

土 木 研 究 所 資 料

第 285 号

長良川筋漏水調査報告

昭和 42 年 5 月

建設省土木研究所

目 次

1. まえがき	2
2. 地盤の土質構成	2
3. 東島地区における漏水調査	3
4. 地盤および堤体内の浸透	7
5. 浸透に関係を持つ諸要素の数値	10
6. 電気相似模型実験の原理	13
7. 実験装置	14
8. 等ポテンシャル線, 浸潤線の測定	15
9. 浸透流量の計算	17
10. 実験およびその結果	19
11. 対策工法	33

長良川の堤防地盤漏水調査

1. まえがき

長良川堤防の地盤漏水を起す区域は岐阜市周辺に特に多く、高水時には堤体裏法尻付近への噴き上げ、クイックサンド、あるいは掘抜井戸からの逆流などを見、部分的にはかなり激しい漏水を起している。

特に近年河川沿川に住宅、工場が立ち並び、土地利用度が向上するにつれ、早急に対策工法を確立し、堤防の漏水に対する安全性の確保が急を要する問題になってきた。

長良川堤防地盤漏水の原因は地表を覆っている半透水性のローム質土層の下に存在する厚い砂礫層を通ってきた浸透水が堤内側法尻付近の比較的、抵抗の少ない個所から集中的に流出することによっている。

過去の洪水時の記録あるいは付近住民からの聞き込み調査などによっても湧水はかなり激しいようであるが、透水層が玉石を混えた厚い礫層から成っていることなどから、有効な漏水対策工法を見出すことは困難であった。

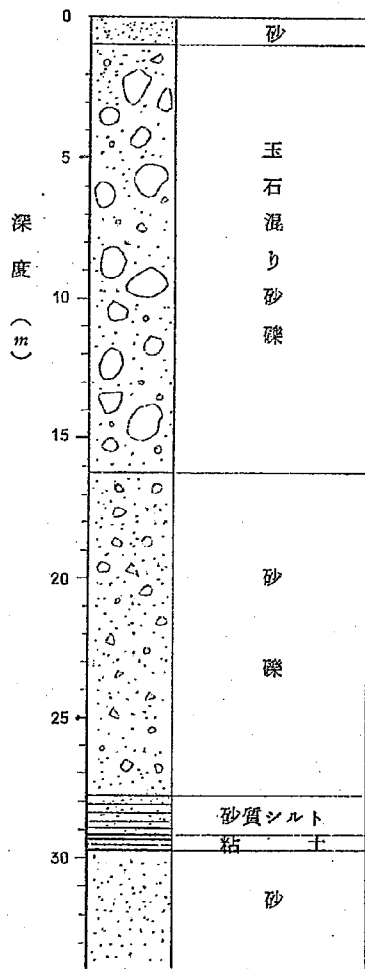
2. 地盤の土質構成

漏水で問題になっている岐阜市付近の平地は長良川の山地部から流出点に当り、地盤は長良川の扇状地として形成されてきたものである。

漏水地区の地盤構成は土質調査の結果によると地表面の半透水層の厚さは1 m ~ 1.5 m 程度であり、その下に続く砂礫層は場所によりかなりの差はあるようであるが20 ~ 30 m である。さらにそれ以深は粘性土になるので漏水を考えるときには問題になる層はここまでのである。透水性の砂礫層は中にかなり大きな玉石も含んで、上層部には透水係数が $10^{-6} \sim 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 程度の極めて透水性の高い部分も存在するようである。しかしながら深度が大になるに従っ

図-1

東島地区土質柱状図



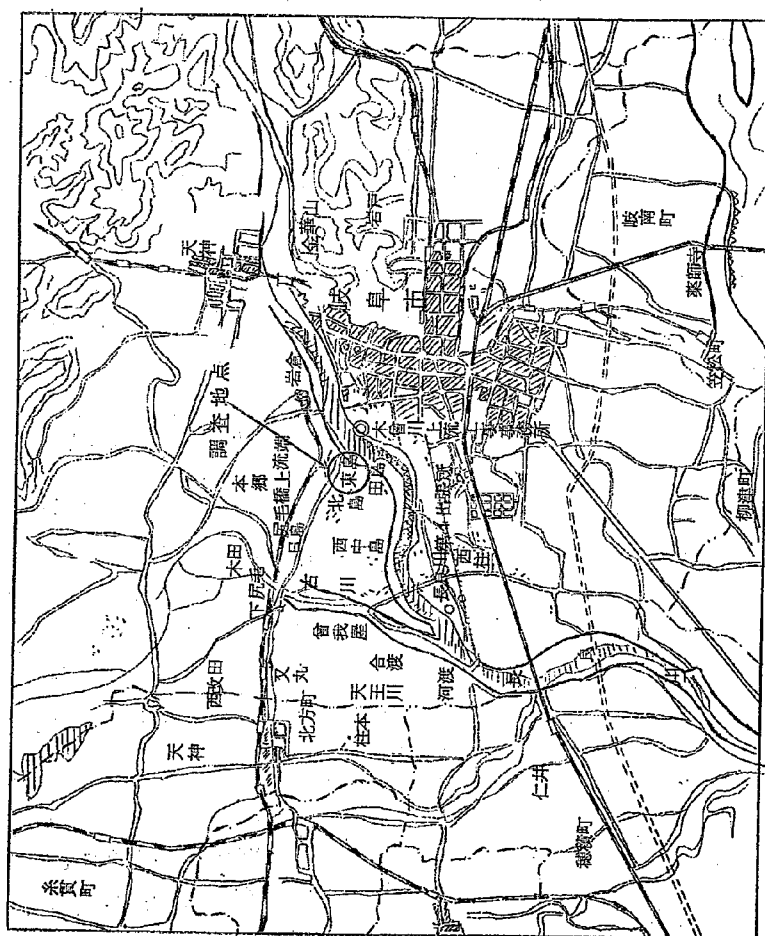
て透水係数も小さくなり、深度
20m付近では透水係数は 10^{-8}
 cm/sec のオーダー程度にまで下っ
ている。

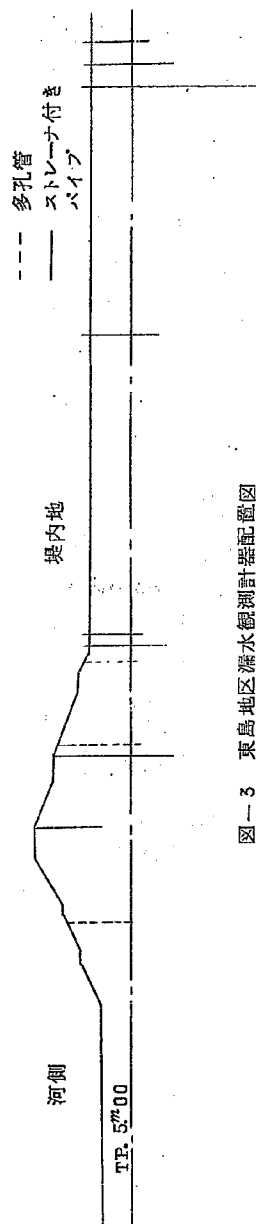
漏水地盤の土質調査資料の1例
として東島地区のボーリング資料
を図-1掲げるが、この地点では
深度約-16.00mまでが玉石ま
じり砂礫でさらに、-16.00m
~28.00mまでが砂礫となりそ
の下に粘土性土層が続いている。
なお東島地区は漏水の特に激しい
地区で、地盤内へ浸透水の水頭の
観測用の観測井の設置箇所でもあ
り、本報告書で取扱う電気模型実
験も本地点を対象にして実施した
ものである。

3. 東島地区における漏水調査

地盤漏水の実態を調べるため
木曾川上流工事々務所によって昭
和37年度に東島地区に浸透水の
観測施設が作られた。これは浸透
水の水頭を知るための下端のみ開
放した鉄管を打込んだ観測井なら

図一2 長良川平面図





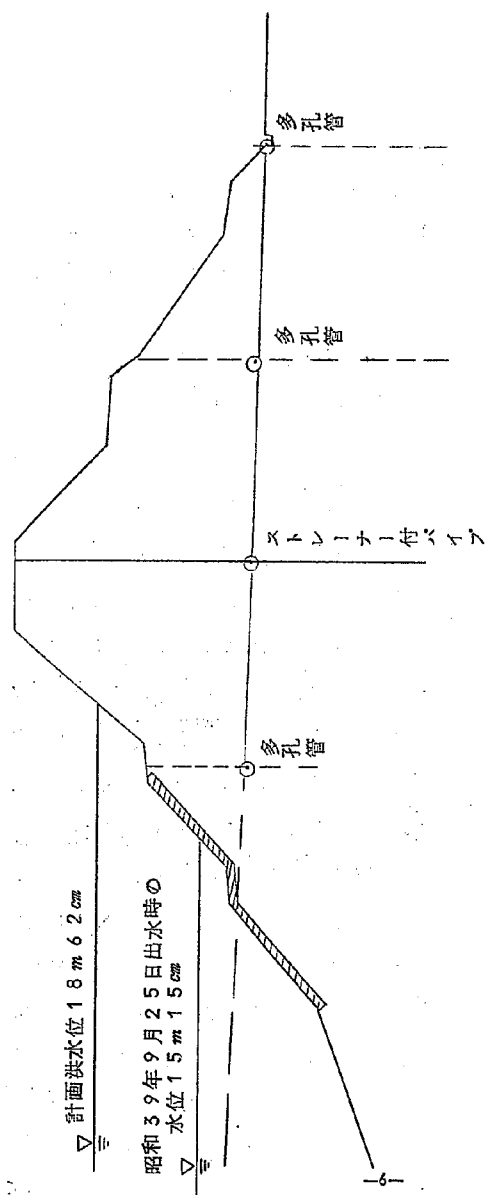
図—3 東島地区漏水観測計器配置図

びに多孔管を利用した観測井が主なものである。観測施設を設置した位置は図—2にまた観測井の配置は図—3のとおりである。なお観測井は堤防法線に直角方向に3箇所で埋設したが図はその一例を示したものである。

