

Szűcs Péter
Szivárgás hidraulikai alapismeretek

Nemzeti Közszolgálati Egyetem, Budapest

A kiadvány a KÖFOP-2.1.1-VEKOP-15-2016-00001 „A közszolgáltatás komplex kompetencia, életpálya-program és oktatás technológiai fejlesztése” című projekt keretében készült el és jelent meg.

Szerzők:

Dr. Szűcs Péter

Szakmai lektor:

Olvasószerkesztő:

Császár-Biró Anna

A kézirat lezárásának dátuma:

2018. július 15.

Kiadja:

© NKE, 2019

Felelős kiadó:

Prof. Dr. Kis Norbert

Dékán

A mű szerzői jogilag védett. Minden jog, így különösen a sokszorosítás, terjesztés és fordítás joga fenntartva. A mű a kiadó írásbeli hozzájárulása nélkül részeiben sem reprodukálható, elektronikus rendszerek felhasználásával nem dolgozható fel, azokban nem tárolható, azokkal nem sokszorosítható és nem terjeszthető.

Tartalom

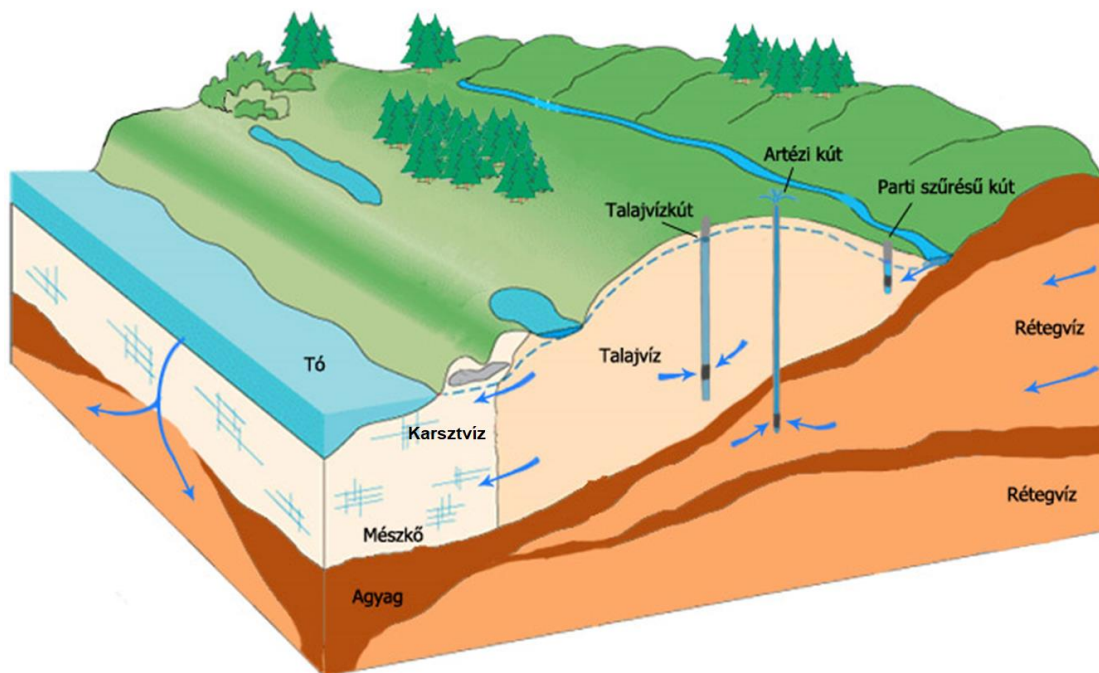
1. Hidrogeológiai alapfogalmak	3
1.1 Hidrogeológia, felszín alatti vízkészletek	3
1.2 A Darcy-egyenlet.....	4
1.3 A szivárgási tényező.....	6
1.4 Hidraulikus emelkedési magasság.....	8
1.5 Nyílt tükrű és nyomás alatti rendszerek	9
1.6 Porozitás	10
1.7 Tárolási tényező	11
1.8 A felszín alatti víz sűrűsége	12
1.9 A felszín alatti vizek gyakorlati osztályozása	13
2. Felszín alatti vizek természetes áramlása	15
2.1 A felszín alatti vizek áramlásának elmélete. King Hubert (1940)	15
2.2 A felszín alatti vizek áramlásának elmélete. Tóth József (1963)	15
2.3 A felszín alatti vizek áramlási rendszerek által előidézett jelenségcsoportok..	16
2.4 Áramlási szimuláció.....	17
3. Kúthidraulikai alapösszefüggések	19
3.1 Nyomás alatti rendszer, teljes kút	19
3.2 Nyílt tükrű rendszer, teljes kút.....	21
3.3 Kútcsoportok.....	24
3.4 Próbaszivattyúzási adatok értékelése	27
4. Felhasznált szakirodalom	34

1. HIDROGEOLOGIAI ALAPFOGALMAK

E fejezet keretében azoknak a legfontosabb hidrogeológiai fogalmak a definiálására kerül sor, amelyeknek a pontos ismeretére feltétlenül szükség van a különböző hidrogeológiai vizsgálatokban. A felszín alatti rendszerek hidrogeológiai aspektusainak tisztázásában nagy szerepet kell játszania a felszín alatti áramlási rendszerek feltárásának, a hidraulikai és szimulációs (hidrodinamikai és hő transzport) számításoknak, továbbá a vízkémiai vizsgálatoknak.

1.1 HIDROGEOLOGIA, FELSZÍN ALATTI VÍZKÉSZLETEK

A hidrogeológia az alkalmazott földtan része. A felszín alatt elhelyezkedő vizek törvényszerűségeivel foglalkozó tudományág. A hidrogeológiában igen nagy jelentősége van a felszín alatti víz és az azt befoglaló kőzetváz kapcsolatának részletes vizsgálatának is. A Föld teljes vízkészletét illetően csak becslésekkel rendelkezünk. Körülbelül 1360 millió km^3 lehet a földi vízkészletek teljes térfogata. A hidrogeológia a föld felszíne alatt található vízkészletekkel foglalkozik, amelyeknek mennyisége alig több mint a földi vízkészletek 0.5 %-a, körülbelül 8.5 millió km^3 . A felszín alatti vízkészleteket (1. ábra) számos szempont alapján osztályozhatjuk. A hőmérsékleti, a vízkémiai vagy a hidrodinamikai jellemzők alapján történő osztályozás mellett leginkább a gyakorlati osztályozás terjedt el, amely alapján megkülönböztetünk talajvizet, rétegvizet, karsztvizet és parti szűrésű felszín alatti vizet.



1. ábra: Vízkészletek típusai a felszín alatt
Forrás: Szűcs (2014)

Magyarországon hévizeknek vagy termálvizeknek nevezzük a 30 Celsius foknál melegebb felszín alatti vizeket.

1.2 A DARCY-EGYENLET

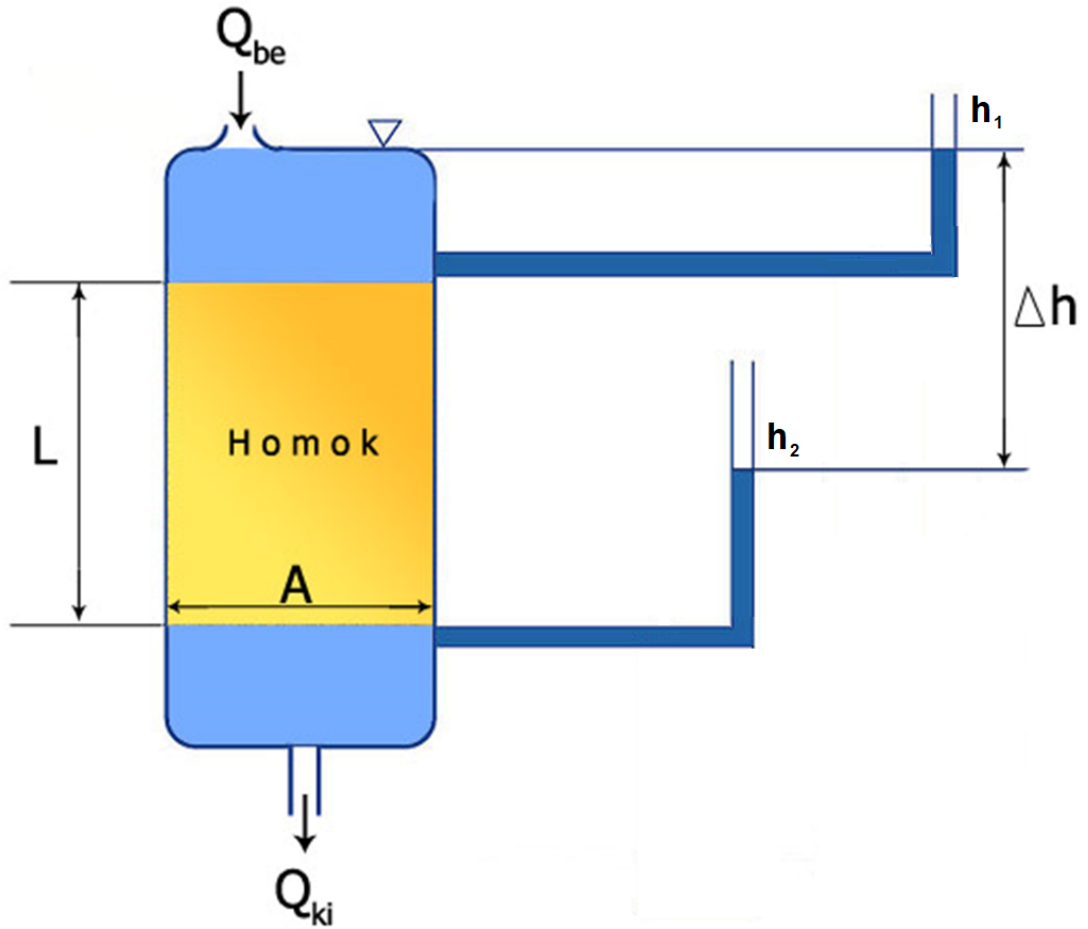
A franciaországi Dijon város vízellátásának megtervezésével megbízott Henry Darcy nagyszabású kísérlet sorozatot hajtott végre, amelynek eredményeit 1856-ban publikálta. E műben szereplő egyenlet, amelyet a szerző tiszteletére Darcy-egyenletnek neveznek, a mai napig a hidrogeológiai egyik legfontosabb és legszélesebb körben alkalmazott egyenlete. A Darcy-kísérlet legfontosabb paraméterei a 2. ábráról leolvashatóak. Darcy a különböző homoktölteteken átfolyó víz hozamára (Q) az alábbi általánosan alkalmazható összefüggést kapta:

$$Q = A \cdot k \cdot \frac{H_1 - H_2}{L} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Ahol:

- A – a homoktöltet felületi keresztmetszete [m^2],
- k – a homokra jellemző szivárgási tényező [m/s],
- H – vízoszlop magasság különböző helyeken mérve [m],
- L – a mért vízoszlopok közötti távolság [m].

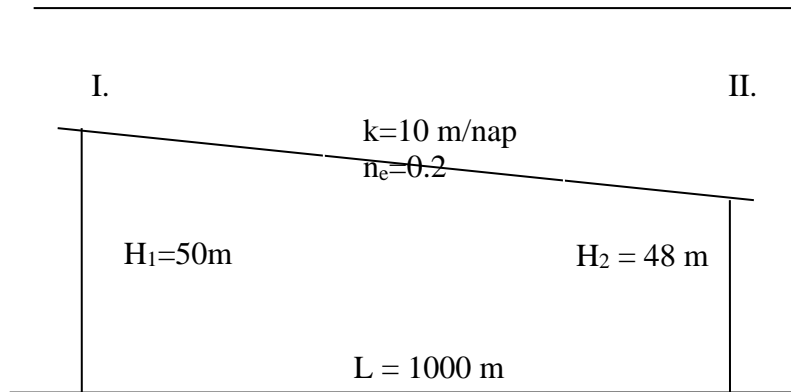
Ebből az egyenletből kifejezhetjük a fajlagos hozamot (q) is, amely azt mutatja meg, hogy 1 m^2 felületen időegység alatt mekkora térfogatú folyadék áramlik át a vizsgált kőzetben. A fajlagos hozam tehát sebesség dimenziójú, és ezért sokszor v -vel is jelölik, és emellett ezt a származtatott mennyiséget hívják Darcy-sebességnek is. Vagyis az alábbi képletnek megfelelően a Darcy sebesség kifejezhető a vizsgált kőzet szivárgási tényezőjével (k), és a közegben az áramlást létrehozó hidraulikai gradienssel (I). Mai korszerű vizsgálatok is bebizonyították a Darcy-egyenlet érvényességét és alkalmazhatóságát a porózus kőzetekben leggyakrabban előforduló lamináris szivárgás jellemzésére.



2. ábra: A Darcy-kísérlet vázlata
 Forrás: Szűcs (2014)

$$q = \frac{Q}{A} = v = -k \cdot I = -k \cdot \frac{dh}{dl} = -k \cdot \frac{\Delta h}{L} \text{ [m/s]}$$

A Darcy-egyenlet segítségével már könnyedén tudunk egyszerűbb hidrológiai számításokat is végezni. Például a 3. ábra szerint, ha van két felszín alatti vízszintmérésünk (H_1 és H_2), és ismerjük a kutak közötti távolságot (L), valamint a felszín alatti közeg effektív porozitását (n_e) és szivárgási tényezőjét (k), akkor például azt is ki tudjuk számolni, hogy az egyik kúttól mennyi idő alatt érnek el a vízrészecskék a másikhoz.



