

土 木 研 究 所 資 料

軟岩基礎の原位置透水試験方法
に関する調査

昭和 59 年 3 月

建設省土木研究所

ダム部フィルダム研究室

Copyright © 1984 by P. W. R. I.

All rights reserved, No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査

建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室

松 本 徳 久

池 田 隆

目 次

1. はじめに	1
2. 透水試験方法の分類	2
3. 原位置透水試験の理論	3
3.1 不飽和領域の透水試験方法	3
3.1.1 米国内務省開拓局アースマニュアル E-19	4
3.1.2 注水法による変水位透水試験	9
3.1.3 エヌ・ヤ・デニソフ, エヌ・エヌ・ビンデマンの方法	12
3.1.4 イエ・ア・ザマリンの方法	13
3.1.5 エヌ・カ・ギリンスキの方法	15
3.1.6 その他の不飽和領域で適用できる原位置透水試験方法	16
3.1.7 不飽和領域での原位置透水試験方法の問題点	17
3.2 不飽和領域・飽和領域で適用できる透水試験方法	20
3.2.1 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 パッカー法	20
3.2.2 沢田の式による方法	23
3.2.3 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 オープンエンド法	26
3.2.4 不飽和領域・飽和領域で適用できる透水試験方法の問題点	27
3.3 飽和領域の透水試験方法	29
3.3.1 沢田の式による方法	29
3.3.2 Forchheimer の 井戸公式による方法	39
3.3.3 オーガー孔法	44
3.3.4 ピエゾメーター法	53
3.3.5 Thiem の 方法	54
3.3.6 準一様流の仮定を用いた平衡式	57

3.3.7	Theis の方法（被圧地下水の場合）	58
3.3.8	Theis の方法（自由地下水面をもつ地下水の場合）	62
3.3.9	飽和領域の透水試験の問題点	63
4.	ダルシーの法則に基づく原位置透水試験の計画	65
5.	原位置透水試験の実施例	67
5.1	ダムサイトの地質の概要	67
5.2	透水試験実施位置	71
5.3	原位置透水試験の実施	71
5.3.1	アースマニユアル E-18 パッカー法	71
5.3.2	アースマニユアル E-19	72
5.3.3	注水法による変水位透水試験	77
5.3.4	オーガー孔法	77
5.3.5	不攪乱試料による室内透水試験	77
5.4	試験結果	77
5.4.1	アースマニユアル E-18 パッカー法	77
5.4.2	アースマニユアル E-19	79
5.4.3	注水法による変水位透水試験	84
5.4.4	オーガー孔法	84
5.4.5	不攪乱試料による室内透水試験	85
5.5	試験結果のとりまとめ	86
5.5.1	アースマニユアル E-19 と室内透水試験結果の比較	86
5.5.2	注水法による変水位透水試験とアースマニユアル E-19 の試験結果の比較	86
5.5.3	アースマニユアル E-18 パッカー法とアースマニユアル E-19 の試験結果の比較	86
5.5.4	オーガー孔法と他の透水試験結果の比較	88
5.6	試験結果のとりまとめ	88
	参考文献	89

1. は じ め に

ダムの設計、特にフィルダムの設計の場合、基礎岩盤の透水性の調査は最も重要な課題の一つである。ダムの基礎岩盤の透水性を調査する原位置透水試験方法としては、従来、ルジオンテストが広く使われてきた。しかし、ルジオンテストはもともと亀裂性岩盤の透水性を評価するために使われてきたものである。一方、近年、ダムサイトの岩盤に多く見られるようになったいわゆる軟岩や砂礫層は、固結度が低く硬岩と比較して亀裂が発達しておらず、限界圧力が低い等の特徴を有する。軟岩や砂礫層の透水性の調査にルジオンテストを適用した場合、限界圧力以上の圧力で水を注入すると岩盤を破壊し過大なルジオン値を示すこと、軟岩や砂礫層の透水性が低い場合、ルジオンテストでは低い透水性を正確に評価できないこと、さらに、砂礫層では、試験に用いるボーリング孔を削孔することが困難である、といった欠点が認められるようになった。軟岩や砂礫層の透水性は、それを構成している粒子間の空隙や微小な亀裂を流れるため、ダルシーの法則に従うものと考えられる。このため、軟岩や砂礫層の透水性の調査は、ダルシーの法則に基づく原位置透水試験方法を用いる方がより適切であると考えられる。

本資料は、ダルシーの法則に基づく各種の原位置透水試験を分類し、各試験方法について、その理論と解析解（透水係数を算出する式）を整理してまとめるとともに、原位置での実験を行って試験方法の精度、現場での適用性を調べたものである。

なお、原位置の実験については、新潟県土木部河川開発課、パシフィックコンサルタンツ株式会社の各位に多大なる御協力をいただいた。ここに謝意を表する。

2. 透水試験方法の分類

現在、一般に知られている原位置透水試験方法を、飽和領域または不飽和領域のどちらで適用できるか、また透水係数を導く式の理論面で分類すると表-2.1 のようになる。

表-2.1 原位置透水試験方法の分類

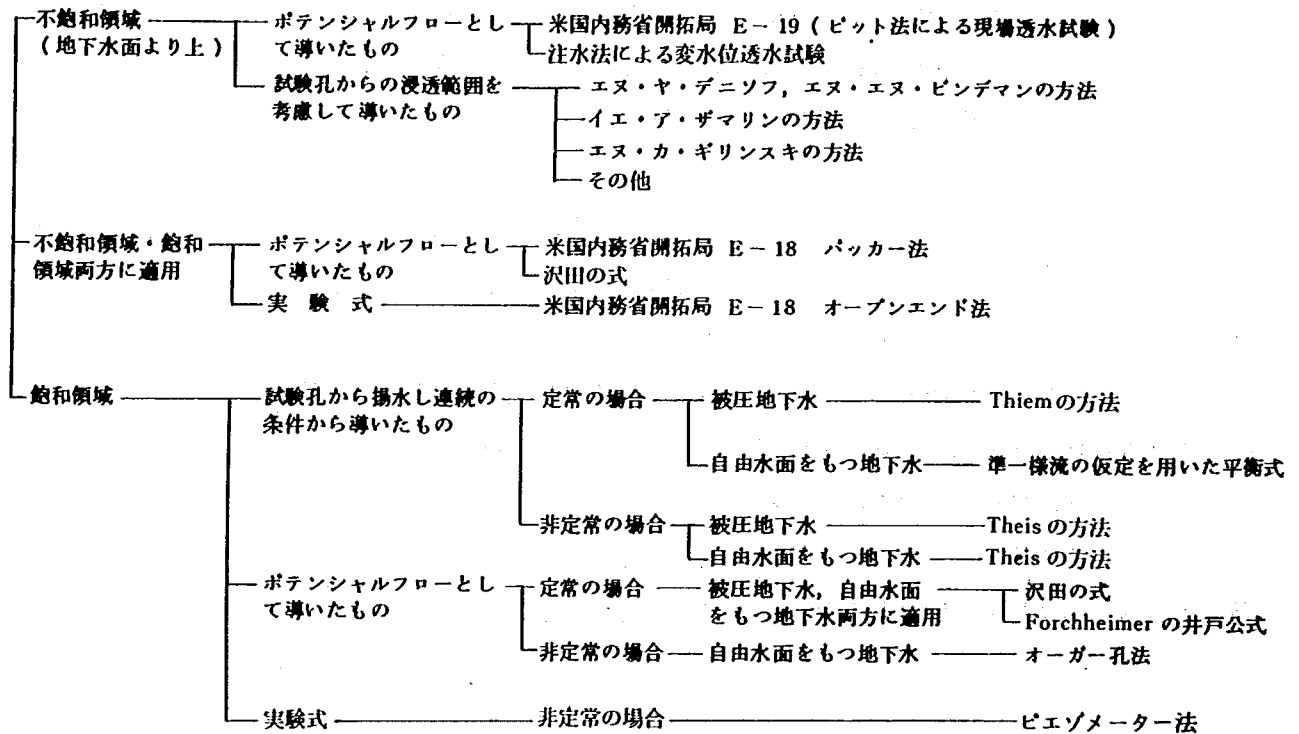


表-2.1 の試験方法は、全てダルシーの法則に基づいているものであるが、ダルシーの法則による透水係数は飽和領域について成り立つとされる。不飽和領域については、ダルシーの法則はこの領域でも適用できるとして、不飽和浸透流の数値解析が行われている。この場合、不飽和透水係数は含水量の関数となる。このため、通常、不飽和領域における透水試験は、試験箇所周辺の岩盤が水で飽和し近似的に定常状態になった場合の透水係数を求めるのが普通である。

透水係数を求める式の誘導は、試験孔周辺の水の流れをポテンシャルフローとして導くのが普通であるが、実験式によるもの、又は単に連続の条件から導くものもあり、様々である。

試験方法としては、定常のものと非定常のものに大きく分けられる。

これらの試験方法は、理論的にはある程度の裏付けがあると思われるが、実際に現場に適用する場合、式の誘導に用いた仮定が成り立たなかったり、試験方法そのものが高価になったり多大な労力があるといった問題点があると思われる。

3章では、各試験方法の理論的背景について述べるとともに、4章では、各種の透水試験方法についての適用性についてとりまとめる。そして、5章では、この中のいくつかの試験について現場で行った結果を述べるものとする。

3. 原位置透水試験の理論

3.1 不飽和領域の透水試験方法

不飽和領域でしか適用できない透水試験方法の概略図、透水係数の算定式等を表—3.1に示す。以下、各透水試験方法の理論について解説する。

表—3.1 不飽和領域の透水試験方法

分類	試験名	略 図	透水係数の算定式	理論的根拠	特 徴
試験孔周辺の流れをポテンシャルフローとして導いたもの	米国内務省開拓局 アースマン ニュアル E-19		$Tu > 3h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \frac{\pi r}{\mu_{20}} \right] \dots \textcircled{1}$ $h \leq Tu \leq 3h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\frac{\ell n(h/r)}{\frac{1}{6} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{Tu} \right)^2} - \frac{\pi r}{\mu_{20}} \right] \dots \textcircled{2}$ $Tu < h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\left(\frac{h}{Tu} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{Tu} \right)^4 \right] \frac{\pi r}{\mu_{20}} \dots \textcircled{3}$ k_{20} : 20℃における透水係数 Q : 注水量 μ_{20} : 20℃における水の粘性係数 r : 孔半径 T : 温度	ビット中心軸上の点湧源からの放射流であるという仮定のもとに、その湧源の強さが水深に比例するとして導いている。	ビット法による原位置透水試験方法に適用。 定水位法である。 $h > 10r$ の範囲で適用可能。
	注水法による変水位透水試験		$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{\left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1} + \left(\frac{r}{h} \right) \right] \dots \textcircled{4}$ k : 透水係数 Q : 注水量 r : 孔半径	同 上 ①式の原式であり、 $\frac{r}{h} \div 0$ のときは①になる。	
	注水法による変水位透水試験		$k = \frac{r^2}{2(t_1 - t_2)} \left[-\frac{1}{h} \sinh^{-1} \frac{h}{r} - \frac{1}{2r} \right]$ $\csc \text{ch}^{-1} \frac{h}{r} + \frac{1}{2h} \sqrt{\left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1} - \frac{r}{2h^2} \frac{h_2}{h_1}$ k : 透水係数 r : 孔半径 t_1, t_2 : 測定開始時、終了時の時刻 h_1, h_2 : 測定開始時、終了時の孔内水深	同 上 ④式を変形したもの。	ロック材などの変水位現場透水試験に適用。透水係数のオーダーを求める試験と解釈すべき。
試験孔からの浸透範囲を考慮して導いたもの	エヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデマンの方法		$q = \frac{Q}{P} = C + vRo$ $\dots \textcircled{6}$ $v = k \frac{H + \ell + h}{\ell}$ $\dots \textcircled{7}$ $k = \frac{\ell(Q - C)}{Ro(H + \ell + h)}$ $\dots \textcircled{8}$ Q : 注水量 P : 穴の周囲長 h : 毛管水頭 Ro : 水力半径 (穴の断面積を P で除したもの) C : 側方への流出を表す係数 v : 垂直方向の浸透速度 k : 透水係数 ℓ : 浸透深さ (底面より水の浸透した地点までの深さ)	穴からの浸透を、穴の底面積に比例した鉛直方向の流出と穴の周囲長に比例した側面からの流出の和として⑥式を導き、⑥、⑦式より⑧式を導いた。Cは、同一岩盤中に掘られた直径0.25, 0.5, 0.75, 1.0mの4つの穴についてQを測定し、 $q \sim Ro$ のグラフ上に測定値をプロットして求める。	
	イエ・ア・ザマリンの方法		$\theta_i = 2\pi Ri(2Ri - d)$ $\dots \textcircled{9}$ $v_i = \frac{2w_{i+1}}{(\theta_i + \theta_{i+1})t}$ $\dots \textcircled{10}$ θ_i : i 時間後の浸透球の表面積 Ri : " " 半径 w_{i+1} : 1時間内に浸透した水量 v_i : 平均浸透速度	粘土等での透水試験のビットからの浸透が球状に近いことから、試験開始後 i 時間後の浸透球の半径を Ri すると、岩石の空隙率・含水量および浸透水量がわかれば Ri を求められる。各浸透球の表面積 θ_i は⑨式で求められるから、平均浸透速度は、⑩式で求められる。平均浸透速度の時間の経過による漸近値が透水係数となる。	
	エヌ・カ・ギリンスキの方法		$k = \alpha \ell Q$ $\dots \textcircled{11}$ k : 透水係数 α : 円筒の圧入深さと直径に関する定数 ℓ : 円筒内の水頭と毛管水頭に関する定数 Q : 注水量	円筒 (直径 30 ~ 50 cm) を 1 ~ 2 cm だけ圧入し、定水位で水を注入する。 α, ℓ は与えられている。	

3.1.1 米国内務省開拓局アースマニュアル E-19

1) 試験方法概要

試験地点に小さな井戸を掘削し、その井戸に注水して一定水位を保ち、井戸からの流出量を測定して透水係数を求める試験方法である。(図-3.1 参照)

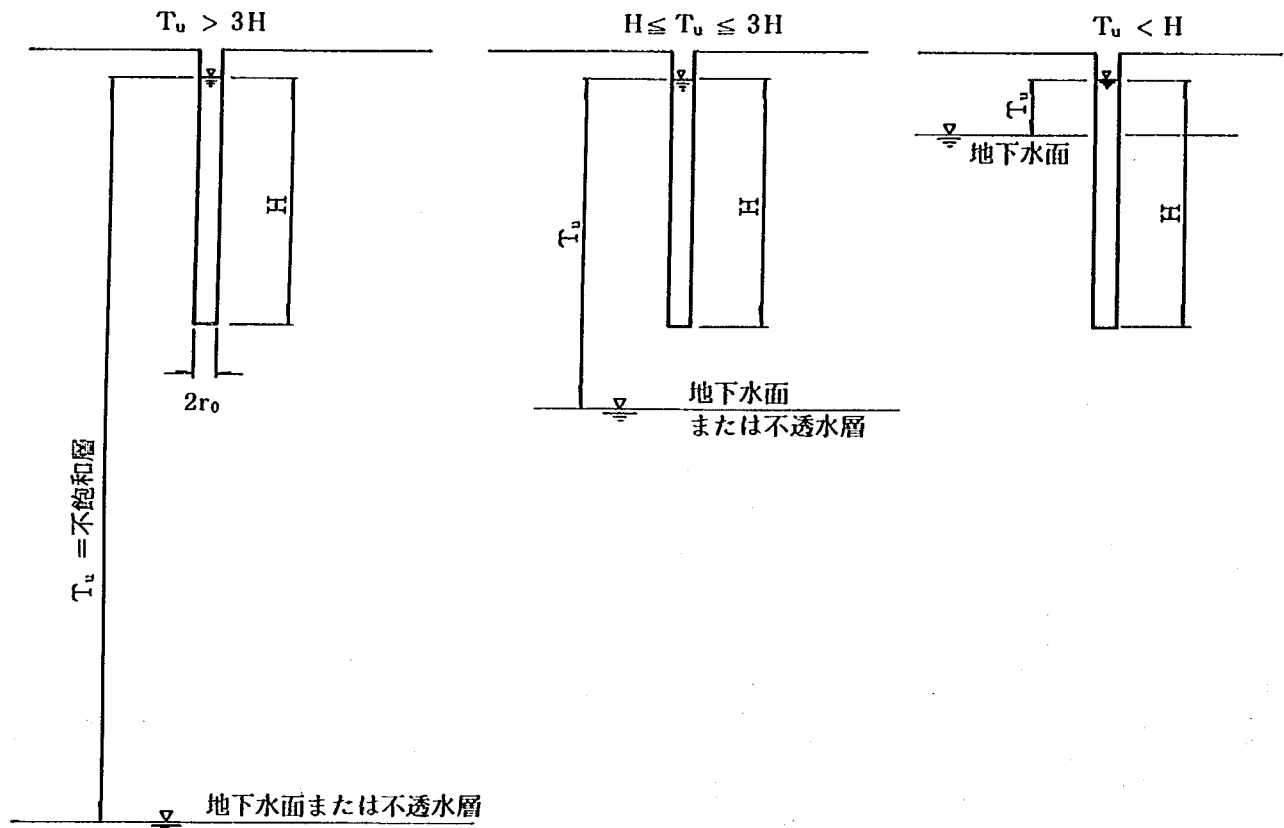


図-3.1 アースマニュアルE-19

透水係数を算出する式は、次式のとおりである。

$$k_{20} = \frac{Q}{2\pi H^2} \left\{ \sinh^{-1}\left(\frac{H}{r_0}\right) - 1 \right\} \frac{\mu_T}{\mu_{20}} ; \quad T_u > 3H \quad \dots\dots\dots (1-1)$$

$$k_{20} = \frac{Q}{2\pi H^2} \frac{\ln\left(\frac{H}{r_0}\right)}{\frac{1}{6} + \frac{1}{3}\left(\frac{H}{T_u}\right)^{-1}} \cdot \frac{\mu_T}{\mu_{20}} ; \quad 3H \geq T_u \geq H \quad \dots\dots\dots (1-2)$$

$$k_{20} = \frac{Q}{2\pi H^2} \frac{\ln\left(\frac{H}{r_0}\right)}{\left(\frac{H}{T_u}\right)^{-1} - \frac{1}{2}\left(\frac{H}{T_u}\right)^{-2}} \cdot \frac{\mu_T}{\mu_{20}} ; \quad T_u < H \quad \dots\dots\dots (1-3)$$

k_{20} : 水温20℃における透水係数 (cm/s)

H : 井戸の中の水深 (cm)

- r_0 : 井戸の半径 (cm)
 Q : 定常状態における井戸からの流出量 (cm³/s)
 μ_T : $T^\circ\text{C}$ における水の粘性係数
 μ_{20} : 20°C における水の粘性係数
 T_u : 井戸内の水面と地下水面の間の不飽和層の層厚 (cm)

2) 解析解

今、点湧源 S を考え、半径 r の球面の内から外へ流れる流量を q 、球面上での流速を v とすると、

$$q = 4 \pi r^2 v \quad \dots\dots\dots (1-4)$$

また、任意の点 P でのポテンシャルを ϕ とすると、透水係数を k として

$$v = -k \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (1-5)$$

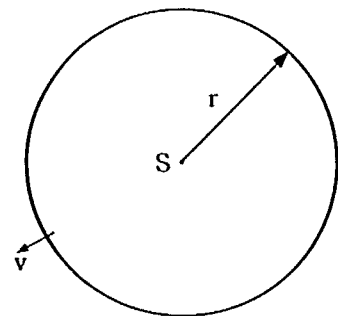


図-3.2

(1-5) 式を (1-4) 式に代入して

$$q = -4 \pi r^2 k \frac{\partial \phi}{\partial r}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = - \frac{q}{4 \pi k r^2} \quad \dots\dots\dots (1-6)$$

(1-6) 式を r について積分すると

$$\phi = \int \frac{\partial \phi}{\partial r} dr = - \int \frac{q}{4 \pi k r^2} dr$$

$$= \frac{q}{4 \pi k r} + H_0 \quad H_0 : \text{積分定数} \quad \dots\dots\dots (1-7)$$

ここで $r \rightarrow \infty$ とすると $\phi \rightarrow 0$ であるから $H_0 = 0$

$$\therefore \phi = \frac{q}{4 \pi k r} \quad \dots\dots\dots (1-8)$$

点湧源のまわりのポテンシャルの分布は面対称なので、 $x-z$ 座標面上で考え、点湧源の位置を $(0, h)$ とする。

$$r = \sqrt{x^2 + (z-h)^2} \quad \dots\dots\dots (1-9)$$

(1-9) 式を (1-8) 式に代入

$$\phi = \frac{q}{4 \pi k \sqrt{x^2 + (z - h)^2}} \quad \dots\dots\dots (1-10)$$

今、 x 軸を底面とする水深 H の水柱を考え、底面から h の点における水柱の側面の微小区間 dh からの流出量 dq は、その位置における水深に比例すると仮定する。

$$dq = A (H - h) dh \quad \dots\dots\dots (1-11)$$

A : 比例定数

水柱の側面全体からの流出量 Q は、

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^H dq = \int_0^H A (H - h) dh \\ &= \frac{1}{2} A H^2 \\ \therefore A &= \frac{2Q}{H^2} \quad \dots\dots\dots (1-12) \end{aligned}$$

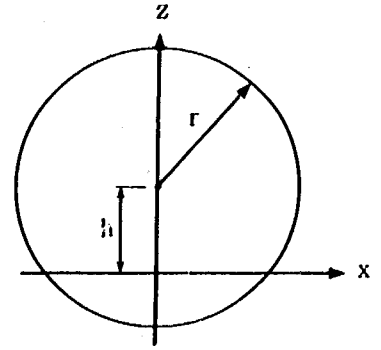


図-3.3

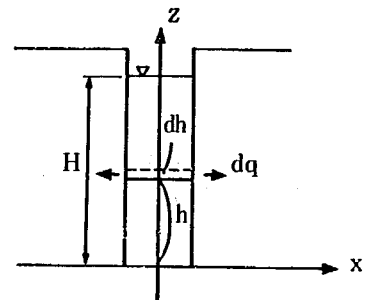


図-3.4

(1-12) 式を (1-11) 式に代入して

$$dq = \frac{2Q}{H^2} (H - h) dh \quad \dots\dots\dots (1-13)$$

(1-10) 式の ϕ を $d\phi$ 、 q を dq におきかえて、(1-13) 式を代入すると、

$$d\phi = \frac{Q}{2 \pi k H^2} \cdot \frac{(H - h) dh}{\sqrt{x^2 + (z - h)^2}} \quad \dots\dots\dots (1-14)$$

水柱全体による、任意の点のポテンシャルは、

$$\begin{aligned} \phi &= \int_0^H d\phi = \int_0^H \frac{Q}{2 \pi k H^2} \cdot \frac{H - h}{\sqrt{x^2 + (z - h)^2}} dh \\ &= \frac{Q}{2 \pi k H^2} \left\{ \int_0^H \frac{H}{\sqrt{x^2 + (z - h)^2}} dh - \int_0^H \frac{h}{\sqrt{x^2 + (z - h)^2}} dh \right\} \\ &= \frac{Q}{2 \pi k H^2} \left\{ \left[H \sinh^{-1} \frac{h - z}{x} \right]_0^H - \left[z \sinh^{-1} \frac{h - z}{x} + \sqrt{x^2 + (z - h)^2} \right]_0^H \right\} \end{aligned}$$

入水口 (0, 0) でのポテンシャル (0-1)

$$= \frac{Q}{2\pi k H^2} \left\{ (H-z) \sinh^{-1} \frac{H-z}{x} + (H-z) \sinh^{-1} \frac{z}{x} - \sqrt{x^2 + (z-H)^2} + \sqrt{x^2 + z^2} \right\} \dots\dots\dots (1-15)$$

水柱の直径を $2r_0$ とし、水柱の底部側面 $x = r_0$, $z = 0$ におけるポテンシャルのは、 H に等しいから、

$$\begin{aligned} H &= \frac{Q}{2\pi k H^2} \left\{ H \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{r_0^2 + H^2} + r_0 \right\} \\ &= \frac{Q}{2\pi k H} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \frac{r_0}{H} \right\} \dots\dots\dots (1-16) \end{aligned}$$

$$\frac{H}{r_0} \gg 1 \text{ の時 } \frac{r_0}{H} \ll 1,$$

$$H \approx \frac{Q}{2\pi k H} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1 \right\} \dots\dots\dots (1-17)$$

$$\therefore k = \frac{Q}{2\pi H^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1 \right\} \dots\dots\dots (1-18)$$

(1-18) 式は、(1-1) 式、つまり、地下水面が孔底より深い場合の式である。

また、(1-16) 式より

$$k = \frac{Q}{2\pi H^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \frac{r_0}{H} \right\} \dots\dots\dots (1-19)$$

(1-19) 式は、表-3.1における④式であり、 $\frac{r_0}{H} \ll 1$ のとき、(1-18) 式に一致する。

アースマニュアルE-19では、試験時間について、地中に飽和水帯が形成されるよう十分に時間をかけるとともに、あまり長時間にわたると地下水面を形成したり過大な飽和水帯を生じて、誤った結果を与えるとして、試験結果が有効である範囲内で最小と最大の時間を設けている。

最小時間については、地中に最小量の水(ℓ)を注水して半径Bの半球形の飽和水帯を形成するのに要する時間を求めるために、最低の注水量として

$$V_{\min} = 2090 Y_s \left[H \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1}} \right]^3 \dots\dots\dots (1-20)$$

$V_{\min}$: 最小体積(ℓ)

Y_s : 土の含水量

H : 井戸の中の水深

r_0 : 井戸の半径

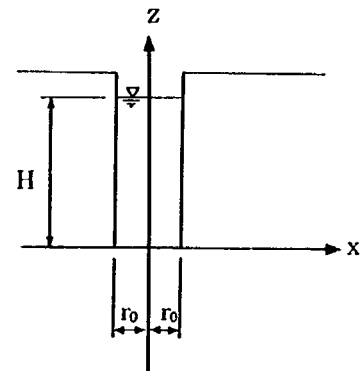


図-3.5

が示されている。

これは、井戸からの浸透流が図-3.6に示すように円形に広がった場合、深さ d でその半径が B になったとすると、次式が成り立つ。

$$Q = \pi B^2 v \quad \dots\dots\dots (1-21)$$

v : 鉛直方向の流速

$$v = k i \quad \dots\dots\dots (1-22)$$

であるが、 $d \gg H$ ならば、

$$i = \frac{H+d}{d} \approx 1$$

よって

$$v = k \quad \dots\dots\dots (1-23)$$

(1-23) 式を (1-21) 式に代入して

$$Q = \pi B^2 k \quad \dots\dots\dots (1-24)$$

(1-24) 式を (1-18) 式に代入して

$$k = \frac{\pi B^2 k}{2 \pi H^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1 \right\}$$

よって

$$B = H \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1}} \quad \dots\dots\dots (1-25)$$

(1-25) 式より、井戸からの浸透範囲の半径がわかる。

井戸の底の半球形状の浸透流の体積 V_0 は

$$V_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{4 \pi B^3}{3} \quad \dots\dots\dots (1-26)$$

(1-25) 式を代入すると

$$V_0 = 2.094 \left[H \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1}} \right]^3 \quad \dots\dots\dots (1-27)$$

土の容水量を Y_s とすると、この半球形の浸透範囲に入る水の量 V_w は

$$V_w = 2.09 Y_s \left[H \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - 1}} \right]^3 \quad \dots\dots\dots (1-28)$$

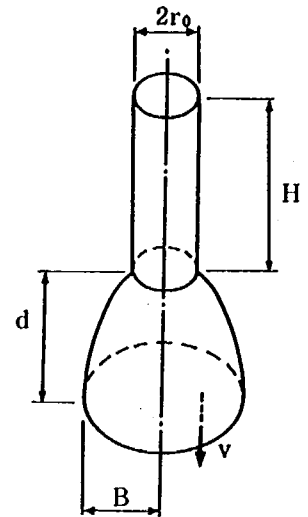


図-3.6

単位を調整すれば、これは、(1-20)式と一致する。

土の含水量 Y_s は、自然排水によって取りだせる水の量を土全体の体積で割った値で、普通の土では、 Y_s の値は細粒土に対する 0.10 から粗粒土に対する 0.35 まで変化するとしているの、 Y_s の値がわからないときは、0.35 の値が大き目の最小体積を与える。

透水性のよい土では、測定点を短い時間間隔でプロットしていくと、数時間後に、体積-時間曲線が一様な勾配になったように見えることがあるが、試験は開始後少なくとも 6 時間継続する。そうすれば比較的長い時間にわたる勾配を求めることができる。流出量の算定には最初の直線部分が用いられる。

