

단계양수시험을 이용한 최적 양수량, 우물효율 및 영향반경 산정

최현미¹ · 이진용^{1*} · 천정용¹ · 전성천² · 권형표²

¹강원대학교 지질학과, ²(주)지오그린21

Estimation of optimal pumping rate, well efficiency and radius of influence using step-drawdown tests

Hyun-Mi Choi¹, Jin-Yong Lee^{1*}, Jeong-Yong Cheon², Seong-Chun Jun², and Hyung-Pyo Kwon²

¹Department of Geology, Kangwon National University, Chuncheon 200-701, Korea

²GeoGreen21 Co., Ltd., E&C Venture Dream Tower II, Seoul 152-719, Korea

본 연구에서는 현장에서 수행한 단계양수시험을 이용하여 최적 양수량, 우물효율 및 양수 영향반경을 산정하였다. 시험결과 최적 양수량은 KDPW 1, KDPW 2에서 수위강하가 0.5, 1.0 m 일어났을 때 각각 9.37, 16.20 m³/day과 8.11, 14.10 m³/day으로 계산되었다. 또 우물효율은 KDPW 1에 대하여 72.02~90.73%의 효율을 그리고 KDPW 2에 대하여 70.62~88.52%의 효율을 보였다. 한편 정류상태 해석으로 영향반경은 KDPW 1에서 양수하였을 경우 관측점에서 3.50~31.92 m로 계산되었다. 또 KDPW 2에서 양수하였을 경우 관측점에서 영향반경이 0.14~37.43 m로 산정되었다. 부정류 해석결과에 따르면 KDPW 1에서 양수하였을 경우 관측점에서 영향반경이 0.02~8.34 m로 계산되었다. 그리고 KDPW 2에서 양수하였을 경우 관측점에서 영향반경이 0.24~9.68 m로 계산되었다. 본 연구에서 적용한 방법론은 오염지하수 양수처리법의 설계에 실용적으로 활용될 수 있을 것으로 사료된다.

주요어 : 단계양수시험, 최적 양수량, 우물효율, 영향반경, 양수처리

Optimal pumping rate, well efficiency and radius of influence were estimated using field step-drawdown tests. According to the analysis results, optimal pumping rates were estimated as 9.37, 16.20 m³/day for KDPW 1 and 8.11, 14.10 m³/day for KDPW 2. The well efficiency was calculated as 72.02~90.73% for KDPW 1 while it was 70.62~88.52% for KDPW 2. In the meanwhile, the steady-state analysis yielded the radius of influence (ROI) of 3.50~31.92 m in case of pumping at KDPW 1 and the ROI of 0.14~37.43 m in case of pumping at KDPW 2. In addition, the transient analysis produced the ROI of 0.02~8.34 m for KDPW 1 pumping and the ROI of 0.24~9.68 m for KDPW 2 pumping. The methodology used in this study can be usefully applied in the pump and treat remediation design for contaminated groundwater.

Key words : step-drawdown test, optimal pumping rate, well efficiency, radius of influence, pump and treat

서 론

단계양수시험(step-drawdown test)은 단공시험(single well test)으로 일정한 시간 간격으로 양수량을 증가시켜 가면서 인근 관측점의 수위변화 혹은 수위강하를 측정함으로써 관정의 효율, 대수층의 생산성 등을 평가할 수 있다(Dawson and Istok, 1991; Kruseman and de Ridder,

1991; 한정상, 1998). 일반적으로 단계양수시험을 수행할 때 각 단계에서 관정 내 지하수위가 안정될 때까지 양수를 수행하여 단계별 비양수량을 구하고 적정양수량을 산출한다. 시험은 적어도 3단계 이상 진행되어야 하며 각 단계에서의 양수시간은 가능한 동일하게 하는 것이 좋다. 또한 각 단계에서 양수량을 일정하게 유지하는 것이 매우 중요하다. 그러나 현장시험 과정에는 각 단계마다 관측

*Corresponding author: hydrolee@kangwon.ac.kr

정내 지하수위가 안정될 때까지 양수하는 경우(pseudo steady-state)와 안정되지 않은 천이상태(transient state)에서 다음 양수량 단계로 넘어가는 경우도 있다. 이와 같은 현장사정은 많은 경우 가용한 시간과 비용에 의해 결정된다. 자료의 해석을 위한 정상상태 혹은 준 정상상태에 대한 판단은 연구자의 경험과 지식에 따라 약간씩 다를 수 있다(이진용 외, 1999).

한편 오염지하수를 정화하는 공법의 하나로 양수처리(pump and treat)기법은 전통적으로 널리 알려져 있다. 또 저농도에 대한 처리가 비교적 어렵다는 점과 종료 후 리바운드(rebound) 현상이 발생할 수 있다는 단점에도 불구하고 현재 오염지하수 정화에 가장 많이 적용되는 공법 중의 하나이다(Wong et al., 1997; Park et al., 2007). 그런데 현장에서 양수처리기법을 적용하기 위해서는 우선 적정 양수설계가 필요하며 이를 위해 다양한 선행시험 및 조사가 요구된다. 각종 수리시험을 통하여 대상 대수층의 수리전도도 및 저유계수를 산정함은 물론 단계양수시험

등을 통하여 추출정의 우물효율, 적정 양수량과 영향반경 등의 결정이 필수적이다(USEPA, 1996). 본 연구에서는 TCE로 오염된 지하수를 처리하는 공법으로서 양수처리 시스템의 최적화 설계를 위하여 현장에서 다수의 단계 양수시험을 수행하였다. 이를 통해 양수정의 우물효율, 최적 양수량 및 영향반경을 산정하였다. 한편 양수한 오염 지하수는 수처리 후 하천에 방류하였다.