3. ábra: A Darcy egyenlet egyszerű alkalmazása
Forrás: Szűcs (2014)

A következő egyszerű összefüggéseket használhatjuk a .3 ábra adatai alapján. Először is adjuk meg a Darcy-sebességet:

$$v = -k \cdot I = -10 \cdot \frac{(48 - 50)}{1000} = 0.02 \text{ [m/nap]}$$

A tényleges áramlási sebességhez (v_t) úgy juthatunk, ha a Darcy-sebességet elosztjuk a kőzet effektív porozitásával:

$$v_t = \frac{v}{n_e} = \frac{0.02}{0.2} = 0.1 \text{ [m/nap]}$$

Ezek után már kiszámíthatjuk azt, hogy a megadott áramlási viszonyok mellett mennyi idő (t) alatt jutnak el a vízrészecskék az I. kúttól a II.-ig kútig:

$$t = \frac{L}{v_t} = \frac{1000}{0.1} = 10000 \text{ nap} \cong 27.4 \text{ év}$$

1.3 A SZIVÁRGÁSI TÉNYEZŐ

A legfontosabb kőzetekre jellemző hidrogeológiai paraméter a szivárgási tényező (k), amelynek a dimenziója m/s vagy m/nap. A Darcy-egyenlet alapján látható, hogy a szivárgási tényező a kőzetek vízvezető képességét kifejező paraméter. A kőzetek szivárgási tényezőjének értékei akár 10 nagyságrendet is átfognak, mutatva ezzel azt, hogy igen jelentős különbségek lehetnek a szivárgási tényező értékeiben. Egy biztos, hogy a természetben nem létezik tökéletesen vízzáró kőzet, azaz nulla szivárgási tényezőjű kőzet nem fordul elő. Az 1. táblázat különböző kőzettípusokra ad tájékoztató információt a szivárgási tényezők várható értékeit illetően.

Képződmény	k [m/s]		k [m/d]		Átlag [m/d]
	max.	min.	max.	min.	

kavics	0,03	0,003	2592	259,2	1425,6
közepes kavics	0,05	0,01	4320	864	2592
finom kavics	0,01	0,0001	864	8,64	436,3
folyami kavics	0,01	$2 \cdot 10^{-5}$	864	1,7	432,86
durva homok	0,006	0,0001	518,4	8,64	263,52
közepes homok	0,004	0,0001	345,6	8,64	177,12
finom homok	0,001	$9 \cdot 10^{-7}$	86,4	0,078	43,24
homok	0,003	$3 \cdot 10^{-6}$	259,2	0,26	129,73
homokliszt	$1,16 \cdot 10^{-7}$	$1,16 \cdot 10^{-8}$	0,01	0,001	0,0055
iszap	$1,16 \cdot 10^{-8}$	$1,16 \cdot 10^{-10}$	0,001	$1 \cdot 10^{-5}$	0,0005
agyag	$1,16 \cdot 10^{-10}$	$1,16 \cdot 10^{-12}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-6}$
sovány agyag	$1,16 \cdot 10^{-9}$	$1,16 \cdot 10^{-11}$	0,0001	$1 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-5}$
közepes agyag	$1,16 \cdot 10^{-10}$	$1,16 \cdot 10^{-12}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-6}$
kövér agyag	$1,16 \cdot 10^{-11}$	$1,16 \cdot 10^{-13}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-7}$
mészkö, dolomit	0,0001	$1,16 \cdot 10^{-7}$	8,64	0,01	4,32
tömött andezit	$1,16 \cdot 10^{-8}$	$1,16 \cdot 10^{-8}$	0,001	0,001	0,001
repedezett andezit	$1,16 \cdot 10^{-7}$	$1,16 \cdot 10^{-7}$	0,01	0,01	0,01

1. táblázat: A szivárgási tényező értékének várható tartományai különböző kőzettípusok esetében

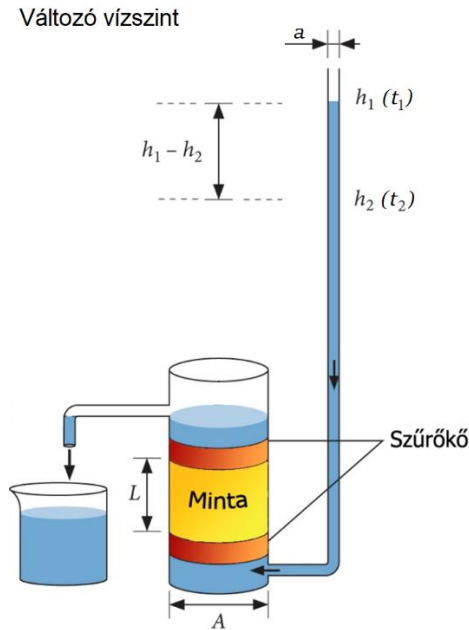
A szivárgási tényező meghatározása alapvető fontosságú a különböző hidrogeológiai számítások számára. A szivárgási tényező meghatározása lényegében háromféle módon történhet. Léteznek számításos, laboratóriumi és terepi módszerek. A számításos módszerek során szükségünk van a vizsgált kőzet szemeloszlási görbéjére, amelynek segítségével meghatározzuk a mértékadó szemátmérőt. A szivárgási tényező számításal történő meghatározása során a következő összefüggésből indulunk ki:

$$K = A_s \cdot d_m^2 \text{ [m}^2\text{]}$$

Ahol:

- K – a vizsgált kőzet átteresztőképessége [m^2],
- A_s – az úgynevezett Slichter-szám [-],
- d_m – a vizsgált kőzet mértékadó szemátmérője [m].

A különböző számítási módszerek abban különböznek, hogy a szemeloszlási görbének mely pontjait használjuk fel a mértékadó szemátmérő meghatározásához. A gyakorlatban leginkább a Zamarin eljárás terjedt el, amely során a teljes szemeloszlási görbét figyelembe vesszük. A laboratóriumi vizsgálatoknál permeabiméteres vizsgálatokat alkalmazunk. Durvább szemű törmelékes kőzetek (például kavicsos homok) esetében állandó nyomású, míg finomabb szemű törmelékes kőzetek (például kőzetliszt) esetében változó nyomású permeabimétert (4. ábra) alkalmazunk. Amennyiben lehetséges természetesen törekedni kell arra, hogy a szivárgási tényezőt a terepen határozzuk meg. A terepei módszerek egy része az infiltrációs vizsgálatokhoz kötődik, míg a másik része a próbaszivattyúzási vizsgálatokhoz. A terepi vizsgálatok eredményeképpen nagyobb térfogatrészekre kiterjedően vagyunk képesek meghatározni a szivárgási tényező in situ értékét. A próbaszivattyúzási vizsgálatokat minden esetben igen komolyan kell előkészíteni és megtervezni egy-egy adott tényleges terepi vizsgálathoz.



4. ábra: A szivárgási tényező meghatározása változó nyomású permeabiméterrel
 Forrás: Szűcs (2014)

1.4 HIDRAULIKUS EMELKEDÉSI MAGASSÁG

A gyakorlatban a tényleges vízszintmérések mellett sokszor a víznyomás értékét is mérjük a legkülönbözőbb mélységekben. Ahhoz, hogy a különböző helyeken mért mennyiségeket össze tudjuk hasonlítani szükséges találnunk egy olyan mennyiséget, amely a felszín alatti víz energia viszonyait fejezi ki az adott mért helyen. Az energia viszonyok ismeretében a felszín alatti áramlási rendszereket kvantitatív módon tudjuk tanulmányozni. A hidraulikus emelkedési magasság (h) fejezi ki a hidrológiában az egységnyi tömegű folyadék energiáját vízoszlop magasságokban kifejezve. Hubbert 1940-ben definiálta a hidraulikus emelkedési magasságot a Bernoulli-tétel felhasználásával. Levezetése során az alábbi egyszerű egyenleteket alkalmazta. Egy rugalmas deformációra is képes m tömegű test esetében az összes energia (J) tartalom megadható a potenciális vagy helyzeti (W_1), a kinetikus vagy mozgási (W_2) és a rugalmassági (W_3) energia összegeként. Az egyes energia tartalmak definíciója az alábbi:

$$W_1 = m \cdot g \cdot z, \quad W_2 = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2, \quad W_3 = m \cdot \frac{p}{\rho}$$

Bernoulli nevezetes egyenletében megadta az egységnyi tömegű folyadék energiáját (Φ):

$$\Phi = g \cdot z + \frac{v^2}{2} + \frac{p}{\rho}$$

Hubbert felismerte, hogy a felszín alatti lamináris áramlások esetében a kinetikus energia tag elhanyagolható, hiszen az áramlási sebesség nagyon kicsi. Így Hubbert a Bernoulli egyenletet az alábbiak szerint módosította:

$$\Phi = g \cdot h = g \cdot z + \frac{p}{\rho} [J/kg]$$

Ahol:

- h – a hidraulikus emelkedési magasság [m],
- z – egy referencia szint feletti magasság [m],
- p – a mért folyadéknyomás a z magasságban [Pa],
- ρ – a folyadék sűrűsége [kg/m^3].

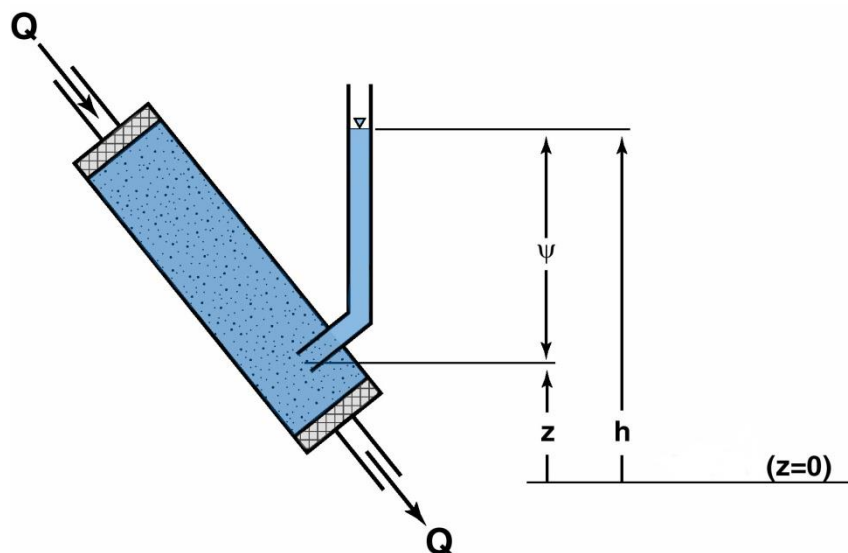
A fenti egyenletből kifejezhető a felszín alatti vizekre (ρ_v) vonatkozó hidraulikus emelkedési magasság (h), amely az energia viszonyokat vízoszlop magasságokban fejezi ki:

$$h = z + \frac{p}{\rho_v g} \quad [\text{m}]$$

A nyomásemelkedéssel, illetve nyomási energiával arányos tagot szokták ψ -vel is jelölni. Ebben az esetben a hidraulikus emelkedési magasság így írható:

$$h = z + \psi \quad [\text{m}]$$

Ha különböző helyeken ismerjük a hidraulikus emelkedési magasság értékét, akkor izovonalas térképeket készíthetünk, amelyeken jól követhető válnak a vizsgált felszín alatti térrész áramlási jellegzetességei. A felszín alatti vizek áramlása mindig a magasabb hidraulikus emelkedési magassággal rendelkező helyek felől történik az alacsonyabb energia szintű helyek irányában. A hidraulikus emelkedési magasság definíciójának megértését segítheti az alábbi 5. ábra, amelyen jó értelmezhető a mérési pont viszonyító síktól mért magassága (z) és a piezométerrel mért nyomásemelkedés mértéke (ψ).



5. ábra: A hidraulikus emelkedési magasság (h) komponensei
Forrás: Szűcs (2014)

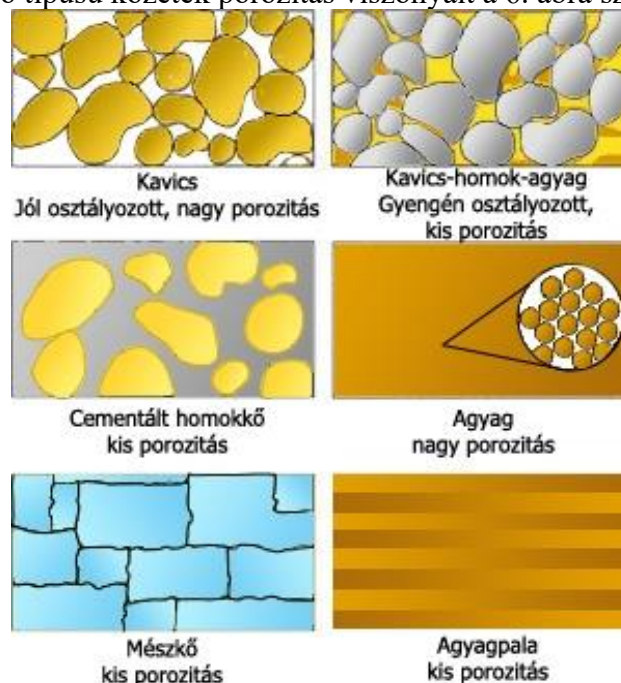
1.5 NYÍLT TÜKRŰ ÉS NYOMÁS ALATTI RENDSZEREK

Felszín alatti vízádóink nyomás állapotukat tekintve lehetnek nyílt tükrűek vagy nyomás alattiak. Nyílt tükrű és nyomás alatti vízádók egy összetett felszín alatti vízádó rendszer esetében. Nyílt tükrű rendszerek esetében a tárolóban a víz szintje szabadon emelkedhet, vagy

süllyedhet. A felszín alatti víz szintjén légköri nyomás uralkodik. Nyomás alatti rendszerek esetében a vízadó pórusaiban tárolt víz nyomás alá kerül. A vízadó nyugalmi vízszintje a vízadó fedője felett helyezkedne el, ha egy szűrőzött kúttal feltárnánk a nyomás alatti rendszert. Pozitív nyomású vagy artézi rendszerről beszélünk, ha a nyomás alatti réteg nyugalmi vízszintje a terepszint felett helyezkedik el. Ilyen rétegekből szivattyúzás nélkül a réteg energia segítségével termelhetünk könnyen vizet. Negatív nyomású vízadóról beszélünk, ha a nyugalmi vízszint a terepszint alatt helyezkedik el. Ilyen esetben szivattyúzás segítségével tudjuk a vizet a felszínre hozni. Nagyobb vízadóknak lehetnek olyan szakaszaik, ahol nyílt tükrű rendszerként működnek, míg más szakaszokon más nyomás alatti hidrodinamikai jelleget mutatnak.

