

## 干拓による地下水位低下について

松原 茂・武政 剛弘  
薦田 広章\*

## Drawdown of Groundwater Table due to Poldering.

by

Shigeru MATSUBARA

(Civil Engineering)

Takehiro TAKEMASA

(Civil Engineering)

Hiroaki KOMODA

(Civil Engineering)

## ABSTRACT

In case of poldering, it has been considered that the groundwater table behind a polder merely depends on the water level of the intercepting drain round a polder. If the leakage into a polder from its surroundings cannot be disregarded, the groundwater table falls and wells run dry in the surroundings. In this case, it has effects upon not only the agriculture but also the daily life remarkably. In order to prevent the lowering of the groundwater table in the surroundings, it is necessary that the adequate level and width of the intercepting drain are considered.

In this report, we deal with the several models of geological structures considered as an effect on the lowering of the groundwater table in the surroundings and develop the simplest method determining the width of the intercepting drain in each case.

## 1. まえがき

干拓地造成の際、背後地の地下水位は承水路の水位によってみずから決まってくるように考えられているが、干拓造成地および背後地の地質構造の如何によっては、時として背後地から干拓地への地下水の流動が

生じ、背後地地下水の水位低下や枯渇をきたし、農業面だけでなく日常生活の面においても影響が大きく、社会問題化することがある。

これを未然に防ぐためには、承水路の水位だけではなく幅員をも考慮する必要があると考えられる。

---

昭和56年4月28日受理

\*長崎大学工学部土木工学科

本報文では、背後地の地下水位低下に影響を与えていると考えられる干拓地および背後地の地質構造例をいくつか取り上げ、それぞれの場合についての理想的な承水路の幅員を決定する簡便法について報告する。

2. 干拓地および背後地の地質構造と地下水流

Fig.1は干拓地（湖内）および背後地（湖外）の地質構造と干拓前の自由地下水位を示した図である。解析にあたっては以下のことを仮定する。

- (1) 半被圧帯水層は湖の内外を問わず一様な厚さであり、完全不透水性地盤の上にある。
- (2) 半被圧帯水層の上面にある半透水層は湖外および湖内ではそれぞれの場所で厚さは一様である

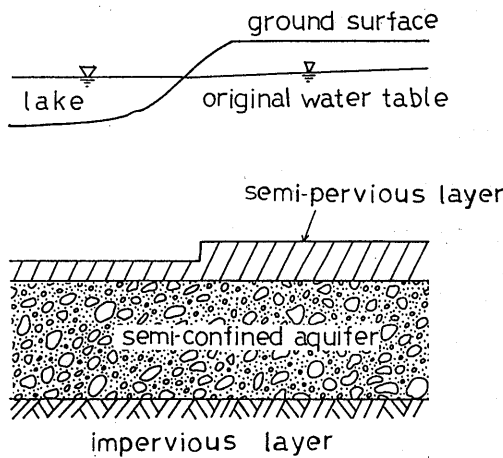


Fig.1 Cross-sectional geological map.

が、一般に湖底にある半透水層の厚さは周辺の厚さよりも小さい。

- (3) 半被圧帯水層内部における垂直方向の流速は水平方向の流速に比して十分に小さい。従って、水平方向の流れのみを考える。
- (4) 半透水層では垂直方向の流れのみが存在する。
- (5) 湖内には、周辺からの自由地下水の流入だけではなく、半被圧帯水層からの水の供給がある。
- (6) 被圧水頭は垂直方向には一様である。
- (7) 干拓完了後、湖の内外での自由地下水頭はそれぞれ一定である。

このような地質構造をもつ湖底が、周辺からの自由地下水を堤防により阻止し湖水を強制排水することにより干拓された場合について考える。

湖内では、自由地下水の水頭は湖底よりもさらに引き上げられる。この自由地下水位の低下が湖外の周辺自由地下水位に与える影響は堤防の存在によりあまり大きくないのが普通であるが、半透水層の透水抵抗ならびに半被圧帯水層の水理定数の如何によっては、周辺自由地下水位の低下が無視できない場合も起こり得る。排水による湖面水位の低下は、周辺の被圧水頭に影響を与え、湖中心に向っての被圧水頭の低下を招く。この影響により干拓地外部の背後地では、自由地下水層から半透水層を通して半被圧帯水層へ水が供給される。一方、干拓地内部においては、反対に半被圧帯水層から半透水層を通して湖底上方へ浸出する。次に、干拓完了後湖内で一定の水量が絶えず排水されしかも