연구지역 및 방법

연구지역은 강원도 원주시 공단지역에 위치한다(Fig. 1). 이 지역은 1995년 이래 TCE로 지하수가 오염된 것으로 보고되고 있으며 환경당국 및 관련 지방자치단체의 수차례 오염조사가 진행되었다(원주시, 2003; 강원도, 2005; 한국수자원공사, 2006; 조윤주 외, 2010a). 2010년 현재에도 해당지역의 지하수는 TCE 수질기준을 상회하여 관련 시민의 우려를 낳고 있다. 이에 환경당국은 TCE로

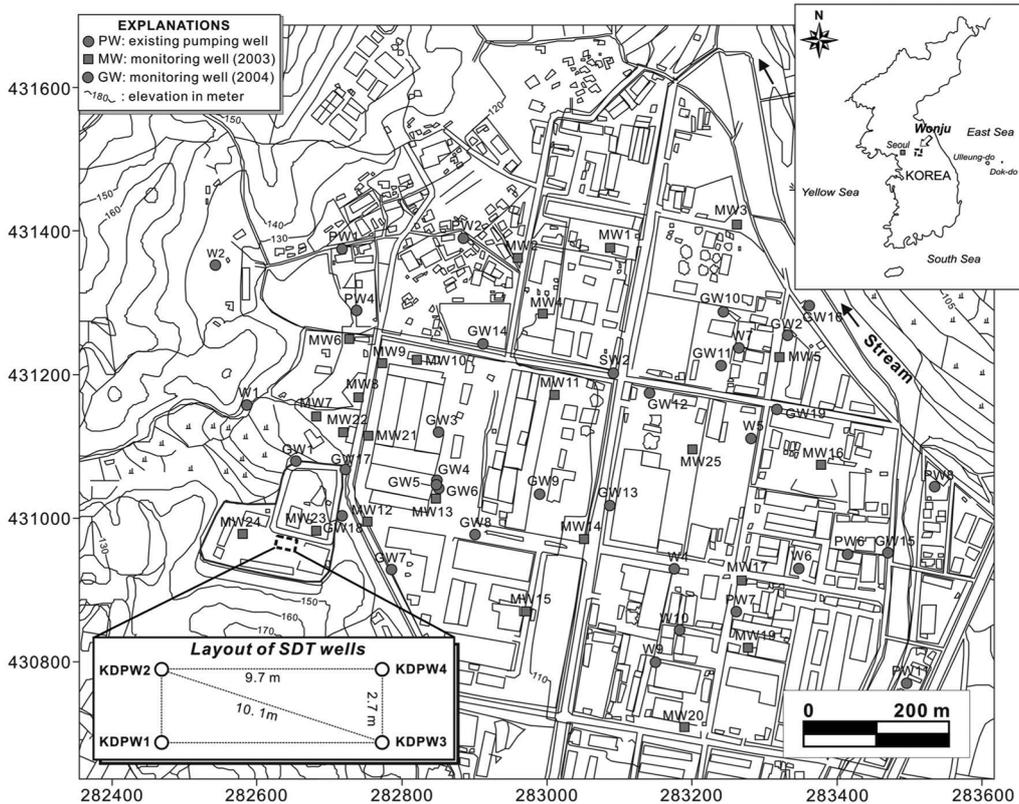


Fig. 1. Location of the study area showing the layout of the step-drawdown test (SDT) wells. The figure was modified from Baek and Lee (2010).

오염된 지하수의 조사 및 정화기술을 개발하기 위하여 해당 지역을 실증사이트로 지정하여 연구가 진행 중이다 (Baek and Lee, 2010). TCE에 의한 토양오염이 확인된 남서쪽 강원도 소유 시설부지(단계양수시험 장소)는 이미 토양정화가 완료된 상태이나 부지 하류의 지하수는 여전히 오염되어 있다(Baek and Lee, 2010; Jo et al., 2010).

본 공단지역은 남서 및 북쪽에는 해발 192-205 m의 낮은 산이 위치하며 동쪽은 하천이 남동에서 북서 방향으로 흐르고 있다. 이에 따라 지하수는 대체로 남서방향에서 하천쪽 북동방향으로 흐른다(Baek and Lee, 2010). 연구지역의 기반암은 흑운모화강암으로 그 위를 신생대 제 4기 충적층이 부정합으로 덮고 있다(한국지질자원연구원, 1989). 공단지역의 상부 일부는 북토로 되어있고 최상부는 대부분 아스팔트로 포장되어 있으며 하천 부근은 과거에 논이었다. 단계양수시험을 실시한 강원도 시설부지(Fig 1의 하단 좌측코너) 아래의 수리지질을 살펴보면 2.5 m 내외의 매립층, 2.5~8 m 두께의 풍화토, 15~20 m 두께의 풍화암이 나타나며 그 하부에는 파쇄가 비교적 심한 연암층(29~34 m 깊이)이 그리고 그 아래 단열이 크게 발달하지 않은 경암층(34 m 깊이 아래)이 나타난다.

단계양수시험은 시설부지 내부에서 수행하였으며 본 연구를 위해 2009년에 굴착한 신규관정이다. 시험은 2010년 1월 14일(KDPW2 SDT)과 15일(KDPW1 SDT)에 수행하였으며 본 시험에 사용된 각 관정의 제원은 Table 1에 제시하였다. 시험관정간의 거리는 9.7~10.1 m로 비교적 가깝게 위치하고 있으며 대수층의 수리지질학적 특성이 대체로 균질하기 때문에 양수시험에 적절한 지역으로 판단된다.

KDPW 1, KDPW 2 관정에서 수행한 단계양수시험은 양수량이 작은 단계에서부터 시작하여 단계적으로 양수량을 증가시켰다. 양수 시에 지하수위 변화를 관측하기 위하여 Hermit 2000, Hermit 2000 압력센서 및 Solinst사의

Levellogger Gold(DIVER)를 이용하였으며, 수동수위 측정기를 이용하여 자동으로 관측된 결과를 비교·확인하였다.

단계양수시험 해석

Jacob(1947)은 단계양수시험 시 양수정에서의 수위강하에 대해 다음과 같은 식을 제시하였다.

$$S_w = BQ + CQ^2 \tag{1}$$

여기서 $B = B_1 + B_2$ (B_1 : 선형 대수층 손실계수, B_2 : 선형 우물 손실계수), C 는 비선형 우물 손실계수, S_w 은 수위강하를 나타낸다. Jacob(1947)은 양수정의 다양한 선형수두손실을 하나의 항인 (유효우물반경)로 결합하였다. 이것은 이론적 수위강하가 우물의 스크린 밖에서의 수위강하와 일치할 때 우물의 축으로부터 방사상 거리로 정의하였다. 유효우물반경을 구하기 위해서는 관측정에서의 지하수위 자료가 필요하다. 이후 Rorabaugh(1953)는 Jacob의 방정식을 다음과 같이 수정·제시하였다.

$$S_w = BQ + CQ^P \tag{2}$$

여기서 P 는 Q 에 따라 1.5~2.5의 값을 갖는다. 그러나 Jacob(1947)이 제시한 2의 값은 여전히 널리 적용되고 있다(Skinner, 1988).