最大時間については、試験井戸から最大体積の水を流出させるのに要する時間であって、最大体積は(1-20)式の 2090 の代わりに 15000 を代入し、 Y_s の推定最小値(実際の値が未知な場合)として 0.10 を用いて(1-20)式によって求めるか、あるいは次式

$$V_{\max} = 2.05 V_{\min} \quad \dots\dots\dots (1-29)$$

を用いて求める。と規定されている。

3.1.2 注水法による変水位透水試験

1) 試験方法概要

試験地点に小さな井戸を掘削し、その井戸に注水して水位の低下速度を測定して透水係数を求める試験方法である。(図-3.7 参照)

透水係数を算出する式は、次式のとおりである。

$$k = \frac{r_0^2}{2(t_2 - t_1)} \left[\frac{1}{H} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) + \frac{1}{2r_0} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{1}{2H} \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{H} \right)^2} + \frac{r_0}{2H^2} \right] \frac{H_2}{H_1} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

k : 透水係数 (cm/s)

r_0 : 井戸の半径 (cm)

H_1 : 時刻 t_1 における井戸の中の水深 (cm)

H_2 : 時刻 t_2 における井戸の中の水深 (cm)

2) 解析解

変水位法の場合、単位時間当りの流出量 dQ と水位の変化量 dH の間には次の式が成り立つ。

$$dQ = -\pi r_0^2 dH \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

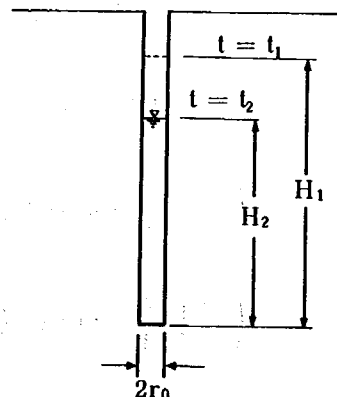


図-3.7 注水法による変水位透水試験

3.1.1 の米国内務省開拓局アスマニュアル E-19 の試験方法において、(1-19)式より

$$k = \frac{Q}{2\pi H^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \frac{r_0}{H} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-19)$$

今

$$f(H) = \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \frac{r_0}{H} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

とおくと

$$k = \frac{Q}{2\pi H^2} f(H) \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

ところが、ここにおける Q は、単位時間当りの流出量であるから、 Q は $\frac{dQ}{dt}$ とおける。

(2-4) 式に代入して

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{2\pi k H^2}{f(H)} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

(2-2), (2-5) 式より,

$$\frac{2\pi k H^2}{f(H)} dt = -\pi r_0^2 dH \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$-2k dt = \frac{r_0^2}{H^2} f(H) dH \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

両辺を積分すれば,

$$-2k \int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{H_1}^{H_2} \frac{r_0^2}{H^2} f(H) dH$$

$$\text{右辺} = -2k (t_2 - t_1) \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

$$\text{左辺} = \int_{H_1}^{H_2} \frac{r_0^2}{H^2} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \frac{r_0}{H} \right) dH$$

$$= \int_{H_1}^{H_2} \left\{ \frac{r_0^2}{H^2} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{r_0^2}{H^2} \sqrt{\left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1} + \left(\frac{r_0}{H} \right)^3 \right\} dH$$

$$\frac{H}{r_0} = x \quad \text{とおくと} \quad dH = r_0 dx \quad \begin{array}{c|c} H & H_1 \rightarrow H_2 \\ x & \frac{H_1}{r_0} \rightarrow \frac{H_2}{r_0} \end{array}$$

$$= r_0 \int_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}} \left(\frac{1}{x^2} \sinh^{-1} x - \frac{1}{x^2} \sqrt{\frac{1}{x^2} + 1} + \frac{1}{x^3} \right) dx$$

$$I_1 = \int_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}} \frac{1}{x^2} \sinh^{-1} x dx = \left[-\frac{1}{x} \sinh^{-1} x - \operatorname{cosech}^{-1} x \right]_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}}$$

$$I_2 = \int_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}} \frac{1}{x^2} \sqrt{\frac{1}{x^2} + 1} dx = \int_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}} \frac{1}{x^3} \sqrt{1 + x^2} dx$$

$$= \left[-\frac{1}{2x^2} \sqrt{x^2 + 1} - \frac{1}{2} \operatorname{cosech}^{-1} x \right]_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}}$$

$$I_3 = \int_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}} \frac{dx}{x^3} = \left[-\frac{1}{2x^2} \right]_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}}$$

よって

$$\text{左辺} = r_0 \left[-\frac{1}{x} \sinh^{-1} x - \operatorname{cosech}^{-1} x + \frac{1}{2x^2} \sqrt{x^2 + 1} + \frac{1}{2} \operatorname{cosech}^{-1} x - \frac{1}{2x^2} \right]_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}}$$

$$= r_0 \left[-\frac{1}{x} \sinh^{-1} x - \frac{1}{2} \operatorname{cosech}^{-1} x + \frac{1}{2x^2} \sqrt{x^2 + 1} - \frac{1}{2x^2} \right]_{\frac{H_1}{r_0}}^{\frac{H_2}{r_0}}$$

$$x = \frac{H}{r_0} \quad \text{より}$$

$$= r_0 \left[-\frac{r_0}{H} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{1}{2} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) + \frac{r_0^2}{2H^2} \sqrt{\left(\frac{H}{r_0} \right)^2 + 1} - \frac{r_0^2}{2H^2} \right]_{H_1}^{H_2}$$

$$= r_0^2 \left[-\frac{1}{H} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{1}{2r_0} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) + \frac{1}{2H} \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{H} \right)^2} - \frac{r_0}{2H^2} \right]_{H_1}^{H_2}$$

..... (2-9)

(2-8), (2-9) 式より

$$-2k(t_2 - t_1) = r_0^2 \left[-\frac{1}{H} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{1}{2r_0} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) + \frac{1}{2H} \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{H} \right)^2} - \frac{r_0}{2H^2} \right]_{H_1}^{H_2}$$

$$k = \frac{r_0^2}{2(t_2 - t_1)} \left[\frac{1}{H} \sinh^{-1}\left(\frac{H}{r_0}\right) + \frac{1}{2r_0} \operatorname{cosech}^{-1}\left(\frac{H}{r_0}\right) - \frac{1}{2H} \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{H}\right)^2} + \frac{r_0}{2H^2} \right] \frac{H_2}{H_1}$$

..... (2-10)

これは、(2-1)式である。

3.1.3 エヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデマンの方法

1) 試験方法

透水試験を行おうとする地点に豎穴を掘り、掘穴からの浸透流量を穴面積に比例した垂直方向の流量と穴周囲に比例した側面への流量の和として透水係数を求めるものである。掘穴の水位は一定に保たれる。(図-3.8参照)

浸透流量は、次の式で表わされる。

$$Q = vF + cP \quad \text{..... (3-1)}$$

F : 周囲の長さPを有する穴底の面積 (cm²)

c : 側面への流出を表わす係数

R₀ : 水力半径, F/P で求められる。(cm)

v : 垂直方向の浸透速度, 次の式で求められる。(cm/s)

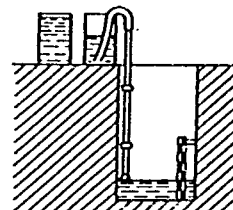


図-3.8

$$v = k \frac{z + \ell + H_k}{\ell} \quad \text{..... (3-2)}$$

k : 透水係数 (cm/s)

ℓ : 浸透深さ, 測定直後にボーリングを行ない穴底からの深さを求める。(cm)

z : 掘穴における水深 (cm)

H_k : 土壌中での毛管圧力, 表-3.2より求める。(cm)

(3-1)式の両辺をPでわると

$$q_0 = c + v R_0 \quad \text{..... (3-3)}$$

但し, $q = Q/P$: 換算流量

(3-3)式は, パラメーターcとvを有する直線の式である。

(図-3.9参照)

透水係数は(3-2)式, (3-3)式より次式で計算される。

$$k = \frac{\ell(q_0 - c)}{R_0(z + \ell + H_k)} \quad \text{..... (3-4)}$$

表-3.2

岩石の種類	H _k , m
重質砂質粘土	∞ 1.00
軽質砂質粘土	0.80
重質砂質土壌	0.60
軽質砂質土壌	0.40
細粒粘土質砂	0.30
細粒純粹砂	0.20
中粒砂	0.10
粗粒砂	0.05

R_0 , q_0 は, $q_0 = f(R_0)$ の関係を表わす任意の点における座標として求められる。(図-3.9 参照)

$q_0 = f(R_0)$ のグラフを描くために必要なデータは, 同一岩石中にお互いに 5 m 以上離れて掘られた直径 0.25, 0.5, 0.75, 1 m の 4 つの円形の穴で実施した測定によって得る。

各試験孔での透水試験は, 流量が安定するまで, 約 10 cm の一定水位でタンクからパイプを下ろして水を供給する。

浸透深さ l は 2 本のボアホールを削孔して求める。1 本は測定前に掘穴壁面から 3 ~ 4 cm の距離に, もう 1 本は測定後に掘穴底面の中心に掘る。浸透深さは, 人工的に飽水された岩石の水分と自然水分との差によって求められる。

この方法は, 均一岩盤に対して非常に正確な透水係数が得られるとされているが, 掘穴の数は 3 ~ 4 個以上必要であり, 対象層のわずかな不均一性でも得られる結果の精度に大きく反映する。

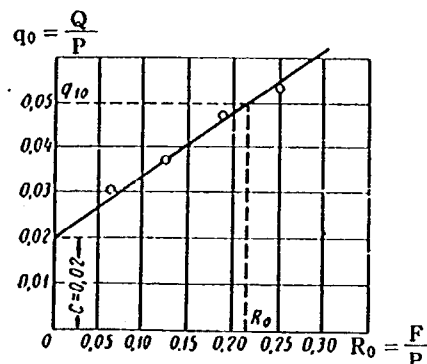


図-3.9 換算流量 q_0 と水力半径 R_0 の関係

3.1.4 イェ・ア・ザマリンの方法

1) 試験方法

この試験方法は粘土や砂質粘土に対して適用できるもので, まず, 円形断面の試験掘坑を掘る。粘土や砂質粘土中での水の浸透の仕方は球状に近いことを考えて, 次のように透水係数を決定できる。

時刻 t_1 , t_2 , t_3 ……における浸透球をそれぞれ I, II, III ……, その半径を R_1 , R_2 , R_3 ……とする。(図-3.10 参照) 半径 R_1 の球の容積は

$$v_1 = \frac{4}{3} \pi R_1^3 \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

この容積には飽和された岩石のほか次のものが入る。

1) 試験坑の水量 $v_2 = \pi a^2 z \quad \dots\dots\dots (4-2)$

2) 水を含まない部分の容積

$$v_3 = \frac{1}{2} \pi a^2 h + \frac{1}{6} \pi h^3 \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

但し, a : 試験坑の半径

z : 坑底の水深

h : 水を含まない部分の高さ (図-3.10 参照)

R_1 と a により h の値は次式で求められる。

$$h = R_1 - \sqrt{R_1^2 - a^2} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

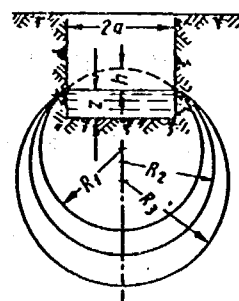


図-3.10 イェ・ア・ザマリンによる試験坑からの浸透図

球の容積 v_1 から v_2 , v_3 を引くと, 岩石部分の球の容積 v_0 が求められる。

$$v_0 = v_1 - (v_2 + v_3) = \frac{4}{3} \pi R_1^3 - \pi \left\{ a^2 z + \frac{h}{2} \left(a^2 + \frac{h^2}{3} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

自然含水量の形で測定前に岩石中に含まれる水量は, 次式で表わされる。

$$v_0 (1 - n) r w \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

n : 岩石の空隙率

r : 乾いた岩石の密度 g/cm^3

w : 自然含水量—岩石単位容積当りの水量

従って, 岩石に吸収される水量は次の式で表わされる。

$$\begin{aligned} w_1 &= v_0 n - v_0 (1 - n) r w \\ &= v_0 \{ n - (1 - n) r w \} \quad \dots\dots\dots (4-7) \end{aligned}$$

測定時における浸透水量が明らかになると, 上式から v_0 の値を求められる。この値とすでに示した (4-5) 式とから R_1 の値を決めることができる。

第2の球の半径を求めるために, 第1の球と第2の球の容積差に吸収される水量を w_2 とすると

$$w_2 = \frac{4}{3} \pi (R_2^3 - R_1^3) \{ n - (1 - n) r w \} \quad \dots\dots\dots (4-8)$$

同様にして第3球以下の半径を次々に求めることができる。

各球の表面積は高さ $(2R - h)$ の球体の表面積として次式で求められる。

$$\theta = 2 \pi R (2R - h) \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

(4-9) 式で求めた θ の値から, 浸透流の平均断面積を次のように算出することができる。

$$\frac{\theta_1 + \theta_2}{2}, \quad \frac{\theta_2 + \theta_3}{2}, \quad \dots\dots\dots$$

平均浸透速度は, 一定時間に吸収される水量 w_2 , w_3 , $\dots\dots$ を浸透流の平均断面積と時間 t で割って求められる。

$$\left. \begin{aligned} v_2 &= \frac{2 w_2}{(\theta_1 + \theta_2) t_2} \\ v_3 &= \frac{2 w_3}{(\theta_2 + \theta_3) t_3} \\ &\vdots \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4-10)$$

このようにして求められる平均値により、浸透速度と時間との関係のグラフを描くことができる。(図-3.11) 浸透速度は一般に時間の経過とともに減少し、ある限界値に近づく。この限界値は、浸透範囲が十分大きくなり浸透球表面の動水勾配が1に近くなるとみなされるため

$$v = k \quad \dots\dots\dots (4-11)$$

が成り立つ。

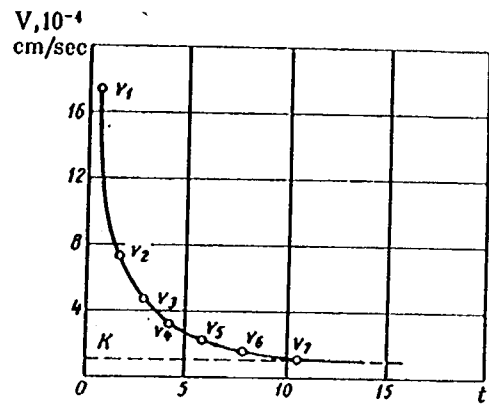


図-3.11 掘穴からの水の浸透速度グラフ
(イエ・ア・ザマリンによる)

3.1.5 エヌ・カ・ギリンスキの方法

1) 試験方法

この方法は、掘穴の底に1～2 cmだけ圧入された円筒から、水位を一定に保って注水する試験方法である。底のない円筒の直径は30～50 cmである。(図-3.12参照)

表-3.3 α の値

$\frac{l_0}{d}$	α
0.03	1.06
0.04	1.08
0.05	1.10

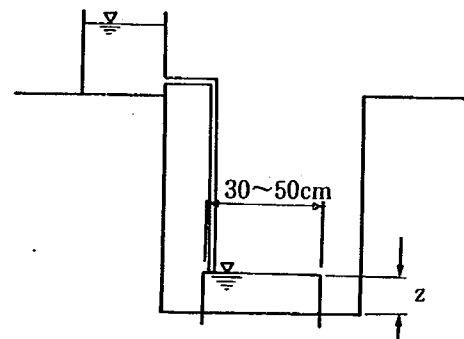


図-3.12 エヌ・カ・ギリンスキの方法

表-3.4 ξ の値

$z + H_k, \text{ cm}$	シリンダー直径, cmによる係数 ξ の値															
	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
100	0.91	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.77	0.76	0.74	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63
95	0.96	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84	0.81	0.79	0.78	0.76	0.74	0.72	0.71	0.69	0.67	0.66
90	1.01	0.98	0.95	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74	0.73	0.71	0.70
85	1.07	1.04	1.01	0.98	0.95	0.93	0.91	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77	0.75	0.73
80	1.13	1.10	1.07	1.04	1.01	0.99	0.96	0.94	0.91	0.89	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
75	1.20	1.17	1.14	1.10	1.08	1.05	1.02	1.00	0.97	0.95	0.92	0.90	0.88	0.86	0.84	0.82
70	1.29	1.25	1.21	1.18	1.15	1.12	1.09	1.06	1.03	1.00	0.98	0.96	0.93	0.91	0.89	0.87
65	1.38	1.34	1.30	1.26	1.23	1.19	1.16	1.13	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00	0.98	0.95	0.93
60	1.49	1.44	1.40	1.36	1.32	1.28	1.25	1.21	1.18	1.15	1.12	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00
55	1.61	1.56	1.51	1.46	1.42	1.38	1.35	1.31	1.28	1.25	1.22	1.18	1.15	1.13	1.10	1.07
50	1.75	1.70	1.64	1.60	1.55	1.51	1.47	1.43	1.39	1.35	1.31	1.28	1.25	1.22	1.19	1.16
45	1.92	1.87	1.81	1.75	1.70	1.64	1.60	1.55	1.51	1.47	1.43	1.40	1.36	1.33	1.29	1.27
40	2.12	2.05	1.99	1.92	1.87	1.81	1.76	1.71	1.66	1.62	1.58	1.54	1.50	1.46	1.42	1.38
35	2.37	2.29	2.22	2.14	2.09	2.02	1.97	1.90	1.85	1.80	1.75	1.70	1.65	1.61	1.57	1.53
30	2.69	2.59	2.50	2.42	2.34	2.27	2.20	2.13	2.07	2.01	1.96	1.91	1.86	1.81	1.76	1.72
25	3.08	2.97	2.87	2.77	2.69	2.60	2.53	2.45	2.38	2.31	2.24	2.17	2.11	2.05	1.99	1.94
20	3.64	3.50	3.37	3.24	3.13	3.03	2.93	2.84	2.75	2.67	2.59	2.52	2.45	2.38	2.31	2.26
15	4.40	4.24	4.09	3.94	3.80	3.67	3.53	3.41	3.29	3.18	3.08	2.99	2.89	2.81	2.73	2.65
10	5.56	5.53	5.15	4.94	4.75	4.60	4.45	4.28	4.13	3.99	3.84	3.71	3.58	3.47	3.36	3.25

透水係数は次の式で求める。

$$k = \alpha \xi Q \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

k : 透水係数 (m/day)

α : リングの圧入深さ ℓ_0 と直径 d とに関する係数 (表-3.3より求める)

ξ : リング内の水層 z と毛管上昇高さ H_k に関する係数 (表-3.4より求める)

Q : リング底からの定常浸透流量 (ℓ/min)

エヌ・カ・ギリンスキの方法は砂、砂質土壌、砂質粘土における透水係数の測定に適するとされている。

3.1.6 その他の不飽和領域で適用できる原位置透水試験方法

1) ア・カ・ボルドイレフの方法

対象岩盤内である深さまで試掘坑を掘る。この場合、坑底は地下水面に達しないようにする。坑外には測定時に交互に水をためるためのタンクを2つ用意する。タンクからパイプを下ろし、坑底に約10cmの一定水位を保つように水を供給する。坑底における水位は目盛りで読み取る。(図-3.13参照)

浸透水量 Q と坑底面積によって浸透速度が求められる。

$$v = \frac{Q}{A} \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

v : 浸透速度

A : 坑底面積

ア・カ・ボルドイレフは、坑底の水位が浅く(10cm以下)浸透時間が長ければ浸透深さ ℓ は坑底の水位 z に比べて非常に大きくなるので、この場合は動水勾配を表わす $\frac{\ell+z}{\ell}$ は1に近づく、とした。

従って

$$k = v \quad \dots\dots\dots (6-2)$$

が成り立つ。

この方法は、砂質の硬い亀裂岩の透水係数を決定する際に最も正確なデータを示すとされる。この場合は毛管水頭の影響が小さく浸透は鉛直方向のみにしか生じないからである。砂質粘土および泥岩等の場合は毛管作用による水の側面への浸出を考慮していないので、透水係数の値は過大になる。

2) ゲ・エヌ・カメンスキの方法

この方法は、ア・カ・ボルドイレフの方法を改良したものである。試掘坑底に深さ10cmの丸い穴を作り、この穴に高さ20cm、直径35.75cm(断面積が1,000cm²となる)の鉄輪を入れる。(図-3.14参照)鉄輪と穴の壁との間の隙間に粘土を密に詰める。穴の底は砂利または粗粒砂を3~5cmの厚さに敷いて

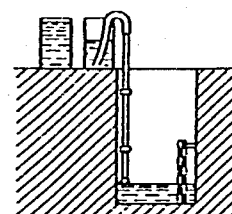


図-3.13 ア・カ・ボルドイレフ法による試掘坑からの浸透を試験するための装置

土などが流し出されるのを防止する。

測定時の鉄輪中における一定水位はマリオット管で保持される。この容器の容量は3～5ℓで、水を入れて図-3.14に示すような特別な木の台に支えられている。管の末端は穴の底から10cmの高さに置かねばならない。

浸透水量は容器の側面に記した目盛で読む。浸透速度は(6-1)式で求められ、ある程度時間が経過し浸透範囲が深くなれば、 $i = 1$ となり $v = k$ が成り立つとされる。

3) エヌ・エス・ネステロフの方法

この試験方法は、図-3.15に示すように直径の異なる2つの鋼筒を同心円状に穴底に設置し、この中に水を入れ、2つのマリオット容器により一定水位 z を維持するものである。

内側および外側の円筒内の水は、透過、側面の浸出、毛管吸込みによって吸収される。しかし、内側円筒内の水は主として鉛直方向の浸透で消費されるので、浸透流の断面積は内側円筒の断面積に等しいと見なすことができる。浸透深さを決定するために2本の小口径ボアホールを削孔し、浸透深さを岩石の水分特性によって決定するのはエヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデマンの方法と同じである。

透水係数の計算は次の式で行う。

$$k = \frac{Q \ell}{A (H_k + z + \ell)} \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

Q : 内側円筒からの定常浸透流量

ℓ : 測定時における穴底からの浸透深さ

A : 内側円筒の断面積

H_k : 毛管水頭、乾いた岩石中への浸透時に生じるもので、表-3.2より求める。

z : 内側円筒内の水深

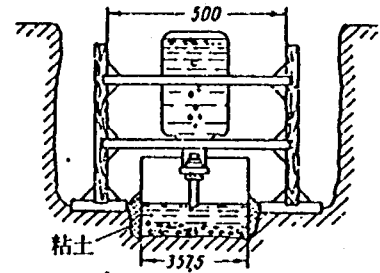


図-3.14 ゲ・エヌ・カメンスキ法による浸透装置

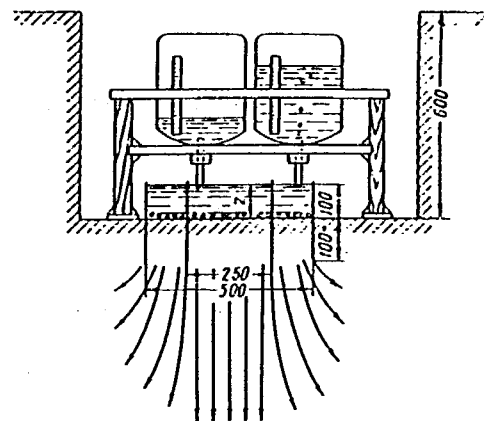


図-3.15 エヌ・エス・ネステロフ法による掘穴からの浸透測定装置

3.1.7 不飽和領域での原位置透水試験方法の問題点

3.1.1～3.1.6で8種類の原位置透水試験について、その理論、試験方法について概説した。

ここでは、各透水試験について現場で適用する場合、どんな問題点があるかについて述べる。

1) 米国内務省開拓局アースマニュアルE-19

ダルシーの法則に基く原位置透水試験としては最も一般的なものである。試験孔のまわりの流れをポテンシャルフローとして透水係数の算出式を導いており、理論的には精度の高い透水試験である。ただ、基本的には点湧源からのポテンシャルフローから導いているので、この仮定が成り立つ、孔半径に比して水深の大きい試験孔を用いなければならない。現場でこのような深い試験孔を掘削するのは困難なことが多い。

孔半径に比して水深の浅い場合として表-3.1では式④として

$$k = \frac{Q}{2 \pi h^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{\left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1} + 1 \right\} \quad \text{..... ④}$$

が示されているが、これは、同じ表-3.1の式①

$$k = \frac{Q}{2 \pi h^2} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1 \right\} \quad \text{..... ①}$$

と比べて、導く過程で計算上の近似をしていないというだけで、④式が、孔底に比して水深の小さい試験孔で適用できる式とは言えない。孔底に比して水深の小さい試験孔では孔底からの浸透が多くなり、①式又は④式を用いると、浸透流量Qが大きくなり、透水係数kは実際の値より大きくなる。

この試験方法を現場で適用する場合は地下水面の位置が大きな問題となり、地下水面下では試験できない。特に、ダムサイトの横坑内でこの試験を実施する場合、その横坑が地下水面下にある場合は、試験孔の位置を地下水面上とするため図-3.16のように試験ブロックを切り出し、この中に試験孔を設けるといった工夫が必要である。この場合、横坑下盤における地下水面の位置を正確に調べておく必要がある。

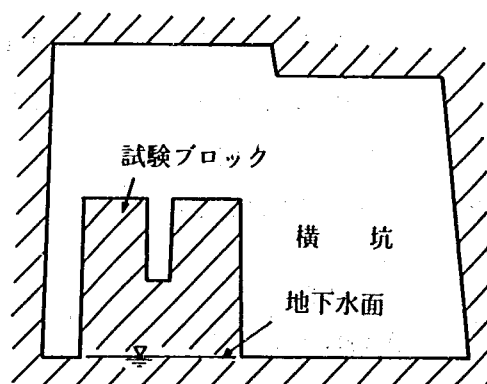


図-3.16

また、E-19では毛管水頭を考慮していない。飽和度の高い岩盤や透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 程度以上の地盤では毛管水頭は試験孔内の水位による水頭に比べ小さいと考えられるが、それ以外は毛管水頭を測定し

ておく必要がある。毛管水頭の測定は原位置で行うテンショメーター法や、試料を採取して行う吸引法等がある。

さらに試験の対象となる岩盤の飽和度が低い場合、注水だけでは試験孔周囲の岩盤が飽和せず、試験結果が実際の透水係数より著しく小さくなることもある。このような岩盤では不攪乱試料を採取して室内透水試験を行う必要がある。

2) 注水法による変水位透水試験

この試験方法は、アースマニュアルE-19の基本式を時間微分の形にして求めたものである。試験方

法としては簡便であるが、不飽和領域の透水試験は基本的に試験孔周辺を飽和させる必要がある。この試験方法では、試験孔周辺の飽和領域が十分大きくなっていない時点での浸透流量を用いる可能性があり、この場合透水係数は実際より大きくなる。また、試験結果に、試験の開始時から終了時にかけて次第に透水係数が小さくなる現象が見られ、飽和度の小さい岩盤では特にこの傾向が大きい。飽和度の高い岩盤であれば、ある程度正しい透水係数が得られるものと思われる。

3) エヌ・ヤ・デニソフ, エヌ・エヌ・ビンデマンの方法

この方法は、試験孔を3～4個以上掘らなくてはならないこと、浸透深さ l を求めるのに小口径ボアホールを掘削してボアホールの岩石の水分の違いによって調べるため、誤差が大きいと考えられる。また、毛管水頭についても、表-3.2に示されたものであり軟岩にあてはまるとは限らず、軟岩の場合は各々の岩石について求める必要があると思われる。

4) イェ・ア・ザマリンの方法

この試験方法は、土中の空隙率、含水量を考慮して、一方、毛管水頭は別に考慮する必要がないようになっているが、浸透水が球体となるという仮定が成り立つような毛管水頭の大きい試験地点でしか適用できない。また、岩盤の空隙率、含水量の測定が試験の結果に大きな影響を与える。

5) エヌ・カ・ギリンスキの方法

この方法は本来、砂、砂質土壌、砂質粘土の透水性を測定するための試験で、軟岩に適用する場合、円筒を坑底に1～2 cm圧入することが困難なこと、また、表-3.4の値が毛管上昇高さを考慮した値であり、上記の土以外に適用できるかどうかは疑問である。

