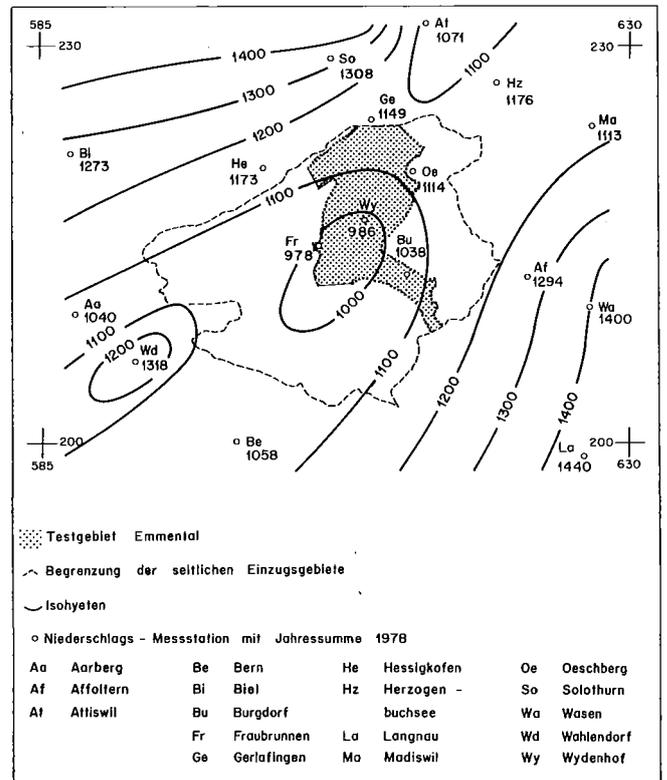
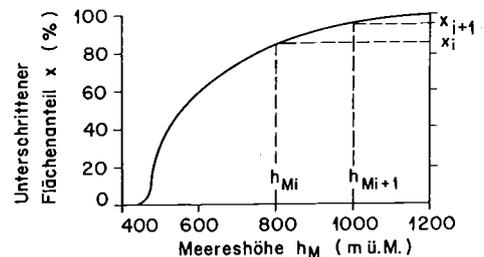
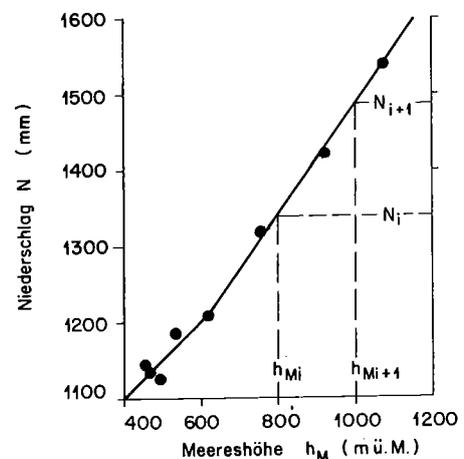


Fig. 3.2 Isohyeten des Jahres 1978.

**Hypsometrische Kurven**



**Abhängigkeit des Niederschlages von der Meereshöhe**



● Mittlere jährliche Niederschlagshöhe (gemessen).

Fig. 3.3 Bestimmung des Gebietsniederschlages mit Hilfe der hypsometrischen Kurve.

### 3.2 Verdunstung

Die Verdunstung (Evapotranspiration) ist definiert als derjenige Teil des Niederschlages, welcher physikalisch (Evaporation, Interzeption) und biologisch (Transpiration) an die Atmosphäre zurückgegeben wird. Als sogenannte Verdunstungshöhe wird sie, analog zur Niederschlagshöhe, auf einen bestimmten Zeitabschnitt bezogen und in mm ausgedrückt.

Die Verdunstung ist wie der Niederschlag ebenfalls eine Wasserhaushaltsgrösse und kann in Wasserbilanzen dienlich sein, die Grundwasserneubildung aus dem Niederschlag zu quantifizieren.

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen:

- potentieller Verdunstung  $V_{pot}$ , die in einem Zeitabschnitt maximal mögliche Verdunstung, und
- aktueller Verdunstung  $V_{akt}$ , die in einem Zeitabschnitt effektiv erfolgte Verdunstung.

Währenddem die potentielle Verdunstung ausschliesslich von klimatischen Grössen abhängt und aus diesen relativ exakt ermittelt werden kann, wirken bei der aktuellen Verdunstung mehrere, schwierig zu erfassende Einflussfaktoren wie Bodenart, Sättigungsgrad des oberflächennahen Bodens, Vegetationsdecke usw. mit.

#### 3.2.1 Bestimmung der Verdunstung

Für die Bestimmung der Verdunstung existieren zahlreiche Verfahren, welche sich methodisch in vier Gruppen unterteilen lassen:

- Direkte Messung
- Physikalische Verdunstungsformeln
- Empirische Verdunstungsformeln
- Verdunstungsformeln aus Oberflächenwasserbilanzen genau abgegrenzter Einzugsgebiete.

Die Schwierigkeit, die Verdunstung quantitativ zu erfassen, wird durch eine grosse Zahl von Berechnungsverfahren impliziert. Für den Praktiker unterscheiden sich die Verfahren vor allem durch die messtechnischen Aufwendungen, die nötig sind, um die jeweiligen Einflussgrössen zu erheben und auszuwerten.

Für ein aus hydrologischer Sicht praktikables Verfahren können folgende Kriterien formuliert werden:

- Alle benötigten Einflussgrössen sollten von vorhandenen Klimastationen erhältlich sein. In der Schweiz eignen sich vor allem die von der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt SMA lieferbaren Klimadaten.
- Die Grössenordnung der minimalen zeitlichen Auflösung sollte etwa eine Woche betragen ( $\Delta t_{min}$ ).

Tabelle 3.2 zeigt aufgrund dieser Kriterien ausgewählte Verfahren, welche allerdings nicht durchwegs vergleichbare Verdunstungshöhen ergeben. Je nach Verfahren resultieren potentielle oder aktuelle Verdunstungshöhen. Mit einigen kann zudem lediglich der Evaporationsanteil (ohne Transpiration) bestimmt werden.

Methode	Verfahren	SMA-Daten	$\Delta t_{min}$
Direkt	Lysimeter		Tag
	class A pan		Tag
	Wild'sche Waage	×	Tag
Physikalisch	Penman	×	Tag
	Windprofil		Std.
	Energiebilanz		Std.
Empirisch	Primault	×	Tag
	Haude	×	Tag
	Thornthwaite	×	Tag
Oberflächenwasserbilanzen	Turc	×	Jahr

Tab. 3.2 Verfahren zur Bestimmung der Verdunstung.

Im folgenden werden einzelne Verfahren kurz erläutert.

#### Direkte Messung

Aus dem Wasserhaushalt von Lysimetern kann die Evapotranspiration direkt gemessen werden. Lysimeter erlauben, den Einfluss verschiedener Bodenarten und Bewuchsformen auf die Verdunstung zu untersuchen. Sie dienen auch als Grundlage, um empirische Verfahren zu eichen. Je nach Versuchsanordnung werden potentielle oder aktuelle Verdunstungshöhen ermittelt.

Mit einem geringeren Messaufwand kann die Verdunstung freier Wasserflächen (Evaporation) gemessen werden. Sie wird als Mass für die potentielle Evapotranspiration postuliert. Von der SMA werden die mit Wild-Evaporimetern gemessenen Verdunstungshöhen seit 1974 publiziert [126]. In den USA werden Verdunstungswannen, sogenannte class A pan, eingesetzt [166].

#### Physikalische Verdunstungsformeln

Sie basieren auf theoretischen, energetischen und aerodynamischen Ansätzen, ergeben relativ genaue Resultate und werden vor allem bei speziellen bodenkundlichen Fragestellungen eingesetzt, wo eine hohe zeitliche Auflösung der Verdunstung verlangt wird [117]. Die SMA-Klimastationen liefern im allgemeinen nicht alle benötigten Daten. Infolge des hohen Mess- und Wartungsaufwandes scheiden die physikalischen Methoden für die hydrologische Praxis im allgemeinen aus.

Eine Ausnahme bildet das halbempirische Verfahren von Penman [102], welches mit SMA-Daten auskommt und die wichtigsten Einflussgrössen in die Verdunstungsrechnung einbezieht. Es ist weltweit gesehen eines der anerkanntesten. Allerdings ist zu beachten, dass einzelne Terme der Penman-Formel in der Hydrologie-Literatur oft mit Druckfehlern und zum Teil unvollständigen Angaben über die Einheiten beschrieben sind. Deshalb wird die Penman-Formel im folgenden nochmals ausführlich dargestellt.

	Jan.	Feb.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
R (J/mm <sup>2</sup> d)	10.9	18.0	24.3	33.5	38.1	41.7	38.8	33.9	26.8	18.4	12.2	8.8
N (h)	277	288	367	410	468	475	478	439	374	334	281	263

Tab. 3.3 Extraterrestrische Sonnenstrahlung und astronomisch mögliche Sonnenscheindauer für Gebiete mit geographischer Breite 47° N [23, 74].

### Berechnung der Verdunstung nach Penman:

$$V_{\text{pot}} = \frac{H'\Delta + E_a k}{\Delta + k} \quad (\text{mm/d}) \quad (3.5)$$

$\Delta = dE/dT$  = Gradient der Kurve für den Sättigungsdampfdruck  $E(T)$  bei der Lufttemperatur  $T$  (mbar/K)

$k = p \gamma$   $p$  = Luftdruck (mbar)  
 $\gamma$  = Psychrometerkonstante = 0,00066 (K<sup>-1</sup>)

$E_a = f(u) \cdot (E - e)$  = Empirisch ermittelter Ventilationsterm  
 $f(u) = 0,263 (1 + 0,54 u)$   
 $u$  = Windgeschwindigkeit 2 m über Terrain (m/s)  
 $E - e = E(1 - U/100) =$  Sättigungsdefizit (mbar)  
 $e$  = effektiver Dampfdruck (mbar)  
 $U$  = relative Luftfeuchtigkeit (%)

$H' = H/(\rho_w \cdot L)$   
 $H'$  = Strahlungsbilanz, ausgedrückt als Verdunstungs-Äquivalent in (mm/d)  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers (g/mm<sup>3</sup>)  
 $L = 2500,3 - 2,344 T_w =$  latente Verdunstungswärme des Wassers (J/g)  
 $T_w$  = Temperatur des Wassers, wird gleich der Lufttemperatur gesetzt (°C)  
 $H = S_G (1 - r) - \sigma (273,2 + T)^4 \cdot (0,56 - 0,052 \sqrt{e}) \cdot (0,1 + 0,9 S/N) =$  Strahlungsbilanz (J/mm<sup>2</sup> d)  
 $S_G = R (0,18 + 0,55 S/N) =$  Globalstrahlung (J/mm<sup>2</sup> d)  
 $R$  = mittlere extraterrestrische Sonnenstrahlung, vgl. Tabelle 3.3 (J/mm<sup>2</sup> d)  
 $S$  = tatsächliche Sonnenscheindauer (h)  
 $N$  = astronomisch mögliche Sonnenscheindauer, vgl. Tabelle 3.3 (h)  
 $r$  = Albedo (für Wasser:  $r = 0,05$ )  
 $\sigma$  = Stefan-Boltzman-Konstante =  $4,91 \cdot 10^{-9}$  (J/mm<sup>2</sup> d K<sup>4</sup>)  
 $T$  = Lufttemperatur (°C)

Die Penman-Formel liefert die Verdunstung einer freien Wasserfläche. Für die Bestimmung der Evapotranspiration über Grünland sind die Werte mit empirisch ermittelten Faktoren zu multiplizieren.

#### Grünlandfaktor

0,6 von November bis Februar  
 0,7 von März bis April und September bis Oktober  
 0,8 von Mai bis August

#### Empirische Verdunstungsformeln

Sie werden vor allem benutzt, um die Verdunstung mit einem Minimum an Mess- und Auswertaufwand abzuschätzen. Hier werden aus der Fülle von Verdunstungsformeln diejenigen von Primault bzw. Haude, welche in der Schweiz und in Deutschland häufig angewendet werden, kurz beleuchtet.

#### Formel von Primault [106]

$$V_{\text{pot}} = (1,03 - \frac{U}{100}) (S + 2n) c_j \quad (\text{mm}) \quad (3.6)$$

$U$  = mittlere relative Luftfeuchtigkeit (%) (Mass für das Sättigungsdefizit)  
 $S$  = Sonnenscheindauer (h) (Mass für die Strahlung)  
 $n$  = Anzahl Tage der Beobachtungsperiode  
 $c$  = Korrekturfaktor für die Meereshöhe (Mass für die atmosphärische Trübung)

$j$  = Korrekturfaktor für die Jahreszeit (Mass für die Lufttemperatur)

#### Formel von Haude [60-62]

$$V_{\text{pot}} = x P_{14} (1 - \frac{U_{14}}{100}) \quad (\text{mm/d}) \quad (3.7)$$

$x$  = Monatskoeffizient  
 $P_{14}$  = Sättigungsdampfdruck der Luft bei der Lufttemperatur um 14 h (mmHg)  
 $U_{14}$  = relative Luftfeuchtigkeit um 14 h (%)  
 Anstelle der Werte von 14 h können in der Schweiz die von der SMA publizierten Werte von 13 h verwendet werden.

Haude nimmt als Mass für die Verdunstung das mittägliche Sättigungsdefizit an, weil dann die Oberflächentemperatur eines immer feuchten Bodens angenähert gleich der Lufttemperatur in 2 m Höhe über dem Boden ist.

#### Verdunstungsformel aus Oberflächenwasserbilanzen

Gestützt auf die Oberflächenwasserbilanzen für 254 Einzugsgebiete in unterschiedlichen Klimaverhältnissen ermittelte Turc [151] die Verdunstung als Defizit aus Niederschlag und Abfluss mit folgender empirischer Beziehung:

$$V_{\text{akt}} = \frac{N}{\sqrt{0,9 + N^2/L^2}} \quad (\text{mm/a}) \quad (3.8)$$

$L = 300 + 25 t + 0,05 t^3$   
 $t$  = mittlere jährliche Lufttemperatur (°C)  
 $N$  = Jahressumme des Gebietsniederschlags (mm)

#### Emmental:

Für die Jahre 1976 bis 1980 wurden die monatlichen Verdunstungshöhen anhand von fünf Verfahren bestimmt. Die dazu als Tageswerte benötigten Klimadaten konnten von der SMA-Klimastation Oeschberg aus den Monatstabellen in [127] entnommen werden (Beispiel: Tabelle 3.4).

In Figur 3.4 werden die als Summenlinien dargestellten Verdunstungshöhen für das Jahr 1978 miteinander verglichen.

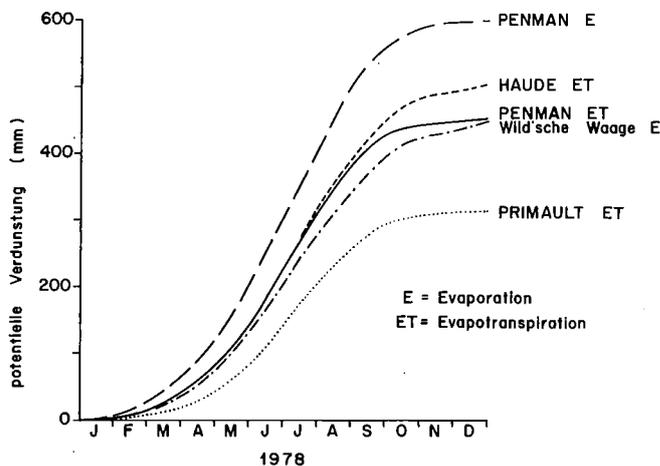


Fig. 3.4 Vergleich der Summenlinien der Verdunstungshöhen 1978. Grundlage: SMA-Klimastation Oeschberg-Koppigen.

Die Jahressummen variieren zwischen 314 und 598 mm. Dieser grosse Schwankungsbereich weist auf die Schwierigkeiten der Verdunstungsbestimmung hin. Da im Testgebiet Emmental keine Lysimetermessungen vorliegen, können die berechneten Werte lediglich vergleichend gewertet werden. Allerdings ermöglichen die neueren Arbeiten im Forschungsgebiet Rietholzbach [117] und der Eidg. Forschungsanstalt für Agrikulturchemie und Umwelthy-



### 3.2.2 Räumliche Variabilität der Verdunstung

Innerhalb eines klimatisch einheitlichen Gebietes kann die Verdunstung aufgrund komplexer Einflussfaktoren wie:

- Bodenart (nutzbare Feldkapazität, vertikale Durchlässigkeit, Wärmeleitfähigkeit)
- Vegetationsdecke (Dichte, Rauigkeit, Interzeptionsvermögen, Wasserverbrauch)
- Relief (Bodenoberfläche, Exposition, Meereshöhe)

stark variieren. Diese Problematik war und ist das Thema zahlreicher Untersuchungen [6, 87, 109 u. a.].

Die meisten Verdunstungsformeln ergeben Verdunstungswerte, welche entweder für freie Wasserflächen oder für niedrige Vegetation gelten. Für hohe Vegetation, insbesondere für Wald, ist die Verdunstung grösser. Hier ist man meistens auf Analogieschlüsse oder Schätzwerte angewiesen [26, 47]. In Mitteleuropa sind gegenüber Wiesland die Verdunstungshöhen für Wald etwa um  $\Delta V$  grösser.

Laubwald:  $\Delta V = 100$  bis  $150$  mm/a

Nadelwald:  $\Delta V = 200$  bis  $250$  mm/a

Der Einfluss der Bodenart auf die Verdunstung wird in Abschnitt 7.2.4 im Rahmen der Bilanzierung des Bodenwasserhaushaltes näher beleuchtet.

In Gebieten mit grossen Höhenunterschieden ist der Einfluss der Meereshöhe auf die Verdunstung zu berücksichtigen. Zahlreiche lineare Beziehungen zwischen der Meereshöhe und der Verdunstung sind bekannt. Diese Korrelationsbeziehungen ergeben jedoch kein einheitliches Bild. Bevor eine solche Formel verwendet wird, sollte deshalb anhand von Vergleichsberechnungen für geeignete, unterschiedlich hoch gelegene Klimastationen die höhenmässige Änderung aller die Verdunstung beeinflussenden Faktoren geprüft werden.

### 3.3 Wasserstand und Abflussmenge in Oberflächengewässern

Wasserstandsmessungen an Oberflächengewässern dienen im wesentlichen zwei Zielen:

- Zusammen mit simultan durchgeführten Grundwasserspiegelmessungen ermöglichen sie, die Wechselbeziehung zwischen Grund- und Oberflächenwasser zu beurteilen und die In- und Exfiltrationsgebiete auszuscheiden.
- Bei Abflussmengenmessstellen oder -messstationen lässt sich mit Hilfe von kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnungen und der Pegel-Abfluss-Beziehung die Abflussmenge bestimmen.

Die Abflussmengen in Oberflächengewässern sind nicht nur für Fragen des oberirdischen Wasserhaushaltes bedeutend, sondern auch für die Grundwasserbilanzierung, um die aus den Oberflächengewässern infiltrierenden bzw. aus dem Grundwasser exfiltrierenden Wassermengen zu erfassen.

Die Abflussmenge in einem definierten Messprofil wird in der Regel ermittelt durch:

- Messung der Fliessgeschwindigkeit mit Messflügel, Tauchstab oder Schwimmkörper
- Messung der Wassermenge mit Behältern
- Messung des Wasserstandes bei Messüberfall bzw. Messkanal und Pegel-Abfluss-Beziehung

Mit den unter a) und b) aufgeführten Verfahren kann die Abflussmenge nur für Zeitpunkte gemessen werden. Ihr instationärer Verlauf muss aus kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnungen über Pegel-Abfluss-Beziehungen hergeleitet werden.

Das bis heute wohl bekannteste Verfahren basiert auf der Geschwindigkeitsmessung mit hydrometrischen Flügeln (vgl. Abschnitt 3.3.3). Der hydrometrische Flügel ist relativ teuer und sein Einsatz aufwendig, so dass bei Grundwasserprospektionen leider oft auf Abflussmessungen verzichtet wird oder lediglich einfache Schätzmethode (vgl. Abschnitt 3.3.5) angewendet werden.

Als bedeutende Alternative zum Messflügel bietet sich heute bei durchwatbaren Gewässern der Tauchstab an. Seine Zweckmässigkeit und Genauigkeit wurde im Testgebiet Emmental in umfangreichen Mess- und Auswertkampagnen geprüft (vgl. Abschnitt 3.3.4). Die Erfahrungen zeigen eindeutig: Der Praktiker kann bei Wassertiefen kleiner als 60 cm mit dem Tauchstab ausreichend genaue Abflussmessungen wirtschaftlich durchführen.

#### 3.3.1 Messung des Wasserstandes

Der Wasserstand in Oberflächengewässern wird an Wasserstands-Abstichpunkten oder an Lattenpegeln mit bekannten Höhen des Pegelnullpunktes gemessen. Die Ablesegenauigkeit beträgt  $\pm 0,5$  cm.

Für kontinuierliche Aufzeichnungen werden Registriergereäte mit Schreibtrommeln oder Bandschreiber mit Druckluftpegeln oder Schwimmkörpern eingesetzt. Die Genauigkeit der Aufzeichnungen beträgt ca.  $\pm 1$  cm. Der zeitliche Vorschub der Pegelaufzeichnungen muss der zeitlichen Intensität der Wasserstandsschwankungen angepasst sein. In der Regel bewährt sich ein täglicher Vorschub von 12 bis 48 mm.

Erfahrungen zeigen, dass Verkräutung des Gewässerquerschnittes, Sohlenbewegungen, Versanden oder Vereisen des Schwimmerrohres usw. die Wasserstandsmessungen bis um einige Dezimeter verfälschen können. Dem Bau der Messstelle muss deshalb eine sorgfältige Standortwahl und Projektierung vorausgehen.

Weiter sind Wasserstands-Schreibpegel periodisch (alle ein bis zwei Wochen) zu warten, mit Handmessungen zu kontrollieren, allfällige Pegelkorrekturen vorzunehmen und Fehlereinflüsse auszumerzen. Wenn die Abflussmengen mit Hilfe von Pegel-Abfluss-Beziehungen ermittelt werden, sind die Einflüsse infolge Verkräutung und Sohlenbewegungen periodisch zu erfassen und mit sogenannten Pegelkorrekturfunktionen zu korrigieren.

#### 3.3.2 Allgemeines zur Genauigkeit von Abflussmessungen

Die bei Abflussmessungen auftretenden Fehler können grob, systematisch oder zufällig sein. *Grobe* Fehler sind Fehler, welche die erwartete Genauigkeit weit übersteigen; sie müssen durch Mehrfachmessungen (auch hier gilt: Eine Messung ist keine Messung), Einhalten der Messregeln, sauberes Arbeiten usw. vermieden werden.

*Systematische* Fehler können verursacht werden durch Messgerät, Messverfahren, Messort usw. Sie verfälschen die gemessene Abflussmenge einseitig und sind schwierig zu quantifizieren. Systematische Fehler, welche vom

Messverfahren herrühren, lassen sich weitgehend vermeiden, wenn die Abflussmessregeln [45, 129] eingehalten werden. Die Messgeräte sind periodisch zu eichen, die Messstandorte auf systematische Einflüsse zu kontrollieren.

Die Qualität der Messgeräte ist für kleine systematische Fehler entscheidend.

*Zufällige* Fehler sind unvermeidliche Ungenauigkeiten, welche trotz sorgfältiger Messung wegen persönlicher, technischer oder hydrometrischer Unzulänglichkeiten entstehen. Sie können nicht eliminiert, sondern lediglich durch Mehrfachmessungen verkleinert werden. Die zufälligen Fehler werden zweckmässig als relative Grössen ausgedrückt. Bei n-maliger Messung der gleichen Wassermenge mit dem gleichen Messverfahren ist das arithmetische Mittel  $\bar{Q}$  aller Messwerte  $Q_i$  der wahrscheinlichste Wert der Wassermenge. Der mittlere prozentuale Fehler einer einzelnen Messung ist

$$\sigma = \pm \frac{100}{\bar{Q}} \sqrt{\frac{\sum (Q_i - \bar{Q})^2}{n-1}} \quad (\%) \quad (3.9)$$

Der mittlere Fehler  $\bar{\sigma}$  des arithmetischen Mittels aller Messungen beträgt

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (3.10)$$

### 3.3.3 Abflussmessung mit dem hydrometrischen Flügel

*Messprinzip*

Mit der gemessenen Drehzahl  $n$  des senkrecht zur Fliessrichtung gehaltenen hydrometrischen Flügels wird die Strömungsgeschwindigkeit  $v$  über die Eichbeziehung

$$v = a + bn \quad (3.11)$$

ermittelt.

Die Koeffizienten  $a$  und  $b$  sind für einen Flügeltyp innerhalb eines bestimmten Drehzahlbereiches konstant.

#### *Messverfahren*

Die Strömungsgeschwindigkeiten  $v_i$  werden in lagemässig definierten, messtechnisch sinnvollen Punkten des Messprofils ermittelt. Jedem  $v_i$  wird eine Teilfläche des Messquerschnittes zugeordnet. Die Abflussmenge  $Q$  kann gemäss Figur 3.5 mittels Integration über die Wassertiefe  $H$  und die Gerinnebreite  $B$  berechnet werden.

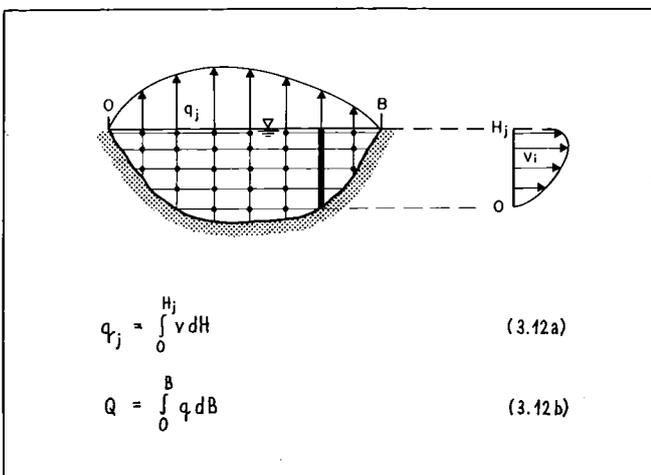


Fig. 3.5 Schemabild zur Auswertung der hydrometrischen Flügelmessung.

Ausführliche Anleitungen zu Flügelmessungen sind in [45] sowie in der SIA Norm 109 [129] zu finden. Im folgenden wird deshalb lediglich zusammenfassend auf die wichtigsten Kriterien hingewiesen:

- Geeignete Wahl des Messprofils;
- Geeignete Einteilung des Messprofils in Messlotrechte und Messpunkte;
- Wahl der Flügelschaukel aufgrund der im Messprofil vorhandenen, maximalen Durchflussgeschwindigkeit (vor der Messung prüfen);
- Während der Flügelmessung ist der Wasserstand periodisch einzumessen. Veränderliche Wasserstände sind bei der Auswertung zu berücksichtigen;
- Periodische Überprüfung der Flügel-Eichfunktion (Eichstätte für hydrometrische Flügel, Landeshydrologie), um systematische Fehler zu vermeiden.

#### *Auswertung*

Die Flügelmessungen werden aufgrund von (3.11) und (3.12a, b) entweder planimetrisch oder mit einem Rechenprogramm ausgewertet.

#### *Genauigkeit*

Mit der hydrometrischen Flügelmessung können Abflussmengen mit relativ grosser Genauigkeit erfasst werden. Vergleichsmessungen mit Messüberfällen und Messbecken ergeben mittlere Fehler, die unter einem Prozent liegen [36]. Diese mit Laborversuchen durchgeführten Genauigkeitsanalysen haben jedoch für Abflussmessungen im Felde, wo nicht ideale Messbedingungen herrschen, nur beschränkte Gültigkeit. Bei Vielpunktmessungen ist im mittleren Abflussbereich der mittlere Fehler einer Einzelmessung mit etwa  $\pm 5\%$  anzunehmen. Bei extremen Niederwasser- und Hochwasserabflüssen kann er über  $\pm 20\%$  betragen [28, 165].

### 3.3.4 Abflussmessung mit dem Tauchstab

*Messprinzip*

Das Messprinzip des Tauchstabes beruht auf dem physikalischen Gesetz, wonach sich der Widerstand, der einem Körper in einem strömenden Medium entgegengesetzt wird, proportional zum Quadrat der Strömungsgeschwindigkeit verhält.

$$P = c_w \rho v^2 \frac{F}{2} \quad (N) \quad (3.13)$$

$P$  = Widerstandskraft (N)

$c_w$  = Widerstandsbeiwert (-)

$\rho$  = Dichte des Mediums ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$v$  = Strömungsgeschwindigkeit (m/s)

$F$  = Querschnitt des Körpers ( $\text{m}^2$ )

Besteht der Körper aus einem Stab, der senkrecht im strömenden Wasser gehalten wird, so wirken auf diesen sämtliche Widerstandskomponenten vom Stabende bis zur Wasseroberfläche ein. Wird ein eingetauchter Stab nur an einem Drehpunkt festgehalten, so ist bei diesem ein der Fliessrichtung entgegengesetztes Drehmoment anzubringen. Damit der Messstab in die Lotrechte gebracht werden kann, muss dieses Drehmoment gleich gross sein wie die Summe der Widerstandskomponenten mal deren Abstand zum Drehpunkt.



Fig. 3.6 Abflussmessung mit dem Tauchstab. Grundwasseraustritt Mühlebach, Schalunen.

Bei dem in Figur 3.6 gezeigten Tauchstab [72] wird dieses Drehmoment mit einem verschiebbaren Gewichtsstab erzeugt. Die Ablesung des Drehmomentes erfolgt anhand eines auf den Gewichtsstab eingeritzten Massstabes.

#### *Messverfahren*

Bei der Abflussmessung mit dem Tauchstab wird in einem Messprofil die mittlere Strömungsgeschwindigkeit in verschiedenen Messlotrechten bestimmt. Die Unterteilung in Messlotrechte erfolgt mit Hilfe eines quer zur Strömungsrichtung gespannten Messbandes.

In jeder Messlotrechten werden mit dem Tauchstab die Wassertiefe und das Drehmoment gemessen. Wie bei den Flügelmessungen besteht auch bei den Tauchstabmessungen die Hauptaufgabe darin, den Durchflussquerschnitt und die Geschwindigkeitsfläche möglichst exakt zu erfassen. Im folgenden sind die wichtigsten Kriterien aufgelistet, welche bei Tauchstabmessungen zu beachten sind [97, 114].

#### *Wahl und Einteilung des Messprofiles*

- Das Messprofil ist rechtwinklig zur Strömungsrichtung zu wählen.
- Im Bereich des Messprofils dürfen keine Hinterwasser und keine Abflusshindernisse auftreten (Pflanzen, in das Gewässer hängende Bäume, grosse Steine, Brückenpfeiler und dergleichen).
- Profile mit Wassertiefen unter 5 cm bzw. grösser als 60 cm sind zu vermeiden.

- Die Fliessgeschwindigkeit sollte möglichst über die gesamte Bachbreite  $> 10$  cm/s sein.
- Das Messprofil soll so breit sein, dass der Abflussquerschnitt durch den im Wasser stehenden Beobachter nicht bedeutend reduziert wird (bei kleinen Gerinnen mit Messbrücke arbeiten).
- Das Messprofil soll nicht unmittelbar unterhalb der Mündung eines Baches mit kurzfristig wechselndem Abfluss liegen (wehrbediente Bäche, Kanalisations-einläufe).
- Flussstrecken mit steil abfallenden Ufern sind geeignet.
- Der Abfluss soll nicht schiessend sein.
- Die Abstände der Messlotrechten (mindestens ca. 20 cm, maximal ca. 100 cm) sind der Form, der Breite und der Geschwindigkeitsverteilung des Messprofiles anzupassen. Von Ausnahmen abgesehen sollte das Messprofil in 10 bis 25 Messlotrechten unterteilt werden. An Stellen mit grossen Geschwindigkeitsänderungen und gegen die Ufer sind die Messlotrechten in dichteren Abständen anzuordnen.

#### *Bedienung des Tauchstabes*

- Oberkörper parallel zur Fliessrichtung halten.
- Tauchstab mit ausgestreckten Armen halten (Wasserlauf ungestört lassen).
- Handgriff rechtwinklig zur Fliessrichtung halten.
- Handgriff waagrecht (in x und y Achse!) halten.
- Stab soweit eintauchen, dass die Stabspitze auf die Flusssohle aufstösst. Danach wird der Stab leicht angehoben, so dass er gerade frei pendeln kann.

Messaufnahmen, Messprotokolle

- Messstellenaufzeichnung, Standort (Skizze), Beobachtungen usw. gemäss Feldprotokoll festhalten. Figur 3.7 zeigt das im Testgebiet Emmental benutzte Feldprotokoll und die Auswertung einer Abflussmessung an der Urtenen.
- Für eine zuverlässige, speditive Messung empfiehlt es sich, die Daten auf ein Diktiergerät zu sprechen und erst im Büro zu protokollieren.
- Mehrfachmessungen durchführen (mindestens zweimal pro Messprofil).
- Wasserspiegel unmittelbar vor und nach jeder Messung einmessen (fixen Abstichpunkt wählen).
- Feldbeobachtungen möglichst rasch nach der Messkampagne auswerten.

Auswertung

Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit  $\bar{v}_j$  in der Messlotrechten j wird für den Tauchstab nach Jens (Herstellerfirma: Hydro-Bios, Kiel) mit folgender Beziehung berechnet [72]:

$$\bar{v}_j = 0.0523 \sqrt{M_j / H_j} \quad (\text{m/s}) \quad (3.14)$$

$M_j$  = Drehmoment, ausgedrückt in Anzahl Teilstrichen auf dem verschiebbaren Gewichtsstab (-)

$H_j$  = Eintauchtiefe (m)

Um grosse Strömungsgeschwindigkeiten zu erfassen, kann am verschiebbaren Gewichtsstab ein genormtes Zusatzgewicht angebracht werden. Gemäss Jens muss dabei

die aus (3.14) berechnete Geschwindigkeit  $v_j$  mit einem Faktor 1,5 multipliziert werden. Zahlreiche, von uns durchgeführte Vergleichsmessungen haben gezeigt, dass dieser Faktor nicht konstant ist. Aufgrund unserer Untersuchungen scheint es zweckmässig zu sein, nicht die Geschwindigkeit, sondern das Drehmoment zu korrigieren.

Das vom Zusatzgewicht zusätzlich erzeugte Drehmoment  $\Delta M$ , ausgedrückt in Anzahl Teilstrichen auf der Gewichtsstabunterteilung, lässt sich mit folgender Beziehung berechnen

$$\Delta M = \frac{(11278 - 4633) M / 150 + 4633}{167.387} \quad (3.15a)$$

Daraus ergibt sich das effektive Drehmoment  $M_{eff}$  zu  $M_{eff} = M + \Delta M = 1.265 M + 27.7$  (3.15b)

Näherungsweise kann für Momente mit Zusatzgewicht zwischen  $M = 100$  und  $M = 150$  geschrieben werden:

$$M_{eff} = 1.5 M \quad (3.15c)$$

Die Abflussmenge Q wird mit (3.12 b) mittels Integration bestimmt. Die Tauchstabsmessungen werden zweckmässig mit einem Rechenprogramm ausgewertet.

Die Abhängigkeit zwischen  $\bar{v}$  und der mittleren Abflussmenge  $\bar{Q}$ , gemessen in natürlichen Gerinnen bis max. 20 m Breite und 60 cm Tiefe, wird mit Figur 3.8 illustriert. Aus dem Diagramm geht hervor, dass im Abflussbereich

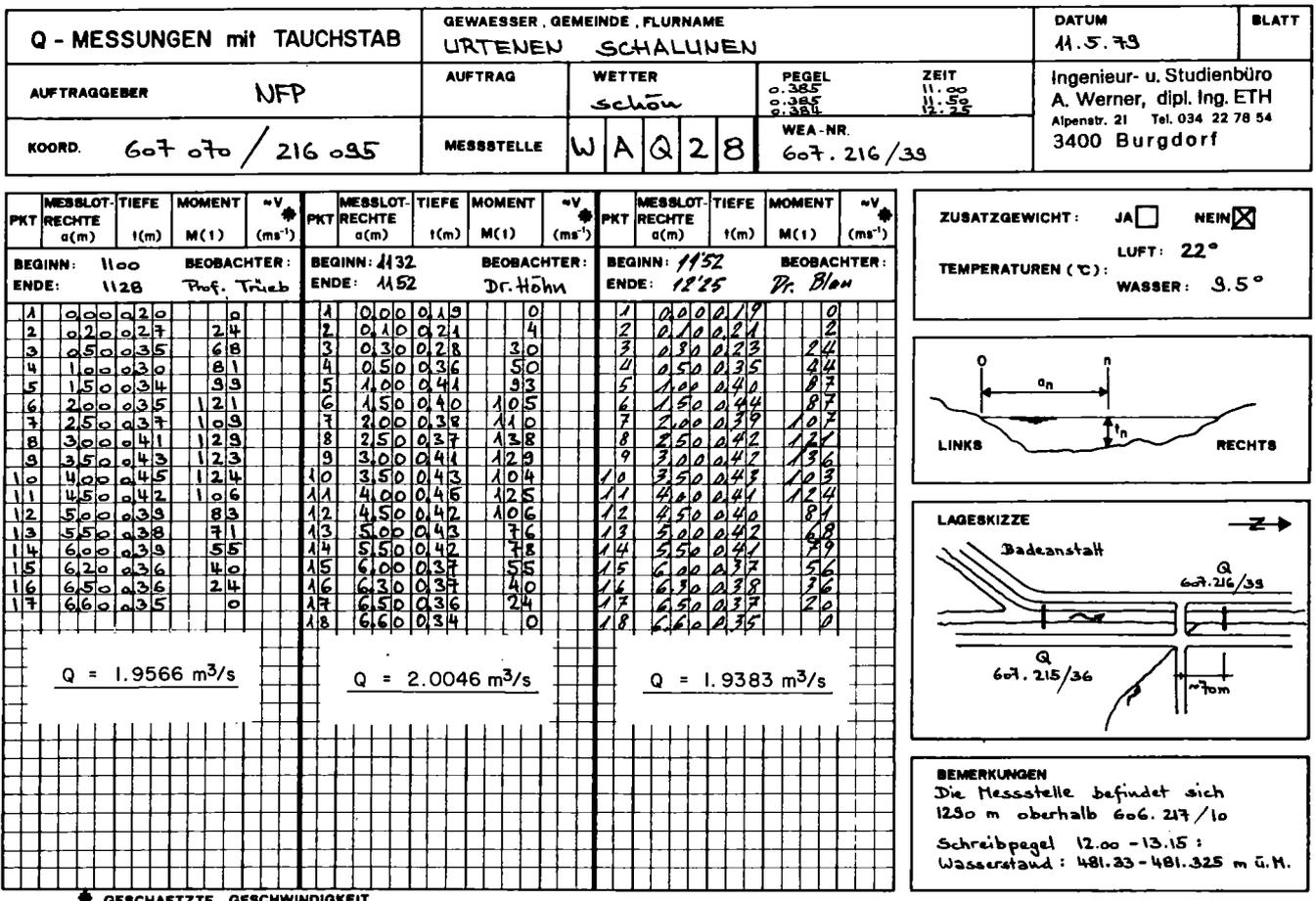


Fig. 3.7 Protokoll einer Tauchstab-Abflussmessung.

1 m<sup>3</sup>/s bis ca. 4 m<sup>3</sup>/s die Messungen am genauesten sind;  $\bar{\sigma}$  liegt unter  $\pm 1\%$ . Bei grösseren bzw. sehr kleinen Abflussmengen nimmt  $\bar{\sigma}$  zu.

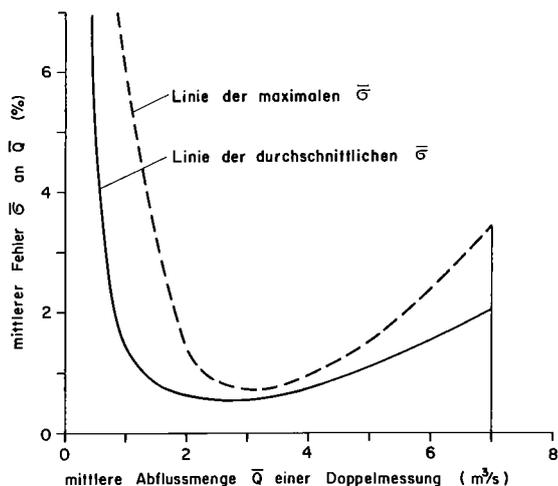


Fig. 3.8 Abhängigkeit des mittleren, zufälligen Fehlers von der Abflussmenge bei Tauchstab-Doppelmessungen in natürlichen Gerinnen.

Die Grösse von  $\bar{\sigma}$  ist unabhängig davon, ob die Doppelmessung von einer Einzelperson oder von zwei verschiedenen Beobachtern durchgeführt wird. Der personenabhängige, systematische Fehler von Tauchstabmessungen ist vernachlässigbar klein.

### 3.3.5 Weitere Verfahren zur Bestimmung der Abflussmenge

#### Abflussmessungen mit Schwimmkörper

In kleinen Gerinnen kann die Fliessgeschwindigkeit in der Gewässermitte  $v_0$  mit Hilfe von einfachen Schwimmkörpern gemessen und die Abflussmenge überschlagsmässig ermittelt werden. Erfahrungsgemäss beträgt die mittlere Fliessgeschwindigkeit  $\bar{v}$  je nach Rauigkeit der Gewässersohle:

$$\bar{v} = 0.5 \text{ bis } 0.8 v_0 \quad (3.16)$$

$$Q = \bar{v} F$$

#### Behältermessungen

Behältermessungen werden eingesetzt, um Zuflüsse aus Drainage- und Kanalisationsrohren usw. zu bestimmen [129].

#### Überfallmessungen

Mit Überfallmessungen [129] werden vor allem die Abflüsse bei kleinen Gerinnen sowie die Fördermengen bei Grosspumpversuchen und Baugrubenentwässerungen gemessen.

### 3.3.6 Die Pegel-Abfluss-Beziehung

Zwischen der Wassertiefe  $t$  resp. der Lage des Wasserspiegels  $h$  und der Abflussmenge  $Q$  herrscht theoretisch ein eindeutiger Zusammenhang, welcher als Pegel-Abfluss-Beziehung oder kurz als Eichkurve bezeichnet wird. An-

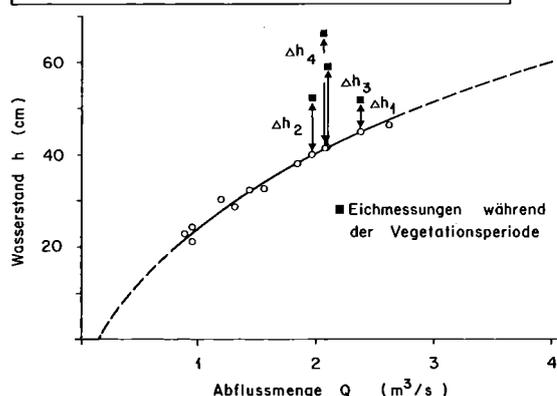
hand der Ganglinie eines Wasserstandsschreibpegels kann damit die Abflussmenge kontinuierlich erfasst werden. Die Eichkurve muss im allgemeinen empirisch ermittelt werden. Bei verschiedenen Abflüssen werden  $Q$  und  $h$  gemessen und ein  $Q$ - $h$ -Diagramm erstellt. In dem mit Messungen ausreichend belegten Bereich wird die Eichkurve visuell eingetragen.

Für Hochwasserabflüsse muss sie extrapoliert werden. Die entsprechenden Hochwasserwerte sind demzufolge ungenau. Die Extrapolation erfolgt entweder intuitiv, eventuell aufgrund alter Eichkurven oder mit Hilfe von berechneten Werten [154].

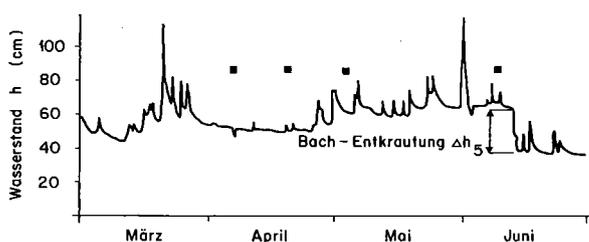
#### Korrektur der Eichkurve

Die einmal ermittelte Eichkurve gilt nicht für eine unbeschränkte Dauer. Im Laufe der Zeit oder auch periodisch können sich die Form des Flussbettes, der Bewuchs, die Rauigkeit usw. verändern. Periodische Eich- und Kontrollmessungen sind daher unerlässlich, um aus einer Wasserstands-Ganglinie die (korrigierte) Abflussmenge zu ermitteln. Dazu bieten sich zwei Möglichkeiten:

#### Pegel - Abfluss - Beziehung ohne Verkräutung



#### Wasserstandsganglinie



#### Pegelkorrekturfunktion infolge Verkräutung

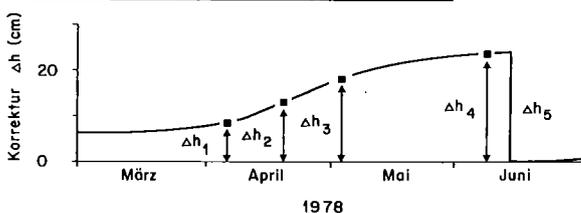


Fig. 3.9 Eichkurve und Bestimmung der Pegelkorrekturen wegen Verkräutung.

#### *Eichkurvenkorrektur:*

Periodisch wird eine neue Eichkurve bestimmt durch Eichmessungen, welche als fehlerfrei angesehen werden. Ihre Gültigkeitsdauer wird intuitiv festgelegt. Dadurch können gewisse Fehler entstehen.

#### *Pegelkorrektur:*

Die Wasserstands-Aufzeichnungen werden mit Korrekturfunktionen laufend verbessert. Damit kann meistens über eine längere Zeit dieselbe Eichkurve (Initialkurve) gültig bleiben. Erst wenn sie einen eindeutigen Trend zeigt, wird eine neue eingepasst. Mit Pegel-Korrekturfunktionen können vor allem in kleineren Gerinnen veränderte Abflussbedingungen oft detailliert und zeitlich genau erfasst werden. Dazu zwei Beispiele:

- Das Gewässerbett verkrautet während der Vegetationsperiode stark. Infolge dieser Querschnittsverengung steigt der Wasserstand an. Werden nun Eichmessungen durchgeführt, liegen, wie Figur 3.9 zeigt, die Abflussmengen gegenüber den Sollwerten aus der Eichkurve scheinbar zu tief. Die Wasserstands-Aufzeichnungen täuschen solange zu grosse Abflussmengen vor, bis der Bach künstlich entkrautet wird. Solche «Bachputzen» lassen sich durch ein schlagartiges Abfallen der Wasserstandslinie leicht feststellen. Aufgrund dieser und der bei den Eichmessungen gefundenen Wasserstands-differenzen kann die Pegel-Korrekturfunktion für die sich entwickelnde Verkrautung ermittelt werden.
- Eine weitere Pegel-Korrekturfunktion kann auch wegen Sohlenveränderungen durch Auflandung und Abtrag nötig werden. Die Sohlenveränderungen werden z. B. nach Hochwasserabflüssen in definierten Messlotrechten periodisch durch Abstiche gemessen. Aus den Differenzen gegenüber dem Zustand während der Eichmessungen werden die mittleren Pegelkorrekturen berechnet und als Ganglinie aufgetragen.

## **Kapitel 4: Bohrverfahren**

Über 80% der Aufschlussbohrungen zur Grundwasser-erkundung in Lockergesteins-Grundwasserleitern wurden in der Schweiz von 1972–1976 gemäss einer Umfrage [65] ausgeführt als: Verrohrte Rotationskernbohrungen, verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung und unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung.

### **4.1 Verrohrte Rotationskernbohrungen**

Bei einer verrohrten Rotationskernbohrung wird im Schutze einer Verrohrung durch das rotierende Bohrwerkzeug – in der Regel eine mit Hartmetall oder Diamanten bestückte Bohrkronen – ein Bohrkern herausgelöst, im Kernrohr gefangen und aus dem Bohrloch entnommen. Die Verrohrung (Futterrohr, Bohrrohr) wird drehend und pressend parallel zum Bohrvorgang eingebracht. Wegen

der Mantelreibung zwischen den Bohrrohren und dem anstehenden Lockergestein muss sie in bestimmten Abständen teleskopiert werden. Der Bohrdurchmesser verjüngt sich daher mit zunehmender Bohrtiefe immer mehr.

Leichte Kernbohrgeräte erlauben Bohrdurchmesser von 200 mm bis 140 mm bei Bohrtiefen in Lockergesteinen von maximal 30 bis 40 Meter. Mit schweren Bohrgeräten, wie sie im Testgebiet Emmental mit Erfolg eingesetzt wurden, können Bohrdurchmesser von 300 mm bis 140 mm bei Bohrtiefen bis über 100 Meter erreicht werden. Weitere Angaben über das Bohrverfahren finden sich in der Bohrmeisterfibel der Vereinigung Schweizerischer Bohrfirmen [156].

### **4.2 Verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung**

Bei einer Rotationsspülbohrung zerkleinert ein unten am sich drehenden Bohrgestänge montierter Rollenmeissel auf der Bohrlochsohle das Gestein. Das Bohrgut wird mit einem Wasser-Spülstrom zu Tage befördert.

Analog zu den Rotationskernbohrungen wird das Bohrloch mit einer Verrohrung gegen Versturz geschützt. Bohrdurchmesser bis ca. 300 mm und Bohrtiefen bis gegen 300 m können mit diesem Bohrverfahren erreicht werden. Detaillierte Angaben über die verschiedenen Spülbohrverfahren können [40, 156] entnommen werden.

### **4.3 Unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung**

Bei unverrohrten Rotationsspülbohrungen wird das Bohrloch durch eine Dickspülung stabilisiert. Als Dickspülung bezeichnet man ein Gemisch von Wasser und speziellen Spülmittelzusätzen. Nach [40] sollen nur Spülmittelzusätze verwendet werden, die

- sich in möglichst dünnen Lagen als sogenannte Filterkuchen auf der Bohrlochwand aufbauen;
- nur wenig in dahinterliegende Poren oder Klüfte eindringen;
- sich nach Beendigung der Bohrarbeiten infolge ihrer Löslichkeit wieder entfernen lassen und so die zeitweilig verschlossenen Poren oder Klüfte freigeben.

Das Bohrverfahren entspricht ansonsten demjenigen der Rotationsspülbohrung mit Klarspülung.

### **4.4 Vergleich der Bohrverfahren**

#### *Emmental:*

Der Vergleich der eingesetzten Bohrverfahren in bezug auf die Ermittlung der Durchlässigkeit, die Entnahme, geotechnische und lithologische Beschreibung der Bohrproben sowie bohrtechnische Aspekte erlauben folgende Schlussfolgerungen:

1. Sowohl Rotationskern- als auch Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung eignen sich für Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch: Kleinpumpversuche im Filterrohr zeigten keine signifikanten, auf das Bohrverfahren zurückzuführenden Unterschiede. Auf eine spezielle

Manschettenentsandung kann verzichtet werden. Vergleichende Durchlässigkeitsversuche vor und nach einer intensiven Entsandung ergaben praktisch übereinstimmende Resultate. Sogenannte Skin-Effekte (vgl. Abschnitt 6.3.3) waren nicht zu beobachten. Der Ringraum zwischen Filterrohr und Verrohrung muss jedoch, soweit dies technisch möglich ist, mit Filterkies verfüllt werden.

2. Rotationskernbohrungen haben sich bei der Erkundung des Lockergesteins-Grundwasserleiters im Testgebiet Emmental bewährt. Bohrtiefen bis 100 m sind mit schweren Bohrgeräten erreicht worden. Die mit dem Kernrohr entnommenen Bodenproben sind in ihrer Lagerung und meist auch in der Kornzusammensetzung gestört. Zwischen der Laborklassifikation der Bodenproben nach USCS, der lithologischen Feldbeschreibung des Bohrprofils und der Durchlässigkeitsverteilung, ermittelt mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch resp. mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen, konnte ein signifikanter Zusammenhang nachgewiesen werden.
3. Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung wurden erfolgreich eingesetzt. Massive Spülwasserverluste von bis zu 1000 l/min beim Durchbohren sehr durchlässiger Schichten bedingten allerdings zeitweilig den Einsatz von Druckluft und Kiespumpe zur Bohrgutförderung. Die lithologische Beschreibung des Bohrgutes (Cuttings) war oft nicht zuverlässig, die genetische Zuweisung der Sedimente häufig nicht möglich. Leider, dies haben frühere Untersuchungen des WEA gezeigt, vermögen die verschiedenen in der Bohrlochgeophysik angewendeten Logs bei heterogenen Sedimentfüllungen diesen Nachteil nicht oder nur teilweise zu überbrücken. Die Schwierigkeiten bei der Interpretation des Bohrgutes können jedoch durch die differenzierte Ermittlung der Durchlässigkeitsverteilung mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen zum Teil kompensiert werden.
4. In der unverrohrten Rotationsspülbohrung mit Dickspülung konnten von der ins Bohrloch eingebrachten Spülung trotz intensiver Entschlammung und Entsandung mit Luft und Kolben lediglich ca. 10% zurückgewonnen werden, der Rest verblieb im Grundwasserleiter. Die Durchlässigkeit wurde dadurch entscheidend vermindert. Kleinpumpversuche ergaben im Vergleich mit den benachbarten Bohrungen zwei- bis viermal kleinere Profil-k-Werte. Trotz intensiven Bemühungen gelang es auch nicht, in den Ringraum zwischen Filterrohr und Bohrlochwand eine Filterschüttung einzubringen: während der Phase der Verdünnung der Spülung verströmte das Bohrloch grösstenteils. Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung eignen sich demnach nicht, wenn Wert auf eine zuverlässige Ermittlung der Durchlässigkeit gelegt wird. Lithologische und genetische Deutung: gleiche Bemerkungen wie bei Klarspülbohrungen.

## Kapitel 5: Ermittlung von Grundwasserständen

Bei den meisten Grundwasserproblemen spielen Grundwasserstandsdaten eine zentrale Rolle. Sie werden benötigt, um die stationären und instationären Strömungsverhältnisse, die Durchlässigkeitsbeiwerte und weitere hydrologische Kennziffern, die Speicher- und Zehrvorgänge, die Wechselbeziehung mit den Oberflächengewässern, die Zu- und Wegflüsse usw. zu beschreiben und zu bestimmen.

### 5.1 Messung und Genauigkeit

Der Grundwasserstand, definiert als Höhe des Wasserspiegels, welcher sich nach dem Druckausgleich innerhalb einer Grundwassermessstelle einstellt, wird in der Regel von einem Abstichpunkt aus, dessen Koordinaten bekannt sind, mit einer Längenmessung bestimmt. Der Abstich kann zu einem bestimmten Zeitpunkt als sogenannte Einzelmessung mit einem Handgerät oder kontinuierlich mit einem Grundwasserschreibpegel gemessen werden. Bei der Einzelmessung sind Daten und die Uhrzeit festzuhalten. Für tabellarische oder graphische Darstellungen sollten die Grundwasserstände immer in Meereshöhe und mit dem Messdatum angegeben werden.

#### 5.1.1 Einzelmessungen

Für Einzelmessungen werden heute vor allem Kabellichtlote, seltener Klatscher, Stablot und Brunnenpfeifen eingesetzt.

Beim *Kabellichtlot* wird ein Lotkörper mit einer Tauchelektrode (Länge ca. 10 bis 30 cm, Durchmesser ca. 15 mm) über eine Kabeltrommel an einem Flachkabel aus Kunststoff, mit eingegossenen Leitern und Zentimeterenteilung, in die Messstelle hinuntergeführt. Beim Eintauchen der Elektrode in den Wasserspiegel leuchtet an der Kabeltrommel eine Signallampe auf, und der Grundwasserstand kann am Kabel direkt abgelesen werden. Kabellichtlote erfordern eine intensive Wartung.

Um Grundwasserstände in kleinkalibrigen Messrohren (Innenweite 1") im Rahmen von Kleinpumpversuchen einmessen zu können, lassen sich im Eigenbau die Kabellichtlote mit speziellen Lotkörpern von 10 mm Durchmesser ausrüsten.

Der *Klatscher*, ein Metallkörper mit konkavem Boden (Länge ca. 8 cm, Durchmesser ca. 4 cm) wird mit einer leichten Kette und einer Vorgabe von 1,00 m an ein Messband gehängt. Er verursacht beim Aufschlagen auf den Wasserspiegel ein Klatschgeräusch. Bei Lärm, tiefem Grundwasserspiegel, bei Hangquellen und kleinen Messrohrdurchmessern ist der Klatscher ungeeignet.

Das *Stablot* besteht aus einem Stück Rundstahl (Länge ca. 1 m, Durchmesser ca. 1 cm) welches mit einem Messband in den Wasserspiegel eingetaucht wird. Der Grundwasserstand ergibt sich aus der Gesamtlänge abzüglich des benetzten Stabteiles. Zur besseren Abgrenzung des benetzten Teils kann der Stab mit Kreide oder trockenem Fein-

sand eingerieben werden. Bei heisser Witterung, bei Regen und bei Hangquellen entstehen leicht Messfehler.

Die *Brunnenpfeife*, ein unten offenes Metallrohr (Länge ca. 30 cm, Durchmesser ca. 20 mm) mit aussen etwa zehn Messrillen im Abstand von je 1 cm, wird an einem Messband geführt und ins Wasser eingetaucht. Die ins Rohr gestossene Luft entweicht durch eine Pfeife und erzeugt einen Ton. Der Abstich entspricht der Ableselänge am Messband zuzüglich Verbindungsstück und Länge der vom Wasser nicht gefüllten Messrillen. Die Brunnenpfeife ist nicht geeignet bei Lärm, z. B. infolge Pumpbetrieb und bei Hangquellen im Filterrohr.

Die einzelnen Messgeräte sind bezüglich Anschaffungskosten, Handhabung, Messgeschwindigkeit und Genauigkeit sehr unterschiedlich. Klatscher und Stablot, bedingt auch die Brunnenpfeife, können praktisch in jeder Werkstatt hergestellt werden und kosten im Gegensatz zu Kabellichtloten wenig. Kabellichtlote sind aber universell einsetzbar und eignen sich bezüglich Handhabung und Genauigkeit wohl am besten, um Grundwasserstände speditiv einzumessen. Die Elektroden müssen periodisch gereinigt werden. Bei sehr weichem Grundwasser kann gelegentlich der Elektrolytgehalt nicht ausreichen, um zuverlässige Kontakte zu gewährleisten, was behoben werden kann, wenn etwas Kochsalz ins Filterrohr geschüttet wird. Vergleichende Untersuchungen haben gezeigt, dass für Grundwasserabstichmessungen die folgenden Messgeräte zweckmässig sind [147]:

- Grobmessung mittels Klatscher. Der mittlere Fehler einer Einzelmessung  $\sigma_h$  beträgt etwa  $\pm 5$  mm. Der Klatscher ist der Brunnenpfeife vorzuziehen ( $\sigma_h$  ca.  $\pm 2$  cm).
- Feinmessung mit Stablot:  $\sigma_h$  beträgt etwa  $\pm 3$  mm ( $\pm 2$  mm bei Dreifachmessung).
- Feinmessung mit Kabellichtlot:  $\sigma_h$  beträgt etwa  $\pm 1$  mm und kann mit speziellem Messkopf noch reduziert werden.

Die systematischen Fehler sind meistens wesentlich grösser. Sie müssen unbedingt durch periodische Kontrollen, Eich- und Vergleichsmessungen erfasst werden.

Die Eignung bzw. der Einsatz der einzelnen Messgeräte und -techniken hängt wesentlich von der jeweiligen Aufgabestellung und damit von der erforderlichen Genauigkeit, vom Messumfang, vom Flurabstand, vom Durchmesser der Beobachtungsrohre usw. ab. Beispielsweise ist es nicht sinnvoll, bei Grundwasserstands-Simulationsmessungen eine Genauigkeit unter  $\pm 1$  cm anzustreben, wenn der Nivellement-Fehler in der gleichen Grössenordnung liegt. Sofern jedoch bei Pumpversuchen mit kleinen Entnahmemengen in gut durchlässigen Schottern nur geringe Absenkungen erzeugt werden, müssen z. B. für die Durchlässigkeitsbestimmung die Grundwasserstandsunterschiede auf 1 bis 2 mm genau gemessen werden können.

Ein Klatscher mit Stahlmessband gehört indessen ins Notgepäck eines Grundwasserhydrologen für den Fall, dass das Kabellichtlot versagen sollte.

### 5.1.2 Kontinuierliche Messungen

Für kontinuierliche Grundwasserstands-Aufzeichnungen werden bevorzugt Schreibpegel mit Schwimmervorrich-

tung eingesetzt. Damit die Schwimmervorrichtung einwandfrei spielt, sollten Schreibpegel nur auf Messrohren mit einem Durchmesser von mindestens 4" installiert werden.

Der zeitliche Vorschub der Aufzeichnung hängt von der erforderlichen Diskretisierung der Grundwasserstandsschwankungen ab. Dank auswechselbaren Uhrwerken und Übersetzungszahnrädern können Trommelumlaufzeiten zwischen 32 Minuten (12 mm/min) und 96 Tagen (4 mm/d) gewählt werden. Die Genauigkeit eines mit Schreibpegel-Aufzeichnungen erfassten Grundwasserstandes beträgt ungefähr  $\pm 1$  cm, wenn keine systematischen Fehler vorliegen.

Das Messgerät funktioniert nur zuverlässig, wenn es periodisch intensiv gewartet und überwacht wird. Regelmässige Kontrollmessungen mit einem Handgerät, verbunden mit allfälligen Pegelkorrekturen, sind unumgänglich. Die Papierbogen sind zeitgerecht auszuwechseln, sorgfältig und vollständig auszufüllen. Der Zeitvorschub, das Spiel der Schwimmervorrichtung usw. sind zu kontrollieren. Das Uhrwerk ist aufzuziehen, frische Entfeuchterdosen sind einzubringen usw. Dabei ist insbesondere auf Horizontalverschiebungen infolge unbeabsichtigter Betätigung von Rutschkupplungen zu achten.

### 5.1.3 Simultanmessung

Bei einer Simultanmessung werden die Grund- und Oberflächenwasserstände in den geeigneten Messstellen praktisch gleichzeitig eingemessen. Umfassende Vorbereitungsarbeiten sind dafür notwendig. Vor allem müssen die Lagen der Messstellen gut dokumentiert (vgl. Figur 11.3) und die Abstichpunkte klar gekennzeichnet sein. Nur so ist es möglich, eine grosse Anzahl von Messungen in möglichst kurzer Zeit fehlerfrei vorzunehmen. In jedem Fall sind auch die Oberflächengewässer einzubeziehen, damit In- und Exfiltrationsstrecken abgegrenzt werden können. Im Hinblick auf die Modelleichung sollte die Simultanmessung nach einer längeren niederschlagsfreien Periode angeordnet werden. Die Grundwasserneubildung aus Niederschlag ist dann meistens vernachlässigbar klein, die natürlichen Zehrmenngen sind einfach zu berechnen und einer Modelleichung kann ein klar definierter, quasistationärer Strömungsfall zugrundegelegt werden.

Die Methodik der Simultanmessung bei Grosspumpversuchen wird in Abschnitt 6.4.3 beschrieben.

#### Emmental:

Die umfangreichste, für die Modellstudie relevanteste Simultanmessung wurde am 3.10.1978 während 12 Stunden mit acht Beobachtern durchgeführt und erfasste zwischen Oberburg und Gerlafingen insgesamt 250 Grund- und 240 Oberflächenwassermessstellen. Das Testgebiet wurde, um den Messbetrieb zu rationalisieren, in sechs Messabschnitte unterteilt.

### 5.2 Standrohrspiegelhöhe und mittleres Potential

Bei den gemessenen Grundwasserstandsdaten ist klar zu unterscheiden zwischen *Standrohrspiegelhöhen* und *mittleren Potentialen*. Die Kombination von Standrohrspiegelhöhen, mittleren und anderen Potentialen führt zu Feh-

lern. So treten beispielsweise in der Umgebung von durchgehend verfilterten Bohrungen oft scheinbare Gefällsbrüche auf. Ferner wird die Strömungsrichtung verfälscht, wenn Standrohrspiegelhöhen verschiedener Bezugsniveaus und mittlere Potentiale in Isohypsenkarten miteinander kombiniert werden.

### 5.2.1 Standrohrspiegelhöhe

Die Standrohrspiegelhöhe  $h_R$  ist abhängig von der innerhalb des Grundwasserleiters relativen Höhenlage  $z$  eines Messpunktes über einer Bezugsebene. Sie wird mit Piezometern, welche an der Basis über eine kurze Strecke gelocht oder eventuell unten offen sind, gemessen.

Bei dem in Figur 5.1 dargestellten Messrohr des Typs  $P_1$ , welches nur wenig in das Grundwasser eintaucht, stellt sich der Standrohrspiegel auf der Höhe des Grundwasserspiegels  $z_G$  ein. Der Wasserdruck entspricht hier dem Druck der Atmosphäre.

Bedingt durch ihre Genese sind die schweizerischen Lokergesteins-Grundwasserleiter anisotrop und inhomogen. In einem durchströmten Grundwasserleiter ergeben sich dadurch natürliche Druckunterschiede. Messungen von Standrohrspiegelhöhen in verschiedenen Aquifer-Niveaus (z.B. in Messrohren des Typs  $P_3$ ), die aus Untersuchungen im Testgebiet Emmental sowie in weiteren Grundwasservorkommen vorliegen, zeigen über das vertikale Aquifer-Profil häufig eine Variation der Standrohrspiegelhöhen (z. B.  $h_{R1} - h_{R3}$ ) von 0 bis 70 cm. In Sonderfällen liegen die Druckdifferenzen bei 150 cm [67] und darüber.

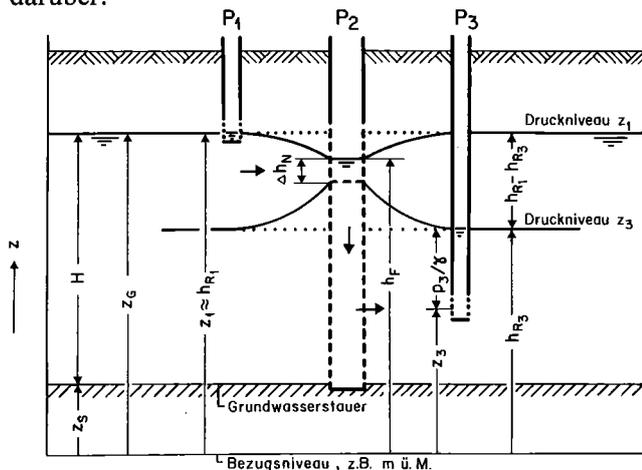


Fig. 5.1 Grundwasserstände vor (...) und nach (—) dem Abtaufen eines vollkommenen Filterrohres; abwärtsgerichtete Ausgleichsströmungen infolge natürlicher Druckunterschiede im Aquifer.

$$h(x, y, z, t) = z + \frac{p}{\gamma}(x, y, z, t)$$

- $h$  : Standrohrspiegelhöhe
- $p$  : Flüssigkeitsdruck
- $\gamma$  : spezifisches Gewicht
- $H$  : Grundwassermächtigkeit
- $z_1, z_3$  : Druckniveaus für  $P_1$  und  $P_3$
- $z_G$  : Höhenkote des Grundwasserspiegels
- $z_S$  : Höhenkote des Grundwasserstauers
- $h_{R1}, h_{R3}$  : ungestörte Standrohrspiegelhöhen in den Messpunkten  $P_1$  und  $P_3$
- $h_F$  : Wasserstand im Filterrohr  $P_2$
- $\Delta h_N$  : Brunnenverlust der durch die Standrohrspiegeldifferenz  $h_{R1} - h_{R3}$  verursachten Vertikalströmung im Filterrohr  $P_2$ ;  $\Delta h_N = \Delta h_{F1} + \Delta h_{F2} + \Delta h_{K1} + \Delta h_{K2}$ ; vgl. Figur 6.7.

### 5.2.2 Mittleres Potential

Die im Aquifer vorhandenen, natürlichen Potentialdifferenzen  $\Delta h_R = h_{R1} - h_{R3}$  führen in Messrohren, welche eine längere Filterstrecke aufweisen, teilweise zu beträchtlichen Vertikalströmungen. Die als Folge davon auftretenden Brunnenverluste  $\Delta h_N$  bewirken, dass der in den Filterrohren gemessene Wasserstand  $h_F$  nicht genau dem mittleren Potential  $\Phi$  entspricht. Bei der Anwendung von horizontal-ebenen Grundwassermodellen stellt sich deshalb die Frage, wie die Zielgrößen  $\Phi$  ermittelt werden können.

Hufschmied [67] schlägt eine Berechnungsmethode von  $\Phi$  vor, bei der die Ruhewasserspiegel der einzelnen Schichten des Aquifers mit deren Durchlässigkeit gewichtet werden.

$$\Phi = \frac{1}{T} \int_0^H h_R k_h dz = \frac{1}{T} \sum_{j=1}^m h_{Rj} k_{Bj} \Delta z_j \quad (5.1)$$

- $T$  : Transmissivität  $T = k_p H$
- $k_p$  : Profil-k-Wert, vgl. (6.40)
- $H$  : Grundwassermächtigkeit
- $k_h$  : horizontale Durchlässigkeit
- $h_R$  : ungestörte Standrohrspiegelhöhe im Aquifer, vgl. (6.41)
- $k_B$  : Bereichs-k-Werte, vgl. (6.34)
- $\Delta z$  : Bereich  $z_j - z_{j-1}$
- $m$  : Anzahl Bereiche

Die Auswertung zahlreicher Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen (vgl. Abschnitt 6.3) im Testgebiet Emmental hat gezeigt, dass bei Messrohren entlang der in das Grundwasser eintauchenden Filterstrecken ein Druckausgleich stattfindet. Bei vollkommenen, über die gesamte Grundwassermächtigkeit verfilterten Aufschlussbohrungen oder Vertikalfilterbrunnen (vgl.  $P_2$  in Figur 5.1) ist die ausgeglichene Druckhöhe im Rohr näherungsweise eine von  $z$  unabhängige Grösse. In den meisten Fällen beeinflussen die Ausgleichsströmungen den Wasserstand im Filterrohr  $h_F$  wenig, so dass  $h_F$  als gute Näherung des mittleren Potentials  $\Phi$  betrachtet werden kann.

$$\Phi \approx h_F \quad (5.2)$$

Gemessene Wasserstände in vollkommenen Filterrohren sind deshalb im allgemeinen bei Grundwassermodellen, welche auf der horizontal-ebenen Strömung basieren, massgebend, um das Potentialfeld des Grundwasserleiters zweidimensional beschreiben zu können. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass auch bei solchen Wasserständen Abweichungen zu den nach (5.1) berechneten mittleren Potentialen von einigen cm, in Sonderfällen von einigen dm, auftreten können, vgl. [67].

### 5.3 Grundwasserspiegelfläche

Der Begriff Grundwasserspiegel ist vieldeutig: Oft wird nicht unterschieden zwischen Wasserspiegeln in Standrohren und Wasserspiegeln in über die ganze Grundwassermächtigkeit oder über grössere Strecken gelochten Messrohren. Das führt zu Fehlinterpretationen der Messwerte und zu falschen Vorstellungen über die Strömungs- und Gefällsverhältnisse.

Wir bezeichnen als Grundwasserspiegel den Wasserspiegel in Standrohren, welche nur wenig in das Grundwasser eintauchen, so dass der Wasserdruck dem atmosphärischen Druck entspricht. Die Fläche, welche Grundwasserspiegel verbindet, ist die Grundwasserspiegelfläche.

### 5.3.1 Topographische Gegebenheiten

Topographische Gegebenheiten sind wichtig, um die Grundwasserspiegelfläche zu erfassen und abzugrenzen. Dies gilt vor allem, wenn die seitliche Begrenzung des Grundwasserleiters, als Schnittlinie zwischen der Grundwasserspiegelfläche und dem aufsteigenden Grundwasserstauer, festzulegen ist, und wenn die Beziehungen zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser zu untersuchen sind.

### 5.3.2 Isohypsen des Grundwasserspiegels

Die Isohypsen des Grundwasserspiegels sind Kurven gleicher Höhe des Grundwasserspiegels in einem bestimmten Zeitschnitt. Sie werden im allgemeinen für Meereshöhen (m ü. M.) konstruiert. Sie geben die umfassendste Übersicht über die Grundwasserspiegelfläche, ermöglichen es, das Spiegelgefälle, die entsprechende Strömungsrichtung und die Wechselbeziehung mit den Oberflächengewässern zu erkennen sowie die randlichen unterirdischen Zu- und Wegflussverhältnisse zu beurteilen. Weil eine Isohypsenkarte einen Momentzustand der Grundwasserspiegelfläche repräsentiert, muss sie immer mit dem Datum (und evtl. Uhrzeit) der entsprechenden Simultanmessung versehen werden. Bei den Oberflächengewässern sind die aktuellen Wasserstände einzutragen.

Im folgenden sind die wichtigsten Kriterien aufgelistet, die bei der Konstruktion von Grundwasserspiegelisohypsen zu beachten sind:

- Die Isohypsen stehen senkrecht zu den Stromlinien, d. h. zur Strömungsrichtung. Der Verlauf der Isohypsen lässt sich oft besser festlegen, wenn auch Stromlinien konstruiert werden.
- Die Isohypsen werden fürs erste mittels linearer Interpolation zwischen den gemessenen Wasserständen der geeigneten, benachbarten, möglichst im Bereich derselben Stromlinie liegenden Messstellen bestimmt. Bei wenigen Messstellen kann aufgrund des ersten Strömungsbildes von der linearen Interpolation abgewichen werden.
- Die Äquidistanz der Isohypsen richtet sich nach der Aufgabenstellung, der Dichte der erhobenen Messdaten, dem Grundwasserspiegelgefälle und dem gewählten Massstab. Sie ist über den gesamten Plan einheitlich zu wählen. Zwischenkurven sind besonders zu kennzeichnen.
- Wenn keine wesentlichen unterirdischen Randzuflüsse vorhanden sind, ist die seitliche Grundwasserleiterbegrenzung als Stromlinie zu betrachten. Bei einem Randzufluss werden die Isohypsen in Strömungsrichtung gedreht und stehen nicht rechtwinklig, sondern schiefwinklig zur Grundwasserleiterbegrenzung.
- Im Nahbereich von Oberflächengewässern ist aus dem Vergleich der Wasserstände zu prüfen, welche Beziehung zwischen Grundwasser und Oberflächengewässern besteht. Ausser bei perkolativen Infiltrationsstrecken sind die entsprechenden Oberflächengewässerstände anzuschliessen.
- Treten örtlich mehrere Grundwasserstockwerke auf, müssen die berücksichtigten Grundwasserstände eindeutig einem Stockwerk zugeordnet werden können.

Die Isohypsendarstellung kann sich auf das Hauptstockwerk beschränken, auf die übrigen Stockwerke ist z. B. mittels Schraffur oder entsprechender Kotierung hinzuweisen.

#### Emmental:

Die Figuren 5.2 und 5.3 zeigen die Isohypsen für einen tiefen und für einen hohen Wasserstand im Grundwasser-Austrittsgebiet Wiler-Zielebach. Im Bereich der Oberflächengewässer, in die Grundwasser exfiltriert, ist ein deutliches Abdrehen der Isohypsen ersichtlich. Neben den Grundwassermessstellen bilden die Wasserstands-Abstichpunkte an den Oberflächengewässern einen wichtigen Bestandteil des Messstellennetzes.

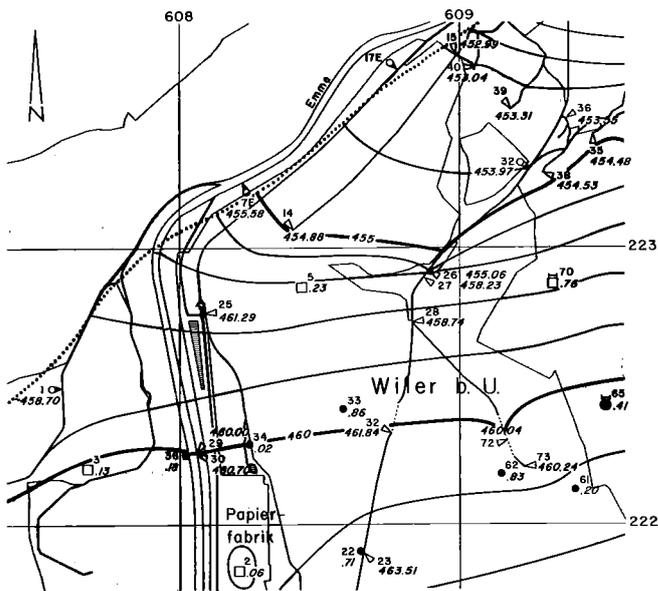


Fig. 5.2 Gebiet Wiler bei Utzenstorf. Grundwasserspiegel vom 6. Juli 1976 (tiefer Wasserstand).

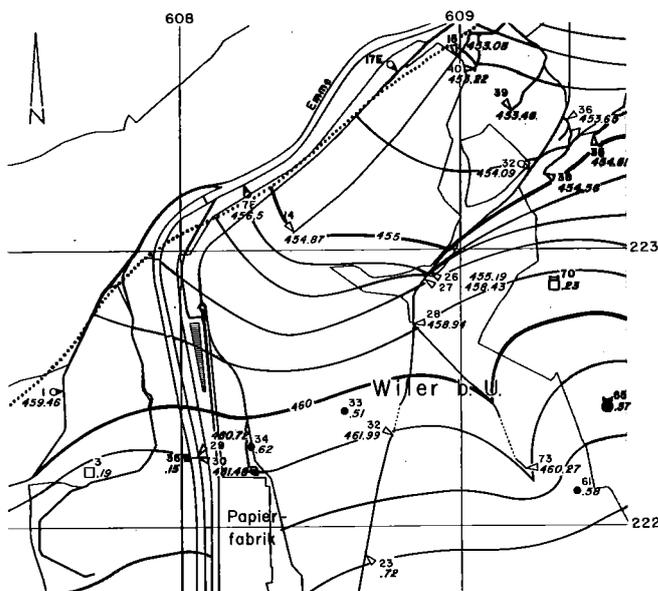


Fig. 5.3 Gebiet Wiler bei Utzenstorf. Grundwasserspiegel vom 11. Februar 1977 (hoher Wasserstand).

## 5.4 Wasserstandsbewegungen

Bewegungen der Grundwasserstände werden, abgesehen von künstlichen Einflüssen, Erdbeben, Luftdruckschwankungen usw., hervorgerufen durch die Speisungs- und Zehrmechanismen im Grundwasserleiter. Sie sind zeit- und standortabhängig.

### 5.4.1 Ganglinien und Dauerlinien

Ganglinien und Dauerlinien erlauben bereits visuell, wichtige Hinweise und Anhaltspunkte über das hydrologische Geschehen, die Geometrie und den Aufbau des Grundwasserleiters in Nahbereich der Messstellen zu gewinnen.

#### Emmental:

In Figur 5.4 werden drei für die Charakterisierung der Strömungsverhältnisse typische Ganglinien gezeigt.

Der Grundwasserspiegel in Messstellen, welche in direkter Wechselbeziehung mit Oberflächengewässern a) stehen, reagiert unmittelbar auf Wasserstandsänderungen im Oberflächengewässer. Die Ganglinie weist zahlreiche kleinere Anstiege auf, Hochstände dauern jeweils nur kurze Zeit. Die Schwankungen bewegen sich insgesamt innerhalb relativ enger Grenzen.

Ganglinien von Messstellen, die vor allem von perkolativen Zuflüssen wie perkolativer Infiltration aus Oberflächengewässern b) oder Grundwasserneubildung aus direkt versickernden Niederschlägen c) dominiert werden, zeigen, über das Jahr betrachtet, wenige, relativ langgezogene Anstiege. Hochstände dauern oft mehrere Tage bis Wochen. Die Ganglinien-Rückgänge zeigen deutliche Entwässerungskurven (vgl. Figur 7.19). Die Schwankungsbereiche sind relativ gross.

Augenfällig sind die Unterschiede im Spiegelverhalten auch, wenn die in Figur 5.4 aufgezeichneten Ganglinien als Dauerlinien (vgl. Figur 5.5) aufgezeichnet werden. Die Gesamtdauer der Grundwasserhochstände ist bei Messstellen des Typs a) sehr kurz; die Dauerlinie weist einen deutlichen Gefällsbruch auf. Bei Messstellen des Typs b) und c) verläuft die Steigung der Dauerlinie relativ konstant über den gesamten Schwankungsbereich, d.h. die Häufigkeit von Hoch- und Tiefständen ist, über das Jahr betrachtet, ausgeglichen.

### 5.4.2 Kosten-Nutzen-Vergleich von Schreibpegelaufzeichnungen und periodischen Einzelmessungen

Wasserstandsbewegungen können mit Schreibpegeln oder mit periodischen Einzelmessungen erfasst werden. Die Frage, welches der beiden Verfahren vorteilhaft ist, muss

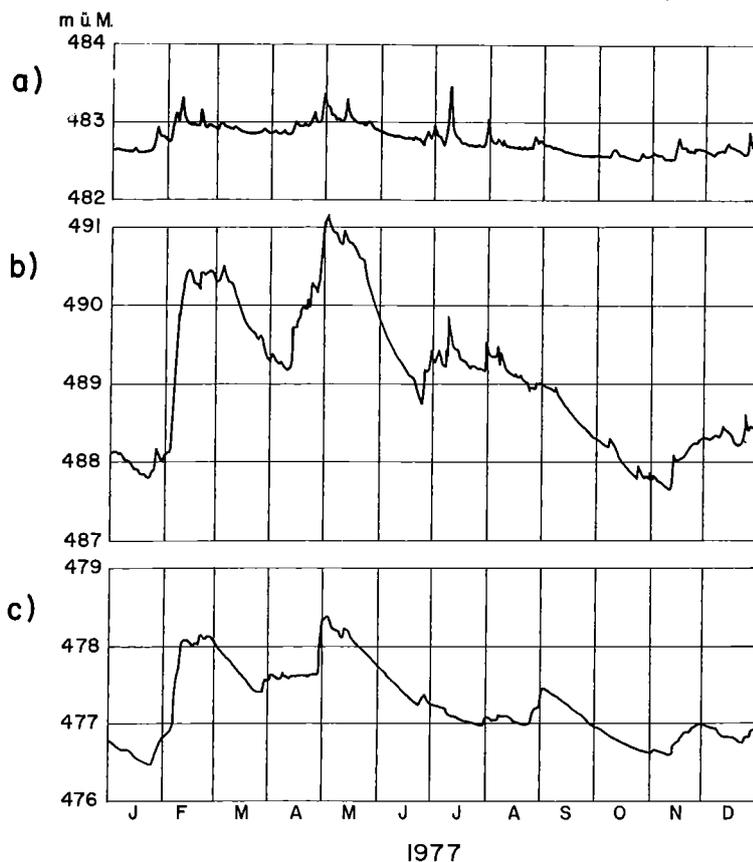


Fig. 5.4 Charakteristische Grundwasserganglinien im Testgebiet (1977): Grundwasserspiegelbewegungen werden dominiert von:  
a) direkten Wechselbeziehungen mit Oberflächengewässern (Exfiltration und direkte Infiltration);  
b) perkolativer Infiltration aus Oberflächengewässern;  
c) Grundwasserneubildung aus Niederschlägen.

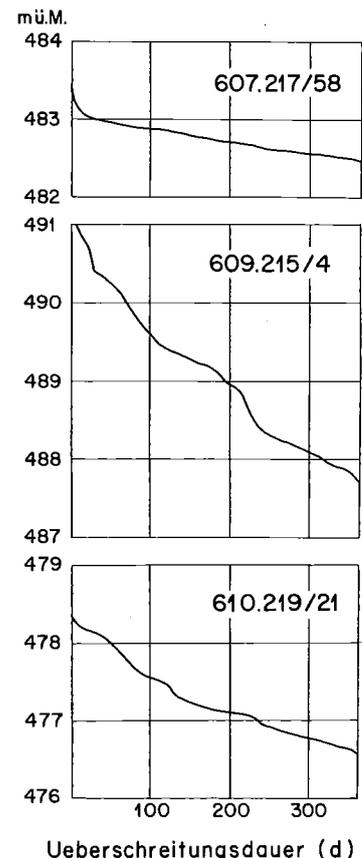


Fig. 5.5 Dauerlinien der in Figur 5.4 dargestellten Ganglinien.

in den Gesamtrahmen der hydrologischen Aufgabe gestellt werden.

Der Informationsverlust, der bei Einzelmessungen gegenüber Schreibpegelaufzeichnungen in Kauf genommen werden muss, hängt, abgesehen vom Messrhythmus, vor allem von der Charakteristik der Grundwasserspiegelbewegungen ab.

Die höchsten Grundwasserstände können nur mit Schreibpegeln sicher erfasst werden. Hingegen lassen sich Tiefstände, Mittelwerte und langfristige Trends auch mit periodischen Messungen meist mit genügender Genauigkeit ermitteln. Weitere statistische Kennwerte lassen sich mit Einzelmessungen höchstens tendenziell bestimmen.

In Tabelle 5.1 wird am Beispiel der Ganglinien aus Figur 5.4 verdeutlicht, welche Information verloren geht, wenn anstelle der Schreibpegelaufzeichnung periodische Einzelmessungen vorliegen. Der Informationsverlust bei Einzelmessungen ist bei der mit a) bezeichneten Ganglinie am augenscheinlichsten: Die effektive Jahresamplitude würde mit vierzehntäglichen Messungen zu lediglich 75 %, bei b) und c) zu 93 % resp. 92 % erfasst.

Statistische Grösse	Schreibpegel	Messrhythmus wöchentlich	14täglich	4-wöchentlich
Schreibpegel (a) 607.217/58				
Maximum	483.49	483.32	483.25	483.25
Minimum	482.49	482.50	482.50	482.50
Mittel	482.77	482.77	482.77	482.76
Σ Anstiege	7.01	1.84	0.94	0.81
Σ Rückgänge	7.01	1.84	1.05	0.89
Amplitude	1.00	0.82	0.75	0.75
Schreibpegel (b) 609.215/4				
Maximum	491.17	491.04	490.94	490.41
Minimum	487.70	487.72	487.72	487.72
Mittel	489.07	489.07	489.03	488.96
Σ Anstiege	10.97	6.01	5.32	4.39
Σ Rückgänge	10.67	5.67	5.19	4.16
Amplitude	3.47	3.32	3.22	2.69
Schreibpegel (c) 610.219/21				
Maximum	478.31	478.30	478.19	478.19
Minimum	476.55	476.57	476.57	476.57
Mittel	477.27	477.26	477.25	477.27
Σ Anstiege	3.40	3.07	2.60	2.47
Σ Rückgänge	3.32	2.94	2.53	2.25
Amplitude	1.76	1.73	1.62	1.62

Tab. 5.1 Statistische Kennwerte zur Charakterisierung von Jahresganglinien in Abhängigkeit der Messrhythmen für drei typische Fälle.

Ein einfacher Kostenvergleich soll zeigen, ob Einzelmessungen mit einem bestimmten Messrhythmus günstiger sind als Schreibpegelmessungen. Die Kostenangaben basieren auf Erfahrungswerten für 1980.

Pro Jahr und Schreibpegel<sup>1</sup> ca. Fr. 1000.-

#### *Einzelmessung*

##### *Weitmaschiges Messstellennetz*

(Zeitaufwand 30 Minuten/Messstelle)

<sup>1</sup> Anschaffung, Installation, Abschreibung, Reparaturen, Betreuung, Wartung, vierwöchentliche Kontrolle, Digitalisierung der Messbogen für Schreibpegel-Typ R16 der Firma Ott, in der Schweiz vertreten durch die Biland AG, 8968 Mutschellen

#### *Messrhythmus*

vierwöchentlich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 300.-  
vierzehntäglich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 600.-  
wöchentlich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 1000.-  
täglich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 8000.-

#### *Engmaschiges Messstellennetz*

(Zeitaufwand 5 Minuten/Messstelle)

#### *Messrhythmus*

vierwöchentlich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 50.-  
vierzehntäglich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 100.-  
wöchentlich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 200.-  
täglich pro Jahr und Messstelle ca. Fr. 1200.-

Die Kostenschätzung zeigt: Einzelmessungen sind auch langfristig gesehen billiger als Schreibpegelaufzeichnungen, solange nicht häufiger als einmal in der Woche gemessen werden muss. Der Einsatz von Schreibpegeln lohnt sich nur dann, wenn eine hohe, zeitliche Auflösung der Grundwasserstandsbewegungen erforderlich ist oder wenn bei direkter Infiltration der Einfluss von Hochwasserwellen in unfern nahen Grundwassermessstellen erfasst werden soll.

Periodische Einzelmessungen ermöglichen, bei gleichen Kosten, eine bessere räumliche Informationsdichte und liefern, wenn sie zeitgerecht vorgenommen werden, für viele hydrologische Aufgaben genügend Messdaten. Sie sind beispielsweise bei Pumpversuchen, bei denen während einer begrenzten Zeitperiode ein oft umfangreiches Messstellennetz vielfach praktisch simultan zu beobachten ist, besonders zweckmässig. Wichtig ist aber, dass der Messrhythmus der Absenk- bzw. der Wiederanstiegs-geschwindigkeit des Grundwasserspiegels angepasst wird. Messungen unmittelbar nach Pumpbeginn bzw. Pumpen-de müssen in dichter Folge (Minuten- bis Stundenintervalle) durchgeführt werden.

In der Regel wird für eine generelle Überwachung der Grundwasserstände ein wöchentlicher, vierzehntäglicher oder vierwöchentlicher Messrhythmus gewählt.

Schreibpegelaufzeichnungen sind vor allem für den Zeitraum einer Modelleichung notwendig. Damit die Modell- und Kontrollparameter zeitlich und räumlich genügend genau diskretisiert werden können, ist eine ausreichende Anzahl von Schreibpegeln sowohl im Grundwasser als auch an den Oberflächengewässern unumgänglich. In der Kostenrechnung ist zu berücksichtigen, dass das Schreibpegelnetz nach der Eichphase meistens auf wenige Messstellen reduziert werden kann, die erlauben, die Grundwasservorräte langfristig zu überwachen und somit den Grundwasserhaushalt und die Strömungsverhältnisse wirtschaftlich und mit ausreichender Genauigkeit zu überblicken (vgl. Kapitel 14).

#### **5.4.3 Einfache statistische Kennwerte**

Einfache statistische Kennwerte, Mittel- und Extremwerte usw., dienen dazu, die Grundwasserspiegelbewegungen objektiv zu beschreiben. Sie werden meist routinemässig im Rahmen der jährlichen Auswertung der Schreibpegelaufzeichnungen ermittelt und in Jahrbuchblättern, zusammen mit der tabellarischen Darstellung der Tagesmittelwerte, angegeben [157]. Neben der Auswertung für das

Kalenderjahr werden sie auch über die gesamte, für die betreffende Messstelle bereits vorhandene Messperiode berechnet (Periodenauswertung, vgl. Figur 11.6).

### Mittelwert

Die mit «Mittel» bezeichneten Werte entsprechen dem einfachen arithmetischen Mittel, bezogen auf den jeweiligen Zeitabschnitt  $t-t_0$  (Tages-, Monats-, Jahres-, Periodenmittel). Das einfache arithmetische Mittel  $\bar{h}$  ist definiert als Flächenmittel

allgemein

$$\bar{h} = \frac{\int_{t_0}^t h dt}{(t-t_0)} \quad (5.3)$$

bei Daten in regelmässigen Zeitabständen

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad (5.4)$$

$h_i$  : Messwert

$n$  : Anzahl Messwerte

Bei Daten in unregelmässigen Zeitabständen wird das gewogene arithmetische Mittel  $\bar{h}$  berechnet

$$\bar{h} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n p_i} \sum_{i=1}^n p_i h_i \quad (5.5)$$

$p_i$  : Gewicht des Messwertes  $i$ , z. B.

$$p_i = \begin{cases} (t_{i+1} - t_i)/2 & (\text{für } i = 1) \\ (t_{i+1} - t_{i-1})/2 & (\text{für } 1 < i < n) \\ (t_n - t_{n-1})/2 & (\text{für } i = n) \end{cases}$$

$$\sum_{i=1}^n p_i = t - t_0$$

$t_{i+1} - t_i$ : Zeitabschnitt zwischen Messwert  $i+1$  und  $i$

### Medianwert

Der Medianwert oder Zentralwert  $\text{med}(h)$  ist der  $h$ -Wert, welcher gleich oft über- wie unterschritten wird (50% Wert der Dauer- oder Summenkurve).

### Extremwerte

Bei den Extremwerten bezeichnet man den grössten Momentanwert eines Zeitabschnittes als Maximum, den kleinsten als Minimum.

### Amplitude

Die Amplitude (Schwankungsbereich) ist definiert als Differenz zwischen dem Maximum und dem Minimum eines Zeitabschnittes.

### Summe der Anstiege bzw. Rückgänge

Die Grundwasserspiegelanstiege bzw. -rückgänge während einer Zeitperiode werden aufsummiert.

### Trendanalysen

Mit Trendanalysen kann festgestellt werden, inwieweit sich natürliche oder künstliche Veränderungen (wie z. B. die zunehmende Bodenversiegelung in Siedlungs- und In-

dustriegebieten, die vermehrte Grundwassernutzung, Bach- und Flusskorrekturen) langfristig auf die Wasserstände auswirken resp. ausgewirkt haben.

Eine häufig benutzte Form der Trendanalyse stützt sich auf die Bildung gleitender Mittel. Oft wird über Zeitperioden von fünf Jahren gemittelt:

$$\bar{h}_1^* = \frac{\bar{h}_1 + \bar{h}_2 + \dots + \bar{h}_5}{5}, \quad \bar{h}_2^* = \frac{\bar{h}_2 + \bar{h}_3 + \dots + \bar{h}_6}{5}, \dots \quad (5.6)$$

$\bar{h}^*$  = Periodenmittel

$\bar{h}$  = Jahresmittel

Trends werden angezeigt durch eine signifikante Zu- oder Abnahme der Periodenmittel  $\bar{h}^*$  mit der Zeit.

Bei der Doppelsummenanalyse [38, 42] werden die Mittelwerte von gleichen Zeitabschnitten (z. B. Jahresmittel) der zu prüfenden Messreihe bzw. einer Bezugs-Messreihe fortlaufend aufsummiert und gegeneinander aufgetragen. Bei ausreichender Korrelation der beiden Messreihen lässt sich die resultierende Punkteschar als Gerade ausgleichen. Weicht sie von einer bestimmten Zeit an signifikant von dieser Geraden ab, ist anzunehmen, dass ein Trend vorliegt. Weitere Arten der Trendanalyse finden sich in [115, u. a.].

## 5.5 Zusammenhang zwischen den Grundwasserständen in Raum und Zeit

Die mathematische Statistik [80, 92, 115, 133] bietet verschiedene Verfahren an, mit denen die räumlichen und zeitlichen Zusammenhänge zwischen den Wasserständen näher untersucht werden können (Regressionsanalyse, Variogramm, Trendfläche usw.), um:

- Einflussgrössen, welche die Grundwasserstandsbewegungen verursachen, zu erfassen;
- fehlende Wasserstände aufgrund einer vollständigen Messreihe abzuschätzen;
- Teilgebiete mit unterschiedlichen Strömungsverhältnissen zu charakterisieren und abzugrenzen.

Im folgenden wird die Regressionsanalyse kurz erläutert, welche sich für viele praktische Anwendungen bestens eignet.

### 5.5.1 Vergleich von Messreihen

Mit der Regressionsanalyse kann der funktionelle Zusammenhang zwischen zwei Messreihen nach der Methode der kleinsten Quadrate festgestellt werden. In der Regel genügt bei Grundwasserständen eine lineare Regressionsgleichung. Ausgehend vom Grundwasserstand  $h_i$  der Referenzmessstation  $i$  berechnet sich der Grundwasserstand  $h_j$  in der Station  $j$  zu:

$$h_j(t) = a_{ji} (h_i(t) - \bar{h}_i) + \bar{h}_j \quad (5.7)$$

$a_{ji}$  = Proportionalitätsfaktor zwischen den Messstationen  $j$  und  $i$

$\bar{h}_i$  = mittlerer Grundwasserstand in der Referenzmessstation  $i$

$\bar{h}_j$  = mittlerer Grundwasserstand in der Station  $j$

$a_{ji}$  entspricht dem Proportionalitätsfaktor zwischen den Wasserstandsschwankungen in der Messstation  $j$  und der Referenzmessstation  $i$ , mit dem die Summe der quadrierten Abweichungen zwischen den gemessenen und berechneten Wasserständen in der Messstation  $j$  minimal ist.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass bei einem Beitrag des Korrelationskoeffizienten von nahezu 1 nicht

zwingend folgt, dass auch die mittlere Abweichung klein ist und die berechneten Grundwasserstände gut mit den gemessenen übereinstimmen. Der Korrelationskoeffizient ist lediglich ein relatives Mass dafür, inwieweit sich die Varianz des Stichprobenumfangs durch die Regression vermindert; er sollte deshalb immer im Zusammenhang mit der mittleren Abweichung betrachtet werden. Es gilt:

$$S_{ij}^2 = S_j (1 - r^2) \frac{n-1}{n-2} \quad (5.8)$$

- n : Anzahl Messwerte  
 r : Korrelationskoeffizient  
 S<sub>j</sub> : Standardabweichung der h<sub>j</sub>-Werte von ihrem Mittelwert  
 S<sub>j</sub><sup>2</sup> : Varianz der h<sub>j</sub>-Werte  
 S<sub>ij</sub><sup>2</sup> : Restvarianz  
 S<sub>ij</sub> : mittlere Abweichung der h<sub>j</sub>-Werte von der Regressionsgeraden

#### Emmental:

In den Figuren 5.6 und 5.7 sind die Resultate der Regressionsanalyse dargestellt für folgendes Beispiel: Die Grundwasserstandsschwankungen werden im ganzen Testgebiet von einem einzigen Schreibpegel (608.216/7) hergeleitet; Auswertungen für das Jahr 1977.

Figur 5.6 zeigt in einer Situation die Isolinien der in der Vergleichsfunktion (5.7) verwendeten Proportionalitätsfaktoren a. Aus dieser Darstellung kann ersehen werden,

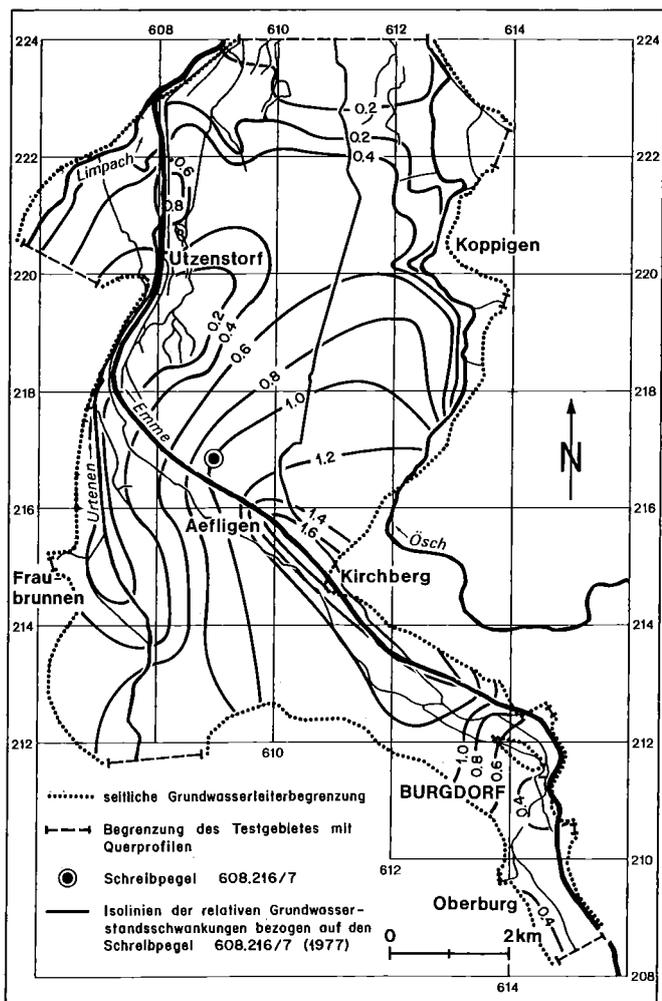


Fig. 5.6 Linien gleicher Proportionalitätsfaktoren a der Grundwasserstandsschwankungen bezogen auf die Referenzmessstation 608.216/7 im Jahr 1977.

in welchem Masse der Grundwasserstand an jedem Ort des Grundwasservorkommens schwankt im Verhältnis zu den Schwankungen in der Messstelle (608.216/7). Für die Exfiltrationsgebiete ergeben sich die kleinsten, für die von perkolativer Infiltration beeinflussten Bereiche die grössten a-Werte.

In Figur 5.7 sind die ermittelten Werte von r und S<sub>ij</sub> eingetragen. Daraus geht hervor: Mit einem einzigen Schreibpegel lassen sich die Grundwasserstandsbewegungen im gesamten Testgebiet mit einer mittleren Abweichung unter ± 0,3 m berechnen. Diese Genauigkeit kann für überregionale Betrachtungen als recht gut bezeichnet werden.

#### 5.5.2 Ausscheidung charakteristischer Teilgebiete

Um abzuklären, inwieweit und wo innerhalb eines Grundwasservorkommens hydrologisch und hydraulisch charakteristische Teilgebiete vorliegen, werden mittels Regressionsanalyse zwischen allen Messstationen paarweise der Korrelationskoeffizient r und die Standardabweichung S<sub>ij</sub> bestimmt. In der Regel werden mit zunehmender Distanz zwischen den Messstationen die Korrelationskoeffizienten kleiner, und die Standardabweichungen grösser. Umgekehrt sind bei der Distanz Null r = 1 und S<sub>ij</sub> = ± 0,0 m.

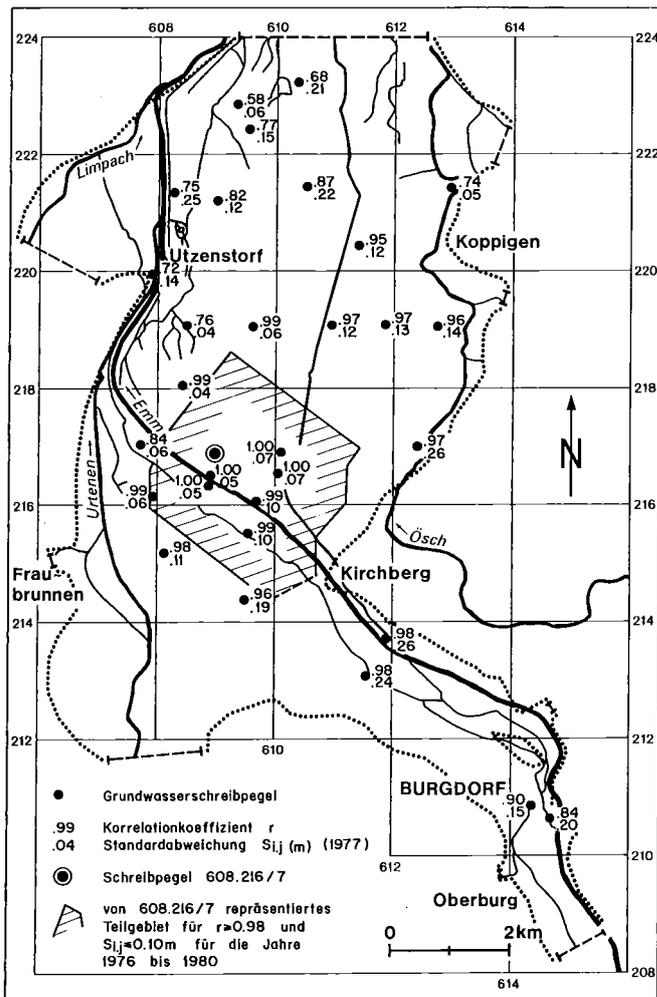


Fig. 5.7 Räumliche Verteilung der Korrelationskoeffizienten und der Standardabweichungen im Jahr 1977. Referenzmessstation 608.216/7.

Die Teilgebiete werden gestützt auf die Gütekriterien  $r_{krit}$  und  $S_{krit}$  ausgeschieden. Für sämtliche Stationen innerhalb eines Testgebietes müssen die Korrelationskoeffizienten  $R \geq r_{krit}$  und die Standardabweichungen  $S_{ij} \leq S_{krit}$  sein. Die Gütekriterien sind den hydrologischen Gegebenheiten und den Genauigkeitsanforderungen anzupassen. Je kleiner  $r_{krit}$  und je grösser  $S_{krit}$  gewählt werden, um so mehr Informationen lokaler Art werden vernachlässigt. Für einen zuverlässigen, langfristig gültigen Zusammenhang zwischen zwei Messreihen  $j$  und  $i$  ist zudem entscheidend, dass  $a_{ij}$ ,  $r$  und  $S_{ij}$  möglichst zeitunabhängig sind. Am einfachsten wird dies geprüft, indem die drei Grössen für verschiedene Jahres-Messreihen ermittelt werden, wobei die Standardabweichung  $S_{a_{ij}} \leq S_{a_{krit}}$  sein soll.