1.6 POROZITÁS

A felszín alatti kőzetek vízraktározási és vízvezetési tulajdonságainak alakításában meghatározó szerepe a porozitásnak (n), vagy más néven a hézagterfogatnak. A pórustér mértékét viszonyítjuk egy adott kőzetterfogathoz, amely magában foglalja a kőzetvázat és a pórusteret. A különböző típusú kőzetek porozitás viszonyait a 6. ábra szemlélteti.



6. ábra: Különböző típusú kőzetek porozitás viszonyai
Forrás: Szűcs (2014)

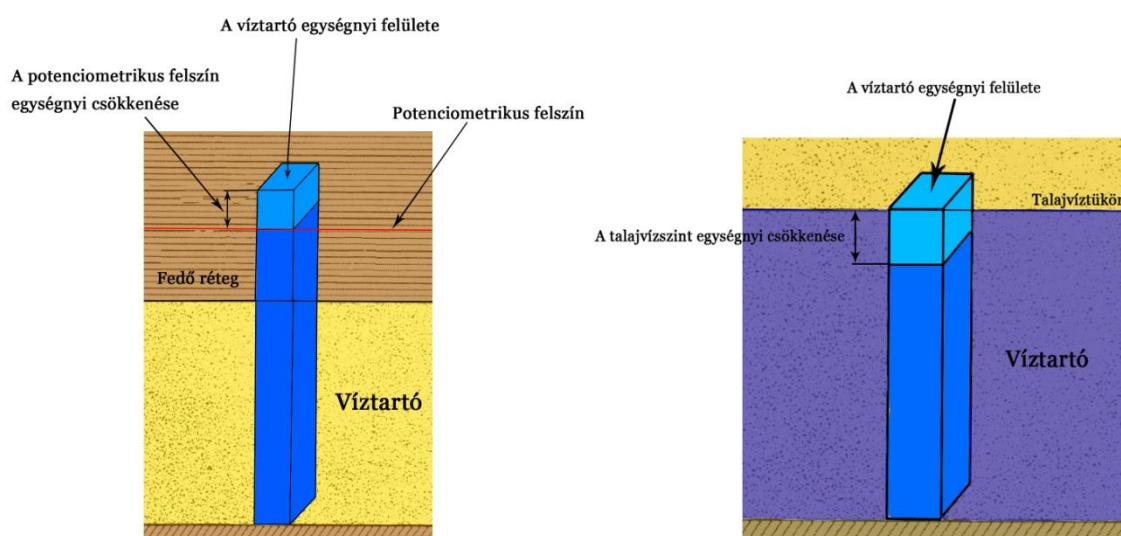
A porozitás egy dimenzió nélküli mérőszám, amelynek elmélete értéke 0 és 1 között változhat. A gyakorlatban a leggyakrabban előforduló porozitás tartomány körülbelül 0.02 és 0.35 között változik. A kőzetekben lejátszódó áramlási viszonyok kialakulásában az effektív porozitás vagy hézagterfogat játszik szerepet. Az effektív porozitásba a teljes pórustérnek csak az a része tartozik, ahol póruscsatornák egymással összeköttetésben állnak és hidraulikailag összefüggnek. A kőzetek szivárgási tényezőjének alakításában inkább a pórusok méretének van szerepe, mint a porozitásnak önmagában. Például az agyagok viszonylag nagy porozitással rendelkeznek, de a szivárgási tényezőjük kifejezetten alacsony.

1.7 TÁROLÁSI TÉNYEZŐ

A kőzetek szivárgási tényezőjének értéke mellett a tárolási tényező is fontos vízföldtani jellemzőnek tekinthető. A tárolási tényező (S) a kőzetek vízraktározási, vízleadási tulajdonságainak a mérőszáma. A dimenzió nélküli mérőszám igen egyszerűen kifejezhető az alábbi képlet szerint:

$$S = \frac{\Delta V}{A\Delta H},$$

Ahol egy A felületű kőzetoszlopban a ΔH tényleges vízszint (nyílt tükür rendszer) vagy potenciometrikus szint (nyomás alatti rendszer) csökkenés hatására ΔV térfogatú vízmennyiség szabadul fel (7. ábra).



7. ábra: A tárolási tényező (S) értelmezése nyomás alatti és nyílt tükürű esetben
Forrás: Szűcs (2014)

Jelentős különbség van a tárolási tényező értékét illetően attól függően, hogy nyomás alatti vagy nyílt tükürű rendszerről beszélünk. Nyomás alatti rendszer esetén a tárolási tényező értéke a pórusokban tárolt víz és a kőzetváz rugalmas összenyomódásával és tágulásával kapcsolatos:

$$S = b\rho_v g(\alpha + n\beta)$$

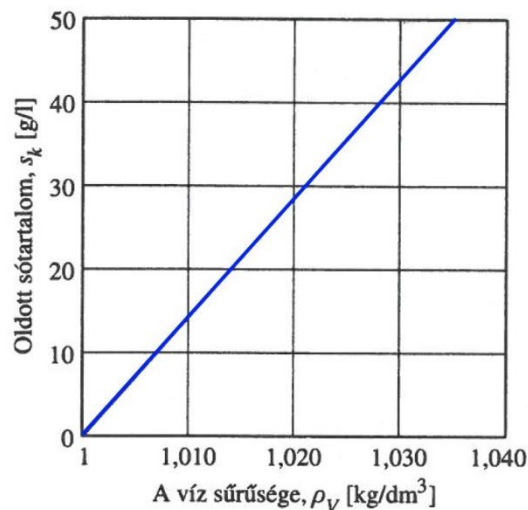
Ahol:

- b – a rétegvastagság [m],
- ρ_v – a víz sűrűsége,
- g – a gravitációs gyorsulás [m/s^2],
- n – a hézagterfogat [-],
- α – a kőzetváz rugalmas térfogat kiterjedési tényezője vagy kompresszibilitása [$1/\text{Pa}$],
- β – a víz rugalmas térfogat kiterjedési tényezője vagy kompresszibilitása [$1/\text{Pa}$].

E kifejezés alapján a nyomás alatti rendszerek tárolási tényezőjének az értéke körülbelül a 0.005-0.00005 intervallumba esik. Nyílt tükrű rendszerek esetében a tárolási tényező értéke lényegesen nagyobb, hiszen ez esetben annak értéke az effektív hézagterfoggal lesz egyenlő.

1.8 A FELSZÍN ALATTI VÍZ SŰRŰSÉGE

A felszín alatti vizek sűrűségét két tényező is befolyásolhatja, amelyeket figyelembe kell venni. A víz sűrűségét az oldott anyag tartalom mennyisége növeli, míg a hőmérséklet növekedése csökkenti. A nagyobb mélységek felé haladva általában nő a felszín alatti vizek sótartalma, és a geotermikus gradiensnek megfelelően a hőmérséklet. A hazai gyakorlati példákat figyelembe véve általában elmondható, hogy erősebb mértékben csökken a víz sűrűsége a nagyobb mélységek felé a hőmérsékletnövekedés miatt, mint amennyire nő a növekvő oldott sótartalom miatt. A 8. ábra a víz sűrűsége és az oldott sótartalom mennyisége közötti kapcsolatot mutatja be.

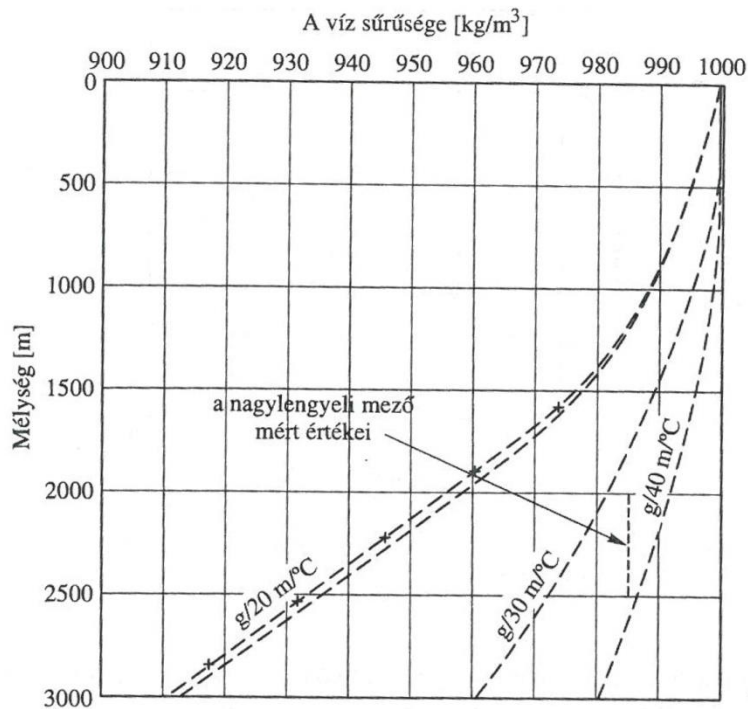


8. ábra: A víz sűrűsége és az oldott sótartalom mennyisége közötti kapcsolat
Forrás: Szűcs (2014)

Az oldott sótartalomtól való függés számszerűsíthető a következő kifejezés segítségével:

$$\rho = 0.7S + 1000 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

Ahol jelen esetben az S az oldott sótartalom mennyiségét fejezi ki [g/l] mértékegységben. Például könnyen kiszámíthatjuk, hogy az átlagos tengervíznek, amelynek a sótartalma körülbelül 35 g/l, a sűrűsége 1025 kg/m³. A hőmérséklet növekedésével kapcsolatos hatásokat a 9. ábra mutatja be, ahol a kisebb geotermikus lépcsők (nagyobb geotermikus gradiensek) mellett egész jelentős lehet a sűrűség csökkenés. Például 20 m/Celsius geotermikus lépcső (= 50 Celsius/1000 méter geotermikus gradiens) mellett 3 km mélységben már 150 Celsius fokos hőmérsékletre számíthatunk, ahol a víz sűrűsége már csak körülbelül 910 kg/m³ értékű.

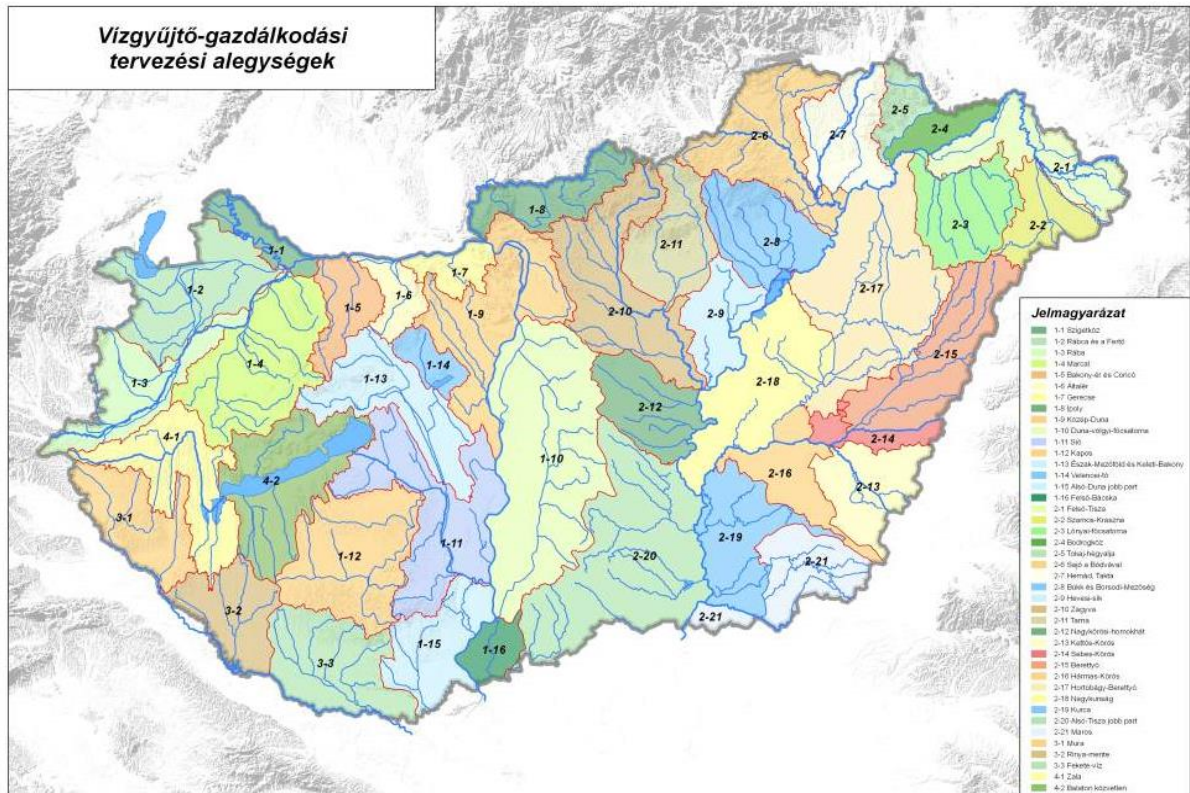


9. ábra: A víz sűrűségének változása a felszín alatti mélység függvényében különböző geotermikus lépcső mellett