단계양수시험을 통해 위 식의 B, C 값을 계산할 수 있다. 이를 통해 어떤 시간에서 일정한 양수량(Q)으로 양수할 경우에 양수정의 수위 강하를 알 수 있다. 또 이를 이용하여 관정에서의 최적 양수량, 관정의 효율 및 특성을 평가할 수 있다. 여기서 양수량과 수위강하 사이의 관계는 우물과 대수층의 생산력을 표현하는 우물의 비양수량 즉 Q/S_w 으로 표현할 수 있다. 비양수량은 일정한 값을 갖지 않으며 양수량이 증가함에 따라 감소한다. 일반적으로 비수위강하량(S_w/Q) 및 최적양수량을 구하기 위해서는 아래 식을 이용하며 각 단계별 비수위강하량과 양수량의 선형 관계를 이용하여 계수 B 와 C 를 추정할 수 있다.

$$S_w/Q = B + CQ \tag{3}$$

한편 우물의 산출 능력은 상수가 아니라 양수시간(양수량 일정)이 경과하거나 양수량이 증가함에 따라 감소하는데 우물효율(E_w)은 아래 식과 같이 선형손실 대수층 지하수위 강하량을 선형 및 비선형손실 전체 지하수위 강하량으로 나눈으로써 계산할 수 있다. 그러나 선형 대수층 손실계수와 선형 우물손실계수의 구분이 매우 어려우므로 일반적으로 선형 손실계수 전체를 이용하여 우물효율을 계산한다(이진용 외, 1999).

Table 1. Specifications of wells used in the step-drawdown tests (SDT).

Pumping well	Obs. well	Well depth (m)	Inner diameter (mm)	Screen interval	Initial water level (DTW, m)
KDPW 1	KDPW-1	50	101.6	30~50 m	11.36
	KDPW-2	30	101.6	4.5~30 m	11.36
	KDPW-3	50	101.6	30~50 m	11.20
	KDPW-4	30	101.6	4.5~30 m	11.01
KDPW 2	KDPW-1	50	101.6	30~50 m	11.37
	KDPW-2	30	101.6	4.5~30 m	11.35
	KDPW-3	50	101.6	30~50 m	10.89
	KDPW-4	30	101.6	4.5~30 m	11.00

$$E = \left\{ \frac{B_1 Q}{(B_1 + B_2) Q + C Q^2} \right\} \times 100(\%)$$

$$\approx \left\{ \frac{B(r_{ew}, t) Q}{B(r_{ew}, t) Q + C Q^2} \right\} \times 100(\%) \quad (4)$$

영향반경 산정

정류 상태 : Thiem 평형식

대수층 매질이 균질하고 대수층의 하부면과 지하수면이 평행하고 양수량이 일정하다면 정류상태에서 관정의 양수량은 대수층에서 배수된 양과 동일하다. Thiem(1887)의 식은 양수로 인해 정류상태가 형성된 수위강하 구역 내 임의의 두 지점에서 측정된 지하수위를 이용하여 대수층의 수리전도도를 구하는 방법이다. 이 방법을 변형하면 양수에 의한 수위강하량으로 영향반경을 산정할 수 있다. 즉 지하수는 양수정을 향해 방사상으로 흐르고 양수정으로 유입되는 지하수량과 동일한 양수량은 다음 식과 같다.

$$Q = (2\pi r h) K \frac{dh}{dr} \quad (5)$$

여기서 r 은 양수정에서 방사상 거리, K 는 대수층의 수리전도도 그리고 h 는 대수층의 두께(피압대수층은 b)이다. 피압대수층의 경우 $r=r_i$ 에서 $h=h_p$, $r=R$ 에서 $h=H$ 로 가정하여 상기 식을 적분하고 정리하면 아래 식과 같이 영향반경 산정식을 얻을 수 있다.

$$\ln R = \frac{2\pi T(H-h_i)}{Q} + \ln r_i \quad (6)$$

여기서 R 은 영향반경, T 는 투수량계수($T=Kb$), H 는 최초 지하수위, Q 는 양수량, h_i 는 양수정으로부터 r_i 만큼 떨어진 지점의 지하수위이다.

한편 자유면대수층의 경우에는 Dupuit(1863)의 가정을 이용하고, $r=r_i$ 에서 $h=h_p$, $r=R$ 에서 $h=H$ 로 가정하여 식(5)를 적분하고 정리하면 아래 식과 같이 영향반경을 산정할 수 있다.

$$\ln R = \frac{\pi K(H^2+h_i^2)}{Q} + \ln r_i \quad (7)$$

부정류 상태 : Cooper-Jacob 직선법

피압대수층에서 부정류 상태의 양수시험결과를 이용하여 투수량계수와 저류계수를 추정하는데 기본적으로 이용되는 것은 Theis 식이다. 그런데 Cooper-Jacob(1946)의 직선법은 우물함수를 테일러급수 전개하여 영향이 미미

한 분수항들을 제거함으로써 아래와 같이 단순화하여 양수시험 해석을 손쉽게 하였다.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25 T t}{r^2 S} = \frac{2.30 Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad (8)$$

여기서 s 는 수위강하량, Q 는 양수량, T 는 투수량계수, S 는 저류계수, t 는 양수시간 그리고 r 은 양수정으로부터 거리이다. 위의 식에서 수위강하량 s 가 0이 될 때의 반경을 영향반경이라고 하면 로그부분이 0이 되어야 하므로 $2.25 T t / r^2 S = 1$ 이 되어야 한다. 따라서 영향반경 R 은 아래와 같다.

$$R = \sqrt{\frac{2.25 T t}{S}} \quad (9)$$

Jacob 직선법(1950)은 식(8)을 거리에 따른 수위강하량 형태로 변형한 것이다. 양수시험 시 2개 이상의 관측점에서 수위강하를 측정하여 영향반경을 구할 수 있다. 또 Cooper-Jacob의 기본식은 특정 거리에 떨어진 지점의 수위강하량을 예측하는데 응용되고 있다(Driscoll, 1986; Kasenow, 1997). Cooper-Jacob의 기본 지배식에서 시간-수위강하량과 거리-수위강하량 관계식은 다음과 같다.

$$T = \frac{2.3Q}{2\pi \Delta s_d}, \quad T = \frac{2.3Q}{4\pi \Delta s_i}, \quad \Delta s_s = \frac{s_2 - s_1}{\log\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}, \quad \Delta s_i = \frac{s_2 - s_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (10)$$

여기서 Δs_d 는 거리에 대한 수위강하율, Δs_i 는 시간에 대한 수위강하율, r_1 은 양수정에서 제1관측점까지의 거리, r_2 는 양수정에서 제2관측점까지의 거리, s_1 은 제1관측점에서의 수위강하량 그리고 s_2 는 제2관측점에서의 수위강하량이다.

