



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R41:1984

Provpumpning som geohydrologisk undersökningsmetodik

Leif Carlsson
Gunnar Gustafsson

R
GNA

INSTITUTET FÖR BYGGDOKUMENTATION

Accnr

Plac

501

Bygghforskningsrådet

R41:1984

PROVPUMPNING SOM GEOHYDROLOGISK
UNDERSÖKNINGSMETODIK

Leif Carlsson
Gunnar Gustafsson

Denna rapport hänför sig till forskninganslag 790248-8
från Statens råd för byggnadsforskning till Chalmers
Tekniska Högskola, avdelningen för vattenförsörjnings-
och avloppsteknik, Göteborg.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt
anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit
ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R41:1984

ISBN 91-540-4106-6
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	sid
Förord	
1 Inledning	4
2 Definitioner och grundbegrepp	5
2.1 Nomenklatur	5
2.2 Grundvattenmagasin	11
2.3 Hastighetsbegrepp	13
2.4 Permeabilitet och hydraulisk konduktivitet	15
3 Grundläggande hydrauliska samband	16
4 Provpumpningsteknik	19
4.1 Provpumpning - kontrollerad störning	19
4.2 Faktorer som påverkar provpumpningen	20
4.3 Information önskvärd inför provpumpning	21
5 Utvärdering av provpumpningar	22
5.1 Flödesekvationen i ett tvådimensionellt grundvattenmagasin	22
5.2 Pumpningar vid stationära förhållanden	22
5.2.1 Thiems brunnsekvation	23
5.2.2 Öppna grundvattenmagasin	25
5.3 Transienta förlopp i homogena slutna grundvattenmagasin	27
5.3.1 Theis typkurvetmetod	29
5.3.2 Jacobs extrapolationsmetod	25
5.3.3 Pseudostationärt tillstånd, influensradie	38
5.3.4 Utvärdering av återhämtningsdata	40
5.4 Hydrauliska gränser	42
5.4.1 Negativ hydraulisk gräns	42
5.4.2 Positiv hydraulisk gräns	44
5.4.3 System av hydrauliska gränser	46
5.5 Grundvattenmagasin med läckage	48
5.5.1 Läckagekoefficient och läckagefaktor	49
5.5.2 Waltons lösning	49
5.5.3 Jacobs lösning	51
5.6 Öppna grundvattenmagasin	54
5.6.1 Fördröjd vattenavgivning	54
5.6.2 Boulton-Stretsovas lösning	55
5.7 Åsakviferer	58
5.7.1 Dränfunktionen	58
5.7.2 Dränfunktionen vid läckande system	62
5.7.3 Stationärt tillstånd vid läckande åssystem	64
5.8 Begränsningar och-felkällor	66
5.8.1 Ofullständiga brunnar	66
5.8.2 Täta obsrör	67
5.8.3 Pumpstopp	69
5.9 Approximativa metoder	70
5.9.1 Specifik kapacitet. Transmissivitetsbestämning	70
5.9.2 Linjär trend. Bestämning av magasinskoefficienten	72
5.9.3 Regionala parametrar	74

6	Utförande - utrustning	76
	6.1 Utrustning	76
	6.2 Mätprogram	77
	6.3 Genomförande	78
7	Planering av pumpförsök	80
	7.1 Val av provpumpningsplats	80
	7.2 Placering av observationspunkter	80
	7.3 Övriga synpunkter	81
8	Uttagbara mängder	82
	8.1 Grundvattenmagasinet i sitt hydrogeologiska sammanhang	82
	8.1.1 Den hydrologiska budgeten	83
	8.1.2 Grundvattenbildningen	84
	8.1.3 Strandinfiltration	85
	8.2 Grundvattenmagasin med läckage	86
	8.3 Flödet i en ås	87
	8.4 Strandinfiltration	89
	8.5 Bestämning av grundvattenbildning från nivåmätningar	91
	8.6 Tumregler för brunnsdimensionering	95
9	Praktikfall	96
	9.1 Öppet grundvattenmagasin på Falsterbohalvön	96
	9.1.1 Hydrogeologi	96
	9.1.2 Provpumpning	97
	9.1.4 Utvärdering	98
	9.2 Grundvattenmagasin med läckage på Kristianstadsslätten	103
	9.2.1 Hydrogeologi	103
	9.2.2 Provpumpning	103
	9.2.3 Grundvattenbildning	106
	9.2.4 Sammanfattning	107
	9.3 Åsakvifer vid Heby	108
	9.3.1 Hydrogeologi	109
	9.3.2 Provpumpning	109
	9.3.3 Utvärdering av åsens hydrauliska egenskaper	110
	9.3.4 Matematisk modellanalys	113
	9.3.5 Sammanfattning	114
10	Litteratur	115
	Bilaga 1 Parameterlista	117
	Bilaga 2 Brunnsfunktionen $u - W(u)$	120
	Bilaga 3 Funktionen $u - W(u, r/B)$	121
	Bilaga 4 Funktionen $K_0(r/B)$	122
	Bilaga 5 Funktionen $u - W(u_y, R/D)$	123
	Bilaga 6 Dränfunktionen $w - D(w, x/E)$	124

FÖRORD

Föreliggande rapport har utarbetats under åren 1979-1981 med forskningsanslag från Byggforskningsrådet. Rapporten utgör en av de i slutrapporten från Geohydrologiska Programgruppen vid BFR föreslagna rapporterna. Rapporten bygger på kunskaper och erfarenheter som författarna erhållit i samband med undervisningsverksamhet vid framförallt Chalmers tekniska högskola samt från konsulterande verksamhet.

Göteborg i februari 1982

Leif Carlsson

Gunnar Gustafson

I samband med byggande på och under mark erfordras i de flesta fall kvantifierade uppgifter om grundvattenförhållanden. Eventuella störningar med åtföljande skador måste kunna förutses och undvikas, vattenflöde och vattenmängder beräknas eller uppkomna problem analyseras för att om möjligt fastställa orsakerna därtill och vidtaga nödvändiga motåtgärder. Provpumpning eller injektion av vatten under kontrollerade förhållanden är metoder som kan tillämpas för att få såväl kvantitativa värden på hydrauliska parametrar såsom vattengenomsläpplighet och magasineringsförmåga som upplysningar om utsträckning och begränsning av en undersökt grundvattenförande formation. De analysmetoder som redovisas i föreliggande rapport är först och främst tillämpbara i jordlager. Under vissa förutsättningar kan de också tillämpas i berg men det rekommenderas då att erfaren hydrogeologisk personal deltar.

Grundläggande för tillförlitliga beräkningar är kännedom om geologiska och hydrogeologiska förhållanden inom det undersökta området i fråga. Vidare måste erhållna värden på grundvattennivåer och avsänkningar kunna hänföras till den grundvattenförekomst som undersöks. Rapporten beskriver därför några metoder och enklare samband för att testa funktionen hos bl a observationsrör samt för rimlighetsanalyser.

Föreliggande rapport gör ej anspråk på att ge en total bild av tillgängliga och tillämpbara formler och metoder. De metoder som redovisas utgör grundläggande sådana, vanligen tillämpbara på ett stort antal situationer men givetvis under beaktande av såväl respektive methods begränsning som de lokala specifika förhållandena. Rapporten försöker att med hjälp av enklare illustrativa exempel visa tillvägagångssätt vid beräkningar och analyser.

Utveckling av nya analysmetoder och nya tillämpningsområden pågår. Det rekommenderas för intresserade läsare att härvid följa litteraturen inom oljeteknologin, hydrogeologin samt berggrunds- hydrauliken.

2.1 Nomenklatur

Hydrogeologin liksom många andra vetenskapsområden har en speciell terminologi och ett antal definitioner av storheter och samband. Grundläggande för kunskapen om grundvatten och propumpningsmetodik är förståelsen av den terminologi som används. I det följande redovisas de definitioner och grundbegrepp som utnyttjats i föreliggande rapport. Till största delen bygger redovisningen på definitioner angivna av Lohman et al (1972), Ejdeling (1979) samt utkast (1980) till TNC:s geologiska ordlista (1982, under tryckning).

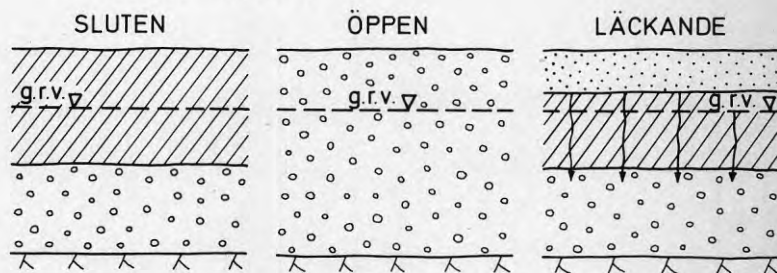
Akvifer - Geologisk bildning som är så genomsläpplig att grundvatten kan utvinnas ur den i användbar mängd. Definitionen av begreppet akvifer är framför allt förknippad med möjligheterna att utvinna vatten ur den. Det bör dock betonas att en geologisk bildning i ett fall kan vara akvifer och i ett annat utgöra begränsande bildning till en annan formation med bättre geohydrologiska egenskaper som i detta fall benämnes akvifer.

En akvifer kan i princip vara öppen, sluten eller läckande. Fig 2.1 visar de olika akvifertyperna. En sluten akvifer överlagras av lågpermeabla eller impermeabla bildningar och dess grundvattennivå (trycknivå) står ovan akviferens övre gränssyta. Står grundvattennivån ovan markytan sägs grundvattnet vara artesiskt.

I en öppen akvifer avgränsas grundvattnet uppåt av en fri grundvattenyta vid vilken det hydrostatiska trycket är lika med atmosfärstrycket.

En läckande akvifer utgörs av en akvifer som överlagras och/eller underlagras av lågpermeabla bildningar genom vilka vatten tillförs eller lämnar akviferen. Vanligen urskiljs läckande akviferer först när grundvattennivån avsänks i dessa och läckaget till dessa blir påtagligt.

Begreppen akvifug, akviklud och akvitard betecknar geologiska bildningar som är ogenomsläppliga ej vatteninnehållande, ogenomsläppliga vatteninnehållande resp svår genomsläppliga för vatten. Begreppen används vanligen ej och bör enligt Lohman et al (1972) och Ejdeling (1979) undvikas.



Figur 2.1. Principuppbyggnad för sluten (a), öppen (b) resp läckande akvifer (c).

Avsänkning - Skillnaden mellan grundvattnets trycknivå före och efter en godtyckligt vald tid. Vid provpumpning bestäms avsänkning som skillnader mellan grundvattnets trycknivå vid viss tidpunkt efter pumpstart och trycknivån före pumpstart.

Barometereffekt - Kvoten av en av lufttrycket framkallad ändring av grundvattennivån och lufttrycksändringen. En ökning i lufttryck orsakar en avsänkning av grundvattennivån i ett observationsrör. Effekten som vanligtvis ej kan iakttagas i observationsrör i öppna akviferer, beror av elasticiteten hos akviferen. Enligt Jacob (1950) kan den barometriska effekten BE uttryckas som

$$BE = \frac{n \cdot \gamma_w \cdot b \cdot \beta_w}{S} \quad (2.1)$$

där n = akviferens porositet
 γ_w = vattnets tyngd ($\text{kg/m}^2\text{s}^2$)
 b = akviferens mäktighet (m)
 β_w = vattnets kompressibilitet ($5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$)
 S = akviferens magasin-koefficient

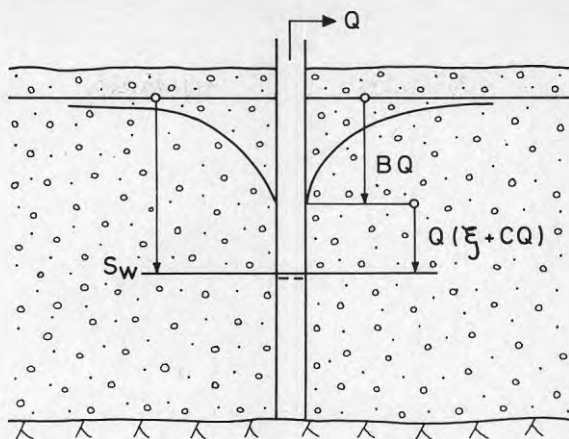
Brunn - Genom borrning eller schaktning åstadkommen anläggning i jord eller berg ur vilken vatten kan utvinnas. Vanligen är brunnar vertikala anordningar men horisontella brunnar förekommer också dock i mindre omfattning. En fullständig brunn genomtränger och erhåller vatten från en akvifers hela mäktighet. En ofullständig brunn genomtränger och erhåller vatten däremot från endast en del av akviferens mäktighet. Det bör påpekas att begreppet brunn också utnyttjas inom dagvatten- och avloppsvattentechniken.

Brunnsförlust - Tryckförluster vid vattnets in- eller utströmning i brunn. Förlusterna benämnes även inströmningsförlust och beror dels av turbulent vattenströmning dels av den direkta hydrauliska kommunikationen mellan brunn och formation s k skin-effekt (se också avsnitt 5.9.1). Till sammans med formationsförlusten utgör inströmningsförlusten den totala vattenavsänkning i en brunn under pumpning i densamma, se fig 2.2. Denna avsänkning kan tecknas

$$s_w = BQ + Q(\xi + CQ) \quad (2.2)$$

där B = formationsförlusten, dvs grundvattnets tryckförlust vid strömning i akvifer.
 $\xi + CQ$ = brunnsförlust
 ξ = faktor som uttrycker brunnens direkta hydrauliska kommunikation med akviferen, skinfaktor
 C = faktor för turbulent inströmningsförlust

C-faktorn är av praktisk betydelse vid höga vattenhastigheter. Skinfaktorn som är ett mått på bland annat igensättning i en brunn varierar normalt beroende av brunnsutförande, akvifertyp etc.



Figur 2.2. Principbild över sänkningstrattens utseende i anslutning till en brunn.

Fältkapacitet - Volym vatten, i absolut eller relativt tal, som av ytspänningskraft och molekylära krafter kvarhålls i jordart eller bergart efter gravitationsdränering under given tid. Fältkapaciteten beror av kornfördelning och packningsgrad hos jordarten i fråga. I en finkornigare jordart är fältkapaciteten högre än i en grovkornig jordart.

Fördröjd vattenavgivning - Vattentillförseln vid provpumpning i ett öppet grundvattenmagasin beror till en del av fri dränering av porsystemet. Denna dränering sker ej momentant utan blir något fördröjd. Detta medför att av-sänkningsförloppet blir annorlunda än i ett slutet magasin, jft avsnitt 5.6.1.

Grundvatten - Vatten som helt fyller hålrum och sprickor i jord eller berg och vars hydrostatiska tryck är lika med eller större än atmosfärstrycket.

Grundvattenbildning - Tillförsel av vatten till ett grundvattenmagasin. Denna tillförsel kan ske dels som läckage från över- eller underlagrande formationer dels som en direkt perkolations av nederbördsvattnet ned till grundvattnet. Genom grundvattenuttag inom ett grundvattenmagasin kan grundvattenbildningen förändras. Detta sker då på bekostnad av någon av de andra parametrarna i den hydrologiska cykeln, jft avsnitt 8.1.

Det område inom vilket ett grundvattenmagasin får tillskott genom perkolations kallas grundvattenbildningsområde (hellre än infiltrationsområde).

Grundvattendelare - Gränslinje inom eller mellan grundvattenområden, från vilken vatten strömmar i motsatta eller divergerande riktningar. Grundvattendelare markerar och begränsar det område inom vilket grundvatten strömmar

till en given punkt, sträcka eller yta.

Grundvattenmagasin - Grundvattenförande geologisk bildning som är så avgränsad att den kan betraktas som en hydraulisk enhet. Då en geologisk bildning är så avgränsad att den kan betraktas som en hydrologisk enhet benämns denna grundvattenområde. Exempel på grundvattenmagasin är del av en grundvattenförande rullstensås, medan grundvattenområde också omfattar den angränsande terräng som dräneras till åsen.

Ett grundvattenmagasin kan vara öppet, slutet eller läckande, jft akvifer. Magasinet kan också areellt vara en kombination av de nämnda typerna, se vidare avsnitt 2.2.

Grundvattennivå, grundvattnets trycknivå - Grundvattnets tryckhöjd mätt i en punkt i magasinet hänförd till ett referensplan. I en öppen akvifer och i en brunn i en sluten akvifer utgörs grundvattennivån av en grundvattenyta.

Hydraulisk diffusivitet - Kvoten mellan hydrauliska konduktiviteten K och specifika magasin-koefficienten S_s . Denna kvot kan också uttryckas som förhållandet mellan transmissiviteten T och magasin-koefficienten S .

I ett slutet grundvattenmagasin beror magasin-koefficienten av volymsförändringar hos vätska och kornskelett. Under dessa förhållanden gäller

$$\frac{K}{S_s} = \frac{K}{\gamma_w(\beta_w \cdot n + \beta_s)} \quad (2.3)$$

där n = akviferens porositet
 γ_w = vattnets tyngd ($\text{kg/m}^2\text{s}^2$)
 β_w = vattnets kompressibilitet (Pa^{-1})
 β_s = kornskelettets (akviferens) kompressibilitet (Pa^{-1})

I kompressibla finkorniga sediment utsatta för spänningar över förkonsolideringsspanningen blir komponenten orsakad av vattnets kompressibilitet försumbar. I geoteknisk terminologi är således den hydrauliska diffusiviteten

$$\frac{K}{S_s} = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v \quad (2.4)$$

där c_v = konsolideringskoefficienten
 m_v = det finkorniga sedimentets kompressibilitet

Hydraulisk gradient - Grundvattennivåns ändring per längdenhet längs grundvattnets flödesbana eller i annan given riktning.

Hydraulisk gräns - Begränsning(syta) mellan grundvattenförande geologiska bildningar med hydrauliskt olika egenskaper eller mellan geologiska bildningar och ytvatten. En hydraulisk gräns kan vara negativ mot täta lager, genom vilka inget vatten kan passera, eller positiv

mot t ex ytvatten. Stundom används benämningen läckande hydraulisk gräns för svagt positiv gräns. Fig 5.18 och 5.21 visar exempel på hydrauliska gränser.

Hydraulisk konduktivitet - Grundvattenflöde genom en enhetsyta vinkelrätt mot flödesriktningen under gradienten ett med hänsynstagande till vätskans egenskaper, sort m/s. Då hänsyn ej tas till vätskans egenskaper benämns motsvarande flöde för permeabilitet och har sorten m^2 , se vidare avsnitt 2.4.

Infiltration - Inträngning av vätska i poröst eller sprickigt material, t ex vattens nedträngning genom markytan.

Influensområde - Område inom vilket grundvattennivån påverkas av en störning, t ex grundvattenuttag. Storleken av påverkat område, influensområde, vid grundvattenuttag beror i första hand av de hydrauliska parametrarna, magasin-koefficient och transmissivitet, se vidare avsnitt 5.3.3.

Läckage - Grundvattnets rörelse mellan hydrauliskt olika enheter. En akvifer, som överlagras eller underlagras eller samtidigt överlagras och underlagras av lågpermeabla lager genom vilka vatten tillförs eller lämnar akviferen kallas läckande akvifer. Läckaget till eller från ett lågpermeabelt lager beror av vattentrycksskillnaden mellan lagret och akviferen samt läckagekoefficienten, som utgörs av kvoten mellan det lågpermeabla lagrets hydrauliska konduktivitet och dess mäktighet. Läckagefaktorn B, definieras som roten ur kvoten mellan akviferens transmissivitet och över- eller underliggande lagers läckagekoefficient, se vidare avsnitt 5.5.

Magasinskoefficient - Den vattenvolym som avges eller magasineras per enhetsarea, då grundvattnets trycknivå ändras en enhet. För en sluten akvifer beror magasinförändringarna på volymändringar hos vätska och kornskelett. För en öppen akvifer är dessa volymsförändringar försumbara jämfört med dräneringen av porvolymen och magasin-koefficienten är i detta fall lika med vattenavgignings-talet, se vidare avsnitt 2.2.

Den specifika magasin-koefficienten är den vattenvolym som avges eller lagras per volymenhet av ett grundvattenmagasin då grundvattnets trycknivå ändras en enhet.

Markvatten - Vatten i hela den omättade zonen med portryck lägre än eller lika med atmosfärtrycket.

Mineralvatten - Med mineralvatten avses i regel grundvatten med mer än ett gram salter per liter.

Perkolation - Vattnets rörelse från markytan till grundvattenytan.

Permeabilitet - Se hydraulisk konduktivitet.

Piezometer - Instrument för mätning av vätsketryck, t ex grundvattentryck eller portryck.

Porositet - Kvoten av porvolym och total volym (skrymvolym). Den kinematiska porositeten, eller effektiva porositeten anger kvoten mellan den för vätskeflöde tillgängliga porvolymen och total volym (skrymvolym), se vidare avsnitt 2.3.

Provpumpning - Metod att bestämma en akvifers eller brunns hydrauliska egenskaper genom att under kontrollerade former pumpa och mäta grundvattennivåns avsänkning och återhämtning. Provpumpning kan utföras som korttids-, långtids- eller stegprovpumpning.

Specifik kapacitet - En brunns specifika kapacitet är kvoten av uttaget och avsänkningen i brunnen. Den specifika kapaciteten förändras under ett transient skede. Denna förändring är vanligen långsam med undantag av under tiden närmast efter pumpstart. Vid konstant specifik kapacitet är denna i stort sett proportionell mot akviferens transmissivitet.

Spiegelbrunn - En tänkt brunn på samma avstånd från en hydraulisk gräns som den verkliga men på motsatt sida, jämför avsnitt 5.4.

Stationärt tillstånd - Tillstånd då grundvattenförhållandena och hydrauliska egenskaper är konstanta i tiden, t ex vid pumpning ur en brunn, då uttaget balanseras av den naturliga tillrinningen till brunnen. Motsatsen till stationärt tillstånd är icke-stationärt tillstånd eller transient skede.

Sänkningsträtt - Den trättformiga del av grundvattnets tryckyta som vildas kring en brunn vid pumpning.

Transmissivitet - Grundvattenflöde genom en skivion med enhetsbredd vinkelrätt mot flödesriktningen under gradienten ett och med hänsynstagande till vätskans egenskaper, sort m^2/s . Transmissiviteten T är lika med integralen av den hydrauliska konduktiviteten K över den vattenmättade delen b av akviferen.

$$T = \int_b K(z) \cdot dz \quad (2.5)$$

Vattenavgivningstal - Kvoten av avgiven vattenvolym vid fri dränering under viss tid av vattenmättad jord eller berg och den totala volymen.

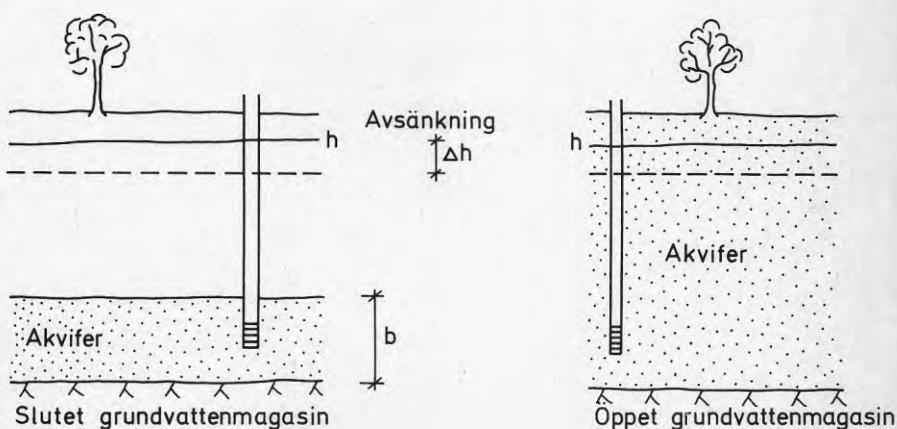
Vissningsgräns - Vattenhalt hos en jordart då vissning inträder till följd av att kvarvarande vatten är så hårt bundet till jordpartiklarna att växternas rötter ej förmår frigöra det. Vissningsgräns är den lägsta fukthalt i jord vid vilken en slokande växt ännu kan återhämta sig vid upphörande transpiration.

Återhämtning - Stigning hos grundvattennivån efter det att uttag genom pumpning upphört. Stigningen kan användas för beräkning av akviferens hydrauliska egenskaper, jfr avsnitt 5.3.4. Med återhämtning avses ibland också den naturliga stigningen i ett grundvattenmagasin.

2.2 Grundvattenmagasin

En akvifer hydrauliskt begränsad till en enhet benämns grundvattenmagasin. Ett sådant magasin kan i princip vara av typen slutet, öppet eller läckande, eller en kombination av dessa typer. Fig 2.3 visar principen för ett slutet respektive öppet grundvattenmagasin.

Grundvattenbildningen till ett öppet grundvattenmagasin sker genom en direkt perkolations av det nederbördsvattnet som ej avdunstar eller avrinner som ytvatten. Grundvattenbildningen beror således av perkolations storlek som i sin tur beror av klimat och markanvändning.



Figur 2.3. Principuppbyggnad av slutet och öppet grundvattenmagasin, med en avsänkning Δh av grundvattennivån.

Ett slutet grundvattenmagasin överlagras av tätande material och grundvattnets trycknivå står högre än det tätande materialets undre gränssyta. Till eller från grundvattenmagasinet kan läckage av vatten äga rum från eller till över- eller underlagrande tätande material. Läckagets riktning bestäms av huruvida vattentrycket i det tätande lagret är större och mindre än grundvattentrycket i det slutna grundvattenmagasinet som i dessa fall benämns läckande grundvattenmagasin. Läckagets storlek bestäms av tryckskillnadens storlek och läckagekoefficienten som uttrycket förhållandet mellan det tätande (i detta fall läckande) lagrets vertikala hydrauliska konduktivitet och dess mäktighet.

Exempel 2.1. Beräkna hur mycket vatten som teoretiskt per ytenhet läcker till ett slutet (läckande) grundvattenmagasin under 5 m mäktigt lerlager. Lerans vertikala hydrauliska permeabilitet är $5 \cdot 10^{-10}$ m/s och dess vattentryck 2 m över grundvattenmagasinets trycknivå.

Lösning: Det tätande lagrets (lerans) läckagekoefficient är 10^{-10} s^{-1} och vattenläckaget blir $0.2 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ eller 6.3 mm/år .

En avsänkning av trycknivån, Δh , se fig 2.3, i ett grundvattenmagasin medför att en viss vattenmängd frigöres. För ett slutet grundvattenmagasin innebär trycksänkningen att akviferen komprimeras samtidigt som vattnet expanderar något. Detta medför att endast en liten vattenmängd kan avges resp lagras i magasinet (den mängd som motsvarar akviferens och vattnets volymändring). Vid ett öppet grundvattenmagasin dräneras de övre vattenförande delarna av akviferen och den vattenmängd, som kan avges, bestäms till största delen av akviferens vattenavgivningstal. Detta medför att en relativt stor vattenmängd vanligen frigörs ur grundvattenmagasinet.

Vid avsänkning av trycknivån i ett läckande grundvattenmagasin kommer dels en vattenmängd av motsvarande omfattning som vid slutet magasin att frigöras, dels vattenmängd genom ökat läckage att tillföras grundvattenmagasinet från läckande lager över- eller under magasinet.

Den vattenvolym som frigörs eller magasineras per enhetsyta ett grundvattenmagasin då grundvattnets tryckyta förändras en enhet benämns magasinsoefficienten S

$$S = \frac{\Delta V}{\Delta h} \cdot \frac{1}{A} \quad (\text{dimensionslös}) \quad (2.6)$$

Vid ett slutet grundvattenmagasin kan magasinsoefficienten tecknas

$$S = \gamma_w \cdot b(n \cdot \beta_w + \beta_s) \quad (2.7)$$

β_s = kornskelettets (akviferens) kompressibilitet, som förutsätter att ingående materialpartiklar är inkompressibla.

Grundvattenavsänkning i ett öppet grundvattenmagasin innebär som nämnts att akviferen dräneras inom dess övre vattenförande del och magasinsoefficienten blir

$$S = S_y + \gamma_w \cdot b(n\beta_w + \beta_s) \quad (2.8)$$

där S_y = vattenavgivningstalet

Vattenavgivningstalet är vanligen avsevärt mycket större än magasinsoefficienten under slutna förhållanden. Medan den förra är av storleksordningen 0.01-0.3 varierar den senare vanligen mellan 10^{-3} och 10^{-5} . För att således sänka grundvattentrycket en meter erfordras att 10-300 l grundvatten tas bort per horisontell m^2 vid öppet grundvattenmagasin. Motsvarande värde vid slutet grundvattenmagasin är 10 ml - 1 l vatten per horisontell m^2 .

Exempel 2.2. Beräkna magasinskoefficienten hos ett 1.5 m mäktigt slutet grundvattenmagasin med en kompressibilitet av $1.3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{N}$ och porositet av 0.32.

Lösning: Vattnets kompressibilitet är $5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$ och magasinskoefficienten blir $S = 1000 \cdot 1.5 (0.32 \cdot 5 \cdot 10^{-10} + 1.3 \cdot 10^{-8}) \cdot 9.81 = 1.9 \cdot 10^{-4}$.

Den vattenvolym som frigörs eller magasineras per enhetsvolym i ett grundvattenmagasin då grundvattnets tryckyta förändras en enhet benämns specifika magasinskoefficienten S_s .

$$S_s = \frac{dV}{dh} \cdot \frac{1}{V} \quad (2.9)$$

I ett slutet grundvattenmagasin är den specifika magasinskoefficienten

$$S_s = \gamma_w (n \cdot \beta_w + \beta_s) \quad (2.10)$$

I geoteknisk terminologi då volymsförändring av vattnet försummas motsvaras specifika magasinskoefficienten av

$$S_s = \gamma_w \cdot m_v \quad (2.11)$$

där m_v = kompressibiliteten hos finkorniga sediment utsatta för spänningar över förkonsoliderings-spänningar.

2.3 Hastighetsbegrepp

Grundvattnets rörelse och hastighet i berg eller jord sammanhänger med form och fördelning av utrymmena mellan det fasta materialet. Detta system av utrymmen är olika utbildat och generellt kan tre olika former av grundvattenförande avlagringar urskiljas

- porakvifer
- sprickakvifer
- karstakvifer

Grundvattnets strömning i olika porösa och sprickiga medier är vanligen laminär och dess hastighet låg. Vid störningar genom exempelvis pumpning kan vattenhastigheterna dock bli så höga att turbulenta förhållanden uppstår närmast uttagsplaten. Även vid naturlig strömning i karstakvifer kan strömning vanligen vara turbulent. Vid laminärt flöde gäller att Reynolds tal Re måste uppfylla följande villkor (Todd, 1959):

$$Re < 10 \quad (2.12)$$

Vid grundvattenströmning i porösa medier tecknas Reynolds tal

$$Re = \frac{\gamma_w \cdot d \cdot v}{\mu} \quad (2.13)$$

där d = medelkorndiameter hos den grundvattenförande formationens material, (m)
 v = grundvattnets brutohastighet, (m/s)
 μ = grundvattnets viskositet (Pa s)

Villkoret $Re < 10$ innebär under normala förhållanden att $d \cdot v$ måste vara mindre än $10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$.

Vid grundvattenströmning kan tre olika hastighetsbegrepp urskiljas

- Grundvattnets bruttohastighet (v) eller den darcyska hastigheten definierad som grundvattenflödet per tvärsnittsarea bestående av såväl porer (sprickor) som fast material.
- Grundvattnets nettohastighet (v_u eller u) eller transporthastighet som utgör den hastighet med vilken en vattenpartikel transporteras mellan två punkter i ett grundvattensystem.
- Grundvattnets punkthastighet (v_p) som är grundvattnets verkliga hastighet i en punkt.

Genom olika vattenströmningsförsök i sand och grusprov kunde Darcy 1856 fastställa att grundvattnets bruttohastighet v , under lami-nära förhållanden, genom ett poröst medium är proportionellt mot tryckfallet per längdenhet längs strömbanan enligt

$$v = K \cdot i = k \cdot \frac{dh}{dl} \quad (2.14)$$

där $i = \frac{dh}{dl}$ = tryckfallet per längdenhet (hydraulisk gradient)

K = proportionalitetsfaktor kallad hydraulisk konduktivitet

Bruttohastigheten är den i praktiska sammanhang mest använda, då de förlopp som studeras i grundvattenmagasin i de flesta fall sammanhänger med uttag av olika vattenmängder.

Nettohastigheten eller transporthastigheten betecknar en medelhastighet hos en vattenpartikel mellan två punkter. Hastigheten är främst av intresse i samband med studier av vattenlösliga ämnens transport i grundvattnet och för beräkning av uppehållstider och flödessträckor (skyddsproblem). Hastigheten kan bestämmas genom spår-försök eller genom kännedom om bruttohastigheten och den för grundvattenflöde tillgängliga porositeten kallad kinematiska eller effektiva porositeten n_e . Nettohastigheten v_u kan då bestämmas enligt

$$v_u = \frac{v}{n_e} \quad (2.15)$$

Storleken av den för grundvattenflöde tillgängliga porositeten varierar inom ett poröst medium i första hand med porernas storlek och kontinuitet inom ett sprickigt medium med sprickvidd, sprickfrekvens och sprickornas kontinuitet. Tabell 2.1 anger några värden på den kinematiska porositeten för olika geologiska bildningar.

Tabell 2.1. Kinematisk porositet i några olika akvifertyper.

Akvifer	Kinematisk porositet, n_e
grus-sand	0.05 - 0.2
morän	0.01 - 0.1
homogent urberg	0.0001 - 0.001
sprickzon i urberg	0.001 - 0.01
sedimentär berggrund	0.005 - 0.05

Grundvattnets punkthastighet saknar i regel praktiskt intresse såvida ej flödesförlopp inne i exempelvis ett porssystem skall studeras. Denna hastighet är emellertid mycket svår att bestämma och är egentligen endast av teoretiskt intresse.

2.4 Permeabilitet och hydraulisk konduktivitet

Proportionalitetskonstanten K i Darcys lag kallas hydraulisk konduktivitet. Denna beror förutom av egenskaperna hos akviferen även av vätskans (vattnets) egenskaper

$$K = k \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (2.16)$$

där k = permeabiliteten vilken är oberoende av vätskans egenskaper

Permeabiliteten har i SI-systemet sorten m^2 . I grundvattensammanhang används också sorten darcy eller millidarcy. Tabell 2.2 visar omvandlingsfaktorer mellan de vanligast förekommande enheterna för permeabilitet och hydraulisk konduktivitet.

Tabell 2.2. Omvandlingsfaktorer mellan de vanligast förekommande enheterna för permeabilitet och hydraulisk konduktivitet.

	cm^2	m^2	ft^2	Darcy	cm/s	m/s	$l/s \cdot m^2$	$gdp(U.S.)/ft^2$ (Meinzer)
cm^2	1	10^{-4}	$1.076 \cdot 10^{-3}$	$1.014 \cdot 10^8$	$9.804 \cdot 10^4$	$9.804 \cdot 10^6$	$8.698 \cdot 10^5$	$1.845 \cdot 10^9$
m^2	10^4	1	$1.076 \cdot 10^1$	$1.014 \cdot 10^{12}$	$9.804 \cdot 10^8$	$9.804 \cdot 10^{10}$	$8.697 \cdot 10^9$	$1.845 \cdot 10^{13}$
ft^2	$9.294 \cdot 10^2$	$9.294 \cdot 10^{-2}$	1	$9.417 \cdot 10^{10}$	$9.109 \cdot 10^7$	$9.109 \cdot 10^9$	$8.080 \cdot 10^8$	$1.714 \cdot 10^{12}$
Darcy	$9.862 \cdot 10^{-9}$	$9.862 \cdot 10^{-13}$	$1.062 \cdot 10^{-11}$	1	$9.66 \cdot 10^{-4}$	$9.66 \cdot 10^6$	$8.58 \cdot 10^{-3}$	$1.82 \cdot 10^1$
cm/s	$1.020 \cdot 10^{-5}$	$1.020 \cdot 10^{-9}$	$1.097 \cdot 10^{-8}$	$1.035 \cdot 10^3$	1	10	$9.985 \cdot 10^0$	$2.118 \cdot 10^4$
m/s	$1.020 \cdot 10^{-7}$	$1.020 \cdot 10^{-11}$	$1.097 \cdot 10^{-8}$	$1.035 \cdot 10^1$	0.01	1	$9.985 \cdot 10^{-2}$	$2.118 \cdot 10^2$
$l/s \cdot m^2$	$1.150 \cdot 10^{-6}$	$1.150 \cdot 10^{-10}$	$1.238 \cdot 10^{-9}$	$1.166 \cdot 10^2$	$1.001 \cdot 10^{-1}$	$1.001 \cdot 10^1$	1	$2.121 \cdot 10^3$
$gdp(U.S.)/ft^2$ (Meinzer)	$5.420 \cdot 10^{-10}$	$5.420 \cdot 10^{-14}$	$5.834 \cdot 10^{-13}$	$5.494 \cdot 10^{-2}$	$4.721 \cdot 10^{-5}$	$4.721 \cdot 10^7$	$4.714 \cdot 10^{-4}$	1

Normala grundvattenförhållanden kan medföra en temperatur- och viskositetsvariation vilken innebär att hydrauliska konduktiviteten kan variera maximalt 2-3 gånger. Variationer i permeabilitet mellan olika avlagringar medför att den hydrauliska konduktiviteten kan variera inom ett mycket stort intervall, vanligen 10^0 - 10^{-12} m/s. Fig 2.4 visar den hydrauliska konduktivitetens variation i några vanligt förekommande jordarter.