6) ア・カ・ボルドイレフの方法

非常に簡便な試験方法であるが、鉛直方向の浸透しか考慮していないので、毛管水頭がある場合、側面への浸透を考慮していないので、透水係数は過大となる。

7) ゲ・エヌ・カメンスキの方法

これも簡便な試験方法であるが、毛管水頭がある場合、孔底からの浸透が円筒の断面以上に広がるため、透水係数は大きくなる傾向がある。

8) エヌ・エス・ネステロフの方法

軟岩などに適用しようとする場合は、円筒を圧入するのが困難であり、また、毛管水頭は表-3.2によるとしているが、実際には試験を行う岩盤で測定する必要がある。

3.2 不飽和領域・飽和領域で適用できる透水試験方法

不飽和領域、飽和領域両方で適用できる透水試験方法の概略図、透水係数の算定式等を表-3.5に示す。以下、各透水試験方法の理論について解説する。

表-3.5 不飽和領域・飽和領域両方に適用できる透水試験方法

分類	試験名	略 図	透 水 係 数 の 算 定 式	理 論 的 根 拠	特 徴
試験孔 周辺の 流れを ポテン シャル フロー として 導いた もの	米国内務 省アース マニユ アル E-18 パッカー 法		$L \geq 10r$ $k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{L}{r} \quad \dots\dots (12)$ $10r > L \geq r$ $k = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \quad \dots\dots (13)$ k : 透水係数 Q : 注水量	ボーリング孔の中心軸上に点湧算を考へ、ポテンシャルフローとして導いている。 ⑫式は⑬式において $\frac{L}{r} \gg 1$ として近似したもの。	ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。 地下水位近傍においては、ポテンシャルの分布では⑫、⑬、⑭の沢田の式の方が境界条件が正確
	沢田の式		ケーシングの底からのみ浸透する場合 $k = \frac{Q}{4\pi(H+h)r} \quad \dots\dots (14)$	ボーリング孔からの浸透液を孔底からの放射状のポテンシャルフローとして導いている。	
			試験孔の側壁からも浸透する場合 $k = \frac{Q}{\pi(H+h)(4r+L)} \quad \dots\dots (15)$ k : 透水係数 h : 毛管水頭 Q : 注水量	ボーリング孔からの浸透液を孔軸に直交な方向のポテンシャルフローとし、上端、下端点のみ半球状の放射流として導いている。	
実験による。	米国内務 省アース マニユ アル E-18 オープン エンド法		$k = \frac{Q}{5.5rH} \quad \dots\dots (16)$ k : 透水係数 Q : 注水量	電気相似模型を用いた実験による。	ケーシング等のパイプの末端部からの地盤への浸透量より求める。(末端開口法)

3.2.1 米国内務省開拓局アースマニユアル E-18 パッカー法

1) 試験方法概要

ボーリング孔を削孔し、パッカーをかけてボーリング孔の一区間から一定圧力で地盤中に注水し、その注水量を測定して、透水係数を求める試験方法である。(図-3.17参照)

透水係数を算出する式は、次式のとおりである。

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{L}{r_0} \quad ; \quad L \geq 10r_0 \quad \dots\dots (7-1)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \frac{L}{2r_0} \quad ; \quad 10r_0 > L \geq r_0 \quad \dots\dots (7-2)$$

ここで k : 透水係数 (cm/s)

Q : ボーリング孔への注水量 (cm³/s)

L : 試験区間の長さ (cm)

H : 注入水頭 (cm)

r_0 : 試験孔の半径 (cm)

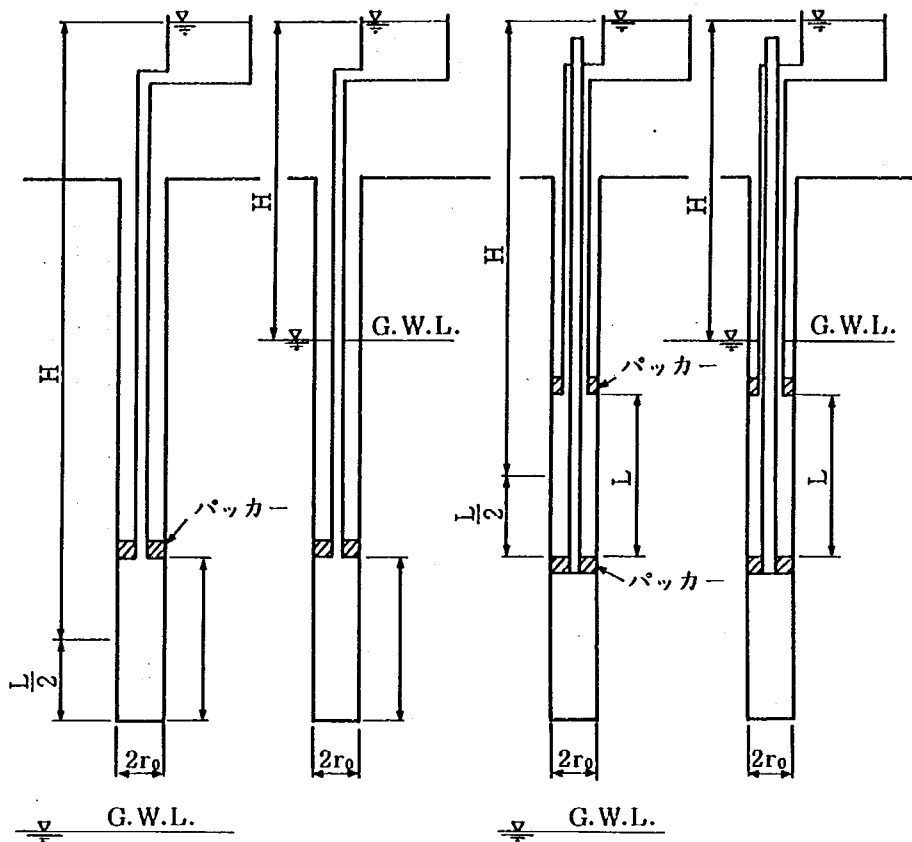


図-3.17 アースマニュアル E-18 パッカー法

2) 解析解

3.1.1 米国内務省開拓局アースマニュアル E-19 の解析解において、点湧源 S の形成する任意の点のポテンシャルは (1-10) 式より

$$\phi = \frac{q}{4 \pi k \sqrt{x^2 + (z - h)^2}} \quad \dots\dots\dots (1-10)$$

であらわされる。

今、点湧源を、単位長さ当りの流出量 q 、微小長さ dh の微小線湧源と考える。この線湧源により生じる任意の点のポテンシャルを $d\phi$ とする。

$$d\phi = \frac{q \, dh}{4 \pi k \sqrt{x^2 + (z - h)^2}} \quad \dots\dots\dots (7-3)$$

微小線湧源が $z = b$ から $z = c$ まで分布しているとする。この線湧源により生じる任意の点のポテンシャル ϕ は

$$\phi = \frac{q}{4 \pi k} \int_b^c \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z - h)^2}} \quad \dots\dots\dots (7-4)$$

$$z - h = \ell \quad \text{とおくと} \quad dh = -d\ell \quad \begin{array}{c|c} h & b \rightarrow c \\ \hline \ell & z - b \rightarrow z - c \end{array}$$

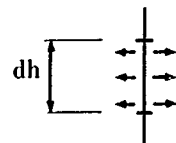


図-3.18 微小線湧源のモデル

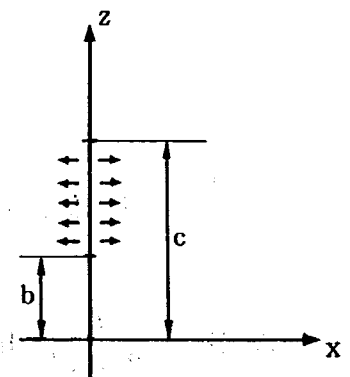


図-3.19 線湧源のモデル

$$\begin{aligned}
\phi &= \frac{q}{4\pi k} \int_{z-b}^{z-c} \frac{-d\ell}{\sqrt{x^2 + \ell^2}} = -\frac{q}{4\pi k} \left[\ln(\ell + \sqrt{x^2 + \ell^2}) \right]_{z-b}^{z-c} \\
&= -\frac{q}{4\pi k} \ln \frac{z-c + \sqrt{x^2 + (z-c)^2}}{z-b + \sqrt{x^2 + (z-b)^2}} \\
&= \frac{q}{4\pi k} \ln \frac{z-b + \sqrt{x^2 + (z-b)^2}}{z-c + \sqrt{x^2 + (z-c)^2}} \\
&\dots\dots\dots (7-5)
\end{aligned}$$

ここで、 $x = r_0$, $z = \frac{b+c}{2}$ におけるポテンシャルをHとし、 x, z の値を(7-5)式に代入する。但し、 $c-b = L$, $q = \frac{Q}{c-b} = \frac{Q}{L}$ とおくこととする。

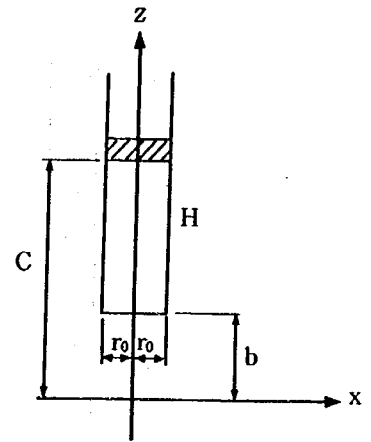


図-3.20 パッカー法のモデル

$$\begin{aligned}
H &= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{\frac{c-b}{2} + \sqrt{r_0^2 + (\frac{c-b}{2})^2}}{\frac{b-c}{2} + \sqrt{r_0^2 + (\frac{b-c}{2})^2}} = \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{\frac{L}{2} + \sqrt{r_0^2 + (\frac{L}{2})^2}}{-\frac{L}{2} + \sqrt{r_0^2 + (\frac{L}{2})^2}} \\
&= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{\frac{L}{2r_0} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r_0})^2}}{-\frac{L}{2r_0} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r_0})^2}} = \frac{Q}{4\pi k L} \ln \left\{ \frac{L}{2r_0} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r_0})^2} \right\}^2 \\
&= \frac{Q}{2\pi k L} \ln \left\{ \frac{L}{2r_0} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r_0})^2} \right\} \\
&= \frac{Q}{2\pi k L} \sinh^{-1} \frac{L}{2r_0} \dots\dots\dots (7-6)
\end{aligned}$$

$$(\sinh^{-1} \frac{y}{x} = \ln \left\{ \frac{y}{x} + \sqrt{1 + (\frac{y}{x})^2} \right\})$$

いま $\frac{L}{r_0} \gg 1$ ならば $\sqrt{1 + (\frac{L}{2r_0})^2} \approx \frac{L}{2r_0}$

$$\therefore H = \frac{Q}{2\pi k L} \ln \frac{L}{r_0} \dots\dots\dots (7-7)$$

従って

$10 r_0 > L$ の場合は (7-6) 式より

$$k = \frac{Q}{2 \pi L H} \sinh^{-1} \frac{L}{2 r_0}$$

$L \geq 10 r_0$ の場合は (7-7) 式より

$$k = \frac{Q}{2 \pi L H} \ln \frac{L}{r_0} \quad \text{としている。}$$

これは, (7-1), (7-2) 式である。

この試験を適用できる条件としては, 試験地層の厚さが注入長 L の 5 倍あるときに最も適用性があるとしているが, これは, ポテンシャルの値が小さくなりほぼ一定となる範囲を示したものと考えられる。また, 地下水面上より地下水面下の試験に対してより正確であると見なされる, としているのは, 不飽和領域では, ボーリング孔からの浸透が定常となるのに時間がかかり, 浸透量も不安定であると考えられるため, と思われる。

パッカーについては, その長さは, 孔径の少なくとも 5 倍はなければならない, としているが, これは, 動水勾配が最大となるパッカー付近で貫孔するのを防ぐためである。

3.2.2 沢田の式による方法

1) 試験方法概要

ボーリング孔を削孔し, ケーシングを入れて, ボーリング孔の一區間から一定圧力で地盤中に注水し, その注水量を測定して透水係数を求める試験方法である。(図-3.21参照)

沢田の式は, 地下水面又は不透水面の位置により全てで 5 種類あるが, ここでとりあげる試験方法は地下水面が試験区間近傍に存在しない場合である。

透水係数を算出する式は, 次式のとおりである。

i) ケーシングの底面のみから浸透する場合

$$k = \frac{Q}{4 \pi (H + h) r_0} \quad \dots\dots\dots (8-1)$$

ii) ボーリング孔の側面からも浸透する場合

$$k = \frac{Q}{4 \pi (H + h) (L + 4 r_0)} \quad \dots\dots\dots (8-2)$$

k : 透水係数 (cm/s)

Q : ボーリング孔への注水量 (cm³/s)

L : 試験区間の長さ (cm)

H : 注水水頭 (cm)
h : 毛管水頭 (cm)
 r_0 : 試験孔の半径 (cm)

2) 解析解

半径 r_0 のボーリング孔に平均水頭 H の水を注入したとする。

底面のみからの浸透の場合、底面近傍の任意の点のポテンシャルを ϕ とすると、底面から距離 r 離れた点における流速 v は

$$v = -k \frac{d\phi}{dr} \quad \dots\dots\dots (8-3)$$

k : 透水係数

底面からの流出量を Q とすると

$$Q = 4\pi r^2 v = -4\pi k r^2 \frac{d\phi}{dr} \quad \dots\dots\dots (8-4)$$

ここで、 $r^2 \frac{d\phi}{dr}$ の項を微分形に直すと

$$r^2 \frac{d\phi}{dr} = \frac{d\phi}{\frac{dr}{r^2}} = \frac{d\phi}{\frac{d}{dr} \left(-\frac{1}{r} \right)} \quad \dots\dots\dots (8-5)$$

底面の中心から r_0 離れた点のポテンシャルは H 、 r_t ($r_t > r_0$) 離れた点のポテンシャルを H_t とすると、差分形で示すと、

$$r^2 \frac{d\phi}{dr} \approx \frac{H - H_t}{-\left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_t}\right)} = \frac{H - H_t}{\frac{1}{r_t} - \frac{1}{r_0}} \quad \dots\dots\dots (8-6)$$

$r_t \rightarrow \infty$ とした時、地下水面上で毛管水頭などが存在しない場合、 $H_t \rightarrow 0$ であるから

$$r^2 \frac{d\phi}{dr} \approx -\frac{H}{\frac{1}{r_0}} = -r_0 H \quad \dots\dots\dots (8-7)$$

(8-7) 式を (8-4) 式に代入して

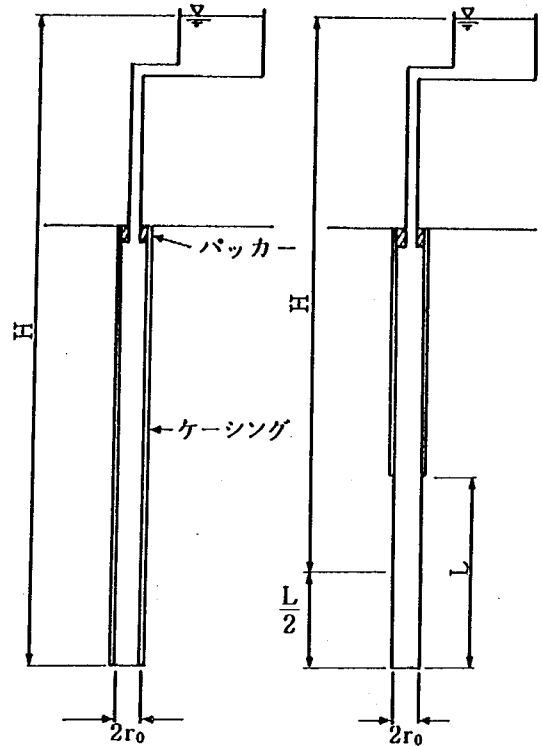


図-3.21 地下水面が試験区間近傍に存在しない場合

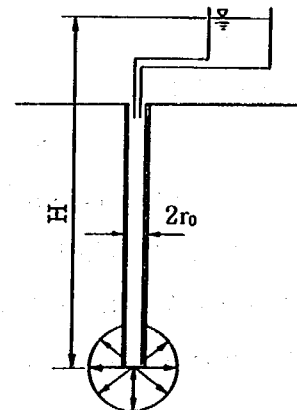


図-3.22 底面のみからの浸透の場合のモデル

$$Q = 4 \pi k r_0 H$$

$$\therefore k = \frac{Q}{4 \pi r_0 H} \quad \dots\dots\dots (8-8)$$

これに毛管水頭 h が存在すると

$$h = \frac{Q}{4 \pi (H + h) r_0} \quad \dots\dots\dots (8-9)$$

これは、(8-1) 式である。

底面と側面からの浸透の場合、注水区間の側面から孔壁に直角方向に ℓ だけ離れた点のポテンシャルを ϕ_ℓ 、底面もしくは頂部の中心から放射方向に r だけ離れた点のポテンシャルを ϕ_r とすると、側面から r だけ離れた点における流速を v_e 、底面もしくは頂部の中心から r だけ離れた点における流速を v_r とすると

$$v_e = -k \frac{d\phi_\ell}{d\ell} \quad \dots\dots\dots (8-10)$$

$$v_r = -k \frac{d\phi_r}{dr} \quad \dots\dots\dots (8-11)$$

k : 透水係数

注水区間からの全流出量を Q とすると、

$$\begin{aligned} Q &= 4 \pi r^2 v_r + 2 \pi \ell L v_e \\ &= - \left(4 \pi k r^2 \frac{d\phi_r}{dr} + 2 \pi k \ell L \frac{d\phi_\ell}{d\ell} \right) \quad \dots\dots\dots (8-12) \end{aligned}$$

ここで、 $r = \ell = r_0$ では

$$\phi_r = \phi_\ell = H \quad \text{とし、}$$

また $r = r_1$ 、 $\ell = \ell_1$ において

$$\phi_r = \phi_\ell = H_1 \quad \text{とする。}$$

(8-12) 式について、第一項を差分で表わすと、

$$4 \pi k r^2 \frac{d\phi_r}{dr} \approx 4 \pi k \frac{H - H_1}{\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_0}} \quad \dots\dots\dots (8-13)$$

((8-6), (8-7) 式参照)

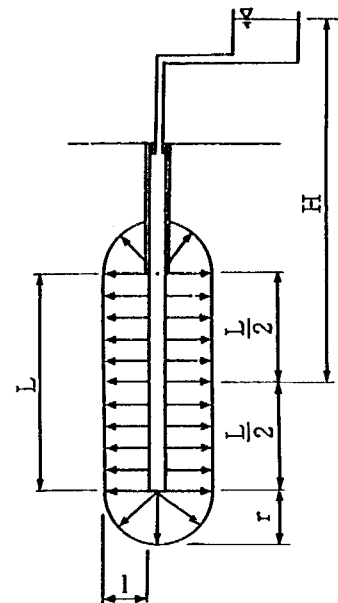


図-3.23 底面と側面からの浸透の場合のモデル

第二項について、 $\ell = \frac{1}{2}(\ell_1 + r_0)$ において、次の差分による近似が成り立つとする。

$$\frac{dP_\ell}{dr} \approx \frac{H - H_1}{r_0 - \ell_1} \quad \dots\dots\dots (8-14)$$

(8-13), (8-14) 式を (8-12) 式に代入して

$$Q = -k \left\{ 4\pi \frac{H - H_1}{\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_0}} + \pi(\ell_1 + r_0)L \frac{H - H_1}{r_0 - \ell_1} \right\} \quad \dots\dots\dots (8-15)$$

今 $r_1, \ell_1 \gg r_0$ ならば $H_1 \rightarrow 0$ であるから

$$4\pi \frac{H - H_1}{\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_0}} \rightarrow 4\pi \frac{H}{-\frac{1}{r_0}} = -4\pi r_0 H$$

$$\pi(\ell_1 + r_0)L \frac{H - H_1}{r_0 - \ell_1} = \pi L \frac{H - H_1}{\frac{r_0}{\ell_1 + r_0} - \frac{\ell_1}{\ell_1 + r_0}} \rightarrow \pi L \frac{H}{-1} = -\pi L H$$

$$\begin{aligned} \therefore Q &= -k \{ -4\pi r_0 H - \pi L H \} \\ &= \pi k H (4r_0 + L) \quad \dots\dots\dots (8-16) \end{aligned}$$

$$\therefore k = \frac{Q}{\pi H (4r_0 + L)} \quad \dots\dots\dots (8-17)$$

これに毛管水頭 h が存在する場合は

$$h = \frac{Q}{\pi (H + h) (4r_0 + L)} \quad \dots\dots\dots (8-18)$$

これは (8-2) 式である。

3.2.3 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 オープンエンド法

1) 試験方法概要

ボーリング孔を削孔し、その孔にケーシングパイプを挿入してその底を通じて行う試験で、定水位法で行う。(図-3.24参照)

透水係数は次の式で求める。

$$k = \frac{Q}{5.5 r_0 H} \quad \dots\dots\dots (9-1)$$

- k : 透水係数 (cm/s)
 Q : ボーリング孔への注入量 (cm³/s)
 r_0 : ケーシング内の半径 (cm)
 H : 水頭差 (cm)

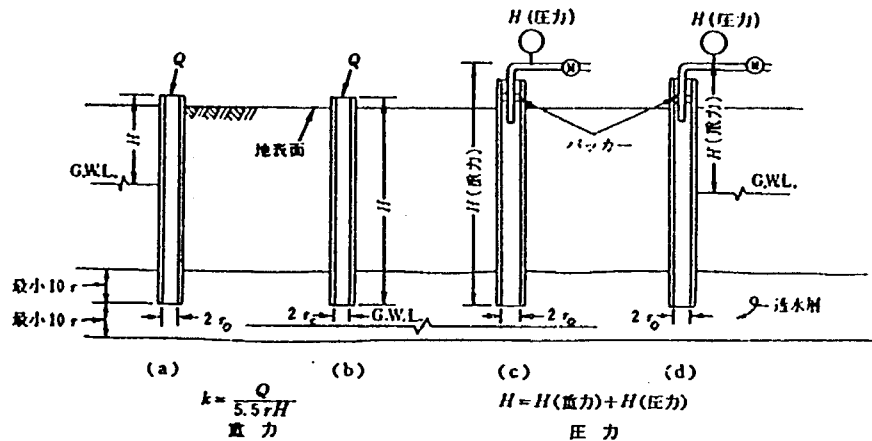


図 3.24 アースマニュアル E-18 オープンエンド法

この方法はケーシングを利用するため、静水頭その他、パッカーによる圧入もできる。測定の対象である透水層は、パイプ端から、上下にパイプの半径の10倍以上の厚さがなければならないとしている。地下水面下の透水性を試験する場合は、地下水面の補正を行なう。

式は、電氣的相似実験により導かれたものであるが、その考え方としては、3.1.2 沢田の式と同じである。3.1.2の沢田の式ではケーシング端からの浸透水が球形となるとして

$$k = \frac{Q}{4 \pi r_0 H} \quad \dots\dots\dots (8-8)$$

という式で透水係数の算出式を定めているが、これを、半球形の浸透範囲であるとする、

$$k = \frac{Q}{2 \pi r_0 H} \quad \dots\dots\dots (9-2)$$

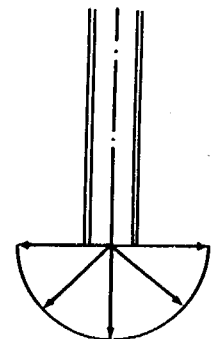


図- 3.25

となる。2 π $\approx$ 6.28であるから (9-1) 式での係数 5.5 に比較的近い。E-18 オープンエンド法の透水係数算出式は、浸透範囲に関する係数を実験的に決めたものと言える。

3.2.4 不飽和領域・飽和領域で適用できる透水試験方法の問題点

不飽和領域、飽和領域で適用できる3種類の試験方法についてその理論、試験方法について概説した。ここでは、各透水試験について現場で適用する場合、どんな問題点があるかについて述べる。

1) 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 パッカー法

この試験方法は、ルジオンテスト、沢田の式と全く同じであり、亀裂の少ない軟岩に対しては、この式とルジオン値を求める式が同じ透水性を示していることから、ボーリング孔の孔径 6.6 cm、透水区間長 5 m の場合、表-3.5 の②式を用いて

$$1 L_u \div 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/s} \dots\dots\dots (10-1)$$

の換算式が得られるとしている。

この試験方法を地下水面上の不飽和領域で適用する場合は、定常状態に達するまでにある程度の時間がかかること、限界圧力の低い岩盤を対象とするときは、注入圧力が限界圧力を越えて岩盤を破壊する恐れがあること、ボーリング孔の孔壁を乱していると泥分等が付着して透水性が小さくなっている恐れがあること、といった問題点がある。また、特に地下水面下で行う場合試験の対象とする透水層は、試験区間長に比して十分大きくなければならない。

2) 沢田の式

この方法は、基本的には米国内務省開拓局アースマニュアル E-19 と理論的には同じである。沢田はこの式の他に、試験区間近傍に地下水面や不透水層がある場合の式も導いている。しかし、地下水面が試験区間より低い場合やはるかに高い場合は、この式を適用してもさしつかえないものと思われる。

この式は試験孔に直角な方向の透水性を評価するように導かれており、試験の適用には注意を要する。また、限界圧力の低い岩盤でこの試験方法を適用する場合、注入圧力（水頭）が限界圧力を越えると岩盤を破壊する恐れがある。さらに、ボーリング孔の孔壁が乱されて泥分が付着しているような場合、透水性が実際より小さくなる。

3) 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 オープンエンド法

この試験方法は、ボーリング孔にケーシングをそう入する時、ケーシングの外側が岩盤に密着して空隙が生じないようにすることが困難であるという問題点がある。パッカー法と比較すると浸透する部分の面積からパッカー法より透水性の高い地層を対象とした試験方法のようである。

3.3 飽和領域の透水試験方法

飽和領域でしか適用できない透水試験方法の概略図、透水係数の算定式等を表-3.6に示す。以下、各透水試験方法の理論について解説する。

3.3.1 沢田の式による方法

1) 試験方法概要

ボーリング孔を削孔し、ケーシングを入れてボーリング孔の一區間から一定圧力で地盤中に注水し、その注水量を測定して透水係数を求める試験方法である。(図-3.26参照)

透水係数を算出する式は、地下水面又は不透水面の位置により異なり、下記のとおりである。

(1) 試験區間が地下水面より下に存在する場合

$$k = \frac{Q}{4 \pi L H} \ln \frac{2 L}{r_0} \dots\dots\dots (11-1)$$

(2) 試験區間の下に不透水層が存在する場合

$$k = \frac{Q}{4 \pi L H} \cdot \ln \frac{(a^2 - b^2) (D - \frac{a+b}{2})}{r_0 a (D - a)} \dots\dots\dots (11-2)$$

(3) 試験區間の上下に不透水層が存在する場合

$$k = \frac{Q}{2 \pi L H} \ln \frac{4 L a (D + \frac{L}{2})}{r_0 (a + b) (D - a)} \dots\dots\dots (11-3)$$

ここで、 k : 透水係数 (cm/s)

Q : ボーリング孔への注水量 (cm³/s)

L : 試験區間の長さ (cm)

H : 注入水頭 (cm)

r_0 : 試験孔の半径 (cm)

D : 測定土層の厚さ (cm)

a : 地下水面から孔底までの長さ、又は、上部不透層下端から孔底までの長さ (cm)

b : 地下水面からケーシング下端までの長さ、又は上部不透水層下面からケーシングまでの長さ (cm)

表-3.6 飽和領域の透水試験方法

分類	試験名	略 図	透 水 係 数 の 算 定 式	理 論 的 模 擬	特 徴
試験孔 周辺の 流れを ポテン シャル フロー として 導いた もの	沢田の式		不透水層の存在しない場合 (少なくとも10m離れている場合) $k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{2L}{r} \dots\dots(17)$ 測定区間の下に不透水層のある場合 $k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{(a^2 - b^2)(D - \frac{a+b}{2})}{ra(D-a)} \dots\dots(18)$ 測定区間の上下に不透水層のある場合 $k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{4La(D + \frac{L}{2})}{r(a+b)(D-a)} \dots\dots(19)$ k : 透水係数 Q : 注水量	ボーリング孔の中心軸上に点湧源を考え、ポテンシャルフローとして導いている。境界条件は、鏡像を用いている。	アースマニユアルE-18パッカ法と基本的には同じ。ただし境界条件を正確に与えている。ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。
	Forchheimerの井戸公式		井戸底が平坦な場合 $k = \frac{Q}{4\pi r(H-h)} \dots\dots(20)$ 井戸底が球形の場合 $k = \frac{Q}{2\pi r(H-h)} \dots\dots(21)$ k : 透水係数 Q : 揚水量	井戸底の局所的な流れをポテンシャルフローとして導いたもの。被圧地下水、自由水面をもつ地下水両方に適用できる。	井戸底の局所的な流れを対象とする揚水試験
	オーガー 孔法		$k = 0.617 \frac{r}{SD} \cdot \frac{JH}{Jt} \dots\dots(22)$ k : 透水係数 (cm/s) Jt : 揚水停止後の経過時間 (sec) JH : 回復した水位 (cm) S : r/D, H/Dの関数 (r, H, Dの単位はcm)	ボーリング孔に側面からは水平方向の浸透のみ、孔底からは浸透なしとして導かれている。Sは、グラフで与えられている。 	水位回復法であるので、地下水面近傍箇所の透水係数しか測定できない。
	ピエゾメーター法		$k = \frac{\pi r^2 \ln(h_0/h_1)}{E \cdot (t_1 - t_0)} \dots\dots(23)$ k : 透水係数 (cm/sec) r : 孔ゲキの径 (cm) h, h ₁ : 水深 (cm) t ₀ , t ₁ : 時間 (sec) E : 実験により求める定数 (cm)	パイプを埋めただけの場合 (チューブ法) もあるが、定数Eの値が異なる。Eは、r, W, hの関数である。 	水位回復法。地盤のやや深い位置にも適用できる。
試験孔から揚水し連続の条件から導かれたもの	Tiemの方法		$k = \frac{Q}{2\pi a(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \dots\dots(24)$ k : 透水係数 a : 帯水層の厚さ h ₁ , h ₂ : 観測井の水位 r ₁ , r ₂ : 観測井と揚水井の距離 Q : 揚水量		
	準一様流の仮定を用いた平衡式		$k = \frac{Q}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \ln \frac{r_1}{r_0} \dots\dots(25)$ k : 透水係数 h ₀ : 揚水井の水位 r ₀ : 揚水井の半径 h : 観測井の水位 r : 観測井と揚水井の距離 Q : 揚水量	Dupit - Forchheimerの準一様流の仮定を用いる。	