식(10)의 시간에 대한 수위강하율을 계산하여 영향반경을 계산하기 위한 관계를 정리한 결과와 일반화한 식은 다음과 같다.

$$\log R = \frac{s_1}{2\Delta s_i} + \log r_1 \quad (11)$$

$$\log R = \frac{s_1 - s_2}{2\Delta s_i} + \log r_1 \quad (12)$$

식(11)에 양수에 의한 관측점의 시간에 대한 수위변화 관측결과에서 시간(\log_{10} scale)에 대한 수위강하율(Δs_i)을 계산하고, 관측점의 양수정으로부터 이격거리(r_1), 관측점의 최종 수위강하량(s_1)으로 영향반경을 계산할 수 있다. 실제 영향반경에 적용하는 방법은 식(11)을 이용하기도

하지만 다수의 관측정 수위자료가 있다면 앞서 언급한 것처럼 거리에 따른 수위강하량을 도시하여 직접 그래프상에 영향반경을 찾을 수 있다. 한편 Jacob 직선법에 의한 해석은 Log_{10} scale로 평가되기 때문에 이론적으로 수위강하량이 0 m인 지점을 찾으면 영향반경이 과대평가가 될 가능성이 있다. 실제로 적용할 때는 수위강하량에 안전율을 고려하여 0.1 m 수위강하가 발생하는 지점을 영향반경으로 적용하는 것이 적합할 것으로 사료된다.

결과 및 토의

단계 양수시험 결과

KDPW 1과 KDPW 2 관정에서 수행한 단계 양수시험의 양수량 및 양수시간은 Table 2에 정리하였다. KDPW 1 관정에서는 양수량을 4.30, 9.12, 12.76, 16.37 m^3/day 으로

Table 2. Pumping rates and durations for the step-drawdown tests.

KDPW 1 (pumping well)				
Observation well	KDPW-1	KDPW-2	KDPW-3	KDPW-4
Distance	-	2.90 m	9.70 m	10.10 m
Pumping rate and duration	$Q_1 = 2.99 \text{ l/min}(= 4.30 \text{ m}^3/\text{day}), t_1 = 60 \text{ min}$			
	$Q_2 = 6.33 \text{ l/min}(= 9.12 \text{ m}^3/\text{day}), t_2 = 60 \text{ min}$			
	$Q_3 = 8.86 \text{ l/min}(= 12.76 \text{ m}^3/\text{day}), t_3 = 60 \text{ min}$			
	$Q_4 = 11.37 \text{ l/min}(= 16.37 \text{ m}^3/\text{day}), t_4 = 60 \text{ min}$			
KDPW 2 (pumping well)				
Observation well	KDPW-1	KDPW-2	KDPW-3	KDPW-4
Distance	2.90 m	-	10.10 m	9.70 m
Pumping rate and duration	$Q_1 = 2.90 \text{ l/min}(= 4.18 \text{ m}^3/\text{day}), t_1 = 60 \text{ min}$			
	$Q_2 = 6.18 \text{ l/min}(= 8.90 \text{ m}^3/\text{day}), t_2 = 60 \text{ min}$			
	$Q_3 = 8.88 \text{ l/min}(= 12.79 \text{ m}^3/\text{day}), t_3 = 60 \text{ min}$			
	$Q_4 = 10.95 \text{ l/min}(= 15.77 \text{ m}^3/\text{day}), t_4 = 60 \text{ min}$			

증가시켜가며 4단계 양수를 하였으며 각 단계별 지속시간은 60분으로 하였다. KDPW-2 관정에서는 양수량을 4.18, 8.90, 12.79, 15.77 m^3/day 으로 증가시켜가며 4단계 양수를 하였으며 각 단계별 지속시간은 동일하게 60분으로 하였다.

Fig. 2는 각 관정에서의 단계양수시험 동안의 수위변화를 나타낸다. KDPW-1, KDPW-2 관정에서의 수위강하는 각각 0.99 m, 1.16 m로 나타나 관정깊이(50 m)와 풍화대 두께(20 m)를 고려했을 경우 비교적 낮은 편이다. 그러나 짧은 시간 양수하였음에도 불구하고 비교적 정상상태(steady-state)에 도달한 것으로 판단되어 위와 같이 시험을 진행하였다.

최적양수량 추정

최적양수량은 비수위강하량(S_w/Q)이 안정한 수준에서 양수가 가능한 최대 또는 적정 양수량을 의미한다. 양수량에 따른 각 단계별 비수위강하량은 Table 3과 같다.

Table 3. Specific drawdown (S_w/Q) for each pumping step.

KDPW 1	ΔS (m)	S_w (m)	Q		S_w/Q (day/ m^2)
			(l/min)	(m^3/day)	
Step 1	0.197	0.197	2.99	4.30	65.886
Step 2	0.302	0.499	6.33	9.12	78.831
Step 3	0.250	0.749	8.86	12.76	84.537
Step 4	0.240	0.989	11.37	16.37	86.983
KDPW 2	ΔS (m)	S_w (m)	Q		S_w/Q (day/ m^2)
			(l/min)	(m^3/day)	
Step 1	0.230	0.230	2.90	4.18	79.310
Step 2	0.346	0.576	6.18	8.90	93.206
Step 3	0.278	0.854	8.88	12.79	96.172
Step 4	0.317	1.171	10.95	15.77	106.925

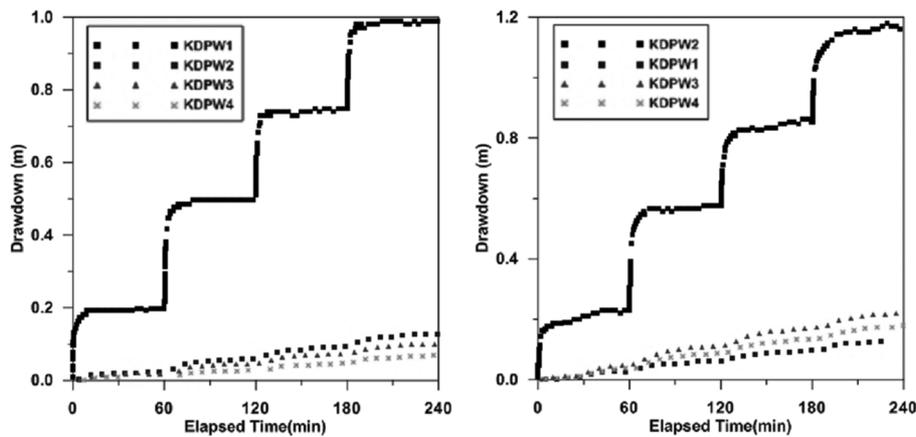


Fig. 2. Results of step-drawdown tests. (a): KDPW 1 SDT; (b): KDPW 2 SDT.