**Emmental:**

Im Testgebiet wurden die Teilgebiete aufgrund folgender Gütekriterien abgegrenzt:

1.  $r_{krit} = 0,98$
2.  $S_{krit} = 0,10 \text{ m}$
3.  $S_{a_{krit}} = 0,1\bar{a}_{ij}$

Anhand der Tabelle 5.2 werden die Ergebnisse der Regressionsanalyse mit der Referenzmessstation 608.216/7 für vier Messstationen diskutiert (vgl. auch Figur 5.7):

- Bei 610.216/13 sind die erforderlichen Gütekriterien in allen fünf Jahren erfüllt.
- Bei 609.219/3 liegt der Korrelationskoeffizient lediglich im Jahr 1977 in der geforderten Grösse.
- Bei 608.219/28, im Exfiltrationsgebiet Utzenstorf, sind die mittleren Abweichungen im Vergleich mit den anderen Messreihen zwar am kleinsten, die Korrelationskoeffizienten sind jedoch relativ klein und variieren, ebenso wie auch die  $a$ -Werte, über die Periode 1976 bis 1980 sehr stark. Für die Herleitung dieser Ganglinie eignet sich die betrachtete Referenzmessstation nicht.
- Ungünstig fallen die Resultate auch für 610.219/21 aus, wo die Grundwasseranstiege fast ausschliesslich von di-

rekter Grundwasserneubildung aus Niederschlag verursacht werden. Hier bewirkt das wechselhafte Niederschlagsgeschehen im Trockenjahr 1976 resp. in den Nassjahren 1977 bis 1980 gegenüber der – vorwiegend von perkulativer Infiltration beeinflussten – Referenzmessstation, dass  $r$  und  $a$  stark variieren.

Basierend auf den Gütekriterien und unter Beachtung der örtlichen Gegebenheiten, wie Ausdehnung der Exfiltrationssysteme, Flurabstandsverhältnisse usw., konnten im Testgebiet 15 Teilgebiete (vgl. Figur 5.8) abgegrenzt werden, deren Grundwasserstandsbewegungen von mindestens einer Referenzmessstation repräsentiert werden. Die Figur zeigt weiter die Zu- oder Wegflussart, die im Teilgebiet dominiert.

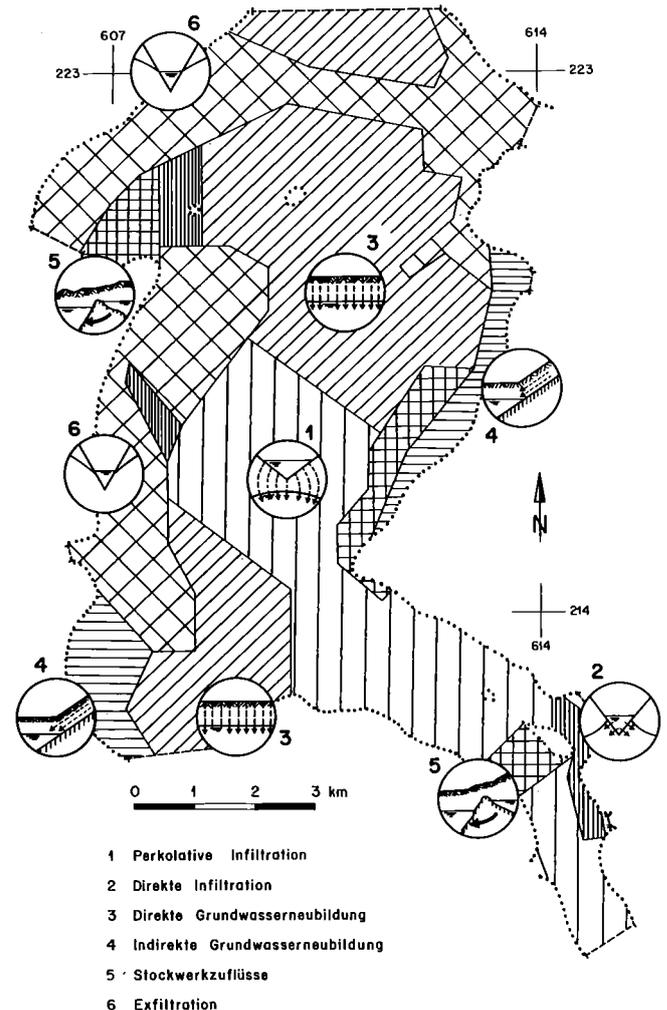


Fig. 5.8 Charakteristische Teilgebiete mit unterschiedlichen Grundwasserstandsbewegungen.

	WAB05 610.216/13	WAB06 609.219/3	WAB13 608.219/28	WAB23 610.219/21
1976 $r$	0.981	0.896	0.731	0.720
1976 $a$	1.207	0.515	0.136	0.340
1976 $S_{i,j} \text{ (m)}$	$\pm 0.058$	$\pm 0.087$	$\pm 0.031$	$\pm 0.080$
1977 $r$	0.996	0.987	0.756	0.969
1977 $a$	1.189	0.537	0.074	0.698
1977 $S_{i,j} \text{ (m)}$	$\pm 0.071$	$\pm 0.060$	$\pm 0.043$	$\pm 0.121$
1978 $r$	0.991	0.951	0.857	0.905
1978 $a$	1.211	0.529	0.103	0.726
1978 $S_{i,j} \text{ (m)}$	$\pm 0.080$	$\pm 0.104$	$\pm 0.035$	$\pm 0.181$
1979 $r$	0.993	0.967	0.877	0.957
1979 $a$	1.330	0.609	0.095	0.911
1979 $S_{i,j} \text{ (m)}$	$\pm 0.069$	$\pm 0.069$	$\pm 0.023$	$\pm 0.120$
1980 $r$	0.990	0.939	0.798	0.929
1980 $a$	1.350	0.646	0.092	0.948
1980 $S_{i,j} \text{ (m)}$	$\pm 0.068$	$\pm 0.082$	$\pm 0.059$	$\pm 0.131$

Tab. 5.2 Variation des Korrelationskoeffizienten  $r$ , des Proportionalitätsfaktors  $a$  und der mittleren Abweichung  $S_{ij}$  über die Jahre 1976 bis 1980. Referenzmessstation 608.216/7.

**5.5.3 Herleitung der Grundwasserstandsbewegungen aus mehreren Referenzmessstationen**

An der Grenze zwischen zwei Teilgebieten ändert sich die Charakteristik der Grundwasserstandsbewegungen – je nach Wahl der Referenzmessstationen – sprunghaft. In Wirklichkeit verläuft jedoch der Übergang von der Charakteristik eines Teilgebietes zu derjenigen eines benachbarten kontinuierlich. Es liegt deshalb nahe, solche Über-

gangszonen unter Berücksichtigung mehrerer Referenzpegel zu behandeln. Von den einzelnen mit (5.9) berechneten Grundwasserständen ist ein gewichtetes Mittel zu bilden:

$$h_j(t) = \frac{\sum_{i=1}^n p_{ji} h_{ji}(t)}{\sum_{i=1}^n p_{ji}} \quad (5.9)$$

$h_{ji}(t)$ : mit Referenzmessstation  $i$  berechneter Grundwasserstand in der Messstelle  $j$

Als Gewichte  $p_{ji}$  werden zweckmässig die Reziprokwerte der Abstände  $d_{ji}$  gewählt:  $p_{ji} = 1/d_{ji}$ .

**Emmental:**

Im Testgebiet wurden mit diesem Verfahren die auf den Querprofilen 12, 15 und 20 liegenden Randpotentiale bestimmt (vgl. Figur 10.13). Die auf diese Art und Weise vorgegebenen Festpotentiale weichen für die Untersuchungsperiode höchstens im cm-Bereich von den tatsächlichen Potentialen ab.

## Kapitel 6: Ermittlung der Durchlässigkeit

### 6.1 Punkt-k-Wert

Während des Abteufens einer Aufschlussbohrung oder eines Filterbrunnens können die Durchlässigkeitsverhältnisse am Fusse der Verrohrung mit hydraulischen Versuchen im Bohrloch untersucht werden. Die ermittelten Durchlässigkeitswerte gelten für ein relativ kleines Bodenvolumen von einigen Kubikmetern in der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches. Mit den Bohrlochversuchen, welche normalerweise in Tiefenabständen von zwei bis fünf Metern wiederholt werden, erhält man ein Bild über die Variation der Durchlässigkeit über die Mächtigkeit des Aquifers.

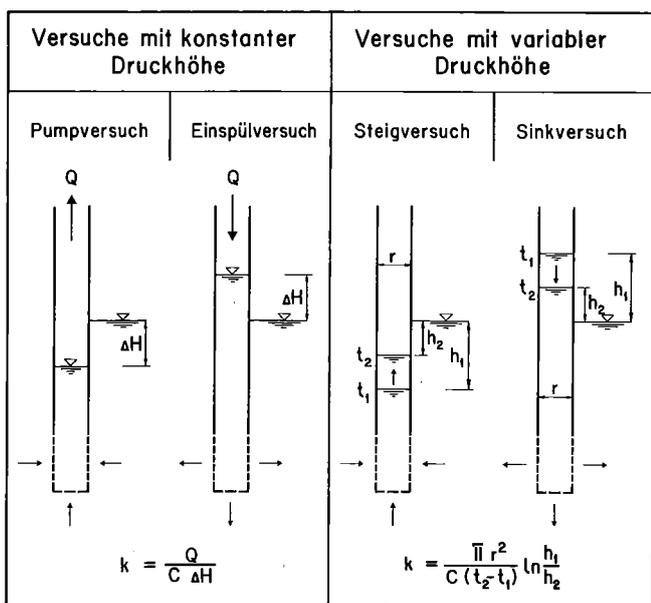


Fig. 6.1 Bohrloch-Versuchstypen.

Charakteristisch für die Bohrlochversuche ist, dass sich die Beobachtungen des Grundwasserspiegels auf das Bohrloch selbst beschränken. Dadurch unterscheiden sie sich von Grosspumpversuchen in Brunnen.

Um den lokalen Charakter der mit Bohrlochversuchen ermittelten Durchlässigkeitswerte zu verdeutlichen, hat sich in der Schweiz die Bezeichnung punktförmiger k-Wert [143] oder kurz Punkt-k-Wert [159] eingebürgert.

Figur 6.1 zeigt die verschiedenen gebräuchlichen Typen der hydraulischen Bohrlochversuche. Grundsätzlich wird unterschieden zwischen Versuchen mit konstanter und mit variabler Druckhöhe im Bohrloch.

Bei den Versuchen mit konstanter Druckhöhe wird dem Bohrloch ein konstanter Volumenstrom entnommen (Pumpversuch) oder zugeführt (Einspülversuch). Bei den Versuchen mit variabler Druckhöhe wird der Wasserspiegel im Bohrrohr nach unten oder nach oben ausgelenkt und anschliessend seine Rückkehr in die Ruhelage beobachtet. Man spricht von einem Steig- oder Sinkversuch.

#### 6.1.1 Ermittlung der Punkt-k-Werte bei Laminarströmung

Die verschiedenen Formeln für die Ermittlung von Punkt-k-Werten lassen sich für den Fall *konstanter Druckhöhe* auf eine Gleichung der Form

$$k = \frac{Q}{C \Delta H} \quad (6.1)$$

zurückführen. Darin bedeutet  $Q$  den Volumenstrom, der dem Bohrloch entnommen (Pumpversuch) oder zugeführt wird (Einspülversuch) und  $\Delta H$  die Auslenkung des Wasserspiegels im Bohrloch von der Ruhelage (Absenkung oder Anstieg).

Der Abströmfaktor  $C$  hat die Dimension einer Länge und ist vergleichbar mit dem Quotienten aus Durchflussquerschnitt  $F$  und Probenlänge  $L$  im *Darcy-Experiment*. In  $C$  kommen die inneren Randbedingungen (Geometrie der Vorbohrung) und äusseren Randbedingungen (undurchlässige Berandungen, Festpotentiale) sowie eine allfällige Anisotropie zum Ausdruck.

Die Gleichung für *variable Druckhöhe* lautet:

$$k = \frac{r_0^2 \pi}{C(t_2 - t_1)} \ln h_1/h_2 \quad (6.2)$$

$h_1$  : Druckhöhe zur Zeit  $t_1$

$h_2$  : Druckhöhe zur Zeit  $t_2$

$r_0$  : Bohrradius

Der Anströmfaktor  $C$  kann nicht zuverlässig bestimmt werden:

- Bedingt durch den Bohrvorgang suspendieren Schlammteile (Bohrschlamm und aufgewirbelte Feinanteile des Bodens) in der Bohrloch-Wassersäule. Beim Unterbruch der Bohrarbeiten sedimentieren diese auf der Bohrlochsohle und bilden eine Schicht, die eine zu kleine Durchlässigkeit des Bodens vortäuscht. Einspülversuche ergeben in der Regel wesentlich kleinere Durchlässigkeitswerte als Pumpversuche, bei denen die Filterschicht weggepumpt wird [143].
- Längs der Verrohrung kann eine Zone mit erhöhter Durchlässigkeit (sog. Umspülgalerie oder Umspülzone) entstehen, wenn beim Bohrvorgang der Verrohrung vorausgearbeitet wird [2, 88]. Dieser Einfluss ist bei

Klarspülbohrungen wesentlich ausgeprägter als bei Kernbohrungen.

- Die Vorbohrung ist anfällig auf Verstürzen, was sich besonders auf die Geometrie der inneren Berandung des Strömungsfeldes auswirkt.
- Der Anisotropiefaktor, welcher sich ebenfalls auf den Anströmfaktor auswirkt, ist in der Regel unbekannt. Näherungsweise können die Strömungsvorgänge in der Umgebung der Vorbohrung mit geometrisch einfachen Strömungsfeldern, für die der Anströmfaktor C theoretisch berechnet werden kann, beschrieben werden.

#### Kugelsenke resp. Kugelquelle

Ein Strömungsfeld im unendlichen Vollraum mit kugelförmiger innerer Berandung mit dem Radius  $r_0$  bezeichnet man als Kugelsenke (Pumpversuch) oder als Kugelquelle (Einspülversuch). Der Anströmfaktor C beträgt:

$$C = 4\pi r_0 \quad (6.3)$$

Mit Hilfe des Superpositionsprinzips können, ausgehend von der Kugelsenke resp. -quelle, zahlreiche weitere Strömungsfälle behandelt werden: z. B. die Strömung in der Nähe von Festpotentialen oder von undurchlässigen Berandungen.

#### Ellipsoidförmige Äquipotentialflächen

Bei einer zylinderförmigen Vorbohrung mit der Länge  $\tau$  und dem Radius  $r_0$  ergibt sich eine zentralsymmetrische räumliche Senkenströmung im isotropen Vollraum.

Bezeichnet man den Quotienten aus Länge der Vorbohrung  $\tau$  und Radius  $r_0$  mit  $\lambda$

$$\lambda = \tau / r_0 \quad (6.4)$$

folgt für den Fall einer konstanten Beaufschlagung der inneren Berandung des Strömungsfeldes:

$$C = \frac{2\pi\tau}{\ln(\lambda/2 + \sqrt{(\lambda/2)^2 + 1})} \quad (6.5)$$

Bei *anisotropen Verhältnissen* ( $k_h \neq k_v$ ) ist  $\lambda$  an Stelle von (6.4) wie folgt zu berechnen:

$$\lambda = \tau / r_0 \kappa \quad (6.6)$$

Anisotropiefaktor:  $\kappa = \sqrt{k_h / k_v}$

Darin bedeutet  $k_h$  die Durchlässigkeit in horizontaler und  $k_v$  diejenige in vertikaler Richtung.

#### Zylinderförmige Äquipotentialflächen

Für den in der Praxis häufigen Fall  $k_h \gg k_v$  stellen zylinderförmige Äquipotentialflächen ein brauchbares Modell für die Strömung in der Umgebung der Vorbohrung dar. Der Anströmfaktor berechnet sich in diesem Fall wie folgt:

$$C = \frac{2\pi\tau}{\ln R_s / r_0} \quad (6.7a)$$

Da entlang der Verrohrung aussen am Futterrohr bei Kernbohrungen und Klarspülbohrungen eine Umspülzone mit erhöhter Durchlässigkeit entsteht, ist die *massgebende* Länge  $\tau^*$  der Vorbohrung erwartungsgemäss grösser als die Vorbohrlänge  $\tau$ .

Mit der Definition:

$$\tau^* = \alpha \tau$$

berechnet sich der Anströmfaktor neu zu:

$$C^* = \frac{2\pi\tau^*}{\ln R_s / r_0} \quad (6.7b)$$

Im Testareal Aeffigen beträgt der  $\alpha$ -Wert bei Kernbohrungen im Mittel 2.5, bei Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung im Mittel 6.0.

Trüeb schlägt vor, für die Abschätzung von  $R_s$  die Gleichung der scheinbaren Reichweite zu verwenden [148]:

$$R_s = 1.5 \sqrt{\frac{k\tau^*t}{S}} \quad (6.8)$$

Darin bedeutet k die Durchlässigkeit (Punkt-k-Wert), S den Speicherkoeffizienten (Kap. 8) und t die Zeit (Pump- resp. Einspüldauer).

#### 6.1.2 Ermittlung der Punkt-k-Werte bei nichtlaminarer Strömung

Bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch treten häufig nichtlaminare Strömungsverhältnisse auf. Die Auswertung von Punkt-k-Wert-Versuchen hat sich in diesen Fällen auf den nichtlinearen Ansatz von *Forchheimer* [48] zu stützen. Für die Auswertung einstufiger Versuche (nur eine Pump- bzw. Einspülmenge) berechnet sich der Punkt-k-Wert unter der Annahme von kugel- oder zylinderförmigen Äquipotentialflächen zu:

$$k = \frac{2 \frac{\Delta H}{Q C^*} + \frac{C_t^2 Q^2}{9\nu D^2} + \sqrt{\left(2 \frac{\Delta H}{Q C^*} + \frac{C_t^2 Q^2}{9\nu D^2}\right)^2 - \left(2 \frac{\Delta H}{Q C}\right)^2}}{2 \Delta H^2 / Q^2} \quad (6.9)$$

mit  $D = 48\pi^2 r_0^3$  für Kugelflächen

$D = 4\pi^2 r_0 \tau^2$  für Zylinderflächen

$C_t$  : Widerstandszahl,  $C_t = 0.3 + 2.0$ , vgl. [1, 33, 155]

$g$  : Erdbeschleunigung,  $g = 9.8 \text{ m}^2/\text{s}$

$\nu$  : kinematische Zähigkeit,  $\nu_{10^\circ\text{C}} = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Die Auswertung *mehrstufiger* Pump- und Einspülversuche kann graphisch erfolgen, indem die spezifischen Absenkungen  $\Delta H/Q$  zum Volumenstrom Q in einem Diagramm gemäss Figur 6.3 aufgetragen werden. Anschliessend legt man eine Ausgleichsgerade durch die Versuchswerte und bestimmt den Koeffizienten A der Geradengleichung:

$$\Delta H/Q = A + BQ$$

A entspricht dabei dem Ordinatenwert an der Stelle  $Q = 0$ .

Der Punkt-k-Wert ergibt sich dann zu:

$$k = \frac{A}{AC^*} \quad (6.10)$$

#### 6.1.3 Eichung der Punkt-k-Werte

Die Resultate von Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch sind vom Bohrverfahren und zusätzlich von der individuellen Methodik des Bohrmeisters abhängig. Die Punkt-k-Werte sind deshalb, auch wenn sie sachgemäss bestimmt werden, lediglich Relativwerte und müssen am Profil-k-Wert  $k_p$  (vgl. Abschnitt 6.2 und 6.3) mit (6.11) geeicht werden:

$$k_i^* = \frac{k_p}{\bar{k}} k_i \quad (6.11)$$

$k_i^*$  = geeichter Punkt-k-Wert

$k_i$  = Punkt-k-Wert aus (6.9) oder (6.10)

$k_p$  = Profil-k-Wert

$\bar{k}$  = Mittelwert der Punkt-k-Werte

Der Mittelwert der Punkt-k-Werte berechnet sich bei gleichmässiger Verteilung der n Versuche über das ganze Profil wie folgt:

$$\bar{k} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i$$

n = Anzahl Punkt-k-Wert-Versuche

### 6.1.4 Durchführung von Punkt-k-Wert-Versuchen

Bei Klarspülbohrungen ergeben Einspülversuche ähnliche Resultate wie die Pumpversuche. Allerdings muss streng darauf geachtet werden, dass mit dem Einspülwasser keine Luft oder Feinanteile des Bodens in das Bohrloch eingetragen werden.

Bei Kernbohrungen lassen sich zuverlässige Punkt-k-Werte nur mit Pumpversuchen ermitteln. Einspülversuche ergeben in der Regel zu kleine Werte. Steig- und Sinkversuche sind bei den hohen Durchlässigkeiten der Schotter versuchstechnisch schwierig auszuführen.

Im folgenden wird lediglich die *Durchführung von Pumpversuchen* behandelt.

#### Versuchsort

Während des Abtiefens einer Aufschlussbohrung alle ca. 2 bis 5 m in der Vorbohrung unterhalb des Futterrohres.

#### Versuchsinstallation und -zubehör

- Unterwasserpumpe mit fest montiertem Filterkorb zum Abstützen der Vorbohrung
- Kabellichtlot für die Grundwasserspiegelmessungen
- geeichtes Messgefäss für die Fördermenge
- Stoppuhr
- EDV-konforme Versuchsprotokolle

#### Versuchsdurchführung

Generelle Angaben über die Durchführung der Versuche sind aus der Figur 6.2 ersichtlich.

- Vorbohrungen mit einer Länge von ca. 0,5 m haben sich als zweckmässig erwiesen. Es empfiehlt sich, einen Filterkorb einzusetzen, wenn dies technisch möglich ist. Nur so kann das Verstrützen der Vorbohrung und ein hydraulischer Grundbruch verhindert werden, was allein klar definierte Bedingungen für das Zuströmen des Wassers am inneren Rand des Strömungsfeldes schafft.
- Die Entnahme soll stufenweise (Pumpdauer pro Stufe: ca. 5 bis 10 Minuten) mit schrittweiser Reduktion des Volumenstromes erfolgen. Vor Beginn des eigentlichen Versuches muss das Bohrloch während zwei bis fünf Minuten entsandet werden. Die Pumpmengen sind so zu wählen, dass Absenkungen im Futterrohr zwischen 5 und 30 cm entstehen. Das entspricht bei Durchlässigkeiten im  $10^{-3}$  m/s-Bereich Entnahmemengen zwischen ca. 0,5 l/s bis 5 l/s. Bei Durchlässigkeiten unter ca.  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s sind mindestens zwei, darüber mindestens drei Pumpstufen durchzuführen.
- Die Pumpmengen werden zweckmässig über eine Volumenmessung mit einem geeichten Messgefäss bestimmt (vgl. Abschnitt 6.2.4).
- Der Ruhewasserspiegel darf erst nach Abschluss des Pumpversuches bestimmt werden. Vor dem Pumpversuch

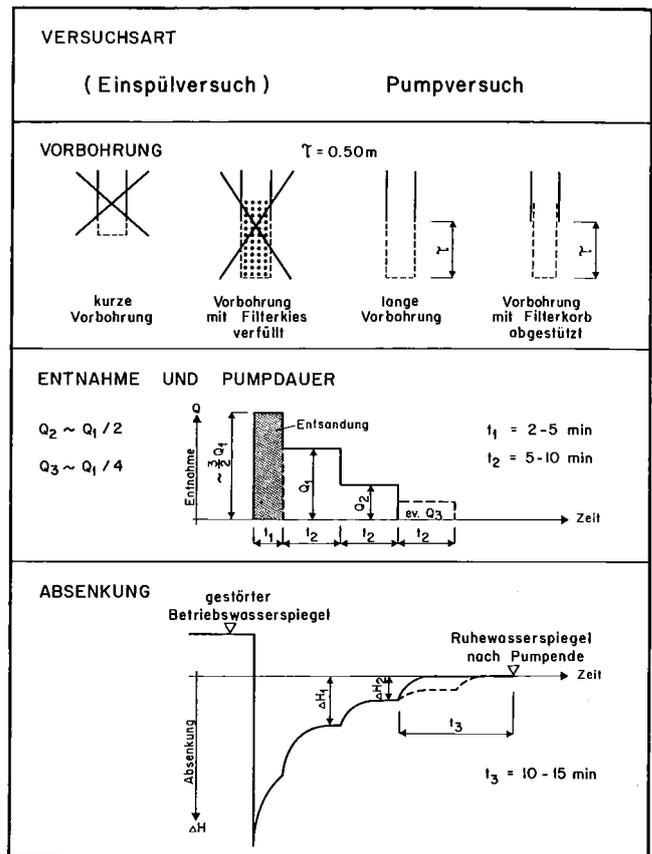


Fig. 6.2 Vorgeschlagene Versuchsmethodik für die Ermittlung von Punkt-k-Werten in grobkörnigen Lockergesteinen.

liegt vielfach ein gestörter Betriebswasserspiegel vor. Wasserspiegelmessungen nach längeren Arbeitsunterbrüchen, z. B. vor Arbeitsbeginn am Morgen, sind ebenfalls ungeeignet für die Ermittlung des Ruhewasserspiegels. Bei Pumpversuchen kann vielfach beobachtet werden, dass sich unmittelbar nach der Steigerung des Volumenstromes hohe Absenkungen des Wasserspiegels im Bohrloch einstellen, welche sich rasch wieder zurückbilden. Diese atypischen Absenkwerte dürfen nicht als  $\Delta H$  eingesetzt werden.

#### Versuchsauswertung

- Bis zu Durchlässigkeiten von ca.  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s können die Auswertungen, basierend auf der Theorie der Laminarströmung, mit (6.1) durchgeführt werden. Der Anströmfaktor C wird nach (6.7b) bestimmt.
- Bei Durchlässigkeiten  $\geq$  ca.  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s hat sich die Auswertung auf den Ansatz von Forchheimer für turbulente Strömungen (6.9) bzw. (6.10) abzustützen. Die Äquivalenzflächen werden dabei ebenfalls mit dem Zylindermodell (6.7b) beschrieben.
- Die berechneten Punkt-k-Werte müssen am Profil-k-Wert mit (6.11) geeicht werden.

#### Beispiel:

In Figur 6.3 sind die für eine Punkt-k-Wert-Auswertung notwendigen Daten sowie die daraus abgeleiteten spezifischen Absenkungen als Funktion des Volumenstroms dargestellt.

Feldprotokoll : Punkt - k - Wert - Versuche

Messstellen Bezeichnung: **W1F107**

Tiefenstufe: **04**

Versuchs-typ: **1**

Datum Versuch: **03.11.79**

Versuchsleiter: **W1F107**

Durchmesser Futterrohr: **250** mm

Durchmesser Bohrbüchse: **240** mm

Futterrohr-länge: **1310** mm

Bohrtiefe: **1360** mm

Filtertiefe: **1** mm

Pumpentyp: **W1F**

Filterkorb Durchmesser: **160** mm

Filterkorb Höhe: **100** mm

Inhalt Messgefäße: **200** l

Temp. Wasser: **96** °C

Messgerät für Wsp. messung: **07**

Überstand Futterrohr: **131** m

Abstich auf Sohle vor (Filtermessalnbau) nach (Filtermessalnbau): **1310** m

Wasserap. vor PV: **1050** m

UK Pumpenseiler (Filterkorb): **1310** m vor Futterrohrrückzug

Überstand Futterrohr: **131** m

Abstich vor PV nach PV: **1360** m

Wasserap. nach PV: **1553** m

UK Pumpenseiler (Filterkorb): **1360** m nach Futterrohrrückzug

Alle Masse ab OK Futterrohr

Versuch Nr	Zeit	Abstich	Füllzeit	Code	Bemerkungen
Nr	Std	Min	Sec	Min	Sec
01	10	04	00	4563	B
		06		4687	
		08		4682	
		10		4680	
		14		4679	
02	10	15		4762	B
		16		4759	
		18		4760	
		20		4758	
		24		4757	
03	10	26		4984	B
		27		4980	
		30		4948	
		32		4943	
		36		4947	

Weitere Messungen auf Folgeblättern

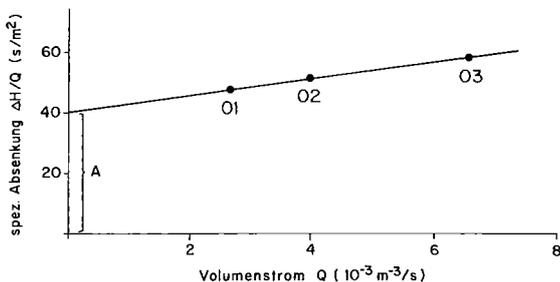


Fig. 6.3 Punkt-k-Wert-Versuch: Spezifische Absenkungen als Funktion des Volumenstroms; Feldprotokoll.

Die Abstichmessungen am Ende der Pumpstufen sind für die Berechnung der spezifischen Absenkungen zu verwenden.

Versuch Nr.	Q (l/s)	ΔH (m)	ΔH/Q (s/m²)
01	2.65	0.126	47.5
02	3.96	0.204	51.5
03	6.67	0.388	58.2

Der Quotient  $\Delta H/Q$  ist nicht konstant, sondern nimmt mit grösser werdendem  $Q$  annähernd linear zu. Die Auswertung muss daher auf dem Ansatz von *Forchheimer* (6.10) basieren. Der Koeffizient  $A$  von (6.10) ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Geraden, die durch die drei Punkte der spezifischen Absenkungen bestimmt ist, mit der Ordinate  $\Delta H/Q$  und beträgt in diesem Fall:

$$A = 40,7 \text{ s/m}^2$$

Der Anströmfaktor  $C$  berechnet sich nach (6.7b) zu:

$$C^* = \frac{2\pi\tau^*}{\ln R_s/r_0}$$

$$\tau = 0,5 \text{ m}$$

$$\alpha = 2,5$$

$$\tau^* = 1,25$$

$$r_0 = 0,25/2 = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{und: } R_s = 1.5 \sqrt{\frac{k\tau^*t}{S}}$$

Für die Berechnung der scheinbaren Reichweite muss einerseits ein erster Näherungswert angenommen und andererseits die massgebende Zeit  $t$  bestimmt werden. Entsprechend der Modellvorstellung zylinderförmiger Äquipotentialflächen wäre  $t$  nach (6.22) zu berechnen. In der Praxis zeigt sich, dass die Brunnenabsenkung meistens nach kurzer Zeit praktisch konstant ist. Daher wird anstelle von  $t$  nach (6.22) die Zeit zwischen Pumpbeginn und dem quasistationären Zustand eingesetzt, und zwar für alle Tiefenstufen dieselbe Zeit. Letztlich werden Ungenauigkeiten infolge der Wahl von  $t$  (und auch von  $S$ ) durch die Eichung am Profil-k-Wert eliminiert.

Für unser Beispiel wählen wir:

$$t = 10 \text{ min} = 600 \text{ s}$$

$$S = 0.10$$

$$k_0 = 1 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

Daraus folgt:

$$R_{s1} = 13,0 \text{ m}$$

$$k_1 = 1,45 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

Mit dem ersten berechneten Punkt-k-Wert wird die Berechnung wiederholt usw. Die Iteration konvergiert rasch:

$$k_2 = 1,51 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$k_3 = 1,52 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$$

## 6.2 Profil-k-Wert

Unter dem Profil-k-Wert  $k_p$  versteht man die über die Grundwassermächtigkeit  $H$  gemittelte horizontale Durchlässigkeit  $k_h$  des Aquifers.

$$k_p = 1/H \int_0^H k_h dz \quad (6.12)$$

$k_p$  wird am zweckmässigsten mit Kleinpumpversuchen in vollkommen verfilterten Aufschlussbohrungen oder Vertikalbrunnen bestimmt und gilt für die engere Umgebung des Versuchsstandortes.

Beim Kleinpumpversuch stehen nach [143, 159] nur Wasserspiegelbeobachtungen an der Pumpstelle zur Verfügung. Ein Messstellennetz für die Beobachtung des Grundwasserspiegels in der Brunnenumgebung, wie das bei Grosspumpversuchen üblich ist, fehlt. Grosspumpversuche bleiben, bedingt durch die kostspieligen Installationen, Messungen und Auswertungen, in der Regel auf wenige Schlüsselbereiche wie Fassungsgebiete, wichtige Durchflussprofile usw. beschränkt, dagegen können Kleinpumpversuche im Rahmen der Grundwassererkundung den Grundwasserleiter räumlich viel besser abdecken. Sie geben deshalb einen wesentlich detaillierteren

Einblick in die räumliche Verteilung der Durchlässigkeit des Aquifers.

### 6.2.1 Stationäre Brunnenströmung

Figur 6.4 zeigt für einen Vertikalfilterbrunnen oder eine verfilterte Aufschlussbohrung in einem homogenen Aquifer innerhalb des Linienzuges A bis E das Strömungsfeld bei der Fördermenge  $Q$ . Die entsprechenden Randbedingungen lauten:

- Die Strecke A-B ist eine Potentiallinie mit dem Potential  $h = h_0$ .
- Die Strecke B-C ist eine Sickerstrecke (Hangquelle) mit dem Potential  $h = z$ .
- Die Strecke C-D ist der freie Wasserspiegel mit dem Potential  $h = z_r$  und gleichzeitig eine Stromlinie.
- Die Strecke D-E ist eine Potentiallinie mit dem Potential  $h = H$ .
- Die Strecke E-A ist eine Stromlinie (Grundwasserstauer).

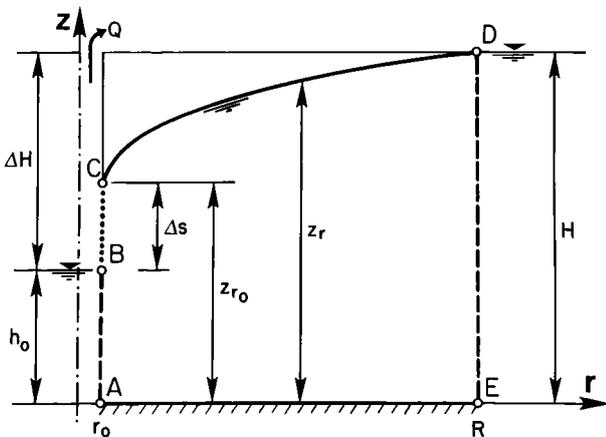


Fig. 6.4 Der vollkommene Vertikalfilterbrunnen in einem homogenen Aquifer mit freier Spiegelfläche. Definitionen und Randbedingungen.

Die wohl bekannteste Lösung der stationären Brunnenströmung ist diejenige von Dupuit. Sie wird auch als Brunnenformel nach Dupuit-Thiem [39, 140] oder als Brunnenenergieigkeitsformel nach Dupuit-Forchheimer bezeichnet.

Dupuit vereinfachte die Grundgleichung der stationären Brunnenströmung durch folgende Annahmen:

- 1) Die Potentiallinien  $h = \text{const}$  sind parallel zur  $z$ -Achse, was gleichbedeutend ist mit der Annahme (a)  $v_z = 0$ , wenn  $k_v \neq 0$  oder (b)  $k_v \rightarrow \infty$ , wenn  $v_z \neq 0$
- 2) Die horizontale Geschwindigkeit  $v_r$  ist über die ganze Grundwassermächtigkeit konstant, d. h.  $dv_r/dz = 0$  und  $dh/dr = dz_r/dr$
- 3) Die horizontale Geschwindigkeit ist dem Gefälle der freien Oberfläche  $z_r$  proportional,  $v_r = -k_h dh/dr = -k_h dz_r/dr$ .

Die Dupuit-Annahmen ergeben die leicht integrierbare lineare Kontinuitätsgleichung.

$$Q = 2\pi r h v_r = 2\pi r k_h dh/dr \quad (6.13)$$

mit der Lösung

$$Q = \frac{(H^2 - h_0^2) \pi k_h}{\ln R_s/r_0} \quad (6.14)$$

Im homogenen Aquifer ist  $k_p = k_h$  und die Beziehung für den Profil-k-Wert lautet:

$$k_p = \frac{Q \ln R/r_0}{\pi (H^2 - h_0^2)} \quad (6.15)$$

mit  $H_m = (H + h_0)/2$  und  $\Delta H = H - h_0$  folgt:

$$k_p = \frac{Q \ln R/r_0}{2\pi \Delta H H_m} \quad (6.16)$$

Im brunnennahen Bereich, insbesondere bei grossen Absenkungen des Brunnenwasserspiegels, ist die Annahme (1a)  $v_z = 0$  nicht mehr erfüllt. An ihre Stelle tritt die Annahme (1b)  $k_v \rightarrow \infty$ , was gleichbedeutend ist mit  $k_v \gg k_h$ . Dies bewirkt, dass keine Sickerstrecke  $\Delta s$  auftritt (vgl. Fig. 6.4).

Im Gegensatz zur Brunnenenergieigkeit und zum Profil-k-Wert sind die Zuflussverteilung über das vertikale Profil und der hydraulische Gradient am Brunnenrand von der Anisotropie des Aquifers abhängig, dies um so stärker, je mehr der Brunnenwasserspiegel abgesenkt wird. Der Einfluss der Anisotropie verschwindet, wenn die Absenkung des Brunnenwasserspiegels gegen Null strebt.

In den bisher erläuterten Gleichungen (6.14 bis 6.16) spielt die Reichweite  $R$  eine Rolle. Oft wurde der Auswertung von Kleinpumpversuchen die Reichweite nach Sichardt zugrunde gelegt [83, 143]:

$$R = 3000 \Delta H \sqrt{k_p} \quad (6.17)$$

In der nicht dimensionsechten empirischen Gleichung ist für  $R$  in m,  $\Delta H$  in m,  $k_p$  in m/s einzusetzen. Die Reichweitenformel nach Sichardt kann, insbesondere bei kleinen Brunnenabsenkungen, zu falschen Ergebnissen führen. Im Vergleich mit der instationären Brunnenströmung nach Theis-Jacob (vgl. Abschnitt 6.2.2) ergeben sich bei Verwendung der Sichardt-Formel zu kleine Profil-k-Werte.

### 6.2.2 Instationäre Brunnenströmung

Kleinpumpversuche in Aufschlussbohrungen und Brunnen dauern in der Regel nur eine kurze Zeit: Die Pumpdauer liegt häufig zwischen 15 und 60 Minuten. In dieser Zeitspanne ist die Brunnenströmung meist instationär und kann mit der bekannten Lösung nach [139] wie folgt beschrieben werden:

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (6.18)$$

Darin bedeutet  $W(u)$  die Brunnenfunktion,  $T$  die Transmissivität und  $s(r, t)$  die Grundwasserspiegelabsenkung an der Stelle  $r$  zur Zeit  $t$

$$W(u) = \ln \frac{1}{\gamma u} - \sum_{n=1}^{\infty} (-u)^n \frac{1}{n!}$$

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

$S$  = Speicherkoeffizient

und der Eulerkonstante

$$\gamma = 1,781$$

#### Vereinfachung für Kleinpumpversuche

Trüeb [144] hat gezeigt, dass für die Brunnenabsenkung bei Kleinpumpversuchen bereits nach sehr kurzer Pumpdauer die Vereinfachung der Gleichung (6.18) nach [32]

zulässig ist. Für  $u < 0,01$  und mit der scheinbaren Reichweite

$$R_s = 1.5 \sqrt{\frac{k_p H t}{S}} \quad (6.19)$$

gilt mit sehr guter Näherung:

$$k_p = \frac{Q \ln R_s / r_0}{2 \pi \Delta H H} \quad (6.20)$$

wobei:  $\Delta H = s(r_0, t)$

### Zweiphasige Kleinpumpversuche

Zu Kontrollzwecken (eine Messung ist keine Messung) werden Kleinpumpversuche häufig in zwei Phasen mit unterschiedlichen Fördermengen durchgeführt.

In Figur 6.5 sind die Pumpstufen 1 und 2 eines zweiphasigen Stufenpumpversuches dargestellt. Es interessiert die Absenkung  $\Delta H(r, t)$  für einen beliebigen Zeitpunkt  $t_1$  der zweiten Pumpstufe.

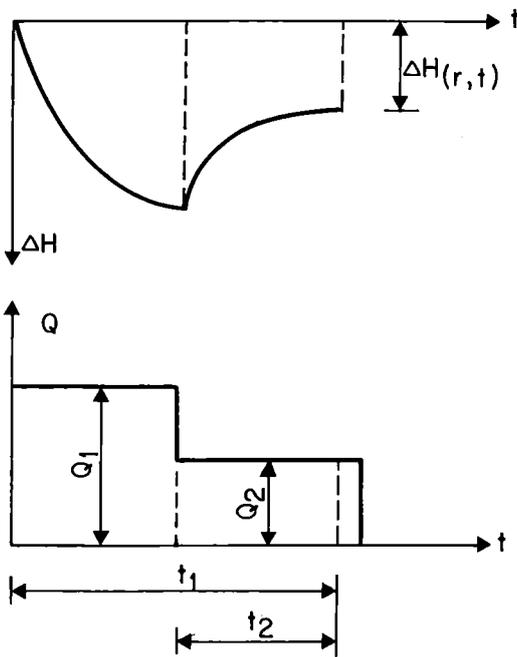


Fig. 6.5 Pumpdiagramm eines zweiphasigen Stufenpumpversuches.

Zur Vereinfachung der Berechnung wird eine Förderzahl definiert:

$$\epsilon = \frac{Q_1}{Q_2} \quad (6.21)$$

und die massgebende Pumpdauer  $t_{ma}$  eingeführt:

$$t_{ma} = t_1^\epsilon t_2^{(1-\epsilon)} \quad (6.22)$$

$$\text{mit: } \psi = t_1 / t_2 \quad (6.23)$$

$$\text{folgt: } t_{ma} = \psi^\epsilon t_2 = \mu t_2 \quad (6.24)$$

Diagramme für die einfache Berechnung von  $t_{ma}$  als Funktion von  $\epsilon$ ,  $t_1$  und  $t_2$  gibt [148], vgl. Figur 6.6.

Analog zu (6.19) kann nun für den Stufenpumpversuch eine massgebende scheinbare Reichweite definiert werden:

$$R_{sma} = 1.5 \sqrt{\frac{k_p H t_{ma}}{S}} \quad (6.25)$$

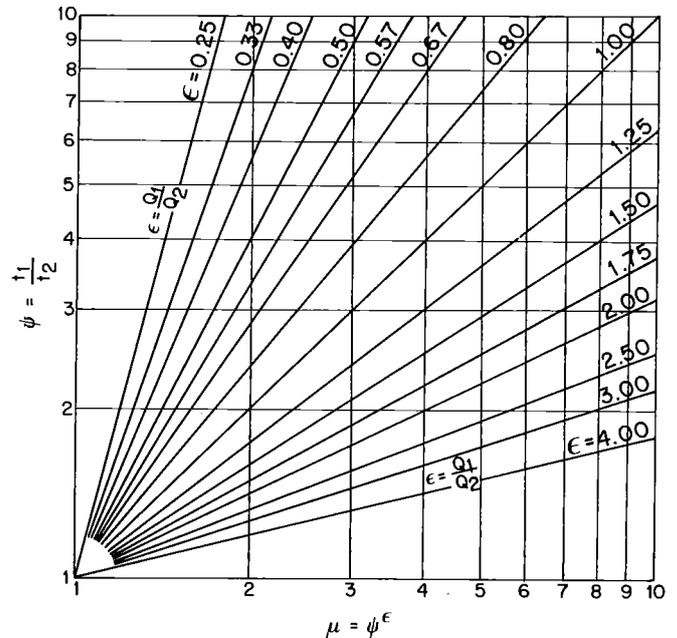


Fig. 6.6 Berechnung von  $t_{ma}$  als Funktion von  $\epsilon$ ,  $t_1$  und  $t_2$ .

Mit  $\Delta H = \Delta H(r_0, t)$  folgt für den Stufenpumpversuch damit eine zu (6.20) formal identische Gleichung

$$k_p = \frac{Q_2 \ln R_{sma} / r_0}{2 \pi \Delta H H} \quad (6.26)$$

### 6.2.3 Brunnenverlust

In den bisherigen Ausführungen zur Theorie der Kleinpumpversuche wurden allfällige Strömungsverluste im Brunnenbereich, der sog. Brunnenverlust, vernachlässigt. Es zeigt sich jedoch, dass sie eine zusätzliche Absenkung des Brunnenwasserspiegels bewirken. In Figur 6.7 werden die Strömungsverluste zwischen dem Wasserspiegel  $h_F$  im Filterrohr und der Standrohrspiegelhöhe  $h_R$  im Abstand  $R$  von der Brunnenachse in Einzelverluste aufgeteilt.

Für den Brunnenverlust gilt:

$$\Delta h_v = \Delta h_{Fro} + \Delta h_p + \Delta h_{Fru} + \Delta h_F + \Delta h_K + \Delta h_{sk} \quad (6.27)$$

$\Delta h_{Fro}$ : Strömungsverlust infolge der Vertikalströmung im Filterrohr zwischen dem Wasserspiegel  $h_F$  und der Kote unmittelbar oberhalb der Wasserentnahme (oberes Ende der Unterwasserpumpe oder Saugschlauchende)

$\Delta h_p$ : Strömungsverlust entlang der Unterwasserpumpe (Ringraumverlust)

$\Delta h_{Fru}$ : Strömungsverlust im Filterrohr unterhalb der Wasserentnahme (unteres Ende der Unterwasserpumpe bzw. Saugschlauchende)

$\Delta h_F$ : Verlust bei der Strömung durch die Filteröffnungen

$\Delta h_K$ : Verlust bei der Strömung in der Filterschüttung

$\Delta h_{sk}$ : Verlust infolge Skin-Effekt in der gestörten Zone des Aquifers

Bekannte Schätzverfahren für  $\Delta h_v$  gehen davon aus, dass im sog. Ruhezustand, d. h. wenn nicht gepumpt wird, keine Strömung im Filterrohr stattfindet. Diese Voraussetzung ist in heterogenen, anisotropen und gut durchlässigen Lockergesteins-Grundwasserleitern in der Regel nicht erfüllt. Selbst im «Ruhezustand» finden zwischen einzelnen Bereichen des Aquifers durch das Filterrohr z. T. massive Ausgleichsströmungen statt, die auf unterschiedliche Standrohrspiegelhöhen in den einzelnen Schichtpaketen zurückzuführen sind. Der Brunnenverlust  $\Delta h_v$  kann deshalb ohne Strömungsmessungen nicht berechnet werden. Diese Erfahrung gab den Ausschlag, innerhalb des NFP

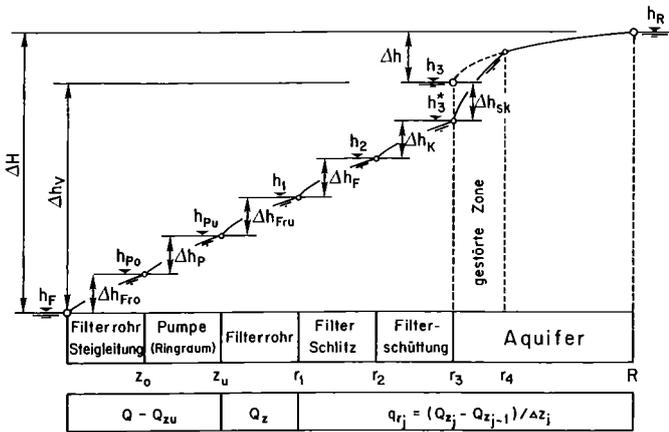


Fig. 6.7 Strömungsverluste zwischen dem Wasserspiegel im Filterrohr und der Standrohrspiegelhöhe im Abstand R vom Brunnen.

eine neue Versuchsmethodik für Profil- und Bereichs-k-Werte zu entwickeln, indem Kleinpumpversuche mit Flowmetermessungen kombiniert werden (vgl. Abschnitt 6.3). Die Flowmetermessungen des vertikalen Volumensstromes im Filterrohr bilden gleichzeitig die Grundlage für die Berechnung der Bereichs-k-Werte und teilweise der Brunnenverluste.

Der Ringraumverlust  $\Delta h_P$  muss im allgemeinen erst berücksichtigt werden, wenn die mittlere Breite des Ringraumes zwischen Pumpe und Filterrohr kleiner ist als ca. 2 cm. Er kann, falls notwendig, als Differenz zwischen Wasserspiegel im Filterrohr und der Standrohrspiegelhöhe in einer Manometerleitung direkt gemessen werden. Die an Pumpe und Steigleitung befestigte Manometerleitung muss dabei bis unmittelbar unter die Pumpe reichen.  $\Delta h_{Fro}$  lässt sich analog messen. Bei einer Unterwasserpumpe wird  $\Delta h_{Fro}$  gleichzeitig mit  $\Delta h_P$  erfasst.

Wenn es nicht möglich ist, Flowmetermessungen durchzuführen, müssen bei einem zu kleinen Ringraum  $\Delta h_P$  und  $\Delta h_{Fro}$  mit einer Manometerleitung gemessen und bei der Profil-k-Wert-Berechnung nach (6.20) bzw. (6.26) berücksichtigt werden [150]. Die übrigen Verluste lassen sich nicht bestimmen, was teilweise zu einer beachtlichen Verfälschung des Profil-k-Wertes führt.

### 6.2.4 Durchführung von Profil-k-Wert-Versuchen ohne Flowmetermessungen

#### Versuchsort

- Verfilterte und entsandete Aufschlussbohrung bzw. Vertikalbrunnen.

#### Versuchsinstallation und -zubehör

- Saugpumpe (Flurabstand  $< \sim 7$  m) oder Unterwasserpumpe, je nach Ringraum mit einer an der Pumpe und Steigleitung befestigten inneren Manometerleitung.
- Kabellichtlot für die Grundwasserspiegelmessungen (evtl. mit spezieller Elektrode für die kleinkalibrigen Manometerleitungen, vgl. Abschnitt 5.5.1)
- geeichtes Messgefäß, z. B. 200-l-Fass, um die Fördermenge zu bestimmen
- Thermometer (Wassertemperatur)
- Stoppuhr
- EDV-konforme Versuchsprotokolle
- Rechner, Auswertdiagramme

#### Versuchsdurchführung

- Kleinpumpversuche werden im allgemeinen in zwei Stufen mit verschiedenen Fördermengen gemäss Figur 6.8 durchgeführt. Wenn der erste Beharrungszustand erreicht ist, spätestens aber nach ungefähr 30 bis 60 Minuten, wird die Fördermenge auf ungefähr die Hälfte gedrosselt. Sobald sich der zweite Beharrungszustand eingestellt hat oder wiederum nach ca. 30 bis 60 Minuten, wird das Pumpen eingestellt.

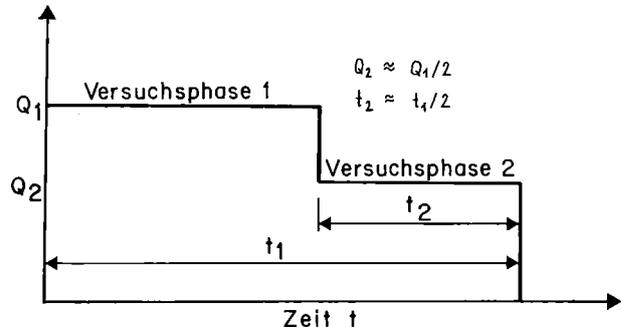


Fig. 6.8 Zweistufen-Pumpversuch, Pumpdiagramm.

- Die Fördermenge  $Q_1$  ist so zu wählen, dass die Absenkungen im Filterrohr möglichst zwischen ca. 2 und 50 cm liegen. Bei verfilterten Aufschlussbohrungen mit einem Filterrohrdurchmesser von 100 bis 150 mm entspricht dies einer Fördermenge von ca. 1 bis 5 l/s.

- Die Pumpmengen werden zweckmässig über eine Volumenmessung mit einem 200-l-Fass bestimmt. Auch hier gilt: eine Messung ist keine Messung! Es ist unbedingt darauf zu achten, dass die Förderhöhe der Pumpe während des ganzen Pumpversuches nicht verändert wird. Der Auslauf muss auf einem konstanten Niveau gehalten werden, das in der Regel identisch ist mit OK Messgefäß. Damit das versickerte Pumpwasser die Versuchsergebnisse nicht beeinflussen kann, muss der Auslauf grundwasserstromabwärts mindestens 10 m von der Versuchsstelle entfernt sein und der Aufbau des Untergrundes gewährleisten, dass ein Zurückfliessen zur Entnahmestelle nicht möglich ist.

- Spiegelmessungen im Filterrohr und in der Manometerleitung - vornehmlich mit dem Kabellichtlot - sind unmittelbar vor, während und nach dem Pumpversuch durchzuführen. Vor dem Versuch erfolgt eine Messung nach der Installation der Pumpeinrichtung. Die Spiegelmessungen während des Pumpversuches erfassen den zeitlichen Verlauf der Spiegelabsenkungen für die instationären Auswertungen. Unmittelbar nach Beginn einer Versuchsphase ändern die Absenkungen rasch und können selten genau und zeitlich richtig eingemessen werden. Ein erster genauer Messwert nach einer oder zwei Minuten ist einer Vielzahl von ungenauen Messwerten in kurzen Abständen vorzuziehen. Bewährt haben sich ungefähr folgende Zeitabstände: 2, 4, 8, 15, 25 Minuten usw. Der Verlauf des Wiederanstieges nach der zweiten Versuchsphase wird mit einigen Messungen kontrolliert. Der Wiederanstieg muss abgewartet werden, damit der für die Auswertungen massgebende Ruhespiegel ermittelt werden kann. Im allgemeinen sollte sich in einer gut entsandeten Aufschlussbohrung oder einem Brunnen wieder der ursprüngliche, unmittelbar vor dem Pumpversuch gemessene Wasserspiegel einstellen.

### Versuchsauswertung

– Die Auswertung erfolgt nach *Theis* mit der Vereinfachung von *Cooper & Jacob* [32, 70]. Aus Kontrollgründen wird je ein Zeitpunkt der ersten und der zweiten Versuchsphase nach (6.20) bzw. (6.26) betrachtet.

– Die Berechnung muss iterativ durchgeführt werden (ca. zwei bis drei Iterationen), da in der Formel der scheinbaren Reichweite  $R_s$  (6.25) ein erster Näherungswert für den Profil-k-Wert eingesetzt werden muss, der z. B. mit der sogenannten Faustformel:

$$k_p \approx \frac{Q}{\Delta h H}$$

berechnet werden kann.

– Für  $r_0$  wird der mittlere Bohrradius eingesetzt.

– Die massgebende Grundwasserspiegeldifferenz  $\Delta h$  entspricht der in der Manometerleitung gemessenen Differenz zwischen dem Ruhe- und dem Betriebsgrundwasserspiegel. Falls auf eine Manometerleitung verzichtet werden kann, ist die im Filterrohr gemessene Differenz  $\Delta H$  massgebend.

– Die Auswertung sollte im Felde erfolgen. Mindestens auf überschlägige Kontrollrechnungen darf nicht verzichtet werden.

### Emmental:

Die notwendigen Daten für die Auswertung des in der Bohrung NFB09 durchgeführten Kleinpumpversuches gehen aus Figur 6.9 hervor.

Als *erster Zeitpunkt* für eine k-Wert-Berechnung wird  $t = 14$  Minuten gewählt. Die dazugehörige Absenkung  $\Delta H$  beträgt im Filterrohr 3,0 cm, die Absenkung  $\Delta h$  in der Manometerleitung 2,4 cm. Die Brunnenverluste  $\Delta h_{Fro}$  und  $\Delta h_p$  betragen zusammen also 6 mm.

Als Näherungswert ergibt sich mit der Faustformel:

$$k_{p0} = Q/\Delta h H = 1,57 \cdot 10^{-3} / (0,024 \cdot 19,9) = 3,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Nach (6.20) berechnet sich der i-te Profil-k-Wert zu:

$$k_{Pi} = \frac{Q \ln R_{si}/r_0}{2\pi \Delta h H}$$

$$\text{mit } R_{si} = 1,5 \sqrt{\frac{k_{P_{i-1}} H t}{S}}$$

$$k_{P1} = 2,90 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$k_{P2} = 2,87 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$k_p = 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Ein *zweiter Zeitpunkt* wird mit  $t = 33$  Minuten und einer massgebenden Absenkung  $\Delta h$  von 1,9 cm gewählt. Die Auswertung beruht in diesem Fall auf (6.21) bis (6.26).

Mit  $\epsilon = Q_1/Q_2 = 1,51$  und  $\psi = t_1/t_2 = 4,13$  kann aus Figur 6.6 der Faktor  $\mu$  zu 8,5 bestimmt werden. Daraus ergibt sich für die Berechnung von  $R_{sma}$  folgende massgebende Zeit:

$$t_{ma} = \mu t_2 = 8,5 \cdot 8 \text{ min} = 68 \text{ min}$$

Mit  $k_{p0} = 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  als erstem Näherungswert wird  $k_p$  wiederum iterativ bestimmt.

$$k_{P1} = 2,74 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$k_{P2} = 2,73 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$k_p = 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Der Profil-k-Wert beträgt somit

$$k_p = 2,8 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

### 6.3 Bereichs-k-Wert

Die mittlere horizontale Durchlässigkeit eines beliebigen vertikalen Abschnittes (Schicht) des Aquifers zwischen den Höhenkoten  $z_j$  und  $z_{j-1}$  wird als Bereichs-k-Wert definiert:

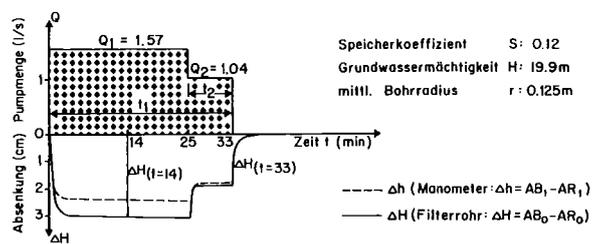
$$k_{Bj} = \frac{1}{z_j - z_{j-1}} \int_{z_{j-1}}^{z_j} k_h dz \quad (6.28)$$

Im Gegensatz zum Profil-k-Wert, welcher die mittlere Durchlässigkeit für die ganze Mächtigkeit des Grundwasserleiters beschreibt, ergeben die Bereichs-k-Werte je nach

### Protokoll: Kleinpumpversuch

Messstellen-Bezeichnung <b>WFB03</b>	Datum Versuch Tag: <b>14</b> Mon: <b>05</b> Jahr: <b>89</b>	Versuchsleiter <b>H0E4W</b>	Versuchs- typ <b>TV</b>	Inhalt Messgefäss <b>232</b>	Temp. Wasser °C <b>9,2</b>
Überstand Messpunkt (UE) <b>0,34</b>	Abschlag auf Sohle im Filterrohr (AS) <b>23,08</b>	Pumpentyp (HP,UP) <b>U7</b>	Nr. <b>2216</b>	Lage Pumpenseiter <b>5,6</b>	Speicherkoeffizient <b>0,12</b>
Abstiche auf den Ruhegrundwasserspiegel im Filterrohr und in den Manometerleitungen					
(AR <sub>0</sub> ) <b>0,138</b>	(AR <sub>1</sub> ) <b>1,441</b>				
Stufe Nr.	Pumpbeginn h mm	Pumpende h mm	Füllzeit Messgef. min	Zeitpunkt der Abstichmess. h mm	Abstiche auf den Betriebsgrundwasserspiegel h mm
1	0,8	0,8	2	0,8	0
5	1,2	0,8	2	0,8	3,165
8	3,7	0,8	2	0,8	3,167
		0,8	2	0,8	3,168
		0,8	3	0,8	3,168
		0,8	3	0,8	3,157
		0,8	3	0,8	3,158
		0,8	3	0,8	2,465
		0,8	3	0,8	2,465

zusätzliche Abstichmessungen auf Feldprotokoll notieren



AB Abstich auf den Betriebsgrundwasserspiegel

AR Abstich auf den Ruhewasserspiegel

0 im Filterrohr

1 in der Manometerleitung 1

Fig. 6.9 Pumpdiagramm des Kleinpumpversuches in der Bohrung NFB09 sowie Protokoll: Kleinpumpversuch.

der Bereichseinteilung ein mehr oder weniger detailliertes Bild über die horizontalen Durchlässigkeiten.

Bereichs-k-Werte müssen mit Kleinpumpversuchen kombiniert mit Flowmetermessungen ermittelt werden (vgl. Abschnitt 6.2.3).

Mit Flowmetermessungen wird der vertikale Volumenstrom  $Q_z$  im Filterrohr gemessen. Da dieser Volumenstrom im allgemeinen über die Tiefe variiert, muss die Messsonde (Flowmeter) im Filterrohr kontinuierlich über die Tiefe bewegt oder von Messlage zu Messlage verschoben werden können. Im ersten Fall spricht man von Fahrtmessung, im zweiten Fall von Standmessung. Fahrtmessungen haben den Vorteil einer lückenlosen Aufzeichnung der Durchflussverteilung. Standmessungen erlauben dagegen beliebig lange Messzyklen in jeder Messlage, was sich günstig auf die Messgenauigkeit auswirkt.

Flowmetersonden verwenden einen *Impeller* (Flügelrad), der von der Strömung in Drehung versetzt wird. Die Drehgeschwindigkeit ist abhängig von der Geschwindigkeit mit der der Impeller angeströmt wird. Die Durchflussmessung wird damit auf eine Drehzahlmessung zurückgeführt. Für die Beziehung zwischen Drehzahl und Durchfluss bestehen theoretische Modelle, welche jedoch im allgemeinen nicht in der Lage sind, die Zusammenhänge genügend genau zu formulieren. Für die zuverlässige Ermittlung des Volumenstromes ist deshalb die Eichung der Sonde in den verschiedenen Filterrohren unumgänglich. Theoretische Modelle können dabei helfen, die Zusammenhänge zu verstehen und den Eichaufwand zu reduzieren [67].

Im Rahmen der Modellstudie Emmental wurde eine spezielle, hochempfindliche Sonde (vgl. Fig. 6.10) eingesetzt, die es erlaubt, den vertikalen Volumenstrom sehr genau zu messen. Die Anlaufgeschwindigkeit der Sonde beträgt 2 mm/s im Sondenquerschnitt.

Der Funktionsverlauf des vertikalen Volumenstroms  $Q_z$  wird durch eine Reihe diskreter Messungen in frei wählbaren Tiefen approximiert (vgl. Fig. 6.11). Jeder Höhenkote  $z_j$  wird dadurch ein Volumenstrom  $Q_{z_j}$  zugeordnet. Durch geeignete Wahl der Höhenkoten kann  $Q_z$  in den Grenzen der Messgenauigkeit des Flowmeters beliebig detailliert erfasst werden.

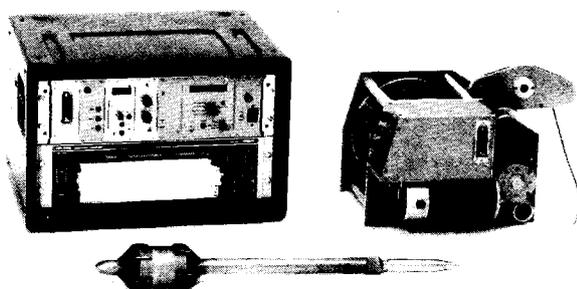


Fig. 6.10 Flowmeter-Messgerät mit Flowmetersonde FUD, Bohrlochmesswinde sowie Steuer- und Registriergerät. Hersteller: Fa. Haferland, Hannover.

Aus den Messungen berechnet sich die mittlere radiale Zuflussströmung  $q_{rj}$  zwischen  $z_j$  und  $z_{j-1}$  zu:

$$q_{rj} = \frac{Q_{z_j} - Q_{z_{j-1}}}{z_j} \quad (6.29)$$

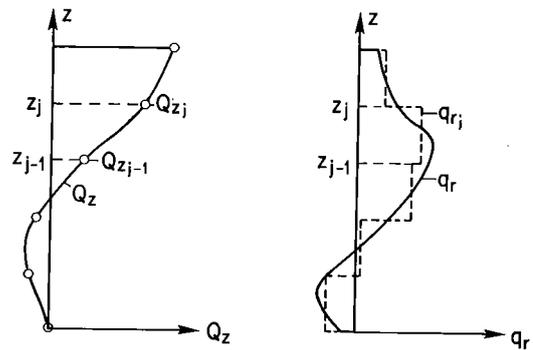


Fig. 6.11 Ermittlung von  $Q_z$  und  $q_r$  aus Flowmeter-Standmessungen.

### 6.3.1 Brunnenströmung bei horizontaler Schichtung

In einem horizontal geschichteten Grundwasserleiter variiert die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung ( $dk/dz \neq 0$ ), in horizontaler jedoch nicht ( $dk/dr = 0$ ). Die instationäre Brunnenströmung in einem geschichteten Aquifer weicht in der Anfangsphase eines Pumpversuches von der Lösung nach *Theis* (6.18) ab. Die Abweichungen sind um so größer, je mehr sich die Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten unterscheiden. Mit zunehmender Pumpdauer werden sie, unabhängig von der Durchlässigkeitsverteilung, immer kleiner und sind nach einer kritischen Zeit vernachlässigbar klein. Stützt sich die Auswertung des Kleinpumpversuches auf die Theorie von *Theis* und die Vereinfachung nach *Cooper & Jacob* (6.20), muss die kritische Zeit überschritten werden, d. h. es ist eine minimale Pumpdauer einzuhalten.

$$t \gg t_{\min} = \frac{S_0 H r_0^2}{T} t_{Dkr}$$

Bei Grundwasserleitern mit freier Spiegelfläche wird an Stelle von  $S_0 H$  näherungsweise der Speicherkoeffizient  $S$  eingesetzt. Für  $t_{Dkr}$  kann näherungsweise 1000 eingesetzt werden.

Die erforderliche minimale Pumpdauer im geschichteten Aquifer ist ca. 10 mal größer als im homogenen. Als Beispiel ergibt sich bei einem Speicherkoeffizienten von 15%, einem Bohrradius von 0,12 m und einer Transmissivität von 0,01 m<sup>2</sup>/s eine minimale Pumpdauer von 3,6 min.

Die Lösung nach *Theis* (6.18) gilt auch für einen beliebigen vertikalen Bereich des Aquifers zwischen den Höhenkoten  $z_j$  und  $z_{j-1}$ :

$$s_j(r, t) = \frac{q_{rj}}{4\pi k_{Bj}} \ln \frac{2.25 k_{Bj} \Delta z_j t}{r^2 \Delta S_j} \quad (6.30)$$

$$\text{mit: } \Delta z = z_j - z_{j-1}$$

$$\Delta S_j = \frac{k_{Bj} \Delta z_j}{k_p H} S \quad (6.31)$$

(6.31) in (6.30) eingesetzt ergibt:

$$s_j(r, t) = \frac{q_{rj}}{4\pi k_{Bj}} \ln \frac{2.25 k_p H t}{r^2 S} \quad (6.32)$$

Darin bedeuten  $s$  die Absenkung des Grundwasserspiegels (Standrohrspiegeländerung),  $q_r$  die radiale Zuströmung,  $k_B$  den Bereichs- $k$ -Wert,  $k_P$  den Profil- $k$ -Wert,  $H$  die Grundwassermächtigkeit,  $r$  den Abstand vom Brunnen,  $S$  den Speicherkoeffizient und  $t$  die Zeit.

Mit der scheinbaren Reichweite nach (6.19) und der Brunnenabsenkung

$$\Delta H(t) = s(r_0, t) = h_R - h(r_0, t) = h_R - h_0(t) \quad (6.33)$$

folgt für den Bereichs- $k$ -Wert unterhalb des Brunnenwasserspiegels  $h_0$ :

$$k_{Bj} = \frac{q_{rj} \ln R_s / r_0}{2\pi (h_R - h_0)} \quad (6.34)$$

### 6.3.2 Ermittlung der Bereichs- $k$ -Werte im Aquifer mit schichtweise veränderlichem Ruhewasserspiegel

Der strömungsfreie Ruhezustand, welcher den erläuterten Theorien über die stationäre und instationäre Brunnenströmung zugrunde gelegt wird, ist in unseren Grundwasserleitern selten vorhanden. In Wirklichkeit treten neben den Strömungen in horizontaler auch solche in vertikaler Richtung auf, bereits bevor ein Brunnen abgetieft und bevor aus ihm gepumpt wird.

Wir bezeichnen den ursprünglichen, ungestörten Strömungszustand im Aquifer in der Brunnenumgebung als Grundströmung. Sie kann mit Hilfe der ungestörten Standrohrspiegel  $h_{Rj}(t)$  längs eines vertikalen Profils des Grundwasserleiters erfasst werden.

Durch das Abteufen eines Brunnens oder einer verfilterten Aufschlussbohrung zum Zeitpunkt  $t=0$  an der Stelle  $r=0$  wird die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung lokal wesentlich erhöht. Zwischen den verschiedenen Bereichen des Aquifers mit unterschiedlichen Ruhewasserspiegeln finden Ausgleichsströmungen statt, die Strömungsverhältnisse und die Standrohrspiegelhöhen im Brunnen und in seiner Umgebung verändern sich.

Das Superpositionsprinzip erlaubt, die Standrohrspiegelhöhe, welche sich nach dem Abteufen am Bohrradius einstellt, zu berechnen:

$$h_{0j}(r_0, t) = h_{Rj}(t) - s_{0j}(r_0, t) \quad (6.35)$$

Die entsprechende Standrohrspiegeländerung  $s_0$  berechnet sich zu:

$$s_{0j}(r_0, t) = \frac{q_{r0j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{sma} / r_0 \quad (6.36)$$

Ein Kleinpumpversuch, beginnend zum Zeitpunkt  $t=t_{a1}$ , vgl. Figur 6.5, muss im Brunnen (in der Aufschlussbohrung) als mehrphasiger Stufenpumpversuch durchgeführt werden. Unmittelbar vor Pumpbeginn werden die Standrohrspiegelhöhen  $h_{0j}$  gemessen bzw. berechnet. Für  $h_{0j}$  gilt nach (6.35):

$$h_{0j}(r_0, t_{a1}) = h_{Rj}(t_{a1}) - s_{0j}(r_0, t_{a1})$$

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhe zu einem Zeitpunkt  $t_N$  nach Pumpbeginn gilt wiederum mit dem Superpositionsprinzip:

$$h_{Nj}(r_0, t_N) = h_{Rj}(t_N) - s_{0j}(r_0, t_N) - s_j(r_0, t_N)$$

Es bedeuten  $h_N$  die Standrohrspiegelhöhe zum Zeitpunkt  $t_N$  während der Pumpstufe  $N$  und  $s$  die Standrohrspiegel-

änderung, bedingt durch den Kleinpumpversuch;  $s$  berechnet sich unter Berücksichtigung der massgebenden Reichweite nach (6.25) zu:

$$s_j(r_0, t_N) = \frac{q_{rNj} - q_{r0j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{sma} / r_0 \quad (6.37)$$

### Ermittlung des Bereichs- $k$ -Wertes

Nehmen wir an, die Grundströmung und der Einfluss der Ausgleichsströmungen ändern sich nicht während der Dauer des Kleinpumpversuches, dann folgt für den Bereichs- $k$ -Wert:

$$k_{Bj} = \frac{q_{rNj} - q_{r0j}}{2\pi (h_{0j} - h_{Nj})} \ln R_{sma} / r_0 \quad (6.38)$$

Darin bedeuten  $q_{rN}$  die radiale Zuströmung während der Pumpstufe  $N$ ,  $q_{r0}$  diejenige ohne Förderung vor Pumpbeginn,  $h_N$  die Standrohrspiegelhöhe am Brunnenradius im Zeitpunkt  $t_N$ ,  $h_0$  diejenige vor Pumpbeginn,  $R_{sma}$  die massgebende Reichweite nach (6.25) und  $r_0$  den Brunnenradius:

$$\text{Mit: } \Delta q_{rNj} = q_{rNj} - q_{r0j}$$

$$\Delta h_{Nj} = h_{0j}(r_0, t_{a1}) - h_{Nj}(r_0, t_N)$$

$$\text{folgt: } k_{Bj} = \frac{\Delta q_{rNj}}{2\pi \Delta h_{Nj}} \ln R_{sma} / r_0 \quad (6.39)$$

Bei  $n$  Bereichen ergibt sich der Profil- $k$ -Wert zu:

$$k_P = \frac{1}{H} \sum_{j=1}^n k_{Bj} (z_j - z_{j-1}) \quad (6.40)$$

Ausdrücklich soll darauf hingewiesen werden, dass in der Absenkung  $\Delta h_{Nj}$  allfällige Brunnenverluste eingeschlossen sind, die gemäss Abschnitt 6.3.4 berücksichtigt werden müssen.

Die ursprüngliche, ungestörte Standrohrspiegelhöhe im Aquifer lässt sich mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen ebenfalls ermitteln:

$$h_{Rj}(t) = h_{0j}(r_0, t) + \frac{q_{r0j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{sma} / r_0 \quad (6.41)$$

### 6.3.3 Brunnenenergiebigkeit im geschichteten Aquifer

Anhand einer Modellbetrachtung soll der Einfluss der Durchlässigkeitsverteilung über das Vertikalprofil ( $H$ ) auf die Brunnenenergiebigkeit  $Q$  in Funktion des Brunnenwasserstandes  $h_0$  gezeigt werden.

Betrachten wir die Brunnenströmung im anisotropen Aquifer mit  $k_h \gg k_v$ , welche den tatsächlichen Verhältnissen in der Natur am ehesten entsprechen dürfte [148].  $k_P$  ist für die drei Modelle gleich gross.

$$\text{Modell A: } k_h(z) = 2 k_P \frac{z}{H}$$

$k_h$  nimmt vom Grundwasserstauer zum Grundwasserspiegel hin linear zu.

$$Q = \frac{2\pi k_P (H^3 - h_0^3)}{3H \ln R / r_0}$$

$$\text{Modell B: } k_h(z) = k_P$$

Entspricht dem homogenen Aquifer nach (6.14).

$$Q = \frac{\pi k_P (H^2 - h_0^2)}{\ln R / r_0}$$

Modell C:  $k_h(z) = 2k_p(1 - \frac{z}{H})$   
 $k_h$  nimmt vom Grundwasserstauer zum Grundwasserspiegel hin linear ab.  
 $Q = \frac{2\pi k_p (2H^3 - 3Hh_0^2 + h_0^3)}{3H \ln R/r_0}$

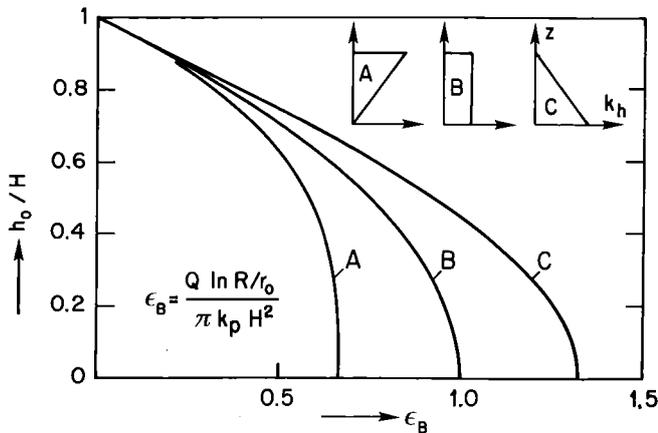


Fig. 6.12 Brunnenfunktion  $\epsilon_B$  in Abhängigkeit vom Quotienten  $h_0/H$  für drei unterschiedliche Durchlässigkeitsverteilungen über das vertikale Profil des Aquifers bei gleicher mittlerer Durchlässigkeit.

Figur 6.12 zeigt den Verlauf der Brunnenfunktion  $\epsilon_B$  in Abhängigkeit von  $h_0/H$ . Trotz gleichem Profil- $k$ -Wert in allen drei Modellen ist die Brunnenfunktion für jedes Modell verschieden. Bei gleichem Brunnenwasserstand ist die Ergiebigkeit um so höher, je mehr die Zonen mit überdurchschnittlicher Durchlässigkeit gegen die Aquiferbasis konzentriert sind. Bei vollständiger Absenkung des Brunnenwasserspiegels ( $h_0 = 0$ ) ist die Brunnenenergiebigkeit im Modell C doppelt so gross wie im Modell A.

Im Gegensatz zum Einfluss der Anisotropie ist die Brunnenenergiebigkeit im geschichteten Aquifer von der vertikalen Verteilung der Durchlässigkeit abhängig. Modelle für die Ermittlung des Profil- $k$ -Wertes, welche auf der Vorstellung eines homogenen Aquifers basieren, führen im geschichteten Aquifer zu falschen Ergebnissen, wenn die Brunnenabsenkung zu gross ist. Als Faustformel kann gelten, dass die Brunnenabsenkung einen Betrag von 5% der Grundwassermächtigkeit nicht übersteigen soll.

### 6.3.4 Bestimmung der Brunnenverluste

In Abschnitt 6.2.3 wurde der Brunnenverlust  $\Delta h_V$  definiert und in verschiedene Einzelverluste aufgeteilt. Mit Hilfe von Flowmetermessungen kann er grösstenteils bestimmt werden. Figur 6.13 zeigt das dazu massgebende Strömungsmodell.

Im Abstand  $R$  beträgt die Standrohrspiegelhöhe  $h_{Rj}$ , am Bohrlochrand  $r_3$  liegt die Standrohrspiegelhöhe auf Kote  $h_{3j}$ . Zwischen den Radien  $r_3$  und  $r_1$  strömt das Grundwasser durch die Filterschüttung und die Schlitze des Filterrohres. Anschliessend strömt es im Filterrohr zur Wasserentnahmestelle. Der Brunnenverlust  $\Delta h_{Vj}$  für den Bereich  $j$  entspricht der Differenz zwischen der Standrohrspiegelhöhe  $h_{3j}$  und dem Brunnenwasserspiegel im Filterrohr  $h_F$ :  
 $\Delta h_{Vj} = h_{3j} - h_F$

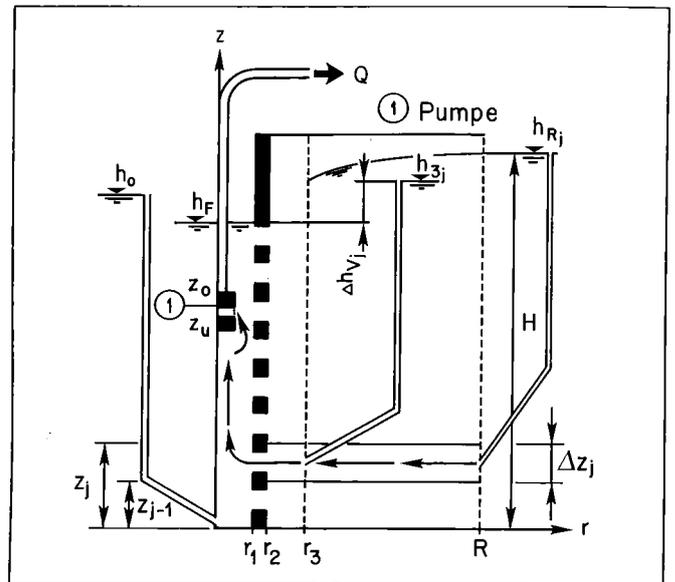


Fig. 6.13 Strömungsmodell für die Ermittlung der Brunnenverluste.

### Strömungsverlust $\Delta h_{sk}$ (Skin-Effekt) am Brunnenrand

Bohrvorgang und Brunnenentsandung führen zu einer Störung des natürlichen Korngefüges und damit zu einer Veränderung der ursprünglichen Durchlässigkeitsverhältnisse in der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches. Dieser sogenannte Skin-Effekt [68, 137] kann die natürliche Durchlässigkeit in der Bohrlochumgebung vergrössern oder verkleinern. Wird die Durchlässigkeit in der gestörten Zone des Aquifers grösser, bleibt der Skin-Effekt in der Regel unbedeutend. Die Durchlässigkeit wird mit dem Kleinpumpversuch eher zu gross bestimmt (einige Prozente). Im umgekehrten Fall, z. B. infolge Abdichtung durch Dickspülungen, wird die Durchlässigkeit aus dem Kleinpumpversuch gegenüber der tatsächlichen im Aquifer zu klein bestimmt. Der Fehler kann mehrere hundert Prozent betragen.

Während des Bohrvorganges können je nach Bohrvorgang mechanische und hydraulische Einwirkungen die Durchlässigkeitsverhältnisse in der Bohrlochumgebung verändern.

Bei verrohrten Rotationskernbohrungen wird vielfach eine Verschmierung und Verdichtung der Bohrlochwand durch die Bohrwerkzeuge und die Verrohrung befürchtet. Die Untersuchungen in der Modellstudie Emmental im Schotter-Grundwasserleiter zeigten keinen solchen Einfluss. Vielmehr bildete sich entlang der Verrohrung eine schmale Zone mit aufgelockertem Bodenmaterial und erhöhter Durchlässigkeit. Der Skin-Effekt kann deshalb in ähnlichen Grundwasserleitern vernachlässigt werden.

Eine Durchlässigkeitsverbesserung wurde auch bei den verrohrten Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung beobachtet. Infolge des Skin-Effektes sind bei der Durchlässigkeitsermittlung mit Kleinpumpversuchen ebenfalls praktisch keine Auswirkungen möglich.

Bei unverrohrten Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung treten in den gut durchlässigen Schotterebenen massive Spülungsverluste auf. Auch bei anschliessender

intensiver Entschlammung mit Luft und Kolben kann nur ein Teil der Spülung zurückgewonnen werden. Die Durchlässigkeit im Grundwasserleiter wird dadurch entscheidend vermindert; sie kann nicht mehr zuverlässig ermittelt werden.

### Strömungsverlust $\Delta h_K$ in der Filterschüttung

Der Strömungsverlust  $\Delta h_K$  entspricht der Differenz der Standrohrspiegelhöhen  $h_3^*$  und  $h_2$  am äusseren bzw. inneren Rand der Filterschüttung infolge des radialen Volumenstroms  $q_r$ .

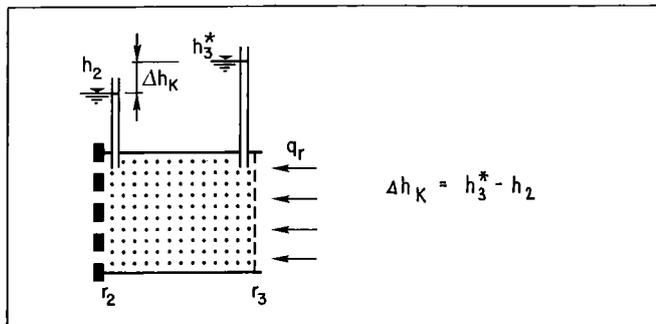


Fig. 6.14 Strömung in der Filterschüttung.

Die radiale Zuströmung  $q_r$  ist selbst im natürlichen Strömungszustand, d.h. ohne dass aus dem Filterrohr gepumpt wird, häufig so gross, dass in der Filterschüttung das Darcy-Gesetz keine Gültigkeit mehr besitzt. Die Berechnung des Strömungsverlustes hat sich deshalb auf den Ansatz von Forchheimer abzustützen:

$$\Delta h_K = a \frac{\ln r_3/r_2}{2\pi} q_r + b \frac{r_3 - r_2}{4\pi^2 r_2 r_3} q_r |q_r| \quad (6.42)$$

Mit kleiner werdendem  $q_r$  wird der zweite Term allmählich unbedeutend. Die Gleichung geht über in diejenige für laminare Strömung. Der Koeffizient  $a$  bedeutet:

$$a = \frac{1}{k_K}$$

Richtig dimensionierte Filterschüttungen weisen eine kleine Ungleichförmigkeit auf. Der Durchlässigkeitsbeiwert der Filterschüttung  $k_K$  kann deshalb genügend genau aus der Korngrössenverteilung bestimmt werden:

$$k_K = C_K f(C_u) d_m^2 \quad (6.43)$$

$C_K$  ist ein Koeffizient, der die Einflüsse der Kornform, des Rundungsgrades und der Lagerungsdichte beinhaltet,  $f(C_u)$  eine Funktion, welche den Einfluss der Ungleichförmigkeit ausdrückt und  $d_m$  der massgebende Korndurchmesser. Für sandig-kiesige Materialien mit  $0,06 \text{ mm} < d_{10} < 0,60 \text{ mm}$  gilt z.B. nach [11] für Ungleichförmigkeiten  $C_u = d_{60}/d_{10}$  zwischen 1 und 20:

$$C_K = 1.1 \cdot 10^4 ; f(C_u) = C_u^{-1/4} ; d_m = d_{10}$$

Nach [79] variieren die  $C_K$ -Werte der in der BRD handelsüblichen Filtersande und -kiese zwischen:

$$3 \cdot 10^3 \leq C_K \leq 6 \cdot 10^3 \quad (1/\text{ms})$$

Für gleichförmige Filterschüttungen mit  $C_u < 2$  wird die Durchlässigkeit häufig auch als Funktion der mittleren Korngrösse  $d_{50}$  berechnet. Es gilt dann:

$$k_K = C_K d_{50}^2 \quad (6.44)$$

Der Koeffizient  $b$  (6.42) kann wie folgt berechnet werden (vgl. Abschnitt 6.1.2):

$$b = \frac{C_t}{\sqrt{g v k_K}} \quad (6.45)$$

### Emmental:

Wegen der Kornverteilung der Emme- und der Vorstosschotter (vgl. Tab. 15.3) wird für die Filterschüttung der Versuchsbohrungen häufig ein Filterkies mit der Körnung 4–8 mm eingebaut. Der Kies weist folgende Eigenschaften auf:

Korndurchmesser	$d_{10} = 4 \text{ mm}$
	$d_{60} = 6 \text{ mm}$
Ungleichförmigkeit	$C_u = 1,6$
Proportionalitätsfaktor	$C_K = 2,5 \cdot 10^3 \text{ 1/m} \cdot \text{s}$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_K = 9 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$
Widerstandszahl	$C_1 = 1,6$
Koeffizient	$a = 11,1 \text{ 1/m}$
	$b = 1490 \text{ s}^2/\text{m}^2$

In Fig. 6.15 sind die mit diesen Parametern und Gleichung (6.42) berechneten Strömungsverluste der Filterschüttung für verschiedene Filterrohre und einen Bohrdurchmesser von 240 mm dargestellt. Ihre Nichtlinearität ist klar ersichtlich: Mit wachsendem  $q_r$  steigen sie überproportional an, was auf den zunehmenden Einfluss des zweiten Terms in (6.42) zurückzuführen ist.

Zur Orientierung sind in Fig. 6.15 auch die maximalen  $q_r$ -Werte aus 30 Bohrungen im Testgebiet Emmental eingetragen, wie sie aus Flowmetermessungen bestimmt worden sind. Es zeigt sich klar, dass die Strömungsverluste in

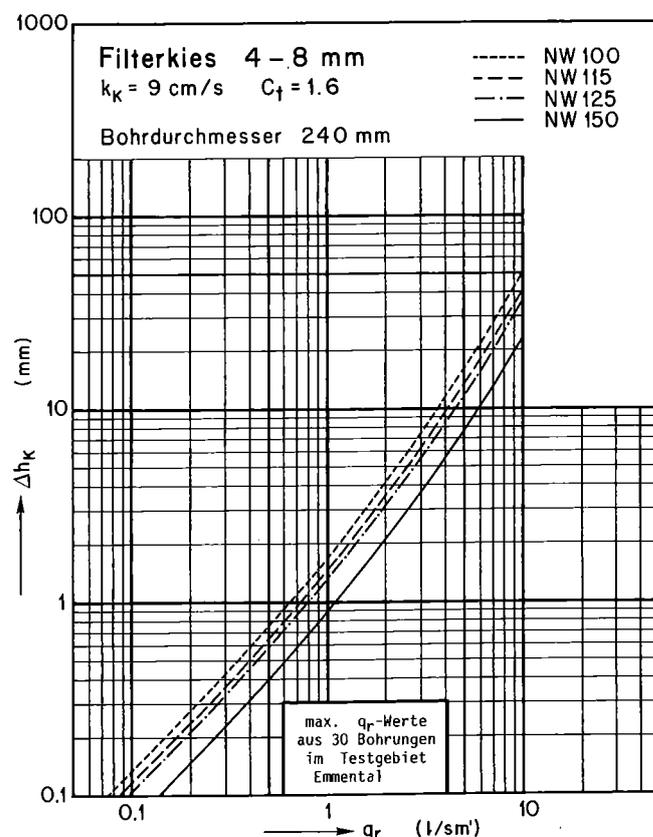


Fig. 6.15 Strömungsverlust  $\Delta h_K$  der im Emmental häufig verwendeten Filterschüttung 4–8 mm für einen Bohrdurchmesser von 240 mm und verschiedene Filterrohre bei einer Wassertemperatur von  $10^\circ\text{C}$  nach [67].

der Filterschüttung bei der Ermittlung der Durchlässigkeit aus Kleinpumpversuchen nicht vernachlässigt werden dürfen, wenn  $q_r > 1 \text{ l/s} \cdot \text{m}$ .

### Filtereintrittsverlust $\Delta h_F$

Unter dem Filtereintrittsverlust  $\Delta h_F$  verstehen wir die Differenz der Standrohrspiegelhöhen  $h_2$  und  $h_1$  aussen resp. innen am Filterrohr.

$$\Delta h_F = h_2 - h_1 \quad (6.46)$$

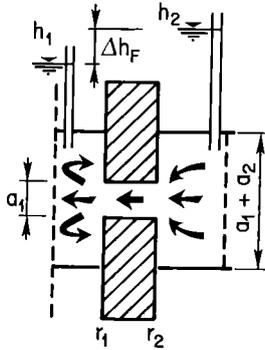


Fig. 6.16 Strömung im Filterschlitz.

Die folgenden theoretischen Ausführungen gelten für glatte Kunststofffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (K-Filter) der Nennweiten 100 bis 150 mm, mit denen unter normalen Umständen Aufschlussbohrungen bis in eine Tiefe von ca. 100 m verfiltert werden können.

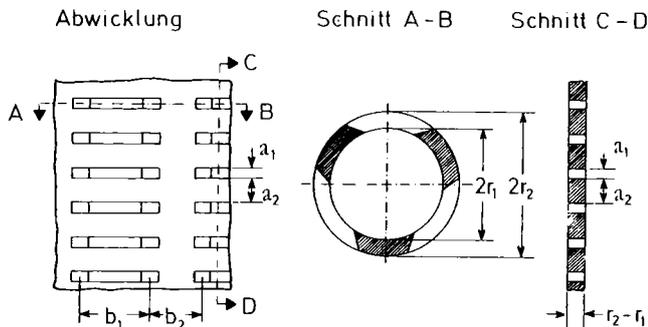


Fig. 6.17 Schematische Darstellung glatter Kunststofffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (K-Filter) nach [79].

Für K-Filter wird die Perforation  $f$  oder der freie Durchlass wie folgt definiert:

$$f = \frac{a_1 b_1}{(a_1 + a_2)(b_1 + b_2)}$$

Darin bedeutet  $b_1$  die Schlitzweite,  $b_2$  die Stegbreite,  $a_1$  die Schlitzhöhe und  $a_2$  die Steghöhe gemäss Figur 6.17.

Eine Zusammenstellung der Perforation  $f$  für verschiedene Schlitzweiten von 0,2 bis 4 mm sowie der Nennweiten, Durchmesser und Wandstärken kann für K-Filter der Firma *Pumpenboese\**, sog. PB-K-Filter, der Tabelle 6.1 bzw. 6.2 entnommen werden.

\*pumpenboese kg, Raiffeisenstrasse 2, D-3006 Burgwedel 1 - Hannover, in der Schweiz vertreten durch Impex AG, 4225 Brislach

Schlitzweite $a_1$ mm	NW 100 f	NW 115 f	NW 125 f	NW 150 f
0.2	0.022	0.024	0.022	0.022
0.3	0.033	0.034	0.033	0.033
0.5	0.052	0.053	0.052	0.052
0.75	0.072	0.074	0.072	0.072
1.0	0.093	0.095	0.092	0.093
1.5	0.130	0.132	0.128	0.129
2.0	0.162	0.165	0.158	0.160
2.5	0.182	0.186	0.180	0.180
3.0	0.202	0.206	0.199	0.200
3.5	0.223	0.227	0.220	0.221
4.0	0.242	0.247	0.239	0.240

Tab. 6.1 Berechnete Perforationen  $f$  der PB-K-Filter nach [79].

Nennweite NW mm	$d = 2 r_1$ mm	$d_a = 2 r_2$ mm	$d_v = 2 r_v$ mm	$w = r_2 - r_1$ mm
100	103	113	120	5
115	115	125	130	5
125	124	133	138	4,5
150	150	160	166	5

Tab. 6.2 Nennweiten, Durchmesser und Wandstärken der im Testgebiet Emmental verwendeten normalwandigen glatten Kunststofffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (sogenannte PB-K-Filter).

Für die Berechnung von  $\Delta h_F$  betrachten wir einen Filterschlitz gemäss Figur 6.16. Dem Schlitz strömt in radialer Richtung Wasser aus einer Stromröhre mit der Höhe  $a_1 + a_2$  und der Breite  $b_1 + b_2$  zu, vgl. auch Figur 6.17. Im Bereich des Schlitzes verengt sich die Stromröhre auf den Schlitzquerschnitt mit der Höhe  $a_1$  und der Breite  $b_1$ . Bei einer radialen Zuströmung  $q_r$  beträgt die mittlere Geschwindigkeit im Schlitz:

$$\bar{u}_F = \frac{q_r}{(r_1 + r_2)\pi f} \quad (6.47)$$

Gestützt auf verschiedene theoretische und experimentelle Untersuchungen [75, 103] kann folgender Ansatz für die Berechnung des Filtereintrittsverlustes formuliert werden:

$$\Delta h_F = (\xi_{F1} \lambda_R + \xi_{F2}) q_r^2 \quad (6.48)$$

Darin bedeutet  $\xi_{F1}$  die Widerstandszahl für die Reibung im Filterschlitz,  $\lambda_R$  die Rohrreibungszahl und  $\xi_{F2}$  die Widerstandszahl für den kinetischen Energieverlust infolge der Blendenwirkung des Filterschlitzes.

Die Widerstandszahl  $\xi_{F1}$  berechnet sich für Laminarströmung im Filterschlitz wie folgt:

$$\xi_{F1} = \frac{d_H (r_2 - r_1)}{64 \pi^2 v f (r_1 + r_2)^2 k_F} \quad (6.49)$$

$$d_H = \frac{4 F_F}{U_F} = 2 r_H$$

$F_F$  : Schlitzquerschnittsfläche

$U_F$  : Schlitzumfang

$r_H$  : hydraulischer Radius des Schlitzquerschnittes

$f$  : Perforation

$v$  : kinematische Zähigkeit des Wassers ( $v_{10^\circ\text{C}} = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )

$r_1, r_2$  : Innen- bzw. Aussendurchmesser des Filterrohres

$k_F$  : Filterdurchlässigkeit nach [79]

Die  $\xi_{F1}$ -Werte können mit Hilfe der von *Klotz* [79] ermittelten Filterrohrdurchlässigkeiten  $k_F$  gemäss Tabelle 6.3 berechnet werden.

Schlitzweite $a_1$ mm	NW	NW	NW	NW
	100	115	125	150
	$k_F$ in cm/s			
0.2	0.10	0.10	0.09	0.09
0.3	0.15	0.15	0.15	0.14
0.5	0.26	0.26	0.24	0.24
0.75	0.38	0.38	0.36	0.36
1.0	0.52	0.51	0.49	0.48
1.5	0.74	0.75	0.75	0.72
2.0	1.01	0.97	0.92	0.92
2.5	1.15	1.12	1.11	1.04
3.0	1.35	1.33	1.25	1.21
3.5	1.54	1.51	1.46	1.40
4.0	1.69	1.67	1.59	1.55

Tab. 6.3 Berechnete  $k_F$ -Werte normalwandiger PB-K-Filter in cm/s für eine Wassertemperatur von 10 °C nach [79].

Für die Widerstandszahl  $\xi_{F2}$  gilt:

$$\xi_{F2} = \frac{1}{2 \pi^2 g f^2 (r_1 + r_2)^2 C_c^2} \quad (6.50)$$

$C_c$ : Kontraktionskoeffizient

$$C_c = F_S / F_F$$

$F_S$ : Strahlquerschnittsfläche

$F_F$ : Schlitzquerschnittsfläche

Gestützt auf verschiedene Untersuchungen [31, 53] kann für den Kontraktionskoeffizient  $C_c$  für PB-K-Filter

$$C_c = 0,30$$

gewählt werden.

Die Rohrreibungszahl  $\lambda_R$  berechnet sich bei Laminarströmung nach (6.51).

$$\lambda_R = \frac{64}{Re} \quad (6.54)$$

$$Re = \frac{\bar{u}_F d_h}{\nu}$$

$d_h$ : hydraulischer Radius

Mit Hilfe der in Tabelle 6.4 gegebenen Widerstandszahlen sowie (6.51) kann bei gegebener Zuströmung  $q_r$  der entsprechende Filtereintrittsverlust nach (6.48) berechnet werden.

(6.48) bezieht sich auf eine von aussen auf das Filterrohr zugerichtete Strömung. Bei der von innen nach aussen gerichteten Strömung kann aus Analogiegründen angenommen werden, dass die entsprechenden Verluste in der gleichen Grössenordnung wie die Filtereintrittsverluste sind.

Schlitzweite $a_1$ mm	NW 100		NW 115		NW 125		NW 150	
	$\xi_{F1}$	$\xi_{F2}$	$\xi_{F1}$	$\xi_{F2}$	$\xi_{F1}$	$\xi_{F2}$	$\xi_{F1}$	$\xi_{F2}$
0.2	9419	10164	6994	6918	6654	7180	5081	4935
0.3	6279	4517	4937	3447	3992	3191	3266	2193
0.5	3832	1819	3045	1419	2639	1285	2015	883
0.75	2840	949	2238	728	1906	670	1455	461
1.0	2142	569	1732	442	1461	411	1127	276
1.5	1616	291	1272	229	1029	212	812	144
2.0	1266	187	1049	146	906	139	684	93
2.5	1238	149	1007	115	824	107	672	74
3.0	1140	121	919	94	794	88	624	60
3.5	1056	99	857	77	718	72	569	49
4.0	1013	84	814	65	693	61	541	42

Tab. 6.4 Berechnete Widerstandszahlen  $\xi_{F1}$  und  $\xi_{F2}$  in  $s^2/m^3$  für normalwandige PB-K-Filter bei einer Wassertemperatur von 10 °C und einem Kontraktionskoeffizienten  $C_c = 0,30$  nach [67].

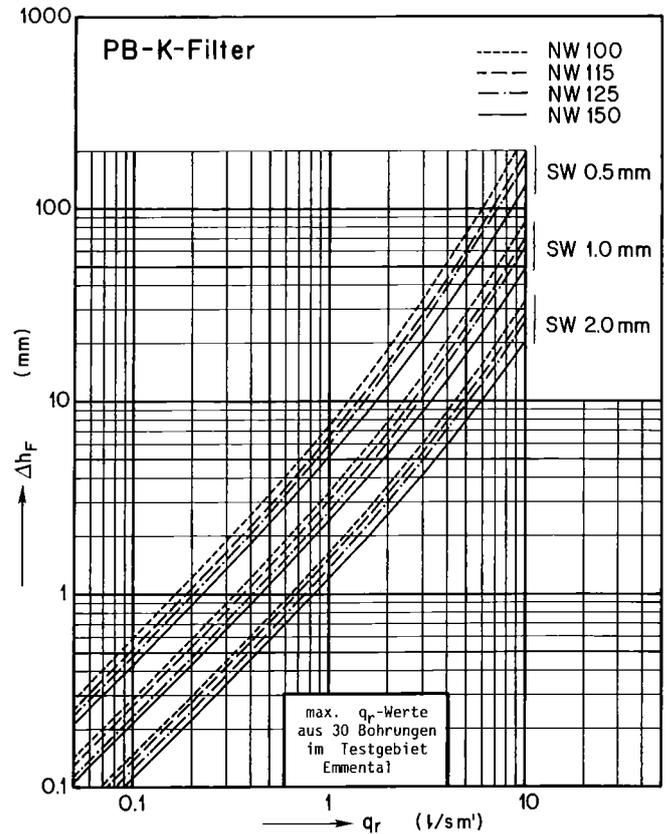


Fig. 6.18 Berechnete Filtereintrittsverluste  $\Delta h_F$  als Funktion der radialen Zuströmung  $q_r$  für normalwandige PB-K-Filter bei einer Wassertemperatur von 10 °C und einem Kontraktionskoeffizienten  $C_c = 0,30$  nach [67].

In Figur 6.18 sind die berechneten Filtereintrittsverluste für PB-K-Filter der NW 100, 115, 125 und 150 mm und Schlitzweiten SW von 0,5, 1,0 und 2,0 mm graphisch dargestellt. Bei kleiner radialer Zuströmung  $q_r$  existiert ein linearer Zusammenhang zu den Eintrittsverlusten, bedingt durch die Reibungsverluste bei laminarer Strömung im Filterschlitz. Mit zunehmendem  $q_r$  überwiegen immer mehr die zu  $q_r$  quadratischen Verluste.

Der Filterrohrdurchmesser beeinflusst die Filtereintrittsverluste bedeutend weniger als die Schlitzweite. Eine zu geringe Schlitzweite kann in einem gut durchlässigen Aquifer mit ausgeprägter Schichtung zu massiven Eintrittsverlusten führen, welche, wenn in der Durchlässigkeitsberechnung nicht berücksichtigt, eine viel zu geringe Durchlässigkeit des Aquifers vortäuschen.

Zur Orientierung über die in der Natur möglichen radialen Zuströmungen wird wie in Figur 6.15 auch in Figur 6.18 der Bereich der im Testgebiet Emmental gemessenen maximalen  $q_r$ -Werte aus 30 Aufschlussbohrungen eingetragen. Die Grössenordnung der gefundenen  $q_r$ -Werte zeigt klar, dass die Filtereintrittsverluste bei gut durchlässigen Aquifern nicht vernachlässigt werden dürfen.

Durch Alterungsprozesse können sich die Filtereintrittsverluste vergrössern [78]. Vor Kleinpumpversuchen in längere Zeit nicht betriebenen Brunnen sind diese überhöhten alterungsbedingten Eintrittsverluste durch geeignete Entsandungs- und Entrostungsmassnahmen zu beseitigen [148].

### Strömungsverluste $\Delta h_{Fro}$ und $\Delta h_{Fru}$ im Filterrohr

Für die Ermittlung der Strömungsverluste eines Filterrohrabschnittes zwischen den Knoten  $z_j$  und  $z_{j-1}$  betrachten wir die Figur 6.19. Von unten strömt der Volumenstrom  $Q_{z_{j-1}}$  in den Abschnitt hinein, oben verlässt  $Q_{z_j}$  den Abschnitt. Die Standrohrspiegelhöhen an den beiden Enden sind  $h_j$  resp.  $h_{j-1}$ . Die seitliche Zuströmung  $q_{rj}$  über den Abschnitt wird als konstant betrachtet.

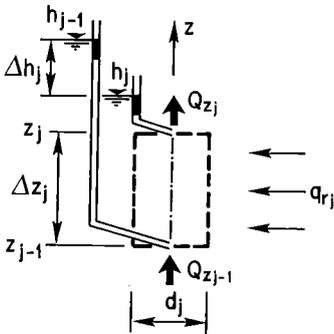


Fig. 6.19 Kontrollvolumen im Filterrohrabschnitt.

Unter Berücksichtigung der Reibungsverluste in Filterrohr sowie der Impulsänderung, den die seitlich zuströmenden Wasserteilchen erfahren, berechnet sich der Standrohrspiegelunterschied  $\Delta h_j$  nach [31] wie folgt:

$$\Delta h_j = \frac{\beta_j \Delta z_j}{3} \frac{|Q_{z_j}|^3 - |Q_{z_{j-1}}|^3}{Q_{z_j} - Q_{z_{j-1}}} + \alpha_j (Q_{z_j}^2 - Q_{z_{j-1}}^2) \quad (6.52)$$

mit den beiden Verlustbeiwerten:

$$\beta_j = \frac{8 \lambda'_{Rj}}{9 d_j^5 \pi^2} \quad (6.53)$$

$$\alpha_j = \frac{16}{9 d_j^3 \pi^2} \quad (6.54)$$

Mit (6.52) ist es möglich, die Standrohrspiegelunterschiede im Filterrohr abschnittsweise zu berechnen, wenn der vertikale Volumenstrom an den Abschnittsgrenzen (Flowmetermessungen) und die Verlustbeiwerte  $\alpha_j$  und  $\beta_j$  bekannt sind. In den Gleichungen (6.53) und (6.54) wurde der Filterrohrdurchmesser ebenfalls mit einem Index  $j$  versehen. Damit soll darauf hingewiesen werden, dass die Strömungsverluste mit variablem Filterrohrdurchmesser berechnet werden können.

Aufgrund der Messergebnisse in speziell instrumentierten Versuchsbohrungen [67] können die Rohrreibungszahlen  $\lambda'_R$  für die Berechnung der Reibungsverluste im Filterrohr wie folgt gewählt werden:

Bei seitlicher Zuströmung  $q_r > 0$

nach Colebrook-Withe

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda'_R}} = -2 \log \left( \frac{k/d}{3.71} + \frac{2.54}{Re \sqrt{\lambda'_R}} \right) \quad (6.55)$$

mit einer relativen Rauigkeit  $k/d = 7 \cdot 10^{-3}$

Bei fehlender seitlicher Zuströmung  $q_r = 0$

ebenfalls nach Colebrook-Withe, jedoch mit einer äquivalenten Sandrauigkeit  $k = 0,15$  mm.