分類	試験名	略図	透水係数の算定式	理論的根拠	特 徴
試験孔から揚水し連続的条件から導かれたもの	Theisの方法 (被圧地下水の場合)		$H - h = \frac{Q}{4\pi k a} W(u) \quad \dots\dots ⑧$ k: 透水係数 H: 被圧地下水の水位 h: 揚水位の水位 a: 帯水層の厚さ W(u): 井戸関数 Q: 揚水量		
	Theisの方法 (自由水面をもつ地下水の場合)		$H - h = \frac{Q}{4\pi k H} W(u) \quad \dots\dots ⑨$ k: 透水係数 H: 地下水位 h: 揚水井の水位 W(u): 井戸関数 Q: 揚水量	Dupit - Forchheimerの準一様流の仮定を用いる。	

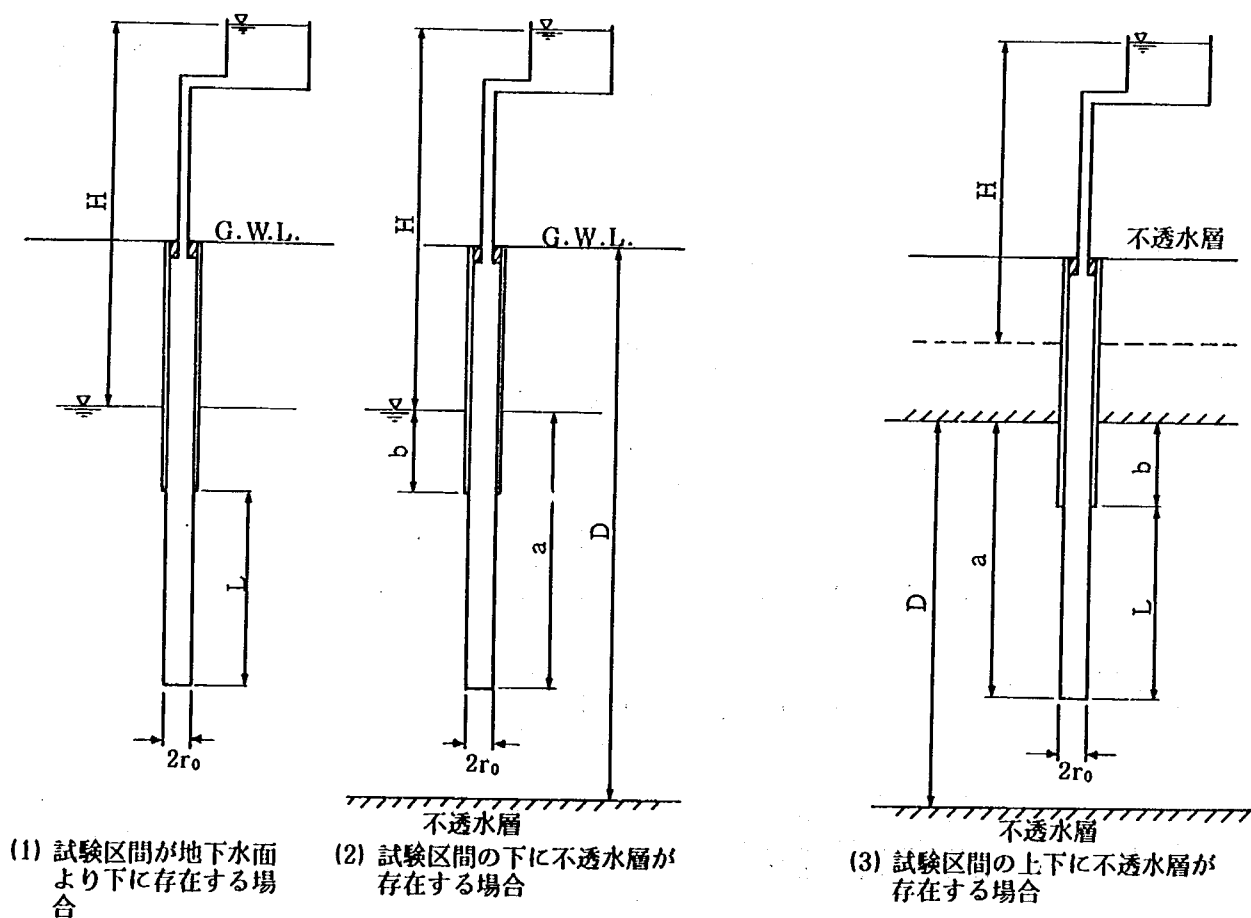


図- 3.26 沢田の式による方法

2) 解析解

(1) 試験区間が地下水面より下に存在する場合

長さ L 、半径 r_0 の注水区間の上端が地下水面から a の距離、下端が b の距離にある場合、注水区間からの流線は地下水面に直角に交わる。この試験方法の解析解を求めるために、鏡像を用いることとする。図-3.27に示すように、地下水面を x 軸、ボーリング孔中心線を z 軸とし、 x 軸を対象軸として鏡像を設ける。 $z < 0$ にある実像が湧出源、 $z > 0$ にある鏡像が吸入源とする。湧出源の単位長さ当りの湧出量を q 、吸入源の単位長さ当りの吸入量を $-q$ とする。今、微小長さ dh の湧出源、吸入源が、それぞれ、 $(0, -h)$ 、 $(0, h)$ の位置にあるとする。この湧出源、吸入源による任意の点のポテンシャル $d\phi$ は、(1-10) 式より

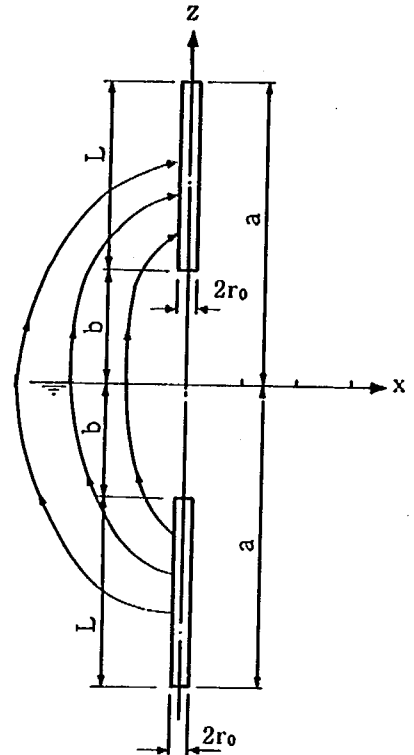


図-3.27 鏡像による地下水面

$$d\phi = \frac{q \, dh}{4\pi k \sqrt{x^2 + (z+h)^2}} - \frac{q \, dh}{4\pi k \sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \quad \dots\dots\dots (11-4)$$

これを、湧出区間、吸入区間にわたって積分する。

$$\phi = \frac{q}{4\pi k} \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} - \frac{q}{4\pi k} \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}}$$

ここで $I = \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}}$ とおくと

h	$b \rightarrow a$
ℓ	$z+b \rightarrow z+a$

$$I = \int_{z+b}^{z+a} \frac{d\ell}{\sqrt{x^2 + \ell^2}} = \left[\ln \left| \ell + \sqrt{x^2 + \ell^2} \right| \right]_{z+b}^{z+a}$$

$$= \ln \frac{z+a + \sqrt{x^2 + (z+a)^2}}{z+b + \sqrt{x^2 + (z+b)^2}}$$

$J = \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}}$ とおくと

h	$b \rightarrow a$
ℓ	$-z+b \rightarrow -z+a$

$-z+h = \ell$ とおくと、 $dh = d\ell$

$$\begin{aligned}
J &= \int_{b-z}^{a-z} \frac{d\ell}{\sqrt{x^2 + \ell^2}} = \left[\ln \left| \ell + \sqrt{x^2 + \ell^2} \right| \right]_{b-z}^{a-z} \\
&= \ln \frac{a-z + \sqrt{x^2 + (a-z)^2}}{b-z + \sqrt{x^2 + (b-z)^2}} \\
\therefore \phi &= \frac{q}{4\pi k} \left\{ \ln \frac{z+a + \sqrt{x^2 + (z+a)^2}}{z+b + \sqrt{x^2 + (z+b)^2}} - \ln \frac{a-z + \sqrt{x^2 + (a-z)^2}}{b-z + \sqrt{x^2 + (b-z)^2}} \right\} \\
&= \frac{q}{4\pi k} \ln \frac{z+a + \sqrt{x^2 + (z+a)^2}}{z+b + \sqrt{x^2 + (z+b)^2}} \cdot \frac{b-z + \sqrt{x^2 + (b-z)^2}}{a-z + \sqrt{x^2 + (a-z)^2}}
\end{aligned}$$

..... (11-5)

ここで $x = r_0$, $-a \leq z \leq -b$ で $\phi = H$, である。 $x = r_0$, $z = -b$, $\phi = H$ を (11-5) 式に代入する。但し,

$$\begin{aligned}
b-a &= L, \quad q = \frac{Q}{b-a} = \frac{Q}{L} \quad \text{とする。} \\
H &= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{a-b + \sqrt{r_0^2 + (-b+a)^2}}{r_0} \cdot \frac{2b + \sqrt{r_0^2 + (2b)^2}}{a+b + \sqrt{r_0^2 + (b+a)^2}} \\
&= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{L + \sqrt{r_0^2 + L^2}}{r_0} \cdot \frac{2b + \sqrt{r_0^2 + (2b)^2}}{a+b + \sqrt{r_0^2 + (b+a)^2}}
\end{aligned}$$

..... (11-6)

$L \gg r_0$ ならば, $L + \sqrt{r_0^2 + L^2} \approx 2L$ また, $a \gg r_0$, $b \gg r_0$ より

$$\frac{2b + \sqrt{r_0^2 + (2b)^2}}{a+b + \sqrt{r_0^2 + (b+a)^2}} \approx 1 \quad \text{として}$$

$$H = \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{2L}{r_0} \quad \text{..... (11-7)}$$

$$k = \frac{Q}{4\pi H L} \ln \frac{2L}{r_0} \quad \text{..... (11-8)}$$

これは, (11-1) 式である。

(2) 試験区間の下に不透水層が存在する場合

長さ L , 半径 r_0 の注水区間の上端が地下水面から b の距離, 下端が a の距離にあり, 不透水層が地下水面下 D の距離にある場合, この試験方法の解析解を求めるのに, 鏡像を用いることとする。図-3.28に示すように, 地下水面を x 軸, ボーリング孔中心線を z 軸とし, x 軸, $x = \pm D$ を対称軸として, 3組の鏡像を設ける。湧出源, 吸入源は, 図-3.28に示したとおりである。

(11-9) 式を、湧出区間、吸入区間について積分する。

$$\begin{aligned}
 \phi &= \frac{q}{4\pi k} \left\{ \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} - \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \right. \\
 &\quad + \int_{2D-a}^{2D-b} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} - \int_{2D-a}^{2D-b} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \\
 &\quad \left. + \int_{2D+b}^{2D+a} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} - \int_{2D+b}^{2D+a} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} \right\} \\
 &= \frac{q}{4\pi k} \ln \frac{z+a+\sqrt{x^2+(z+a)^2}}{z+b+\sqrt{x^2+(z+b)^2}} \cdot \frac{b-z+\sqrt{x^2+(b-z)^2}}{a-z+\sqrt{x^2+(a-z)^2}} \\
 &\quad \cdot \frac{z+2D-b+\sqrt{x^2+(z+2D-b)^2}}{z+2D-a+\sqrt{x^2+(z+2D-a)^2}} \cdot \frac{2D-a-z+\sqrt{x^2+(2D-a-z)^2}}{2D-a-z+\sqrt{x^2+(2D-b-z)^2}} \\
 &\quad \cdot \frac{-z+2D+a+\sqrt{x^2+(-z+2D+a)^2}}{-z+2D+b+\sqrt{x^2+(-z+2D+b)^2}} \cdot \frac{2D+b+z+\sqrt{x^2+(2D+b+z)^2}}{2D+a+z+\sqrt{x^2+(2D+a+z)^2}} \\
 &\quad \dots\dots\dots (11-10)
 \end{aligned}$$

(11-10) 式において、 $-a \leq z \leq -b$ かつ $x = r_0$ において、 $\phi = H$ である。自然対数の中の各項に対し、第一項、第五項には、 $x = r_0$ ， $z = -b$ ，第二項，第三項，第四項，第六項には、 $x = r_0$ ， $z = -a$ を入れる。但し、 $a-b=L$ ， $q = \frac{Q}{a-b} = \frac{Q}{L}$ とする。

$$\begin{aligned}
 \phi &= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{a-b+\sqrt{r_0^2+(a-b)^2}}{r_0} \cdot \frac{a+b+\sqrt{r_0^2+(a+b)^2}}{2a+\sqrt{r_0^2+(2a)^2}} \\
 &\quad \cdot \frac{2D-a-b+\sqrt{r_0^2+(2D-a-b)^2}}{2D-2a+\sqrt{r_0^2+(2D-2a)^2}} \cdot \frac{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}}{2D+a-b+\sqrt{r_0^2+(2D+a-b)^2}} \\
 &\quad \cdot \frac{2D+2a+\sqrt{r_0^2+(2D+2a)^2}}{2D+a+b+\sqrt{r_0^2+(2D+a+b)^2}} \cdot \frac{2D+b-a+\sqrt{r_0^2+(2D+b-a)^2}}{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}} \\
 &= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{L+\sqrt{r_0^2+L^2}}{r_0} \cdot \frac{a+b+\sqrt{r_0^2+(a+b)^2}}{2a+\sqrt{r_0^2+(2a)^2}} \\
 &\quad \cdot \frac{2D-a-b+\sqrt{r_0^2+(2D-a-b)^2}}{2D-2a+\sqrt{r_0^2+(2D-2a)^2}} \cdot \frac{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}}{2D+L+\sqrt{r_0^2+(2D+L)^2}}
 \end{aligned}$$

$$\cdot \frac{2D+2a+\sqrt{r_0^2+(2D+2a)^2}}{2D+a+b+\sqrt{r_0^2+(2D+a+b)^2}} \cdot \frac{2D-L+\sqrt{r_0^2+(2D-L)^2}}{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}}$$

..... (11-11)

$$\left. \begin{array}{l} L \gg r_0, \quad b \gg r_0, \quad D \gg r_0, \quad a \gg r_0 \\ 2D-a-b \gg r_0 \end{array} \right\} \text{ とすると, } \begin{array}{l} D-a > L \gg r_0 \\ D-L > a \gg r_0 \end{array}$$

$$L + \sqrt{r_0^2 + L^2} \approx 2L, \quad a+b+\sqrt{r_0^2+(a+b)^2} \approx 2(a+b), \quad 2a+\sqrt{r_0^2+(2a)^2} \approx 4a$$

$$2D-a-b+\sqrt{r_0^2+(2D-a-b)^2} \approx 2(2D-a-b), \quad 2D-2a+\sqrt{r_0^2+(2D-2a)^2} \approx 4(D-a)$$

$$2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2} \approx 4D, \quad 2D+L+\sqrt{r_0^2+(2D+L)^2} \approx 2(2D+L)$$

$$2D+2a+\sqrt{r_0^2+(2D+2a)^2} \approx 4(D+a), \quad 2D+a+b+\sqrt{r_0^2+(2D+a+b)^2} \approx 2(2D+a+b)$$

$$2D-L+\sqrt{r_0^2+(2D-L)^2} \approx 2(2D-L), \quad 2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2} \approx 4D$$

$$\phi \approx \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{2L}{r_0} \cdot \frac{2(a+b)}{4a} \cdot \frac{2(2D-a-b)}{4(D-a)} \cdot \frac{4D}{2(2D+L)}$$

$$\cdot \frac{4(D+a)}{2(2D+a+b)} \cdot \frac{2(2D-L)}{4D}$$

$$= \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{L}{r_0} \cdot \frac{a+b}{a} \cdot \frac{D-\frac{a+b}{2}}{D-a} \cdot \frac{2(D+a)}{2D+L} \cdot \frac{2D-L}{2D+a+b}$$

$$\text{さらに } \frac{2(D+a)}{2D+a+b} \approx 1, \quad \frac{2D-L}{2D+L} \approx 1, \quad L = a-b \quad \text{であるから,}$$

$$\therefore \phi \approx \frac{Q}{4\pi k L} \ln \frac{(b^2-a^2)(D-\frac{a+b}{2})}{r_0 a (D-a)} \quad \text{..... (11-12)}$$

この式は、(11-2)式である。

(3) 試験区間の上下に不透水層が存在する場合

長さ L 、半径 r_0 の注水区間の上端が、上部の不透水層から a 、下端が b の距離にあり、透水層の厚さが D である場合、この試験方法の解析解を求めるのに、鏡像を用いることとする。図-3.29に示すように、上部の不透水層を x 軸、ボーリング孔中心線を z 軸とし、 x 軸、 $x = \pm D$ を対称軸として、3組の鏡像を設ける。湧出源は、図-3.29に示したとおりである。

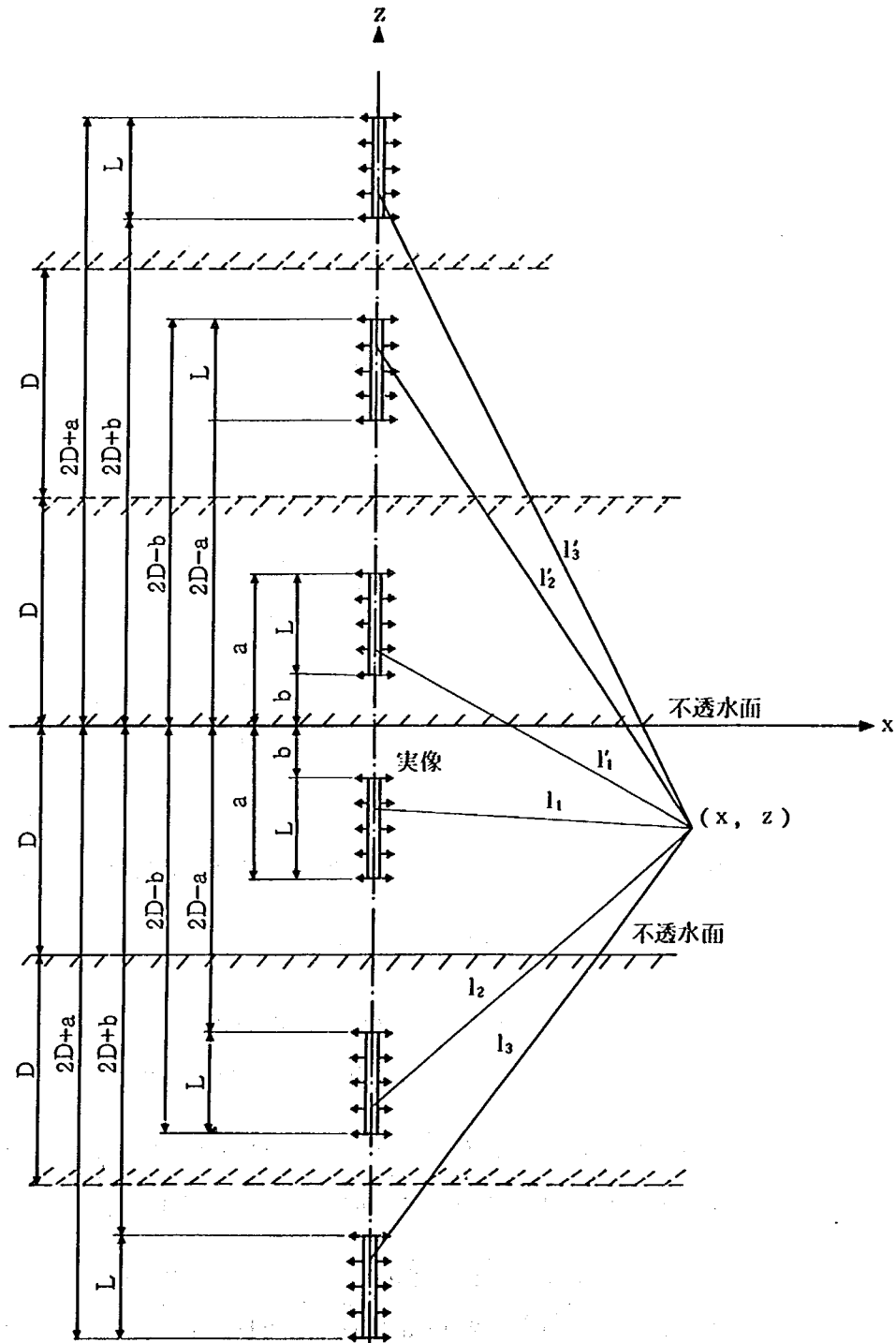


図- 3.29 鏡像による不透水面

湧出源の単位長さ当りの湧出量を q とし、微小長さ dh の湧出源が $(0, h)$, $(0, -h)$ の位置にあるとする。3組の微小長さ dh の湧出源による任意の点 (x, z) のポテンシャル $d\phi$ は、各湧出源からの距離を図- 3.29に示したように定めると、(1-10) 式より次のようになる。

$$d\phi = \frac{q \, dh}{4 \pi k} \left\{ \frac{1}{\ell_1} + \frac{1}{\ell_2} + \frac{1}{\ell_3} \right\} + \frac{q \, dh}{4 \pi k} \left\{ \frac{1}{\ell'_1} + \frac{1}{\ell'_2} + \frac{1}{\ell'_3} \right\} \dots\dots\dots (11-13)$$

(11-13) 式を、各湧出区間について積分する。

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{q}{4 \pi k} \left\{ \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} + \int_b^a \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} + \int_{2D-a}^{2D-b} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} \right. \\ &\quad \left. + \int_{2D-a}^{2D-b} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} + \int_{2D+b}^{2D+a} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h)^2}} + \int_{2D+b}^{2D+a} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \right\} \\ &= \frac{q}{4 \pi k} \ln \frac{z+a+\sqrt{x^2+(z+a)^2}}{z+b+\sqrt{x^2+(z+b)^2}} \cdot \frac{a-z+\sqrt{x^2+(a-z)^2}}{b-z+\sqrt{x^2+(b-z)^2}} \\ &\quad \cdot \frac{z+2D-b+\sqrt{x^2+(z+2D-b)^2}}{z+2D-a+\sqrt{x^2+(z+2D-a)^2}} \cdot \frac{2D-b-z+\sqrt{x^2+(2D-b-z)^2}}{2D-a-z+\sqrt{x^2+(2D-b-z)^2}} \\ &\quad \cdot \frac{-z+2D+a+\sqrt{x^2+(-z+2D+a)^2}}{-z+2D+b+\sqrt{x^2+(-z+2D+b)^2}} \cdot \frac{2D+a+z+\sqrt{x^2+(2D+a+z)^2}}{2D+b+z+\sqrt{x^2+(2D+b+z)^2}} \end{aligned}$$

(11-14) 式において、 $-a \leq z \leq -b$ かつ $x = r_0$ において、 $\phi = H$ である。自然対数の中の各項に対し、第一項、第五項には、 $x = r_0$ 、 $z = -b$ 、第二項、第三項、第四項、第六項には、 $x = r_0$ 、 $z = -a$ を入れる。但し、 $a-b=L$ 、 $q = \frac{Q}{a-b} = \frac{Q}{L}$ とする。

$$\begin{aligned} H &= \frac{Q}{4 \pi k L} \ln \frac{a-b+\sqrt{r_0^2+(a-b)^2}}{r_0} \cdot \frac{2a+\sqrt{r_0^2+(2a)^2}}{a+b+\sqrt{r_0^2+(a+b)^2}} \\ &\quad \cdot \frac{2D-2a+\sqrt{r_0^2+(2D-2a)^2}}{2D-a-b+\sqrt{r_0^2+(2D-a-b)^2}} \cdot \frac{2D+a-b+\sqrt{r_0^2+(2D+a-b)^2}}{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}} \\ &\quad \cdot \frac{2D+2a+\sqrt{r_0^2+(2D+2a)^2}}{2D+a+b+\sqrt{r_0^2+(2D+a+b)^2}} \cdot \frac{2D+\sqrt{r_0^2+(2D)^2}}{2D+b-a+\sqrt{r_0^2+(2D+b-a)^2}} \\ &\dots\dots\dots (11-15) \end{aligned}$$

$L \gg r_0$ 、 $b \gg r_0$ 、 $D \gg r_0$ 、 $a \gg r_0$ 、 $2D-a-b \gg r_0$ とすると、 $D-a > L \gg r_0$ 、 $D-L > a \gg r_0$

$$H \approx \frac{Q}{4 \pi k L} \ln \frac{2L}{r_0} \cdot \frac{4a}{2(a+b)} \cdot \frac{2(2D-a-b)}{4(D-a)} \cdot \frac{2(2D+L)}{4D} \cdot \frac{4(D+a)}{2(2D+a+b)} \cdot \frac{4D}{2(2D-L)}$$

$$= \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{L}{r_0} \cdot \frac{a}{a+b} \cdot \frac{2D-a-b}{D-a} \cdot \frac{2D+L}{D} \cdot \frac{D+a}{2D+a+b} \cdot \frac{4D}{2D-L}$$

さらに $\frac{D+a}{2D+a+b} \approx \frac{1}{2}$, $\frac{2D+L}{2D-L} \approx 1$, $2D-a-b \approx 2(D+\frac{L}{2})$ として,

$$H \approx \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{L}{r_0} \cdot \frac{a}{a+b} \cdot \frac{2(D+\frac{L}{2})}{D-a} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{1}$$

$$= \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{4La(D+\frac{L}{2})}{r_0(a+b)(D-a)} \quad \dots\dots\dots (11-16)$$

$$\therefore k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{4La(D+\frac{L}{2})}{r_0(a+b)(D-a)} \quad \dots\dots\dots (11-17)$$

この式は、(11-13) 式である。

3.3.2 Forchheimer の井戸公式による方法

1) 試験方法概要

井戸を掘削し、側壁は不透水性とする。地下水をくみあげ、水位の回復速度（湧水量）と水位を測定し、透水係数を求める試験方法である。（図- 3.30参照）

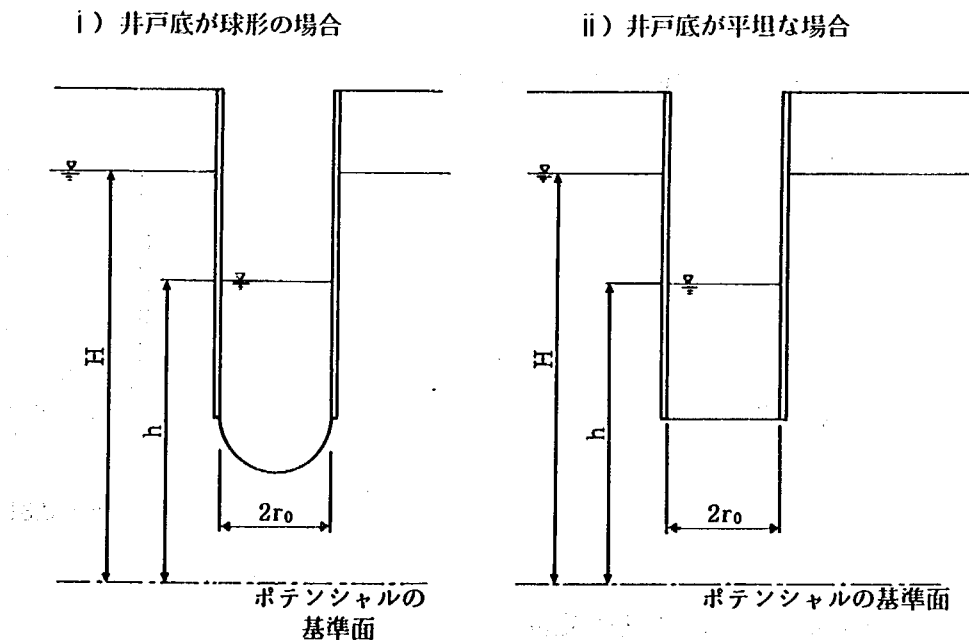


図- 3.30 Forchheimer の井戸公式

透水係数を算出する式は、井戸底面の形状により、次の2つに分けられる。

i) 井戸底が球形の場合

$$k = \frac{Q}{2 \pi r_0 (H - h)} \quad \dots\dots\dots (12-1)$$

ii) 井戸底が平坦な場合

$$k = \frac{Q}{2 r_0 (H - h)} \quad \dots\dots\dots (12-2)$$

ここで k : 透水係数 (cm/s)
 Q : 湧水量 (cm³/s)
 H : 地下水頭 (cm)
 h : 井戸内の水深 (cm)
 r_0 : 井戸の半径 (cm)

