II－17

集水暗渠の取水理論

東邦地水株式会社　正会員　○伊藤恒雄
名　城　大　学　正会員　　深谷　実

☆はじめに

集水暗渠の取水理論で、水平な地表面上に湛水があり、暗渠内が被圧水で満たされている場合（被圧円形暗渠）の取水公式には、KIRKHAM, 丹保, MUSKAT, 上田の式等があり、研究も充分されており、これ等は実用的にも価値ある公式である。

しかし、これに反し上面に水深がなく、地下水（伏流水も含む）のみを取水する場合の公式には、ちよっと実測不能の（不確定要素のような）影響圏半径 R が入り、取水量 Q の算出値の信頼性が非常にうすい。　同じ地下水理論でも、井戸の場合ならば R は log の形で入ってくるのでその値を適当に仮定しても比較的その影響は小さいが、集水暗渠の取水量を求める式の場合は、分母にそのまゝの形で入ってくるのでその影響は大きいしまたこの R の値を求める方法も現在では信頼するに足るものがない。

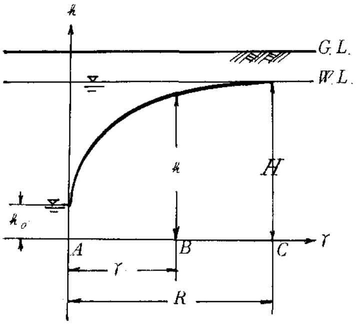
☆取水理論についての考察

DUPUIT の取水理論によれば、不透水層上に布設された集水暗渠の単位長さ当りの取水量は

$$q = K\,(H^2 - h_0^2)\,/\,2R \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

片側流入とすれば (1) 式で集水暗渠の取水量が求められることになるが、こゝで下図の各位置の断面を流れる流量を求めると下表のようになる。　従って集水暗渠での取水量が一定となり、地下水の流れが平衡状態を呈すると

$$q = h_0 v_0 = h v = HV \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$



いま天然の地下水の動水勾配（或は R より遠い地点の自然の流水勾配）を I とすると

$$V = KI \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

従って (1)，(2)，(3)式より

$$R = (H^2 - h_0^2)\,/\,2IH$$

$h_0 \to 0$ のとき R は最大となりこれが R の限界値となる。

$$R_{max} = H\,/\,2I \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

従つて地下水の流れが安定し、平衡状態になると q も限界値に達する。

$$q_0 = q_{limit} = KIH = CONST. \quad \cdots\cdots\cdots (5)$$

この q_0 の値は、天然状態における地下水の流動量にほかならない、そしてこれが q の限界値でもある。

位　置	流　速	流　量
A　点	v_0	$h_0 v_0$
B　点	v	hv
C点及びこれより遠い地点	V	HV

☆貯留量の減少

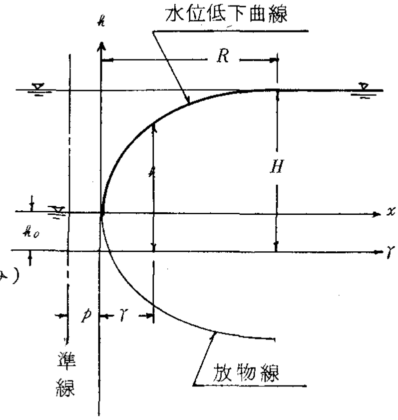
暗渠取水による地下水位の低下曲線は放物線であるとする理論に従へば、次頁上図に於て

$(H - h_o)^2 = 4pR$ 　であるから

$4p = (H - h_o)^2 / R$ ………………… (6)

また $\sqrt{(h - h_o)^2 + (\gamma - p)^2} = \gamma + p$ 　より

$h = \sqrt{4\gamma p} + h_o$ ………………… (7)



(7)式に(6)式を代入すれば

$$h = \frac{H - h_o}{\sqrt{R}} \sqrt{\gamma} + h_o$$

従って水位が低下した部分の面積を A とすると(片側分のみ)

$$A = \int_0^R \left(H - h_o - \frac{H - h_o}{\sqrt{R}} \sqrt{\gamma}\right) d\gamma = \left[H\gamma\right]_0^R - \left[h_o\gamma\right]_0^R - \frac{H - h_o}{\sqrt{R}} \left[\frac{2\gamma^{\frac{3}{2}}}{3}\right]_0^R$$

$$= HR - h_o R - \frac{H - h_o}{\sqrt{R}} \cdot \frac{2R\sqrt{R}}{3} = \frac{R}{3}(H - h_o)$$

こゝで有効空隙率(貯留係数)を S とすれば

$q_I = ⅓ RS(H - h_o)$ ………………… (8)

この(8)式で示される取水に伴う地下水位低下分の水量は、とりもなおさず地下水の貯留量の減少量に等しい。(貯留量変動の理論)

☆集水暗渠の取水量

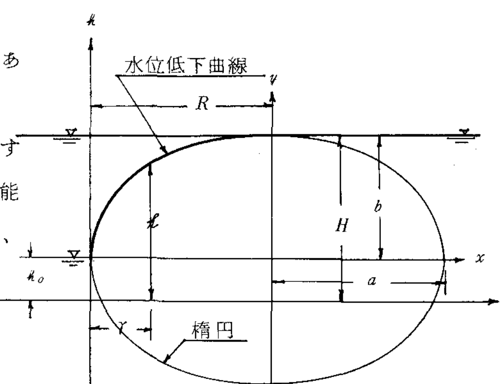
集水暗渠で取水する場合 R_{max} は(4)式で q_{limit} は(5)式で算出されるが、この水量は地下水の天然の流動量に等しく非常に少ない。経験的にはもっと取水できると思われるが、それは(8)式で算出される水量 q_I が $R = 0$ から R_{max} になるまでの間に加算されて流出するからであると考える事ができる。 　$Q = q_o \times t + q_I$ ………… (9) 　(こゝに t ……取水継続時間)

☆結び

前項では水位低下曲線の形を放物線と仮定したが、楕円であるとする説もある。この説に従いこの場合の貯留量の減少量を求めれば、放物線の場合と同様にして

$$A = R(H - h_o) - \frac{1}{4}\pi R(H - h_o) = 0.2146 R(H - h_o)$$

$\therefore q_I = 0.2146 RS(H - h_o)$ ………… (10)



従って前述の(8)式に比べ少し少なくなるだけである。(64.4%)

一般に河川敷内の集水暗渠で、河床にドロが堆積すると(沪過層の上面にできる沪過膜と同じ)取水可能量が極端に低下する。これは本論文に示される通り、集水暗渠の取水において純然たる地下水(伏流水)のみの取水量が非常に少ない事の証拠で、取水を開始した当初は、地下水の貯留量の放出量が多いが、長時間取水を継続すれば、この放出量が少なくなってくる、或はなくなるためと解釈する事ができよう。 　この貯留量変動の理論を井戸の揚水理論に適用する事も考えられる。 　筆者は、先にこの貯留量変動の理論に類似した構想のもとに JACOB の非平衡理論式と同じような形の井戸による人工地下水の注入理論式を誘導した.