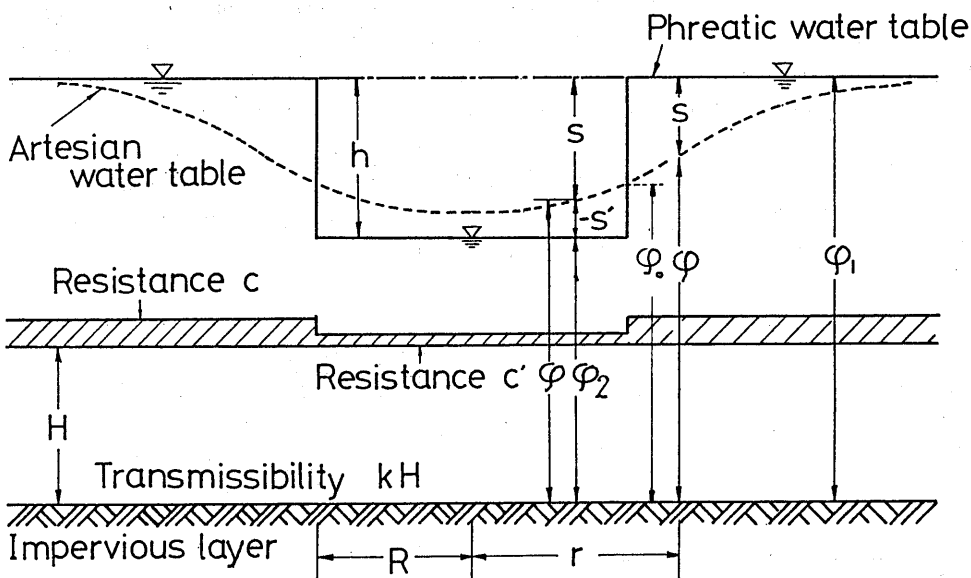


Fig.2 Steady flow to a polder in a leaky artesian aquifer.

背後地の自由地下水面が干拓前と同じ水位に保たれて  
いるとしてこの際の地下水定常流を研究する。これに  
よって逆にこの様な状態を保つための承水路の水路幅  
とこれに供給する水量を算出することができる。

3. 基礎方程式とその解

3. 1 円形堤防の場合

Fig.2に示すような湖面水頭が $\phi_2$ で湖外自由地下  
水頭が $\phi_1$ なる定常状態の場合考える。半径 $R$ の円形  
干拓地における軸対称被圧定常地下水流に対する連続  
方程式は、 $r$ を円形干拓地の中心からの距離とすると、  
干拓地の外部と内部に分けてそれぞれ次のように示さ  
れる。

(a) 干拓地外部 ( $R < r < \infty$ ) に対して、

$$\frac{d^2 S}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{dS}{dx} - S = 0 \dots\dots\dots(1)$$

ただし、

$$S = \phi_1 - \phi \dots\dots\dots(2)$$

$$\lambda = \sqrt{kHc} \dots\dots\dots(3)$$

$$x = r / \lambda \dots\dots\dots(4)$$

である。境界条件は次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} r \rightarrow \infty : S = 0 \\ r = R : S = \phi_1 - \phi_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

(b) 干拓地内部 ( $0 < r < R$ ) に対して、

$$\frac{d^2 S'}{dx'^2} + \frac{1}{x'} \frac{dS'}{dx'} - S' = 0 \dots\dots\dots(6)$$

ただし、

$$S' = \phi_2 - \phi \dots\dots\dots(7)$$

$$\lambda' = \sqrt{kHc'} \dots\dots\dots(8)$$

$$x' = r / \lambda' \dots\dots\dots(9)$$

である。境界条件は次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} r = 0 : dS' / dx' = 0 \\ r = R : S' = \phi_2 - \phi_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