2) 解析解

(1) 井戸底が球形の場合

この場合、透水層の底面から等距離にある同心球面上に於けるポテンシャルは全て等しいと仮定する。従って、地下水の流れは、全て底面の半径方向となる。井戸底近傍の任意の点のポテンシャルを ϕ 、透水係数を k とすると、浸透流速 v は、

$$v = -k \frac{d\phi}{dr} \quad \dots\dots\dots (12-13)$$

半径 r の等ポテンシャル面を単位時間に透過する水量 Q は

$$Q = -2 \pi r^2 k \frac{d\phi}{dr} \quad \dots\dots\dots (12-4)$$

これを変形して

$$-\frac{1}{2 \pi r^2} dr = \frac{k}{Q} d\phi$$

両辺を積分して

$$\frac{1}{2 \pi r} = \frac{k}{Q} \phi + c \quad c : \text{積分定数}$$

井戸底に於いては、 $\phi = h$ 、(井戸内水頭)、又、 $r = \infty$ に於いて $\phi = H$ (揚水前 井戸内水頭) であるから

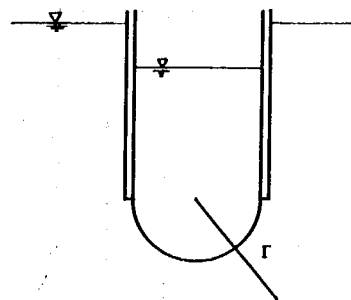


図-3.31

$$\frac{1}{2 \pi r_0} = \frac{k}{Q} \cdot (H-h) \quad \dots\dots\dots (12-5)$$

$$\therefore k = \frac{Q}{2 \pi r_0} (H-h) \quad \dots\dots\dots (12-6)$$

この式は、(12-1) 式である。

2) 井戸底が平面の場合

この場合、井戸底付近における等ポテンシャル面は、井戸の内壁下端を焦点とする楕円を井戸の中心線の周りに水平に回転した回転楕円面であると仮定する。流線は、楕円と共通の焦点を有する双曲線となる。

今、井戸の中心線を z 軸、井戸底を x 軸にとり、井戸底内縁 F 、 F' を等ポテンシャル面である楕円および流線である双曲線の共通焦点とする。

井戸底の中心 O の周囲に半径 a なる流線束を考えると、その周囲を包む流線は、次の双曲線の方程式により表わされる。

$$\frac{x^2}{a^2} - \frac{z^2}{r_0^2 - a^2} = 1 \quad \dots\dots\dots (12-7)$$

a を r_0 に比して十分小さくとれば、(12-7) 式は

$$\frac{x^2}{a^2} - \frac{z^2}{r_0^2} = 1 \quad \dots\dots\dots (12-8)$$

従って、

$$x^2 = a^2 \frac{z^2 + r_0^2}{r_0^2} \quad \dots\dots\dots (12-9)$$

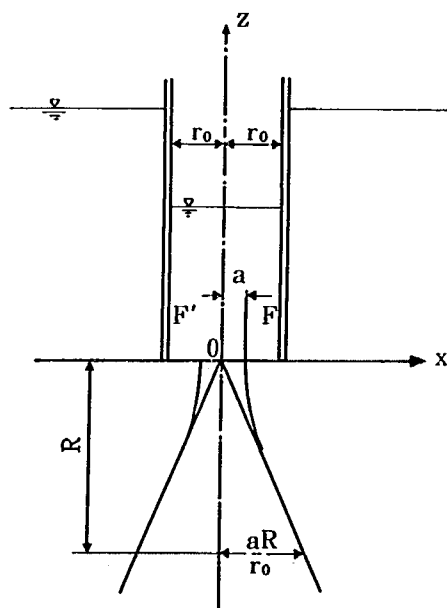


図- 3.32

井戸底から z の深さにおける流線束の断面積 ΔA は

$$\Delta A = \pi x^2 = \pi a^2 \frac{z^2 + r_0^2}{r_0^2} \quad \dots\dots\dots (12-10)$$

次に井戸からの湧水量を Q とすれば井戸底から十分遠い R なる距離においてはこの水量が面積 $2 \pi R^2$ なる半球面を通過すると考えられる。

(12-8) 式で示される双曲線の漸近線は、

$$z = \frac{r_0}{a} x \quad \dots\dots\dots (12-11)$$

である。

この漸近線と半径 R の半円との交わりは、半径 $\frac{a}{r_0} R$ の円であるから、(12-10) 式に、 $x = \frac{a}{r_0} R$ を代入すると、

$$\Delta A = \pi \frac{a^2}{r_0^2} \quad \dots\dots\dots (12-12)$$

この流線束内の流量を ΔQ とすれば、半球面を通過する流量は湧水量 Q であるから

$$\begin{aligned} \Delta Q : Q &= \pi \frac{a^2 R^2}{r_0^2} : 2 \pi R^2 \\ \Delta Q &= \frac{Q a^2}{2 r_0^2} \quad \dots\dots\dots (12-13) \end{aligned}$$

次に井戸底より任意の深さ z に於ける流線束の断面積は πx^2 で、穴を通過する平均流速 v_z は、

$$v_z = \frac{\Delta Q}{\pi x^2} \quad \dots\dots\dots (12-14)$$

(12-14) 式に、(12-9)、(12-13) 式を代入して、

$$\begin{aligned} v_z &= \frac{Q a^2}{2 r_0^2} \cdot \frac{r_0^2}{\pi a^2 (z^2 + r_0^2)} \\ &= \frac{Q}{2 \pi (z^2 + r_0^2)} \quad \dots\dots\dots (12-15) \end{aligned}$$

また、この位置におけるポテンシャルを ϕ 、透水係数を k として浸透流速 v_z は、

$$v_z = k \frac{d\phi}{dz} \quad \dots\dots\dots (12-16)$$

この場合、ポテンシャル ϕ は、基準面からの鉛直距離と考えて差支えないものとする。

(12-15)、(12-16) 式より、

$$d\phi = \frac{v_z}{k} dz = \frac{Q}{2 \pi k} \cdot \frac{dz}{z^2 + r_0^2} \quad \dots\dots\dots (12-17)$$

両辺を積分すれば

$$\phi = \frac{1}{2 \pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \tan^{-1} \frac{z}{r_0} + c \quad \dots\dots\dots (12-18)$$

ここで、 $z \rightarrow \infty$ の時 $\phi = H$ とすれば、 $z \rightarrow \infty$ で $\tan^{-1} \frac{z}{r_0} \rightarrow \frac{\pi}{2}$

$$H = \frac{1}{2 \pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \frac{\pi}{2} + c$$

$$c = H - \frac{1}{2 \pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \frac{\pi}{2} \quad \dots\dots\dots (12-19)$$

(12-19) 式を (12-18) 式に代入

$$\phi = \frac{1}{2 \pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \tan^{-1} \frac{z}{r_0} + H - \frac{1}{2 \pi k} \cdot \frac{1}{r_0} \cdot \frac{\pi}{2}$$

$$\begin{aligned} H - \phi &= \frac{1}{2 \pi k r_0} \left(\frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \frac{z}{r_0} \right) \\ &= \frac{1}{2 \pi k r_0} \tan^{-1} \frac{r_0}{z} \quad \dots\dots\dots (12-20) \end{aligned}$$

$-r_0 \leq x \leq r_0$, $z = 0$ においては $\phi = h$, $z \rightarrow 0$ で $\tan^{-1} \frac{r_0}{z} \rightarrow \frac{\pi}{2}$

$$\therefore H - h = \frac{1}{2 \pi k r_0} \cdot \frac{\pi}{2}$$

$$= \frac{1}{4 k r_0}$$

$$\therefore k = \frac{1}{4 r_0} \cdot \frac{1}{H - h} \quad \dots\dots\dots (12-21)$$

この式は、(12-2) 式である。

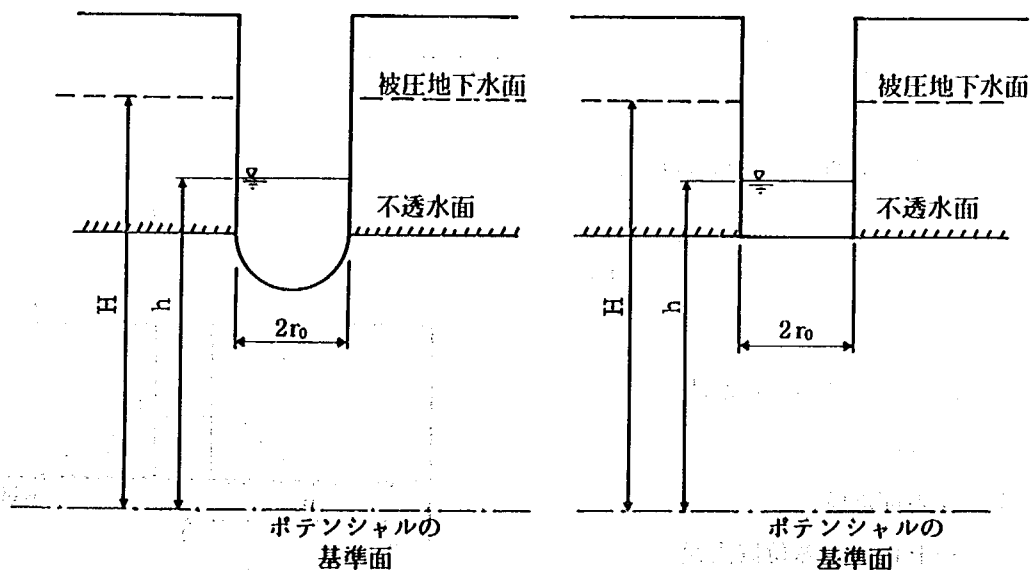


図- 3.33 Forchheimer の井戸公式の被圧地下水への適用

本解析では、自由地下水面のある試験地点に、地下水面下に達する井戸を掘削し、井戸の内壁からの浸透がないという境界条件の下で解いているが、不透水層が上面にある帯水層の被圧地下水についても、井戸の底が不透水層下面と同じならば、全く同じ境界条件となり、本式が適用できる。(図- 3.33参照)

3.3.3 オーガー孔法

1) 試験方法概要

地下水面が高い試験地点において、地下水面下に達するオーガー孔を掘削し、孔内の地下水をくみあげ、水位の回復速度(湧水量)と水位を測定し、透水係数を求める試験方法である。(図- 3.34参照)

透水係数を算出する式は次式のとおりである。

$$k = 0.617 \frac{r_0}{Sd} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta t} \dots (13-1)$$

ここで

- k : 透水係数 (cm/s)
- Δt : 揚水停止後の経過時間 (s)
- ΔH : 回復した水位 (cm)
- r_0 : オーガー孔の半径
- d : 地下水面から孔底までの深さ (cm)
- S : 定数 (r/d , H/d の関数)

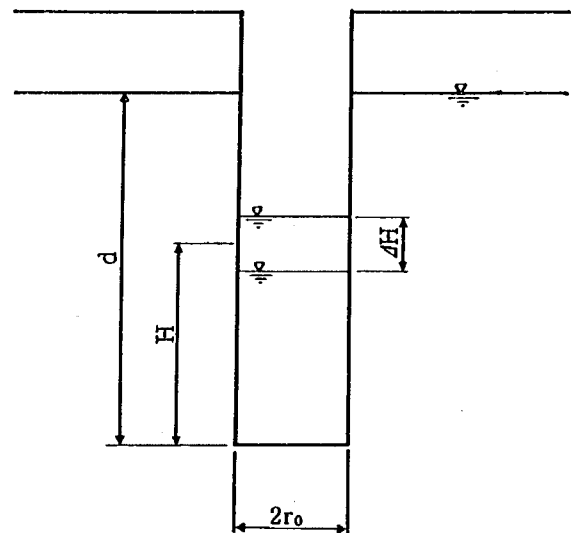


図- 3.34 オーガー孔法

2) 解析解

浸透流の基本方程式であるラプラスの方程式を、ポテンシャルを ϕ として円筒座標で表わすと次のようになる。

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \dots (13-2)$$

ポテンシャル ϕ は、次の形で表わされる。

$$\phi = \frac{p}{\rho g} + z \dots (13-3)$$

- p : 点Pにおける浸透水圧
- ρ : 水の密度
- g : 重力加速度
- z : 点Pにおける位置水頭

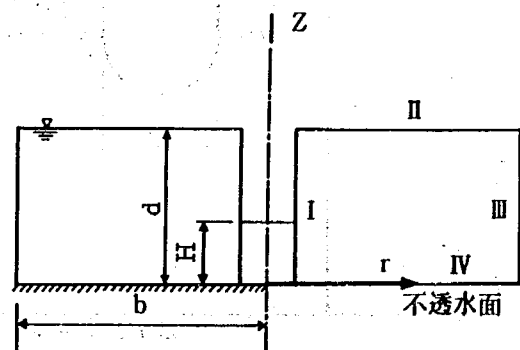


図- 3.35 オーガー孔法の境界条件

今、位置水頭の基準面は、オーガー孔の底面とする。

(13-2) 式を解く境界条件は次のように定める。

$z = 0$ (孔底の高さ) は、不透水面, $z = d$ は地下水面, モデルの範囲は $0 \leq r \leq b$ とし, 孔内の水深は H とする。これを式で表わすと,

$$I_a \quad \phi = H \quad : \quad 0 \leq z \leq H \quad \text{孔の内壁, 水面下}$$

$$I_b \quad \phi = z \quad : \quad H \leq z \leq D \quad \text{〃, 水面上}$$

$$II \quad \phi = d \quad : \quad z = d \quad \text{地下水面}$$

$$III \quad \frac{\partial \phi}{\partial r} = 0 \quad : \quad r = b \quad \text{モデル外端}$$

$$IV \quad \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad : \quad z = 0 \quad \text{不透水面}$$

$K_0(cr)$, $I_0(cr)$ を 0 次の第 2 種ベッセル関数とすると $AK_0(cr) \sin(cr)$, $AK_0(cr) \cos(cr)$, $BI_0(cr) \sin(cr)$, $AI_0(cr) \cos(cr)$ は, (13-2) 式の解である。(A, B, C は任意の定数) 従って, それらの和も解である。これを使って, (13-2) 式の解を次のように仮定する。

$$\phi = d - \sum A_n R_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right) \cos \frac{n\pi}{2d} z, \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (13-4)$$

$$R_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right) = \frac{\frac{K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)}{I_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)} I_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right) + K_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right)}{\frac{K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)}{I_0 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)} I_0 \left(\frac{n\pi r_0}{2d} \right) + K_0 \left(\frac{n\pi r_0}{2d} \right)} \quad (13-5)$$

(13-5) 式の分母は, $r = r_0$ で $R_0 = \text{const}$ になるように定めた。

(13-4) 式について, 境界条件を満足していることを確認する。

II: $z = d$ の場合, $\sum$ の中はゼロとなるから, $\phi = d$ となり条件を満足する。

III: $r = b$ の場合, $\frac{\partial K_0(ar)}{\partial r} = -a K_1(ar)$, $\frac{\partial I_0(ar)}{\partial r} = a I_1(ar)$ となる関係が

ある。

$$\frac{\partial R_0}{\partial r} = \frac{\frac{K_1(\frac{n\pi b}{2d})}{I_0(\frac{n\pi b}{2d})} (\frac{n\pi}{2d} I_1(\frac{n\pi r}{2d})) - \frac{n\pi}{2d} K_1(\frac{n\pi r}{2d})}{\frac{K_1(\frac{n\pi b}{2d})}{I_0(\frac{n\pi b}{2d})} I_0(\frac{n\pi r_0}{2d}) + K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})}$$

$$= 0$$

となるから, $\frac{\partial \phi}{\partial r} = 0$ となり, 条件を満足する。

IV: $z = 0$ の場合, $\frac{\partial \phi}{\partial z} = \sum A_n R_0(\frac{n\pi r}{2d}) \frac{n\pi}{2d} \sin(\frac{n\pi}{2d} z)$ であるから $(\frac{\partial \phi}{\partial z})_{z=0} = 0$ となり, 条件を満足する。

I: $r = a$ の場合, $R_0 = 1$ となるから
(13-4) 式は

$$\phi = d - \sum A_n \cos \frac{n\pi}{2d} z, \quad n = 1, 3, 5, \dots \dots \dots (13-6)$$

となるので, A_n を条件 I を満足するように定めなくてはならない。

(13-4) 式をみると, $\cos(\frac{n\pi}{2d} z)$ は, $n = 1$ の場合, $0 \leq z \leq d$ なので, $0 < \frac{\pi}{2d} z < \frac{\pi}{2}$

である。

今, 透水層が $z = d$ から $z = 2d$ まで広がっていると仮定する。(図-3.35参照)

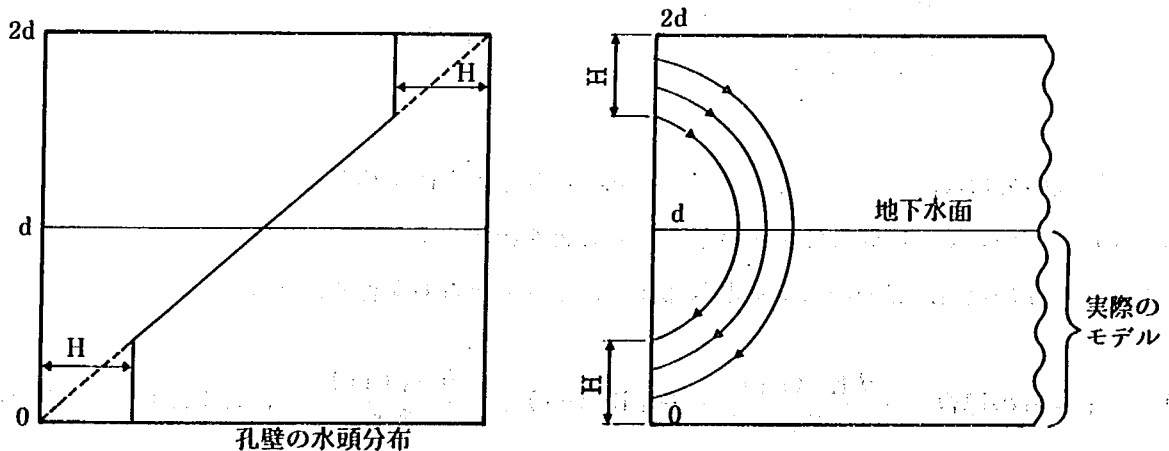


図-3.35 オーガー孔法における鏡像による地下水面

この場合, ϕ をフーリエ分解すると,

$$\phi = \frac{A_0}{2} + A_1 \cos \frac{\pi}{2d} z + A_2 \cos \frac{2\pi}{2d} z + A_3 \cos \frac{3\pi}{2d} z + \dots \quad (13-7)$$

$$A_n = \frac{2}{2d} \left\{ \int_0^H H \cos \frac{n\pi}{2d} z dz + \int_H^{2d-H} z \cos \frac{n\pi}{2d} z dz + \int_{2d-H}^{2d} (2d-H) \cos \frac{n\pi}{2d} z dz \right\} \quad (13-8)$$

となる。

A_n の値を計算すると、

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= 2d \\ A_{2m-1} &= -\frac{8d}{(m\pi)^2} \cos \frac{mH}{2d} \\ A_{2m} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad m = 1, 2, 3, \dots, \quad (13-9)$$

(13-9) 式を (13-4) 式に代入して

$$\phi = d - \frac{8d}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} R_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right) \cos \frac{n\pi z}{2d} \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (13-10)$$

(13-10) 式は、(13-2) 式および境界条件を全て満足する。これで、(13-2) 式の解が求まった。次に、(13-10) 式の R_0 の項を近似することを考える。

$$K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right) = \frac{n\pi b}{4d} \cdot \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{m! \Gamma(m+2)} \left(\frac{n\pi b}{4d} \right)^{2m}$$

$$I_0 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right) = \frac{2}{\pi} K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right) \log \frac{n\pi b}{4d} - \frac{1}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\psi(m+1) + \psi(m+2)}{m! (m+1)!} (-1)^m \left(\frac{n\pi b}{4d} \right)^{2m+1}$$

$$\text{但し} \quad \psi(z) = \frac{\Gamma'(z)}{\Gamma(z)}$$

であるから

$$\frac{K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)}{I_0 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)} = \frac{1}{\frac{2}{\pi} \log \frac{n\pi b}{4d} - \frac{1}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\Gamma(m+2) (\psi(m+1) + \psi(m+2))}{(m+1)!}}$$

$$b \rightarrow \infty \text{ のとき} \quad \frac{K_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)}{I_1 \left(\frac{n\pi b}{2d} \right)} \rightarrow 0$$

よって

$$R_0 = \frac{K_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right)}{K_0 \left(\frac{n\pi r_0}{2d} \right)} \dots\dots\dots (13-11)$$

$$\therefore \phi = d - \frac{8d}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_0 \left(\frac{n\pi r}{2d} \right)}{K_0 \left(\frac{n\pi r_0}{2d} \right)} \cos \frac{n\pi z}{2d} \dots\dots\dots (13-12)$$

$$n = 1, 3, 5, \dots\dots\dots$$

これで、孔周辺のポテンシャルがもとまった。\$R_0\$ を近似することによる誤差は、 $r = \frac{13d}{\pi}$,

$b = \frac{26d}{\pi}$, $r_0 = \frac{d}{5\pi}$, $H = 0$, において $\frac{K_1}{I_1}$ の項を無視することによるもので、0.0002% である。

単位時間当りに、孔に流れこむ流量 \$Q\$ は、次のように求められる。第一の考え方として任意高さの孔の内壁における流速 \$v\$ は、孔壁に直角な方向だから

$$v = k \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} \right)_{r=r_0}$$

孔の内周長は $2\pi r_0$ であるから、深さ \$d\$ の孔の内壁全面よりの流入量 \$Q\$ は、

$$Q = 2\pi r_0 k \int_0^d \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} \right)_{r=r_0} dz \dots\dots\dots (13-13)$$

第二の考え方として、地下水面 (\$z = d\$) における流速 (鉛直下向き) \$v\$ は、

$$v = k \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)_{z=d}$$

孔の側壁から無限遠までの範囲での孔への流入量は、

$$Q = 2\pi k \int_{r_0}^{\infty} \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)_{z=d} r dr \dots\dots\dots (13-14)$$

(13-13) 式を用いて \$Q\$ を求めることとする。

$\frac{\partial \phi}{\partial r}$ は $r = r_0$ で不定なので、 $r = r_0 + \epsilon'$ ($\epsilon' \ll 1$) における \$Q\$ を求めるものとし、積分後、

\$\epsilon'\$ を 0 とおくこととする。

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = + \frac{8d}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \frac{\frac{n\pi}{2d} K_1(\frac{n\pi r}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cos \frac{n\pi z}{2d}$$

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial r}\right)_{r=r_0+\epsilon} = \frac{8d}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{n\pi}{2d} \frac{K_1(\frac{n\pi(r_0+\epsilon')}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cos \frac{n\pi z}{2d}$$

$$Q = 2\pi r_0 k \int_0^d \frac{8d}{\pi^2} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{n\pi}{2d} \frac{K_1(\frac{n\pi(r_0+\epsilon')}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cos \frac{n\pi z}{2d} dz$$

$$= 8r_0 k \sum \frac{1}{n} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(\frac{n\pi(r_0+\epsilon')}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \int_0^d \cos \frac{n\pi z}{2d} dz$$

$$= 8r_0 k \sum \frac{1}{n} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(\frac{n\pi(r_0+\epsilon')}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \frac{2d}{n\pi} \sin \frac{n\pi d}{2d}$$

$$= \frac{16r_0 dk}{\pi} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(\frac{n\pi(r_0+\epsilon')}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cdot \sin \frac{n\pi}{2}$$

$\epsilon' \rightarrow 0$ として

$$Q = \frac{16r_0 dk}{\pi} \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(\frac{n\pi r_0}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cdot \sin \frac{n\pi}{2} \dots\dots\dots (13-15)$$

$$n = 1, 3, 5, 7, \dots\dots\dots$$

$$S = \sum \frac{1}{n^2} \cos \frac{n\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(\frac{n\pi r_0}{2d})}{K_0(\frac{n\pi r_0}{2d})} \cdot \sin \frac{n\pi}{2} \dots\dots\dots (13-16)$$

とおくと,

$$Q = \frac{16r_0 dkS}{\pi} \dots\dots\dots (13-17)$$

(13-15) 式を展開してみると,

$$S = \cos \frac{\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)}{K_0\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)} - \frac{1}{3^2} \cos \frac{3\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1\left(\frac{3\pi r_0}{2d}\right)}{K_0\left(\frac{3\pi r_0}{2d}\right)} + \frac{1}{5^2} \cos \frac{5\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1\left(\frac{5\pi r_0}{2d}\right)}{K_0\left(\frac{5\pi r_0}{2d}\right)} \\ - \frac{1}{7^2} \cos \frac{7\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1\left(\frac{7\pi r_0}{2d}\right)}{K_0\left(\frac{7\pi r_0}{2d}\right)} + \dots \dots \dots (13-18)$$

次に、孔内の水位の上昇速度を求めてみる。孔内への流入量がわかっているから、水位の上昇速度 $\frac{dH}{dt}$ は、

$$\frac{dH}{dt} = \frac{Q}{\pi r_0^2} \dots \dots \dots (13-19)$$

(13-17) 式を (13-19) 式に代入

$$\frac{dH}{dt} = \frac{16dkS}{\pi^2 r_0}$$

$$\frac{dH}{S} = \frac{16dk}{\pi^2 r_0} dt$$

時刻 t_1 で水位 H_1 , 時刻 t_2 で水位 H_2 として積分。

$$\int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{S} = \int_{t_1}^{t_2} \frac{16dk}{\pi^2 r_0} dt \\ = \frac{16(t_2 - t_1)dk}{\pi^2 r_0} \dots \dots \dots (13-20)$$

実用上、透水試験では、 $H_2 < \frac{d}{2}$ の範囲で試験を行うと考えてよいから、 S は、最初の項だけを考
えて、他の項は無視する。

$$\int_{H_1}^{H_2} \frac{1}{\cos \frac{\pi H}{2d}} \cdot \frac{K_0\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)}{K_1\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)} dH = \frac{2d}{\pi} \cdot \frac{K_0\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)}{K_1\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)} \ln \frac{\tan \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{H_2}{d}\right)}{\tan \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{H_1}{d}\right)} \\ \therefore \frac{2}{\pi} \cdot \frac{K_0\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)}{K_1\left(\frac{\pi r_0}{2d}\right)} \cdot \ln \frac{\tan \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{H_2}{d}\right)}{\tan \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{H_1}{d}\right)} = \frac{16(t_2 - t_1)k}{\pi^2 r_0} \dots \dots \dots (13-21)$$

(13-20) 式による $(t_2 - t_1)$ の値は、 $H/d \leq 1/2$ の範囲では約15%程度の誤差である。

より高い精度を得るために、(13-18) 式に示した S の第3項までを考慮することとする。

次のように、 E , ϵ , δ , a を定める。

$$E = \cos \frac{\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(r_0)}{K_0(r_0)} \quad \dots\dots\dots (13-22)$$

$$\epsilon = \frac{1}{9E} \cdot \cos \frac{3\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(3r_0)}{K_0(3r_0)} \quad \dots\dots\dots (13-23)$$

$$\delta = \frac{1}{25E} \cdot \cos \frac{5\pi H}{2d} \cdot \frac{K_1(5r_0)}{K_0(5r_0)} \quad \dots\dots\dots (13-24)$$

$$a = \frac{\pi a}{2d} \quad \dots\dots\dots (13-25)$$

このようにおくと、

$$S \approx E(1 - \epsilon + \delta)$$

また、 $\epsilon \ll 1$ 、 $\delta \ll 1$ である。

よって

$$\int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{S} = \int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{E(1 - \epsilon + \delta)} \approx \int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{E} (1 + \epsilon - \delta) \quad \dots\dots\dots (13-26)$$

$$U = \int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{E} (1 + \epsilon - \delta) \quad \text{とおくと、} \quad U = \frac{16k}{\pi^2 r_0} (t_2 - t_1) \quad \dots\dots\dots (13-27)$$

$$U = P \ln \frac{\tan \frac{\pi}{4} (1 + \frac{H_2}{d})}{\tan \frac{\pi}{4} (1 + \frac{H_1}{d})} + Q (\sin \frac{\pi H_2}{2d} - \sin \frac{\pi H_1}{2d}) + R (\sin^3 \frac{\pi H_2}{2d} - \sin^3 \frac{\pi H_1}{2d}) \quad \dots\dots\dots (13-28)$$

$$P = T^2 \left\{ \frac{K_1(r_0)}{K_0(r_0)} - \frac{1}{3} \cdot \frac{K_1(3r_0)}{K_0(3r_0)} + \frac{1}{5} \cdot \frac{K_1(5r_0)}{K_0(5r_0)} \right\} \quad \dots\dots\dots (13-29)$$

$$Q = 4 T^2 \left\{ \frac{1}{3^2} \frac{K_1(3r_0)}{K_0(3r_0)} - \frac{1}{5^2} \frac{K_1(5r_0)}{K_0(5r_0)} \right\} \quad \dots\dots\dots (13-30)$$

$$R = \frac{16}{75} T^2 \frac{K_1(5r_0)}{K_0(5r_0)} \quad \dots\dots\dots (13-31)$$

$$T = \frac{K_0(r_0)}{K_1(r_0)} \quad \dots\dots\dots (13-32)$$

(13-27) 式は、任意の r/d に対し、3%以下の精度で k を求められる。

(13-21) 式、又は、(13-27) 式により数値計算により $\int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{S}$ を計算して透水係数を算出する