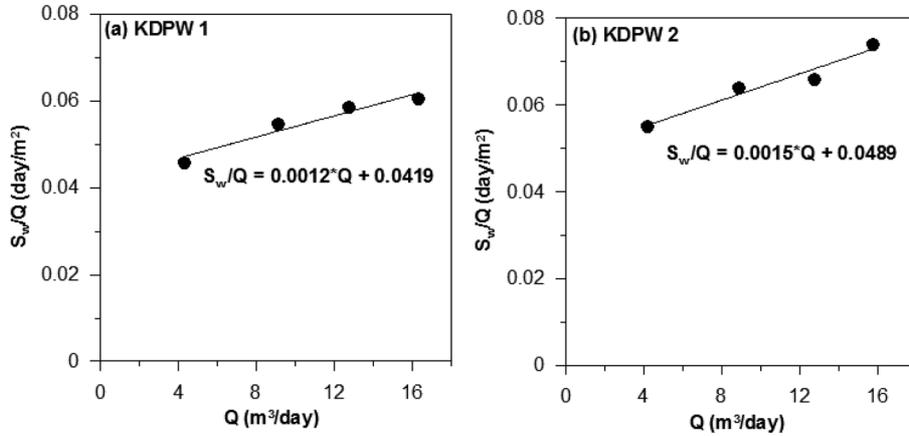


Fig. 3. Relationship between pumping rate and specific drawdown.

표에서 구한 비수위강하량과 양수량의 관계를 이용하여 Bierschenk(1963) 방법으로 B, C 를 계산하였다. Fig. 3과 같이 양수량(Q)과 비수위강하량을 도시하면 선형회귀직선은 KDPW 1은 $S_w/Q = 0.0012Q + 0.0419$ 그리고 KDPW 2는 $S_w/Q = 0.0015Q + 0.0489$ 이며, 선형회귀직선의 기울기와 절편은 각각 C 와 B 에 해당한다. Fig. 3에서의 선형회귀직선 식에 수위강하량(S_w)을 대입하면 최적 혹은 적정 양수량(Q)을 계산할 수 있다. Table 4와 같이 KDPW 1, KDPW 2에서 0.5 m, 1.0 m 수위강하 발생까지 최적양수량은 각각 9.37, 16.20 m^3/day 과 8.11, 14.10 m^3/day 으로 계산되었다. 그러나 이것은 양수를 하였을 때 정상상태 또는 준 정상상태에 도달한다는 가정 아래 계산된 결과이다.

Table 4. Estimates of optimal pumping rates.

KDPW 1			
Parameters		Optimal pumping rate (Q)	
B (day/m ²)	C (day ² /m ⁵)	Pumping rate (m ³ /day)	Explanation
0.0419	0.0012	9.37	0.5 m drawdown, quasi steady-state to steady-state
		16.20	1.0 m drawdown, quasi steady-state to steady-state
KDPW 2			
Parameters		Optimal pumping rate (Q)	
B (day/m ²)	C (day ² /m ⁵)	Pumping rate	Explanation
0.0489	0.0015	8.11	0.5 m drawdown, quasi steady-state to steady-state
		14.10	1.0 m drawdown, quasi steady-state to steady-state

계산된 최적 양수량으로 실제 지속적인 장기양수를 하는 경우에 양수정의 수위강하량은 허용값보다 크게 나타날 수 있다. 최소 준 정상상태를 유지할 수 있는 양을 초과하는 양수량은 관정 내 물이 고갈되는 상태가 되어 더 이상 양수가 불가능한 상황이 발생할 수도 있다.

우물효율

단계 양수시험 결과 KDPW 1의 우물효율은 양수량 4.306 m^3/day 일 때 90.73%, 양수량 9.115 m^3/day 일 때 82.2%, 양수량 12.758 m^3/day 일 때 76.76%, 양수량 16.378 m^3/day 일 때 72.02%의 효율을 나타내었다. KDPW-2의 우물효율은 양수량 4.176 m^3/day 일 때 88.52%, 양수량 8.899 m^3/day 일 때 81.18%, 양수량 12.787 m^3/day 일 때 78.09%, 양수량 15.770 m^3/day 일 때 70.62%의 효율을 나타내었다(Table 5). 일반적으로 우물효율이 비교적 낮은 이유는 대수층과 우물 사이의 흐름의 저항 때문으로 펌프효율이 떨어지면서 지하수 수위가 급격히 상하로 변함에 따라 주변의 대수층으로

Table 5. Well efficiency determined from the step-drawdown tests.

Test well	Total drawdown, S_w (m)	Q (m ³ /day)	Well efficiency (E_w , %)
KDPW 1	$S_w = 1.7464Q + 0.0418Q^2$	4.30	90.73
		9.12	82.22
		12.76	76.76
KDPW 2	$S_w = 2.2143Q + 0.0492Q^2$	16.37	72.02
		4.18	88.52
		8.90	81.18
		12.79	78.09
		15.77	70.62

부터 물을 공급받는데 다소 저항이 발생하기 때문이다. 우물효율은 양수율이 높아질수록 떨어지는데, 양수 시 발생하는 와류(turbulence)에 의해 생기는 마찰력이 커지게 되기 때문에 효율이 낮아진다.

영향반경 산정 결과

정류상태 해석결과

정류 상태의 해석법은 양수량과 수리전도도 값을 알고 임의의 한 지점에서의 양수정까지 거리 및 수위강하량 자료를 입력하면 계산이 가능하다. 여기서 수리전도도는 양수정 주변 관측정마다 각각 추정된 결과(조운주 외, 2010b)를 이용하였다. 영향반경의 계산과정은 다음과 같으며 결과를 Table 6에 나타내었다.