Figur 2.4. Hydrauliska konduktivitetens storlek och variation inom olika sorterade jordar och moränjordar.

3 GRUNDLÄGGANDE HYDRAULISKA SAMBAND

Massbalansen i volymselement Δv , med sidorna Δx , Δy och Δz enligt fig 3.1, uttrycker sambandet mellan tillförda och bortförda vattenmassor samt förändringar av vattenmassa inom volymselementet under tidsintervallet Δt . Denna massbalans kan efter vissa förändringar generellt tecknas i kontinuitetsekvationen

$$-\left(\frac{\rho_w v_x}{\partial x}\right) + \frac{\rho_w v_y}{\partial y} + \frac{\rho_w v_z}{\partial z} = \frac{\partial (\Delta M)}{\Delta V \cdot \partial t} \quad (3.1)$$

där v_x , v_y och v_z = hastighetskomponenterna i x, y resp z-riktning (bruttohastigheter)
 h = grundvattnets trycknivå för betraktat volymselement
 t = tid

Högerledet i ekvation (3.1) uttrycker förändringen av vattenmassa i volymselementet under tidsintervallet ∂t . Föreligger ingen förändring av vattenmassan, dvs tillförda och bortförda vattenmassan är i balans kallas tillståndet stationärt och högerledet i ekvation (3.1) blir lika med noll.

Vattenmassan ΔM i volymselementet $\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$ enligt fig 3.1 kan tecknas

$$\Delta M = \rho_w \cdot n \cdot \Delta V \quad (3.2)$$

Om volymselementets dimensioner i x- och y-led (horisontell led) antas konstanta kan vattenmassan ΔM variera med vattnets tyngd γ_w , akviferens porositet n och volymselementets vertikaldimension enligt

$$\frac{d(\Delta M)}{\Delta V} = n \cdot d\rho_w + \rho_w dn + \frac{n \cdot \rho_w d(\Delta z)}{\Delta z} \quad (3.3)$$

Vattnets tyngd γ_w ökar när vattentrycket p ökar enligt

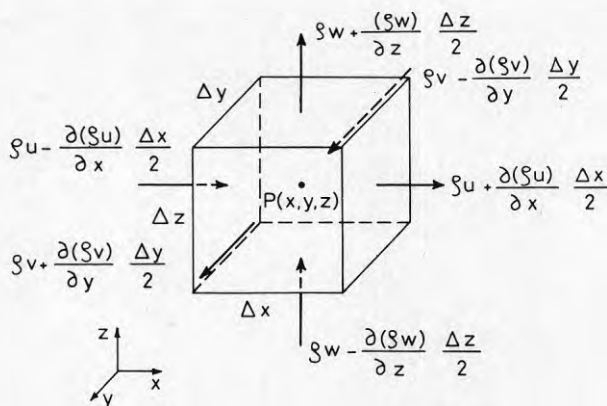
$$\frac{d\gamma_w}{\gamma_w} = \beta_w \cdot dp \quad (3.4)$$

där β_w = vattnets kompressibilitet

En förändring av volymselementet ΔV genom kompression av Δz kan tecknas

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\beta_s \cdot d\sigma \quad (3.5)$$

där β_s = volymselementets (akviferens) kompressibilitet
 $d\sigma$ = förändring av effektivspänning



Figur 3.1. Volymselement $\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$

I permeabla friktionsjordarter är förändringen av effektivspänning lika med förändringen i vattentryck enligt

$$d\sigma = -dp \quad (3.6)$$

Ekvation (3.5) kan således tecknas

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = \beta_s \cdot dp \quad (3.7)$$

Volymen av fast material ΔV_s är konstant och förändras ej

$$\Delta V_s = (1-n)\Delta x\Delta y\Delta z \quad (3.8)$$

$$d(\Delta V_s) = \{(1-n) \cdot d(\Delta z) - dn \cdot \Delta z\} \Delta x \Delta y = 0 \quad (3.9)$$

Kombination av ekvation (3.7) och (3.9) ger

$$dn = \beta_s(1-n) \cdot dp \quad (3.10)$$

Ekvation (3.3) kan således med hjälp av ekvationerna (3.4), (3.7) och (3.10) skrivas

$$\frac{d(\Delta M)}{\Delta V} = \gamma_w(n \cdot \beta_w + \beta_s) \cdot dp \quad (3.11)$$

Vattentrycksförändringen $dp = g \cdot \gamma_w dh$ där dh är vattentrycksförändringen uttryckt i förändring i vattennivå. Således

$$\frac{d(\Delta M)}{\gamma_w \Delta V} = g \cdot \gamma_w(n \cdot \beta_w + \beta_s) \cdot dh = S_s \cdot dh \quad (3.12)$$

$$S_s = g \cdot \gamma_w(n \cdot \beta_w + \beta_s) \quad (3.13)$$

Darcys lag som uttrycker grundvattnets bruttohastighet i förhållande till den hydrauliska gradienten kan tecknas

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.14a)$$

$$v_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.14b)$$

$$v_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3.14c)$$

Ekvation (3.1) kan skrivas

$$-\gamma_w \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) - \left(v_x \frac{\partial \gamma_w}{\partial x} + v_y \frac{\partial \gamma_w}{\partial y} + v_z \frac{\partial \gamma_w}{\partial z} \right) = \gamma_w \cdot S_s \cdot \frac{dh}{dt} \quad (3.15)$$

Andra termen i vänsterledet i ekvationen kan vanligen negligeras. Kombination av ekvation (3.14) och (3.15) ger då den allmänna flödesekvationen

$$\nabla^2 h = \frac{S_s}{K} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.16)$$

där Laplace-operatorn $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$

4 PROV PUMPNINGSTEKNIK

4.1 Provpumpning - kontrollerad störning

I ett grundvattenmagasin beskrivs grundvattenförhållandena av geometri, geologi samt hydrauliska parametrar. En störning, exempelvis bortpumpning av vatten från en eller flera brunnar, påverkar grundvattenförhållandena. Påverkans omfattning i tid och rum beror av störningens storlek och grundvattenmagasinets egenskaper. Genom att under kontrollerade former utföra störningen kan grundvattenmagasinets egenskaper bestämmas. Provpumpning utförd på olika sätt är exempel på kontrollerad störning. Andra exempel är injektion av vatten under kontrollerade former.

En kontrollerad störning innebär att mängden vatten som bortpumpas eller injekteras per tidsenhet hålls konstant eller varierar enligt känt mönster som medger att responsen av störningen kan registreras och utvärderas. En kontrollerad störning kan också utföras genom att vattennivån vid en plats (brunn) hålls på konstant nivå högre eller lägre än ursprunglig nivå. I denna redogörelse behandlas pumpning ur en brunn med konstant kapacitet.

Vid en propumpning registreras förändringen av grundvattennivån inom grundvattenmagasinet. Dessa registreringar kan utföras dels i grundvattenståndsror dels genom tryckmätare placerade i rör etc på olika avstånd från propumpningsplatsen. Förändringen registreras som en funktion av tiden vilket innebär att tidpunkten för propumpningens start registreras noggrant. Förutom grundvattennivåförändringarna registreras också pumpkapaciteten.

Vid pumpning kan grundvattennivån i anslutning till brunnen liknas med en kon med spetsen nedåt i brunnen. Under pumpningens tidiga skede kommer vatten i huvudsak från vatten som frigörs i akviferen närmast brunnen samtidigt som grundvattentrycket hastigt förändras. Successivt som avsänkningskonen expanderar till att omfatta allt större område avtar hastigheten med vilken grundvattentrycket förändras. Hydrauliska gränser i form av täta eller vattentillförande lager kommer att påverka avsänkningskurvornas utseende. Efter en lång tids pumpning, kommer avsänknningen inte att förändras med tiden under vissa hydrologiska förhållanden. Två olika förhållanden kan således principiellt urskiljas avseende de hydrauliska förhållandena under propumpningen:

- 1 Icke-stationärt eller transient tillstånd
 - utan inverkan av hydrauliska gränser
 - med inverkan av hydrauliska gränser.
- 2 Stationärt tillstånd då avsänknningen ej förändras med tiden.

En propumpning (kontrollerad störning) av ett grundvattenmagasin utförs först och främst för att studera och bestämma magasinets hydrauliska egenskaper och begränsningar. För detta ändamål studeras tryckförändringarnas tidsförlopp på olika avstånd från störningen. De bestämmningar som kan göras från dessa kurvor är följande:

- Akviferens transmissivitet och magasinskoefficient.
- Läge och typ av hydrauliska gränser
- Hydrauliska karakteristika hos begränsande över- eller underliggande lager.

Studier och bestämningar under stationära förhållanden ger inga upplysningar beträffande magasinets magasinering förhållanden. En kombination av utvärderingar från transient skede och bedömt stationärt skede är givetvis att föredra men vanligen begränsas en provpumpning tidsmässigt av andra skäl och utvärdering från transient skede blir den enda möjliga utvärderingen.

4.2 Faktorer som påverkar provpumpningen

Vattentrycksförändringen (avsänkningen) i ett grundvattenmagasin orsakat av en provpumpning kan påverkas av ett antal faktorer som innebär en avvikelse från teoretiska samband mellan tid och avsänkning. Dessa faktorer av vilka de flesta kan tas hänsyn till är framför allt följande.

1 Faktorer som sammanhänger med brunnen och pumpningen.

- 1.1 Brunnsmagasin, dvs det vattenmagasin som finns i pumpbrunnen. Påverkar endast tryckförändringsförloppet i pumpbrunnen och kan utvärderas.
- 1.2 Inströmningsförlust (skin-faktor). Påverkar endast tryckförändringsförloppet i pumpbrunnar och kan utvärderas.
- 1.3 Ofullständig brunn, se avsnitt 5.8.

2 Klimatologiska faktorer

- 2.1 Lufttrycksförändringar. En ökning av lufttrycket orsakar i slutna och läckande akviferer en sänkning av grundvattennivån. Med kännedom om lufttrycket och barometereffekten kan och skall uppmätta vattentrycksvärden korrigeras för utvärdering.
- 2.2 Allmänt sjunkande eller ökande trend hos grundvattennivån. Trenden kan registreras i observationsrör inom samma eller liknande grundvattenmagasin och förändring i grundvattentryck beräknas med hänsyn därtill.
- 2.3 Korttidsförändringar av grundvattennivån beroende på nederbörd, snösmältning mm.

3 Faktorer som sammanhänger med grundvattenmagasinet.

- 3.1 Avtagande vattenförande mäktighet vid avsänkning i öppet grundvattenmagasin. Korrektion för detta kan göras vid små vattenförande mäktigheter enligt metod beskriven under avsnitt 5.6.
- 3.2 Begränsningar av magasinet, se avsnitt 5.4.

4 Faktorer som sammanhänger med observationsrör

- 4.1 Täta observationsrör, se avsnitt 5.8.

- 4.2 Vattenvolym i observationsrören. Hänsyn till denna faktor bör tas vid grundvattenmagasin med låg transmissivitet samtidigt som observationshålen har stor diameter. Metoder för detta finns men tas inte upp i denna redogörelse.

4.3 Information önskvärd inför provpumpning

Responsten, vattentrycksförändringen (s), av en störning, provpumpning (Q), kan som framgår av den tidigare texten, tecknas som en funktion av ett stort antal faktorer:

$$s = f(Q, G, t, x_i, B_i, T, S, L_i)$$

- där
- G = betecknar grundvattenmagasinets hydrauliska begränsningar
 - t = betecknar tid
 - x_i = betecknar rumskoordinater
 - B_i = betecknar störande faktorer som sammanhänger med pumpbrunn, observationsbrunn, klimatologiska förhållanden etc
 - T = betecknar transmissivitet
 - S = betecknar magasincoeffcient
 - L_i = betecknar läckage till eller från grundvattenmagasinet.

För att underlätta analysen och utvärderingen bör antalet obekanta faktorer under provpumpningen minimeras. Inför en provpumpning är det således av vikt att så mycket information om geologiska förhållanden kan erhållas som möjligt genom kartering, borrhning, provtagning och geofysiska undersökningar. Grundvattenmagasinets begränsningar och geometri bör också vara kända i översiktlig skala. Före pumpstart är det av vikt att grundvattennivån inom magasinet ej förändrats i större omfattning, utan stationärt eller nästan stationärt tillstånd bedöms råda. Goda möjligheter att observera grundvattennivån före och under provpumpningen utgör förutsättning för en korrekt utvärdering av grundvattenmagasinets hydrauliska parametrar, geometri och begränsningar.

5 UTVÄRDERING AV PROVPUMPNINGAR

Följande kapitel redogör för några vanliga analysmetoder för utvärdering av provpumpningsdata. Som en inledning ges en relativt fullständig härledning av de grundläggande metoderna, medan längre fram en relativt enkel redovisning av varje metod och dess användning ges. Sist i kapitlet ges några varningsord och några approximativa metoder att använda när inte något annat står till buds.

5.1 Flödesekvationen i ett tvådimensionellt grundvattenmagasin

Som härletts i avsnitt 3 kan flödesekvationen för ett slutet, homogent tvådimensionellt grundvattenmagasin skrivas

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.1)$$

Redan detta är en approximation, då i verkligheten inga strikta tvådimensionella fall finns. Approximationen är emellertid berättigad, då höjden på en akvifer oftast är begränsad till något 10-tal m, medan utsträckningen i plan varierar från några 100-tal m till några kilometer.

Ekvation (5.1) gäller, som nämnts, under slutna förhållanden. För ett öppet tvådimensionellt magasin gäller, under förutsättning att grundvattenflödet är horisontellt (Dupuit-Forchheimers approximation) följande flödesekvation

$$\partial/\partial x (K \cdot h \frac{\partial h}{\partial x}) + \partial/\partial y (K h \frac{\partial h}{\partial y}) = S_y \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.2)$$

Ekvationen kallas den icke-linjära Boussinesqekvationen. Just på grund av att den är icke-linjär är den svårlost med analytiska metoder. Under förutsättning att variationerna i h är små, jämfört med dess absolutvärde, dvs $K \cdot h$ konstant, kan ekvationen lineariseras

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S_y}{Kb} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.3)$$

Denna ekvation är formellt identisk med ekvation (5.1) och de analysmetoder som kommer att redogöras för i detta kapitel baseras i huvudsak på lösningar till denna med modifieringar för yttre och inre randvillkor.

För system som följer ekvation (5.1) och (5.3) gäller superpositionsprincipen och reciprocitetsprincipen. Båda dessa kan i vissa fall väsentligt underlätta genomförande och analys av en provpumpning.

5.2 Pumpningar vid stationära förhållanden

Vid varje grundvattenproblem är den verkliga flödesdomänen ändlig. Vid stationära förhållanden är flödet vid varje tidpunkt konstant till storlek och riktning i varje del av grundvattenmagasinet. Ett äkta stationärt tillstånd är således något mycket sällsynt i verkligheten. Det man normalt som bäst kan uppnå är pseudostationära

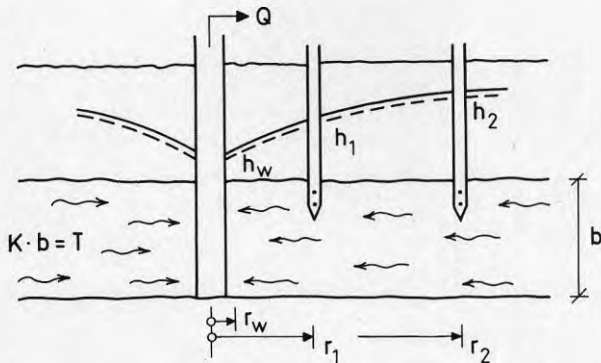
förhållanden under begränsande tidsrymder.

Analysmetoder för pumpning under stationära förhållanden har trots detta stor användning. Dels därför att de är matematiskt enkla. Att ta hänsyn till tiden medför väsentligt mer komplicerade lösningar, dels därför att de pseudostationära tillstånd man kan uppnå ger god möjlighet till att bestämma transmissivitet och hydraulisk konduktivitet med stationära metoder.

5.2.1 Thiems brunnsekvation

Vid stationära förhållanden blir högerledet i ekvation (5.1) noll, då några magasinförändringar inte sker. Vidare är det lämpligt att skriva om ekvationen i polära koordinater då vi studerar det radiella flödet kring en brunn. Om $hT = \phi$ erhålles

$$\frac{d^2\phi}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\phi}{dr} = 0 \quad (5.4)$$



Figur 5.1. Radiellt flöde kring en brunn.

Lösningen kan erhållas på följande vis: Sätt $\phi' = \frac{d\phi}{dr}$, vilket ger

$$\frac{d\phi'}{dr} + \frac{\phi'}{r} = 0 \quad (5.5)$$

Integration ger

$$r\phi' = C_1 = \text{konstant} \quad (5.6)$$

Återgång till ϕ och förnyad integration ger

$$\phi = K \cdot h = C_1 \cdot \ln r + C_2 \quad (5.7)$$

Vidare måste flödet genom varje cylinder med radien r vara lika med uttaget Q . Enligt Darcy's lag gäller

$$Q = 2\pi r \cdot b \cdot K \cdot \frac{dh}{dr} = 2\pi r b \frac{d\phi}{dr} \quad (5.8)$$

eller

$$r \cdot \frac{d\phi}{dr} = c_1 = \frac{Q}{2\pi b} \quad (5.8)$$

Kombinerat med ekvation (5.7) erhålles

$$h = \frac{Q}{2\pi T} \ln r + \text{konstant} \quad (5.9)$$

Integrationskonstanten kan bestämmas om nivån i brunnen är känd, h_w

$$h = \frac{Q}{2\pi T} \ln r/r_w + h_w \quad (5.10)$$

Ekvation (5.10) förutsäger att grundvattennivån kommer att växa mot oändligheten då r blir mycket stor, något som inte är möjligt av fysikaliska orsaker. Strängt taget gäller ekvationen endast för stationärt flöde i en cylindrisk akvifer med radien R_0 och grundvattennivån h_0 vid cylinderväggen, något som knappast finns i verkligheten.

$$h_0 - h = s = \frac{Q}{2\pi T} \ln R_0/r \quad (5.11)$$

I området närmast uttagsbrunnen gäller ekvationen, som vi skall finna senare, ofta med god noggrannhet om pumpningen drivits tillräckligt långt. I dessa fall skrivsekv (5.11) på den mera användbara formen

$$h_2 - h_1 = \frac{Q}{2\pi T} \ln r_2/r_1 \quad (5.12)$$

Exempel 5.1. Vid en pumpning med obsrör placerade enligt figur 5.2 uppmättes följande grundvattennivåer vid ett bedömt stationärt tillstånd. Bestäm transmissiviteten. $Q = 14 \text{ l/s}$.



Uppmätta nivåer:

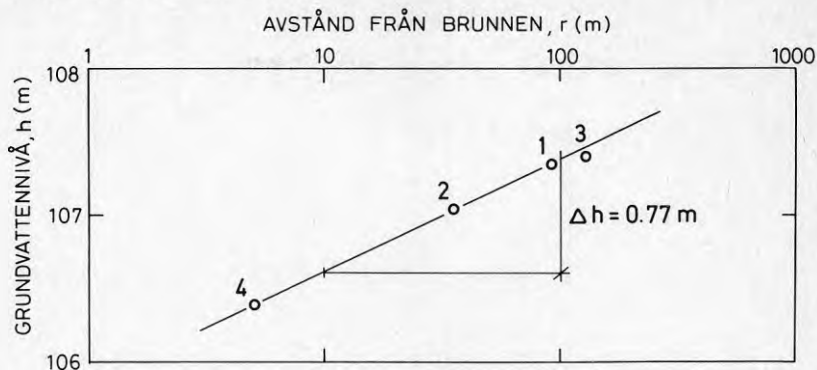
1	107.34
2	107.02
3	107.39
4	106.38

Figur 5.2. Obsrörens placering, se 5.1.

Lösning: Enklaste lösningen är en direkt tillämpning av ekvation (5.12) för de närmast brunnen belägna obsrören. Insatta värden ger

$$T = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_4)} \cdot \ln r_2/r_4 = \frac{0.014 \cdot \ln 35/5}{2\pi(107.02 - 106.38)} = 0.067 \text{ m}^2/\text{s}$$

Önskar man ett medelvärde för samtliga punkter kan man plotta data i ett halvlogaritmiskt diagram.



Figur 5.3. Halvlogaritmisk plot av grundvattennivåer, ex 5.1.

Till mätvärdena anpassas den bästa räta linjen. Nivåskillnaden per dekad kan bestämmas som

$$\Delta h = h_{10r} - h_r = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \ln 10 \cdot r/r = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \ln 10 \quad (5.13)$$

eller

$$T = \frac{Q \cdot \ln 10}{2\pi \Delta h} = \frac{0.366Q}{\Delta h} \quad (5.14)$$

I vårt exempel med $\Delta h = 0.77$ m erhålles

$$T = \frac{0.366 \cdot 0.014}{0.77} = 0.0067 \text{ m}^2/\text{s}$$

5.2.2 Öppna grundvattenmagasin

Om vi utgår från Boussinesqs differentialekvation och sätter högerledet till noll erhåller vi

$$\partial/\partial x (h \frac{\partial h}{\partial x}) + \partial/\partial y (h \frac{\partial h}{\partial y}) = \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = 0 \quad (5.15)$$

Eller i polära koordinater

$$\frac{d^2 h^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh^2}{dr} = 0 \quad (5.16)$$

$$\text{Sätt } u' = \frac{\partial h^2}{\partial r} = 2 h \cdot \frac{dh}{dr}$$

$$\frac{du'}{dr} + \frac{u'}{r} = 0 \quad (5.17)$$

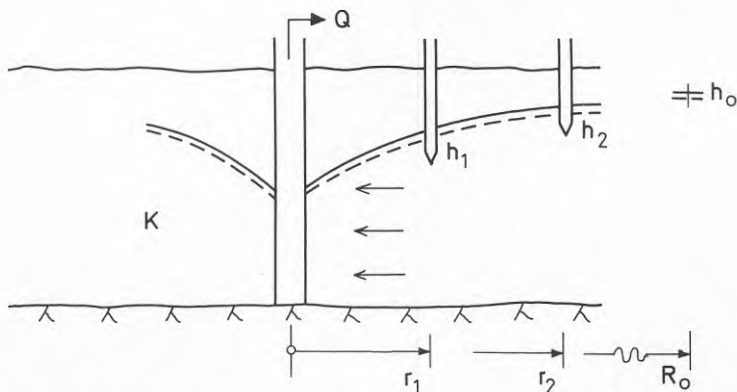
Integration ger

$$r \cdot u' = C_1 = \text{konstant} \quad (5.18)$$

Återgång till u och förnyad integration ger

$$u = h^2 = C_1 \cdot \ln r + C_2 \quad (5.19)$$

Enligt Dupuit-Forchheimers antagande måste flödet genom varje cylinder med radien r vara lika med uttaget Q , se figur 5.4.



Figur 5.4. Flödet kring en brunn i ett öppet grundvattenmagasin.

Enligt Darcy's lag erhålles

$$Q = 2 r \cdot h \cdot K \cdot \frac{dh}{dr} \quad \text{eller} \quad \frac{dh}{dr} \cdot h = \frac{Q}{2\pi K \cdot r} \quad (5.20)$$

Detta medför

$$r \cdot u' = 2 \cdot r \cdot h \cdot \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{\pi K} = C_1 \quad (5.21)$$

För ett cylindriskt grundvattenmagasin med radien R_0 erhålles

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \cdot \ln R_0/r \quad (5.22)$$

Ekvationen visar stora likheter med ekvation (5.11) och vi skall ny se under vilka omständigheter (5.22) övergår i (5.11). Om ekvationens båda led divideras med $2h_0$ erhålles

$$(h_0 - h) - \frac{(h_0 - h)^2}{2h_0} = \frac{Q}{2\pi K h_0} (\ln R_0/r) \quad (5.23)$$

Sätt vidare $T_0 = K h_0$ och $s = h_0 - h$

$$s - \frac{s^2}{2h_0} = \frac{Q}{2\pi T_0} \ln R_0/r \quad (5.24)$$

Vi finner att om s/h_0 är tillräckligt litet övergår ekvationen direkt i Thiems brunnsekvation (5.11) och i de fall detta inte är tillämpligt kan avsänkingsdata från ett öppet grundvattenmagasin genom korrektion så att

$$s_k = s = \frac{s^2}{2h_0} \quad (5.25)$$

direkt användas i Thiems brunnsekvation. Korrektionen har även funnit användning för utvärdering av pumpningar under icke stationära förhållanden (Jacob 1944).

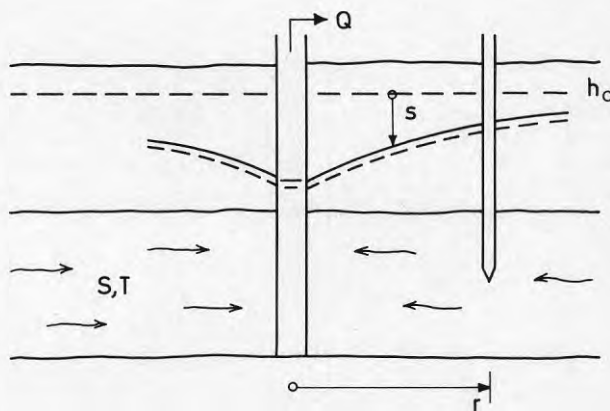
5.3 Transienta förlopp i homogena slutna grundvattenmagasin

Under icke stationära eller transienta förlopp måste hänsyn tas till magasinstömmingen. Ekvation 5.1 skriven i polära koordinater får då formen

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.26)$$

Vidare kan det vara praktiskt att vid transienta förlopp studera avsänkningen istället för grundvattennivån. Detta speciellt då brunnsekvationerna är härledda för en horisontell grundvattennivå. Om man istället studerar avsänkningen kan denna enligt superpositionsprincipen subtraheras från en godtycklig grundvattennivå. Med avsänkningen, $s = h_0 - h$, erhålles

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} \quad (5.27)$$



Figur 5.5. Flödet kring en brunn vid pumpning under transienta förhållanden.

För systemet gäller följande rand- och begynnelsevillkor:

Innan pumpstart är avsänkning noll: $s(r,0) = 0$ (5.30a)

På oändligt avstånd är avsänkning noll: $s(\infty,t) = 0$ (5.30b)

Vid brunnen är flödet konstant: $\lim_{r \rightarrow 0} r \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{-Q}{2\pi T}$ (5.30c)

Vidare måste gälla att grundvattenmagasinet är oändligt, homogent och isotropt samt att pumpkapaciteten är konstant.

Lösningen erhålles genom variabelsubstitution med hjälpparametern

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.31)$$

Ekvation (5.27) förenklas då till

$$\frac{d^2 s}{du^2} + \left(1 + \frac{1}{u}\right) \frac{ds}{du} = 0 \quad (5.32)$$

Och randvillkoren

$$s(\infty) = 0 \quad (5.33a)$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} u \frac{ds}{du} = \frac{-Q}{4\pi T} \quad (5.33b)$$

Integration av ekvation (5.32) ger

$$u \frac{ds}{du} = C_1 \cdot e^{-u} \quad (5.34)$$

Randvillkoret (5.33b) ger

$$\frac{ds}{du} = -\frac{Q}{4\pi T} \cdot \frac{e^{-u}}{u} \quad (5.35)$$

Ytterligare en integration och utnyttjande av randvillkoret (5.33a) ger

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} dx \quad (5.36)$$

Integralen i ekvation (5.36) har inom grundvattenlitteraturen (Theis 1935) fått namnet Theis brunnfunktion. Vanligtvis skrivs den här $W(u)$ medan i andra sammanhang den benämnes exponentialintegralen, $-Ei(-u)$. Den sökta lösningen till ekvation (5.27) är således

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5.37a)$$

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} dx \quad (5.37b)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.37c)$$

Brunnfunktionen har också en serietutveckling

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \dots \quad (5.38)$$

Theis brunnsfunktion finns tabellerad i bilaga 2.

5.3.1 Theis typkurvemethod

Vid en provpumpning mäter man nivån i olika obrör vid olika tidpunkter. Data kan således arrangeras på två olika sätt

- Tidsserier för olika rör, tid - avsänkning
- Avsänkningen i olika rör vid viss tidpunkt, avstånd - avsänkning

Om vi inledningsvis studerar en tidsserie kan vi med hjälp av Theis brunnsfunktion beräkna avsänkningen vid en viss tidpunkt om transmissivitet, T , och magasin-koefficient, S , är kända. För pumpkapaciteten, Q , erhålles

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5.39a)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.39b)$$

I ett schema kan vi beskriva beräkningsgången på följande vis

$$\begin{array}{c} t \longrightarrow u \\ T, S, r \end{array} \quad \log t + \log \frac{4T}{r^2 S} = \log 1/u \quad (5.40a)$$

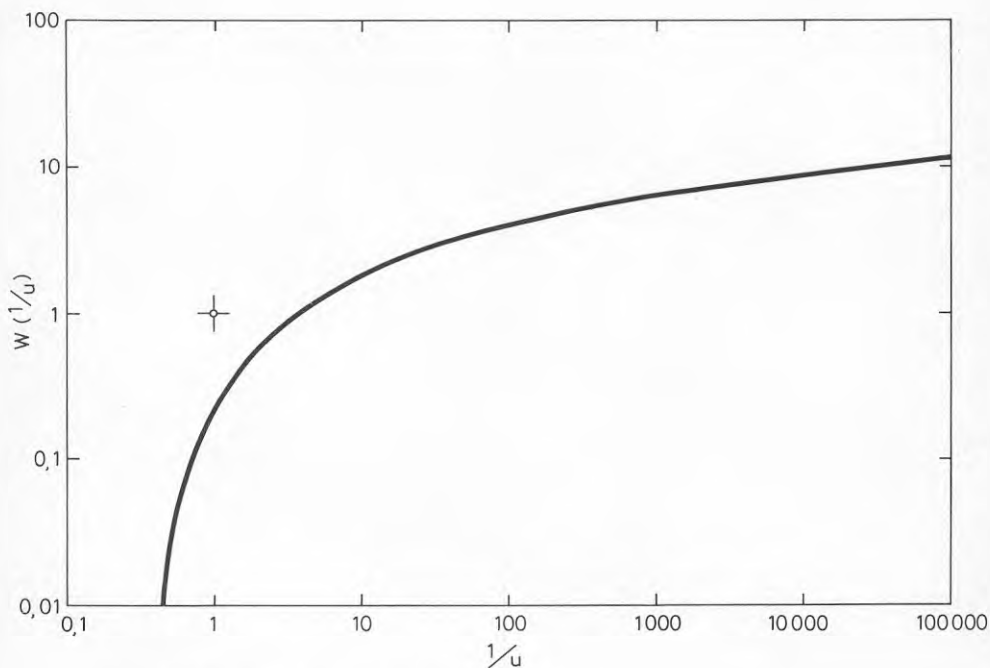
$$\begin{array}{c} \downarrow \text{eller} \\ s \longleftarrow W(u) \\ Q, T \end{array} \quad \log s + \log \frac{4\pi T}{Q} = \log W(1/u) \quad (5.40b)$$

Om man arrangerar om grundekvationen och logaritmerar, motsvaras pilarna i diagrammet till vänster av additioner med konstanta kvantiteter då enligt förutsättningarna T, S, r och Q är konstanta för en tidsserie.

$$\text{Vi finner alltså } \log t + \text{konst}_1 = \log 1/u \quad (5.41a)$$

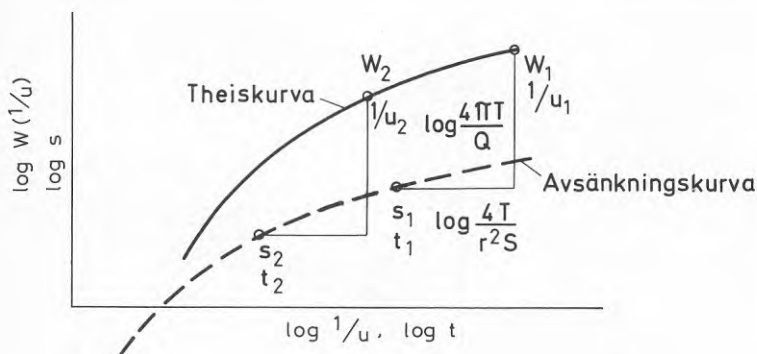
$$\log s + \text{konst}_2 = \log W(1/u) \quad (5.41b)$$

Brunnsfunktionen $W(u)$ finns tabellerad i bilaga 2 och med hjälp av denna kan också funktionen $W(1/u)$ ritas upp i ett loglogdiagram. En sådan uppritning av en brunnsfunktion kallas för en typkurva, se figur 5.6.



Figur 5.6. Theis brunnfunktion, $W(1/u)$.

Vi kan alltså bestämma en tids-avsänkningskurva i samma diagram genom att addera konstanterna i ekvation 5.41 grafiskt till kurvan, se figur 5.7.



Figur 5.7. Sambandet mellan typkurvan och avsänkningskurvan i logaritmisk avbildning.

Vi finner vidare att de två kurvorna måste vara likformiga och förskjutna sträckorna $\log 4\pi T/Q$ i vertikalled och $\log 4T/r^2 S$ i horisontalled.

Utvärderingen utföres därför vanligtvis så att man först plottar mätdata i en logaritmisk datakurva som sedan passas mot typkurvan. För varje punkt gemensam i de båda koordinatsystemen $s-t$ och $W(1/u)-u$ måste ekvationerna 5.40 gälla eller

$$T = \frac{7.95Q}{100} \cdot \frac{W(1/u)_m}{s_m} \quad (5.42a)$$

$$S = \frac{4T}{r^2} \cdot \frac{t_m}{1/u_m} = \frac{240T}{r^2} \cdot \frac{t_m, \text{min}}{1/u_m} \quad (5.42b)$$

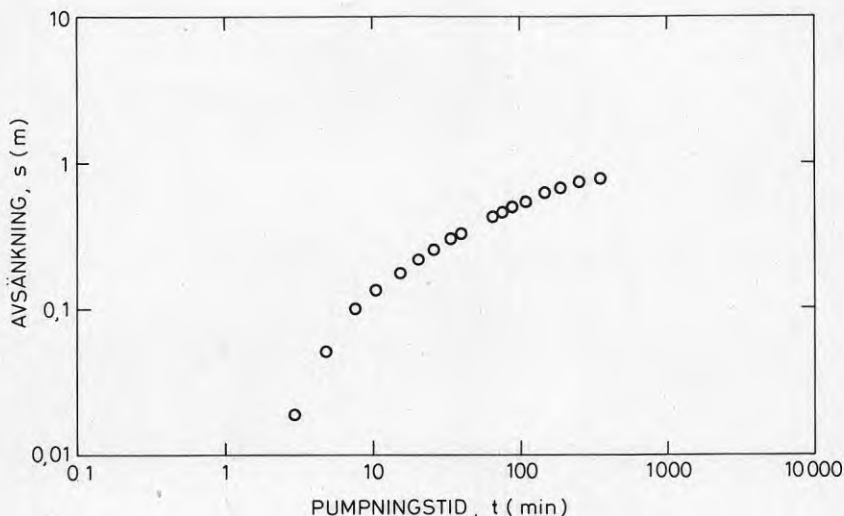
Ett exempel förklarar proceduren bäst...