他に、図表により $\frac{1}{S}$ の値を H/d 、 r/d の関数として示し、透水係数を算出する方法が考えられ

る。

孔内の水位が H_1 から H_2 に変化する場合、 S はほぼ一定とし、 $\frac{1}{2}(H_1 + H_2)$ の値を代表値とすると、

$$\int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{S} \approx \frac{H_2 - H_1}{S}$$

$$\therefore \frac{H_2 - H_1}{S} = \frac{16(t_2 - t_1)dk}{\pi^2 r_0} \dots\dots\dots (13-33)$$

$H_2 - H_1 = \Delta H$, $t_2 - t_1 = \Delta t$ とおくと

$$\frac{\Delta H}{S} = \frac{16 \Delta t dk}{\pi^2 r_0}$$

$$k = \frac{\pi^2}{16} \frac{r_0}{Sd} \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

$$= 0.617 \frac{r_0}{Sd} \frac{\Delta H}{\Delta t} \dots\dots\dots (13-34)$$

この式は、(13-1) 式である。 S の値は図-3.36により求められる。

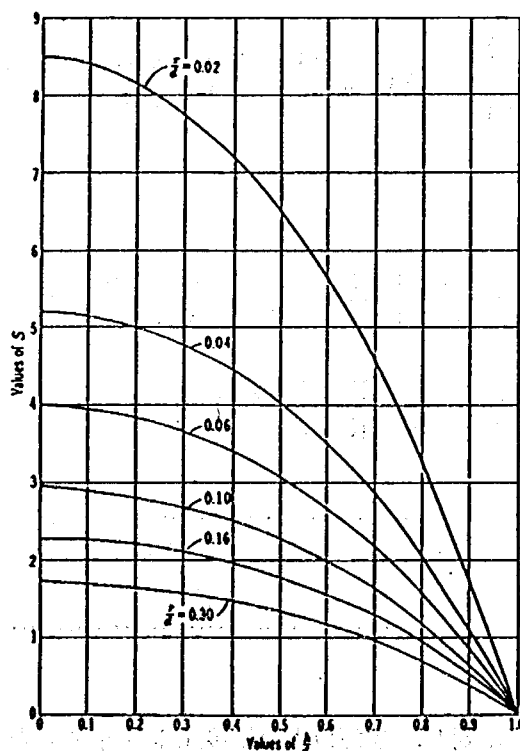


図-3.36 S と h/d との関係

なお、参考までに流れ関数を求めると、

孔底から z_1 だけ離れた孔壁における流れ関数 ψ_w は、

$$\psi_w = \frac{\frac{dQ}{dt} - 2\pi r_0 k \int_{z=0}^{z_1} \left(\frac{\partial \phi}{\partial r}\right)_{z=r_0} dz}{\frac{dQ}{dt}} \dots\dots\dots (13-35)$$

孔底から d だけ離れた地下水面における流れ関数 ψ_i は、

$$\psi_i = \frac{2\pi k}{\frac{dQ}{dt}} \int_{r=r_0}^{r_1} r \left(\frac{\partial \phi}{\partial z}\right)_{z=d} dr \dots\dots\dots (13-36)$$

3.3.4 ピエゾメーター法

1) 試験方法概要

地下水面が比較的高い試験地点において、図-3.37に示すように、径2.5 cm～5 cmの薄肉の管を土中に浅く打ち込み、管の内径よりやや細目のオーガーで管の内部の土を掘り出しながら管を地中にそう入する。管が地下水位以下の必要な深さまで入れた後、さらにその下に長さ約10cmの孔隙をうがつ。管の設置が終わった後、管内の水をくみだし、清掃した後、管内の水が一定高さだけ上昇する時間をストップウォッチで計って透水係数を求める試験方法である。

透水係数を算出する式は次式のとおりである。

$$k = \frac{\pi r_0^2 \ln (H_0/H_1)}{E (t_1 - t_0)} \dots\dots\dots (14-1)$$

ここで

k : 透水係数 (cm/s)

r_0 : 孔隙(管)の内径 (cm)

H_0 : 時刻 t_0 における水深 (cm)

H_1 : 時刻 t_1 における水深 (cm)

E : 実験により求める定数 (cm)

2) 解析解

今、時間 dt に水位が dH 変わるとする。この時の管内への単位時間当りの流入量を Q とすると、

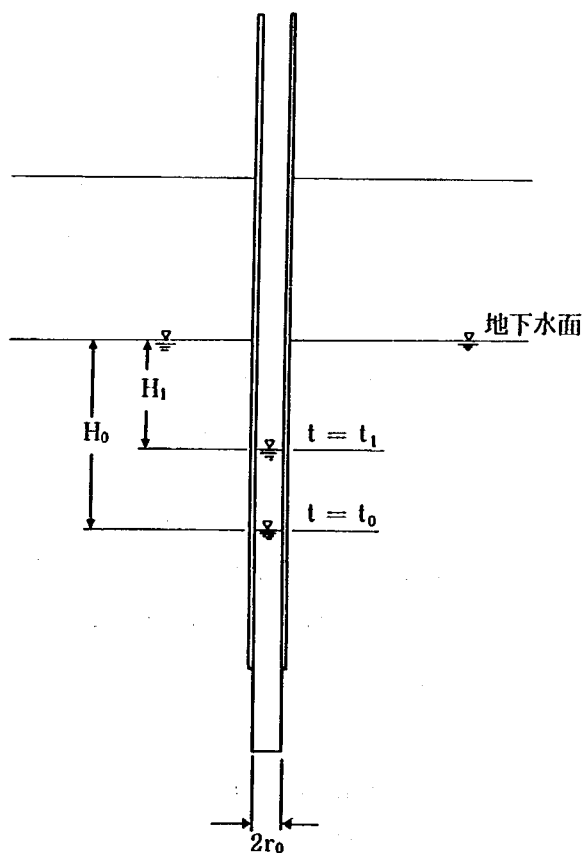


図-3.37 ピエゾメーター法

$$Q = -\pi r_0^2 \frac{dH}{dt} \quad \dots\dots\dots (14-2)$$

この時の流入量Qは水深H，透水係数kに比例すると仮定して次式を与える。

$$Q = E k H \quad \dots\dots\dots (14-3)$$

E : 比例定数

(14-2)，(14-3) 式より

$$-\pi r_0^2 \frac{dH}{dt} = E k H$$

$$k dt = -\frac{\pi r_0^2}{E} \frac{dH}{H} \quad \dots\dots\dots (14-4)$$

時刻 $t_0 \rightarrow t_1$ の間に水位が $H_0 \rightarrow H_1$ にかわったとする。

$$\int_{t_0}^{t_1} k dt = -\frac{\pi r_0^2}{E} \int_{H_0}^{H_1} \frac{dH}{H}$$

$$k(t_1 - t_0) = -\frac{\pi r_0^2}{E} \ln \frac{H_1}{H_0} = \frac{\pi r_0^2}{E} \ln \frac{H_0}{H_1}$$

よって

$$k = \frac{\pi r_0^2 \ln H_0/H_1}{E(t_1 - t_0)} \quad \dots\dots\dots (14-5)$$

これは，(14-1) 式である。

Eは，実験により求められる。径2.5 cmの孔隙に対するEの値は，孔隙の長さにより図-3.39に示されるように変化する。

3.3.5 Thiem の方法

1) 試験方法概要

被圧地下水帯中に掘られた被圧井戸について，一定揚水量をくみ上げ，定常状態に達したとき，井戸の中心から離れたところに設けられた観測井の水位を測定して透水係数を求めるものである。(図-3.40参照)

透水係数は次式で求められる。

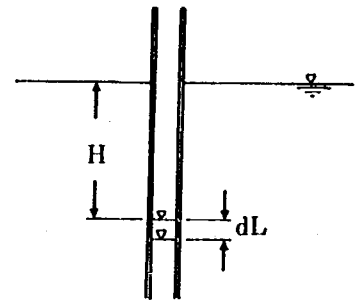


図-3.38

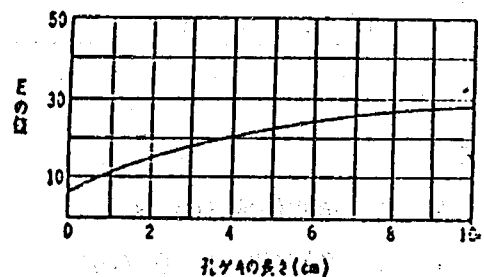


図-3.39 孔ゲキの長さとEの値

$$k = \frac{Q}{2 \pi a (h_1 - h_2)} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad \dots\dots\dots (15-1)$$

- k : 透水係数
 a : 帯水層の厚さ
 h_1, h_2 : 観測井の水位
 r_1, r_2 : 観測井と揚水井の距離
 Q : 揚水量

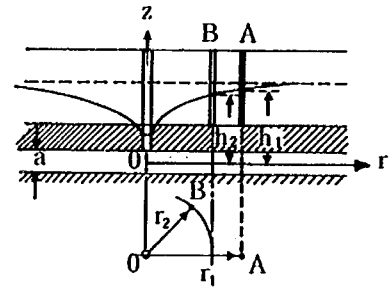


図-3.40 Thiém の方法

2) 解析解

地下水の流れの運動方程式と連続の式は円筒座標系で表わすと

$$\frac{1}{\lambda g} \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial r} - \frac{u}{k} \quad \dots\dots\dots (15-2)$$

$$\frac{\partial (ur)}{\partial r} + \frac{\partial (wr)}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (15-3)$$

u : r 方向の流速 w : z 方向の流速

定常と考えると

$$\frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (15-4)$$

$$z + \frac{p}{\rho g} = h \quad \dots\dots\dots (15-5)$$

とおく。

(15-2) 式に (15-4), (15-5) 式を代入して

$$u = - \frac{k}{\rho g} \frac{dp}{dr} = -k \frac{dh}{dr} \quad \dots\dots\dots (15-6)$$

(15-3) 式において, $w \approx 0$ と考えられるから

$$\frac{d(ur)}{dr} = 0$$

$$\therefore ur = \text{const} = -A \quad \dots\dots\dots (15-7)$$

とする。Aは正の常数

(15-6), (15-7) 式より

$$k r \frac{dh}{dr} = A$$

$$r \frac{dh}{dr} = \frac{A}{k} = C \quad \dots\dots\dots (15-8)$$

とおく。

(15-8) 式を積分して

$$h = C \ln r + \text{const} \quad \dots\dots\dots (15-9)$$

今, $r = r_1$ での水位が h_1 , $r = r_2$ での水位が h_2 であるとする, (15-9) 式より

$$\begin{cases} h_1 = C \ln r_1 + \text{const} \\ h_2 = C \ln r_2 + \text{const} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (15-10)$$

(15-10) 式より

$$C = \frac{h_1 - h_2}{\ln \frac{r_1}{r_2}} \quad \dots\dots\dots (15-11)$$

(15-11) 式を (15-9) 式に代入して

$$\therefore h = \frac{h_1 - h_2}{\ln \frac{r_1}{r_2}} \ln r + \text{const} \quad \dots\dots\dots (15-12)$$

(15-12) 式を (15-6) 式に代入して

$$u = -k \frac{dh}{dr} = -\frac{h_1 - h_2}{\ln \left(\frac{r_1}{r_2} \right)} \frac{k}{r} \quad \dots\dots\dots (15-13)$$

揚水量は, 帯水層の半径 r の範囲内に流入する地下水の量に等しい。

$$Q = -2 \pi r a u \quad \dots\dots\dots (15-14)$$

(15-14) 式に (15-13) 式を代入

$$Q = \frac{2 \pi a k (h_1 - h_2)}{\ln \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}$$

$$k = \frac{Q}{2 \pi a} \frac{\ln \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{(h_1 - h_2)} \quad \dots\dots\dots (15-15)$$

これは, (15-1) 式である。

3.3.6 準一様流の仮定を用いた平衡式

1) 試験方法概要

自由地下水帯中に掘られた重力井戸について、一定水量をくみ上げ、近似的に定常状態に達したとき、井戸の中心から離れたところに設けられた観測井の水位を測定して透水係数を求めるものである。

(図-3.41参照)

透水係数は次式で求められる。

$$k = \frac{Q}{\pi (h^2 - h_0^2)} \ln \frac{r_1}{r_0} \quad \dots\dots\dots (16-1)$$

k : 透水係数

h_0 : 揚水井の水位

r_0 : 揚水井の半径

h : 観測井の水位

r : 観測井と揚水井の距離

Q : 揚水量

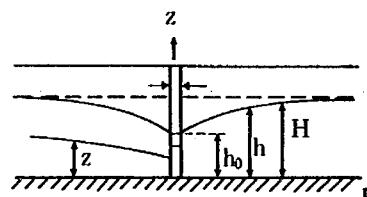


図-3.41 準一様流の仮定を用いた平衡式

2) 解析解

井戸から一定量を揚水し、周囲の地下水面が下がって安定している場合、井戸のまわりの流線方向の流速 v_s は、

$$v_s = -k \frac{d}{ds} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \quad \dots\dots\dots (16-2)$$

で表わされる。普通の流水では $\frac{p}{\rho g} + z$ が水深に等しくなるが、地下水流では必ずしも h に等しくない。しかし、地下水面の勾配が著しくない所に対しては近似的に、

$$v_s = -k \frac{dh}{dr} \quad \dots\dots\dots (16-3)$$

で表わされるとする。これを Dupit-Forchheimer の準一様流の仮定という。

また、揚水井のまわりから流入する地下水が揚水量 Q に等しくなるから、揚水井から距離 r の地下水位を h とすると、

$$Q = -2\pi r h v_s \quad \dots\dots\dots (16-4)$$

(16-3) 式、(16-4) 式より

$$Q = 2\pi r h \frac{dh}{dr} \quad \dots\dots\dots (16-5)$$

これを積分すると

$$h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln r + C \quad \dots\dots\dots (16-6)$$

$r = r_0$ において $h = h_0$ を与えれば

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{r_0}$$

$$k = \frac{Q}{\pi (h^2 - h_0^2)} \ln \frac{r}{r_0} \quad \dots\dots\dots (16-7)$$

これは、(16-1) 式である。

3.3.7 Theis の方法 (被圧地下水の場合)

1) 試験方法概要

被圧地下水帯中に掘られた被圧井戸について、一定揚水量をくみ上げ、時間の経過に伴う観測井の水井の変化を測定して透水係数を求めるものである。(図- 3.42参照)

透水係数は次式で求められる。

$$H - h = \frac{Q}{4 \pi k a} W(\eta) \quad \dots\dots\dots (17-1)$$

- k : 透水係数
- H : 被圧地下水の水頭
- h : 観測井の水位
- r : 観測井と揚水位の距離
- a : 帯水層の厚さ
- $W(\eta)$: 井戸関数 $\eta = \frac{r^2 s}{4 k t}$
- s : 貯留係数

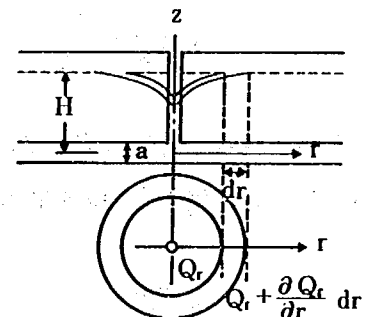


図- 3.42 Theis の方法 (被圧地下水の場合)

2) 解析解

揚水井の中心から r だけ離れた幅 dr のドーナツ型の円筒を考える。

この円筒内の水の授受は次式で表わされる。

$$-Q_r dt + \left(Q_r + \frac{\partial Q_r}{\partial r} dr \right) dt = 2 \pi r a dr s \frac{\partial h}{\partial t} dt \quad \dots\dots\dots (17-2)$$

ここで、

$$h = z + \frac{p}{\rho g} \quad \dots\dots\dots (17-3)$$

(17-2) 式より

$$\frac{\partial Q_r}{\partial r} = 2 \pi r a S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (17-4)$$

また, 連続の式より

$$\frac{Q_r}{2 \pi r a} = -u = k \frac{\partial h}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (17-5)$$

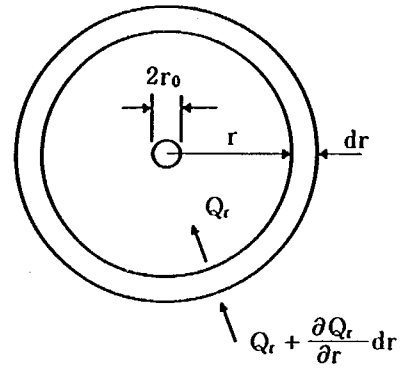


図- 3.43

(17-5) 式の両辺を r で偏微分し

$$\frac{\partial Q_r}{\partial r} = 2 \pi r a k \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + 2 \pi a k \frac{\partial h}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (17-6)$$

(17-6) 式を (17-4) 式に代入

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{k} \frac{\partial h}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (17-7)$$

今, $\xi = \frac{r}{2\sqrt{\frac{k t}{S}}}$ とおき, 変数変換を行う。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\xi}{2t} \frac{dh}{d\xi}, \quad \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\xi}{r} \frac{dh}{d\xi}, \quad \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} = \frac{\xi^2}{r^2} \frac{d^2 h}{d\xi^2},$$

これらを (17-7) 式に代入

$$\frac{d^2 h}{d\xi^2} + \left(\frac{1}{\xi} + 2\xi\right) \frac{dh}{d\xi} = 0 \quad \dots\dots\dots (17-8)$$

両辺に $2\frac{dh}{d\xi}$ をかけて積分する。

$$\frac{d}{d\xi} \left(\frac{dh}{d\xi}\right)^2 + 2\left(\frac{1}{\xi} + 2\xi\right) \left(\frac{dh}{d\xi}\right)^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (17-9)$$

$X = \left(\frac{dh}{d\xi}\right)^2$ とおく。

$$\frac{dX}{d\xi} + 2\left(\frac{1}{\xi} + 2\xi\right) X = 0$$

$$\frac{dX}{X} + 2 \left(\frac{1}{\xi} + 2\xi \right) d\xi = 0$$

積分して

$$\ln X + 2 \ln \xi + 2\xi^2 = \ln C^2 \quad C : \text{積分定数} \quad \dots\dots\dots (17-10)$$

$$\frac{X \xi^2}{C^2} = \exp(-2\xi^2)$$

$$X = \frac{C^2}{\xi^2} \exp(-2\xi^2) = \left(\frac{dh}{d\xi} \right)^2$$

$$\frac{dh}{d\xi} = \frac{C}{\xi} \exp(-\xi^2) \quad \dots\dots\dots (17-11)$$

但し, $C > 0$ とする。

$$t = 0 \text{ で } \xi \rightarrow \infty, \quad h = H$$

$$t > 0 \quad r \rightarrow \infty \text{ で } \xi \rightarrow \infty, \quad h = H$$

$$r = r_0 \text{ で } \xi \rightarrow \frac{r_0}{2\sqrt{\frac{kt}{S}}} \quad Q_r = Q$$

(17-11) 式より

$$h = H - C \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\xi^2}}{\xi} d\xi \quad \dots\dots\dots (17-12)$$

定数Cを決めるために流量の条件を考える。

(17-5) 式より

$$\frac{Q_r}{2\pi a r} = -u$$

$r = r_0$ として, r_0 はきわめて小さいと考える。

$$\begin{aligned} \frac{Q_r}{2\pi a r_0} &= k \left(\frac{dh}{dr} \right)_{r=r_0 \rightarrow 0} \\ &= \left(\frac{k\xi}{r} \frac{dh}{d\xi} \right)_{r=r_0 \rightarrow 0} \quad r = r_0 \rightarrow 0 \text{ のとき } \xi \rightarrow 0 \end{aligned}$$

(17-12) 式を代入

$$\begin{aligned} \frac{Q_r}{2\pi a r_0} &= \frac{k\xi C}{r\xi} \exp(-\xi^2) \Big|_{r=r_0 \rightarrow 0} \\ &= \frac{Ck}{r_0} \end{aligned}$$

$$\therefore C = \frac{Q}{2 \pi a k} \dots\dots\dots (17-13)$$

(17-13) 式を (17-12) 式に代入して

$$\begin{cases} h = H - \frac{Q}{2 \pi a k} \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\xi^2}}{\xi} d\xi \\ \xi = \frac{r}{2 \sqrt{\frac{k t}{S}}} \end{cases} \dots\dots\dots (17-14)$$

$$\eta = \xi^2 = \frac{r^2 S}{4 k t} \quad \text{とおく。}$$

(17-14) 式より

$$\begin{aligned} H - h &= \frac{Q}{2 \pi k a} \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\xi^2}}{\xi} d\xi \\ &= \frac{Q}{4 \pi k a} \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\eta}}{\eta} d\eta \\ &= \frac{Q}{4 \pi k a} W(\eta) \dots\dots\dots (17-15) \end{aligned}$$

この式は (17-1) 式である。

$W(\eta)$ は井戸関数と呼ばれ、この積分の数値をまとめた表がある。その表を表-3.7に示す。

表-3.7 Wensel の井戸関数 $W(\eta)$ の表

η	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
$\times 1$	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
$\times 10^{-1}$	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
$\times 10^{-2}$	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
$\times 10^{-3}$	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
$\times 10^{-4}$	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
$\times 10^{-5}$	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
$\times 10^{-6}$	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
$\times 10^{-7}$	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
$\times 10^{-8}$	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
$\times 10^{-9}$	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
$\times 10^{-10}$	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.55	20.37	20.25
$\times 10^{-11}$	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
$\times 10^{-12}$	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
$\times 10^{-13}$	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
$\times 10^{-14}$	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
$\times 10^{-15}$	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

3.3.8 Theis の方法（自由地下水面をもつ地下水の場合）

1) 試験方法概要

自由地下水帯中に掘られた重力井戸について、一定揚水量をくみ上げ、時間の経過に伴う観測井の水位の変化を測定して透水係数を求めるものである。（図－3.44参照）

透水係数は次式で求められる。

$$H - h = \frac{Q}{4 \pi k h} W(u) \quad \dots\dots\dots (18-1)$$

k : 透水係数

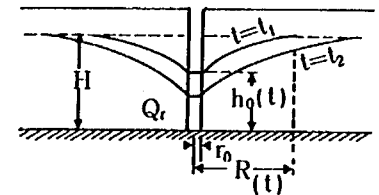
H : 自由地下水面の不透水層からの高さ

h : 観測井の水位

r : 観測井と揚水井の距離

$W(u)$: 井戸関数 $u = \frac{\lambda r^2}{4 k H t}$

λ : 空隙率



図－3.44 Theis の方法（自由地下水面をもつ地下水の場合）

2) 解析解

自由水面の勾配が小さいものとして準一様流の仮定を用いると、運動方程式は、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{v}{k} = 0 \quad \dots\dots\dots (18-2)$$

揚水井の中心から r だけ離れた幅 dr のドーナツ型の円筒を考える。

この円筒内の水の授受は次式で表わされる。

$$-Q_r dt + \left(Q_r + \frac{\partial Q_r}{\partial r} dr \right) dt = \lambda 2 \pi r dr \left(-\frac{\partial h}{\partial t} \right) dt$$

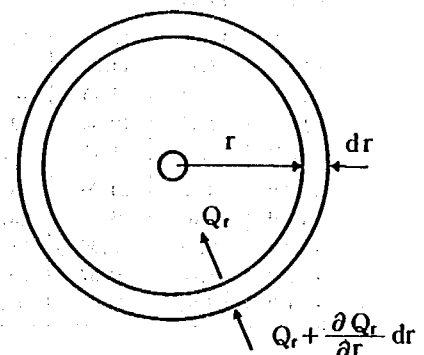
よって連続の方程式は

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r h v)}{\partial r} = 0 \quad \dots\dots\dots (18-3)$$

これを変形して

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{k}{\lambda r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r h \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad \dots\dots\dots (18-4)$$

近似的に右辺の () の中で $h \approx H$ とおいて、



図－3.45

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{kH}{\lambda} \left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad \dots\dots\dots (18-5)$$

これは基本的に、(17-7) 式と同じであり、以下、同様に解くことができ、 $u = \frac{\lambda r^2}{4kHt}$ の変換を行えば、

$$H - h = \frac{Q}{4\pi kH} W(u) \quad \dots\dots\dots (18-6)$$

この式は(18-1) 式である。

3.3.9 飽和領域の透水試験の問題点

飽和領域で適用できる試験方法について、その理論、試験方法について概説した。

ここでは、各透水試験を現場で適用する場合、どんな問題点があるかを述べる。

1) 沢田の式

沢田の式は、基本的には 3.2.1 で述べた米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 パッカー法と理論的に同じで、アースマニュアル E-18 パッカー法と比較して、境界条件を正確に与えているので、地下水面や不透水層がボーリング孔の試験区間近傍にある時は、パッカー法より正確な値を与える。その他の問題点は、パッカー法と同じである。

2) Forchheimer の井戸公式

この試験方法は、井戸底の局所的な流れをポテンシャルフローとして導いたものであり、試験孔孔底の形状が平らであるか半球形をしている必要がある。このため、小さな試験孔では孔底の形状を条件にあわせるのに困難を要する。また、側方にはケーシング等を入れて止水をしなくてはならないが、孔底でケーシングと外側の岩盤を密着させるのは難しいといえる。さらに、試験できる地点が地下水面からそれほど深くないところに限られる。

3) オーガー孔法

この試験方法は、解析上の条件として孔底は不透水性、孔の側壁は一定ポテンシャルとされている。

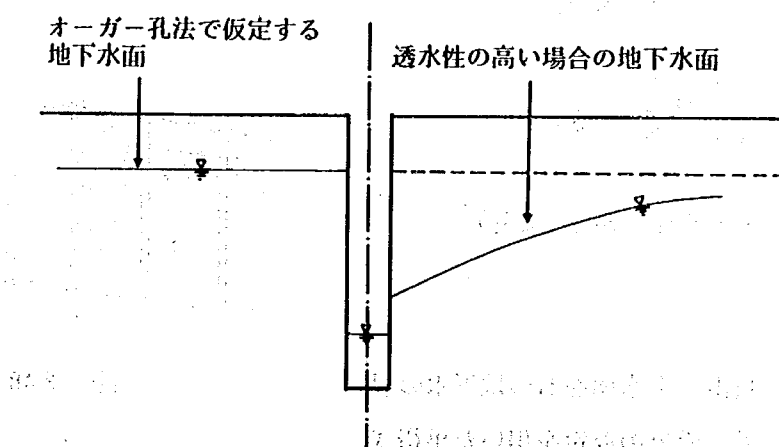


図-3.46 オーガー孔法の境界条件と現場での状況

孔底が不透水性とされていることについては、孔の半径に比して孔深を深くすれば誤差は小さくなる。しかし、透水性の高い岩盤に試験孔を設けて試験を行う場合、孔内の水を揚水すると試験孔のまわりの岩盤内の地下水面が下がり、孔の側壁が一定ポテンシャルであるという仮定を満足できなくなる。（図－3.46参照）従って、この試験方法は極めて難透水性で揚水しても試験孔周辺の地下水面の低下が小さい岩盤で適用するか、試験孔の中の回復した水位がまわりの地下水位とほぼ等しくなった時の水位回復速度を用いて透水係数を求めなくてはならないと言える。また、試験の対象となる範囲は地下水面からそれほど深くないところに限られる。

4) ピエゾメーター法

この試験方法は比較的簡便な試験方法であるが、試験できる地点が地下水面からそれほど深くないところに限られる。管の末端の孔隙の形状により定数を変えなくてはならない。また、細いケーシングをそう入するのに多大な労力を要するものと思われる。

5) Tiem の方法

揚水井を用いた最も一般的な透水試験であるが、適用できる条件として、不透水層にはさまれた被圧水帯のみが試験の対象となり、それ以外のところでは適用できない。また、被圧水帯の平均的な透水性しか測定できない。不透水層が傾斜しているところでは、修正平衡式と呼ばれる式が提案されている。

（図－3.47参照）

$$k = \frac{Q \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{\pi a (Su_1 + Sd_1 - Su_2 - Sd_2)}$$

6) 準一様流の仮定を用いた平衡式

この試験方法も、適用できる条件として、岩盤の下に不透水層がなくはない。また、地層が均一な透水性である必要があり、局所的に透水性が変わっている地層では適用できない。