- 1) 실제 양수시험 결과에서 각 단계별 관측정의 수위강하량을 산정
- 2) 관측정에서의 수위강하량(Δh)으로 지하수위(h_1) 계산($h_1 = b - \Delta h$)
- 3) 더 이상 수위강하가 발생하지 않는 지점의 지하수위($h = b - \Delta h = b - 0.1$): 시험 현장특성과 안전율을 고려하여 수위강하가 최소 0.1m 발생하는 지점까지 계산

Table 6. Radius of influence (ROI) estimated using steady-state analysis method (for KDPW 1 SDT).

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 1	Step 1	4.30	2.17E-04	17.28	18.5418.52	2.9	3.50	
	Step 2	9.12	2.17E-04	17.28	18.5418.48	2.9	3.67	
KDPW 2	Step 3	12.76	2.17E-04	17.28	18.5418.45	2.9	3.80	
	Step 4	16.37	2.17E-04	17.28	18.5418.41	2.9	3.84	

Aquifer thickness $b = 18.64$ m
 K = average K of unconfined aquifer for KDPW 2
 T = average T of unconfined aquifer for KDPW 2
 Step 1 : 1st step pumping, KDPW 2 observation 0.022 m drawdown
 Step 2 : 2nd step pumping, KDPW 2 observation 0.059 m drawdown
 Step 3 : 3rd step pumping, KDPW 2 observation 0.095 m drawdown
 Step 4 : 4th step pumping, KDPW 2 observation 0.127 m drawdown

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 1	Step 1	4.30	1.88E-06	30.24	19.9019.88	9.7	21.91	
	Step 2	9.12	1.88E-06	30.24	19.9019.86	9.7	24.40	
KDPW 3	Step 3	12.76	1.88E-06	30.24	19.9019.82	9.7	30.57	
	Step 4	16.37	1.88E-06	30.24	19.9019.80	9.7	31.82	

Aquifer thickness $b = 20$ m
 K = average K of confined and leaky aquifers for KDPW 3
 T = average T of confined and leaky aquifers for KDPW 3
 Step 1 : 1st step pumping, KDPW 3 observation 0.018 m drawdown
 Step 2 : 2nd step pumping, KDPW 3 observation 0.044 m drawdown
 Step 3 : 3rd step pumping, KDPW 3 observation 0.077 m drawdown
 Step 4 : 4th step pumping, KDPW 3 observation 0.102 m drawdown

- 4) 관측정의 수위강하량에 의한 지하수위(h_1)를 이용하므로 양수정에서 관측정의 이격거리를 r_1 으로 이용

Table 6. Continued (for KDPW 1 SDT).

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 1	Step 1	4.30	1.59E-03	7250	18.8918.88	10.1	17.16	
	Step 2	9.12	1.59E-03	7250	18.8918.86	10.1	22.63	
KDPW 4	Step 3	12.76	1.59E-03	7250	18.8918.84	10.1	26.75	
	Step 4	16.37	1.59E-03	7250	18.8918.82	10.1	31.92	

Aquifer thickness $b = 18.99$ m
 K = average K of unconfined aquifer for KDPW 4
 T = average T of unconfined aquifer for KDPW 4
 Step 1 : 1st step pumping, KDPW 4 observation 0.008 m drawdown
 Step 2 : 2nd step pumping, KDPW 4 observation 0.027 m drawdown
 Step 3 : 3rd step pumping, KDPW 4 observation 0.046 m drawdown
 Step 4 : 4th step pumping, KDPW 4 observation 0.070 m drawdown

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 2	Step 1	4.18	9.64E-04	27.36	19.9019.97	2.9	0.14	
	Step 2	8.90	9.64E-04	27.36	19.9019.94	2.9	1.38	
KDPW 1	Step 3	12.79	9.64E-04	27.36	19.9019.90	2.9	2.78	
	Step 4	15.77	9.64E-04	27.36	19.9019.87	2.9	3.90	

Aquifer thickness $b = 20$ m
 K = average K of confined and leaky aquifers for KDPW 1
 T = average T of confined and leaky aquifers for KDPW 1
 Step 1 : 1st step pumping, KDPW 1 observation 0.027 m drawdown
 Step 2 : 2nd step pumping, KDPW 1 observation 0.062 m drawdown
 Step 3 : 3rd step pumping, KDPW 1 observation 0.097 m drawdown
 Step 4 : 4th step pumping, KDPW 1 observation 0.127 m drawdown

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 2	Step 1	4.18	9.64E-04	17.28	19.9019.87	2.9	8.87	
	Step 2	8.90	9.64E-04	17.28	19.9019.84	2.9	9.76	
KDPW 3	Step 3	12.79	9.64E-04	17.28	19.9019.80	2.9	10.87	
	Step 4	15.77	9.64E-04	17.28	19.9019.77	2.9	11.76	

Aquifer thickness $b = 20$ m
 K = average K of confined and leaky aquifers for KDPW 3
 T = average T of confined and leaky aquifers for KDPW 3
 Step 1 : 1st step pumping, KDPW 3 observation 0.047 m drawdown
 Step 2 : 2nd step pumping, KDPW 3 observation 0.113 m drawdown
 Step 3 : 3rd step pumping, KDPW 3 observation 0.171 m drawdown
 Step 4 : 4th step pumping, KDPW 3 observation 0.223 m drawdown

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	K (cm/sec)	T (m ² /day)	H (m)	h ₁ (m)	r ₁ (m)	ROI, r ₂ (m)
KDPW 2	Step 1	4.18	7.02E-04	18.72	18.9018.86	9.7	28.79	
	Step 2	8.90	7.02E-04	18.72	18.9018.81	9.7	32.03	
KDPW 4	Step 3	12.79	7.02E-04	18.72	18.9018.76	9.7	34.79	
	Step 4	15.77	7.02E-04	18.72	18.9018.72	9.7	37.43	

Aquifer thickness $b = 19$ m
 K = average K of unconfined aquifer for KDPW 4
 T = average T of unconfined aquifer for KDPW 4
 step 1 : 1st step pumping, KDPW 4 observation 0.038 m drawdown
 step 2 : 2nd step pumping, KDPW 4 observation 0.089 m drawdown
 step 3 : 3rd step pumping, KDPW 4 observation 0.137 m drawdown
 step 4 : 4th step pumping, KDPW 4 observation 0.178 m drawdown

계산결과에 의하면 각 관측점에서 단계별로 양수량이 증가할 때 영향반경도 비례하여 커지는 경향을 볼 수 있으며, 양수정에서 관측거리가 멀어질수록 영향반경이 커지는 경향을 볼 수 있다. Thiem 평형식에 의하여 계산된 결과에 따르면 KDPW 1에서 단계양수 시험시 1단계 4.30, 2단계 9.12, 3단계 12.76, 4단계 16.37 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 2, KDPW 3, KDPW 4 관측점에서 각 영향반경이 3.50~3.84, 21.91~31.82 및 17.16~31.92 m로 계산되었다. KDPW-2에서 단계양수 시험시 1단계 4.18, 2단계 8.90, 3단계 12.79, 4단계 15.77 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 1, KDPW 3, KDPW 4 관측점에서 각 영향반경이 0.14~3.90, 8.87~11.76 및 28.79~37.43 m로 산정되었다.