Bei seitlicher Wegströmung  $q_r < 0$

nach Prandtl-Karman

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda'_R}} = 2 \log \frac{Re \sqrt{\lambda'_R}}{2.54} \quad (6.56)$$

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr  $h_{Fn}$  hat es sich als zweckmässig erwiesen, von der Standrohrspiegelhöhe  $h_o$  an der Filterrohrbasis auszugehen. Mit (6.57) berechnet sich die Standrohrspiegelhöhe  $h_{Fn}$  auf einer beliebigen Höhe  $z_j$ , indem die Summe der  $n$  Verlusthöhen der einzelnen Filterrohrabschnitte von der Basishöhe  $h_o$  subtrahiert wird.

$$h_{Fn} = h_o - \sum_{j=1}^n \Delta h_j \quad (6.57)$$

Die Standrohrspiegelhöhe  $h_o$  an der Filterrohrbasis wird ihrerseits aus den gemessenen Standrohrspiegelhöhen  $h_g$  ermittelt. Bei den gemessenen Höhen kann es sich um den Wasserspiegel im Filterrohr oder um Messwerte aus inneren oder äusseren Manometerleitungen handeln. Wenn insgesamt  $m$  Messwerte von Standrohrspiegelhöhen verteilt über die Vertikale im Filterrohr vorliegen, ergibt sich  $h_o$  ausgehend von (6.57) nach der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate zu:

$$h_o = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (h_{g_i} + \sum_{j=1}^{n_i} \Delta h_j) \quad (6.58)$$

### 6.3.5 Durchführung von Bereichs-k-Wert-Versuchen

Versuchsort:

Verfilterte und entsandete Aufschlussbohrung bzw. Vertikalbrunnen. Bei neu erstellten Aufschlussbohrungen müssen, falls die hydraulischen Eigenschaften des zum Einbau vorgesehenen Filterrohres nicht bekannt sind, äussere Manometerleitungen, verteilt über die Tiefe (ca. 1 Manometerleitung pro 10 m Filterrohr), eingebaut werden. Aus Kontrollgründen sind äussere Manometerleitungen jedoch auch bei hydraulisch bekannten Filterrohrtypen wünschenswert.

Versuchsinstallation und -zubehör

- gemäss Durchführung von Profil-k-Wert-Versuchen (Abschnitt 6.2.4)
- zusätzlich Flowmeter-Messgerät mit geeichter Flowmeter-sonde, Bohrlochwinde und Dreibein, Steuer- und Registriergesetz.

Versuchsdurchführung

- In einem ersten Schritt wird der vertikale Volumenstrom im Filterrohr für den Ruhezustand (Nullförderung) gemessen. Flowmeter-Standmessungen haben sich dabei in den meisten Fällen besser bewährt als Flowmeter-Fahrtmessungen (Messgenauigkeit). Bis zu einer Grundwassermächtigkeit von ca. 30 m werden die Messungen in der Regel in Tiefenstufen von 0,2 bis 1 m durchgeführt. Pro Tiefenstufe sind dabei aus Kontroll- und Genauigkeitsgründen drei bis vier Messungen (Zeitmessung für vorgegebene Anzahl Impeller-Umdrehungen) vorzunehmen. Bei grösseren Mächtigkeiten können die Tiefenstufen allenfalls grösser, z. B. 2 m, gewählt werden.

- Gleichzeitig wird der Ruhewasserspiegel im Filterrohr und - falls solche vorhanden - in den Manometerleitungen eingemessen.

- In einem zweiten Schritt werden dieselben Messungen für einen evtl. zwei Betriebszustände (Pumpstufen) wiederholt. Für die Wahl der Fördermenge und ihre Messung sowie die Spiegelmessungen gelten im Prinzip die in Abschnitt 6.2.4 aufgestellten Regeln.

**Achtung:** Spiegelmessungen, die durchgeführt werden, währenddem die Flowmeter-sonde in einem Bereich mit grossen Vertikalströmungen stationiert ist, sind infolge der Druckverluste im Sondenquerschnitt leicht verfälscht. Bei einem Volumenstrom von 4 l/s beträgt dieser Verlust in einem 115 mm Filterrohr, z. B. 1 mm [67].

#### Versuchsauswertung

- Mit den Flowmetermessungen werden mit Hilfe der entsprechenden Eichbeziehung die vertikalen Volumenströme  $Q_z$  in den gewählten Tiefenstufen berechnet und die radialen Strömungen  $q_r$  daraus abgeleitet.

- Ausgehend von den vertikalen Volumenströmen bzw. den radialen Strömungen werden die Brunnenverluste nach Abschnitt 6.3.3 berechnet (vgl. Beispiel).

- Die Strömungsverluste im Filterrohr oberhalb und unterhalb der Wasserentnahmestelle ( $\Delta h_{Fro} + \Delta h_{Fru}$ ) werden über eine Listenrechnung mit (6.52) ermittelt. Basierend auf dem Wasserspiegel im Filterrohr und eventuell den Standrohrspiegelhöhen  $h_g$  in den Manometern werden die Standrohrspiegelhöhen  $h_F$  im Filterrohr mit (6.57) berechnet.

- Der Ringraumverlust  $\Delta h_p$  entlang einer Unterwasserpumpe wird, sofern notwendig (Abschn. 6.2.3), am zweckmässigsten mit einer inneren Manometerleitung gemessen.

- Der Filtereintrittsverlust  $\Delta h_F$  wird gestützt auf die radiale Zuströmung mit (6.48) ermittelt, vgl. Figur 6.18.

- Der Strömungsverlust in der Filterschüttung  $\Delta h_F$  wird mit dem Ansatz von *Forchheimer* für nichtlaminare Strömung mit (6.42) berechnet, vgl. Figur 6.15.

- Der Skin-Effekt  $\Delta h_{sk}$  ist bei Rotationskernbohrungen und Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung vernachlässigbar.

- Für einen vertikalen Bereich  $j$  ergeben sich die massgebende Standrohrspiegelhöhen für den Ruhezustand (Index 0) bzw. einen Betriebszustand (Index N) wie folgt:

$$h_{0,j} = (h_{F0,j} + h_{F0,j-1})/2 + \Delta h_{F0,j} + \Delta h_{K0,j}$$

$$h_{N,j} = (h_{FN,j} + h_{FN,j-1})/2 + \Delta h_{FN,j} + \Delta h_{KN,j}$$

- Durch Superposition des Ruhezustandes (Nullförderung) mit einem Betriebszustand wird die horizontale Durchlässigkeit für jeden vertikalen Abschnitt des Aquifers (Bereichs-k-Werte) wie folgt ermittelt:

$$k_{Bj} = \frac{\Delta q_{rN,j}}{2\pi \Delta h_{N,j}} \ln R_{sma} / r_0$$

wobei

$$\Delta h_{N,j} = h_{0,j} - h_{N,j}$$

und

$$\Delta q_{rN,j} = q_{rN,j} - q_{r0,j}$$

$\Delta q_{rN}$  entspricht der Differenz der radialen Zuströmung zwischen Ruhezustand und Betriebszustand,  $\Delta h_N$  der Differenz der Standrohrspiegelhöhen am Brunnenrand zwischen Ruhezustand und Betriebszustand,  $R_{sma}$  der massgebenden scheinbaren Reichweite (vgl. Abschn. 6.2.4) und  $r_0$  dem Brunnenradius.

- Der Profil-k-Wert ergibt sich zu:

$$k_p = \frac{1}{z_m - z_0} \sum_{j=1}^m k_{Bj} (z_j - z_{j-1})$$

Dabei bedeuten  $z_j$  die Höhenkoten der Grenzflächen zwischen den einzelnen vertikalen Abschnitten des Aquifers (Bereiche)

- Die Ruhewasserspiegel im Aquifer für die verschiedenen Bereiche berechnen sich zu:

$$h_{R,j} = h_{0,j} + \frac{q_{r0,j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{sma} / r_0$$

#### Emmental:

Wir betrachten als Beispiel einen Kleinpumpversuch mit Flowmetermessungen aus dem Testareal Aefligen gemäss Figur 6.20. Das in die Aufschlussbohrung eingebaute PB-K-Filterrohr hat eine Nennweite von 115 mm und eine Schlitzweite von 1,0 mm. Aussen am Filterrohr sind vier Manometerleitungen angebracht. Sie durchstossen am unteren Ende das Filterrohr; in ihnen können, wie bei inneren Manometerleitungen, die Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr gemessen werden. Wird auf dieses Einführen ins Filterrohr verzichtet, entsprechen die gemessenen Werte in äusseren Manometern den Standrohrspiegelhöhen ausserhalb des Filterrohres. Die Filtereintrittsverluste  $\Delta h_F$  müssten, um die Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr zu erhalten, von den in den Manometerleitungen erhobenen Messwerten subtrahiert werden.

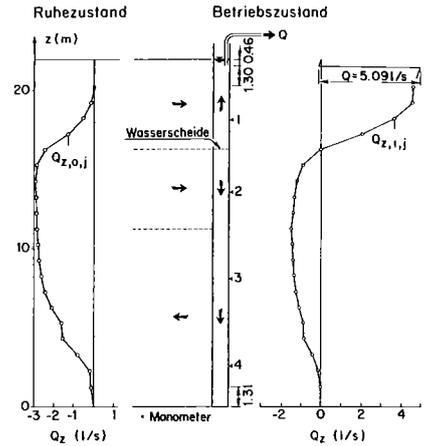
Der vertikale Volumenstrom im Filterrohr wurde sowohl für den sog. Ruhezustand wie auch für den Betriebszustand (Pumpmenge  $Q = 5,09$  l/s) mit je 20 Flowmetermessungen in Tiefenabständen von einem Meter, verteilt über die Filterlänge, bestimmt. Die höchste Flowmetermessung liegt 1,30 m unter der Wasserentnahmestelle, die tiefste Messung 1,31 m über der Filtersohle.

Im Ruhezustand ist praktisch über den ganzen Filterrohrbereich bis zur Sohle eine abwärtsgerichtete Vertikalströmung festzustellen. Sie beginnt bei  $z = 20,31$  m und erreicht ihr Maximum mit  $Q_z = -2,947$  l/s bei  $z = 14,31$  m. Im Betriebszustand ist der grösste nach oben gerichtete Volumenstrom unter der Wasserentnahmestelle festzustellen. Darunter nimmt der Volumenstrom rasch ab und erreicht auf der Höhe  $z = 16,31$  m den Wert Null. Weiter unten ist die Strömung abwärts gerichtet, erreicht bei  $z = 11,31$  m den grössten Betrag ( $Q_z = -1,485$  l/s) und vermindert sich gegen die Sohle wieder auf Null. Die Kote  $z = 16,31$  m stellt demnach eine Wasserscheide im Filterrohr dar: Darüber strömt das Wasser zur Pumpe, darunter abwärts und fliesst wieder in den Grundwasserleiter zurück.

Die Standrohrspiegelhöhen  $h_g$  wurden in beiden Strömungszuständen in den vier Manometerleitungen eingemessen. Zusammen mit dem ebenfalls bekannten Wasserspiegel im Filterrohr liegen damit 5 Messwerte über die Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr vor.

## Protokoll: Kleinpumpversuch

Messstellen-Bezeichnung	Datum	Versuch	Versuchsleiter	Versuchs-lyp	Inhalt Messgefäß	Temp. Wasser
NFB14	18.06.81	22	HUFSCHEID	PV	219	10,0
Ueberstand Messpunkt (UE)	Abstich auf Sohle im Filterrohr (AS)	Pumpentyp (HP,UP)	Legelänge Pumpenseiler	Speicherkoeffizient	Messpunkthöhe (m ü.M.)	
0,88	25,31	HP	0101	0,07	491,656	
Abstiche auf den Ruhegrundwasserspiegel im Filterrohr und in den Manometerleitungen						
(AR <sub>0</sub> )	(AR <sub>1</sub> )	(AR <sub>2</sub> )	(AR <sub>3</sub> )	(AR <sub>4</sub> )	(AR <sub>5</sub> )	(AR <sub>6</sub> )
3,245	2,970	2,922	2,973	2,792		
Filterrohr	Manometer 1	Manometer 2	Manometer 3	Manometer 4		
Stufe Nr.	Pumpbeginn	Pumpende	Füllzeit Messgef.	Zeitpunkt der Abstichmess.	Abstiche auf den Betriebsgrundwasserspiegel	0: Filterrohr 1: Manometer i, i=1,2,...
01	15:49	16:10	43	16:06	3,320 2,832	3,042 2,963 2,910



## Protokoll: Flowmeter - Messungen

Messstellen-Bezeichnung	Stufe Nr.	Datum	Versuchsleiter	SM,FM	Fördermenge	
NFB14	01	18.06.81	HUFSCHEID	SM	5,09	
Ueberstand	Abstich Sohle	Ruhe Spiegel	Flowmeter	Impeller	SM: Standmessung FM: Fahrmessung (1 nur bei Fahrmessungen)	
0,88	25,31	3,245	FUD	3		
Nr.	Tiefe	Zeit ab Beginn (t)	Drehung	Anzahl Perioden	Z e i t d a u e r	
1	5,0		+	100	2,729	2,733
2	6,0		+	100	2,772	2,756
3	7,0		+	100	3,382	3,397
4	8,0		+	10	0,589	0,590
5	9,0		0			
6	10,0		-	10	1,431	1,418
7	11,0		-	10	1,055	1,069
8	12,0		-	10	0,956	0,957

Fig. 6.20 Beispiel für die Berechnung der Bereichs-k-Werte.

### Listenrechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr ist eine Listenrechnung gemäss Tabellen 6.5 und 6.6 zweckmässig. Dabei wird wie folgt vorgegangen:

1. Die Filterlänge wird zwischen der Sohle und dem Wasserspiegel durch eine Anzahl Stützstellen in einzelne Bereiche unterteilt. Für die Berechnungen beim Ruhe- und beim Betriebszustand müssen die gleichen Stützstellen gewählt werden. Die Stützstelle 0 ist identisch mit der Sohlenkote, sie erhält die Höhe  $z_0 = 0,0$ . Die weiteren Stützstellen entsprechen entweder Flowmeter-Messstellen (Standmessung) oder dem unteren Ende der Manometerleitungen und dem Wasserspiegel im Filterrohr. Den Stützstellen werden die Höhen  $z_j$  und die Volumstrommessungen  $Q_{z_j}$  zugeordnet. Für die Stützstellen der Manometer (im Beispiel Nr. 3, 9, 16 und 21) wird der Volumenstrom durch lineare Interpolation aus den beiden angrenzenden Flowmetermessungen ermittelt.

2. Beim Betriebszustand ist die Wasserentnahmestelle zwischen dem Wasserspiegel (Stützstelle Nr. 24) speziell zu betrachten. Ihr fliesst Wasser von unten ( $Q_u$ ) und von oben ( $Q_o$ ) zu. Zusammen ergeben die beiden Teilmengen die Fördermenge  $Q$ . Sie können mit dem Flowmeter aus Platzgründen nicht gemessen werden. Zwischen der obersten Flowmeter-Messstelle und dem Wasserspiegel wird daher eine gleichmässige Zuströmung  $q_r$  angenommen.

$$q_r = (Q - Q_z) / \Delta z = (5,09 - 4,60) / (22,07 - 20,31) = 0,278 \text{ l/sm}^1$$

$$Q_u = Q_z + q_r \Delta z_u = 4,60 + 0,278 \cdot 1,30 = 4,962 \text{ l/s}$$

$$Q_o = -q_r \Delta z_o = -0,278 \cdot 0,46 = -0,128 \text{ l/s}$$

Den beiden Teilmengen  $Q_u$  und  $Q_o$  werden zwei Stützstellen (Nr. 25 und Nr. 26) direkt unter und über der Wasserentnahmestelle zugeordnet. Der Verlauf von  $Q_z$  ist damit über die gesamte Filterlänge definiert.

3. Für die Filterrohrbereiche  $\Delta z$  wird  $q_r$  nach (6.29) berechnet. Die mittleren Reynolds-Zahlen  $Re$  werden in der Regel aus dem mittleren Volumenstrom des Bereichs wie folgt berechnet:

$$Re = \frac{\bar{u} d}{\nu} = \frac{2(Q_{z_j} + Q_{z_{j-1}})}{\pi d_j \nu}$$

4. Die Rohrreibungszahlen  $\lambda_R$  werden nach (6.55 bzw. 6.56) sowie die  $\alpha$ - und  $\beta$ -Werte nach (6.53 und 6.54) ermittelt.

5. (6.52) führt zu den Standrohrspiegelunterschieden für die Bereiche. Das unterschiedliche Verhalten der beiden Verlustgrössen in (6.52) ist aus den Tabellen 6.5 und 6.6 ersichtlich.  $\Delta h_r$  entspricht dem Reibungsverlust, in  $\Delta h_b$  kommt die Impulsänderung zum Ausdruck. Der Reibungsverlust wird negativ, wenn  $Q_z$  negativ ist (Strömungsrichtung entgegengesetzt zur z-Achse). Der Beschleunigungsverlust wird negativ, wenn  $Q_{z_j}$  kleiner ist als  $Q_{z_{j-1}}$ . (Kinetische Energie verwandelt sich in potentielle).

6. Die fortlaufende Addition der Reibungs- und Beschleunigungsverluste jedes Bereichs ergibt die Summe der Verlusthöhen für alle Stützstellen.

Stütz- stelle Nr.	$z_j$	$Q_{zj}$	Bereich j	$\Delta z_j$	$q_{rj}$	Re	$\lambda'_R$	$\beta_j$	$\alpha_j$	$\Delta h_{rj}$	$\Delta h_{bj}$	$\Sigma \Delta h_j$	$h_F$	$h_g$
	m	l/s		m	l/s m'									
27	22.07	0.000	27											
26	21.61	- .131	26	0.46	0.278	554	0.116	477.	945.	0.00	0.00	32.21	488.326	488.326
25	21.61	4.962	25							0.00	0.00	32.21	488.326	
24	20.31	4.600	24	1.30	0.278	40400	0.035	144.	945.	4.28	3.27	32.21	488.326	
23	19.31	4.567	23	1.00	0.033	38700	0.036	148.	945.	3.11	0.29	24.66	488.333	
22	18.31	3.686	22	1.00	0.881	34900	0.036	148.	945.	2.80	6.87	21.27	488.337	
21	18.19	(3.493)	21	0.12	1.607	24400	0.037	152.	945.	2.35	1.31	11.60	488.346	
20	17.31	2.079	20	0.88	1.607	24400	0.037	152.	945.	1.06	7.44	10.05	488.348	488.347
19	16.31	0.000	19	1.00	2.079	8790	0.041	168.	945.	0.24	4.08	1.79	488.356	
18	15.31	- .900	18	1.00	0.900	3800	0.047	193.	945.	- .05	- .77	-2.54	488.361	
17	14.31	-1.189	17	1.00	0.289	8830	0.041	168.	945.	- .18	- .57	-1.71	488.360	
16	13.59	(-1.283)	16	0.72	0.130	10600	0.040	164.	945.	- .18	- .22	- .96	488.359	488.357
15	13.31	-1.319	15	0.28	0.130	10600	0.040	164.	945.	- .08	- .09	- .56	488.359	
14	12.31	-1.387	14	1.00	0.068	11400	0.039	160.	945.	- .29	- .17	- .40	488.358	
13	11.31	-1.485	13	1.00	0.098	12100	0.039	160.	945.	- .33	- .27	0.07	488.358	
12	10.31	-1.420	12	1.00	- .065	12300	0.029	119.	945.	- .25	0.18	0.66	488.357	
11	9.31	-1.396	11	1.00	- .024	11900	0.030	123.	945.	- .24	0.06	0.74	488.357	
10	8.31	-1.340	10	1.00	- .056	11600	0.030	123.	945.	- .23	0.14	0.92	488.357	
9	8.09	(-1.320)	9	0.22	- .093	10900	0.030	123.	945.	- .05	0.05	1.01	488.357	488.359
8	7.31	-1.247	8	0.78	- .093	10900	0.030	123.	945.	- .16	0.18	1.00	488.357	
7	6.31	-1.090	7	1.00	- .157	9880	0.031	127.	945.	- .17	0.35	0.98	488.357	
6	5.31	- .879	6	1.00	- .221	8320	0.032	131.	945.	- .13	0.39	0.81	488.357	
5	4.31	- .844	5	1.00	- .035	7280	0.034	140.	945.	- .10	0.06	0.54	488.357	
4	3.31	- .422	4	1.00	- .422	5350	0.037	152.	945.	- .06	0.50	0.59	488.357	
3	2.59	(- .212)	3	0.72	- .292	2330	0.047	193.	945.	- .01	0.13	0.15	488.358	488.354
2	2.31	- .130	2	0.28	- .292	2330	0.047	193.	945.	- .00	0.03	0.04	488.358	
1	1.31	0.000	1	1.00	- .057	549	0.177	481.	945.	- .00	0.02	0.02	488.358	
0	0.00	0.000	0	1.31	0.000	0	-	-	945.	0.00	0.00	0.00	488.358	

( ) interpolierte Werte

Tab. 6.5 Listenrechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr für den Ruhezustand.

Stütz- stelle Nr.	$z_j$	$Q_{zj}$	Bereich j	$\Delta z_j$	$q_{rj}$	Re	$\lambda'_R$	$\beta_j$	$\alpha_j$	$\Delta h_{rj}$	$\Delta h_{bj}$	$\Sigma \Delta h_j$	$h_F$	$h_g$
	m	l/s		m	l/sm'									
27	22.07	0.000	27											
26	21.61	0.000	26	0.46	0.000	0						-10.13	488.409	488.411
25	21.61	0.000	25									-10.13	488.409	
24	20.31	0.000	24	1.30	0.000	0						-10.13	488.409	
23	19.31	-0.117	23	1.00	0.117	494	0.085	349	945	0.00	-0.01	-10.12	488.409	
22	18.31	-0.499	22	1.00	0.382	2600	0.051	210	945	-0.02	-0.22	- 9.88	488.409	
21	18.19	(-0.581)	21	0.12	0.685	4560	0.045	185	945	-0.01	-0.08	- 9.79	488.409	488.409
20	17.31	-1.184	20	0.88	0.685	7460	0.042	173	945	-0.12	-1.01	- 8.66	488.407	
19	16.31	-2.434	19	1.00	1.250	15300	0.038	156	945	-0.53	-4.27	- 3.86	488.403	
18	15.31	-2.868	18	1.00	0.434	22400	0.037	152	945	-1.07	-2.17	- 0.62	488.400	
17	14.31	-2.947	17	1.00	0.079	24600	0.037	152	945	-1.29	-0.43	1.10	488.398	488.398
16	13.59	(-2.904)	16	0.72	-0.060	24700	0.025	103	945	-0.63	+0.24	1.49	488.398	
15	13.31	-2.887	15	0.28	-0.060	24500	0.025	103	945	-0.24	+0.09	1.64	488.397	
14	12.31	-2.877	14	1.00	-0.010	24400	0.025	103	945	-0.86	+0.05	2.45	488.397	
13	11.31	-2.853	13	1.00	-0.024	24200	0.025	103	945	-0.85	+0.13	3.17	488.396	
12	10.31	-2.796	12	1.00	-0.057	23900	0.025	103	945	-0.82	+0.30	3.69	488.395	
11	9.31	-2.738	11	1.00	-0.058	23400	0.025	103	945	-0.79	+0.30	4.18	488.395	
10	8.31	-2.636	10	1.00	-0.102	22700	0.025	103	945	-0.74	+0.52	4.40	488.395	
9	8.09	(-2.597)	9	0.22	-0.179	22100	0.025	103	945	-0.16	+0.19	4.37	488.395	488.396
8	7.31	-2.457	8	0.78	-0.179	21400	0.025	103	945	-0.51	+0.67	4.21	488.395	
7	6.31	-2.118	7	1.00	-0.339	19300	0.026	107	945	-0.56	+1.47	3.30	488.396	
6	5.31	-1.611	6	1.00	-0.507	15800	0.027	111	945	-0.39	+1.79	1.90	488.397	
5	4.31	-1.542	5	1.00	-0.069	13300	0.029	119	945	-0.30	+0.21	1.99	488.397	
4	3.31	-0.814	4	0.72	-0.728	9960	0.031	127	945	-0.18	+1.62	0.55	488.398	
3	2.59	(-0.344)	3	0.28	-0.653	4890	0.038	156	945	-0.06	+0.51	0.10	488.399	488.394
2	2.31	-0.161	2	0.28	-0.653	2130	0.048	197	945	-0.01	+0.09	0.02	488.399	
1	1.31	-0.112	1	1.00	-0.049	1150	0.060	246	945	0.00	+0.01	0.01	488.399	
0	0.00	0.000	0	1.31	-0.085	473	0.083	341	945	0.00	+0.01	0.00	488.399	

( ) interpolierte Werte

Tab. 6.6 Listenrechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr für den Betriebszustand.

7. In unserem Beispiel wurden im Ruhezustand folgende Standrohrspiegelhöhen  $h_g$  gemessen und Verlusthöhen  $\Delta h_j$  aufsummiert:

Messstelle	Stützstelle	$h_g$ [m ü. M.]	$\Sigma \Delta h_j$ [m]
Wasserspiegel im Filterrohr	27	488,411	-0,0101
Manometer 1	21	488,409	-0,0098
Manometer 2	16	488,398	+0,0015
Manometer 3	9	488,396	+0,0044
Manometer 4	3	488,394	+0,0001

Mit (6.58) berechnet sich die Standrohrspiegelhöhe für den Ruhezustand (Index 0) an der Filterrohrbasis zu:

$$h_{F0,0} = 488,399 \text{ m ü. M.}$$

Für den Betriebszustand (Index  $N=1$ )

ergibt sich analog:

$$h_{F1,0} = 488,358 \text{ m ü. M.}$$

8. Die übrigen Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr  $h_F$  können für jede Stützstelle mit (6.57) ermittelt werden.

**Filtereintrittsverlust  $\Delta h_F$  und Strömungsverlust in der Filterschüttung  $\Delta h_K$**

Für die Berechnung der Verluste  $\Delta h_F$  und  $\Delta h_K$  betrachten wir den Bereich  $j=20$ , mit einem Bohrdurchmesser von 240 mm. Im Ruhezustand beträgt  $q_r = 1,250 \text{ l/sm}^1$ , im Betriebszustand  $q_r = 2,079 \text{ l/sm}^1$ . Mit (6.48) bzw. (6.42) können  $\Delta h_F$  und  $\Delta h_K$  rechnerisch oder mit Figuren 6.18 bzw. 6.15 graphisch ermittelt werden.

$$\Delta h_{F0,20} = 0,004 \text{ m}$$

$$\Delta h_{K0,20} = 0,002 \text{ m}$$

$$\Delta h_{F1,20} = 0,007 \text{ m}$$

$$\Delta h_{K1,20} = 0,0035 \text{ m}$$

**Massgebende Standrohrspiegelhöhen für die Bereichs-k-Wert-Berechnung**

Im Bereich  $j=20$  ergeben sich folgende massgebende Standrohrspiegelhöhen:

$$h_{0,20} = (488,407 + 488,403)/2 + 0,004 + 0,002 = 488,411 \text{ m ü. M.}$$

$$h_{1,20} = (488,356 + 488,361)/2 + 0,007 + 0,0035 = 488,369 \text{ m ü. M.}$$

**Bereichs-k-Wert**

Der Bereichs-k-Wert berechnet sich nach (6.39) zu:

$$k_{B20} = \frac{2,079 \cdot 10^{-3} - 1,250 \cdot 10^{-3}}{2\pi(488,411 - 488,369)} \ln R_s / 0,120$$

In einem ersten Schritt kann die scheinbare Reichweite  $R_s$  vorerst mit einem geschätzten Profil-k-Wert, z. B. aus  $k_P \approx Q/\Delta HH$  ermittelt werden:

$$k_P = \frac{5,09 \cdot 10^{-3}}{0,075 \cdot 22,07} = 3,1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$R_s = 1,5 \sqrt{\frac{3,1 \cdot 10^{-3} \cdot 22,07 \cdot 1020}{0,07}} = 47,4 \text{ m}$$

Damit ergibt sich ein angenäherter Bereichs-k-Wert zu  $k_{B20} = 18,8 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

Wie für den Bereich  $j=20$ , können auch die übrigen Bereichs-k-Werte ermittelt und mit (6.40) der Profil-k-Wert zu  $k_P = 5,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  berechnet werden.

Mit diesem angenähernten Profil-k-Wert wird die scheinbare Reichweite exakter berechnet und der ganze Berechnungsgang wiederholt (iterativer Prozess). Die Iteration konvergiert sehr rasch, zwei Schritte genügen im allgemeinen.

Die Iteration konvergiert sehr rasch, zwei Schritte genügen im allgemeinen.

$$k_{B20} = 19,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$k_P = 5,2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

In Figur 6.21 sind die Bereichs-k-Werte für die betrachtete Aufschlussbohrung, der Profil-k-Wert sowie die mit (6.41) berechneten Ruhezpiegel im Aquifer graphisch dargestellt.

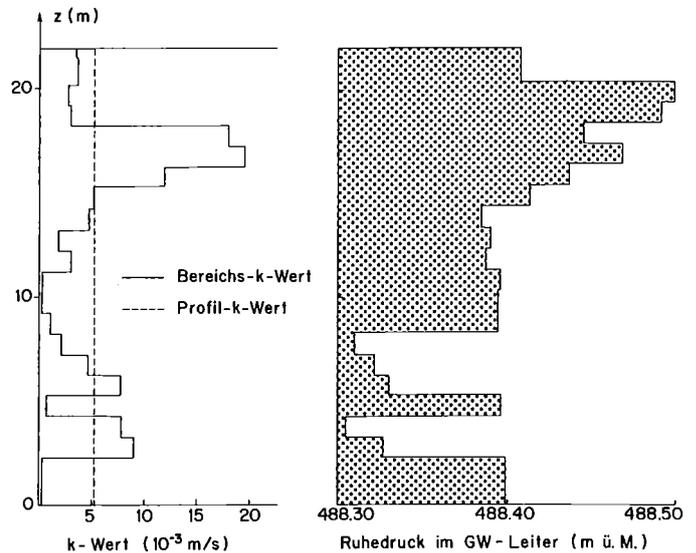


Fig. 6.21 Resultate des Berechnungsbeispiels.

## 6.4 Gebiets-k-Wert

Beim Grosspumpversuch werden die Wasserspiegelbewegungen nicht nur im Entnahmehrunden sondern zusätzlich in mehreren Messstellen im Umfeld des Brunnens beobachtet. Sie erlauben, die mittlere horizontale Durchlässigkeit des mit dem Messstellennetz erfassten Gebietes, den sog. Gebiets-k-Wert  $k_G$  zu bestimmen. Neben der mittleren horizontalen Durchlässigkeit kann auch der Speicherkoeffizient  $S$  des Gebietes berechnet werden.

### 6.4.1 Auswertung von Grosspumpversuchen

Für einen möglichst naturtreuen  $k_G$ -Wert müssen während dem Grosspumpversuch die instationären Strömungszustände, d. h. die sogenannten raumzeitlichen Absenkungsverhältnisse erfasst und ausgewertet werden. Dazu existieren verschiedene, vor allem auf der Theorie von Theis (6.18) basierende Verfahren:

1. Typkurvendekungsverfahren [3]
2. Geradlinienverfahren [159]
3. Automatisches Optimierungsverfahren [66]

Bei der *räumlichen Auswertung* ( $r$  variabel,  $t$  konstant) ergeben alle drei Verfahren praktisch übereinstimmende Gebiets-k-Werte, abgesehen von kleinen Abweichungen infolge der optischen Einpassung der Typkurven und Geraden.

Im Gegensatz zur räumlichen ist bei *zeitlicher* ( $r$  konstant,  $t$  variabel) und *raumzeitlicher* ( $r$  variabel,  $t$  variabel) *Auswertung* die Streuung der  $k_G$ -Werte wesentlich grösser. Die Abweichungen werden vor allem durch die zeitliche

Variabilität des Speicherkoeffizienten verursacht. In der Anfangsphase des Pumpversuches werden die mit der zeitlichen Auswertung bestimmten  $k_G$ -Werte zu gross, mit der raumzeitlichen liegen sie erfahrungsgemäss zwischen denjenigen der räumlichen und zeitlichen Auswertung. Die theoretischen Grundlagen, um die Gebiets- $k$ -Werte bei «Leaky Aquifer», «verzögerter Porenentwässerung», «Multilayered-Aquifer» und beim unvollkommenen Brunnen zu ermitteln, können [3, 20, 82, 170] entnommen werden. Hier wird darauf nicht eingetreten.

Die Strömungsverluste im Brunnenbereich bewirken, wie in Abschnitt 6.2.3 ausgeführt, eine zusätzliche Absenkung des Brunnenwasserspiegels. Im Gegensatz zum Kleinpumpversuch stehen jedoch beim Grosspumpversuch im allgemeinen brunnennahe Messstellen zur Verfügung, so dass die Brunnenabsenkung nicht in die  $k$ -Wert-Berechnung einbezogen werden muss, sondern höchstens als Kontrollwert dient.

### Typkurvendekungsverfahren nach Theis

Werden für einen Brunnen mit konstanter Pumpmenge die im Versuchsfeld beobachteten Absenkungen  $\Delta h(r, t)$  im doppelt logarithmischen Massstab als Funktion von  $t/r^2$  aufgetragen, sollten sie auf einer Kurve liegen, die von der ebenfalls doppelt logarithmisch aufgetragenen Brunnenfunktion  $W(u)$  um den Betrag  $\log(Q/4\pi k_G H)$  in der Höhe und seitlich um den Betrag  $\log(4k_G H/S)$  verschoben ist. Mit der, z. B. auf einer Klarsichtfolie, aufgetragenen Brunnenfunktion können die beiden Kurven zur Deckung gebracht und aus den Verschiebungen der Gebiets- $k$ -Wert und auch der Speicherkoeffizient ermittelt werden.

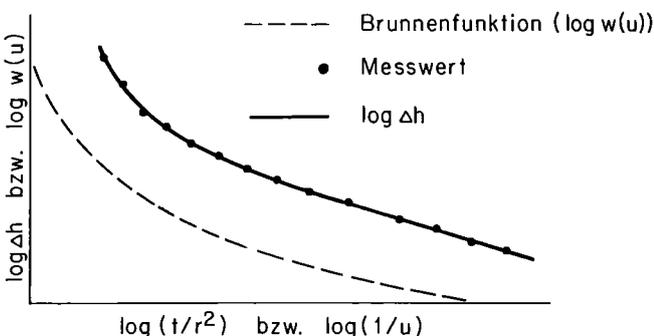


Fig. 6.22 Prinzipische Skizze eines Typkurvendekungsverfahrens.

### Geradlinienverfahren nach Cooper & Jacob

Wird die Brunnenfunktion (vgl. 6.18)

$$W(u) = -\ln 1.781u + u - \frac{u^2}{4} + \frac{u^3}{18} - \frac{u^4}{96} \dots$$

näherungsweise durch  $W(u) \approx -\ln 1.781u$  ersetzt, folgt aus (6.18) und (6.19) die als Näherungsformel für den Profil- $k$ -Wert bekannte Gleichung (6.20). Diese Näherung kann unter gewissen Bedingungen auch für den Grosspumpversuch verwendet werden [144]. Als Faustformel gilt: Für  $u < 0,1$  ist (6.20) genügend genau.

Wird anstelle des natürlichen Logarithmus ( $\ln$ ) der *Brigg'sche* ( $\log$ ) eingeführt, folgt aus (6.20):

$$k_G = \frac{2.30 Q}{4\pi \Delta h H} \log \left( \frac{2.25 k_G H t}{r^2 S} \right) \quad (6.59)$$

Bei konstantem  $Q$  sind in (6.59)  $\Delta h$ ,  $r$  und  $t$  variabel und es ergeben sich drei Möglichkeiten, um den Gebiets- $k$ -Wert zu bestimmen:

1. Auswertung des räumlichen Verlaufs der Absenkung aller Grundwassermessstellen zu einem bestimmten Zeitpunkt (räumliche Auswertung):

$$k_G = 0.366 \frac{Q}{\Delta \Delta h H} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6.60)$$

$$\Delta \Delta h = \Delta h(t_2) - \Delta h(t_1)$$

Die Beobachtungswerte  $\Delta h$  werden am zweckmässigsten im natürlichen, gegen  $r$  im halblogarithmischen Massstab aufgetragen (vgl. Fig. 6.24).

Für  $\Delta \Delta h$  innerhalb einer logarithmischen Einheit von  $r$  wird  $\log(r_2/r_1) = 1$  und (6.60) zu:

$$k_G = 0.366 \frac{Q}{\alpha H} \quad (6.61)$$

$\alpha$ :  $\Delta \Delta h$  innerhalb einer logarithmischen Einheit von  $r$  (räumliches Steigungsmass)

2. Auswertung des zeitlichen Verlaufs der Absenkung in einer Grundwassermessstelle (zeitliche Auswertung):

$$k_G = 0.183 \frac{Q}{\Delta \Delta h H} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (6.62)$$

$$\Delta \Delta h = \Delta h(t_2) - \Delta h(t_1)$$

In diesem Fall werden die Beobachtungswerte  $\Delta h$  zweckmässigerweise im natürlichen, gegen  $t$  im halblogarithmischen Massstab aufgetragen. Für  $\Delta \Delta h$  innerhalb einer logarithmischen Zeiteinheit folgt analog zur räumlichen Auswertung:

$$k_G = 0.183 \frac{Q}{\beta H} \quad (6.63)$$

$\beta$ :  $\Delta \Delta h$  über eine logarithmische Einheit von  $t$  (zeitliches Steigungsmass)

3. Auswertung des raumzeitlichen Verlaufs der Absenkung in allen Grundwassermessstellen (raumzeitliche Auswertung)

$$k_G = 0.183 \frac{Q}{\Delta \Delta h H} \log \left( \frac{t_2/r_2^2}{t_1/r_1^2} \right) \quad (6.64)$$

Die beobachteten Absenkungen  $\Delta h$  werden im natürlichen, gegen  $t/r^2$  im halblogarithmischen Massstab aufgetragen.

Für  $\Delta \Delta h$  über eine logarithmische Einheit von  $t/r^2$  ergibt sich eine zu (6.63) analoge Gleichung, wobei  $\beta$  in diesem Fall dem raumzeitlichen Steigungsmass entspricht.

### Automatisches Optimierungsverfahren

Bei der Auswertung nach dem Optimierungsverfahren werden die Parameter  $k_G$  und  $S$  mit einem Suchalgorithmus variiert, bis die Summe der Fehlerquadrate der Differenz zwischen berechneter ( $\Delta h_{ber}$ ) und gemessener ( $\Delta h_{gem}$ ) Absenkung das Minimum erreicht:

$$\sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^{N(i)} (\Delta h_{ber,i,k} - \Delta h_{gem,i,k})^2 = \text{Min.}$$

$M$ : Anzahl Messstellen

$N(i)$ : Anzahl Beobachtungen bei der  $i$ -ten Messstelle

Die Berechnung von  $\Delta h$  erfolgt dabei mit (6.18). Mit dem Superpositionsprinzip und der Spiegelungsmethode (vgl. Abschnitt 6.4.2) kann die Auswertung für beliebige Stufenpumpversuche sowie unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen erfolgen [66].

## 6.4.2 Berücksichtigung von Randbedingungen und äusserer Einflüsse auf die Absenkkurve eines Pumpversuchs

### Randbedingungen

Die Berechnung der Gebiets-k-Werte nach dem Typkurvendeckungsverfahren und dem Geradlinienverfahren gelten unter der Bedingung, dass der Grundwasserleiter unendlich ausgedehnt ist. Sobald der Absenkrichter jedoch an eine undurchlässige Flanke oder an ein Gewässer mit In- oder Exfiltration (Festpotential) stösst, müssen die Randbedingungen berücksichtigt werden, welche im automatischen Optimierungsverfahren bereits enthalten sind. Die erforderlichen Korrekturen werden ebenfalls mit der Spiegelungsmethode berechnet. Der betrachtete Rand des Aquifers wird durch eine sog. Spiegelebene ersetzt. Zum effektiven Entnahmebrunnen tritt dadurch ein gespiegelter fiktiver Brunnen. Ein begrenzter Aquifer erfordert eine Vielzahl von Spiegelungen und sogar Mehrfachspiegelungen [27, 119].

Im folgenden wird vorausgesetzt, dass der Grundwasserleiter nur an einer Seite linear begrenzt ist.

Eine *undurchlässige Flanke* wird durch einen Spiegelbrunnen berücksichtigt, aus dem ebenfalls die Entnahmemenge  $Q$  gefördert wird. Die an einem beliebigen Punkt des Versuchsfeldes gemessene Absenkung  $\Delta h$  setzt sich dann aus zwei Komponenten zusammen: aus  $\Delta h_r$  vom eigentlichen Entnahmebrunnen und aus  $\Delta h_i$  vom fiktiven Brunnen. Die Gesamtabenkung beträgt:

$$\Delta h = \Delta h_r + \Delta h_i = \frac{Q}{4\pi k_g H} (W(u_r) + W(u_i)) \quad (6.65)$$

Die entsprechenden Argumente  $u$  lauten:

$$u_r = \frac{s r_r^2}{4k_g H t} \quad \text{bzw.} \quad u_i = \frac{s r_i^2}{4k_g H t}$$

$r_r$ : Abstand der Messstelle zum Entnahmebrunnen

$r_i$ : Abstand der Messstelle zum fiktiven Brunnen

Bei einem *Festpotential* wird aus dem fiktiven Brunnen ein Schluckbrunnen mit einer Versickerungsmenge, die der Entnahmemenge des realen Brunnen entspricht. Die Gesamtabenkung an einem beliebigen Punkt berechnet sich zu:

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi k_g H} (W(u_r) - W(u_i)) \quad (6.66)$$

Für teildurchlässige Berandungen kann die Spiegelungsmethode modifiziert werden [3].

### Berücksichtigung äusserer Einflüsse

Die Absenkkurve eines Pumpversuches kann durch Grundwasserstandsbewegungen beeinflusst werden, die nicht auf den Pumpversuch zurückzuführen sind. Dazu zählen beispielsweise die Feldabsenkungen während Trockenperioden sowie Spiegelanstiege infolge Niederschlagsversickerung (vgl. Figur 6.23) bzw. Mehrinfiltration. In Abschnitt 5.5 ist dargestellt, wie, ausgehend von Referenzpegeln, die nicht im Einflussbereich des Pumpversuches stehen, mit linearen Regressionsbeziehungen die gesuchten Spiegelbewegungen nachvollzogen werden können.

## 6.4.3 Durchführung von Gebiets-k-Wert-Versuchen

### Versuchsort

- Verfilterter und entsandeter Vertikalfilterbrunnen
- Anzahl Messstellen:

Die praktische Erfahrung zeigt, dass für zuverlässige Gebiets-k-Werte mindestens 6 bis 8 Messstellen notwendig sind.

Die Gesamtzahl der Messstellen erhöht sich, falls mit dem Einfluss von Berandungen, mit mehreren Stockwerken usw. zu rechnen ist.

- Die Messstellen sollen gleichmässig über das Versuchsgebiet verteilt sein, wobei die Abstände zum Brunnen die logarithmischen Auswertverfahren begünstigen müssen.

### Versuchsinstallationen und -zubehör

- Unterwasserpumpe
- Kabellichtlote für die Grundwasserspiegelmessungen
- Messkanal mit Schreibpegel, um die Fördermenge zu bestimmen (Venturianlagen oder Wasserzähler eignen sich schlecht)
- Stoppuhr, Thermometer
- EDV-konforme Versuchsprotokolle

### Versuchsdurchführung

- Der Versuch soll einstufig, d. h. mit einer konstanten Fördermenge, höchstens zweistufig durchgeführt werden. Eine Vielzahl von Stufen erschwert die Auswertung und verbessert die Resultate nicht.

- Die Dauer eines Grosspumpversuches und die Pumpmenge richten sich nach dem zu erforschenden Problemkreis wie z. B. Veränderungen der Wasserbeschaffenheit, Brunnenergiebigkeit, Gebietsergiebigkeit, Speisungsmechanismen usw.

- Für die Bestimmung des Gebiets-k-Wertes genügen im allgemeinen relativ kurze Pumpzeiten von ein bis einigen Tagen. Vor und nach dem Pumpversuch werden die Grundwasserstände während ca. drei Tagen täglich gemessen. Während der Pumpphase haben sich folgende Messzeiten bewährt:

2, 4, 8, 15, 30 min, 1h, 2h, 4h, 8h nach Pumpbeginn, danach 1 mal täglich. In den ersten 30 min werden vorwiegend die Spiegelabsenkungen im Brunnen und in seiner unmittelbaren Umgebung erfasst. Beim Wiederanstieg werden in der Regel die gleichen Messtermine eingehalten. Grundwasserstände ausserhalb des Absenkbereiches sollten täglich eingemessen werden.

- Die Wasserstände von Oberflächengewässern im Absenkbereich müssen in die Grundwasserspiegelmessungen einbezogen werden, evtl. sind sie sogar kontinuierlich zu erheben.

- Die Pumpmenge muss mindestens so gross sein, dass im brunnennahen Bereich des Messstellennetzes in Schotter-Grundwasserleitern Absenkungen im Dezimeterbereich entstehen. Fehler, z. B. infolge Messungenauigkeiten, Kapillareffekten, dürfen sich nicht auswirken. Fehlt ein Schreibpegel für die Messung der Pumpmenge, gelten die gleichen Messtermine wie bei den Wasserständen.

### Versuchsauswertung

- vgl. Abschnitt 6.4.1 und Abschnitt 6.4.2

**Beispiel:**

Der Gebiets-k-Wert im Testareal Aeßlingen ist mit einem Grosspumpversuch ermittelt worden. Während acht Tagen wurde mit einer konstanten Fördermenge von 6000 l/min insgesamt 69400 m<sup>3</sup> Grundwasser gefördert. Der intensiv beobachtete Absenk- und Wiederanstiegsverlauf des Wasserstandes bei verschiedenen Messstellen sowie das Pumpdiagramm gehen aus Figur 6.23 hervor. Infolge eines Gewitterregens mit beträchtlichen Niederschlagsmengen stieg der Grundwasserspiegel vier Tage nach Pumpbeginn an und bildete sich anschliessend witterungsbedingt wieder zurück.

In Figur 6.24 ist für drei Zeitpunkte nach Pumpbeginn der räumliche Absenkverlauf im halblogarithmischen Massstab dargestellt.

Die mittlere Mächtigkeit des Grundwasserleiters beträgt 21 m. Mit (6.61) kann für die drei Zeitpunkte der Gebiets-k-Wert berechnet werden. Er liegt zwischen  $5,7 \cdot 10^{-3}$  und  $6,0 \cdot 10^{-3}$  m/s.

Für die räumliche Auswertung wurde auch das *automatische Optimierungsverfahren* angewandt und die Grundwasserexfiltration in 500 m Entfernung vom Versuchsbrunnen mit einem Festpotential berücksichtigt (vgl. Fig. 6.25).

Die optimierten Werte ergeben sich in diesem Fall zu  $k_G = 6,0 \cdot 10^{-3}$  m/s und  $S = 7\%$ . Der Gebiets-k-Wert entspricht sehr gut den mit dem Geradlinienverfahren ermittelten Werten. Der Einfluss der Randbedingungen auf die Durchlässigkeit ist im Gegensatz zum Speicherkoeffizienten (vgl. Abschnitt 8.2) vernachlässigbar klein.

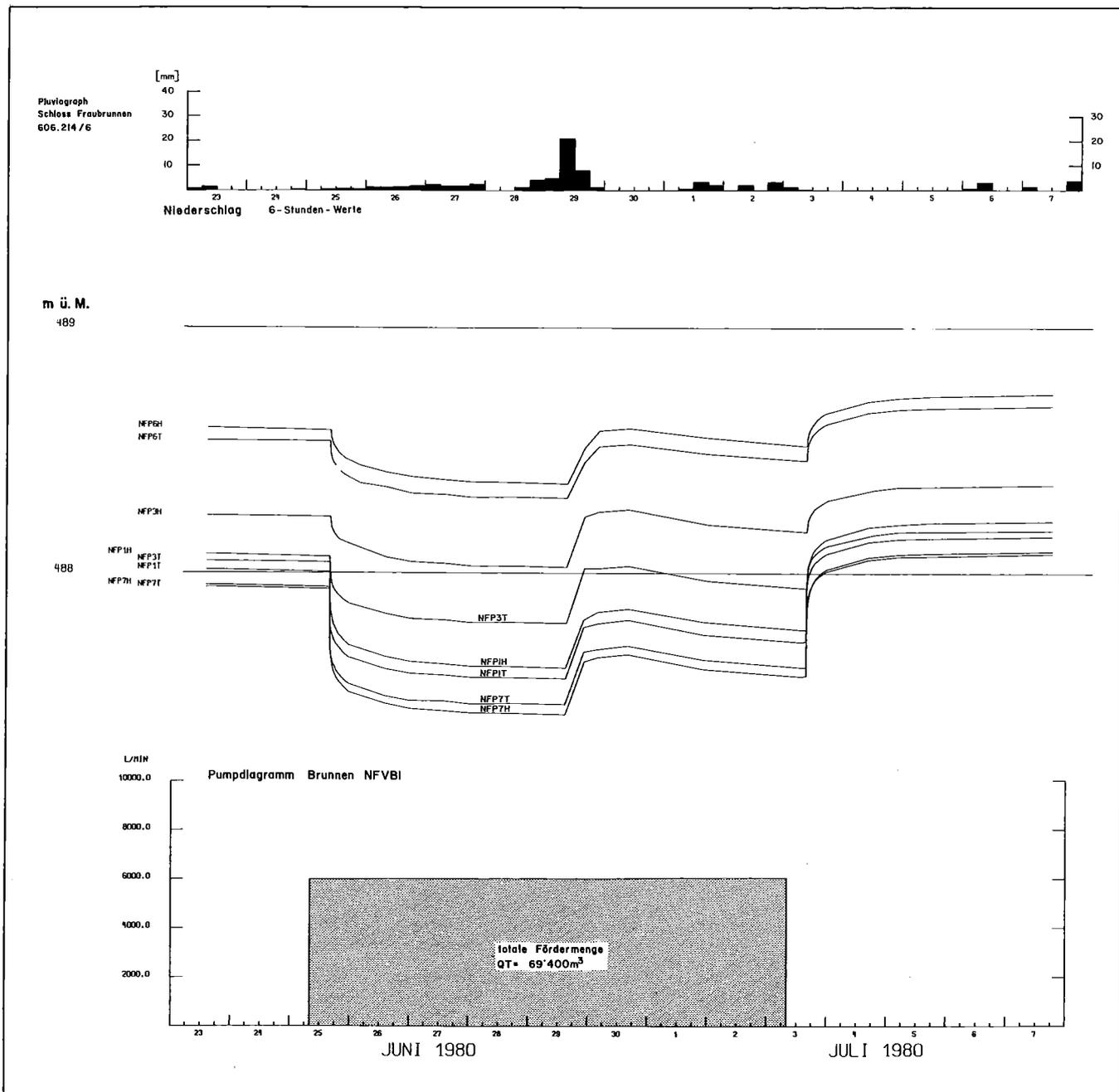


Fig. 6.23 Grosspumpversuch im Testareal. Pumpdiagramm, Ganglinien der Grundwasserstände und Niederschlagshöhen.

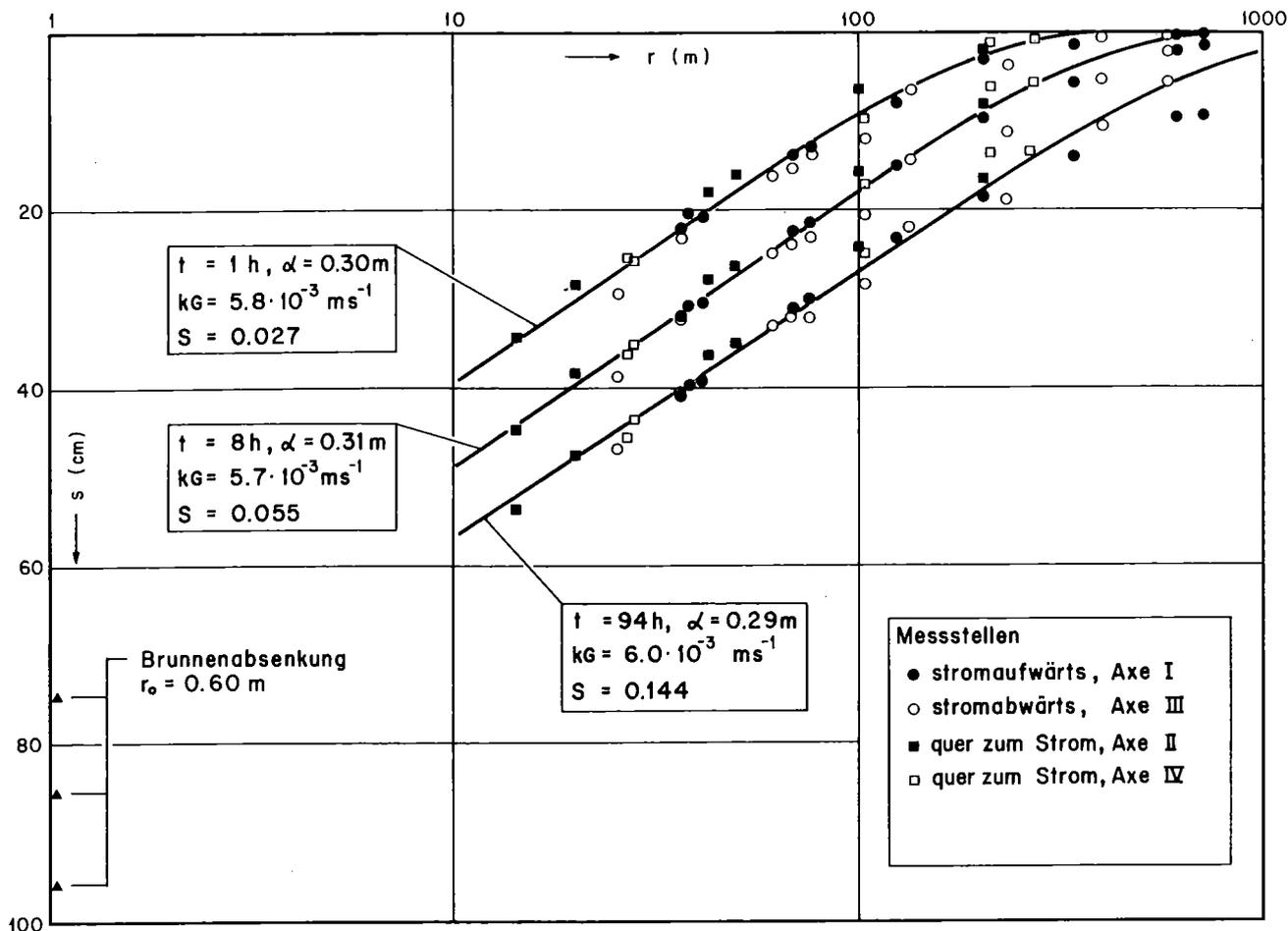


Fig. 6.24 Räumlicher Absenkverlauf für drei Zeitpunkte nach Pumpbeginn.

NFP WASSERHAUSHALT GROSSPUMPVERSUCH AEFLIGEN PHASE I

HYDROLOGISCHE KENNZIFFERN TYP 1 :  
 R A E U M L I C H E A U S W E R T U N G M I T 33 P I E Z O M E T E R N

ZEITSCHNITT NR. 13 DATUM : 29. 6.80 ZEIT : 6. 0. 0 FELD BEWEG. 0.000 (M)

ZEITDIFFERENZ ZUM ZEITSCHNITT NR. 1 =  
 338400.00 SEKUNDEN ODER 5640.00 MINUTEN ODER 94.00 STUNDEN

VORGEGEBENER SPEICHER- KOEFFIZIENT	OPTIMALER KG - WERT (M/S)	VARIANZ (M2)	VARIANZ KOEFFIZIENT (PROZENT)	MITTLERE ABWEICHUNG (M)	MAXIMALE ABWEICHUNG (M)	BEI PIEZOMETER
1.040E-02	6.426E-03	4.917E-04	7.936	.018	.048	NFP3H
3.182E-02	6.287E-03	4.582E-04	7.685	.017	.047	NFP3H
5.259E-02	6.156E-03	4.415E-04	7.568	.017	.047	NFP3H
7.275E-02	6.033E-03	4.351E-04	7.538	.016	-.047	NFP26
9.241E-02	5.918E-03	4.463E-04	7.659	.016	-.048	NFP26
1.116E-01	5.809E-03	4.628E-04	7.824	.016	-.049	NFP26
1.303E-01	5.705E-03	4.872E-04	8.054	.016	-.050	NFP26
1.486E-01	5.607E-03	5.184E-04	8.335	.017	-.054	FRP03
1.666E-01	5.515E-03	5.549E-04	8.650	.017	-.058	FRP03
1.843E-01	5.427E-03	5.970E-04	9.001	.018	-.061	FRP03

O P T I M A L E W E R T E :

OPTIMALER SPEICHER- KOEFFIZIENT	OPTIMALER KG - WERT (M/S)	VARIANZ (M2)	VARIANZ KOEFFIZIENT (PROZENT)	MITTLERE ABWEICHUNG (M)	MAXIMALE ABWEICHUNG (M)	BEI PIEZOMETER
7.026E-02	6.048E-03	4.350E-04	7.534	.016	-.046	NFP26

Fig. 6.25 Räumliche Auswertung mit dem automatischen Optimierungsverfahren für den Zeitschnitt 94 h nach Pumpbeginn.

## 6.5 Hydraulisch repräsentative Mittelwerte

### 6.5.1 Geschichteter Grundwasserleiter

Figur 6.26 zeigt einen horizontal geschichteten Grundwasserleiter. Die Schichtpakete weichen in der Mächtigkeit und auch in der Durchlässigkeit voneinander ab.

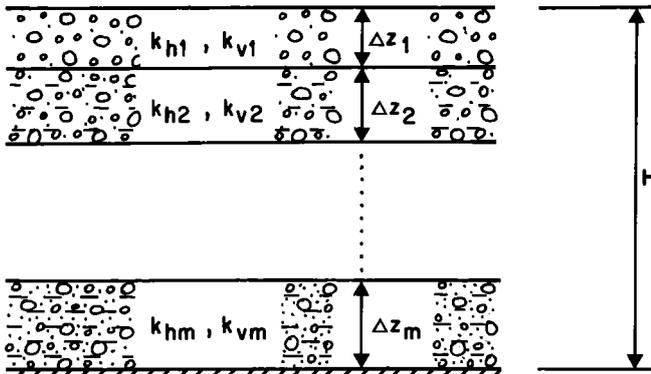


Fig. 6.26 Horizontal geschichteter Grundwasserleiter.

Sowohl parallel wie auch senkrecht zu den Schichten kann ein massgebender mittlerer  $k$ -Wert berechnet werden, so dass die Strömungsmenge konstant bleibt.

Verläuft die Strömung parallel zu den Schichten, berechnet sich der mittlere  $k$ -Wert zu:

$$k_h = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^m k_{hi} \Delta z_i \quad (6.67)$$

bei vertikaler Strömungsrichtung zu:

$$k_v = H / \sum_{i=1}^m \frac{\Delta z_i}{k_{vi}} \quad (6.68)$$

Bei der schichtparallelen Strömung beeinflusst der grösste Bereichs- $k$ -Wert, bei der Strömung senkrecht zur Schichtung der kleinste, den Mittelwert entscheidend. Schon dünne Schichten mit kleiner Durchlässigkeit können, wenn sie senkrecht durchströmt werden, weitgehend dichtend wirken.

### 6.5.2 Statistisch homogene Aquiferabschnitte

In einem statistisch homogenen Aquifer sind die Durchlässigkeitswerte rein zufällig verteilt. *Beims* [9] schlägt vor, den massgebenden Mittelwert  $k_R$  wie folgt zu berechnen:

$$k_R = \bar{k} f_k \quad (6.69)$$

$\bar{k}$ : arithmetischer Mittelwert der Stichproben (Bereichs- $k$ -Werte in  $n$  Bohrungen)

$f_k$ : Abminderungsfaktor

Der Abminderungsfaktor  $f_k$  ist hauptsächlich abhängig vom Transformationsparameter  $\alpha$  und vom Varianzkoeffizienten  $v_k$  der Grundgesamtheit der  $k$ -Werte:

$$f_k = f_k(\alpha, v_k)$$

Als Transformationsparameter  $\alpha$  wird derjenige Zahlenwert bezeichnet, der die Stichprobenelemente ( $k$ -Werte)  $x_i$  nach der Vorschrift

$$y_i = x_i^\alpha$$

in Stichprobenelemente  $y_i$  transformiert, so dass die Dichtefunktion  $f(y_i)$  möglichst gut einer *Gauss*'schen Dichtefunktion entspricht. Verfahren für die Ermittlung von  $\alpha$  sind in [9] beschrieben.

Der Varianzkoeffizient  $v_k$  ist wie folgt definiert:

$$v_k = \frac{s_k}{\bar{k}}$$

$$s_k^2 = \frac{\sum (k - \bar{k})^2}{N - 1}$$

$$\bar{k} = \frac{\sum k}{N}$$

$N$ : Anzahl Stichproben

$k$ : Stichprobenelement (Bereichs- $k$ -Wert)

$\bar{k}$ : arithmetischer Mittelwert der Stichproben

Figur 6.27 zeigt Abminderungsfaktoren als Funktion von  $v_k$  für verschiedene  $\alpha$ -Werte.

Für  $v_k = 0$  (homogener Aquifer) ist der Abminderungsfaktor erwartungsgemäss gleich eins. Mit zunehmendem Varianzkoeffizienten und Transformationsparameter nimmt  $f_k$  immer mehr ab, d. h., der hydraulisch repräsentative Durchlässigkeitswert ist entsprechend kleiner als das arithmetische Mittel der Stichproben.

Eine Voraussetzung für die Anwendung von (6.69) ist, dass die Stichproben einem statistisch homogenen Aquiferabschnitt angehören. Vor der Ermittlung des Abminderungsfaktors ist deshalb zu prüfen, ob verschiedene Grundgesamtheiten, z. B. vertikale Schichtpakete des Aquifers, vorliegen. Falls verschiedene Grundgesamtheiten existieren, ist die Berechnung für jeden Abschnitt getrennt vorzunehmen.

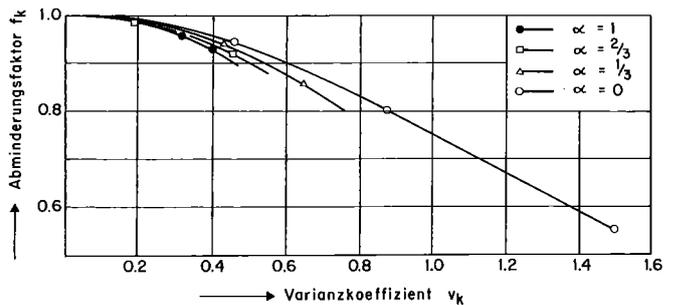


Fig. 6.27 Abminderungsfaktor  $f_k$  ermittelt mit einem diskreten räumlichen Strömungsfeld von 500 Elementen nach [9].

## Kapitel 7: Ermittlung der Zu- und Wegflüsse

Bei Dargebotsstudien ist anzustreben, dass die Speisungs- und Zehrmechanismen des Grundwasservorkommens mit Feldmessungen quantitativ möglichst genau erfasst werden. Dieser Grundsatz gilt auch dann, wenn für die Erkundung ein numerisches Grundwassermodell eingesetzt wird, mit dem sich die Zu- und Wegflussmengen mit Fest- oder Leakagepotentialen indirekt bestimmen lassen. Insbesondere sollten für den Zeitraum der Modelleichung möglichst viele Zu- und Wegflüsse in ihrem instationären Verlauf bekannt sein und als Modell- oder als unabhängige Kontrollparameter herangezogen werden.

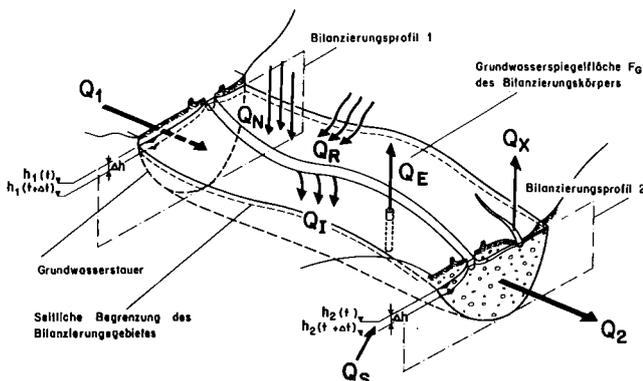


Fig. 7.1 Zu- und Wegflüsse in einem Schotter-Grundwasserleiter.

In Figur 7.1 sind die Zu- und Wegflüsse in einem Lockergesteins-Grundwasserleiter schematisch dargestellt. Die Flüsse werden wie folgt gekennzeichnet:

- $Q_1$  = Zufluss durch Bilanzierungsprofil 1\*
- $Q_2$  = Wegfluss durch Bilanzierungsprofil 2\*
- $Q_N$  = direkte Grundwasserneubildung aus Niederschlag
- $Q_R$  = indirekte Grundwasserneubildung (Randzuflüsse)
- $Q_I$  = Infiltration aus Oberflächengewässern
- $Q_X$  = Exfiltration von Grundwasser
- $Q_E$  = Grundwasserentnahmen
- $Q_S$  = Speicher- bzw. Zehrmenge\*

Der Fluss durch den Grundwasserstauer wird hier als vernachlässigbar klein angenommen.

### 7.1 Infiltration und Exfiltration

Die Strömungsverhältnisse in einem Grundwasserleiter dürfen nicht losgelöst von den Abflussverhältnissen in den Oberflächengewässern betrachtet werden. Gewässerbette sind sehr selten völlig dicht. Die meisten Oberflächengewässer geben Wasser an den Grundwasserleiter ab (*Infiltration*) und werden von austretendem Grundwasser gespeist (*Exfiltration*). Innerhalb einer Gewässerstrecke oder eines Gewässerquerschnittes können sowohl Infiltrationsbereiche als auch Exfiltrationsbereiche auftreten.

#### 7.1.1 Begriffe

Von *direkter oder rückgestauter Infiltration* sprechen wir, wenn der Grundwasserspiegel tiefer liegt als der Wasserspiegel des Oberflächengewässers und, abgesehen von all-

\* Beschreibung in Abschnitt 10.3.

fälligen Eintrittsverlusten, direkt an diesen anschliesst. Die Sickerströmung findet im gesättigten Teil des Grundwasserleiters statt. In Bereichen mit direkter Infiltration treten oft nach Hochwasserwellen auch Exfiltrationen auf.

Figur 7.2 illustriert schematisch die Strömungsverhältnisse bei *permanenter direkter Infiltration* (a), und in *Wechselbeziehung mit der Exfiltration* (b und c).

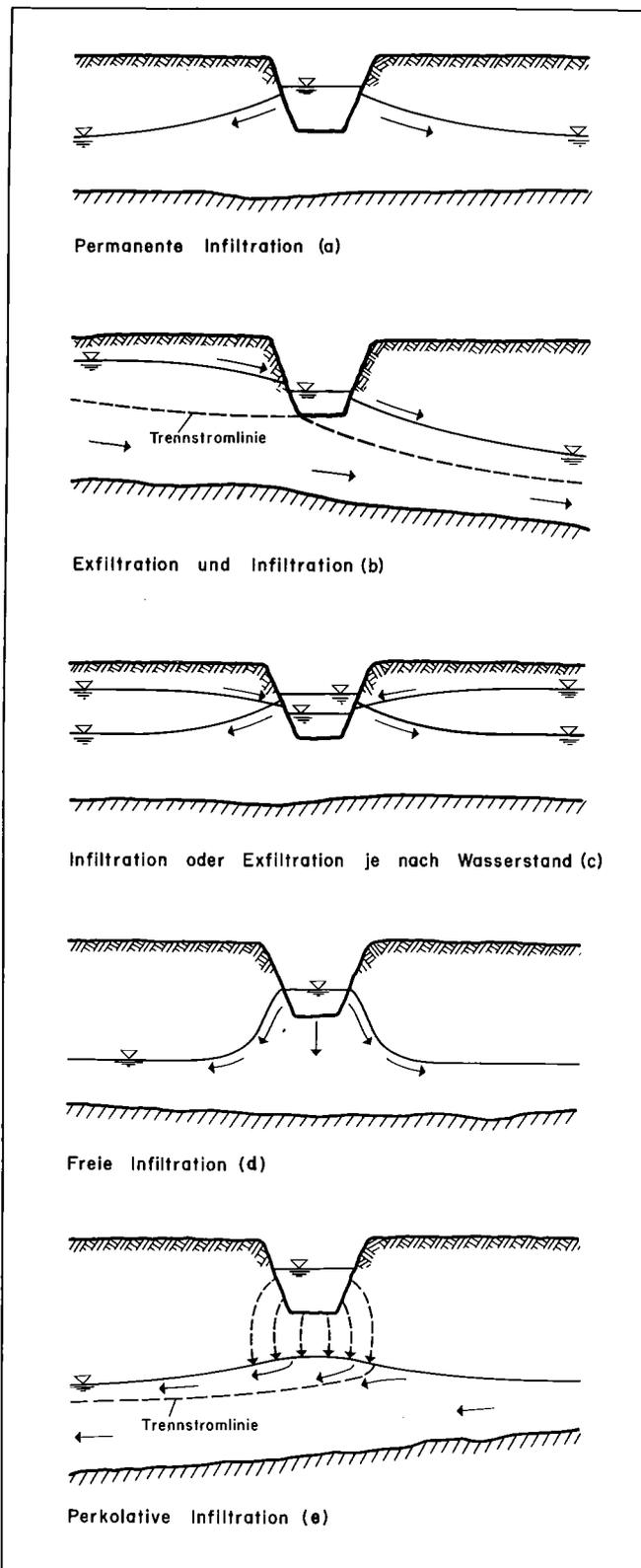


Fig. 7.2 Infiltrationsarten.

Bei *freier Infiltration* (d) wird gerade die Transportkapazität des Aquifers bei vollständiger Sättigung des durchströmten Untergrundes erreicht.

*Perkolative Infiltration* (e) liegt vor, wenn der Grundwasserspiegel soweit unter den Oberflächengewässern liegt, dass das infiltrierende Wasser vorwiegend vertikal durch die nichtgesättigte Überwasserspiegelzone dem Grundwasser zufließt. Die Infiltrationsmenge ist bei der perkolativen Infiltration unabhängig von der Spiegellage des Grundwassers. Typische Beispiele dafür sind offene Anreicherungsbecken und Flüsse bei relativ grossem Flurabstand.

Die Infiltration findet, abgesehen von Wehrumströmungen, vorwiegend längs bestimmter Flussabschnitte statt, d. h. längs von sogenannten *Infiltrationsstrecken*. Sie hat den Charakter einer Linienquelle; bei breiten Flüssen müsste sogar von einer Streifenquelle gesprochen werden. Sie kann mengenmässig mit folgenden Begriffen beschrieben werden:

- *Infiltrationsmenge*  $Q_I$  ( $m^3/s$ )  
(gesamte Wassermenge, welche innerhalb eines Flussabschnittes von der Länge  $L_F$  infiltriert)
- *Infiltrationsleistung*  $q_I = Q_I/L_F$  ( $m^3/sm'$ )  
(Infiltrationsmenge pro Längeneinheit des Flussabschnittes)
- *Infiltrationsrate*  $q_I = Q_I/L_F U$  ( $m^3/sm^2$ )  
(Infiltration pro benetzter Flächeneinheit des Flussabschnittes;  $U$  = mittlerer benetzter Umfang).

*Exfiltration* liegt vor, wenn das Grundwasser ein Oberflächengewässer speist. Sie erfordert ein Druckgefälle des Grundwassers zum Oberflächengewässer und ein durchlässiges Gewässerbett.

Grundsätzlich lassen sich drei Exfiltrationsarten unterscheiden:

- Grundwasseraustritte an die Erdoberfläche in verteilter Form oder als örtlich begrenzte Quellen.
- Grundwassereintritte in Oberflächengewässer in verteilter Form (*Exfiltrationsstrecken*) oder als Grundquellen.
- Austritte in Drainagen.

Quantitativ kann die Exfiltration mit folgenden Grössen beschrieben werden:

- *Exfiltrationsmenge*  $Q_X$  ( $m^3/s$ )  
(gesamte, in einen Grundwasseraustritt, einen Flussabschnitt der Länge  $L_F$  oder in ein Drainagesystem exfiltrierende Grundwassermenge)
- *Exfiltrationsleistung*  $q_X = Q_X/L_F$  ( $m^3/sm'$ )  
(Exfiltrationsmenge pro Längeneinheit des Gewässerabschnittes)
- *Exfiltrationsrate*  $q_X = Q_X/L_F U$  oder  $q_X = Q_X/F$  ( $m^3/sm^2$ )  
(Exfiltrationsmenge pro benetzter Flächeneinheit des Flussabschnittes oder pro Flächeneinheit des Drainagesystems).

### 7.1.2 In- und Exfiltrationsstrecken

Es ist wichtig, dass die In- und Exfiltrationsstrecken zuverlässig abgegrenzt werden können. Dafür muss das Messstellennetz so angelegt sein, dass die Wasserstände bei allen Unstetigkeitsstellen wie Wehre, Flussverzweigungen, Flusseinmündungen usw. sowohl im Oberflä-

chengewässer als auch im anliegenden Grundwasserleiter eingemessen werden können. Wichtige Informationen über die In- und Exfiltrationsverhältnisse lassen sich gewinnen, wenn das Flussnetz mit Längenprofilen, bei breiten Flüssen auch mit Querprofilen, vermessen und die Gewässersohle mit der Lage des Grundwasserspiegels verglichen werden können.

Gelingt es, für einen Gewässerabschnitt alle oberirdischen Zu- und Wegflüsse zu messen, kann aus der Abflussbilanz die in- oder exfiltrierende Wassermenge oder die entsprechende Überschussmenge berechnet werden. Für die Messung sind, abgesehen vom obersten Teil eines Quellbaches und vom untersten Teil eines versiegenden Gewässers, mindestens zwei, meistens mehrere Messprofile für die Differenzmessungen notwendig. Differenzmessungen sind jedoch nur dann sinnvoll, wenn die Differenzmenge signifikant grösser ist als ihr mittlerer Fehler  $\sigma_D$ . Für eine Flussstrecke ergibt sich  $\sigma_D$  aus den Messfehlern  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$  in den beiden Messprofilen, zu

$$\sigma_D = \pm \sqrt{\sigma_o^2 + \sigma_u^2}$$

Gemäss Figur 3.8 beträgt der mittlere Fehler einer Doppelmessung für Abflussmengen zwischen  $0,7 m^3/s$  und  $7 m^3/s$  weniger als  $\pm 3 \%$  der Abflussmenge. Mit zwei Messprofilen liegt  $\sigma_D$  bei ca.  $\pm 4 \%$ . Um eine Differenzmenge für ein Signifikanzniveau von 95% nachweisen zu können, sollte sie demnach zumindest etwa 10% der Abflussmenge betragen. Die Messprofile müssen deshalb in genügend grossem Abstand voneinander angeordnet werden, damit das Messresultat eindeutig ist.

Oft kann diese Bedingung nicht eingehalten werden, weil die In- und Exfiltrationsstrecken zu kurz sind, sich folgen oder kombiniert vorliegen. Dies verunmöglicht, die In- und die Exfiltrationsmenge getrennt zu messen. Innerhalb der Messprofile ergibt sich lediglich der In- oder Exfiltrationsüberschuss.

### Emmental:

Figur 7.3 zeigt einen Ausschnitt aus dem Längenprofil der Emme für den Flussabschnitt km 7 bis km 11. Die Emme-sole befindet sich bei km 11 ungefähr 7 m, bei km 7 ungefähr 1 m über dem mittleren Grundwasserspiegel. Das bedeutet, dass in diesem Gewässerabschnitt bei dieser

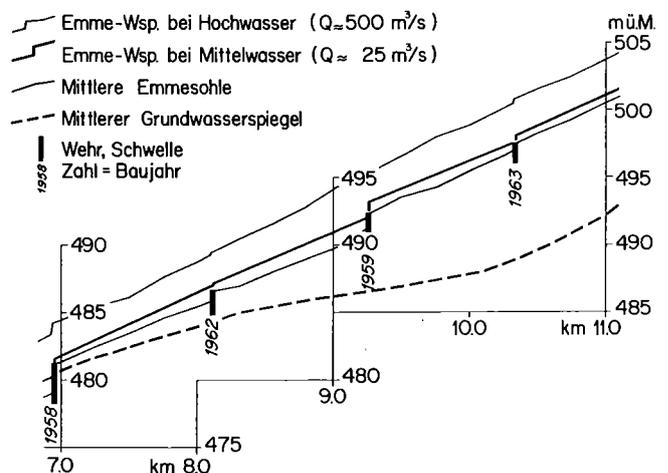


Fig. 7.3 Längenprofil der Emme von km 7 bis km 11.

Grundwasserspiegellage die Infiltration perkolativ erfolgt. Bei hoher Grundwasserspiegellage infiltriert das Flusswasser zwischen km 7 und km 8 direkt.

Die Emme fließt in einem Ende des letzten Jahrhunderts begradigten Flussbett aus sandigen Kiesen mit zahlreichen Komponenten der Steinfraktion. Die Böschungen sind teilweise bewachsen, in verschiedenen Abschnitten mit einem Blockwurf versehen. In Niederwasserperioden mäandriert die Emme innerhalb der beiden stabilen Böschungen ähnlich einem natürlichen Wasserlauf, ist örtlich und zeitlich unterschiedlich breit und tief, benetzt teilweise auch das gesamte Gewässerbett.

Das in Figur 7.4 dargestellte mittlere Gewässerbett der Emme wurde anhand der Durchschnittswerte von achtzehn Querprofilen konstruiert. Bei 12 Querprofilen liegt das Gewässerbett innerhalb der schraffierten Fläche. Die Flussbreite variiert besonders stark, wenn sie im Mittel unter dreissig Meter liegt, d.h. bei kleinen bis mittleren Abflussmengen.

Wie aus Figur 7.5 hervorgeht, fliesst im erwähnten Emme-Abschnitt durchschnittlich während drei Wochen im Jahr eine Wassermenge von weniger als  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die in Niederwasserperioden durchgeführten Abflussmengenmessungen zeigen, dass dann der mittlere benetzte Umfang ungefähr der durchschnittlichen Spiegelbreite entspricht und unter 17 Meter liegt. Mittlere benetzte Umfänge von 20 bis 30 Meter sind repräsentativ für Mittelwasserperioden, solche über 30 Meter entsprechen Hochwasserabflüssen.

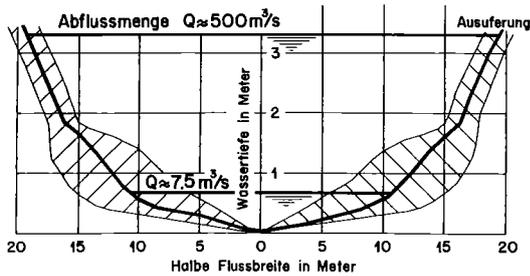


Fig. 7.4 Mittleres Querprofil der Emme, km 7 bis km 11.

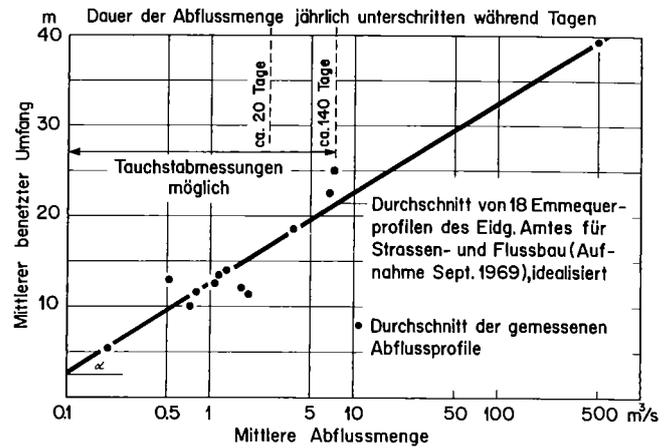


Fig. 7.5 Mittlerer benetzter Umfang der Emme in Abhängigkeit der mittleren Abflussmenge im Flussabschnitt km 7 bis km 11 [97].

In Tabelle 7.1 sind die während der Untersuchungsperiode durchgeführten Infiltrationsmessungen in den Emme-Abschnitten zwischen km 9 bis km 11 und km 7 bis km 9 aufgelistet, die Infiltrationsleistungen und -raten für die effektive Wassertemperatur der Emme sowie für eine Einheitstemperatur von  $10^\circ \text{C}$  angegeben.

Es hat sich gezeigt, dass in diesen Flussabschnitten bei Abflüssen über  $7 \text{ m}^3/\text{s}$  die Infiltrationsmengen mit Differenzmessungen nicht mehr zuverlässig bestimmt werden können. Dies aus folgendem Grund: Mit steigender Abflussmenge nimmt der mittlere Fehler einer Differenzmessung mit dem Tauchstab exponentiell zu (Figur 3.8), währenddem die Infiltrationsmenge lediglich logarithmisch anwächst; sie ist daher bei Abflüssen über 7 bis  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  signifikant kleiner als der Bestimmungsfehler. Bei grossen Abflüssen müssen deshalb die Infiltrationsmessungen indirekt bestimmt werden (vgl. Abschnitt 7.1.4).

**Hauptresultat:** Die mittlere Infiltrationsrate  $q_I \sim 1,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}^2$  liegt bei perkolativer Infiltration in der Grössenordnung der mittleren Leistung offener Anreicherungsbecken [145].

Datum / Zeit der Tauchstabmessungen	Abflussmengen				Mittlerer benetzter Umfang U	Infiltrations-			Flusswassertemperatur T	Infiltrations-	
	Oben $Q_D$	Unten $Q_U$	Mittel $Q_M$	Differenz $Q_D$		Strecke l	Leistung $q_I'$	Rate $q_I$		Leistung $q_I'$ ( $10^0$ )	Rate $q_I$ ( $10^0$ )
	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	m	m	$\frac{10^{-5} \text{ m}^3}{\text{s m}}$	$\frac{10^{-5} \text{ m}^3}{\text{s m}^2}$	$^\circ \text{C}$	$\frac{10^{-5} \text{ m}^3}{\text{s m}}$	$\frac{10^{-5} \text{ m}^3}{\text{s m}^2}$
Flussabschnitt Emme-km 11 bis 9; Abflussprofil Oben: 610.215/29, -Unten: 608.216/17											
20.10.1976/14.30-16.25	1.279	0.905	1.092	0.374	13.0	2010	18.6	1.4	10	18.6	1.4
28.10.1976/14.40-16.10	0.352	0.034	0.193	0.318	9.0	2010	15.8	1.8	10	15.8	1.8
21.10.1977/10.30-14.00	2.140	1.504	1.822	0.636	15.2	2220	28.6	1.9	10	28.6	1.9
13.10.1978/09.50-11.30	1.856	1.391	1.623	0.465	14.7	2010	23.1	1.6	10	23.1	1.6
24.10.1978/14.30-16.00	4.130	3.471	3.800	0.659	18.4	2010	32.8	1.8	10	32.8	1.8
09.11.1978/14.50-15.30	0.999	0.614	0.807	0.385	11.7	2000	19.3	1.6	5	22.4	1.9
05.06.1979/14.10-16.40	6.932	6.334	6.633	0.598	20.8	2150	27.8	1.3	15	24.5	1.2
27.07.1979/13.05-13.32	0.983	0.310	0.646	0.684	11.0	2050	33.4	3.1	25	22.7	2.1
06.08.1979/10.30-12.10	1.853	1.263	1.558	0.590	14.6	2050	28.8	2.1	18	23.3	1.6
Flussabschnitt Emme-km 9 bis 7; Abflussprofil Oben: 608.216/17, -Unten: 607.217/65											
20.10.1976/15.50-18.00	0.905	0.572	0.739	0.333	11.3	2110	15.8	1.4	10	15.8	1.4
21.10.1977/13.30-14.50	1.504	1.096	1.300	0.408	13.3	1960	20.8	1.5	10	20.8	1.5
25.07.1978/09.30-12.15	7.492	6.746	7.119	0.746	21.1	1830	40.8	1.9	18	33.0	1.6
13.10.1978/11.00-12.25	1.391	0.953	1.172	0.439	13.3	2030	21.6	1.6	10	21.6	1.6
09.11.1978/15.00-16.35	0.614	0.417	0.516	0.196	9.8	2030	9.7	1.0	5	11.3	1.1
27.07.1979/14.08-14.37	0.310	0.000	0.155	0.310	9.0	1400	22.1	2.3	25	15.0	1.6
06.08.1979/11.40-13.32	1.263	0.735	0.999	0.528	12.7	2090	25.3	2.0	20	19.5	1.5

Tab. 7.1 Infiltrationsleistung und -rate bei Nieder- und Mittelwasserabflüssen für die Emme-Flussabschnitte km 9 bis 7 und 11 bis 9.

### 7.1.3 Exfiltrationsgebiete

Exfiltrierendes Grundwasser strömt oft nicht nur einem einzelnen Gerinne zu, sondern tritt grossflächig in einem komplexen System von Grundwasseraustritten aus dem Aquifer aus. Hier lassen sich die Strömungsverhältnisse nur mit einem ausgedehnten Wasserstands-Messstellen-netz im Detail erfassen.

Die Exfiltrationsmenge und ihre zeitliche Veränderung können vor allem in Quellbächen über Pegel-Abflussbeziehungen direkt mit Abfluss-Schreibpegeln ermittelt werden. Solche Schreibpegelaufzeichnungen sind jedoch oft ungenau, da meistens sehr kleine Wasserstandsänderungen gemessen werden müssen und neben den messtechnischen Problemen die Verkrautung zusätzliche Ungenauigkeiten bringt. Zudem sind bei einem verzweigten Netz von Quellbächen und Exfiltrationsstrecken mehrere Schreibpegel notwendig.

Wirtschaftlicher und relativ genau lassen sich die Exfiltrationsmengen und ihr instationäres Verhalten in der Regel mit Hilfe von Grundwasserständen, die ausserhalb des Absenkbereichs des Exfiltrationsgebietes gemessen werden, mit linearen Regressionsgleichungen berechnen. Dabei kann vorteilhaft auf Grundwasser-Schreibpegel, die ohnehin im Grundwasser-Messstellennetz vorhanden sind, zurückgegriffen werden. Ein einzelner Grundwasser-Schreibpegel genügt zudem für ein ganzes Exfiltrationsgebiet mit mehreren Quellbächen und Exfiltrationsstrecken. Der Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels ist gegenüber dem Wasserstand in Quellbächen grösser; Pegelverschiebungen und Verkrautungseffekte treten in den Hintergrund.

#### Emmental:

In den Exfiltrationsgebieten wurden in den Jahren 1976 bis 1980 mehrere hundert Einzelabfluss- und Differenzmessungen grösstenteils mit dem Tauchstab durchgeführt. Die jeweils innerhalb der Exfiltrationsgebiete erstellten Abfluss-Messstellennetze erlaubten, die Gesamtmenge des exfiltrierenden Grundwassers räumlich zu diskretisieren.

Figur 7.6 zeigt als Beispiel das Abflussmessstellennetz im Exfiltrationsgebiet Urtenen mit den Resultaten einer Abfluss-Messkampagne vom 26.9.1980. Das Oberflächenwassersystem lässt sich in folgende vier Teil-Abschnitte gliedern:

- Abschnitt 1, 2: Urtenen vom Eintritt ins Testgebiet bis zur Verzweigung in Zauggenried.
- Abschnitt 2, 3: Urtenen, unterteilt in den Mühlebach, Fraubrunnen und den Hauptkanal. In diesen werden vier Grundwasseraustritte abgeleitet.
- Abschnitt 3, 4: Zusammenfluss Mühlebach, Fraubrunnen, Urtenen-Hauptkanal bis Abfluss-Schreibpegel (606.217/19) in Schalunen.
- Abschnitt 4, 5: Mühlebach, Schalunen. Als Quellbach führt er ausschliesslich Grundwasser, welches längs des Gerinnes in das angeschlossene Drainagesystem exfiltriert.

Die im dargestellten Flussgebiet gemessene totale Exfiltrationsmenge beträgt 1088 l/s. Obwohl die einzelnen Ab-

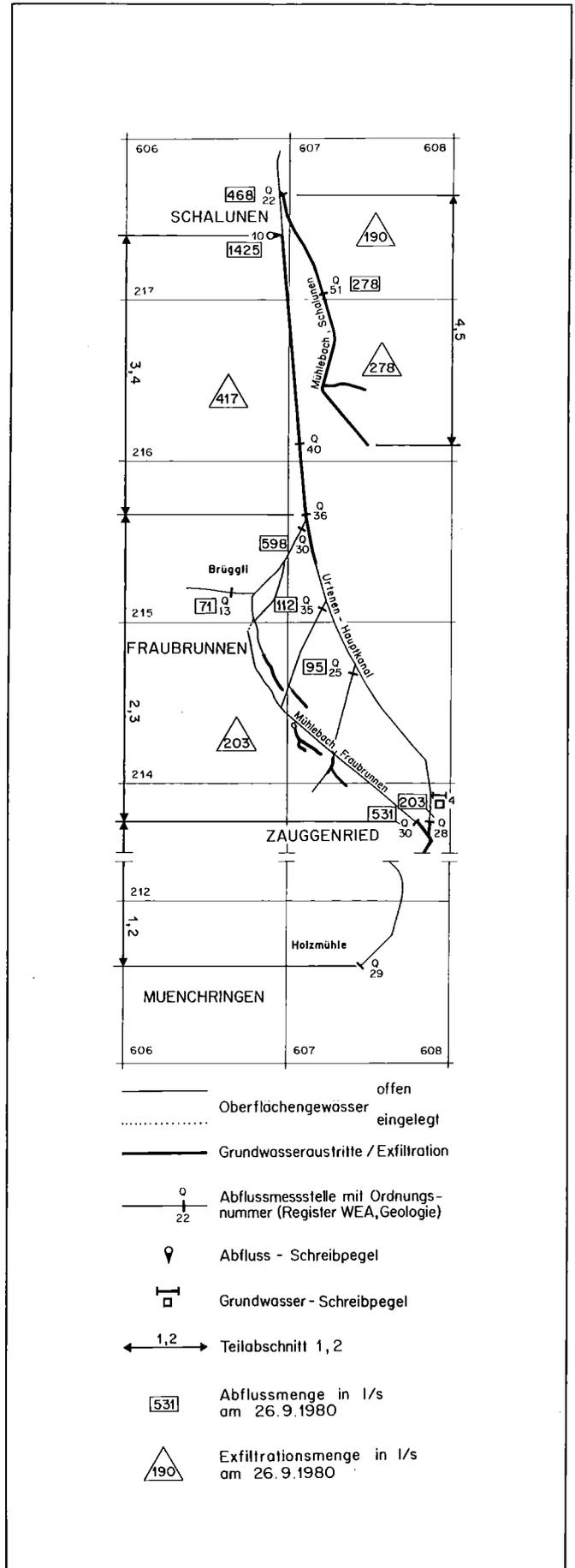


Fig. 7.6 Exfiltrationsgebiet Urtenen mit den Resultaten der Abflussmesskampagne vom 26.9.1980.

schnitte praktisch gleich lang sind, erhalten sie unterschiedliche Exfiltrationsmengen:

- Abschnitt 1, 2:  $\pm 0\%$  (Differenz zwischen In- und Exfiltration 0 l/s)
- Abschnitt 2, 3: 19% (Exfiltrationsüberschuss)
- Abschnitt 3, 4: 38% (nur Exfiltration)
- Abschnitt 4, 5: 43% (nur Exfiltration)

Die Exfiltrationsleistung variiert zwischen 0 und 0,4 l/s und m<sup>1</sup> Gewässerstrecke. Die maximale Exfiltrationsrate liegt bei 0,1 l/s und m<sup>2</sup> Gewässerbett.

Die Exfiltrationsmengen aller Abschnitte verhalten sich proportional zum Grundwasserstand  $h$  in der Messstelle 607.214/4. Dies bedeutet, dass innerhalb des in dieser Messstelle beobachteten Schwankungsbereiches die Exfiltrationsströmungen (bzw. die Entwässerung des umliegenden Grundwasserleiters) mit guter Genauigkeit anhand der Theorie des Einzellinearspeichers beschrieben werden können. Figur 7.7 zeigt die gemessenen Exfiltrationsmengen und die Regressionsgerade für den Mühlebach bei Schalunen [97]. Die Messungen streuen im Mittel bei  $\pm 6\%$  um die Regressionsgerade.

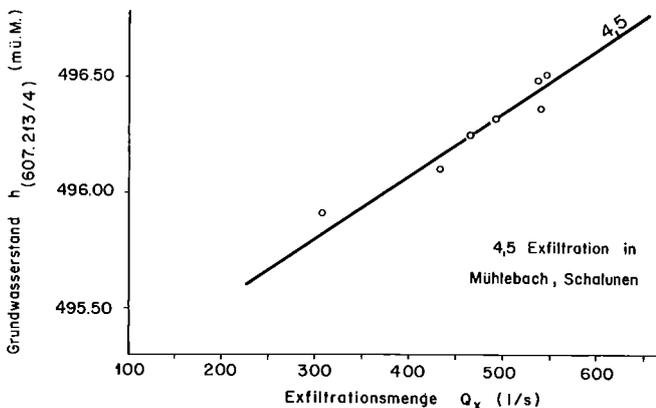


Fig. 7.7 Grundwasserstands-Exfiltrationsbeziehungen im Exfiltrationsgebiet Urtenen.

### 7.1.4 Indirekte Methoden zur Bestimmung der In- und Exfiltration

Bei Flüssen mit grossen Abflussmengen wird es praktisch unmöglich, die In- und Exfiltrationsmengen mit Differenzmessungen zu ermitteln. In diesen Fällen kann versucht werden, mit Differentialgleichungen, die auf der Hydraulik im flussnahen Bereich basieren, die In- und Exfiltrationsleistung indirekt zu bestimmen [22, 24, 54, 169]. Die Gleichungen weisen jedoch meistens eine sehr komplexe Struktur auf, da für eine einigermaßen zutreffende Beschreibung des Strömungsvorganges eine Vielzahl von Parametern berücksichtigt werden muss. Dazu gehören die Durchlässigkeitsverhältnisse, die Potentiale und Potentialgefälle zwischen Oberflächen- und Grundwasser, die Mächtigkeit des Grundwasserleiters usw. Im weiteren sind auch die meistens sehr komplizierten, geologischen, geometrischen und hydraulischen Randbedingungen zu beachten. Sogar bei einfachen eindimensionalen Lösungsansätzen, welche die Strömungsverhältnisse im flussnahen Bereich beschreiben, können die benötigten Kennziffern nur grob geschätzt werden, so dass die Resultate

meist eine grosse Bandbreite aufweisen. Eine der Hauptschwierigkeiten bildet die Ermittlung der Durchlässigkeiten und Potentiale. Weil die Strömung im flussnahen Bereich sowohl von der horizontalen als auch von der vertikalen Durchlässigkeit abhängt, gelingt es kaum, die massgebenden  $k$ -Werte mit genügender Genauigkeit zu bestimmen.

Die Berechnungen können am ehesten mit einem horizontal- oder vertikal-ebenen Grundwassermodell nach der Methode der Finiten Elemente (vgl. Kapitel 12) gelöst werden. Der Vorteil der FE-Methode liegt in der grossen Anpassungsfähigkeit des Modells an die natürlichen Gegebenheiten. Bei direkter Infiltration oder bei Exfiltration werden die Zu- und Wegflüsse über die Wasserstände in den Oberflächengewässern hergeleitet. Aus den Wasserstandsdaten ist die massgebende Potential- und Durchlässigkeitsverteilung im Nahbereich des Gewässers zu ermitteln, bei der die im Fernbereich gemessenen Grundwasserstandsbewegungen bei einem plausiblen Speicherkoeffizient nachvollzogen werden können. Mit einer Sensitivitätsanalyse kann so eine plausible Bandbreite der In- und Exfiltrationsmengen ermittelt werden.

Bei perkolativer Infiltration sollte theoretisch die Infiltrationsleistung über die ungestörte Filterströmung berechnet werden können. In der Praxis ist dies aus messtechnischen Gründen kaum durchführbar. Die Infiltrationsberechnungen müssen deshalb vor allem auf die Grundwasserstandsbewegungen im gesättigten Teil des Aquifers abgestützt werden. Im Vordergrund stehen dabei Volumenauswertungen von hochwasserbedingten Grundwasserpiegelanstiegen. Die mittlere hochwasserbedingte, zusätzliche Infiltrationsleistung  $\Delta q_I'$  lässt sich wie folgt berechnen:

$$\Delta q_I' = \frac{\Delta V_1 S}{\Delta t l} \quad (7.1)$$

- $\Delta V_1$  = Hochwasserbedingte Vergrösserung der Unterwasserspiegelszone
- $\Delta t$  = Anstiegsdauer
- $S$  = Speicherkoeffizient
- $l$  = Bezugslänge des Flussabschnittes

Es ist zu beachten, dass den Grundwasseranstiegen jeweils die natürlichen Feldbewegungen zu überlagern und bei der Berechnung von  $\Delta V_1$  zu berücksichtigen sind. Um die gesamte, während eines Hochwasserereignisses infiltrierende Wassermenge zu ermitteln, ist  $\Delta q_I'$  zur Basisinfiltrationsleistung  $q_I'$  zu addieren, welche vor dem Hochwasser vorhanden war. Die Basisinfiltration wird aufgrund der für Nieder- und Mittelwasser mit Differenzmessungen belegten Beziehung zwischen Abflussmenge und Infiltrationsleistung berechnet oder muss über die Infiltrationsrate abgeschätzt werden.

Die gesamte Infiltrationsleistung ergibt sich zu:

$$q_I' = q_{I0}' + \Delta q_I' \quad (m^3/sm^1) \quad (7.2)$$

Um ein umfassendes Bild der Infiltrationsverhältnisse zu gewinnen, müssen verschiedene Hochwasserabflüsse untersucht werden. Dafür eignen sich vor allem Hochwasserabflüsse in niederschlagsfreien Perioden. Diese treten nur nach lokalen Gewitterregen und Schneeschmelzen oberhalb der Infiltrationsstrecken auf. Sie sind deshalb relativ selten.

**Emmental:**

In Figur 7.8 sind für zwei Hochwasserereignisse die Niederschlagshöhen und die Ganglinien der Emme und zweier Grundwasser-Schreibpegel, welche sich in unterschiedlicher Distanz zur Emme befinden, aufgezeichnet. Beim ersten Hochwasserereignis vom 10.7.1977 registrier-

te die eidg. Messstation Emme-Wiler (608.223/7E) 390 bis 440 m<sup>3</sup>/s. Es handelt sich um das zweitgrösste Hochwasser seit diese Messstation (ab 1921) betrieben wird. Es entstand wegen eines massiven Gewitterregens, der ausschliesslich auf das Einzugsgebiet der Emme oberhalb des Testgebietes fiel. Im Unteren Emmental regnete es, wie die SMA-Station Burgdorf zeigt, nur sehr wenig. Der Grundwasser-Schreibpegel 610.219/21, welcher ca. 3800 m von der Infiltrationsstrecke (Emme: km 11 bis km 7) entfernt liegt, reagierte weder auf die unbedeutenden Niederschläge noch auf die Emme-Infiltration. Dagegen stieg der Grundwasserspiegel 450 m von der Emme entfernt in der Messstelle 608.216/7 deutlich an. Diese und weitere Ganglinien zeigen: Lediglich das Emme-Hochwasser führte zur Grundwasserneubildung; die Wasserstände stiegen in den beiden Grundwasserbeobachtungsstellen beachtlich, was zusätzlich zur Infiltration auf eine massive Niederschlagsversickerung hindeutet. Die beiden Einflüsse konnten nicht auseinandergehalten werden. Die Berechnung der hochwasserbedingten zusätzlichen Infiltration wird in Figur 7.9 am Beispiel des erwähnten Hochwassers vom 10.7.1977 gezeigt. Die Grundwasseran-

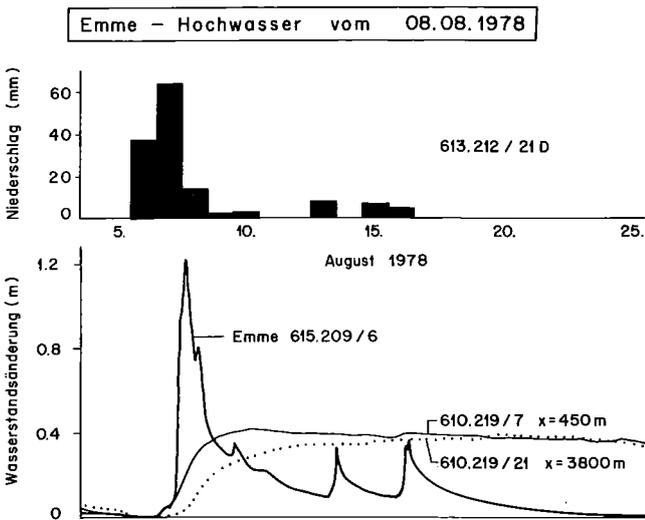
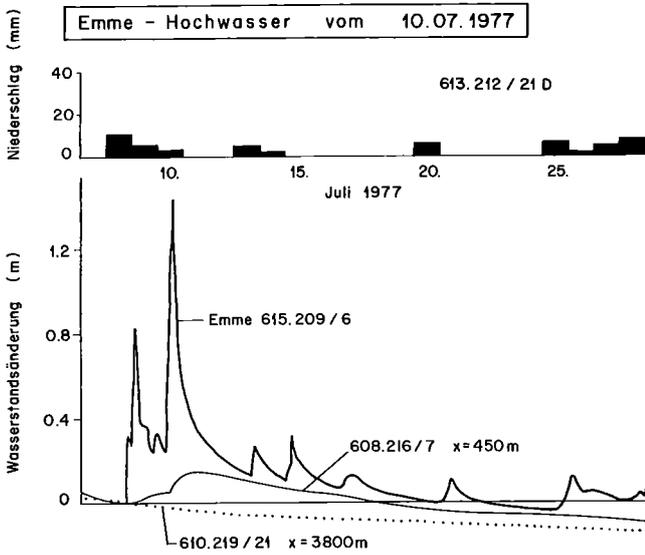


Fig. 7.8 Vergleich der Niederschlagshöhen, der Ganglinien der Emme und zweier Grundwasser-Schreibpegel mit unterschiedlichem Abstand x von der Emme für zwei Hochwasserereignisse.

Ein weiteres Emme-Hochwasser, welches jedoch von massiven Niederschlägen im Untersuchungsgebiet begleitet war, ereignete sich am 8.8.1978. Die Messstation Emme-Wiler registrierte maximal 360 bis 400 m<sup>3</sup>/s. Die Wasserstände stiegen in den beiden Grundwasserbeobachtungsstellen beachtlich, was zusätzlich zur Infiltration auf eine massive Niederschlagsversickerung hindeutet. Die beiden Einflüsse konnten nicht auseinandergehalten werden. Die Berechnung der hochwasserbedingten zusätzlichen Infiltration wird in Figur 7.9 am Beispiel des erwähnten Hochwassers vom 10.7.1977 gezeigt. Die Grundwasseran-

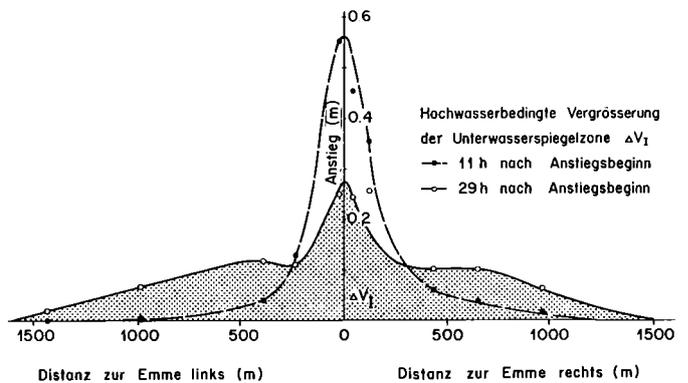


Fig. 7.9 Emme-Hochwasser vom 10.7.1977: Hochwasserbedingte Vergrößerung der Unterwasserspiegelzone.

Datum, Zeit	t <sub>0</sub>	Δt	ΔV <sub>I</sub>	Δq <sub>I</sub>	q <sub>0</sub>	q̄ <sub>HQ</sub>	q <sub>I0</sub>	q <sub>I0</sub> + Δq <sub>I</sub>	T	q <sub>I</sub> (10 <sup>0</sup> °C)	q <sub>I</sub> (10 <sup>0</sup> °C)
		(h)	(m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	(10 <sup>-5</sup> m <sup>3</sup> /sm)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(10 <sup>-5</sup> m <sup>3</sup> /sm)		(°C)	(10 <sup>-5</sup> m <sup>3</sup> /sm)	(10 <sup>-5</sup> m <sup>3</sup> /sm <sup>2</sup> )
01.-09.05.1976	01.05., 1200	192	406	7.0	6.5	11	33.1	40.1	10.0	40.1	1.8
08.-09.07.1977	08.07., 1800	37	203	18.3	7.5	47	34.1	52.4	13.5	47.7	1.6
10.-11.07.1977	10.07., 0700	29	205	23.5	27.5	150	43.0	66.5	13.5	60.5	1.6
08.-11.07.1977	08.07., 1800	66	451	22.8	7.5	92	34.1	56.9	13.5	51.8	1.6
22.-24.05.1978	22.05., 1700	55	215	13.1	23.5	102	41.9	55.0	10.5	54.5	1.7
07.-08.06.1978	07.06., 2300	25	89	11.9	11.5	49	37.0	48.9	16.0	42.1	1.4
01.-02.07.1978	30.06., 1900	53	170	10.7	9.5	40	35.7	46.4	15.0	40.8	1.4
17.-18.10.1978	17.10., 1900	29	64	7.4	2.3	9.5	26.0	33.4	11.0	32.4	1.5
22.-24.10.1978	22.10., 0800	64	250	13.1	2.3	28.5	26.0	39.1	9.0	40.3	1.5

Tab. 7.2 Infiltrationsleistung und -rate bei Hochwasserabflüssen für den Emme-Flussabschnitt km 7 bis km 11.

stiege sind quer zur Infiltrationsstrecke der Emme aufgetragen. Die zur Emme symmetrischen Infiltrationsberge werden für zwei Zeitpunkte, 11 h und 29 h nach Beginn des Emme-Anstiegs dargestellt. Nach 29 h hat sich das Unterwasserspiegelvolumen um  $205 \text{ m}^3$  pro Laufmeter Emme vergrößert. Mit dem Speicherkoeffizienten  $S$  – er beträgt im Infiltrationsgebiet der Emme etwa 12 % – lässt sich die mittlere hochwasserbedingte Mehrinfiltrationsleistung  $\Delta q_I'$  nach (7.1) zu  $23,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}'$  berechnen. Tabelle 7.2 gibt eine Übersicht über ausgewertete Hochwasserereignisse in den Jahren 1976 bis 1978.