観測施設の設置後現在までの出水時の観測資料は昭和39年9月25日のもののみで、しかも洪水位の低かったことも合わせて、漏水状況を知る手掛りにするにはまだ不十分であるが、一応参考のためにその実測データを掲げる。なお洪水時には地盤の地下水位は高いが、河川水位が低下しているときは地下水位も低く、たとえば昭和42年2月8日に測定した水位は大体9m60cm~10.00m程度では河川水位に等しい高さであった。

洪水観測資料から気付くことは地盤内の浸透水の水頭が河川水位に較べて比較的低いことである。水頭の低下は浸透水の流入口すなわち河床から地盤に浸透する部分付近で特に著しいようであり図—4に示すように透水層内の水頭分布の曲線を描くと表法先では河川水位との間に食い違いが生じる。これは河床の表層が比較的通水性の低い土砂で覆われていて浸透しにくいことを示すものと考えられる。また河川水位の変化に応じて、地盤内の

図一4 9月25日出水時の観測資料(京島)



浸透水の水頭も変化しているが、河川の洪水波のピークと地盤内のある一点で測定した水頭～時間曲線のピークにはほとんど時差がなく、これは浸透流を一応定常流と考えて検討してよいことを示す資料を与えている。またこの他、堤防裏法尻に沿って作られている水路に堤体側から流入した漏水量は9月、25日の洪水のピーク時に堤防延長1m当り0.5 m^3/sec であり、かなり激しい漏水であった。

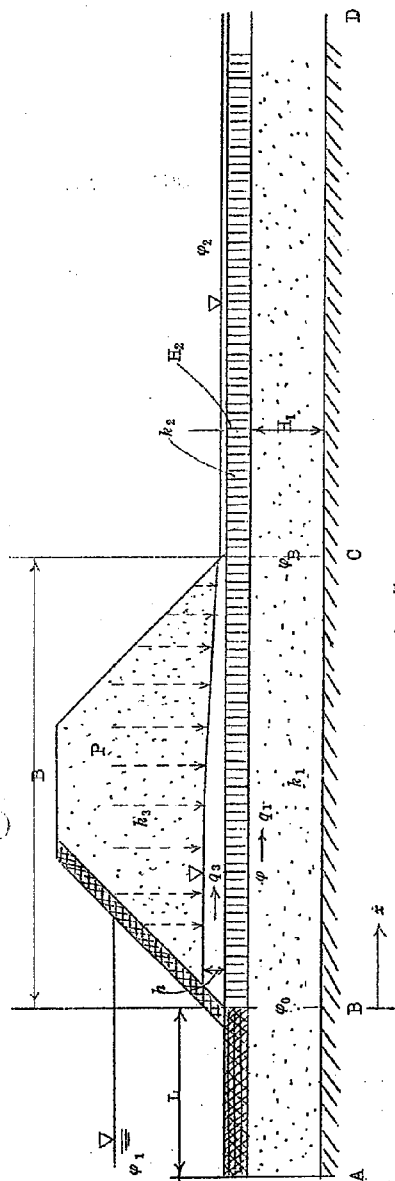


図-5 透水条件

4. 地盤および堤体内の浸透

地盤の構成状態を先に述べたように比較的単純化して、堤体、表層および透水層の透水係数ならびに厚さが決まれば一応の浸透の計算をすることは可能になる。しかしながら計算に用いる浸透条件と実際の地盤はかなり異なるため計算の結果は必ずしも精度のよいものではない。実際の地盤の構成は一様ではなく、部分的に粘土、シルトの堆積があったり、層状をなしていたりまた浸透水の圧力によって変形したりして、計算で仮定するような単純な地盤ではないわけであるが一応仮定した浸透条件を図-5に掲げる。図に示すように堤体の前面にはコンクリート護岸があり河道側にも水制が設けられていて土砂が堆積していると考えられる。したがって堤体前面ならびに堤体法尻よりある範囲の河床面は不透水層

によって覆われているものと仮定できる。また、堤内地の地表面に存在する半透水層は堤体の下にも拡がっているものと考えことにする。

いま浸透をAB, BC, CDの3つの範囲に分けて考えてみるとまずAB区間は

$$q_L = -\frac{kH}{k_1} \frac{d\varphi}{dx} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{dq_L}{dx} = 0 \quad \text{であるから境界条件として}$$

$$x = -L, \quad \varphi = \varphi_1$$

$$x = 0, \quad \varphi = \varphi_0$$

を与える。

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \frac{\varphi_0 - \varphi_1}{L} x + \varphi_0 \\ q_L &= -k_1 H_1 \frac{\varphi_0 - \varphi_1}{L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

となる。

次にBC区間であるがこの区間については堤体内と透水層内の両方の浸透を考えなければならない。堤体表面には降雨があってそのうち有効雨量としてPが堤体内に浸透し堤体内の地下水の一部になると考える。

まず堤体の部分については

$$\left. \begin{aligned} q_3 &= -k_3 h \frac{dh}{dx} \\ \frac{dq_3}{dx} &= P - \frac{h - \varphi}{c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

また透水層については

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= -k_1 H_1 \frac{d\varphi}{dx} \\ \frac{dq_1}{dx} &= \frac{h - \varphi}{c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

が書ける。ここに $c = \frac{H_2}{k_2}$

堤体内の浸透流は(3)式で表わされるが簡単にするため $h = H_2$ として一定と考える。これは堤体内の浸透流が H_2 の厚さの層を流れると考えたわけで、自由水面を持つ流れても h の変化の比較的小さい時は近似的に一定と考えても

差支えない。

したがって(8)式は

$$\left. \begin{aligned} q_3 &= -k_3 H_3 \frac{dh}{dx} \\ \frac{dq_3}{dx} &= P - \frac{h - \varphi}{c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となる。(4)式および(5)式から一般解を求めると

$$h = C_1 e^{-\lambda x} + C_2 e^{\frac{x}{\lambda}} - \frac{P \cdot c}{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} \cdot \frac{x^2}{2} + C_3 x + \frac{P \cdot c}{(1+\alpha)^2} + C_4 \dots\dots\dots (6)$$

$$\varphi = -\alpha C_1 e^{-\lambda x} - \alpha C_2 e^{\frac{x}{\lambda}} - \frac{P \cdot c}{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} \cdot \frac{x^2}{2} + C_3 x - \frac{\alpha \cdot P \cdot c}{(1+\alpha)^2} + C_4 \dots\dots\dots (7)$$

ここに

$$\alpha = \frac{k_3 H_3}{k_1 H_1} \quad \lambda_2 = \sqrt{k_3 H_3 c} \quad \lambda_1 = \sqrt{k_1 H_1 c}$$

$$\lambda^2 = -\frac{\lambda_2^2}{1+\alpha}$$

境界条件として $x = 0$ において $\frac{dh}{dx} = 0$, $\varphi = \varphi_0$

$x = B$ において $h = H_3$, $\varphi = \varphi_B$

が与えられるので C_1, C_2, C_3 および C_4 の積分常数を求めることができるが計算は複雑なので省略する。

最後に CD の区間は

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= -k_1 H_1 \frac{dh}{dx} \\ \frac{dq_1}{dx} &= \frac{\varphi_2 - \varphi}{c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

境界条件として $x = 0$ において $\varphi = \varphi_L$ $x = \infty$ において $\varphi = \varphi_2$ が与えられるので $B \leq x$ の範囲では

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B) e^{-\frac{x}{\lambda_1}} \dots\dots\dots (9)$$

$$q_x = -\frac{k_1 H_1}{\lambda_1} (\varphi_2 - \varphi), \quad q_B = -\frac{k_1 H_1}{\lambda_1} (\varphi_2 - \varphi_B) \dots\dots\dots (10)$$

となる。

堤体の透水係数を k_3 と仮定して浸透流を解いたが、堤体の透水係数が十分に大きいと堤体内の h はほぼ φ_2 に等しいと考えてもよくなる。

この場合 $0 \leq x$ の範囲で(9)式と同様な式が成り立つ

すなわち

$$\left. \begin{aligned} \varphi_2 - \varphi &= (\varphi_2 - \varphi_0) e^{-\frac{x}{\lambda_1}} \\ q_x &= -\frac{kH_1}{\lambda_1} (\varphi_2 - \varphi) \\ q_0 &= -\frac{kH_1}{\lambda_1} (\varphi_2 - \varphi_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