Exempel 5.2. Vid en provpumpning har följande avsänkningar uppmätts i en tidsserie för borrhning BH1.

tid (min)	0,5	3	5	8	10,5	15	20	26	34
avs (m)	0	0,02	0,05	0,10	0,12	0,17	0,21	0,26	0,32
tid (min)	38	64	74	89	108	152	191	260	353
avs (m)	0,34	0,44	0,47	0,51	0,56	0,62	0,67	0,71	0,76

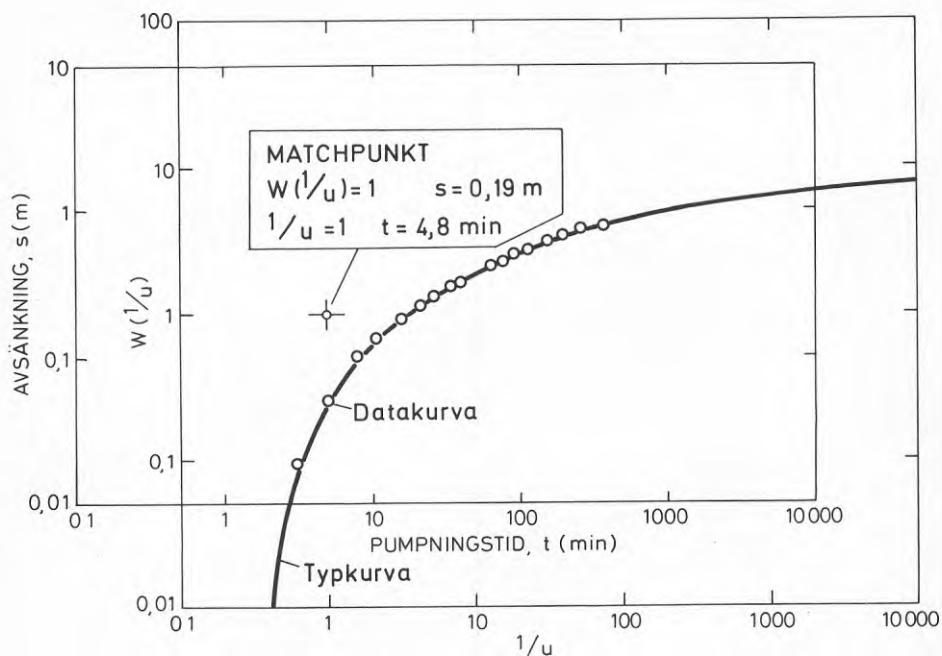
Pumpkapaciteten var 9,0 l/s och avståndet till uttagsbrunnen 62 m. Bestäm transmissivitet och magasinskoefficient.

Lösning: Data plottas i en logaritmisk datakurva, se figur 5.8.



Figur 5.8. Datakurva loglog, tid-avsänkning.

När data plottats upp passas datakurvan mot typkurvan, se figur 5.9.



Figur 5.9. Passning mot typkurva.

Sedan väljes en godtycklig Matchpunkt där koordinaterna i de båda systemen avläses. För att göra beräkningarna enkla väljer man normalt punkten (1,1) i typkurvas koordinatsystem. Vi kan sedan enkelt beräkna de hydrauliska parametrarna med formlerna 5.42.

$$T = \frac{7.95Q}{100} \cdot \frac{W_m}{s_m} = \frac{7.95 \cdot 0.009 \cdot 1}{100 \cdot 0.19} = 3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{240T}{r^2} \cdot \frac{t_m \text{ min}}{1/u_m} = \frac{240 \cdot 3.8 \cdot 10^{-3} \cdot 4.8}{62^2 \cdot 1} = 1.1 \cdot 10^{-3}$$

En avstånd/avsänkingsanalys kan utföras på liknande sätt. Om grundeckvationerna (5.39) arrangeras något annorlunda erhålles

$$\log r^2 + \log \frac{S}{4Tt} = \log u \quad (5.43a)$$

$$\log s + \log \frac{4\pi T}{Q} = \log W(u) \quad (5.43b)$$

I analogi med det föregående bör vi således kunna bestämma de hydrauliska parametrarna genom passning av en datakurva $s-r^2$ mot typkurvan $W(u)-u$. Om exemplet utökas något förklaras proceduren.

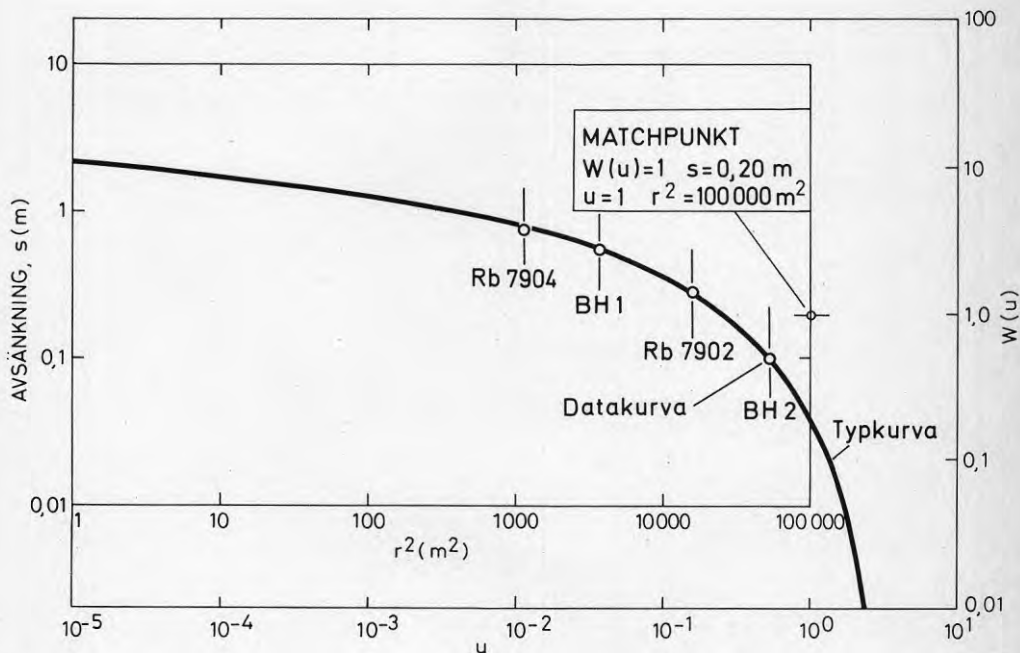
Exempel 5.3. Vid den i exempel 5.2 beskrivna pumpningen mättes förutom BH1 ytterligare tre obsrör. Vid tiden 104-109 minuter uppmättes i dessa följande avsänkningar:

Obsrör	BH2	Rb7902	Rb7904
avstånd (m)	227	126	34,3
avs (m)	0,10	0,27	0,75

Lösning: Beräkna r^2 för de olika obsrören.

Obsrör	Bh2	Rb7902	Rb7904	BH1
r^2 (m ²)	51529	15786	1176	3844

Kurvan $s-r^2$ plottas i en logaritmisk avbildning och typkurvan $W(u)-u$ passas mot denna. Se figur 5.10.



Figur 5.10. Avstånd-avsänkingsanalys genom kurvpasning.

Även i detta fall väljes en matchpunkt, förslagsvis med typkurvekoordinaterna (1.1) och de hydrauliska parametrarna beräknas med formlerna 5.42.

$$T = \frac{7.95Q}{100} \cdot \frac{W}{s_m} = \frac{7.95 \cdot 0.009}{100 \cdot 0.20} = 3.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{240T}{r_m^2} \cdot \frac{t}{1/u_m} = \frac{240 \cdot 3.6 \cdot 10^{-3} \cdot 107}{100000 \cdot 1} = 9.2 \cdot 10^{-4}$$

Innan vi lämnar Theis typkurvet metod skall vi fästa uppmärksamheten på ytterligare ett sätt att plotta data. Om grundekvationerna (5.39) arrangeras om och logaritmeras ytterligare en gång kan vi erhålla

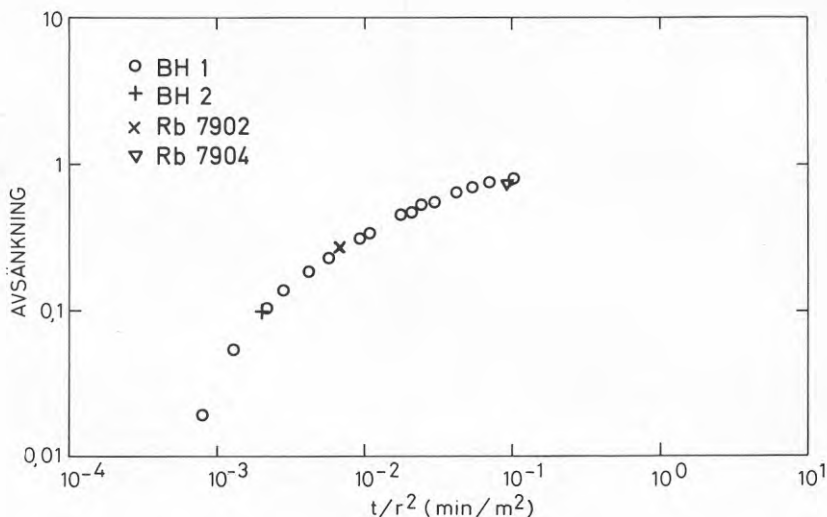
$$\log t/r^2 + \log \frac{4T}{S} = \log 1/u \quad (5.44a)$$

$$\log s + \log \frac{4\pi T}{Q} = \log W(1/u) \quad (5.44b)$$

Vi finner alltså att en datakurva $s-t/r^2$ kan passas mot en typkurva $W(1/u)-1/u$. Fördelen med detta är att för ett homogent grundvattenmagasin kommer avsänkningarna från alla rör att beskriva samma kurva. En $s-t/r^2$ kurva är alltså ett utmärkt sätt att kontrollera homogeniteten i ett grundvattenmagasin.

Exempel 5.4. Rita upp datakurvan $s-t/r^2$ för redovisade data från pumpningen i exempel 5.2.

Lösning: Beräkna t/r^2 för alla mätvärden och rita upp data i ett loglog diagram, se figur 5.11.



Figur 5.11. t/r^2 plottning av provpumpningsdata.

5.3.2 Jacobs extrapolationsmetod (Cooper och Jacob, 1946)

Som tidigare visats kan brunnsfunktionen serieutvecklas:

$$W(u) = -0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} \quad (5.45)$$

eller

$$W(u) = -0,5772 - \ln u + \epsilon$$

Där ϵ är en restterm som blir mindre med minskande u . För $u < 0.01$ kan man anse den försumbar. Eftersom

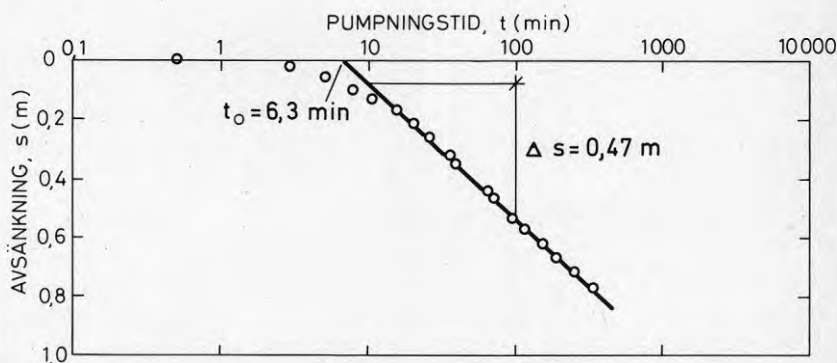
$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.46)$$

är approximationen tillåten för små värden på radien, r , eller efter lång pumpningstid, t . Vi finner vidare att funktionen $W(u)$ då approximationen är tillåten kommer att bilda en rät linje i ett halvlogaritmiskt diagram, vilket självfallet också kommer att gälla avsänkning, s .

$$s_{u < 0.01} = \frac{Q}{4\pi T} (-0,5772 - \ln u) \quad (5.47)$$

Vi prövar med data från exempel 5.2.

Exempel 5.5a. Rita data från exempel 5.2 i ett halvlogaritmiskt diagram.



Figur 5.12. Datakurva linlog, tid-avsänkning.

Som framgår av figuren ansluter uppmätta avsänkningar väl till en rät linje. För att beräkna de hydrauliska parametrarna kan vi göra på följande sätt. Avsänkning efter tiden t är:

$$s_t = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln u) = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) \quad (5.48)$$

Efter tiden 10 t kan den följaktligen beräknas till

$$s_{10t} = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4T \cdot 10t}) \quad (5.49)$$

Subtraktion ger

$$\Delta s = s_{10t} - s_t = \frac{Q}{4\pi T}(-\ln \frac{4^2 S}{4T10t} + \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \ln 10 \quad (5.50)$$

eller

$$T = \frac{Q \cdot \ln 10}{4\pi \cdot \Delta s} = 0,183 \frac{Q}{\Delta s} \quad (5.51)$$

Vi finner vidare att för $s = 0$ måste uttrycket inom parentesen i ekvation (5.48) vara lika med 0.

$$-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt_0} = 0 \quad (5.52)$$

Eller

$$S = \frac{4Tt_0}{r^2} \cdot e^{-0,5772} = \frac{2,25Tt_0}{r^2} = \frac{135 T t_{0,\min}}{r^2} \quad (5.53)$$

Vi prövar genom att fortsätta exemplet.

Exempel 5.5b. Beräkna T och S från den halvlogaritmiska datakurvan i figur 5.12.

$$Q = 9 \text{ l/s}, \quad r = 62 \text{ m}$$

$$T = \frac{0,183 \cdot 0,009}{0,47} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{135 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 6,3}{62^2} = 7,8 \cdot 10^{-4}$$

Resultatet ligger nära det som erhållits med typkurvepassning. Exakt samstämmighet är svår att uppnå.

Vi har nu utfört en tid-avsänkingsanalys med hjälp av den halvlogaritmiska datakurvan. En avstånd-avsänkingsanalys kan utföras på motsvarande sätt.

På avståndet r blir avsänkningen:

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) \quad (5.54)$$

Ökas avståndet till 10 r erhålles

$$s_{10r} = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{100r^2 S}{4Tt}) \quad (5.55)$$

Subtraktion ger

$$\Delta s = s_r - s_{10r} = \frac{Q}{4\pi T}(-\ln \frac{r^2 S}{4Tt} + \ln \frac{100r^2 S}{4Tt}) \quad (5.56)$$

eller

$$T = \frac{\ln 100 \cdot Q}{4\pi s} = \frac{0,366Q}{s} \quad (5.57)$$

För att avsänknigen skall vara noll fordras att uttrycket inom parentes i ekvation (5.54) skall vara noll, dvs

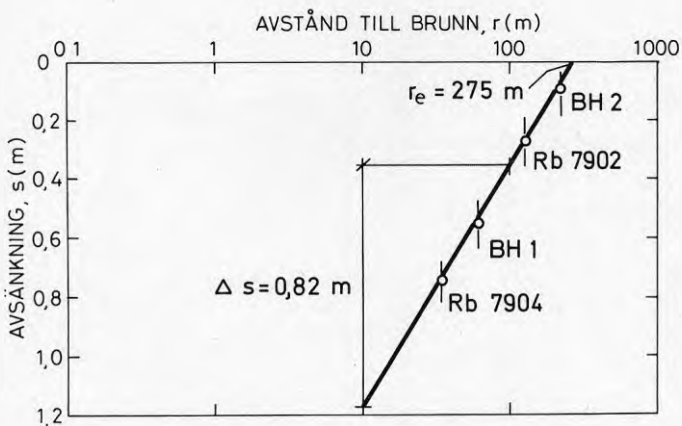
$$(-5,772 - \ln \frac{r_e^2 s}{4Tt}) = 0 \quad (5.58)$$

eller

$$s = \frac{4Tt}{r_e^2} \cdot e^{-0,5772} = \frac{2,25Tt}{r_e^2} = \frac{135 Tt_{\min}}{r_e^2} \quad (5.59)$$

Exempel 5.6. Utvärdera data från exempel 5.3 med en avstånd-avsänkingsanalys i halvlogaritmisk avbildning.

Lösning: Data plottas och en rät linje anpassas till mätpunkterna.



Figur 5.13. Avstånd-avsänkingsanalys, linlog.

Från linjens lutning erhålles Δs och från skärningen med avståndssaxeln, $r_e \cdot Q = 9 \text{ l/s}$ och $t = 107 \text{ min}$.

$$T = \frac{0,366 \cdot 0,009}{0,82} = 4,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$s = \frac{135 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 107}{275^2} = 7,7 \cdot 10^{-4}$$

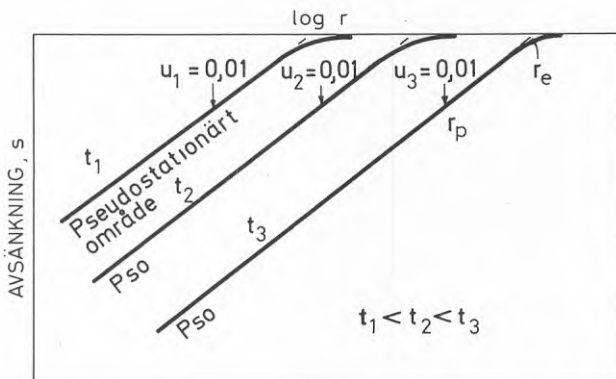
5.3.3 Pseudostationärt tillstånd, influensradie

Ekvationen för beräkning av transmissiviteten vid avstånd-avsänkingsanalys (5.57) känner vi igen från tidigare. Den är så när som beteckningen identisk med ekvation (5.14) för utvärdering av transmissiviteten vid stationärt tillstånd med utgångspunkt från Thiems brunnsekvation.

Vi finner alltså att förutsatt att vi pumpat tillräckligt länge och att radien inte är för stor, kommer avsänkningstrattens form inte att förändras. Inom detta område råder ett pseudostationärt tillstånd. Området begränsas av villkoret.

$$\frac{r_p^2 s}{4Tt_p} < 0,01 \quad (5.60)$$

I halvlogaritmisk avbildning innebär detta att linjerna med tiden parallellförflyttas nedåt och att det pseudostationära området successivt blir större.



Figur 5.14. Avsänkningstrattens utbredning med tiden.

Vi finner också att på grund av den logaritmiska skalan ett pseudostationärt område kring brunnen snabbt utbildas, där avsänkningstrattens form sedan inte förändras under pumpningen. En avstånd-avsänkingsanalys i halvlogaritmisk avbildning för obrör inom detta område har därför möjlighet att ge ett tillförlitligt värde på transmissiviteten omkring brunnen oavsett hur randvillkor och annat påverkar pumpningsförloppet. Denna analys är därför viktig och hör till det första man bör göra vid en analys av en propumpning.

Exempel 5.7. Bestäm storleken av det område inom vilket pseudostationära förhållanden råder vid den pumpning, som redovisas i exempel 5.2.

Lösning: $T = 3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, $S = 1.1 \cdot 10^{-3}$, $t_p = 353 \text{ min}$

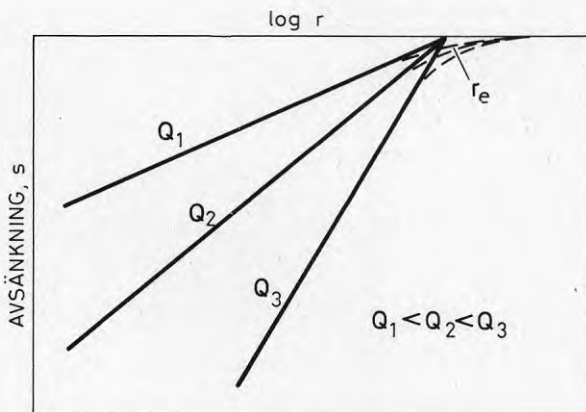
$$r_p^2 < \frac{0.01 \cdot 4 \cdot T \cdot t_p}{S} = \frac{0.01 \cdot 4 \cdot 3.8 \cdot 10^{-3} \cdot 353 \cdot 60}{1.1 \cdot 10^{-3}} = 2927 \text{ m}^2$$

$$r_p < 54 \text{ m}$$

Då man bestämmer magasinskoefficienten vid en avstånd-avsänkingsanalys extrapoleras avsänkingskurvan till avståndssaxeln och r_e bestäms. Denna r_e kan ses som ett mått på influensradien. Avsänkningen är visserligen inte helt noll, som framgår av figur 5.14, men kan i de flesta sammanhang anses vara försumbar. Den är t ex 12% av avsänkningen vid gränsen för det pseudostationära tillståndet. Med hjälp av ekvation (5.59) kan r_e bestämmas som

$$r_e = \sqrt{\frac{2,25Tt}{S}} = \sqrt{\frac{135Tt_{\text{min}}}{S}} \quad (5.61)$$

Vi finner således att influensradien är proportionell mot roten ur tiden och kanske förvånande oberoende av uttaget. Detta är naturligtvis inte helt sant eftersom vårt r_e är en approximation men orsaken är att ett förändrat uttag främst ändrar avsänkingsstrattens form, inte dess utbredning, se figur 5.15.



Figur 5.15. Avsänkningstrattens form vid olika uttag.

Exempel 5.8. Beräkna influensradien vid pumpningen exempel 5.2.

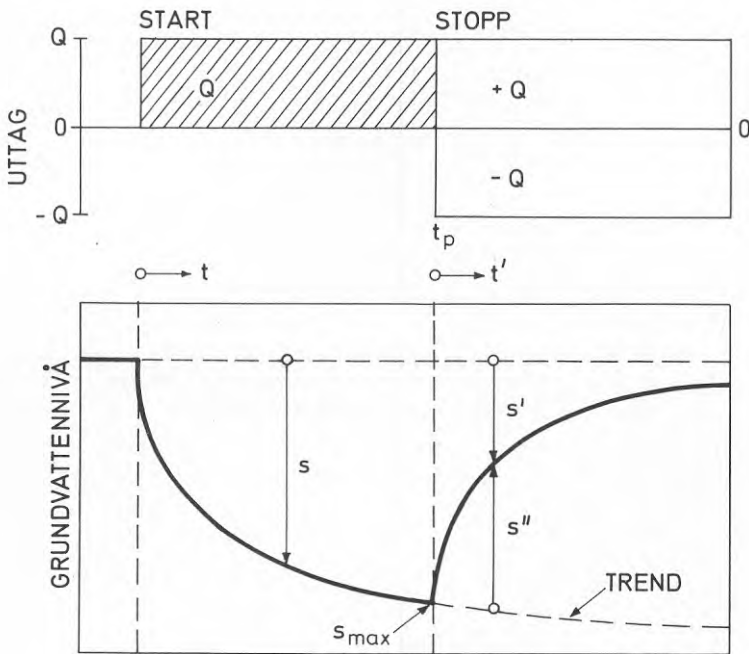
Lösning: $T = 3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, $S = 1.1 \cdot 10^{-3}$, $t = 353 \text{ min}$

$$r_e = \sqrt{\frac{135Tt}{S}} = \sqrt{\frac{135 \cdot 3.8 \cdot 10^{-3} \cdot 353}{1.1 \cdot 10^{-3}}} = 406 \text{ m}$$

5.3.4 Utvärdering av återhämtningsdata

De i kapitlet redovisade ekvationerna och sambanden har härletts under förutsättning att vatten pumpas från brunen med konstant kapacitet. Man finner emellertid att alla samband även gäller för injektion av vatten på en brunn, men den skillnaden att sänkningarna blir höjningar. Vi inför därför konventionen att injektion är negativ pumpning och höjning är negativ avsänkning. Vidare gäller superpositionsprincipen även för negativa uttag.

När en pumpning avbryts återhämtar sig grundvattennivån. Den återhämtar sig emellertid inte från något jämviktstillstånd utan är normalt i sjunkande när pumpningen avbryts, se figur 5.16.



Figur 5.16. Grundvattennivåer efter pumpstopp.

Pumpningsförloppet kan beskrivas så att pumpningen med kapaciteten Q startar vid tiden $t = 0$ och får sedan fortgå. När pumpningen sedan avbryts simulerar vi detta genom att starta en negativ pumpning, kapacitet, $-Q$. Den resulterande kapaciteten blir då noll, $Q - Q = 0$.

Efter pumpstopp kvarstår en residualavsänkning, s' , som minskar med tiden, och om avsänkningskurvan dras ut enligt trenden vid pumpstopp kan en korrigerad återhämtning, s'' , beräknas. Kurvan $s''(t')$ beskriver under ideala förhållanden samma förlopp som $s(t)$ och kan utvärderas med samma metoder som avsänkningsförloppet. Problemet är dock att extrapolationen enligt trenden inför en osäkerhet.

Om vi arbetar vidare med residualavsänknigen, s' , kan denna beräknas enkelt förutsatt att villkoret $u < 0,01$ är uppfyllt. Med utgångspunkt från ekvation (5.48) erhålles:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) - \frac{Q}{4\pi T}(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt'}) \quad (5.62)$$

eller

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{t}{t'} = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{t+t'}{t'} \quad (5.63)$$

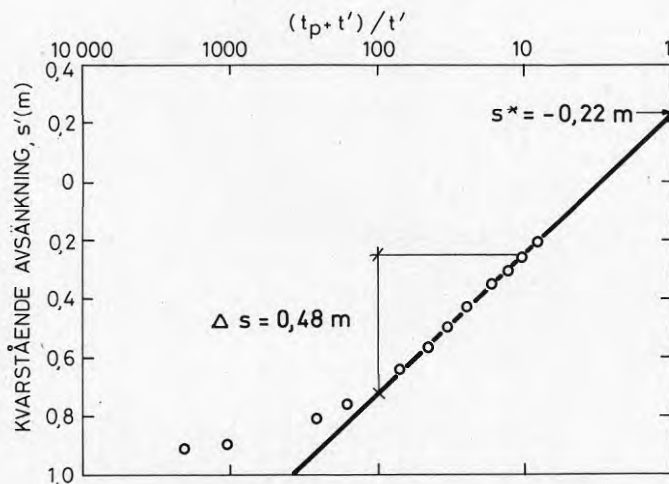
Residualavsänknigen kommer alltså att bilda en rät linje i en halvlogaritmisk avbildning med $(t_p + t')/t'$ på den horisontella axeln.

Exempel 5.9. Pumpningen i exempel 5.2 drevs vidare fram till 1020 min. Efter pumpstopp mättes den kvarstående avsänknigen.

tid (min)	0.5	1	4	6.5	15	21.5	31	45
avs (m)	0.91	0.90	0.81	0.77	0.64	0.57	0.50	0.42
tid (min)	69	88	112	137				
avs (m)	0.35	0.30	0.26	0.20				

Bestäm transmissiviteten.

Lösning: Beräkna $(t_p + t')/t'$ och plotta i ett halvlogaritmiskt diagram. För att göra kurvan mer lik övriga kurvor brukar man lägga skalan från höger till vänster, se figur 5.17.



Figur 5.17. Analys av återhämtningsdata.

$$T = \frac{0,183Q}{\Delta s} = \frac{0,183 \cdot 0,009}{0,48} = 3,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

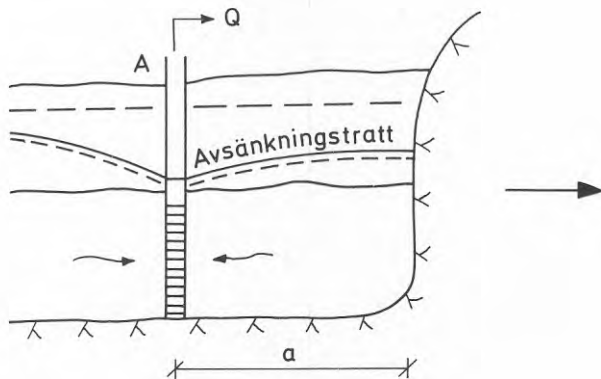
Återhämtningskurvan kan extrapoleras till $(t_p+t')/t'=1$ vilket motsvarar oändlig återhämtnings tid. För det oändliga grundvattenmagasinet kommer så s att vara noll. I detta fall har s ett negativt värde vilket tyder på att vatten läckt in till grundvattenmagasinet under pumpningen. Ett positivt värde på s tyder på att grundvattenmagasinet är begränsat.

5.4 Hydrauliska gränser

Inte något grundvattenmagasin är oändligt, och trots att de brunnsekvationer vi ställt upp är härledda för oändliga grundvattenmagasin måste de tillämpas i begränsade formationer. Vissa enkla typer av hydrauliska gränser kan emellertid ganska väl behärskas med analytiska lösningar. Metoderna bygger på superpositionsprincipen vars vikt för läsaren nu bör ha framgått.

5.4.1 Negativ hydraulisk gräns

Om man inledningsvis tänker sig en brunn i jordlager placerad intill en bergssida finner man vanligen att berget har mycket lägre permeabilitet än jordlagren och fungerar som en i det närmaste tät hydraulisk gräns, figur 5.18.

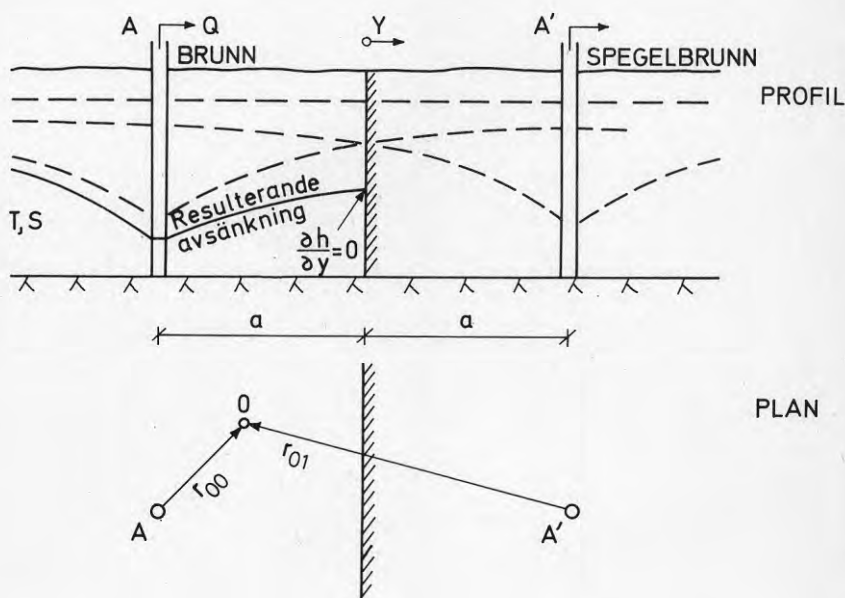


Figur 5.18. Pumpning intill negativ hydraulisk gräns.

En sådan gräns kallas vanligtvis för en negativ hydraulisk gräns. Genom denna kan inget flöde ske, dvs gradienten över den är noll.

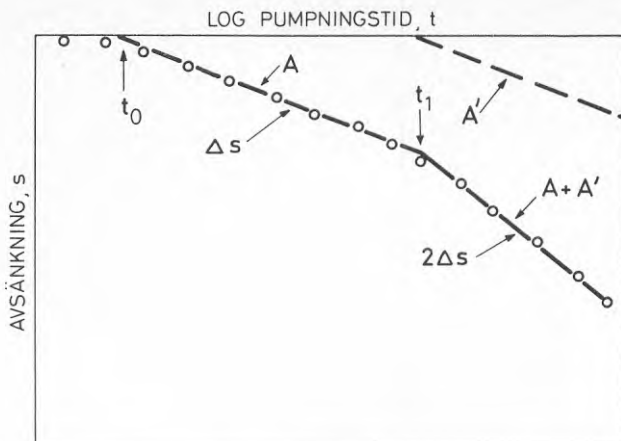
Detta randvillkor kan vi enklast uppfylla om vi ersätter gränsen med en likadan brunn som brunn A med samma kapacitet och på samma avstånd på andra sidan gränsen, brunn A'. Längs gränsen är av-

ståndet således lika stort till A och A' och följaktligen gradienten mot A av A lika stor som mot A' av A'. Enligt superpositionsprincipen kan inverkan av de två brunnarna adderas och gradienten vinkelrätt gränsen blir noll, se figur 5.19. Parallellt gränsen blir gradienten summan av komponenterna från de två brunnarna, men detta strider inte mot randvillkoret.



Figur 5.19. Avsänkningar vid negativ hydraulisk gräns, profil och plan.

Om avsänkning i observationsröret 0 på avståndet r_{00} från brunn A observeras, kan händelseförloppet illustreras av figur 5.20.



Figur 5.20. Avsänkingsförlopp vid negativ hydraulisk gräns.

Inledningsvis påverkar endast brunn A avsänknigen i observationsröret. Kurvan följer en rät linje i ett halvlogaritmiskt diagram. Från denna kan transmissivitet och magasinskoefficient beräknas med hjälp av Δs och t_0 . Tiden t_0 motsvarar den tidpunkt då influensradien är lika med r_{00} enligt definitionen i avsnitt 5.3.3. Så småningom påverkar även spegelbrunnen A' avsänkingsförloppet. Dess inverkan superponeras till inverkan från A och kurvan får lutningen $2\Delta s$. Vid tiden t_1 får kurvan en mer eller mindre tydlig knyck som motsvarar tidpunkten då influensradien från A' är lika med r_{01} .

Eftersom grundvattenmagasinet hela tiden har samma magasinskoefficient gäller enligt ekvation (5.59)

$$s = \frac{2,25Tt_0}{r_{00}^2} = \frac{2,25Tt_1}{r_{01}^2} \quad (5.64)$$

eller

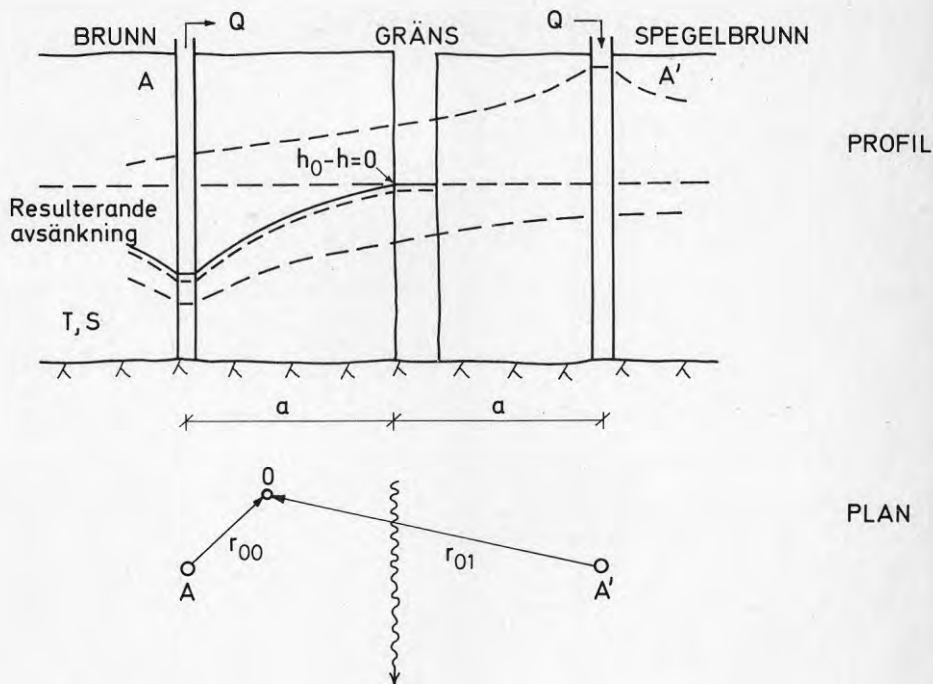
$$r_{01} = r_{00} \sqrt{\frac{t_1}{t_0}} \quad (5.65)$$

Avståndet till spegelbrunnen kan således beräknas om avsänkingsförloppet i obsröret är känt och om flera obsrör användes kan man i teorin bestämma gränsens läge. I praktiken visar det sig ofta svårt och användningen är vänligare, att man i från läget på en känd gräns kontrollerar dess inverkan på avsänkingsförloppet.

5.4.2 Positiv hydraulisk gräns

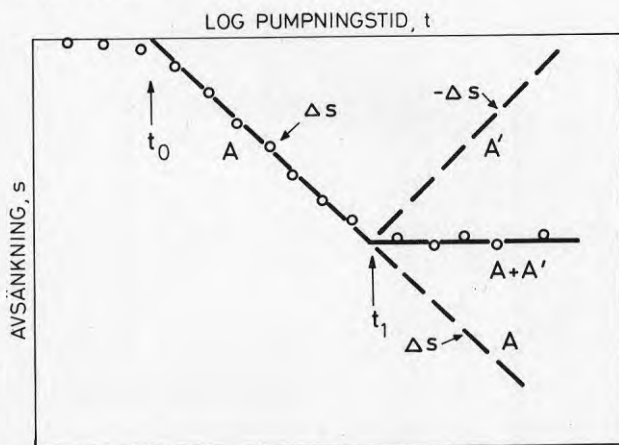
Om grundvattenmagasinet gränsar till ett vattendrag där man genom pumpningen inte kan sänka nivån och kontakten dem emellan är god uppkommer en positiv hydraulisk gräns, se figur 5.21. Randvillkoret är här att ingen avsänkning sker längs gränsen. Villkoret uppfylles genom att gränsen ersättes med en negativ spegelbrunn, A', med samma kapacitet och på samma avstånd på andra sidan gränsen. Efter som avståndet från pumpbrunnen, A, längs gränsen är lika stort

som till A' blir sänkningen från A lika stor som höjningen från A' och summan enligt superpositionsprincipen noll, se figur 5.21.



Figur 5.21. Avsänkningar vid positiv hydraulisk gräns, profil och plan.