In Figur 7.10 wurden die 16 direkt gemessenen und die 9 für Hochwasserabflüsse hergeleiteten Infiltrationsleistungen für die entsprechenden Abflussmengen aufgetragen. Deutlich zeigt sich, dass zwischen der Abflussmenge der Emme und der Infiltrationsleistung eine signifikante, in halblogarithmischer Darstellung lineare Korrelation besteht.

$$q_I' = v_T / v_{10^{\circ}\text{C}} (14,67 \log Q_{10} + 21,91) \quad (7.3)$$

$q_I'$  in  $10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}'$

$Q_{10}$  in  $\text{m}^3/\text{s}$  (Abflussmenge bei Emme – km 10,0)

$v_T$  in  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (kinematische Zähigkeit des Wassers)

Da der Durchlässigkeitswert abhängig von der Temperatur  $T$  ist, müssen die wechselnden Flusstemperaturen zwischen etwa 1 bis  $25^\circ\text{C}$  bei den Infiltrationsberechnungen berücksichtigt werden. Gegenüber der Bezugstemperatur von  $10^\circ\text{C}$  können dadurch die Infiltrationsmengen maximal um rund  $\pm 20\%$  variieren.

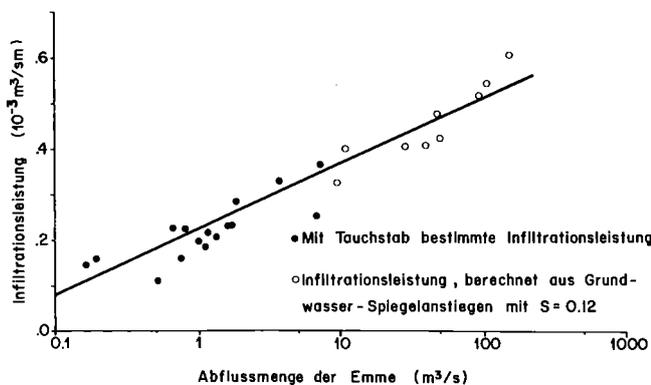


Fig. 7.10 Beziehung zwischen Abfluss und Infiltrationsleistung der Emme im Flussabschnitt km 7 (Kirchberg) bis km 11 (Schalunen) für eine Flusswassertemperatur von  $10^\circ\text{C}$ .

Die Auswertungen zeigen: Die für Nieder- und Mittelwasser mit Differenzmessungen eindeutig belegte Regressionsbeziehung gilt auch für die berechneten Infiltrationsleistungen bei Hochwasserabflüssen. Die Infiltrationsrate, d. h. der Wasserdurchtritt pro  $\text{m}^2$  Flussbett, ist für den erfassten Abflussbereich bis  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  praktisch konstant. Sie beträgt  $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}^2$  (mittlerer Fehler  $\pm 0,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}^2$ ) oder  $1,4 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ . Daraus folgt: Auch nach längeren Niederwasserperioden kolmatiert die Gewässersohle nicht. Die Infiltration kann ungehindert stattfinden; die Infiltrationsrate nimmt bei Hochwasserabflüssen bis  $Q \sim 150 \text{ m}^3/\text{s}$  nicht merklich zu.

## 7.2 Grundwasserneubildung aus Niederschlag

### 7.2.1 Übersicht

Der Anteil der Niederschläge, welcher versickert und unterirdisch ein Grundwasservorkommen erreicht, bildet das echte Grundwasser. Die Niederschläge können direkt auf das Grundwasservorkommen fallen und über eine relativ kurze Sickerstrecke den Grundwasserspiegel erreichen (*direkte Grundwasserneubildung*  $Q_N$ ), oder sie versickern in den randlichen Einzugsgebieten des Grundwasservorkommens und gelangen aus angrenzenden Locker- und Festgesteins-Grundwasserleitern konzentriert oder dispers über die Talflanken ins betrachtete Grundwasservorkommen (*indirekte Grundwasserneubildung*  $Q_R$ ).

Die direkte Grundwasserneubildung hat den Charakter eines Flächenflusses und wird analog zum Niederschlag meist als Wassersäule in mm bezogen auf einen definierten Zeitabschnitt oder in Form des spezifischen Flächenflusses als Grundwasserneubildungsspende, z. B. in  $\text{l}/\text{s km}^2$  angegeben.

Bei der indirekten Grundwasserneubildung sickert das Wasser unterirdisch als Punkt- oder Linienquellen dem Grundwasserleiter zu. In der Regel werden die Zuflüsse in  $\text{l}/\text{s}$  oder  $\text{l}/\text{sm}'$  quantifiziert.

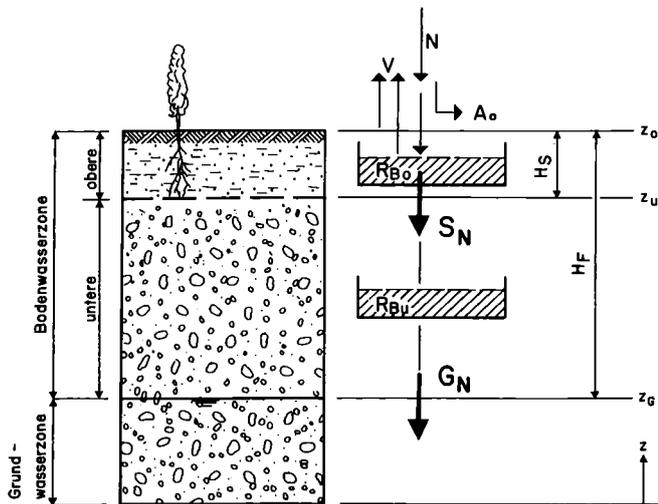
Zahlreiche messtechnische und rechnerische Methoden erlauben einen mehr oder weniger umfassenden Einblick in die Grundwasserneubildung aus Niederschlag, z. B. [4]. Sie konzentrieren sich entweder auf den Bilanzierungskörper «Boden» in der teilgesättigten Überwasserspiegelzone oder auf den Bilanzierungskörper «Grundwasser» in der Unterwasserspiegelzone (vgl. Tabelle 7.3).

Bilanzierungskörper «Boden»	Bilanzierungskörper «Grundwasser»
Lysimeter Tracer – Tritium – Chlorid Bodenwasserhaushalt – Klimatische Bodenwasserbilanz – Darcy-Versickerung – Sättigungsgrad	Grundwasserbilanz Querschnitts-Durchfluss Hydrologische Bilanz Einzellinearspeicher – Analyse von Grundwasserganglinien – Messung von Quellschüttungen, Basisabflüssen von Oberflächen-gewässern und Drainagen

Tab. 7.3 Übersicht über Methoden zur Ermittlung der Grundwasserneubildung aus Niederschlägen.

### 7.2.2 Betrachtungen zum Bilanzierungskörper «Boden»

Figur 7.11 zeigt ein nach den Grundlagen von Kovács [81] vereinfachtes Schema für die Bilanzierung des Wasserhaushaltes in der Überwasserspiegelzone (sogenannte Bodenwasserzone). Die Überwasserspiegelzone ist zweigeteilt in eine obere und eine untere Bodenwasserzone. Als klimatische Einflussgrößen wirken der Niederschlag  $N$ , der Oberflächenabfluss  $A_0$  und die Verdunstung  $V$ . Als Transformationsgrößen wirken der obere Bodenspeicher  $R_{Bo}$  und der untere Bodenspeicher  $R_{Bu}$ . Aus der Berechnung resultieren das Sickerwasser  $S_N$  und



- N = Niederschlag
- A<sub>o</sub> = Oberflächenabfluss infolge Bodenversiegelung
- V = Verdunstung
- R<sub>Bo</sub> = Inhalt des oberen Bodenwasserspeichers
- ΔR<sub>Bo</sub> = Speicheränderung in R<sub>Bo</sub>
- R<sub>Bu</sub> = Inhalt des unteren Bodenwasserspeichers
- ΔR<sub>Bu</sub> = Speicheränderung in R<sub>Bu</sub>
- S<sub>N</sub> = Sickerwasser infolge Niederschlag
- G<sub>N</sub> = direkte Grundwasserneubildung
- H<sub>F</sub> = Flurabstand
- H<sub>S</sub> = Mächtigkeit der oberen Bodenwasserzone
- z<sub>G</sub> = Höhenkote des Grundwasserspiegels
- z<sub>o</sub> = Höhenkote der Geländeoberfläche
- z<sub>u</sub> = Höhenkote der Begrenzung obere-untere Bodenwasserzone

Fig. 7.11 Schema zur Bestimmung der direkten Grundwasserneubildung basierend auf dem Bilanzierungskörper «Boden».

die direkte Grundwasserneubildung  $G_N$  als Zufluss in die Grundwasserzone.

Die obere Bodenwasserzone umfasst die durchwurzelten, häufig feinkörnigen und humosen Deckschichten. Das eingedrungene Niederschlagswasser kann versickern, durch Evapotranspiration wieder an die Atmosphäre abgegeben oder von der Vegetation gebunden werden. In der unteren Bodenwasserzone wird ein in der Regel (z. B. nicht bei Löss) ausschliesslich nach unten gerichteter Wassertransport angenommen. Kapillarbewegungen und horizontale Sickerbewegungen werden vernachlässigt. Somit müssen für den Bilanzierungskörper keine seitlichen Begrenzungen definiert und die Bilanzierungskennziffern können flächenfrei in die Berechnungen eingeführt werden.

Das Sickerwasser lässt sich wie folgt berechnen:

$$S_N = N - A_o - V \pm \Delta R_{Bo} \quad (7.4)$$

Der unterschiedliche Sättigungsgrad innerhalb der oberen und der unteren Bodenwasserzone bewirkt, dass die Sickerwasserrate über die Tiefe betrachtet nicht konstant ist. Daher wird sie für einen definierten Sickerungshorizont bestimmt, welcher im allgemeinen etwa einen Meter unter Terrain und oft mehrere Meter über der Grundwasserspiegelfläche liegt.

Für kurze Zeitabschnitte gilt:

$$G_N = S_N \pm \Delta R_{Bu} \quad (7.5)$$

Für längere Zeitabschnitte (Jahre) ist  $\Delta R_{Bu} \ll S_N$  und somit

$$G_N = S_N \quad (7.6)$$

Mit Ausnahme der klimatischen Bodenwasserbilanz erfordern die Verfahren mit dem Bilanzierungskörper «Boden», z. B. Lysimeter [52, 73, 121, 122], Tracer [125, 131, 168], Darcy-Versickerung [57, 89, 95, 107, 111, 134] einen grossen Mess- und Kostenaufwand, der sich im Rahmen von Dargebotsbestimmungen in Lockergesteins-Grundwasserleitern oft nicht vertreten lässt. Es wurde deshalb geprüft, wieweit sich die *klimatische Bodenwasserbilanz* eignet, um vor allem die direkte Grundwasserneubildung mit genügender zeitlicher Auflösung und Genauigkeit her-zuleiten.

### 7.2.3 Betrachtungen zum Bilanzierungskörper «Grundwasser»

Das allgemeine Schema für den Bilanzierungskörper «Grundwasser» ist mit Figur 7.1 gegeben. Grundlage für die Berechnung der direkten Grundwasserneubildung ist die nach  $Q_N$  aufgelöste Gleichung für die Grundwasserbilanz.

$$Q_N = Q_2 + Q_X + Q_E - Q_A - Q_I - Q_R - Q_S \quad (7.7)$$

Der Zusammenhang mit der Bodenwasserbilanz ergibt sich aus:

$$G_N = \frac{\int_{t_0}^t Q_N dt}{F_G} \quad (7.8)$$

$F_G$  = Grundwasserspiegelfläche

Die indirekte Grundwasserneubildung lässt sich, analog zu  $Q_N$ , mit der nach  $Q_R$  aufgelösten Bilanzierungsgleichung berechnen. Die Grundwasserneubildung kann mit (7.7) nur zuverlässig berechnet werden, wenn  $Q_N$  resp.  $Q_R$  signifikant grösser als der Bilanzierungsfehler der übrigen Zu- und Wegflüsse sind. In der Regel ergibt die Grundwasserbilanz nur ein Summenwert der Grundwasserneubildung über eine längere Zeitperiode.

In vielen Fällen ist es möglich, insbesondere für seitlich einmündende Grundwasserleiter,  $Q_R$  als Querschnitts-Durchfluss mit Hilfe des Darcy-Gesetzes [35] in einem genau definierten Querprofil zu berechnen.

Bei kleinen, abgeschlossenen Einzugsgebieten kann der nach Darcy berechnete Querschnitts-Durchfluss oft mit Hilfe der hydrologischen Bilanz zusätzlich kontrolliert werden, wenn diese über eine längere Zeitperiode, nach Möglichkeit über mehrere Jahre, durchgeführt wird.

Betrachtet man die seitlichen Einzugsgebiete ihrerseits als Bilanzierungskörper, entspricht die indirekte Grundwasserneubildung  $Q_R$  dem unterirdischen Wegfluss  $Q_2$  und (7.7) wird zu:

$$Q_R = Q_2 = Q_A' + Q_I' + Q_N' + Q_R' - Q_X' - Q_E' + Q_S' \quad (7.9)$$

$Q'$  = Bilanzierungskennziffern des seitlichen Einzugsgebietes.

In der Regel wird (7.9) vereinfacht (indem die Zu- und Wegflüsse auf der rechten Seite zusammengefasst werden) und mit der Theorie des Einzellinearspeichers gelöst.

$$Q_R = \sum Q' + Q_S' \quad (7.10)$$

### 7.2.4 Klimatische Bodenwasserbilanz

Basierend auf (7.4) wird der Bodenwasserhaushalt schrittweise bilanziert und vorerst das Sickerwasser  $S_N$  berechnet. Die Berechnung wird zweckmässig gestartet, wenn der Bodenwasserspeicher voll ist, d. h. wenn der aktuelle Speicherinhalt  $R_{Bo}$  dem Wasserrückhaltevermögen der oberen Bodenwasserzone (sogenannte *nutzbare Feldkapazität*  $nF$ ) entspricht. Diese Voraussetzung ist bei unseren klimatischen Verhältnissen meistens im Spätwinter erfüllt.

Dabei ist zu beachten, dass infolge der zeitlichen Verzögerung zwischen Niederschlagsereignis und Grundwasserneubildung ein Vorlauf gegenüber der Grundwasserbilanz- resp. Modellrechnung notwendig ist.

Damit die Sickerwasserrate instationär erfasst werden kann, wird die zu untersuchende Zeitperiode in Zeitabschnitte unterteilt. Die Schrittweite hat sich dabei nach der gewünschten Detaillierung der Bilanz- resp. Modellrechnung zu richten. Als zweckmässig hat sich eine Unterteilung in Zeitabschnitte mit bzw. ohne Niederschlag erwiesen.

Mit einer Listenrechnung wird vorerst fortlaufend für jeden Zeitabschnitt  $i$  die potentielle Speicheränderung  $\Delta R_{Bo_i}^*$  gebildet und zum Speicherinhalt des vorgehenden Zeitabschnittes  $R_{Bo_{i-1}}$  addiert:

$$\Delta R_{Bo_i}^* = N_i - A_{oi} - V_i \quad (7.41)$$

$$R_{Bo_i}^* = R_{Bo_{i-1}} + \Delta R_{Bo_i}^*$$

Anschliessend ergibt sich aus dem Vergleich des potentiellen Speicherinhaltes  $R_{Bo_i}^*$  mit der Feldkapazität  $nF$  das Sickerwasser  $S_{Ni}$ :

$$S_{Ni} = \begin{cases} R_{Bo_i}^* - nF & (\text{für } R_{Bo_i}^* > nF) \\ 0 & (\text{für } R_{Bo_i}^* \leq nF) \end{cases} \quad (7.42)$$

die aktuelle Speicheränderung  $\Delta R_{Bo_i}$  und der für den nachfolgenden Zeitabschnitt massgebende Speicherinhalt  $R_{Bo_i}$ :

$$\Delta R_{Bo_i} = N_i - A_{oi} - V_i - S_{Ni} \quad (7.43)$$

$$R_{Bo_i} = R_{Bo_{i-1}} + \Delta R_{Bo_i}$$

Für das hier allgemein beschriebene Verfahren existieren verschiedene modifizierte Modelle: z. B. verwendet das *Thorntwaite & Mather*-Verfahren [152] feste Zeitabschnitte von 10 Tagen; ein Oberflächenabfluss wird nur berücksichtigt, wenn in einer Tages-Dekade  $N$  grösser ist als  $V$ .

Die einzelnen Einflussgrössen werden wie folgt ermittelt:

#### - Niederschlag $N$ :

Mit den Niederschlagsdaten verschiedener Messstationen ist anhand geeigneter Verfahren (vgl. Abschnitt 3.1) der Gebietsniederschlag  $N_G$  (kurz:  $N$ ) zu bestimmen. Oft erweist sich die einfache arithmetische Mittelbildung als ausreichend genau.

#### - Oberflächenabfluss infolge Bodenversiegelung $A_o$ :

Ein Oberflächenabfluss als Folge von Niederschlägen findet in ebenen Gebieten nur dort statt, wo versiegelte Flächen oder Gewässer die direkte Versickerung verhindern. Er kann aufgrund der abflusswirksamen Flächen, der

Überbauungsdichte und des entsprechenden Abflusswertes ermittelt werden [64].

#### - Verdunstung:

Die Bestimmung der potentiellen Verdunstung sollte mindestens in einer zeitlichen Auflösung von Wochenwerten und anhand der Daten von bestehenden Klimastationen, z. B. [127], möglich sein. Dazu eignen sich die Formeln nach *Penmann* und nach *Haude* (vgl. Abschnitt 3.2).

Die mit Klimadaten errechneten, potentiellen Verdunstungshöhen  $V_{pot}$  werden jedoch nur dann erreicht, wenn in der oberen Bodenwasserzone ein ausreichender Sättigungsgrad vorliegt. Nach Untersuchungen aus der Bodenforschung [108] reduzieren sich die aktuellen Verdunstungshöhen gegenüber den potentiellen, wenn der Wasserhaushalt im oberen Bodenwasserspeicher  $R_{Bo}$  im vorangehenden Zeitabschnitt weniger als 70 % der nutzbaren Feldkapazität  $nF$  beträgt. Es gilt dann:

$$V = \begin{cases} V_{pot} & (\text{für } R_{Bo} \geq 0.7nF) \\ V_{pot}^* = V_{pot} \left( 0.2 + 2 \frac{R_{Bo}}{nF} - 1.2 \left( \frac{R_{Bo}}{nF} \right)^2 \right) & (\text{für } R_{Bo} < 0.7nF) \\ R_{Bo} & (\text{für } V_{pot}^* > R_{Bo}) \end{cases} \quad (7.44)$$

Mit der letztgenannten Bedingung wird berücksichtigt, dass die Verdunstung nicht grösser sein kann als der aktuelle Inhalt des oberen Bodenwasserspeichers.

Innerhalb eines klimatisch einheitlichen Gebietes ist lokal, z. B. für bewaldete Teilgebiete, Gebiete mit kleinen Flurabständen ( $< 1$  m) usw. eine erhöhte Verdunstung anzusetzen [87].

#### - Nutzbare Feldkapazität $nF$ :

Die Bestimmung von  $nF$  muss in der Regel auf Analogieschlüssen basieren.  $nF$  hängt von der Beschaffenheit der oberen Bodenwasserzone (Bodenart, Lagerungsdichte, Pflanzenbewuchs) ab und liegt für sandige bis stark tonige Böden in einem Bereich von etwa 50 bis 300 mm [109, 110].

#### - Sickerwasser $S$ :

Die Bilanzierung des Bodenwasserhaushaltes unter Berücksichtigung von (7.14) ergibt, besonders während der Sommerhalbjahre, dass über längere Zeit kein Sickerwasser  $S_N$  auftritt. Analysen von Grundwasserganglinien zeigen jedoch, dass auch während solcher Zeitperioden der Grundwasserstand infolge einzelner Niederschlagsereignisse ansteigen kann, obwohl die betreffende Niederschlagsmenge den oberen Bodenwasserspeicher nicht bis  $nF$  aufzufüllen vermochte, vgl. auch [122]. Solche Grundwasserspiegelanstiege werden praktisch nur dann beobachtet, wenn der obere Bodenwasserspeicher durch das Niederschlagsereignis über einen bestimmten Prozentsatz  $x_{nF}$  aufgefüllt wird.

$$S_{Ni} = \begin{cases} R_{Bo_i}^* - nF & (\text{für } R_{Bo_i}^* > nF) \\ r_s (N_i - A_{oi} - V_i) & (\text{für } x_{nF} nF \leq R_{Bo_i}^* \leq nF) \\ 0 & (\text{für } R_{Bo_i}^* < x_{nF} nF) \end{cases} \quad (7.45)$$

$r_s$ : Reduktionsfaktor von  $S_N$  bei Teilsickerung.

#### - Direkte Grundwasserneubildungsrate $G_N$ :

Aufgrund (7.5) stellt sich die Frage, wie der zeitliche Verlauf der direkten Grundwasserneubildungsrate aus der Sickerwasserrate hergeleitet werden kann. Um die Wasserbewegung in der teilgesättigten Überwasserspiegelzone rechnerisch zu erfassen, wurden seit Beginn dieses Jahr-

hundreds zahlreiche empirische und physikalisch-deterministische Modelle aufgestellt, welche unter anderem in [29] ausführlich beschrieben sind. In jüngerer Zeit wird die Sickerung im teilgesättigten Bereich vorwiegend numerisch, vor allem mit Finite-Differenzen-Modellen behandelt [49, 123]. Diese Modelle erfordern, dass, abgesehen von schwierig bestimmbareren bodenphysikalischen Kennziffern, die zeitliche und räumliche Verteilung des Wassergehaltes oder der Saugspannung gemessen werden muss. Eine breite praktische Anwendung scheitert daher oft an der erforderlichen Felddatenerhebung und am finanziellen Aufwand.

Aus diesem Grunde wurde verschiedentlich versucht, den zeitlichen Ablauf der Niederschlagsversickerung ohne zusätzlichen Messaufwand einzig in Abhängigkeit der Tiefe des Grundwasserspiegels unter Terrain (Flurabstand) zu formulieren [136]. Vorausgesetzt die Deckschichten sind über die Tiefe betrachtet lithologisch ähnlich zusammengesetzt, weisen die Ganglinien von Grundwassermessstellen, deren Spiegelanstiege ausschliesslich von der direkten Grundwasserneubildung verursacht werden, eine vom Flurabstand abhängige Charakteristik auf. Die Reaktion des Grundwasserspiegels auf ein Niederschlagsereignis erfolgt bei kleinem Flurabstand schnell und differenziert. Je grösser der Flurabstand ist, desto langgezogener und gedämpfter ist der Anstieg des Grundwasserspiegels. Ausserdem verzögert sich der Anstiegsbeginn mit zunehmender Tiefe. Ausgehend von einem Niederschlagsereignis, welches einen Sickerwasserüberschuss aufweist, und einer geeigneten Grundwasserganglinie, kann der Beginn und die Dauer der direkten Grundwasserneubildung mit Hilfe der Zeitverzögerung  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$  näherungsweise abgegrenzt werden. Rechnet man mit einer pro Horizont konstanten Versickerungsintensität, lässt sich der Versickerungsvorgang, wie in Figur 7.12 dargestellt, schematisieren.

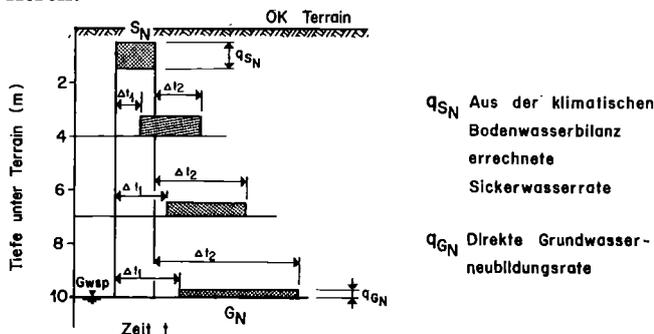


Fig. 7.12 Schematisierung des Versickerungsvorganges bei der direkten Grundwasserneubildung.

Ausgehend von der Sickerwasserrate  $q_{SN} = S_N / \Delta t$  ergibt sich mit (7.6) die direkte Grundwasserneubildungsrate  $q_{GN}$  zu:

$$q_{GN} = \frac{S_N}{\Delta t^*}$$

$$\Delta t^* = \begin{cases} \Delta t + \Delta t_2 - \Delta t_1 & (\text{für } \Delta t_2 - \Delta t_1 \geq 0) \\ \Delta t & (\text{für } \Delta t_2 - \Delta t_1 < 0) \end{cases}$$

Mit  $\Delta t_1$ : Zeitdifferenz zwischen Niederschlagsbeginn und Grundwasser-Anstiegsbeginn

$\Delta t_2$ : Zeitdifferenz zwischen Niederschlagsende und Grundwasser-Anstiegsende

$\Delta t$ : Dauer des Niederschlagsereignisses

### Emmental:

Figur 7.13 zeigt die Sickerwasserraten für die Zeitperiode Mai bis Dezember 1978. Die Grundwasserganglinie einer Messstelle, deren Spiegelschwankungen fast ausschliesslich von der Niederschlagsversickerung verursacht werden, wird mit der Stufenfunktion des Sickerwassers  $S_N$  verglichen, welche oben keine und unten eine Teilsickerung nach (7.1) für  $x_{nF} = 0,7$  und  $r_S = 0,1$  berücksichtigt. Ohne Teilsickerung können verschiedene Anstiege (im Juni, Oktober) nicht erklärt werden, welche mit ihr plausibel gemacht werden.

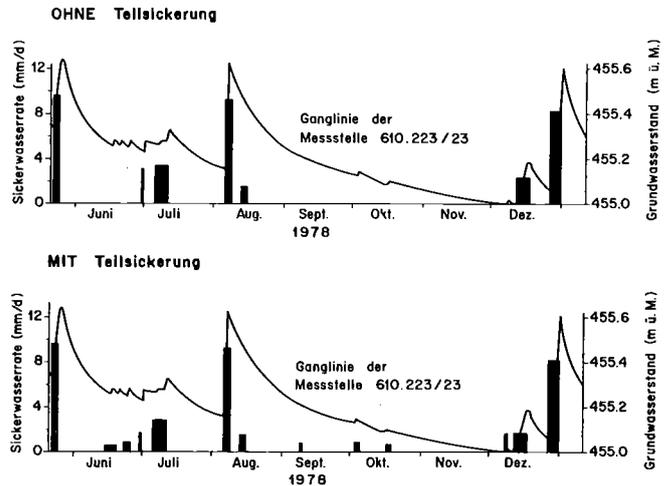


Fig. 7.13 Vergleich zwischen einer Grundwasserganglinie und der Sickerwasserrate ohne bzw. mit Berücksichtigung der Teilsickerung.

Tabelle 7.4 zeigt einen Ausschnitt aus der entsprechenden Listenrechnung für die klimatische Bodenwasserbilanz mit 3 Zeitabschnitten im Juni 1978.

Zeitabschnitt Nr.	von	bis	N mm	A <sub>0</sub> mm	V <sub>pot</sub> mm	V mm	R <sub>Bo</sub> mm	%nF	ΔR <sub>Bo</sub> mm	S <sub>N</sub> mm
31	05.06.	07.06.	22.4	2.2	13.0	12.7	95.0	63	7.5	0.0
32	08.06.	13.06.	4.2	0.4	21.0	20.9	102.5	68	-17.1	0.0
33	14.06.	18.06.	53.2	5.3	13.0	12.4	85.4	57	31.9	3.6 <sup>1</sup>
							117.6	78		

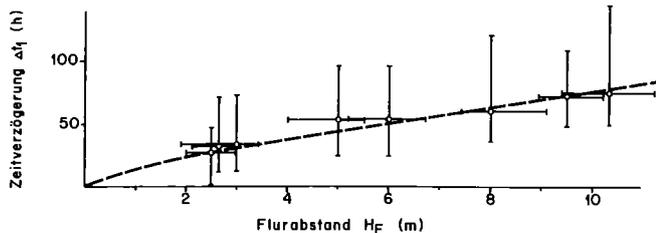
Tab. 7.4 Ausschnitt aus der Listenrechnung für die Ermittlung des Sickerwassers  $S_N$  unter Berücksichtigung von V nach [108] und der Teilsickerung nach (7.15).

In Figur 7.14 sind die Zeitdifferenzen  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$  aus 16 Niederschlagsereignissen, denen mindestens fünf niederschlagsfreie Tage vorangingen bzw. folgten, in Abhängigkeit des mittleren Flurabstandes aufgetragen. Die vertikalen und horizontalen Balken deuten die Bandbreite der beobachteten Zeitdifferenzen und Flurabstände an.

Die Streuung wird vor allem verursacht durch unterschiedliche Intensität und Dauer der Niederschlagsereignisse sowie infolge unterschiedlicher Ausgangs-Sättigungsverteilung in der Überwasserspiegelzone. Durch die Mittelwertbildung gleichen sich diese Einflüsse weitgehend aus. Für die im Testgebiet vorherrschenden Flurabstände lassen sich die Zeitverzögerungen  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$  approximativ in linearer Abhängigkeit des Flurabstandes  $H_F$  berechnen.

<sup>1</sup> Teilsickerung

Zeitverzögerung  $\Delta t_1$  zwischen Niederschlags - **Beginn**  
und Grundwasseranstiegs - Beginn



Zeitverzögerung  $\Delta t_2$  zwischen Niederschlags - **Ende**  
und Grundwasseranstiegs - Ende

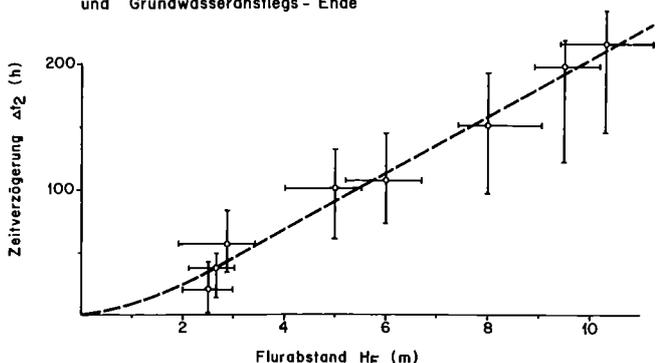


Fig. 7.14 Abhängigkeit der Parameter  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$  vom Flurabstand mit Streubereichen.

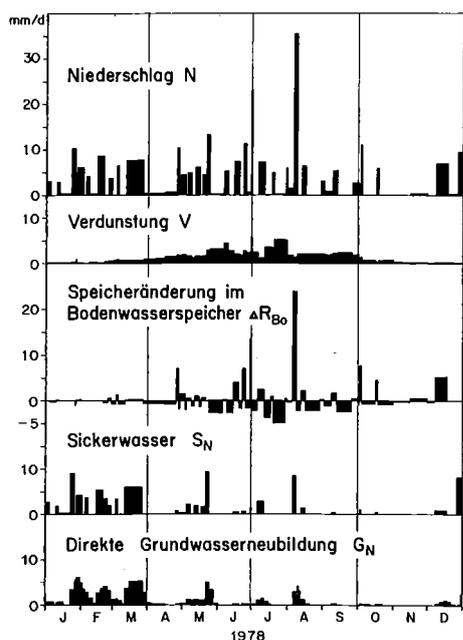


Fig. 7.15 Klimatische Bodenwasserbilanz 1978 im Testgebiet Emmental.

Die entsprechenden Regressionsgleichungen lauten

$$\Delta t_1 = 6.5 H_F + 12.0 \quad (7.16)$$

mit dem Bestimmtheitsmass  $r^2 = 0,935$

$$\Delta t_2 = 22.5 H_F - 22.0 \quad (7.17)$$

mit  $r^2 = 0,986$

$\Delta t_{1,2}$  in h,  $H_F$  in m

Ähnliche, ebenfalls lineare Regressionsbeziehungen ergaben sich aus Untersuchungen von [136].

Die Beziehungen (7.16) und (7.17) erlauben, im Testgebiet den zeitlichen Verlauf der direkten Grundwasserneubildung aus der Stufenfunktion des Sickerwassers relativ zutreffend herzuleiten und in Abhängigkeit des Flurabstandes zu variieren. Im Grundwassermodell wird dazu als zusätzliche Eingabegröße lediglich die Terrainhöhe benötigt. Damit das beschriebene Verfahren im Rahmen der numerischen Simulation einfach zu handhaben ist, wird als massgebender Flurabstand derjenige vor dem Ereignis der Berechnung zugrunde gelegt. Figur 7.15 zeigt die Modellergebnisse für das Jahr 1978.

## 7.2.5 Einzellinearspeicher

Für den Einzellinearspeicher ist der Wegfluss  $Q_W$  stets proportional zum im Speicher vorhandenen Wasservolumen  $V(t)$ :

$$Q_W(t) = \alpha V(t) \quad (7.18)$$

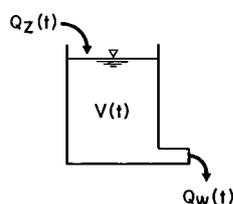


Fig. 7.16 Hydraulisches Schema eines Einzellinearspeichers nach [43].

Die Kontinuitätsgleichung mit der Zuflussmenge  $Q_Z$  lautet:

$$Q_Z(t) = Q_W(t) + \frac{dV}{dt} \quad (7.19)$$

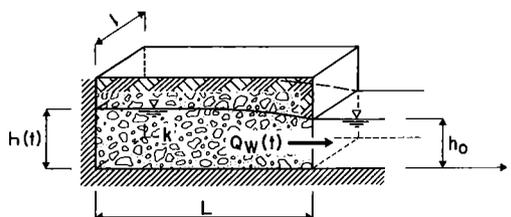
Wird (7.18) differenziert und in (7.19) eingesetzt, entsteht die Differentialgleichung des Einzellinearspeichers:

$$Q_Z(t) = Q_W(t) + \frac{1}{\alpha} \frac{dQ_W}{dt} \quad (7.20)$$

Für den Sonderfall  $Q_Z(t) = 0$  entspricht die Lösung dieser Differentialgleichung dem sogenannten Leerlaufgesetz des Einzellinearspeichers:

$$Q_W(t) = Q_W(t_0) e^{-\alpha(t-t_0)} \quad (7.21)$$

Ein hydraulisches Analogon des Einzellinearspeichers ist ein Grundwasserleiter, der in eine Linienquelle mit konstantem Potential  $h_0$  entwässert.



$k$  = mittlerer Durchlässigkeitswert

$l$  = Länge der Linienquelle

$L$  = Länge des Grundwasserleiters

$h_0$  = Potential nach der Austrittsstelle (konstant)

$h(t)$  = Potential in der Entfernung  $L$  von der Austrittsstelle zum Zeitpunkt  $t$

Fig. 7.17 Schema eines Grundwasserleiters mit Linienquelle.

Gemäss Figur 7.17 berechnet sich der Wegfluss:

$$Q_W(t) = - \frac{dh}{dt} S F_G \quad (7.22)$$

S = Speicherkoeffizient

F<sub>G</sub> = Fläche des entwässerten Grundwasserleiters

Für das dargestellte System kann Q<sub>W</sub>(t) nach der Theorie der horizontalebene Grundwasserströmung auch wie folgt berechnet werden:

$$Q_W(t) = k \frac{h(t) - h_0}{L} F(t) \quad (7.23)$$

$$F(t) = \frac{h(t) + h_0}{2} \ell$$

F = mittlere Durchflussfläche

Unter der Voraussetzung, dass die maximale Grundwasserstandsschwankung im Vergleich zu h und h<sub>0</sub> relativ klein ist, kann F über die Zeit betrachtet näherungsweise als Konstante angenommen werden, und Q<sub>W</sub>(t) ist linear abhängig vom Grundwasserstand h(t):

$$Q_W(t) = \beta (h(t) - h_0) \quad (7.24)$$

$$\beta = \frac{kF}{L}$$

Setzt man (7.22) in (7.23) ein und integriert von t<sub>0</sub> bis t, folgt das bereits bekannte Leerlaufgesetz des Einzellinearspeichers, vgl. (7.21), mit:

$$\alpha = \frac{kF}{L S F_G} = \frac{\beta}{S F_G} \quad (7.25)$$

### 7.2.6 Ganglinienanalyse

In der Ganglinienanalyse werten wir hier die Grundwasserstandsbewegungen aus, um die Grundwasserneubildung zu verstehen. Sie eignet sich, um den instationären Verlauf der Neubildungsraten zu berechnen. Die Ganglinienanalyse kann aufgrund der Theorie des Einzellinearspeichers erfolgen, wenn die Grundwasserstandsbewegungen ausschliesslich von den Veränderungen der direkten Grundwasserneubildung Q<sub>N</sub> verursacht werden und die übrigen Zuflüsse Q<sub>0</sub> = Q<sub>R</sub> + Q<sub>I</sub> + Q<sub>1</sub> vernachlässigbar klein oder über die Zeit betrachtet konstant sind.

Für Zeiten ohne Niederschlagsversickerung (Q<sub>N</sub>(t) = 0) lautet die Kontinuitätsgleichung:

$$Q_W - Q_0 = - \frac{dh}{dt} S F_G \quad (7.26)$$

Wird Q<sub>W</sub>(t) mit (7.24) ersetzt und mit (7.25) ausgedrückt, folgt die Rückgangsgeschwindigkeit des Grundwasserstandes.

$$v_{Rmax} = \alpha (h(t) - h_0) - \frac{Q_0}{S F_G} \quad (7.27)$$

Sie lässt sich vereinfacht als lineare Gleichung formulieren:

$$v_{Rmax} = \alpha h + \delta \quad (7.28)$$

Durch Separieren und Integrieren ergibt sich die Gleichung für die Berechnung der Entwässerungskurve:

$$h(t) = (h(t_0) + \frac{\delta}{\alpha}) e^{-\alpha(t-t_0)} - \frac{\delta}{\alpha} \quad (7.29)$$

Nach t-t<sub>0</sub> aufgelöst:

$$t-t_0 = - \frac{1}{\alpha} \ln \left( \frac{h(t) + \delta/\alpha}{h(t_0) + \delta/\alpha} \right) \quad (7.30)$$

Die Entwässerungskonstante α lässt sich aus mehrjährigen Schreibpegelaufzeichnungen eines Referenzspiegels wie folgt ableiten:

- Für die Zeitabschnitte ohne direkte Grundwasserneubildung werden die Rückgangsgeschwindigkeiten v<sub>Rmax</sub> = Δh<sub>i</sub>/Δt<sub>i</sub> bestimmt und mit den jeweiligen mittleren Grundwasserständen h̄<sub>i</sub> korreliert (vgl. Fig. 7.18).
- Mit einer Regressionsanalyse werden nach (7.28) α und δ ermittelt. Eine Streuung der Punkte um die Regressionsgerade weist darauf hin, dass die Annahme, wonach der instationäre Verlauf des Grundwasserstandes ausschliesslich von G<sub>N</sub>(t) verursacht wird, nicht vollends zutrifft.

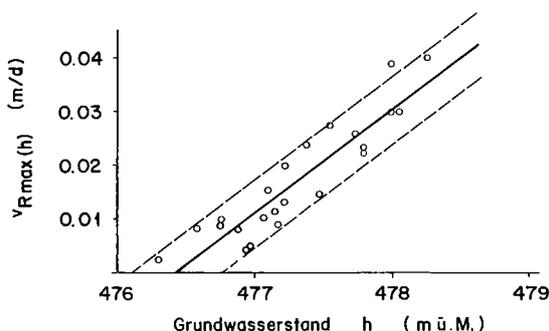
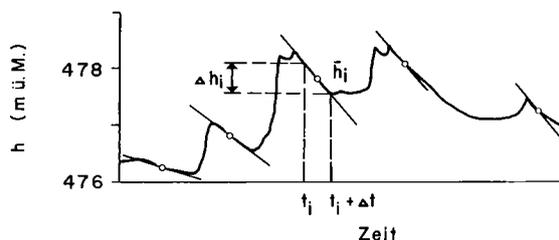


Fig. 7.18 Rückgangsgeschwindigkeit des Grundwasserstandes in Trockenzeiten v<sub>Rmax</sub> und aktueller Grundwasserstand bei einer Referenzmessstation.

Figur 7.19 zeigt die Entwässerungskurve eines Referenzpegels, hergeleitet aus den mit Regressionsanalysen berechneten Koeffizienten α und δ. Aus der Figur kann z. B. entnommen werden, dass im Laufe einer 3-monatigen Trockenperiode der Grundwasserstand bei diesem Beobachtungspunkt bis zu 1,5 m fallen kann, wenn er zu Beginn der Trockenperiode auf einem Niveau von 478 m ü. M. liegt.

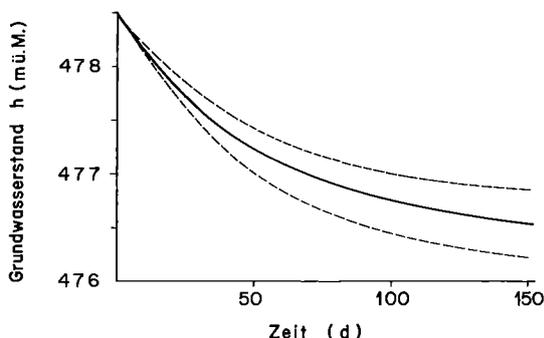


Fig. 7.19 Entwässerungskurve mit Streubereichen.

Die instationäre Berechnung der direkten Grundwasserneubildung erfolgt mit (7.31) für variable Zeitabschnitte Δt.

$$G_N(\Delta t) = v_{Rmax}(\bar{h}) \Delta t S + \Delta h S \quad (7.31)$$

Der erste Term auf der rechten Seite der Gleichung repräsentiert die während dem Zeitabschnitt  $\Delta t$  entwässerte Grundwasserneubildungshöhe, welche sich mit (7.28) als lineare Funktion des mittleren Grundwasserstandes

$$\bar{h} = 1/\Delta t \int h dt$$

berechnen lässt. Der zweite Term entspricht der Neubildungshöhe aus der Speicheränderung.

Es ist zu beachten, dass die Werte von  $G_N(\Delta t)$  lediglich den Charakter von Punktwerten haben. In der Regel müssen mehrere Referenzpegel ausgewertet werden, um die flächenhafte Verteilung der direkten Grundwasserneubildung über das gesamte Grundwasservorkommen zu gewinnen.

#### Emmental:

Als Beispiel ist die instationäre Berechnung von  $G_N$  in Tabelle 7.5 für den Referenzpegel 610.219/21 tabellarisch dargestellt. Der Speicherkoeffizient  $S$  beträgt 7,6%. Der Berechnungsgang erfolgt für die Zeitabschnitte, innerhalb deren die Grundwasserstandsänderungen möglichst linear verlaufen. Die Länge der Zeitabschnitte ist eine Frage des gewünschten Diskretisierungsgrades.

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
Zeitalterschnitt	Anzahl Tage $\Delta t$	$\bar{h}(\Delta t)$	$\Delta h(\Delta t)$	$v_{Rmax}(\bar{h}) \cdot \Delta t \cdot S$	$\Delta h \cdot S$	$G_N = ⑤ + ⑥$	$q_{G_N} = ⑦ / ②$
von bis	(d)	(m ü. M.)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm/d)
01.01.-11.01.78 12.01.-24.01.78	11 13	476.92 476.90	0.06 -0.09	7.8 8.9	4.5 -6.8	12.3 2.1	1.12 0.16
25.01.-08.02.78 09.02.-20.02.78	15 12	477.19 477.41	0.63 -0.14	16.6 17.1	47.7 -10.6	64.3 6.5	4.29 0.54
21.02.-03.03.78 04.03.-17.03.78 18.03.-24.03.78	11 14 7	477.64 477.80 478.00	0.52 -0.13 0.44	19.3 27.8 16.0	39.4 -9.8 33.3	58.7 18.0 49.3	5.34 1.29 7.04
25.03.-29.03.78	5	478.24	0.09	13.2	6.8	20.0	4.00

Tab. 7.5 Ganglinienanalyse: Rechenschema für die Ermittlung der direkten Grundwasserneubildung  $G_N$ .

### 7.3 Randliche unterirdische Zuflüsse

#### 7.3.1 Entwässerungsmechanismen

Die Randzuflüsse  $Q_R$  können aus angrenzenden Locker- und Festgesteins-Grundwasserleitern, aus offenen Klüften, Spalten und auf Schichtflächen *konzentriert* ( $Q_{Rk}$ ) oder *dispers* ( $Q_{Rd}$ ) auf Grundwasserstauern ins betrachtete Grundwasservorkommen fließen. Sie werden durch Niederschlagswasser gespeist, welches in den seitlichen Einzugsgebieten versickert oder aus den Bächen und Gräben in den Untergrund infiltriert. Es wird deshalb auch von einer *indirekten* Grundwasserneubildung aus Niederschlägen gesprochen.

Figur 7.20 zeigt, angelehnt an [50], schematisch den Entwässerungsmechanismus von seitlichen Einzugsgebieten, die meistens sowohl oberirdische wie auch unterirdische

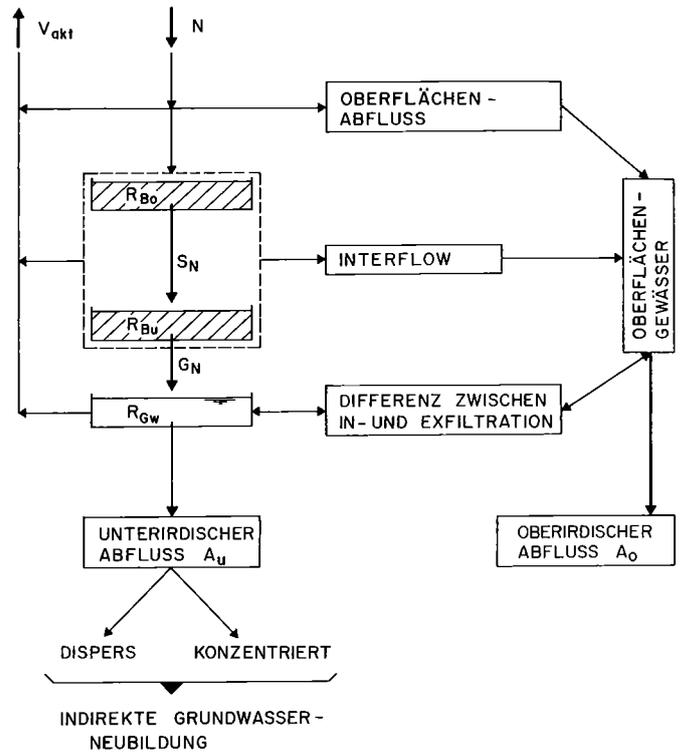


Fig. 7.20 Entwässerungsschema von seitlichen Einzugsgebieten.

Abflüsse aufweisen. Vom Niederschlagswasser gelangt normalerweise ein kleiner Teil oberflächlich direkt in die Gewässer; der grössere versickert und speist teilweise als Interflow aus dem ungesättigten Bereich die Gewässer, welche ihrerseits wieder infiltrieren. Der unterirdische Abfluss  $A_u$  wird von Abflüssen aus den Bodenwasserspeichern  $R_{Bo}$  und  $R_{Bu}$ , von den In- und Exfiltrationsverhältnissen und von den Eigenschaften des Grundwasserspeichers  $R_{Gw}$  geprägt. Ausgehend vom Gebietsniederschlag  $N$  und der Verdunstung  $V$  müssen über Abgaberegeln die einzelnen Speicheränderungen ermittelt werden, um  $A_u$  zu berechnen. Im Vergleich zur direkten Grundwasserneubildung sind hier Abgaberegeln bedeutend schwieriger zu formulieren, weil bei den Speichersystemen die horizontalen Sickerbewegungen berücksichtigt werden müssen [49]. Sie können lediglich an  $A_o$  geeicht werden. Das Speicherregime von  $R_{Gw}$  bleibt damit auch dann unsicher, wenn die simulierten und gemessenen oberirdischen Abflüsse  $A_o$  gut miteinander übereinstimmen. Es ist deshalb vorteilhaft, Verfahren beizuziehen, mit denen  $A_u$  möglichst direkt über Messwerte beim Eintritt in das zu untersuchende Grundwasservorkommen bestimmt werden kann.

#### Emmental:

Figur 7.21 gibt einen generellen Überblick über die randlichen unterirdischen Zuflüsse im Emmental. Die Zuflüsse durch die begrenzenden Bilanzierungsprofile des Hauptgrundwasserleiters werden gesondert betrachtet (vgl.  $Q_1$  und  $Q_2$  in Figur 7.1). Auch Stromlinien, z. B. im Mündungsgebiet des Limpachtales, können seitliche Begrenzungen eines Grundwasservorkommens sein.

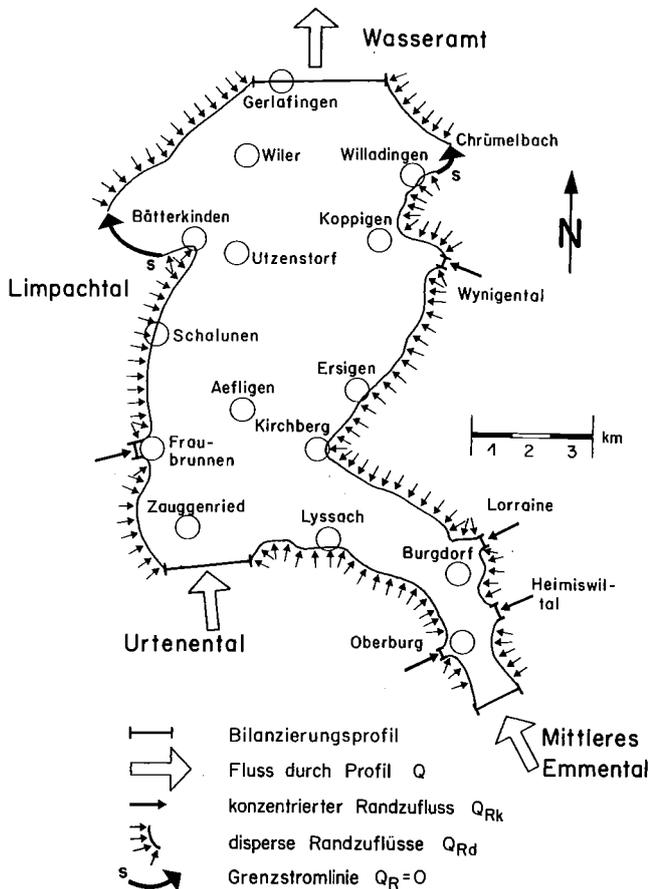


Fig. 7.21 Randliche unterirdische Zuflüsse.

### 7.3.2 Konzentrierte Randzuflüsse

Konzentrierte Randzuflüsse lassen sich in Durchflussprofilen quer zur Strömungsrichtung des Grundwassers nach dem Gesetz von Darcy berechnen.

$$Q_{Rk} = \bar{k} J F \quad (7.32)$$

$\bar{k}$  : mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert

$J$  : mittleres Potentialgefälle

$F$  : Durchflussfläche

Zur Bestimmung von  $\bar{k}$ ,  $J$ ,  $F$  sind allerdings die notwendigen Erkundungsarbeiten relativ aufwendig, was sich nur bei bedeutenden Grundwasserzuflüssen vertreten lässt. Kleinere Grundwasserzuflüsse werden deshalb häufig mit Hilfe von Analogieschlüssen oder von Erkundungsergebnissen im Hauptgrundwasservorkommen geschätzt. Die Schätzwerte sollen nach Möglichkeit mit einer hydrologischen Bilanz (vgl. Abschnitt 10.4) überprüft werden.

Der instationäre Verlauf der Randzuflüsse wird aus den Änderungen der Durchflussflächen und Potentialgefälle ermittelt. Die Durchlässigkeitsbeiwerte können dabei als konstant betrachtet werden. Bei kleinen Randzuflussmengen kann ohne merkbare Genauigkeitseinbuße der instationäre Verlauf vernachlässigt werden.

### 7.3.3 Disperse Randzuflüsse

Disperse Randzuflüsse können als unterirdische Linienquellen betrachtet werden, deren Schüttungsverhalten

denjenigen von bekannten messbaren Quellen in ähnlichen Einzugsgebieten ungefähr gleicht.

Wie zahlreiche Beobachtungen zeigen, nimmt die Schüttung einer Quelle in Zeiten ohne Niederschlag und Schneeschmelze annähernd exponentiell, d.h. nach der Theorie eines Einzellinearspeichers, ab [4, 25, 98]. Der zeitliche Ablauf von dispersen Randzuflüssen lässt sich daher mit dem Modell eines modifizierten Einzellinearspeichers beschreiben.

Die Sickerwassermenge eines Niederschlagsereignisses füllt einen leeren, ideellen Speicher, der sich nach der Differentialgleichung des Einzellinearspeichers gemäss der Entwässerungskurve zu entwässern beginnt. Die Entwässerung eines Niederschlagsereignisses läuft unabhängig davon ab, ob weitere folgen oder nicht. Die indirekte Grundwasserneubildung ergibt sich aus der Superposition der einzelnen Entwässerungskurven.

Praktisch wird wie folgt vorgegangen:

- Sickerwasserrate  $q_{SN}$ :

Mit der in Abschnitt 7.2.4 beschriebenen klimatischen Bodenwasserbilanz wird die Sickerwasserrate im seitlichen Einzugsgebiet instationär bestimmt. Speziell ist zu erwähnen, dass die Versickerungskapazität der mit einer Vegetationsdecke versehenen Deckschichten in humiden Gebieten i. a. grösser ist als die auftretenden Regenintensitäten. Ein Oberflächenabfluss ist deshalb auch in geneigten Gebieten meistens nur dort möglich, wo versiegelte Flächen, nackter Fels oder Lehme die direkte Versickerung verhindern [50].

- Indirekte Grundwasserneubildungsrate  $q_R$ :

Die Entwässerungskurven, welche die indirekte Grundwasserneubildungsrate repräsentieren, werden in zwei Zeitabschnitte unterteilt.

Im ersten,  $t_0$  bis  $t_1$ , füllt sich der ideelle Speicher durch das zufließende Sickerwasser, im zweiten,  $t-t_1$ , erfolgt seine anschliessende Entleerung. Nehmen wir an, die Sickerwasserrate  $q_{SN}$  sei konstant, berechnet sich die indirekte Grundwasserneubildungsrate  $q_R$  im ersten Zeitabschnitt nach [43] zu:

$$q_R(t) = q_{SN} (1 - e^{-\alpha(t-t_0)}) \quad (\text{für } t_0 \leq t \leq t_1) \quad (7.33)$$

Die anschliessende Speicherentleerung wird mit (7.34) beschrieben.

$$q_R(t) = q_R(t_1) e^{-\alpha(t-t_1)} \quad (\text{für } t > t_1) \quad (7.34)$$

mit

$$q_R(t_1) = q_{SN} (1 - e^{-\alpha(t_1-t_0)}) \quad (7.35)$$

Die Zeitdauer des ersten Zeitabschnittes wird dabei derjenigen des Niederschlagsereignisses gleichgesetzt.

Figur 7.22 zeigt die Umwandlung einer konstant angenommenen Sickerwasserrate von 5 mm/d während 10 Tagen in die entsprechende Entwässerungskurve ( $\alpha = 0,01 \text{ d}^{-1}$ ).

Mit einem geschätzten Anfangswert  $\alpha$  wird die Zuflussrate über eine längere Zeitperiode (z. B. ein Jahr) berechnet. Das Resultat wird mit einer oder mehreren Vergleichs-ganglinien aus Schüttungsmessungen verglichen und die optimale Entwässerungskonstante iterativ gesucht.

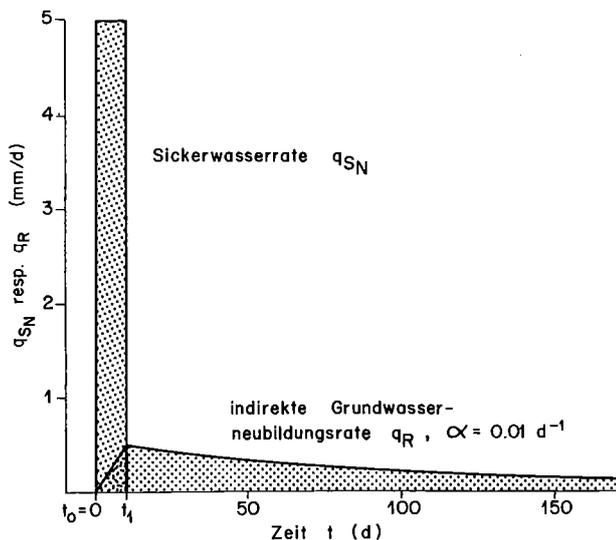


Fig. 7.22 Umwandlung einer konstanten Sickerwasserrate in ihre Entwässerungskurve.

Der totale, instationäre Randzufluss  $Q_R(t)$  aus einem seitlichen Einzugsgebiet der Fläche  $F_E$  beträgt:

$$Q_R(t) = q_R(t) F_E \quad (7.36)$$

Die Zuflussleistung, die dispers pro Längeneinheit der Begrenzung  $L_R$  dem Grundwasserleiter unterirdisch zusickert, ergibt sich danach zu  $q_R' = Q_R/L_R$ .

#### Emmental:

Im Testgebiet konnte die Entwässerungskonstante u. a. anhand der Schüttung der Quelle Tanne im Luterbachtal bei Oberburg geeicht werden [16]. Figur 7.23 zeigt oben zwei mit unterschiedlichen Entwässerungskonstanten berechnete Zuflussganglinien und unten den Vergleich der mit optimiertem  $\alpha$  berechneten Randzuflussganglinie mit der gemessenen Quellschüttung. Saisonal verlaufen beide Ganglinien erwartungsgemäss ähnlich. Das Retentionsvermögen des Einzugsgebietes der Quelle ist mit einer Flä-

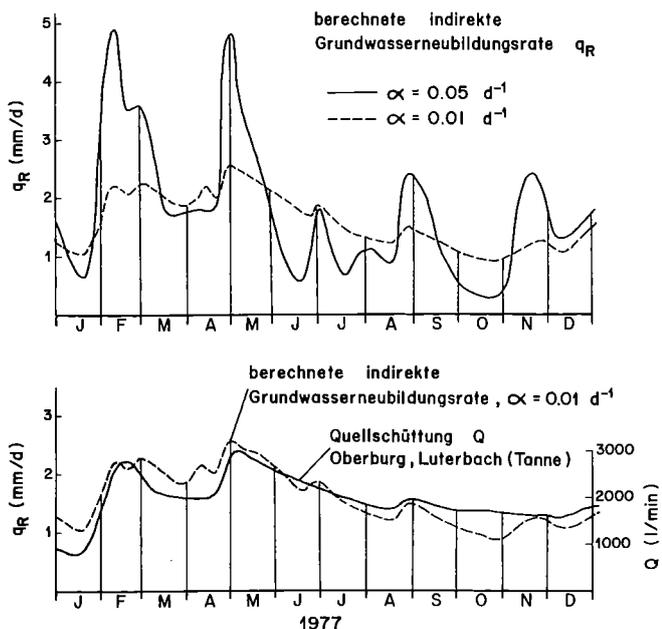


Fig. 7.23 Eichung der indirekten Grundwasserneubildungsrate an der Quelle Tanne bei Oberburg.

che  $F_E$  von etwa  $2\text{km}^2$  klein. Die Quellschüttung schwankt deshalb nach Niederschlagsereignissen kurzfristig ausgeprägter als die indirekte Grundwasserneubildungsrate der seitlichen Einzugsgebiete.

## 7.4 Grundwasserentnahmen

Grundwasserentnahmen  $Q_E$  sind künstliche Eingriffe in den natürlichen Grundwasserhaushalt, die dauernd oder zeitlich begrenzt erfolgen können und zusammenhängen mit:

- der Trink- und Brauchwasserversorgung öffentlicher Wasserversorgungen, von Industrie- und Gewerbebetrieben, einzelner Häuser
- landwirtschaftlichen Bewässerungen
- Wärmeentzug und Wärmeeintrag (hier wird das entnommene Grundwasser meistens wieder versickert)
- Baugrubenentwässerungen, Drainagewirkung von Meliorationen, permanenten Wasserabsenkungen bei Bauten, Kanalisationen und Kanalisationsgräben (auch hier ist i. a. die Wiederversickerung anzustreben).

Bei den öffentlichen Wasserversorgungen und den privaten Grossbezüglern werden die Entnahmemengen neben den üblichen Wasserzählern, welche auf dem Flügelradprinzip beruhen, auch mit magnetisch-induktiven Wassermessern registriert. Die Messgeräte müssen geeicht sein bzw. periodisch nachgeeicht werden. Bei Kleinbrunnen, Hausfassungen, Bewässerungsbrunnen, Anlagen für die Wärmegewinnung und -abgabe, alten Trink- und Brauchwasserfassungen usw. wird oft auf den Einbau von Messgeräten verzichtet. Die Mengen müssen deshalb aufgrund der Konzessionsakten, Pumpenleistungen, Versorgerzahlen und anderer Hilfsmittel abgeschätzt werden. In welchem Ausmass dies zulässig ist, muss mit einer Fehleranalyse der Bilanz geschätzt werden.

Schwerer ins Gewicht fallen in der Bilanz unberücksichtigte Entnahmemengen bei Grundwasserabsenkungen für Hoch- und Tiefbauten, welche die von der Trinkwasserversorgung genutzten Mengen um ein Mehrfaches übersteigen können. Mit allem Nachdruck muss gefordert werden, dass auch für diese Grundwasserentnahmen im Rahmen des gesetzlichen Bewilligungsverfahrens eine sorgfältige und kontinuierliche Messung der Fördermengen vorgeschrieben wird. Dazu eignen sich Messkanäle mit Wasserstandsschreibpegeln am besten; Mengenbestimmungen über die Pumpenleistung genügen nicht.

Bei Tiefbauarbeiten im Grundwasser müssen bleibende Grundwasserabsenkungen und -ableitungen, z. B. durch undichte Kanalisationen, nicht aufgehobene Baudrainagen, infolge grobkörniger, durchlässiger Grabenfüllungen usw., unbedingt vermieden werden. Vorschriften allein genügen nicht. Kontrollen und wenn nötig nachträgliche Sanierungen sind unerlässlich.

Meliorationen, Drainagen, Fluss- und Bachkorrekturen, die erwähnten undichten Kanalisationen und leider auch nicht bewilligte, permanente Grundwasserhaltungen im Bereich von Bauten führen oft zu bleibenden, bedeutenden Grundwasserabsenkungen und -ableitungen. Sie wirken sich ähnlich, oft sogar schwerwiegender auf die Grundwasserverhältnisse und die -bilanz aus als

Grundwasserentnahmen. Bestehende Grundwasserableitungen, z. B. Einleitungen in Vorfluter, müssen deshalb kartiert und mengenmässig mit Abflussmessungen oder -berechnungen in den Leitungen, Differenzmessungen in Vorflutern und dergleichen erfasst werden.

#### Emmental:

Während des Baues der ARA-Sammelleitung im Raum Wiler-Gerlafingen wurden in den Jahren 1977 und 1978 beispielsweise bis zu 500 l/s Grundwasser gepumpt [14]. Die Bilanzierungskennziffern und die Strömungsverhältnisse wurden dadurch über mehrere km<sup>2</sup> des Grundwasserleiters längere Zeit stark verändert.

## Kapitel 8: Ermittlung des Speicherkoeffizienten

### 8.1 Begriffe

Im Zusammenhang mit dem Porenraum eines Bodens und seiner Fähigkeit, wesentliche Eigenschaften eines Grundwasservorkommens zu prägen, sind verschiedene Begriffe bekannt, die in der Fachwelt oft nicht richtig auseinandergehalten werden. Im folgenden werden deshalb die hier verwendeten kurz definiert und erläutert.

Die *Porosität*  $n$  ist definiert als Quotient, gebildet durch das Volumen aller Hohlräume eines Gesteinskörpers  $V_p$  und sein Gesamtvolumen  $V$ :  $n = V_p/V$ . Bei Lockergesteinen variiert  $n$  zwischen 20–75% und ist in hohem Masse von der Kornform, der Lagerungsdichte und der Korngrößenverteilung abhängig.

Die *drainbare Porosität*  $n_d$  entspricht dem Volumen Wasser  $V_{\Delta W}$ , das unter dem Einfluss der Schwerkraft bei einer Absenkung des Wasserspiegels über die Einheitshöhe aus dem Einheitskörper ausströmt, bezogen auf das Volumen des drainierten Einheitskörpers:  $n_d = V_{\Delta W}/V$ .

Aus dem Einstau des Einheitskörpers über die Einheitshöhe ergibt sich die *auffüllbare Porosität*  $n_a$ . Der Unterschied zwischen  $n_d$  und  $n_a$  ist in Kiessanden meistens vernachlässigbar klein, solange die Wasserstandsänderungen im Verhältnis zur Höhe des Kapillarsaums gross sind, und es wird von der sogenannten *nutzbaren Porosität*  $n_n$  gesprochen:  $n_n \cong n_d \cong n_a$ .

Die nutzbare Porosität ist immer kleiner als die Porosität  $n$  und nimmt im Gegensatz zu  $n$  mit grösser werdendem Feinkorngehalt ähnlich wie der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  stark ab.

Die *durchflusswirksame Porosität*  $n_f$  ist definiert als Quotient aus der Filtergeschwindigkeit  $v_f$  und der mittleren Abstandsgeschwindigkeit  $v_{am}$ :  $n_f = v_f/v_{am}$ . Die mittlere Abstandsgeschwindigkeit berechnet sich aus dem Abstand zwischen Impf- und Probeentnahmestelle  $a$  und der Zeitdifferenz  $\Delta t_m$  zwischen der Impfung und dem Schwerpunkt der Tracerkonzentration in der Probeentnahmestelle:  $v_{am} = a/\Delta t_m$ .

Im Labor gemessene  $n_f$  liegen bei ca. 80–90% von  $n$ , in situ bestimmte bei ca. 50% [5]. Aus Markierversuchen im

Grundwasserleiter des Emmentals ergeben sich  $n_f$  zwischen 10 und 20% [12, 14].

Der *Speicherkoeffizient*  $S$  dient zur Beschreibung des Speichervermögens eines Grundwasserleiters. Bei freiem Grundwasserspiegel wird  $S$  wie folgt definiert:

$$S = n_n + \int_0^H S_o dh \quad (8.1)$$

Der Term  $n_n$  repräsentiert den nutzbaren Porenraum. Die Kompressibilität des Wassers und des Korngerüsts wird mit dem *spezifischen Speicherkoeffizienten*  $S_o$  erfasst.  $S_o$  bedeutet die Änderung des gespeicherten Wasservolumens  $\Delta V_w$  in m<sup>3</sup> im Innern des Aquifers bezogen auf die Änderung des Standrohrspiegels  $\Delta h$  von 1 Meter und 1 m<sup>3</sup> Aquifer  $V_A$ :  $S_o = \Delta V_w/\Delta h V_A$ . Bei vollständiger Sättigung der Poren liegt  $S_o$  zwischen  $1 \cdot 10^{-6}$  und  $1 \cdot 10^{-5}$  m<sup>2</sup>, was in einem gespannten Grundwasserleiter mit einer Mächtigkeit von 20 m zu Speicherkoeffizienten  $S$  zwischen 0,02% und 0,2% führt. In der Regel ist deshalb der zweite Summand von (8.1) bei Grundwasserleitern mit freiem Grundwasserspiegel vernachlässigbar klein. Der Speicherkoeffizient kann der nutzbaren Porosität oder dem Mittelwert aus drainbarer und auffüllbarer Porosität gleichgesetzt werden:  $S \approx n_n$ .

### 8.2 Bestimmung aus Grosspumpversuchen

Bei der Berechnung des Speicherkoeffizienten  $S$  aus Grosspumpversuchsdaten wird üblicherweise die instationäre Brunnentheorie nach *Theis*, vgl. (6.18), angewandt. Dabei ist zu beachten:

- Wegen der verzögerten Porenentwässerung [21] ist  $S$  während der Anfangsphase eines Pumpversuches meistens nicht konstant. Seine Variabilität kann erfasst werden, wenn  $S$  für mehrere Zeitpunkte nach Pumpbeginn ausgewertet (s. Fig. 6.25) und über die Zeit aufgetragen wird (s. Fig. 8.1). Die einzelnen Speicherkoeffizienten  $S(\Delta t)$  stellen Mittelwerte für die Zeitdifferenz  $\Delta t$  zwischen dem Pumpbeginn und dem Zeitpunkt der räumlichen Auswertung dar. Gelingt es, die Berandung des Grundwasserleiters und die witterungsbedingten Grundwasserstandsbewegungen zu berücksichtigen, erreicht  $S$  nach einer gewissen Zeit einen konstanten Wert, welcher dem massgebenden Speicherkoeffizienten für die Lösung mittel- bis langfristiger Speicher- und Zehrvorgänge im Grundwasservorkommen entspricht.
- Für die Bestimmung des massgebenden Speicherkoeffizienten müssen vor allem auch die Absenkungen im brunnenentfernten Bereich exakt erfasst werden. Bei der Einpassung der Typkurven bzw. Geraden [32] sind automatische Optimierungsverfahren nach der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate [66] den graphisch-visuellen Verfahren vorzuziehen.
- Unsere meist relativ schmalen Grundwasserleiter lassen die Berechnung von  $S$  mit dem Modell des unendlich ausgedehnten Grundwasservorkommens nicht zu. Die seitlichen Randbedingungen beeinflussen die Form des Absenktrichters bereits nach kurzer Pumpdauer und es muss mit dem sogenannten Spiegelungsverfahren [27, 119] ausgewertet werden.

- Die während eines Grosspumpversuches gemessenen Absenkungen sind meist von natürlich verursachten Wasserstandsbewegungen, sogenannten Feldbewegungen, überlagert. Werden für den Speicherkoeffizienten die Feldbewegungen nicht berücksichtigt, wird S mit zunehmender Pumpdauer falsch. Bei längeren Pumpversuchen ist es empfehlenswert, die Grundwasserstände im Absenkbereich ohne den Pumpbetrieb, zum Beispiel mit (5.7), zu berechnen und die pumpversuchsbedingten Absenkungen von den hochgerechneten Wasserständen aus zu ermitteln.

Dank der Möglichkeit, die berechneten Absenkungen zeitlich und örtlich zu superponieren, können die Speicherkoeffizienten auch bei veränderlichen Entnahmemengen, Mehrbrunnenanlagen und dergleichen ausgewertet werden. Die Datenaufbereitung und die Berechnungen sind jedoch aufwendig und müssen mit Hilfe von Computerprogrammen gelöst werden. Die zehnjährige Erfahrung mit [160] zeigt: Die Speicherkoeffizienten können auch bei komplizierteren Strömungsverhältnissen zuverlässig berechnet werden, sofern die Pumpversuchsdaten fachgerecht erfasst und aufbereitet werden [3, 159].

#### Emmental:

Figur 8.1 zeigt die mittleren Speicherkoeffizienten aus der räumlichen Auswertung des Grosspumpversuches im Testareal Aefligen für verschiedene Zeitpunkte nach Pumpbeginn. Auffallend sind die kleinen Speicherwerte zu Beginn des Pumpversuches. Eine Stunde nach Pumpbeginn beträgt S beispielsweise 2,7% und sieben Stunden später 5,5%. Mit zunehmender Zeit ab Pumpbeginn macht sich zudem auch der Einfluss der Randbedingungen bemerkbar.

Im Falle des unendlich ausgedehnten Grundwasserleiters wächst S mit wachsender Pumpdauer kontinuierlich an. Eine Aussage über den mittel- bis langfristig massgebenden Speicherkoeffizienten kann nicht gemacht werden. So bald die Randbedingung der Grundwasserexfiltration in die Urtenen mit Festpotentialen berücksichtigt wird, stabilisiert sich der Speicherkoeffizient ca. einen Tag nach Pumpbeginn auf Werten zwischen 6 und 7%. Ein S von 7,5% (vgl. Tab. 15.7) hat sich auch aus dem Grundwassermodell ergeben.

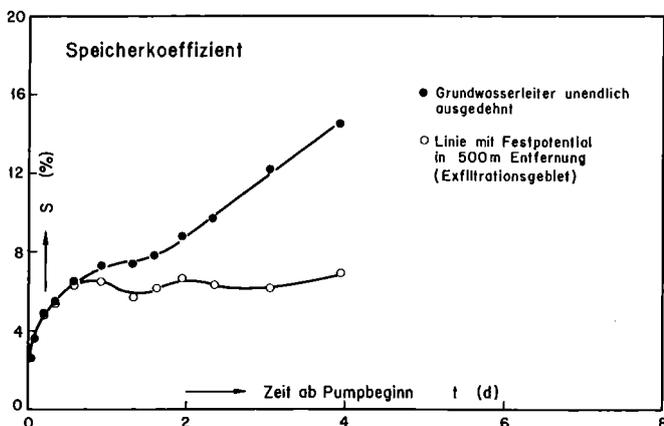


Fig. 8.1 Grosspumpversuch im Testareal Aefligen. Speicherkoeffizient S aus räumlicher Auswertung in Funktion der Zeit ab Pumpbeginn.

### 8.3 Anwendung der Entwässerungskurven

Unter der Voraussetzung, dass die Zu- bzw. Wegflüsse, welche die Bewegungen der Grundwasserstände verursachen, in einem Grundwasserleiterabschnitt über eine längere Zeitperiode mengenmässig bekannt sind, kann der Speicherkoeffizient S einfach mit Hilfe von Entwässerungskurven berechnet werden. Im Falle des Einzellinearspeichers gemäss Abschnitt 7.1.5 und 7.2.6 gilt nach (7.31):

$$S = \frac{G_N}{v_{Rmax}(\bar{h})\Delta t + \Delta h} \quad (8.2)$$

$v_{Rmax}(\bar{h})$ : Rückgangsgeschwindigkeit des Grundwasserspiegels beim mittleren Wasserstand  $\bar{h}$  der gewählten Zeitperiode  $\Delta t$  gemäss (7.28)

$\Delta h$ : Wasserstandsänderung zwischen Beginn und Ende der Zeitperiode  $\Delta t$  (Anstieg: +, Rückgang: -).

Diese Berechnungsmethode hat den Vorteil, dass die Speicherkoeffizienten ohne zusätzlichen Messaufwand (die Ganglinien müssen auch für andere Zwecke beschafft werden) relativ zuverlässig abgeschätzt werden können.

#### Emmental:

Gestützt auf die Regressionsanalyse der aufgezeichneten Grundwasserstände 1976 bis 1980 gemäss (7.28) lassen sich bei der Referenzmessstation 610.219/21 die Entwässerungskonstanten  $\alpha = 0,01919 \text{ d}^{-1}$  und  $\delta = -9,1427 \text{ m/d}$  bestimmen. Mit dem durchschnittlichen Grundwasserstand  $\bar{h}$  von 477,23 m ü.M. für das Jahr 1978 [157] berechnet sich gemäss (7.28)  $v_{Rmax}(\bar{h}) = 0,0153 \text{ m/d}$ . Mit der direkten Grundwasserneubildung  $G_N$  von 0,394m (Tab. 15.12) und dem Rückgang des Grundwasserstandes zwischen dem 1.1.1978 und dem 31.12.1978 von  $\Delta h = -0,41 \text{ m}$  ergibt sich S gemäss (8.2) zu 7,6%. Wird die mit diesem Speicherkoeffizienten berechnete Ganglinie für die Referenzmessstation 610.219/21 mit der gemessenen verglichen, zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung (vgl. Fig. 15.12).

### 8.4 Numerische Simulation

Die numerische Simulation der Grundwasserströmung mit Hilfe von Grundwassermodellen bietet die umfassendsten Berechnungsmöglichkeiten der Speicherkoeffizienten. Dabei werden die S-Werte anhand der Abweichungen gemessener und berechneter Grundwasserstands- bzw. Abfluss-Ganglinien geeicht (vgl. Abschnitt 13.6.2).

#### Emmental:

Vgl. Abschnitt 15.3.2.

## Kapitel 9: Interpretation chemischer und physikalischer Ergebnisse von Grundwasseranalysen

Die zuverlässige Interpretation von chemischen und physikalischen Werten, welche in heterogenen und anisotropen Schotter-Grundwasserleitern ermittelt werden, setzt voraus, dass die erhobenen Analysenwerte dem Grundwasservorkommen örtlich, insbesondere höhenmässig richtig zugeordnet werden können. Dies ist bei Wasserproben aus verfilterten Aufschlussbohrungen, welche während der Prospektionsphase als Fassungsstellen im Vordergrund stehen, wegen der künstlich geschaffenen Vertikalströmungen nicht oder nur beschränkt erfüllt. Das bei Grundwasserprospektionen oft angestrebte Ziel, mit physikalischen und chemischen Parametern die Strömungsverhältnisse in Schotter-Grundwasserleitern zu erklären, kann selbst mit detaillierten Kenntnissen über die Vertikalströmungen in den Probeentnahmestellen häufig nicht ganz erreicht werden.

Im folgenden wird diese Problematik anhand der Leitfähigkeit (bzw. Härte) und der Temperatur aufgezeigt.

### 9.1 Messung und Genauigkeit

Die Temperatur wird in Grad Celsius ( $^{\circ}\text{C}$ ), die Leitfähigkeit in Mikrosiemens pro cm ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ ) ausgedrückt. Da die Leitfähigkeit temperaturabhängig ist, werden die Messwerte jeweils auf  $20^{\circ}\text{C}$  kompensiert.

Tragbare Messgeräte erlauben, Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile simultan zu messen. Für Temperaturmessungen allein haben sich Kabellichtlote, für kontinuierliche Aufzeichnungen in bestimmten Tiefenlagen Schreibpegel bewährt.

Die Messgenauigkeit wird einerseits vom eingesetzten Messgerät und andererseits vom Ausbau der Messstelle beeinflusst. Wenn einwandfreie Messstellen ohne Vertikalströmungen vorliegen und die systematischen Fehler messtechnisch eliminiert sind, ergeben sich durchschnittliche Fehler von:  $\pm 0,2\text{K}$  für Kabellichtlot- und  $\pm 0,1\text{K}$  für Schreibpegelmessungen. Die Genauigkeit der Leitfähigkeitsdaten liegt bei  $\pm 5\mu\text{S}/\text{cm}$ .

### 9.2 Einfluss der Vertikalströmungen auf die Messwerte

Vertikale Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile in verfilterten Aufschlussbohrungen oder Brunnen entsprechen – mindestens in den Schotter-Grundwasserleitern des schweizerischen Mittellandes – selten der tatsächlichen Parameterverteilung im Grundwasserleiter. Ausser von temperaturbedingten, vertikalen Dichteströmungen, welche in den wassergefüllten Beobachtungsrohren auftreten können und abhängig sind vom lichten Rohrdurchmesser und vom Temperaturgradienten, werden die Profile vor allem durch Vertikalströmungen verfälscht [15].

In Figur 9.1 wird dokumentiert, in welcher Weise Leitfähigkeits- und Temperaturprofile von Vertikalströmungen beeinflusst werden. Von drei Messstellen mit Flurabständen von 2 bis 2,5 m sind die Profile des vertikalen Volumenstroms sowie diejenigen der Temperatur und der Leitfähigkeit aufgetragen.

In der Messstelle a), wo keine messbare Vertikalströmung festzustellen ist, geben die Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile die tatsächlichen Verhältnisse im Grundwasserleiter wieder. Dies wird insbesondere durch das Temperaturprofil bestätigt, dessen Charakteristik für das vorliegende Messdatum typisch ist, wie Vergleichsmessungen in speziell ausgebauten Messstellen zeigen.

In b) ist infolge der profilumfassenden, von oben nach unten gerichteten Vertikalströmung überall dieselbe Temperatur bzw. Leitfähigkeit festzustellen. Die gemessenen Werte repräsentieren Temperatur und Leitfähigkeit deshalb lediglich im obersten Teil des Grundwasserleiters.

In c) sind die Strömungsverhältnisse komplexer. Das Wasser strömt sowohl von oben wie von unten gegen eine Senke, die sich im mittleren Bereich des Filterrohres befindet. Die Messwerte für Temperatur und Leitfähigkeit können dem Grundwasserleiter höhenmässig nicht exakt zugeordnet werden.

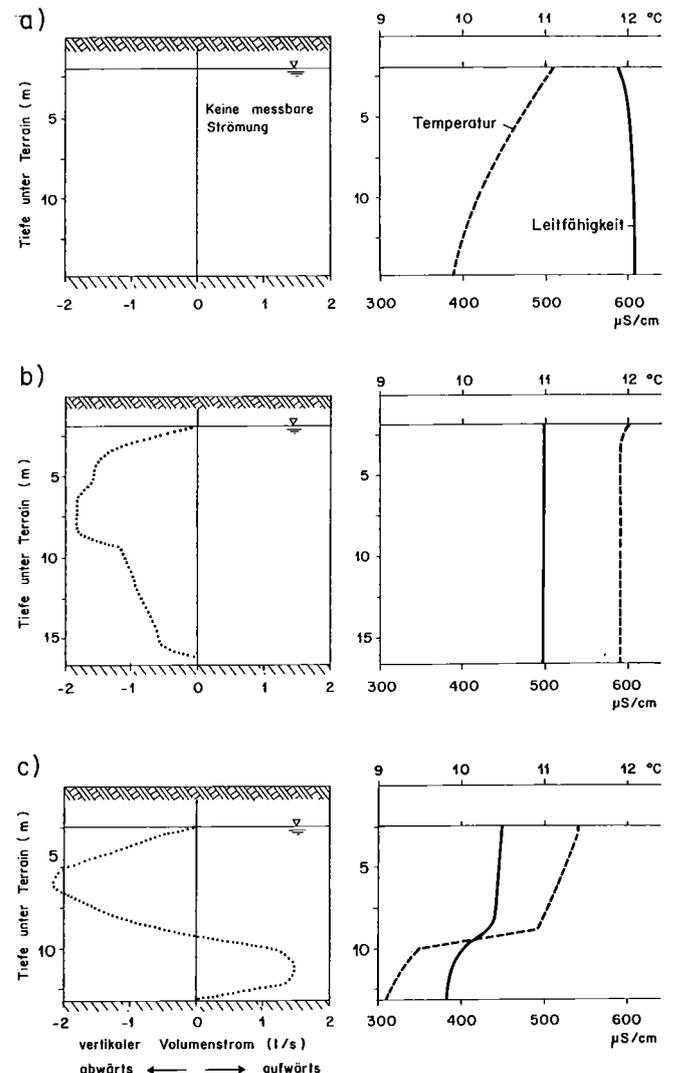


Fig. 9.1 Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile in verfilterten Aufschlussbohrungen mit unterschiedlichen Vertikalströmungen.

Vertikalströmungen unterbleiben weitgehend in gerammten, kurz gelochten (1 bis 2 m Lochstrecke) oder vollen Stahlrohren Ø1,5" oder 2" oder in eingesandeten, kleinkalibrigen Stahl- oder PVC-Rohren, welche in die Aufschlussbohrungen versetzt werden. Dermassen ausgebaut und ausgerüstete Messstellen sind für Temperaturprofilmessungen geeignet. Mit vollen, wassergefüllten Rohren, welche an der Terrainoberfläche thermisch isoliert sind, kann die Bodentemperatur auch über dem Grundwasserspiegel zuverlässig gemessen werden. Die Verteilung der Leitfähigkeit lässt sich dagegen nur mit einem beträchtlichen Aufwand, z. B. mit unterschiedlich langen, an der Basis kurz gelochten, relativ grosskalibrigen Rohren, als Mehrfachmessstelle ausgebaut, erfassen. Das Kosten-Nutzen-Verhältnis ist nur für das Behandeln spezieller Fragen vertretbar.

### 9.3 Interpretation

#### 9.3.1 Elektrische Leitfähigkeit und Härte

Das elektrolytische Leitvermögen des Wassers weist auf die Menge der in einem Wasser gelösten Salze hin. Die härtebildenden Salze werden in den Gruppenparametern

- Gesamthärte GH
- Karbonathärte KH
- Permanente Härte PH = GH - KH

zusammengefasst. Die Härte wird in der Schweiz mit französischen Härtegraden (°f) gemessen. 1 °f entspricht 10mg CaCO<sub>3</sub>/l oder 0,2 mval/l. Gesamthärte: Gehalt an Erdalkalien (CaO + MgO); Karbonathärte: Gehalt an Hydrogencarbonaten (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>, sofern vorhanden auch CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>) aller Kationen, insbesondere der Erdalkalien und Alkalien.

Die im Grundwasser gelöste Kohlensäure wirkt auf die Karbonate der durchflossenen Sedimente ein. Das Ausmass der Reaktion ist abhängig vom CaCO<sub>3</sub>-Gehalt des Gesteins, vom H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>-Gehalt des Wassers und von den Strömungsverhältnissen. Weil CO<sub>2</sub> aus der Atmosphäre stammt und auch in der Humusschicht aufgenommen wird, wo es als Abbauprodukt von organischem Material anfällt, kann die Karbonathärte ein wichtiger Indikator für die Zuflüsse zum Grundwasser sein.

#### Emmental:

Abgesehen von örtlich allenfalls gehäuft auftretenden, anthropogenen Verunreinigungen, ist vom petrographischen Aufbau des Emmentalgrundwasserleiters her gesehen zu erwarten, dass die Härtebildner den Hauptanteil am Gesamtsalzgehalt abgeben. Wie Figur 9.2 zeigt, steht sowohl die Karbonathärte wie auch die Gesamthärte mit der Leitfähigkeit in einem deutlichen linearen Zusammenhang.

Es liegt daher auf der Hand, an Stelle der Härte, welche sich zuverlässig nur relativ aufwendig analysieren lässt, die wesentlich einfacher messbare Leitfähigkeit für Vergleiche heranzuziehen.

In Figur 9.2 sind die Resultate aus neun vergleichenden Messkampagnen, die in Grundwasseraustritten und Oberflächengewässern durchgeführt wurden, aufgetragen. Die Wasserproben der Oberflächengewässer z. B. bei der Emme, weisen tiefere, der Grundwasseraustritte höhere

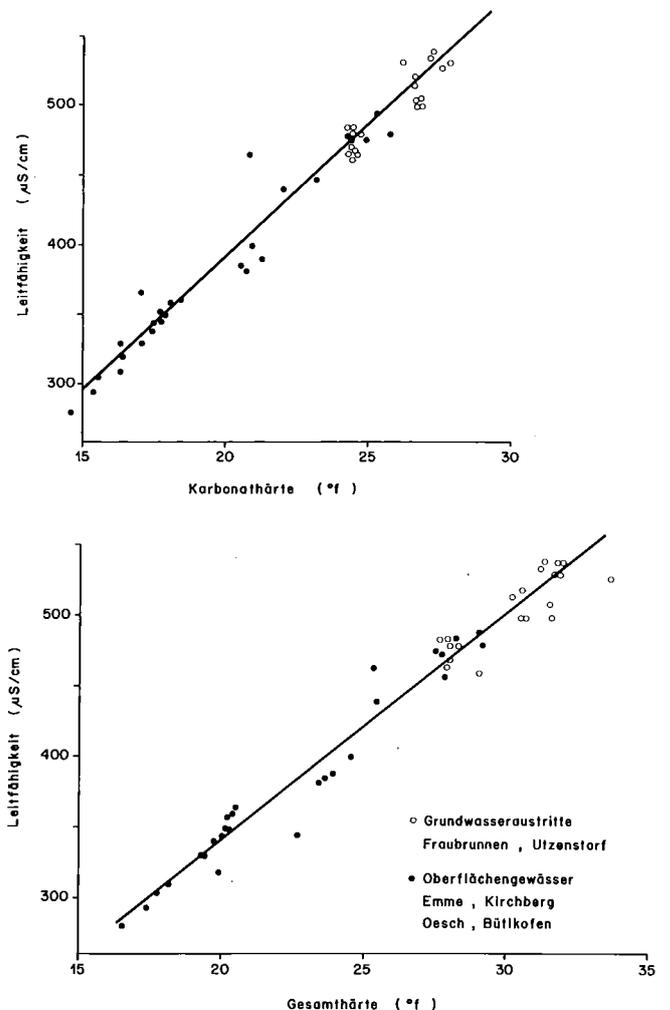


Fig. 9.2 Korrelation der Karbonathärte bzw. der Gesamthärte mit der elektrischen Leitfähigkeit.

Leitfähigkeitswerte bzw. Härtegrade auf. Die Gesamthärte übertrifft die Karbonathärte nur geringfügig mit etwa 3 bis 4°f. Dies wie auch die relativ kleinen Unterschiede der Regressionsbeziehungen zeigen, dass die gelösten Wasserinhaltsstoffe grösstenteils aus dissoziierten Karbonatverbindungen bestehen. Die Leitfähigkeit, als natürlicher Tracer, eignet sich bei ähnlichen Verhältnissen demzufolge, um einen Überblick über die Härteverteilung im Grundwasserleiter zu gewinnen und erlaubt, Rückschlüsse über Herkunft und Ausbreitung des Grundwassers zu ziehen.

In Figur 9.3 sind als Resultat von zwei Simultanmessungen die Leitfähigkeiten in den obersten Schichten des Grundwasserleiters dargestellt.

Die erste Simultanmessung vom 7. Dezember 1978 (Fig. 9.3) wurde nach einer längeren Trockenperiode durchgeführt. Die Gesamtsumme der direkten Grundwasserneubildung aus den zwei vorangegangenen Monaten betrug lediglich 1 mm. Die tiefen Leitfähigkeiten zwischen Aefligen und Utzenstorf zeigen deutlich die Ausbreitung des schwach mineralisierten Emme-Infiltrates im zentralen Bereich des Grundwasserstromes. Gegen die Randzonen und im Zuflussbereich der Seitentäler nimmt die Leitfähigkeit und damit der Mineralisationsgrad zu. Dies hängt u. a. damit zusammen, dass die spezifische Durchflussmenge des Grundwasserstromes entlang den seitlichen Be-

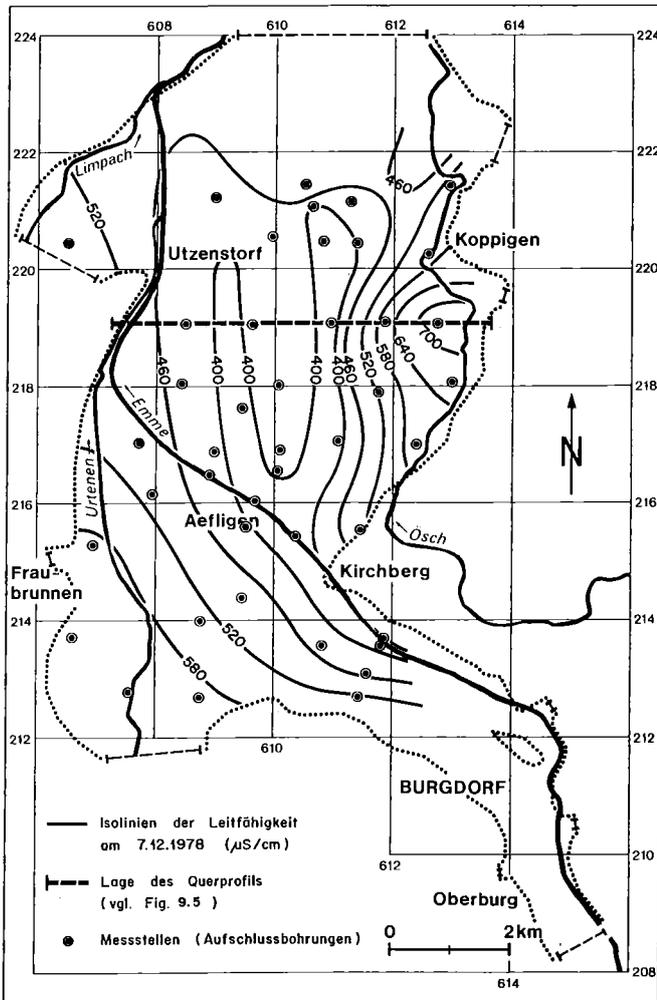


Fig. 9.3 Isolinen der Leitfähigkeit vom 7.12.1978, 2,5m unter dem Grundwasserspiegel, nach einer Trockenperiode.

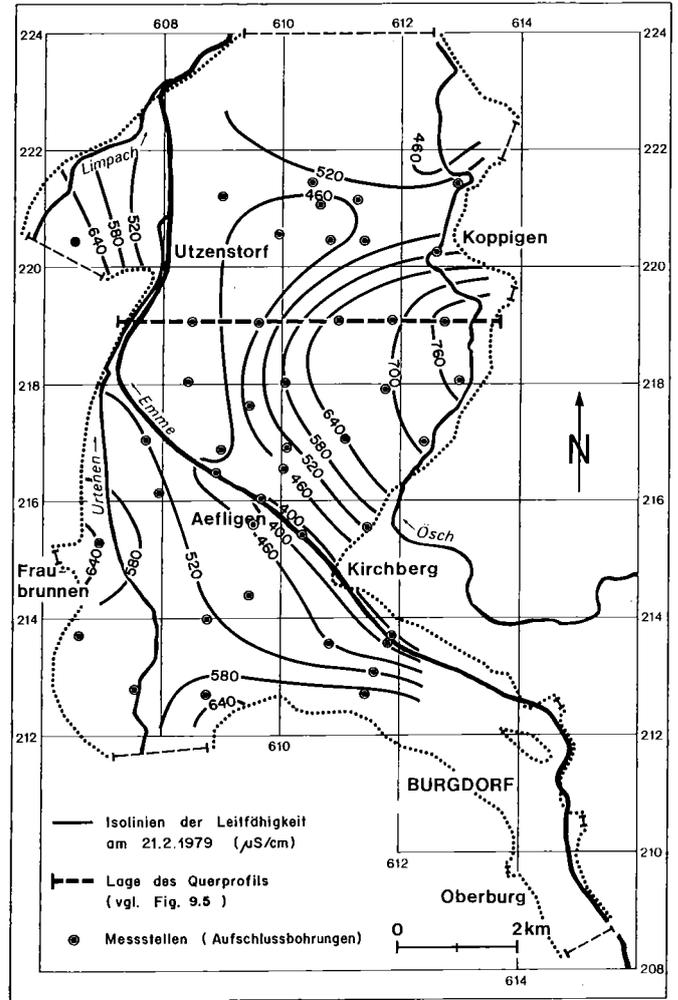


Fig. 9.4 Isolinen der Leitfähigkeit vom 21.2.1979, 2,5m unter dem Grundwasserspiegel, nach einer Niederschlagsperiode.

randungen bedeutend kleiner ist als im zentralen Bereich (vgl. Fig. 15.17). Ebenfalls nimmt der prozentuale Anteil des Emme-Infiltratwassers am Gesamtdurchfluss (bezogen auf eine Einheitsbreite) gegen den Rand ab. Das Mischverhältnis verschiebt sich somit gegen den Rand sukzessive zugunsten des stärker mineralisierten Sickerwassers aus Niederschlägen und der randlich unterirdischen Zuflüsse. Ähnliche Verhältnisse wurden auch bei der hydrochemischen Untersuchungskampagne im Sommer 1971/1972 festgestellt [14].

Vor der zweiten Simultanmessung, datiert vom 21. 2. 1979 (Fig. 9.4), versickerten als Folge von anhaltenden Niederschlägen und Schneeschmelze während zweier Monate insgesamt 214 mm Wasser. Dieser massive Zufluss an hartem Sickerwasser führte dazu, dass sich die Leitfähigkeit in den Randzonen, z. T. aber auch im zentralen Bereich des Grundwasserleiters, deutlich erhöhte.

Figur 9.5 veranschaulicht diesen Ioneneintrag im Querprofil Utzenstorf-Koppigen, in dem die in den Bohrungen gemessenen Vertikalströmungen erlauben, die Leitfähigkeitsverhältnisse über die gesamte Grundwassermächtigkeit zu interpretieren. Gegenüber dem Zustand am 7. 12. 1978 ist das Emme-Infiltrat am 21. 2. 1979 durch das aus Niederschlag und Randzuflüssen neugebildete Grundwasser höher mineralisiert worden.

Die zeitliche Variation der Leitfähigkeitswerte wird in Figur 9.6 mit den Ganglinien der Emme 609.215/8 und der Grundwasser-Messstelle 610.217/14 vom Februar bis Juli 1979 für die Niveaus 2,5 m unter dem Grundwasserspiegel und 2,5 m über dem Grundwasserstauer dargestellt. Die Ganglinie des Grundwasserspiegels sowie die Stufenfunktion der Sickerwasserrate (vgl. Abschnitt 7.2.4) sind für die Interpretation der Strömungsverhältnisse nützlich.

Interessant ist, dass die höhere Mineralisierung des Grundwassers im Winter und Frühling infolge der intensiveren direkten Grundwasserneubildung aus Niederschlag lediglich im oberen Aquiferbereich stattfindet. In den unteren Schichten des Grundwasserleiters fließt dagegen wesentlich weiches Wasser.

Mit zurückgehender direkter Grundwasserneubildung nimmt die Leitfähigkeit im oberen Bereich deutlich ab. Ab Ende Mai sind die Werte etwa gleich gross wie in den unteren Schichten des Aquifers. Dieser Zustand hält während der Sommer- und Herbstmonate an. Infolge der relativ kleinen Grundwasserneubildung tritt der Zufluss von schwach mineralisiertem Infiltrat aus der Emme deutlicher in Erscheinung. Figur 9.3, welche die Leitfähigkeit für den 7. 12. 1978 festhält, zeigt grossräumig solche Verhältnisse, wie sie während Perioden mit kleiner direkter Grundwasserneubildung (vgl. Fig. 10.14) vorherrschen.



Aus (9.1) folgt unmittelbar, dass die Amplitude der Jahresschwankung des Temperaturfeldes mit zunehmender Tiefe exponentiell abnimmt, währenddem die Phase linear zunimmt. Im Mittelland beträgt die maximale Tiefenwirkung der Jahresschwankungen ca. 20 m, die Phasenverschiebung in dieser Tiefenlage gegenüber der Terrainoberfläche ca. 200 Tage. Die Tiefenwirkung der täglichen und witterungsbedingten Schwankungen, die beide in Gleichung (9.1) nicht berücksichtigt sind, ist bedeutend kleiner und beträgt ca. 1 m bzw. 5 m (vgl. Fig. 9.7) [10].

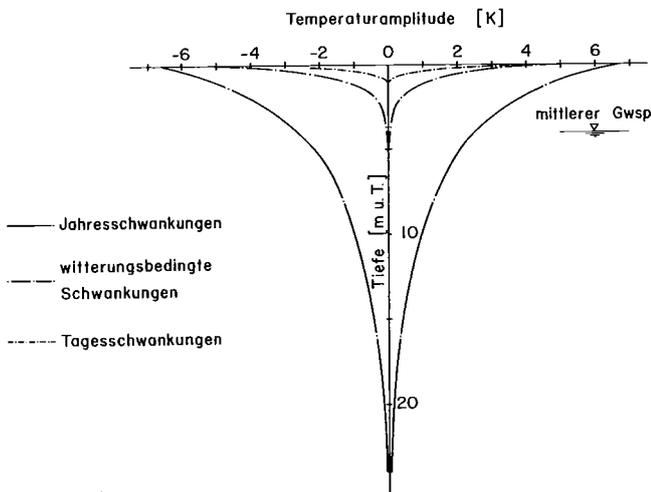


Fig. 9.7 Dämpfung der Temperaturamplitude.

Die mit (9.1) beschriebene Halbraum-Modellvorstellung setzt im Prinzip homogene Verhältnisse im Grundwasserleiter voraus. Wenn die unterschiedlichen thermischen Eigenschaften der Über- und Unterwasserspiegelzone zu berücksichtigen sind, müssen die beiden Zonen getrennt ausgewertet werden [162].

Wird das Temperaturverhalten nur durch den Wärmeeintrag eines infiltrierenden Oberflächengewässers geprägt, lässt sich, wiederum ausgehend von der Modellvorstellung eines unendlich ausgedehnten Halbraums, das Temperaturfeld mit (9.2) berechnen [135].

$$T(x,t) = T_{FM} - A_{Fo} e^{-ax} \cos(bx - \omega(t - \Delta t_{Fo})) \quad (9.2)$$

- $x$  : Abstand von der Infiltrationsstelle (m)
- $T_{FM}$  : mittlere Flusswassertemperatur ( $^{\circ}C$ )
- $A_{Fo}$  : Amplitude der Jahresschwankung der Flusstemperatur (K)
- $\Delta t_{Fo}$  : Phase der Jahresschwankung der Flusstemperatur (ausgehend von einem beliebig wählbaren Zeitnullpunkt) (d)

Die Koeffizienten  $a$  und  $b$  sind positive Konstanten, die folgende Beziehungen erfüllen müssen:

$$\begin{aligned} a\gamma v + a^2 D - b^2 D &= 0 \\ \omega - b\gamma v - 2abD &= 0 \end{aligned}$$

mit:  $\gamma = c_w / c_A$

- $c_w$  : Wärmekapazität des Wassers pro Einheitsvolumen ( $J/m^3 K$ )
- $c_A$  : Wärmekapazität des Aquifers pro Einheitsvolumen ( $J/m^3 K$ )
- $v$  : Filtergeschwindigkeit des Grundwassers nach Darcy (m/s)
- $D$  : Dispersionskoeffizient ( $m^2/s$ )

Die Amplitude wird mit zunehmender Entfernung vom infiltrierenden Gewässer exponentiell gedämpft, und die Phase nimmt linear zu. Es zeigt sich, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Temperatur der wahren Fließgeschwindigkeit des Grundwassers beträchtlich nachhinkt.

Wenn ein Temperaturfeld während mindestens ca. sechs Monaten periodisch eingemessen wird, kann mit den erhobenen Daten geprüft werden, ob das Temperaturfeld vorwiegend vom Wärmeeintrag aus der Atmosphäre oder durch infiltrierendes Oberflächenwasser geprägt wird. Mit Messstellen unmittelbar an einem Flussufer lässt sich

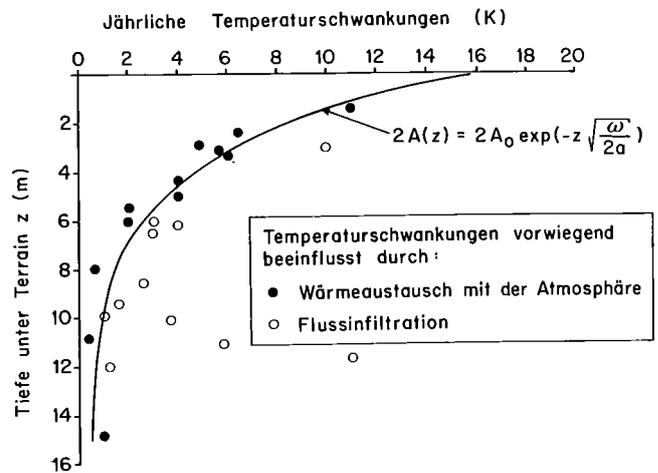


Fig. 9.8 Jährliche Temperaturschwankungen in Abhängigkeit der Tiefe unter Terrain beeinflusst durch Wärmeaustausch mit der Atmosphäre und durch infiltrierendes Flusswasser.

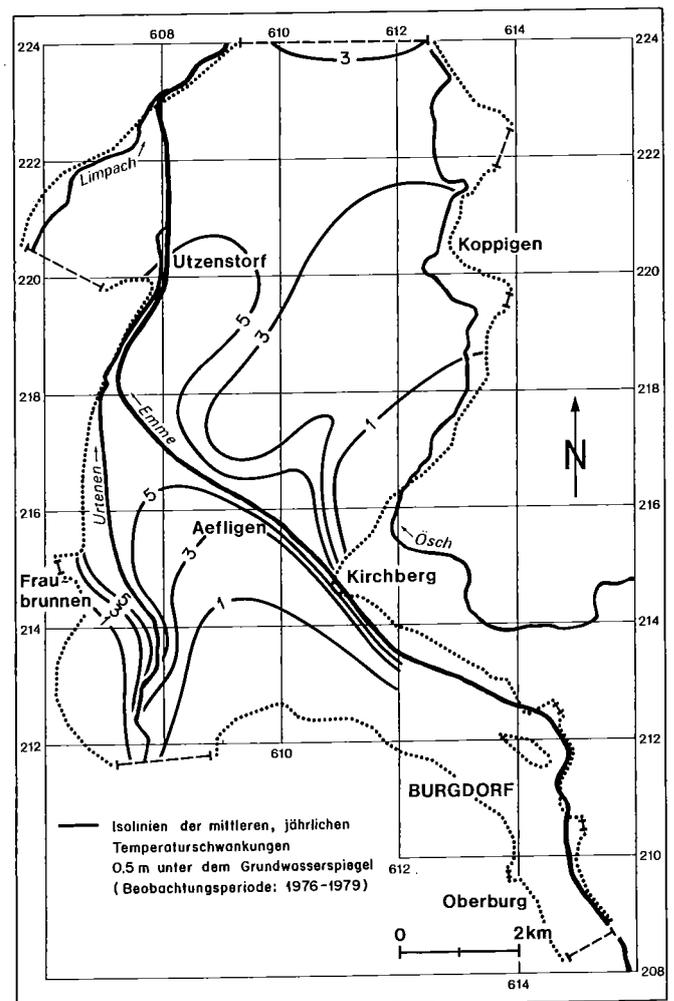


Fig. 9.9 Isolinen der jährlichen Temperaturschwankungen in K 2,5 m unter dem Grundwasserspiegel.

abklären, ob Grundwasser infiltriert. Quantitative Aussagen sind indessen nur bei längeren Beobachtungszyklen näherungsweise möglich [135, 142].