(2)式に示す q_L と(10)式の q_0 は等しいので q_0 を求めることができる。すなわち

$$q_0 = \frac{\lambda_1 \varphi_1 + L \varphi_2}{\lambda_1 + L} \dots\dots\dots (11)$$

となる。

5. 浸透に関係を持つ諸要素の数値

浸透に最も大きい影響を持つのは透水層の形状ならびにその透水係数である。地盤の透水層の透水係数は昭和41年10月に木曾川上流工事事務所・近畿ボーリング株式会社の実施した報告書「昭和41年度長良川東島堤防調査その2工事」の中に述べられているが、大体 10^{-1} cm/sec 程度のもと考えられる。地盤の透水係数の測定はボーリング孔を使って測定しているが、いわゆる単孔による注入法ならびに回復法を適用している。各深度において測定した透水係数は表-1に示すとおりである。

表-1 測定した透水係数

ボーリング孔 No. 1

深度 (m)	注入法 (cm/sec)	回復法 (cm/sec)
5.00	1.1×10^{-1}	2.7×10^{-1}
10.00	2.9×10^{-1}	3.0×10^{-1}

ボーリング孔№2

深度 (m)	注入法 (cm^3/sec)	回復法 (cm^3/sec)
5.0 0	2.3×10^{-1}	2.4×10^{-1}
1 0.0 0	1.6×10^{-1}	2.4×10^{-1}
1 5.0 0	1.3×10^{-1}	2.0×10^{-1}
2 0.0 0	4.0×10^{-3}	2.8×10^{-3}
2 5.0 0	3.6×10^{-3}	3.4×10^{-3}

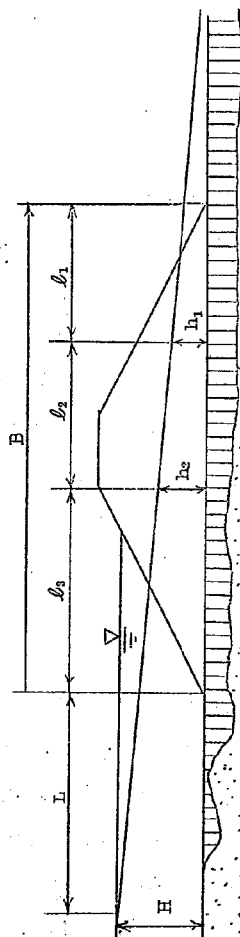
先にも述べたように地盤内にはかなり大きな玉石が混入し、粗粒の砂が主体になっているが部分的にはローム質土を見受けられ均一性を欠いている。したがって代表的な透水係数を見出すことはなかなか難しいが、現場透水試験により求めた透水係数の比較的大き目な値をとって $3 \times 10^{-1} \text{ cm}^3/\text{sec}$ と仮定した。この透水層の厚さは場所によって差がありまた下部になるに従って透水係数の値も小さくなるように思われ、代表的な層厚を正しく見出すことはできないが、一応 $3 \times 10^{-1} \text{ cm}^3/\text{sec}$ の透水係数を有する透水層の厚さは 10 m と仮定し、その下にこの $\frac{1}{10}$ の透水係数を有する層がさらに 10 m 続き、不透水層になるものと考えた。

堤内側の地表面を覆っている表層は厚さ 1 m 程度の薄いシルト、ローム質土層であるがこれも必ずしも均質なものではない。層厚にはかなりの変化があるけれども、一応 1 m と仮定して取扱うことにする。また透水係数ははっきりと握むことができないので表層の下透水層の透水係数の $\frac{1}{100} \sim \frac{1}{1000}$ の値と考えることにした。なお先に示した浸透の解析では、表層中の流れは垂直方向、透水層中の流れは水平方向であるという仮定が必要であるが、この仮定が成立するためには表層と透水層の透水係数の比が少なくとも 1:10 以上ないといけないようである。したがってここで考えている 1:100 ~

1 : 1,000 の比率は上記の仮定が成立するのに一応十分な値と考えられる。

次に堤防の川表側の自然ブランケットの有効長さは洪水時に透水層内で測定した水頭分布を示す曲線を河側へ延長し河川水位と交る点と堤防の表法尻までの距離に当り次のように表わされる。(図-6)

図-6 自然ブランケットの有効長さ



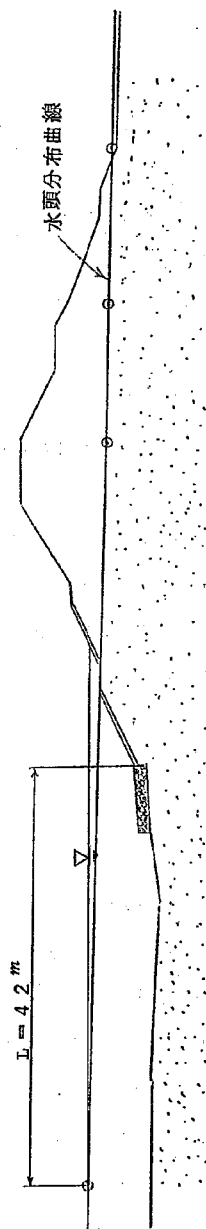
$$L = \frac{h_2 - h_1}{H - h_1} l_2 + (l_2 + l_3)$$

自然ブランケットの長さは洪水時に透水層内の水頭を観測してそのデータから求めることになるが、長さ L は河川水位の高低によってかなり変動し、例えばミシシッピ川の実測データによると河川水位が高くなるほど小さい値を示している。*

東島地区の観測データは中洪水のいわば水位の比較的低い場合についての一つのみであるが、これからブランケットの有効長さを計算してみると4.2mとなる。ただしこれは堤内側法尻と堤内側小段の位置に設置されたピエゾメーターによって測定した値から求め

* Turnbull, W. J. and C. I. Mansur: Investigation of Underseepage-Mississippi River Levees, Proc. of A. S. C. E. SM, 4 August 1959.

図-7 実測値から求めた自然プランケットの有効長さ
(昭和39年9月25日洪水の観測データ)



たもので、他のピエゾメーターの組合せによって算出すればLの長さはこれよりも大きくなる。しかし、水位が高いとLが小さくなることから以後述べる電気模型実験の模型では一応自然プランケットの長さを4.2mにとることにした。(図-7)

6. 電気相似模型実験の原理

浸透水の運動を解く方法には解析的解法、数値解法などがあるが、これらはいずれも単純な地層構成を持つ透水地盤で、しかも簡単な境界条件を与えたときのみ使用可能である。しかも、これらの方法によって解くことができるとしても多大な労力と時間を費やすのが普通である。この点、模型実験は非常に有利で、適当な模型を利用すれば複雑な現象に対しても比較的簡単に解を求めることができる。

模型実験にも多くの方法があり、ここで述べる電気模型実験の他に砂模型、粘性流模型、膜模型などがあり、それぞれの調査目的にしたがって使われている。

電気模型実験の原理は透水層内を流れる水の流れと、電導体中を流れる電流が同じ形の式で表わされる法則に支配されることにもとづいている。この電気模型にもいろいろの種類があり、たとえば抵抗線を格子状に組んだネットワークの模型による方法、電解溶液のはいつた水槽を模型として用いる方法などがあるが、本実験に適用した電気模型実験では厚紙の上に電導体であるグラファイトを吹き付け、実物と幾何学的に相似の模型を作り、これに電流を流して浸透流と相似の現象を起こさせた。

実験では浸透流は堤防に対して直角方向に起こると仮定し、2次元流の問題として取扱いかつ水位変動は緩慢であるので定常流と考える。

透水層内を流れる水の流れは $v = (-\frac{d h}{d s})$ のダルシーの式で表わされるが、オームの法則も同じ形の式 $I = -\frac{1}{R} \frac{d V}{d s}$ で与えられる。ここに R : 電導比, I : 電流, V : 電位である。ダルシーの式の透水係数 k がオームの法則を表わす式の電導比の逆数 $\frac{1}{R}$ に対応するわけであり、両式ともラプラスの方程式を満足することが証明できる。透水層中の水の流れも電導体中の電気の流れもポテンシャル流であり、水の流れを電導体中の流れに置き換えて模型的に解明することができる。

7. 実験装置

模型は厚紙の表面に電導体であるグラファイト溶液を吹き付け、乾燥させた後、所定の形状に切取ったものである。模型の製作順序はまず厚紙の上に問題の堤防を含めた透水地盤の断面図を描く。次に模型に境界条件を与えるため浸透水の浸入面、浸出面および必要な箇所に電極となる金属箔をはりつける。本実験には薄いアルミニウム箔を使用し、所定の箇所に接着材で張り付けた。しかる後、厚紙にグラファイト溶液を噴霧器で吹き付け、紙の表面に電導性の被膜を形成する。グラファイト被膜と電極との接触抵抗を減らすために電

極をはり付けた後にグラファイトの吹き付けを行なう。グラファイトは実際の地層構成に対応させてできるだけ均質に吹き付けることが大切で、吹き付けは少量ずつ何回も繰返し行なうのが望ましい。

地層の透水係数の違いを模型上で再現させるためにはグラファイト被膜の厚さを加減すればよいわけである。また電導度の低いアルコール溶液のグラファイトと電導度の高い水溶液のグラファイトを使いわけることによっても電導度の異なる層を簡単に作るができる。