På samma sätt som vid den negativa hydrauliska gränsen kan vi följa avsänkingsförloppet i obrören i halvlogatirmisk avbildning; se figur 5.22.



Figur 5.22. Avsänkingsförlopp vid positiv hydraulisk gräns.

Under inledningen påverkar endast brunn A avsänkingsförloppet. Vid tiden t_1 kommer inverkan från A' att superponeras och resultatet blir en horisontell linje eftersom A ger en linje med lutningen Δs och A' lutningen $-\Delta s$. Avståndet till spegelbrunnen från obsröret kan bestämmas med följande ekvation:

$$r_{01} = r_{00} \cdot \sqrt{\frac{t_1}{t_0}} \quad (5.65)$$

När en positiv gräns påverkar pumpningen inträffar således ett stationärt tillstånd efter en tids pumpning. Under denna period kan således Thiems brunnskekvation tillämpas för området närmast brunnen.

Exempel 5.10. Beräkna integrationskonstanten R_0 i Thiems brunnskekvation då en positiv gräns påverkar en pumpning vid stationära förhållanden.

Lösning: Avsänkningen i brunn A under inverkan av spegelbrunnen A' kan för en godtycklig tidpunkt skrivas som

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \{W(u_A) - W(u_{A'})\}$$

Under förutsättning att pumpningstiden är tillräckligt lång kan Jacobs approximation användas.

$$W(u) = -0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}$$

eller

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left(-\ln \frac{r_A^2 S}{4Tt} + \ln \frac{r_{A'}^2 S}{4Tt} \right)$$

Men $r_A = r_W$ och $r_{A'} = 2a$ vilket medför

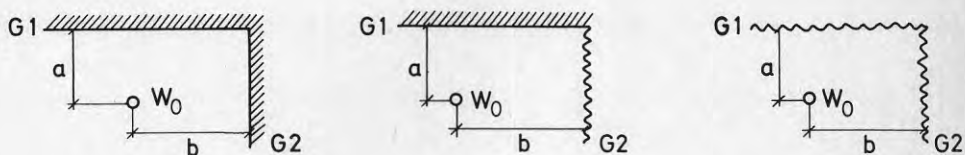
$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln 2a/r_W$$

Integrationskonstanten R_0 är således lika med två gången avståndet från brunnen till gränsen, $2a$.

5.4.3 System av hydrauliska gränser

I det tidigare har vi visat hur randvillkoren vid en hydraulisk gräns kan tillfredsställas genom att en spegelbrunn med samma kapacitet som uttagsbrunnen får ersätta gränsen. För den negativa gränsen tar spegelbrunnen vatten från magasinet, medan vid en positiv gräns brunnen för vatten till magasinet. Samma princip kan tillämpas för system av gränser, förutsatt att geometrin inte är alltför komplicerad.

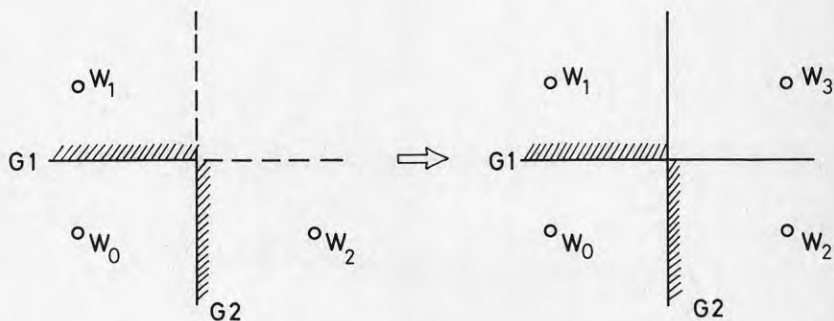
För två gränser som skär varandra under rät vinkel kan tre typfall uppkomma, se figur 5.23.



- a) TVÅ NEGATIVA GRÄNSER b) EN POSITIV OCH EN NEGATIV GRÄNS c) TVÅ POSITIVA GRÄNSER

Figur 5.23. Två hydrauliska gränser som skär varandra under rät vinkel, typfall.

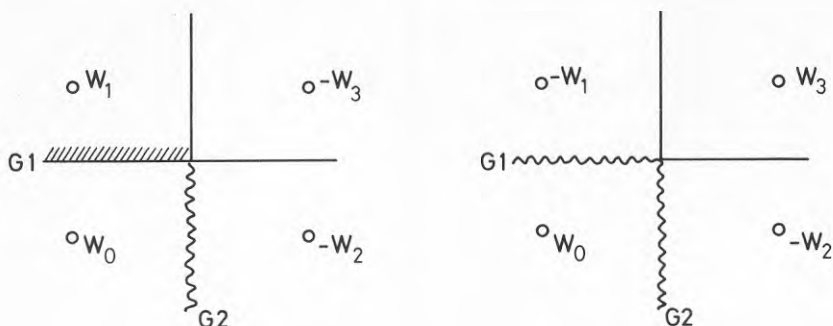
I samtliga fall måste randvillkoren längs gränserna vara uppfyllda vilket kan ske genom att spegelbrunnar införes parvis. I det första fallet a) börjar vi således med att spegla brunnen W_0 i gränserna G1 och G2, Figur 5.24.



Figur 5.24. Spegelbrunnssystem vid två negativa gränser.

Vi finner då att spegelbrunnen W_1 inte har någon spegling över gränsen G2 och att W_2 inte har något spegling över G1. Om W_3 införes uppfylles även detta. Även spegelbrunnen måste således speglas i de förekommande gränserna.

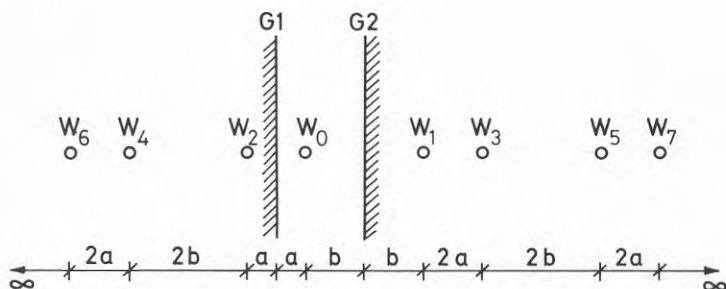
Om samma teknik tillämpas för fall b) och c) i Figur 5.23 erhålles de spegelbrunnssystem som visas i figur 5.25. En spegling i en positiv gräns ger en negativ brunn.



b) POSITIV OCH NEGATIV GRÄNS c) TVÅ POSITIVA GRÄNSER

Figur 5.25. Spegelbrunnssystem för två hydrauliska gränser.

Om de hydrauliska gränserna är parallella kommer en oändlig serie spegelbrunnar att genereras. För två parallella negativa gränser får systemet följande utseende.



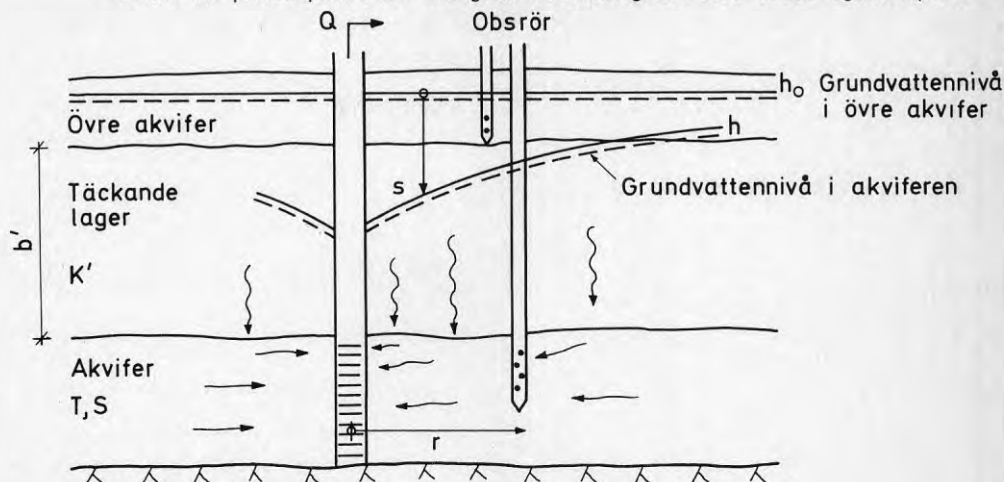
Figur 5.26. Spegelbrunnssystem vid två parallella negativa gränser.

Då flera hydrauliska gränser samverkar blir framför allt en analys av tidsserier svår att utföra. En kvalitativ analys av data går dock alltid att utföra. I området närmast brunnen är som tidigare nämnts en avstånd-avsänkingsanalys av transmissiviteten ett av de viktigaste instrumenten, se exempel 5.1.

5.5 Grundvattenmagasin med läckage

I de tidigare härledningarna har det täckande lagret för en sluten akvifer förutsatts vara tät. Så är ofta inte fallet. Det täckande lagret har ofta en för grundvattenbildningen till akviferen betydelsefull permeabilitet, K' . Ovanpå det täckande lagret finns vanligen en öppen akvifer. Denna kan ha låg transmissivitet men vad som är

viktigt är att magasincoeffcienten är så stor att grundvattennivån i den övre akviferen kan betraktas som konstant. Figur 5.27 visar en principbild av ett grundvattenmagasin med dessa egenskaper.



Figur 5.27. Pumpning i grundvattenmagasin med läckage.

5.5.1 Läckagekoefficient och läckagefaktor

För systemet ovan definierar vi följande parametrar

$$K'/b' \text{ (1/s) läckagekoefficient} \quad (5.66)$$

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}} \text{ (m) läckagefaktor} \quad (5.67)$$

Vi finner vidare att problemet som det definieras i figur 5.27 egentligen är tredimensionellt. För att en tvådimensionell lösning skall vara tillåten måste flödet i akviferen vara horisontellt och flödet i det täckande lagret vara vertikalt. Detta kan avses uppfyllt om permeabilitetskontrasten mellan akviferen och det täckande lagret är tillräckligt stor. En faktor 10 har ansetts av Hantusch (1956). Under dessa förutsättningar blir flödesekvationen för ett läckande slutet system:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} - \frac{s}{B^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} \quad (5.68)$$

5.5.2 Waltons lösning

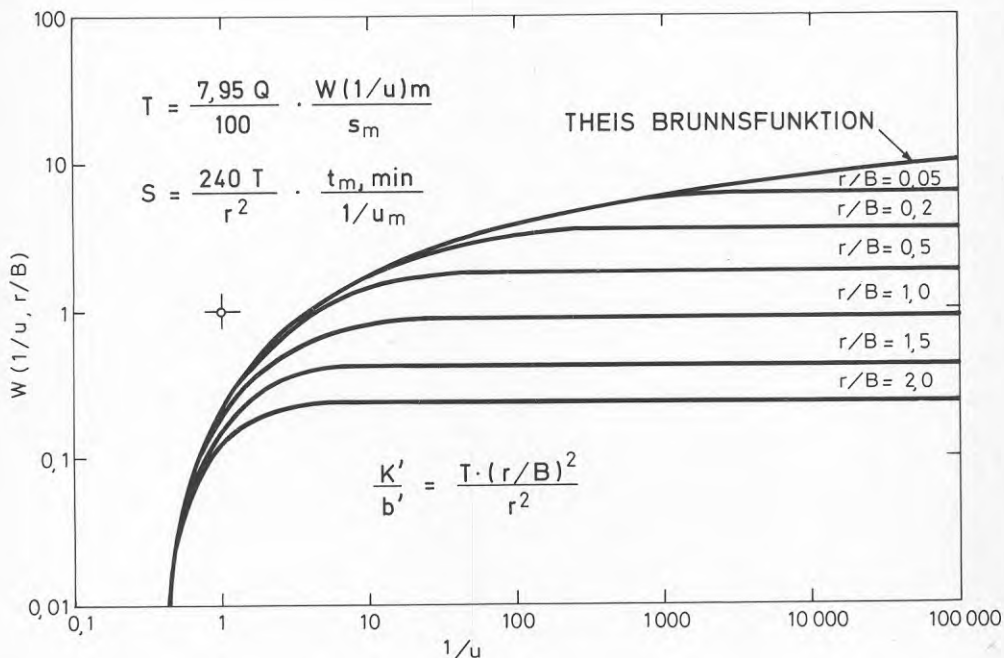
För en pumpning med konstant kapacitet i ett oändligt grundvattenmagasin erhålles följande lösning (Walton, 1962)

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B) \quad (5.69a)$$

$$W(u, r/B) = \int_u^\infty \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4B^2 y}\right) dy \quad (5.69b)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.69c)$$

Lösningen är här skriven i analogi med Theis brunnsekvation, 5.37. Grafiskt kan brunnfunktionen för ett grundvattenmagasin med läckage, $W(u, r/B)$ representeras med en serie typkurvor i ett logaritmiskt koordinatsystem, figur 5.28. Funktionen finns tabellerad i bilaga 3.



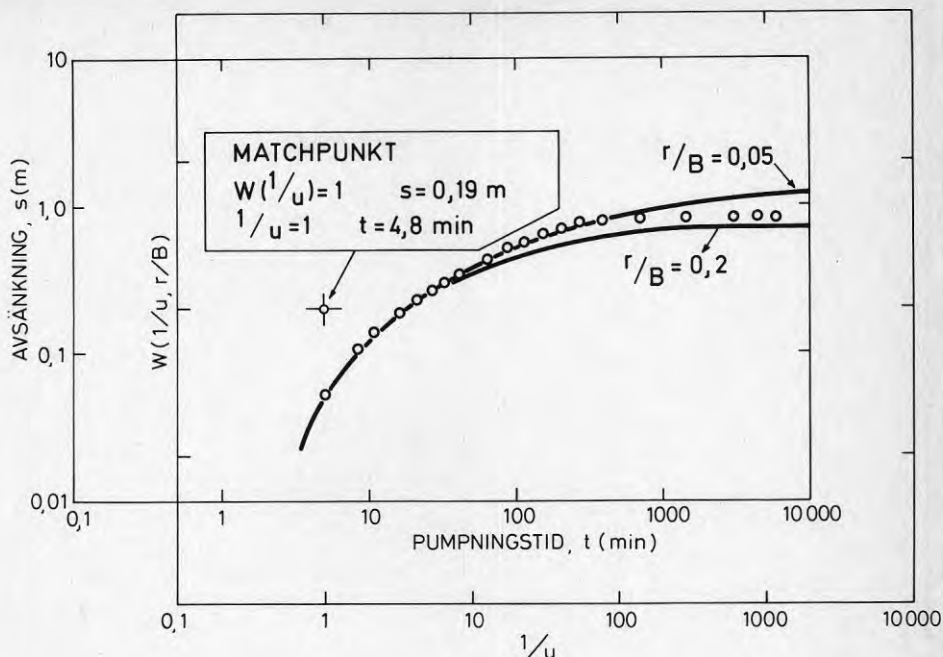
Figur 5.28. Theis-Waltons brunnfunktion $W(1/u, r/B)$.

Exempel 5.11. Vid pumpningen i exempel 5.2 fortsattes mätningarna sporadiskt under några dygn. Följande värden erhöles.

tid	12 tim	1 dygn	2 dygn	3 dygn	4 dygn
avs (m)	0.80	0.82	0.83	0.84	0.84

Bestäm läckagekoefficient och läckagefaktor.

Lösning: Data plottas upp i ett logaritmiskt system och passas mot datakurvorna, se figur 5.29.



Figur 5.29. Passning mot Theis-Waltons typkurvpr.

Matchpunkten har samma läge som i exempel 5.2, vilket ger $T = 3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ och $S = 1.1 \cdot 10^{-3}$. De ytterligare mätningarna faller mellan typkurvorna för $r/B = 0.05$ och $r/B = 0.2$, säg $r/B = 0.15$
 $B = r/(r/B) = 62/0.15 = 413 \text{ m}$.

Läckagekoefficienten kan beräknas till

$$K'/b' = \frac{T \cdot (r/B)^2}{r^2} = \frac{3.8 \cdot 10^{-3} \cdot 0.15^2}{62^2} = 2.2 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$$

5.5.3 Jacobs lösning

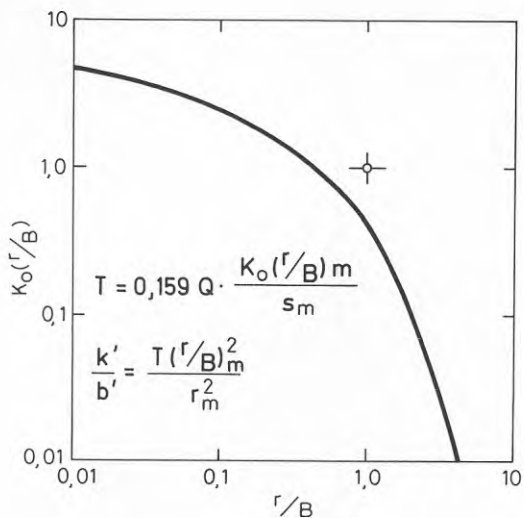
Som framgår av figur 5.28 går alla typkurvorna mot en horisontell linje för varje värde på B . Det innebär att efter tillräckligt lång pumpningstid uppnås stationära förhållanden. Ekvation 5.68 förenklas då till

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} - \frac{s}{B^2} = 0 \quad (5.70)$$

Med för övrigt lika förutsättningar har denna lösningen

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0(r/B) \quad (5.71)$$

Där K_0 är en modifierad Besselfunktion av andra slaget och ordningen 0. Denna finns tabellerad i bilaga 4. Funktionen kan ritas upp som en logaritmisk typkurva, se figur 5.30.



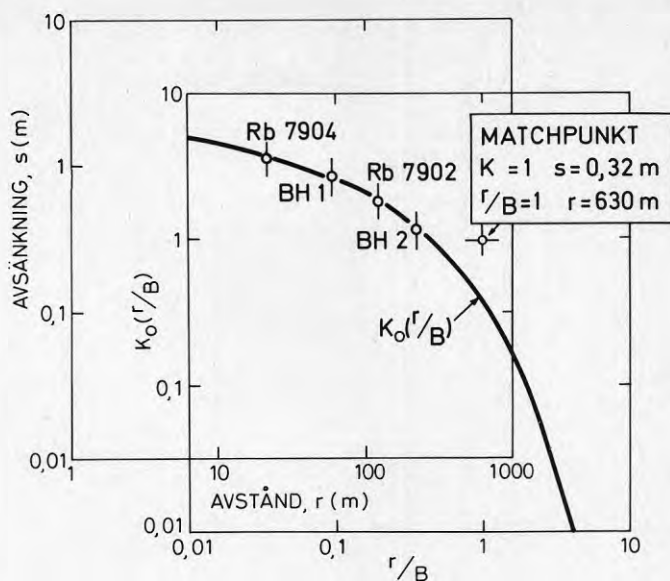
Figur 5.30. Typkurva $K_0\left(\frac{r}{B}\right)$.

Exempel 5.12. I de övriga obsrören vid pumpningen i exempel 5.2 uppmättes följande avsänkningar efter 4 dygn.

Obsrör	BH2	RB7902	RB7904
avs (m)	0.37	0.58	1.08

Bestäm transmissivitet och läckagekoefficient.

Lösning: Plotta avstånd mot avsänkning på logaritmiskt papper och passa mot typkurvan $K_0(r/B)$, figur 5.31.



Figur 5.31. Passning av typkurva $K_0(r/B)$.

Pumpkapaciteten var som tidigare nämnts 9 l/s, således erhålles

$$T = 0.159Q \cdot \frac{K_0(r/B)_m}{s_m} = \frac{0.159 \cdot 0.009 \cdot 1}{0.32} = 4.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\frac{K'}{b'} = \frac{T(r/B)_m^2}{r_m^2} = \frac{4.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1^2}{630^2} = 1.1 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$$

För små värden på r/B kan Besselfunktionen approximeras som

$$K_0(r/B) = \ln(1,123B/r) \quad (5.72a)$$

$$r/B \rightarrow 0$$

Avsänkningsfunktionen kan således approximeras som

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1,123B}{r}, \quad r/B < 0,05 \quad (5.72b)$$

Vi har alltså åter kommit fram till ett uttryck som formellt är identiskt med Thiems brunnsekvation med $R_0 = 1,123B$. Vi finner därmed också att en utvärdering av avstånd = avsänkingsdata för obröret närmast brunnen är tillåten för att bestämma transmissiviteten.

Vidare finner man att läckagefaktorn, B , har ett nära samband med influensradien. För överslagsberäkningar kan man vanligen använda $r = 2B$ som ett mått på influensradien i ett grundvattenmagasin med läckage.

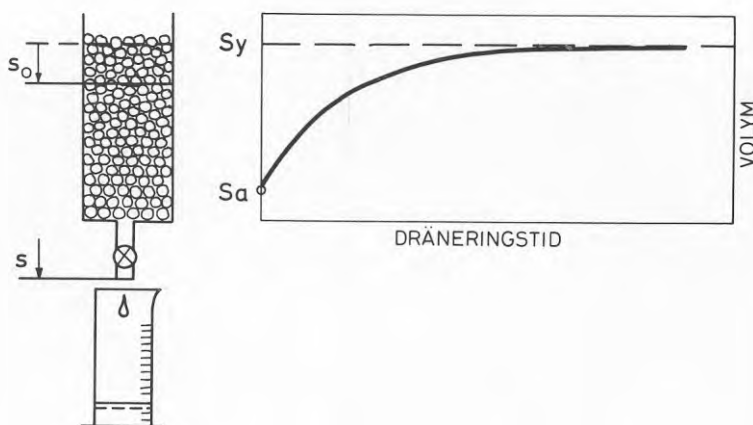
5.6 Öppna grundvattenmagasin

För pumpningar i öppna grundvattenmagasin har vi i avsnitt 5.2.2 behandlat en lösning baserad på Dupluit-Forchheimers antagande under stationära förhållanden. I samma avsnitt visades också hur man kan korrigera avsänkingsdata för avtagande mäktighet, så att de metoder, som utvecklats för slutna grundvattenmagasin kan användas även för öppna. Vi visade också att små avsänkningar i mäktiga akviferer ger mycket små korrekationer.

I detta avsnitt kommer vi att behandla ett fenomen som vanligtvis ger större bekymmer vid utvärderingen nämligen fördröjd vattenavgivning.

5.6.1 Fördröjd vattenavgivning

Om en behållare med sand och vatten snabbt töms rinner inte allt vattnet ut på en gång, se figur 5.32.



Figur 5.32. Tömmingen av en jordpelare.

När kranen i figur 5.32 öppnas sänks trycket på underkanten av jordprovet s och en vattenmängd frigörs genom elastiska deformationer i porsystem och grundvatten. Med tiden dräneras även porsystemet och en vattenmängd motsvarande S_y avgår. För ett öppet grundvattenmagasin blir tillskottet från porsystemet (Streltsova, 1972)

$$q_z = -K_z \frac{(s-s_0)}{b_a} \quad (5.73)$$

Där b_a är avståndet mellan grundvattennivån och den nivå där medelavsänkningen uppkommer. b_a kan som en första approximation anses vara $1/3$ av grundvattenmagasinets mäktighet.

Vi finner vidare att det vertikala tillskottet också måste mot-
svaras av vattenytans avsänkningshastighet

$$q_z = -S_y \frac{\partial s_o}{\partial t} \quad (5.74)$$

Vi finner för det tredje att vi för ett tvådimensionellt grund-
vattenmagasin med tillskott från elastisk magasinskoefficient och
tömning av porsystemet kan härleda (tvåporositetssystem):

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S_a}{T} \frac{\partial s}{\partial t} + \frac{S_y}{T} \cdot \frac{\partial s_o}{\partial t} \quad (5.75)$$

Kombinerat med (5.73) och (5.74) erhålles i analogi med läckande
system

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} - \frac{s - s_o}{D^2} = \frac{S_a}{T} \frac{\partial s}{\partial t} \quad (5.76a)$$

$$D = \sqrt{\frac{Kb \cdot b_a}{K_z}} \approx \sqrt{\frac{T \cdot b_a}{K_z}} \quad (5.76b)$$

5.6.2 Bouton-Streltsovas lösning

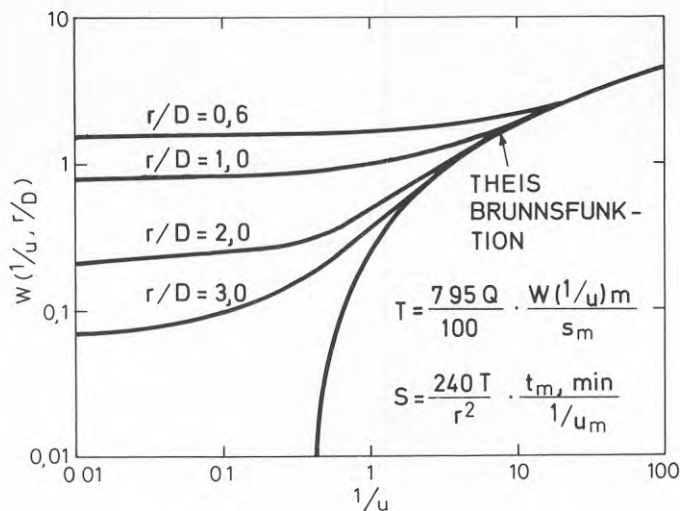
Under förutsättning att $S_a = 0$, vilket i jämförelse med S_y ofta
ligger nära verkligheten kan lösningen skrivas på följande sätt

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u_y, r/D) \quad (5.77a)$$

$$W(u_y, r/D) = \int_0^\infty 2J_0(x, r/D) \left\{ 1 - \frac{1}{x^2 + 1} \exp\left(-\frac{r^2}{4D^2} \left(\frac{1}{u_y} - \frac{x^2}{2} + 1\right)\right) \right\} dx \quad (5.77b)$$

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (\text{i fortsättningen i detta avsnitt (5.77c)
utelämnas index } y)$$

Vi kan grafiskt representera brunnsfunktionen $W(1/u, r/D)$ som en
logaritmisk datakurva, se figur 5.33.



Figur 5.33. Theis-Boultons brunnfunktion.

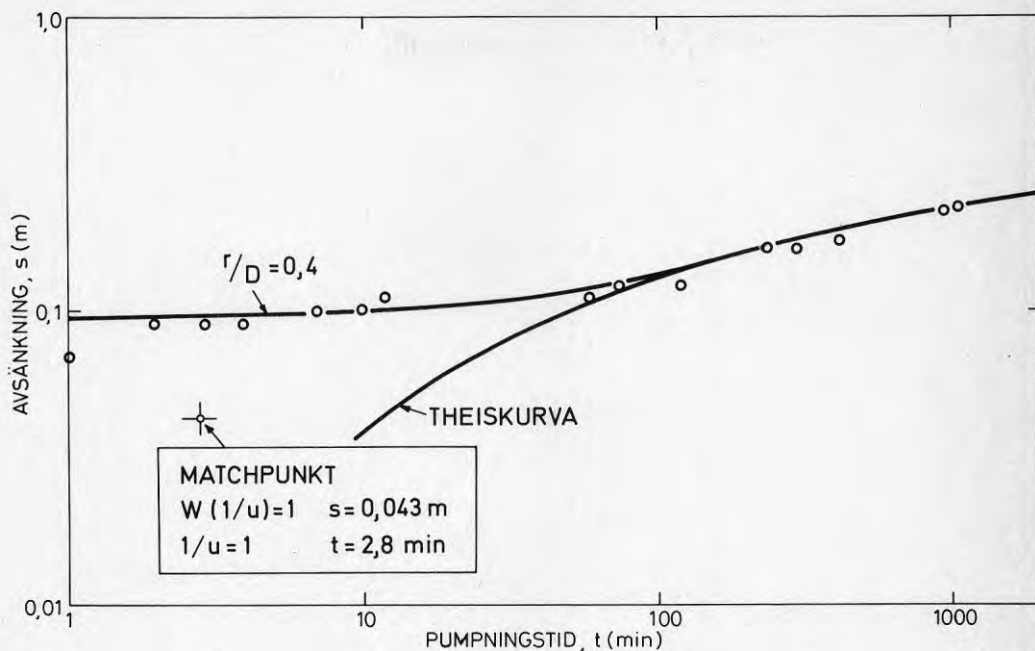
Brunnsfunktionen $W(u, r/D)$ finns tabellerad i bilaga 5.

Exempel 5.13. Vid en provpumpning i ett sanddynområde erhöles följande avsänkningar i ett obsrör placerat 17.6 m från pumpröret.

Tid (min)	1	2	3	4	7	10	12	60	75	120	240	300	420	950	1060
Avs (m)	0.07	0.09	0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	0.16	0.16	0.17	0.21	0.22

Jorddjupet vid borrhningen var 11.5 m och grundvattenytan stod före pumpstart 1.36 m under markytan. Bestäm transmissivitet och magasin-koefficient. Beräkna vidare sandens horisontella och vertikala permeabilitet under antagande att $b_a/b = 1/3$.

Lösning: Data plottas på logaritmiskt papper och passas mot typkurvor $W(1/u, r/D)$, figur 5.34.



Figur 5.34. Passning mot Theis-Boultons typkurva.

Matchpunktkoordinaterna bestäms enligt figur och transmissivitet och magasin-koefficient kan beräknas som

$$T = \frac{7.95Q}{100} \cdot \frac{W(1/u, r/D)_m}{s_m} = \frac{7.95 \cdot 0.004 \cdot 1}{100 \cdot 0.043} = 7.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{240T}{r^2} \cdot \frac{t_m}{1/u_m} = \frac{240 \cdot 7.4 \cdot 10^{-3} \cdot 2.8}{17.6^2 \cdot 1} = 1.6 \cdot 10^{-2}$$

Akviferens mäktighet är $b_0 = 11.5 - 1.36 = 10.14$ m. Korrektions för avtagande mäktighet (ekvation 5.25) blir som störst $s^2/2b_0 = 0.222/2 \cdot 10.14 = 0.002$ m och är så liten att någon hänsyn inte behöver tas till detta.

Den horisontella permeabiliteten blir

$$K_r = T/b_0 = 7.4 \cdot 10^{-3} / 10.14 = 7.3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Från kurvpassningen har erhållits $r/D=0.4$. Den vertikala permeabiliteten blir då (ekvation 5.76b)

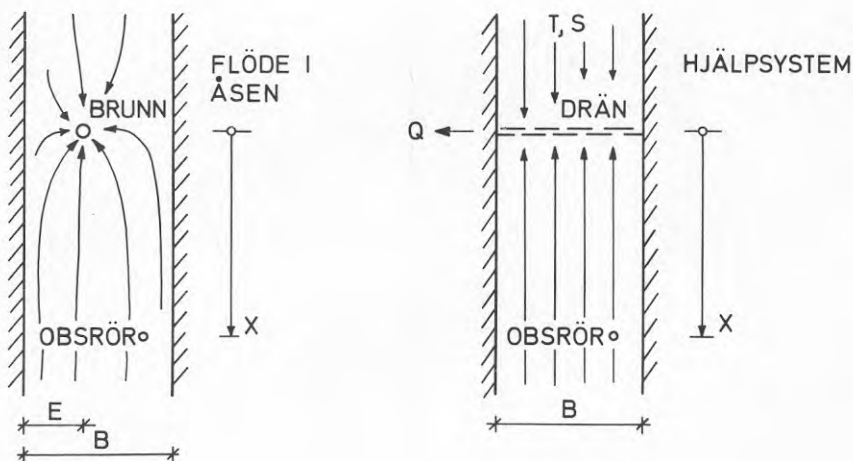
$$K_z = \frac{K \cdot b_0 \cdot b_a}{r^2} \cdot (r/D)^2 = \frac{7.3 \cdot 10^{-4} \cdot 10.14 \cdot 10.14 \cdot 0.4^2}{17.6^2 \cdot 3} = 1.3 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Således gäller $K_r/K_z = 56$ vilket indikerar ett mycket skiktat material.

5.7 Åsakviferer

Vid en provpumpning av ett grundvattenmagasin med parallella hydrauliska gränser måste vid en analys av de hydrauliska gränserna en oändlig serie spegelbrunnar införas för att uppfylla randvillkoren, figur 5.26. En analysmetod, som innebär ett stort antal spegelbrunnar är emellertid knappast möjligt att använda praktiskt, varför problemet måste lösas på annat sätt.

I figur 5.34 visas flödesmönstret i en ås vid pumpning. Närmast brunnen är flödet i det närmaste radiellt kring denna, men på längre avstånd styrs flödet, så att på stora avstånd blir det i det närmaste parallellt med de hydrauliska gränserna.



Figur 5.34. Grundvattenflödet i en ås och dess hydrauliska hjälpsystem.

För de obsrör, som ligger inom det område där flödet är parallellt med gränserna ger, enligt figur 5.34, en drän tvärs över åsen vid brunnen samma resultat som denna. Vi kan således för dessa observationsrör betrakta åsen som ett endimensionellt system där vattenuttaget sker från en drän vid brunnsläget.

5.7.1 Dränfunktionen

Differentialekvationen för det tvådimensionella fallet (ekvation 5.1) kommer för åsen således att degenerera till

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.78)$$

Under förutsättning att åsen har oändlig längd och är homogen och att pumpningen är konstant gäller följande rand- och begynnelsevillkor.

$$\frac{\partial h}{\partial x}(0, t) = \frac{-Q}{2TB} \quad (5.79a)$$

$$h(0, t < 0) = h(\infty, t) = h_0 \quad (5.79b)$$

Lösningen till ekvation (5.78) kan skrivas på följande sätt

$$s = h_0 - h = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \cdot \frac{Qx}{TB} \cdot D(w) \quad (5.80a)$$

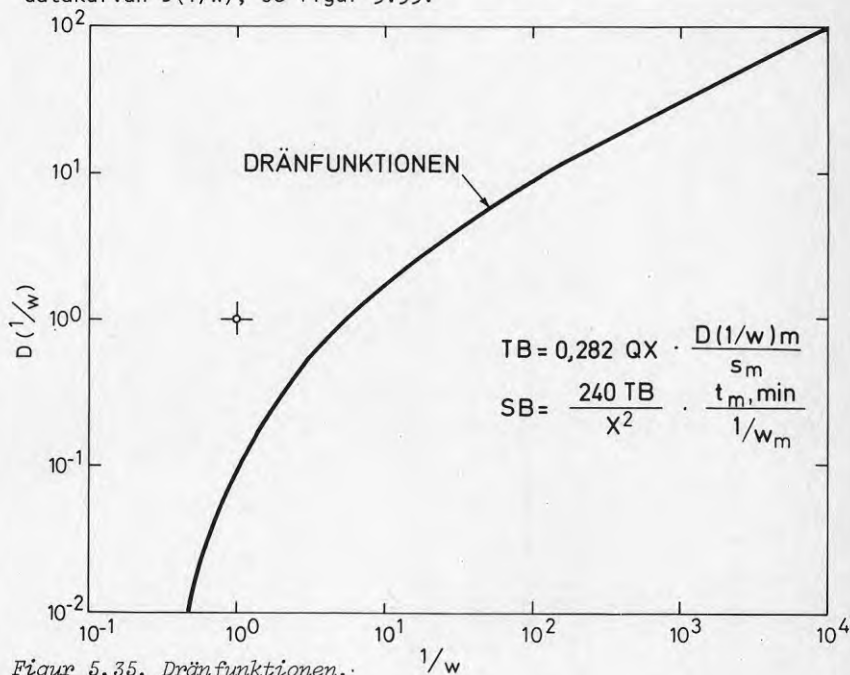
$$D(w) = \frac{e^{-w}}{\sqrt{w}} - \pi + 2 \int_0^{\sqrt{w}} e^{-x^2} dx \quad (5.80b)$$

$$w = \frac{x^2 S}{4Tt} \quad (5.80c)$$

Lösningen har flera formella likheter med Theis brunnekvation, men den viktiga skillnaden att avståndet till obsröret, x , ingår explicit i 5.80a.

Funktionen $D(w)$ benämnes i det följande för åsens dränfunktion.

För en analys av tid-avsänkingsdata är det lämpligt att använda datakurvan $D(1/w)$, se figur 5.35.



Figur 5.35. Dränfunktionen..

Dränfunktionen finns tabellerad i bilaga 6.