한편 계산을 위해 모든 경우가 정류상태라고 가정하였으나 관측정의 단계별 수위강하 결과를 보면 안정된 상태라고 보기는 다소 어렵다. 따라서 관측정의 자료를 이용하여 계산된 영향반경은 다소 과소평가되어 계산된 값으로 사료된다.

부정류상태 해석결과

Jacob 직선법을 이용한 영향반경 계산에 필요한 각 관측점에서 시간에 대한 수위강하율(Δs_t)과 영향반경 계산 결과를 Table 7에 나타내었다. Cooper-Jacob 식의 변형 적용식(Kasenow, 1997)을 이용하여 영향반경의 산정이 가능하며, 계산에는 식(11)이 이용될 수 있다. 영향반경을 계산하기 위해서는 우선적으로 양수시험의 수위강하 결과를 시간-수위강하 직선법(Cooper and Jacob, 1946)으로 해석하여 시간에 따른 수위강하율(Δs_t)을 구하여야 한다. 각 단계별 계산된 Δs_t 와 수위강하량, 관측정의 이격거리를 이용하였다. 영향반경의 추정은 정류 상태의 해석법과 같이 4단계로 구분하였다. 그리고 Jacob 직선법은 거리(x축)가 log₁₀ scale로 계산되어 찾고자 하는 수위강하가 작아질수록 10의 지수함수로 증가하는 형태를 나타내기 때문에 과대평가가 될 수 있다. 따라서 이 해석법에서는 영향반경의 정의를 “양수하였을 때 수위의 변화가 0.1 m 까지 발생하는 거리”로 정하였다.

Jacob 직선법 식에 의하여 계산된 결과에 따르면 KDPW 1 단계양수 시험시 1단계 4.30, 2단계 9.12, 3단계 12.76, 4단계 16.37 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 2, KDPW 3, KDPW 4 관측점에서 각 영향반경이 0.02~2.57 m, 0.03~8.36 m 및 0.00~8.34 m로 계산되었다. KDPW 2 단계양수 시험시 1단계 4.18, 2단계 8.90, 3단계 12.79, 4단계 15.77 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 1, KDPW 3,

Table 7. Radius of influences (ROI) estimated using Jacob straight line method for KDPW 1 and KDPW 2 SDTs.

ROI direction	Step	Q (m ³ /day)	Δs_t	s_t (m)	r_l (m)	ROI (m)
KDPW 1 ↔ KDPW 2	Step 1	4.30	0.0170	0.022	2.9	0.02
	Step 2	9.12	0.2520	0.037	2.9	2.17
	Step 3	12.76	0.4870	0.036	2.9	2.49
	Step 4	16.37	0.6350	0.032	2.9	2.57
KDPW 1 ↔ KDPW 3	Step 1	4.30	0.016	0.018	9.7	0.03
	Step 2	9.12	0.209	0.026	9.7	6.44
	Step 3	12.76	0.439	0.033	9.7	8.13
	Step 4	16.37	0.577	0.025	9.7	8.36
KDPW 1 ↔ KDPW 4	Step 1	4.30	0.0090	0.008	10.1	0.00
	Step 2	9.12	0.2090	0.019	10.1	6.45
	Step 3	12.76	0.2970	0.019	10.1	7.37
	Step 4	16.37	0.460	0.024	10.1	8.34
KDPW 2 ↔ KDPW 1	Step 1	4.18	0.0340	0.027	2.9	0.24
	Step 2	8.90	0.2930	0.035	2.9	2.25
	Step 3	12.79	0.5320	0.035	2.9	2.52
	Step 4	15.77	0.7160	0.030	2.9	2.59
KDPW 2 ↔ KDPW 3	Step 1	4.18	0.048	0.047	10.1	2.85
	Step 2	8.90	0.574	0.066	10.1	9.44
	Step 3	12.79	0.924	0.058	10.1	9.58
	Step 4	15.77	1.295	0.052	10.1	9.68
KDPW 2 ↔ KDPW 4	Step 1	4.18	0.0510	0.038	9.7	2.39
	Step 2	8.90	0.4540	0.051	9.7	8.56
	Step 3	12.79	0.7680	0.048	9.7	8.97
	Step 4	15.77	1.020	0.042	9.7	9.08

s_t : Drawdown at observation well for each step
 r_l : Distance between pumping well and observation well
 s_2 : Water level change (0.1 m) at point where ROI is defined

KDPW 4 관측점에서 각 영향반경이 0.24~2.59 m, 2.85~9.68 m 및 2.39~9.08 m로 계산되었다. 관측점에서 계산된 영향반경이 다소 다른 것은 대수층의 수평적 불균질성에 의하여 시험 위치에 따라 결과가 다르게 나타난 것과 Jacob 직선법이 10의 지수함수로 증가하는 형태로 계산에 사용되는 수위강하율 및 수위강하량의 값에 따라 민감하게 나타나기 때문으로 판단된다.