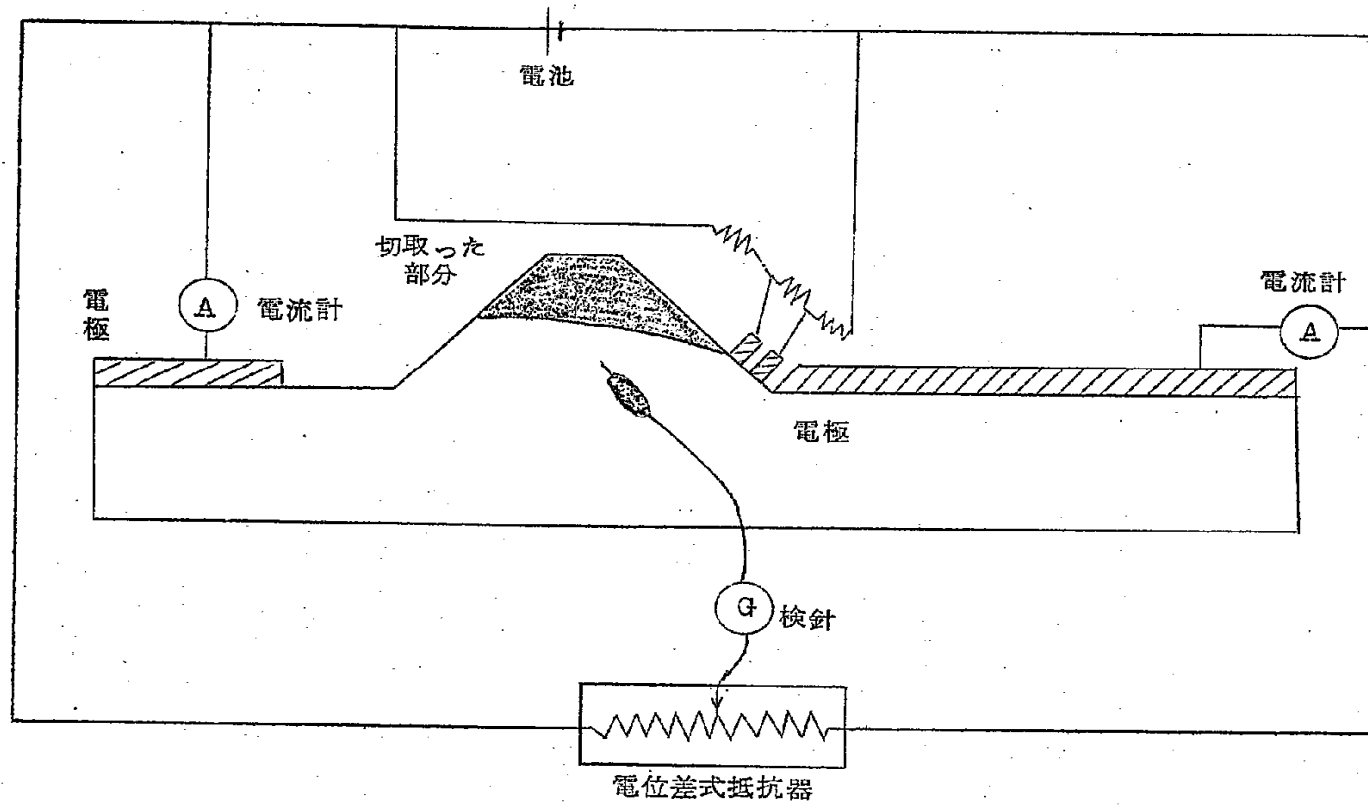
模型に所定の境界条件を与えるために組立てられた実験装置を図示すると図-8のとおりである。

電源には乾電池を用い、水の浸入面および浸出面に接続した。たゞし堤体裏法の斜面の浸出面では浸透水はその高さに比例するポテンシャルを持つから、斜面に沿う電極は細かく分割し、図に示すように抵抗線をつなぎ、斜面の高さに比例した電位を与えるようにした。

8. 等ポテンシャル線、浸潤線の測定

電気模型を用いて堤体内のポテンシャルを測定するには、模型の任意箇所の電位を測定すればそれが直ちに、浸透水のポテンシャルに対応するが、精度を向上させるため Wheatstone 電橋の原理を利用してポテンシャルを測定する。すなわち、探針を模型上の測定しようとする位置に接触させ、電位差式抵抗器のダイヤルを操作した探針につながる検流計の針が振れなくなったときの目盛を読みとる。

この種の電気模型実験では自由水面を持たない、いわゆる被圧地下水の場合は取扱いが簡単であるが、自由水面を持つ地下水の流れの場合にはまず自由水面を求める作業を必要とする。そうして自由水面の形に合わせて水の流れない余分の部分を切取ってしまわなければならない。自由水面の形を求め



図一 8 電気模型実験装置

るには近似計算法なども利用されるが、模型上で trial に求めるのが便利である。この方法は自由水面上の各点の浸透水は基準面からの高さに相当するポテンシャルを持っているので、まず自由水面以上の余分な部分が付いている模型に電流を通し、等ポテンシャル線群を描いてみる。そうしてこれらの等ポテンシャル線上にポテンシャルに対応する高さの点を結んで自由水面の第一次近似とするわけである。この線に沿ってこれより上の部分を切り取る。同様な操作をる回も繰返せばほど正しい浸潤線を求めることができる。このようにして浸潤線より上の部分を切取った模型で任意箇所のポテンシャルを測定する。

9. 浸透流量の計算

透水層内を流れる浸透流量はダルシーの法則によって

$$q = kH \frac{A}{L}$$

ここに H : 水頭差, L : 距離, A : 断面積

単位幅の流量を考えると

$$q' = kH \frac{A}{LB}$$

オームの法則では

$$I = \frac{V}{R}$$

ここに, I : 電流, R : 抵抗, V : 電位差

いま電導比を γ とすれば

$$R = \frac{L}{\gamma A}$$

同様に単位幅を考えると

$$I' = \frac{V}{\gamma} \frac{A}{LB}$$

となる。ここで $\frac{A}{LB}$ は形状係数と呼ばれるものでディメンションはない。

上の2つの法則はちやうど k が $\frac{1}{\gamma}$ に対応して全く同じである。したがって

実物の透水地盤の断面と幾何学的に相似の電導体でできた模型を作れば形状係数は等しくなる。

こゝで取扱い堤防の漏水は一応二次元流と考えられ、等ポテンシャル線群は実験によって求められるから、形状係数を簡単に知ることができる。すなわち測定精度を高めるため、等ポテンシャル線がなるべく鉛直で均一に分布している部分、いゝ換えると流線の幅がなるべく一定の箇所を選び出す。

$$q = SkH = k \frac{\Delta H}{\Delta L} A$$

であるから形状係数は次のように書き表わされる。

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

こゝに ΔH および ΔV はそれぞれ二つの等ポテンシャル線間の水頭差および電位差、 H および V は実物における全水頭差と模型における全電位差、 ΔL は ΔH を求めた2つの等ポテンシャル線の間隔、 A は浸透流の生じている断面積を表わす。

上式によって形状係数 S が求められるので、浸透流量は $q = SkH$ から直ちに計算できる。

浸透流量を求める方法として、これ以外に模型を流れる電流を測定し、流量に換算する方法も考えられる。すなわち、

$$\frac{q}{I} = \frac{kHS}{(V/\rho)S}$$

ゆえに

$$q = \frac{kH\rho}{V} I$$

となって q と I の関係が求められる。しかし、模型の電導比 ρ は湿度、温度の影響を受け易く、大きく変動する恐れがあるので、正しい ρ の値を絶えず求めておくことは難かしい。したがってこの方法より、形状係数を用いて計算の方が望ましい。なお透水係数の異なる二つの層から地盤が形成されている場合は各地層ごとに形状係数を求めて浸透流量を計算する。

10. 実験およびその結果

模型実験は先にも述べたように現地で漏水観測を実施している東島地区の浸透流の状態を明らかにするために行なったもので、堤防の堤内側に計画されている裏小段が堤体の安定性を向上させるのにどの程度の効果を持つかを判定する資料とすることを意図した。

模型は地表面の測量ならびに地盤のボーリング調査結果を参考にして作成したもので、地盤の層厚、透水係数などの値は5で示したとおりである。

実験は半透水性の表層ならびに堤体の透水係数を変えて図-9に示すような9つのcaseについて行なった。なお堤防に裏小段を増設した場合の浸透の実験は、小段を透水性材料で作るものと考えれば小段のない場合とほとんど変わらないと考えられるので、省略することにした。