**Emmental:**

Im thermischen Testareal des Unteren Emmentals ist die Temperaturleitzahl  $a$  der Überwasserspiegelzone relativ konstant und beträgt ca.  $0,15 \text{ m}^2/\text{d}$ . In der Unterwasserspiegelzone variiert sie zwischen ca.  $0,15$  und  $0,65 \text{ m}^2/\text{d}$ . Figur 9.8 zeigt die theoretisch berechnete, tiefenabhängige Dämpfung der jährlichen Temperaturschwankungen für ein Temperaturfeld, das ausschliesslich von der Terraintemperatur bestimmt wird.

Die ausserhalb des Infiltrationsbereichs erhobenen Temperaturschwankungen lassen sich durch die berechnete Kurve erklären. Schwankungen, die im Infiltrationsbereich von Oberflächengewässern erhoben wurden, weichen z.T. deutlich von der berechneten Kurve ab: Das Temperaturverhalten wird vor allem vom konvektiven Wärmetransport des infiltrierenden Flusswassers dominiert.

Figur 9.9 illustriert die Isolinien der jährlichen Temperaturschwankungen für das Niveau  $2,5 \text{ m}$  unter dem Grundwasserspiegel. Erwartungsgemäss schwanken die Temperaturen in den Gebieten mit kleinem Flurabstand sowie im Infiltrationsgebiet der Emme am meisten.

## Kapitel 10: Wasserbilanzen

### 10.1 Zweck

Wasserbilanzen ermöglichen, innerhalb eines Bilanzierungsgebietes die stationären oder instationären Strömungsverhältnisse mengenmässig zu analysieren, einzelne Wasserhaushaltsgrössen zu bestimmen oder zu überprüfen. Dazu werden Wasserhaushalts- oder Bilanzierungsgleichungen formuliert, welche Zu- und Wegflüsse, allenfalls auch Speicheränderungen erfassen.

Die *Grundwasserbilanz* ist grundlegend für die Bestimmung des Grundwasserdargebotes. Sie lässt sich nur verknüpft mit *Oberflächenwasserbilanzen* und *hydrologischen Bilanzen* sinnvoll erarbeiten und kontrollieren. Vor allem sind es die Wechselbeziehungen zwischen den Oberflächengewässern und dem Grundwasser, welche erfordern, dass die Oberflächenwasserbilanzen integriert werden. Die hydrologischen Bilanzen sind insbesondere notwendig, um das echte Grundwasser zu quantifizieren, und erlauben auch, die beiden übrigen Bilanzen generell zu kontrollieren.

In Figur 10.1 werden die *stationären* Bilanzierungsgleichungen für die drei Bilanzen und ihre Berührungspunkte schematisch angegeben. Die Bilanzierungskennziffern sind als Mittelwerte für ein Bilanzierungsgebiet innerhalb eines Bilanzierungszeitraums zu betrachten. Die üblichen Dimensionen sind für die hydrologischen Bilanzierungen  $10^{-3} \text{ m}$  Wassersäule (für  $N, V, A$ ), für die Oberflächen- und die Grundwasserbilanzierungen  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Die Oberflächenwasser- und die Grundwasserbilanzen sind mit den hydrologischen Bilanzen wie folgt verknüpft:

$$Q_{A_i} = A_{O_i} F_{i-1,i} / \Delta t$$

$$Q_i = A_{U_i} F_{i-1,i} / \Delta t$$

$$Q_{A_{i,i+1}} = A_{O_{i,i+1}} F_{i,i+1} / \Delta t - Q_{X_{i,i-1}} + Q_{I_{i,i+1}}$$

$$Q_{N_{i,i+1}} = A_{U_{i,i+1}} F_{i,i+1} / \Delta t - Q_{R_{i,i+1}} + Q_{X_{i,i+1}} - Q_{I_{i,i+1}}$$

$F_{i,i+1}$  Gebietsfläche in  $\text{m}^2$  zwischen den Bilanzierungsprofilen BP  $i$  und  $i+1$

$\Delta t$  Bilanzierungszeitraum in  $\text{s}$

Bilanzierungsgleichungen mögen recht vertrauenserweckend aussehen und dem Laien eine gewisse Trivialität und eine falsche Genauigkeit vortäuschen. Die einzelnen Bilanzierungskennziffern sind jedoch, ob sie direkt gemessen, mit hydrologischen Kennziffern indirekt berechnet, insbesondere aber wenn sie nur abgeschätzt werden können, mit Fehlern behaftet. Dies erfordert, dass sie möglichst weitgehend auf systematische und zufällige Fehler untersucht werden und dass mit Genauigkeitsbereichen oder Vertrauensgrenzen angegeben wird, wie zuverlässig sie sind.

Die Fehleranalyse umfasst:

- die Überprüfung der Felddaten,
- den Modelltest, vgl. Abschnitt 1.3,
- die Bilanzierung verschiedener Strömungszustände.

Wenn immer möglich, ist eine *geschlossene Bilanzierung* anzustreben, indem alle Kennziffern der Bilanzierungsgleichungen gemessen oder indirekt bestimmt werden, ihre Genauigkeit analysiert und der Widerspruch der Bi-

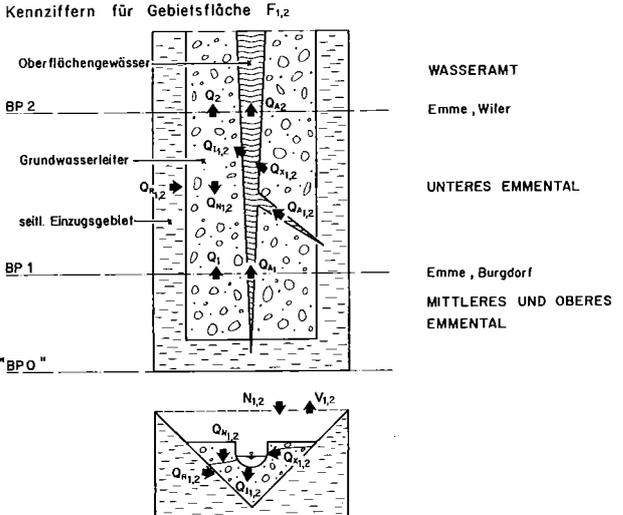
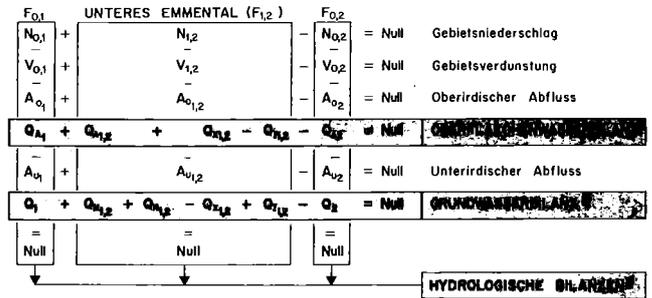


Fig. 10.1 Oberflächenwasserbilanz, Grundwasserbilanz und hydrologische Bilanz; Verknüpfung der stationären Bilanzen und ihrer Bilanzierungskennziffern.  
1) vgl. Abschnitt 10.2 2) vgl. Abschnitt 10.3 3) vgl. Abschnitt 10.4

lanz berechnet wird. Dieser kann nach fehlertheoretischen Gesichtspunkten verteilt werden. Damit lassen sich die Bilanzierungskennziffern kontrollieren und wesentlich verbessern.

Fehlen Angaben über eine oder einzelne Bilanzierungskennziffern, aus welchen Gründen auch immer, kann lediglich eine *offene Bilanzierung* vorgenommen werden. Die Bilanzierungsgleichung wird nach einer oder der Summe mehrerer Unbekannten aufgelöst. Obwohl auch hier Genauigkeitsbetrachtungen angestellt werden können, lassen sich schlussendlich die Bilanzierungskennziffern über die Ausgleichsrechnung nicht verbessern.

## 10.2 Oberflächenwasserbilanzierung

### 10.2.1 Diskretisierung des Gewässernetzes

Für die Oberflächenwasserbilanzierung wird das Gewässernetz, basierend auf dem Messstellennetz bzw. auf den ober- und unterirdischen Zu- und Wegflussverhältnissen, in Gewässer- und in charakteristische Teilabschnitte aufgeteilt, welche die massgebenden Gewässerbette und ihre örtlich meist engbegrenzten Einzugsgebiete berücksichtigen. Die Abflussänderungen infolge Niederschlägen, Speicheränderungen und die Verdunstung innerhalb der Abschnitte müssen bei den im Verhältnis zum Gesamt-abfluss kleinen Mengen nicht berücksichtigt werden. Hingegen ist der Einbezug der unterirdischen Zu- und Wegflüsse ins Bilanzierungsgebiet bei direkter Wechselbeziehung unerlässlich.

Die Bilanzierung der Abflüsse  $Q_A$  im Oberflächengewässernetz bezweckt, die Abflussmengen in Gewässerquerschnitten ohne Messstationen, vor allem aber die Infiltrationsmengen  $Q_I$  und die Exfiltrationsmengen  $Q_X$  zu ermitteln oder zu überprüfen.

Für die offene Bilanzierung nach Figur 10.2a müssen die

Abflussmengen  $Q_{A1}$  und  $Q_{A1,2}$  gemessen werden. Die Bilanzierungsgleichung wird nach  $Q_{A2}$  aufgelöst. Bei gesuchten Infiltrations- und/oder Exfiltrationsmengen (Fig. 10.2b) ist ein Gewässerabschnitt, wenn möglich getrennt nach In- und Exfiltrationsstrecken, zu betrachten. Gemessen werden alle Zu- und Abflussmengen der Oberflächengewässer  $Q_{A1}$ ,  $Q_{A1,2}$  bis  $Q_{A4}$ . Die Bilanzierungsgleichungen werden nach  $Q_I$ ,  $Q_X$ , evtl. nach  $(Q_I - Q_X)$  aufgelöst. Eine Ausgleichsrechnung ist ohne Einbezug der Grundwasserbilanz nicht möglich.

Bei der geschlossenen Oberflächenwasserbilanzierung müssen neben den oberirdischen Zu- und Wegflüssen auch die In- und Exfiltrationsmengen bekannt sein. Die Bilanzierungsgleichungen werden nach dem Widerspruch  $w$  aufgelöst und ermöglichen eine umfassende Ausgleichsrechnung. Ihre Qualität wird, abgesehen von den Messfehlern bei den Abflussmessungen und den Fehlern beim Ermitteln der Infiltrations- und Exfiltrationsbeziehungen, vor allem von der richtigen Wahl der Messstandorte, der Gewässerabschnitte und ihrer Teilabschnitte beeinflusst. Das Abflussmessstellennetz muss deshalb sorgfältig sowohl auf das Oberflächengewässernetz wie auch auf die Grundwasserhältnisse abgestimmt sein.

*Emmental:*

Die Bilanzierung der Emme und ihrer meist kanalisierten Nebengewässer erfolgt zwischen Oberburg und Wiler mit zwei Gewässerabschnitten, welche sich relativ deutlich voneinander unterscheiden. Aus Figur 10.3 sind die Grenzen der Abschnitte ersichtlich wie auch die Kilometrierung der Emme als Hilfsmittel für die weitere Unterteilung. Im oberen Gewässerabschnitt ①, zwischen Oberburg (km 20) und Schalunen (km 7), liegen die Wasserspiegel der Emme und ihrer Nebengewässer immer höher als die flussnahen Grundwasserspiegel, wenn von kurzfristigen

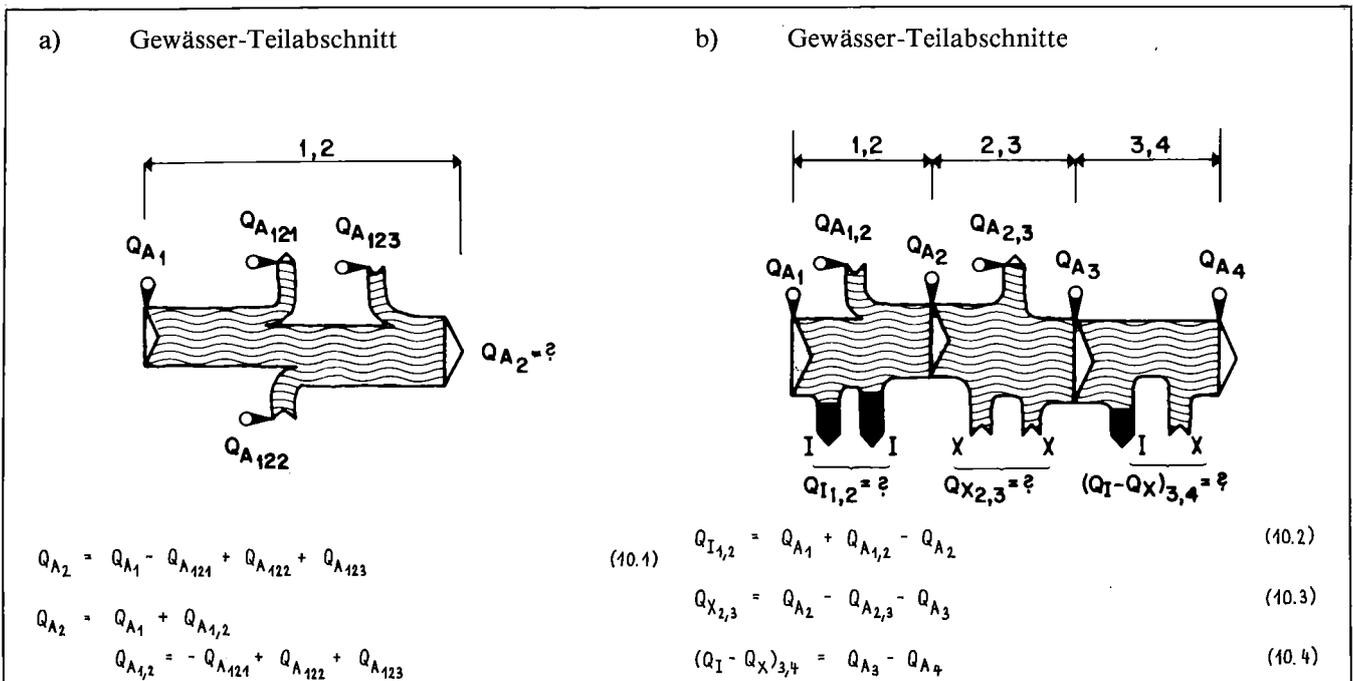


Fig. 10.2 Schemabilder für die offene Oberflächenwasserbilanzierung

a) Bestimmung der Abflussmenge  $Q_{A2}$

b) Bestimmung der Infiltrationsmenge  $Q_{I1,2}$ , der Exfiltrationsmenge  $Q_{X2,3}$  und der Differenzmenge  $(Q_I - Q_X)_{3,4}$ .

Ausnahmen zwischen km 18 und km 17 abgesehen wird. Alle Gewässerbette sind praktisch durchwegs unverbaut und durchlässig; die Bedingungen für eine Infiltrationsströmung sind erfüllt.

Anhand der beobachteten Spiegeldifferenzen zwischen Gewässer und Grundwasser ist anzunehmen, dass

- zwischen km 20 und 15,8 die direkte, gesättigte Infiltrationsströmung vorherrschend ist, jedoch kurzfristig, unmittelbar nach einem Hochwasser, zwischen km 18 und 17 Grundwasser in die Oberflächengewässer exfiltrieren kann,
- zwischen km 15,8 und 7 die perkolative Infiltrationsströmung überwiegt.

Im unteren Gewässerabschnitt ②, zwischen Schalunen (km 7) und Wiler (km 1), liegen die Gewässerspiegel weit-

gehend unter den benachbarten Grundwasserspiegeln, so dass

- zwischen km 7 und km 3,8 die Exfiltration überwiegt,
- zwischen km 3,8 und km 1 die Exfiltration räumlich und zeitlich mit direkter und perkolativer Infiltration wechselt.

Das Gewässerbett des Werkkanals Gerlafingen ist streckenweise kolmatriert und damit schlecht durchlässig.

Quer zur Flussrichtung der Emme wurden die Messstationen auf drei Bilanzierungsaxen angeordnet, um folgende Abflüsse zu messen:

Bilanzierungsaxe I    zufließende Wassermenge in den Gewässerabschnitt ① aus dem Mittleren Emmental,

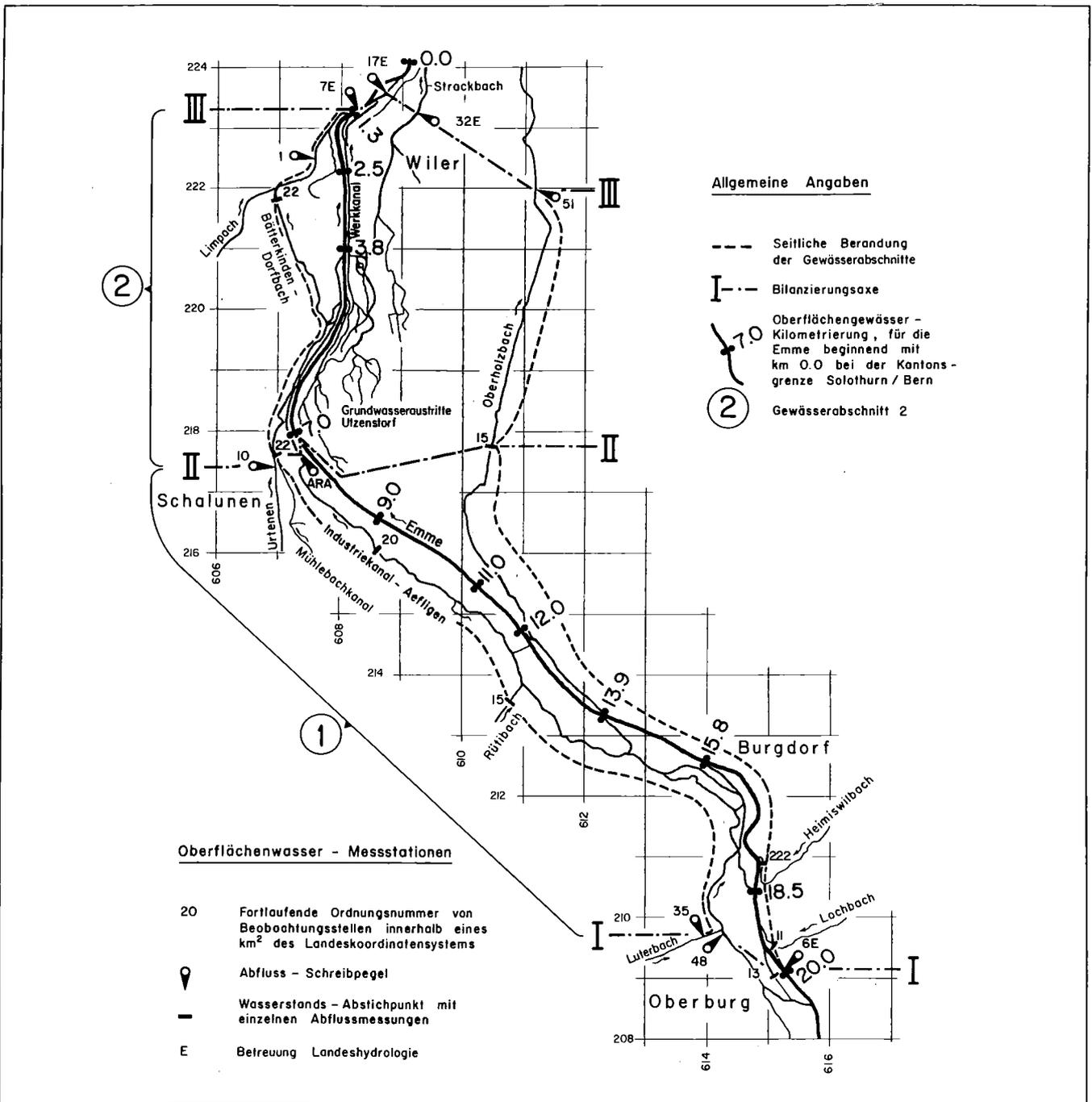


Fig. 10.3 Gewässerabschnitte Emme und Kanalsystem.

Bilanzierungsaxe II abfließende Wassermenge aus dem Gewässerabschnitt ① bzw. zufließende Wassermenge in den Gewässerabschnitt ②

Bilanzierungsaxe III abfließende Wassermenge aus dem Gewässerabschnitt ② ins Wasseramt (Kanton Solothurn).

Die Abflussmengen der Emme und der grösseren Seitenbäche sind mit Abflussschreibpegeln, diejenigen der kleineren Bäche mit vierzehntäglichen Abstichmessungen ermittelt worden.

Basierend auf den Daten der permanenten Abflussmessstation der Landeshydrologie und des WEA, Bern, werden Niederwasser- und mittlere Jahresabflussverhältnisse bilanziert, um die In- und Exfiltrationsmengen für die Gewässerabschnitte ① und ② sowie ihren Genauigkeitsbereich zu bestimmen.

Mit dem Ziel, die In- und Exfiltrationsmengen mit einer geschlossenen Bilanzierung zu überprüfen und für die Modelldaten weiter aufzuschlüsseln, werden weiter die Gewässerabschnitte ① und ② in sieben bzw. fünf Teilabschnitte aufgeteilt. Dies ermöglicht auch, die zu- bzw. wegfließenden Seitenbäche sowie die Wechselbeziehungen zwischen Oberflächen- und Grundwasser im Detail zu berücksichtigen.

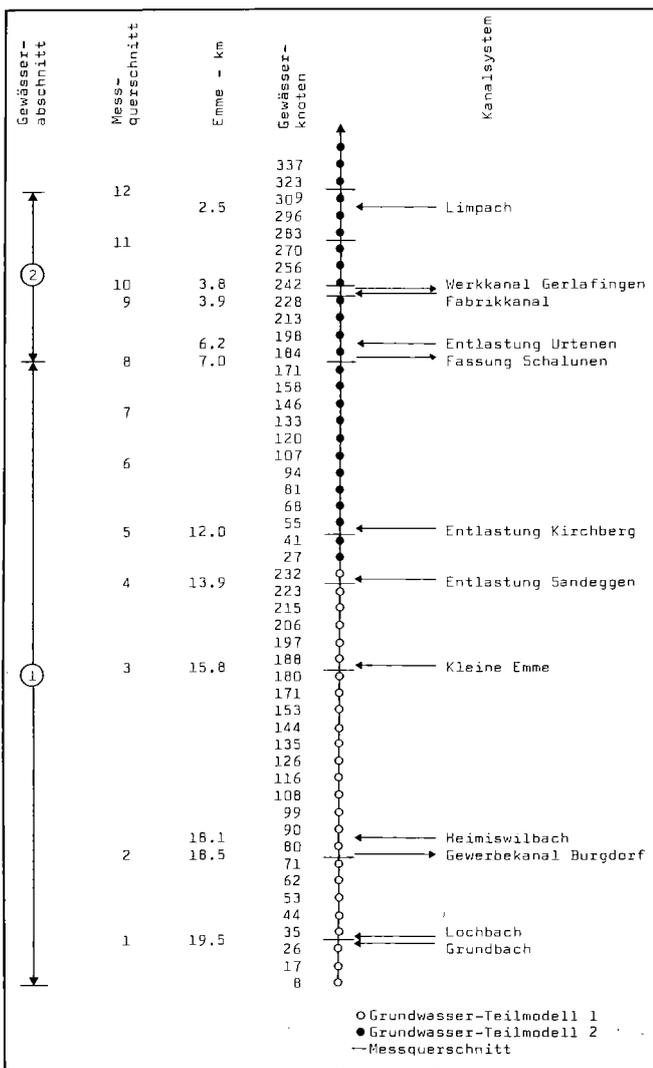


Fig. 10.4 Gewässerknoten der Emme im Grundwassermodell.

Figur 10.4 zeigt, wie die Teilabschnitte der Emme mit sogenannten *Gewässerknoten* für das Grundwassermodell schematisiert wurden. Die Abflüsse, die berechneten In- und Exfiltrationsmengen werden auf die Knoten umgerechnet und als Zu- und Wegflüsse in und aus dem Grundwasserleiter punktuell ins Grundwassermodell übertragen.

### 10.2.2 Niederwasserabfluss

Bei Oberflächenwasserbilanzen für Niederwasserperioden kann normalerweise von stationären Strömungsverhältnissen ausgegangen werden. Sie ermöglichen, die unteren Grenzwerte der In- und Exfiltrationsleistungen zu bestimmen. Das Verhältnis zwischen Abfluss, In- und Exfiltrationen ist während Niederwasserperioden normalerweise am kleinsten, was sich auf die Genauigkeit der Bilanz günstig auswirkt. Während Niederwasserperioden lassen sich die Bilanzierungsergebnisse zudem oft visuell überprüfen (Grundwasseraustritte im Flussbett, Austrocknungsstrecken usw.).

#### Emmental:

Tabelle 10.1 zeigt die Listenrechnung einer geschlossenen Bilanz in den 11 Teilabschnitten der Emme (vgl. Fig. 10.3 und 10.4).

Die perkolative Infiltrationsmenge berechnet sich beispielsweise für den Teilabschnitt 1,2 wie folgt:

Abflussmenge im Messquerschnitt 1:	$Q_{A_1} = 4,83 \text{ m}^3/\text{s}$
Infiltrationsstrecke:	$L = 1500 \text{ m}$
Wassertemperatur:	$T_m = 12^\circ\text{C}$
Viskositätsfaktor:	$f_v = v_{10^\circ} / v_{T_m} = 0,96$
Infiltrationsleistung: (Abschätzung mit (7.3))	$q_{I_{1,2}} = 1/f_v (14,67 \log Q_{A_1} + 21,91) 10^{-5} = 33,3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sm}^1$
Infiltrationsmenge:	$Q_{I_{1,2}} = 1500 \cdot 33,3 \cdot 10^{-5} = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$
Mittlere Abflussmenge:	$Q_{m_{1,2}} = (Q_{A_1} - Q_{I_{1,2}}) / 2 = 4,83 - 0,25 = 4,58 \text{ m}^3/\text{s}$
Infiltrationsmenge: (mit Ausgleichsrechnung)	$Q_{I_{1,2}} = 0,49 \text{ m}^3/\text{s}$
mittlerer Fehler: (a posteriori)	$m_{Q_{I_{1,2}}} = \pm 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$
Abflussmenge im Messquerschnitt 2	$Q_{A_2} = Q_{A_1} - Q_{I_{1,2}} = 4,83 - 0,49 = 4,34 \text{ m}^3/\text{s}$
mittlerer Fehler: (a posteriori)	$m_{Q_{A_2}} = \pm 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Berechnung des Viskositätsfaktors  $f_v$  basiert auf Temperaturdaten des Emmewassers und der Grundwassermessstation 609.215/4, welche abgesehen vom Wasserspiegel auch die Grundwassertemperatur 10 m von der Emme entfernt in einer Tiefe von ca. 1 m unter dem Emmewasserspiegel kontinuierlich aufzeichnet. Ausgehend von Temperatureaufzeichnungen in vier weiteren Grundwassermessstationen in der Nähe der Emme kann angenommen werden: Mit  $f_v$ , berechnet aus den Grundwassertemperaturen der Messstation 609.215/4, können die Temperatureinflüsse des Emmewassers auf die Infiltrationsleistungen approximativ erfasst werden. Es ergeben sich im Winterhalbjahr zwischen 0 und 20% kleinere und im Sommerhalbjahr zwischen 0 und 15% grössere Infiltrationsleistungen gegenüber der Annahme  $f_v$  sei konstant eins.

Emme und Kanalsystem				Bilanzgrößen			Berechnungsgrundlagen			
Gewässerabschnitt	Teilabschnitt	Messquerschnitt in der Emme	Emmekilometrierung	Abfluss im Messquerschnitt	Zu- und Wegfluss innerhalb Teilabschnitt	Infiltrations- bzw. Exfiltrationsmengen	messgebende Abflussmenge	Viskositätsfaktor	Infiltrationsstrecken bzw. Exfiltrationsstrecken	Infiltrationsleistung
	i, i+1	i	km	$Q_{A_i}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{A_{i,i+1}}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{T_{i,i+1}}$ (-) $Q_{X_{i,i+1}}$ (+) m <sup>3</sup> /s	$Q_{m_{i,i+1}}$ m <sup>3</sup> /s	$f_D$ -	L km	$q_T$ m <sup>3</sup> /skm'
①	1,2	1	20.0	4.83 ±0.09	0.00 <sup>1)</sup>	-0.49 ±0.01	4.58	0.96	1.5	0.33
	2,3	2	18.5	4.34 ±0.09	-2.45 ±0.12	0.00 <sup>2)</sup>			2.7	
	3,4	3	15.8	1.89 ±0.09	0.05 ±0.04	-0.53 ±0.01	1.68	0.92	1.9	0.28
	4,5	4	13.9	1.41 ±0.09	0.50 ±0.09	-0.53 ±0.01	1.64	0.90	1.9	0.28
	5,6	5	12.0	1.38 ±0.02	0.60 ±0.01	-0.29 ±0.01	1.84	0.88	1.0	0.29
	6,7	6	11.0	1.69 ±0.02	0.00 <sup>1)</sup>	-0.56 ±0.01	1.41	0.85	2.0	0.28
	7,8	7	9.0	1.13 ±0.02	0.00 <sup>1)</sup>	-0.50 ±0.01	0.88	0.83	2.0	0.25
	8,9	8	7.0	0.63 ±0.01						
Infiltration aus der Emme ins Grundwasser $Q_T$						-2.90				
②	8,9	9	3.9	0.81 ±0.10	0.00 <sup>1)</sup>	+0.18 ±0.01			3.1	
	9,10	10	3.8	0.81 ±0.03	0.00 ±0.11	0.00 <sup>2)</sup>			0.1	
	10,11	11	2.5	0.52 ±0.03	0.00 ±0.04	-0.29 ±0.01	0.67	0.88	1.3	0.22
	11,12	12	1.3	1.21 ±0.02	0.69 ±0.02	0.00 <sup>2)</sup>			1.2	
Infiltrationsüberschuss aus der Emme ins Grundwasser ( $Q_T - Q_X$ )						-0.11				

1) Keine Zu- und Wegflüsse vorhanden.

2) Keine Infiltrations- und Exfiltrationsströmungen vorhanden.

Tab. 10.1 Niederwasserbilanz für 11 Teilabschnitte der Emme; ausgeglichene Bilanzierungskennziffern in m<sup>3</sup>/s vom 6. August 1979.

In Figur 10.5 und 10.6 werden die ausgeglichenen Resultate graphisch dargestellt. Wegen der Verflechtung zwischen Oberflächen- und Grundwasser sind die Bilanzgrößen mit der Grundwasserbilanz klar erkennbar gekoppelt (vgl. Fig. 10.6).

Die Oberflächenwasserbilanzen von mehreren Niederwasserabflüssen ergeben:

Für den Gewässerabschnitt ① zwischen Oberburg und Schalunen:

- Dem Grundwasser fließen beträchtliche Wassermengen zu:

Beträgt der Oberflächenwasserabfluss in der Bilanzierungsaxe I rund 5 m<sup>3</sup>/s, so liegt die Infiltrationsmenge mit der Wahrscheinlichkeit  $P = 0,95$  zwischen 2,9 und 3,7 m<sup>3</sup>/s. Die Exfiltrationsmenge ist praktisch vernachlässigbar.

- Ca. 95% der Infiltrationsmengen stammen aus der Emme, der Rest aus dem Kanalsystem.

- Die mittlere Infiltrationsleistung pro km Emme beträgt rund 250 l/s, was einer durchschnittlichen Infiltrationsrate von ca. 0,016 l/s pro m<sup>2</sup> Emmebett entspricht.

- Bei Abflüssen von weniger als 4,5 m<sup>3</sup>/s (Emme + Kanalsystem) in der Bilanzierungsaxe I versickert der gesamte Emmeabfluss ins Grundwasser, und das Gewässerbett trocknet von Schalunen (Emme km 7) stromaufwärts sukzessive aus.

Für den Gewässerabschnitt ② zwischen Schalunen und Wiler:

- Etwa die Hälfte der Infiltrationsmenge des Gewässerabschnittes ① exfiltriert in die Grundwasseraustritte Utzenstorf.

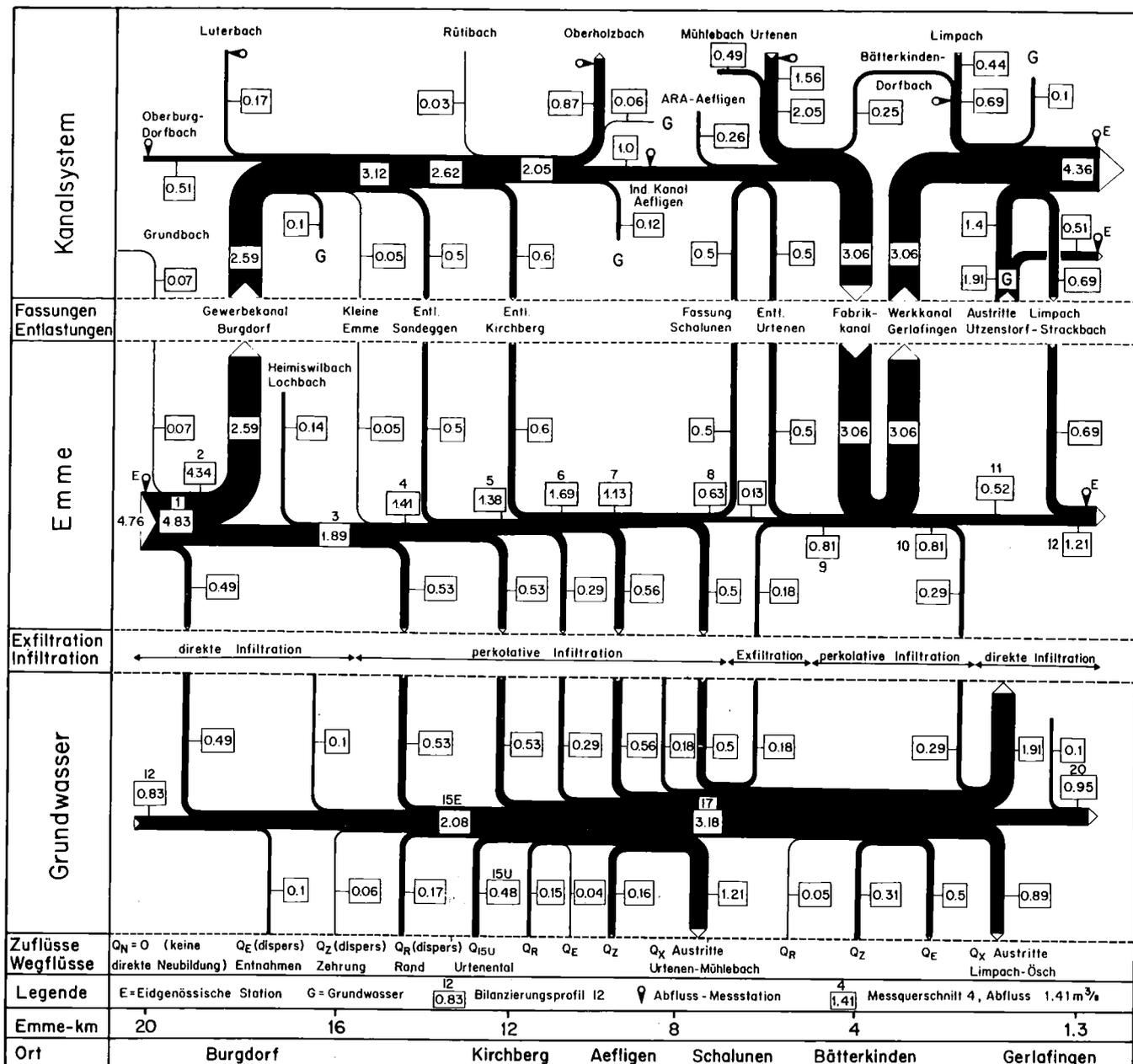


Fig. 10.5 Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsverhältnisse bei Niederwasserabflüssen der Emme; ausgeglichene Bilanzierungskennziffern in m<sup>3</sup>/s vom 6. August 1979.

- Die In- und die Exfiltrationsmengen der Emme können nicht getrennt werden; es ergeben sich lediglich die Differenzmengen. In der Regel ist ein kleiner Infiltrationsüberschuss festzustellen.

### 10.2.3 Jahresabflüsse

Wenn die Abflussbilanzen für Niederwasser eindeutige Differenzen zwischen den Zu- und Wegflüssen zeigen, liegt es auf der Hand, auch durchschnittliche Abflussverhältnisse zu bilanzieren. Besonders interessieren die durchschnittlichen In- bzw. Exfiltrationsmengen während eines bis mehrerer Jahre und ihre allfälligen Veränderungen im Laufe der Zeit.

Eine erfolgsversprechende Bilanzierung der Jahresabflüsse erfordert Abflussmessstationen mit umfassenden Eichbeziehungen. Daher können Jahresabflussbilanzen nur in

Gewässerabschnitten gezogen werden, wo bereits Messstationen über längere Zeit in Betrieb stehen, die jährlichen Abflussmengen in Jahrestabellen [85, 157] vorliegen und eine Fehleranalyse durchführbar ist.

Damit die instationären Strömungsverhältnisse mit dem Grundwassermodell nachgebildet werden können, müssen auch die In- und die Exfiltrationsleistungen möglichst kontinuierlich bekannt sein. Dafür wird das Abflussgeschehen in sinnvolle Zeitabschnitte unterteilt, und die In- bzw. Exfiltrationsmengen werden nach den beschriebenen Verfahren mittels Computer berechnet. Mit den Ergebnissen lassen sich, detailliert für die Teilabschnitte, geschlossene Jahresabflussbilanzen gemäss Tabelle 10.1 ermitteln.

#### Emmental:

Die Jahresbilanzen bestätigen die Infiltrationsmengen in den Teilabschnitten der Emme mit perkulativer Versickerung. Anhand der Jahresraten besteht kein Grund, die

Abfluss-Infiltrationsbeziehungen für variable Abflussverhältnisse in Frage zu stellen. Somit dürfen die perkolativen Infiltrationsmengen von rund  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Niederwasser und von rund  $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$  als durchschnittliches Jahresmittel der Periode 1976 bis 1980 als gesichert betrachtet werden (vgl. Fig. 10.7).

Die Exfiltrationsmengen, abgesehen von den eigentlichen Grundwasseraustritten, und die Mengen der direkten Infiltrationsströmungen können hingegen mit den Jahresbilanzen nicht verifiziert werden. Sie sind im Vergleich zu den Abflussmengen der Emme zu klein: den örtlich veränderlichen Strömungsverhältnissen kann zu wenig Rechnung getragen werden, und die Mengenanteile heben sich vielfach über längere Zeiträume gegenseitig auf.

### 10.3 Grundwasserbilanzierung

Die Grundwasserbilanzierung dient der Bestimmung des Grundwasserdargebotes, das heisst der Wassermenge, welche im Grundwasserleiter dauernd verfügbar ist, ohne dass künstlich angereichert wird. Sie erlaubt, die mengenmässigen Zusammenhänge zwischen den Zu- und Wegflüssen sowie die entsprechenden Speicheränderungen aufzuzeigen. Zudem ermöglicht sie, Flüsse, welche mit Felduntersuchungen nicht erkannt wurden, festzustellen und solche, die mengenmässig nicht direkt erfassbar sind, quantitativ abzugrenzen.

Fig. 10.6 Bilanzierungsergebnisse für das Testgebiet Emmental; ausgeglichene Bilanzierungskennziffern in  $\text{m}^3/\text{s}$  vom 6. August 1979.

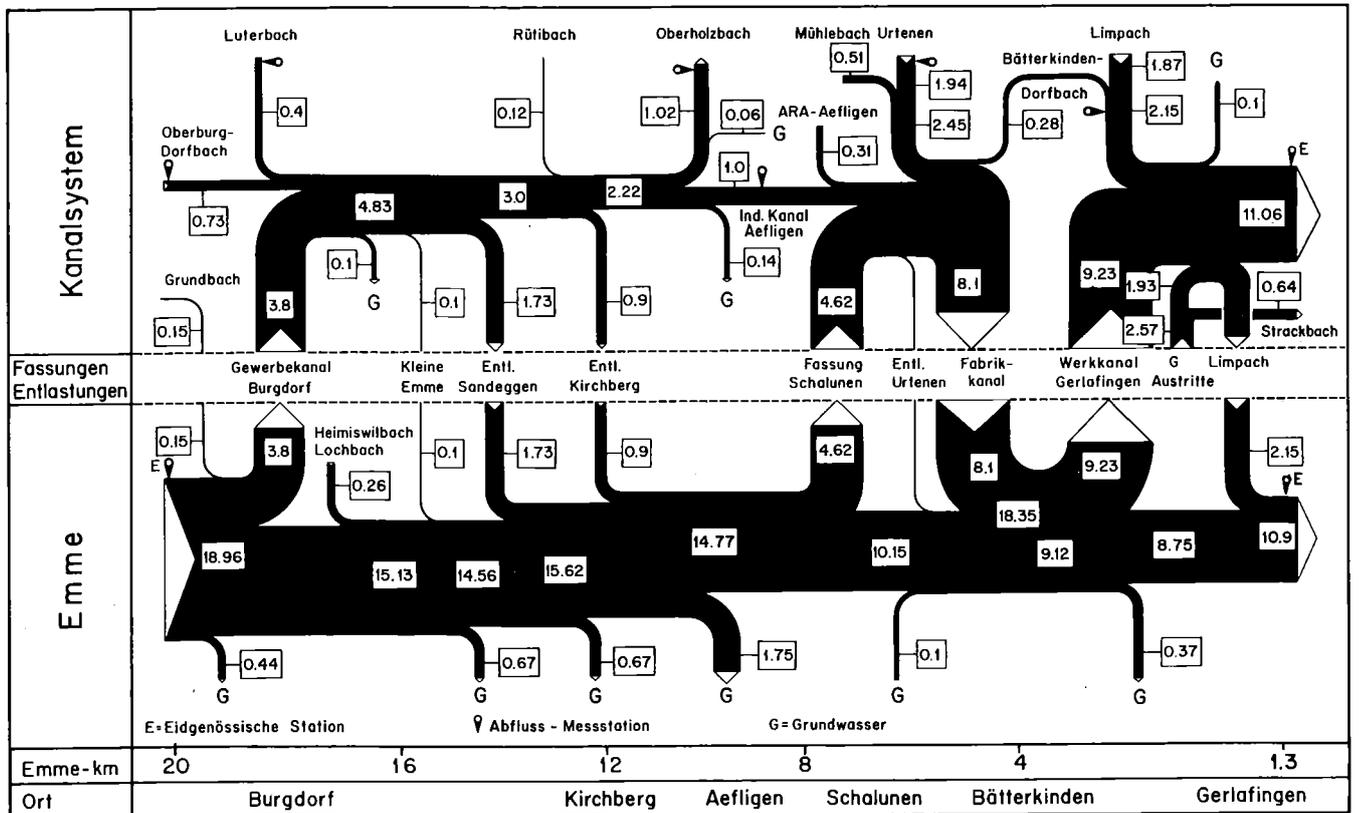
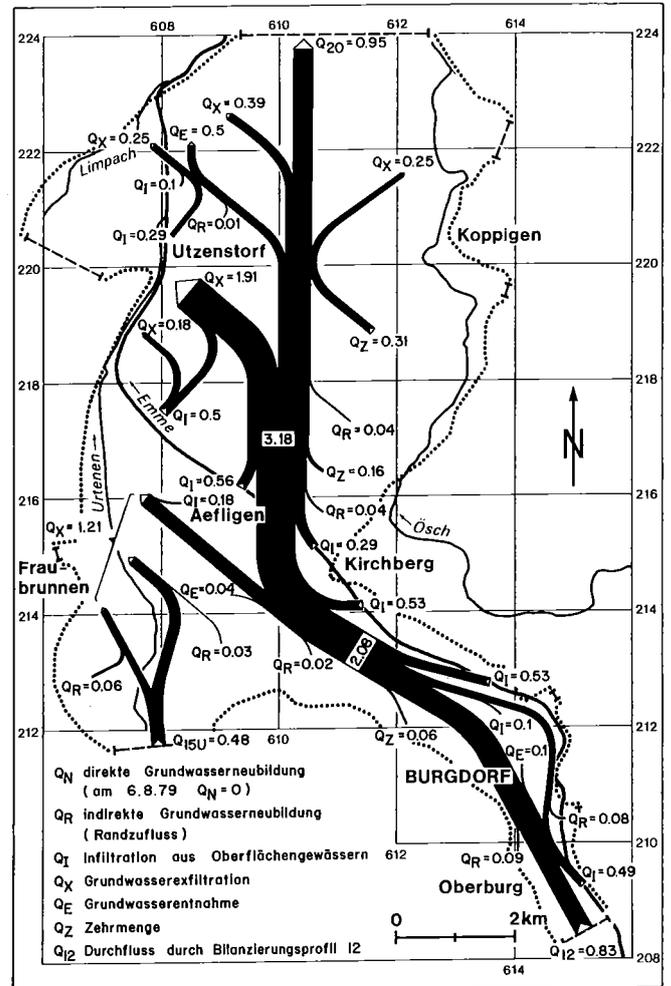


Fig. 10.7 Mittlere Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsverhältnisse der Emme; ausgeglichene Bilanzierungskennziffern in  $\text{m}^3/\text{s}$  für das Jahr 1978.

### 10.3.1 Bilanzierungsgleichungen

#### Begriffe

Bei der Grundwasserbilanzierung werden Flüsse durch Flächen und Massenänderungen in porösen Körpern betrachtet. Damit die Strömungsvorgänge mit mathematischen Beziehungen (in der Regel Integral- oder Summengleichungen) möglichst zutreffend beschrieben werden können, muss ein *Bilanzierungsmodell* erarbeitet werden: In einem ersten Schritt gilt es, den Aufbau und die Form, die Durchlässigkeit und das Speichervermögen des Grundwasserleiters, die Strömungsverhältnisse sowie die äusseren Randbedingungen repräsentativ festzulegen. In einem zweiten Schritt sind diese hydrologischen Verhältnisse so weit zu schematisieren, dass die Zu- und Wegflüsse durch lösbare *Bilanzierungsgleichungen* für stationäre und instationäre Verhältnisse berechnet werden können. Bei den *stationären* Bilanzierungsgleichungen gilt: Die zufließenden Mengen sind gleich gross wie die wegfließenden. Mit den *instationären* Bilanzierungsgleichungen werden auch die Zehr- und Speichermengen berücksichtigt. Sie erlauben, die zeitlichen Veränderungen der Flüsse zu ermitteln.

Wichtig für das Bilanzierungsmodell ist der *Bilanzierungskörper*. Er wird begrenzt durch die Bilanzierungsgrenzfläche, die im stationären Fall die Oberfläche des Grundwasserstauers und die mittlere Grundwasserspiegelfläche einer zu bilanzierenden Zeitperiode umfasst. Er ist identisch mit der Unterwasserspiegelzone. Für instationäre Verhältnisse wird die Unterwasserspiegelzone beim höchsten Grundwasserstand berücksichtigt.

Ein Grundwasservorkommen lässt sich meistens nicht mit einer den gesamten Bilanzierungskörper erfassenden Gleichung bilanzieren, weil die Strömungsverhältnisse sehr differenziert sind. Deshalb wird ein Bilanzierungskörper oft in Teilkörper oder sogenannte *Bilanzierungskörperabschnitte* unterteilt, für welche die Bilanzierungsgleichungen formuliert werden können.

In einem Grundwasserstrom werden *Bilanzierungsprofile* eingeführt. Sie werden in den bilanzmässig interessantesten, möglichst in hydrogeologisch gut erforschten Gebieten gewählt, unterteilen den Bilanzierungskörper in Abschnitte und grenzen ihn teilweise auch gegen aussen ab. Die Auflösung der Bilanzierungsgleichungen wird vereinfacht, wenn die Bilanzierungsprofile ungefähr senkrecht zur örtlichen Hauptstromrichtung und zur seitlichen Grundwasserleiterbegrenzung liegen.

Der Bilanzierungskörper liegt innerhalb des *Bilanzierungsgebietes*, welches durch die seitliche Begrenzung der Grundwasserspiegelfläche und durch allfällige seitliche Bilanzierungsprofile eingeschlossen wird.

Die einzelnen Wassermengen in einer Bilanzierungsgleichung bezeichnen wir als *Bilanzierungskennziffern*. Ihre Symbole gehen aus Figur 7.1 hervor.

Die Bilanzierungskennziffern müssen oft indirekt bestimmt werden. Die dazu notwendigen *hydrologischen Kennziffern* (Durchlässigkeit, Speicherkoeffizient, Mächtigkeit des Grundwasserleiters, Potentialgefälle und dgl.) werden grösstenteils mit hydrogeologischen Untersuchungen ermittelt. Die Zuverlässigkeit der einzelnen Bilanzierungskennziffern ist stark von der Genauigkeit dieser hydrologischen Kennziffern abhängig.

Die Frage, wie weit die Schematisierung getrieben werden soll, ist vor allem anhand der vorhandenen bzw. der erheblichen hydrologischen Kennziffern zu beleuchten. Oft zeigt sich, dass die unbekanntlichen Bilanzierungskennziffern in einem ersten Schritt mit einem einfachen Bilanzierungsmodell besser gefunden werden können als mit einem komplizierten. Dies ist damit zu erklären, dass für differenziertere Modellvorstellungen in der Regel mehr hydrologische Kennziffern benötigt werden als zur Verfügung stehen bzw. beschafft werden können und die Schätzungen der fehlenden Daten zu einem schlechten Gesamtergebnis führen. Aus der Vielzahl der möglichen Lösungsverfahren gilt es, dasjenige zu suchen, für das die hydrologischen Kennziffern auch tatsächlich vorliegen oder mit Felduntersuchungen bestimmbar sind.

#### Einzelzellenmodell

Ein einfaches Bilanzierungsverfahren für den in Figur 10.8 dargestellten Bilanzierungskörper erlaubt das Einzelzellenmodell.

Die Bilanz wird entweder für einen Zeitpunkt  $t$  oder einen Zeitabschnitt  $\Delta t$  durchgeführt.

Die *instationäre* Bilanzierungsgleichung zum Zeitpunkt  $t$  lautet:

$$Q_1 + Q_N + Q_I + Q_R - Q_X - Q_E - Q_2 = Q_S = AS \frac{\partial h}{\partial t} \Big|_t \quad (40.5)$$

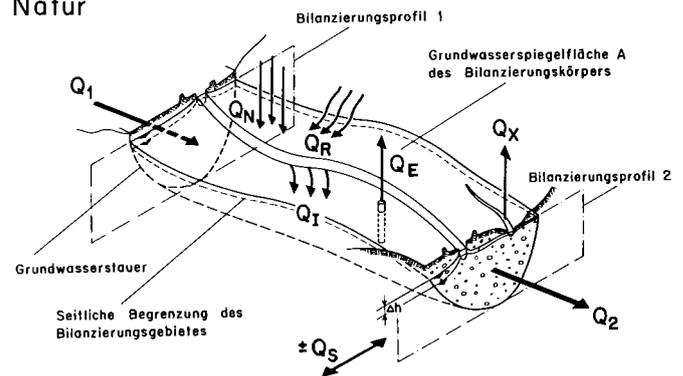
A : Grundwasserspiegelfläche des Bilanzierungskörpers

S : Speicherkoeffizient

h : mittleres Potential

Für die *stationäre* Bilanzierung gilt  $\partial h / \partial t = 0$ . Wie aus Figur 10.9 entnommen werden kann, ist es nicht einfach, geeignete Zeitpunkte  $t_1, t_2 \dots t_3$  zu finden, bei denen für den ganzen Bilanzierungskörper stationäre Verhältnisse vorliegen. Die Ermittlung einer für den Körper charakteristischen Ganglinie vereinfacht diese Aufgabe wesentlich. Ausserdem sollten für den gewählten Zeitpunkt die Bilanzierungskennziffern möglichst genau bekannt sein. Sorgfältig geplante Messkampagnen sind deshalb unumgänglich.

#### Natur



#### Modell

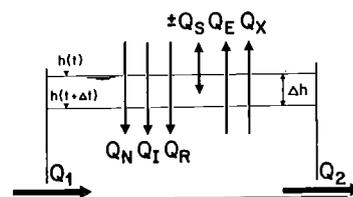


Fig. 10.8 Schematisierung des Bilanzierungskörpers mit einem Einzelzellenmodell (Legende vgl. Fig. 7.1).

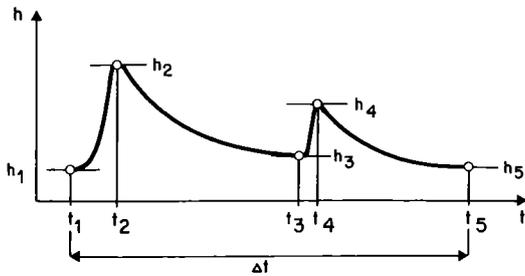


Fig. 10.9 Charakteristische Grundwasserspiegel-Ganglinie eines Bilanzierungskörpers.

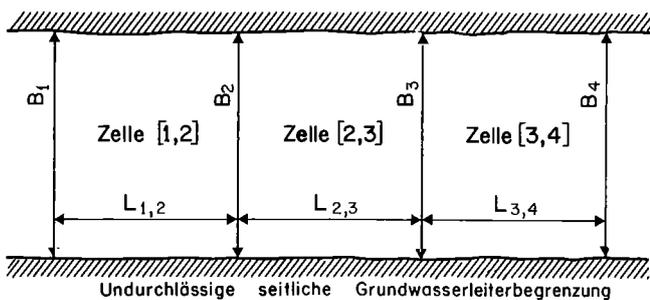
lich. Bei den ersten Kampagnen sind tiefe Wasserstände hohen vorzuziehen. Sie dauern in der Regel länger an und können besser prognostiziert werden. Die Fehler an den Bilanzierungskennziffern sind aus messtechnischen Gründen dennoch oft relativ gross.

Die Bilanzierungen über Zeitabschnitte  $\Delta t$  sind fehlertheoretisch eher günstiger als für Zeitpunkte. Überdies kann ein u. U. vorhandener, kleiner *instationärer* Anteil  $Q_S = A S(h_5 - h_1)/\Delta t$  vernachlässigt werden. Die Bilanzierungen erfordern aber Feldmessungen über mindestens den gewählten Zeitabschnitt, damit die Mittelwerte berechnet werden können; die stationäre Gleichung lautet:

$$\int_{\Delta t} (Q_A + Q_N + Q_I + Q_R - Q_X - Q_E - Q_2) dt = 0 \quad (10.6)$$

### Einfaches Mehrzellenmodell

Mehrzellenmodelle erlauben, den Bilanzierungskörper differenzierter zu betrachten. Die Anzahl Zellen, in die der Bilanzierungskörper eingeteilt wird, ist normalerweise kleiner als bei numerischen Methoden (Finite Differenzen, Finite Elemente). Analog zum Ein- wird im Mehrzellenmodell für jede Zelle eine Bilanzierungsgleichung aufgestellt. Zusätzlich ist jedoch den Flüssen in den gemein-



LAENGSCHNITT ① - ④ = Bilanzierungsprofile

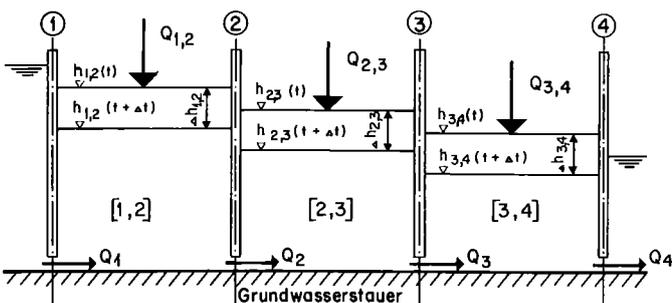


Fig. 10.10 Dreizellenmodell.

samen Bilanzierungsprofilen Rechnung zu tragen. Vereinfachend werden die in Figur 10.10 dargestellten Zu- und Wegflüsse innerhalb einer Zelle mit  $Q_{i, i+1}$  bezeichnet:

$$Q_{i, i+1} = Q_{N, i+1} + Q_{R, i+1} + Q_{I, i+1} - Q_{X, i+1} - Q_{E, i+1} \quad (10.7)$$

Im Mehrzellenmodell werden die bekannten hydrologischen Kennziffern normalerweise einzelnen Zellen zugeordnet. Um hingegen die Flüsse in den Bilanzierungsprofilen als Funktion der Potentiale  $h_{i, i+1}$  berechnen zu können, muss die Transmissivität  $T_i$  in diesen Profilen bekannt sein. Sie kann gemäss [7] nach einem der folgenden Mittel näherungsweise berechnet werden:

$$T_i = \frac{T_{i, i+1} + T_{i+1, i+2}}{2} \quad \text{arithmetisches Mittel} \quad (10.8)$$

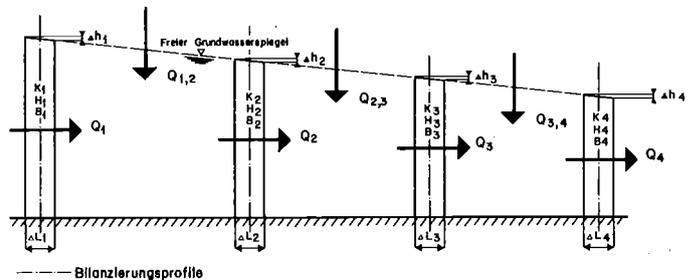
$$T_i = \frac{\frac{L_{i, i+1} + L_{i+1, i+2}}{L_{i, i+1} + L_{i+1, i+2}}}{\frac{T_{i, i+1} + T_{i+1, i+2}}{T_{i, i+1} + T_{i+1, i+2}}} \quad \text{harmonisches Mittel} \quad (10.9)$$

Das arithmetische Mittel ist anzuwenden für Mittelungen quer zur Strömungsrichtung, das harmonische in Strömungsrichtung. Die Durchflüsse lassen sich durch das *Darcy*-Gesetz ausdrücken:

$$Q_i = 2 T_i B_i \frac{h_{i, i+1} - h_{i+1, i+2}}{L_{i, i+1} + L_{i+1, i+2}} \quad (10.10)$$

Das Problem, die Flüsse in den Bilanzierungsprofilen nach (10.10) zu berechnen, liegt bei der Transmissivität und den Potentialen. Je inhomogener der Bilanzierungskörper innerhalb einer Zelle ist, desto schwieriger wird es sein, die massgebenden Profilwerte zu erhalten.

Wenn die Transmissivitäten  $T_i$  der Bilanzierungsprofile besser bekannt sind als jene für die ganzen Zellen, wird es sinnvoller sein, ein Zellenmodell nach Figur 10.11 aufzubauen.



- $K_1$  Durchlässigkeit im Bilanzierungsprofil 1
- $H_1$  Grundwassermächtigkeit im Bilanzierungsprofil 1
- $B_1$  Grundwasserleiterbreite im Bilanzierungsprofil 1
- $\Delta h_1$  Grundwasserspiegelgefälle über die Länge  $\Delta L_1$  im Bilanzierungsprofil 1
- $Q_{1,2}$  Differenz der Flüsse zwischen Bilanzierungsprofil 1 und 2
- $T_1$  Transmissivität im Bilanzierungsprofil 1 ( $T_1 = K_1 H_1$ )

Fig. 10.11 Mehrzellenmodell mit bekannter Transmissivität in den Bilanzierungsprofilen.

Das *Darcy*-Gesetz für die Durchflüsse  $Q_i$  lautet:

$$Q_i = B_i T_i \frac{\Delta h_i}{\Delta L_i} \quad (10.11)$$

Problematisch ist bei dieser Berechnungsart von  $Q_i$  das Potentialgefälle  $\Delta h_i/\Delta L_i$ , welches im Bilanzierungsprofil sehr differenziert bekannt sein muss.

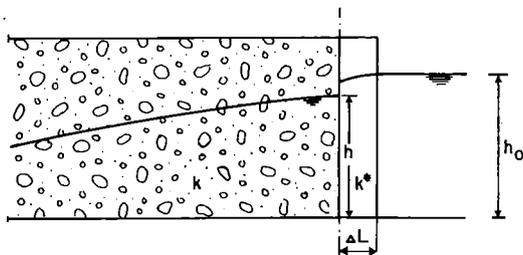


Fig. 10.12 Randbedingungen 3. Art (Cauchy).

(10.10) und (10.11) lassen sich nur für die Bilanzierungsprofile innerhalb des Zellenmodells aufstellen. Für die Randprofile werden unterschieden [7, 27 u. a.]:

Randbedingung 1. Art: In den Rand-Bilanzierungsprofilen ist  $h$  bekannt. (Dirichlet)

Randbedingung 2. Art: In den Rand-Bilanzierungsprofilen ist der Fluss  $Q$  bekannt. (Neumann)

Randbedingung 3. Art: In den Rand-Bilanzierungsprofilen ist  $h = h_0 - k\Delta L/k^*$  bekannt, vgl. Figur 10.12. (Cauchy)

Eine Randbedingung 3. Art liegt beispielsweise bei einem Oberflächengewässer mit teildichter Sohle vor. Die Zu- oder Wegflüsse werden nach dem Leakage-Prinzip [90, 169] ermittelt.

#### Emmental:

Wie Figur 10.13 zeigt, umfasst der Bilanzierungskörper den Grundwasserleiter des Emmentals zwischen Oberburg und Gerlafingen und die Grundwasserleiter in den Mündungsgebieten des Urtenen- und des Limpachtales.

Im Süden übernimmt er durch das Bilanzierungsprofil 12 das Grundwasser aus dem Mittleren Emmental [13]. Im Norden gibt er Grundwasser durch das Bilanzierungsprofil 20 ins Solothurnische Wasseramt [71] ab. Das Grundwasser aus dem Urtenental fließt durch den Bilanzierungsprofilabschnitt 15U in den Bilanzierungskörper. Kleine untergeordnete, seitliche Bilanzierungsprofile liegen bei Oberburg, Burgdorf, Fraubrunnen und Koppigen. Die Grundwassermengen aus dem Limpachtal und aus dem Chrümelbachtal, N Koppigen, exfiltrieren in der Regel oberhalb der Mündungsgebiete. Deshalb wird der Bilanzierungskörper bei Bätterkinden und Willadingen durch eine (Grenz-)Stromlinie des Grundwassers abgeschlossen. Im übrigen folgt die seitliche Begrenzung des Bilanzierungsgebietes ungefähr den Talrändern des Haupttales. Der Grundwasserstauer besteht aus Molassemergeln und -sandsteinen, Moränen und Seeablagerungen.

Das Bilanzierungsgebiet wurde arbeitstechnisch in zwei Teilgebiete aufgeteilt.

Das *Teilgebiet 1* umfasst den Grundwasserleiterabschnitt von Oberburg bis Kirchberg und wird durch die Bilanzierungsprofile 12 und 15E abgegrenzt. Die mittlere Fließstrecke in der Hauptstromrichtung beträgt rund 6 km, die mittlere Breite zwischen den seitlichen Begrenzungen 1,4 km, die massgebende Grundwasserspiegelfläche rund 8 km<sup>2</sup> und die mittlere Grundwassermächtigkeit ca. 20 m bei einem Maximum von 40 m.

Das *Teilgebiet 2* erstreckt sich von Kirchberg bis Gerlafingen und wird begrenzt durch die beiden Bilanzierungsprofile 15 und 20. Das Grundwasser durchfließt in der

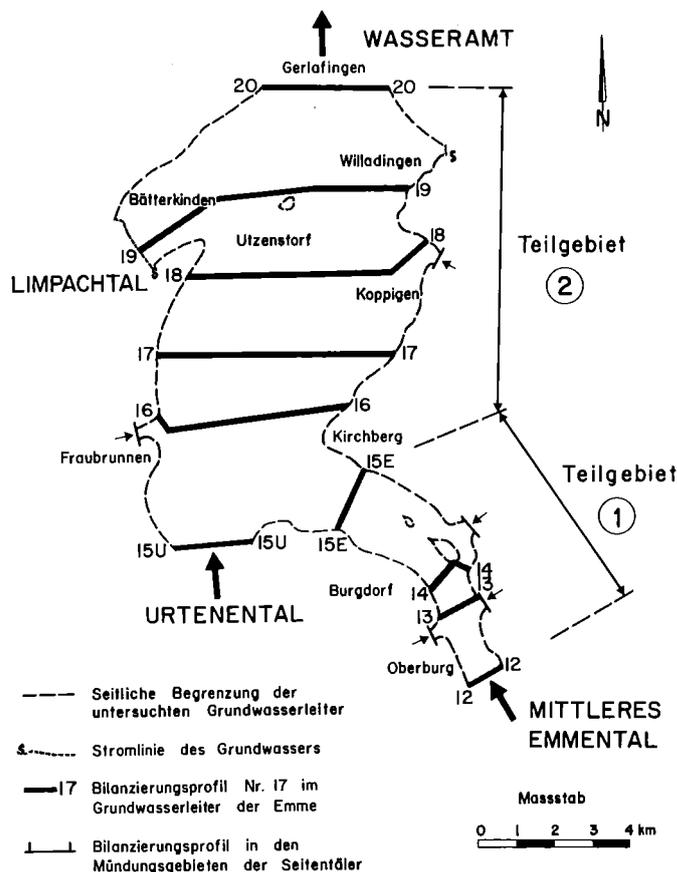


Fig. 10.13 Bilanzierungskörper und -profile.

Hauptstromrichtung rund 11 km. Die mittlere Breite beträgt 5,5 km, die Grundwasserspiegelfläche rund 68 km<sup>2</sup>. Die Grundwassermächtigkeit liegt im Mittel ca. 19 m und beträgt maximal ca. 45 m.

Der Unterschied zwischen den beiden Teilgebieten liegt weniger in der Form als in der Grösse. Während das Teilgebiet 1 ein Lockergesteinsvolumen von rund  $160 \cdot 10^6$  Kubikmeter aufweist, umfasst das Teilgebiet 2 rund  $1200 \cdot 10^6$  Kubikmeter.

Die Zuflussverhältnisse sind in den beiden Teilgebieten ähnlich, wobei im kleineren die direkte Grundwasserneubildung prozentual kleiner ist.

Die Wegflussverhältnisse sind hingegen im Teilgebiet 1 eindeutig einfacher zu erfassen als im Teilgebiet 2, da praktisch der gesamte Grundwasserstrom durch ein einziges Bilanzierungsprofil (15E) wegfließt und nicht teilweise noch in mehreren Grundwasseraustritten bzw. Oberflächengewässern exfiltriert.

#### 10.3.2 Lösungsverfahren

Die *geschlossene* Bilanzierung erlaubt, wie bei den Oberflächenwasserbilanzen, die Bilanzierungskennziffern in ein widerspruchsfreies System einzuzwängen, zu überprüfen und zu verbessern. In der *offenen* Bilanzierung dagegen müssen die Bilanzierungsgleichungen nach einer Bilanzierungskennziffer oder einer Differenzmenge aufgelöst werden; es können lediglich fehlertheoretische Betrachtungen angestellt werden, die die Genauigkeit nicht erhöhen.

Im folgenden werden einfache Lösungsverfahren für geschlossene Bilanzierungen gezeigt.

Wenn den Bilanzierungskennziffern keine systematischen und groben, sondern lediglich zufällige Fehler anhaften, lautet die Bilanzierungsgleichung:

$$Q_1 + Q_{1,2} - Q_2 = Q_S + w \quad (10.12)$$

Die Aufgabe besteht nun, den Widerspruch  $w$  zu beseitigen. Dies kann entweder mit dem «Trial and Error»-Verfahren oder mit einer Ausgleichsrechnung geschehen.

#### «Trial and Error»-Verfahren

Ein Parameter, z. B. der  $k$ -Wert des ersten Bilanzierungsprofils, wird innerhalb seines möglichen Ungenauigkeitsbereiches variiert, bis aus der Bilanzierungsgleichung sein massgebender Wert für den kleinsten Widerspruch vorliegt. Anschliessend wird der nächste Parameter verändert usw., bis der Widerspruch beseitigt ist.

Oft steckt der Sachbearbeiter viel Erfahrung und auch Intuition in dieses Probiervorgehen. Da der Lösungsweg nicht mit einem Algorithmus formuliert werden kann, bleibt er im Normalfall nicht nachvollziehbar. Bei mehreren Zellen wird das Probiervorgehen unübersichtlich und fehleranfällig.

#### Ausgleichsrechnung

Eine Ausgleichsrechnung setzt voraus, dass überschüssige Beobachtungen vorliegen. Sind die Beobachtungen normal verteilt und basiert die Ausgleichsrechnung auf der Methode der kleinsten Quadrate, kommt den ausgeglichenen Werten maximale Wahrscheinlichkeit zu. Bei der «vermittelnden» Ausgleichsrechnung [59] werden mit Vorteil die Flüsse durch die Bilanzierungsprofile als unbekannte Parameter  $X_i$  gewählt. In einem Bilanzierungsgebiet mit  $n$  Bilanzierungsprofilen können insgesamt  $u = 2n - 1$  fingierte Beobachtungen als Funktion dieser unbekannt Parameter dargestellt werden;  $n$  Beobachtungsgleichungen ergeben sich aus den nach Darcy bestimmten Durchflussmengen,  $n - 1$  Gleichungen aus dem Massenerhaltungsgesetz.

$$\begin{aligned} (1) \quad X_1 &= k_1 J_1 F_1 + v_1 \\ &\vdots \\ (n) \quad X_n &= k_n J_n F_n + v_n \end{aligned} \quad (10.13)$$

$$(n+1) \quad X_2 - X_1 = Q_{I,1,2} + Q_{N,1,2} + Q_{R,1,2} - Q_{X,1,2} - Q_{E,1,2} - Q_{S,1,2} + v_{n+1}$$

$$(u) \quad X_n - X_{n-1} = Q_{I,n-1,n} + Q_{N,n-1,n} + Q_{R,n-1,n} - Q_{X,n-1,n} - Q_{E,n-1,n} - Q_{S,n-1,n} + v_u$$

$X$  : ausgeglichene Durchflussmengen (unbekannte Parameter)

$k, J, F$  : beobachtete Parameter zur Bestimmung der Durchflussmengen nach Darcy

$Q_I, Q_N, Q_R$   
 $Q_X, Q_E, Q_S$  : aus beobachteten Parametern bestimmte Bilanzierungskennziffern (vgl. Legende Fig. 7.1)

$v$  : Verbesserungen an den fingierten Beobachtungen

Mit den fingierten Beobachtungen

$$Q_i = k_i J_i F_i$$

$$Q_{i,i+1}^* = Q_{I,i,i+1} + Q_{N,i,i+1} + Q_{R,i,i+1} - Q_{X,i,i+1} - Q_{E,i,i+1} - Q_{S,i,i+1}$$

lässt sich das Gleichungssystem (10.13) übersichtlicher wie folgt ausdrücken:

$$\begin{aligned} (1) \quad X_1 &= Q_1 + v_1 \\ &\vdots \\ (n) \quad X_n &= Q_n + v_n \end{aligned} \quad (10.14)$$

$$(n+1) \quad X_2 - X_1 = Q_{1,2}^* + v_{n+1}$$

$$(u) \quad X_n - X_{n-1} = Q_{n-1,n}^* + v_u$$

Ausgehend von Näherungswerten  $X_i^0$  für die unbekannt Parameter  $X$  kann unter Berücksichtigung des Minimumprinzips

$$\sum_{i=1}^u p_i v_i v_i = [pvv] = \min$$

$p_i$  : Gewicht der fingierten Beobachtungen

das Gleichungssystem (10.14) wie folgt gelöst werden:

$$\underline{X} = \underline{X}^0 + \underline{x} \quad (10.15)$$

wobei

$$\underline{x} = (A'PA)^{-1}A'P\underline{f} \quad (10.16)$$

Die  $A$ -Matrix entspricht dabei den Koeffizienten der Verbesserungsgleichungen, d. h. den Koeffizienten der nach den Verbesserungen  $v$  aufgeführten, in den unbekannt Parametern  $X_i$  linearisierten Beobachtungsgleichungen ( $A'$  = transponierte  $A$ -Matrix).  $P$  ist eine Diagonalmatrix, die sich aus den Gewichten  $p_i$  der fingierten Beobachtungen zusammensetzt. Der Absolutglied-Vektor  $\underline{f}$  ist definiert als:

$$f_i = Q_i - X_i^0 \quad (i < n)$$

$$f_i = Q_{k,k+1}^* - X_i^0 \quad (i > n)$$

Der mittlere Fehler  $a$  posteriori der ausgeglichenen Durchflussmengen  $X_i$  bzw.  $\bar{Q}_i$  und der ausgeglichenen Differenzmengen  $\bar{Q}_{i,i+1}^*$  ergibt sich aus folgenden Gleichungen:

$$m_{\bar{Q}_i} = m_0 \sqrt{d_i} \quad (10.17)$$

$$\text{mit } m_0 = \sqrt{\frac{[pvv]}{u-n}}$$

$d_i$  :  $i$ -tes Diagonalglied der Matrix  $D = A(A'PA)^{-1}A'$

#### Emmental:

Als Beispiel einer geschlossenen Grundwasserbilanzierung mit Ausgleichsrechnung wird die Bilanz für den Zeitpunkt vom 3. Oktober 1978 in Tabelle 10.2 gezeigt. Für die Ausgleichsrechnung mussten die Bilanzierungskennziffern gewichtet werden. Dazu dienten die mittleren Fehler *a priori*  $\sigma$ , welche aufgrund von Genauigkeitsüberlegungen mit den entsprechenden Beobachtungen bzw. hydrologischen Kennziffern ermittelt wurden. Für  $\sigma$  wurden die Fehler an den Einzelwerten berücksichtigt. Für den Fluss durch die Bilanzierungsprofile, berechnet nach Darcy, folgt mit dem Fehlerfortpflanzungsgesetz von Gauss:

$$\sigma_Q = \sqrt{(JF)^2 \sigma_k^2 + (kF)^2 \sigma_J^2 + (kJ)^2 \sigma_F^2} \quad (10.18)$$

Bilanzierungsprofil	BEOBACHTET				AUSGEGLICHEN					
	Durchfluss $Q$	$\pm \sigma_Q$	Differenz $Q^*$	$\pm \sigma_{Q^*}$	Durchfluss $\bar{Q}$	$\pm m_{\bar{Q}}$	$\pm m_{\bar{Q}}$	Differenz $\bar{Q}^*$	$\pm m_{\bar{Q}^*}$	$\pm m_{\bar{Q}^*}$
12	0.878	0.26			0.894	0.139	0.089			
			0.316	0.12				0.319	0.064	0.060
13	1.270	0.22	-0.044	0.05	1.213	0.118	0.082	-0.046	0.027	0.026
14	1.372	0.57	0.785	0.15	1.167	0.303	0.084	0.748	0.080	0.075
15	1.704	0.57	1.121	0.16	1.915	0.303	0.102	1.098	0.085	0.080
16	3.230	1.08	0.322	0.17	3.013	0.567	0.118	0.289	0.091	0.085
17	3.333	1.03	-0.951	0.28	3.302	0.567	0.130	-1.004	0.149	0.126
18	3.565	1.20	-0.045	0.12	2.298	0.654	0.134	-0.075	0.064	0.062
19	2.400	0.97	-1.200	0.22	2.223	0.507	0.131	-1.306	0.118	0.105
20	0.790	0.24			0.917	0.128	0.112			

Tab. 10.2 Beobachtete und ausgeglichene Durchfluss- bzw. Differenzmengen und ihre mittleren Fehler vom 3. Oktober 1978, Werte in  $m^3/s$ , nicht gerundet.



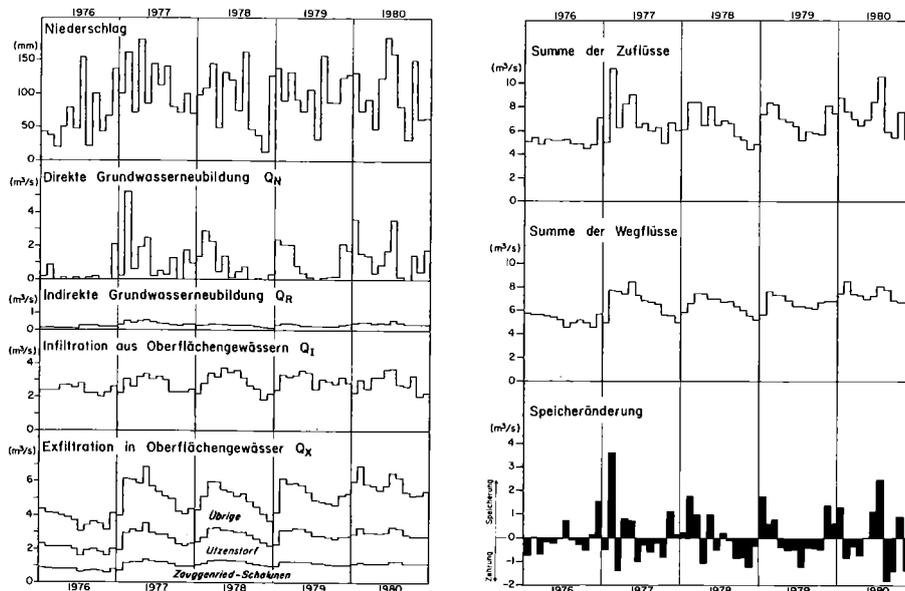


Fig. 10.14 Bilanzierungskennziffern für das Teilgebiet 2; Monatsmittel 1976 bis 1980.

fil 15 und mit  $0,95$  bis  $1,05 \text{ m}^3/\text{s}$  im Wegflussprofil 20 wenig variieren.

Rechts zeigt die Figur die Summe der mittleren monatlichen Zu- und Wegflüsse sowie als Differenzmenge die Speicheränderungen im Grundwasserleiter. Die monatlichen Zuflüsse variieren in den fünf untersuchten Jahren zwischen  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $11,3 \text{ m}^3/\text{s}$  bei einem Mittelwert von  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die monatlichen Schwankungen der Wegflüsse sind, bedingt durch die Speicherwirkung des Grundwasserleiters, augenscheinlich ausgeglichener und kleiner. Während der kleinste Monatswert bei  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt, beträgt der grösste  $8,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Speicheränderungen sind für 24 der 60 dargestellten Monate positiv, der Grundwasserleiter füllt sich, Grundwasser wird gespeichert. Für 36 Monate sind sie negativ, der Speicher entleert sich. Da die Zu- und Wegflussmengen, über die fünf Jahre betrachtet, praktisch gleich gross sind, kann geschlossen werden, dass im Teilgebiet 2 der Auffüllvorgang durchschnittlich rund anderthalbmal so rasch verläuft wie der Entleerungsvorgang. Dies bestätigt sich auch mengenmässig. Während die Zehrungen einen durchschnittlichen Monatswert von  $0,65 \text{ m}^3/\text{s}$  und einen grössten von  $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$  erreichen, liegen die Speicherungen im Monatsmittel bei  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $3,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Speicheränderungen können auch mit den monatlichen Grundwasserspiegeländerungen und den Speicherkoeffizienten hergeleitet werden. Diese Berechnung erlaubt, die Differenzmengen aus den Zu- und Wegflüssen zu kontrollieren.

In Figur 10.15 sind die Resultate für das Einzellenmodell dargestellt. Von der zentral gelegenen Grundwassermessstelle (610.219/21) wird vereinfachend angenommen, dass sie die charakteristische Ganglinie des Einzellenmodelles liefert. Der Speicherkoeffizient wird als konstant zu  $7,6\%$  vorausgesetzt. Die Streuung bei den Resultaten ist darauf zurückzuführen, dass einerseits die Modellvorstellungen nicht genügend genau der Natur entsprechen und dass andererseits die Messwerte mit Fehlern behaftet sind. Nimmt man an, dass keine systematischen Fehler vorliegen und beide Berechnungsmethoden ungefähr gleich genau sind,

ergibt sich ein mittlerer Fehler der monatlichen Speicheränderungen von  $\pm 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$ . Wenn die Zu- und Wegflüsse gleich genau ermittelt worden sind, ist demzufolge ihr mittlerer Fehler kleiner als  $\pm 0,32 \text{ m}^3/\text{s}$ . Verglichen mit der Summe der durchschnittlichen Zu- bzw. Wegflüsse von rund  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt dieser Fehler bereits weniger als  $5\%$ .

Langfristig betrachtet, d. h. über die fünf untersuchten Jahre 1976 bis 1980, sind die Speicher- und Zehrungen im beschriebenen Teilgebiet erwiesenermassen praktisch gleich gross ( $Q_S = -0,01 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Die Differenz dieser beiden Mengen ist demzufolge mit Sicherheit ungefähr gleich Null. Der Inhalt des Speichers (oder das Grundwasservolumen) ist mit anderen Worten in diesen fünf Jahren nicht verändert worden. Bei den aufgezeichneten Grundwasserspiegeln ist kein langfristiger Trend festgestellt worden.

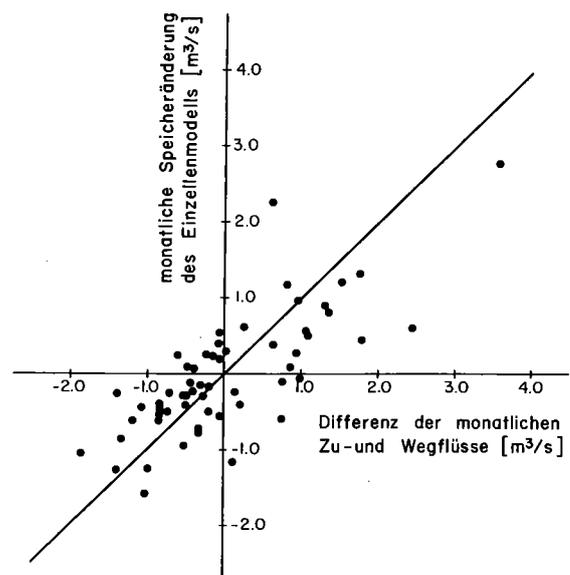


Fig. 10.15 Zusammenhang zwischen den monatlichen Speicheränderungen des Einzellenmodells und den Differenzen der monatlichen Zu- und Wegflüsse ( $r = 0,78$ ;  $m = \pm 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

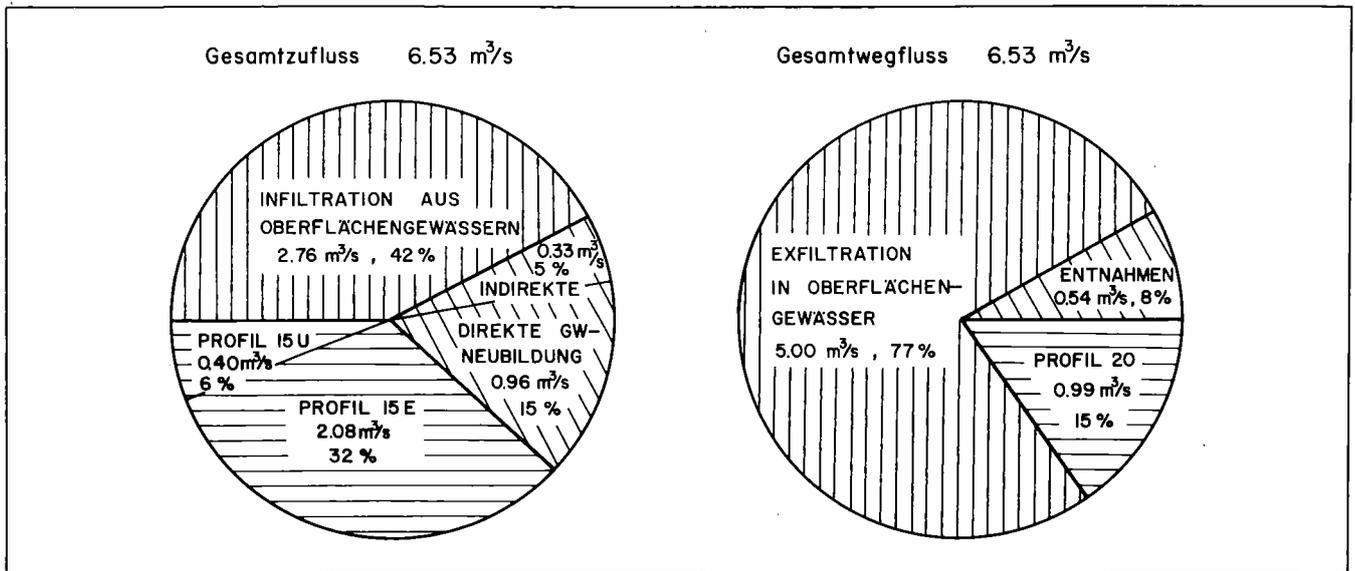


Fig. 10.16 Durchschnittliche Grundwasserzu- und -wegflüsse im Teilgebiet 2 der Jahre 1976 bis 1980.

Die durchschnittlichen Zuflüsse ins Teilgebiet 2 lassen sich abschliessend wie folgt aufgliedern (siehe Figur 10.16):

- direkte Grundwasserneubildung  $Q_N = 15\%$
- Infiltration aus Oberflächengewässern  $Q_I = 42\%$
- indirekte Grundwasserneubildung  $Q_R = 5\%$
- Profil 15E (Teilgebiet 1)  $Q_{15E} = 32\%$
- Profil 15U (Urtenental)  $Q_{15U} = 6\%$

Die durchschnittlichen Wegflüsse setzen sich wie folgt zusammen:

- Grundwasserexfiltration in Oberflächengewässer und Grundwasseraustritte  $Q_X = 77\%$
- Profil 20 (Wasseramt)  $Q_{20} = 15\%$
- Grundwasserentnahmen  $Q_E = 8\%$

## 10.4 Hydrologische Bilanzierung

Die hydrologische Bilanz gibt einen Einblick in die quantitativen Zusammenhänge innerhalb des Wasserhaushaltes eines Gebietes. Sie erlaubt einerseits, einzelne Bilanzierungsgrößen zu verifizieren, andererseits ermöglicht sie, die Bilanzierungskennziffern in den Rahmen des gesamten Wasserhaushaltes zu stellen. Allerdings setzt dies ein umfassendes und hydrologisch richtig plaziertes Messstellennetz voraus, damit die Wasserhaushaltsgleichung als geschlossene Bilanzierung ohne unbekannte Parameter aufgelöst werden kann und Bilanzierungsfehler bzw. -widersprüche erkennbar sind.

### 10.4.1 Wasserhaushaltsgleichung

Die Bilanzierungsgleichung wird für die hydrologische Bilanzierung als Wasserhaushaltsgleichung bezeichnet. Für ein geschlossenes, hydrologisches Einzugsgebiet hat sie die allgemeine Form:

$$N - V - A - \Delta R = 0 \quad (10.49)$$

$N$  = Gebietsniederschlag

$V$  = Gebietsverdunstung

$A$  = Gesamtabfluss

$\Delta R$  = Rücklage oder Aufbrauch in Form von Schnee, Bodenfeuchte und Grundwasser

Die üblichen Dimensionen sind mm Wassersäule pro Zeiteinheit, als Mittelwert bezogen auf die Fläche des betrachteten Gebietes. Die Zeiteinheit ist gross zu wählen, damit instationäre Einflüsse auf die Strömungsvorgänge vernachlässigt werden können. Nach [43] gilt im allgemeinen ein Monat als untere Grenze, jedoch sind bei kleinen Flächen auch kürzere Zeitabschnitte zulässig.

Damit die Grundwasser- und die oberirdischen Abflüsse spezifiziert werden können, wird der Gesamtabfluss  $A$  aufgeteilt.

$$A = A_o + A_u \pm E_o \pm E_u \quad (10.20)$$

$A_o$  = oberirdischer Abfluss in Vorflutern

$A_u$  = unterirdischer Abfluss, Grundwasserabfluss

$E_o$  = künstliche Umleitung von Oberflächenwasser

$E_u$  = künstliche Umleitung von Grundwasser (z. B. Trink- und Brauchwasserexport)

Der oberirdische Abfluss umfasst auch das exfiltrierte Grundwasser und entspricht demzufolge denjenigen Wassermengen, welche mit Abflussmessungen erfasst werden können, wobei, um Fehlinterpretationen zu vermeiden, die Abflussmessstandorte auf die In- und Exfiltrationsverhältnisse abzustimmen sind.

Der unterirdische Abfluss ergibt sich aus der Grundwasserbilanz. Als vernachlässigbar klein wird normalerweise der Fluss zwischen Terrainoberfläche und Grundwasserspiegel über das hydrologische Einzugsgebiet hinaus betrachtet.

Die Problematik der hydrologischen Bilanzierung liegt bei ihrer Genauigkeit. Die einzelnen Wasserhaushaltsgrößen und ihre Übertragung auf die Gebietsfläche ergeben viele Unsicherheiten und Fehlerquellen. Die zufälligen Messfehler können über die Mittelwerte möglichst langer Messreihen massgebend reduziert werden. Problematischer sind die systematischen Fehler. Sie lassen sich nicht ohne weiteres erkennen, vor allem nicht, wenn eine Wasserhaushaltsgrösse durch Feldmessungen unbelegt bleibt und als Restgrösse berechnet wird.

Für eine befriedigende Genauigkeit sollten die einzelnen Wasserhaushaltsgrößen unabhängig von der Wasserhaushaltsgleichung bestimmt und über die geschlossene

Bilanzierung ausgeglichen und verbessert werden. Mindestens muss die Wasserhaushaltsgleichung mit den unabhängig von ihr bestimmten Wasserhaushaltsgrößen nach dem Widerspruch, welcher fehlertheoretisch zu analysieren ist, aufgelöst werden.

Insbesondere die Gebietsverdunstung, welche bis heute für die schweizerischen Verhältnisse grösstenteils aus Differenzberechnungen zwischen Niederschlag und Abfluss bestimmt wurde, muss speziell ermittelt werden. Nach [117] könnte dies mit der Wärmehaushaltsmethode weitgehend geschehen.

Dazu müssten die notwendigen Parameter in Klimastationen ermittelt und auf die zu bilanzierenden Einzugsgebiete übertragen werden können. Bestrebungen in diesem Sinne sind aus der Sicht der Hydrogeologie zu unterstützen [87, 99].

Zusätzlich ist auch der Gebietsniederschlag fehlertheoretisch zu analysieren. Ein wesentlicher Schritt dazu wurde mit der Untersuchung des systematischen Messfehlers der *Hellmann*-Regenmesser getan [128].

#### Emmental:

Figur 10.17 zeigt das Testgebiet und die seitlich angrenzenden Einzugsgebiete Luterbach, Heimiswilbach, Urtenen, Limpach, Oesch und Chrümelbach.

Die Einzugsgebiete wurden von den Abflussmessstationen aus aufgrund der Topographie und der Strömungsverhältnisse im Grundwasser abgegrenzt. Die Bestimmung der Wasserhaushaltsgrößen basiert auf den beschriebenen Verfahren, wobei

- der Gebietsniederschlag mit Hilfe der *Thiessen*-Polygone und der Jahresniederschlagshöhen der Niederschlagsmessstationen innerhalb des Gebietes, Burgdorf (23,8%), Fraubrunnen (26,8%), Oeschberg (11,7%) sowie Wydenhof (3,7%) und ausserhalb des Gebietes, Aarberg (3,5%), Affoltern (2,1%), Bern (7,0%), Gerlafingen (4,9%), Herzogenbuchsee (0,6%), Hessigkofen (11,4%) sowie Wahlendorf (4,5%) erfasst wurde. Die angegebenen Zahlen entsprechen den Gewichten

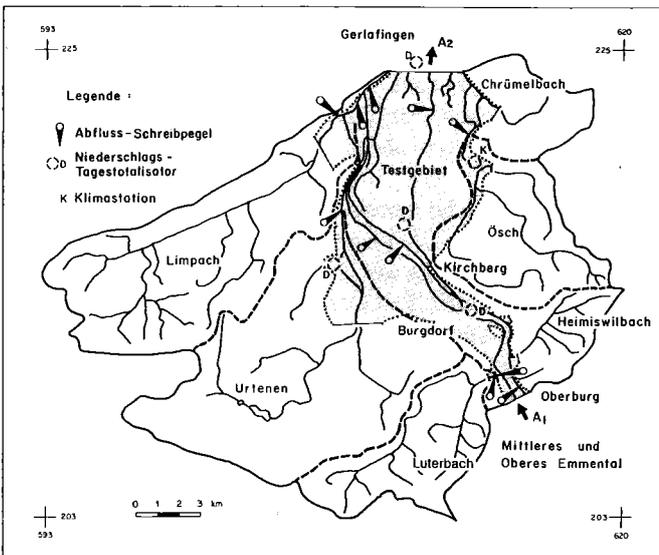


Fig. 10.17 Testgebiet und seitliche Einzugsgebiete.

der einzelnen Stationen aufgrund der *Thiessen*-Polygone.

- die Gebietsverdunstung aufgrund der modifizierten Methode nach *Haude* [60-62] und *Renger* [108, 109] anhand der Daten der Klimastation Oeschberg-Koppigen berechnet wurde;
- die oberirdischen Abflüsse den durchschnittlichen Jahresabflüssen der dargestellten Abflussmessstationen entsprechen;

Profil Emme, Burgdorf						
Jahr/Periode	Emme Burgdorf	Seitenbäche	künstl. OW	Ableit. GW	Grundwasser	Total
	$Q_{A_0}$	$Q_{A_0}$	$Q_{E_0}$	$Q_{E_U}$	$Q_{A_U}^{1)}$	$Q_{A_1}$
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$
1976	9.4	0.7	0.2	0.5	0.8	11.6
1977	20.9	0.8	0.3	0.5	0.8	23.3
1978	19.0	0.9	0.3	0.5	0.8	21.5
1979	16.7	0.9	0.3	0.5	0.8	19.2
1980	18.4	1.0	0.3	0.5	0.8	21.1
1976-80	16.9	0.9	0.3	0.5	0.8	19.4
Profil Emme, Wiler						
	Emme Wiler	Seitenbäche	Grundwasser	künstl. OW	Ableit. GW	Total
	$Q_{A_0}$	$Q_{A_0}$	$Q_{A_U}$	$Q_{E_0}$	$Q_{E_U}$	$Q_{A_2}$
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$	$m^3/s$
1976	10.4	2.0	1.0	0.0	0.7	14.1
1977	24.1	2.9	1.0	-0.1	0.7	28.6
1978	22.6	2.9	1.0	-0.1	0.7	27.1
1979	22.5	2.7	1.0	0.0	0.7	26.9
1980	24.7	2.9	1.0	-0.1	0.7	29.2
1976-80	20.9	2.7	1.0	-0.1	0.7	25.2
Testgebiet und seitliche Einzugsgebiete						
	Differenzen			gewichtete Summen <sup>2)</sup>		
	$Q_{A_2} - Q_{A_1}$	$q_{A_2} - q_{A_1}$	$A_2 - A_1$	$Q_{A_{1,2}}$	$q_{A_{1,2}}$	$A_{1,2}$
	$m^3/s$	$l/s \text{ km}^2$	mm	$m^3/s$	$l/s \text{ km}^2$	mm
1976	2.5	7.2	229	2.4	7.1	220
1977	5.3	15.4	484	6.3	18.3	576
1978	5.6	16.2	512	6.1	17.8	558
1979	7.7	22.3	704	6.0	17.4	548
1980	8.1	23.5	742	6.8	19.6	623
1976-80	5.6	16.8	534	5.5	16.0	503

1) Ohne den vermuteten, kleinen unterirdischen Abfluss im Gebiet der Schratzenfluh in den Thunersee.

2) Gewichte: Luterbach (9,9%), Urtenen (27,8%), Limpach (22,3%), Oesch inkl. Heimiswilbach und Chrümelbach (18,8%), Testgebiet (21,2%).

Tab. 10.3 Aufteilung des Gesamtabflusses.

- die unterirdischen Abflüsse und Ableitungen, die In- und Exfiltrationsmengen aus der Grundwasserbilanzierung bzw. aus direkten Messungen hervorgehen;
- die Rücklage und der Aufbrauch aus den Schmelzwerten der Schneehöhe, aus den Differenzen der Grund- und Oberflächenwasserspiegel und nach dem Einzel-linerspeicher-Verfahren abgeschätzt wurden.

Tabelle 10.3 zeigt die Aufteilung des Gesamtabflusses gemäss (10.20) im Testgebiet und den seitlichen Einzugsgebieten. Bemerkenswert ist, dass in der fünfjährigen Messperiode mit der Eidg. Abflussmessstation Emme, Burgdorf, 87% des Gesamtabflusses aus dem Einzugsgebiet des mittleren und oberen Emmentales (Einzugsgebiet = 673 km<sup>2</sup>) erfasst wurden. Für die Seitenbäche, die künstlichen Ableitungen und den Grundwasseranteil muss in durchschnittlichen Jahren zur Abflussmenge der Emme ca. 2,5 m<sup>3</sup>/s hinzugezählt werden, um Q<sub>A1</sub> zu erhalten.

Mit der Eidg. Abflussmessstation Emme, Wiler (südlich Gerlafingen), wurden 83% des Gesamtabflusses aus dem Einzugsgebiet des Emmentales (inkl. Einzugsgebiet der Oesch 1018 km<sup>2</sup>) erfasst. Für die Bestimmung des Gesamtabflusses Q<sub>A2</sub> mit den Seitenbächen, den künstlichen Ableitungen und den Grundwasseranteilen sind zur Abflussmenge der Eidg. Messstation Emme, Wiler,

in Durchschnittsjahren ca. 4,3 m<sup>3</sup>/s,  
 in Nassjahren ca. 4,5 m<sup>3</sup>/s,  
 und in Trockenjahren ca. 3,7 m<sup>3</sup>/s hinzuzuzählen.

Der Gesamtabfluss aus dem Testgebiet und seinen seitlichen Einzugsgebieten ergibt sich einerseits aus der Differenz der Abflüsse zwischen den beiden Profilen Wiler und Burgdorf Q<sub>A2</sub> - Q<sub>A1</sub> und andererseits mit den flächenmässig gewichteten Abflusspenden q<sub>A1,2</sub> des Testgebietes und der Seitentäler aus Q<sub>A1,2</sub>. Eine Übereinstimmung dieser beiden Werte kann aus fehlertheoretischen Gründen nicht erwartet werden, weil deren Bestimmung auf unterschiedlich grossen Mengenanteilen beruhen. Insofern dürfte der Gesamtabfluss Q<sub>A2</sub> - Q<sub>A1</sub> ungenauer sein als Q<sub>A1,2</sub>, was auch die Abflusspenden andeuten, welche für q<sub>A2</sub> - q<sub>A1</sub> wesentlich stärker streuen als für q<sub>A1,2</sub>.

In Tabelle 10.4 werden die hydrologischen Bilanzen jahresweise und für den fünfjährigen Bilanzierungszeitraum angegeben. Auch hier streuen die Widersprüche w<sub>2</sub>-w<sub>1</sub> aus der Abflussdifferenz stärker als w<sub>1,2</sub> aus den aufsummierten, gewichteten Teilabflüssen des Testgebietes und der seitlichen Einzugsgebiete. Obwohl sich auch bei der Bilanz mit den A<sub>1,2</sub>-Werten Widersprüche von über 10% im Trockenjahr 1976 ergeben, die vor allem auf die schwierig

Jahr	N <sub>1,2</sub> mm	V <sub>1,2</sub> mm	A <sub>2</sub> -A <sub>1</sub> mm	A <sub>1,2</sub> mm	ΔR <sub>1,2</sub> mm	w <sub>2</sub> -w <sub>1</sub> mm	w <sub>1,2</sub> mm
1976	759	587	229	220	37	-94	-85
1977	1228	553	484	576	31	160	68
1978	1070	574	512	558	-59	43	-3
1979	1165	557	704	548	86	-182	-26
1980	1157	506	742	623	-32	-59	60
1976-80	1076	555	534	503	13	-26	5

Tab. 10.4 Hydrologische Bilanzen (Symbole vgl. Abschn. 10.1 und 10.4.1)

zu erfassenden ΔR-Werte zurückzuführen sind, können die fünfjährigen Mittelwerte praktisch widerspruchsfrei bilanziert werden. Dies bestätigt, dass die nicht direkt messbaren Wasserhaushaltsgrössen (Gebietsverdunstung, unterirdische Zu- und Wegflüsse) mit den aufgezählten Verfahren gut erfasst werden konnten.

## Kapitel 11: Datenverarbeitung

Der Computer ist ein ausgezeichnetes Hilfsmittel, um die grossen Datenmengen in der Hydrologie (Stammdaten, Feldbeobachtungen, hydrologische Kennziffern, Bilanzierungskennziffern usw.) auszuwerten und zu speichern. Entsprechende Computerprogramme ermöglichen, die Daten fachgerecht und rasch aufzubereiten, zu kontrollieren, statistisch auszuwerten, graphisch darzustellen, auf Magnetbänder zu übertragen und fehlerfrei in ein Grundwassermodell zu überführen. Basierend auf numerischen Rechenverfahren können mit Grundwassermodellen komplizierte Strömungsverhältnisse mehr oder weniger naturgetreu simuliert und entscheidende Grundlagen für die Erforschung, die Nutzung und den Schutz der Grundwasservorkommen gewonnen werden.

### 11.1 Einsatzarten

Die folgenden Arbeitsschritte zeigen die Einsatzarten des Computers mit dem Programm GEOHYD2 [66] von der Datenerhebung bis zum numerischen Grundwassermodell.

#### DIGITALISIEREN

- Erstellen kompatibler Felddateien mit Kurvenlesegerät
- Diskretisieren von Grundwasserleitern mit finiten Elementen

#### DATENBANK

- Erstellen von Stammdateien
- Kontrollieren der Stammdaten auf Vollständigkeit, Plausibilität der Höhenangaben, Datumangabe usw.
- Ändern, Ergänzen, Sortieren und Speichern von Stammdaten
- Bearbeiten der Feldbeobachtungen (analog zu den Stammdaten)

#### GRUNDLAGENPLAN

- Zeichnen von Messstellenplänen für wählbare Kartenausschnitte, von Messstellentypen, von Messarten usw.
- Anschreiben der Messstellennamen, Stammdaten und Messresultate

#### DARSTELLUNG

- Ausdrucken der Stammdaten und Feldbeobachtungen in Tabellen
- Zeichnen der Feldbeobachtungen und Kennziffern als Gang-, Dauer- und Differenzlinien oder mit zeit-räumlichen Darstellungen (sogenannte α-, β- und γ-Linien)

## HYDROMETRISCHES JAHRBUCH

- Auswerten der Tages-, Monats-, Jahres-, Periodemittel und Extremwerte
- Drucken und Zeichnen der Messresultate gemäss [46]

## STATISTIK

- Analysieren stochastischer Zusammenhänge zwischen zwei Beobachtungsstellen (Korrelations- und Regressionsanalyse)
- Analysieren kurz-, mittel- und langfristiger Trends bei Zeitreihen
- Berechnen von Pseudomesswerten anhand mehrerer Beobachtungsreihen und hydrologischen Transferfunktionen (z. B. Abfluss-Pegelbeziehungen unter Berücksichtigung von Verkräutungs- und Sohlenkorrekturen)

## PUMPVERSUCH

- Auswerten der Gebietsdurchlässigkeiten und der Speicherkoeffizienten bei Grosspump- und Anreicherungsversuchen unter Berücksichtigung der Randbedingungen
- Simulieren von stationären und instationären Strömungsfällen bei vorgegebenen Randbedingungen, Durchlässigkeitsbeiwerten und Speicherkoeffizienten

## MODELL

- Aufbereiten der Modellparameter mit knotenspezifischen Transferfunktionen für wählbare Zeitschritte und Zeitabschnitte
- Simulieren von stationären und instationären Grundwasserströmungen gemäss [141]
- Drucken, Zeichnen und Speichern der Modellresultate und Modellkennziffern.

## 11.2 Datenaufbereitung

### 11.2.1 Stammdaten

Als Stammdaten werden die Angaben zur Beschreibung und Lokalisierung einer Messstelle bezeichnet. Sie sind

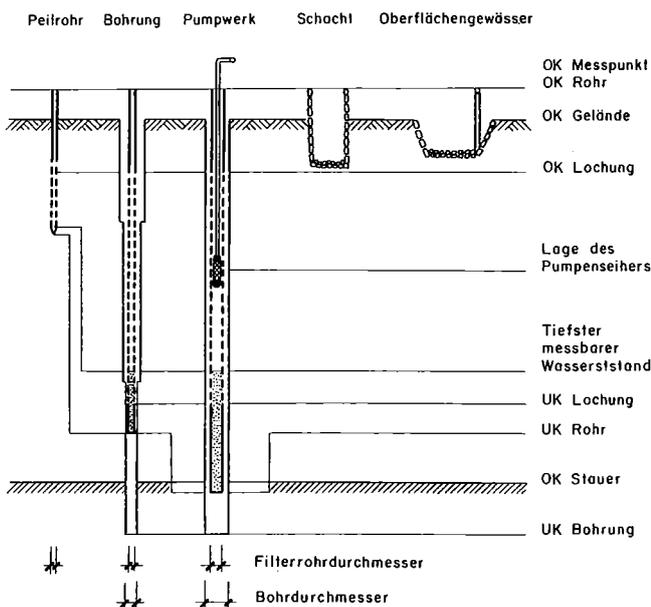


Fig. 11.1 Erläuterungen zu den Stammdaten nach [160].

unerlässlich, um definitive Feldbeobachtungen zu erheben und diese numerisch oder graphisch auszuwerten. Zu jeder Messstelle gehören mindestens die Bezeichnung, die Lagekoordinaten sowie die Messpunkthöhe. Oft sind weitere Angaben und Höhenkoten erwünscht. Figur 11.1 zeigt Stammdaten für verschiedene Messstellentypen.