Forrás: Szűcs (2014)

1.9 A FELSZÍN ALATTI VIZEK GYAKORLATI OSZTÁLYOZÁSA

A felszín alatti vizeket a gyakorlati osztályozás szempontjából 4 csoportba rendezhetjük. Megkülönböztetjük a parti szűrésű vizet, a talajvizet, a rétegvizet és a karsztvizet. A hévíz termelés szempontjából természetesen a rétegvizek és a termál karsztvizek játszanak fő szerepet. Elkészült hazánk vízgyűjtő-gazdálkodási terve is, amelyben a felszín alatti vizek esetében úgynevezett víztestek lettek kijelölve. Magyarországon összesen 185 felszín alatti víztest található. A víztestek esetében 7 különböző típust tudunk megkülönböztetni. Beszélhetünk sekély porózus, porózus, porózus termál, sekély hegyvidéki, hegyvidéki, karszt és termál karszt víztestekről. Magyarországon összesen 42 tervezési alegységet (lásd 10. ábra) hoztak létre annak érdekében, hogy a vízgyűjtő-gazdálkodási tervnek megfelelően hazánk felszíni és felszín alatti vízkészletei minden esetben jó állapotba kerüljenek. Fontos specialitás Magyarország esetében, hogy víztesteink több mint fele határral osztottnak tekinthető. Ez egyben azt is jelenti, hogy a határral osztott felszín alatti víztestek esetében csak nemzetközi együttműködésben valósítható meg a hatékony és fenntartható felszín alatti vízkészlet gazdálkodás.



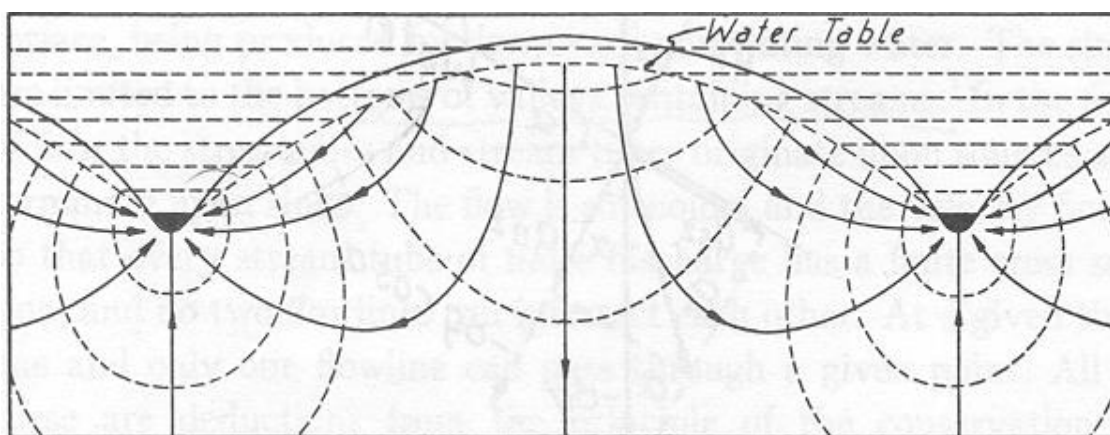
10. ábra: A 42 vízgyűjtő-gazdálkodási alegység területi elosztása Magyarországon.
 Forrás: Szűcs (2014)

2. FELSZÍN ALATTI VIZEK TERMÉSZETES ÁRAMLÁSA

A földi vízkörforgalomban természetes módon a felszín alatt komplex áramlási rendszerek jönnek létre a vízre ható erők és a hidrológiai környezet (topográfiai, földtani és meteorológiai viszonyok összessége) hatására. A felszín alatti áramlási rendszerek törvényszerűségeinek felismerése és megfogalmazása egy magyar hidrológus nevéhez köthető. Dr. Tóth József 1963-ban publikálta azokat az eredményeit, amelyek a hidrológia fejlődésének egy új fejezetét nyitották meg. Természetesen már Tóth József professzor úr munkássága előtt is sokan próbálták meghatározni a medencebeli rendszerek vízmozgásának törvényszerűségeit. Ezek az eredmények közül King Hubert munkásságát kell feltétlenül kiemelni.

2.1 A FELSZÍN ALATTI VIZEK ÁRAMLÁSÁNAK ELMÉLETE. KING HUBERT (1940)

Hubert 1940-ben publikálta híres művét a „Theory of Groundwater Motion” című alkotást. Hubert érdeme volt, hogy felismerte azt, hogy a felszín alatti vizek potenciális áramlásának a jellemzésére a későbbiekben ismertetett Laplace egyenletet kell megoldani megfelelő kezdeti és peremfeltételek mellett. Számításaira alapozva adta meg az általa szerkesztett áramvonal és potenciál vonal képet (lásd 11. ábra) egy hidrológiai medence esetére. A Hubert elmélete alapján a felszín alatti vizek csak a völgy fenéken, a topográfiai mélyedéseknél csapolódnak meg, és kerülnek a felszínre.

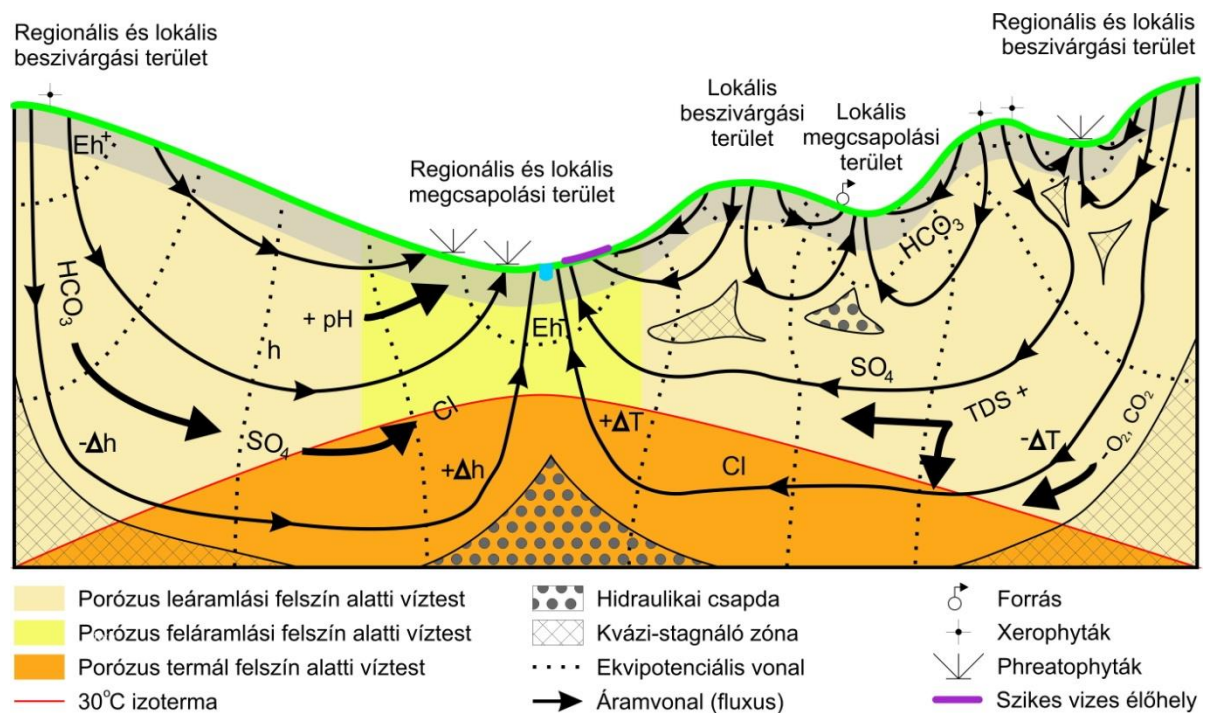


11. ábra: A felszín alatti áramlási rendszerek törvényszerűségeinek bemutató ábrája King Hubert (1940) elmélete alapján.
Forrás: Szűcs (2014)

2.2 A FELSZÍN ALATTI VIZEK ÁRAMLÁSÁNAK ELMÉLETE. TÓTH JÓZSEF (1963)

Tóth József a kanadai Alberta államban vízkutatási projekteken vett részt az 1960-as évek elején. A vízvázlató hátságokkal szabdalta hatalmas területeken Tóth József nem látta igazolva a Hubert féle elmélet helyességét, amely szerint a felszín alatti vizek természetes megcsapolódási pontjai csak a völgyfenékek lehetnek. Tóth József maga is megoldotta a

Laplace egyenletet néhány egyszerű és kezdeti peremfeltétel mellett, ám az eredménye lényegesen eltért a Hubert féle áramképtől (lásd 12. ábra).



12. ábra: A felszín alatti áramlási rendszerek törvényszerűségeinek bemutató ábrája Tóth József (1963) elmélete alapján
Forrás: Szűcs (2014)

Mint kiderült, a Hubert féle áramkép-rendszer csak egy szerzői elképzelés, amelyet nem támasztottak alá tényleges számításokkal. Tóth József 1963-ban publikált eredményei szinte forradalmi új fejlődési szakaszt hoztak a hidrogeológiában. Tóth József a felszín alatti áramlási rendszerek esetében egy hierarchikus rendszert definiált, amelyben megtalálhatóak a lokális, a közepes és a regionális felszín alatti áramlási rendszerek. A számítások egyértelműen igazolták, hogy felszíni megcsapolási pontok különböző topográfiai helyzetben is előfordulhatnak.

2.3 A FELSZÍN ALATTI VIZEK ÁRAMLÁSI RENDSZEREK ÁLTAL ELŐIDÉZETT JELENSÉGCSOPORTOK

A felszín alatti áramlási rendszerek tényleges ismerete nem csak hidrodinamikai szempontból fontos, hanem például vízminőségi szempontból is. Más kémiai jellegű felszín alatti vizekkel és hidrogeokémiai folyamatokkal találkozhatunk az úgynevezett leáramlási és feláramlási területeken. A felszín alatti víz, mint földtani tényező elvének felismerése is Tóth József professzor úr nevéhez kötődik. Tóth József elméletének egyik összefoglaló vázlatja jelenik a már említett 13. ábrán, amely bemutatja a felszín alatti gravitációs áramlási rendszerek fontosabb mennyiségi és minőségi aspektusait, illetve a jelenségcsoportok egy részét. A jelenségcsoportok tekintetében megkülönböztethetünk 6 különböző, a hidrogeológiai vizsgálatoknál figyelembe veendő osztályt az alábbiak szerint:

- hidraulikai és hidrológiai;
- kémiai és ásványtani;
- növénytani;
- talaj- és kőzetmechanikai;

- geomorfológiai;
- szállítási, felhalmozási.

A mai korszerű regionális léptékű hidrogeológiai kutatások nem képzelhetőek el a felszín alatti áramlási rendszerek viszonyainak feltárása nélkül. A felszín alatti áramlások pontos ismerete szükséges számos, felszín alatti térséget érintő műszaki feladat esetében is.

2.4 ÁRAMLÁSI SZIMULÁCIÓ

A hidrogeológia egyik legfontosabb matematikai egyenletének tekinthető az 1856-ban publikált Darcy-egyenlet, amely a felszín alatti lamináris szivárgást jellemzi. Már a Darcy-egyenlet alkalmazása során is bizonyos elhanyagolásokat teszünk. Ha a felszín alatti komplex áramlásoknál figyelembe kívánjuk venni az áramlás térbeli irányultságát, időbeliségét és a kőzet inhomogenitásait, akkor a pontosabb hidrodinamikai számítások érdekében az általánosított Darcy-egyenletet, vagyis az általános szivárgási egyenletet kell használnunk. Potenciális áramlás esetében az általános szivárgási egyenlet alakja nyomás alatti rendszer esetében a következő, ha eltekintünk a forrásoktól és nyelőktől:

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Ahol:

- k_x, k_y, k_z – az x, y és z irányú szivárgási tényező [m/s],
- S_s – a fajlagos tárolási tényező [1/m],
- t – az idő [s],
- h – a hidraulikus emelkedési magasság [m].

Abban az esetben, ha a felszín alatti kőzetet homogénnek és izotrópnak tekintjük (vagyis $k=k_x=k_y=k_z$), és a vizsgált réteg vastagsága b [m], akkor a fenti egyenlet az alábbiak szerint egyszerűsödhet:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Ahol:

- T – a vízzállító-képesség, $k \cdot b$ [m²/s],
- S – a tárolási tényező, $S_s \cdot b$ [-],
- t – az idő [s],
- h – a hidraulikus emelkedési magasság [m].