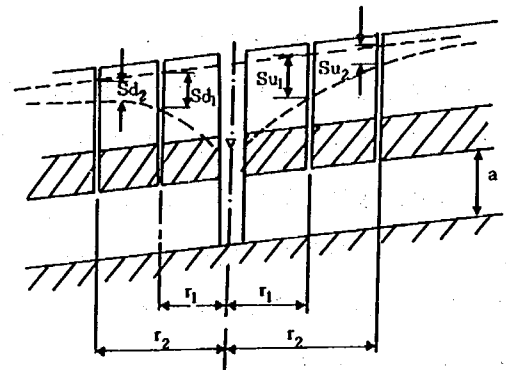
不透水層が存在しているが傾斜している場合は修正平衡式が提案されている。（図－3.48参照）

$$k = \frac{Q \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{\pi M (Su_1 + Sd_1 - Su_2 - Sd_2)}$$

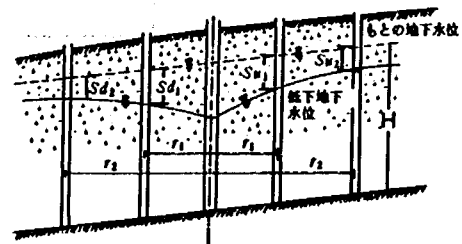
$$M = H - \frac{1}{4} (Su_1 + Sd_1 - Su_2 - Sd_2)$$

7) Teis の方法

被圧地下水の場合、自由地下水面をもつ地下水の場合も、Tiem の方法、準一様流の仮定を用いた平衡式と適用条件は同じである。



図－3.47



図－3.48

4. ダルシーの法則に基づく原位置透水試験の計画

ダルシーの法則に基く各種の原位置透水試験方法を紹介したが、ここでは、原位置透水試験を行うにあたっての計画の考え方について述べる。

ダム基礎岩盤の透水性の調査には、従来から、ボーリング孔を用いたルジオン試験が広く用いられている。ルジオン試験の長所としては、

- 1) ボーリング孔を用いるので地山深部の透水性も容易に測定できる。
- 2) 試験方法がグラウチングの注入状況と似ているので、グラウチングの改良効果等を調べるのに都合がよい。
- 3) 地下水面の上でも下でも試験できる。

といった点があげられるが、短所としては、

- 1) 軟岩や砂礫層の透水性の調査に適用した場合、限界圧力以上の圧力で水を注入すると岩盤を破壊し過大なルジオン値を示すこと。
- 2) 軟岩や砂礫層の透水性が低い場合、ルジオンテストでは低い透水性を正確に評価できないこと。
- 3) 砂礫層等では、試験に用いるボーリング孔を削孔することが困難である。

といった点がある。

限界圧力が低い軟岩等の岩盤は、亀裂の少ないもの又は未発達のもが多く、その中を流れる浸透流はダルシーの法則に従うものと考えられる。また、近年、このような岩盤上にダムを築造することが要請されることが多くなっているため、ルジオンテストの他に、ダルシーの法則に基く透水試験が岩盤の透水性の調査に用いられるようになった。

ダルシーの法則に基く透水試験が適用できる岩盤としては、均一な砂礫層・火山灰等の末固結地層、マサ化した風化花崗岩、多孔質凝灰岩類、第三紀～第四紀の砂岩・泥岩などである。

これらの岩盤に対し透水試験を実施する際には岩盤性状、地下水位、試験する位置等の条件を十分考慮して試験計画をたて、最適な透水試験を選択する必要がある。

岩盤の性状としては均一な岩盤であるか層理のある岩盤か、透水性に異方性があるかどうか、潜在的な亀裂の方向といった点に注意しなくてはならない。例えば、薄い層理が重なっているような岩盤では、層によって透水性の差があったり、層理方向の透水性が高い場合がある。また、地下水面の上では飽和度がどの程度か、毛管水頭がどれくらいあるか、ということも調べておく必要がある。

地下水位は、原位置透水試験を実施する上で最も基本的な情報であり、試験を行おうとしている地点が地下水面の上か下か、地下水面からどれくらい離れているか、という点が問題となる。

試験する位置については、地表に近いところでは、明りで実施でき、左右岸の地山深部では横坑内から実施しなくてはならない。しかし、河床より下の透水性の調査ではボーリング孔を用いた透水試験しか実施できない。

3章で述べた各種の透水試験の適用性について、表-4.1にまとめてみた。

表-4.1 ダルシーの法則に基づく現場透水試験の適用性

試験名又は適用式名	注水 又は 揚水	試 験 孔	地下水位に よる適用性	試験地点の地表 からの深さによ る適用性		測定される 透水係数の 主な方向	備 考
				深い	浅い		
アースマニュアルE-19	注 水 定水位	ビット	不飽和帯又は孔 底程度の地下 水位のとき適用	×	○	水 平 鉛 直	
注水法による変水位透 水試験	注 水 変水位	ビット	同 上	×	○	水 平 鉛 直	精度は低い。
エヌ・ヤ・デニソフ、 エヌ・エヌ・ビンデマ ンの方法 等	注 水 定水位	ビット	同 上	×	○	鉛 直	
アースマニュアルE-18 パッカー法	注 水 定水位	ボーリング孔	地下水位にはそ れほど影響され ない。	○	△	水 平	ルジオンテス トと同方法
沢田の式 注1)	注 水 定水位	ボーリング孔	同 上	○	△	水 平	同 上
アースマニュアルE-18 オープンエンド法	注 水 定水位	ボーリング孔 又はビット。 孔側壁はケー シング等で不 透水	同 上	○	△	鉛 直	
沢田の式 注2)	注 水 定水位	同 上	同 上	○	△	鉛 直	
沢田の式 注3)	注 水 定水位	ボーリング孔	地下水面下	○	△	水 平	地下水面、不 透水層等の境 界条件を考慮
Forchheimer の井戸 公式	揚 水	ビット又は 井戸 孔側壁はケー シング等で不 透水	地下水面は少な くとも孔底以上 あること	△	△	鉛 直	
ピエゾメーター法	揚 水	ビット 孔側壁はケー シング等で不 透水	同 上	△	△	水 平 鉛 直	
Tiem の方法	揚 水	井 戸	同 上	△	×	水 平	被圧水帯のみ に適用可
準一様流の仮定を用い た平衡	揚 水	井 戸	同 上	△	×	水 平	深部に不透水 層が必要
Theis の方法 (被圧水帯に適用)	揚 水	井 戸	同 上	△	×	水 平	被圧水帯のみ に適用可
Theis の方法 (自由水面をもつ地下 水に適用)	揚 井	井 戸	同 上	△	×	水 平	深部に不透水 層が必要

注) 沢田の式は5種類ある。

注1) の式は 3.2.2 式(8-2)

注2) の式は 3.2.2 式(8-1)

注3) の式は 3.3.1 式(11-1) (11-2) (11-3) をさす。

5. 原位置透水試験の実施例

ダム基礎軟岩にダルシーの法則に基く原位置透水試験を適用した例を述べる。対象となったダムは、ロックフィルダムとして調査中のものである。

5.1 ダムサイト地質の概要

ダムサイト周辺に分布する地層は、新第三紀中新世小萱層の砂岩・泥岩互層からなり、これを覆って第四紀の段丘堆積層、崖錐堆積層が広く分布する。表－5.1に、ダムサイトの地質構成を示す。小萱層については、砂岩・泥岩の互層であるが、どちらが優勢かということで三種類に区別している。ダム軸地質断面図を図－5.1に示す。小萱層は限界圧力が2～3 kgf/cm²以下の岩盤で、亀裂は縦方向が優勢であるが数は少ない。

表－5.1 調査地域の地質構成

地質時代	地 層 名	記 号	記 事
第四紀	沖積層		
	現河床堆積層	粘土質砂礫層 ○ r d ○	安山岩の垂円礫を含む。マトリックスは、砂、粘土よりなる。
	崖錐堆積層	礫混り砂質粘土 △ d t △	泥岩片を含んだ粘性土よりなり、処により岩塊を伴う。
新第三紀	洪積層		
	段丘堆積層	砂 礫 層 ○ t r ₃ ○ ○ t r ₂ ○ ○ t r ₁ ○	現河床面との比高差 約10m " 約20～25m " 約45～65m
	中新世		
新第三紀	小萱層 (寺泊層相当層?)	砂岩・泥岩互層	T a l
		泥岩優勢 砂岩・泥岩互層	T a l m
		砂岩優勢 砂岩・泥岩互層	T a l s

THEORY OF THE EARTH

CHAPTER I

1848

THEORY OF THE EARTH

CHAPTER II

THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH

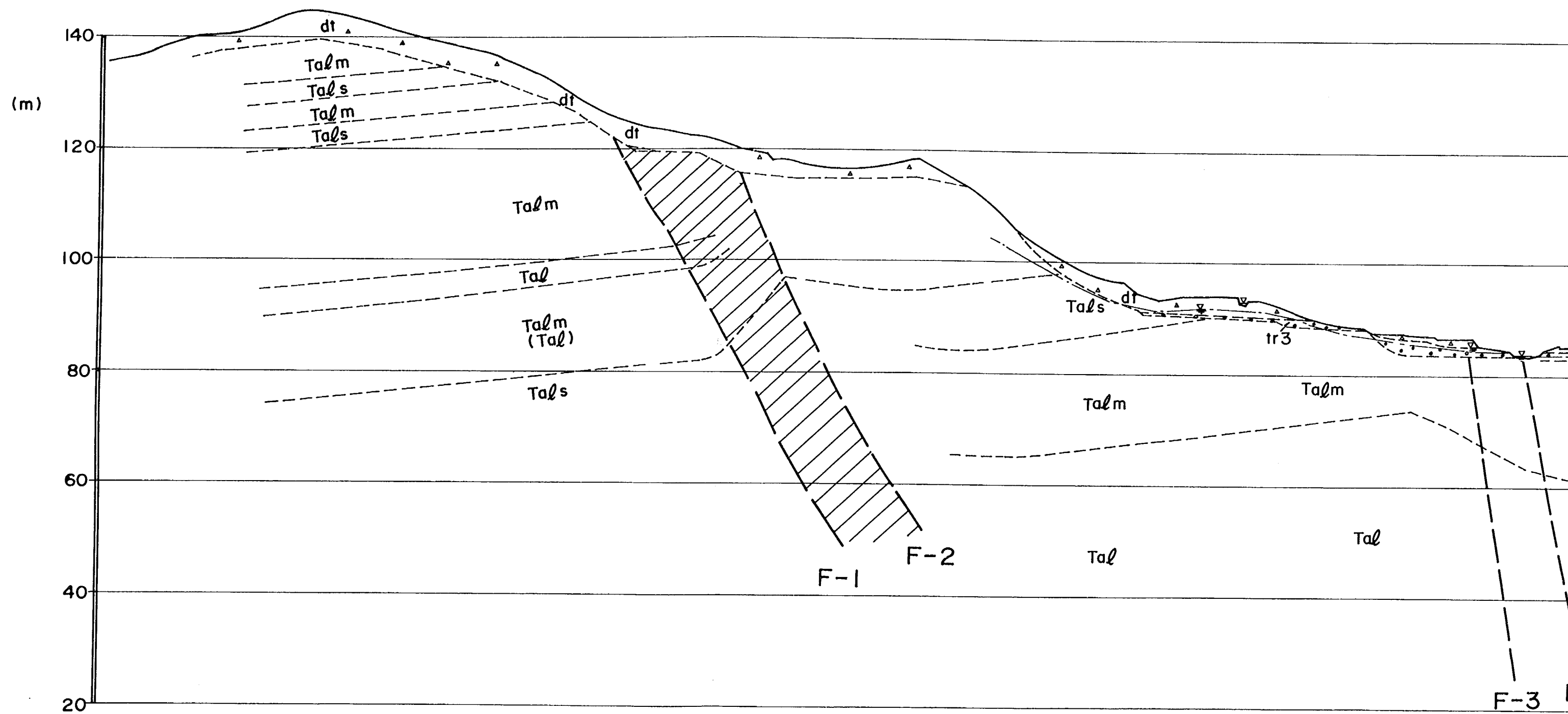
THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH

THEORY OF THE EARTH



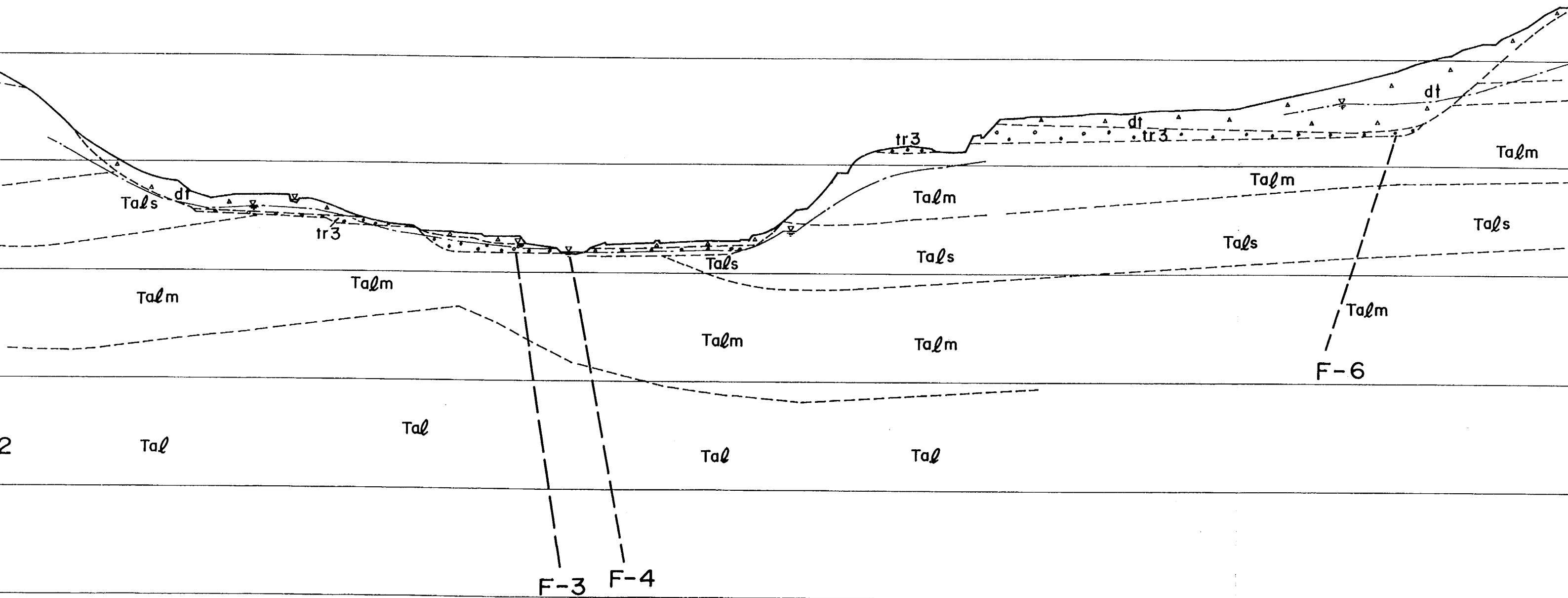
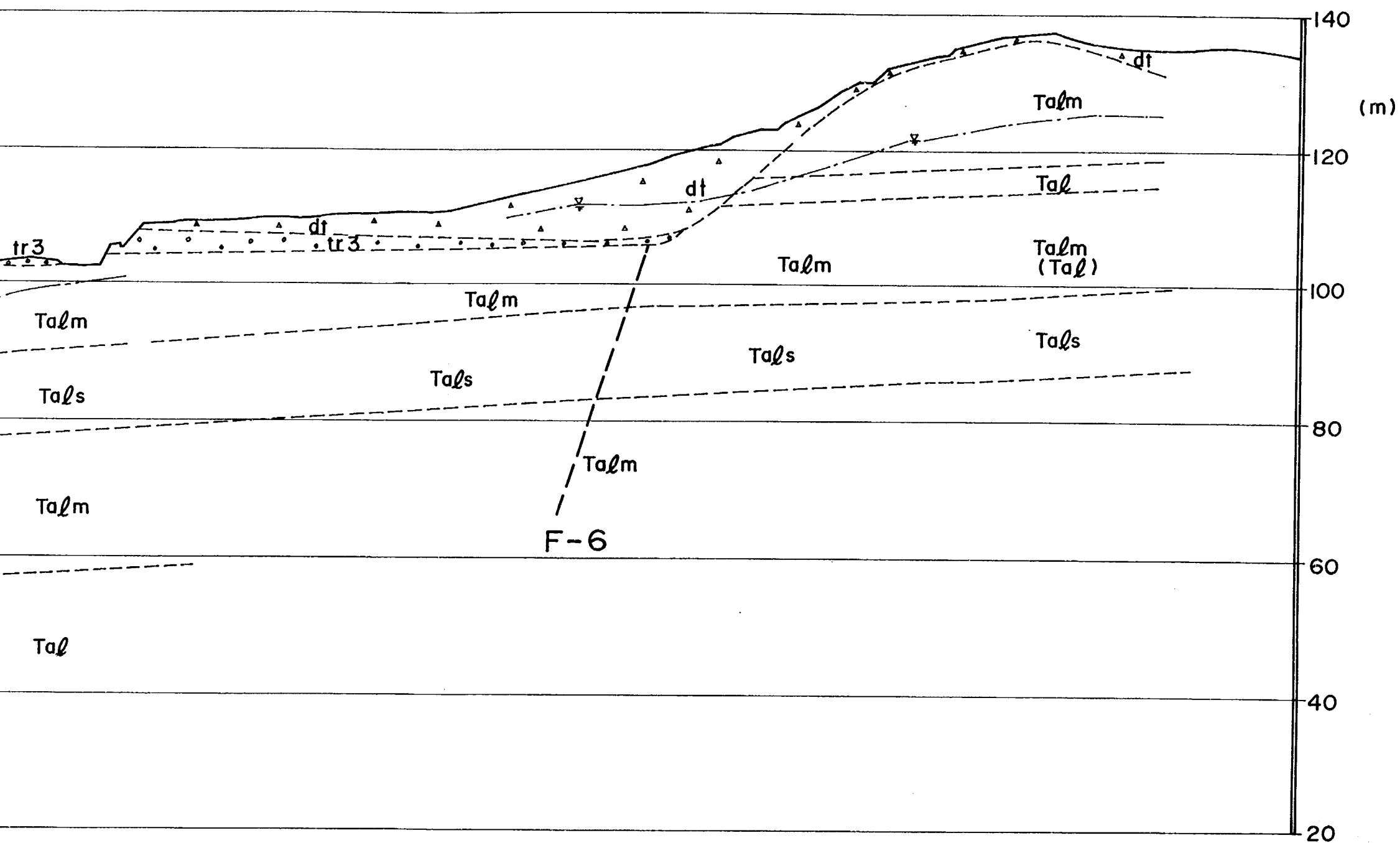


図-5.1 ダム軸地質断面図



地質時代		地 層 名		記 号 色 調	記 事
第 四 紀	沖 積 世	現河床 堆積物	粘土質 砂礫層	rd	最大φ=10cm以上の安山岩礫を含む。マトリックスは砂、粘土。
		崖麓堆積物	礫混り砂質 粘土	dt	シルト岩砂岩等の岩片を含んだ砂質粘土 処により暗青灰色の粘性土の部分有り
	洪 積 世	段丘堆積物	砂 礫 層	tr3	標高約90m付近に分布する。
				tr2	標高約100~110mに分布する。
				tr1	(上流ダムサイトの標高約160m左岸に分布する)
	新 第 三 紀	中 新 世	小 倉 層 (寺泊層相当?)	砂岩・ 泥岩互層	Tal
砂岩がち砂 岩・泥岩互層				Tals	暗青灰色のラミナを伴う砂岩がち砂岩、泥岩互層である。
泥岩がち砂 岩・泥岩互層				Talm	暗灰色のラミナを伴う泥岩がち細互層である。9割近く泥岩の占める部分もある

----	地層境界線
-.-.-	地下水位線
==	断 層

5.2 透水試験実施位置

このダムでは、ダムサイト右岸尾根部において、グラウチングテストを行っている。対象とする地層は、砂岩優勢砂岩・泥岩互層と泥岩優勢砂岩・泥岩互層である。グラウチングテスト終了後、グラウチングによる遮水性の改良度を調べるため、グラウチングテスト実施地点と、その近傍より17.5 m川側のグラウチングを行っていない岩盤に1本ずつ計2本の竖坑を掘削し、原位置透水試験を実施した。2本の竖坑の名称は、グラウチングテストを実施した位置の竖坑をA、グラウチングを行っていない地点の竖坑をBとした。試験地点の地下水位は高く、地表から2～3 mの位置にある。

5.3 原位置透水試験の実施

実施した原位置透水試験は次のとおりである。

- 1) アースマニュアルE-18 パッカー法
- 2) アースマニュアルE-19
- 3) 注水法による変水位透水試験
- 4) オーガー孔法

また、実際の岩盤の透水性を知るため、アースマニュアルE-19のピットを用いた試験の試験孔周辺の岩片を不攪乱試料として採取し、室内で変水位透水試験（JIS A 1218）を実施している。

5.3.1 アースマニュアルE-18 パッカー法

アースマニュアルE-18 パッカー法の試験はグラウチングを実施した竖坑Aの地点で竖坑掘削前に行い、試験方法は次のとおりである。

注入圧力 : 0.2 kgf/cm^2 より 0.2 kgf/cm^2 ごとに昇圧

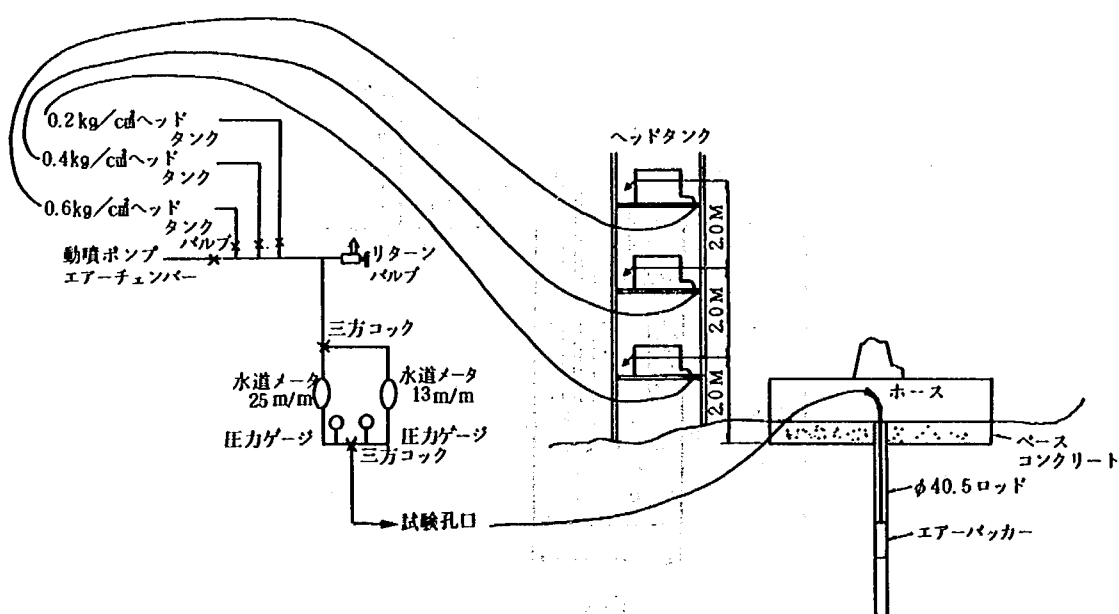


図-5.2 試験装置略図

注入方法 : 0.6 kgf/cm² までは静水頭により注入

0.8 kgf/cm² 以上はポンプ使用。但し、エアチェンバーを2つ使用しポンプの脈動を小さくして注入

パッカー : 長さ1 mのエアパッカーを使用

孔 径 : $\phi 66\text{ mm}$

試験区間長 : 5 m

試験操置の概略を図-5.2に示す。

5.3.2 アースマニユアルE-19

試験地点の地下水位が高いため、ピットを用いるこの透水試験は径3 mの竖坑を掘り、その中でブロックを掘りだしてブロックの中に試験孔を設けた。竖坑の平面位置を図-5.3に、試験孔の平面図および断面図を図-5.4に示す。また試験孔内壁の状況を図-5.5、5.6に示す。

竖坑は2個掘削し、ピットによる原位置透水試験は、次のように行った。

竖坑A 深度 2.0 m P-1, P-2

 5.0 m P-1, P-2

竖坑B 深度 2.6 m P-1, P-2

 5.0 m P-1, P-2

計 8 個

ピットの大きさは、直径12cm、深さ60cmとし、手掘りで掘削した。ピットの中には清浄な礫を入れた。測定装置の概念図を図-5.7に示す。同じブロック内で2つ以上の試験孔を設ける場合は、3章の式(1-25)を用いて浸透範囲以上に離すこととした。また、孔内の水位は、40cmと50cmの2種類とした。