Figur 11.2 zeigt die Arbeitsschritte, die für eine Stammdatei notwendig sind, diejenigen für das Ändern, Korrigieren und Ergänzen erfolgen sinngemäss.

### Emmental:

Die Stammdaten wurden anhand des GEOHYD-Stammdatenblattes in Figur 11.3 erhoben und auf Lochkarten oder mit einem Terminal direkt auf eine Magnetplatte (Disk) übertragen.

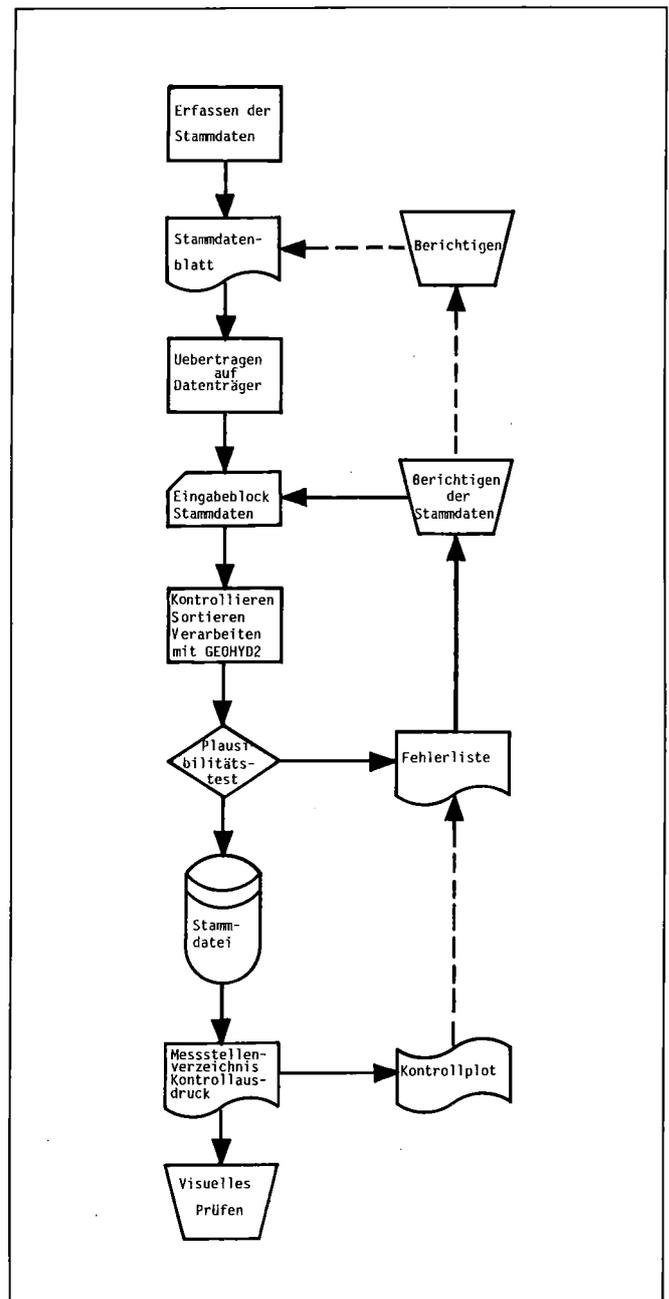


Fig. 11.2 Datenflussplan für das Erstellen einer Stammdatei.

<b>GEOHYD</b>		<b>STAMMDATEN</b>		KUNDENNUMMER 4294 - 3575	LANDEIGENTÜMER	BEARBEITER W	BLATT 533
AUFTRAGGEBER WEA DES KTS. BERN			AUFTRAG 3575	DATUM 17.01.76	ADRESSE Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, dipl. Ing. ETH Alteuhweg 10 Tel. 034-27864 3400 Burgdorf		
ABTEILUNG GEOLOGIE			BEMERKUNG UNTERES EMMENTAL 2. ETAPPE		TEL.		
MESSSTELLE	W A B 3 3	SPEZ. NUMMER 611.213/8	ORT KIRCHBERG		LAGE SKIZZE		
BESCHREIBUNG DER MESSSTELLE				KODE			
ART DER MESSSTELLE BOHRUNG MIT EINGEBAUTEM PEILBOHR				8			
MESSART SCHREIBPEGEL				2			
MESSPUNKT GEMÄSS UNTERLAGE				9			
HYDROLOGIE PUNKT- UND PROFIL-K- WERTE				4			
QUALITÄT DES WASSERS OHNE CHEM. UND BAKT. ANALYSEN				0			
DOMINIERENDES GEWÄSSER EMME				ENTFERNUNG 100 m			
DATEN				A. ALLE ZEICHEN I. GANZE ZAHL RECHTS BÜNDIG			
				J = KLAMMER Ø = NULL			
				1 = EINS 2 = ZWEI			
				OK OBERKANT UK UNTERKANT			
KARTE	MESSSTELLENBEZ. WERNER WEA	OK MESSPUNKT (CM U MEER)	ABSTUFE (CM)	ORDINATE (CM)	KODE	DATUM DER ERÖFFNUNG	NOTIZ
1	W A B 3 3	15	01190000	21372000	82740	071174	
KARTE	MESSSTELLENBEZ. FILTERBOHR- DURCHMESSER	TIEFSTER MESSBARER WASSERSTAND (CM U MEER)	OK GELANDE (CM U MEER)	OK LÖCHUNG (CM U MEER)	UK LÖCHUNG (CM U MEER)	NOTIZ	
2	W A B 3 3	15	1100	4000	51750	50753	071174
KARTE	MESSSTELLENBEZ. BOHRDURCHMESSER	LAGE DES SEINERS (CM U MEER)	OK STAUER (CM U MEER)	OK ROHR (CM U MEER)	UK BOHRUNG (CM U MEER)	NOTIZ	
3	W A B 3 3	15	1100	4000	51750	50753	071174
ÄNDERUNGEN							

Fig. 11.3 Ausgefülltes Stammdatenblatt GEOHYD [160].

### 11.2.2 Feldbeobachtungen

Als Feldbeobachtungen werden im Felde erhobene Messwerte mit Datum- und Zeitangabe (z. B. Abstich von OK Messpunkt auf den Wasserspiegel, Temperatur in einer bestimmten Höhenlage) verstanden. Die Werte müssen vorerst auf einen von Computern lesbaren Datenträger gebracht werden. Figur 11.4 zeigt drei in der Hydrometrie übliche Verfahren, die Feldbeobachtungen digital zu erfassen.

Den Messwerten sind für ihre räumliche Lokalisierung die entsprechenden Stammdaten beizufügen, was in der Regel über den Messstellennamen gemacht wird. Eine Felddatei kann nur erstellt werden, wenn die entsprechenden Stammdaten im «Block Stammdaten» oder mit der «Stammdatei» eingelesen werden. Figur 11.5 zeigt den Datenfluss für die Felddatei.

Die Feldbeobachtungen werden bevorzugt mit einem Ganglinienplot auf allfällig unerklärbare Kurvenbilder

oder auf die Deckungsgleichheit mit Schreibpegelaufzeichnungen überprüft. Daneben eignen sich auch Tabellen mit den Mittel- und Extremwerten zur Kontrolle der eingelesenen Werte. Diese Kontrollen sind erfahrungsgemäss wichtig und von einem in der Hydrologie versierten Fachmann auszuführen!

#### Emmental:

Für die Untersuchungsperiode sind vom Testgebiet über 100000 Grund- und Oberflächen-Wasserstandsdaten mit Datum und Zeitangabe periodenweise gespeichert worden. Sie sind mit Einzelmessungen oder anhand von Schreibpegelaufzeichnungen erfasst worden. Die Wassermengendatei beinhaltet ebenfalls ca. 100000 gespeicherte Werte: die Entnahmemengen für Trink- und Brauchwasser, Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsmengen der Oberflächengewässer sowie Baugrubenentwässerungen. Von den Temperaturschreibpegeln sind rund 10000 Ein-

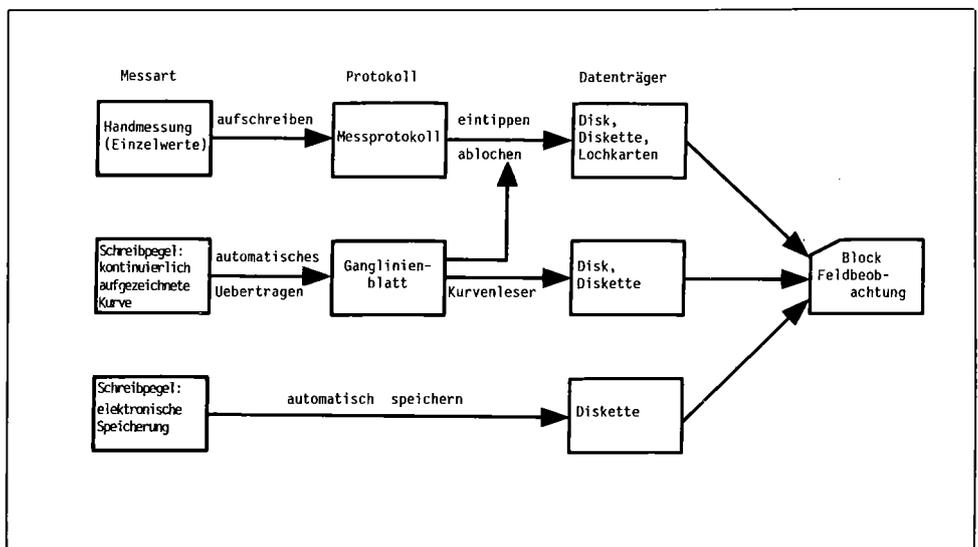


Fig. 11.4 Digitale Erfassung der Messwerte.

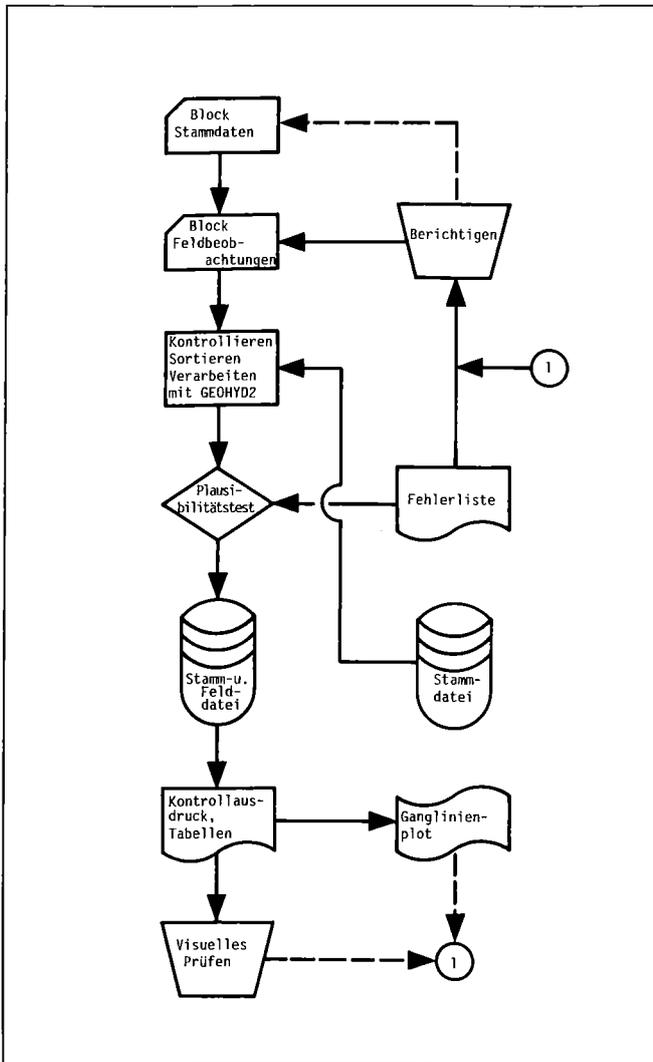


Fig. 11.5 Datenflussplan für das Erstellen einer Felddatei.

zelwerte der Emme und des Grundwassers gespeichert. Im weiteren sind die Tageswerte der Niederschlagshöhen, die Höhe der Schneedecke u. a. der beiden SMA-Stationen Oeschberg und Burgdorf auf Dateien übertragen worden. Von den chemischen Parametern wie Nitrat, Chlorid, Gesamthärte u. a., die in den Jahren 1970 bis 1980 erhoben worden sind, besteht ebenfalls eine Datei. Tabelle 11.1 zeigt einen Ausschnitt aus der Dokumentation der gespeicherten Daten.

### 11.3 Darstellung der Daten

#### 11.3.1 Tabellen (OUTPUT)

Tabellen von Einzelwerten, geordnet nach Messstellen und Zeit, erlauben relativ kurze oder lockere Messreihen rasch zu überblicken, zu überprüfen und zu dokumentieren.

Häufig sind aus einer Messreihe vor allem die Mittel- und Extremwerte gefragt. Wichtig ist bei den Mittelwerten, dass das Bildungsgesetz und die Zeitperiode, und bei den Extremwerten die Zeitpunkte angegeben werden.

Für das tabellarische Darstellen der Schreibpegelaufzeichnungen von Wasserständen, Wassermengen oder Temperaturdaten sind Jahrestabellen sehr geeignet, vgl. [85, 157, 158].

Tabellen von Messwertdifferenzen sind vor allem für das Auswerten von Grosspumpversuchen, Infiltrationsleistungen u. a. hilfreich. Für Differenzen muss ein Referenzdatum (Stichtag) festgelegt werden (z. B. Pumpbeginn), auf das sie sich beziehen. Liegt das Referenzdatum zwischen zwei Messdaten, wird der Referenzmesswert linear interpoliert.

DATUM VON: EMMENTAL-DATENBANK 1977: SAEMTLICHE SCHREIBPEGELAUFEICHNUNGEN GESPEICHERT AM: 16/06/81					
ANZAHL MESSSTELLEN: 83					
MESSSTELLENLISTE : (I=I-TE GESPEICHERTE MESSSTELLE)					
I	NAME	I	NAME	I	
1	AEO3	38	BAH14	2	BB101
39	BU02D	40	BUF02	41	BUH08
44	BUH36	5	BUH38	75	EIM09
69	EMEO	72	EMO9	71	EMM15
7	FR02	8	FR03	79	FRQ07
65	KRB01	46	KRB01	47	LIMK1
66	LUT01	67	LUT02	49	MBA01
78	URHAQ	51	URTS1	52	UTH31
10	WAB05	11	WAB06	12	WAB13
15	WAB23	16	WAB24	17	WAB25
20	WAB32	21	WAB33	54	WAB34
24	WAB39	25	WAB40	26	WAB41
29	WAB44	55	WAB46	56	WAB48
30	WAB54	59	WAB56	31	WAB57
61	WAB60	62	WAB62	63	WAB63
35	WIB01	68	WIF01	82	WIZ10
64	ZAH47	37	ZIBC1	83	ZIORQ
				3	BSB01
				42	BUM12
				74	EIM15
				70	EMM20
				80	FRQ09
				81	LIMPQ
				9	OB151
				50	OESK1
				53	UTP02
				13	WAB20
				18	WAB26
				22	WAB37
				27	WAB42
				57	WAB51
				32	WAB58
				53	WAB70
				36	WOB00
				43	BUH20
				73	EIN20
				6	FRB01
				45	HAF01
				48	LUT01
				76	UTQ02
				14	WAB21
				19	WAB27
				23	WAB38
				28	WAB43
				58	WAB52
				60	WAB59
				34	WAB71
				77	ZAFRQ

MESSSTELLE	FELDBEOBACHTUNGEN	ERSTE MESSUNG DATUM	ERSTE MESSUNG ZEIT	DATA	LETZTE MESSUNG DATUM	LETZTE MESSUNG ZEIT	DATA	MINIMUM	MAXIMUM
AEO3	611	31.12.1976	12. 0. 0	482.66	1. 1.1978	15.15. 0	482.64	482.49	483.49
BB101	299	22. 8.1977	16.44. 0	543.63	1. 1.1978	19.57. 0	543.36	542.75	543.68
BSB01	536	31.12.1976	12. 0. 0	539.28	31.12.1977	13.40. 0	539.80	539.02	541.07
BUAB1	791	31.12.1976	12. 0. 0	521.12	2. 1.1978	23.15. 0	521.55	520.85	524.03
BUH38	1027	31.12.1976	12. 0. 0	523.88	1. 1.1978	11. 3. 0	524.57	523.45	524.74
FRB01	129	31.12.1976	12. 0. 0	487.72	2. 1.1978	12.10. 0	487.89	487.62	489.32
FR02	140	31.12.1976	12. 0. 0	490.05	1. 1.1978	20.15. 0	490.29	489.88	492.06
FRB03	93	31.12.1976	12. 0. 0	496.12	1. 1.1978	23.39. 0	496.49	495.94	498.44
OB151	129	22. 8.1977	15.51. 0	553.51	5. 1.1978	8. 0. 0	553.39	553.02	553.67
WAB05	323	31.12.1976	12. 0. 0	484.62	2. 1.1978	0. 2. 0	484.82	484.30	487.55
WAB06	303	31.12.1976	12. 0. 0	478.07	1. 1.1978	18.19. 0	478.16	477.91	479.26
WAB13	460	1.12.1976	8.20. 0	477.48	1. 1.1978	20.17. 0	477.49	477.42	477.86
WAB20	489	31.12.1976	12. 0. 0	465.69	2. 1.1978	16.11. 0	465.72	465.66	466.21

Arbeitsband: Nr. xxxxxx
File Nr. 5, Record Nr. 6
Kurzname E77
Anzahl Wörter: 190148
gespeichert am 16.6. 1981
Sicherheitsband: Nr. xxxxx
File Nr. 5, Record Nr. 6
Kurzname E77
Anzahl Wörter: 190148
gespeichert am 16.6. 1981

Tab. 11.1  
Inhaltsverzeichnis der  
Wasserstandsdatei für  
das Jahr 1977  
(Ausschnitt).

1978	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.
1	484.74	484.98	485.84	486.42	485.83	485.95	485.81	485.44	485.63	485.34	485.05	484.54
2	484.75	484.99	485.89	486.41	485.84	485.95	485.84	485.43	485.62	485.34	485.04	484.52
3	484.76	485.02	485.92	486.39	485.85	485.95	485.84	485.41	485.61	485.32	485.03	484.49
4	484.77	485.08	485.93	486.36	485.84	485.95	485.83	485.39	485.59	485.29	485.02	484.44
5	484.78	485.15	485.93	486.34	485.84	485.94	485.80	485.37	485.58	485.31	485.00	484.41
6	484.75	485.18	485.93	486.31	485.84	485.93	485.77	485.36	485.56	485.29	484.99	484.39
7	484.79	485.20	485.92	486.23	485.85	485.93	485.75	485.35	485.56	485.28	484.97	484.37
8	484.78	485.21	485.90	486.25	485.84	485.95	485.76	485.38	485.56	485.27	484.96	484.34
9	484.78	485.22	485.88	486.22	485.83	485.97	485.75	485.60	485.56	485.26	484.94	484.32
10	484.78	485.22	485.86	486.19	485.82	485.95	485.75	485.72	485.55	485.26	484.93	484.33
11	484.78	485.20	485.85	486.17	485.81	485.94	485.76	485.75	485.54	485.25	484.91	484.34
12	484.78	485.18	485.84	486.14	485.80	485.92	485.75	485.75	485.55	485.24	484.89	484.34
13	484.78	485.17	485.84	486.11	485.79	485.91	485.74	485.75	485.55	485.23	484.88	484.36
14	484.77	485.15	485.85	486.09	485.79	485.89	485.73	485.74	485.54	485.22	484.86	484.38
15	484.77	485.12	485.84	486.05	485.77	485.88	485.72	485.74	485.52	485.21	484.85	484.38
16	484.77	485.10	485.83	486.02	485.76	485.87	485.71	485.73	485.50	485.20	484.83	484.39
17	484.76	485.10	485.82	485.99	485.76	485.87	485.68	485.72	485.49	485.19	484.81	484.39
18	484.76	485.15	485.82	485.97	485.79	485.89	485.65	485.73	485.47	485.20	484.80	484.41
19	484.75	485.20	485.83	485.94	485.81	485.88	485.63	485.73	485.46	485.20	484.78	484.42
20	484.74	485.22	485.87	485.92	485.84	485.87	485.62	485.72	485.45	485.19	484.76	484.42
21	484.73	485.26	486.05	485.91	485.84	485.85	485.59	485.72	485.43	485.18	484.74	484.42
22	484.73	485.29	486.20	485.90	485.84	485.84	485.57	485.72	485.42	485.17	484.71	484.42
23	484.72	485.32	486.24	485.88	485.88	485.83	485.54	485.71	485.40	485.15	484.68	484.42
24	484.72	485.36	486.27	485.86	485.92	485.83	485.52	485.71	485.39	485.15	484.66	484.42
25	484.76	485.42	486.28	485.85	485.94	485.83	485.51	485.70	485.37	485.14	484.64	484.42
26	484.84	485.50	486.29	485.84	485.95	485.83	485.50	485.70	485.36	485.13	484.62	484.42
27	484.89	485.64	486.30	485.83	485.96	485.83	485.48	485.69	485.35	485.11	484.60	484.44
28	484.93	485.77	486.31	485.84	485.96	485.82	485.47	485.67	485.34	485.10	484.58	484.45
29	484.95		486.35	485.84	485.96	485.81	485.46	485.65	485.34	485.09	484.57	484.47
30	484.97		486.39	485.84	485.95	485.80	485.46	485.64	485.34	485.08	484.56	484.51
31	484.97		486.41	485.85	485.95		485.45	485.63		485.06		484.55
Monatsmittel Moyennes mensuelles	484.79	485.23	486.01	486.07	485.85	485.89	485.66	485.62	485.49	485.21	484.82	484.42
Maximum Datum/Date	484.97 30.	485.79 28.	486.42 31.	486.42 1.	485.96 27.	485.97 9.	485.84 2.	485.75 11.	485.63 1.	485.35 1.	485.06 1.	484.57 31.
Minimum Datum/Date	484.72 23.	484.98 1.	485.81 1.	485.83 27.	485.76 16.	485.79 30.	485.45 31.	485.35 7.	485.34 28.	485.06 31.	484.56 30.	484.32 9.
Amplitude/Amplitude	0.25	0.81	0.61	0.59	0.20	0.18	0.39	0.40	0.29	0.29	0.50	0.25
Jahresmittel Moyenne annuelle	485.42		Jahresmaximum Dat. Maximum annuel Date		486.42 31. 3.	Jahresminimum Dat. Minimum annuel Date		484.32 9. 12.	Jahresamplitude Amplitude annuelle		2.10	
Periode/Période	1976 - 1978											
Monatsmittel Moyennes mensuelles	484.72	485.23	485.57	485.52	485.69	485.30	485.00	485.13	485.03	484.70	484.44	484.53
Maximum Datum/Date	484.98 1976	486.31 1977	486.42 1978	486.57 1977	486.81 1977	486.10 1977	485.84 1978	485.75 1978	485.63 1978	485.35 1978	485.06 1978	484.74 1977
Minimum Datum/Date	484.35 1977	484.57 1976	484.60 1976	484.65 1976	484.57 1976	484.01 1976	483.80 1976	484.17 1976	484.43 1976	484.05 1976	483.97 1976	484.00 1976
Amplitude/Amplitude	0.59	1.74	1.82	1.92	2.24	2.09	2.04	1.58	1.20	1.30	1.09	0.74
Periodenmittel Moyenne de la période	485.07		Periodenmaximum Dat. Maximum de la période Date		486.81 1977	Periodenminimum Dat. Minimum de la période Date		483.80 1976	Periodenamplitude Amplitude de la période		3.01	

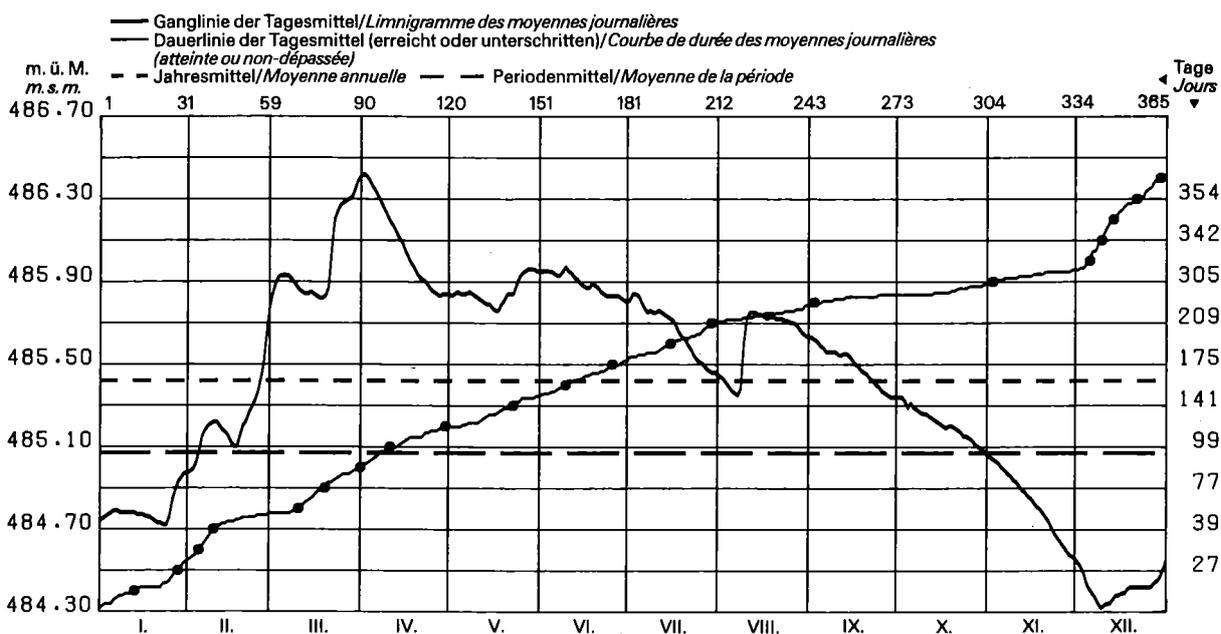


Fig. 11.6 Jahrbuchblatt [157].

Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern  
 Office de l'économie hydraulique et énergétique du canton de Berne

### 11.3.2 Zeichnungen (PLOT)

Die Papiermengen, die anfallen, wenn grössere Dateien verarbeitet werden, sind nicht billig; sie erschweren meistens auch das Überprüfen und Auswerten der Feldbeobachtungen. Deshalb werden die Daten nach Möglichkeit grafisch dargestellt. Wählbare Massstäbe in x- und y-Richtung, definierbare Zeichenausschnitte, verständlich beschriftete Rastereinheiten und eine gute Strichqualität sind wichtig für die Lesbarkeit der Grafiken.

#### Grundlagenpläne

In Grundlagenplänen, wird die Lage von Messstellen angegeben. Nebst der Feldbezeichnung, eventuell der Ordnungsnummer und weiterer Stammdaten können für ein Referenzdatum auch Feldbeobachtungen (z.B. Grundwasserstand) angeschrieben werden. Allzu viele Zahlen oder grosse Symbole gefährden die Übersichtlichkeit. Überschreibungen sind zu verhindern. Es lohnt sich, grosse Massstäbe zu wählen oder die Messwerte selektiv auf verschiedenen Zeichnungen darzustellen. Die freie Wahl der Massstäbe, der Symbolgrössen und des Messstellentyps ist sehr dienlich.

#### Ganglinien

Auf einem Ganglinienplan sollen eine oder mehrere Ganglinien dargestellt werden können. Die Grösse des Ganglinienplanes und damit auch sein Fassungsvermögen wird vom Plotter bestimmt.

Die Massstäbe sollen frei gewählt werden können. Dabei ist vor allem darauf zu achten, dass der Höhenmassstab in einem vernünftigen Verhältnis zum Zeitmassstab steht. Mit verschiedenen Stricharten kann ein Ganglinienplan übersichtlicher gehalten, die Liniendichte erhöht werden. Oftmals ist das mehrmalige Zeichnen der Ganglinienbilder (vorteilhaft interaktiv auf dem Bildschirm) und eine Aufteilung in mehrere Ganglinienpläne unumgänglich.

#### Dauerlinien

Dauerlinien einer digitalisierten Ganglinie lassen sich mit dem Computer exakt und rasch auswerten. Sie werden vorteilhaft von Schreibpegeln erhoben, die mindestens während eines ganzen Kalenderjahres betrieben worden sind.

#### Zeiträumliche Darstellungen

Für die zeiträumliche Auswertung von Grosspumpversuchen werden die Wasserspiegeldifferenzen in Funktion der Distanz zum Brunnen bzw. der Zeit im halblogarithmischen Massstab oder die dimensionslose Absenkung gegen die dimensionslose Zeit im doppellogarithmischen Massstab aufgetragen.

#### Emmental:

In Figur 11.6 wird ein Blatt aus dem Hydrographischen Jahrbuch des Kantons Bern abgebildet [157]. Die Grundwasserstandsmessungen sind als Tages-, Monats- und Jahresmittel dargestellt. Bei den monatlichen und jährlichen Extremwerten steht das Datum, an welchem der Wert zum ersten Mal erreicht worden ist. Die Tagesmittel sind als Gang- und Dauerlinien, die Jahres- und Periodenmittel als waagrechte Linien wiedergegeben.

### 11.4 Transferfunktionen

#### 11.4.1 Prinzip

Beim Übertragen von Daten ins Grundwassermodell wird zwischen *hydrologischen* und *knotenspezifischen* Transferfunktionen unterschieden.

Mit den hydrologischen Transferfunktionen werden die hydrologischen Kennziffern und die Bilanzierungskennziffern berechnet (vgl. Kap. 3 bis 10); dazu ist noch kein definitives Grundwassermodell nötig. Die knotenspezifischen Transferfunktionen sind hingegen mit den Koordinaten der Modellknoten (vgl. Abschn. 12.2) direkt verknüpft. Es versteht sich: Beide Funktionsarten sind stark

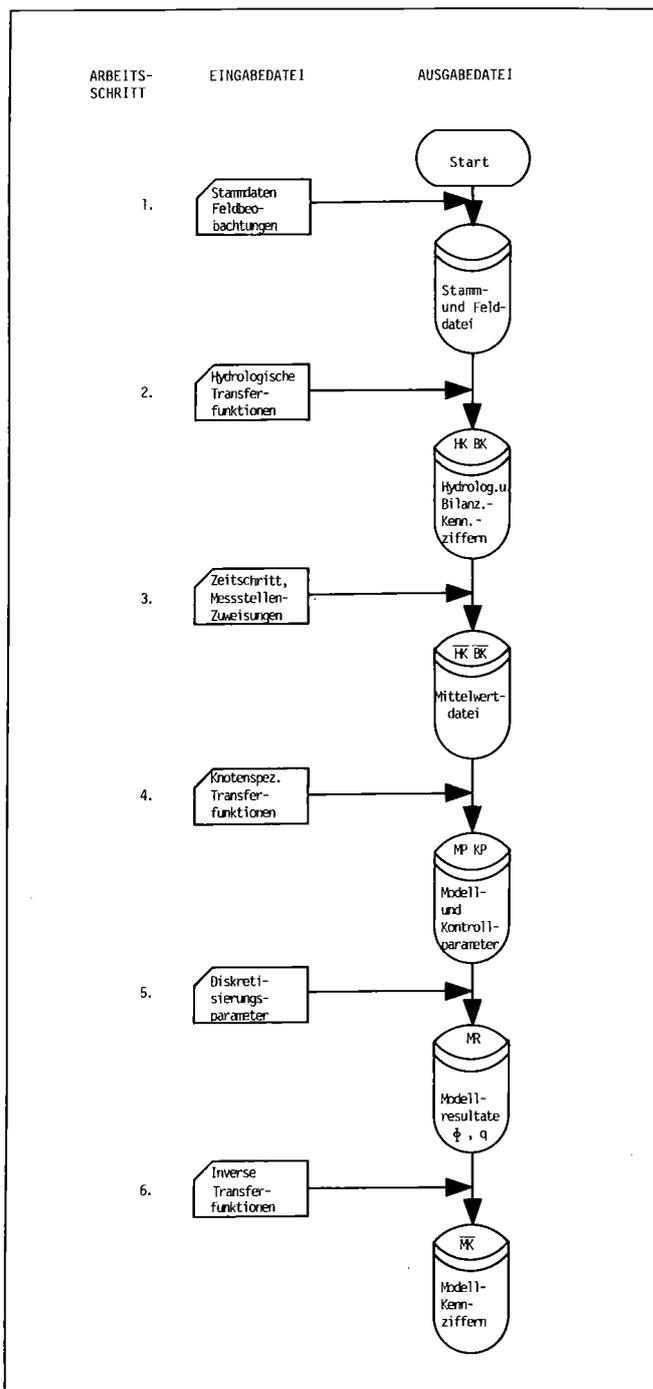


Fig. 11.7 Datenverarbeitungsstationen bei der Simulation von Grundwasserströmungen mit [66].

voneinander abhängig. Je zuverlässiger die hydrologischen Transferfunktionen die tatsächlichen hydrologischen Zusammenhänge beschreiben, um so besser können die knotenspezifischen Transferfunktionen formuliert werden.

Für eine korrekte Datenübertragung sind von der Erfassung der Felddaten bis zur Nachauswertung der Modellkennziffern im wesentlichen sechs Eingabe- und sechs Ausgabedateien zu erstellen (vgl. Figur 11.7):

1. Aufbau einer Stamm- und Felddatei anhand der Stammdaten des Messstellennetzes und der Feldbeobachtungen der zu untersuchenden Zeitperiode (vgl. Abschnitt 11.2).

2. Aufstellen der hydrologischen Transferfunktionen bezogen auf Punkte, Linien oder Flächen, mit denen aus den Felddateien die hydrologischen Kennziffern HK bzw. die Bilanzierungskennziffern BK bestimmt werden.

3. Wählen des kleinsten Zeitschrittes  $\Delta t$ , mit denen die HK bzw. BK mit Mittelwerten diskretisiert werden sollen (z. B. eine Stunde, zwei Stunden, ein Tag). Massgebend für diesen Entscheid ist die Datendichte der digitalisierten Messwerte und die erwünschte Resultatdichte beim Grundwassermodell. Es ist beispielsweise sinnlos, ein Stundenmittel anzustreben, wenn für das Nachvollziehen der Kennzifferganglinien Tagesmittel genügen. Erstellen der entsprechenden Mittelwertdatei  $\overline{HK}$ ,  $\overline{BK}$  mit dem gewünschten Zeitschritt für all jene Kennzifferganglinien, die in knotenspezifischen Transferfunktionen als Variable erscheinen.

4. Bestimmen der knotenspezifischen Transferfunktionen und Herleiten der sogenannten Modell- und Kontrollparameter MP und KP für das Grundwassermodell.

5. Eingeben der Netzeinteilung, der Rand- und Anfangsbedingungen, der Knoten der Grundwasserstauer-Oberfläche, der Elementdurchlässigkeiten und der Speicherkoeffizienten. Die Simulation der Grundwasserströmungen führt zu den Modellresultaten (Potentiale  $\Phi$  und Flüsse  $q$ ).

6. Aufstellen der inversen Transferfunktionen, mit denen knotenspezifische Resultate in Kennziffern umgerechnet werden, und Berechnen der Modellkennziffern  $\overline{MK}$ , welche mit den Bilanzierungskennziffern  $\overline{BK}$  verglichen werden können.

Der entsprechende Datenablauf ist in Figur 11.8 dargestellt.

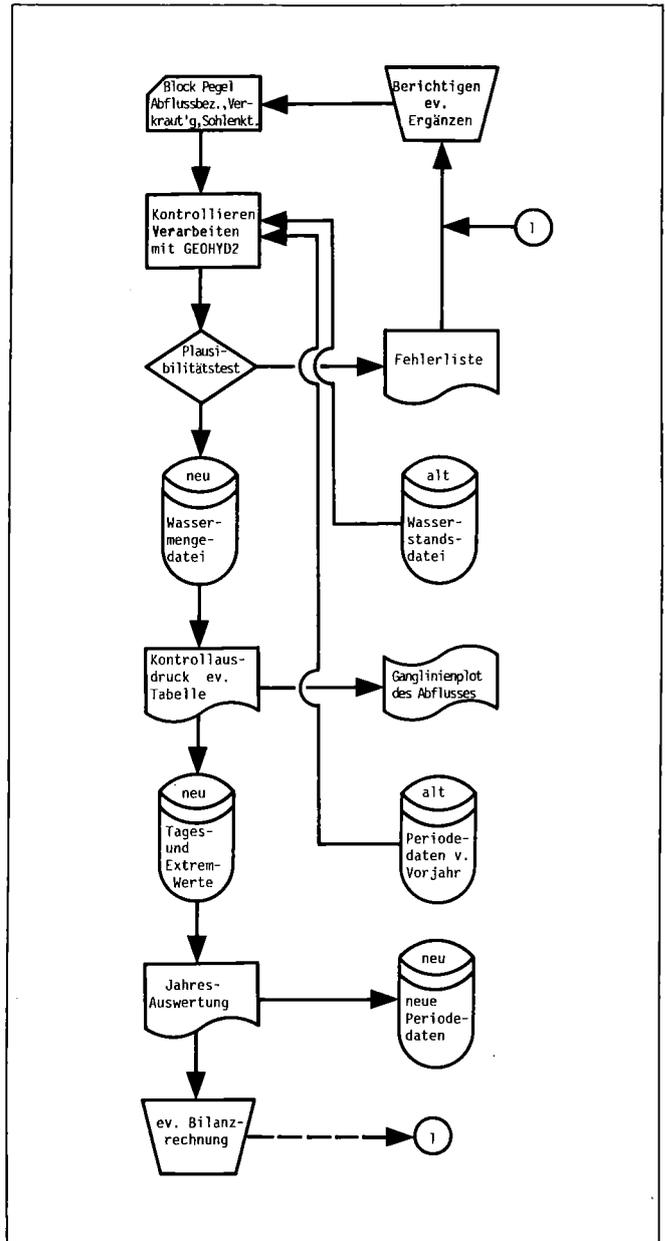


Fig. 11.8 Datenflussplan einer Jahresauswertung von Abflussmengen.

### 11.4.2 Hydrologische Transferfunktionen

Bei den hydrologischen Transferfunktionen können prinzipiell beliebige Funktionen, welche die gefundenen hydrologischen Zusammenhänge mathematisch beschreiben, eingegeben werden. Im folgenden werden einige Beispiele für die Berechnung von Bilanzierungskennziffern kurz erläutert.

#### Abflussmengen aus Pegel-Abflussbeziehungen

Für die Berechnung von Abflussmengen sind folgende Dateien bereitzustellen:

- digitalisierte Wasserstände der Messstation,
- Pegel-Abflussbeziehung aus der (Initial-)Eichkurve,
- evtl. Pegelkorrekturen bedingt durch die Verkräutung,
- evtl. Pegelkorrekturen bedingt durch die Veränderungen der Sohlenkoten.

#### Infiltrations- und Exfiltrationsmengen

Für die Infiltrationsmengen sind folgende Datenträger bereitzustellen:

- Abflussmengendatei der Oberflächengewässer,
- digitalisierter Temperaturverlauf im Oberflächenwasser,
- Abflussmenge-Temperatur-Infiltrationsbeziehung oder:
- zwei oder mehrere Abflussmengendateien,
- Bilanzierungsgleichungen.

Für die Exfiltrationsmengen genügen in der Regel:

- Wasserstandsdatei der Grundwasserreferenzmessstationen,

- evtl. Wasserstandsdatei des Oberflächengewässers,
  - Grundwasserstands-Exfiltrationsbeziehung
- oder:
- zwei oder mehrere Abflussmengendateien,
  - Bilanzierungsgleichungen.

**Berechnungen anderer Parameter**

Auf dieselbe Art und Weise sind auch andere Parameter, wie die direkte oder indirekte Grundwasserneubildung, zu bestimmen. Wichtig ist, dass von den in den hydrologischen Transferfunktionen vorkommenden Variablen möglichst kontinuierliche Ganglinien der Feldmessungen vorliegen.

**Emmental:**

Tabelle 11.2 zeigt einen Ausschnitt der Eingabedaten für die Ermittlung der Abflussmengen 1979 der Urtenen. Der entsprechende Datenablauf ist in Figur 11.8 dargestellt worden.

INPUT-DATEN			
ZEITPERIODE	01 01 79 31 12 79		
EMMENTAL-DATENBANK 1979: GRUNDLAGE FUER BILANZIERUNG ABFLUSSLISTE			
URTS1=URTO1			
URTS1	481.07	0.465	
URTS1	481.09	0.568	
URTS1	481.11	0.675	
URTS1	481.13	0.796	
URTS1	481.15	0.922	
VERKRAUTUNG			
URTO1	-0.185		01 01 79 00 00
URTO1	-0.184		10 01 79 12 00
URTO1	-0.180		20 01 79 12 00
URTO1	-0.171		30 01 79 12 00
URTO1	-0.12		05 02 79 12 00
URTO1	-0.012		10 02 79 12 00
SOHLENKOTEN			
URTO1	0.067		01 01 79 00 00
URTO1	0.066		10 01 79 12 00
URTO1	0.060		22 01 79 12 00
URTO1	0.056		02 02 79 12 00
URTO1	0.016		10 02 79 12 00

Tab. 11.2 Eingabedaten für die Ermittlung der Abflussmengen 1979 der Urtenen bei der Messstation 606.217/10 (Ausschnitt).

**11.4.3 Knotenspezifische Transferfunktionen**

Ausgehend von miteinander verknüpften Regressionsgleichungen wird eine Funktion entwickelt, mit der die Modell- und Kontrollparameter knotenweise für wählbare Zeitabschnitte  $\Delta t$  oder Zeitschritte  $\Delta t$  aus bekannten Kennziffern ( $\overline{HK}$ ,  $\overline{BK}$ ) hergeleitet werden können. In allgemeiner Form geschrieben, lautet die Transferfunktion:

$$g(\Delta t) = c + p_i (c_i + \alpha_i (\overline{w}_i(\Delta t) - d_i)) \quad (11.1)$$

für  $i = 1, 2, 3, \dots, n$

Darin bedeuten:

- $g(\Delta t)$  Modell- oder Kontrollparameter (zeitschritt- oder zeitabschnittabhängige Größen)
- $c$  konstantes Glied
- $c_i$  Regressionskonstanten
- $\alpha_i$  Steigungen der Regressionsgeraden
- $d_i$  Differenzglieder
- $p_i$  Knotengewichte
- $\overline{w}_i(\Delta t)$  Stufenfunktionen mit Mittelwerten pro Zeitabschnitt oder pro Zeitschritt; berechnet aus diskretisierten Ganglinien der Kennziffern  $\overline{HK}$  oder  $\overline{BK}$ .

Die Funktion erlaubt, die Regressionsgleichung flexibel zu handhaben. Es können mit ihr sowohl Festpotentiale wie auch Knotenflüsse hergeleitet werden.

Die Transferparameter von *Potentialen*  $g(\Delta t) = \Phi(\Delta t)$  haben folgende Bedeutung bzw. werden für die Knoten  $j$  aus den Referenzmessstationen  $i$  wie folgt hergeleitet:

- $c$  mittlerer Grundwasserstand  $\overline{h}_j$ ; arithmetisches Mittel aus Einzelmessungen der Grundwasserstände bei  $j$  oder durch Interpolation von Isohypsen des mittleren Grundwasserstandes für den Punkt  $j$
- $c_i$  Mittelwertkorrektur;  $c_i = c - \overline{h}_j$
- $d_i$  mittlerer Grundwasserstand  $\overline{h}_i$ ; aus Regressionsanalyse (vgl. Abschnitt 5.5)
- $n$  Anzahl Referenzmessstationen
- $\overline{w}_i$  Ganglinie des Grundwasserstandes bei der Referenzmessstation  $i$ ; Diskretisierung der Ganglinien (vgl. Figur 12.3)
- $\alpha_i$  Proportionalitätsfaktor  $a_{ij}$ ; aus Regressionsanalyse (vgl. Abschnitt 5.5) und durch Interpolation aus Linien gleicher Proportionalitätsfaktoren (vgl. Figur 5.6)
- $p_i$  Gewichtung der Regressionsgleichungen, z. B. unter Berücksichtigung der Distanzen  $\Delta l_{j,i}$ . Bei zwei Referenzmessstationen bemisst sich

$$p_1 = \frac{\Delta l_2}{\Delta l_1 + \Delta l_2} \quad \text{und} \quad p_2 = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2}$$

Die Transferparameter von *Knotenzu- und -wegflüssen*  $g(\Delta t) = Q(\Delta t)$  werden analog ermittelt.

Mit den *inversen* knotenspezifischen Transferfunktionen werden aus den Modellresultaten  $q$  die Modellkennziffern  $\overline{MK}$  bestimmt. Diese entsprechen Knotenzu- oder -wegflusssummen von Teilgebieten, Gewässerabschnitten oder Profilen und werden mit den Bilanzierungskennziffern  $\overline{BK}$  verglichen.

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (11.2)$$

**Emmental:**

Als Beispiel einer Anwendung von (11.1) werden in Tabelle 11.3 die anhand der Ganglinie der Grundwassermessstelle

Knotennummer	Parametertyp, W = Wegfluss	Zeittyp, A = Zeitabschnitt	Ganglinie des Grundwasserspiegels	Knotengewicht	Regressionskonstante	Steigung der Regressionsgerade
$i$			$\overline{w}_i(\Delta t)$	$p_i$	$c_i$	$\alpha_i$
72	W	A	ZAH47	0.09	-71.41	0.1443
86	W	A	ZAH47	0.45	-71.41	0.1443
87	W	A	ZAH47	0.11	-71.41	0.1443
99	W	A	ZAH47	0.07	-71.41	0.1443
100	W	A	ZAH47	0.28	-71.41	0.1443

Tab. 11.3 Transferparameter zur Berechnung der Wegflüsse in den Gewässerknoten der Urtenen (Werte in  $m^3/s$ ).

607.213/4 (ZAH47) berechneten Exfiltrationsmengen der Urtenen in Knotenflüsse übertragen. Die Transferparameter  $c_1$  und  $\alpha_1$  entsprechen den Regressionsparametern im Sinne von Figur 7.7,  $p_1$  den Anteilen der Knotenwegeflüsse von der gesamten Exfiltrationsmenge.

In Tabelle 11.4 werden die Resultate der inversen Transferfunktion für das Bilanzierungsprofil 15E gezeigt. Ausgedruckt sind die Wassermengen für die erste und letzte Stufe der simulierten Zeitperiode vom 1.1. bis 31.12.1977. Daneben wird der kleinste und grösste Wert sowie der Durchschnittswert ausgewiesen. Die entsprechende Bilanzierungskennziffer  $\overline{BK}$  beträgt im Mittel für das Jahr 1977 2040 l/s. Sie weicht gegenüber der Modellkennziffer  $\overline{MK}$  von 1989 l/s lediglich um 2,5% ab.

Transferfunktion $TF^{-1}$ :					
$Q_{15E} = \sum_{i=5}^{14} Q_i$ <span style="float: right;"><math>i = \text{Knotennummer}</math></span>					
Modellkennziffern:					
Name der MK	Wassermengen				
	1. Wert	letzter Wert	Minimum	Mittel	Maximum
$Q_{15E}$	1920.8	1965.1	1743.3	1989.1	2690.8

Tab. 11.4 Durchflussmengen in l/s des Bilanzierungsprofils 15E für 1977; Modellkennziffern (Bilanzierungskennziffern vgl. Abschnitt 10.3).

## Kapitel 12: Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen

Um die Koordination auf dem Gebiet der Grundwassererkundung zu fördern, erteilte die Landeshydrologie der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glazilogie (VAW) im Jahre 1972 den Auftrag, ein allgemein anwendbares Computerprogramm für die Simulation von Grundwasserströmungen zu entwickeln. Eine Forschergruppe untersuchte vorerst verschiedene numerische Methoden zur Simulation von Grundwasserströmungen und kam zum Schluss [120]:

- Grundwasserströmungen können mit zweidimensionalen, horizontalen Strömungsgleichungen grossräumig genügend genau nachvollzogen werden, um viele praktische hydrologische Probleme zu lösen.
- Die Methode der finiten Elemente ist besonders anpassungsfähig und für die Simulation unterschiedlicher Strömungssysteme geeignet.

In der Folge wurde von Troesch das Computerprogramm «Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen» (NSDG) entwickelt und in [141] ausführlich dokumentiert.

Es lag auf der Hand, das Computerprogramm NSDG im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes einzusetzen und, wo es sinnvoll erschien, zu erweitern. So wurden u. a.

- die indirekte Bestimmung der Durchlässigkeitsverteilung,
  - die zeitliche Verzögerung der direkten Grundwasserneubildung,
  - ein verbessertes System zur Aufbereitung der Eingabedaten,
  - eine umfassende Auswertung der Rechenergebnisse und
  - die Variation der Speicherkoeffizienten
- ins Programm eingeschlossen. Das erweiterte Programm wird als NSDG2 bezeichnet.

Im folgenden soll insbesondere beschrieben werden, welche Daten vorliegen müssen, um für die Beurteilung des Grundwasserangebotes genügend genaue numerische Simulationen durchführen zu können. Daher wird auf wichtige Hinweise für die praktische Anwendung des Programmes mehr Gewicht gelegt als auf eine ausführliche Beschreibung der mathematischen Grundlagen, um so mehr diese in [141, 160] gut dargestellt worden sind und vorgesehen ist, für NSDG2 ebenfalls ein Handbuch zu veröffentlichen.

### 12.1 Strömungsgleichungen

Die horizontal-ebene Grundwasserströmung wird auch als Dupuit'sche Grundwasserströmung bezeichnet. Sie ist von besonderer praktischer Bedeutung, weil die natürlichen Strömungsverhältnisse mit den vereinfachenden Annahmen von Dupuit meistens ausreichend genau erfasst werden können. Die Dupuit-Annahmen lauten gemäss Figur 12.1:

1. Die Linien  $\Phi = \text{const.}$  sind parallel zur z-Achse, d. h.

$$v_z = 0 \quad (12.1)$$

2. Die horizontale Geschwindigkeit ist über die gesamte Grundwassermächtigkeit konstant

$$\frac{\partial v_x}{\partial z} = \frac{\partial v_y}{\partial z} = 0 \quad (12.2)$$

3. Die horizontale Geschwindigkeit ist zum Gefälle der freien Oberfläche proportional

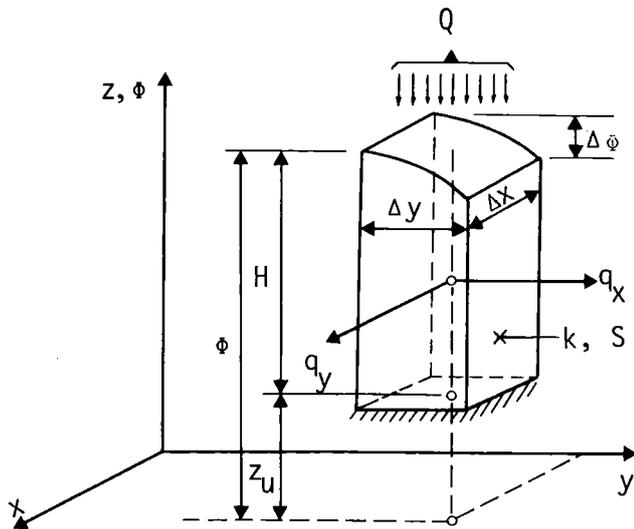
$$v_x = -k_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad ; \quad v_y = -k_y \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (12.3)$$

Die Differentialgleichung der zweidimensionalen, horizontal-ebenen Grundwasserströmung im kartesischen Koordinatensystem lautet:

$$\frac{\partial}{\partial x} q_x + \frac{\partial}{\partial y} q_y + Q + S \frac{\partial \Phi}{\partial t} = 0 \quad (12.4)$$

oder ausgeschrieben:

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_x (\Phi - z_u) \frac{\partial \Phi}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y (\Phi - z_u) \frac{\partial \Phi}{\partial y}) + Q + S \frac{\partial \Phi}{\partial t} = 0$$



- $\phi$  mittleres Grundwasserpotential
- $z_U$  Höhe des Grundwasserstauers
- $\phi - z_U$  Grundwassermächtigkeit  $H$
- $t$  Zeit
- $x, y$  Koordinaten in  $x$ -, bzw.  $y$ -Richtung
- $k$  Durchlässigkeitsbeiwert
- $S$  Speicherkoeffizient (entwässerbare Porosität)
- $Q$  Zu- und Wegflüsse
- $q_x, q_y$  Komponenten des Volumenstroms
- $\Delta\phi$  Potentialdifferenz im Feldelement mit den Seitenlängen  $\Delta x$  und  $\Delta y$

Fig. 12.1 Feldelement bei horizontal-ebener Grundwasserströmung.

## 12.2 Räumliche Diskretisierung

Für die räumliche Diskretisierung des Strömungsfeldes werden isoparametrische Elemente mit linearen, quadratischen oder kubischen Seiten verwendet (siehe Figur 12.2). Bei den isoparametrischen Elementen werden sowohl die Knotenkoordinaten als auch die gesuchten Potentiale durch die gleichen Ansatzfunktionen transformiert. Die Auflösung des Gleichungssystems nach der Potentialverteilung erfolgt mit dem *Gauss*-Algorithmus.

Im Gegensatz zu analytischen Verfahren, bei denen für jeden Ort eine eindeutige Lösung existiert, ist bei finiten Elementen das Ergebnis netzabhängig. Die Resultate werden durch unterschiedliche Formen und Grössen der Elemente sowie durch die Anzahl und Anordnung der Knoten beeinflusst.

Bei der Gebietsaufteilung mit finiten Elementen sind für die Simulation von Grabenströmungen folgende Punkte zu beachten:

- Eckknotenpotentiale von rechtwinkligen Elementen mit linearen Seiten sind exakt. Im Gegensatz dazu weisen Potentiale von Zwischenknoten Ungenauigkeiten auf, deren Grösse von den Ansatzfunktionen der vier Seiten, d. h.

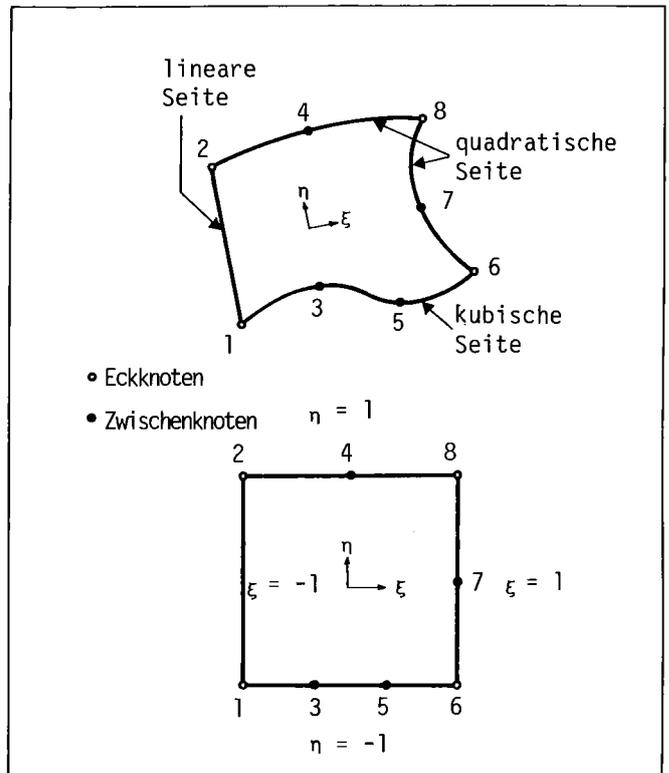


Fig. 12.2 Gemischtes, gekrümmtes, isoparametrisches Element im globalen und lokalen Koordinatensystem gemäss [104].

von der Anzahl und Anordnung der Zwischenknoten, abhängig ist.

- Eckknoten von verzerrten Elementen führen zu Ungenauigkeiten, deren Grössen vom Verzerrungsgrad abhängig sind, d. h. je verzerrter das Element ist, desto grösser wird auch der Diskretisierungsfehler. Die Fehler sind bei den Eckknotenpotentialen von sehr verzerrten linearen Elementen kleiner als bei den entsprechenden Zwischenknoten von gekrümmten Elementen.
- Unterschiedliche Grundwassermächtigkeiten können bei gleicher Knotenzahl mit linearen Elementen besser approximiert werden.
- Nachbildungen von natürlichen Berandungen mit gekrümmten Elementen sind potentialmässig nicht besser als mit linearen. Meistens können die Potentiale mit linearen Elementen exakter mit den Naturmessungen in Übereinstimmung gebracht werden als mit gekrümmten, da die Inhomogenität des Grundwasserleiters bei gleicher Knotenzahl mit linearen Seiten besser erfasst werden kann.

Für die numerische Simulation von radialsymmetrischen Strömungen ist zu beachten:

- Die numerischen Ergebnisse weichen von den analytischen Lösungen teilweise stark ab [63, 138]. Die Abweichungen hängen eng mit dem Diskretisierungsgrad zusammen: Je mehr Knoten entlang einer Stromlinie angesetzt werden, desto exakter sind die Lösungen. Bei hohem Diskretisierungsgrad und bei zunehmend kürzeren Seitenlängen der Elemente gegen den Brunnen hin sind die numerischen Ergebnisse sowohl im stationären wie auch im instationären Strömungsfalle nahezu deckungsgleich mit den analytischen Lösungen.

- Der Potentialverlauf kann bei gleicher Anzahl Elementen mit kubischen Seiten besser nachgebildet werden als mit linearen. Dies bedingt jedoch eine entsprechend grosse Knotenzahl. Die Güte der Approximation ist aber bei gleicher Knotenzahl mit linearen Seiten besser.
- Die erforderliche Elementdichte ist abhängig von den natürlichen Durchlässigkeitsverhältnissen und den Speicherkoeffizienten, aber auch von der Frage, ob mit dem Modell der Potentialverlauf und/oder die Entnahmemenge möglichst gut berechnet werden sollen. Sie muss bei jeder Aufgabe neu bestimmt werden.

### 12.3 Zeitliche Diskretisierung

Die zeitliche Diskretisierung der Ganglinien von instationären Strömungsproblemen erfolgt entweder mit Zeitschritten  $\Delta t$  oder mit Zeitabschnitten  $\Delta t_a$ .

Mit Zeitschritten können beliebig geformte Ganglinien diskretisiert werden. Die Schrittweiten  $\Delta t$  sind von der erwünschten zeitlichen Auflösung des zu simulierenden Strömungsproblems abhängig und deshalb frei wählbar. Die Zeitabschnitte  $\Delta t_a$  werden je von zwei Zeitschnitten  $t_{aj}$  und  $t_{aj+1}$  begrenzt. Diese sind ebenfalls frei wählbar. Zeitabschnitte werden für die Diskretisierung von Ganglinien berücksichtigt, die sich zeitlich nur wenig verändern. Damit kann die Anzahl Eingabedaten reduziert werden. Klassische Beispiele sind: Mehr oder weniger gleichmässig geförderte Grundwassermengen, direkte Grundwasserneubildung, Wasserspiegellagen von Grundwasseraustritten.

Zeitliche Diskretisierungsfehler entstehen zwischen den in Natur kontinuierlich verlaufenden und den im Modell mit Zeitschritten zu approximierenden Ganglinien. Sie können klein gehalten werden, indem bei grösseren natürlichen Veränderungen die Zeitschrittlängen  $\Delta t$  möglichst klein gewählt werden.

Figur 12.3 zeigt eine Ganglinie des Potentialverlaufes und ihre Approximation mit einer Stufenfunktion. Die kleinsten Zeitschrittlängen betragen  $\Delta t = 1$  Tag, die grösseren sind mit (12.5) berechnet worden. Die Güte der approximierten Ganglinie wird mit der Standardabweichung beschrieben.

$$t_{i+1} = t_i + \Delta t_{i+1} \quad \text{mit} \quad (12.5)$$

$$\Delta t_{i+1} = f \Delta t_i \quad \text{für } t_{i+1} > t_{aj}; \quad t_{i+1} = t_{aj}$$

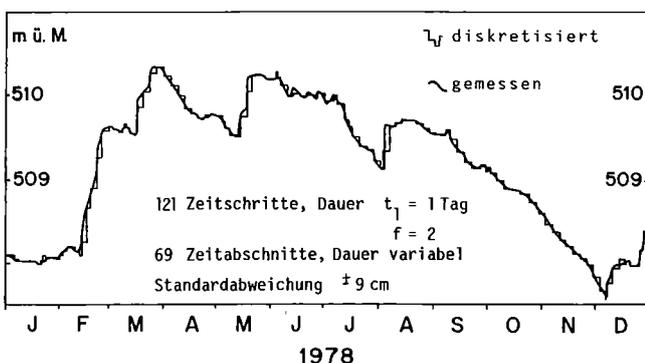


Fig. 12.3 Diskretisierte Ganglinie des mittleren Potentials.

## 12.4 Modellparameter

### 12.4.1 Mittleres Grundwasserpotential $\Phi$

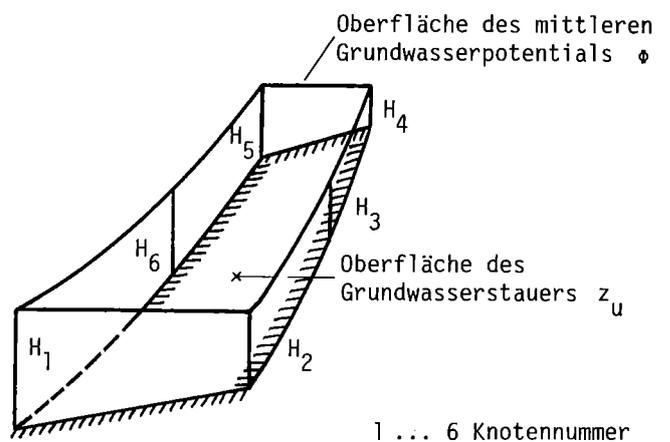
Das Simulieren der natürlichen Grundwasserströmung durch eine horizontal-ebene Strömung setzt voraus, dass die Strömung in vertikaler Richtung vernachlässigbar klein ist (*Dupuit-Annahme*). Grossräumig betrachtet ist diese Annahme durchaus gerechtfertigt, da das Gefälle des Grundwasserspiegels meistens im Promillebereich, selten über einigen Prozenten liegt.

Oft unerfüllt bleiben hingegen die *Dupuit-Annahmen* im Lokalbereich. Die Standrohrspiegelhöhen sind in unseren stark heterogenen Grundwasserleitern, über die Grundwassermächtigkeit betrachtet, meistens nicht gleich. Die Annahme, die Höhe des Grundwasserspiegels entspreche dem in (12.4) verwendeten Potential, führt deshalb lokal oft zu untolerierbaren Abweichungen zwischen dem natürlichen und dem modellmässig nachgebildeten Strömungssystem. Um auch im Lokalbereich möglichst zutreffende Modellanalysen zu erhalten, muss für die horizontal-ebene Modellbeschreibung das mittlere Grundwasserpotential  $\Phi$  (vgl. Abschnitt 5.2.2) eingesetzt werden (kurz Potential).

### 12.4.2 Grundwasserstauer $z_u$

Die räumliche Lage des Grundwasserstauers (Untergrund) wird mit der Kote  $z_u$  der praktisch undurchlässigen Oberfläche in den Modellknoten beschrieben. Die Kote  $z_u$  ist eine Hilfsgrösse zum Berechnen der Grundwassermächtigkeit  $H$  bzw. der Transmissivität  $T = k \cdot H = k(\Phi - z_u)$ .

Im Gleichungssystem wird pro Element eine durchschnittliche Grundwassermächtigkeit  $H_E$  eingeführt (Fig. 12.4). Abweichungen zwischen tatsächlicher und mittlerer Mächtigkeit können mit geschickter Wahl der Knoten minimiert werden, wenn bei jedem Element das arithmetische Mittel der Differenzen zwischen den Potentialen  $\Phi_i$  und den Stauerkoten  $z_{ui}$  in den Knoten  $i$  möglichst der mittleren Mächtigkeit  $H_E$  über die Elementfläche  $F_E$  gemäss (12.6) entspricht.



$$H_E = \frac{1}{F_E} \int (\Phi - z_u) dF_E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\Phi_i - z_{ui}) \quad (12.6)$$

Fig. 12.4 Mittelwertbildung der Grundwassermächtigkeit  $H_E$  bei einem Element mit 6 Knoten.

Bei Grundwasserleitern, bei denen die Durchlässigkeit in Richtung des Grundwasserstauers stark abnimmt, ist die Modellapproximation mit der Grundwasserstauerkote  $z_u$  schlecht (Fig. 12.5). Vor allem wenn die  $k$ -Werte im Schwankungsbereich der Grundwasserpotentiale wesentlich grösser als die darunter liegenden sind, können beim Simulieren instationärer Strömungsvorgänge grosse Potentialabweichungen entstehen. Die tatsächlichen Strömungsverhältnisse können besser nachgebildet werden, indem eine fiktive Kote des Grundwasserstauers  $z'_u$  eingeführt wird. Diese Kote wird linear zwischen der Transmissivität beim höchsten und beim tiefsten Grundwasserspiegel berechnet. Die Transmissivität, aufgetragen über  $H$ , wird am besten mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen gemäss Abschnitt 6.3 ermittelt.

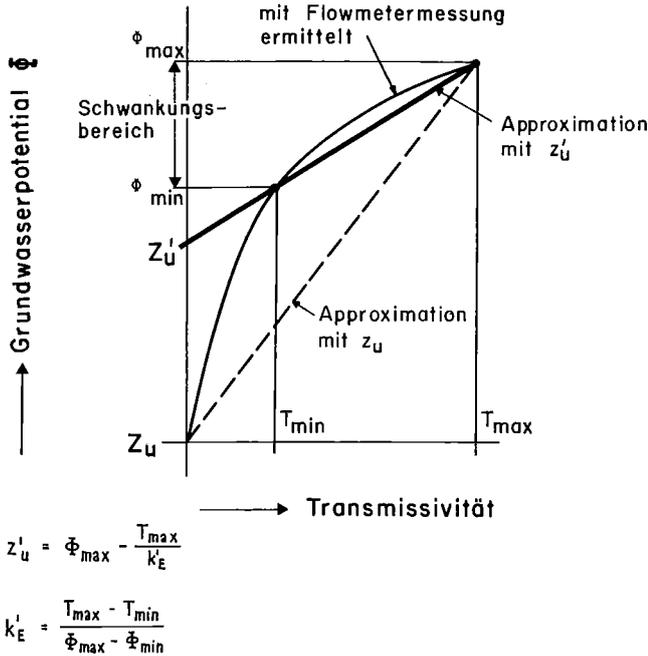


Fig. 12.5 Modellapproximation von Grundwasserleitern mit grosser Durchlässigkeit im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels.

### 12.4.3 Zu- und Wegflüsse $Q$

Zu- und Wegflüsse können als punkt-, linien- oder flächenförmige Quellen bzw. Senken eingegeben werden. Während eine punktförmige Quelle oder Senke direkt einem Knoten zugeordnet werden kann, werden linien- oder flächenförmige Flüsse auf die zugehörigen Knotenpunkte umgerechnet. Die Umrechnung erfolgt mit einer konstan-

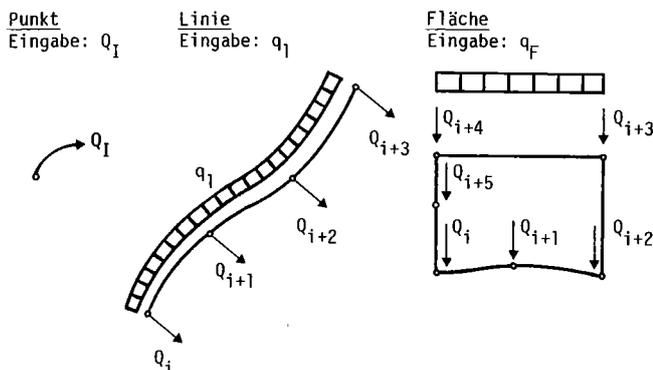


Fig. 12.6 Punkt-, linien- oder flächenförmige Flüsse.

ten Verteilung des spezifischen Flusses mit Ansatzfunktionen, welche von NSDG, abgestimmt auf die Krümmung der Elementseiten, bestimmt werden. Figur 12.6 zeigt die drei Möglichkeiten, welche im Programm berücksichtigt sind.

### 12.4.4 Elementdurchlässigkeitsbeiwert $k_E$

Für die Modellrechnung wird die Durchlässigkeitsverteilung folgendermassen schematisiert:

- Die horizontale Durchlässigkeit ist innerhalb eines Elementes konstant und wird als *Elementdurchlässigkeitsbeiwert*  $k_E$  bezeichnet. Werden Elemente mit verschiedenen  $k_E$  zusammengeführt, bilden die Elementseiten scharfe Grenzen zwischen Zonen mit unterschiedlicher horizontaler Durchlässigkeit.
- In  $x$ - und  $y$ -Richtung sind unterschiedliche  $k_E$ -Werte zulässig. Die Hauptachsen des Durchlässigkeitstensors müssen jedoch mit dem frei wählbaren globalen Koordinatensystem zusammenfallen. Damit kann eine generelle Anisotropie berücksichtigt werden.
- In vertikaler Richtung ( $z$ -Achse) wird über die gesamte Grundwassermächtigkeit Homogenität vorausgesetzt. Die vertikalen Durchlässigkeiten sind theoretisch unendlich gross (1. Dupuit-Annahme)!

Für den Modellanwender stellt sich das Problem, wie die im dreidimensionalen, heterogenen Grundwasserleiter erhobenen Durchlässigkeitsbeiwerte signifikant in das horizontal-ebene Modell umzusetzen sind. Ausgangspunkt bilden in situ erhobene Durchlässigkeitsbeiwerte, welchen der Charakter von Stichproben beigegeben werden muss. Wahrscheinlichkeitstheoretische Verfahren, wie sie in Abschnitt 6.5.2 erläutert werden, führen zu  $k_R = \bar{k} f_k$ , wobei  $\bar{k}$  der arithmetische Mittelwert aller Stichproben  $k$  und  $f_k$  ein Abminderungsfaktor ist, der nebst der empirischen Dichtefunktion der erhobenen  $k$ -Werte auch vom Diskretisierungsgrad des betrachteten Gebietes abhängig ist.

Bei der praktischen Anwendung eines Grundwassermodells muss  $f_k$  (evtl. auch  $\bar{k}$ ) anfänglich meistens geschätzt werden. Die Elementdurchlässigkeitsbeiwerte werden dann als Anfangsabschätzung  $k_{E_0}$  bezeichnet. Die einzelnen, modellwirksamen  $k_E$ -Werte können erst mit der *Modelleichung* (vgl. Kapitel 13) gefunden werden. Theoretische Beispiele zeigen: Für eine gute Eichung ist die Qualität der Anfangsabschätzung ausschlaggebend, sofern nicht sämtliche übrigen Modellparameter exakt bekannt sind, was in der Praxis selten der Fall ist. Beim Aufbereiten der  $k_{E_0}$ -Werte ist deshalb wichtig, dass zumindest grossräumig eine möglichst naturgetreue Anfangsdurchlässigkeitsverteilung eingegeben werden kann.

### 12.4.5 Speicherkoeffizient $S$

Die elementweise einzugebenden Speicherkoeffizienten werden von einer Anfangsabschätzung aus, welche z. B. aus den Ganglinien des Grundwasserspiegels abgeleitet werden kann (Abschnitt 8.3), mit instationären Simulationen geeicht.

Der zweite Summand in (8.1) kann gegenüber der nutzbaaren Porosität  $n_n$  für praktische Probleme vernachlässigt werden. Für das Programm gilt  $S = n_n$ .

# Kapitel 13: Aufbau und Eichtung eines Grundwassermodells

## 13.1 Grösse und Berandung des Modells

Beim Aufbau eines Grundwassermodells stellt sich die Frage, wie gross das Modellgebiet gewählt und wie es begrenzt werden soll. Zwei Regeln sind zu beachten:

1. Die Randpotentiale sowie die Grundwasserzu- und -wegflüsse über die Modellränder müssen möglichst genau beschrieben werden können (*Randbedingungen*).
2. Die Strömungsverhältnisse innerhalb des Modellgebietes, d. h. die Potentialverteilung und die Flüsse, müssen zumindest zu einem Zeitpunkt formuliert werden können (*Anfangsbedingungen*).

Beim NSDG2 können die Randbedingungen auf drei Arten mathematisch formuliert werden:

1. Art: Vorgeschriebenes Potential (Festpotential), Typ *Dirichlet*
2. Art: Vorgegebener Fluss, Typ *Neumann*
3. Art: Teildurchlässiger Rand, Typ *Cauchy*.

Die 3. Art (vgl. Fig. 10.12) kann durch eine Reihe schmaler Elemente mit kleineren Durchlässigkeitsbeiwerten entlang dem teildurchlässigen Rand in die 1. Art überführt werden. Mit diesen Randbedingungsarten kann ein Grundwasserströmungsfeld beliebig begrenzt werden. Dem Pro-

grammbenutzer ist somit erlaubt, das Modellgebiet nach seinen Zielvorstellungen zu wählen.

Die Anfangsbedingungen werden im allgemeinen mit einem Ausgangspotential festgehalten. Ein solches ist für das Eichen des Grundwassermodells sowie für das Simulieren instationärer Strömungsfälle zwingend, bei stationären nicht nötig.

Unsere Erfahrungen zeigen: Wenn grossräumig erhobene Felddaten fehlen, werden die Modellgebiete im allgemeinen zu klein dimensioniert. Leider zeigt sich dieser Fehler erst, wenn Prognoserechnungen in situ überprüft werden können. Prognoserechnungen, um Eingriffe zu beurteilen, die sich über das gewählte Modellgebiet hinaus auswirken, werden schwierig, da deren Einflüsse bei den Modellrändern nicht genau beschrieben werden können. Daher sind Berandungen besonders geeignet, bei denen sich entweder die mittleren Grundwasserpotentiale oder die Zu- und Wegflüsse auch bei grösseren Eingriffen in das Grundwassersystem nicht bedeutend verändern.

In Tabelle 13.1 werden einige markante, natürliche Grenzen aufgeführt und als Modellrand gewertet. Seitliche Begrenzungen des Grundwasserleiters oder Exfiltrationsstrecken von Oberflächengewässern sind sehr geeignete Modellberandungen und sollten bei der Grundwasserprospektion entsprechend erforscht werden. Schwierigkeiten können entstehen, wenn ein Rand nicht vollumfänglich eine der genannten Randbedingungen erfüllt oder die Randbedingungen zeitweise, z. B. während Hochwasserperioden, wechseln. Solche Begrenzungen sollten möglichst nicht gewählt werden.

Randbedingungen	Natürliche Grenzen	Modellparameter	Kontrollparameter	Eignung als Modellrand
1. Art	Oberflächengewässer mit gesättigter Infiltrations- oder Exfiltrationsströmung, z.B. längs von Flüssen, Quellbächen	Potential entlang der Gewässer	Infiltrations- oder Exfiltrationsleistung, Quellschüttung	geeignet, sofern ein grosser Teil der gesamten Grundwassermenge in- oder exfiltrieren
	Grenzfläche zwischen gering und stark durchlässigen Zonen, z.B. Grenzfläche zwischen schwach durchlässigen Sanden und gut durchlässigen Schottern	Potential entlang der stark durchlässigen Zone	Potentialverteilung in den Randbereichen der gering durchlässigen Zonen	geeignet, sofern die Durchlässigkeit der gering durchlässigen Schicht bekannt ist
2. Art	Oberflächengewässer mit perkolativer Infiltration, z.B. längs von Flüssen	Infiltrationsleistung	Potentialverteilung entlang der Gewässer (mittlere Potentiale)	geeignet, sofern kein weiterer unterirdischer Zufluss über den Rand strömt
	Fassungsstellen, z.B. Brunnenreihen, Sickergalerien, Drainagen	Entnahmemengen, Sickerwasserabfluss	mittleres Potential bei den Fassungsstellen	geeignet, sofern die gesamte Grundwassermenge entnommen wird
	Grenzfläche zwischen stark und gering durchlässigen Zonen, z.B. Grenzfläche zwischen Schotter und Moräne oder Festgesteinen	disperse randliche Zu- oder Wegflüsse aus den stark in die gering durchlässigen Zonen	Potentialverteilung in den Randbereichen der stark durchlässigen Zonen	sehr gut
	Stromlinien, z.B. undurchlässige Ränder	kein Zu- oder Wegfluss	- dito -	sehr gut, sofern diese zeitlich nicht variieren
	Wasserscheiden, z.B. zwischen zwei Grundwassergebieten	- dito -	mittleres Potential	- dito -
3. Art	Oberflächengewässer mit kolmatiertem Gewässerbett, z.B. Kanäle, kolmatierte Flüsse	Potential entlang der Gewässer und "Leakage" Faktoren	Infiltrations- oder Exfiltrationsleistung	problematisch
	Randbereiche mit unvollkommenen eintauchenden Moränen	vertikale Potentialverteilung im Randprofil	Potentialverteilung in den Randbereichen	problematisch

Tab. 13.1  
Hydraulisch markante, natürliche Grenzen für das Nachbilden von Modellrändern.

### 13.2 Anordnung und Dichte von Knoten

Im Gegensatz zur Abgrenzung des Modellgebietes lässt sich die Anordnung der Knoten kaum mit einer allgemeingültigen Regel beschreiben. Dies gilt insbesondere für Modelle mit finiten Elementen, da jedes eine eigene Charakteristik hat. Wo und wieviele Knoten angeordnet werden sollen, ist für jede neue Aufgabe gesondert anzugehen.

Von der hydrogeologischen Seite wird im allgemeinen gefordert: Das Gebiet ist so zu diskretisieren, dass sämtliche Kenntnisse über den Grundwasserleiter ins Modell einfließen, damit die tatsächlichen Gegebenheiten mit dem Modell möglichst wirklichkeitstreu nachgebildet werden können.

Für die Modellhandhabung gilt: Es ist möglichst eine einfache Diskretisierung des Gebietes anzustreben.

Bereits bei der Programmplanung müssen Kriterien erarbeitet werden, welche die Zielvorstellungen beschreiben. Dabei geht es darum, abzuklären,

- welche Leistungseigenschaften (Genauigkeit, Zuverlässigkeit) das Grundwassermodell haben soll,
- ob die verfügbaren Daten für den Aufbau eines Grundwassermodells mit den gewünschten Leistungseigenschaften ausreichen, und
- falls nein, ob die fehlenden Daten mit den zur Verfügung stehenden Mitteln beschafft werden können.

In der Planungsphase sind die Anforderungen an Genauigkeit und Zuverlässigkeit, ausgehend von Qualität und Quantität der bereits verfügbaren Informationen, festzulegen. Qualitativ geht es darum, ob mit den vorhandenen Feldbeobachtungen die Modell- und Kontrollparameter so ermittelt werden können, dass sie repräsentativ sind. Quantitativ können Eingabedaten oft nur in einem kleinen Teilgebiet auf Feldbeobachtungen abgestützt werden, für die restlichen Teilgebiete sind mehr oder weniger fundierte Schätzungen notwendig. Eine grosse Knotendichte anzustreben ist unsinnig, wenn die hydrologischen und die Bilanzierungskennziffern eine unterschiedliche Güte in Raum und Zeit aufweisen. Die Knotendichte und damit natürlich auch die Resultatdichte soll für ein gutes Modell weniger von den modelltechnischen Möglichkeiten her geplant werden, sondern vielmehr ausgerichtet werden auf die tatsächlich vorhandenen geohydraulischen Kenntnisse und die Möglichkeiten, diese in das Modell zu übertragen. Damit können zuverlässige Modellresultate erreicht werden.

Eine allzuenge Knotendichte täuscht praktisch immer eine Genauigkeit vor, welcher die Modellresultate später nicht

Punkt	Linie	Fläche
Bohrung	Begrenzung des	Zone mit gleichem(r)
Piezometer	Aquifers	- Niederschlag
Vertikalfilterbrunnen	Oberflächengewässer	- Vegetation
Horizontalfilterbrunnen	Brunnenreihen	- Bodenart und
Schacht	Drainageleitung	- aufbau
Quellfassung	Sickergalerie	- Flurabstand
Wasserstandsabstichpunkt	Stromlinie	- Grundwasser-
Abflussmengenmessstelle	Wasserscheide	mächtigkeit
Stauwehr, Schwelle	Profile jeglicher Art	- Durchlässigkeit
		Anreicherungsanlage
		Grundwasser-Blänke

Tab. 13.2 Geohydraulisch bedeutende Objekte.

standzuhalten vermögen. Die Berechnungen sowie die Beurteilung der Resultate erfordern zudem einen grösseren Arbeitsaufwand.

Um ein Netz zu planen, hat sich folgendes Vorgehen bewährt:

1. Die Örtlichkeiten, über die hydrologische Informationen vorliegen, werden aufgelistet; die Stammdaten und Feldbeobachtungen für die notwendigen Kennziffern werden zusammengestellt.

Tabelle 13.2 zeigt eine Auswahl von Objekten, welche situationsmässig als Punkt, Linie oder Fläche dargestellt werden.

2. Die erarbeiteten hydrologischen Grundlagen werden überprüft und beurteilt, inwieweit sie sich für die Eichung des Modelles eignen.

- a) Sind für den ausgewählten Eichzeitraum Feldbeobachtungen vorhanden?
- b) Eignet sich die Messstelle zur Definition der Anfangsbedingungen?
- c) Reichen die verfügbaren Stammdaten und Feldbeobachtungen zur Bestimmung von repräsentativen Modellparametern aus?
- d) Können mit den verfügbaren Daten Kontrollparameter ermittelt werden?
- e) Welche Bedeutung hat die Messstelle für die Schematisierung des Grundwasserleiters? (Z.B. Randbedingung; mehr oder weniger wichtige Punkte zur Schematisierung einer Grenze innerhalb des Modellgebietes.)

Die Bewertung wird tabellarisch und situationsmässig dargestellt.

3. Es wird ein Gütekriterium definiert, das die Objekte erfüllen müssen, um als Knoten geeignet zu sein.

In Gebieten mit komplizierten hydraulischen Verhältnissen, wo viele Messstellen aufgebaut werden müssen, sollten verständlicherweise auch die Modellknoten dicht angeordnet werden. Wenn auf engem Raum die Knotendichte stark erhöht werden muss, wird das Diskretisieren des übrigen Modellgebietes schwierig. Oft ist es notwendig, Kompromisse einzugehen:

- Das fragliche Gebiet wird mit einem Teilmodell bearbeitet, bei dem die Knoten dichter angeordnet sind.
- Das fragliche Gebiet wird weggelassen, indem die Modellgrenzen verschoben werden. Diese Lösung kann beispielsweise bei angrenzenden Grundwasserleitern mit lokaler Bedeutung durchaus sinnvoll sein, sofern die Randbedingungen des reduzierten Modellgebietes formuliert werden können.
- Die Genauigkeitsanforderung wird für das fragliche Gebiet reduziert.

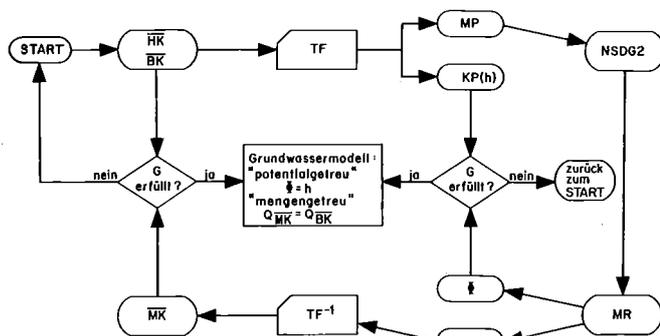
### 13.3 Problematik der Eichung

Setzen wir voraus, der Grundwasserleiter werde in seiner Form und seinem Aufbau gut beschrieben. Die Zuverlässigkeit der Modellergebnisse ist dann vor allem davon abhängig, ob es dem Programmbenützer gelingt, die feldmässig und numerisch nachvollzogenen Strömungsverhältnisse miteinander in Übereinstimmung zu bringen. Dieses Abstimmen der Modellgrössen auf die Feldgrössen bezeichnen wir als *Modelleichung*.

In Figur 13.1 ist der Datenablauf eines NSDG2-Rechenjobs bei der Eichung eines Grundwassermodells systematisch dargestellt. Dabei werden vorerst die Modell- und Kontrollparameter anhand zu definierender, knotenspezifischer Transferfunktionen aus den hydrologischen Kennziffern hergeleitet. Danach werden die Potentiale und Flüsse aufgrund der Modellparameter numerisch simuliert. Die berechneten Potentiale werden sodann mit den Knotenpotentialen, welche unabhängig von der Simulation aus den Wasserstandsmessdaten hergeleitet worden sind, verglichen. Sind die Abweichungen zwischen den «gemessenen» Potentialen  $h$  und den berechneten Potentialen  $\Phi$  kleiner als eine zu definierende, zulässige Anomalie, gilt das Grundwassermodell als «potentialtreu».

Auf analoge Art und Weise werden die gemessenen und berechneten Flüsse miteinander verglichen, wobei in der Regel die Knotenflüsse mit inversen Transferfunktionen so umgerechnet werden müssen, dass die Modellkennziffern mit den Bilanzierungskennziffern vergleichbar sind. Sind die Abweichungen kleiner als ein zu wählendes, geeignetes Gütekriterium, ist das Modell getreu den natürlichen Mengenverhältnissen.

Für eine gute Übereinstimmung der Potentiale und der Mengen mit den natürlichen Verhältnissen sind immer mehrere Rechenjobs notwendig. Dabei müssen die Modellparameter, insbesondere die Verteilung der eingegebenen Elementdurchlässigkeiten, schrittweise solange verändert werden, bis die erwünschte Genauigkeit des Modells erreicht ist.



HK	Hydrologische Kennziffern	} für:	- Teilgebiete - Gewässerabschnitte - Bilanzierungsprofile
BK	Bilanzierungskennziffern		
MK	Modellkennziffern (i.B. Zu- und Wegflüsse)	} für Knoten	- für Knoten
TF	Transferfunktionen		
MP	Modellparameter		
KP	Kontrollparameter (i.B. Grundwasserstände)		
MR	Modellresultate ( $\Phi$ =Potential, $q$ = Fluss)		
G	Gütefunktion (Vergleich)		
NSDG2	Numerische Simulation		

Fig. 13.1 NSDG2-Rechenjob bei der Modelleichung.

### 13.4 Indirekte Bestimmung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte

#### 13.4.1 Probierv erfahren

Eine nach dem Probierv erfahren («Trial and Error»-Prinzip) durchgeführte Modelleichung führt nicht zwangsläufig zu brauchbaren Ergebnissen. Die gemessenen Grund-

wasserstände  $h$  und die berechneten Potentiale  $\Phi$  lassen sich meistens nur mit einem erheblichen Aufwand in Übereinstimmung bringen. Die Lösungsverfahren zur automatischen indirekten Bestimmung der Modellparameter, insbesondere der Durchlässigkeitsverteilung, sind deshalb besonders bedeutend.

#### 13.4.2 Stromstreifenverfahren

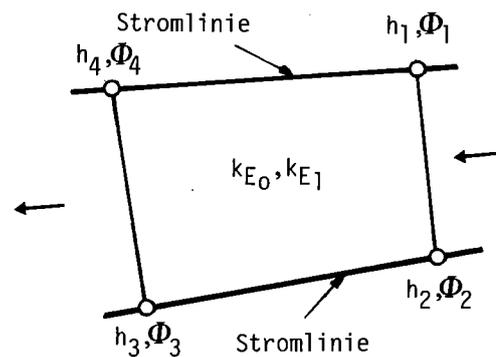
Die Durchlässigkeitsbeiwerte indirekt zu bestimmen, gelingt am einfachsten mit dem Stromstreifenverfahren. Als Stromstreifen wird ein von zwei Stromlinien begrenztes Stromband bezeichnet. Definitionsgemäss findet über eine Stromlinie keine Strömung statt.

Ausgehend vom Gedanken, das mit finiten Elementen diskretisierte Modellgebiet werde gemäss Figur 13.2 auf dem Stromstreifenprinzip aufgebaut, können mit der Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeiten  $k_{E0}$  die Knotenpotentiale  $\Phi_0$  für jedes Element direkt bestimmt und die durch eine Fehlschätzung von  $k_{E0}$  entstandenen Abweichungen zwischen den berechneten Potentialdifferenzen  $\Delta\Phi$  und den gemessenen Wasserstandsunterschieden  $\Delta h$  näherungsweise durch die Korrektur der Durchlässigkeitsbeiwerte mit  $k_{E1} \approx k_{E0} \Delta\Phi / \Delta h$  verbessert werden. Dieser Algorithmus erlaubt mit einem Iterationsprozess die anfänglich geschätzten  $k_{E0}$ -Werte elementweise zu verbessern.

$$k_{Ei} = k_{Ei-1} \Delta\Phi_{i-1} / \Delta h \quad (\text{für } i = 1, 2, \dots, n) \quad (13.4)$$

Theoretisch ist in einem mit mehreren Elementen unterteilten Stromstreifen eine eindeutige Lösung bereits in einem Iterationsschritt möglich, sofern in mindestens einem der Elemente  $k_E$  bekannt ist. Werden quer zur Strömungsrichtung mehrere Stromstreifen angeordnet, so sind aus folgenden Gründen mehrere Iterationsschritte notwendig:

- Die Elementseiten von Knoten 1 zu 4 bzw. von 2 zu 3 (vgl. Fig. 13.2) sind nicht ganz deckungsgleich mit Stromlinien; es kommt zu Querströmungen.



- Knoten
- $h_1$  gemessene Standrohrspiegelhöhe beim Knoten 1 (analog  $h_2, h_3, h_4$ )
- $\Phi_1$  berechnetes Potential beim Knoten 1
- $k_{E0}$  Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeit
- $k_{E1}$  Berechnete Durchlässigkeit nach dem ersten Berechnungslauf

Fig. 13.2 Finites Element eines Stromstreifens.

- Die gemessenen Standrohrspiegelhöhen entsprechen häufig nur näherungsweise den mittleren Grundwasserpotentialen.
- Die eingegebenen Zu- und Wegflüsse weichen von den tatsächlichen Flüssen ab und führen zu hydraulischen Widersprüchen.

Testbeispiele zeigen jedoch, dass die Abweichungen zwischen den vorgegebenen Wasserständen und den berechneten Potentialen mit jedem Iterationsschritt kleiner werden. In der Regel konvergieren die Potentialdifferenzen  $\Delta\Phi$  gegen Grenzwerte, die den vorgegebenen Spiegeldifferenzen  $\Delta h$  etwa entsprechen. Entscheidend für ein gutes Schlussresultat ist dabei die Güte der Anfangsabschätzung.

### 13.4.3 Gradientenverfahren

Das Gradientenverfahren erlaubt ebenfalls, die vorgegebenen Wasserstände mit den berechneten Potentialen in Übereinstimmung zu bringen. Die Abweichungen werden über richtungsabhängige Potentialgefälle minimiert, indem die Durchflüsse über die Elementseiten in gerichtete Grössen zerlegt werden. Damit ist es möglich, neben den Potentialdifferenzen bzw. -gefällen auch die Strömungsrichtung in den Optimierungsprozess einzubeziehen [19]. Im Unterschied zum Stromstreifenverfahren muss das Modell nicht in stromstreifenähnliche Elemente unterteilt werden.

### 13.4.4 Vergleich Stromstreifen- und Gradientenverfahren

Aus der Anwendung beider Verfahren muss geschlossen werden, dass das Problem der indirekten Bestimmung von Durchlässigkeiten noch nicht vollständig gelöst ist. Beide Verfahren erleichtern zwar die Eicharbeiten und erlauben, die berechneten Potentiale  $\Phi$  mit den gemessenen Grundwasserständen  $h$  in eine gute Übereinstimmung zu bringen. Dies kann aber mit verschiedenen Durchlässigkeitsverteilungen erreicht werden. Die Anomalie der Potentialverteilung darf nicht als einziges Gütekriterium herangezogen werden. Eine Verbesserung der Modelleichung ist deshalb nur dann sinnvoll, wenn nebst der Potentialverteilung auch die Zu- und Wegflussverteilung in den Eichprozess einbezogen wird.

Mit dieser Problematik haben sich verschiedene Autoren [8, 19, 63, 153 u. a.] vertieft beschäftigt, wobei es den Rahmen dieses Berichtes sprengen würde, diese Methoden im Detail zu behandeln. Zudem wird zurzeit die Übertragbarkeit der  $k$ -Werte aus Feldversuchen auf die Elementdurchlässigkeit intensiv erforscht. Dabei geht es darum, wie gut die im dreidimensionalen, heterogenen Grundwasserleiter erhobenen  $k$ -Werte in repräsentative Parameter eines zweidimensionalen Modells umgesetzt werden können. Es besteht kein Zweifel, künftige Forschungsergebnisse werden zusätzliche Erweiterungen der heute bestehenden Computerprogramme notwendig machen. Stochastische Modellansätze stehen dabei im Vordergrund [55, 100, 105, 167].

### Emmental:

Das Stromstreifenverfahren wurde mit dem NSDG2-Programm, das Gradientenverfahren mit dem «Modello inverso» [8] im Teilgebiet 1 getestet. Beim Vergleich der Resultate [16] kann zusammenfassend folgendes festgestellt werden:

- Die räumlichen Durchlässigkeitsverteilungen sind vergleichbar. Sowohl die kleinen als auch die grossen Durchlässigkeiten treten in den gleichen Gebieten auf. Örtliche Abweichungen lassen sich grösstenteils auf die unterschiedliche Diskretisierung der beiden Modelle zurückführen.
- Der statistische Vergleich der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte zeigt:

	Modello inverso	NSDG2-Modell
Maximaler $k_E$ -Wert	$247 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$	$37 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
Minimaler $k_E$ -Wert	$0,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$	$0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
Arithmetisches Mittel der $k_E$ -Werte	$9,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$	$7,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Beim Modello inverso wurden die Randlelemente, die infolge der Diskretisierung mit rechteckigen Elementen teilweise extrem grosse Durchlässigkeitsbeiwerte bis  $769 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  aufweisen, nicht berücksichtigt.

- Beim Modello inverso sind grosse Durchlässigkeiten häufiger; der arithmetische Mittelwert der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte ist um etwa 30% grösser als beim NSDG2-Modell.
- Bei der Eingabe von interpretierten Knotenpotentialen sind bei beiden Modellen kleine Interpolationsfehler (sog. noise) unvermeidbar. Im Gegensatz zum NSDG2-Modell, bei dem Knoten deckungsgleich mit den Beobachtungspunkten angeordnet werden können, müssen beim Modello inverso praktisch sämtliche Potentiale interpoliert werden.
- Bei der indirekten Bestimmung der Zu- und Wegflüsse stellen sich beim Gradientenverfahren prinzipiell die gleichen Probleme wie beim Stromstreifenverfahren.

Aus der Anwendungspraxis der beiden Programme muss geschlossen werden, dass bei Grundwasserleitern mit grosser Informationsdichte die natürlichen Strömungsverhältnisse mit dem NSDG2-Programm besser schematisiert werden können als mit dem Modello inverso. Dieser Vorteil kommt bei der Eingabe der Modellparameter bzw. bei der Ausgabe der Modellresultate zum Tragen, vor allem dann, wenn die verfügbaren Informationen unterschiedlich dicht über den Grundwasserleiter verteilt sind.

### 13.5 Statistische Nachauswertung der Modellresultate

Brauchbare Modelle müssen die natürlichen Verhältnisse nicht nur potentialtreu sondern auch mengentreu wiedergeben. Eine statistische Nachauswertung der Modellresultate ist notwendig. Im Vordergrund steht dabei die Analyse der Abweichungen zwischen den Modellresultaten und den Kontrollparametern. Um diese überschaubar und mit den Eingabedaten vergleichbar zu machen, müssen die *Modellgrössen* in statistisch auswertbare Mittelwerte umgerechnet und in leicht verständlichen Tabellen und Grafiken dargestellt werden. Als Modellgrössen werden fortan

sämtliche mit der Computersimulation zusammenhängenden, relevanten Daten bezeichnet.

### 13.5.1 Flächenbezogene Auswertungen

Die flächenbezogenen Mittelwerte basieren auf Modellgrößen, die entweder zeitunabhängig sind (z. B. Stauerkoten) oder sich auf einen Zeitschnitt (z. B. Potentialverteilung an einem bestimmten Zeitpunkt) oder Zeitabschnitt (z. B. durchschnittliche Zu- und Wegflüsse während eines Jahres) beziehen. Sie gelten für Knoten, bzw. für deren zugehörige Teilflächen oder für Elemente.

*Knotenbezogene* Modellgrößen sind z. B. das Potential  $\Phi$  und die gemessenen Wasserstände  $h$ , die Zu- und Wegflüsse  $q$ , die Anomalie der Potentialverteilung, die Differenz zwischen Potentialen und Wasserständen  $\Phi-h$ , der Flurabstand  $H_F$ .

*Elementbezogene* Modellgrößen sind z. B. die Elementdurchlässigkeit  $k_E$ , die mittlere Grundwassermächtigkeit  $H_E$ , die Transmissivität des Elements  $T_E$  und der Speicherkoeffizient  $S_E$ .

Mittelwerte von Modellgrößen für Teilgebiete oder Blockprofile werden mit Elementen, solche für Profile mit Knoten gebildet. Die Ergebnisse können tabellarisch oder grafisch dargestellt werden.

#### Emmental:

In Tabelle 13.3 werden für das Teilmodell 1 die geeichten Elementdurchlässigkeiten gezeigt. Die Werte sind reihenweise von Oberburg bis Kirchberg aufgeführt. Pro Reihe bilden je acht Elemente von etwa gleicher Grösse ein sogenanntes Blockprofil, welches quer zur Hauptströmungsrichtung des Grundwassers angeordnet ist. Die Elemente sind von der südwestlichen zur nordöstlichen Berandung des Grundwasserleiters numeriert (s. Fig. 15.1).

### 13.5.2 Zeitbezogene Auswertungen

Die Auswertung instationärer Modellsimulationen wird entscheidend vereinfacht, wenn für zeitabhängige Modell-

größen mit Datum und Uhrzeit gearbeitet wird und die Modellgrößen für wählbare Zeitschritte oder Zeitabschnitte gemittelt werden. Die Diskretisierungsfehler können damit beim Vergleich der Modellkennziffern mit den Bilanzierungskennziffern klein gehalten werden.

#### Emmental:

In Figur 13.3 wird eine alphanumerische Darstellung (PRILOT) gezeigt, bei der berechnete und gemessene Grundwasserstände miteinander verglichen werden. Bei den Vergleichswerten handelt es sich um Tagesmittel der Kontrollmessstelle FRB01 (607.215/25). Aus darstellerischen Gründen wurde nur jeder sechste Wert als Zahl oder \* ausgedrückt. Die statistischen Angaben erlauben, die instationäre Modelleichung zu bewerten.

### 13.5.3 Gütekriterien

Die Gütekriterien sind so festzulegen, dass die prognostizierten Modellresultate  $\Phi(t)$  und  $q(t)$  die für die gestellte Aufgabe geforderte Genauigkeit erfüllen. Die Modelleichung muss genauer sein als die geforderten Genauigkeitslimiten  $G$ , damit die Modellresultate mit einer bestimmten Sicherheit prognostiziert werden können.

Aus der Vielzahl von möglichen Gütekriterien eignet sich die mittlere quadratische Abweichung zwischen den berechneten und den gemessenen Größen.

$$\text{Potentialtreu: } s_{\Phi} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\Phi - h)^2}{n-1}} < G_{s_{\Phi}} \quad (13.2)$$

$$\text{Mengentreu: } s_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{\text{MR}} - Q_{\text{BR}})^2}{n-1}} < G_{s_Q} \quad (13.3)$$

Um die Qualität der Eichung von Kontrollmessstellen mit unterschiedlich grossen Amplituden der gemessenen

ELEMENT NR.-NR.	ELEMENT-DURCHLAESSIGKEIT (MM/S)							
1- 8	2.97	4.23	4.77	6.30	3.86	4.30	7.19	13.03
9- 16	9.18	5.57	6.16	2.61	2.48	9.79	8.83	5.75
17- 24	7.08	6.24	6.23	2.26	5.35	13.34	7.43	4.64
25- 32	4.21	7.42	4.92	5.90	10.93	10.87	5.93	3.96
33- 40	3.40	9.38	4.28	10.06	18.42	13.37	5.73	4.61
41- 48	16.76	3.58	4.84	6.16	17.19	17.21	8.51	1.35
49- 56	9.61	8.68	6.71	16.66	24.17	19.54	5.55	1.56
57- 64	5.81	7.96	7.52	24.60	22.58	22.00	8.78	1.67
65- 72	6.68	7.39	10.23	22.01	22.13	2.57	3.56	.19
73- 80	7.93	4.51	21.85	23.84	12.13	4.50	1.53	.25
81- 88	5.41	4.58	22.84	7.98	5.79	1.93	.94	.54
89- 96	7.40	4.96	17.76	6.07	5.72	.47	.88	.73
97-104	6.02	1.85	29.09	.10	3.68	1.00	.57	.26
105-112	.98	.73	.93	.88	.00	4.32	.89	.12
113-120	.74	.81	.92	.94	.00	5.18	.77	.47
121-128	3.20	4.07	4.62	5.10	.00	6.46	.20	.89
129-136	2.27	4.75	8.09	13.69	.00	4.63	.26	.70
137-144	5.17	9.20	7.06	18.59	.47	3.84	.78	.80
145-152	7.54	15.59	14.57	19.01	4.25	4.87	2.01	3.30
153-160	9.18	14.16	13.82	12.60	39.37	.32	4.19	4.70
161-168	11.44	10.63	14.86	2.56	.25	.34	8.08	4.88
169-176	12.20	14.16	13.70	1.91	.00	1.02	8.59	6.02
177-184	13.17	12.99	15.82	2.16	1.31	6.05	11.15	3.32
185-192	17.28	17.63	12.83	5.91	7.43	7.75	6.92	.73
193-200	18.14	21.95	8.74	7.61	9.08	14.63	7.37	.40

Tab. 13.3 Tabellarische Darstellung einer elementbezogenen Modellgrösse.



Ganglinien  $\Delta h_a$  vergleichen zu können, sind dimensionslose Gütekriterien, wie  $g_\Phi = s_\Phi / \Delta h_a$ , günstig. Jüngere Arbeiten [30, 63, 100, 167] zeigen: Es ist vorteilhaft, die  $k_E$ - und  $S_E$ -Wert-Verteilung mit den Gütekriterien für  $\Phi$  und  $q$  zu verknüpfen und die Modelleichung als Optimierungsproblem zu lösen.

### 13.6 Vorgeschlagene Arbeitsweise beim Programm NSDG2

#### 13.6.1 Stationäre Modelleichung

Tabelle 13.4 zeigt den Arbeitsablauf zur Ermittlung einer plausiblen Durchlässigkeitsverteilung, bei der sowohl die Modellresultate und Kontrollparameter wie auch die Mo-

Arbeits-schritte	Auszuführende Arbeiten
1.	- Eingabe: - der Knotennummern und Koordinaten - der Elementindizierung - der Knoten des Grundwasserstauers
2.	- Eingabe der Transferfunktionen für Potentiale $\Phi$ und Flüsse $Q, q$
3.	- Eingabe des Simulationszeitpunktes
4.	- Testlauf
5.	- Überprüfung der Eingabedaten anhand des Outputs und Plots des Testlaufes Falls unkorrekt: Sprung zu 1. oder 2.
6.	- Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte
7.	- Berechnung der Potentiale bei Knoten <i>ohne</i> gemessene Standrohrspiegelhöhen durch Festhalten der übrigen Knoten
8.	- Eingabe: - der berechneten Potentiale - der Abbruchkriterien - der Durchlässigkeitsgrenzen
9.	- Eichlauf
10.	- Analyse der Abweichungen zwischen Modell- und Kontrollparametern anhand des Outputs und Plots des Eichlaufes
11.	- Kontrolle, ob Güteanforderungen erfüllt (z. B. Standardabweichung) <i>Ja</i> : Sprung zu 13.
12.	- <i>Nein</i> : Änderung der Transferfunktionen, Sprung zu 6. oder 9.
13.	- Berechnung der Modellkennziffern
14.	- Analyse der Abweichungen zwischen Modell- und Bilanzierungskennziffern für Knoten mit Festpotentialen anhand des Outputs und Plots des Eichlaufes
15.	- Kontrolle, ob Güteanforderungen erfüllt <i>Ja</i> : Sprung zu 17.
16.	- <i>Nein</i> : Änderung der Transferfunktionen, Sprung zu 6. oder 9.
17.	- Überprüfung, ob die berechnete Durchlässigkeitsverteilung mit den $k$ -Werten aus den Feldversuchen erklärbar ist <i>Ja</i> : Sprung zu 19.
18.	- <i>Nein</i> : Neue Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeiten unter Berücksichtigung der bisherigen Ergebnisse, Sprung zu 7.
19.	- Umfassende Darstellung für den gewählten Simulationszeitpunkt
20.	- Ist ein weiterer Simulationszeitpunkt notwendig? <i>Ja</i> : Sprung zu 3., dann zu 9. <i>Nein</i> : Das Grundwassermodell ist «stationär» geeicht

Tab. 13.4 Arbeitsablauf bei der stationären Modelleichung.

dell- und Bilanzierungskennziffern mit der erwünschten Genauigkeit übereinstimmen.