Då lösningen är endimensionell kan inte transmissivitet och magasin-koefficient utvärderas om inte åsbredden, B , är känd. Istället definieras åsens hydrauliska parametrar enligt följande (Gustafson, 1974)

$$\text{Hydraulisk kapacitet, } TB = \int_0^B T(y) dy = \iint_{0 \ 0}^{B \ b} K \& y, z) dy dz \approx T \cdot B \quad (5.81a)$$

$$\text{Magasinskapacitet, } SB = \int_0^B S(y) dy \approx S \cdot B \quad (5.81b)$$

Dränfunktionen har vidare en asymptot i den logaritmiska avbildningen med lutningen 1:2

$$s_0 = \frac{Q}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{t}{TB \cdot SB}} \quad (\text{Edelman, se Huisman 1972}) \quad (5.82)$$

Funktionens giltighetsområde bestäms främst av åsbredden B och hur långt från åsgränsen brunnen är placerad. Kontrollberäkningar med en matematisk modell baserad på spegelbrunnsteknik har visat att det minsta tillåtna avståndet från brunnen till ett utvärderingsbart obrör, se figur 5.34, måste vara

$$x \geq B - E \quad (\text{Gustafson, 1978}) \quad (5.83)$$

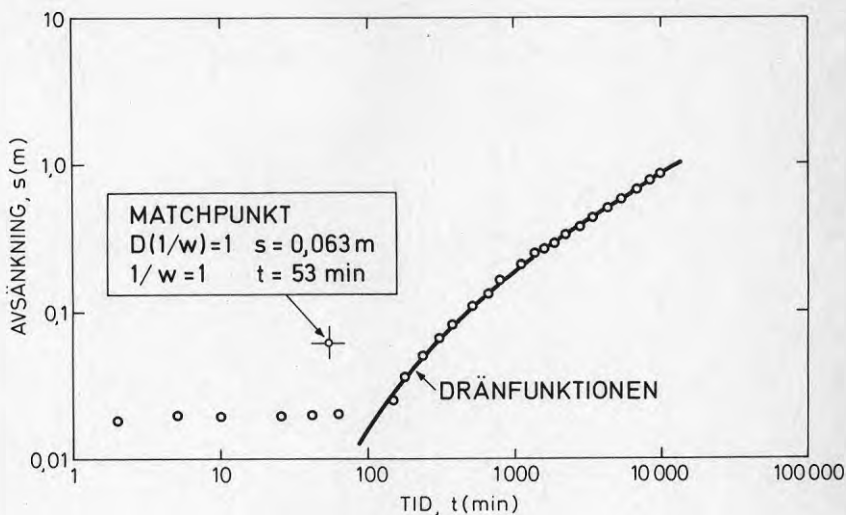
Utvärdering av provpumpningsdata sker med hjälp av kurvpasning som följande exempel visar.

Exempel 5.14. Vid en provpumpning i en isälvsavlagring har följande avsänkningar uppmätts i ett obrör beläget 85 m från uttagsbrunnen i isens riktning.

<i>Tid(min)</i>	2	5	10	26	42	63	150	240	316	380
<i>avs (m)</i>	0.015	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.025	0.05	0.07	0.08
<i>tid(min)</i>	500	660	794	1096	1380	1585	1900	2290	2754	3467
<i>avs (m)</i>	0.11	0.125	0.17	0.21	0.25	0.26	0.29	0.33	0.38	0.44
<i>tid(min)</i>	4365	5495	6918	8317	10010					
<i>avs (m)</i>	0.50	0.58	0.66	0.78	0.85					

Pumpkapaciteten var 14.5 l/s, bestäm åsens hydrauliska kapacitet och magasin-kapacitet.

Lösning: Data plottas i en logaritmisk avbildning och dränfunktionens typkurva anpassas, se figur 5.36.



Figur 5.36. Passning mot dränfunktionens typkurva.

Med de erhållna matchpunktskoordinaterna erhålles:

$$TB = 0.282 Qx \cdot \frac{D(1/w)_m}{s_m} = 0.282 \cdot 0.00145 \cdot 85 \cdot \frac{1}{0.063} =$$

$$= 0.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$SB = \frac{240 TB}{x^2} \cdot \frac{tm_{\text{min}}}{1/w_m} = \frac{240 \cdot 0.55}{85^2} \cdot \frac{53}{1} = 0.97 \text{ m}$$

På grund av att dränfunktionen är en endimensionell lösning till flödesekvationen, kan transmissiviteten inte direkt utvärderas från avsänkningskurvorna. Efter en tids pumpning råder emellertid pseudostationära förhållanden omkring brunnen och transmissiviteten inom detta område kan utvärderas med Thiems brunns-ekvation förutsatt att avståndet till gränserna inte är för litet. Med hjälp av transmissiviteten och åsens hydrauliska kapacitet kan ett formellt värde på den effektiva åsbredden erhållas

$$B = TB/T \quad (5.84)$$

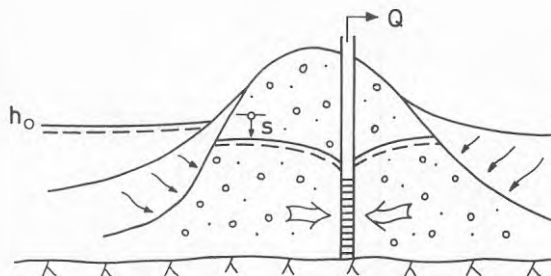
På samma vis kan den effektiva magasinskoefficienten bestämmas som

$$S = SB/B = SB \cdot T/TB \quad (5.85)$$

Då avståndet till observationsröret ingår explicit i avsänkningsfunktionen kan en avstånd-avsänkningsanalys inte utföras på normalt sätt. Om emellertid avsänkning dividerad med avståndet plottas mot avståndet i kvadrat, $s/x - x^2$, kan data utvärderas med hjälp av typkurvan $D(w)-w$ på vanligt sätt.

5.7.2 Dränfunktionen vid läckande system

Vid den redovisade lösningen till flödesekvationen har de hydrauliska gränserna förutsatts vara täta. Det är normalt inte fallet utan vid uttag uppkommer ett visst läckage från åssidorna, se figur 5.37



Figur 5.37. Åsakvifer med läckage.

Speciellt om åsen bildar strand mot en sjö eller ett vattendrag kan betydande grundvattenmängder på detta sätt bildas genom inducerad infiltration. Om man antar att läckaget per längdenhet till åsen är proportionellt mot grundvattennivåskillnaden mellan ås och bimagasin erhålles

$$q(x) = -(h_0 - h)\alpha = \alpha s \quad (5.86)$$

Där α är en konstant som karakteriserar sambandet mellan ås och bimagasin. Vi definierar vidare åsens läckagefaktor

$$E = \sqrt{\frac{TB}{\alpha}} \quad (5.87)$$

Om denna insättes i ekvation (5.68) och vi går över till linjära koordinater i en dimension erhålles

$$\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} - \frac{s}{E^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5.88)$$

Lösningen kan skrivas som en ny dränfunktion för läckageförhållanden.

$$s = h_0 - h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{Qx}{TB} \cdot D(w, x/E) \quad (5.89a)$$

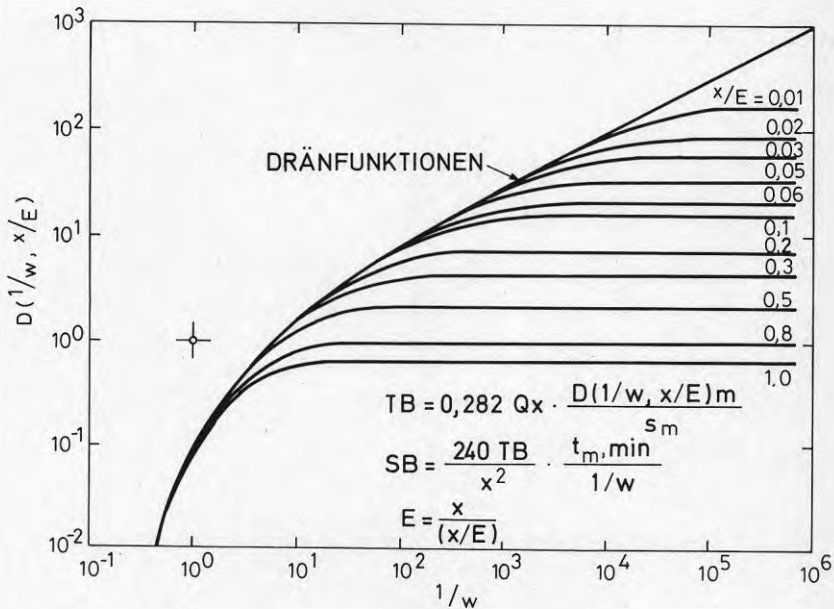
(5.89b)

$$D(w, x/E) = e^{-(x/E)^2/4w} \cdot (D(w) + \int_0^{(x/E)^2/4w} e^{\tau} D\left(\frac{x^2 S}{E^2 \cdot 4T\left(\frac{(x/E)^2}{4w} - \tau\right)}\right) d\tau)$$

$$D(w) = \frac{e^{-w}}{\sqrt{w}} - \pi + 2 \int_0^{\sqrt{w}} e^{-x^2} dx \quad (5.89c)$$

$$w = \frac{x^2 S}{4Tt} \quad (5.89d)$$

För tidserieanalysen är typkurvan $D(1/w, x/E)$ lämpligast att använda. Denna redovisas i grafisk form i figur 5.38. En tabell över dränfunktionen för läckande system finns i bilaga 6.



Figur 5.38. Dränfunktionen för läckande system.

Utvärdering av läckande åssystem sker på samma sätt som för normala åsar med passning mot typkurvan av tid-avsänkingsdata med det tillägget att även läckagefaktorn kan bestämmas. Denna faktor är karakteristisk för akviferen och konstant för alla obrör.

5.7.3 Stationärt tillstånd vid läckande åssystem

Vid en pumpning i en ås med läckage från åssidorna uppkommer så småningom ett jämviktstillstånd där pumpningen motsvaras av inläckaget. Ekvation (5.88) förändras då till följande

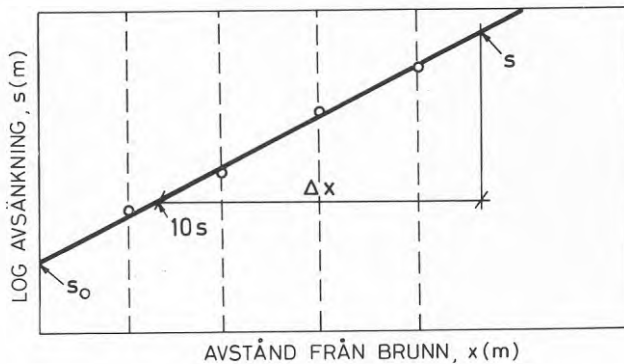
$$\frac{d^2 s}{dx^2} - \frac{s}{E^2} = 0 \quad (5.90)$$

Denna ekvation har en relativt enkel lösning

$$s = \frac{Q \cdot E}{2TB} \cdot e^{-x/E} \quad (5.91a)$$

$$E = \sqrt{\frac{TB}{\alpha}} \quad (5.91b)$$

Vid fortvarighet kommer således avstånd-avsänkingsdata att bilda en rät linje i ett halvlogaritmiskt diagram, se figur 5.39.



Figur 5.39. Avstånd-avsänkingsanalys för ås med läckage.

Vi antar att avsänkningen på avståndet x från brunnen är lika med s . På avståndet x_{10} är då avsänkningen $10s$ eller

$$10s = \frac{Q \cdot E}{2TB} \cdot e^{-x_{10}/E} \quad (5.92)$$

Om ekvationerna (5.91a) och (5.92) hyfsas erhålles

$$10e^{-x/E} = e^{-x_{10}/E} \quad (5.92b)$$

$$\ln 10 = (x - x_{10})/E = \Delta x/E \quad (5.92c)$$

$$E = \Delta x/2,30 \quad (5.92d)$$

Om vi vidare sätter $x = 0$ erhålles

$$s_0 = \frac{Q \cdot E}{2TB} \quad (5.92e)$$

$$TB = \frac{Q \cdot E}{2s_0} \quad (5.92f)$$

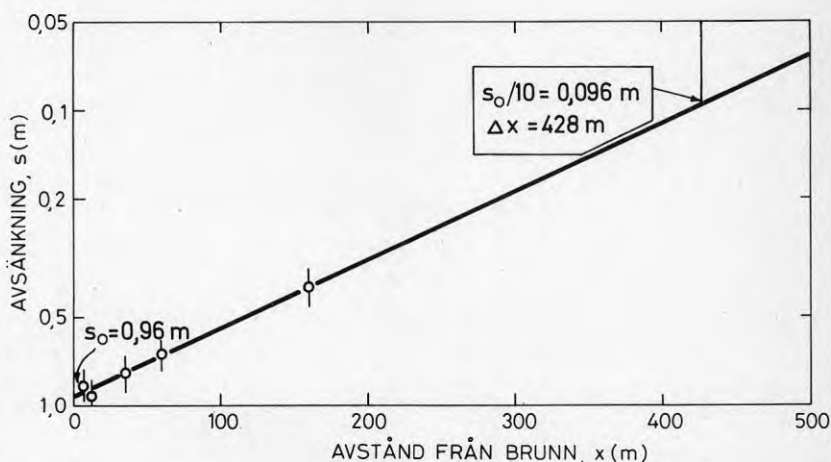
Åsens hydrauliska kapacitet, TB , och läckagefaktor, E , kan således bestämmas från en halvlogaritmisk plottning av avstånd-avsänkingsdata. Se exempel 5.15.

Exempel 5.15. Vid en pumpning i en liten ås som sticker upp som en långsträckt ö i en sjö erhöles följande avsänkningar

Avst från brunn (m)	5	10	34	59	169
Avsänkning (m)	0.84	0.88	0.80	0.68	0.40

Pumpkapaciteten var 29 l/s. Bestäm hydraulisk kapacitet, TB , och läckagefaktor, E .

Lösning: Data plottas på halvlogaritmiskt papper och den sökta passningslinjen läggs in.



Figur 5.40. Utvärdering av avstånd-avsänkingsdata för ås med läckage.

Lutningen på avsänkingslinjen ($s_0 - s_0/10$) bestäms till $\Delta x = 428$ m

$$E = \Delta x / 2.30 = 186 \text{ m}$$

Avsänkningen för $x = 0$ ger

$$TB = \frac{Q \cdot E}{2 \cdot s_0} = \frac{0.029 \cdot 186}{2 \cdot 0.096} = 2.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

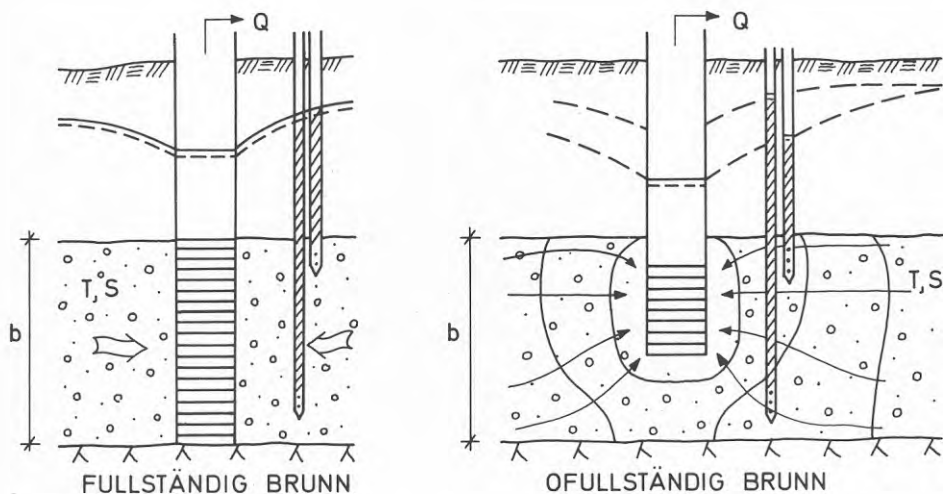
5.8 Begränsningar och felkällor

De ovan redovisade metoderna för analys av provpumpningsdata är härledda under ganska skilda förutsättningar. Det oändliga homogena grundvattenmagasinet som beskrives existerar knappast i sinnevärlden, och vid en utvärdering får man ofta tumma ganska mycket på dessa förutsättningar. Att av detta dra slutsatsen att en analys av data med de redovisade metoderna är meningslös är emellertid helt felaktigt. Man måste emellertid vara medvetna om att varje modell som åstadkommes nödvändigtvis är en approximation av verkligheten och beskriver denna med en viss noggrannhet. Denna noggrannhet är självfallet bättre ju bättre modellförutsättningarna stämmer överens med verkligheten, samt vilket är viktigt, om inte verkligheten stämmer med modellen är det inte verkligheten det är fel på.

Efter detta allmänna resonemang skall vi gå in på en del specifika problem och felkällor, som kan orsaka bekymmer vid analysen.

5.8.1 Ofullständiga brunnar

För de härledningarna, som redovisats tidigare, har förutsättningarna varit att uttagsbrunnen fullständigt penetrerar grundvattenmagasinet. Detta är ytterst sällan fallet. Av brunnstekniska skäl täcker brunnen vanligen bara en del av formationen, vilket medför att flödet kring brunnen i allmänhet har en betydande vertikal komponent, se figur 5.41.



Figur 5.41. Fullständiga och ofullständiga brunnar.

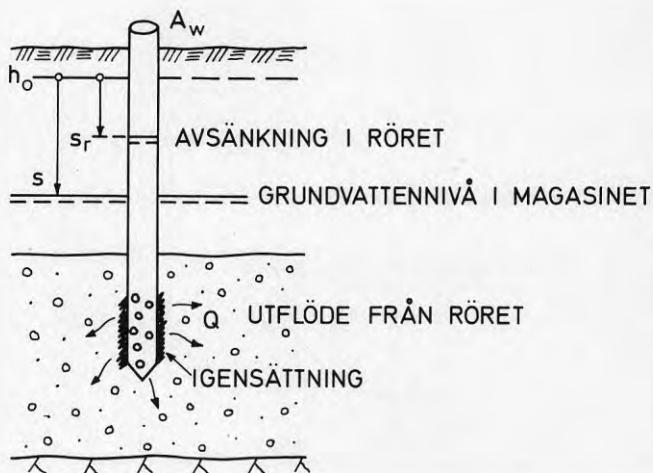
Den hopträngning av flödeslinjerna, som ett ofullständigt brunnfilter medför orsakar en större avsänkning i den ofullständiga brunnen än i den fullständiga. Vidare medför detta att avsänkningen blir olika stor på olika nivåer i magasinet. Vi kan således inte behandla flödet i brunnens närhet som ett tvådimensionellt fall.

Flera studier av flödet kring en ofullständig brunn har gjorts. Kontentan av dem är emellertid att så länge man inte studerar avsänkningen i själva brunnen, kan de tvådimensionella lösningarna med god noggrannhet tillämpas för obsrör belägna 1,5 gånger akvifermäktigheten från brunnen (Hantusch, 1957). En god regel är därför att utföra analysen för obsrör där följande villkor är uppfyllt

$$r > 1,5b \quad (5.93)$$

5.8.2 Täta obsrör

Kontakten mellan akviferen och obsröret är inte alltid fullständig. Omlagringar i materialet kring röret kan medföra att man får en igensättning som medför en fördröjning av avsänkningen. Detta medför att data från röret inte kan användas förrän nivån i obsröret hunnit ikapp avsänkningen i grundvattenmagasinet. Problemet är därför främst att känna igen avsänkningskurvan för ett igensatt obsrör så att dessa data kan uteslutas i analysen.



Figur 5.42. Avsänkning i ett igensatt obsrör.

I figur 5.42 visas avsänkingsförhållandena kring ett igensatt obrör. Flödet genom det igensatta filtret kan förutsättas vara laminärt vilket medför att utflödet är proportionellt mot nivå-skillnaden mellan rör och grundvattenmagasin

$$Q = H(s - s_r) \quad (5.94)$$

Röret har vidare en tvärsnittsarea, A_w , och flödet måste vara proportionellt mot avsänkingshastigheten i röret

$$Q = \frac{ds_r}{dt} \cdot A_w \quad (5.95)$$

Efter hyfsning erhålles

$$\frac{ds_r}{dt} + \frac{H}{A_w} \cdot s_r = \frac{H}{A_w} \cdot s \quad (5.96)$$

Avsänkningen i grundvattenmagasinet är i stort sett proportionell mot logaritmen för pumpningstiden, vilket medför att den växer snabbt i början och sedan mycket långsamt. Ett förenklat antagande är att avsänkningen i magasinet sker momentant jämfört med avsänkningen i röret och således kan approximeras med ett konstant värde, s_0 . Under dessa betingelser har ekvation (5.96) följande lösning

$$s_r = s_0 (1 - e^{-Ht/A_w}) \quad (5.97)$$

Om avsänkingsdata plottas i logaritmisk avbildning kan följande variabelsubstitution utföras

$$y = \ln s_r \quad (5.97a)$$

$$x = \ln t \quad (5.97b)$$

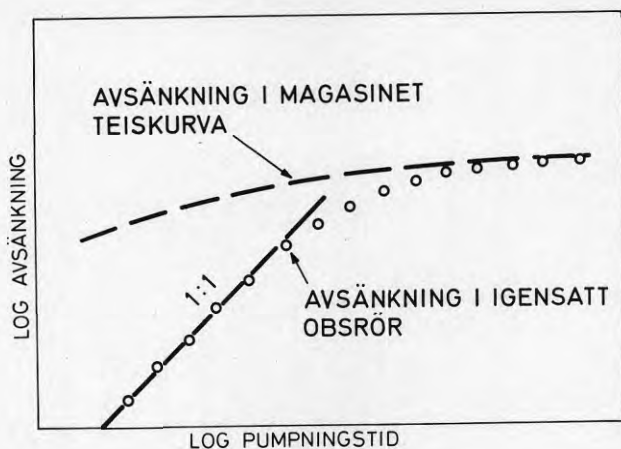
Kurvans lutning i diagrammet kan då bestämmas som

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Ht/A_w \cdot e^{-Ht/A_w}}{1 - e^{-Ht/A_w}} \quad (5.98)$$

För små tider gäller

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{dy}{dx} = 1 \quad (5.99)$$

Avsänkingskurvan för det igensatta röret har således lutningen 1:1 för korta tider i den logaritmiska avbildningen och är därför mycket lätt att känna igen, se figur 5.43.

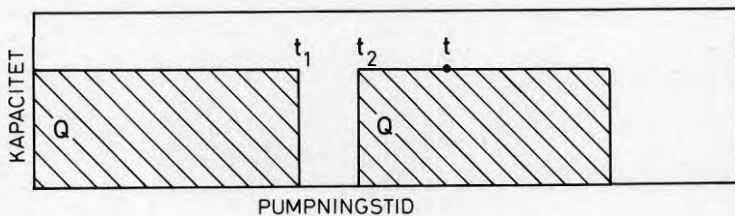


Figur 5.43. Avsänkingsförlopp i igensatt obsrör.

5.8.3 Pumpstopp

Trots alla förberedelser före en provpumpning kan ett pumpstopp inträffa. I ogynnsamma fall kan detta medföra att man måste låta magasinet återhämta sig och starta på nytt. Är stoppet relativt kortvarigt kan man emellertid fortsätta pumpningen förutsatt att störningens inverkan kan kvantifieras.

Pumpningsmönstret vid ett pumpstopp redovisas i figur 5.44.



Figur 5.44. Uttag vid pumpning med pumpstopp.

Avsänkningen vid tiden, t , kan med hjälp av brunnsfunktionen skrivas (se avsnitt 5.3.4)

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (W\left(\frac{r^2 S}{4Tt}\right) - W\left(\frac{r^2 S}{4T(t-t_1)}\right) + W\left(\frac{r^2 S}{4T(t-t_2)}\right)) \quad (5.100)$$

Om Jacobs approximation för brunnsfunktionen (ekv 5.38) användes erhålles

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (W\left(\frac{r^2 S}{4Tt}\right) - \ln \frac{t-t_1}{t-t_2}) \quad (5.101)$$

Vi finner alltså att avsänkning efter pumpstoppet påverkas av en restterm, som om pumpningstiden är lång jämfört med stoppet är av underordnad betydelse. Som regel kan data utnyttjas som vanligt om man utesluter data från en period lika lång som pumpstoppet efter den förnyade pumpstarten.

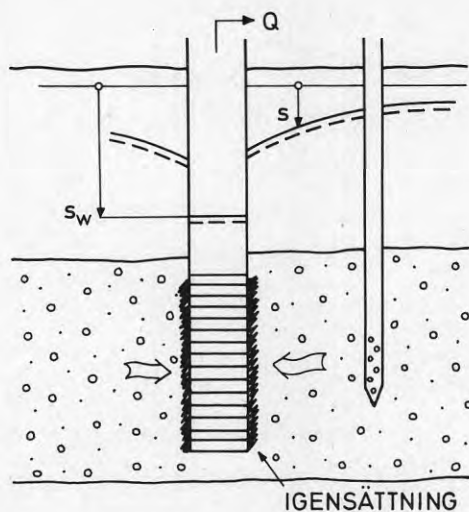
5.9 Approximativa metoder

I många fall är man betjänt av en approximativ bestämning av ett grundvattenmagasins hydrauliska egenskaper. Det kan gälla under inledningsskedet av en undersökning eller vid regionala undersökningar där en klassificering av olika akviferer är nödvändig. I vissa fall kan även under pågående pumpning överslagsmetoder vara nödvändiga för att preliminärt bestämma områdets hydrauliska egenskaper.

5.9.1 Specifik kapacitet. Transmissivitetsbestämning

De data som är enklast att erhålla från en brunn är uppfordrad vattenmängd och avsänkning. Dessa data kan man oftast erhålla direkt från vattentäktens huvudmän då registrering av uttag och grundvattennivåer normalt ingår i ett vattenverks skötsel.

Avsänkning i en fullständig brunn under stationära förhållanden har tidigare behandlats i avsnitt 5.2.1. För en ofullständig eller något igensatt brunn kommer emellertid avsänkning att avvika något från den teoretiska, figur 5.45.



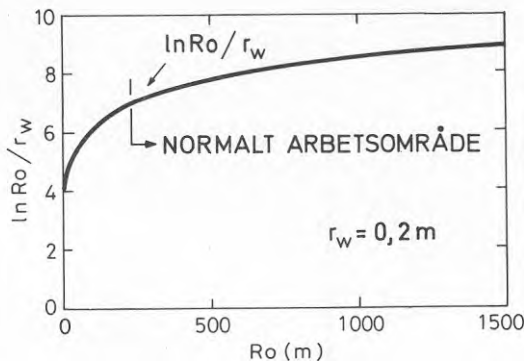
Figur 5.45. Avsänkningen i en brunn med igensättningar.

Denna ytterligare avsänkning beror av förluster i det igensatta området, skin, eller brunnens utformning vid en ofullständig brunn. Att bestämma tilläggsavsänkningen är i många fall en komplicerad process. Vi kan emellertid bemästra den genom att föra in en parameter, skinfaktorn ξ , som beskriver tilläggsavsänkningens storlek i relation till den teoretiska så att

$$s_w = \frac{Q}{2\pi T} (\ln R_o/r_w + \xi) \quad (5.102)$$

Om skinfaktorn behöver vi i detta skede inte veta mer än att den för en brunn i ett poröst medium är större än noll, dvs avsänkningen i brunnen är större än den teoretiska. Brunnens specifika kapacitet definieras som uttag genom avsänkning, Q/s_w . Transmissiviteten kan således beräknas som

$$T = Q/s_w \frac{\ln R_o/r_w + \xi}{2\pi} \quad (5.103)$$



Figur 5.46. Funktionen $\ln R_o/r_w$.

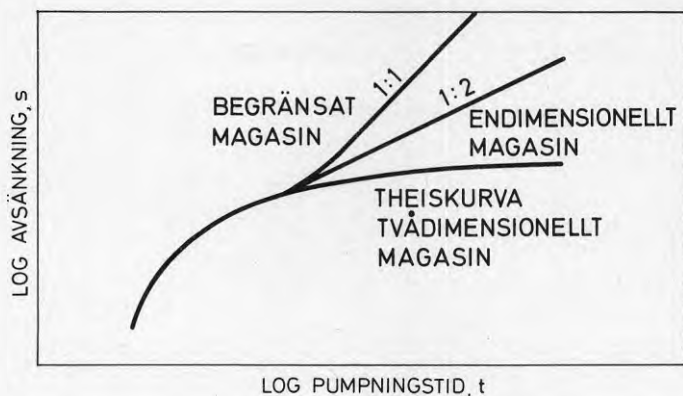
Figur 5.46 visar tillväxten av funktionen R_o/r_w för en brunn med radien, $r_w=0,2$ m. Vi finner att funktionen växer mycket brant i början för att sedan plana ut. Då influensradien till brunnen normalt överskrider några hundratal meter, arbetar brunnen inom den flacka delen av kurvan. Normalt gäller således $\ln R_o/r_w > 7$. Då skinfaktorn är större än noll kan således transmissiviteten konservativt uppskattas till

$$T \geq Q/s_w \cdot \frac{7+0}{2\pi} = 1,1 Q/s_w \quad (5.104)$$

5.9.2 Linjär trend. Bestämning av magasincoeffcienten.

Vi har tidigare funnit att avsänkingskurvan för en pumpning i en ås har en asymptot med lutningen 1:2 i logaritmisk avbildning. För det oändliga tvådimensionella grundvattenmagasinet kommer avsänkningen att följa en Theiskurva.

Om vi istället har ett grundvattenmagasin som är begränsat i alla riktningar kommer avsänkningen under perioder utan grundvattenbildning att bli proportionell mot pumpningstiden när magasinets gränser har uppnåtts. Man kan således relativt enkelt av avsänkingskurvas form sluta sig till magasinstypen, se figur 5.47.



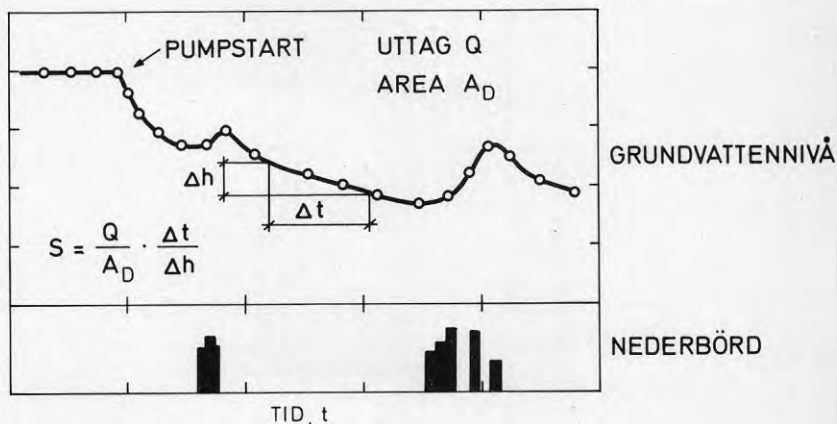
Figur 5.47. Avsänkningskurvans form vid olika magasinstyper.

För ett litet begränsat grundvattenmagasin kan man ofta genom en ytkartering bestämma magasinets area, dräneringsarea A_D . Då avsänkningen i det begränsade magasinet sker parallellt inom hela området gäller

$$Q = A_D \cdot s \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (5.105)$$

Man kan således från ett linjärt provpumpningsdiagram få ett approximativt värde på magasinskoefficienten i ett begränsat magasin som

$$s = \frac{Q}{A_D} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta h} \quad (5.106)$$



Figur 5.48. Avsänkningen i ett begränsat grundvattenmagasin.

5.9.3 Regionala parametrar

I vissa sammanhang är det datamaterial som skall behandlas mycket stort, t ex vid regionala hydrogeologiska undersökningar. I dessa fall är det nödvändigt att med enkla statistiska metoder behandla befintliga data.

Som vi tidigare visat är transmissivitet, T , och specifik kapacitet, Q/s_w , kopplade till varandra genom ett enkelt samband (ekvation 5.104) vid en approximativ bestämning. Brunnarnas specifika kapacitet är dessutom data som är lätta att erhålla. Regionala undersökningar har vidare visat (Jetel, 1964) att den specifika kapaciteten inom en akvifer eller grupp av akviferer är lognormalfördelad. För att få en normalfördelad parameter som är lättare att statistiskt behandla definieras

$$Y = \log(10^9 \cdot Q/s_w) \quad (5.107)$$

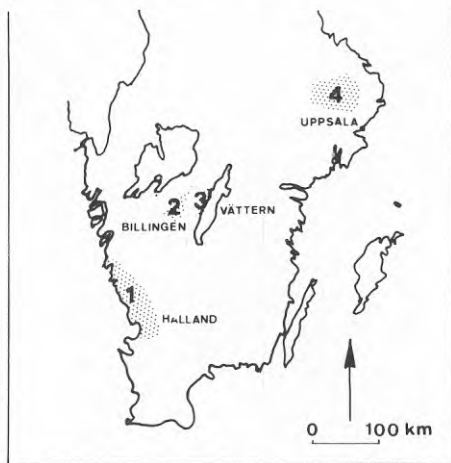
Denna parameter är således karakteristisk för formationens transmissivitet.

Permeabiliteten kan approximativt beräknas som transmissivitet dividerat med akviferens mäktighet, T/b . Även denna har man funnit är lognormalfördelad. Genom relationen mellan transmissivitet och specifik kapacitet kommer även kvoten $Q/s_w \cdot b$ att vara lognormalfördelad. För att få en normalfördelad parameter definieras

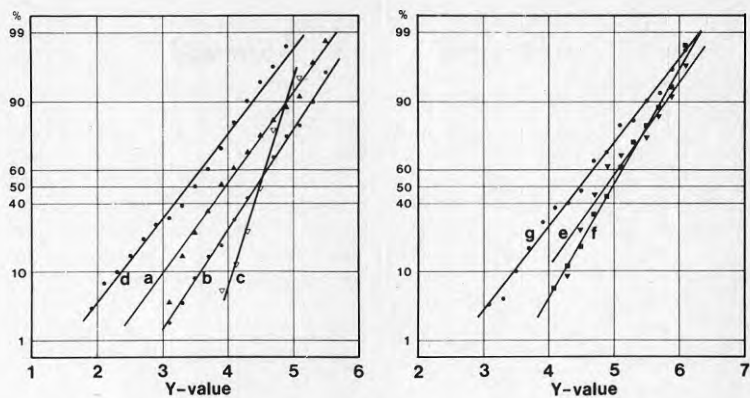
$$Z = \log(10^9 \cdot \frac{Q}{s_w \cdot b}) \quad (5.108)$$

Denna parameter är karakteristisk för formationens permeabilitet.

Parametrarna Y och Z benämnes vanligen regionala parametrar. I figur 5.49 och 5.50 visas en bearbetning av data från bergbrunnar i olika delar av landet.



Figur 5.49. Karta över södra Sverige som visar områden där de regionala parametrarna bestämts för brunnar i berggrunden (Carlsson och Carlstedt, 1976).



Figur 5.50. Kumulativa fördelningar för Y-värden för kristallint berg. a = gnejser i Halland, b = gnejser kring Billingen, c = graniter väster om Vättern, d = graniter från Uppsalaområdet, e = Visingsö-formation, f = kambrisk sandsten vid Billingen, g = ordovicisk kalksten vid Billingen (Carlsson och Carlstedt, 1976).

6 UTFÖRANDE - UTRUSTNING

6.1 Utrustning

Genomförande av provpumpning på sådant sätt att önskvärd information och kunskap om grundvattenmagasin kan erhållas ställer krav på utrustning, såväl i den provpumpade brunnen som i omgivande observationshål eller andra mätplatser.

Pump väljes med hänsyn till den provpumpningskapacitet som utifrån förundersökningar bedöms bli utnyttjad. Stort avstånd från markyta till grundvattenyta eller beräknad stor avsänkning i pumpbrunn som innebär att uppfodringshöjden blir större än sex à sju meter medför att pumpen måste placeras i brunnen under grundvattenytan, s k djupbrunnspumpar. Detta i sin tur ställer vissa krav på brunnens storlek. De vanligast förekommande djupbrunnspumparna har diameter omkring 90-100 mm eller större, beroende av kapacitet. Diameter större än dessa måste således väljas med hänsyn till pump, se Andersson och Gustafson (1982).

I de fall beräknad avsänkning i pumpbrunnen bedöms vara så ringa att uppfodringshöjden blir mindre än cirka sex meter vid maximal avsänkning kan ringpump eller centrifugalpump stående på markytan väljas. Pumpen ansluts då direkt till en eller flera pump-rör vilka kan utgöras av undersökningsrör vanligen med diametern 50-100 mm. För att minska uppfodringshöjden i de fall avståndet mellan markyta och grundvattenyta är stort kan pumpbrunnen eller pumpbrunnsgroup anläggas i en grop stor tillräckligt att rymma utrustningen.

Teknisk utrustning i pumpbrunnen är nivåvakt och anordning för registrering av grundvattenytan. Nivåvakterna utgör säkerhetsanordning för pumpen så att denna ej går utan vatten. I brunnar med djupbrunnspump kan grundvattenytans läge registreras med hjälp av lod och vattentrycksmätare utan större problem i och med att utrymme mellan stigarrör och brunnsrör vanligen finns. I brunnar där vattenuppfodrningen sker medelst undertryck kan grundvattenytan i brunnen registreras genom att undertrycket på pumpens sug sida mäts. Detta kan göras med exempelvis kvicksilvermanometer. Vattentrycksmätare är också möjliga men ledningsdragning, speciellt genomföringarna kan vålla problem med tätning.