Ha a felszín alatti áramlás állandósult a nyomás alatti rétegben, vagyis az időbeli változástól eltekinthetünk, akkor az áramlási egyenlet a jól ismert Laplace-egyenletté egyszerűsödik.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Nyílt tükrű vízáadó vizsgálata esetében az általános szivárgási egyenletnek más típusú alakja lesz, hiszen az esetleges vízszint (h) változások során változik a telített zóna vastagsága. Ebben az esetben az általános szivárgási egyenlet alakja a következő:

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (k_x h \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_y h \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z h \frac{\partial h}{\partial z})$$

Ahol:

- k_x, k_y, k_z – az x, y és z irányú szivárgási tényező [m/s],
- S_y – a fajlagos vízhozam [-],
- t – az idő [s],
- h – a hidraulikus emelkedési magasság [m].

Abban az esetben, ha a nyílt tükrű rendszert homogénnek és izotrópnak tekintjük (vagyis $k=k_x=k_y=k_z$), akkor a fenti kifejezés a Boussinesq-egyenlet alakját veszi fel.

$$\frac{S_y}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (h \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (h \frac{\partial h}{\partial z})$$

A fenti egyenletek természetesen némileg módosulnak, ha kutakat is alkalmazunk a vizsgált felszín alatti közegben. A modellezés során alkalmazott matematikai egyenletek megoldása történhet analitikus eljárással vagy numerikus módszerekkel. A gyakorlatban leginkább elterjedt számítógépes hidrodinamikai modellezés esetében az általánosított szivárgási egyenlet numerikus megoldása történik akár egy véges differenciás, akár egy véges elemes modellezési környezetben a kiindulási és peremfeltételek figyelembe vételével. A felszín alatti vizek hidrodinamikai viselkedésével kapcsolatos modellezések Magyarországon általában a véges differenciás elven alapuló MODFLOW eljárással történnek.

3. KÚTHIDRAULIKAI ALAPÖSSZEFÜGGÉSEK

A felszín alatti természetes áramlási rendszereket az emberei beavatkozás is módosíthatja. Vízkivételi művek segítségével felszín alatti vizet termelünk például lakossági vízellátás céljára. Magyarországon a szolgáltatott ivóvíz több mint 95 százaléka felszín alatti vízből származik. A víztermelés mellett jelentős beavatkozást jelenthetnek a felszín alatti vizek esetében a felszín alatti térségek (munkaterék, bányák stb.) víztelenítési feladatai, vagy a geotermikus energia felhasználási célú hévíztermelés is. A víztelenítési esetek zömében ekkor is vízkivételi műtárgyakat alkalmaznak a kívánt mértékű vízszint süllyesztések elérése céljából. A vízkivételi művek esetében elsősorban kutakra, másodsorban galériákra (egyenes, vonalszerű létesítményekre, amelyek vízszintes irányban igen hosszúak, a rá merőleges irányban alig van kiterjedésük, függőleges irányban is korlátozott méretűek) kell gondolnunk. Mivel a gyakorlatban a galériák alkalmazása sokkal ritkább, mint a kutaké, ezért e fejezetben kutak hidraulikai kérdéseivel fogunk foglalkozni.

3.1 NYOMÁS ALATTI RENDSZER, TELJES KÚT

A következő hidraulikai példákban időben állandósult, permanens hidraulikai állapotú rendszereket fogunk bemutatni, hiszen a gyakorlatban a tervezés vagy méretezés számára leginkább ezzel a feltételezéssel élünk. A különböző kúttípusoknál minden esetben az egyszerű hozamegyenletről és a Darcy-összefüggésből indulunk ki alábbiak szerint:

$$Q = A \cdot v \text{ [m}^3\text{/s]} \text{ és } v = -k \cdot I \text{ [m/s]}$$

Ez egyes feladattípusoknál csak az a dolgunk, hogy jól definiáljuk az áramlási felületet (A), illetve az előálló differenciálegyenlet esetében jól adjuk meg a peremfeltételeket. Az egyes kúthidraulikai feladatok esetében általában három különböző dolgot feltétlenül kiszámítunk. Az első a kút hozamegyenlete. Ezután megadjuk, hogy a termelő kút környezetében, hogyan alakulnak a vízszintek vagy a depressziós viszonyok. Végül megadjuk a Darcy vagy tényleges sebesség viszonyok alakulását is a kút környezetében.

A 13. ábrán egy nyomás alatti vízadóban működő, oldalsó utánpótlású teljes kút fontosabb paramétereit látjuk. A vízadó vastagsága legyen m , míg szivárgási tényezője k . A nyomás alatti vízadó kezdeti nyugalmi hidraulikus emelkedési magassága, vagy piezometrikus szintje legyen H . A teljes rétegvastagságban szűrőzött r_0 sugarú kút hozama legyen Q . A kútban lévő vízszint pedig legyen h_0 . Ebben az esetben az áramlási felület (lásd 14. ábra), a Darcy-egyenlet és a hozam a kút körül r távolságban az alábbi egyenletekkel adható meg:

$$A = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot m \text{ [m}^2\text{]}$$

$$v = -k \cdot \frac{dh}{dr} \text{ [m/s]}$$

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot m \cdot (-k) \cdot \frac{dh}{dr} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Nyomás alatti rendszerben a vízrészecskék a tápterület határától a kút szűrője irányába vízszintesen áramlanak, vagyis az áramvonalak párhuzamosak a fedővel és a feküvel.

A hozamra vonatkozó differenciál egyenletet meg kell oldani a peremfeltételek segítségével. Ehhez be kell vezetnünk a kút távolhatásának (R) fogalmát. A működő kút maga körül R távolsáig hoz létre egyre kisebb mértékű depressziót. Az R távolhatást a kútban létrejövő vízszintsüllyedés (s_0) és a szivárgási tényező (k) ismeretében a Sichard-egyenlet segítségével becsülhetjük nyomás alatti rendszerben az alábbi egyszerű empirikus kifejezéssel:

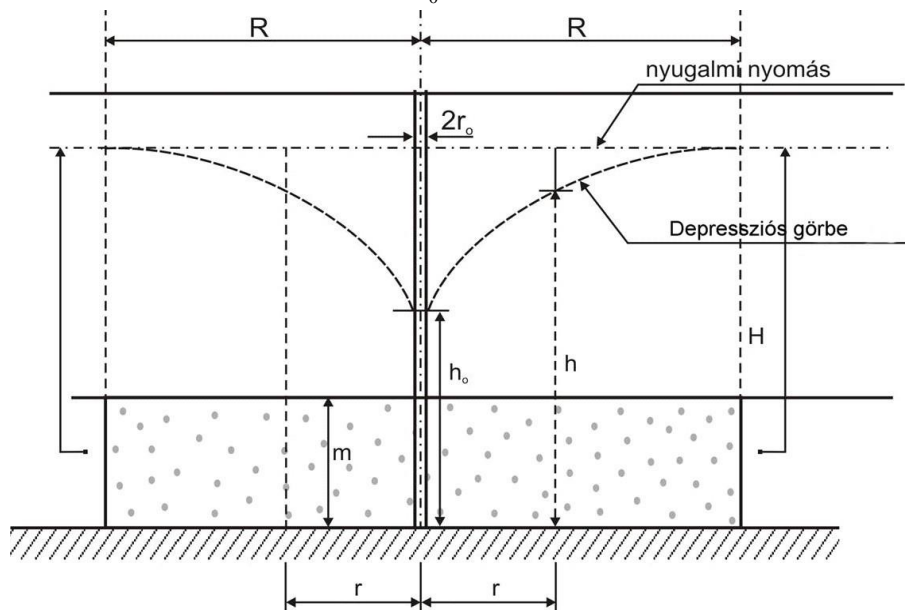
$$R = (3 \sim 5) \cdot 1000 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k} = (3 \sim 5) \cdot 1000 \cdot s_0 \cdot \sqrt{k} \text{ [m]}$$

Ezek után felírhatjuk a kút hozamegyenletét (Dupuit-Theim egyenlet):

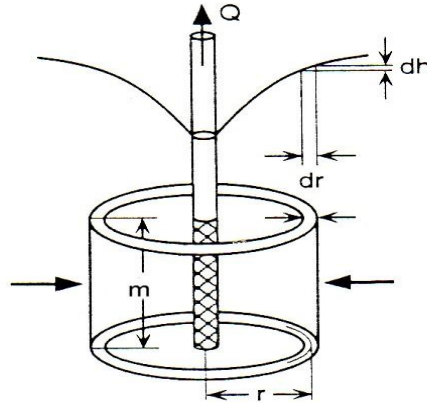
$$Q = 2 \cdot \pi \cdot m \cdot k \cdot \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

A kút tengelyétől r távolságban a depressziós görbe magassága (h):

$$h(r) = \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \cdot \ln \frac{r}{r_0} + h_0 \text{ [m]}$$



13. ábra: Nyomás alatti rendszerben működő, oldalsó utánpótlású teljes kút
Forrás: Szűcs (2014)



14. ábra: Az áramlási felület r távolságban a nyomás alatti rendszerben működő, oldalsó utánpótlású teljes kút körül
 Forrás: Szűcs (2014)

A kút tengelyétől r távolságban a Darcy-sebesség értéke:

$$v(r) = \frac{Q}{A(r)} = k \cdot \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \cdot \frac{1}{r} \quad [\text{m/s}]$$

A Darcy-sebesség kifejezéséből jól látható, hogy annak értéke a tápterület határa felől a kút irányába haladva a távolsággal fordított arányban nő. A maximális Darcy-sebesség értékek a kút falánál állnak elő. Ha a maximális Darcy-sebességre az alábbi Sichard-feltétel teljesül, akkor a kút hidraulikai szempontból megfelelően működik, és nem várható az, hogy a kút közvetlen környezetében az áramló víz elmossa a kőzet szemcséit.

$$v_{\max}(r_0) = \frac{Q}{A(r_0)} = k \cdot \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \cdot \frac{1}{r_0} \leq \frac{\sqrt{k}}{15} \quad [\text{m/s}].$$

Az effektív porozitás ismeretében egyébként a fentebb említett módon a pórusokban előálló tényleges áramlási sebességeket is ki tudjuk számítani.

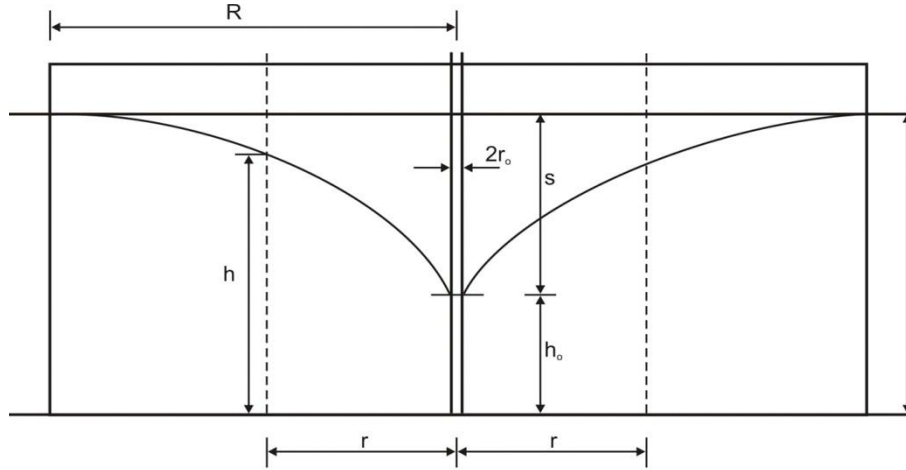
3.2 NYÍLT TÜKRŰ RENDSZER, TELJES KÚT

Nyílt tükrű vízadóban működő teljes kút esetében is azokból az alapegyenletekből indulhatunk ki, amelyeket bemutatunk részletesen az előző részben a nyomás alatti rendszereknél. A 15. ábra mutatja be a nyílt tükrű áramlási rendszer főbb paramétereit. Látható, hogy ebben az esetben a kút működése tényleges vízszint csökkenést hoz létre a rétegben, amely azt eredményezi, hogy az áramlási felület magassága (h) függ a kúttól mért távolságtól. Ezeket figyelembe véve a kiindulási differenciálegyenlet a következő módon adható meg:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot (-k) \cdot \frac{dh}{dr} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Az R távolhatás értékét nyílt tükrű rendszer esetében is egy empirikus Sichard-egyenlet segítségével adhatjuk meg:

$$R = 3000 \cdot (H - h_0) \cdot \sqrt{k} = 3000 \cdot s_0 \cdot \sqrt{k} \text{ [m]}$$



15. ábra: Nyílt tükrű rendszerben működő, oldalsó utánpótlású teljes kút
Forrás: Szűcs (2014)

Ezek után a kút hozamegyenletét (Dupuit-Theim szerint) nyílt tükrű vízadóban:

$$Q = \pi \cdot k \cdot \frac{(H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \text{ [m}^3\text{/s].}$$

A kút tengelyétől r távolságban a depressziós görbe magassága vagy a tényleges vízszint (h):

$$h(r) = \sqrt{\frac{(H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \cdot \ln \frac{r}{r_0} + h_0^2} \text{ [m].}$$