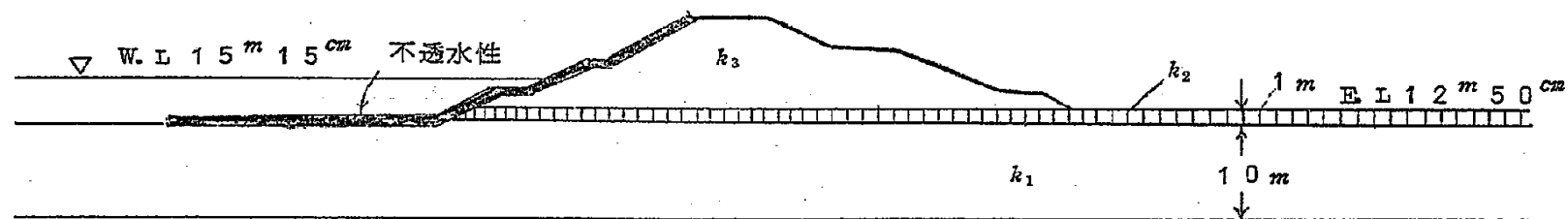
模型によって測定した等ポテンシャル線を図-10に示す。さらに透水層内のポテンシャル分布をまとめて図示したのが図-11である。この図では表層直下のポテンシャルの値を縦軸にとり、河側のいわゆる有効入口からの距離を横軸にとっている。透水層内のポテンシャル分布は表層の透水係数の大きさによってかなり変ることが明らかである。また同図には漏水調査によって測定したピエゾメーター設置位置の水頭の全水頭差に対する割合を計算して図示した。実測データでは地盤構成の不規則性などから、実験値ほどきれいな曲線上には乗ってこないが、表層と透水層の透水係数の比を1:500にしたときの実験値とほぼ似た傾向を示すことがわかる。

次に模型内を流れる電流から換算して求めた流量であるが、堤防法尻および堤内地表層から流出する流量に分けて表-2に示した。なおこの流量は河川水位が39年9月25日の最高水位15m15cmになったときの値である。表からわかるように先に述べた堤防裏法尻からの実測流量500 $\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}$ と比較するとかなり少ない量で、堤体にはげしい雨が降り、こ

れが堤体内へ浸透して法尻から流出すると考え、この量を加えても実験値はなお過少な値を示す。このことは多量の水が河側から直接堤体内部に浸透し、これが透水性の高い堤体を通して法尻から流出するか、あるいは地盤の構成が模型のようではなくて水の流れ易い水みちが河側から堤防裏法尻付近にまで通じているかのいずれかを予想させ、さらに地盤の土質調査を含めて、漏水の実態を詳しく調査することが対策工法樹立の上からも必要と思われる。

なお表一2に示した流量は河川水位が39年9月25日の出水時に示した15m15cmの高さになったとき、すなわち堤内側地表面との差が2m65cmになったときに対応させた実験結果であるから、いま単純に河川水位が上昇するとそれに比例して漏水量も増加すると考えて、計画高水位のとき、すなわち全水頭差が6m12cmのときの流量を求めてみると表一3のとおりである。透水層内のポテンシャル分布と同様、漏水流量に関しても観測データーがわずかに一つしかないため、この値と実測値とがどの程度合致するかははっきりしない。こういう面からも洪水時の観測を継続して実施する必要がある。

図-9. 実験で仮定した透水係数



	実験番号	k_1 (cm/sec)	k_2 (cm/sec)	k_3 (cm/sec)
1	I-1	9×10^{-2}	1.8×10^{-4}	1.8×10^{-4}
2	I-2	"	"	3×10^{-1}
3	I-3	"	"	9×10^{-1}
4	II-1	"	9×10^{-5}	9×10^{-8}
5	II-2	"	"	3×10^{-1}
6	II-3	"	"	9×10^{-1}
7	III-1	"	9×10^{-4}	9×10^{-4}
8	III-2	"	"	9×10^{-1}
9	III-3	"	"	9×10^{-1}

図-10(a) 実験結果

実験番号 I-1

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$k_2 = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$k_3 = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

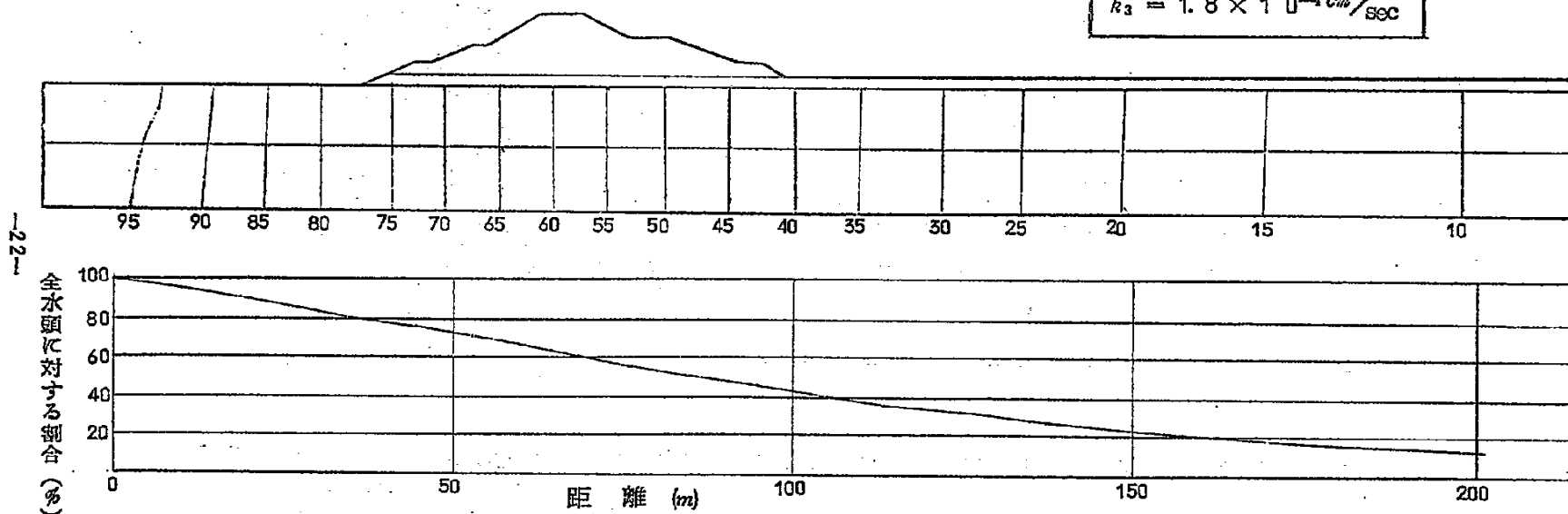
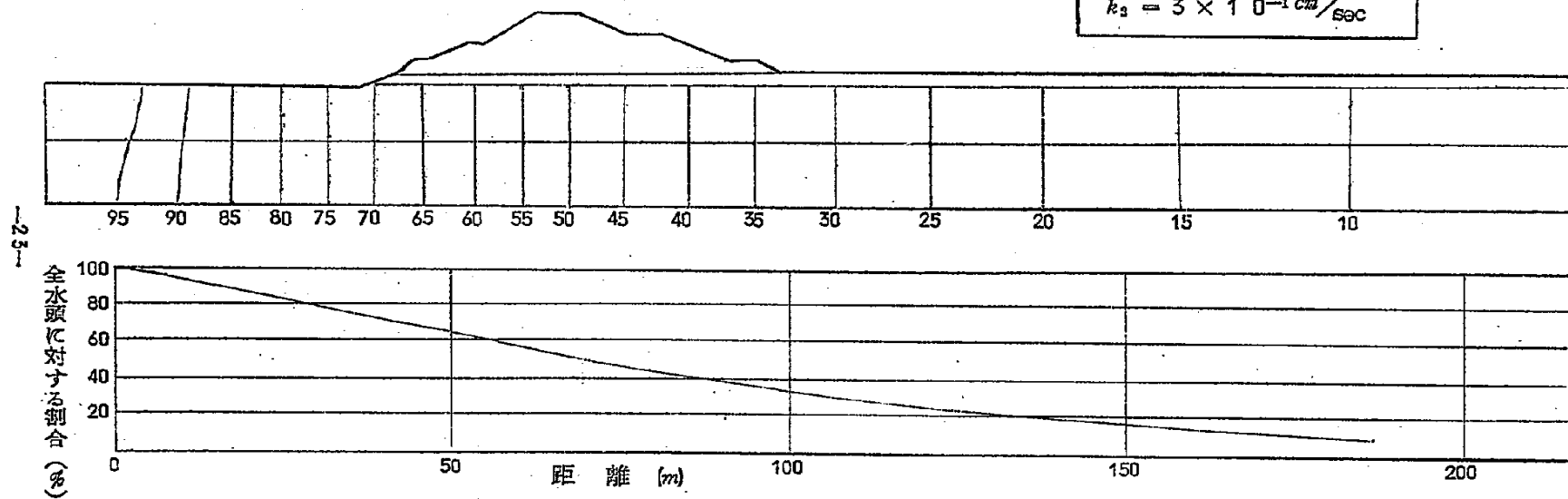


図-10(b) 実験結果

実験番号 I-2

$$\begin{aligned} k_1 &= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \\ k_2 &= 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \\ k_3 &= 3 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$



図一 10(c) 実験結果

実験番号 I-3

$$\begin{aligned} k_1 &= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \\ k_2 &= 1.8 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \\ k_3 &= 9 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