(5), (10)式の $\phi_0$ は $r=R$ のところの被圧水頭であり、  
連続条件によって決定される未知数である。

ここに、 $\phi$ ,  $k$ ,  $H$ はそれぞれ半被圧帯水層の被圧  
水頭、透水係数、厚さで、 $\phi_1$ ,  $\phi_2$ はそれぞれ干拓  
地外部および内部の自由地下水頭である。 $c$ ,  $c'$ はそ  
れぞれ干拓地外部および内部における半透水層の鉛直  
流れに対する水力学的抵抗を示す。これらの層の厚さ  
をそれぞれ $d$ ,  $d'$ 、透水係数をそれぞれ $k_1$ ,  $k_1'$ とす  
ると、(3), (8)式の $c$ ,  $c'$ は次式で定義される。

$$c = d / k_1 \dots\dots\dots(11)$$

$$c' = d' / k_1' \dots\dots\dots(12)$$

それぞれの領域における連続方程式(1)および(6)は0  
階の変形Bessel方程式である。これらの式を与えられ  
た境界条件(5), (10)のもとで解くと、変形Bessel函数を  
用いてそれぞれ次のようになる。

(a) 干拓地外部 ( $R < r < \infty$ ) に対して、

$$S = bK_0\left(\frac{r}{\lambda}\right) \dots\dots\dots(13)$$

ここに、係数 $b$ は

$$b = \frac{\frac{h}{\lambda'} I_1\left(\frac{R}{\lambda'}\right)}{\frac{1}{\lambda} K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) I_0\left(\frac{R}{\lambda'}\right) + \frac{1}{\lambda'} I_1\left(\frac{R}{\lambda'}\right) K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} \dots\dots\dots(14)$$

で示される。また、 $h$ は(15)式で定義される。

(b) 干拓地内部 ( $0 < r < R$ ) に対して、

干拓地外部と内部との水位差を $h$ で示すと、

$$h = \phi_1 - \phi_2 \dots\dots\dots(15)$$

となる。(15)式を用いると、(2), (7)式より $S'$ と $S$ との関  
係は次のようになる。

$$S' = \phi_2 - \phi = (\phi_1 - \phi) - (\phi_1 - \phi_2) = S - h \dots\dots(16)$$

これより

$$S = h + S' \dots\dots\dots(17)$$

となり、(6)式の解は $S$ に関して次式で与えられる。

$$S = h - a I_0\left(\frac{r}{\lambda'}\right) \dots\dots\dots(18)$$

ここに、係数 $a$ は

$$a = \frac{\frac{h}{\lambda} K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right)}{\frac{1}{\lambda} K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) I_0\left(\frac{R}{\lambda'}\right) + \frac{1}{\lambda'} I_1\left(\frac{R}{\lambda'}\right) K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} \dots\dots\dots(19)$$

で示される。 $I_0$ ,  $K_0$ はそれぞれ0階の第1種、第2  
種の変形Bessel函数、 $I_1$ ,  $K_1$ はそれぞれ1階の第1  
種、第2種の変形 Bessel函数である。

結局、 $S$ は干拓地内外に対して干拓地外部の自由地  
下面からの被圧水頭の下り (drawdown) を意味する  
ことになる。半径 $r$ を通し $r$ の負の方向へ向う全流量 $Q_r$   
および単位長さ当りの流量 $q_r$ は(13), (18)式によりそれ  
ぞれ次のようになる。

(a) 干拓地外部 ( $R < r < \infty$ ) に対して、

$$Q_r = 2 \pi k H b \frac{r}{\lambda} K_1\left(\frac{r}{\lambda}\right) \dots\dots\dots(20)$$

$$q_r = k H b \frac{1}{\lambda} K_1\left(\frac{r}{\lambda}\right) \dots\dots\dots(20)'$$

(b) 干拓地内部 ( $0 < r < R$ ) に対して、

$$Q_r = 2 \pi k H a \frac{r}{\lambda'} I_1\left(\frac{r}{\lambda'}\right) \dots\dots\dots(21)$$

$$q_r = k H a \frac{1}{\lambda'} I_1\left(\frac{r}{\lambda'}\right) \dots\dots\dots(21)'$$