Mit dem Testlauf wird überprüft, ob die Eingabedaten richtig eingegeben bzw. mit den knotenspezifischen Transferfunktionen für den bezeichnenden Simulationszeitpunkt von der Mittelwertdatei korrekt übertragen worden sind.

Mit den Eichläufen werden die Modell- und Feldgrößen systematisch aufeinander abgestimmt, in der Reihenfolge: Potentiale, Flüsse und Durchlässigkeiten. Die Erfahrungen mit dem heutigen Computerprogramm zeigen: Mit einem sorgfältig aufgebauten Grundwassermodell, dessen knotenspezifische Transferfunktionen gut auf die hydrologischen abgestimmt sind, kann die stationäre Eichung relativ rasch durchgeführt werden.

#### 13.6.2 Instationäre Modelleichung

Mit der instationären Modelleichung wird einerseits die Verteilung der Elementspeicherkoefizienten ermittelt. Andererseits wird mit ihr überprüft, ob die gemessenen Wasserstände und Flüsse mit den Transferfunktionen über eine längere Zeit mit der ermittelten Durchlässigkeitsverteilung nachvollzogen werden können. Auch bei der instationären Eichung muss systematisch ans Werk gegangen werden. Vorerst werden die Grössen und die generelle Verteilung der Elementspeicherkoefizienten bestimmt sowie allfällige grobe Fehler in den Transferfunktionen beseitigt. Dies geschieht am besten für eine Zeitperiode mit markanten Wasserstandsbewegungen und möglichst zahlreichen Feldmessungen (Standrohrspiegelhöhen und Flüsse). Danach werden die einzelnen Modellparameter anhand der Abweichungen zwischen den instationär berechneten Potentialen  $\Phi$  und den gemessenen Wasserständen  $h$  (möglichst Schreibpegelaufzeichnungen) knotenweise überprüft. Bei den Abweichungen können grundsätzlich vier Typen unterschieden werden (vgl. Fig. 13.4).

1. Die berechnete Ganglinie weicht um einen konstanten Wert  $f\Phi$  von der gemessenen Ganglinie ab. Mit grosser Wahrscheinlichkeit sind die Elementdurchlässigkeiten im Bereich des Knotens zu klein, wenn  $f\Phi < 0$ , bzw. zu gross, wenn  $f\Phi > 0$ . Die Elementdurchlässigkeiten müssen im Bereich des Knotens nachgeeicht werden.
2. Die berechnete Ganglinie weist kleinere bzw. grössere Amplituden  $\Delta\Phi_i$  auf als die gemessenen  $\Delta h_i$ . Die geschätzten Speicherkoefizienten  $S_{E_0}$  (oder die Flüsse) sind falsch. Vorausgesetzt die Flüsse sind bekannt und richtig eingegeben worden, können die Anfangsabschätzungen  $S_{E_0}$  mit (13.5) bis (13.7) verbessert werden.
3. Die berechnete Ganglinie ist im Vergleich zur gemessenen zeitverzögert. Die eingegebenen Flüsse, oft die direkte Grundwasserneubildung, sind um die Zeitverschiebung  $t_v$  zu korrigieren, z. B. indem die Regressionskonstanten in (7.16) verändert werden oder die Zeitdiskretisierung den natürlichen Verhältnissen besser angepasst wird.
4. Bei den Abweichungen ist ein eindeutiger Trend festzustellen. Dies deutet auf einen systematischen Fehler bei den eingegebenen Modellparametern (Flüssen, Spei-

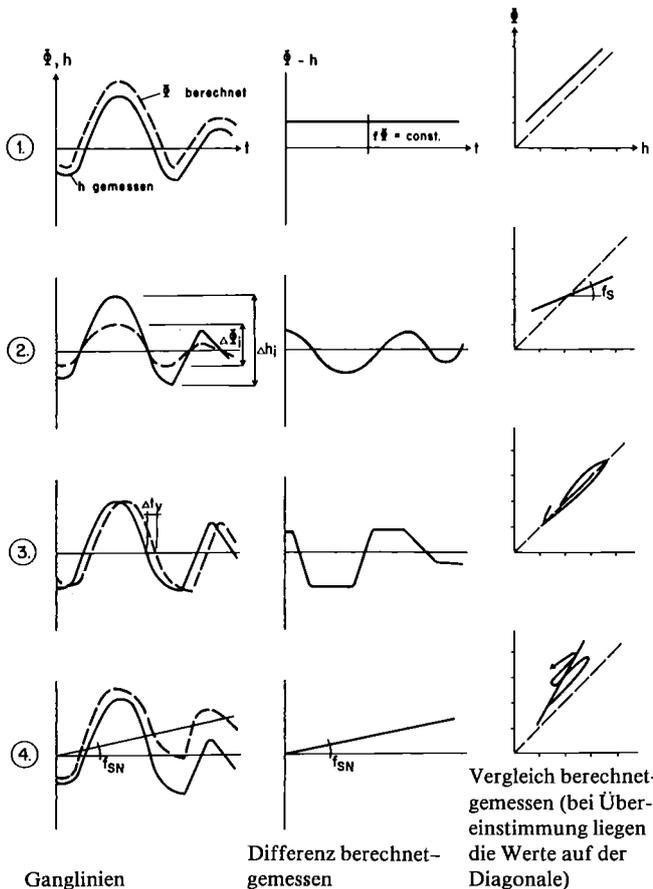


Fig. 13.4 Typische Potentialabweichungen bei instationären Simulationen.

cherkoeffizienten) hin. Im Falle einer systematisch falsch gewählten, direkten Grundwasserneubildung wird dies mit (13.4) verbessert.

$$S'_N = S_N - f_{SN} \bar{S}_E \quad (13.4)$$

Es sind (z. B. cm/d):

- $S'_N$  korrigierte Sickerwasserrate
- $S_N$  abgeschätzte Sickerwasserrate (vgl. Abschnitt 7.2.4)
- $f_{SN}$  Korrekturfaktor aus der Regressionsgleichung (vgl. Fig. 13.3)
- $\bar{S}_E$  gemittelter Speicherkoeffizient (dimensionslos)

In der praktischen Durchführung der instationären Eichung werden anfänglich meistens mehrere Fehlannahmen getroffen, so dass bei den resultierenden Abweichungen Mischformen entstehen, die sich aus den besprochenen Grundtypen zusammensetzen. Die Aufgabe der instationären Modelleichung besteht nun darin, die Abweichungen in die einfacher korrigierbaren Grundtypen zurückzuführen. Bereits einfache statistische Analysen (Regressionsanalyse) sind dazu sehr nützlich, indem systematische Fehler, die bei einer Mehrzahl der Elemente auftreten, aufgespürt und mit den entsprechenden Korrekturen der Modellparameter beseitigt werden können.

$$\bar{S}_{K_1} \approx \bar{S}_{K_0} \frac{1}{n} \left( \frac{\Delta\Phi_1}{\Delta h_1} + \frac{\Delta\Phi_2}{\Delta h_2} + \dots + \frac{\Delta\Phi_n}{\Delta h_n} \right) = \bar{S}_{K_0} f_S \quad (13.5)$$

- $\bar{S}_{K_1}$  Flächengemittelter Speicherkoeffizient für einen Knoten gemäss (13.6), 1. Verbesserung: Index = 1
- $\bar{S}_{K_0}$  dito, Anfangsabschätzung: Index = 0

- $\Delta\Phi_1, \Delta\Phi_2 \dots \Delta\Phi_n$  Differenzen zwischen tiefen und hohen Potentialen, welche mit der Anfangsabschätzung berechnet wurden
- $\Delta h_1, \Delta h_2 \dots \Delta h_n$  Differenzen zwischen tiefen und hohen Grundwasserständen, welche mit Schreibpegeln aufgezeichnet wurden
- $n$  Anzahl Differenzbildungen
- $f_S$  Korrekturfaktor zur Verbesserung des Speicherkoeffizienten

Die Mittelwerte der Speicherkoeffizienten für Knoten werden wie folgt gebildet:

$$\bar{S}_K = \frac{\sum_{i=1}^{n_E} S_{E_i} \Delta F_i}{\sum_{i=1}^{n_E} \Delta F_i} \quad (13.6)$$

- $S_{E_i}$  Speicherkoeffizient im Element i
- $\Delta F_i$  Teilfläche des Elementes i, welche vom Knoten abgedeckt wird
- $n_E$  Anzahl Elemente in der Umgebung des Knotens (1-4 Elemente)

Die Verbesserung der Elementspeicherkoeffizienten erfolgt mit

$$S_E = \frac{\sum_{k=1}^{n_K} \bar{S}_{K_k} f_{S_k}}{\sum_{k=1}^{n_K} f_{S_k}} \quad (13.7)$$

- $n_K$  Anzahl Knoten pro Element

## Kapitel 14: Modelleinsatz bei der Überwachung von Grundwasservorkommen

### 14.1 Anwendung

Wir können unsere Grundwasservorkommen nur ausreichend schützen und optimal bewirtschaften, wenn ihre wichtigsten von Zeit und Raum abhängigen Eigenschaften, wie z. B. die Speisungsmechanismen, das nutzbare Grundwasserdargebot [41] zuverlässig beurteilt und langfristig überwacht werden können. Um dies zu erreichen, muss in Zukunft vermehrt mit geeichten, instationären Grundwassermodellen gearbeitet werden. Die Erfahrung zeigt deutlich, dass es in der Regel nicht genügt, die Messresultate wie bis anhin visuell zu beurteilen. Sie müssen umfassend ausgewertet werden.

Grundwassermodelle bieten dazu das beste Hilfsmittel. Quantitative Modelle sind vor allem wertvoll, wenn es darum geht,

- Nutzungsvarianten für die Trinkwasserversorgung durchzurechnen, schutz-, versorgungs- und betriebstechnisch zu optimieren [116, 164];
- positive und negative Aspekte von Flusskorrekturen, z. B. Sohlenabsenkungen und Verbauungen, auf den Grundwasserhaushalt zu beurteilen und negative Auswirkungen möglichst klein zu halten [101, 161, 163];
- die Strömungsveränderungen infolge Stau- und Drainagewirkungen von Bauten, welche in den Grundwasserleiter ragen, zu ermitteln;
- Prognoserechnungen zu erstellen, die zeigen, wie weit die Grundwasservorräte, z. B. in Trockenperioden zu

Bewässerungszwecken durch die Landwirtschaft, genutzt werden können, ohne dass die Trinkwasserversorgung und die Abflüsse in Oberflächengewässer ungünstig beeinflusst werden [101].

Beim Grundwasserschutz wurde den quantitativen Fragen noch vor wenigen Jahren eine untergeordnete Bedeutung beigemessen. Die Erfahrungen zeigen, dass bei Qualitätsproblemen die quantitativen Aspekte ebenfalls gebührend beachtet werden müssen [44, 69]. Quantitative und qualitative Kriterien sind auch hier untrennbar miteinander verknüpft. Beispiele sind in [34, 51, 56, 96] gegeben.

## 14.2 Grundfragen

Mit quantitativen Modellsimulationen können zwei Grundfragen der Grundwasserüberwachung beantwortet werden:

1. Wo und in welcher Grössenordnung werden die Zu- und Wegflussverhältnisse verändert?  
Positive und negative Änderungen von:
  - Flüssen über die Modellränder und durch die Bilanzierungsprofile
  - Exfiltrationsmengen
  - Infiltrationen
  - direkten Grundwasserneubildungsraten.
2. Wie wirken sich die Veränderungen der Zu- und Wegflussverhältnisse auf den Grundwasserspiegel in Raum und Zeit aus?
  - Spiegelsenkungen oder -hebungen und ihre Ausdehnung
  - die Strömungsrichtungen und Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers.

Dabei ist zu beachten: Die prognostizierten Auswirkungen sind oft mit Felddaten und Teilmodellen zu untermauern. So muss beispielsweise bei einer prognostizierten, stark gesteigerten Infiltrationsrate eines Oberflächengewässers mit Felduntersuchungen überprüft werden, ob die hydraulischen Eigenschaften der Flussole und des Grundwasserleiters im Nahbereich des Gewässers diese Änderung auch wirklich zulassen.

## 14.3 Datenordnung

Damit die Daten für den Modelleinsatz wirtschaftlich erhoben und verarbeitet werden können, sind die Grundwasservorkommen nach einheitlichen Gesichtspunkten [46] zu beobachten. Für die Simulationsarbeiten werden die Daten mit Vorteil gruppiert:

- Daten der 1. Ordnungsgruppe stammen von den *Referenzmessstationen* (hydrometrische Hauptstationen), welche absolut notwendig sind, um die benötigten Modellparameter aufzubereiten. Dabei ist zu beachten: Für die fachgerechte Platzierung bzw. Auswahl dieser Stationen braucht es umfangreiche, sorgfältig durchgeführte Eichsimulationen.
- Daten der 2. Ordnungsgruppe werden in den *Kontrollmessstationen* (hydrometrische Sekundärstationen) erhoben. Sie dienen dazu, grössere, natürlich oder künstlich verursachte Veränderungen festzustellen und die mit dem Modell berechneten Resultate zu kontrollieren. Kontrollmessstationen sind deshalb vor allem im

Einflussbereich von bedeutenden, bestehenden und künftigen Fassungsgebieten und in gefährdeten Zonen (z. B. in Gebieten mit geringer Grundwassermächtigkeit und in Exfiltrationsgebieten) anzuordnen. Um diese Aufgabe generell zu erfüllen, genügt in der Regel bereits ein relativ weitmaschiges Netz. Im Bedarfsfall kann das Netz für eine begrenzte Untersuchungsperiode verdichtet werden.

- Daten der 3. Ordnungsgruppe haben die Grundwassernutzung, d. h. die permanent oder temporär genutzten Mengen sowie die resultierenden Grundwasserstände bei den Fassungen zu dokumentieren. Ein Grundwasservorkommen kann ohne diese Daten nicht bewirtschaftet und geschützt werden.

## 14.4 Messreihen

In der Regel müssen für die Überwachung von Grundwasservorkommen längere Messreihen vorliegen. Kurze Messreihen genügen aus zwei Gründen auch bei intensiver Beobachtungsdichte selten:

- Oft stellt eine kurze Untersuchungsperiode innerhalb des langjährigen hydrologischen Regimes einen Ausnahmefall dar.
- Langfristige Trends und Einflüsse, die die Eigenschaften des Grundwasservorkommens mitbestimmen, lassen sich kurzfristig nicht erkennen, z. B. Infiltrationsleistungen gehen zurück, die Lage der Grundwasserspiegelfläche verändert sich.

Wichtige Eigenschaften von Grundwasservorkommen müssen daher, wollen wir unser Ziel «Grundwasser optimal schützen und bewirtschaften» erreichen, langfristig und vorausschauend beobachtet und nachsimuliert werden. Begleitend sind, dies versteht sich, die das Grundwasserregime mitbestimmenden Daten von Oberflächengewässern und des Klimas zu erfassen und im Grundwassermodell zu berücksichtigen.

## Kapitel 15: Grundwassermodell «Emmental»

### 15.1 Modellaufbau

Das Modellgebiet ist praktisch identisch mit dem Testgebiet. Aufgrund von arbeits- und modelltechnischen Überlegungen wurde es in zwei Teilgebiete unterteilt. Die entsprechenden Modelle werden in Anlehnung an die ausgedehnten Bilanzierungsteilkörper als Teilmodell 1 und Teilmodell 2 bezeichnet.

#### 15.1.1 Modellrand und Randbedingungen

Der Modellrand stimmt grösstenteils mit der seitlichen Begrenzung des Grundwasserleiters überein. Er weist eine Länge von insgesamt 49 km auf. Die Randbedingungen lassen sich vorzüglich formulieren (Typ *Neumann*). Im Süden entspricht das Bilanzierungsprofil 12E und im Norden 20E dem Modellrand, der mit Festpotentialen (Typ *Dirichlet*) beschrieben wird. Ebenfalls mit Festpotentialen erfasst werden die Querprofile der in die Talebene mündenden Seitentäler. Praktisch nirgends kann von einer vertikal eintauchenden Stauer Oberfläche ausgegangen werden. Teile des Grundwasserleiters sind nur zeitweise benetzt. Die seitliche Berandung ist demnach von der Lage des Grundwasserspiegels abhängig (s. Fig. 15.2).

Bei jeder Veränderung des Wasserstandes müsste überprüft werden, ob sich die Berandung lagemässig verändert (s. Fig. 15.3). Dies könnte bei der numerischen Simulation in Rechnung gestellt werden, indem bei jedem Zeitschritt die Randknoten entsprechend dem Wasserstand lagemässig verschoben werden.

Die Problemanalyse zeigt, dass dies für die instationäre Simulation der Strömungsverhältnisse im Modellgebiet ungefähr doppelte Rechenzeiten erfordern würde. Zudem wird das Gesamtergebn verhältnismässig wenig verbessert. Der Unschärfbereich des lagemässig konstant gehaltenen Modellrandes liegt zwischen dem höchsten und dem tiefsten beobachteten Grundwasserspiegel in der Regel unter  $\pm 50$  m. Ausserdem sind die Transmissivitäten in den Randgebieten nachgewiesenermassen sehr klein, so dass die vernachlässigten Grundwassermengen im Bereich von wenigen Litern in der Sekunde liegen. Aus diesem Grund wurde auf dynamische Randknoten verzichtet und der Rand bei mittleren Grundwasserspiegeln als lagemässig konstant betrachtet.

Hydraulisch notwendig ist hingegen der Test, ob der Grundwasserleiter in den Randbereichen im Laufe der Simulation «trocken» fällt. Um dies auszuschliessen, wurde bei den Randknoten als Grundwasserstauerkote  $z_u$  die tiefste beobachtete Grundwasserspiegellage im benachbarten Grundwasserleiter eingesetzt. Bei den Simulationen zeigte sich jedoch, dass die berechneten Niedrigstwasserstände infolge von Diskretisationsfehlern manchmal unter die angenommene Kote fielen, so dass die Simulation mit einer negativen Grundwassermächtigkeit hätte weitergeführt werden müssen. Um in solchen Fällen einen Abbruch der Simulation zu vermeiden, wurde das NSDG2 so ergänzt, dass ein «trocken» gelegter Grundwasserstau-

er während einem Zeitschritt um einen Meter tiefer gesetzt wird als die eingegebene Kote. Dieser Zusatz hat sich insbesondere für die instationäre Eichung des Modells bewährt, da für die Simulationen der Strömungsverhältnisse von einem Jahr und mehr nicht vorausgesetzt werden kann, dass der Benutzer des Programmes weiss, wann und wo ein solcher Fall eintreten könnte. Die dadurch auftretenden zusätzlichen Diskretisationsfehler sind klein.

#### 15.1.2 Knoten und Elemente

In Tabelle 15.1 werden einige Messstellen anhand der Fragen a) bis e) in Abschnitt 13.2 mit Punkten zwischen 0 und 5 bewertet. Die Bewertung zeigt: Die Bohrungen mit Schreibpegeln heben sich eindeutig von den übrigen Grundwassermessstellen ab. Die Messstellen bei den Oberflächengewässern führen im allgemeinen zu kleineren Punktzahlen, weil sich hier die verfügbaren Informationen für die Ermittlung repräsentativer Modell- und Kontrollparameter weniger gut eignen.

Unterschiede ergeben sich auch für die Abstichpunkte an der Emme und der Urtenen, obwohl die Zu- bzw. Wegflüsse etwa gleich gut bestimmt werden können. Beim Emmeabstichpunkt 608.215/12 an der perkolativen Infiltrationsstrecke muss das Potential mit einer Transferfunktion unter Bezug der Daten aus benachbarten Peilrohren bestimmt werden. Die Modellrechnung kann deshalb nur begrenzt kontrolliert werden. Das Potential bei der Urtenen kann besser bestimmt werden, da die Abstichpunkte entlang einer Exfiltrationsstrecke liegen und es etwa dem eingemessenen Wasserspiegel der Urtenen entspricht.

Die Modellknoten sind nach Möglichkeit nur bei Messstellen angeordnet worden, die eine totale Punktzahl von 15 und mehr aufweisen. Bei der Verbindung der Knoten sind zudem folgende Kriterien beachtet worden:

- Die Elementseiten folgen in Längsrichtung den Stromlinien, in Querrichtung den mittleren Grundwasserspiegelisohypsen und weitgehend den Grenzen von Gebieten mit unterschiedlicher Durchlässigkeit.
- Die Elementlängen in Strömungsrichtung sind auf die Spiegelgefälle abgestimmt, indem bei grossen Gefällen kurze und bei kleinen lange Elemente ausgeschieden wurden.
- Alle Elemente sind mit linearen Seiten begrenzt und weisen vier Eckknoten auf. Auf Zwischenknoten wurde verzichtet, weil radialsymmetrische Strömungen untergeordnet sind und sich die Modelleichung mit linearen Seiten einfacher und präziser durchführen lässt (vgl. Abschnitt 12.2).

Zwischenknoten können jedoch, wenn sie für Prognoseberechnungen erwünscht sind, einfach eingebaut werden. Das in Figur 15.1 abgebildete Modell wurde mit 575 Knoten in 512 Elemente unterteilt, wovon

- das Teilmodell 1 234 Knoten und 200 Elemente
- das Teilmodell 2 350 Knoten und 312 Elemente umfasst.

Die beiden Teilmodelle berühren sich beim Bilanzierungsprofil 15E, wo neun Knoten deckungsgleich und doppelt nummeriert sind.

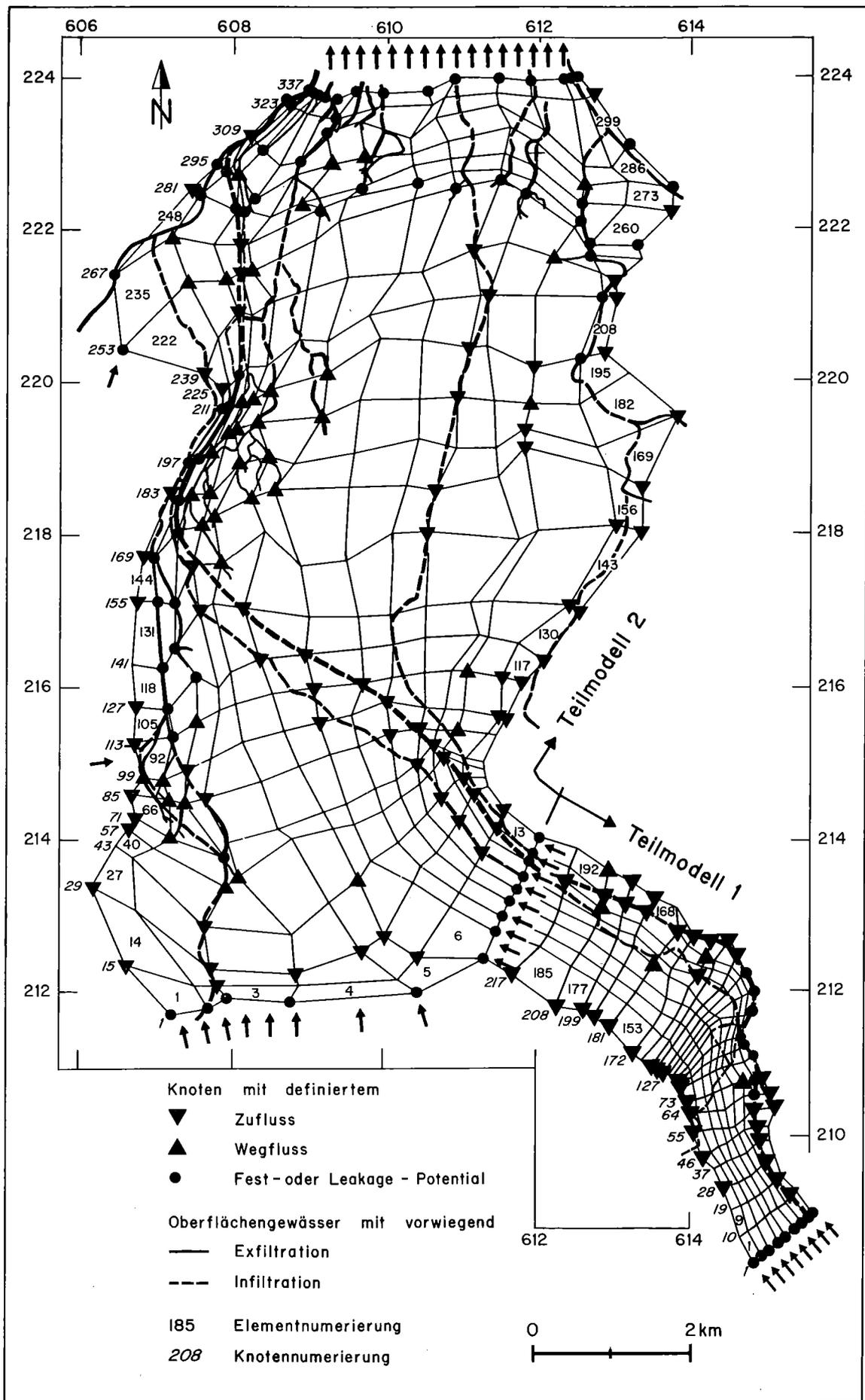


Fig. 15.1 Diskretisierung des Modellgebietes.

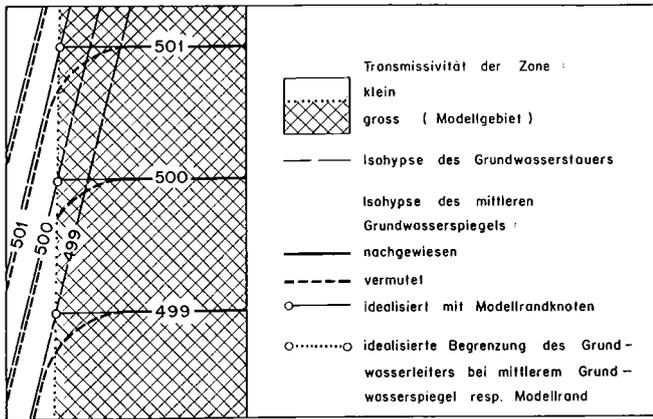


Fig. 15.2 Lagemässige Bestimmung der Modellrandknoten bzw. der Begrenzung des Grundwasserleiters bei mittlerem Grundwasserspiegel.

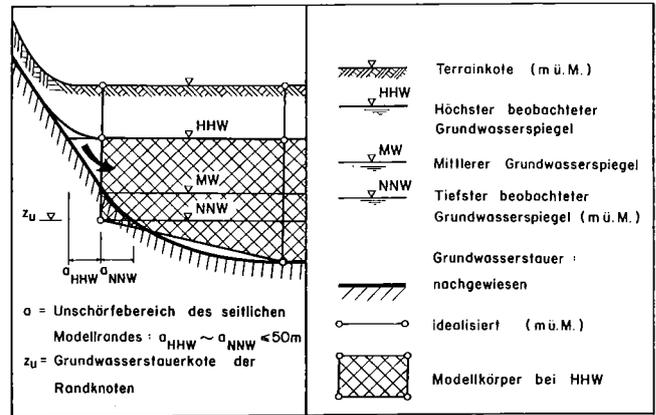


Fig. 15.3 Höhenmässige Bestimmung des Grundwasserstauers bei den Randknoten.

WEA-Nr.	Messstellenart	a)		b)		c)		d)		e)		Summe		
		h	Q	h	Q	k	h	Q	z <sub>u</sub>	k	S		h od. Q	h, Q, k, S
606.215/19	vollkommene Bohrung mit Schreibpegel	5	0	1	0	1	5	0	5	2	2	1	1	23
607.215/16	Hauswasserfassung, Schacht	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	6
607.215/25	unvollkommene Bohrung mit Schreibp.	5	0	1	0	1	4	0	3	1	2	1	3	21
607.215/29	Wasserstands-Abstichpunkt	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.215/36	Einzelne Abflussmessungen	0	1	0	0	0	2	3	0	0	0	3	4	13
607.216/21	vollk. Bohrung mit Einzelmessung	1	0	1	0	0	3	0	5	2	0	0	2	14
607.216/32	Wasserstands-Abstichpunkt	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.216/34	- dito -	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.216/38	- dito -	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
608.215/12	- dito -	1	0	1	0	0	0	3	0	0	0	1	4	10
608.215/14	Piezometer	1	0	1	0	0	4	0	0	0	0	2	4	12
608.215/15	unvollkommene Bohrung mit Schreibp.	5	0	1	0	1	3	0	3	1	2	4	4	24
608.215/17	Einzelne Abflussmessungen	1	1	0	0	0	0	3	0	0	0	1	4	10
608.215/39	vollk. Bohrung mit Einzelmessung	2	0	1	0	1	4	0	5	2	0	0	4	19
608.215/40	Vertikalfilterbrunnen (Versuchsbr.)	0	0	0	0	1	0	0	5	4	4	0	4	18

Tab. 15.1 Punktbewertung von Messstellen in bezug auf ihre Eignung als Modellknoten.

a) Kontinuierliche Messungen vorhanden (5 Punkte), periodische (2 bis 4), vereinzelte (1), keine (0)

b) Anfangsbedingungen bekannt: ja (1), nein (0)

c) Transferfunktionen für die Ermittlung der Modellparameter sehr gut bekannt (5), gut (4) usw.

d) Transferfunktionen für die Ermittlung der Kontrollparameter sehr gut bekannt (5), gut (4) usw.

e) Knoten für die Schematisierung der Strömungsverhältnisse sehr wichtig (5), z. B. für die Formulierung der Randbedingungen, wichtig (4) usw.

### 15.1.3 Gewässer-knoten

Der Flusslauf der Emme, die Seitenbäche und Kanäle wurden mit sogenannten *Gewässer-knoten* erfasst. Die Knoten repräsentieren Abschnitte von Oberflächengewässern, die mit dem Grundwasser eindeutig in Wechselbeziehungen stehen (vgl. Abschnitt 10.2).

- Für Gewässer-knoten mit perkolativer Infiltration wird als Modellparameter der auf den Knoten umgerechnete Zufluss aus der gemessenen Infiltrationsleistung und als Kontrollparameter das mittlere Potential einer in der Nähe des Gewässers liegenden, vollkommenen Bohrung eingesetzt.
- Für Gewässer-knoten mit direkter Infiltration oder mit Exfiltration wird als Modellparameter entweder das mittlere Potential einer in der Nähe des Gewässers liegenden, vollkommenen Bohrung oder der Gewässer-

spiegel als Festpotential, eventuell als Leakagepotential des Typs *Cauchy*, und als Kontrollparameter der auf den Knoten umgerechnete Zu- bzw. Wegfluss aus der gemessenen Infiltrations- bzw. Exfiltrationsleistung eingesetzt.

Da sich während einer Zeitperiode die Strömungsbedingungen zwischen den Gewässern und dem Grundwasser verändern können, müssen bei jedem Zeitschritt folgende Kontrollen durchgeführt werden:

- Ist das Flussbett trocken? Falls ja, darf ein Gewässer-knoten mit Infiltration nicht berücksichtigt werden.
- Liegt das berechnete Potential höher als beispielsweise die Gewässersohle? Falls ja, muss ein Gewässer-knoten mit perkolativer Infiltration in einen Gewässer-knoten mit direkter Infiltration bzw. Exfiltration umgewandelt werden.

## 15.2 Modellgrößen

Als zeitunabhängige Modellgrößen werden die Terrainoberfläche, der Grundwasserstauer, die Elementdurchlässigkeiten sowie die Speicherkoeffizienten betrachtet. Von der Zeit abhängige Modellparameter sind die Potentiale sowie die Zu- und Wegflüsse, welche für zwei Strömungsfälle aufbereitet wurden:

- Quasi stationär, für den 3. Oktober 1978.  
Der quasi stationäre Strömungszustand konnte mit einem einzigen Zeitschnitt «stationär» beschrieben werden. Die Veränderungen der Zu- und Wegflüsse sind berücksichtigt.
- Instationär, für die Jahre 1976 bis 1978.  
Die Ganglinien der Zu- und Wegflüsse sowie der Potentiale wurden mit rund hundert Zeitschnitten pro Jahr diskretisiert und als Mittelwerte für Zeitschritte und -abschnitte (vgl. Abschnitt 11.4) eingegeben.

### 15.2.1 Terrainoberfläche

Die berücksichtigten Höhen repräsentieren Mittelwerte der Terrainoberfläche der von den Modellknoten erfassten Teilflächen. Die Knoten konnten genügend genau aus den Messstellenhöhen und der Landeskarte 1:25000 ermittelt werden.

### 15.2.2 Grundwasserstauer

Dank der in den vergangenen 15 Jahren abgeteufte Aufschlussbohrungen (ca. 100) war es möglich, eine im allgemeinen gut belegte Oberfläche des Grundwasserstauers als Modellparameter einzugeben [14]. Die eingegebenen Knoten repräsentieren Mittelwerte der von den Modellknoten erfassten Teilflächen. Die meisten Mittelwerte dürften kaum mehr als etwa 2 bis 5 m von der tatsächlichen Stauer-oberfläche abweichen.

### 15.2.3 Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte

Für die Anfangsabschätzung der Durchlässigkeitsverteilung stehen die Resultate von 100 Kleinpumpversuchen und von 16 Grosspumpversuchen zur Verfügung.

Die Gross- und Kleinpumpversuche ergeben:

- $\bar{k}$  liegt bei  $7 \cdot 10^{-3}$  m/s.
- Die  $k$ -Werte für Gebiete in der Grösse eines durchschnittlichen Elementes ( $300 \times 400$  m) variieren von  $0,1 \cdot 10^{-3}$  bis  $14 \cdot 10^{-3}$  m/s. Der Variationskoeffizient  $v_k = s_k / \bar{k}$  kann mit guter Näherung als 1 angenommen werden ( $s_k$ : Standardabweichung der  $k$ -Werte).
- $k_E$  darf nicht grösser als  $30 \cdot 10^{-3}$  m/s gewählt werden. Dieser Wert wird mit grosser Wahrscheinlichkeit für durchschnittliche Elemente nicht überschritten. Er ist als oberer Grenzwert zu betrachten.
- Als unterer Grenzwert wird  $k_{E_{\min}}$  mit  $0,01 \cdot 10^{-3}$  m/s angenommen. In einzelnen Teilgebieten in der Grösse eines Elementes kann der Grundwasserleiter praktisch undurchlässig sein.
- Gebiete, bei denen der Grundwasserleiter vorwiegend aus Moränen besteht, weisen  $k$ -Werte von  $0,1 \cdot 10^{-3}$  bis  $3 \cdot 10^{-3}$  m/s auf. Bei postglazialen Emmeschottern liegen sie über  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s.

Ein  $\bar{k}$  von  $7 \cdot 10^{-3}$  m/s geht auch aus (6.69) hervor, wenn als Repräsentativwert  $k_R$  die hydraulisch wirksame Durchlässigkeit aus der Grundwasserbilanz von  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s und für  $f_k = 0,7$  eingesetzt wird. Der Abminderungsfaktor  $f_k$  von 0,7 ergibt sich für ein Strömungsfeld mit über 100 Elementen bei einem Variationskoeffizienten  $v_k = 1$  und dem Transformationsparameter  $\alpha = 0$  bei harmonischer Mittelwertbildung [9].

Die Anfangsabschätzungen der Elementdurchlässigkeitswerte  $k_{E_0}$  sind in Figur 15.4 ersichtlich:

- Im oberen Abschnitt des Teilmodelles 1 (vgl. Fig. 15.1) beträgt  $k_{E_0}$   $8 \cdot 10^{-3}$  m/s, im unteren  $10 \cdot 10^{-3}$  m/s und im Bereich der Moräne südwestlich des Schlossfelsens  $0,8 \cdot 10^{-3}$  m/s. Der inselförmig aus dem Grundwasserleiter aufragende Schlossfels von Burgdorf wirkt als Grundwasserstauer ( $k_{E_0} < 0,01 \cdot 10^{-3}$  m/s).  $\bar{k}_{E_0}$  beträgt  $8,5 \cdot 10^{-3}$  m/s ( $f_k = 0,78$ ).
- Für das Teilmodell 2 wird generell  $k_{E_0} = 7 \cdot 10^{-3}$  m/s gewählt. Grössere Werte werden den gut durchlässigen Emmeschottern zwischen Kirchberg und Utzenstorf mit  $10 \cdot 10^{-3}$  m/s, kleinere den Randzonen zwischen Kirchberg und Koppigen sowie in der Gegend östlich von Utzenstorf mit  $1 \cdot 10^{-3}$  bis  $2 \cdot 10^{-3}$  m/s zugeordnet.  $\bar{k}_{E_0}$  beträgt  $6,4 \cdot 10^{-3}$  m/s ( $f_k = 0,77$ ).

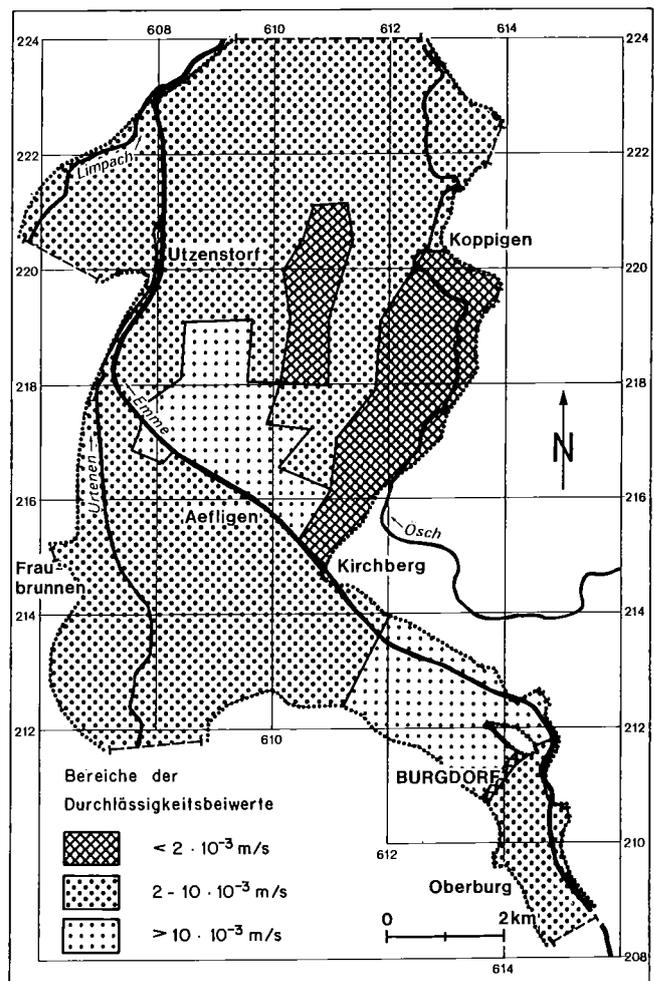


Fig. 15.4 Abgeschätzte Verteilung der Durchlässigkeiten.

### 15.2.4 Anfangsabschätzung der Elementspeicher- koeffizienten

Gestützt auf die Grosspumpversuchsergebnisse wird anfänglich bei sämtlichen Elementen ein Speicherkoeffizient von 17% zugrunde gelegt.

### 15.2.5 Grundwasserpotentiale

Die Anfangsabschätzung der Potentiale basiert auf der Simultanmessung vom 3. Oktober 1978. Bereits nach einigen Testläufen zeigte die Durchlässigkeitsverteilung: Einzelne Standrohrspiegelhöhen entsprechen nicht den mittleren Potentialen, was nachträglich mit Flowmetermessungen nachgewiesen werden konnte. Es wäre verfehlt gewesen, bei diesen Messstellen die berechneten Potentiale in Übereinstimmung mit den gemessenen Standrohrspiegelhöhen zu bringen. Die Eichung wurde deshalb in der Folge vor allem auf Messstellen ausgerichtet, bei denen das mittlere Potential gut bekannt war.

Tabelle 15.2 zeigt eine zusammenfassende Wertung der verfügbaren Informationen und die angestrebte Übereinstimmung der Potentiale mit den gemessenen Wasserständen. 96 Knoten werden als Festpotentiale deklariert. Bei diesen Knoten sind in der Regel die beobachteten Wasserstände übernommen worden. Die Feldmessung stimmt somit zwangsläufig mit dem Modellparameter überein ( $\Phi - h = 0$ ). Ausnahmen bilden einzelne Festpotentiale der Gewässerknoten, die im Laufe der Modelleichung nach dem Leakage-Prinzip korrigiert worden sind. Die Korrekturen sind jedoch klein. Mit den restlichen 479 Knoten wird das Modell geeicht. Die angestrebte Übereinstimmung richtet sich nach der Güte der eingegebenen Werte. So wird beispielsweise für Knoten mit gemessenen Wasser-

ständen in vollkommenen Bohrungen eine bessere Übereinstimmung mit den Modellresultaten erwartet ( $\pm 5$  cm) als bei Knoten mit interpolierten Werten ( $\pm 30$  cm).

Bei den instationären Simulationen wurden die Potentiale mit folgenden Messstationen aufbereitet (vgl. Fig. 15.22).

614.208/10	Oberburg	Grundwassermessstation
615.208/24	Burgdorf	Grundwassermessstation
615.209/6	Emme, Burgdorf	Abflussschreibpegel
611.212/11	Lyssach	Grundwassermessstation
611.213/8	Kirchberg	Grundwassermessstation
607.213/4	Zauggenried	Grundwassermessstation
606.217/10	Urtenen, Schalunen	Abflussschreibpegel
608.219/28	Utzenstorf	Grundwassermessstation
606.220/9	Bätterkinden	Grundwassermessstation
608.221/17	Wiler	Grundwassermessstation
611.220/19	Koppigen	Grundwassermessstation
612.221/2	Oesch, Koppigen	Abflussschreibpegel
607.222/1	Limpach, Kraelligen	Abflussschreibpegel

Bei 52 (33) Knoten wurden die Ganglinien jährlich mit  $n_t$  Zeitschritten ( $n_a$  Zeitabschnitten) diskretisiert:

1976: 88 (48)      1977: 108 (78)      1978: 121 (69)

Für Exfiltrationsstrecken der Oberflächengewässer, deren Wasserstand naturgemäss kurzfristig schwankt, und für die Randknoten bei den Bilanzierungsprofilen wurden die Ganglinien feiner diskretisiert, für Knoten mit mittelfristig kleinen Potentialschwankungen, z.B. bei Grundwasseraustritten, gröber.

Die diskretisierten Ganglinien wurden mit der Transferbeziehung (11.1) ins Modell übertragen.

### 15.2.6 Zu- und Wegflüsse

Die Knotenzu- und -wegflüsse vom 3. Oktober 1978 sind wie folgt erfasst worden:

#### Zuflüsse:

- Die perkolativen Infiltrationsmengen sind, als Knotenfluss umgerechnet, abschnittsweise aufsummiert und bilanzmässig kontrolliert worden. Als Beispiel werden in Figur 10.4 das Schema der Gewässerknoten der Emme und die entsprechenden Messquerschnitte gezeigt.
- Die direkten Infiltrationsmengen stellen Kontrollparameter dar, die mit Festpotentialen unter Berücksichtigung des Leakage-Prinzips erfasst worden sind.
- Die dispersen randlichen Zuflüsse sind aus den indirekten Grundwasserneubildungsraten berechnet worden. Die Zuflüsse entsprechen den aufsummierten Sickerungen für die hydrologischen Teileinzugsgebiete des Knotens. Sie werden über die hydrologische Bilanz kontrolliert.
- Die konzentrierten randlichen Zuflüsse stellen wiederum Kontrollparameter dar, die mit Festpotentialen beschrieben und über die hydrologische Bilanz kontrolliert werden. Bei den Seitentälern mit klar definierten Strömungsverhältnissen, wie das Luterbachtal, das Heimiswiltal u.a., sind die Querschnittsdurchflüsse nach Darcy verwendet worden, wobei sie nicht den hydrologischen Bilanzen der seitlichen Einzugsgebiete widersprechen dürfen.
- Ebenfalls mit Festpotentialen festgelegt ist das Bilanzierungsprofil 12E, dessen Durchfluss aus der ausgeglichenen Bilanz in Tabelle 10.2 bereits gut bekannt ist.
- Die direkte Grundwasserneubildung ist am 3. Oktober 1978 vernachlässigbar klein.

Ort der Knoten		Potential erhoben mit	Anzahl Festpotentiale	Anzahl Potentiale für Modelleichung	Angestrebte Übereinstimmung in cm + ( $\Phi - h$ )
Randknoten	BP 12, 15 <sup>2)</sup> , 20	Bohrung, Vertikalfilterbrunnen, vollkommen Bohrung, Pumpwerk, Brunnen, unvollkommen Piezometer, Hausfassung, Schacht, u. dgl. Interpolation umliegender Beobachtungspunkte	9 2 1 25		0 0 0 0
	Seitentäler	Bohrung, vollkommen Piezometer Interpolation umliegender Beobachtungspunkte	1 1 12		0 0 -
	übrige	Wasserstands-Abstichpunkte, Abflusspegel Interpretation	7 2	71	1)
Knoten innerhalb Modellgebiet	Gewässerknoten	Wasserstands-Abstichpunkte, Abflusspegel Interpolation bewachbarer Abstichpunkte	26 12	12 78	1) 1)
	übrige	Bohrung, Vertikalfilterbrunnen, vollkommen Bohrung, Pumpwerk, Brunnen, unvollkommen Piezometer, Hausfassung, Schacht u. dgl. Interpolation umliegender Beobachtungspunkte	1 1 8 225	36 18 27 225	0 0 0 30
Knoten total			96	479	

1) nach dem Leakage-Prinzip bestimmt  
2) Trennlinie zwischen TM1 und TM2

Tab. 15.2 Angestrebte Übereinstimmung der berechneten Potentiale  $\Phi$  mit den gemessenen Wasserständen  $h$  vom 3. Oktober 1978.

### Wegflüsse:

- Ein grosser Teil der Exfiltrationsmengen kann anhand von belegten Wasserstandsbeziehungen als Knotenwegflüsse umgerechnet werden. Der Wasserstand des Gewässers beim Knoten dient in diesem Fall als Kontrollparameter. Für die Exfiltrationsmengen der Emme, der Urtenen, des Limpaches und der Ösch kann die Eichung präziser durchgeführt werden, indem die Wasserstände der Gewässer als Festpotentiale eingegeben und die berechneten Knotenwegflüsse bilanziert und mit den gemessenen Exfiltrationsmengen verglichen werden.
- Entnahmemengen von Pumpwerken werden als Knotenwegfluss eingesetzt.
- Der Wegfluss über das Bilanzierungsprofil 20E stellt wiederum einen Kontrollparameter dar und wird mit Festpotentialen berechnet. Bei der Kontrolle wird der berechnete Wegfluss mit der ausgeglichenen Bilanz verglichen.

Eine stationäre Simulation setzt voraus, dass die Zu- und Wegflüsse bei jedem Knoten im Gleichgewicht sind. Dies ist für die Strömungsverhältnisse am 3. Oktober 1978 nicht der Fall. Wie die Ganglinien in Figur 15.12 zeigen, geht der Grundwasserspiegel anfangs Oktober leicht zurück. Der Rückgang liegt im Durchschnitt bei 0,6 cm/d, was bei einem mittleren Speicherkoeffizienten von 17% für das Modellgebiet eine Zehrmenge von ungefähr 900 l/s ausmacht. Damit stationär simuliert werden darf, ist dieser Rückgang, verknüpft mit dem Speicherkoeffizienten, flächenmässig einzugeben. Eine Zehrung muss mit einem entsprechenden Zufluss, eine Speicherung müsste mit einem Wegfluss kompensiert werden.

Bei der Modelleichung hat sich gezeigt, dass sich mit der Eingabe des durchschnittlichen Grundwasserrückgangs und eines einheitlichen Speicherkoeffizienten die Dynamik der Spiegelbewegungen nicht naturgetreu nachbilden lässt und die Durchlässigkeitsverteilung schlecht verifiziert werden kann. In der Folge wurde die Dynamik der Grundwasserspiegelbewegungen mit den Schreibpegelaufzeichnungen und den instationär ermittelten Speicherkoeffizienten knotenweise bestimmt und ausgeglichen. Mit diesem Vorgehen lassen sich dynamische Strömungsverhältnisse mit einem einzigen Zeitschnitt simulieren, was die Modelleichung erheblich erleichtert. Die Zuflüsse aus den Zehrungen betragen im Durchschnitt 0,8 l/s pro Knoten. Dieser Mittelwert ist auf den ermittelten, durchschnittlichen Speicherkoeffizienten von 9% abgestützt (vgl. Abschnitt 15.3.2).

Bei der instationären Simulation werden für das Aufbereiten der Modellparameter benötigt:

- für die Exfiltrationsmengen drei Grundwasserschreibpegel
  - 607.213/4 Zauggenried
  - 608.216/7 Utzenstorf
  - 611.220/19 Koppigen
- für die direkte und indirekte Grundwasserneubildung die beiden Stationen der SMA
  - 613.212/21D Burgdorf
  - 613.219/6P Öschberg-Koppigen
- für die Infiltrationsmengen der Emme und der Seitenbäche die in Abschnitt 15.2.5 erwähnten Messstationen.

Für die bilanzmässige Kontrolle sind zusätzlich die Abflussschreibpegel

614.209/48	Oberburg-Dorfbach
614.209/35	Luterbach, Oberburg
608.216/20	Industriekanal, Aefligen,
611.221/51	Oberholzbach, Koppigen
608.223/7E	Emme, Wiler
608.223/17E	Werkkanal, Gerlafingen
609.223/32E	Strackbach, Wiler

erforderlich.

Die kinematische Viskosität des Infiltrates wird mit den Temperaturaufzeichnungen der Messstationen 609.215/8 und 608.223/7E an der Emme bestimmt. Die Ganglinien der Zu- und Wegflüsse wurden für das Jahr 1976 mit 48 Zeitabschnitten, für 1977 mit 78 und für 1978 mit 69 Zeitabschnitten diskretisiert und als Mittelwerte mit den Transferfunktionen knotenweise ins Modell übertragen.

## 15.3 Ergebnisse der Modelleichung

### 15.3.1 Berechnete Durchlässigkeitsverteilung

Das arithmetische Mittel der berechneten Elementdurchlässigkeiten beträgt  $7,3 \cdot 10^{-3}$  m/s für das Teilmodell 1 und  $7,0 \cdot 10^{-3}$  m/s für das Teilmodell 2. Die Anfangsabschätzung von  $8,5 \cdot 10^{-3}$  m/s beim Teilmodell 1 lag somit 16% über dem Endresultat. Beim Teilmodell 2 war sie identisch.

Ein detaillierteres Bild zeigt die Summenhäufigkeit der berechneten Elementdurchlässigkeiten in Figur 15.5 für durchschnittliche Elementgrössen ( $\bar{F}_E = 0,15 \text{ km}^2$ ). Für ungefähr 55% des Modellgebietes liegen die Durchlässigkeiten zwischen  $1 \cdot 10^{-3}$  und  $10 \cdot 10^{-3}$  m/s, für 20% darunter, für 25% darüber. Der 50%-Wert beträgt  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s. Im Vergleich zur Anfangsabschätzung treten bei den berechneten Elementdurchlässigkeiten sowohl kleine wie auch grosse Durchlässigkeiten häufiger auf.

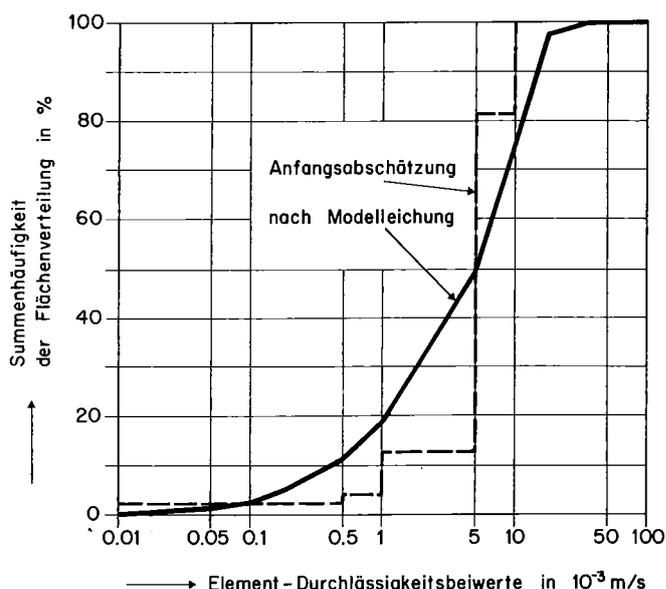


Fig. 15.5 Verteilung der Elementdurchlässigkeiten vor und nach der Modelleichung (100% = 76,6 km<sup>2</sup>).

Das differenzierte Bild der geeichten  $k_E$ -Werte in Figur 15.6 ist im Vergleich zur Anfangsabschätzung in Figur 15.4 augenfällig:

- In den Randbereichen ist  $k_E$  im allgemeinen kleiner als in der Talmitte.
- Grosse  $k_E$ -Werte, über  $10 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ , sind oberhalb Burgdorf in der Talmitte, zwischen Burgdorf und Kirchberg in der nordwestlichen Hälfte des Grundwasserleiters, unterhalb Kirchberg bis nördlich Utzenstorf östlich der Emme auf einer Breite von ein bis zwei Kilometern zu finden. Das Gebiet nördlich Utzenstorf ist bedeutend durchlässiger als anfänglich geschätzt.
- Kleine  $k_E$ -Werte treten vor allem in der östlichen Hälfte des Grundwasserleiters zwischen Kirchberg und dem Gebiet nördlich Koppigen auf. Gegenüber der Anfangsabschätzung sind die Durchlässigkeiten im Raume nördlich Koppigen erheblich kleiner.
- Im Mündungsgebiet der Urtenen hat sich die Anfangsabschätzung mit durchschnittlich  $7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  bestätigt. Auch hier sind aber zwischen den einzelnen Elementen bemerkenswerte Unterschiede festzustellen.

In Tabelle 15.3 werden die Zusammenhänge zwischen Lithostratigraphie und Durchlässigkeiten aufgezeigt, welche die Modellresultate bestätigt haben.

- Elemente, in denen der Grundwasserleiter vorwiegend aus postglazialen Emmeschottern besteht, weisen grosse  $k_E$ -Werte von  $(13,0 \pm 6,5) \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  auf.

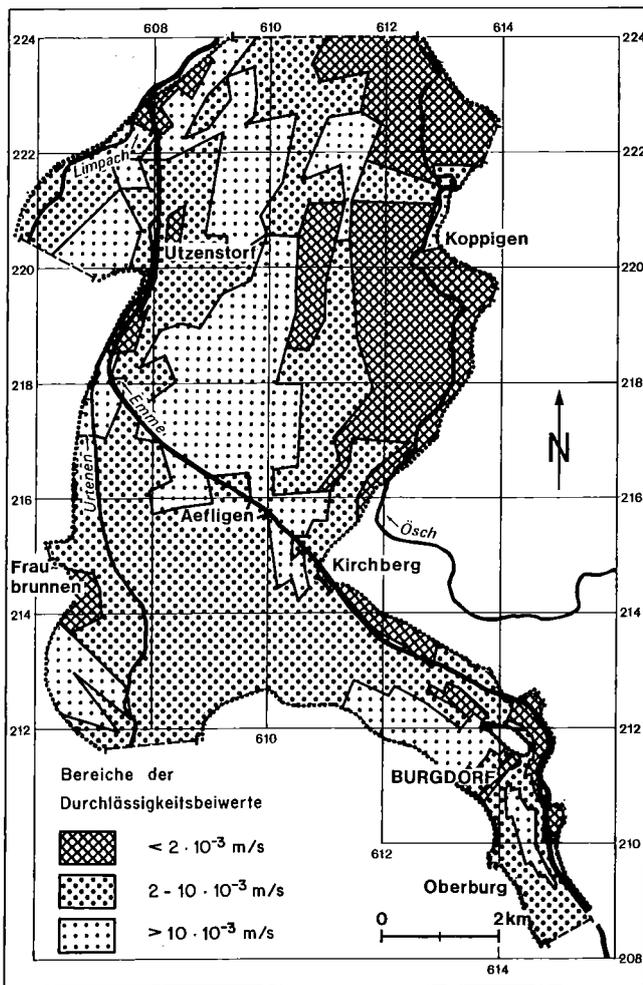


Fig. 15.6 Berechnete Verteilung der Durchlässigkeiten.

- Eindeutig kleinere  $k_E$  von nur  $(2,3 \pm 1,0) \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  ergeben sich bei Elementen, deren grundwasserführende Ablagerungen vorwiegend den Bannwiler-Vorstoss-schottern zugeordnet werden können. Doch bestätigt sich auch hier das Sprichwort: «Keine Regel ohne Ausnahme»: Die grössten  $k_E$ -Werte von  $45 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  treten in der Gegend südlich von Fraubrunnen auf. Möglicherweise täuschen die geophysikalischen Messungen eine falsche Oberfläche des Grundwasserstauers vor.
- Kleine Durchlässigkeiten mit ca.  $0,8 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  lassen sich bei Moräneablagerungen erkennen.
- Für Elemente, bei denen der Vorstoss- vom Emmeschotter überlagert wird, liegen die  $k_E$ -Werte zwischen  $2$  und  $10 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

Lithostratigraphie	Kurzbezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert in $10^{-3} \text{ m/s}$
Postglaziale Emmeschotter	qs	6 bis 20
Vorstoss-schotter	q4v	1 bis 4
Moräne	q4m	ca. 0,8

Tab. 15.3 Durchlässigkeitsbeiwerte und Lithostratigraphie.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Grosspumpversuchen, die sogenannten Gebietsdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_G$ , sind bei den Anfangsabschätzungen durchwegs als Mittelwerte über grössere Gebiete ins Modell eingeflossen. Mit der Modelleichung wurde aus diesen grossräumigen Mittelwerten eine differenziertere  $k_E$ -Wert-Verteilung berechnet. Es interessiert deshalb, wie die  $k_G$ -Werte mit den  $k_E$ -Werten übereinstimmen.

In Tabelle 15.4 sind die  $k_G$ -Werte von 16 Grosspumpversuchen in vollkommenen oder praktisch vollkommenen Filterbrunnen aufgeführt. Sie wurden anhand der Absenkungen in den umliegenden Messstellen zeiträumlich, unter Beachtung der Randbedingungen, errechnet und können im Modell als Durchschnittswerte über die gesamte

Ort	WEA-Bez.	Elementnummern	$F_{E,2}$ km	$F_G$	$\bar{k}_{E,3}$ $10^{-3} \text{ m/s}$	$k_G$	$\bar{k}_E/k_G$
Burgdorf	615.208/44	6,7	0.1	.05	5.8	7.25	0.80
Burgdorf	614.210/134	54-56,62-64,70-71	0.3	0.2	8.2	8.25	0.99
Burgdorf	613.211/ 5	121,122,129,130	0.1	.03	3.6	3.5	1.03
Burgdorf	613.212/36	157,164	.15	.05	7.6	6.0	1.27
Burgdorf	613.212/ -	174,175,182,183	.15	.03	6.7	9.0	0.75
Burgdorf	612.212/ 9	182,183,190,191	.25	.03	8.0	6.0	1.33
Fraubrunnen	606.214/ -	92	0.2	.01	2.2	0.9	2.4
Fraubrunnen	607.215/2,3	82,83,95,96	1.0	0.8	6.5	7.0	0.93
Aefligen	607.216/54	108,109,121,122	0.8	0.2	9.2	5.8	1.59
Utzenstorf	607.217/ 1	134,135,147,148	1.0	0.1	7.7	12.	0.64
Koppigen	612.220/ 5	194,195,207,208	1.4	0.1	4.3	7.0	0.61
Utzenstorf	608.221/ 8	238,239,225,226	0.9	.05	4.6	7.5	0.61
Koppigen	611.221/ 2	218,219	0.5	.05	8.2	5.0	1.64
Bätterkinder	607.220/ -	222	0.8	.03	11.7	13.	1.11
Willadingen	613.221/1	247,260	.35	0.1	2.2	2.5	0.88
Recherswil	611.222/44	230,231,243,244	1.0	.03	7.3	8.0	0.91

Tab. 15.4 Vergleich zwischen  $\bar{k}_E$ - und  $k_G$ -Werten.

$F_E$  = Fläche der massgebenden Elemente  
 $F_G$  = Gebietsfläche  
 $\bar{k}_E$  = mittlere Elementdurchlässigkeit  
 $k_G$  = Gebietsdurchlässigkeit

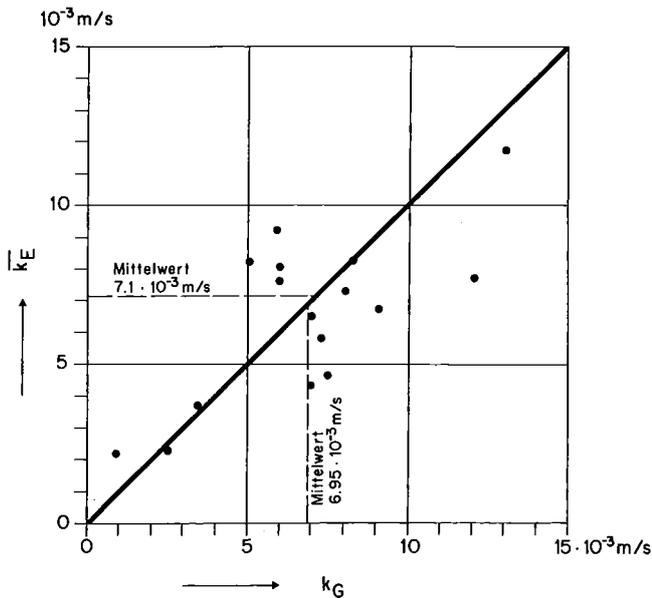


Fig. 15.7 Gebiets- und Modelldurchlässigkeiten.

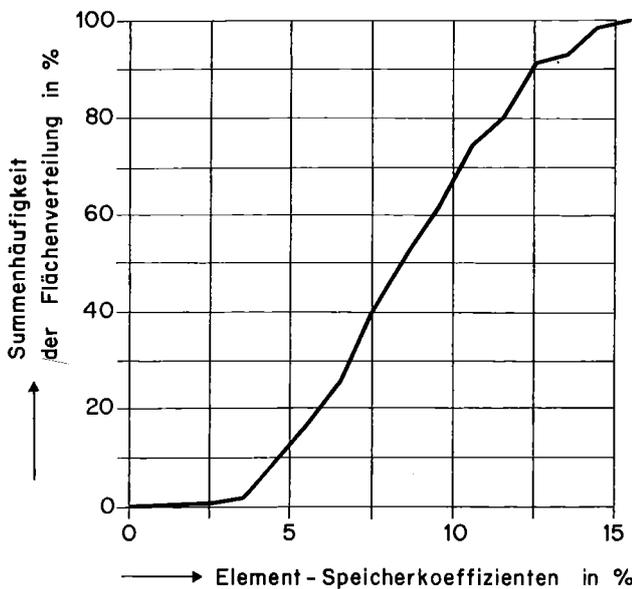


Fig. 15.8 Verteilung der Element-Speicherkoeffizienten  $S_E$  im Testgebiet (100% = 76,7 km<sup>2</sup>).

Grundwassermächtigkeit betrachtet werden. Hingegen sind die Elemente nicht auf die Absenkbereiche der Grosspumpversuche abgestimmt worden.

Es können zwei Fälle unterschieden werden:

- Der Absenkbereich ist kleiner als das Element, in dem der Pumpversuch durchgeführt worden ist:  $k_E$  wird direkt mit  $k_G$  verglichen. Mit dem Modell kann keine detailliertere Aussage über die Durchlässigkeit gemacht werden.
- Der Absenkbereich wird durch mehrere Elemente unterteilt: Die  $k_E$ -Werte werden arithmetisch gemittelt.  $\bar{k}_E$  wird  $k_G$  gegenübergestellt.

Trotz dieser einfachen Mittelung ist, wie in Figur 15.7 dargestellt, ein Zusammenhang zwischen  $k_G$  und  $k_E$  bzw.  $\bar{k}_E$  festzustellen ( $r = 0,71$  bei  $n = 16$ ). Die Unterschiede sind aber verhältnismässig gross: Elf der 16  $k_G$  streuen ausser-

halb einer Bandbreite von  $\pm 30\%$ , zwei ausserhalb  $\pm 60\%$ , die Standardabweichung beträgt  $\pm 40\%$ .  $\bar{k}_E$  und  $k_G$  weichen voneinander um so mehr ab, je schlechter  $F_E$  und  $F_G$  miteinander übereinstimmen.

Der flächengewogene, durchschnittliche  $\bar{k}_G$ -Wert von  $6,95 \cdot 10^{-3}$  m/s mit einer totalen Fläche der Absenkbereiche von 1,9 km<sup>2</sup> stimmt mit dem  $\bar{k}_E$  von  $7,1 \cdot 10^{-3}$  m/s und einer totalen Elementfläche von 9 km<sup>2</sup> praktisch überein. Auf die berechneten k-Werte bezogen, drängt sich der Schluss auf: Die Modelldurchlässigkeiten stimmen um so besser mit den Gebietsdurchlässigkeiten überein, je grösser die betrachtete Fläche ist. Für die mittlere Elementgrösse von 0,15 km<sup>2</sup> ist mit Abweichungen zwischen  $k_E$  und  $k_G$  von  $\pm 40\%$  zu rechnen. Bei Teilgebieten von mehreren Quadratkilometern ist die Übereinstimmung besser. Der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert von  $7 \cdot 10^{-3}$  m/s für das gesamte Modellgebiet hat sich auch hier bestätigt.

### 15.3.2 Verteilung der Speicherkoeffizienten

Der durchschnittliche Speicherkoeffizient beträgt 9,0%, wobei er für das Teilmodell 1 mit 12,5% etwa fünfzig Prozent über demjenigen im Teilmodell 2 mit 8,5% liegt. Figur 15.8 zeigt die Summenhäufigkeit der  $S_E$  aus der Modelleichung mit den mittleren Elementflächen von 0,15 km<sup>2</sup> in Abhängigkeit der Grundwasseroberfläche. Für 70% liegt  $S_E$  zwischen 5 und 12%, für 15% unter 5%,

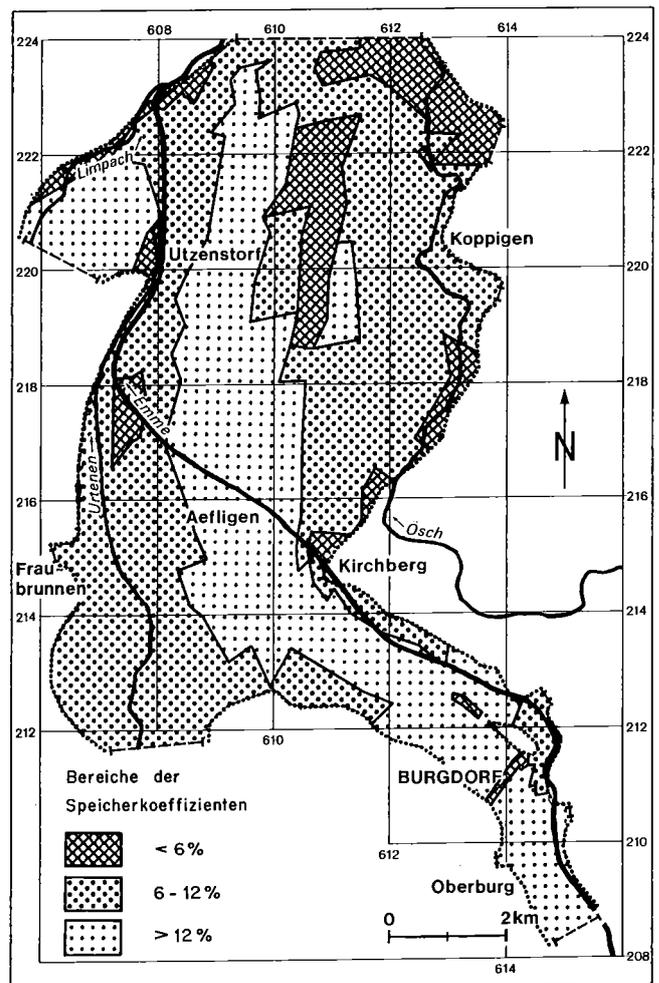


Fig. 15.9 Berechnete Verteilung der Speicherkoeffizienten.

für 15% über 12%. Der grösste Speicherkoeffizient liegt etwa bei 15%. In der Natur sind lokal grössere Werte denkbar. Diese gehen aber durch die Mittelbildung bei der Modellrechnung verloren.

Die berechneten Elementspeicherkoeffizienten sind aus Figur 15.9 zu entnehmen. Es lassen sich eindeutige Teilgebiete mit unterschiedlichen Speicherkoeffizienten feststellen. In Gebieten mit postglazialen Emmeschottern sind die Speicherkoeffizienten grösser als in Zonen mit Vorstossschottern oder Moräneablagerungen. Der Durchschnitt liegt für erstere bei 10,5% und für letztere bei 7,5%.

Lithostratigraphie	Kurzbezeichnung	Speicherkoeffizient in %
Postglaziale Emmeschotter	qs	7 bis 14
Vorstossschotter	q4v	5 bis 10
Moräne	q4m	5 bis 9
Gehängeschutt	gs	1 bis 6 <sup>1</sup>
Tal-Alluvionen	a	

<sup>1</sup> geschätzt

Tab. 15.5 Speicherkoeffizient in Abhängigkeit der Lithostratigraphie des Grundwasserleiters im Schwankungsbereich des Spiegels.

Tabelle 15.5 zeigt die Wertbereiche der  $S_E$ , aufgeschlüsselt nach der Lithostratigraphie des Grundwasserleiters. Aufgrund der festgestellten Beziehung zwischen Lithostratigraphie und Durchlässigkeit bzw. Speicherkoeffizient ist zu vermuten, dass auch zwischen den Speicherkoeffizienten und den Durchlässigkeiten ein Zusammenhang besteht. Die  $k_F$ -Werte lassen jedoch keine eindeutigen Aussagen über die Durchlässigkeit im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels zu. Deshalb wurden die Speicherkoeffizienten mit den Durchlässigkeitsbeiwerten  $\bar{k}(h)$  aus den Flowmetermessungen (vgl. Abschnitt 6.3) verglichen und eine funktionale Beziehung  $S_K = a + b \cdot \ln \bar{k}(h)$  gesucht. Dazu wurden nur Bohrungen berücksichtigt, bei denen die mit dem Modell berechneten Jahresganglinien des mittleren Grundwasserpotentials mit Schreibpegelaufzeichnungen geeicht werden konnten. Diese Bedingung erfüllen 13 Messpunkte bzw. Knoten. Die gefundene Beziehung lautet  $S_K = 15,8 + 1,2 \ln \bar{k}(h)$  bei einer Standardabweichung von  $\pm 2\%$  ( $S_K$  in %,  $\bar{k}(h)$  in

$\bar{k}(h)$ $10^{-3}$ m/s	Speicherkoeffizient in %	
	für Testgebiet $15,8 + 1,2 \ln \bar{k}$	nach MAROTZ $46,2 + 4,5 \ln \bar{k}$
0.1	4.8	4.8
0.2	5.6	7.9
0.5	6.7	12.0
1.0	7.5	15.1
5.0	9.5	22.4
10.0	10.3	25.5
20.0	11.1	28.6
50.0	12.2	32.7

Tab. 15.6 Speicherkoeffizient in Abhängigkeit der Durchlässigkeit.

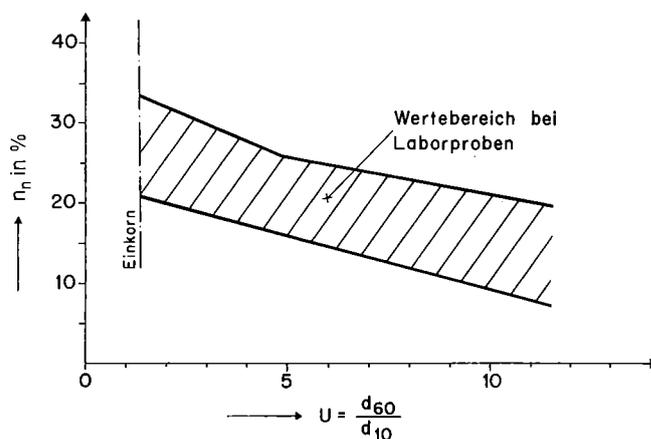


Fig. 15.10 Nutzbare Porosität  $n_n$  in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad  $U$  nach [91].

m/s). Die Funktion ist mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 1% gegen die Nullhypothese signifikant, womit eine echte formale Korrelation zwischen Speicherkoeffizient und Durchlässigkeit bestätigt wird.

Marotz [91] hat Speicherkoeffizienten bei verschiedenartig aufgebauten Korngemischen, gestützt auf Laborversuche, ermittelt. In Tabelle 15.6 wird der festgestellte funktionale Zusammenhang mit demjenigen von Marotz verglichen. Dabei zeigt sich: Kleine Durchlässigkeiten in der Grösse von  $0,1 \cdot 10^{-3}$  m/s führen zu ähnlichen Werten. Mit zunehmender Durchlässigkeit klaffen die Werte auseinander.

Diese Abweichungen könnten von der unterschiedlichen Kornzusammensetzung herrühren. Figur 15.10 zeigt den von Marotz gefundenen Zusammenhang zwischen  $U$  und  $n_n$ . Während bei ihm sämtliche untersuchten Laborproben einen Ungleichförmigkeitsgrad  $U = d_{60}/d_{10}$  unter 13 aufweisen, liegt dieser bei den untersuchten Emmeschottern selten unter 30 ( $\bar{U} = 71, s_{\bar{U}} = \pm 35$ ) [67].

Wahrscheinlich beeinflusst auch die im Testgebiet festgestellte Anisotropie des Grundwasserleiters ( $k_h/k_v \sim 100$ ) die Grösse des Speicherkoeffizienten. Anisotropieeffekte dürften im Darcy'schen Filterapparat von Marotz kaum einen grossen Einfluss gespielt haben, was durch die relativ gute Übereinstimmung der Speicherkoeffizienten für kleine Durchlässigkeiten von  $0,1 \cdot 10^{-3}$  m/s, welche etwa den  $k_v$ -Werten entsprechen, unterstrichen wird.

Vergleiche zwischen Speicherkoeffizienten aus Grosspumpversuchen und aus dem Grundwassermodell können bei 10 Standorten gezogen werden (vgl. Tab. 15.7). Sie zeigen: Die nach dem Geradenverfahren [159] grafisch-visuell ermittelten Speicherkoeffizienten sind grösser als die Modellwerte. Bei den übrigen mit dem automatischen Optimierungsverfahren nach [66] berechneten Streubereichen stimmt im allgemeinen der untere Grenzwert mit den Modellwerten ungefähr überein.

Im Testareal Aefligen führen die detaillierten Auswertungen des Grosspumpversuches 607.216/54 und die Modellrechnung praktisch auf den gleichen Speicherkoeffizienten von 7,0 bzw. 7,5%. Mit diesem Koeffizienten können die gemessenen Ganglinien des Grundwasserpotentials für die gesamte Eichperiode beinahe deckungsgleich simuliert werden. Der Grosspumpversuch im Testareal wurde sehr

detailliert, unter Berücksichtigung der Randbedingungen sowie der natürlichen Grundwasserspiegelbewegungen, mit dem Programm GEOHYD2 [66] ausgewertet. Diese Auswertungen, die Resultate der Ganglinienanalyse und die detaillierte Nachrechnung früherer Grosspumpversuche bestätigen die Modellwerte. Es ist deshalb nur dann sinnvoll, S aus Grosspumpversuchen zu ermitteln, wenn die Randbedingungen und die natürlichen Grundwasserspiegelbewegungen detailliert berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 8.2).

Mit zeitabhängigen Variationen der Speicherkoeffizienten, wie sie für das Auswerten von Grosspumpversuchen notwendig sind, können bei Modellsimulationen nur noch kleine Verbesserungen erzielt werden. Sie sind zudem nur dann sinnvoll, wenn die Zeitschritte sehr klein, d. h. unter einem Tag, gewählt werden. Bei einer gröberen Zeitdiskretisierung können die Potentialabweichungen erheblich grösser werden als die mit der Variation erzielten Verbesserungen.

### 15.3.3 Potentiale und Grundwasserstände

Bei der «stationären» Modelleichung konnten die berechneten Potentiale erstaunlich gut mit den gemessenen Grundwasserständen in Einklang gebracht werden. Wenn die folgende Analyse über die berechneten und gemessenen Werte den Eindruck erwecken sollte, die Potentiale könnten überall mit derselben Genauigkeit berechnet werden, müsste dies aber korrigiert werden. Die gewählte Diskretisierung kann nicht alle Randbedingungen erfüllen, was lokal zu grösseren Abweichungen zwischen Berechnung und Natur führen muss.

Wie aus Tabelle 15.8 hervorgeht, weichen die Potentiale nach der Modelleichung bei den Bohrungen nur noch um Zentimeter von den gemessenen Wasserständen ab. Die durchschnittlichen Differenzen betragen  $-1,6 \pm 6,5$  cm für vollkommene und  $-0,5 \pm 9,1$  cm für unvollkommene Bohrungen. Die angestrebte Übereinstimmung von  $\pm 5$  cm für vollkommene und  $\pm 10$  cm für unvollkommene Bohrungen ist somit praktisch erreicht worden (vgl. Tabelle 15.2).

WEA-Bez.	Knotennummer	Speicherkoeffizient in %	
		Grosspumpversuch	Grundwassermodell
615.208/44	7	12 - 20	12
614.210/43	60	18 <sup>1)</sup>	12
614.210/134	70	18 - 21 <sup>1)</sup>	11.7
614.210/232	87	14 - 20	12
614.212/27	153	10 - 16	10
607.215/2,3	103	21 - 23 <sup>1)</sup>	7.3
607.216/54	131	7	7.5
607.217/1	159	20	11.4
612.220/5	223	12 - 16	10
613.221/1	280	8 - 12	6

1) graphisch-visuell ausgewertet

Tab. 15.7 Speicherkoeffizienten aus Grosspumpversuchen und Grundwassermodell.

Bei Piezometern, Hausfassungen, Schächten und dergleichen liegen die Differenzen mit  $1,6 \pm 24,1$  cm etwas höher als die angestrebten  $\pm 20$  cm. Ein Ausgleichen ginge auf Kosten der Plausibilität der übrigen Modellparameter. Erwartungsgemäss weisen die Gewässerknotten mit  $-2,1 \pm 29,2$  cm infolge des Leakage-Effektes die grössten Differenzen auf.

Knoten-Nr.	WEA-Bez.	Feld-Bez.	Bohrtyp	Abweichung in cm
52	614.210/100	BB101	vollk.	0,7
60	614.210/43	BUH22	unvollk.	13,8
77	614.210/80	BB200	unvollk.	19,4
79	614.210/2	BUF02	vollk.	- 0,3
87	614.210/217	BSB01	vollk.	1,0
124	614.211/62	WAB70	vollk.	- 0,1
185	613.212/8	BUAB1	vollk.	-15,8
191	612.211/7	WAB62	vollk.	4,8
214	612.212/9	BUH2B	unvollk.	- 5,3
44	606.213/1	WAB51	vollk.	-11,9
45	607.212/5	WAB52	vollk.	13,7
46	608.212/10	WAB48	vollk.	-14,3
49	609.213/39	RAH04	unvollk.	- 2,9
61	608.213/21	FRB03	unvollk.	- 9,8
74	607.213/4	ZAH47	unvollk.	- 6,4
77	609.214/6	WAB44	vollk.	1,1
94	610.215/32	WAB66	vollk.	1,6
96	610.215/11	KIH01	vollk.	- 5,0
103	608.215/18	FRB02	unvollk.	- 9,7
106	609.215/5	WAB43	unvollk.	6,1
120	609.215/4	WAB39	unvollk.	5,8
124	611.216/7	ERH03	vollk.	- 5,8
130	608.213/25	FRB01	unvollk.	-13,2
131	607.216/39	NFB01	vollk.	- 8,3
133	608.216/15	WAB42	unvollk.	4,8
135	610.216/25	WAB54	unvollk.	3,9
145	607.217/40	WAB27	vollk.	-12,1
147	608.216/7	WAB26	vollk.	5,1
149	610.216/13	WAB05	vollk.	4,0
151	611.217/6	WAB56	vollk.	- 2,1
153	612.217/4	WAB57	vollk.	- 0,6
158	607.217/58	AEH03	unvollk.	-11,8
159	607.217/1	AWF01	unvollk.	- 0,7
163	610.217/14	WAB59	vollk.	4,2
165	611.217/5	WAB60	vollk.	- 3,8
167	613.218/5	WAB61	vollk.	1,0
180	611.219/9	WAB24	vollk.	0,4
190	609.219/3	WAB06	vollk.	4,5
192	610.219/21	WAB23	unvollk.	- 1,3
195	612.219/5	WAB25	vollk.	2,2
219	610.220/4	WAB75	vollk.	6,6
220	611.220/18	WAB73	vollk.	- 5,5
221	611.220/19	WAB71	vollk.	4,2
226	607.219/6	BAH14	unvollk.	2,5
233	610.221/3	WAB76	vollk.	0,5
234	611.221/50	WAB77	vollk.	1,4
244	608.221/17	UTH31	unvollk.	12,3
247	610.221/1	WAB21	vollk.	0,3
251	612.221/20	WAB20	vollk.	1,0
254	607.221/8	BAH10	unvollk.	0,9
273	609.222/65	WIB01	vollk.	0,4
300	609.222/70	WIF01	vollk.	- 3,7
316	610.223/23	ZIB01	vollk.	- 2,3
320	612.222/2	SOH1G	vollk.	-16,6

Tab. 15.8 Differenzen zwischen den Potentialen und den gemessenen Wasserständen in den Bohrungen vom 3. Oktober 1978.

Bei der instationären Eichung konnten die berechneten Potentiale  $\Phi$  und die gemessenen Grundwasserstände  $h$  im Teilmodell 1 bei  $n = 6$  Kontrollmessstationen und im Teilmodell 2 bei  $n = 20$  verglichen werden. Tabelle 15.9 zeigt die Standardabweichung der Tageswerte  $s_d$  sowie die grössten Tagesabweichungen der mit  $n_z$  Zeitschnitten diskretisierten Jahresganglinien. Die berechneten Tageswerte werden zwischen den simulierten Potentialen zweier Zeitschnitte interpoliert. Die grössten Abweichungen  $(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$  sind daher teilweise auch auf Interpolationsfehler zurückzuführen.

Da eine Grundwasserneubildung von 8,5 mm zu einem durchschnittlichen Grundwasserspiegelanstieg von 10 cm führt, sind die Standardabweichungen von ca.  $\pm 10$  cm klein. Die erreichte Genauigkeit könnte noch verbessert werden, wenn bei den hydrologischen Grundlagedaten alle systematischen Fehlereinflüsse eliminiert würden.

In Figur 15.11 werden die durchschnittlichen Differenzen zwischen den Potentialen und den Grundwasserständen der 20 Kontrollmessstellen über die Zeit für das Jahr 1978 aufgetragen. In allen drei Eichjahren, 1976 bis 1978, treten jahreszeitlich typische Abweichungen auf: Im Winterhalbjahr liegen die berechneten Potentiale im Vergleich zu den gemessenen Wasserständen zu tief, im Sommer zu hoch. Diese systematischen Abweichungen sind im gesamten Modellgebiet, unabhängig vom Standort der einzelnen Kontrollmessstationen festzustellen. Sie sind auf kleine, systematische Fehler bei der Bestimmung der direkten Grundwasserneubildung zurückzuführen.

Jahr	Teilmodell 1 (n=6)				Teilmodell 2 (n=20)			
	$n_z$	$s_d$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$		$n_z$	$s_d$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$	
1976					89	$\pm 9.8$	17.4	-13.8
1977					109	$\pm 10.8$	28.9	-44.5
1978	103	$\pm 9.3$	26.2	-15.5	108	$\pm 9.1$	18.3	-20.7

Tab. 15.9 Abweichungen in cm zwischen berechneten und gemessenen Tageswerten.

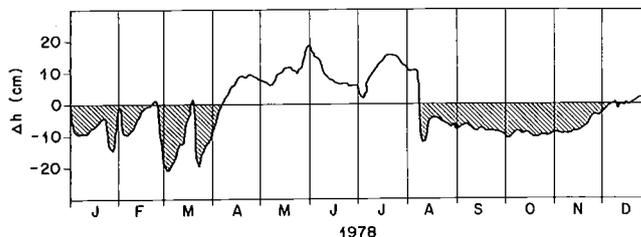


Fig. 15.11 Zeitlicher Verlauf der durchschnittlichen Differenz zwischen den berechneten Potentialen und den gemessenen Grundwasserständen von 20 Kontrollmessstationen.

In Tabelle 15.10 werden die täglichen Abweichungen zwischen den berechneten Potentialen und den gemessenen Wasserständen von zwölf Grundwassermessstationen analysiert. Die entsprechenden Ganglinien sind in Figur 15.12 dargestellt.

WEA-Bez.	1976							1977							1978							
	$\Delta h_a$	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	$s_d$	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$		$\bar{\tau}_a$	$\Delta h_a$	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	$s_d$	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$		$\bar{\tau}_a$	$\Delta h_a$	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	$s_d$	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$		$\bar{\tau}_a$	
	cm	cm	$\pm$ cm	cm	cm	cm	$10^{-1}$ mm/d	cm	cm	$\pm$ cm	cm	cm	cm	$10^{-1}$ mm/d	cm	cm	$\pm$ cm	cm	cm	cm	$10^{-1}$ mm/d	
614.210/ 2															104	- 7	8	13	38	- 13	- 3	
614.211/62															89	- 23	7	2	19	- 26	2	
613.212/ 8															195	- 12	15	- 8	31	- 43	- 2	
608.213/21	90	- 30	5	20	51	- 6	10	250	- 18	12	11	64	- 23	1	183	- 18	8	- 7	22	- 20	- 3	
607.215/25	61	3	4	- 9	1	- 19	2	170	- 17	8	- 4	10	- 46	2	125	- 1	5	- 11	6	- 42	2	
608.216/ 7	118	- 35	9	17	40	- 5	3	246	- 35	11	16	36	- 73	9	210	- 33	8	7	23	- 26	2	
612.217/ 4								407	- 16	21	19	99	-172	6	381	- 72	31	- 24	44	-107	6	
610.219/21	79	- 7	7	- 12	10	- 29	3	176	18	13	10	46	- 64	6	186	- 24	13	- 4	25	- 46	5	
611.220/19	74	- 12	7	4	21	- 13	6	130	7	10	10	32	- 3	7	150	- 33	12	- 2	35	- 12	5	
612.221/20	32	- 6	2	6	22	- 1	1	55	- 18	7	8	37	- 11	1	71	- 16	7	9	31	- 13	3	
608.221/17	109	- 63	8	- 2	27	- 38	- 2	118	- 30	9	10	28	- 43	3	105	- 25	8	5	24	- 16	1	
610.223/23	163	-105	16	15	76	- 61	- 11	172	- 95	12	- 6	28	- 81	- 1	130	- 54	10	- 9	2	- 73	6	

$\Delta h_a$  Amplitude der gemessenen Jahresganglinie ( $h_{\max} - h_{\min}$ )  $(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{\max}$  Grösste Abweichungen der berechneten Tageswerte  
 $\Delta\Phi_a - \Delta h_a$  Differenz zur berechneten Jahresamplitude  $\bar{\tau}_a$  Durchschnittlicher Jahrestrend aus der Regressionsanalyse der Tageswerte  
 $s_d$  Standardabweichung der Tageswerte  
 $\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$  Abweichung des berechneten Jahresmittels

Tab. 15.10 Abweichungen der berechneten Potentiale von den gemessenen Wasserständen bei zwölf Grundwassermessstationen.

Grundsätzlich ist zu den aufgeführten Abweichungen zu bemerken, dass sie teilweise mit der Diskretisierung der vorgegebenen Ganglinien bei den Festpotentialen zusammenhängen. So hat beispielsweise bei der Messstelle 611.213/8 (vgl. Fig. 12.3) die diskretisierte Ganglinie im Vergleich zur aufgezeichneten für das Jahr 1978 eine Standardabweichung der gemittelten Tageswerte von  $\pm 9$  cm. Die maximalen Abweichungen infolge der Diskretisierung liegen bei +26 cm bzw. bei -65 cm.

Die Jahresamplituden und die Jahresmittelwerte sind in der Regel mit der gewählten Diskretisierung ziemlich genau erfasst worden. Der Grund für einzelne grosse Abweichungen bei den Jahresamplituden ist im Mitteln der direkten Grundwasserneubildungsraten von einem bis mehreren Tagen zu sehen, wodurch kurzfristige Spitzen geglättet werden. Typische Messstellen dafür sind 608.221/17 und 610.223/23, bei denen zusätzlich noch unerfasste pumpbedingte Grundwasserspiegelabsenkungen in unmittelbarer Nähe der Messstellen mitspielen.

Die Abweichungen bei den Jahresmitteln sind auf Restfehler bei der Modelleichung und der direkten Grundwasserneubildung zurückzuführen. Sie sind sehr klein: In der Regel liegen sie unter 10% der gemessenen Jahresamplitude.

Beim Jahrestrend der Tagesabweichungen von höchstens 1,1 mm/d sind über die drei Jahre hinweg keine eindeutigen Tendenzen feststellbar. Die berechneten Zahlen liegen innerhalb der erwarteten Modellgenauigkeit.

Im folgenden werden die einzelnen Ganglinien in Figur 15.12 kurz kommentiert:

- Die beiden Ganglinien bei Burgdorf, 614.210/2 und 614.211/62, werden durch die Infiltration der Emme - zeitweise auch durch Exfiltration - geprägt. Sie folgen ungefähr den Schwankungen der Wasserstände der Emme.
- Der jahreszeitliche Verlauf der Ganglinie 613.212/8, unterhalb Burgdorf, wird bereits durch die perkolative Infiltration der Emme beeinflusst. Die kleinen überlagerten Schwankungen sind auf die direkte Grundwasserneubildung zurückzuführen. Damit die kurzfristigen Schwankungen besser nachvollzogen werden könnten, würde eine erheblich grössere Anzahl von Zeitschnitten benötigt.
- Die beiden Ganglinien 608.213/21 und 607.215/25 wurden im Testareal Aefligen aufgezeichnet. Beide Messstationen liegen so weit von der perkolativen Emme-strecke, Kirchberg bis Schalunen, und dem Exfiltrationsabschnitt der Urtenen, Fraubrunnen bis Schalunen, weg, dass die Schwankungen vorwiegend durch die direkte Grundwasserneubildung hervorgerufen werden. Deutlich zu erkennen ist der Einfluss des Flurabstandes  $H_F$  auf die Grundwasserspiegelbewegungen, die bei 608.213/21 ( $H_F = 5$  m) auf ein Niederschlagsereignis eindeutig gedämpfter reagieren als bei 607.215/25 ( $H_F = 3$  m).
- Eine für den Grundwasserleiter typische Ganglinie im perkolativen Infiltrationsbereich der Emme zwischen Kirchberg und Schalunen zeigt die Messstelle 608.216/7. Bemerkenswert sind vor allem die raschen Veränderungen nach Hochwasser der Emme. Auffallend ist das Grundwasserspiegelverhalten während der

Trockenperiode Juni bis Mitte Juli 1976. Die Emme (km 7 bis km 8) trocknete während der Zeit vom 26. 6. bis 9. 7. 1976 aus. Der Rückgang des Grundwasserspiegels erlaubt den Einfluss der Emme-Infiltration auf die Grundwasserspiegelbewegungen im Testgebiet zu beurteilen.

- Die Ganglinie 612.217/4 wird stark von den randlichen unterirdischen Zuflüssen über die Grundwasserleiterbegrenzung zwischen Kirchberg und Koppigen geprägt. Die grosse Jahresamplitude von über 4 m deutet auf die gering durchlässige Randzone mit kleinen Speicherkoeffizienten hin (vgl. Fig. 15.6 und 15.9). Der Einfluss der Emme auf die grossen Schwankungen ist klein.
- Die beiden Ganglinien 610.219/21 und 611.220/19 wurden im Raum Koppigen-Utzenstorf aufgezeichnet und sind typische Ganglinien, deren Schwankungen von der direkten Grundwasserneubildung verursacht werden.

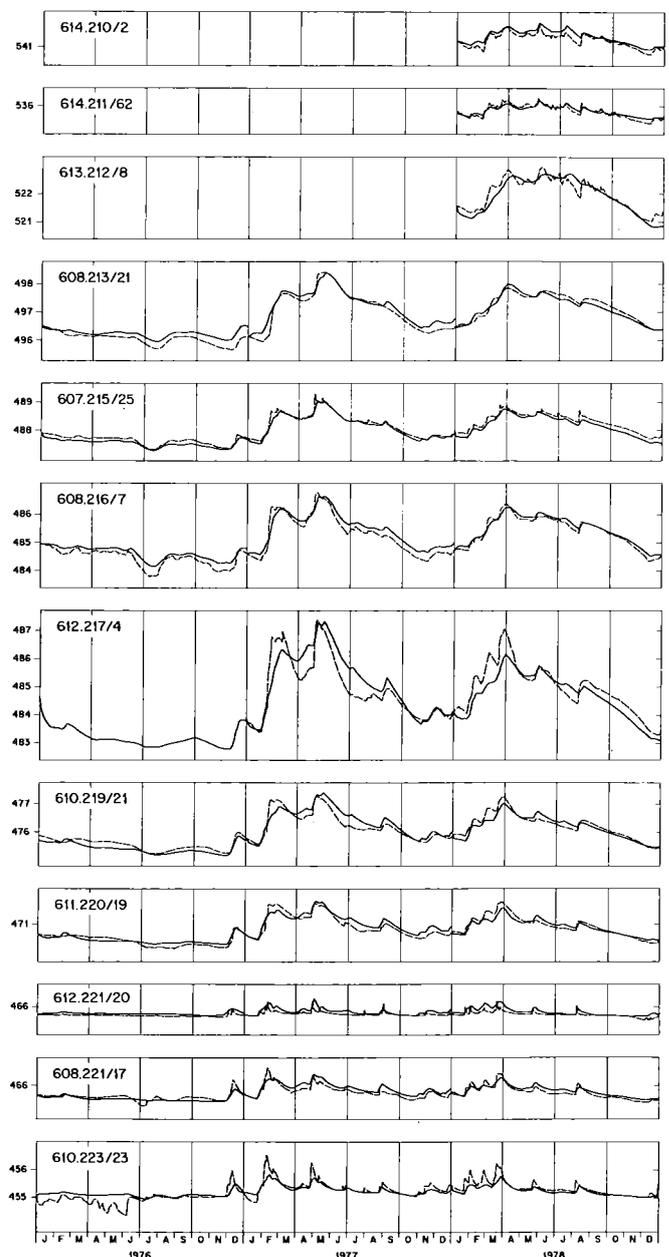


Fig. 15.12 Berechnete (—) und gemessene (---) Ganglinien bei zwölf Grundwassermessstationen.

Die Flurabstände liegen zwischen 4 und 6 m, die Ganglinien sind also mit denjenigen in der Gegend des Testareals Aefligen vergleichbar, wobei hier der Einfluss der Emme-Infiltration praktisch wegfällt.

- Die Messstellen 612.221/20, 608.221/17 und 610.223/23 befinden sich in der Nähe von Grundwasseraustritten. Die Ganglinien steigen nach starken Niederschlägen rasch an und fallen danach in einer typischen Entleerungskurve auf die Basiswerte zurück, die durch die Höhenlage der umliegenden Exfiltrationsstellen bestimmt werden. Wenn die Grundwasserstände unter die Basiswerte fallen, wird Grundwasser in der Umgebung der Messstelle entnommen. Zu Beginn des Jahres 1976 wurde beispielsweise in der Nähe der Messstelle 610.223/23 für Kanalisationsarbeiten der Grundwasserspiegel abgesenkt.

### 15.3.4 Modell- und Bilanzierungskennziffern

In Tabelle 15.11 sind die instationär berechneten, mittleren Modellkennziffern für das Trockenjahr 1976, das Nassjahr 1977 und das Normaljahr 1978 aufgeführt. Daneben sind, sofern aus der Modellrechnung ersichtlich, die Tagesextremwerte der ganzen Periode angegeben. Man

beachte: 46% der direkten Grundwasserneubildung sind in den Mengen der Gewässerknoten integriert und werden bei den Modellkennziffern der Gewässer nicht separat aufgeführt.

#### Direkte Grundwasserneubildung

Die direkte Grundwasserneubildungsrate ist für das Testgebiet in erster Linie vom Niederschlagsgeschehen abhängig. In Tabelle 15.12 werden deshalb nebst der direkten Grundwasserneubildung die entsprechenden Summenwerte für den Gebietsniederschlag angegeben, welche anhand der SMA-Stationen Öschberg-Koppigen und Burgdorf sowie der WEA-Station Fraubrunnen ermittelt wurden.

Das Niederschlagsgeschehen der Eichperiode 1976 bis 1978 im Testgebiet kann wie folgt charakterisiert werden:

- Der durchschnittliche Gebietsniederschlag liegt etwa 2% unter dem 20-jährigen Durchschnitt 1961 bis 1980. Er darf als praktisch identisch mit dem langjährigen Mittel betrachtet werden.
- Die Jahressummen sind bemerkenswerten Schwankungen unterworfen. Das Trockenjahr 1976 weist mit 762 mm eine sehr tiefe Niederschlagsmenge auf; sie ist in den letzten fünfzig Jahren, mit dem Minimum

Beschreibung der Modellkennziffern	mittl. Mengen $Q_{MK}$			Tagesextremwerte	
	1976	1977	1978	min.	max.
Profilzufluss: -Aus Mittlerem Emmental bei Oberburg, Bilanzierungsprofil 12E	812 <sup>1)</sup>	780 <sup>1)</sup>	833	760 <sup>1)</sup>	950 <sup>1)</sup>
-Aus dem Urtenental bei Kernenried, Bilanzierungsprofil 15U	510	461	482	360	578
Direkte Grundwasserneubildung <sup>2)</sup>	185 <sup>1)</sup>	772 <sup>1)</sup>	494	0	4629
Indirekte Grundwasserneubildung	358 <sup>1)</sup>	659 <sup>1)</sup>	494	253	1258 <sup>1)</sup>
Infiltration aus Oberflächengewässer: -Emme km 7.0 bis km 20.2	2568 <sup>1)</sup>	2916 <sup>1)</sup>	2999	1772 <sup>1)</sup>	5581 <sup>1)</sup>
-Emme km 1.3 bis km 3.9	328	390	370	231	680
-Oesch, Teilabschnitt 1,2	184	256	219	159	539
-Urtenen, innerhalb Teilabschnitt 2,3	65	22	33	- 124	166
-Kanalsystem, Oberholzbach, Ind. Kanal	290	344	319	273	757
Total Zuflüsse	5300	6600	6243	4040	15384
Grundwasserexfiltration in die:					
-Emme km 0.0 bis km 1.3 und km 3.9 bis km 7.0	- 187	- 124	- 94	28	- 247
-Seitenbäche					
-Urtenen, Teilabschnitt 1,2 bis 4,5	- 944	-1338	-1274	- 690	-1940
-Limpach, Teilabschnitt 1,2 und 2,3	- 297	- 361	- 347	21	- 584
-Oesch und Chrümelbach, Teilabschnitt 2,3 bis 3,4	- 223	- 377	- 335	- 165	- 660
-Kanalsystem, i.B. Strackbach	- 390	- 429	- 418	- 355	- 523
-Grundwasseraustritte:					
-Utzenstorf	-1183	-1587	-1602	- 945	-2184
-Wiler - Zielebach	- 341	- 496	-450	- 276	- 810
-Zielebach - Recherswil	- 35	- 152	-1113	0	- 412
Trink- und Brauchwasser	- 678	- 626	- 631		
Profilwegfluss: Ins Solothurnische Wasseramt, Bilanzierungsprofil 20E	-1022	-1010	-1008	- 701	-1089
Total Wegflüsse	-5300	-6500	-6272	-4776	-8344
Zehr- oder Speichermenge	0	100	- 29	-1654	7107

<sup>1)</sup> Werte von Teilmodell 1 hochgerechnet <sup>2)</sup> ohne Gewässerknoten (Oberfläche = 41 km<sup>2</sup>)

Tab. 15.11 Berechnete, mittlere Jahreszu- und -wegflüsse und Tagesextremwerte 1976 bis 1978.

Periode Jahr	Jan.-März		April-Juni		Juli-Sept.		Okt.-Dez.		Jan.-Dez.	
	N	G <sub>N</sub>	N	G <sub>N</sub>	N	G <sub>N</sub>	N	G <sub>N</sub>	N	G <sub>N</sub>
1976	88	28	173	8	267	4	234	79	762	119
1977	318	240	240	144	277	80	239	122	1219	586
1978	320	269	285	42	266	45	171	38	1042	394
76-78	242	179	281	65	270	43	215	79	1008	366
61-80 <sup>1)</sup>	195	140	290	70	285	50	215	80	985	340

<sup>1)</sup> Hochrechnung

Tab. 15.12 Durchschnittliche Gebietsniederschläge und berechnete direkte Grundwasserneubildung in mm.

1949 von ca. 600 mm, nur viermal unterschritten worden. Anschliessend folgt das extrem nasse Jahr 1977 mit 1219 mm. Ein Wert, der lediglich 1965 mit einem Gebietsniederschlag von etwa 1300 mm überschritten wurde. Das Jahr 1978 darf mit einer Jahressumme von 1042 mm, die etwa 10% über dem langjährigen Mittel liegt, als Normaljahr bezeichnet werden.

- Die Quartalssummen charakterisieren - als Durchschnittswert über die drei Jahre betrachtet - die langjährigen Verhältnisse, abgesehen von den Wintermonaten, gut. Der erhöhte Niederschlag in den Monaten Januar bis März ist auf die nassen Winter der Jahre 1977 und 1978 zurückzuführen.
- Die Sommerniederschläge liegen mit etwa 55% der durchschnittlichen Jahressumme über den Winter-niederschlägen mit etwa 45%. Dies entspricht ungefähr dem langjährigen Mittel, bei dem die Sommerniederschläge zu den Winter-niederschlägen in einem Verhältnis von 58% zu 42% stehen.
- 130 d/J mit Niederschlägen über 1 mm sind sowohl in der Eichperiode wie auch in der Vergleichsperiode 1961 bis 1980 beobachtet worden. Die Zahl der Tage mit Niederschlägen über 5 mm liegt bei 70 d/J.
- Das durchschnittliche Niederschlagsgeschehen der Eichperiode entspricht der von der SMA berechneten Norm, sowohl bezüglich Niederschlagshöhe als auch bezüglich Überschreitungshäufigkeit. Die Abfolge der Niederschläge mit einem sehr trockenen und einem extrem nassen Jahr ist für diese Periode bezeichnend und für Prognosesimulationen sehr aufschlussreich.

Die mit der Modelleichung verifizierte direkte Grundwasserneubildung lässt Schlüsse zu, die auch auf andere Jahre übertragen werden können:

- Die durchschnittliche Grundwasserneubildung der Eichperiode beträgt 366 mm/J (36% des Gebietsniederschlags). Für die zwanzigjährige Vergleichsperiode beträgt sie 340 mm/J. Die Differenz von 26 mm/J ist auf die nassen Wintermonate während der Eichperiode zurückzuführen.
- Auffallend ist die geringe Jahressumme 1976, die im Vergleich zum Nassjahr 1977 etwa fünf mal kleiner ist und erheblich unter dem Durchschnittsjahr 1978 liegt. Verursacht wird dieser tiefe Wert durch den niederschlagsarmen Winter. Der Bodenspeicher wurde nicht aufgefüllt. Dadurch fiel während der Sommermonate, welche ebenfalls eher unterdurchschnittliche Niederschläge aufwiesen, die Grundwasserneubildung praktisch gänzlich aus. Im Gegensatz dazu war der Boden-

speicher während des ganzen Jahres 1977 gefüllt, so dass der versickernde Niederschlag ohne Speicherrückhalt zur direkten Grundwasserneubildung beitrug.

- Gestützt auf die langjährige hydrologische Bilanz des Einzugsgebietes der Eidg. Messstation Emme, Gerlafingen (nördlich Utzenstorf, vgl. Fig. 2.1), und die verifizierte Grundwasserneubildung, kann die Jahressumme der direkten Grundwasserneubildung für das Testgebiet mit folgender Faustformel abgeschätzt werden:  $G_N = N - 640$  mm.
- Obwohl die Niederschlagssumme im Sommerhalbjahr meistens grösser ist als im Winter, ist in der Regel die Grundwasserneubildung bedeutend kleiner. Verantwortlich dafür sind der im Sommerhalbjahr gesteigerte Wasserverbrauch der Vegetationsdecke und die erhöhte Evapotranspiration. Die Summen der direkten Grundwasserneubildung verhalten sich etwa 1:2.

In Fig. 15.13 ist die berechnete Grundwasserneubildung der Jahre 1976 bis 1978 als Stufenfunktion dargestellt. Die Funktion repräsentiert die Summe der direkten Grundwasserneubildung ohne die Teilgebiete mit Gewässerknoten, bei denen die versickernden Niederschläge in den ausgewiesenen Modellkennziffern bereits enthalten sind.

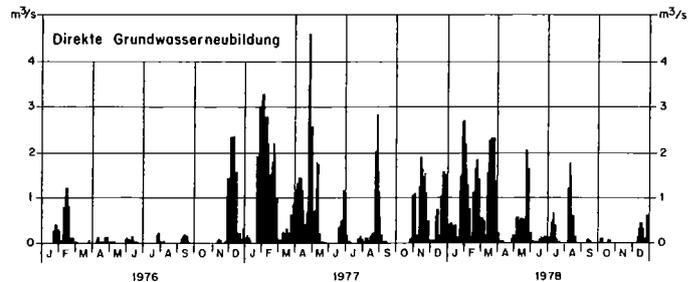


Fig. 15.13 Berechnete direkte Grundwasserneubildung 1976 bis 1978 für Teilgebiete ohne Gewässerknoten (Fläche = 41 km<sup>2</sup>).