Pumpens karakteristika väljs med utgångspunkt från bedömd maximal provpumpningskapacitet och uppfodringshöjd. Flacka pumpkarakteristika är att föredra dvs pumpar där pumpkapaciteten förändras ringa med uppfodringshöjd. Pumpens maximala kapacitet väljs alltid större än provpumpningskapaciteten. Önskad kapacitet inställs med hjälp av strypventil på pumpens trycksida. Här finns också vattenmängdsmätare som medger att pumpkapaciteten kan registreras under olika skeden av provpumpning. Med hjälp av sofistikerad utrustning kan pumpens kapacitet hållas exakt konstant under hela provpumpningsperioden.

Vattentrycksförändringen på olika avstånd från pumpbrunnen kan registreras i öppna observationsrör eller med hjälp av vattentrycksmätare (piezometrar) placerade i öppna rör eller som mätpunkter. Observationsrör har vanligen diametern 50 mm (2") och utgör också rör varur material upptagits för undersökning av

jordart och kornstorlekssammansättning. I de fall rören enbart är utsatta för registrering av vattentryck är deras diameter klenare, vanligen 1-1 1/2". Observationshål med 75 mm:s (3") diameter förekommer också.

Observationsrören kan vara öppna nedtill, vara försedda med spets eller spets med större hål, beroende av syfte, utrustning och metodik vid nedslagningen och ev jordprovtagning. Den nedre delen av observationsröret är perforerat där perforeringsgrad och håldiametrar valts med hänsyn till materialet, se Andersson och Gustafson (1982). Vattentrycksförändringarna registreras som förändring i vattennivå i röret. Mätningarna kan göras med lod från markytan eller genom vattentrycksmätare installerade i observationsröret. I det senare fallet registreras på elektrisk väg vattentrycket i en given punkt. Piezometrar eller vattentrycksmätare kan också installeras på olika platser och nivåer i ett grundvattenmagasin.

I de fall vattentrycket naturligt ligger högre än markytan (arteriska grundvattenförhållanden) måste observationsrören förlängas eller mätningar med manometer eller vattentrycksmätare tillgripas.

Med hjälp av modern elektronik- och datorutrustning är det möjligt att kontinuerligt och efter önskemål göra samtidiga registreringar inom hela undersökningsområdet. Självregistrerande peglar med önskvärd tidsupplösning utgör också värdefull utrustning i samband med provpumpning.

Förutom nämnd utrustning behövs för provpumpning tidtagningsutrustning. Som framgår av avsnitt 6.2 och kapitel 5 måste mätningarna utföras i ett logaritmiskt tidsintervall. Detta ställer stora krav på tidskoordinering under inledningsskedet. Kronometrar eller annan tidtagning med sekundnoggrannhet erfordras under provpumpningens första 10 minuter.

6.2 Mätprogram

Före, under och efter en provpumpning måste mätningar av olika slag genomföras. I princip är dessa följande

- Före provpumpningsstart - Mätning av grundvattentryck i samtliga observationsrör som berörs av provpumpningen. Mätning bör utföras under minst en veckas tid före start, med mätintervall cirka 1-2 dagar.
- Under provpumpningen
- Mätning av grundvattentryck (grundvattenstånd) i pumpbrunnar och samtliga observationsrör enligt ett logaritmiskt tidsintervall som visas i tabell 6.1.
 - Registrering av pumpkapacitet genom exempelvis avläsning av uppumpad vattenmängd vid olika tidpunkter. Tidpunkterna anpassas till måttillfällena för grundvattentryck.

- Efter provpumpningen (återhämtningsskedet)
- Mätning av såväl pumpkapacitet som grundvattentryck vid provpumpningens stopp.
 - Mätning av grundvattentryck i samtliga observationsrör med samma logaritmiska tidsintervall som under provpumpningen.

Före, under och efter en provpumpning måste grundvattnets naturliga fluktuationer under icke störda förhållandena registreras. Detta är av betydelse vid utvärderingen av provpumpningen i de fall frågorna om en vattentrycksförändring har sin förklaring i naturliga fluktuationer eller orsakats av provpumpningen.

En provpumpning utgör ett utmärkt tillfälle för vattenprovtagning. En provtagning som bör företas dels omedelbart efter pumpstart, efter cirka en timmas pumpning och före pumpstopp.

Tabell 6.1. Tidpunkter, efter start av provpumpningen, för registrering av grundvattentryck i pumpbrunn och observationsrör.

<u>Tidsintervall efter start</u>	<u>Registrering varje</u>
0 - 5 min	0,5 min
5 - 10 min	1 min
10 - 20 min	2 min
20 - 50 min	5 min
50 - 100 min	10 min
100 min - 5 tim	30 min
5 tim - 10 tim	1,5 tim
10 tim - 1 dygn	3 tim
1 dygn - 3 dygn	6 tim
3 dygn - 1 vecka	12 tim
1 vecka	1 dygn

6.3 Genomförande

Vid en provpumpnings genomförande bör vissa enkla men betydelsefulla regler följas enligt:

- Noggrann bokföring av tidpunkter för avläsning av såväl pumpkapacitet som grundvattentryck. Det är vanligen ej möjligt att hålla exakta minuter och sekunder efter provpumpningsstart vid avläsningarna enligt tabell 6.1. Ingen större skada inträffar dock under förutsättning att tidpunkten för avläsningen noggrant bokförs.
- Samtliga mätvärden omräknas snarast till vattenstånds-förändring och uppritas i fält i lin-log papper enligt metoder beskrivna i avsnitt.5. På detta sätt kan dels de hydrauliska egenskaperna hos provpumpat magasin snabbt

bedömas och eventuella avvikelser etc från extrapolerad kurvdragning kan redan under provpumpningsskedet noteras. En kontroll av mätvärden med extrema avvikelser kan därför göras så gott som omedelbart och i de fall ren felmätning föreligger kan detta snabbt korrigeras.

Det är inte ovanligt att pumpstopp inträffar under en provpumpning. Detta förhållande verkar i högsat grad störande på förloppet. Inträffar ett pumpstopp under omständigheter där tidpunkt kan angivas underlättar detta givetvis den korrigerings av mätdata som måste göras för att få en enhetlig provpumpning. Vårre är förhållandena om pumpstopp inträffar när ingen tidsangivelse finns. Möjligheter att utgående från vattentrycksförändringarna beräkna när pumpstoppet inträffade föreligger alltid även om viss osäkerhet i beräkningarna finns. En god anvisning fås om vattensmängdsmätare finns. Från tidigare kapacitetsmätningar och vattensmängdsregstreringar är det då möjligt att beräkna tidpunkten för pumpstopp. Vid förnyad start av provpumpningen bör under det inledande skedet förtätade mätningar företagas i enlighet med rekommendationerna i tabell 6.1. Generellt kan sägas att lika lång tid som ett pumpstopp varat behövs ånyo under det fortsatta pumpskedet för att avsänkningsförloppet skall kunna tillbaka till det ursprungliga förloppet.

7. PLANERING AV PUMPFÖRSÖK

7.1 Val av provpumpningsplats

Val av provpumpningsplats görs med hänsyn till provpumpningens syften och lokala geologiska förutsättningar. När provpumpningen avser att belysa förhållanden och egenskaper inom ett begränsat grundvattenmagasin bör pumpplats väljas så att hela magasinet påverkas. Detta innebär att med hänsyn till geologiska förutsättningar bör pumpplats väljas centralt inom magasinet och där transmissiviteten bedöms stor. Syftar provpumpningen till detaljerade studier inom någon del av ett grundvattenmagasin, exempelvis att klarlägga förekomst och läge av hydraulisk gräns väljs provpumpningsplats så att största möjliga information med hänsyn till syftet erhålls.

Framkomlighet och avstånd till grundvattenytan är också avgörande faktorer vid val av provpumpningsplats. Markägare och markanvändning kan också medföra problem vid val av provpumpningsplats.

Vatten som pumpas upp under en provpumpning måste avledas så att det inte infiltrerar och påverkar grundvattenförhållandena i provpumpat grundvattenmagasin. Avledning måste ske i slutet system till närmast större ytvattendrag. Vattenföringen naturligt i vattendraget under provpumpningen måste vara så stor att tillskottet av pumpvatten inte orsakar sådana förändringar i vattendraget att även grundvattenförhållandena i provpumpat grundvattenmagasin påverkas.

7.2 Placering av observationspunkter

Observationspunkter bestående av vattenståndsrör eller vattentrycksmätare placeras så att de i första hand ger information om vattentrycksförändringar i provpumpat grundvattenmagasin. I slutna grundvattenmagasin är det således av vikt att observationsrör och vattentrycksmätare verkligen når ned i akviferen och inte blir stående i överlagrande lågpermeabla lager.

Från pumpbrunnen räknat bör observationsrören placeras med logaritmiska avstånd. Ett minimiantal av tre observationspunkter, förutom pumpbrunnen, bör ingå i anordningarna för provpumpning. I formationer med anisotropi, dvs riktningsberoende hydraulisk konduktivitet, måste observationspunkterna placeras i olika riktningar från provpumpningsplatsen. Geometrin hos grundvattenmagasinet är av största betydelse vid observationspunkternas placering. I kanalformade magasin bör de regler, som gäller när olika typkurvor kan utnyttjas, beaktas vid placering av observationspunkterna. I magasin där en hydraulisk gräns bedöms föreligga bör om möjligt två observationspunkter placeras mellan brunnen och gränsen med beaktande av vad ovan angivits angående avstånd.

Vanligen utgörs observationspunkter i form av observationsrör av undersökningsrör placerade för att undersöka jordart och kornstorleksfördelning. I dessa undersökningar har syftet varit att klarlägga geologisk uppbyggnad och lagerväxlingar vilket innebär att rören i vissa fall drivits genom akviferen och avslutats med den öppna eller perforerade delen i lågpermeabla

begränsande lager under avkviferen. För att kunna utnyttja undersökningsrör som observationsrör vid provpumpning måste dessa noggrant kontrolleras och eventuellt justeras så att den öppna eller perforerade delen står i den provpumpade akviferen.

7.3 Övriga synpunkter

Före start av en provpumpning har genom fältobservationer, kartstudier, eventuella borrhningar och geofysiska metoder en större eller mindre mängd information erhållits om den akvifer som skall provpumpas. Det är av vikt att denna information samlas sammanställs och att en första beskrivande modell över grundvattenmagasinet tas fram. En sådan modell ligger till grund bl a för placering av kompletterande mätpunkter.

Successivt som vattentrycksförändringar registreras vid provpumpning fås bekräftelse på eller avvikelser från den första beskrivande modellen. Provpumpningen ger således såväl kompletterande som verifierande upplysningar beträffande grundvattenmagasinets geometri och begränsningar, samtidigt som resultatet av den ger kvantifiering av magasinets hydrauliska parametrar.

Bestämning av lämplig kapacitet för provpumpningen kan i vissa fall vålla problem. För hög kapacitet kan medföra att avsänkningen i brunnen blir för stor och provpumpningen måste avbrytas. För låg kapacitet gör att avsänkningarna blir för små för att ge underlag för en analys. Före start av provpumpning rekommenderas därför att stegprovpumpning utförs med förslagsvis en timma långa steg, se avsnitt 5. Från resultaten av stegprovpumpningen kan överslagsmässigt en lämplig kapacitet beräknas för provpumpningen. Vid provpumpningens start, som måste ske när störningen av stegprovpumpningen upphört och grundvattenytan återhämtat sig, sker pumpstart mot stängd ventil varefter grundvattenssystemet får inställa sig i jämvikt. Därefter öppnas vid tiden noll ventilen till önskad kapacitet. Ingen efterjustering bör göras utan den ventilöppning som valts och den kapacitet som denna inställning ger gäller under hela provpumpningen.

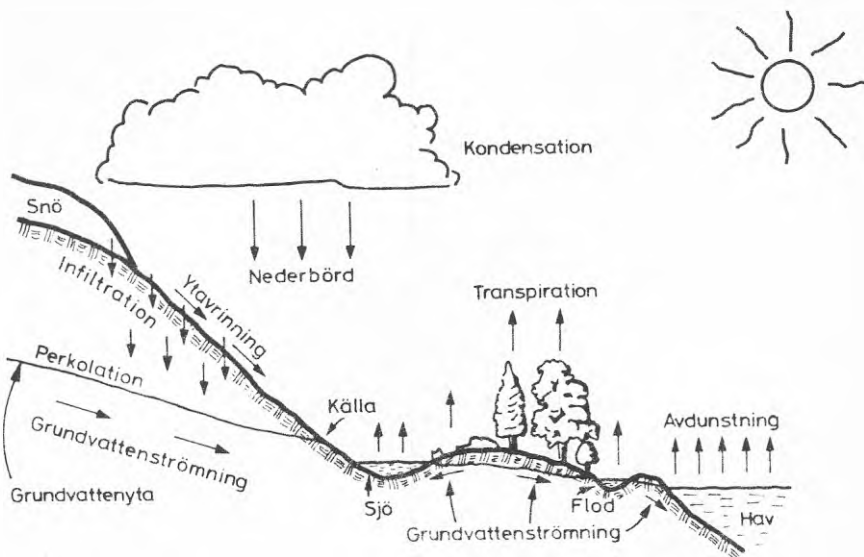
Provpumpningen bör omfatta en tid av cirka en-två veckor för att tillräcklig information skall erhållas om grundvattenmagasinets egenskaper. En ytterligare förlängning med några dagar eller en vecka ger endast ett begränsat tillskott i den logaritmiska tidsskala som gäller vid provpumpning, se avsnitt 5. I de fall syftet är att påvisa eventuella vattenkvalitetsförändringar eller studera effekter under långa tider måste givetvis en provpumpning pågå under längre tider än vad som ovan angivits. I dessa fall blir det då tal om långtidsprovpumpning.

I det tidigare har olika metoder redovisats, som syftar till en utvärdering av olika hydrauliska parametrar för ett grundvattenmagasin. Att man känner dessa innebär inte i sig att man behärskar alla nödvändiga data för att beräkna en uttagbar vattenmängd eller de konsekvenser ett vattenuttag får. Detta kan trots att området är väl känt vara ett svårt problem och det fordrar nödvändigtvis att grundvattenmagasinet sätts in i sitt hydrologiska sammanhang.

Följande kapitel utgör ett försök att ge några enkla metoder för bestämning av grundvattenbildning och uttagbara vattenmängder. Metoderna bör emellertid brukas med förstånd och försiktighet och är inte heller alltid tillämpbara. En viss ledning i metodik och arbetssätt bör kapitlet ändå ge.

8.1 Grundvattenmagasinet i sitt hydrologiska sammanhang

Grundvattenmagasinen ingår som ett led i det kretslopp som normalt kallas den hydrologiska cykeln. Drivkraften i kretsloppet utgöres av den solenergi som orsakar avdunstning från hav och sjöar och transpiration från växterna, figur 8.1.



Figur 8.1. Vattnets kretslopp i naturen (Knutsson och Morfeldt, 1973).

Den vattenånga som bildas vid avdunstning och transpiration, evapotranspiration, stiger upp och kondenseras, bildar moln, och faller ut som nederbörd över land och hav. Av den del som faller på land avdunstar en stor del och resten avrinner i form av yt- och grundvatten ut till havet. Därmed är cykeln sluten.

8.1.1 Den hydrologiska budgeten

Till varje avrinningsområde förs vatten genom nederbörden. Regn och snö faller på markytan och på sjöarna. Av den mängd som faller på land infiltrerar merparten, men avdunstar till stor del igen genom växternas transpiration. Som tillskott till avrinningsområdet räknas därför vanligtvis nederbörd minus evapotranspiration, nettonebörd $P-E$.

Avrinningen från området kan delas upp i ytvattenavrinning, R_S , och grundvattenavrinning, R_G . Inom avrinningsområdet finns dessutom ett vattenmagasin, M , uppdelat på yt- och grundvatten.

Denna uppdelning gör det möjligt att ställa upp en vattenbudget för avrinningsområdet. För varje tidsperiod, Δt , gäller således:

$$P - E = R_S + R_G + \Delta M / \Delta t \quad (8.1)$$

Att bestämma de olika termerna i denna budget och att förutsäga deras variation utgör en av hydrologins huvuduppgifter.

En vattenbudget uppställd enligt ekvation 8.1 ger en mycket översiktlig bild av vattenomsättningen i ett område. Man kan emellertid med hjälp av den utreda några principiella samband.

Ett av problemen är att finna någon form av medelvärde för de ingående storheterna, ett fortvarighetstillstånd. För detta krävs en mycket lång observationstid. Eftersom magasinet har ändlig storlek finner vi:

$$\lim_{\Delta t \rightarrow \infty} \Delta M / \Delta t = 0 \quad (8.2)$$

Detta medför att för långa observationstider kan magasinstermen försummas eller:

$$\bar{P} - \bar{E} = \bar{R}_S + \bar{R}_G \quad (8.3)$$

Varje avrinningsområde begränsas av ytvattendelare. På samma vis avgränsas ett grundvattenområde av grundvattendelare. Ett vanligt och oftast berättigat antagande är att yt- och grundvattendelare sammanfaller. Från området avrinner således i princip inte något grundvatten även om grundvattenomsättningen inom området kan vara betydande. Vi finner således:

$$\bar{P} - \bar{E} = \bar{R}_{SA} \quad (8.4)$$

Det betyder att det för området tillgängliga vattnet, nettonederbörden, motsvaras av den specifika avrinningen. Det innebär vidare att det totalt tillgängliga vattnet inom ett dräneringsområde inte kan överskrida den specifika avrinningen.

En studie av den specifika avrinningen i Sverige har gjorts av Tryselius (1971).

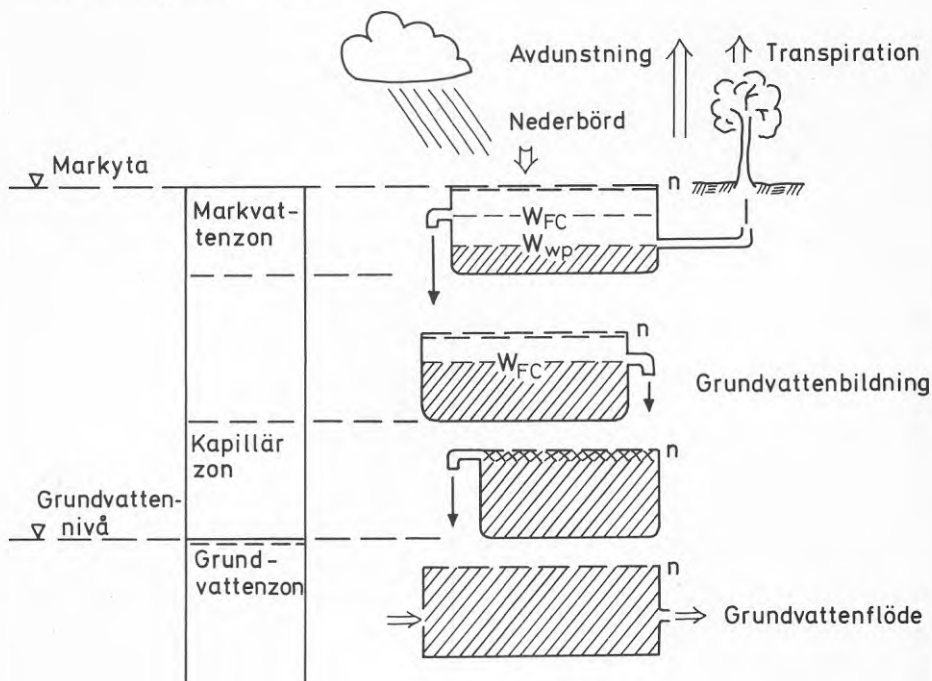
Varje grundvattenuttag, Q , inom ett dräneringsområde kommer vidare att påverka budgeten. Om grundvattenuttaget införes i långtidsbudgeten erhålles:

$$\bar{P} - \bar{E} = \bar{R}_S + \bar{R}_G + \bar{Q} \quad (8.5)$$

Då nettonederbörden normalt inte går att påverka i någon nämnvärd omfattning med ett grundvattenuttag innebär detta att avrinningstermerna måste minska i motsvarande grad. *Varje grundvattenuttag sker således på bekostnad av yt- och grundvattenavrinningen.*

8.1.2 Grundvattenbildningen

Flera studier (Lundberg, 1973) har visat att markens infiltrationskapacitet oftast överskrider de nederbördsintensiteter vi har att räkna med i Sverige. Det innebär att övervägande delen av den nederbörd, som faller på landytan, infiltrerar. Infiltrationen är emellertid inte detsamma som grundvattenbildningen då vattnet på sin väg vidare ner mot grundvattenzonen passerar ett komplicerat magasinssystem, figur 8.2.



Figur 8.2. Underjordsvattnets magasinssystem.

Magasinssystemet kan liknas vid en serie reservoarer med olika egenskaper. Reservoarernas volym motsvaras av porositeten. Man måste emellertid vara medveten om att inte allt vatten i porsystemet är rörligt.

Porvattnet är sålunda bundet till porerna med en viss bindningsenergi. I de stora porerna är bindningsenergin låg och porerna kan dräneras genom gravitationens inverkan. För successivt mindre porer sker dräneringen långsammare och vid en viss vattenhalt, fältkapaciteten, w_{FC} , kan gravitationen inte längre göra sig gällande.

Växterna kan ta upp vatten med väsentligt högre bindningsenergi. Den är förvånansvärt lika för de flesta växttyper. Den vattenhalt detta motsvarar, dvs den lägsta vattenhalt till vilken växterna kan ta upp vatten benämnes vissningspunkten, w_{WP} .

Den översta reservoaren i figur 8.2 motsvarar markvattenzonen, dvs den zon där växterna påverkar vattenomsättningen. Tillflödet till reservoaren utgörs av infiltrerad nederbörd. Det ena utflödet motsvaras av dräneringen genom gravitationens inverkan, detta kan ske ned till fältkapaciteten. Det andra utflödet motsvaras av växternas vattenuppsugning som kan äga rum ned till vissningspunkten. Under vegetationsperioden är växternas vattenupptagning mycket effektiv och vattenhalten ligger normalt mellan vissningspunkten och fältkapaciteten. Detta innebär att sommartid i stort sett ingen grundvattenbildning sker. Höst och vår medför nederbörden och snösmältningen att fältkapaciteten överskrides och vatten kan vandra vidare nedåt. Vintertid under tjälade förhållanden dräneras markvattenzonen ned till fältkapaciteten och grundvattenbildningen upphör.

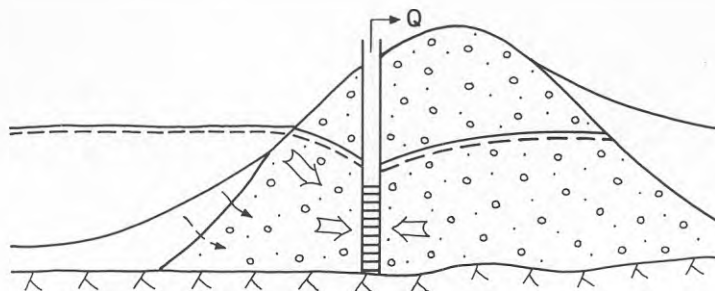
Under markvattenzonen finns en transportzon som vattnet måste passera. Vid perioder utan grundvattenbildning ligger vattenhalten nära fältkapaciteten.

Närmast grundvattennivån finns kapillärzonen, där vatten från grundvattenzonen hålles kapillärt uppsuget. Vattenhalten i zonen ligger nära vattenmättnad.

I grundvattenzonen är porerna helt vattenfyllda. I zonen kan horisontella grundvattenrörelser ske enligt de lagar vi studerat tidigare.

8.1.3 Strandinfiltration

Som tidigare nämnts överstiger markens infiltrationskapacitet väsentligt grundvattenbildningen från nederbörden. Det innebär att om vatten alltid finns tillgängligt kan man få en mycket hög grundvattenbildning. Detta kan ske naturligt vid stränderna på sjöar och vattendrag - förutsatt att grundvattennivån är lägre än nivån i vattendraget. Vad som kanske är viktigare ur vattenförsörjningssynpunkt är den inducerade infiltration som under sådana omständigheter kan åstadkommas genom ett grundvattenuttag, figur 8.3.



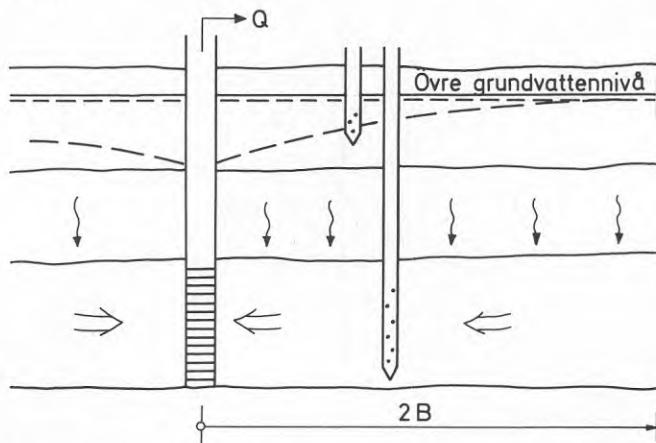
Figur 8.3. Inducerad infiltration.

Den inducerade infiltrationerna medför att man under gynnsamma betingelser kan ta mycket stora grundvattenmängder ur begränsade grundvattenmagasin.

8.2 Grundvattenmagasin med läckage

Som visats i kapitel 5.5 får man vid pumpning i ett grundvattenmagasin med läckage ett fortvarighetstillstånd genom läckaget från det övre magasinet. Detta fortvarighetstillstånd kan upprätthållas så länge det finns tillräckligt med vatten i det övre magasinet. Grundvattenbildningen i detta måste således vara tillräcklig för att förse akviferen med vatten.

Vi fann vidare att influensradien för praktiska ändamål kunde ansättas som två gånger läckagefaktorn, $2B$. Grundvattenbildningen inom denna area måste således motsvara uttaget ur vattentäkten, figur 8.4.



Figur 8.4. Vattenuttag från grundvattenmagasin med läckage.

Genom att vattnet tas från den undre akviferen får man normalt en stor influensradie och följaktligen en låg erforderlig grundvattenbildning i den övre akviferen. Vid en bestämning av den uttagbara mängden utgår man därför vanligen från hur stor avsänkning man kan tolerera i uttagsbrunnen vilket direkt ger ett möjligt uttag. Detta uttag måste sedan ställas i relation till möjlig grundvattenbildning inom influensområdet. Ett övre tak för denna kan man ofta få från data över nettonederbörden och den erforderliga grundvattenbildningen måste vara betryggande mindre än denna.

Exempel 8.1. Från den i exempel 5.2 provpumpade brunnen önskar man ta ut i medeltal 6 l/s och som mest 10 l/s. Är detta lämpligt med hänsyn till avsänkning och grundvattenbildning. Den specifika avrinningen i området är enligt Trysselius ca 6 l/s·km². Största tillåtna avsänkning är av brunnstekniska skäl ca 10 m.

Lösning: Enligt exempel 5.12 är transmissionsiviteteten $T=4.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ och läckagekoefficient $K'/b' = 1.1 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$. Läckagefaktorn kan beräknas till

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}} = \sqrt{\frac{4.5 \cdot 10^{-3}}{1.1 \cdot 10^{-8}}} = 640 \text{ m}$$

Avsänkningen vid maxuttag för en fullständig brunn med radien 0.2 m (ekvation 5.72):

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1.123B}{r_w} = \frac{0.01}{2 \cdot 4.5 \cdot 10^{-3}} \ln \frac{1.123 \cdot 640B}{0.2} = 2.9 \text{ m}$$

vilket är betryggande under de maximala 10 m.

Arean hos influensområdet är:

$$A_D = \pi \cdot (2B)^2 = \pi \cdot 4 \cdot 640^2 = 5.14 \cdot 10^6 \text{ m}^2$$

Erforderlig grundvattenbildning blir således i medeltal:

$$P - E = Q/A_D = 6/5.14 = 1.17 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$$

Dvs ungefär en femtedel av den specifika avrinningen, som i sin tur motsvarar nettonederbörden. Under förutsättning att området inte består av täta leror borde detta vara betryggande.

8.3 Flödet i en ås

Enligt kapitel 5.7 definierades åsens hydrauliska kapacitet som:

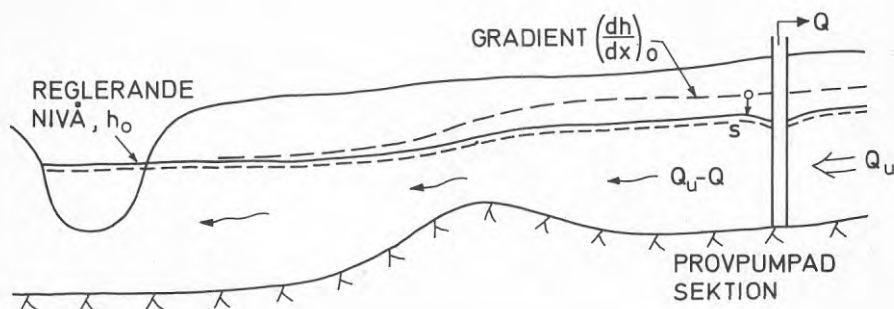
$$TB = \int_0^B T(y) dy = \int_0^B \int_0^b K(y,z) dy dz \quad (5.81a)$$

Om flödet i åsen är uniformt, dvs gradienten i åsen längs dess riktning är lika i hela akviferen kan dess storlek bestämmas som:

$$Q_u = -\frac{dh}{dx} \cdot \int_0^b \int_0^B K(y,z) dy dx = -TB \frac{dh}{dx}$$

Om vi känner gradienten i en väldefinierad sektion där den hydrauliska kapaciteten är känd kan vi således också bestämma flödet.

Flödet i åsen behöver emellertid inte vara lika med den uttagbara mängden. Den minskade flödet nedströms uttagpunkten kommer att medföra en minskad gradient och följaktligen också en avsänkning, se figur 8.5.



Figur 8.5. Avsänkningar i en ås vid grundvattenuttag.

Någonstans längs åsen finns vanligtvis någon reglerande nivå, en korsning med ett ytvattendrag eller en källa. Nivån i brunnsområdet styrs då av denna så att nivåskillnaden är proportionell mot flödet i åsen, under förutsättning att avståndet inte är så långt att grundvattenbildningsförhållandena under vägen påverkar förhållandena i för hög grad.

Nivån i brunnsområdet kan således approximeras med nivån i det dränsystem, som ersätter brunnen vid den hydrauliska analysen.

Man bör vidare vara medveten om att de gradienter, som råder vid undersökningstillfället endast representerar detta och inte något medelflöde. I en stor ås kan detta dock vara berättigat, då det stora magasinet ofta utjämnar skillnaden mellan olika år. Detta medför dock att de prognosticerade avsänkningarna ofta tar flera år att uppnå.

Exempel 8.2: I en ås där den hydrauliska kapaciteten bestämts till $TB = 4.8 \text{ m}^3/\text{s}$, var vattennivån i brunnen före pumpstart $+84.36 \text{ m}$. 170 m uppströms uppmättes grundvattennivån till $+85.55$. Cirka 600 m nedströms skärs åsen av en å. Vattennivån i ån har avvägts till 81.3 m . Beräkna framtida grundvattennivån i brunnsområdet vid ett uttag av 12 l/s .

Lösning: Gradienten före pumpstart var:

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} = \frac{84.36 - 85.55}{170} = -7 \cdot 10^{-3}$$

Flödet i åsen är:

$$Q_u = -TB \cdot \frac{\Delta h}{\Delta x} = 4.8 \cdot 7.1 \cdot 10^{-3} = 0.0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

Flödet nedströms brunnen vid uttaget 12 l/s blir:

$$Q_u - Q = 0.0336 - 0.012 = 0.0216 \text{ m}^3/\text{s}$$

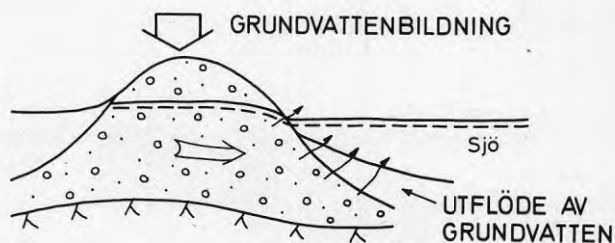
Den framtida nivån i brunnområdet blir

$$h = h_0 + \Delta h \cdot \frac{Q_u - Q}{Q_u} = 81.3 + (84.36 - 81.3) \cdot \frac{0.0216}{0.0336} = 83.3 \text{ m}$$

8.4 Strandinfiltration

Som visats i avsnitten 5.7.2 och 8.1.3 kan grundvattenbildningen avsevärt ökas genom inducerad infiltration. En förutsättning för fortvarighet är att läckage till akviferen kan ske från en sjö eller ett vattendrag. Så länge det finns vatten i sjön kan således läckaget fortgå och det som bestämmer den uttagbara mängden är främst avsänkningarna i grundvattenmagasinet. Två viktiga inskränkningar är dock viktiga att vara medveten om.

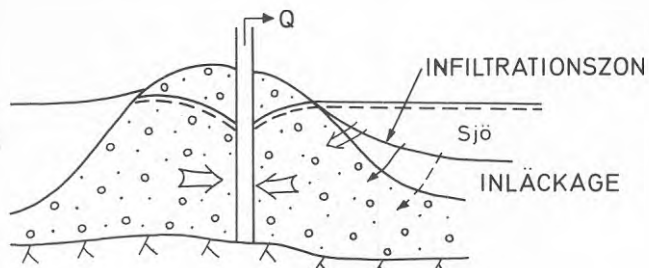
Den första gäller grundvattnets kvalitet. Kvalitetsfrågorna ligger egentligen utanför ämnet för denna rapport, men i samband med inducerad infiltration är detta så viktigt att en särskild notering är på sin plats. Under opåverkade förhållanden har grundvattenflödet normalt en huvudriktning från akviferen mot vattendraget, se figur 8.6.



Figur 8.6. Utflöde av grundvatten under opåverkade förhållanden.

Grundvattnet bildas således normalt inom magasinets öppna del under syrsatta förhållanden. Detta medför att järn och mangan hålls bundna till mineralkornen och att grundvattnet är fritt från järn och mangan.

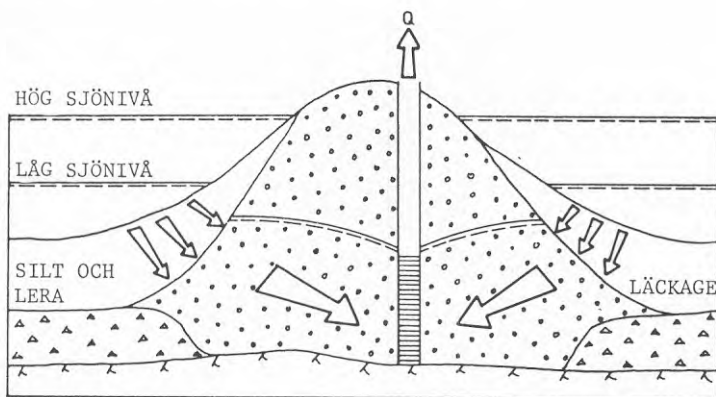
Vid ett grundvattenuttag vändes flödesriktningen och de tidigare utflödeszonerna blir infiltrationszoner, se figur 8.7.



Figur 8.7. Inducerad infiltration.

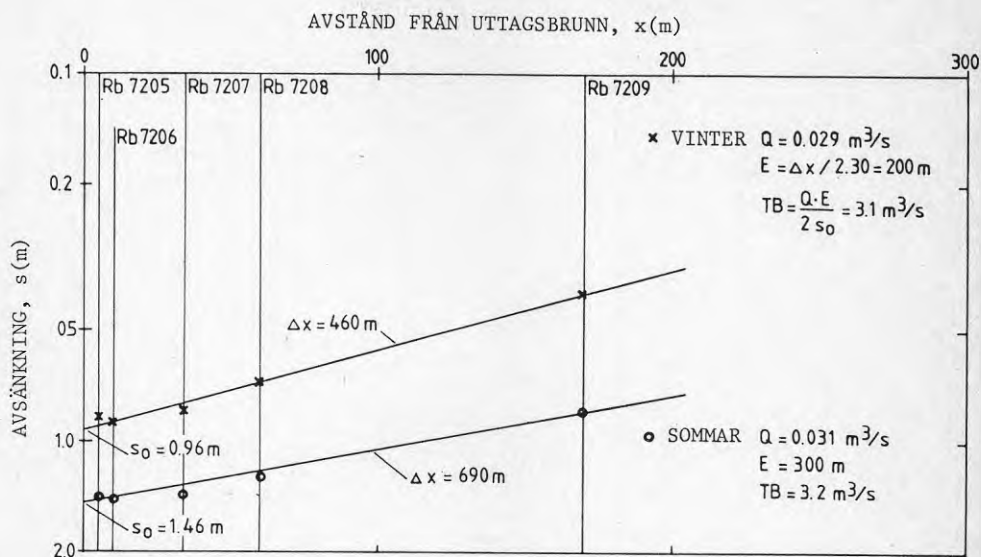
På sjöbotten finns normalt en del organiska sediment. Dessa innehåller kol, som förbrukar syret i det inläckande vattnet. Detta medför att järn och mangan kan gå i lösning och försämra vattenkvaliteten. Utförda undersökningar (Gustafson, 1979) har också visat att en för hög belastning på infiltrationsytorna kan äventyra den behandlingseffekt som erhålles genom passagen från sjön till brunnen. Man finner således att systemet har en högsta kapacitet ur vattenbehandlingssynpunkt. Detta måste bestämmas genom en långvarig kvalitetsprov-pumpning.