ここに係数 $b$ ,  $a$ はそれぞれ(14), (19)式で示される。

干拓地外部における全流量 $Q_r$ は $r$ から $r = \infty$ までの

間の自由地下水の半被圧帯水層への浸透量 $L$ に等しい。

$$L = \int_r^\infty 2 \pi r \frac{S}{c} dr = Q_r \quad \dots\dots\dots(22)$$

ここに、 $S$ は(13)式で、 $c$ は(11)式で示される。また、 $R$ から $r=nR$ までの間の浸透量 $L_r$ は(13)式により次式で与えられる。

$$\begin{aligned} L_{r=nR} &= \int_R^{r=nR} 2 \pi r \frac{S}{c} dr \\ &= \frac{2 \pi k H b}{\lambda^2} \int_R^{r=nR} r K_0\left(\frac{r}{\lambda}\right) dr \\ &= \frac{2 \pi k H b}{\lambda} R \left\{ K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) - n K_1\left(\frac{nR}{\lambda}\right) \right\} \quad \dots\dots(23) \end{aligned}$$

上式で $r \rightarrow \infty$ つまり $n \rightarrow \infty$ とすると次式を得る。

$$L_{r=\infty} = 2 \pi k H b \frac{R}{\lambda} K_1\left(\frac{R}{\lambda}\right) \quad \dots\dots\dots(24)$$

(24)式は(20)式で $r=R$ とおいた $Q_r$ すなわち干拓地内部への全浸透量に等しくなっている。これが干拓地内での全排水量となっている。

干拓地外部の背後地に存在する半透水層が湖底では消滅している特殊な場合 ( $d'=0$ ) について少し論ずる。この場合(12)式より $c'=0$ となる。(8)式に $c'=0$ を代入すると $\lambda'=0$ となり、変形Bessel函数の性質により(14)式の係数 $b$ は次のようになる。

$$b = \frac{h}{K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} \quad \dots\dots\dots(25)$$

干拓地外部の被圧水頭の下り $S$ 、全流量 $Q_r$ 、単位長さ当りの流量 $q_r$ はそれぞれ(13)、(20)、(20')式の係数 $b$ に(25)式を代入して次のようになる。

$$S = \frac{h}{K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} K_0\left(\frac{r}{\lambda}\right) \quad \dots\dots\dots(26)$$

$$Q_r = 2 \pi k H \frac{h}{K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} \frac{r}{\lambda} K_1\left(\frac{r}{\lambda}\right) \quad \dots\dots\dots(27)$$

$$q_r = \frac{k H h}{K_0\left(\frac{R}{\lambda}\right)} \frac{1}{\lambda} K_1\left(\frac{r}{\lambda}\right) \quad \dots\dots\dots(27')$$

全浸透量 $L_{r=\infty}$ は(24)式に(25)式を代入して、

$$L_{r=\infty} = 2 \pi k H h \frac{R}{\lambda} \frac{K_1(R/\lambda)}{K_0(R/\lambda)} \quad \dots\dots\dots(28)$$

となる。干拓地内部に対しては、 $\lambda'=0$ を(19)式に代入すると係数 $a$ は

$$a = 0 \quad \dots\dots\dots(29)$$

となる。これを(18)式に代入すると干拓地内部における被圧水頭の下り $S$ が求まる。

$$S = h \quad \dots\dots\dots(30)$$

干拓地内部では、被圧水頭と自由地下水頭は等しくなっていることがわかる。

### 3. 2 直線堤防の場合

次に、直線堤防によって干拓地と背後地が境されている2次元流について考える。Fig.2の $r=R$ の点を原点とし、 $r$ の方向に $x$ 軸をとるものとする。直線堤防に対しては、 $R=\infty$ 、 $r=\infty$ としながらも $r-R=x$ とすると、(13)式は変形Bessel函数の性質により次のように変形される。

干拓地外部 ( $0 < x < \infty$ ) に対して、

$$S = \frac{h \lambda}{\lambda + \lambda'} e^{-\frac{x}{\lambda}} \quad \dots\dots\dots(31)$$

となる。従って、単位幅当りの $x$ の負の方向の流量 $q_r$ は次式で示される。

$$q_r = \frac{k H h}{\lambda + \lambda'} e^{-\frac{x}{\lambda}} \quad \dots\dots\dots(32)$$