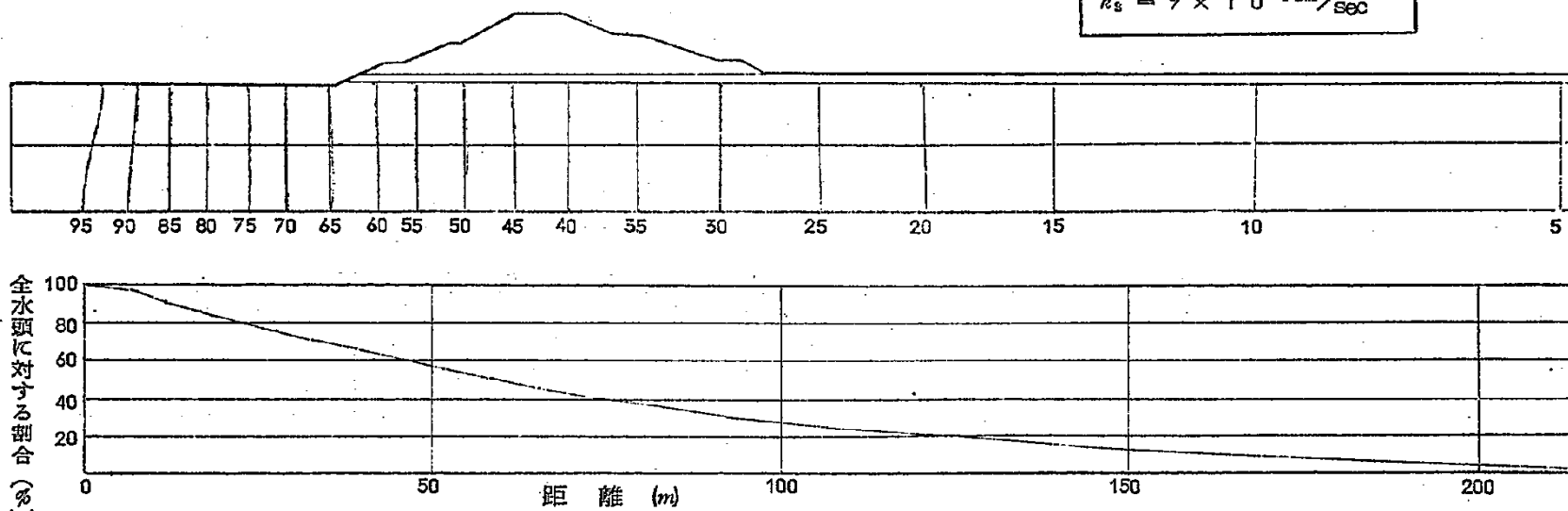


図-10(a) 実験結果

実験番号 II-1

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$k_2 = 9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

$$k_3 = 9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

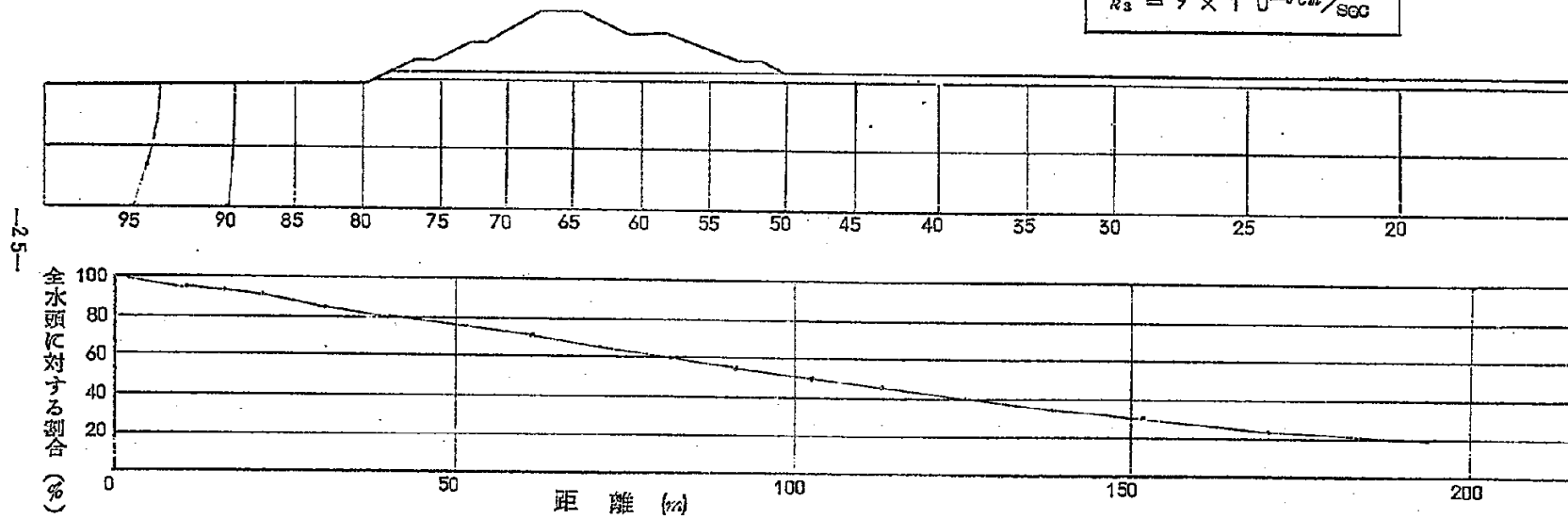


図-10(e) 実験結果

実験番号 II-2

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$k_2 = 9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

$$k_3 = 3 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$$

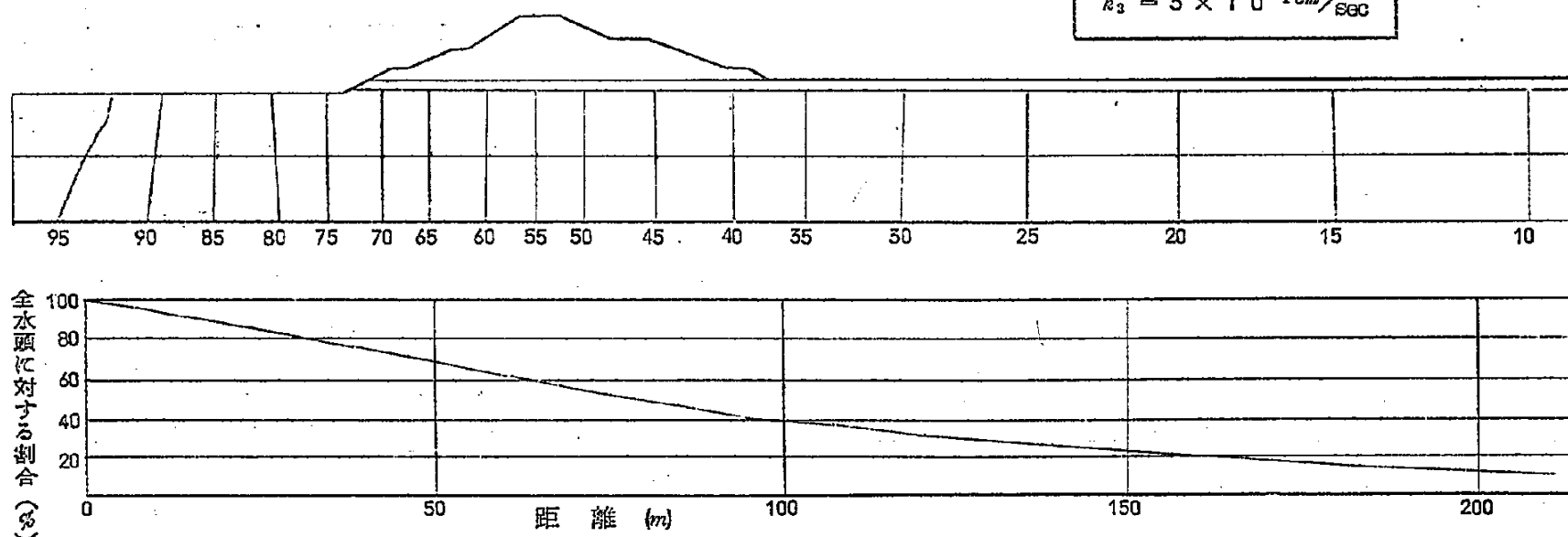


図-10 (t) 実験結果

実験番号 II-3

$$\begin{aligned} k_1 &= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \\ k_2 &= 9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \\ k_3 &= 9 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