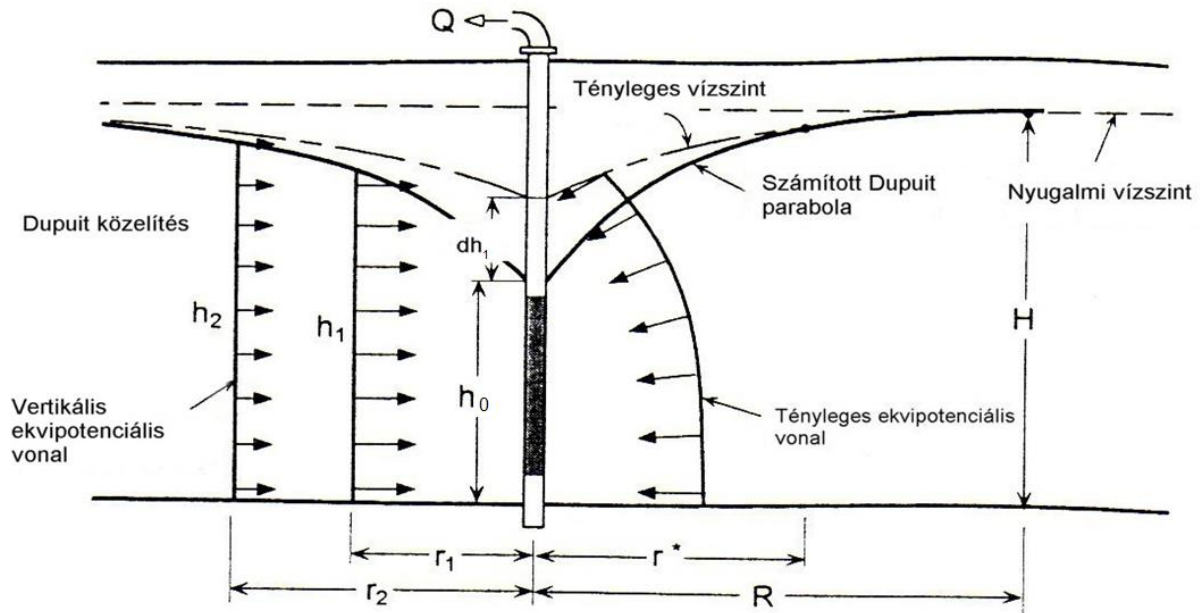
A kút tengelyétől r távolságban a Darcy-sebesség értéke kifejezhető a sugártól független hozam (Q) és a vízszint ($h(r)$) segítségével az alábbi kifejezés szerint:

$$v(r) = \frac{Q}{A(r)} = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot h(r)} \text{ [m/s].}$$

A maximális Darcy-sebesség értékek most is a kút falánál állnak elő. Ha a maximális Darcy-sebességre az alábbi Sichard-feltétel teljesül, akkor a kút hidraulikai szempontból megfelelően működik, és nem várható az, hogy a kút közvetlen környezetében az áramló víz elmossa a kőzet szemcséit:

$$v_{\max}(r_0) = \frac{Q}{A(r_0)} = \frac{k}{r_0} \cdot \frac{H^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}} \leq \frac{\sqrt{k}}{15} \text{ [m/s]}$$

A nyílt tükrű vízadóba mélyített kút hidraulikai viszonyait oldalsó utánpótlódás esetében a fentebb ismertetett úgynevezett Dupuit-Theim egyenletek adják meg. A megadott egyenletek azonban csak részben közelítik a tényleges áramlási viszonyokat (lásd. 16. ábra).



16. ábra: A Dupuit-Theim közelítés és a tényleges áramlási viszonyok egy nyílt tükrű rendszerben működő, oldalsó utánpótlású teljes kútnál
Forrás: Szűcs (2014)

A Dupuit-Theim közelítés függőleges potenciál viszonyokat és horizontális áramvonalakat tételez fel a tényleges hidraulikai viszonyok helyett. A Dupuit-Theim közelítés eredményeként számított hozam (Q) elfogadható pontosságú. A számított depressziós görbe és a tényleges vízszint között már nem elhanyagolható eltérés lép fel. A számított és a tényleges vízszint közötti különbség a kút falánál lesz a legnagyobb (Δh_1). Amíg a kútban h_0 magasságú vízoszlop helyezkedik el, addig a kút külső falánál a vízszint Δh_1 értékkel magasabban áll. Ezt a hidraulikai okból jelentkező vízszálekszakadás magasságkülönbségét szabad szivárgási magasságnak vagy hidraulikai ellenállásnak nevezzük. A hidraulikai ellenállást számos kutató próbálta meghatározni. Közülük két összefüggést adunk meg. 1928-ban Ehrenburger az alábbi összefüggést adta meg:

$$\Delta h_1 = 0.5 \cdot \frac{(H - h_0)^2}{H} \text{ [m]}$$

Öllös Géza kísérletei alapján a következő egyenletet adta meg:

$$\Delta h_1 = 0.228 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{r_0}} \cdot \frac{(H - h_0)^2}{H} \text{ [m]}$$

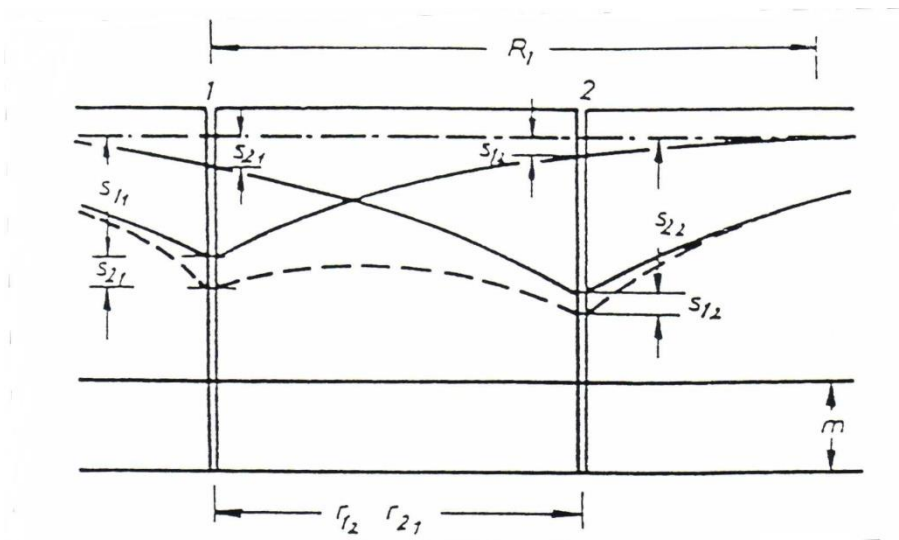
3.3 KÚTCSOPORTOK

Bizonyos esetekben több kút együttes működésére is szükség lehet. Ilyen esetekben, ha az egyes kutak tápterületei (R) egymásba metszenek, akkor a fentebb említett egyszerű kúthidraulikai összefüggéseket már nem használhatjuk. A kútcsoportok esetében a hidraulikai viszonyok megadására több különböző megoldási lehetőség közül választhatunk.

A szuperpozíció elvét grafikusán és analitikusan egyaránt alkalmazhatjuk. A grafikus szuperpozíció lényege az, hogy az egyes víztermelő kutaknak valamely felvett egyedi vízhozam értéknél meghatározzuk a depressziós felületét. Ezután az egyes depressziós értékek grafikus szuperpozíciójával előállítjuk azt az új depressziós felületet, amely kutak együttes üzeme során alakul ki. A grafikus szuperpozíció tehát vízhozam-állandóság esetére ad meghatározási módot.

A szuperpozíció elvének egyik analitikus alkalmazása a Forcheimer módszer. Először kössük meg a vízhozamot. Vagyis az egyes kutakból külön-külön üzem esetén kitermelt hozammal működtessük azokat egyszerre történő üzemelésnél is. A 17. ábra jelölései szerint ekkor az 1. kút vízhozama s_{11} leszívásnál egy nyomás alatti vízadóban:

$$Q_1 = 2 \cdot \pi \cdot k \cdot \frac{s_{11}}{\ln \frac{R_1}{r_{11}}} \cdot m$$



17. ábra: Kútrendszer depressziójának szuperpozíciója
Forrás: Szűcs (2014)

A 2. kút hozama s_{22} leszívásnál:

$$Q_2 = 2 \cdot \pi \cdot k \cdot \frac{s_{22}}{\ln \frac{R_2}{r_{22}}} \cdot m$$

Az 1. kút által létrehozott depresszió a 2. kút tengelyében:

$$s_{12} = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} Q_1 \cdot \ln \frac{R_1}{r_{12}}$$

A 2. kút által létrehozott depresszió az 1. kút tengelyében:

$$s_{21} = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} Q_2 \cdot \ln \frac{R_2}{r_{21}}$$

Az egymásra hatás után kialakuló teljes depresszió az 1. kút tengelyében:

$$s_{11} + s_{22} = s_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} (Q_1 \ln \frac{R_1}{r_{11}} + Q_2 \ln \frac{R_2}{r_{21}})$$

Ha kettő helyett több kút (n darab) egymásra hatásáról lenne szó, akkor:

$$s_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \ln \frac{R_i}{r_{i1}}$$

Nyomás alatti rendszerben tetszőleges helyen a kialakuló depresszió több kút egymásra hatása estében:

$$s_j = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \ln \frac{R_i}{r_{ij}}$$

Hasonló megfontolásokból kiindulva nyílt tükrű rendszerben tetszőleges helyen a kialakuló depresszió több kút egymásra hatása estében:

$$(H^2 - h_j^2) = \frac{1}{\pi \cdot k} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \ln \frac{R_i}{r_{ij}}$$

Nehezebben megoldható a szuperpozíció a fenti módon, ha a kutakban a depressziót kötjük meg, és keressük az egymásra hatás után várható vízhozamokat. Ebben az esetben egy egyenletrendszert megoldásaként kaphatjuk a vízhozamokat. Két kutas esetben egy két ismeretlenes, míg „n” kút esetében egy „n” ismeretlenes egyenletrendszert kell megoldanunk a vízhozamok meghatározására.

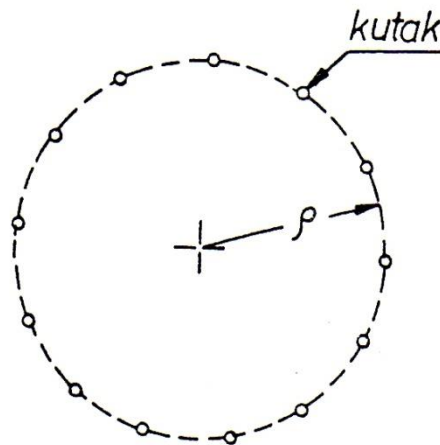
A fenti szuperpozíció elvét alkalmazó összefüggéseknek a segítségével eljuthatunk az úgynevezett nagy kutas megoldáshoz. Ha a kutak valamilyen zárt alakzatban helyezkednek el – elméletileg leginkább egy kör mentén (lásd 18. ábra) – akkor, ha kutakban azonos üzemi vízszintet (h_0) tartunk, a kútcsoport helyettesíthető egyetlen úgynevezett nagy kúttal, amely a kutak által emelt összes vízhozamot termeli. Nyílt tükrű vízáadó esetében az alábbi egyszerű összefüggésre redukálódik a nagy kutas közelítés:

$$\sum Q = k \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{\rho}} [m^3/s]$$

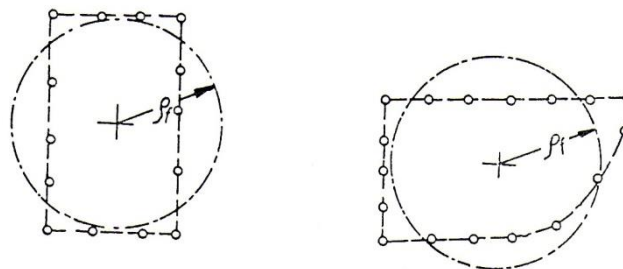
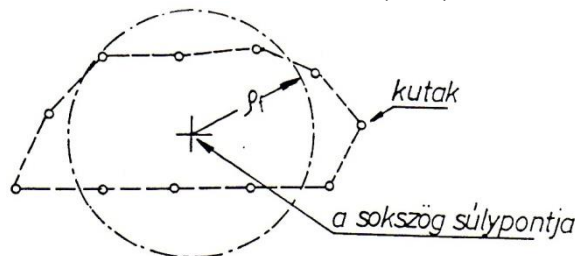
Míg nyomás alatti réteg esetében az alábbi kifejezéssel dolgozhatunk:

$$\sum Q = k \cdot 2 \cdot \pi \cdot m \cdot \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{\rho}} \quad [m^3/s]$$

Ha nem kör alakú a kutak elhelyezése, hanem valamilyen egyéb zárt egységben (lásd 19. ábra) található, akkor a nagy kutas közelítésben alkalmazott fiktív sugart (ρ) területarányosításból tudjuk meghatározni. A kutak által létrehozott sokszög vonal területe legyen F.