この2次元流の場合は直接連続方程式をたて、これを解くほうがはるかに容易である。この場合、境界条件としては被圧水頭 $\phi$ に関して

$$\left. \begin{aligned} x \rightarrow \infty & : \phi = \phi_1 \\ x \rightarrow -\infty & : \phi = \phi_2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(33)$$

となる。

湖底では半透水層が消滅している場合は、 $c'=0$ となり、干拓地外部の被圧水頭の下り $S$ と堤防直下 $x=0$ における単位幅当りの流量 $q_r$ はそれぞれ次のようになる。

$$S = h e^{-\frac{x}{\lambda}} \quad \dots\dots\dots(34)$$

$$q_r = \frac{k H h}{\lambda} \quad \dots\dots\dots(35)$$

ここに、 $\lambda$ 、 $\lambda'$ 、 $k$ 、 $H$ 、 $h$ は円形堤防の場合に使用した記号と同じである。

### 4. 事例計算

円形堤防の場合について詳しく数値計算を行う。湖底での半透水層の厚さの違いにより次の3種類に分類した。(i)湖底では半透水層が消滅している場合 ( $d'=0$ )、(ii)湖底での半透水層の厚さが周辺背後地の厚さの半分である場合 ( $d'=d/2$ )、(iii)湖の内外を問わずに厚さの半透水層が存在している場合 ( $d'=d$ ) に分類する。使用した各数値を次に示す。 $\phi_1 = 20\text{m}$ 、 $\phi_2 = 12\text{m}$ 、 $H = 10\text{m}$ 、 $R = 500\text{m}$ 、 $d = 2\text{m}$ 、 $k = 10^{-9}\text{m/sec}$ 、 $k_1 = k'_1 = 5 \times 10^{-9}\text{m/sec}$ を用いる。(11)、(3)、(15)式より $c$ 、 $\lambda$ 、 $h$ が求められる。

$$c = d/k_1 = 4.0 \times 10^8 \text{ sec} \dots\dots\dots(36)$$

$$\lambda = \sqrt{kHc} = 200 \text{ m} \dots\dots\dots(37)$$

$$h = \phi_1 - \phi_2 = 8 \text{ m} \dots\dots\dots(38)$$

それぞれの場合についての干拓地外部における被圧水頭の下り $S$ 、全流入量 $Q_r$ を $r$ の関数としてそれぞれFig.3,4に示す。直線堤防に関しては、単位幅当りの流量 $q_r$ を $d' = 0$ の場合に限り円形堤防と比較する。

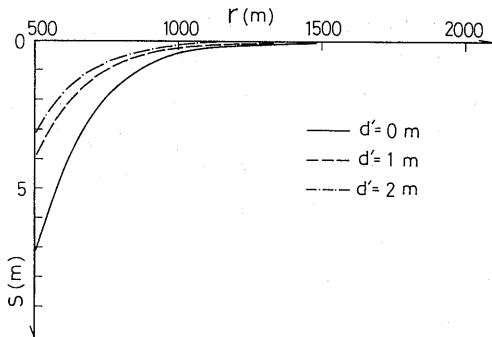


Fig.3 Drawdown of the piezometric level in a semi-confined aquifer.

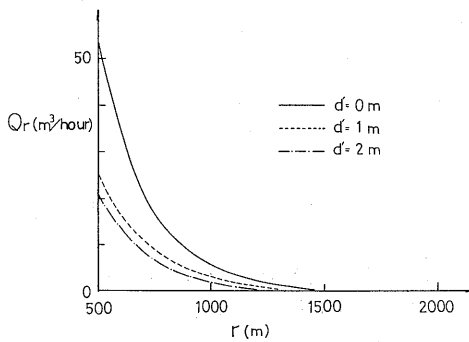


Fig.4 Total discharge for circular dike.

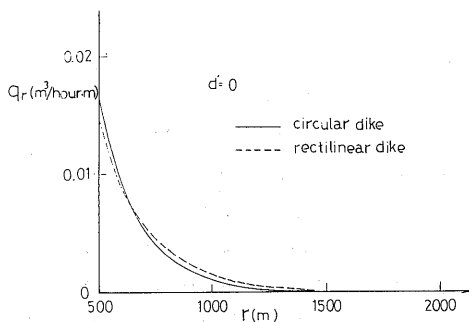


Fig.5 Discharge per unit length.