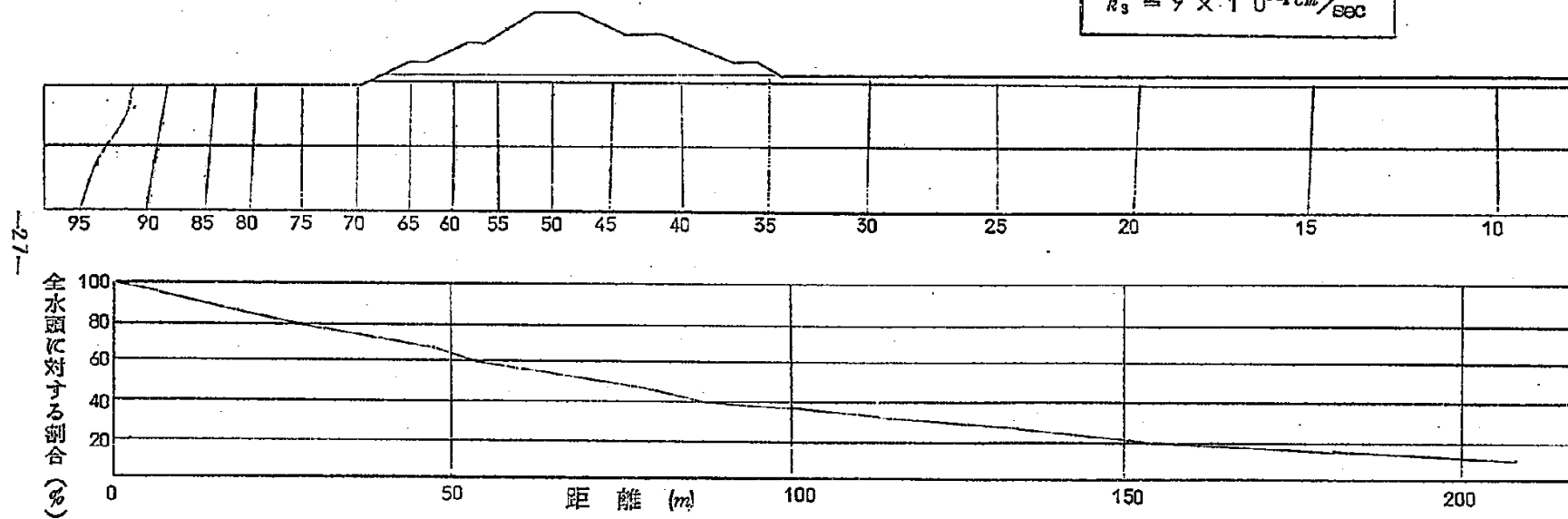


図-10(g) 実験結果

実験番号 Ⅲ-1

$$\begin{aligned} k_1 &= 9 \times 10^{-3} \text{ cm/sec} \\ k_2 &= 9 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \\ k_3 &= 9 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

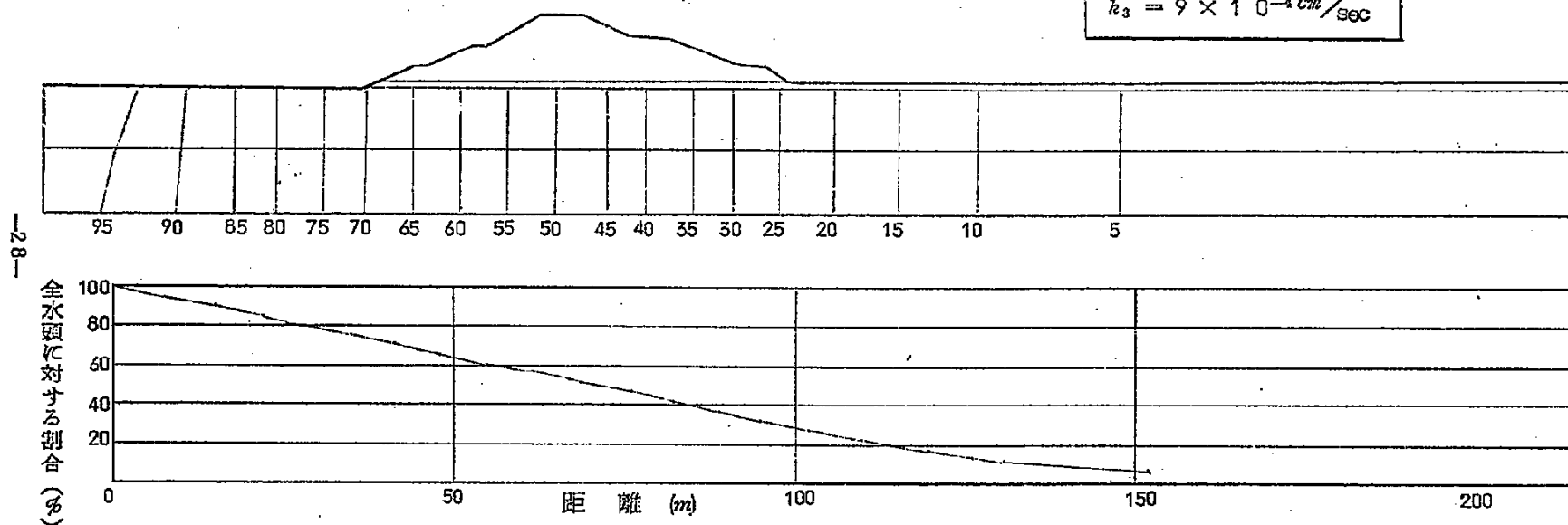


図-10(h) 実験結果

実験番号 Ⅲ-2

$$\begin{aligned} h_1 &= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \\ h_2 &= 9 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \\ h_3 &= 3 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

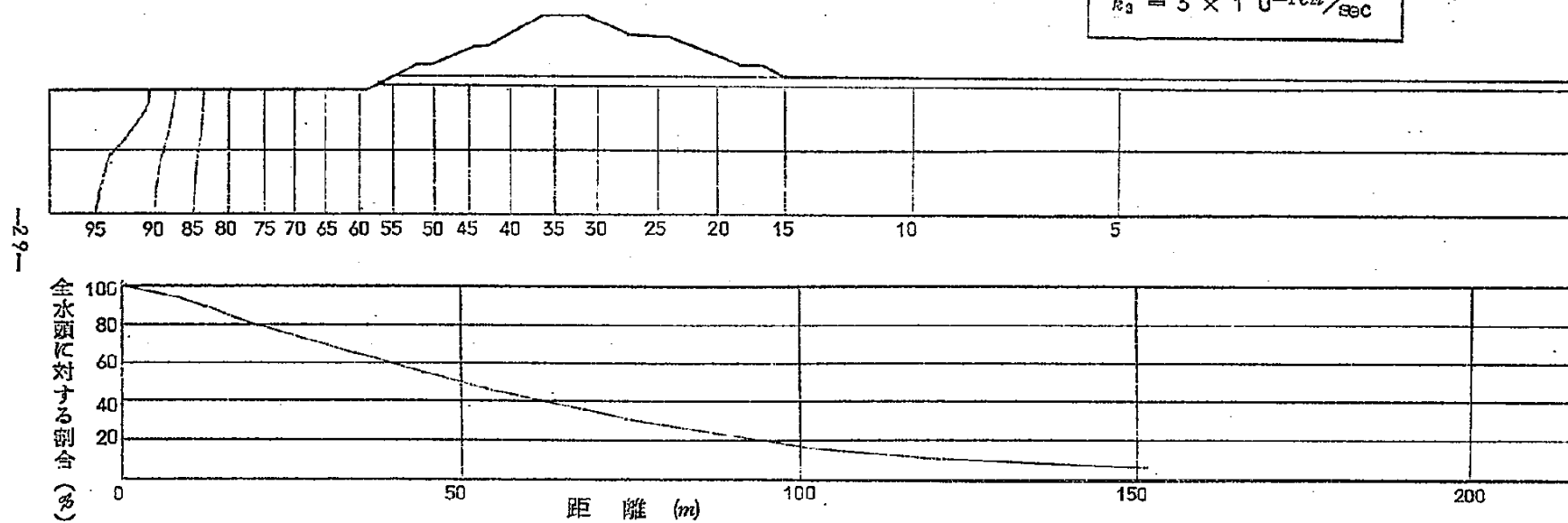
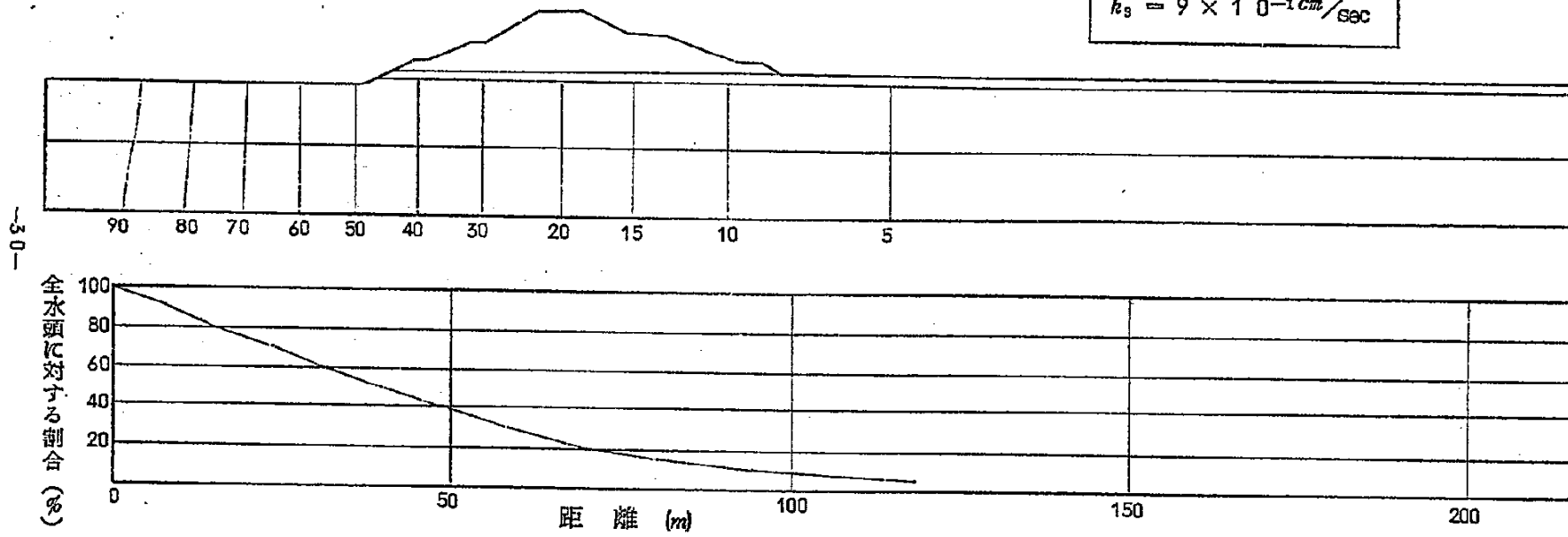
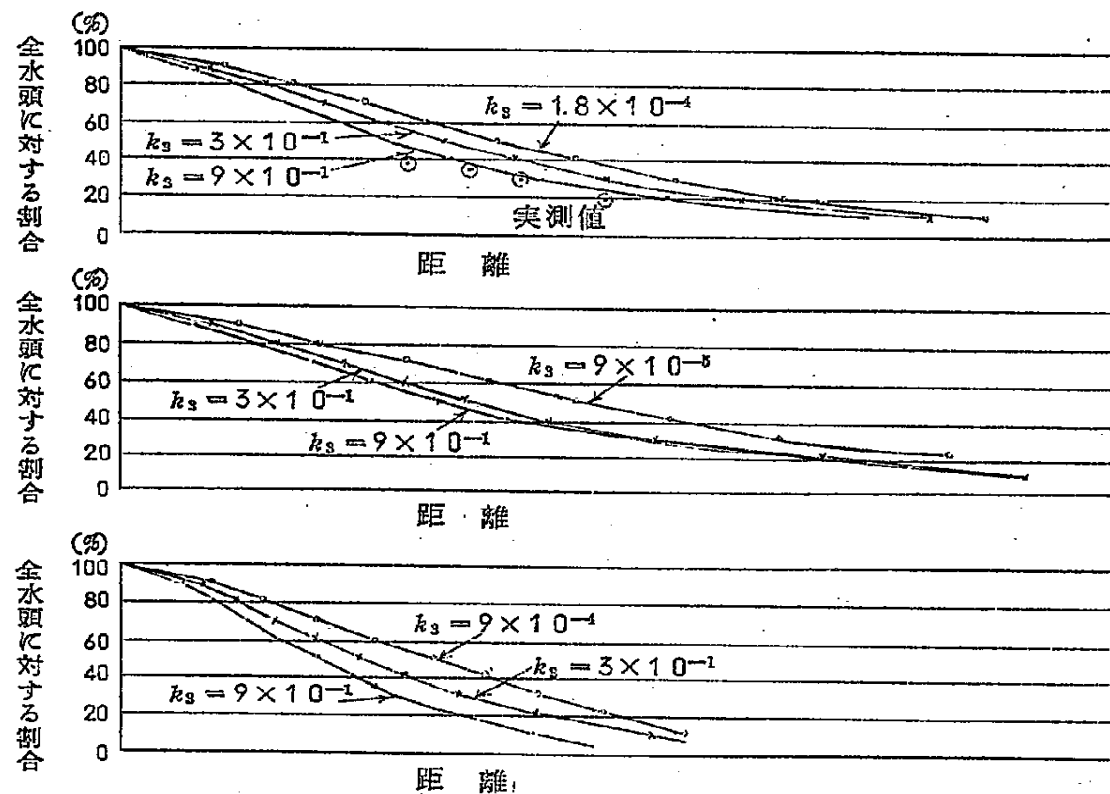