Det andra problemet hör samman med infiltrationsytornas storlek. De finsediment, som täcker åssidorna har ofta större mäktighet ju längre ut från stranden man kommer, se figur 8.8.



Figur 8.8. Strandinfiltration vid olika sjönivåer.

Detta medför att de effektiva infiltrationsytorna blir mindre vid låga sjönivåer. I figur 8.9 visas avsänkningarna i en ås med läckage från en sjö vid högvatten på vårvintern och lågvatten på sommaren.



Figur 8.9. Läckagefaktorer vid olika sjönivåer.

Vid sommarlågvattnet är avsänkningarna ca 50% större. Utvärderingen visar också en i motsvarande grad större läckagefaktor, som orsakas av att läckagezonernas area minskas vid lågvatten. Man måste således ta hänsyn till nivån i vattendraget för att prognosticera inverkan av strandinfiltrationen och propumpningar bör utföras vid lågvatten.

Någon igensättning av infiltrationsytorna har inte konstaterats vid utförda undersökningar i Sverige. Detta tyder på att inflytandet från de naturliga vattenrörelserna i sjön eller vattendraget är väsentligt större än påverkan av inflödet vid måttliga ytbelastningar.

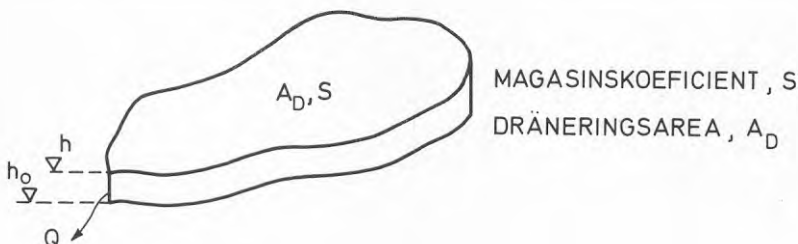
8.5 Bestämning av grundvattenbildning från nivåmätningar

Under naturliga förhållanden fluktuerar grundvattennivån i magasinet under året. Grundvattenbildningsperioderna vår och höst medför höjningar i magasinet och på sommaren och senintern uppträder låga nivåer. Bilden modifieras något med hänsyn till i vilken del av landet området ligger. I Sydsverige saknas ofta de låga nivåerna under vinter på grund av den korta tjalperioden och i Norrland medför de låga temperaturerna under sommaren att evapotranspirationen är så låg att grundvattenbildningen kan fortgå hela sommaren så att något lågvattenstånd inte uppträder.

Varje nivåförändring i magasinet medför en magasinförändring. Denna är kopplad till magasinskoefficienten så att:

$$\frac{\Delta M}{A_D} = S \cdot \Delta h$$

En studie av avbördningen från ett grundvattenmagasin visar vidare att det kan approximeras somserie parallellkopplade reservoarer där avrinningen är proportionell mot magasinshöjden (Eliasson, 1971). Studien har vidare visat att den största reservoaren i serien står för ungefär 70% av flödet genom systemet. Vi approximerar därför grundvattenmagasinet med en enda reservoar, se figur 8.10.



Figur 8.10. Grundvattenmagasinet som linjär reservoar.

Utflödet från magasinet blir:

$$Q = (h - h_0) \cdot H \quad (8.6)$$

Detta är lika med magasinstömmningen

$$Q = S \cdot A_D \cdot \frac{dh}{dt} \quad (8.7)$$

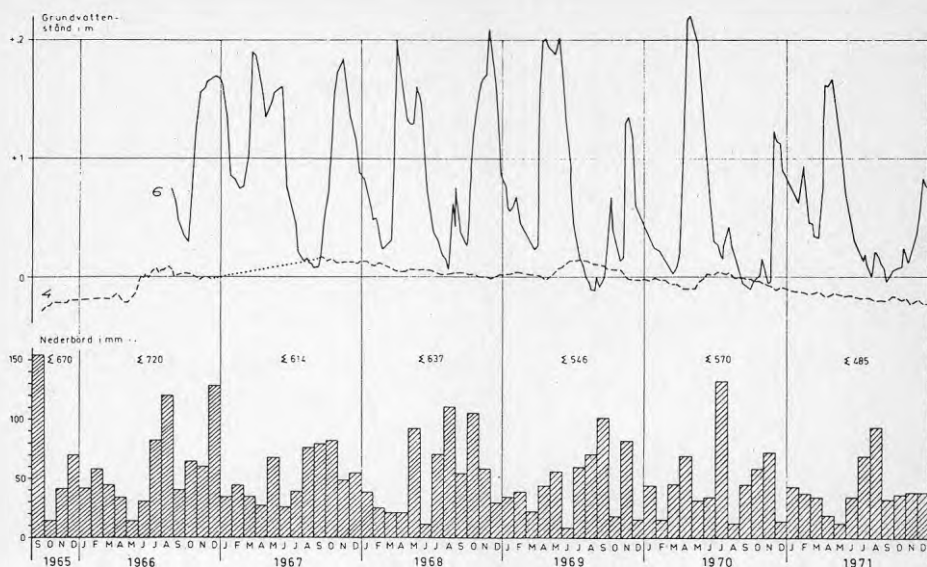
Efter hyfsning erhålles:

$$\frac{dh}{dt} + h \cdot \frac{H}{SA_D} = h_0 \frac{H}{SA_D} \quad (8.8)$$

Under förutsättning att påfyllningen sker momentant med beloppet $h_1 - h_0 = h$ erhålles följande lösning:

$$h = h_0 + h \cdot e^{-Ht/SA_D} \quad (8.9)$$

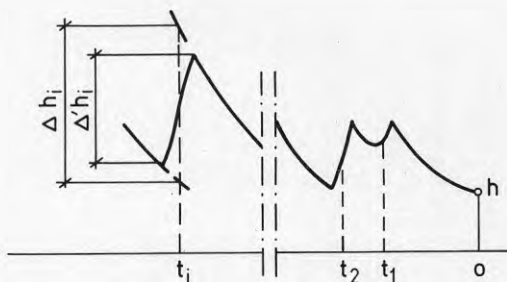
Vi finner således att ett nivådiagram från ett grundvattemagasin bör vara uppbyggt av en serie toppar med exponentiell avklingning under ostörda förhållanden. Figur 8.11 visar ett nivådiagram från Mellansverige för grundvattnenivåer i morän och en stor rullstensås. Speciellt moränkurvan överensstämmer med modellen ovan.



Figur 8.11. Grundvattenståndets fluktuation i mäktig rullstensås (4) respektive i morän (6), Tärnsjö, Västmanland (från SGU:s grundvattennät) (Knutsson och Morfeldt, 1973).

Vid längre tidsserier blir den verkliga nivån en summa av inverkan av ett mycket stort antal tidigare grundvattenbildningstillfällena, se figur 8.12.

$$h = h_0 + \sum_{i=1}^n h_i e^{-Ht_i/SA_D} \quad (8.10)$$



Figur 8.12. Grundvattnets fluktuation på grund av grundvattenbildning.

Grundvattenbildningen under en tidsperiod $t_m - t_n$ kan således beräknas som:

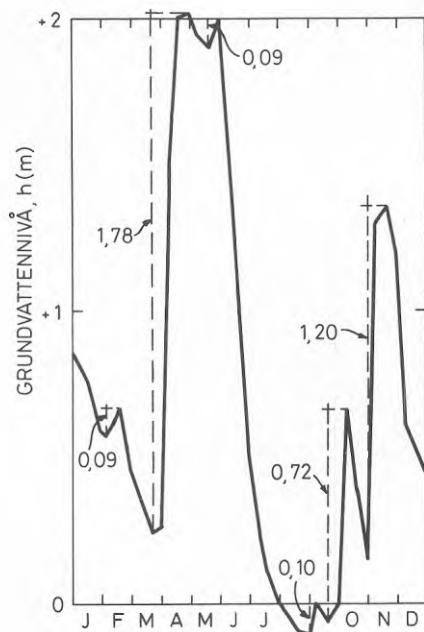
$$R_{mn} = SA_D \cdot \sum_{i=m}^n \Delta h_i \quad (8.11)$$

Av figuren framgår vidare att den uppmätta höjningen vid varje grundvattenbildningstillfälle, $\Delta^1 h_i$, alltid är mindre än den effektiva, Δh_i . Vi finner således:

$$R_{mn} < SA_D \sum_{i=m}^n \Delta^1 h_i \quad (8.12)$$

Genom att summera höjningsbeloppen för en tidsperiod kan man således göra en konservativ beräkning av grundvattenbildningen. Uppskattningen blir mer på säkra sidan ju längre grundvattenbildningsperioderna är, vilket illustreras av kurvan för rullstensåsen i figur 8.11.

Exempel 8.3. Uppskatta grundvattenbildningen i moränen för år 1969 från den i figur 8.11 givna kurvan. Magasinkoefficienten antas vara $S_y = 5\%$.



Figur 8.13. Grundvattennivåer 1969.

Lösning: Från nivådiagrammet uppmättes höjningsbeloppet vid grundvattenbildningstillfällena, Δh_i . Grundvattenbildningen uppskattas sedan med ekvation 8.12:

$$R_{1969}/A_D > S_{1969} \Delta h_i = 0.05(0.09'1.78+0.09+0.10+0.72+1.20)=0.199 \text{ m}$$

Grundvattenbildningen skulle således vara ca 200 mm år 1969.

8.6 Tumregler för brunnsdimensionering

Att dimensionera och rätt utforma en brunn är ett problem som kräver en omfattande behandling. I denna framställning ges några enkla tumregler för en skattning av kapacitet och avsänkning.

Man bör vidare skilja på brunnens och vattentäktens kapacitet. Det är ofta önskvärt att ha en högre kapacitet på brunnen än det möjliga kontinuerliga uttaget. Orsaken är att brunnarna sällan går kontinuerligt utan vattnet tas ut under en del av dygnet. Dessutom uppträder ibland förbrukningstoppar, som medför temporära större uttag. En god regel är därför att brunnarnas kapacitet avpassas efter maxtimförbrukningen samt att man minst har en brunn i reserv. Problemet blir därför att bestämma om en brunn räcker eller om så inte är fallet hur många brunnar som erfordras.

Avsänkningen i en uttagsbrunn vid stationära förhållanden beräknas som:

$$s_w = \frac{Q}{2\pi T} (\ln R_o/r_w + \xi) \quad (5.102)$$

Som framgår av avsnitt 5.9.1 växer $\ln R_o/r_w$ mycket långsamt med influensradien. Det innebär att en approximativ bestämning av avsänkningen är möjlig att göra förutsatt att R_o väljes tillräckligt stort. En vald influensradie på 1 000 m brukar vara tillfyllest.

Brunnsradien r_w väljes vanligast med hänsyn till pumpar och andra installationer, som skall få plats i brunnen. Det innebär att den lämpliga radien växer med uttaget då större pumpar fordrar större utrymme. Pumparnas yttermått går att finna i pumpkataloger.

Skinfaktorn, ξ , beror av brunnens konstruktion och hur väl den är rensumpad. På detta preliminära stadium är den inte möjlig att uppskatta. Vi bör därför se till att den preliminärt beräknade avsänkningen är tillräckligt mycket mindre än den tillåtna. Om den med hänsyn till omtändigheterna tillåtna avsänkningen är s_{\max} bör därför gälla:

$$0.5 \cdot s_{\max} > \frac{Q_{\text{dim}}}{2\pi T} \ln R_o/r_w \quad (8.13)$$

Om inte detta är uppfyllt fordras flera brunnar.

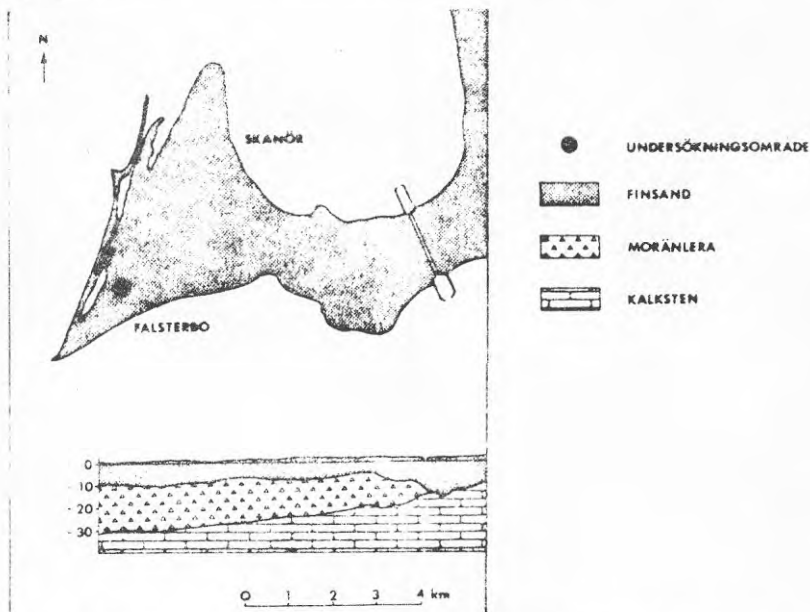
För att belysa den praktiska användningen av analys av prov-pumpningsdata ges i följande kapitel en relativt fullig redovisning av tre utförda undersökningar. De har alla utförts av VIAK AB. Exempelen har valts så att de skall belysa hur metoderna används i olika geologiska miljöer. De är dessutom valda så att de är renodlade och klara för att ge möjlighet att följa utvärderingsgången.

9.1 Öppet grundvattenmagasin på Falsterbohalvön

Den redovisade undersökningen utfördes för att förutsäga avsänkningarna kring en temporär grundvattensänkning i samband med grundläggning av en källarförsedd byggnad. Undersökningen har utförts av VIAK AB, Malmö, under ledning av civ ing Jerker Perers.

9.1.1 Hydrogeologi

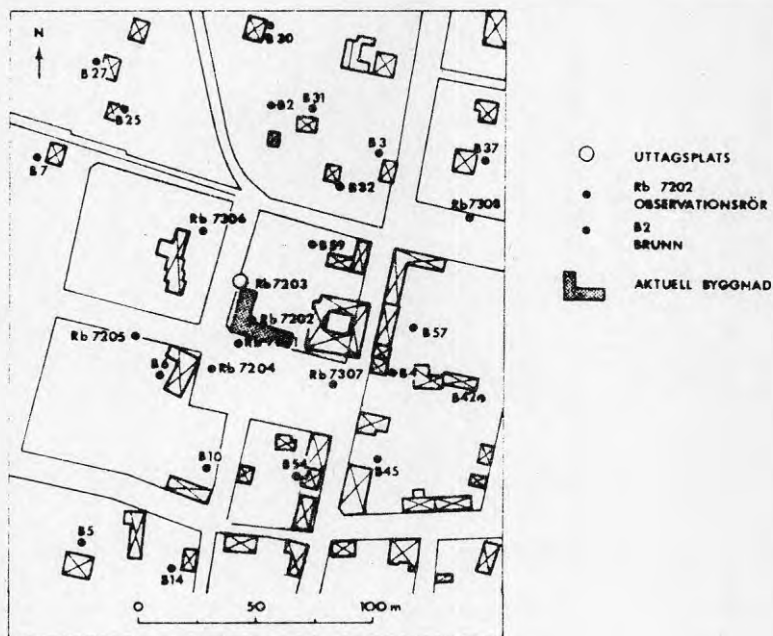
Falsterbohalvön upbyggs av finsand och moränlera som vilar på kalkstensberggrund, se figur 9.1. I de västligaste delarna, där undersökningsområdet är beläget har finsanden en mäktighet av ca 10 m. Grundvattennivån, som normalt ligger mellan 0 och 1 m ö h påträffas i regel på mindre än 1 m djup under markytan. Under naturliga förhållanden dräneras grundvattnet ut i havet. Grundvattnet i finsanden användes med några få undantag endast till trädgårdsbevattning. Vattenförsörjningen inom Skanör-Falsterboområdet baseras på längre bort belägna grundvattentillgångar.



Figur 9.1. Geologisk karta över Falsterbohalvön, skala ca 1:130 000. I huvudsak efter hydrogeologiska kartbladet Trelleborg NV och Malmö SV, Ser Ag Nr 4.

9.1.2 Provpumpning

I samband med undersökningen utfördes fem rörborrningar, betecknade Rb 7201-05. Dessutom inventerades ca 60 privata brunnar inom området. Rörens samt en del av brunnarnas belägenhet framgår av figur 9.2.



Figur 9.2. Detaljkarta över undersökningsområdet, skala ca 1:2 600.

Uttaget vid korttidspumpningen gjordes från provisoriskt anordnade filterspetsar, belägna vid Rb 7203 och placerade ca 8 m under markytan. Uttaget, som pågick i 7 dygn, uppgick konstant till $0.0025 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Avsänkningsförloppet registrerades i observationsrören Rb 7201-05 samt i 7 st privata brunnar, B2-8, se figur 9.2.

En sammanställning av data för observationspunkterna redovisas i tabell 9.1.

Tabell 9.1. Sammanställning av data för observationspunkterna.

Obs-punkt	Avstånd från uttagsplats r (m)	Mätpunkt (m ö h)	Grundvatten-nivå före start (m ö h)	Total avsänkning s (m)
Rb 7201	27.6	+2.58	+0.95	0.45
Rb 7202	18.0	+2.48	+0.94	0.58
Rb 7203	0.7	+2.39	+0.96	1.40
Rb 7204	42	+2.91	+0.96	0.30
Rb 7205	54	+2.58	+0.92	0.22
B 2	80	+2.01	+0.93	0.12
B 3	87	+2.26	+0.97	0.11
B 4	78	+3.02	+0.99	0.12
B 5	137	+1.83	+0.90	0.05
B 6	55	+2.25	+0.91	0.22
B 7	110	+1.77	+0.98	0.06
B 8	360	-	-	0.00

B 8 som ligger 360 m från uttagsplatsen ligger utanför påverkat område och uppvisar därför det opåverkade magasinets förändring.

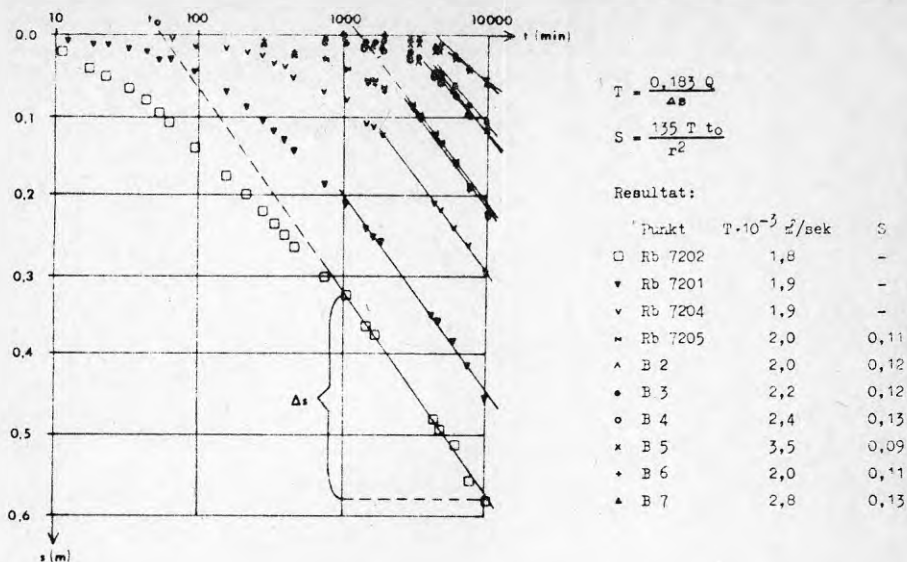
9.1.3 Utvärdering

För analys av propumpningsdata har förljande samband utnyttjats:

- Tid-avsänkning i halvlogaritmiskt koordinatsystem
- Avstånd-avsänkning i halvlogaritmiskt koordinatsystem
- Tid-avsänkning i logaritmiskt koordinatsystem
- Avstånd-avsänkning i logaritmiskt koordinatsystem

Sambandet mellan tid och avsänkning för de olika observationspunkterna återges i figur 9.3. Ju längre från uttagsplatsen en observationspunkt är belägen, ju högre upp i figuren finns datakurvan.

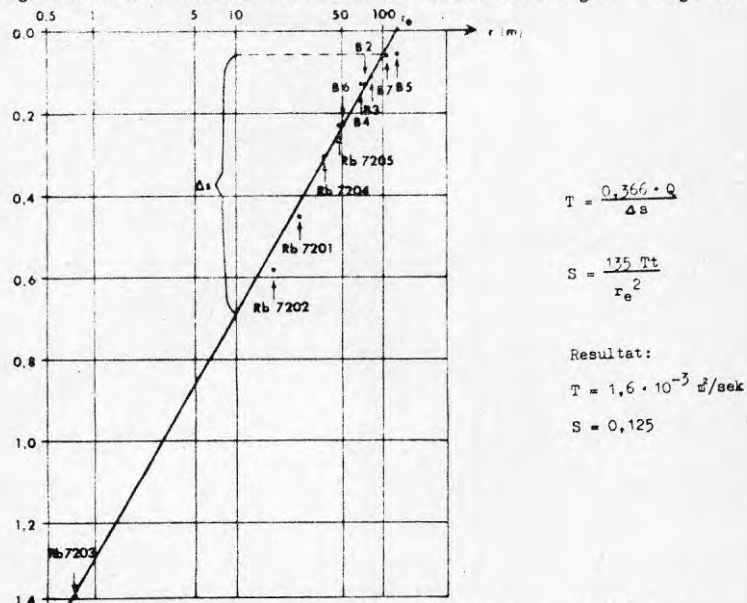
Tolkningen har utförts enligt Jacob. Använd formel samt resultat återfinns vid figuren.



Figur 9.3. Tid-avsänkningsanalys av propumpningsdata.

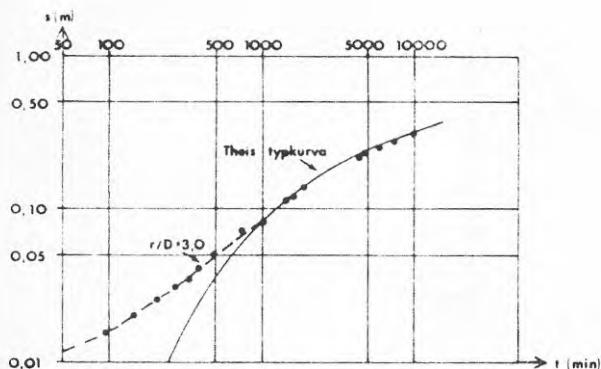
Eftersom Q är konstant beror T -värdet enbart av lutningen (avsänkningen per tidsenhet) hos datakurvan. För ett homogent magasin medför detta förhållande att lutningslinjerna blir parallella.

Figur 9.4 visar sambandet mellan avstånd och avsänkning efter 7 dygns pumpning (ca 10 000 min). Figuren åskådliggör således avsänkningstrattens utseende efter 7 dygn. Sambandet kan även uppställas för andra tidpunkter ($t > t_0$). Tolkningen har utförts enligt Jacob och använd formel samt resultat återges i figuren.



Figur 9.4. Avstånd-avsänkningsanalys av propumpningsdata.

I figur 9.5 återges datakurvan för Rb 7204 i ett logaritmiskt tid-avsänkningsystem. Avsänkningsförloppet störes av fördröjd vattenavgivning. Med hjälp av Theis-Boutons typkurvor kan förutom T och S den tidpunkt t_{wt} efter vilken avsänkning följer Theis brunnfunktion bestämmas.



$$T = \frac{1.195 Q}{s_m} \cdot W(u_1, r/D)_m$$

$$Sy = \frac{240 T t_m}{r^2} \cdot \frac{1}{i/u_m}$$

$$t_{wt} = \frac{W'(r/D) \cdot 4 t_m}{(r/D)^2 \cdot 1/u_m}$$

där $W'(r/D)$ är en funktion beroende av r/D (Boulton)

Resultat:

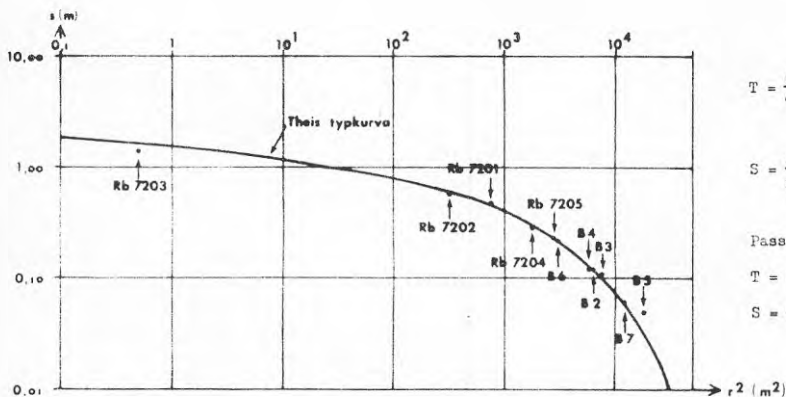
$$T = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sek}$$

$$S = 0,10$$

$$t_{wt} = 1700 \text{ min}$$

Figur 9.5. Datakurva för observationspunkt Rb 7204.

Figur 9.6 visar avstånd-avsänkingsanalys av provpumpningsdata efter 7 dygns pumpning i dubbellogaritmiskt koordinatsystem. Datakurvan har passats mot Theis typkurva med i figuren angivet resultat.



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

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

Passning ger

$$T = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sek}$$

$$S = 0,15$$

Figur 9.6. Avstånd-avsänkingsanalys av provpumpningsdata.

Resultaten från de olika analyserna visar att grundvattenmagasinet är homogent uppbyggt. Följande medelvärde på T och S kan anses representativa för magasinets hydrauliska egenskaper:

$$T = 1.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$S = 0.14$$

9.1.4 Modellanalys

För att verifiera att de valda värdena är representativa har en matematisk modellanalys utförts (se tabell 9.2).

Tabell 9.2. Jämförelse mellan beräknad och uppmätt avsänkning efter 7 dygns pumpning med 2.5 l/sek.

Obs-punkt	Avstånd från pumpplatsen (m)	Beräknad avsänkning (m)	Uppmätt avsänkning (m)
Rb 7203	0.7	1.40	1.40
Rb 7202	18.0	0.53	0.58
Rb 7201	27.6	0.42	0.45
Rb 7204	42	0.30	0.30
Rb 7205	54	0.22	0.22
B 6	55	0.22	0.22
B 4	78	0.14	0.12
B 2	80	0.13	0.12
B 3	87	0.12	0.11
B 7	110	0.08	0.06
B 5	137	0.05	0.05
B 8	360	(0.01)u<0.02	0.00

Som synes är överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt avsänkning mycket god, vilket visar att de framtagna värdena på grundvattenmagasinets egenskaper är representativa.

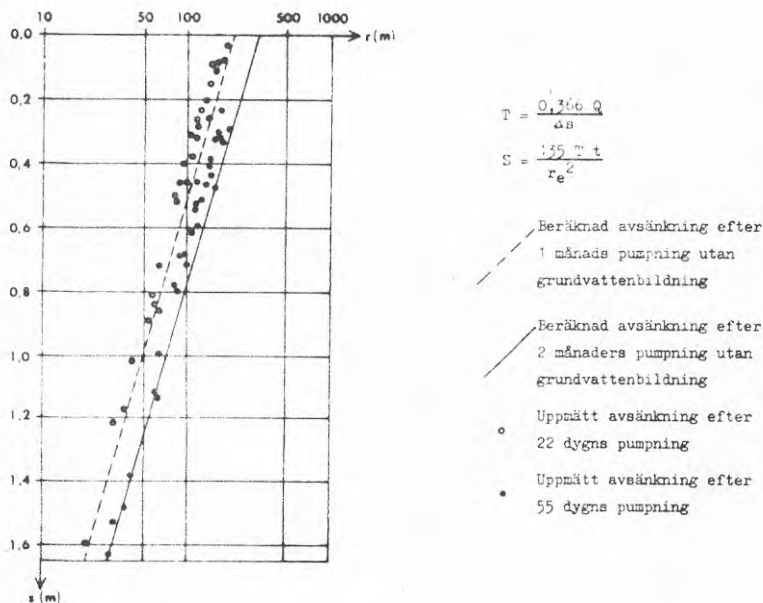
Sammanfattningsvis kan alltså noteras att ett grundvattenuttag av ca 2.5 l/sek efter 1 vecka har medfört en avsänkning på ca 1.3 m på ett avstånd av ca 1 m från pumpplatsen. På avståndet 50 m från pumpplatsen uppgår avsänkningen till ca 0.2 m.

9.1.5 Grundvattenavsänkning

Utifrån ovan angivna värden på T och S kan framräknas att med ett uttag av 0.012 m³/s erfordras ca 7 dygns pumpning för att erhålla tillräcklig avsänkning under byggnadskroppen. Därefter kan uttaget minskas till ca 0.007 m³/s. Den påverkan som härvid erhålles på grundvattenmagasinet har beräknats enligt Jacob och återfinns för två olika tidpunkter efter pumpstart på figur 9.7.

Grundvattenavsänkningen som utfördes med wellpointanläggning påbörjades i november 1973. Efter drygt en veckas pumpning påbörjades byggnadsarbetena. Under den första veckan utpumpades drygt $0.010 \text{ m}^3/\text{s}$, varefter uttaget minskades till mellan 0.006 och $0.008 \text{ m}^3/\text{s}$. Pumpningen avslutades i mars 1974. Under tiden för uttaget kontrollerades grundvattennivån i 8 observationsrör och 30 privata brunnar. Avsänkingsdata efter 22 resp 55 dygns pumpning har plottats in på figur 7.

Den smärre avvikelse som kan noteras mellan beräknad och uppmätt avsänkning förklaras av en allmän grundvattennivåhöjning till följd av nederbörd under pumperioden. I de närmaste brunnarna erhöles en avsänkning på mer än 1 m medan brunnar belägna mer än 150 m från uttagsplatsen påverkades mindre än 0.5 m. Avsänkningstrattens maximala radie uppgick till ca 250 m.



Figur 9.7. Beräknad och uppmätt avsänkning för två olika tidpunkter.

Även återhämtningsförloppet studerades. Till följd av relativt riklig nederbörd hade samtliga observationspunkter redan efter 2.5 månader nivåer som var högre än vad som uppmättes innan grundvattenavsänkningen påbörjades.

Förutom ovan redovisade undersökningar studerades kloridhaltens variation under perioden med anledning av områdets närhet till havet. Dessutom kontrollerades genom precisionsavvägning ett antal närbelägna byggnader med avseende på eventuella sättningar.

9.2 Grundvattenmagasin med läckage på Kristianstadsslätten

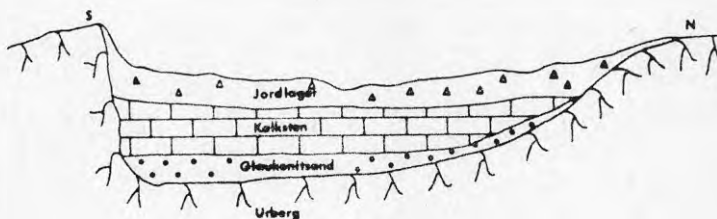
Den följande undersökningen har utförts av VIAK AB, Malmö, under ledning av civ ing Jerker Perers och geolog Christer Gedda på uppdrag av Kristianstads kommun. Undersökningens syfte var att ge underlag för en planering av Kristianstads framtida vattenförsörjning.

9.2.1 Hydrogeologi

Kristianstadsslätten är uppbyggd av sedimentära bergarter, som fyller ut ett urbergsbäcken. Bergarterna har bildats under kritperioden. Lagerföljden är likartad i hela området och består underifrån av:

- 1 Glaukonitsandsten som vilar på urberget. Sandstenen är ofullständigt konsoliderad och har hög permeabilitet. Den utgör områdets huvudakvifer.
- 2 Kalksten och sandkalksten. Kalkstenen har väsentligt lägre permeabilitet och utgör ett tätande lager för sandstenen. Genom kalkstenen kan läckage ske.
- 3 Jordlager. I dessa sker grundvattenbildning från nederbörd och vattendrag.

En översiktlig geologisk sektion av Kristianstadsslätten visas i figur 9.8.



Figur 9.8. Kristianstadsslätten. Översiktlig geologisk sektion.

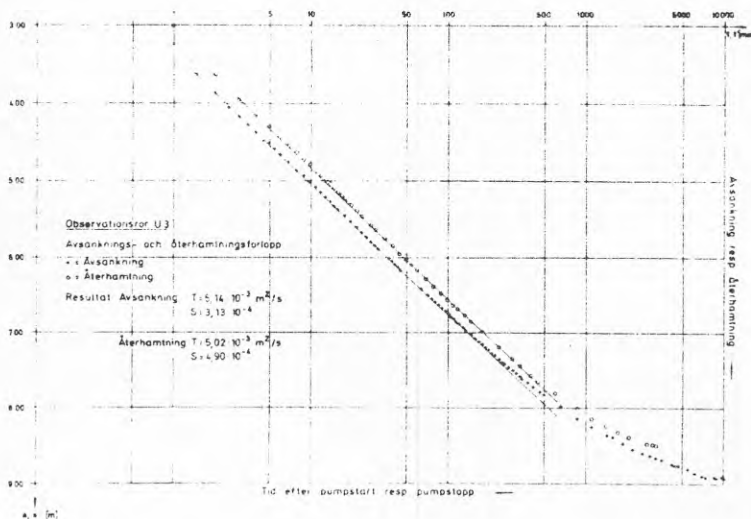
Kristianstads vattenförsörjning baseras på brunnar nedförda till Glaukonitsandstenen. Dessa är anlagda i och strax norr om stadskärnan. Den här redovisade pumpningen utfördes på brunn B9 som ligger ca 1 km norr om staden.

9.2.2 Provpumpning

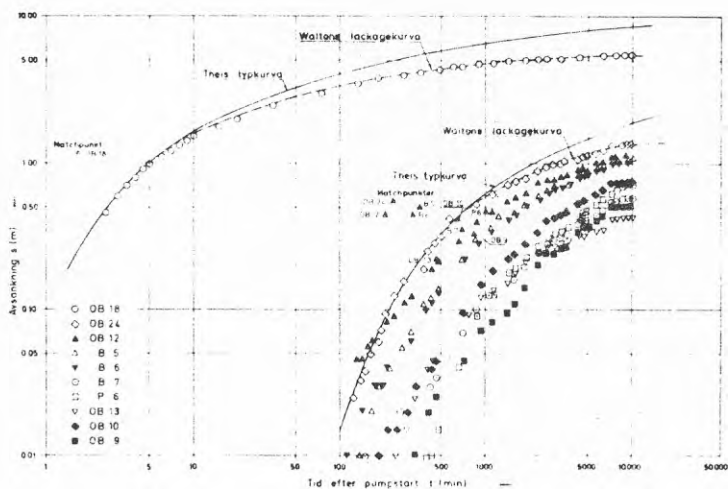
Provpumpningen pågick i sju dygn med ett konstant uttag av 46.6 l/s. Grundvattennivåns avsänkings- och återhämtningsförlopp uppmättes i 11 st observationsrör nedförda till akviferen och belägna mellan 5 och 2 000 meter från pumpplatsen. Mätningarna utfördes på mycket korta tidsintervall (1 min) i början av prov-

pumpningen. Under pumpningens gång ökades sedan mätintervallet successivt för att under de sista dygnen uppgå till ca 12 timmar.

Avsänkings- och återhämtningsförloppen har bl a analyserats enligt Jacobs metod med halvlogaritmisk avbildning (figur 9.9) samt enligt Theis-Waltons metod med logaritmisk avbildning (figur 9.10).

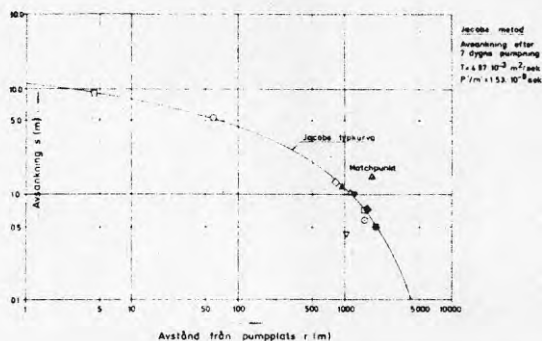


Figur 9.9. Avsänkings- och återhämtningsförlopp enligt Jacobs metod; halvlogaritmisk avbildning.