円形堤防の $r=R=500\text{m}$ のところが直線堤防の $x=0$ に対応している。次に、干拓地と周辺背後地との境界すなわち堤防直下における $S, Q_r, q_r$ をそれぞれ比較する。

(i) 湖底では半透水層が消滅している場合 ( $d' = 0\text{m}$ )。

この特殊な場合については、(26), (27), (27)式より $r=R=500\text{m}$ のときの被圧水頭の下り $S_R$ 、干拓地への全流入量 $Q_R$ 、単位長さ当りの流入量 $q_R$ は次式で示される。

$$S_R = 8 \text{ m} \dots\dots\dots(39)$$

$$Q_R = 1.489 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(40)$$

$$q_R = 4.741 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m} \dots\dots\dots(40)$$

(ii) 湖底での半透水層の厚さが周辺の半透水層の厚さの半分である場合 ( $d' = 1\text{m}$ )。

(12), (8)式より $c', \lambda'$ を求める。

$$c' = 2.0 \times 10^8 \text{ sec} \dots\dots\dots(41)$$

$$\lambda' = 141.4 \text{ m} \dots\dots\dots(42)$$

(13), (20), (20)式より $S_R, Q_R, q_R$ を求める。

$$S_R = 4.012 \text{ m} \dots\dots\dots(43)$$

$$Q_R = 0.747 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(44)$$

$$q_R = 2.377 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m} \dots\dots\dots(44)$$

(iii) 湖の内外を問わず様な厚さの半透水層が存在している場合 ( $d' = d = 2\text{m}$ )。

(12), (8)式より $c', \lambda'$ を求める。

$$c' = c = 4.0 \times 10^8 \text{ sec} \dots\dots\dots(45)$$

$$\lambda' = \lambda = 200 \text{ m} \dots\dots\dots(46)$$

(ii)の場合と同様に $S_R, Q_R, q_R$ を求める。

$$S_R = 3.138 \text{ m} \dots\dots\dots(47)$$

$$Q_R = 0.584 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(48)$$

$$q_R = 1.860 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m} \dots\dots\dots(48)$$

(iv) 円形堤防の(i)に対応する直線堤防の場合 ( $d' = 0\text{m}$ )。 (34), (35)式より、 $x=0$ における $S, q_r$ のそれぞれの値を $S_R, q_R$ として求める。

$$S_R = 8 \text{ m} \dots\dots\dots(49)$$

$$q_R = 4.0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}\cdot\text{m} \dots\dots\dots(50)$$

(ii), (iii)の場合は(18), (21), (21)式で $r=R=500\text{m}$ とおいても連続条件より当然同様の数値を得る。

(23)式で得られる $R$ から $r$ までの間の自由地下水の半被圧帯水層への漏水量 $L_r$ を $R$ から $r \rightarrow \infty$ までの間の全漏水量に対する比 $L_r/L_{r=\infty}$ をLeakage ratioとしてFigに示す。

### 5. 数値計算の考察と結論

これは当然予測されることであるが、Fig.3,4より

干拓地内部では半透水層が消滅している場合が他に比べて被圧水頭の下のりSおよび干拓地内部への全流入量 $Q_r$ が最も大きい。興味あることはFig.6のLeakage ratioはRが一定であれば円形堤防の場合他の条件によらずすべて一致することである。

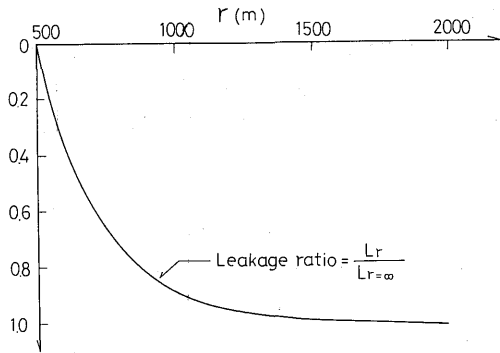


Fig.6 Leakage ratio for circular dike.