18. ábra: Kör alakú kúrendszer elrendezés; nagy kutas közelítés
Forrás: Szűcs (2014)



19. ábra: Az egyenérték sugár meghatározása nagy kutas megoldás esetében
Forrás: Szűcs (2014)

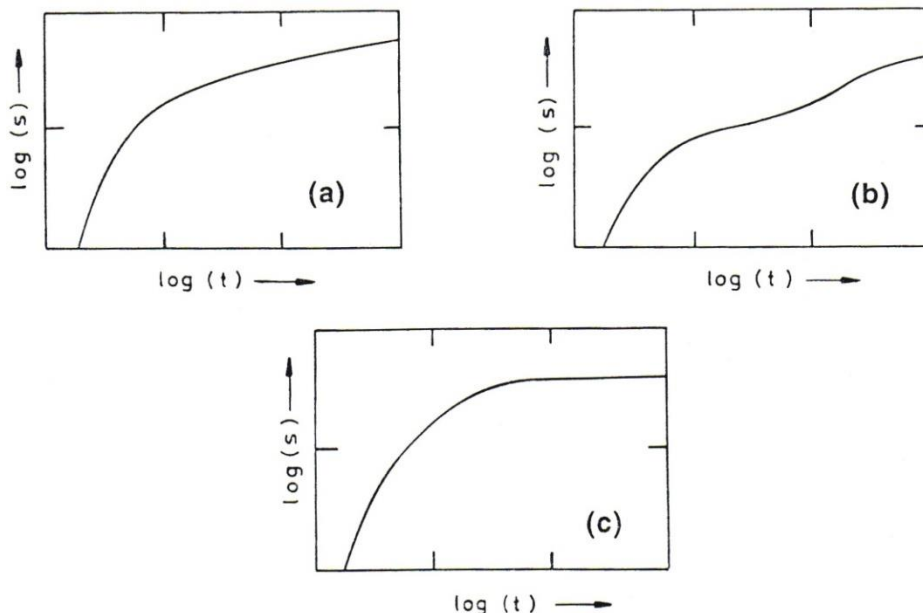
A fiktív sugarát a nagy kútnak az alábbi kifejezéssel adhatjuk meg.

$$\rho = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

A nagy kutas módszerrel elsősorban a kútcsoport vízhozamára kapunk jó közelítést, míg a depresszió számítása csak a kútcsoporttól távolabbi pontokban ajánlott.

3.4 PRÓBASZIVATTYÚZÁSI ADATOK ÉRTÉKELÉSE

Terepi próbaszivattyúzási vizsgálatokat vízföldtani paraméterek „in-situ” meghatározása céljából végzünk. A felszín alatti viszonyok tisztázása céljából mélyítünk egy termelő kutat, amelyből vizet lehet szivattyúzni. A termelő kút közelében egy vagy több megfigyelő kutat mélyítünk. Ezekben a megfigyelő kutakban mérjük a vízszintváltozásokat, vagyis a depressziót (s) a szivattyúzás megkezdése után eltelt idő (t) függvényében. Ezeknek az adatoknak a kiértékeléséből következtethetünk a vizsgált felszín alatti vízadó tulajdonságaira. A próbaszivattyúzási vizsgálatokat nyomás alatti és nyílt tükrű, valamint átszivárgó rendszerek esetében is el lehet végezni. Természetesen más jellegű s(t) görbéket fogunk mérni a megfigyelő kutakban a különböző vízföldtani esetekben. A 20. ábra bemutatja, hogy milyen jellegű görbékre számíthatunk a különböző hidraulikai helyzetű rétegek esetében, ha a log (t) függvényében ábrázoljuk a log(s) értékeket. Sajnos a próbaszivattyúzási vizsgálatok meglehetősen költségesek, így sokszor előfordul az is, hogy csak egyetlen kútunk van. Ilyen esetben, ugyanabban a kútban szivattyúzunk és mérjük a vízszinteket. A termelőkútban fellépő különböző ellenállások miatt azonban a mért vízszintek megbízhatósága sokkal kisebb, mint a tényleges megfigyelő kutakban mért vízszinteké.



20. ábra: Próbaszivattyúzási vizsgálatok során a depresszió alakulása az időfüggvényében; (a) nyomás alatti vízadó, (b) nyílt tükrű vízadó, (c) nyomás alatti vízadó átszivárgással

Forrás: Szűcs (2014)

Theis módszer

A próbaszivattyúzási adatok kiértékelésére legelőször Theis 1935-ben dolgozott ki egy könnyen alkalmazható grafikus eljárást, amely bonyolult matematikai levezetésen alapul. Az úgynevezett Theis egyenletek adják az alapját a későbbiekben kidolgozott egyéb kiértékelési

eljárásoknak is. A módszer legfontosabb egyenletei és összefüggései az alábbiak szerint foglalhatók össze. A megfigyelőkútban mért depresszió megadható egy $W(u)$ kútfüggvény segítségével:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{és} \quad u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

Ahol

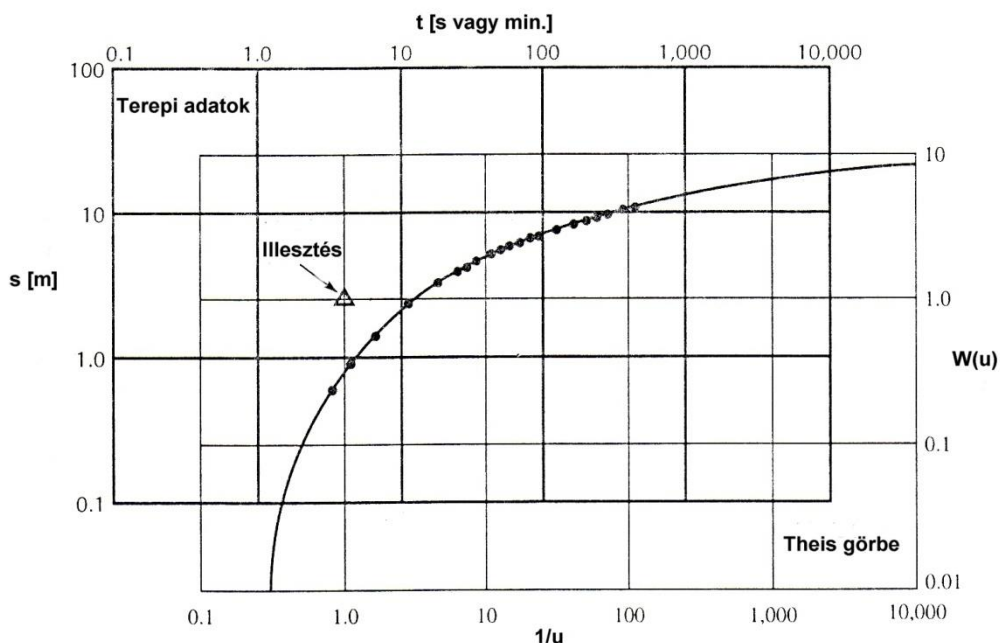
- Q – a termelőkút hozama [m^3/s],
- T – a vizsgált nyomás alatti réteg vízszállítási (transzmisszivitási) tényezője [m^2/s],
- u – a kútfüggvény változója [-],
- r – a megfigyelő és a termelő kút közötti távolság,
- t – a szivattyúzás megkezdése óta eltelt idő [s],
- S – pedig a vizsgált vízadó tárolási tényezője [-].

Theis bebizonyította, hogy a $W(u)$ kútfüggvény elméletileg a következő egyenlettel, illetve sorba fejtett alakokkal fejezhető ki:

$$W(u) = -\int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \frac{u^5}{5 \cdot 5!} - \dots$$

E számítás alapján Theis megszerkesztette a $W(u)$ mestergörbét, amely $W(u)$ értékeit megadja $1/u$ függvényeként. A mestergörbe mellett egy kettős logaritmusos koordináta rendszerben felhordjuk a próbaszivattyúzás során mért depresszió (s) értékeket az idő (t) függvényében. A 21. ábrának megfelelően az előálló pontsorra úgy illesztjük a Theis mestergörbét, hogy az a legjobb fedésbe kerüljön.



21. ábra: A T és S vízföldtani paraméterek meghatározása grafikus úton a Theis módszer segítségével
Forrás: Szűcs (2014)

Ezután egy tetszőleges illesztési pontot kiválasztva le kell olvasni a pont koordinátáit mind a két rendszerben (s, t, W(u), u). A kiolvasott értékek alapján a T és az S a következő módon határozható meg:

$$T = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot s} \cdot W(u) \text{ és } S = \frac{4 \cdot T \cdot t \cdot u}{r^2}$$

A Theis módszer alkalmazása során a következő fontosabb feltételezésekből indulunk ki. A vizsgált nyomás alatti vízázó homogén és izotróp, és a vízázó réteg utánpótlódásától eltekinthetünk. A vizsgált vízázó vastagsága és a szivattyúzás hozama is állandónak tekinthető.

Cooper-Jacob módszer

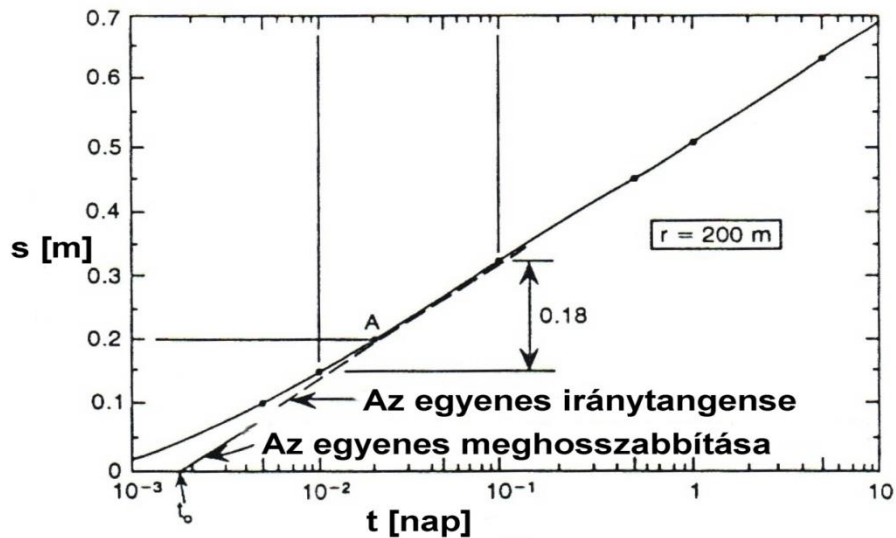
Az 1946-ban kidolgozott Cooper-Jacob módszer tulajdonképpen a Theis módszer egyszerűsítésén alapul. Ha a W(u) kútfüggvény „u” változója elegendően kicsi ($u \ll 1$), abban az esetben a kútfüggvény sorba fejtett alakjában az egyes tagok az első két tag kivételével elhanyagolhatók. Így a kútfüggvény a következő alakkal közelíthető:

$$W(u) = -0.5772 - \ln u = \ln \frac{0.5615}{u}$$

Ezt figyelembe véve, a megfigyelő kútban mért depresszió értéke az alábbiak szerint módosul:

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot \ln \frac{2.25 \cdot T \cdot t}{r^2 \cdot S} = \frac{0.183 \cdot Q}{T} \cdot \log \frac{2.25 \cdot T \cdot t}{r^2 \cdot S} [m]$$

E kifejezést szemügyre véve világossá válik, ha a mérési adatainkat [s(t)] egy szemi-logaritmikus koordináta-rendszerben hordjuk fel, akkor a nagyobb idők esetében (ekkor teljesül, hogy $u \ll 1$) a mért adatok egy lineáris egyenesre kell, hogy essenek (lásd 22. ábra).



22. ábra: A T és S vízföldtani paraméterek meghatározása a Cooper-Jacob módszer segítségével
Forrás: Szűcs (2014)

A mérési adatokat reprezentáló pontokra egy egyenest illesztünk úgy, hogy az elmetssze az idő tengelyt. Az egyenes metszés pontját t_0 idővel jelöljük. Ezek után az egyenes segítségével meghatározhatjuk, hogy egy időciklus egység alatt mekkora depresszióváltozással (Δs) kell számolnunk. A fenti Cooper-Jacob egyenlet alapján bebizonyítható az, hogy a T és S vízföldtani paraméterek a következő nagyon egyszerű kifejezésekkel adhatók meg:

$$T = \frac{0.183 \cdot Q}{\Delta s} \text{ [m}^2\text{/s)},$$

$$S = \frac{2.25 \cdot T \cdot t_0}{r^2} \text{ [-]}.$$

Hantush-Jacob módszer

Bizonyos esetekben a nyomás alatti vízadók vizsgálatánál nem elhanyagolható a felsőbb vízadó rétegekből történő átszivárgás. Ilyen esetekben módosulnak a korábban megismert Theis összefüggések. Hantush és Jacob 1955-ben adták meg azokat az összefüggéseket, amelyek alapján hidraulikailag értelmezhető egy nyomás alatti vízadó félig áteresztő fedővel.