図-10(i) 実験結果

実験番号 Ⅲ-3

$$\begin{aligned} k_1 &= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \\ k_2 &= 9 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \\ k_3 &= 9 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$





実験 I

$$k_1 : k_2 = 500 : 1$$

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_2 = 1.8 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

実験 II

$$k_1 : k_2 = 1,000 : 1$$

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_2 = 9 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

実験 III

$$k_1 : k_2 = 100 : 1$$

$$k_1 = 9 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_2 = 9 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

図-11 実験により求めた透水層内のポテンシャル分布

表-2 実験から求めた浸透流量

実験番号	表層の透水係 数 $k_2 \text{ cm/sec}$	堤体の透水係 数 $k_1 \text{ cm/sec}$	$\frac{k_1}{k_2}$	堤体から の流量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}$)	表層から の流量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}$)
I-1	1.8×10^{-4}	1.8×10^{-4}	500	15	141
I-2	1.8×10^{-4}	3×10^{-4}	500	39	109
I-3	1.8×10^{-4}	9×10^{-4}	500	110	84
II-1	9×10^{-5}	9×10^{-5}	1,000	9	120
II-2	9×10^{-5}	3×10^{-4}	1,000	35	83
II-3	9×10^{-5}	9×10^{-4}	1,000	92	77
III-1	9×10^{-4}	9×10^{-4}	100	21	183
III-2	9×10^{-4}	3×10^{-3}	100	95	100
III-3	9×10^{-4}	9×10^{-3}	100	240	65

表-3 計画高水位に換算したときの流量

実験番号	堤体からの流量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}$)	表層からの流量 ($\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}$)
I-1	35	326
I-2	90	252
I-3	254	194
II-1	21	277
II-2	81	192
II-3	212	178
III-1	43	422
III-2	219	231
III-3	554	150

1.1. 対策工法

堤防の漏水の実態が十分把握できないので対策工法の選定も難しい。
たと現在一応考えられている裏小段の設置は少なくとも現在ある堤防を保護し、たとえ浸透流が堤防の堤内側法尻付近に噴き出し、裏小段に損傷を与えたとしても、在来の堤体は安全に保たれるわけであるから、漏水を止めるという意味ではなく堤体の安全性を増すという点で効果が期待できる。

一般に漏水防止のために作る裏小段は表層の上に土を覆うことによって重さを増し、表層の下の方圧力に打勝つようにし、パイピングなどの過度の湧水の起らないようにするのを目的とする。しかし普通、裏小段の幅をかなり広く取らないと、例えば法尻付近の湧水口を塞いだとしても、小段敷外の表層の薄い個所からまた吹き出し湧水口を遠方に追いやってだけの結果になってしまう。

東島地区に計画されている小段は幅が10～15m程度のものであるから、当然、漏水を止めるという面では余り期待はできないと考えるのが妥当であろう。

小段を作る場合に使用する材料によって小段の性質が変わってくるので多少その説明を加える。*

a 不透水性の小段

不透水性の材料を使って作った小段である。これを作ることによって漏水の出口がふさがれ透水性内の水頭は上昇し、湧水口を小段の外側に追いやるだけのこともある。

b 透水性の小段

砂などで作られた小段がこれに属する。漏水量を積極的に減らすことを

* Turnbull, W. J. and C. I. Mansur: Design of Underseepage Control Measures For Dams, Proceedings of ASCE, SM5 Oct. 1959.

意図していない。一般に不透水性の小段より有効で、小段を作ったために透水層内の水頭の上昇する割合も不透水性小段に較べてごく少ない。このため小段の高さ幅とも不透水性材料を使ったものより小さくてよい。

○ 完全排水性的小段

完全排水性的小段は小段の部分に浸透してきた水を集めて堤内側へ排水するような構造にできている。したがって小段の中の浸透流の損失水頭はほとんどないため、小段を設置したことによって浸透流の流況にはほとんど影響を与えない。この小段の構造は地盤の上にまず適当な粒度を持つ砂礫のフィルター層のブランケットを作り、その上に排水管を設置する。さらに排水管を十分に砂礫で覆い、砂層層の上に砂をおきさらにその上は普通土を使って小段の形に仕上げる。斜面は良質な材料で被覆する。排水管は勿論排水量に見合ったものでなければならず、内径15 cm以上の穴あき管が普通用いられる。そうして管の小段への排出口は原則として原地盤面よりわずか高めにする。

さて、先にも述べたように模型実験で求めた透水層内のポテンシャル分布は図-11に示したとおりであるが、実測データと比較的によく類似している実験I-3のポテンシャル分布曲線から必要な小段幅を考えてみる。表層がシルトあるいは粘性土である場合にサンドボイルを起す限界動水勾配は0.8~0.85と云われている。表層の厚さは約1 mであるから過剰水頭が0.8~0.85 mになるとボイリングの起る危険性があるわけで、計画高水時の全水頭差を6 m 12 cmとすると全水頭に対する割合が約14%を越えるといけなわけである。したがって堤内側の法尻から80 m~100 mの範囲はボイリングの起りうる区域と見なすことができる。

* Investigation of Underseepage-Mississippi River Levees, Proceedings of ASCE SM4 Aug.

若し小段を不透水性の材料で作ると透水層内の水頭が上昇するので小段の幅はこれよりさらに広くとらなければならなくなる。また堤内地をここでは一応水平と考えているが部分的に低くなっている個所もあって、こういう場所は漏水を起し易いので堤防からの距離があってもボーリングの危険個所と考えられる。いずれにしろ考えられている10~15m幅の小段はパイピングを止めるためのものとしては狭く、堤体の保護という面の効果を期待することになる。

実際に堤体からかなりの流出流量があり、これを排水する必要のあることならびに地盤内の水頭を上昇させないことのために完全排水性的小段の設置が望ましいと考えられる。なお小段の下の表土を一部取除き地盤の透水層内の水を小段の排水施設を通して地表に導くのもサンドボイルの抑制には効果のある方法と考えられる。