#### Indirekte Grundwasserneubildung

Die indirekte Grundwasserneubildung für die Eichperiode besteht aus den durchschnittlichen, konzentrierten Randzuflüssen (vgl. Fig. 7.21):

- Luterbach bei Oberburg mit 57 l/s
- Heimiswital bei Burgdorf 56 l/s
- Lorraine bei Burgdorf 30 l/s
- Fraubrunnen 52 l/s
- Wynigental bei Koppigen-Öschberg 56 l/s

und dispersen Randzuflüssen über die Grundwasserleiterbegrenzung:

- im Westen 94 l/s
- im Osten 159 l/s

Sie beträgt im dreijährigen Durchschnitt 504 l/s

Das in den Mündungsgebieten des Limpachtales und des Chrümlbaches bei Willadingen über den Modellrand wegfließende Grundwasser wird mit den Exfiltrationsmengen in die Seitenbäche erfasst.

#### In- und Exfiltrationsmengen

Die Modellberechnungen führen sowohl für das Nassjahr 1977 wie auch für das Normaljahr 1978 auf einen praktisch gleich grossen Infiltrationsüberschuss (vgl. Tab. 15.13). Dies lässt sich damit erklären, dass grosse Oberflächenwasserabflüsse die perkolative Infiltrationsleistung im Emme-Abschnitt km 16,8 bis km 7 unterhalb Burgdorf

Beschreibung der Modellkennziffern $Q_{MK}$	1976		1977		1978	
	$Q_{MK}$	$Q_{BK}$	$Q_{MK}$	$Q_{BK}$	$Q_{MK}$	$Q_{BK}$
Infiltrationsüberschuss aus der Emme km 7.0 bis km 20.2 und dem Kanalsystem im Gewässerabschnitt 1	2.86	-	3.26	3.7 ±1.06	3.32	3.5 ±1.04
Grundwasserexfiltration in die:						
- Seitenbäche:						
- Urtenen, Teilabschnitte 2,3 bis 4,5	-0.88	-0.76	-1.27	-1.15	-1.20	-1.20
- Limpach, Teilabschnitte 1,2 und 2,3	-0.30	-0.23	-0.36	-0.37	-0.35	-0.36
- Oesch und Chrümelbach, Teilab. 3,4	-0.20	-0.16	-0.28	-0.25	-0.26	-0.24
- Grundwasseraustritte:						
- Utzenstorf	-1.18	-1.20	-1.59	-1.58	-1.60	-1.62
- Wiler - Zielebach	-0.34	-0.34	-0.50	-0.42	-0.45	-0.40
- Zielebach - Recherswil	-0.04	-0.04	-0.15	-0.10	-0.11	-0.09
Total Grundwasserexfiltration	-2.94	-2.73	-4.15	-3.87	-3.97	-3.91

Tab. 15.13  
Berechnete In- und Exfiltrationsmengen 1976 bis 1978 (Situation vgl. Fig. 10.3 und 10.17).

$Q_{MK}$  Infiltrationsüberschuss oder Exfiltrationsmenge aus der Abflussbilanz oder der Regressionsgleichung  
 $Q_{BK}$  Infiltrationsüberschuss oder Exfiltrationsmenge aus dem Modell

bis nach Schalunen zwar steigern, aber die direkte Infiltration im Abschnitt km 20,2 bis km 18 oberhalb Burgdorf infolge höherer Grundwasserstände vermindern. Zudem exfiltriert im Abschnitt km 18 bis km 16,8 bei Burgdorf in nassen Jahren mehr Grundwasser in die Emme als in Normaljahren, so dass die Differenz zwischen der In- und Exfiltration für den Gewässerabschnitt ① (vgl. Fig. 10.3) ungefähr konstant bleibt. Hingegen setzt die Exfiltration in Trockenzeiten, wie im Jahr 1976, vollständig aus, und die Infiltration ist erwiesenermassen im gesamten Gewässerabschnitt kleiner. Der Infiltrationsüberschuss liegt dann mit  $2,8 \text{ m}^3/\text{s}$  (und weniger) mindestens 15% unter dem Durchschnitt von  $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Modelleichung bestätigt für die Emmeinfiltration die in Figur 7.10 dargestellte Beziehung. Die perkolative Infiltrationsrate von  $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s m}^2$  und die Abhängigkeit der Infiltrationsleistung von der Abflussmenge ist sowohl für Niederwasser- wie auch für Hochwasserperioden gültig. Eine grössere Rate könnte bei kurzfristigen, sehr grossen Abflussmengen von über  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  auftreten. Dies lässt sich mit den Modellberechnungen bei Zeitschritten von einem Tag nicht ausschliessen.

Der mit dem Modell berechnete, durchschnittliche Infiltrationsüberschuss im Gewässerabschnitt ① ist für das Jahr 1977 mit  $0,44 \text{ m}^3/\text{s}$  12% und für das Jahr 1978 mit  $0,18 \text{ m}^3/\text{s}$  5% kleiner als das Ergebnis der Oberflächenwasserbilanz.

Bei den Grundwasserinfiltrationen weist das Modellergebnis im Total einen um etwa 4,5% höheren Wert auf als die mit den Abflussmessungen erhobene Bilanz der Jahre 1976 bis 1978. Diese kleine Abweichung liegt in der Fehler-toleranz sowohl der Modell- wie auch der Bilanzierungskennziffern.

Bei den Detailvergleichen der Exfiltrationsmengen in die Seitenbäche macht sich die Vereinfachung der linearen Regression bemerkbar, die auf konstanten Wasserständen in den Oberflächengewässern beruht. Im Trockenjahr 1976 sind die Werte aus der Regression zwischen 13% und 25% zu klein, weil die Wasserstände in den Gewässern generell unter den angenommenen Durchschnittswerten liegen. Für die Jahre 1977 und 1978 stimmen die Werte besser

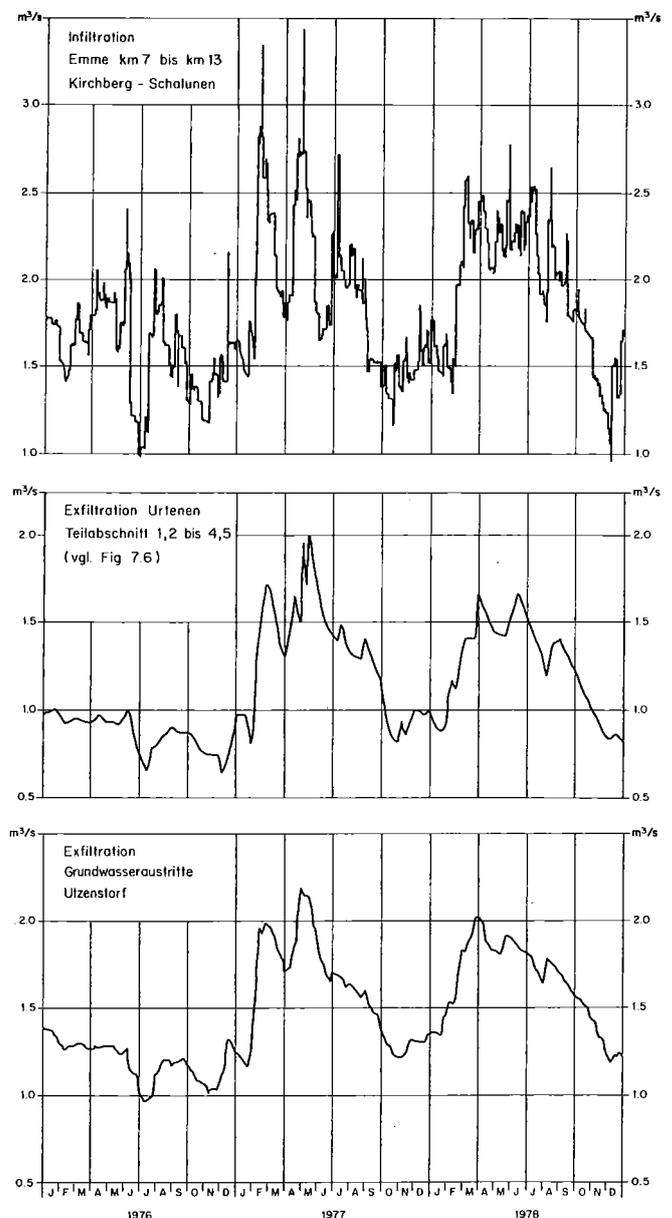


Fig. 15.14 Berechnete Ganglinien der Infiltrationsmenge der Emme, der Exfiltrationsmengen in die Urtenen sowie in die Grundwasseraustritte Utzenstorf.

überein, wobei für letzteres die Abweichungen mit 5% und darunter in der Fehlertoleranz der Abflussmessungen liegen.

Bei den Grundwasseraustritten werden die Bilanzierungskennziffern mit den Modellberechnungen bestätigt, wobei für das Exfiltrationsgebiet Wiler-Zielebach mit -80l/s im Jahr 1977 die grösste Abweichung entsteht.

In Figur 15.14 sind exemplarisch die Ganglinien der perkolativen Infiltrationsmenge des Emmeabschnittes zwischen Kirchberg und Schalunen, die totale Exfiltrationsmenge in die Urtenen und in die Grundwasseraustritte Utzenstorf dargestellt. Saisonal verlaufen die Ganglinien sowohl bei der In- wie auch bei der Exfiltrationsmenge gleich. Die natürlichen Speichereigenschaften des Grundwasserleiters bewirken keine Phasenverschiebungen. Die perkolative Infiltrationsmenge der Emme und die Exfiltrationsmenge in die Urtenen reagieren auf die rasch ändernden Oberflächenabflüsse und schwanken kurzfristig ausgeprägter als die Abflüsse der Grundwasseraustritte Utzenstorf.

#### Grundwasserentnahme

Von den Trink- und Brauchwasserentnahmen liegen grösstenteils jährliche Durchschnittswerte, selten vierzehntägliche Mittelwerte vor. Die Modellresultate lassen keine Rückschlüsse auf den täglichen Verbrauch zu.

#### Profil-Zuflüsse und -Wegflüsse

Flüsse durch die Bilanzierungsprofile werden hauptsächlich durch Schwankungen des Grundwasserspiegels geprägt. Ihre Ganglinien (vgl. Fig. 15.15) verlaufen deshalb synchron zu den Potentialganglinien. Bei stark steigender Grundwasserneubildung und Emme-Infiltrationsleistung verändern sich die Gefällsverhältnisse der Potentialoberfläche. Die Zu- und Wegflüsse sind kurzfristig sehr hoch. Durch das Diskretisieren der Potentialganglinien können im Modell unrealistische Gefällsverhältnisse entstehen. Bei allzu grossen Zeitschritten kann dadurch das Strömungssystem ins Schwingen geraten. Dies ist bei unseren Simulationen nicht eingetreten. Wir wählten kleine Anfangszeitpunkte (1 d) nach jeder starken Potentialveränderung. Die Ganglinien der Zu- und Wegflussmengen

dürften somit den tatsächlichen Abflussmengen durch die Bilanzierungsprofile entsprechen. Die nicht dargestellte Zuflussmenge von 810l/s durch das Profil 12 verändert sich, ähnlich der abgebildeten Wegflussmenge im Profil 20 mit  $1010 \pm 50$ l/s, über die Zeit betrachtet, wenig. Die Oberflächengewässer lassen bei beiden Profilen nur geringe Potentialschwankungen zu. Grössere Veränderungen weist die Durchflussmenge des Profils 15E mit  $2080 \pm 300$ l/s auf. Hier sind Potentialschwankungen bis zu 5 m möglich.

Die Zuflussmenge aus dem Urtenental im Profil 15U variiert in der Regel mit  $\pm 60$ l/s um den Durchschnitt von 480l/s. Extreme Änderungen werden durch das Exfiltrieren von Grundwasser in die Urtenen verhindert.

#### 15.3.5 Jährliche Zu- und Wegflussmengen

In Tabelle 15.14 werden die mit dem Modell berechneten Grundwassermengen zusammengestellt, die aus dem Testgebiet während der Jahre 1976 bis 1978 unter- oder oberirdisch zu- und weggeflossen sind. Die Differenz der beiden Werte entspricht der durchschnittlichen Speicher- bzw. Zehrmenge.

Jahr	Zufluss total l/s	Wegfluss total l/s	Speicherung Zehrung (-) l/s
1976	5300	-5300	0
1977	6600	-6500	100
1978	6243	-6272	-29

Tab. 15.14 Jährliche Zu- und Wegflüsse 1976 bis 1978.

Die dargestellte Zeitperiode ist für die allgemeine Beurteilung des Grundwasserdargebotes sehr aufschlussreich:

- Das Grundwasserdargebot 1976 ist für überdurchschnittlich trockene Witterungsverhältnisse massgebend. Die jährlichen Gebietsniederschläge sind in den letzten 50 Jahren nur viermal, die mittlere Jahresabflussmenge der Emme (Eidg. Messstation Wiler-Gerlafingen, vgl. Fig. 10.3) sogar nur zweimal, beide mit einem Minimum im Jahre 1949, leicht unterschritten worden. Für künftige Dargebotsberechnungen von Trockenperioden liefert das Jahr 1976 wertvolle Grundlagedaten.
- Das Grundwasserdargebot von 1977 ist für nasse Witterungsverhältnisse bezeichnend. Die Gebietsniederschläge sind in den letzten 50 Jahren lediglich im Jahr 1965, die mittlere Jahresabflussmenge der Emme in sieben weiteren Jahren überschritten worden. Für zukünftige Dargebotsberechnungen von Nassperioden kann das Jahr 1977 als charakteristisch angesehen werden.
- Das Jahr 1978 ist sowohl niederschlagsmässig wie auch von den Oberflächenwasserabflüssen her ein typisches Durchschnittsjahr. Das Grundwasserdargebot von rund 6250l/s kann als langjähriger Durchschnitt betrachtet werden.
- Die jährlichen Speicheränderungen sind im Verhältnis zum mittleren Grundwasserdargebot sehr klein. Obwohl ein Trockenjahr mit einem Nassjahr wechselte, liegen sie anteilmässig unter 2% des mittleren Grundwasserdargebotes.

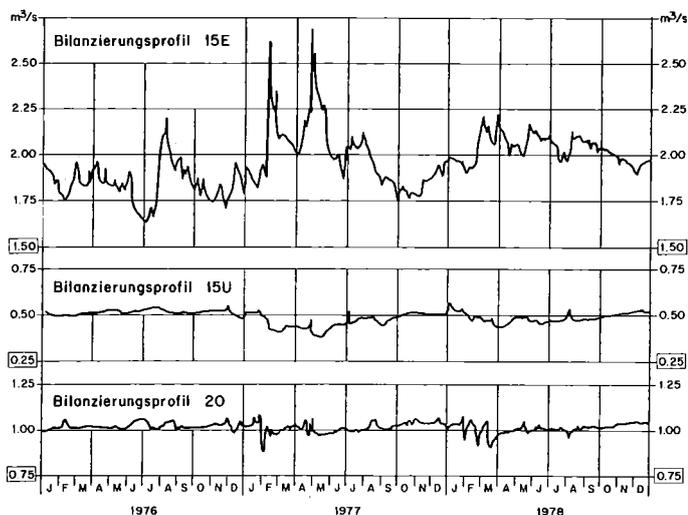


Fig. 15.15 Ganglinien der Zu- und Wegflussmengen durch die Bilanzierungsprofile 15 und 20 (Lage der Profile: s. Fig. 10.13).

### 15.3.6 Kurzfristige Speicheränderungen

Kurzfristig können die Speicher- und Zehrmengen und damit das Grundwasserdargebot erheblich variieren. Mit einem maximalen Grundwasserwegfluss von rund 8300 l/s (Tagesmittel) und einem minimalen von 4800 l/s beträgt die Änderung 3500 l/s oder etwas mehr als die Hälfte des durchschnittlichen Dargebotes. Bei den Zuflüssen wurden Tagesextremwerte über 15000 l/s (am 29. 4. 1977) aufgezeichnet. Daraus ist ersichtlich: Der Grundwasserleiter des Testgebietes kann kurzfristig grosse Zuflussüberschüsse speichern. Dies ist zur Hauptsache auf die grossen Abstände zwischen den Sohlen der Oberflächengewässer und dem Grundwasserspiegel im perkolativen Infiltrationsbereich der Emme zurückzuführen.

Figur 15.16 zeigt: Die Speichermenge ändert rasch. So sind beispielsweise im Teilgebiet 2 während der Schneeschmelze Änderungen von 3 bis 4 m<sup>3</sup>/s innerhalb von zwei bis vier Wochen keine Seltenheit.

In Extremfällen, z. B. Ende April 1977, können sie bis zu 7 m<sup>3</sup>/s betragen. Solche kurzfristigen Schwankungen werden meistens innerhalb weniger Wochen ausgeglichen. Dies lässt sich mit den zahlreichen Grundwasseraustritten und den Exfiltrationsstrecken der Oberflächengewässer erklären, die den Zehrvorgang durch entsprechend grössere Abflüsse entscheidend beschleunigen.

Bemerkenswert ist, dass einzelne Bäche ohne diese Grundwasserzuflüsse in Niederwasserperioden streckenweise austrocknen würden.

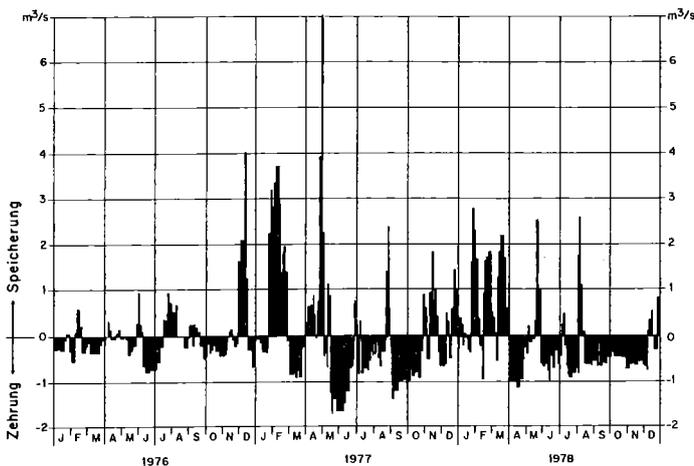


Fig. 15.16 Speicheränderungen im Teilgebiet 2 für die Jahre 1976 bis 1978.

### 15.3.7 Spezifische Grundwassermengen

Neben der zeitlichen ist auch die örtliche Veränderung des Grundwasserdargebotes zu ermitteln. Dazu eignet sich die *spezifische Grundwassermenge*. Wir verstehen darunter den unterirdischen Grundwasserabfluss über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters auf einer Breite von einem Meter.

Die in Figur 15.17 abgebildete räumliche Verteilung der spezifischen Grundwassermengen vom 3. Oktober 1978 entspricht etwa durchschnittlichen Verhältnissen. Das grösste Dargebot ist in den gut durchlässigen Schottern im Bereich der Emme zu finden. Es nimmt gegen die seitlichen Begrenzungen hin wegen der geringeren Mächtigkeit und den kleineren Durchlässigkeiten merklich ab. Eine

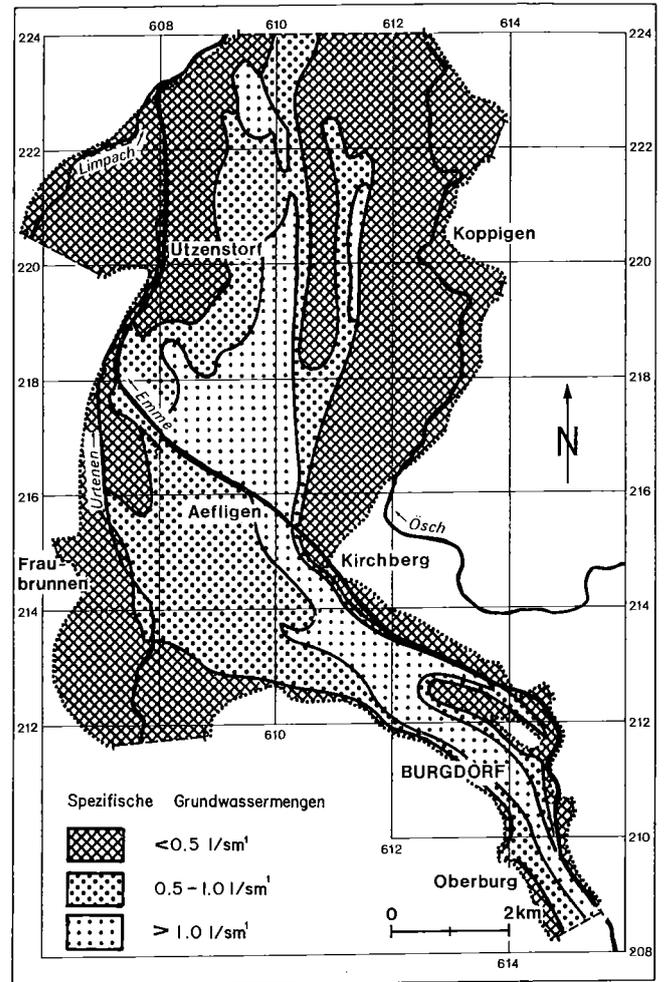


Fig. 15.17 Räumliche Verteilung des Grundwasserdargebotes bei durchschnittlichen Strömungsverhältnissen.

Abnahme ist auch in Strömungsrichtung festzustellen, bedingt durch die zunehmenden Grundwasserexfiltrationen in die verschiedenen Quellbäche.

### 15.3.8 Strömungsbereiche

In Figur 15.18 ist das Testgebiet in sieben Strömungsbereiche unterteilt worden. Bereichsgrenzen bilden Stromlinien, die seitliche Berandung des Grundwasserleiters und die Bilanzierungsprofile. Innerhalb eines Bereiches sind die Summen der Zuflüsse  $\Sigma Q_{\text{EIN}}$  gleich gross wie die Summen der Wegflüsse  $\Sigma Q_{\text{AUS}}$ .

Abgesehen von der direkten Grundwasserneubildung aus Niederschlägen entsteht das Grundwasser vorwiegend durch:

- I : Indirekte Grundwasserneubildung aus dem Urtenental.
- II : Indirekte Grundwasserneubildung aus den westlichen Randbereichen.
- III : Infiltrat aus der Emme unterhalb Aefligen.
- IV : Infiltrat aus der Emme oberhalb Burgdorf und unterhalb Aefligen.
- V : Infiltrat aus der Emme zwischen Oberburg und Aefligen.
- VI : Infiltrat aus der Emme unterhalb Burgdorf.
- VII : Indirekte Grundwasserneubildung aus den östlichen Randbereichen.

Die Strömungsbereiche zeigen weiter:

- I : Der Urtenen-Grundwasserstrom exfiltriert vollständig in die Urtenen.
- II : Die westlichen randlichen Zuflüsse aus dem Teilgebiet I exfiltrieren in den unteren Teil der Urtenen.
- III : Ein Teil der Grundwasseraustritte bei Utzenstorf wird direkt mit Infiltrat aus der Emme gespeisen.
- IV : Der Grundwasserleiter des Limpachtals wird im Mündungsgebiet mit Grundwasser des Emmentals gespeisen (s. Fig. 10.13).
- V + VI : Das Grundwasser, das über das Profil 20E ins Wasseramt (Kanton Solothurn) wegfliessen, wird von Oberburg an abwärts gebildet.
- VII : Das Grundwasser in der östlichen Hälfte des Grundwasserleiters zwischen Kirchberg und Koppigen exfiltriert praktisch vollständig in die Ösch und den Chrümelbach nördlich Koppigen.

Im Modell fliesst über die Stromlinien definitionsgemäss kein Grundwasser. In Natur bilden sich wegen der flächenmässig zusickernden Niederschläge, der Inhomogenität des Grundwasserleiters, der Pendelung des Grundwasserstromes usw. keine scharfen Stromlinien aus. Zudem sind die Potentiale und die Strömungsrichtung in einem Vertikalschnitt nicht konstant.

Die dargestellten Strömungsbereiche lassen nur beschränkt Aussagen über die Ausbreitung von Stoffen im Grundwasser zu. Dispersions-, Adsorptions- und Desorptionseffekte wie auch chemische Umsetzungen und biolo-

gische Abbauprozesse sind beim Stofftransport mitzubedenkenden [94]. Zwischen den einzelnen Strömungsbereichen entstehen Durchmischungszonen, die unter anderem von den Dispersionskoeffizienten<sup>1</sup> abhängig sind. Dennoch kann mit den Modellresultaten die Verteilung der untersuchten chemischen Parameter gut erklärt werden. Beim Beispiel der Leitfähigkeiten (s. Fig. 9.3) verlaufen die Isolinien ähnlich den Stromlinien. Die Strömungsbereiche weisen am 7. 12. 1978, bei quasi-stationären Strömungsverhältnissen, typische Leitfähigkeitswerte auf:

Bereiche I + II	: 500	μS/cm
Bereiche III-VI	: 400 bis 500	μS/cm
Bereich VII	: 500 bis ca. 700	μS/cm

Die Bereiche I, II und VII werden vorwiegend durch echtes Grundwasser gespeist, was durch die höheren Leitfähigkeiten in den Randbereichen (s. Fig. 9.3 und 9.4) bestätigt wird. Die Bereiche III bis VI werden hauptsächlich durch die natürliche Infiltration der Emme geprägt. Die gütetmässige Beschaffenheit des infiltrierenden Gewässers ist hier für die Qualität des Grundwassers von ausschlaggebender Bedeutung.

<sup>1</sup> Die Bestimmung der Dispersionskoeffizienten ist Gegenstand der Versickerungsversuche im Testareal Aefligen [15, 162].

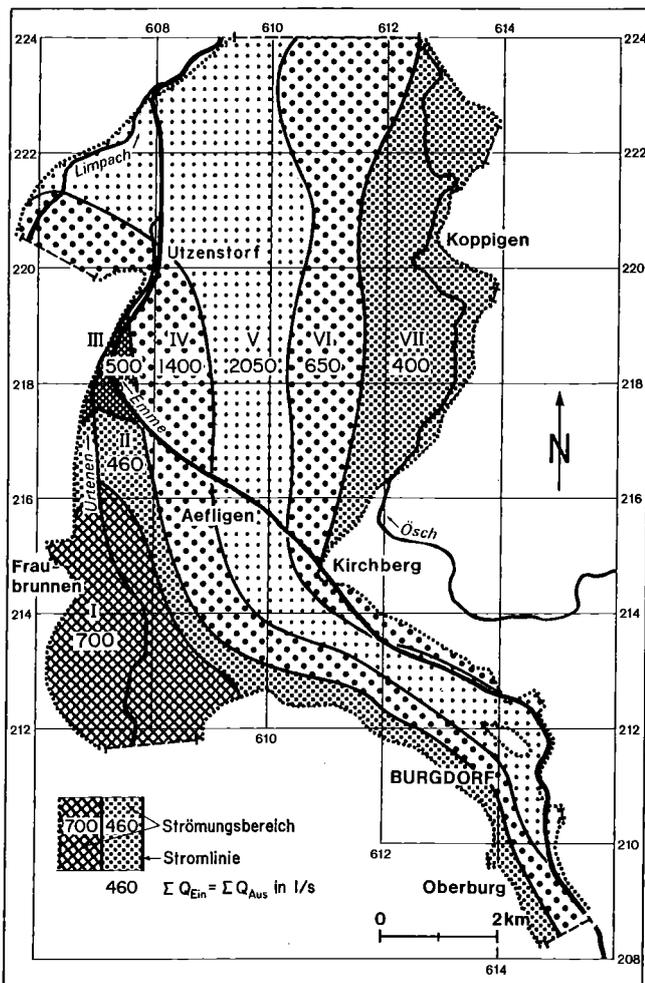


Fig. 15.18 Strömungsbereiche des Grundwassers.

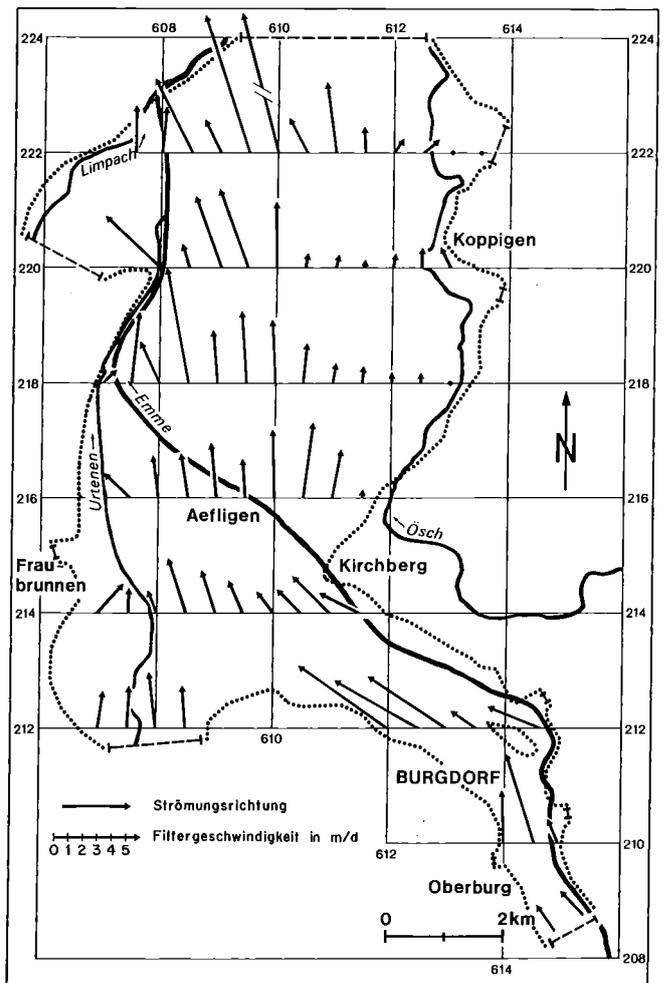


Fig. 15.19 Strömungsrichtungen und Filtergeschwindigkeiten.

### 15.3.9 Strömungsrichtungen, Filter- und Abstandsgeschwindigkeiten

Die in Figur 15.19 dargestellten Pfeile zeigen die Strömungsrichtungen des Grundwassers bei durchschnittlichen Strömungsverhältnissen. Die Strömung ist im grossen und ganzen parallel zu den Begrenzungen der Grundwasserleiter gerichtet: von Oberburg bis Kirchberg nach Nordwesten, zwischen Kirchberg und Gerlafingen (am nördlichen Rand des Testgebietes) nach Norden. Bei den exfiltrierenden Gewässern lenkt die Strömung augenfällig in Richtung der Exfiltrationsstellen ab, während die ergiebige Infiltration aus der Emme die allgemeine Strömungsrichtung kaum beeinflusst.

Die Länge der Pfeile stellt die Filtergeschwindigkeiten in m/d dar. Die Geschwindigkeiten liegen zwischen 0 und 20m/d bei einem Durchschnitt von rund 3m/d. Sie sind im westlichen Teil des Grundwasserleiters augenfällig grösser als im östlichen.

Unter der vereinfachenden Annahme, der Grundwasserleiter weise im Mittel über die gesamte Grundwassermächtigkeit ungefähr eine gleich grosse durchflusswirksame Porosität  $n_f$  von 13% auf, entsprechen die Pfeillängen den Abständen, die das Grundwasser im Mittel in einem Monat zurücklegt. Einzelne Wasserteilchen fliessen aber mit Sicherheit bedeutend schneller: Bei Markierversuchen im Raum Fraubrunnen-Utzenstorf sind maximale Abstandsgeschwindigkeiten von 200 m/d und mehr festgestellt worden [12, 14].

## 15.4 Grundwasserdargebot

### 15.4.1 Totales Grundwasserdargebot

Nehmen wir an, der Grundwasserspiegel könnte bei sämtlichen Oberflächengewässern unter die Gewässersohle abgesenkt werden und sämtliche Oberflächengewässer würden perkolutiv infiltrieren, dann stünde bei durchschnittlichen Jahresabflüssen ein natürliches totales Grundwasserdargebot von ca. 9m<sup>3</sup>/s zur Verfügung. Der Grundwasserwegfluss ins Solothurnische Wasseramt sowie die Grundwasserzuflüsse aus den stromaufwärts gelegenen Grundwasserleitern würden nicht stark vermindert, wenn die Wasserversorgungen diese Mengen förderten, vorausgesetzt, die Fassungsanlagen wären günstig verteilt. Hingegen würden bei der Nutzung dieser Menge praktisch sämtliche Grundwasseraustritte trockengelegt, und Grundwasser könnte nicht mehr in Oberflächengewässer exfiltrieren. Dieses Wasser würde in den Seitenbächen und in der Emme fehlen; die Oberflächengewässer würden häufiger austrocknen als heute. Im Sommer und im Herbst könnten die Austrocknungen mehrere Wochen dauern. Sofern das entnommene Wasser nicht wieder innerhalb des Testgebietes in Oberflächengewässer eingeleitet wird, würden dadurch auch die Unterlieger in der Nutzung von Grundwasser beeinträchtigt.

### 15.4.2 Nutzbares Grundwasserdargebot

Wegen der zahlreichen Nebenerscheinungen, die als unerwünschte Folgen von Grundwasserentnahmen eintreten könnten (Qualitätsveränderungen des Grundwassers, Beeinflussung land- und forstwirtschaftlicher Erträge,

Bodensetzungen, Zerstörung von Feuchtgebieten u. a.), kann im Testgebiet ohne künstliche Anreicherung höchstens die Grundwassermenge, welche in die Emme und in die Bäche exfiltriert, genutzt werden. Damit stünden im Testgebiet, wenn Recycling ausgeschlossen wird, rund 2,5 m<sup>3</sup>/s für die Trinkwasser- und Brauchwasserversorgung zur Verfügung. Fassungs-, schutzzonentechische und ökologische Gründe würden wohl noch eine Reduktion um etwa 50% auf etwa 1,3m<sup>3</sup>/s erfordern.

Das nutzbare Grundwasserdargebot des Testgebietes dürfte daher ohne künstliche Anreicherung zusammen mit den bereits genutzten Grundwassermengen von 0,65 m<sup>3</sup>/s rund 2 m<sup>3</sup>/s betragen. Die Steigerung der heute vorliegenden Grundwassernutzung ist, abgesehen vom dynamischen Anteil des Grundwasserdargebotes, nur zu Lasten der Exfiltration und damit des Oberflächengewässerabflusses oder auf Kosten der Ober- und Unterlieger möglich. Im Teilgebiet 2 die Infiltration zu steigern ist praktisch nicht möglich, da sie meistens perkolutiv erfolgt. Hingegen können im Teilgebiet 1, oberhalb Burgdorf, die direkten Infiltrationsleistungen mit gezielt angeordneten Fassungen um etwa das Doppelte gesteigert werden.

## 15.5 Prognoserechnungen

Das geeichte Grundwassermodell «Emmental» konnte für Prognoserechnungen bereits mehrmals erfolgreich eingesetzt werden. In den beiden folgenden Abschnitten werden für zwei Beispiele die Simulationsergebnisse zusammenfassend besprochen.

### 15.5.1 Auswirkungen einer Grundwasserentnahme von 330l/s

Figur 15.20 zeigt die strömungsmässigen Auswirkungen einer ständigen Grundwasserentnahme von zusätzlich 330l/s (20000l/min) bei Utzenstorf auf den Grundwasserhaushalt des Modellgebietes. Die zusätzliche Entnahmemenge entspricht ungefähr der Hälfte der bereits heute genutzten Grundwassermenge von 650l/s oder ungefähr 1/6 des hochgerechneten nutzbaren Dargebotes von 2 m<sup>3</sup>/s. Die in der Figur dargestellten Werte und Linien beziehen sich auf einen mittleren Grundwasserstand bei einer direkten Grundwasserneubildungsrate von 1 mm/d und einer durchschnittlichen Infiltrationsleistung der Emme.

Die Simulationsergebnisse [164] lassen folgende Schlüsse zu:

- Durch die Grundwasserentnahme werden in erster Linie die Exfiltrationsmengen in Grundwasseraustritten vermindert. Die Reduktion der Mengen innerhalb eines Gebietes ist aber nicht gleichmässig. Sie konzentrieren sich auf die Exfiltrationsstrecken und Quellbäche, die den Entnahmestandorten am nächsten gelegen sind. Bereits bei mittleren Grundwasserständen trocknen im Entnahmefall einige Quellbäche aus, sofern dies nicht mit technischen Massnahmen verhindert wird.
- Der Durchfluss ins Solothurnische Wasseramt wird nicht reduziert. Eine Verminderung des Wegflusses ist erst bei tiefen Grundwasserständen zu erwarten, wenn die Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und Ziele-

bach-Recherswil am Nordrand des Modellgebietes teilweise bereits ausgetrocknet sind.

- Durch die Grundwasserspiegelabsenkungen wird die Infiltrationsleistung der Oberflächengewässer praktisch nicht gesteigert: Sowohl bei der Emme nördlich Utzenstorf wie auch bei der Ösch, nördlich Koppigen, sind die zusätzlichen Infiltrationsmengen kleiner als 10 l/s. Aus darstellerischen Gründen sind diese Mengen nicht aufgeführt, sind aber in den Mengenangaben der Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und des Exfiltrationsgebietes der Ösch berücksichtigt.
- Eine Veränderung der direkten Grundwasserneubildung ist gestützt auf die kleinen Absenkungen nicht zu erwarten.
- Die Strömungsrichtungen werden, abgesehen vom Nahbereich der Fassungsstandorte, nicht wesentlich verändert. Ein Zuströmen von qualitativ schlechterem Grundwasser aus den östlichen Randgebieten ist nicht zu befürchten.

### 15.5.2 Auswirkungen einer Gewässerkorrektur auf das Grundwasser

In Figur 15.21 werden die simulierten Auswirkungen einer geplanten Vertiefung der Urtenen-Gewässersohle von un-

gefähr 1 m auf das Grundwasser dargestellt. Die Grundwasserspiegelabsenkungen betragen bei mittleren Wasserständen (MW) entlang der Urtenen bis zu 110 cm. Sie beschränken sich nicht nur auf den Bereich längs der Urtenen, sondern sind mit zunehmender Distanz von der Urtenen abgeschwächt im gesamten Grundwasserleiter des Testgebietes festzustellen. Die Zu- und Wegflüsse über die Modellränder werden praktisch nicht verändert. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass das durch die Urtenen zusätzlich wegdrainierte Grundwasser (für MW ca. 450 l/s oder 1/3 des hochgerechneten, nutzbaren Grundwasserdargebotes) innerhalb des Grundwasserleiters «ersetzt» wird. Einerseits erhöht sich die Infiltration der Emme um 130 l/s, und andererseits reduziert sich die Grundwasserexfiltration in die verschiedenen Grundwasseraustritte um 100 l/s bei Utzenstorf und um 215 l/s im Raume Fraubrunnen.

Die Simulationsergebnisse [161] lassen folgende Schlüsse zu:

- Der korrigierte Urtenenbach würde bedeutend mehr Grundwasser wegdrainieren. Bei hohen Wasserständen wären es zusätzlich etwa 600 l/s oder 60% der heutigen Exfiltrationsmenge, bei tiefen Wasserständen knapp 200 l/s oder 30%. Das hätte zur Folge, dass bedeutend

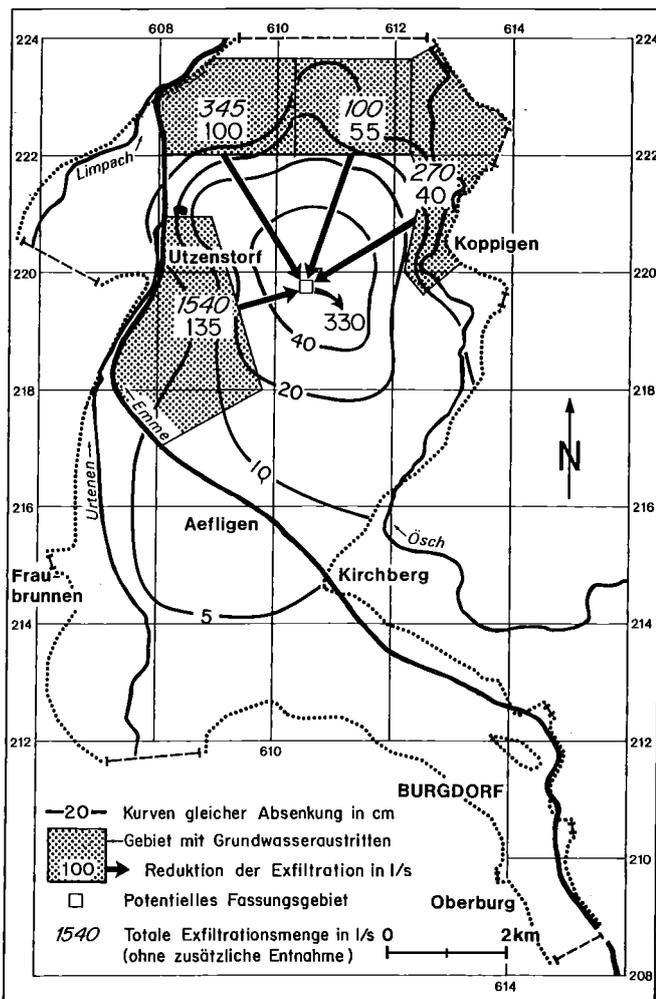


Fig. 15.20 Auswirkungen einer Grundwasserentnahme von 330 l/s bei mittlerem Grundwasserstand.

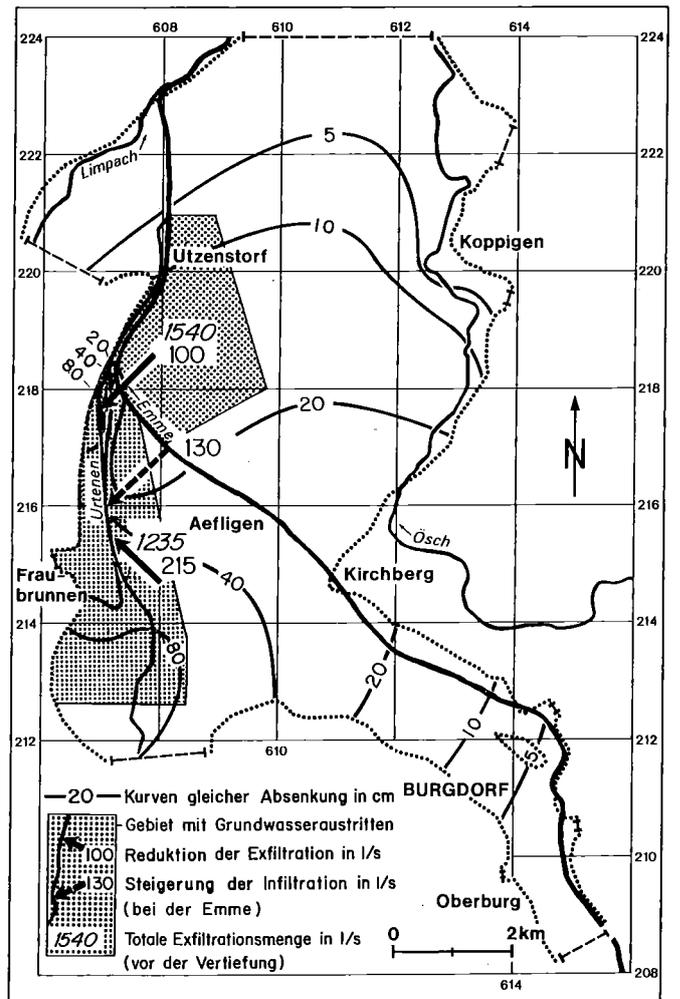


Fig. 15.21 Prognostizierte Auswirkungen einer Vertiefung der Gewässersohle der Urtenen um ca. 1 m auf das Grundwasservorkommen des Testgebietes bei mittleren Wasserständen.

weniger Grundwasser in die Grundwasseraustritte exfiltrierte. Selbst bei hohen Grundwasserständen würden die Grundwasseraustritte oberhalb Fraubrunnen teilweise versiegen. Bei tiefen Wasserständen würde die Situation entsprechend verschlimmert: Im Raume Fraubrunnen würden sämtliche Grundwasseraustritte austrocknen; südlich Utzenstorf würden sie bei kleinem Emmeabfluss mengenmässig um 10% und bei trockener Emme um 40% vermindert. Der Mühlebach-Schalunen, S-Utzenstorf, würde während ca. 60 Tagen pro Jahr trocken sein.

- Im Gebiet Schalunen, wo die Wasserspiegel der Emme und des Grundwassers direkt zusammenhängen, würde mehr Emmewasser infiltrieren. Bei Hoch- und Mittelwasser würde dadurch die Wasserführung der Emme unbedeutend beeinflusst. Bei Niederwasserbedingungen führte aber die in der Emme fehlende Wassermenge von ca. 100l/s zu einem vermehrten Austrocknen des Gewässerbettes. Selbst im Nassjahr 1977 wäre, z. B. die Emme in der Periode vom 21. bis 24. Oktober, ausgetrocknet!
- Die Infiltrationsverhältnisse der Urtenen würden langfristig durch die Korrektur kaum geändert.
- Im Gebiet Schalunen würde das Grundwasserspiegelgefälle von der Emme zur Urtenen hin vergrössert und die Strömungsrichtung verändert. Damit verkürzte sich die Aufenthaltszeit des Emmewassers zu den bestehenden Hausfassungen. Eine qualitative Verschlechterung des Grundwassers wäre möglich.
- Der abgesenkte Grundwasserspiegel bewirkte, dass sich die Förderhöhe der bestehenden öffentlichen Fassungsanlagen bis zu einigen Dezimetern vergrösserte. Verschiedene private Fassungsanlagen (Hauswasserfassungen, Wärmepumpenanlagen) gingen mengenmässig zurück und würden je nach Urtenenabstand und Schachttiefe versiegen.
- In den Gebieten mit kleinen Flurabständen (unter 1 m) würden sich die Grundwasserspiegelabsenkungen bei mittleren und hohen Wasserständen eher positiv auf die Landwirtschaft auswirken. Hingegen könnte der vergrösserte Flurabstand während Trockenperioden, wie z. B. im Sommer 1976, merkbare landwirtschaftliche Ertragseinbußen bewirken.
- Die Baumbestände könnten je nach ihrer Wurzeltiefe und ihrem Alter durch die Grundwasserspiegelabsenkungen beeinträchtigt werden. Je nach Grad, Zeitpunkt und Dauer des Wassermangels könnten in Abhängigkeit von den Bodenwasserverhältnissen stellenweise Zuwachsverluste auftreten oder einzelne Bäume absterben.
- Das häufigere Austrocknen der Grundwasseraustritte und der verringerte Abfluss der Emme beeinträchtigten die fischereiliche Nutzung der Gewässer. Bei Niederwasserführung der Gewässer im Sommer erwärmte sich das Wasser stärker als heute. Wassertemperaturen über 20°C führten vermehrt zu Sauerstoffmangel und dezimierten die in den Gewässern heimischen Forellen.
- Die Ufergebiete der Urtenen bei Schalunen sind mögliche Setzungsgebiete: Bei sehr schlechten Bodenverhältnissen würde sich die Terrainoberfläche um einige Zentimeter setzen.

## 15.6 Künftige Überwachung des Grundwasserdargebotes und der Grundwassergüte

Mit dem vorliegenden Grundwassermodell kann das Grundwassergeschehen mit dem in Figur 15.22 dargestellten Messstellennetz sowohl strömungs- wie auch mengenmässig genügend genau nachvollzogen werden. Die künftige Überwachung des Grundwasserdargebotes ist gewährleistet, sofern die dargestellten Messstationen weiterhin fachgerecht betrieben und die Resultate ausgewertet werden. Für Modellsimulationen nach 1978, die auf den Messdaten dieser Stationen beruhen, dürfen genügend genaue Ergebnisse erwartet werden, falls die Strömungsverhältnisse nicht durch künstliche Eingriffe in den Grundwasserleiter stark verändert werden. Ein Abbau der Messstationen der 2. Ordnungsgruppe (vgl. Abschnitt 14.3) wäre von der Aufbereitung der Modellparameter her möglich, hätte aber zum Nachteil, dass die Ergebnisse künftiger Modellsimulationen nicht mehr mit Feldmessungen kontrolliert werden könnten. Diese Messstationen sollten deshalb weiterhin betrieben werden. Zudem sollte die Grundwassernutzung der Grossverbraucher in die langfristigen Grundwasserbeobachtungen einbezogen werden. Für die qualitative Überwachung des Grundwasservorkommens wurde mit dem im Rahmen der kantonalen Untersuchungen des Unteren Emmentales durchgeführten

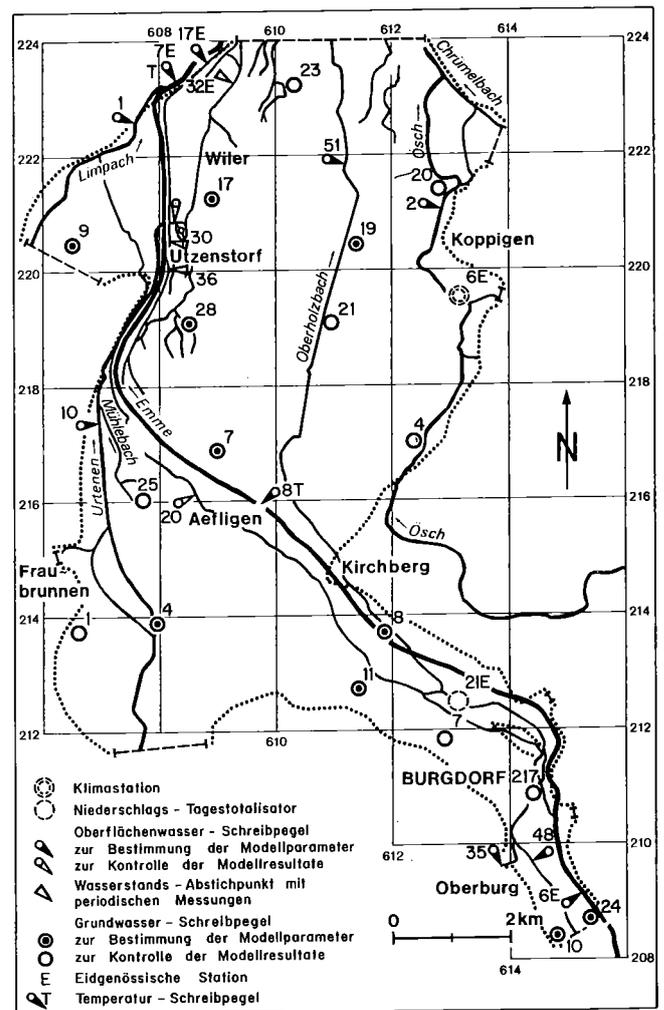


Fig. 15.22 Permanentes Messstellennetz des Testgebietes Emmental.

hydrochemischen und bakteriologischen Untersuchungsprogramm 1971/73 [14] und mit den im Rahmen des Forschungsprogrammes erhobenen Leitfähigkeiten und Temperaturen der Gewässer ein erster Schritt getan. Die aus den Resultaten abgeleitete räumliche Verteilung der verschiedenen chemischen Parameter stehen mit den quantitativen Modellresultaten in keinem Widerspruch und lassen sich summarisch erklären. Für eine exaktere Beschreibung der qualitativen Vorgänge müssten die Messstellen entsprechend unseren Erkenntnissen über die vertikalen Strömungen, herrührend von Potentialdifferenzen im Grundwasserleiter (vgl. Abschnitt 9.2), umgebaut und das bestehende Grundwassermodell mit einem Transportmodell gekoppelt werden. Die Ergebnisse aus diesem Forschungsprogramm bilden eine wertvolle Grundlage dazu. Sie sind eine unabdingbare Voraussetzung für die Simulation des konvektiven Transportes von Wasserinhaltsstoffen und von Wassertemperaturen. Ein Messstellennetz zur generellen Überwachung der Grundwassergüte im Testgebiet sollte geplant und aufgebaut werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] Ahmad, S., Lacroix, Y. & Steinbach, J. (1975): Pumping Tests in an Unconfined Aquifer. – Prof. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties Vol. I, New York (ASCE).
- [2] Aichinger, H. (1954): Benutzung von Probebohrungen zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes. – Österr. Bauzeitung 4.
- [3] Arbeitsgruppe Pumpversuche (1976): Pumpversuche in Porengrundwasserleitern, Arbeitsblatt. – (Ministerium für Ernährung Landwirtschaft und Umwelt Baden-Württemberg).
- [4] Arbeitskreis Grundwasserneubildung (1977): Methoden zur Bestimmung der Grundwasserneubildungsrate. – Geol. Jb. C 19, Hannover.
- [5] Barovic, G., Boochs, P. W. & Mull, R. (1979): Einfluss des nicht wirksamen Porenraums auf die Auswirkungen von Inhaltsstoffen im Grundwasser. – DGM 23, H.6: 153.
- [6] Baumgartner, A. & Reichel, E. (1975): Die Weltwasserbilanz. – München (Oldenbourg).
- [7] Bear, J. (1979): Hydraulics of Groundwater. – New York (McGraw-Hill).
- [8] Beatrizotti, G., Hansen, J. W. & Spocci, R. (1983): Optimierung der benötigten Daten für ein numerisches Modell der Grundwasserbewirtschaftung im Lockergestein. – GWA 63/9: 469–476.
- [9] Beims, U. (1974): Beitrag zur Ermittlung repräsentativer Durchlässigkeitsparameter mit Hilfe statistischer Methoden. – Diss. TH Dresden.
- [10] Berdat, F., Blau, R. V. & Werner, A. (1983): Beeinflussung der Grundwassertemperatur durch Wärmeentzug und Wärmeeintrag. – PRO AQUA – PRO VITA 83/9C: 4.1–4.31.
- [11] Beyer, W. (1963): Beitrag zur Ermittlung massgebender Grundwasserflussgeschwindigkeiten. – Diss. TH Dresden.
- [12] Blau, R. V., Hufschmied, P., Huonder, N., Muchenberger, F. & Werner, A. (1975): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil I, Oberes Emmental. – Bern (WEA).
- [13] Blau, R. V., Hufschmied, P., Lüthi, F., Muchenberger, F. & Werner, A. (1976): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil II, Mittleres Emmental. – Bern (WEA).
- [14] Blau, R. V., Eggen, B., Muchenberger, F., Wanner, J. & Werner, A. (1981): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil III, Unteres Emmental. – Bern (WEA).
- [15] Blau, R. V. & Werner, A. (1982): Nutzung von Grundwasser für Wärmepumpen, Versickerungstest Aefligen. – GWA 62/7: 322–329.
- [16] Blau, R. V., Hoehn, P., Hufschmied, P. & Werner, A. (1983): Ermittlung der Grundwasserneubildung aus Niederschlägen. – GWA 63/1: 45–54.
- [17] Blau, R. V., Fisch, W., Hufschmied, P., Trüeb, E. & Werner, A. (1983): NFP Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental. – GWA 63/9: 439–467.
- [18] Bloch, T. (1972): Beiträge zur Hydrologie des Unteren Emmentals. – Solothurn (Gassmann).
- [19] Boehm, B. (1975): Beitrag zur indirekten Ermittlung von Parametern für Grundwasserströmungsmodelle. – Diss. Fak. Bauwesen TU Hannover.
- [20] Boulton, N. S. (1951): The Flow Pattern near a Gravity Well in a Uniform Water Bearing Medium. – J. Instn. civ. Engrs. 36, London.
- [21] Boulton, N. S. (1963): Analysis of Data from Non-Equilibrium Pumping Tests Allowing for Delayed Yield from Storage. – Proc. Instn. civ. Engrs. 26,6693: 469–482, London.
- [22] Bouwer, H. (1978): Groundwater Hydrology. – New York (McGraw-Hill).
- [23] Brunt, D. (1944): Physical and Dynamical Meteorology. – Cambridge (University Press).
- [24] Bundesministerium des Innern (1980): Uferfiltration; Bericht des BMI-Fachausschusses «Wasserversorgung und Uferfiltrat». – Bonn (BMI).
- [25] Burger, A. (1983): Prospection et captage des eaux souterraines des roches carbonatées du Jura. – GWA 63/9: 533–583.
- [26] Burger, H. (1954): Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer. – Mitt. Schweiz. Anst. Forstl. Versuchswesen 31: 9–53.
- [27] Busch, K. F. & Luckner, L. (1972): Geohydraulik. – Leipzig (VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).
- [28] Carter, R. W. (1971): Genauigkeit von Flügelmessungen. – Bes. Mitt. Dtsch. Gewässerkundl. Jb., 35.
- [29] Childs, E. C. (1969): The physical basis of soil-water phenomena. – New York (Wiley).
- [30] Clifton, P. M., Neuman, S. P. (1982): Effects of Kriging and Inverse Modeling on Conditional Simulation of the Avra Valley in Southern Arizona. – Water Resour. Res. 18/4: 1215–1234.
- [31] Cooley, R. L. & Cunningham, A. B. (1979): Consideration of Total Energy Loss in Theory of Flow to Wells. – J. Hydrol. 43: 161–184.
- [32] Cooper, H. H. & Jacob, C. E. (1946): A Generalised Graphical Method for Evaluating Formation Constants and Summarizing Well-Field History. – Trans. amer. geophys. Union 217: 526–534.
- [33] Cox, R. J. (1977): A Study of Near Well Groundwater Flow and the Implications in Well Design. – Univ. of New South Wales, Water Res. Lab., Report No. 148.
- [34] Damrath, R., Kobus, H., Schoettler, U. & Zipfel, K. (1979): Wasserinhaltsstoffe im Grundwasser – Reaktionen, Transportvorgänge und deren Simulation. – Berlin (Erich Schmidt).
- [35] Darcy, H. P. G. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon, exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau. – Paris (Victor Dalmont).
- [36] Doleisch, M. (1972): Über die Auswertung von Abflussmessungen mit dem hydrometrischen Flügel auf elektronischen Digitalanlagen und über die Genauigkeit solcher Abflussmessungen unter dem Einfluss verschiedener Faktoren. – Wiener Mitt. 9.
- [37] Dracos, T. (1973): Hydraulik. – Zürich (Verlag der Fachvereine ETHZ).
- [38] Dracos, T. (1980): Hydrologie. – Heidelberg (Springer).
- [39] Dupuit, J. (1863): Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. – Paris (Dunod).
- [40] DVGW (1977): Bohrungen bei der Wassererschliessung, DVGW Regelwerk, Merkblatt W 115. – Frankfurt (Main) (ZfGW-Verlag).
- [41] DVWK (1982): Ermittlung des nutzbaren Grundwasserdargebotes: 4. Fortbildungslehrgang Grundwasser 11. bis 14. Oktober in Darmstadt der FH-DGG. – Bonn (DVWK).
- [42] Dyck, S. (1980): Angewandte Hydrologie, Teil I: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. – Berlin (W. Ernst & Sohn).
- [43] Dyck, S. (1980): Angewandte Hydrologie Teil II: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete: Kap. 4. – Berlin (W. Ernst & Sohn).

- [44] *EAWAG/Bundi, U.* (1981): Gewässerschutz in der Schweiz. – Bern (Haupt).
- [45] *Eidg. Amt für Wasserwirtschaft* (1967): Anleitung für die Feldarbeiten bei der Wassermessung mit hydrometrischen Flügeln. – Bern (Landeshydrologie, 1982, s. Handbuch für die Abflussmengenmessung).
- [46] *Eidg. Departement des Innern* (1980): Arbeitsgruppe «Langfristige Grundwasserbeobachtung», Schlussbericht. – Bern (EDI).
- [47] *Engler, A.* (1919): Untersuchungen über den Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer. – Mitt. Schweiz. Zentralanst. Forstl. Versuchswesen XII
- [48] *Forchheimer, P.* (1901): Wasserbewegung durch Boden. – Z. Ver. dtsh. Ing. 45, 49: 1736–1741; 45, 50: 1781–1788.
- [49] *Freeze, R. A.* (1974): Groundwater. – Englewood Cliffs, N. J. (Prentice Hall, Inc.).
- [50] *Freeze, R. A.* (1974): Streamflow generation. – Rev. Geophys. (Space Phys.) 12/4: 627–647.
- [51] *Fried, J. J.* (1975): Groundwater Pollution. – New York (Elsevier).
- [52] *Friedrich, W. & Franzen, H.* (1960): Ein neuer Versickerungsmesser (Lysimeter). – Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 4: 105–111.
- [53] *Garg, S. P. & Lal, J.* (1971): Rational Design of Well Screens. – J. Irr. Drain. Div. ASCE 97, 1: 131–147.
- [54] *Geldner, P.* (1980): Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern. – Mitt. Inst. Wasserbau Univ. Stuttgart.
- [55] *Gelhar, L. W., Gutjahr, A. L. & Naff, R. L.* (1979): Stochastic Analysis of Macrodispersion in a Stratified Aquifer. – Water Resour. Res. 15, 6: 1387–1397.
- [56] *Giger, W., Schwarzenbach, R. P., Hoehn, E., Schellenberg, K., Schneider, J. K., Wasmer, H. R., Westall, J. & Zobrist, J.* (1983): Das Verhalten organischer Inhaltsstoffe bei der Grundwasserbildung und im Grundwasser. – GWA 63/9: 517–531.
- [57] *Greminger, P.* (1982): Physikalisch-ökologische Standortuntersuchung über den Wasserhaushalt im offenen Sickersystem Boden unter Vegetation am Hang. – Diss. ETH-Zürich.
- [58] *Groeber, H., Erk, S. & Grigull, U.* (1963, Nachdruck 1981): Die Grundgesetze der Wärmeübertragung. – Heidelberg (Springer).
- [59] *Grossmann, W.* (1969): Grundzüge der Ausgleichsrechnung. – Heidelberg (Springer).
- [60] *Haude, W.* (1952): Verdunstungsmenge und Evaporationskraft eines Klimas. – Ber. Dtsch. Wetterd. US-Zone 42, 228.
- [61] *Haude, W.* (1954): Zur praktischen Bestimmung der aktuellen und potentiellen Evaporation und Evapotranspiration. – Mitt. Dtsch. Wetterd. 8.
- [62] *Haude, W.* (1955): Zur Bestimmung der Verdunstung auf möglichst einfache Weise. – Mitt. Dtsch. Wetterd. 11.
- [63] *Heidermann, H. & Sacher, H.* (1981): Untersuchung der Unsicherheit in der Kalibrierung von Modellparametern für die mathematische Simulation von Grundwasserströmungen. – Inst. Wasserbau-Wasserwirtschaft Rhein.-Westf. TH Aachen (Vorabzug).
- [64] *Hoerler, A.* (1966): Kanalisation. – In Ingenieur Handbuch II. – Zürich (Schweizer Verlagshaus).
- [65] *Hufschmied, P.* (1978): Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung, Grundlagen für die Erarbeitung des Versuchsbohrprogrammes. Begleitender Bericht Nr. 2. – Bern (WEA, unveröffentlicht).
- [66] *Hufschmied, P., Muchenberger, F. & Werner, A.* (1981): GEO-HYD 2, ein Programmsystem zur Darstellung und Auswertung geohydrologischer Daten. – Zürich (FIDES Rechenzentrum).
- [67] *Hufschmied, P.* (1983): Die Ermittlung der Durchlässigkeit von Lockergesteins-Grundwasserleitern, eine vergleichende Untersuchung verschiedener Feldmethoden. – Diss. ETH-Zürich Nr. 7397; in Hydrogeologie Emmental, Teil IV. – Bern (WEA).
- [68] *Hurst, W.* (1953): Establishment of the Skin Effect and its Impediment to Fluid Flow into a Wellbore. – Petroleum Eng. 25, 10: B6–B16.
- [69] *Jackson et al.* (1980): Aquifer contamination and protection. – UNESCO Studies and reports in hydrology 30. – Paris (UNESCO).
- [70] *Jacob, C. E.* (1946): Effective Radius of Drawdown Test to Determine Artesian Well. – Proc. ASCE 72: 629–646.
- [71] *Jaeckli, H.* (1977): Die Grundwasserhältnisse im solothurnischen Wasseramt. – Wasser, Energie, Luft 69/5: 99–104.
- [72] *Jens, G.* (1968): Tauchstäbe zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit und des Abflusses. – Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 12/4: 90–95.
- [73] *Josopait, V. & Lillich, W.* (1975): Die Ermittlung der Grundwasserneubildung und ihre Kartendarstellung im Massstab 1:200000 unter Verwendung von geologischen und bodenkundlichen Karten. – Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 19: 132–136.
- [74] *Keller, R.* (1961): Gewässer und Wasserhaushalt des Festlandes. – Berlin (Haude & Spener).
- [75] *Kirschmer, O. & Ueker, K. J.* (1966): Untersuchung der Durchströmung und der Zuflussverteilung an Schlitzbrücken-Filterrohren. Versuchsbericht für die Firma J. F. Nold, Stockstadt/Rhein.-Inst. für Hydromechanik und Wasserbau, TH Darmstadt.
- [76] *Klotz, D.* (1969): Beschreibung der hydraulischen Eigenschaften von Filterrohren. – Bohrtechnik Brunnenbau Rohrleitungsbau 20, 9: 327–336.
- [77] *Klotz, D.* (1975): Hydraulische Eigenschaften handelsüblicher Brunnenfilterrohre. – Z. dtsh. geol. Ges. 126: 411–421.
- [78] *Klotz, D.* (1975): Alterung von Brunnenfiltern. – Brunnenbau Bau von Wasserwerken Rohrleitungsbau 26, 6: 201–204.
- [79] *Klotz, D.* (1977): Berechnete Durchlässigkeiten handelsüblicher Brunnenfilterrohre. – GSF-Bericht R 133 (Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung mbH, München).
- [80] *Koenig, K.* (1978): Auswertung von Grundwassermessdaten. – DVWW – 10. Fortbildungskurs Hydrologie, Karlsruhe.
- [81] *Kovács, G.* (1973): Hydrological investigations of the unsaturated zone. – Budapest.
- [82] *Kruseman, G. P. & Ridder, N. A.* (1973): Untersuchung und Anwendung von Pumpversuchsdaten. – Köln (Müller).
- [83] *Kyrieleis, W. & Sighardt, W.* (1930): Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. – Berlin (Springer).
- [84] *Landesanstalt für Umweltschutz* (1975): Grundwasserneubildung, II. Bericht. – Inst. Wasser- und Abfallwirtschaft, LA Umweltschutz, Karlsruhe.
- [85] *Landeshydrologie* (jährlich): Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz. – Bern (Landeshydrologie).
- [86] *Landeshydrologie* (1982): Verzeichnis hydrologischer Fachausdrücke mit Begriffserklärung. – Bern (Landeshydrologie).
- [87] *Lang, H.* (1978): Die Verdunstung in der Schweiz. – Beitr. Geol. Schweiz – Hydrologie 25.
- [88] *Lohr, A.* (1969): Beitrag zur Ermittlung des  $k_h$ -Wertes durch hydraulische Feldversuche. – GWF 14.
- [89] *Lorch, S.* (1971): Automatische Registrierung der Feuchtdichte und der Wassergehaltsänderung eines Bodens durch Messung der Absorption von Gammastrahlen. – Z. Pflanzenern. Bodenkd. 130/2: 136–151.
- [90] *Luehr, H. P. & Zipfel, K.* (1975): Grundwassermodelle und ihr praktischer Einsatz. – DVGW-Schriftenreihe Wasser 9; Frankfurt (ZfGW).
- [91] *Marotz, G.* (1968): Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund. – Schriftenreihe Kurat. Kulturbauwesen 18, Hamburg (Parey).
- [92] *Marsal, D.* (1979): Statistische Methoden für Erdwissenschaftler. – Stuttgart (Schweizerbart).
- [93] *Matthess, G. & Übell, K.* (1983): Allgemeine Hydrogeologie, Grundwasserhaushalt. – Berlin (Borntraeger).
- [94] *Matthess, G., Pekdeger, A. & Schroeter, J.* (1984, im Druck): Behaviour of Contaminations in Groundwater. – Proceedings of the Workshop «Ground Water Protection»; UNESCO, Technical Document in Hydrology.
- [95] *Merkel, B.* (1983): Abschätzung der Grundwasserneubildung aus Saugspannungsmessungen. – Z. dtsh. geol. Ges. 134: 641–656.
- [96] *Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten Baden-Württemberg* (1983): Leitfaden für die Beurteilung und Behandlung von Grundwasserunreinigungen durch leichtflüchtige Chlorkohlenwasserstoffe. – Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe (Heft 13).
- [97] *Muchenberger, F.* (1979): Abflussmessungen in Oberflächengewässern für Grundwasserbilanzierungen. – GWA 59/9: 401–407.
- [98] *Müller, I., Burger, A., Schotterer, U. & Siegenthaler, U.* (1983): Résultats des méthodes d'investigations indirectes dans l'exploration des aquifères calcaires. – GWA 63/9: 501–515.
- [99] *Naenny, P.* (1978): Bemerkungen zum Problem der Verdunstung aus der Sicht der Hydrogeologie. – Beitr. Geol. Schweiz – Hydrologie 25: 69–70.
- [100] *Neuman, S. P. & Yakowitz, S.* (1979): A Statistical Approach to the Inverse Problem of Aquifer Hydrology, 1. Theory. – Water Resour. Res. 15/4: 845–860.

- [101] *Pedroli, R.* (1980): Der Wasserwirtschaftsartikel 24<sup>bis</sup>: Einige Thesen für die Gesetzgebung aus der Sicht des Umweltschutzes. – GWA 61/3: 73–86.
- [102] *Penman, H. L.* (1948): Natural evaporation from open water, bare soil and grass. – Proc. Roy. Soc. London Ser. A, 193.
- [103] *Petersen, J. S., Rohwer, C. & Albertson, M. L.* (1955): Effect of Well Screens on Flow into Wells. – Trans. ASCE 120: 563–585 (deutsche Übersetzung von E. Becksmann). Bohrtechnik Brunnenbau Rohrleitungsbau 14: 126–143.
- [104] *Pinder, G. F. & Gray, W. G.* (1977): Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology. – New York (Academic Press).
- [105] *Ponzini, G. & Lozej, A.* (1982): Identification of Aquifer Transmissivities: The Comparison Model Method. – Water Resour. Res. 18/3: 597–622.
- [106] *Primault, B.* (1962): Du calcul de l'évapotranspiration. – Arch. Met. Geoph. Biocl. Ser. B 12/1: 124–150.
- [107] *Reginato, R. J. & Jackson, D. R.* (1971): Field measurement of soil-water content by gamma-ray transmission compensated for temperature fluctuations. – Proc. Soil Sci. Soc. Amer. 35: 529–533.
- [108] *Renger, M., Strebel, O. Giesel, W.* (1974): Beurteilung bodenkundlicher, kulturtechnischer und hydrologischer Fragen mit Hilfe von klimatischer Wasserbilanz und bodenphysikalischen Kennwerten. – Z. Kulturtechn. Flurberein. 15: 148–160, 206–221, 353–366.
- [109] *Renger, M.* (1980a): Jährliche Grundwasserneubildung in Abhängigkeit von Bodennutzung und Bodeneigenschaften. – Wasser und Boden 32/8: 362–366.
- [110] *Renger, M.* (1980b): Beregnungsbedarf landwirtschaftlicher Kulturen in Abhängigkeit vom Boden. – Wasser und Boden 32/12: 572–575.
- [111] *Richard, F. & Luthin, J.* (1965): Zur Untersuchung der Wasserbewegung in Hangböden mit unvollkommener Durchlässigkeit. – Mitt. Eidg. Anst. forstl. Versuchswesen 41/6: 305–367.
- [112] *Richter, W., Lillich, W.* (1975): Abriss der Hydrogeologie. – Stuttgart (Schweizerbart).
- [113] *Roch, A.* (1958): Pourquoi la neige a-t-elle des qualités extrêmes variées? – Strasse und Verkehr 44: 145–148.
- [114] *Rogler, A.* (1970): Der Tauchstab im Test – Grundlagen, Messergebnisse, Hinweise für die praktische Arbeit. – Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 14/2: 35–41.
- [115] *Sachs, L.* (1978): Angewandte Statistik. – Heidelberg (Springer).
- [116] *Schalekamp, M.* (1983): Modernste Grundwasserbewirtschaftung mittels Prozessrechner am Beispiel des Wasserwerkes Hardhof Zürich. – GWA 63/5: 199–214.
- [117] *Schaedler, B.* (1980): Die Variabilität der Evapotranspiration im Einzugsgebiet Rietholzbach bestimmt mit Energiebilanzmethoden. – Mitt. VAW 46, ETH-Zürich.
- [118] *Schmassmann, H.* (1972): Künstliche Grundwasseranreicherung. – GWA 52/5: 125–141.
- [119] *Schneebeli, G.* (1966): Hydraulique souterraine. – Paris (Eyrolles).
- [120] *Schommer, P., Troesch, J. & Gerber, U.* (1973): Vergleich von elektrischen und numerischen Verfahren zur Simulation von Grundwasserströmungen mit Feldmessungen. – Mitt. VAW 9, ETH-Zürich.
- [121] *Schroeder, M.* (1970): Methodische Untersuchungen am Beispiel der Grosslysimeteranlage Castricum (Niederlande). – Forstwirtschaftl. Cbl. 89/4: 200–210.
- [122] *Schroeder, M.* (1971): Sickerwasserablauf und Bodenfeuchte bei der wägbaren Lysimeteranlage Senne. – Wasserwirtsch. 61/8: 245–247.
- [123] *Schroeder, M.* (1977): Wasserflüsse im ungesättigten Bodenbereich. – Beitr. Hydrol. 4: 81–113.
- [124] *Schudel, P.* (1982): Feldmethode zur Messung der Nitratauswaschung eines Bodens in ebener Lage. – Diss. Univ. Bern.
- [125] *Schulz, H. D.* (1972): Grundwasserneubildung berechnet aus der Chlorid-Bilanz. – Geol. Mitt. 12: 53–68.
- [126] *Schweiz. Meteorologische Zentralanstalt* (jährlich): Annalen der SMA. – Zürich (SMA).
- [127] *Schweiz. Meteorologische Zentralanstalt* (monatlich): Monatstabellen der meteorologischen Stationen der Schweiz. – Zürich (SMA).
- [128] *Sevruk, B.* (1981): Methodische Untersuchungen des systematischen Messfehlers der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz. – Mitt. VAW 52, ETH-Zürich.
- [129] *SIA* (1924): Normen für Wassermessungen. – Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, 109.
- [130] *SIA* (1978): Grundwasseranreicherung. – Schweiz. Bauzeitung 49: 935–963 und 50: 963–974.
- [131] *Siegenthaler, U., Schotterer, U. & Oeschger, H.* (1983): Sauerstoff-18 und Tritium als natürlicher Tracer für Grundwasser. – GWA 63/9: 447–483.
- [132] *SNV* (1959): Klassifikation der Lockergesteine, Laboratoriumsmethode nach USCS, Normblatt SNV 670008. – Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).
- [133] *Spiegel, R. M.* (1976): Statistik. – Düsseldorf (McGraw-Hill).
- [134] *Stauffer, F. & Job, D.* (1982): Infiltration in geschichteten Böden und Reaktion des Grundwasserspiegels, Experiment und Simulation. – Ber. 18–82: IHW ETH-Zürich.
- [135] *Stauffer, F.* (1983): Thermische Ausbreitung im Grundwasserleiter. – Schweiz. Ingenieur und Architekt 101/23: 633–638.
- [136] *Stephenson, G. R. & Zuzel, J. F.* (1981): Groundwater recharge characteristics in a semi-arid environment of southwest Idaho. – J. Hydrol. 53: 213–227.
- [137] *Sternberg, Y. M.* (1973): Well Efficiency and Skin Effect. – J. Irr. Drain Div. ASCE 99, 2: 203–206.
- [138] *Tharp, T. M.* (1982): An Enriches finite Element for Simulation of Groundwater Flow to a Well of Drain. – J. Hydr. 55: 237–245.
- [139] *Theis, C. V.* (1935): The Relation between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Ground Water Storage. – Trans. amer. geophys. Union 16: 519–524.
- [140] *Thiem, A.* (1870): Über die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergalerien. – Z. Gas- und Wasserversorgung.
- [141] *Troesch, J.* (1975): Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen. – Mitt. VAW 14 und 15, ETH-Zürich.
- [142] *Trüeb, E.* (1962): Hydrologische Interpretation von Temperaturbeobachtungen in Grundwasserströmen. – Schweiz. Z. Verm. Kulturtechn. Photogramm. 7.
- [143] *Trüeb, E.* (1962): Erkundung und Bewirtschaftung von Grundwasservorkommen. – Monatsbull. SVGW 42/12; 43/1 und 2.
- [144] *Trüeb, E.* (1973): Wasserversorgung. – Vorlesung ETH-Zürich.
- [145] *Trüeb, E.* (1975): Überblick über die Technik der künstlichen Grundwasseranreicherung, insbesondere in der Schweiz. – GWA 55/12: 805–815.
- [146] *Trüeb, E.* (1979): Übersicht über den Stand der künstlichen Anreicherung in der Schweiz. – Sammelband vom Int. Symposium künstliche Grundwasseranreicherung in Dortmund.
- [147] *Trüeb, E.* (1981): Grundwassererkundung zur langfristigen Qualitätsentwicklung. – Österr. Wasserwirtsch. 33, 9/10: 201–207.
- [148] *Trüeb, E.* (1981): Zur Problematik der Ermittlung der Durchlässigkeit, insbesondere mit Kleinpumpversuchen. – Wiener Mitt. 41.
- [149] *Trüeb, E.* (1981): Besonderheiten der Grundwassernutzung in der Schweiz. – GWA 61, 9: w13–w18.
- [150] *Trüeb, E. & Hufschmied, P.* (1983): Fortschritte in der Durchlässigkeitsermittlung. – 3R international 22/1/2: 55–60.
- [151] *Turc, M.* (1954): Le bilan d'eau des sols: relation entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulement. – Troisième journées de Hydraulique, Alger: 36–43.
- [152] *Uhlig, S.* (1959): Wasserhaushaltsbetrachtungen nach Thornthwaite. – Z. Acker- Pflanzenbau 109: 384–407.
- [153] *Verstraete, P. E. & Amberger, G. F.* (1983): Critique des données nécessaires pour la simulation d'une nappe souterraine. – GWA 63/9: 485–500.
- [154] *Vischer, D. & Huber, A.* (1978): Wasserbau, Hydrologische Grundlagen, Elemente des Wasserbaues, Nutz- und Schutzwasserbauten. – Berlin (Springer).
- [155] *de Vries, J.* (1979): Prediction of Non-Darcy Flow in Porous Media. J. Irr. Drain Div. ASCE 105,2: 147–162.
- [156] *VSB* (1968): Bohrmeisterfibel. – Zürich (Vereinigung Schweiz. Bohrfirmen).
- [157] *Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern* (jährlich): Hydrographisches Jahrbuch des Kantons Bern. – Bern (WEA).
- [158] *Werner, A.* (1973, jährlich): Grundwasserhältnisse südlich Burgdorf. – Zusammenstellung der beobachteten Grundwasserstände. – Auftrag: Stadt Burgdorf (unveröffentlicht).
- [159] *Werner, A.* (1974): Moderne Methoden der Grundwasserprospektion und des Grundwasserschutzes von heute und morgen. – GWA 74/11: 477–499.

- [160] *Werner, A., Basler & Hofmann* (1975): GEOHYD, ein Programmsystem zur Darstellung und Auswertung geohydrologischer Messdaten. – Zürich (FIDES).
- [161] *Werner, A.* (1981): Korrektur Urtenenbach, Auswirkungen auf das Grundwasser, Modellsimulationen. – Ausgearbeitet im Auftrage des Schwellenbezirkes Urtenenbach (unveröffentlicht).
- [162] *Werner, A.* (1983): Nutzung von Grundwasser für Wärmepumpen, Versickerungstest Aeßlingen, Bericht. – Ausgearbeitet im Auftrage des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes des Kantons Bern (unveröffentlicht).
- [163] *Werner, A. & Hufschmied, P.* (1982): Untersuchung der Wasserführung der Emme, Projekt: «Erhaltung der Emme als Fließgewässer und Erholungsraum für viele». – Burgdorf (Fischereipachtvereinigung Emmental).
- [164] *Werner, A.* (1983): Grundwasserschutzareal Utzenstorf. – Ausgearbeitet im Auftrage des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes des Kantons Bern (unveröffentlicht).
- [165] *Wiesner, G.* (1971): Über die Grösse des Messfehlers bei der Durchflussmessung mit dem Messflügel bei mittleren Durchflüssen in der Spree. – WWT 21/4.
- [166] *WMO* (1971): Measurements and estimation of evaporation and evapotranspiration. – WMO, Tech. Note 83.
- [167] *Yeh, W. W.-G. & Yoon, Y. S.* (1981): Aquifer Parameter Identification with Optimum Dimension in Parameterization. – Water Resour. Res. 17,3: 664–672.
- [168] *Zimmermann, U.* (1975): Wie schnell dringen Niederschläge durch den Boden? – Umschau 75/8: 249–250.
- [169] *Zipfel, K.* (1973): Grundwassergewinnung in der Nähe von Flüssen mit selbstgedichteter Sohle. – Diss. Univ. Karlsruhe.
- [170] *Zipfel, K., Horalek, U. & Kobus, H.* (1978): Untersuchung der instationären Brunnenzuströmung (Pumpversuch) unter komplexen Bedingungen. – Univ. Stuttgart Inst. für Wasserbau, Wiss. Ber. HWV 002.

## Sachwortverzeichnis

- Abfluss A, 324  
 – Entwässerungsschema, 314  
 – oberirdischer  $A_o$ , 337  
 – unterirdischer  $A_u$ , 314, 337  
 Abflussmenge, Oberflächengewässer  $Q_A$ , 263 f.  
 – Bilanzierung, 325  
 – Eichkurve  $Q-h$ , 267  
 – Datenaufbereitung, 345  
 – Differenzen  $Q_D$ , 303 f.  
 Abflussmessung, 264 f.  
 – Behältermessung, 267  
 – Genauigkeit, 263  
 – hydrometrischer Flügel, 264  
 – Schwimmkörper, 267  
 – Tauchstab, 264  
 – Überfallmessung, 267  
 Abflussspende  $q_A$ , 339  
 Absenkung  $\Delta H$ , 278, 280, 282 f.  
 – Manometerleitung  $\Delta h$ , 285  
 – spezifische  $\Delta H/Q$ , 279, 281  
 Abstandsgeschwindigkeit, mittlere  $v_{am}$ , 317  
 Abstich, 269  
 – Feinmessung, 270  
 – Grobmessung, 270  
 Äquipotentialfläche, 279  
 Anfangsabschätzung, 350  
 – Element-Speicherkoeffizient  $S_{Eo}$ , 350  
 – Element-k-Wert  $k_{Eo}$ , 350, 353, 363  
 Anfangsbedingungen, 351  
 Anströmfaktor C, 278  
 – massgebender  $C^*$ , 279 f.  
 Aufbrauch  $\Delta R$ , 337  
 Aufschlussbohrung, 268  
 Ausgleichsrechnung, 254, 334  
 Behältermessung, 267  
 Bereichs-k-Wert  $k_B$ , 285 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 293  
 – Versuchsdurchführung, 292 f.  
 Bilanzierung, 324 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 334  
 – geschlossene, 324  
 – hydrologische, 337  
 – offene, 325  
 Bilanzierungsaxe, 326  
 Bilanzierungsgleichungen, 331 f.  
 Bilanzierungskennziffern BK, 324, 331  
 – ausgeglichene (Beispiel), 329  
 – von seidl. Einzugsgebieten Q, 309  
 Bilanzierungskörper  
 – Boden, 308 f.  
 – Grundwasser, 309 f., 331  
 – Volumen Unterwasserspiegelzone  $V_U$ , 331, 333  
 Bilanzierungsprofil, 331, 333  
 – Durchfluss  $Q_i$ , 302, 315, 332, 334  
 – Durchflussfläche F, 315  
 – mittlere Durchlässigkeit  $\bar{k}$ , 315  
 – Potentialgefälle J, 332  
 – Transmissivität T, 332  
 – Zu- und Wegflüsse Q, 375  
 Bodentemperatur T, 322  
 Bodenwasserbilanz, 310 f.  
 Bodenwasserzone, 309  
 – direkte Grundwasserneubildung  $G_N$ , 309  
 – Mächtigkeit  $H_s$ , 309  
 – Speicherinhalt  $R_{Bo}$ ,  $R_{Bu}$ , 309, 314  
 – Versickerungsvorgang, 311  
 Bohrdurchmesser  $\emptyset$ , 268 f.  
 Bohrradius, Vorbohrung  $r_o$ , 278 f.  
 Bohrverfahren, 268 f.  
 Brunneneigenschaft Q, 287 f.  
 Brunnenfunktion  $W(u)$ , 282, 297  
 Brunnenpfeife, 270  
 Brunnenströmung, 282 f.  
 – horizontale Schichtung, 286  
 Brunnenverluste  $\Delta h_v$ , 283 f., 288 f.  
 – natürliche Vertikalströmungen  $\Delta h_N$ , 271  
 Charakteristische Teilgebiete, 276 f.  
 Datenaufbereitung, 339 f.  
 – Abflussmengen, 345  
 – Feldbeobachtungen, 340  
 – Stammdaten, 340  
 Datenbank, 339  
 Datendarstellung, 339 f.  
 – Tabellen, 342 f.  
 – Zeichnungen, 344  
 Datensatz, Gliederung, 254  
 Datenverarbeitung, 339 f.  
 Dauerlinie, 273, 343 f.  
 Dichteströmung, temperaturbedingte, 319  
 Differenzmenge  $Q_D$ , 303 f.  
 – mittlerer Fehler  $\sigma_D$ , 303  
 Digitalisierung, 339  
 Diskretisierung  
 – Gewässernetz, 325  
 – räumliche, 348  
 – zeitliche, 349  
 Druckniveau z, 271  
 Druckunterschiede im Aquifer, 271  
 Dupuit-Annahmen, 282  
 Durchlässigkeit, 278 f.  
 – Anisotropiefaktor  $\kappa$ , 279  
 – horizontale  $k_h$ , 281 f., 287 f., 301  
 – vertikale  $k_v$ , 301  
 Durchlässigkeitsbeiwert k, 278 f.  
 – Abminderungsfaktor  $f_k$ , 301  
 – Bereichs-k-Wert  $k_B$ , 285 f.  
 – Element-k-Wert  $k_E$ , 350 f.  
 – Filterschüttung  $k_K$ , 289  
 – Gebiets-k-Wert  $k_G$ , 296 f.  
 – hydraulisch massgebender  $k_R$ , 301  
 – Mittelwert  $\bar{k}$ , 301  
 – Profil-k-Wert  $k_P$ , 281 f.  
 – Punkt-k-Wert k, 278 f.  
 – Transformationsparameter  $\alpha$ , 301  
 – Varianzkoeffizient  $v_k$ , 301  
 – Zusammenhang mit Lithostratigraphie, 366  
 Einspülversuch, 278, 280  
 Einzellinearspeicher, 312  
 – Entwässerungskonstante  $\alpha$ , 312 f.  
 – Wegflussmenge  $Q_W$ , 312  
 Einzugsgebiet, seitliches E, 338  
 Element-Speicherkoeffizient  $S_E$ , 358  
 – Anfangsabschätzung  $S_{Eo}$ , 350, 364  
 – Verteilung, 367  
 Element-k-Wert  $k_E$ , 350  
 – Anfangsabschätzung  $k_{Eo}$ , 350  
 – indirekte Bestimmung  $k_E$ , 353 f.  
 – Vergleich mit  $k_G$ -Werten, 366 f.  
 – Verteilung, 365 f.  
 Entwässerungskonstante  $\alpha$ , 313  
 Entwässerungskurve, 313, 316  
 – Anwendung, 318  
 Evapotranspiration V, 260  
 Exfiltration X, 302  
 Exfiltrationsgebiet, 305  
 Exfiltrationsleistung  $q_X$ , 303  
 Exfiltrationsmenge  $Q_X$ , 303  
 – Datenaufbereitung, 345  
 – Oberflächenwasserbilanzierung, 325  
 – Wasserstandsbeziehung  $Q_X(h)$ , 306  
 Exfiltrationsrate  $q_X$ , 303  
 Exfiltrationsstrecke, 303  
 Fehler, mittlerer, 254  
 – vom arithmetischen Mittel  $\bar{\sigma}$ , 264  
 – à posteriori m, 254, 334  
 – à priori  $\sigma$ , 254, 334 f.  
 Feldbeobachtungen, 341  
 Feldkapazität, nutzbare  $n_F$ , 310  
 Filtereintrittsverlust  $\Delta h_F$ , 290 f.  
 Filterrohr, Reibungsverlust  $\Delta h_r$ , 292  
 Filterrohrbereich  $\Delta z$ , 292  
 Filterschlitz, 290  
 – Widerstandswahl  $\xi_F$ , 290 f.  
 Finites Element, 348  
 Flowmetersonde, 286  
 Flurabstand  $H_F$ , 309  
 Förderzahl  $\varepsilon$ , 283  
 Ganglinie, 273  
 – Diskretisierung, 349  
 Ganglinienanalyse, 313 f.  
 Gebiets-k-Wert  $k_G$ , 296 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 299 f.  
 – Randbedingungen, 298  
 – Versuchsdurchführung, 298  
 Gebietsniederschlag  $N_G$ , 258  
 – hypsometrische Methode, 259  
 Gebietsverdunstung (Schweiz, Mittelland)  $V_G$ , 262

- Geländeoberfläche  $z_G$ , 309  
 GEOHYD2, Einsatzarten, 339  
 Geradlinienverfahren, 296 f.  
 Gesamtabfluss  $A$ , 337  
 Gewässer  
 – Abschnitt  $L_F$ , 325  
 – Knoten, 362  
 – Netz, Diskretisierung, 325 f., 362  
 Grabenströmung, 348  
 Gradientenverfahren, 354  
 Grosspumpversuch, 296 f., 317  
 Grundlagenplan, 339  
 Grundquelle, 303  
 Grundwasser  
 – echtes, 253  
 – erzwungen infiltriertes, 253  
 – künstlich angereichertes, 253  
 – künstliche Umleitung  $E_u$ , 337  
 – natürlich infiltriertes, 253  
 Grundwasserabstichsmessung, 269 f.  
 – mittlerer Fehler  $\sigma_h$ , 270  
 Grundwasseraustritt, 303  
 Grundwasserbilanzierung, 330 f.  
 – Einzellenmodell, 331  
 – Mehrzellenmodell, 332  
 – Finite Elemente, 347 f.  
 Grundwasserangebot, 378  
 – nutzbares, 378  
 – totales, 378  
 Grundwasserentnahme  $Q_E$ , 302, 316 f.  
 Grundwasserleiter, 255  
 – horizontal geschichteter, 301  
 – statistisch homogener, 301  
 Grundwassermenge, spezifische, 376  
 Grundwassermodell, 253 f., 347 f.  
 – Berandungen, 351  
 – Planung, 254, 352  
 Grundwassermächtigkeit  $H$ , 271, 282  
 – Mittelwertbildung, 349  
 – Summenhäufigkeit, 255  
 Grundwasserneubildung  $G_N$ , 308 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 372 f.  
 – direkt aus Niederschlag  $Q_N$ , 302, 308  
 – indirekte (Randzufluss)  $Q_R$ , 302, 308 f., 314  
 – instationäre  $G_N(\Delta t)$ , 313 f., 373  
 Grundwasserneubildungsrate  $q_{G_N}$ , 311  
 – instationäre  $q_{G_N}(t)$ , 315  
 Grundwasserpotential  $\Phi$ , 271, 349  
 Grundwasserprospektion, Planung, 254  
 Grundwasserspeicher  $R_{G_w}$ , 314  
 Grundwasserspiegelabsenkung  $\Delta H$ , 278, 282  
 – raumzeitliche  $s(r, t)$ , 282, 300  
 Grundwasserspiegelfläche  $A$ , 271, 331  
 – Höhenkote  $z_G$ , 271, 309  
 Grundwasserstand  $h$ , 269 f.  
 – Aufzeichnungen, 270  
 – berechnet-«gemessen»  $\Phi$ - $h$ , 355 f.  
 – Extremwerte  $h_{\min, \max}$ , 275  
 – Flächenmittel  $\bar{h}$ , 275  
 – gewichtetes Mittel  $h(t)$ , 278  
 – Korrelationskoeffizient  $r$ , 276  
 – Medianwert  $med(h)$ , 275  
 – Periodenmittel  $\bar{h}^*$ , 275  
 – Proportionalitätsfaktor  $a$ , 275  
 – Rückgangsgeschwindigkeit  $V_{R_{\max}}$ , 313  
 – Schwankungsbereich  $\Delta h$ , 275  
 – Simultanmessung, 270  
 – Standardabweichung  $S$ , 276  
 – Summe der Anstiege  $\Sigma \Delta h$ , 275  
 – Summe der Rückgänge  $\Sigma \Delta h$ , 275  
 Grundwasserstauerkote  $z_u$ , 349  
 Grundwasserströmung, horizontal-ebene, 347  
 Grundwassertemperatur  $T$ , 322 f.  
 Grundwasser-Zuflüsse und -Wegflüsse  $Q$ , 302  
 Gütekriterium, 277, 355  
 – Korrelationskoeffizient  $r_{\text{krit}}$ , 277  
 – Proportionalitätsfaktor  $Sa_{\text{krit}}$ , 277  
 – Standardabweichung  $S_{\text{krit}}$ , 277  
 Hangquelle  $\Delta s$ , 282  
 Hydrometrische Hauptstation, 359  
 Hydrometrische Sekundärstation, 359  
 Hydrometrischer Flügel, 264  
 Hydrometrisches Jahrbuch, 340, 343  
 Härte, 320  
 Impulsänderung im Filterrohr  $\Delta h_b$ , 292, 294 f.  
 Infiltration  $I$ , 302  
 Infiltrationsleistung  $q_I$ , 303  
 – hochwasserbedingte  $\Delta q'_I$ , 306 f.  
 Infiltrationsmenge  $Q_I$ , 302 f.  
 – Datenaufbereitung, 345  
 – Oberflächenwasserbilanzierung, 325  
 Infiltrationsrate  $q_I$ , 303  
 – mittlere  $\bar{q}_I$ , 304  
 Infiltrationsstrecke  $L_F$ , 303  
 Isohyete, 258  
 Isohypse, Grundwasserspiegel, 272  
 Jahrbuchblatt, 343  
 Kabellichtlot, 269  
 Karten  
 – Elemententeilung, 361  
 – Filtergeschwindigkeiten, 377  
 – Grundwasserangebot, 376  
 – Grundwasserspiegelisohypsen, 272  
 – Kurven gleicher Absenkung, 379  
 – Leitfähigkeitsisolines, 321  
 – Messstationen Testgebiet, 257  
 – permanentes Messstellennetz, 380  
 – Strömungsbereiche, 377  
 – Strömungsrichtungen, 377  
 – Temperaturschwankungen, 323  
 – Verteilung der Durchlässigkeit, 363, 366  
 – Verteilung der Speicherkoeffizienten, 367  
 Kennziffern, 254  
 – hydrologische  $HK$ , 331  
 – oberirdisch erfassbare, 258 f.  
 Klatscher, 269  
 Kleinpumpversuch, 281  
 – Pumpmengen  $Q$ , 280, 284  
 – Ruhewasserspiegel  $h_R$ , 280  
 – Versuchsdurchführung, 280 f., 284 f., 292 f.  
 Knoten, 348  
 – Anordnung, 352  
 Kontrollmessstation, 359  
 Kontrollparameter  $Y_{\text{gem}}$ , 254  
 – horizontal-ebener Strömungen  $KP$ , 256  
 Kugelsenke, 279  
 Kunststofffilterrohre, 290  
 Leitfähigkeit, elektrische  $L_f$ , 319 f.  
 – Isolinien, 321  
 – Profil, 319  
 Lysimeter, 260  
 Messlotrechte, 264 f.  
 – mittlere Strömungsgeschwindigkeit  $\bar{v}$ , 266  
 Messreihe, 275, 359  
 Messstellenausbau, 256 f.  
 Messstellennetz, 256 f.  
 – Aufbau, 256  
 – Planung, 256  
 Messwerte, digitale Erfassung, 341  
 Modelleichung, 352  
 – Arbeitsablauf, 357  
 – instationäre, 357 f.  
 – stationäre, 357  
 Modelleinsatz, 358 f.  
 – Prognoserechnung, 378  
 – Überwachung von Grundwasservorkommen, 358 f.  
 Modellgebiet, 361  
 Modellgrößen, 351  
 – elementbezogene, 355  
 – knotenbezogene, 355  
 Modellkennziffer, 346  
 – Vergleich mit Bilanzierungskennziffern, 372  
 Modellknoten, 348  
 Modellparameter  $Y_{\text{ber}}$ , 254  
 – horizontal-ebener Strömungen  $MP$ , 256  
 Modelltest, 254  
 Netzkonstruktion, Planung, 352  
 Niederschlagshöhe  $N$ , 258  
 Niederschlagsmessfehler, systematischer  $\varphi_N$ , 258  
 Niederschlagsmessgeräte, 258

- Niederschlagsmessstation, 258  
 – Testgebiet, 259  
 Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen (NSDG), 347 ff.  
 – Diskretisierung, 348  
 – Modellparameter, 349 f..  
 – Strömungsgleichungen, 347  
 – Zielgrößen, 256  
 Oberflächenabfluss  $A_o$ , 310  
 Oberflächengewässer, 325 f.  
 – mittlerer benetzter Umfang  $U$ , 304  
 – Teilabschnitt, 325  
 – Wasserstand, 263  
 – künstliche Umleitung  $E_o$ , 337  
 Oberflächenwasserbilanzierung, 325 ff.  
 – Infiltrationsmenge  $Q_I$ , 325, 327  
 – Jahresabfluss, 329 f.  
 – Niederwasserabfluss, 327 f.  
 Optimierungsverfahren, automatisches, 297, 299 f.  
 Pegel-Abfluss-Beziehung  $Q$ - $h$ , 267  
 Pegelkorrektur, 268  
 Piezometer, 271  
 Porosität  $n$ , 317  
 – auffüllbare  $n_a$ , 317  
 – drainbare  $n_d$ , 317  
 – durchflusswirksame  $n_f$ , 317  
 – nutzbare  $n_n$ , 317  
 – Zusammenhang mit Ungleichförmigkeitsgrad, 368  
 Potential, mittleres  $\Phi$ , 271  
 Potentialdifferenzen, natürliche  $\Delta h_R$ , 271  
 Profil-k-Wert  $k_P$ , 281 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 285  
 – Faustformel  $k_{P_o}$ , 285  
 – Versuchsdurchführung, 284 f.  
 Prognoserechnung, 358  
 – Gewässerkorrektur, 379 f.  
 – Grundwasserentnahme, 378 f.  
 Pumpdauer  $t$ , 280, 284, 286, 298  
 – massgebende  $t_{ma}$ , 283  
 – minimale  $t_{min}$ , 286  
 Pumpdiagramm, 284  
 Pumpmenge  $Q$ , 280, 284, 298  
 – Grosspumpversuch, 298  
 – Kleinpumpversuch, 280, 284  
 Punkt-k-Wert  $k$ , 278 f.  
 – Berechnungsbeispiel, 281  
 – geichter  $k^*$ , 279  
 – Mittelwert  $\bar{k}$ , 280  
 – Versuchsdurchführung, 280 f.  
 Randbedingungen  
 – Festpotential, 333, 351  
 – teildurchlässiger Rand, 333, 351  
 – vorgegebener Fluss, 333, 351  
 Randknoten, 362  
 Randzufluss  $Q_R$ , 302, 314 f.  
 – disperser  $Q_{Rd}$ , 314 f.  
 – instationärer  $Q_R(t)$ , 316  
 – konzentrierter  $Q_{RK}$ , 314 f.  
 Referenzmessstation, 359  
 Reibungsverlust im Filterrohr  $\Delta h_f$ , 292  
 Reichweite  $R$ , 282  
 – massgebend scheinbare  $R_{sma}$ , 283  
 – nach *Sichardt*  $R$ , 282  
 – scheinbare  $R_s$ , 279, 283  
 Reynoldszahl, Filterrohr  $Re$ , 294  
 Ringraumverlust  $\Delta h_P$ , 283 f.  
 Rohrreibungszahl  $\lambda'_R$ , 292  
 Rotationskernbohrung, 268  
 Rotationsspülbohrung, 268  
 Ruhewasserspiegel  $h_R$ , 271  
 – schichtweise veränderlicher  $h_{Rj}$ , 287  
 Rücklage  $\Delta R$ , 337  
 Schneedecke, Wasseräquivalent  $W_n$ , 259  
 Schreibpegel, 270  
 – Kosten-Nutzen, 273 f.  
 Sickerstrecke  $\Delta s$ , 282  
 Sickerwasser  $S_N$ , 308 f.  
 – korrigiert  $S'_N$ , 358  
 – Reduktionsfaktor  $r_S$ , 310  
 – Regressionsbeziehungen  $\Delta t(H_F)$ , 312  
 Sickerwasserrate  $q_{S_N}$ , 311, 315  
 Sinkversuch, 278  
 Skin-Effekt  $\Delta h_{sk}$ , 288  
 Speicheränderungen  
 – monatliche, 336  
 – kurzfristige, 376  
 Speicherentleerung  $Q_W, q_R$ , 312, 315  
 Speicherkoeffizient  $S$ , 317 f.  
 – Entwässerungskurve, 318  
 – Grosspumpversuch, 296, 317  
 – numerische Simulation, 318  
 – spezifischer  $S_o$ , 317  
 – Zusammenhang mit  $\bar{k}(h)$ -Werten, 368  
 Speichermenge  $Q_S$ , 302, 331  
 Speichervermögen, Grundwasserleiter, 317  
 Spiegelungsmethode, 298  
 Stablot, 269  
 Stammdaten, 340  
 Standrohrspiegeländerung  $s_o$ , 287  
 Standrohrspiegelhöhe  $h$ , 271, 293  
 – Manometer  $h_g$ , 284, 293  
 – nach Pumpbeginn  $h_N$ , 287  
 – ungestört  $h_R$ , 271, 287  
 – vor Pumpbeginn  $h_o$ , 287  
 Station, Hydrometrische, 256  
 Statistische Kennwerte, 274  
 Steigungsmass, 297  
 – räumliches  $\alpha$ , 297  
 – zeitliches  $\beta$ , 297  
 – raumzeitliches  $\beta$ , 297  
 Steigversuch, 278  
 Stromstreifenverfahren, 353  
 Strömung, radialsymmetrische, 348  
 Strömungsbereiche, 376  
 Strömungsgeschwindigkeit in Oberflächengewässern  $v$ , 264, 266  
 Strömungsrichtung, 377  
 Strömungsverluste  $\Delta h$ , 284  
 – Brunnenrand (Skin-Effekt)  $\Delta h_{sk}$ , 288  
 – Filterrohr, oberhalb Seiher  $\Delta h_{FRo}$ , 292  
 – Filterrohr, unterhalb Seiher  $\Delta h_{FRu}$ , 292  
 – Filterschüttung  $\Delta h_K$ , 289  
 Tauchstab, 264 f.  
 – Abflussmenge, 266  
 – Bedienung, 265  
 Temperatur  $T$ , 322  
 – Leitzahl  $a$ , 324  
 – Messung, 319  
 – Profil, 319  
 – Schwankungen  $\Delta T$ , 323  
 Testgebiet Emmental, 255  
 Thiessen-Polygon, 258  
 Transferfunktionen  $TF$ , 254  
 – hydrologische, 345  
 – inverse  $TF^{-1}$ , 346  
 – knotenspezifische, 346  
 Transmissivität  $T$ , 332  
 «Trial and Error»-Verfahren, 334  
 Trockentiefe, Summenhäufigkeit, 255  
 Typkurvendeckungsverfahren, 297  
 Typologie Lockergesteins-Grundwasser, 253  
 Überfallmessung, 267  
 Überwachung von Grundwasservorkommen, 358 f.  
 Umspülgalerie, 278  
 Ungleichförmigkeit  $C_u$ , 289  
 Verdunstung, 260 f.  
 Verdunstungsformeln, 260 f.  
 – empirische, 261 f.  
 – Oberflächenwasserbilanzierungen, 261  
 – physikalische, 260 f.  
 Verdunstungshöhe  $V$ , 260 f.  
 – aktuelle  $V_{akt}$ , 260 f., 310  
 – potentielle  $V_{pot}$ , 260 f.  
 – Wald  $V + \Delta V$ , 263  
 Vergleich berechnete mit gemessenen Werten, 254  
 – In- und Exfiltrationsmengen, 374  
 – Potentiale, 369 f.  
 Verkrautung, 267  
 Vertikalströmung, 283 f., 319  
 Volumenstrom, vertikaler  $Q_z$ , 286  
 Vorbohrung, 278 f.  
 – Länge  $\tau$ , 279  
 – massgebende Länge  $\tau^*$ , 279

Wasseräquivalent, Schneedecke, 259  
Wasserbilanz, 324 f.  
Wasserhaushaltsgleichung, 337  
Wasserstand  $h$ , 263  
- Abstichpunkte, 263  
- Filterrohr  $h_F$ , 271  
- Oberflächengewässer, 263  
- periodische Einzelmessung, 273  
Wasserstandsbewegungen, 273 f.  
Wärmeeintrag  $T$ , 322  
- aus Atmosphäre  $T(z, t)$ , 322  
- aus Oberflächengewässer  $T(x, t)$ ,  
323  
Zehrmenge (-)  $Q_S$ , 302, 331  
Zielgrößen  $Y$ , 254  
Zuströmung, radiale  $q_r$ , 286 f.  
- im «Ruhezustand»  $q_{r0}$ , 287  
- während Pumpversuch  $q_{rN}$ , 287