背後地の自由地下水の涵養は雨水、カンガイ水、河川からの流入などによるものが種々考えられるが、いま半被圧帯水層への自由地下水の流入量の目安として仮に $r=500\text{m}$ 、 $1300\text{m}$ のところで自由地下水深がそれぞれ8m、9mと仮定し放射流(radial flow)を考える。自由帯水層の透水係数を $10^{-4}\text{m/sec}$ とすると中心に向う全流入量 $Q_0$ は自由地下水理論により、

$$Q_0 = 5.589 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(51)$$

となる。干拓地内部における全排水量 $Q_R$ は一般に $Q_0$ よりも大きい。従って、半被圧帯水層には $Q_0$ 以上の浸透量が必要となり、背後地の自由地下水位を低下させる原因となっている。つまり $Q_R - Q_0$ の水量が補給されれば背後地の自由地下水位は定常状態を維持できるので、この水量を補給するために多量の水が浸透している区域すなわち堤防から背後地に向ってある幅をもつ水路(承水路)を設け不足の水量を供給すればよい。

前述の円形堤防のそれぞれの場合(i) $d'=0\text{m}$ 、(ii) $d'=1\text{m}$ 、(iii) $d'=2\text{m}$ について、定常状態を維持するために必要な供給水量を(40)、(44)、(48)、(51)式より求める。

(i)  $d'=0\text{m}$ に関して

$$Q_R - Q_0 = 9.301 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(52)$$

(ii)  $d'=1\text{m}$ に関して

$$Q_R - Q_0 = 1.881 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(53)$$

(iii)  $d'=2\text{m}$ に関して

$$Q_R - Q_0 = 0.251 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{sec} \dots\dots\dots(54)$$

この供給水量 $Q_R - Q_0$ と干拓地内部での全排水量 $Q_R$ との比を求めることにより、Fig.6を参考にして承水路の幅を容易に決定することができる。(i) $d'=0$ の場合

について詳しく論ずる。(40)、(52)式より

$$\frac{Q_R - Q_0}{Q_R} = 0.624 \dots\dots\dots(55)$$

となり、干拓地内部での全排水量の約62%はFig.2のような定常状態を維持するために他から供給されなければならない。Fig.6より全排水量つまり自由地下水層から半被圧帯水層への浸透量をみるとその約62%は $r=R=500\text{m}$ より $r=725\text{m}$ の225m間で起こっている。従って、この幅でFig.2の定常流を起こしている同じ水位の承水路(ここでは水を供給するという意味からむしろ給水路という方が妥当である)を設けることにより定常流の実現が可能である。湖底にある鉛直流に対する抵抗が大きくなるにつれて承水路の幅は小さくすむことも推定できる。これを明らかにするために(ii) $d'=1\text{m}$ 、(iii) $d'=2\text{m}$ の場合について計算すると、それぞれ次のようになる。

(ii)  $d'=1\text{m}$ の場合

(44)、(53)式より、

$$\frac{Q_R - Q_0}{Q_R} = 0.251 \dots\dots\dots(56)$$

Fig.6より、承水路の幅は $r=500\text{m} \sim 570\text{m}$ の70mである。

(iii)  $d'=2\text{m}$ の場合

(48)、(54)式より、

$$\frac{Q_R - Q_0}{Q_R} = 0.043 \dots\dots\dots(57)$$

Fig.6より、承水路の幅は $r=500\text{m} \sim 510\text{m}$ の10mである。

干拓地ならびに周辺背後地の地質構造と帯水層の水利情况进行を支配する定数が決定されると、干拓地内の計画水位に従って承水路の幅を適当に決めることにより周辺地下水の水位低下を防ぐことができることをここに示した。

参考文献

- 1) Verruij, A. "Theory of Groundwater Flow"(1970) McGraw Hill
- 2) Huisman, L. "Groundwater Recovery"(1972) McGraw Hill
- 3) 高田雄之 "干拓工学総説(中巻II)"(1970) 九州大学農学部農業工学教室
- 4) 林 桂一 "高等関数表"(1976) 岩波書店
- 5) 松原・武政・薦田 "干拓による地下水位の低下について" 第55回農業土木学会九州支部講演集 昭和55. 11