Figur 9.10. Avsänkingsförlopp enligt Theis-Waltons metod; logaritmisk avbildning.

Avsänkningstrattens utseende vid jämviktsläge (stationärt tillstånd) har analyserats enligt Jacobs metod (logaritmisk avbildning) som gäller för en sluten akvifer med läckage (figur 9.11). Analyserna har gett värden på de hydrauliska egenskapernas transmissivitet (T), magasincoefficiënt (S) och läckagefaktor (P'/m').



Figur 9.11. Avsänkningen i samtliga observationsrör efter 7 dygns pumpning.

Resultaten från de olika analyserna visar samstämmiga värden på de hydrauliska egenskaperna som således bestämts till:

$$T = 6.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = 6.4 \cdot 10^{-4}$$

$$P'/m' = 1.2 \cdot 10^{-9} \text{ sek}^{-1}$$

T -värdet visar att glaukonitsanden har medelhög genomsläpplighet och S -värdet är ett normalt värde för en sluten akvifer. Kombination av de två hydrauliska parametrarna medför att det vid pumpning i akviferen erhålles en måttlig avsänkning vid aktuella uttag med en relativt stor influensradie.

Den erhållna läckagecoefficiënt visar att det vid pumpning sker en betydande grundvattentillförsel från den övre akviferen i jordlagren till den undre glaukonitakviferen. När avsänkningsstratten nått en viss storlek inträder ett jämviktsläge, vilket innebär att inläckaget inom influensområdet motsvarar den uppumpade vattenmängden.

Flera försök har gjorts att kontrollera de bestämda hydrauliska parametrarna. Detta är möjligt bl a genom att använda dessa på akviferen och jämföra de beräknade resultaten med de verkliga förhållandena som sedan lång tid tillbaka är relativt välkända i Kristianstad. Utförda beräkningar visar goda resultat, varför de bestämda egenskaperna får anses vara representativa för glaukonitakviferen.

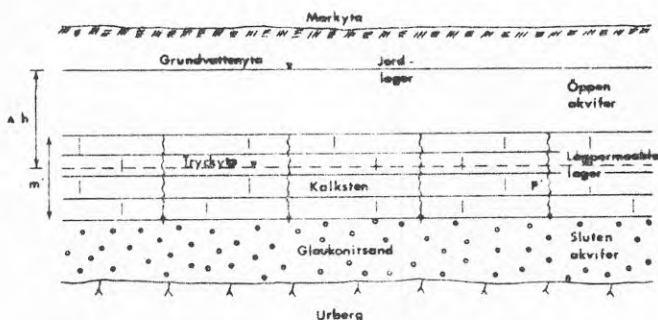
Som exempel kan nämnas att det är möjligt att teoretiskt konstruera formen och storleken på den avsänkningsträtt som orsakas av de nuvarande uttagen i Kristianstad.

9.2.3 Grundvattenbildning

Grundvattenbildningen vid stationärt flöde kan tecknas

$$Q_L = P' / m' \cdot \Delta h \cdot A_L$$

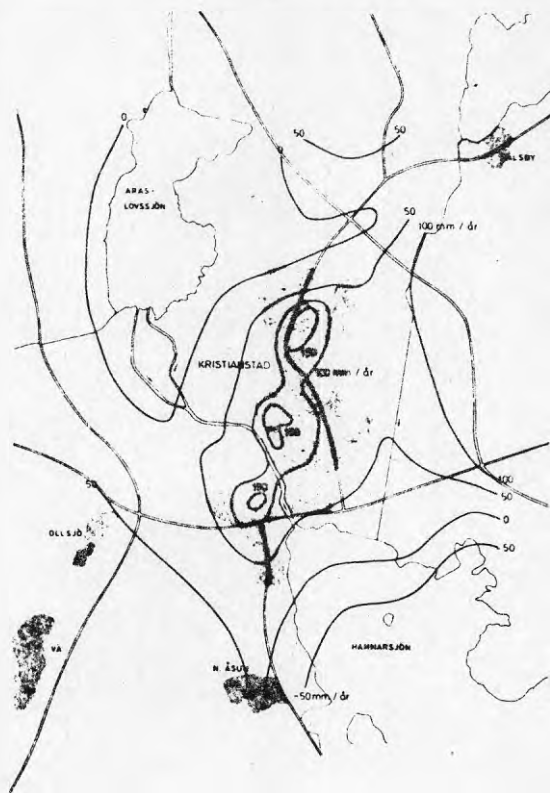
där A_L är influensområdets storlek och Δh medeltryckskillnaden mellan akvifererna.



Figur 9.12. Läckage till en sluten akvifer (i princip motsvarande förhållandena på Kristianstadsslätten).

Innan uttag gjordes i glaukonitakviferen var Δh negativ, dvs det skedde ett utläckage från glaukonitakviferen genom den lågpermeabla kalkstensberggrunden till den övre öppna akviferen. Vid grundvattenuttag ändras Δh och utläckaget minskar och övergår delvis i ett inläckage. Inläckagets storlek vid det nuvarande grundvattenuttaget har beräknats för Kristianstad och resultatet redovisas i figur 9.13. Här framgår att inläckaget är större än 150 mm/år runt de centrala brunnsområdena och avtar successivt utåt. I områdena mot Araslövssjön och Hammersjön råder fortfarande ett utläckage till den övre akviferen.

Infiltrationen till den övre akviferen i jordlagren bestäms av nederbörds- och ytvatteninfiltration. Läckaget vidare ner till den undre akviferen begränsas i princip av denna infiltration. Ett överskridande av den tillgängliga infiltrationen kan medföra att den övre grundvattennivån sjunker.



Figur 9.13. Grundvattenbildningen i Kristianstad.

9.2.4 Sammanfattning

Resultaten från den kortvariga provpumpningen har bl a lett till följande slutsatser.

För att undvika en grundvattensänkning i den övre akviferen i de centrala delarna bör uttagen här minskas och i stället spridas så att den tillgängliga nederbörds- och ytvatteninfiltrationen optimalt utnyttjas och ej överskrides.

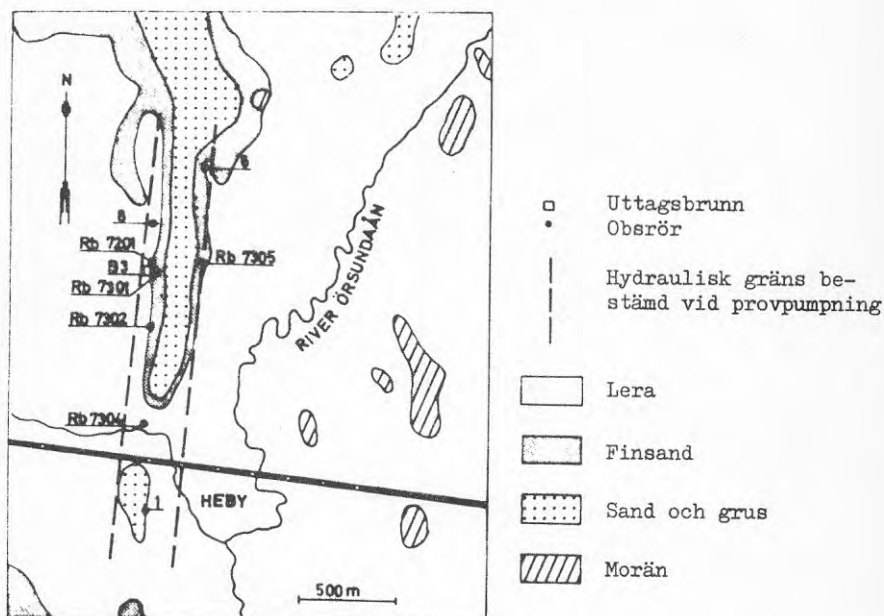
Nya brunnar kan med fördel bl a placeras mot Araslövssjön, där det fortfarande föreligger ett utläckage.

Inverkan på akviferens trycknivåer för varje ny brunn som planeras, kan i förväg bestämmas.

Provpumpningsresultaten antydde att akviferen bör ha en mycket stor horisontell utbredning, varför nya undersökningsborrningar för framtida vattentäkter utfördes sydväst om Kristianstad, där akviferen tidigare var dåligt känd. Resultaten från borrningarna visar att glaukonitakviferen även återfinnes i detta område och inledande provpumpningar har visat att akviferen har lika goda egenskaper som i Kristianstad.

9.3 Åsakvifer vid Heby

Följande avsnitt avser att illustrera arbetsmetodiken vid utvärderingen av en korttidsprovpumpning i en åsformation. Avståndet till de hydrauliska gränserna i en ås är alltid så begränsat, att en oändlig serie spegelbrunnar måste införas för att simulera de hydrauliska egenskaperna hos grundvattenmagasinet. Vidare utgör en ås som regel ett öppet grundvattenmagasin, varför en period med fördröjd vattenavgivning uppkommer i pumpningens inledningskede samtidigt med inverkan av de hydrauliska gränserna. För att utvärdera de hydrauliska parametrarna betraktas åsen som ett endimensionellt system (kanal) och transmissivitet och magasincoefficiënt utvärderas med hjälp av avsänkingsfunktionen för ett dylikt system (kanalmodell).



Figur 9.14. Geologisk karta över Hebyområdet, skala 1:30 000.

9.3.1 Hydrogeologi

Dalkarlsåsen är en av Mälardalens mäktigaste åsar. Den har en total längd av ca 200 km, men i hydrologiskt avseende är den avdelad i separata grundvattenmagasin med en längd av 2-20 km. Åsens bredd är normalt 200-400 m och den totala mäktigheten hos grovsedimenten är i medeltal 20-50 m.

Vid undersökningsområdet strax norr om Heby samhälle följer åsens sträckning Örsundaåns dalgång. I hydrogeologiskt avseende utgör den undersökta åsdelen den nordligaste delen av ett sammanhängande grundvattenmagasin, som slutar vid den stora Flosta-källan ca 13 km söder om Heby. Denna källa har normalt en vattenföring av över 100 l/s och gav tidigare vattenkraft till en liten kvarn.

Figur 9.14 visar en geologisk karta över undersökningsområdet. Åsen har här nord-sydlig riktning och norr om Heby samhälle framträder den som en markerad rygg med en höjd av ca 30 m över den omgivande slätten. Söder om Heby är den delvis täckt av finsediment men från åtskilliga borrhningar kan grovsedimentens kontinuitet konstateras. Grundvattennivån inom området ligger vid ca +34 m ö h och grundvattenflödet i åsen har sydlig riktning. Vattennivån i Örsundaån, som passerar området, är ca 15 m högre än grundvattennivån.

Vattenförsörjningen inom kommunen baserades tidigare på grunnar vid kyrkan, nära obsrör 1, och Holmens Hage, nära obsrör 8. På grund av torråren 1970-72 sjönk kapaciteten i brunnen vid Holmens Hage och 1973 byggdes en ny djup brunn, B 3. Denna brunn är 30 m djup och är försedd med ett 7 m långt filterrör omgivet av ett grusfilter. Borrhningsdiametern är 600 mm. Brunnens maximala kapacitet är ca 100 l/s.

9.3.2 Provpumpning

Under augusti 1973 provpumpades brunn B 3 under 10 dygn. Pumpkapaciteten hölls konstant vid 50 l/s under pumpningsperioden. För att säkerställa kommunens vattenförsörjning togs en konstant vattenmängd, något högre än medelbehovet, ut ur de äldre brunnarna. För att uppnå jämvikt i grundvattenmagasinet påbörjades denna pumpning en vecka före pumpstart.

Vid undersökningstillfället utfördes 5 rörborrhningar inom området, vilka tillsammans med tidigare borrhningar och äldre brunnar användes som observationspunkter under provpumpningen. Observationspunkternas lägen finns markerade på figur 9.14. En sammanfattning av observationspunkternas egenskaper ges i tabell 9.3.

Tabell 9.3. Observationsnät.

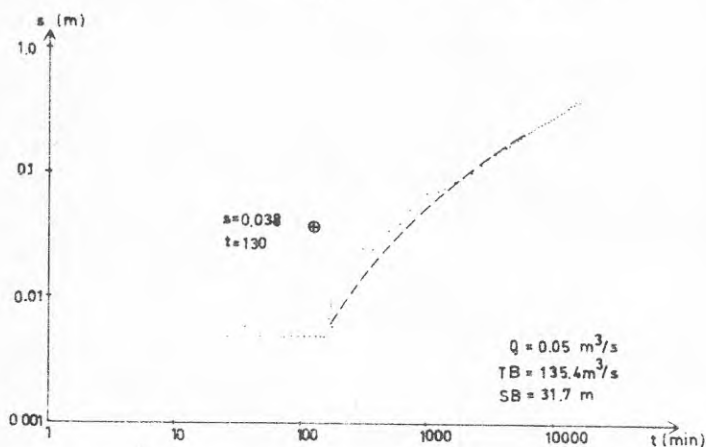
Obs-punkt	Avst från uttagsbrunn r (m)	Höjd rör överkant h (m)	Borrndjup d (m)	Grundvattennivå h (m)	Total avsänkning s (m)
1	1022	50.70	-	34.03	0.224
6	470	52.28	-	34.14	0.224
8	375	57.91	-	(33.98)	0.415
Rb 7201	53.5	51.76	30.9	34.19	0.420
Rb 7301	0.6	50.50	32.5	34.15	0.421
Rb 7302	245	52.97	21.8	(33.71)	0.197
Rb 7304	632	50.65	25.8	34.10	0.324
Rb 7305	157	8.91	28.1	34.20	0.349

Observationsrör Rb 7205 bröts emellertid av vid borrningen och svarade dåligt på avsänkning under pumpningen. Vidare visade sig även brunn 6, som ej varit i drift på åtskilliga år, fungera dåligt som observationsrör.

9.3.3 Utvärdering av åsens hydrauliska egenskaper

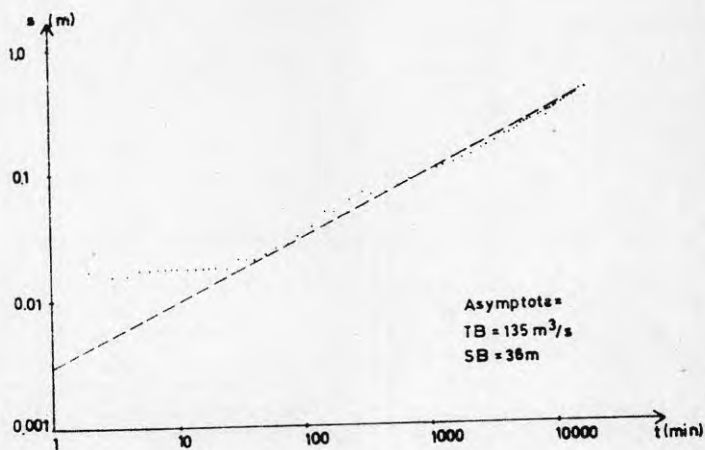
Datakurvorna för avsänkingsperioden för de olika observationspunkterna kan delas in i två grupper. Dels rör, som ligger på tillräckligt avstånd från uttagsbrunnen för att kanalmodellen skall vara direkt tillämpbar, dels närbelägna rör, vilka ej kan utvärderas direkt. För de sistnämnda kan man emellertid visa att avsänkingskurvan har en asymptot med ekvationen

$$s_0 = \frac{Q}{B/\pi} \cdot \sqrt{\frac{t}{ST}} \quad (\text{Edelman, 1947})$$



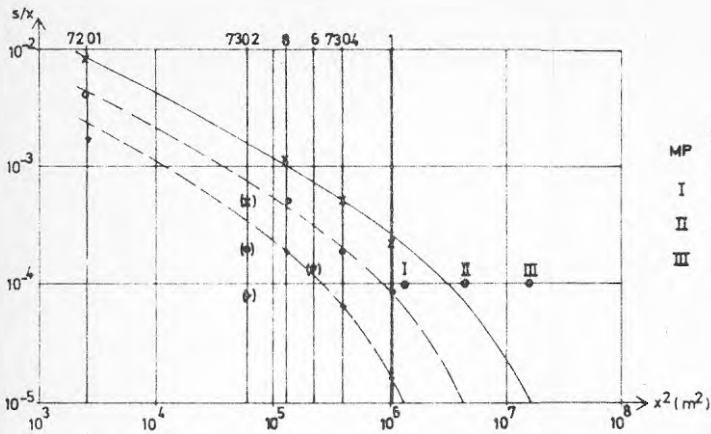
Figur 9.15. Datakurva för observationsrör 8.

Figur 9.15 visar datakurvan för observationsrör 8. Detta rör ligger 375 m från uttagsbrunnen och typkurvan för kanalmodellen kan direkt tillämpas. Eftersom kanalens bredd inte är känd, kan endast transmissiviteten multiplicerad med bredden, $TB =$ åsens hydrauliska kapacitet, och magasinskoefficienten multiplicerad med bredden, $SB =$ åsens magasinskapacitet, beräknas. I figur 9.15 framträder en period med fördröjd vattenavgivning under ca 200 minuter tydligt.



Figur 9.16. Datakurva för observationsrör Rb 7301.

Figur 9.16 visar datakurvan för observationsrör Rb 7301. Röret är placerat omedelbart intill uttagsbrunnen och på grund av detta kan endast avsänkningskurvans asymptot beräknas. Uppmätta värden visar emellertid god överensstämmelse med den beräknade asymptoten. $TB = 135 \text{ m}^3/\text{s}$ och $SB = 36 \text{ m}$.



MP	$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$	s/x	x^2	TB	SB
	t		(m^2)	(m^3/s)	(m)
I	950	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$1.34 \cdot 10^6$	134.3	22.8
II	5100	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$4.40 \cdot 10^6$	134.3	37.4
III	17270	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$16.0 \cdot 10^6$	134.3	34.8

Figur 9.17. Avstånd-avsänkingsanalys av provpumpningsdata.

Figur 9.17 visar en avstånd-avsänkingsanalys av provpumpningsdata för tre olika tidpunkter efter pumpstart. Som framgår av figuren ger det avbrutna observationsröret Rb 7302 avvikande resultat, medan övriga observationsrör väl följer det teoretiska sambandet. Vidare erhålles praktiskt taget samma resultat för utvärderingen vid de tre olika tidpunkterna. En sammanställning av beräknade värden för samtliga observationsrör ges i tabell 9.4:

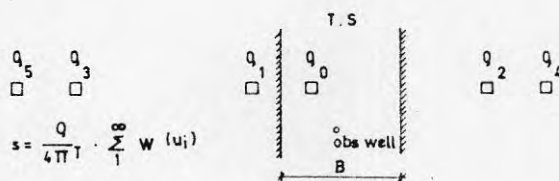
Tabell 9.4. Beräknade hydrauliska egenskaper.

Obsrör	Avstånd från uttagsbrunnen r (m)	Hydraulisk kapacitet TB (m^3/s)	Magasinskapacitet SB (m)
Rb 7301	0.6	135 ^x	36 ^x
Rb 7201	53.3	135 ^x	36 ^x
Rb 7305	157	135 ^x	36 ^x
Rb 7302	245	-	-
8	375	135.4	31.7
6	470	-	-
Rb 7304	632	193.7	37.3
1	1022	18.4	34.1
Avstånd-avsänkning			^{x)} asymptotberäkning
950 min		134.3	22.8
5 100 min		134.3	37.4
17 270 min		134.3	34.8

För att bestämma transmissiviteten har en avstånd-avsänkingsanalys utförts för obsrör belägna i närheten av uttagsbrunnen. Analysen visar att transmissiviteten är $0.59 \text{ m}^2/\text{s}$. Den ungefärliga kanalbredden kan därmed beräknas till $TB/T = B = 230 \text{ m}$. Denna siffra kan jämföras med åsens geologiska uppbyggnad och överensstämmelsen är mycket god. Det beräknade läget av de hydrauliska gränserna visas på figur 9.14. Magasinskoefficienten kan bestämmas till i medeltal $SB/B = S_y = 0.16$.

9.3.4 Matematisk modellanalys

Då de hydrauliska parametrarna T och S_y och grundvattenmagasinets geometri bestämts kan en kontroll av de funna värdena utföras med en matematisk modell.



Figur 9.18. Uppbyggnad av den matematiska modellen, $B = 230 \text{ m}$.

Avsänkningarna i modellen har beräknats efter 950, 5 100 och 17 270 minuters pumpning och med $T = 0.59 \text{ m}^2/\text{s}$ och $S_y = 0.16$. Resultatet av beräkningarna redovisas i tabell 9.5.

Tabell 9.5. Beräknade och uppmätta avsänkningar.

Obsrör	Avstånd från uttagsbrunn r (m)	950 min		5 100 min		17 270 min	
		ber (m)	uppm (m)	ber (m)	uppm (m)	ber (m)	uppm (m)
Rb 7201	53.3	0.09	0.09	0.22	0.20	0.40	0.42
Rb 7301	0.6	0.14	0.10	0.26	0.21	0.45	0.42
Rb 7304	632	0.02	0.04	0.12	0.12	0.29	0.32
Rb 7305	157	0.08	0.06	0.20	0.16	0.38	0.35
8	375	0.04	0.07	0.16	0.19	0.34	0.42
1	1022	0.00	0.02	0.08	0.09	0.24	

Som synes överensstämmer beräknade och uppmätta avsänkningar väl, vilket ytterligare bekräftar att de funna hydrauliska parametrarna motsvarar de verkliga förhållandena.

9.3.5 Sammanfattning

En analys av provpumpningsdata från Dalarlsåsen vid Heby har visat att grundvattenmagasinet har en transmissivitet av $T = 0.59 \text{ m}^2/\text{s}$ och en magasinskoefficient $S_y = 0.16$. Grundvattenkanalens bredd har bestämts till ca 230 m.

Grundvattenflödet längs åsen beror förutom av den hydrauliska kapaciteten, TB , också av flödesgradienten. Från en mätserie från ormådet har medelgradienten över året bestämts till 0.13 o/oo, vilket medför ett medelflöde $Q = TB \cdot i = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$. En beräkning har också visat att större grundvattenmängder är möjliga att ta ut ifrån området på bekostnad av flödet i Flosta källa. Dessa uttag innebär dock att flödet i åsen vändes med bestående avsänkningar som följd. Grundvattenmagasinets mäktighet är emellertid så stor, att risken för överuttag är liten.

Andersson, A-C, Gustafson G, 1982, Brunnsteknik, BFR rapport, (koncept).

Boulton, N,S, 1954, The drawdown of the water table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation, (Proc.(British) Inst. of Civil. Engrs.), vol. 3, paper 5979.

Boulton, N,S, 1963, Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage, (Proc. (British) Inst. of Civil. Engrs.), paper 6693.

Boussinesq, J, 1904, Recherches Theoriques sur l'e'coulement des Nappes d'eau Infiltrées dan le Sol et sur le Débit des Sources, (Journal de Mathematiques Pure et Appl.), vol. 10, pp 5-78.

Carlsson, L, Carlstedt, A, 1976, Estimation of Transmissivity and Permeability in Swedish Bedrocks, (Nordic Hydrology) 8, 1977.

Cooper, H,H, Jr, Jacob, C,E, A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history, (Transaction American Geophysical Union), vol. 27.

Darcy, H, 1856, Les fontaines publiques de la ville de Dijon, (V. Dalmont), Paris.

Ejdeling, G, 1979, Hydrogeologiska termer, (CTH-GU, Geologiska institutionen), Publ B:114, Göteborg.

Eliasson, J, 1971, Mechanism of ground water reservoirs, (Nordic Hydrology), 1971 11.

Gustafson, G, 1974, A method of calculating the hydraulic properties of esker aquifers, (Nord. Hydr. Conf.), Aalborg.

Gustafson, G, 1978, Studies of the hydrogeology of subaqueuous eskers (Geol. Inst. CTH), Publ. A26.

Gustafson, G, 1979, Långholmen-bank recharge to an esker aquifer Kristinehamn, Sweden, (Conf. on artificial recharge), Dortmund.

Gustafson, G, 1972, Hydrogeologiska kartbladet Trelleborg NV, Malmö SV, (SGU), ser Ag, No. 4.

Hantush, M,S, 1956, Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers, (Trans. Am. Geophys. Union), V. 37, N. 6.

Hantush, M,S, 1957, Nonsteady flow to a well partially penetrating an infinite leaky aquifer, (Proc. Iraqi Scientific Societies), Vol. 1, pp 10-19.

Huisman, L, 1972, Groundwater recovery, (Macmillan Press Ltd), London.

Jacob, C,E, 1944, Notes on determining permeability by pumping tests under watertable conditions, (U.S. Geol. Survey), open-file rept.

- Jacob, C,E, 1946, Radial flow in a leaky artesian aquifer, (Transactions American Geophysical Union), Vol. 27, pp. 198-205.
- Jacob, C, E, 1950, Flow of ground water, (Engineering Hydraulics, H. Rouse (ED.), Wiley), New York.
- Jetel, J, 1964, Použití hodno specifickévydatnostia novýcg odvozených parametrův hydrogeologii (Geol. pruzk), 5, 144-145, Praha.
- Knutsson, G, Morfeldt, C-0, 1973, Vatten i jord och berg, (Ingenjörsvetenskapsakademien, Stockholm).
- Lohman, S,W, et al, 1972, Definitions of selected ground water terms - Revisions and Conceptual Refinements, (U.S. Geol. Surv. Water-Supply), Pap. 1988, Washington.
- Lundberg, A, 1973, Infiltration och perkolation i det översta markskiktet, (3-betygsarbete, Avd. f. hydrologi), Uppsala.
- Stretsova, T,D, 1972, Unsteady radial flow in an unconfined aquifer, (Water Res.), Res. V. 8, N. 4, p. 1059-1066.
- Theis, C,V, 1935, Relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage, (Am. Geophys. Union Trans.), pt, 2, p. 519-524.
- Thiem, G, 1906, Hydrologische methoden, (J.M. Gebhardt), 56 p, Leipzig.
- TNC, 1980, Geologisk ordlista, TNC 77 (under tryckning).
- Todd, D,K, 1959, Ground water hydrology, (Wiley).
- Trysselius, O, 1971, Runoff map of Sweden. Average annual runoff for the period 1931-60, (SMHI), Meddelanden serie C Nr. 7.
- Walton, W,C, 1960, Leaky artesian aquifer conditions in Illinois, Report of investigation no 39 (Illinois State Water Survey).
- Walton, W,C, 1970, Groundwater Resource Evaluation (McGraw-Hill Book Company), New York.

PARAMETERLISTA

Bilaga 1

A (m^2)	area
A_D (m^2)	grundvattenmagasinets dräneringsarea
A_W (m^2)	tvärsnittsarea för brunn eller obsrör
B (m)	läckagefaktor
B (m)	effektiv åsbredd
B (s/m^2)	faktor för formationsförlust i uttagsbrunn
BE (-)	barometereffekt
b (m)	akviferens mäktighet
b' (m)	mäktighet hos täckande lager
C (s^2/m^5)	faktor för turbulent inströmningsförlust
C_V (m^2/s)	konsolideringskoefficient
D (m)	faktor för fördröjd vattenavgivning
$D(w)$ (-)	dränfunktionen för en åsakvifer
$D(W,x/E)$ (-)	dränfunktionen för en åsakvifer med läckage
d (m, mm)	korndiameter
E (m)	läckagefaktorn för en åsakvifer
E (mm/år)	evapotranspiration
h (m)	grundvattennivå, tryckhöjd
h_w (m)	vattennivå i uttagsbrunn
h_0 (m)	initieell grundvattennivå
i (-)	hydraulisk gradient
K (m/s)	hydraulisk konduktivitet
$K_0(r/B)$	modifierad Besselfunktion av andra slaget och ordningen 0
K' (m/s)	vertikal hydraulisk konduktivitet hos läckande lager
k (m^2)	specifik permeabilitet
l (m)	längdkoordinat i given riktning
M (kg)	massa
n (-)	porositet
n_e (-)	effektiv porositet

n_{va} (-)	vattenavgivningstalet
P (mm/år)	nederbörd
Q (m ³ /s)	vattenuttag
Re (-)	Reynolds tal
R_G (mm/år)	grundvattenavrinning
R_S (mm/år)	ytavrinning
R_O (m)	integrationskonstant i brunnsekvationen
r (m)	radie
r_e (m)	avståndet för skärningen mellan den extrapolerade avsänkningskurvan och avståndsaxeln i halvlogaritmisk presentation
r_m (m)	matchpunktkoordinat för radie
r_p (m)	avstånd från brunnen inom vilket pseudo-stationärt tillstånd råder
r_w (m)	brunnsradie
S (-)	akviferens magasinskoefficient
SB (m)	magainsförmågan hos en åsakvifer
S_S (m ⁻¹)	specifik magasinskoefficient
S_y (-)	vattenavgivningstal
s (m)	avsänkning
s_m (m)	matchpunktkoordinat för avsänknigen
s_w (m)	avsänkning i uttagsbrunn
s_o (m)	avsänknigen vid den fiktiva dränen i en åsakvifer
s' (m)	kvarvarande avsänkning
s'' (m)	trendkorrigerad återhämtning
T (m ² /s)	akviferens transmissivitet
TB (m ³ /s)	den hydrauliska kapaciteten hos en åsakvifer
t (s, min)	tid
t_m (min)	matchpunktkoordinat för pumpningstid
t_p (s, min)	pumpningstid
t_o (min)	tiden för skärningen mellan den extrapolerade avsänkningskurvan och tidsaxeln i halvlogaritmisk presentation

t' (s, min)	återhämtningstid
u (-)	hjälpvariabel i Theis brunnsekvation
u_m (-)	matchpunktkoordinat för hjälpvariabel
V (m ³)	volym
v (m/s)	grundvattnets bruttohastighet, Darcy's hastighet
v_p (m/s)	grundvattnets punkthastighet
v_u (m/s)	grundvattnets transporthastighet
$W(u)$ (-)	Theis brunnsfunktion
$W(u, r/B)$	Theis-Waltons brunnsfunktion
$W(u, r/D)$	Theis-Boultons brunnsfunktion
W_m (-)	matchpunktkoordinat för brunnsfunktionen
w (-)	hjälpvariabel för dränfunktionen
w_{FC} (-)	vattenhalt vid fältkapaciteten
w_{wp} (-)	vattenhalt vid vissningspunkten
x (m)	längdkoordinat
Y (-)	regional parameter för transmissiviteten
y (m)	längdkoordinat
Z (-)	regional parameter för den hydrauliska konduktiviteten
z (m)	höjddkoordinat
β_s (Pa ⁻¹)	kornskelettets kompressibilitet
β_w (Pa ⁻¹)	vattnets kompressibilitet
γ_w (kg/m ² s ²)	vattnets tyngd
Δh (m)	nivåskillnad över en dekad i halvlogaritmisk presentation
Δs (m)	avsänkningsskillnad över en dekad i halvlogaritmisk presentation
Δx (m)	avståndsskillnad över en dekad i halvlogaritmisk presentation
μ (Pa s)	viskositet
ϕ (m ³ /s)	hastighetspotential
ξ (-)	skinfaktor

Brunnsfunktion $u - W(u)$

Bilaga 2

u	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
$\cdot 10^0$	$2,19 \cdot 10^{-1}$	$4,9 \cdot 10^{-2}$	$1,3 \cdot 10^{-2}$	$3,8 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$3,6 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$3,8 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$
$\cdot 10^{-1}$	1,82	1,22	0,91	0,70	0,56	0,45	0,37	0,31	0,26
$\cdot 10^{-2}$	4,04	3,35	2,96	2,68	2,47	2,30	2,15	2,03	1,92
$\cdot 10^{-3}$	6,33	5,64	5,23	4,95	4,73	4,54	4,39	4,26	4,14
$\cdot 10^{-4}$	8,63	7,94	7,53	7,25	7,02	6,84	6,69	6,55	6,44
$\cdot 10^{-5}$	10,94	10,24	9,84	9,55	9,33	9,14	8,99	8,86	8,74
$\cdot 10^{-6}$	13,24	12,55	12,14	11,85	11,63	11,45	11,29	11,16	11,04
$\cdot 10^{-7}$	15,54	14,85	14,44	14,15	13,93	13,75	13,60	13,46	13,34
$\cdot 10^{-8}$	17,84	17,15	16,74	16,46	16,23	16,05	15,90	15,76	15,65
$\cdot 10^{-9}$	20,15	19,45	19,05	18,76	18,54	18,35	18,20	18,07	17,95
$\cdot 10^{-10}$	22,45	21,76	21,35	21,06	20,84	20,66	20,50	20,37	20,25
$\cdot 10^{-11}$	24,75	24,06	23,64	23,36	23,14	22,96	22,81	22,67	22,55
$\cdot 10^{-12}$	27,05	26,36	25,96	25,67	25,44	25,26	25,11	24,97	24,86
$\cdot 10^{-13}$	29,36	28,66	28,26	27,97	27,75	27,56	27,41	27,28	27,16
$\cdot 10^{-14}$	31,66	30,97	30,56	30,27	30,05	29,87	29,71	29,58	29,46
$\cdot 10^{-15}$	33,96	33,27	32,86	32,58	32,35	32,17	32,02	31,88	31,76

Funktionen $u = W(u, \frac{r}{B})$ Walton 1970

Bilaga 3

r/B																			
u or u'	0.01	0.015	0.03	0.05	0.075	0.10	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	2.5
0.00001	9.4413																		
0.00005	9.4176	8.6313																	
0.0001	8.8827	8.4533	7.2450																
0.0005	8.3983	8.1414	7.2122	6.2282	5.4228														
0.001	6.9750	6.9152	6.6219	6.0821	5.4062	4.8530													
0.005	6.3069	6.2765	6.1202	5.7965	5.3078	4.8292	4.0595	3.5054											
0.01	4.7212	4.7152	4.6829	4.6084	4.4713	4.2960	3.8821	3.4567	2.7428	2.2290									
0.05	4.0356	4.0326	4.0167	3.9795	3.9091	3.8150	3.5725	3.2875	2.7104	2.2253	1.8486	1.5550	1.3210	1.1307					
0.1	2.4675	2.4670	2.4642	2.4576	2.4448	2.4271	2.3776	2.3110	1.9283	1.7075	1.4927	1.2955	1.2955	1.1210	0.9700	0.8409			
0.5	1.8227	1.8225	1.8213	1.8184	1.8128	1.8050	1.7829	1.7527	1.6704	1.5644	1.4422	1.3115	1.1791	1.0505	0.9297	0.8190	0.4271	0.2278	
1.0	0.5598	0.5597	0.5596	0.5594	0.5588	0.5581	0.5561	0.5532	0.5453	0.5344	0.5206	0.5044	0.4860	0.4658	0.4440	0.4210	0.3007	0.1944	0.1174
5.0	0.2194	0.2194	0.2193	0.2193	0.2191	0.2190	0.2186	0.2179	0.2161	0.2135	0.2103	0.2065	0.2020	0.1970	0.1914	0.1855	0.1509	0.1139	0.0803
	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010	0.0009

Funktionen $K_0\left(\frac{r}{B}\right)$ Walton 1970

Bilaga 4

N	$r/B = N \cdot 10^{-3}$	$N \cdot 10^{-2}$	$N \cdot 10^{-1}$	N
1.0	7.0237	4.7212	2.4271	0.4210
1.5	6.6182	4.3159	2.0300	0.2138
2.0	6.3305	4.0285	1.7527	0.1139
2.5	6.1074	3.8056	1.5415	0.0623
3.0	5.9251	3.6235	1.3725	0.0347
3.5	5.7709	3.4697	1.2327	0.0196
4.0	5.6374	3.3365	1.1145	0.0112
4.5	5.5196	3.2192	1.0129	0.0064
5.0	5.4143	3.1142	0.9244	0.0037
5.5	5.3190	3.0195	0.8466	
6.0	5.2320	2.9329	0.7775	0.0012
6.5	5.1520	2.8534	0.7159	
7.0	5.0779	2.7798	0.6605	0.0004
7.5	5.0089	2.7114	0.6106	
8.0	4.9443	2.6475	0.5653	
8.5	4.8837	2.5875	0.5242	
9.0	4.8266	2.5310	0.4867	
9.5	4.7725	2.4776	0.4524	



Denna rapport hänför sig till forskningsanslag
790248-8 från Statens råd för byggnadsforskning
till Chalmers Tekniska Högskola, avdelningen för
vattenförsörjnings- och avloppsteknik, Göteborg.

R41: 1984

ISBN 91-540-4106-6

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6704041

Abonnemangsgrupp:
V. Anläggningsteknik

Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 7853
103 99 Stockholm

Cirkapris: 40 kr exkl moms