Hantush és Jacob a Theis egyenletből megismert „u” kifejezés értékét változatlanul hagyták:

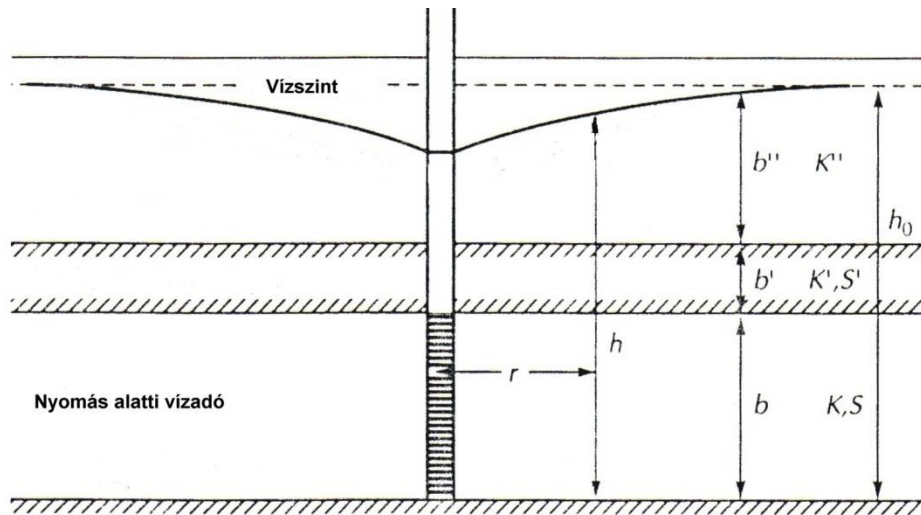
$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

A 23. ábra jelöléseinek megfelelően Hantush és Jacob definiáltak egy speciális kifejezést az átszivárgás mértékének a jellemzésére a következő módon:

$$\frac{r}{B} = r \cdot \sqrt{\frac{k'}{k \cdot b \cdot b'}} \text{ [-]}$$

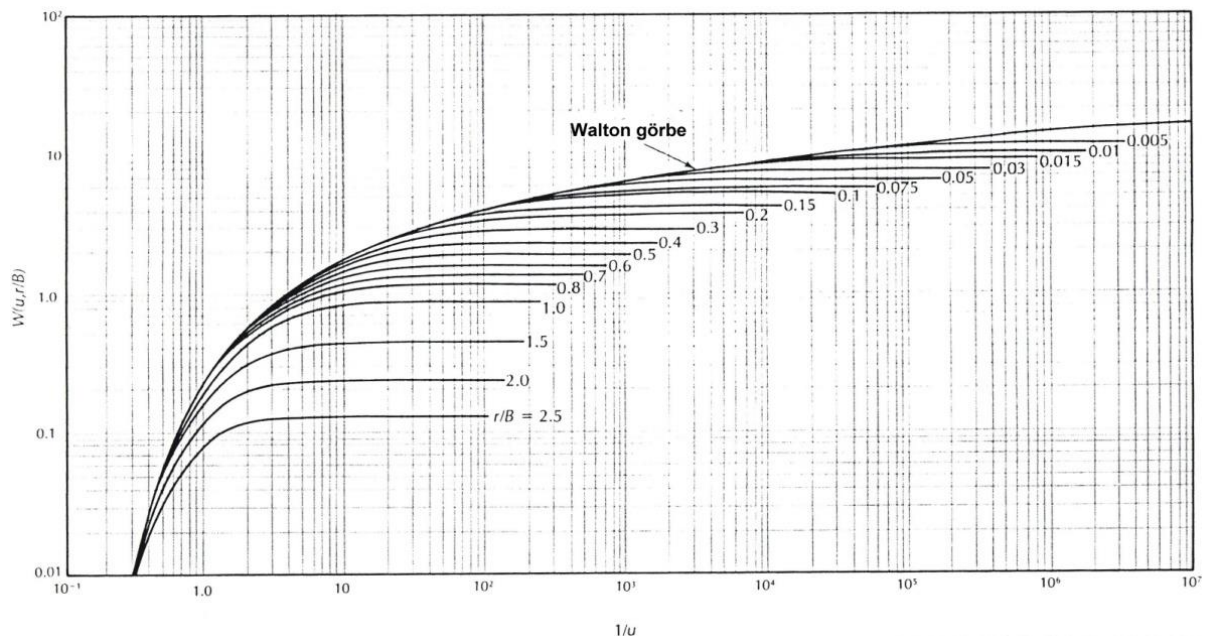
Ahol k' és b' a nyomás alatti vízadó fedőrétegének (amelyen keresztül az átszivárgás történik) a szivárgási tényezője és vastagsága. A k és b pedig a vizsgált vízadó szivárgási tényező és vastagság értéke. Az r/B tényező értéke egyébként zérus, ha az átszivárgás nem áll fenn. Az r/B figyelembe vételével az eredeti Theis egyenlet a következő alakot veszi fel:

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



23. ábra: Hantush és Jacob jelölései egy nyomás alatti vízadó félig áteresztő fedővel esetére
 Forrás: Szűcs (2014)

Walton 1962-ben szerkesztette meg azt a görbesereget (lásd 24. ábra), amelynek segítségével azok a próbaszivattyúzási adatok, amelyek félig áteresztő fedővel rendelkező nyomás alatti vízadóra vonatkoznak, grafikusan kiértékelhetők. Ebben az esetben is egy kettős logaritmusos koordináta rendszerben felhordjuk a próbaszivattyúzás során mért depresszió (s) értékeket az idő (t) függvényében, majd a kapott görbét a Walton-féle görbeseregre illesztjük.

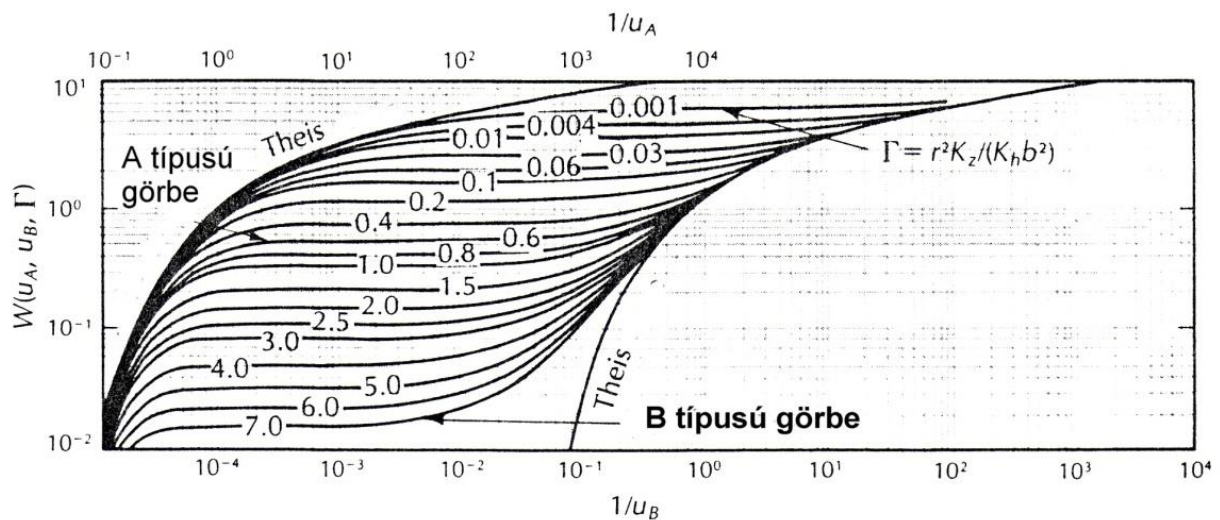


24. ábra: A T és S vízföldtani paraméterek meghatározása a Walton-féle görbesereg segítségével félig áteresztő fedővel rendelkező nyomás alatti vízadónál
 Forrás: Szűcs (2014)

Ebben az esetben a vízadó k és S paramétere mellett meghatározásra kerül a féligáteresztő fedő szivárgási tényezője (k') és vastagsága (b') is.

Neuman módszer

A nyílt tükrű vízadók próbaszivattyúzási vizsgálatánál eltérő jellegű viselkedéssel kell számolnunk. Nyílt tükrű rendszerek szivattyúzása esetében két fajta mechanizmust is figyelembe kell venni. A szivattyúzás korai szakaszában (hasonló módon, mint a nyomás alatti rendszereknél) a víz rugalmas tágulása és a kőzetváz kompakciója játszik szerepet. Vagyis ebben a szakaszban az „S” tárolási tényező fogja meghatározni a depresszió hatására felszabaduló víz mennyiségét. A szivattyúzás továbbfolytatásával azonban egyre inkább megnő a póruster gravitációs víztelenítésének a szerepe, ahol már az „S_y” fajlagos vízhozam paraméteré a döntő szerep. Nyílt tükrű rendszerek esetében a fajlagos vízhozam általában nagyságrendekkel nagyobb, mint a tárolási tényező. A kettős viselkedést figyelembe vevő kiértékelési eljárást Neuman dolgozta ki 1975-ben. Neuman egy olyan görbesereget készített (lásd. 25. ábra), amelynek segítségével külön értékelhetők ki a próbaszivattyúzás korai („A” típusú görbék) és későbbi adatai („B” típusú görbék) a grafikus illesztés során.



25. ábra: A T és S vízföldtani paraméterek meghatározása a Neuman-féle görbesereg segítségével
Forrás: Szűcs (2014)

Neuman levezetése nyomán az alábbi összefüggéseket írhatjuk fel:

$$T = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot s} \cdot W(u_A, u_B, \Gamma)$$

Ahol:

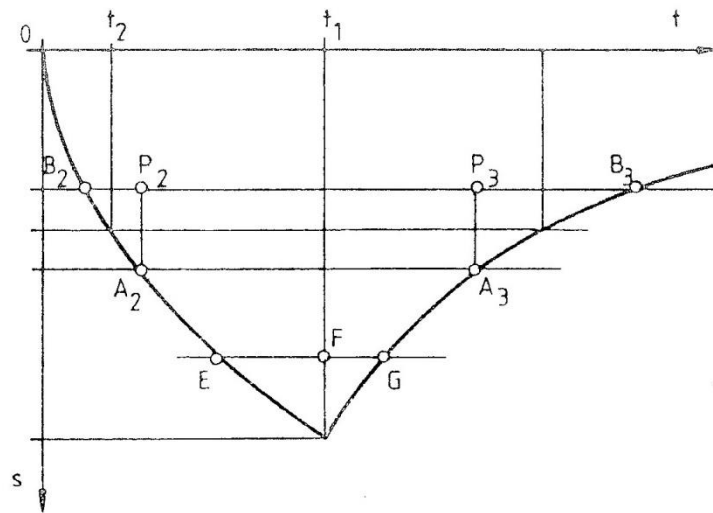
$$u_A = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

$$u_B = \frac{r^2 S_y}{4Tt}$$

A mérési adatok grafikus kiértékelése során megkapjuk a vizsgált nyílt tükrű vízadó vízszállítási (T, transzmisszivitási) és tárolási (S) tényezőjét, valamint a fajlagos vízhozamát (S_y).

Porchet módszer

A leszívási és visszatöltődési vizsgálat speciális kombinációját adja meg a Porchet módszer. Lényege az, hogy egy kútba helyezett szivattyú állandó (Q) hozamú üzemeltetésével $0.5-2.0$ m-es (s) leszívást idézünk elő. A depressziós értékeket, valamint a szivattyúzás befejezése után észlelt visszatöltődési adatokat az idő függvényében ábrázolva jellegzetes görbét kapunk. Mivel nem permanens áramlásról van szó, ezért ennek a görbének a karakteréből meghatározzuk az „ s ” leszívási mélységhez tartozó korrigált vízhozamot (q), majd a vizsgált vízadó szivárgási tényezőjét (k). Az eljárás gyors, egyszerű és kevés felszerelést igényel. A 26. ábra jelölései alapján a fontosabb összefüggések a Porchet módszer alkalmazásánál az alábbiak.



26. ábra: A Porchet módszer számítása
Forrás: Szűcs (2014)

$$q = Q \cdot \frac{EF}{EG} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$$k = \frac{1.5 \cdot q}{s \cdot (2H - s)} \text{ [m]}$$

4. FELHASZNÁLT SZAKIRODALOM

- Bobok E. – Tóth A (2005): Megújuló energiák. Miskolci Egyetemi Kiadó, Miskolc.
- Chiang W.H. – Kinzelbach W. (2001): 3D Groundwater modeling with PMWIN. A simulation system for modeling groundwater flow and pollution. Springer-Verlag.
- Juhász J. (2002): Hidrogeológia. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Mádlné Szőnyi J. (2006): A geotermikus energia. Grafon, Budapest.
- Marton L. (2009): Alkalmazott hidrogeológia. Kézikönyv. ELTE Eötvös Kiadó, Budapest.
- Neville C.J., Tonkin M.J., 2004: Modeling Multiaquifer wells with MODFLOW. Ground Water, Vol. 42, No. 6, pp. 910-919.
- Somlyódy L. (szerkesztő) (2011): Köztisztületi Stratégiai Programok. Magyarország vízgazdálkodása: helyzetkép és stratégiai feladatok. Magyar Tudományos Akadémia, Budapest.
- Székely F.(2010): Hévízeink és hasznosításuk. Magyar Tudomány, 2010/12, 1473-1485.
- Székely F. (1975): Estimation by digital computer of the drawdown caused by groundwater withdrawal. Hydrological Sciences – Bulletin – des Sciences Hydrologiques, XX, 3 9/1975. pp. 341-351.
- Szucs, P. – Ritter Gy. (2002): Improved interpretation of pumping test results using simulated annealing optimization. ModelCARE 2002, Proceedings of the 4th International Conference on Calibration and Reliability in Groundwater Modeling. Prague, Czech Republic, 17-20 June 2002. ACTA UNIVERSITATIS CAROLINAE – GEOLOGICA 2002, 46 (2/3), pp. 238- 241.
- Szűcs P. (2014): Hidrogeológia. Digitális Tankönyvtár. https://www.tankonyvtar.hu/hu/tartalom/tamop412A/2011_0059_SCORM_MFKHT5053/adatok.html
- Szűcs P. (2017): Felszín alatti vizek – a hidrológiai ciklus láthatatlan része. Magyar Tudomány, 178. évfolyam, 10. szám, 2017. október, pp. 1184-1197. Elérhetőség: <http://www.matud.iif.hu/Ma-Tud-2017-10.pdf> (utolsó letöltés: 2019. 09. 10.)

A Nemzeti Közsolgálati Egyetem kiadványa.

Kiadó: Nemzeti Közsolgálati Egyetem; Államtudományi és Közigazgatási Kar

www.uni-nke.hu

Felelős Kiadó: Prof. Dr. Kis Norbert Dékán

Címe: 1083 Budapest, Üllői út 82.

Kiadói szerkesztő: Császár-Biró Anna

Tördelőszerkesztő: Vöröss Ferenc