결 론

본 연구에서는 현장에서 수행한 단계양수시험을 통해 대상관정의 최적양수량, 우물효율 및 영향반경을 산정하였다. 최적양수량은 KDPW 1, KDPW 2에서 0.5 m, 1.0 m 수위강하 발생까지 각각 9.37, 16.20 m³/day과 8.11, 14.10 m³/day으로 계산되었다. 또 우물효율은 KDPW 1에

대하여 양수량 4.306~16.378 m³/day일 때 72.02~90.73%의 효율을 그리고 KDPW 2에 대하여 양수량 4.176~15.770 m³/day일 때 70.62~88.52%의 효율을 보였다. 한편 Thiem 평형식에 의하여 계산된 영향반경은 KDPW 1에서 4.30~16.37 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 2, KDPW 3, KDPW 4 관측정에서 3.50~31.92 m로 계산되었다. 또 KDPW 2에서 4.18~15.77 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 1, KDPW 3, KDPW 4 관측정에서 영향반경이 0.14~37.43 m로 산정되었다. 부정류 해석결과에 따르면 KDPW 1에서 4.30~16.37 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 2, KDPW 3, KDPW 4 관측정에서 영향반경이 0.02~8.34 m로 계산되었다. 그리고 KDPW 2에서 4.18~15.77 m³/day으로 양수하였을 경우 KDPW 1, KDPW 3, KDPW 4 관측정에서 영향반경이 0.24~9.68 m로 계산되었다. 정류상태와 부정류상태에서의 영향반경 산정 결과를 오염정화에 적용할 시에는 해석결과가 대수층의 상태에 따라 관정별로 상이하거나 다소 과대·과소 평가 될 수 있으므로 대수층의 수직적 불균질성 특성을 고려하여야 한다. 본 연구결과는 오염지하수 정화공법의 하나인 양수처리법의 설계에 유용하게 활용될 수 있다.

사 사

본 연구는 환경부 “토양지하수오염방지기술개발사업 (173-092-010)”으로 지원받은 과제입니다. 이에 감사드립니다.

참고문헌

강원도, 2005, 원주시 우산공단 일대 토양 및 지하수 오염복원을 위한 정밀조사 및 본설계용역보고서, 한국수자원공사, 309p.
 원주시, 2003, 원주시 우산공단 및 중앙동 일대 토양 및 지하수 정밀조사 보고서, 환경관리공단, 140p.
 이진용, 김성준, 박경우, 유동렬, 천정용, 김용철, 김태희, 박영진, 이강근, 1999, 현장수리시험 지침서, 서울대학교 수리지구환경연구실, 72p.
 조윤주, 이진용, 이명재, 김형수, 2010a, TCE 오염 지하수질 특성 및 오염물질에 대한 군집분석, 지질학회지, 46, 49-60.
 조윤주, 이진용, 천정용, 전성천, 권형표, 2010b, 순간수위변화시험, 단공양수시험 및 단계양수시험을 통한 추정수리상수 비교, 지질공학회지, 20, 203-212.
 한국수자원공사, 2006, 지하수 오염복원 실시설계 용역: 지하수 오염조사 및 자연저감 평가 보고서, 한국수자원공사, 24p.
 한국지질자원연구원, 1989, 원주도폭 지질보고서(1:50,000).
 한정상, 1998, 지하수 환경과 오염, 박영사, 1071p.
 Baek, W. and Lee, J.Y., 2010, Source apportionment of trichloroethylene in groundwater of the industrial

complex in Wonju, Korea: a 15-year dispute and perspective, Water and Environ. J. (in press).
 Bierschenk, W.H., 1963, Determining well efficiency by multiple step-drawdown tests. International Association of Scientific Hydrology, 64, 493-507.
 Cooper, H.H. and Jacob, C.E., 1946, A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history, Amer. Geophys. Union Trans., 27, 526-534.
 Dawson, K.J. and Istok, J.D., 1991, Aquifer testing: design and analysis of pumping and slug tests, Lewis Publishers, 344p.
 Driscoll, F.G., 1986, Groundwater and wells, Johnson Div., 1089p.
 Jacob, C.E., 1947, Drawdown test to determine effective radius of artesian well, Trans. Amer. Soc. Civil Engrs., 112, 1047-1070.
 Jacob, C.E., 1950, Flow of ground-water, Engineering hydraulics, John Wiley, 321-386.
 Jo, Y.J., Lee, J.Y., Yi, M.J., Kim, H.S., and Lee, K.K., 2010, Soil contamination with TCE in an industrial complex: contamination levels and implication for groundwater contamination. Geosci. J. (in revision).
 Kasenow, M., 1997, Applied ground-water hydrology and well hydraulics, Water Resources Publications, LLC, 856p.
 Kruseman, G.P. and de Ridder, N.A. 1991, Analysis and evaluation of pumping test data, International Institute of Land Reclamation and Improvement, 377p.
 Park, D.K., Ko, N.Y. and Lee, K.K., 2007, Optimal ground-water remediation design considering effects of natural attenuation processes: pumping strategy with enhanced-natural-attenuation, Geosci. J., 11, 377-385.
 Rorabaugh, M.I., 1953, Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian well, Proc. Amer. Soc. Civil Engrs., 79, p. 23.
 Skinner, A.C., 1988, Practical experience of borehole performance evaluation, J. Inst. Water Environ. Manage., 2, 332-340.
 Thiem, A., 1887, Verfahren für Natürliche Grundwassergeschwindigkeiten (Methods to evaluate natural ground-water velocities), Polyt Notizblatt, 42, 229p.
 USEPA (United States Environmental Protection Agency), 1996, Pump-and-treat ground-water remediation, USEPA/625/R-95/005, 74p.
 Wong, J.H.C., Lim, C.H., and Nolen, G.L., 1997, Design of remediation systems, Lewis Publishers, 263p.

2010년 3월 29일 원고접수, 2010년 5월 13일 게재승인

최현미

강원대학교 지질학과
 200-701 강원도 춘천시 효자2동 강원대학길1
 Tel: 033-250-8551
 Fax: 033-242-8550
 E-mail: choihm@kangwon.ac.kr

이진용

강원대학교 지질학과
200-701 강원도 춘천시 효자2동 강원대학길1
Tel: 033-250-8551
Fax: 033-242-8550
E-mail: hydrolee@kangwon.ac.kr

천정용

(주)지오그린21
152-719 서울시 구로구 구로동 197-10번지 E&C벤
처드림타워 2차 901호
Tel: 02-6330-2500
Fax: 02-6330-2517
E-mail: cildon@paran.com

전성천

(주)지오그린21
152-719 서울시 구로구 구로동 197-10번지 E&C벤
처드림타워 2차 901호
Tel: 02-6330-2500
Fax: 02-6330-2517
E-mail: skybeast@hanmail.net

권형표

(주)지오그린21
152-719 서울시 구로구 구로동 197-10번지 E&C벤
처드림타워 2차 901호
Tel: 02-6330-2500
Fax: 02-6330-2517
E-mail: asp07@naver.com