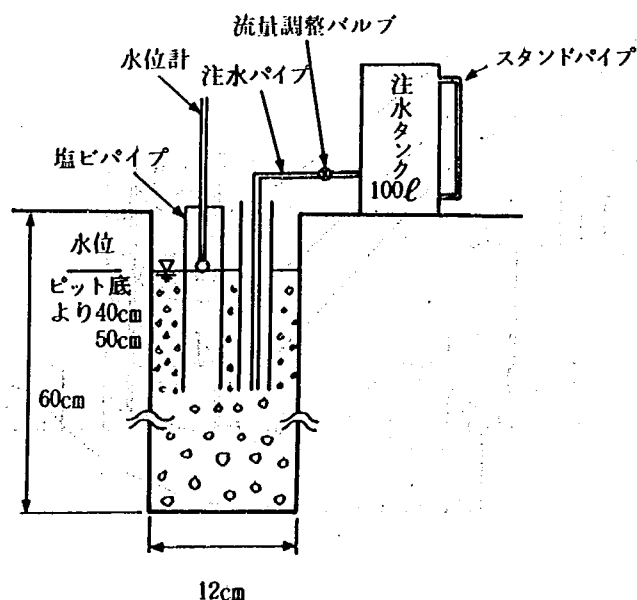


図-5.7 測定装置概念図

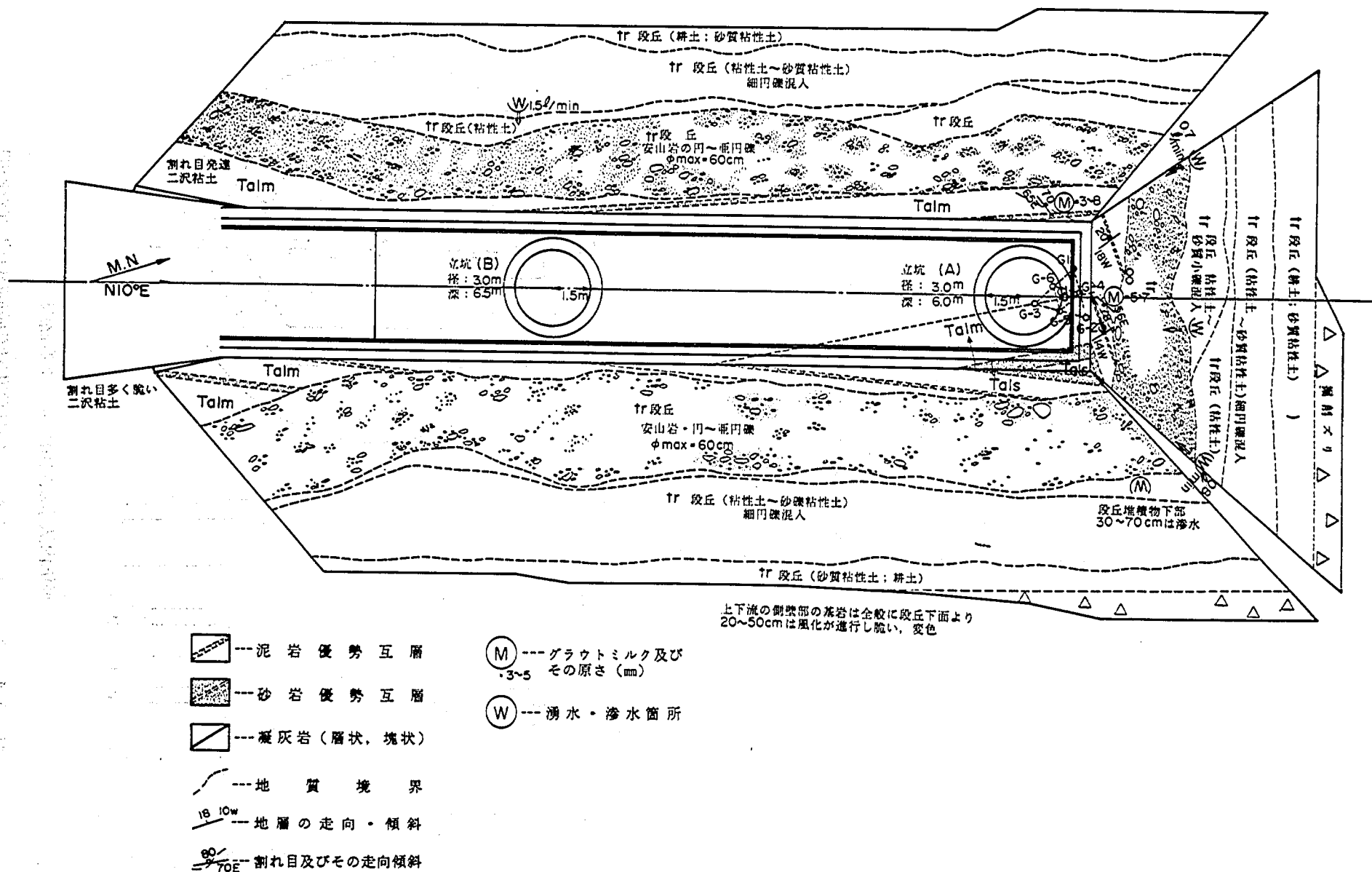
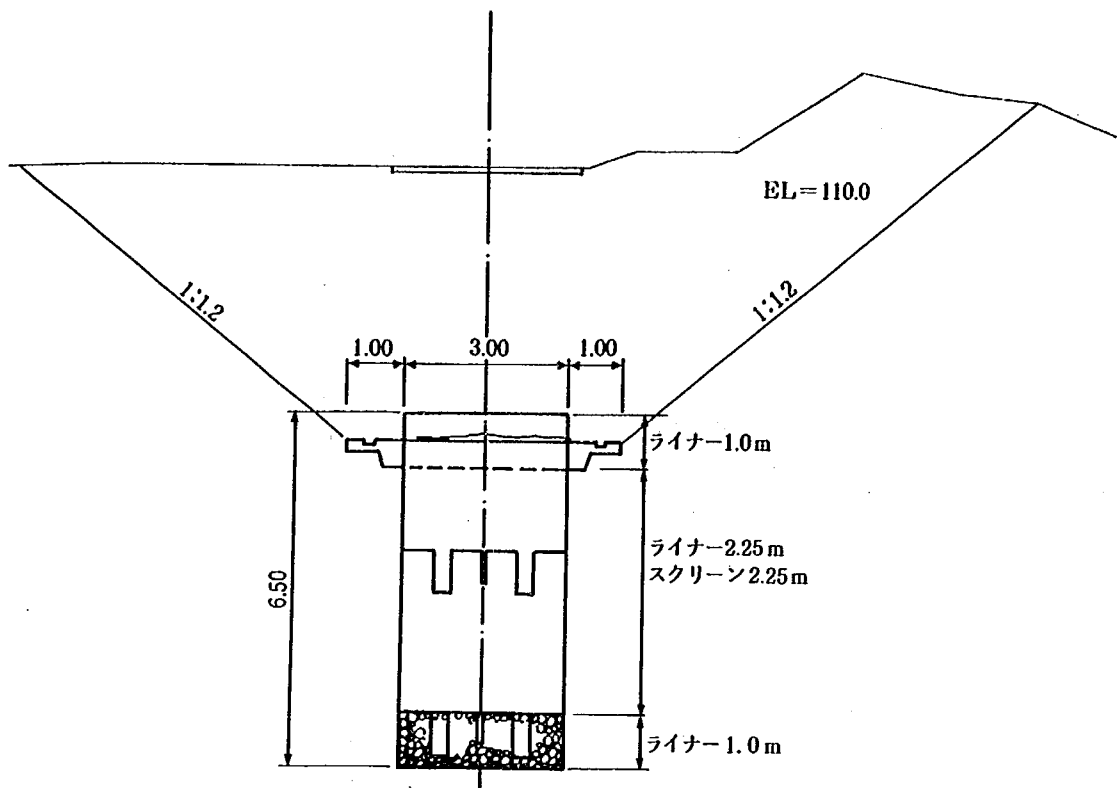
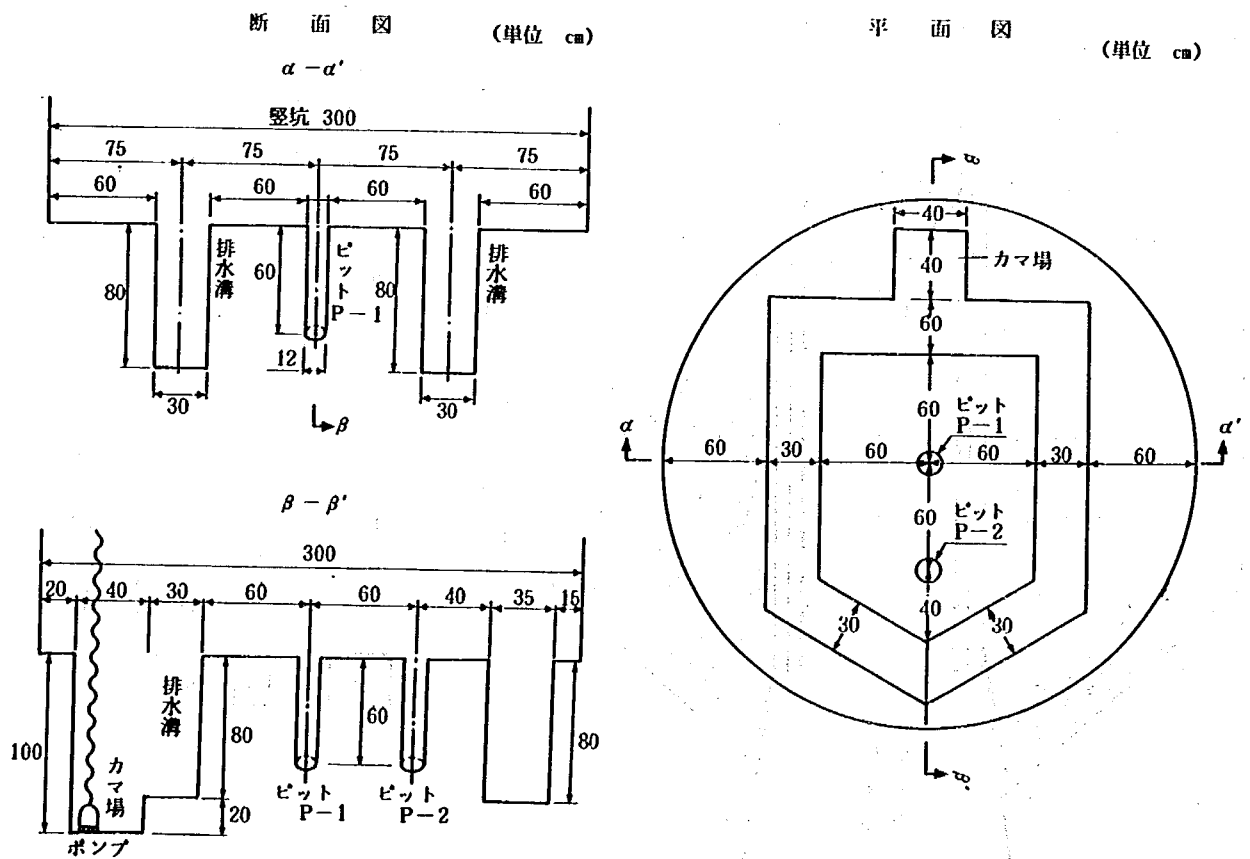


図- 5.3 豎坑内透水試験実施位置



豎坑内透水試験実施位置（豎坑A）



豎坑内透水試験用ブロック概略図

図一5.4 アースマニユアルE-19試験孔配置断面図および平面図

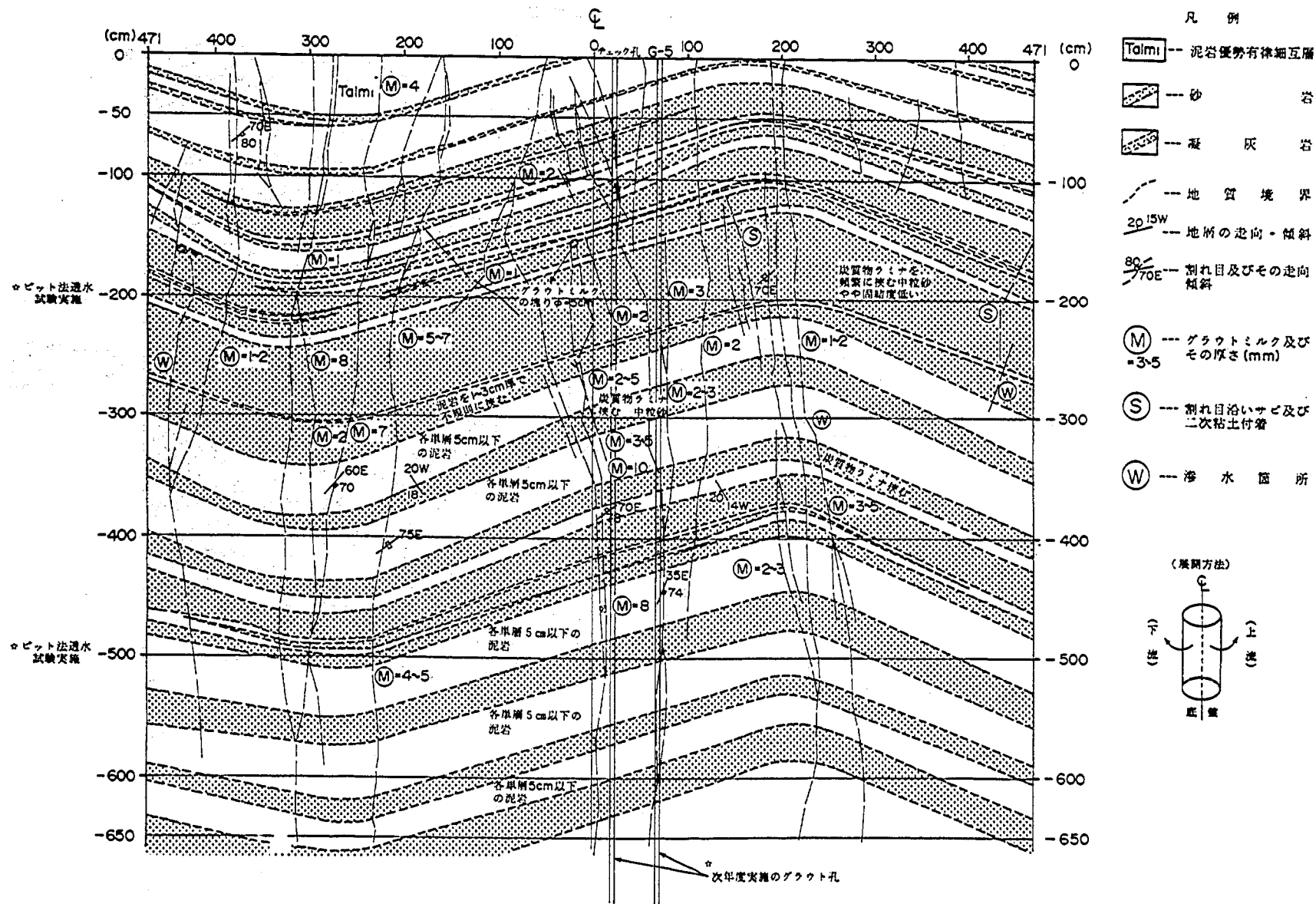
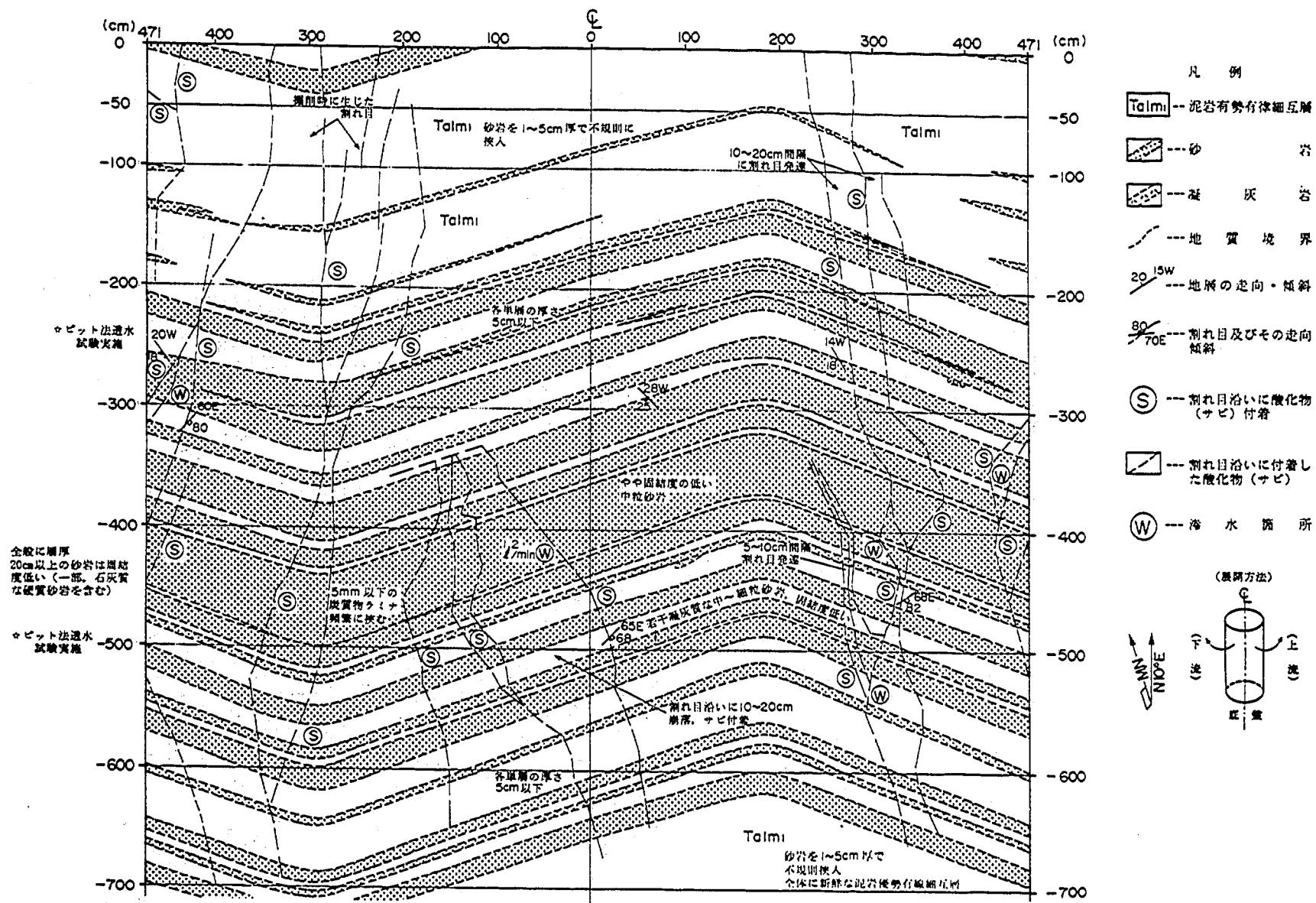


圖-5.5 豎坑(A)展開圖



圖一5.6 豎坑(B)展開圖

5.3.3 注水法による変水位透水試験

アースマニユアルE-19と同じ試験孔を用いて、注水した孔内水位の時間の経過に伴う低下量を測定した。

5.3.4 オーガー孔法

5.3.2で掘削した豎坑Aを用いて、オーガー孔法による透水試験を行った。試験孔の大きさは直径300 cm、深さ650 cmである。試験の実施に際しては、坑底は平坦に掘削した。

5.3.5 不攪乱試料による室内透水試験

アースマニユアルE-19の試験を行ったブロックから不攪乱試料を採取し、変水位透水試験を行った。不攪乱試料を採取したのは豎坑Bの深度2.6 mの地点で、試験孔P-1付近である。供試体の直径は9.9 cm、高さは10 cm以下で、モールドにセットする際はまわりに不透水性のテープをまき、モールドとテープの間に充填材を入れて水密を確保した。試験地点の砂岩、泥岩互層は水平方向に対し20°の傾斜をもっており、不攪乱試料は、水平方向と鉛直方向の透水性が測定できるよう、採取する方向を水平と鉛直に分けて採取した。採取は、大口径ボーリングマシンを使って行った。

5.4 試験結果

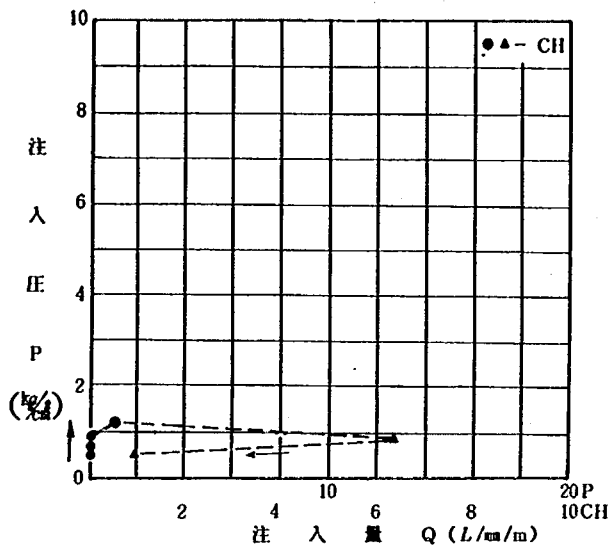
5.4.1 アースマニユアルE-18 パッカー法

試験結果を表-5.3に示す。また、注入圧力～注入量曲線を図-5.7に示す。

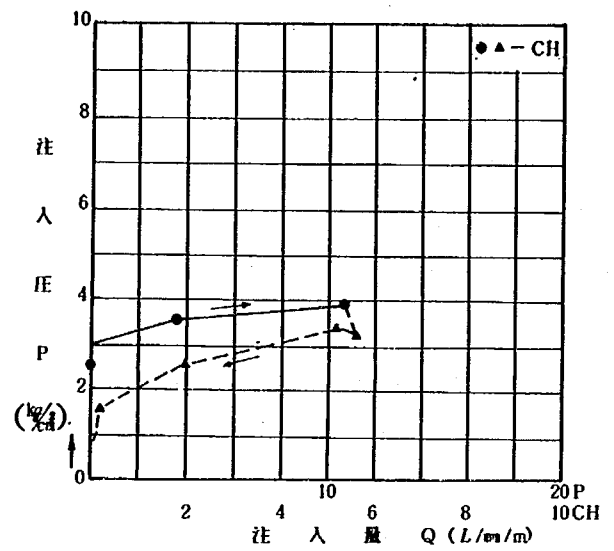
表-5.3 アースマニユアルE-18パッカー法の試験結果

ステージ No	試験区間	孔内水位 GL-(m)	透水係水 k (cm/s)	ルジオン値 (L_u)	岩相
1	7.0～12.0	2.9	3.59×10^{-6}	0.0	Tals, Tal
2	12.0～17.0	3.45	3.38×10^{-5}	0.5	Tal
3	17.0～22.0	4.1	1.23×10^{-5}	1.3	Talm
4	22.0～27.0	4.1	1.70×10^{-6}	0.3	Talm
5	27.0～32.0	3.7	4.90×10^{-6}	0.41	Talm

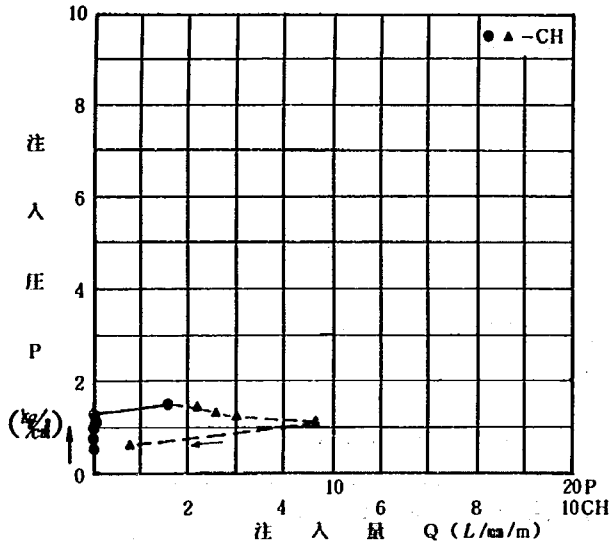
試驗深度：GL-7.0 ~ 12.0 m



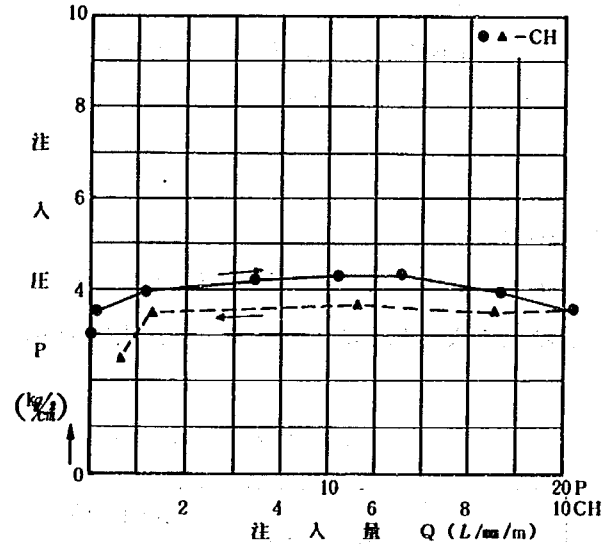
試驗深度：GL-22.0 ~ 27.0 m



試驗深度：GL-12.0 ~ 17.0 m



試驗深度：GL-27.0 ~ 32.0 m



試驗深度：GL-17.0 ~ 22.0 m

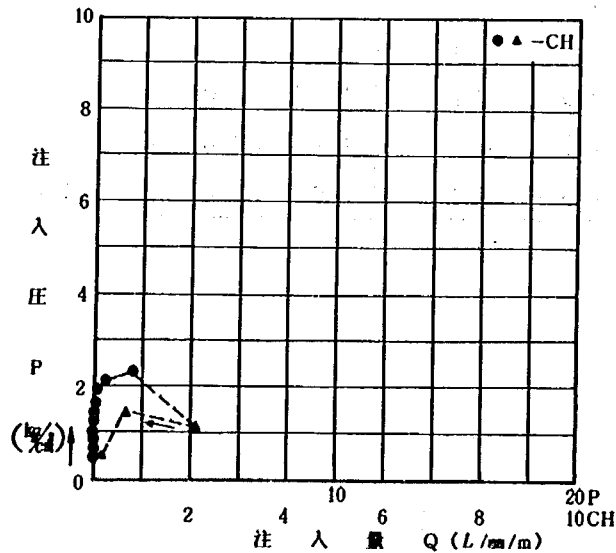


圖-5.7 注入壓力~注入量曲線

5.4.2 アースマニユアルE-19

試験結果を表-5.4に示す。透水係数の算出は豎坑全体が地下水面下にあるため、豎坑内では図-5.4に示すように排水孔の底に地下水面があるとして3章の式(1-2)を用いた。

$$k = \frac{Q}{2\pi H^2} \frac{\ln\left(\frac{H}{r_0}\right)}{\left\{\frac{1}{6} + \frac{1}{3}\left(\frac{H}{T_u}\right)^{-1}\right\}} \frac{\mu_T}{\mu_{20}}$$

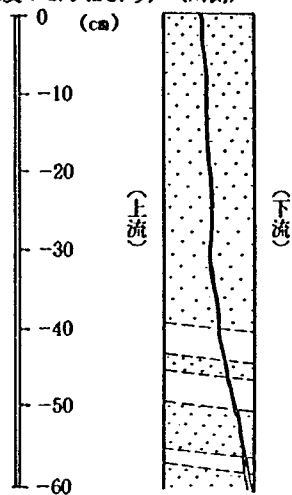
試験終了後、ピットを縦に割って断面を観察した。

その図を図-5.8に、また、時間～累加流量曲線を図-5.9に示す。

表-5.4 アースマニユアルE-19試験結果

豎坑	試験深度 (m)	ピット No.	試験水位 (cm)	透 水 係 数 (cm/s)	備 考
A	2.00	P-1	40	5.76×10^{-6}	孔内にグラウトミルク5 ～7mm挟入
			50	5.64×10^{-6}	
		P-2	40	5.67×10^{-6}	割れ目のない均一中粒砂 岩
			50	5.50×10^{-6}	
	5.00	P-1	40	1.05×10^{-6}	凝灰質砂岩、炭質物ラミ ナを挟む。固結度低。
			50	1.24×10^{-6}	
		P-2	40	5.81×10^{-6}	急傾斜割れ目発達し、グ ラウトミルク5～7mm挟入。
			50	9.88×10^{-6}	
B	2.60	P-1	40	2.82×10^{-5}	全般に急傾斜、割れ目発 達。サビ付着
			50	3.51×10^{-5}	
		P-2	40	4.59×10^{-6}	新鮮な砂岩優勢互層
			50	4.82×10^{-6}	
	5.00	P-1	40	1.51×10^{-6}	水位50cm付近に凝灰質な 中～粗粒砂挟入
			50	1.02×10^{-5}	
		P-2	40	1.05×10^{-6}	新鮮な砂岩・泥岩互層
			50	9.62×10^{-7}	

(試験深度：2.0 mより) (川側)



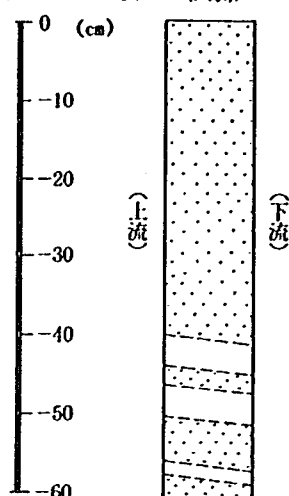
竪坑A, 深さ2.0 m P-1 (砂岩優勢互層)

☆ グラウト孔6 T-3から注入したコロイドセメントミルクが、P-1孔の中心を通る割れ目沿いに5~7 mm厚で2本挟入。これら割れ目はその性状から判断して、周囲の岩盤に普遍的に見られるものとは異なり、人為的に発生したものであろう。全般にミルクと割れ目との密着度は高い。

全体に砂岩優勢互層で、泥岩を2~4 cm厚で挟む。砂岩の固結度は比較的低い。

--- 砂岩
--- 泥岩

(試験深度：2.0 mより) (川側)



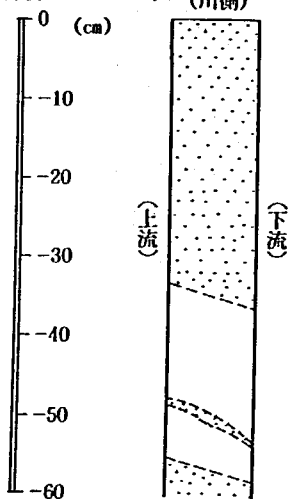
竪坑A, 深さ2.0 m P-2 (砂岩優勢互層)

☆ 均一な中粒砂岩中に2~3 cm厚で褐色な泥岩を挟む。

P-1とはほぼ同様な岩相を示す。孔内(径:12cm)には割れ目など水路となるような箇所は認められない。

--- 砂岩
--- 泥岩

(試験深度：5.0 mより) (川側)



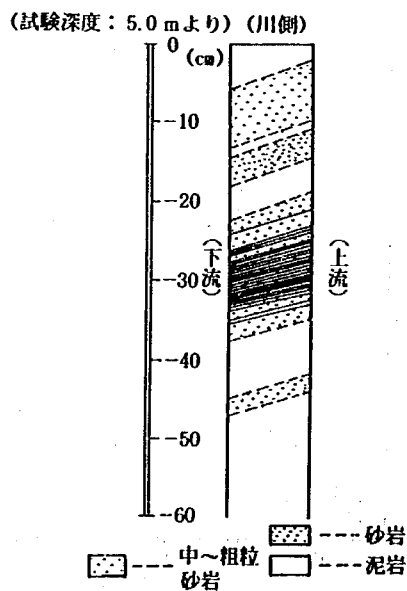
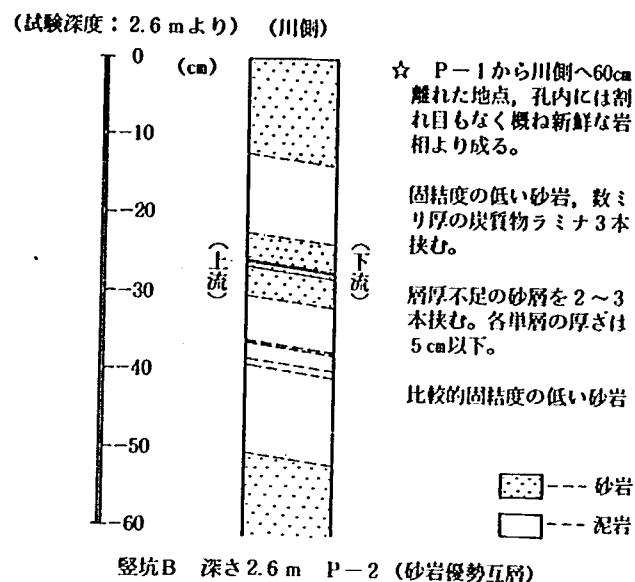
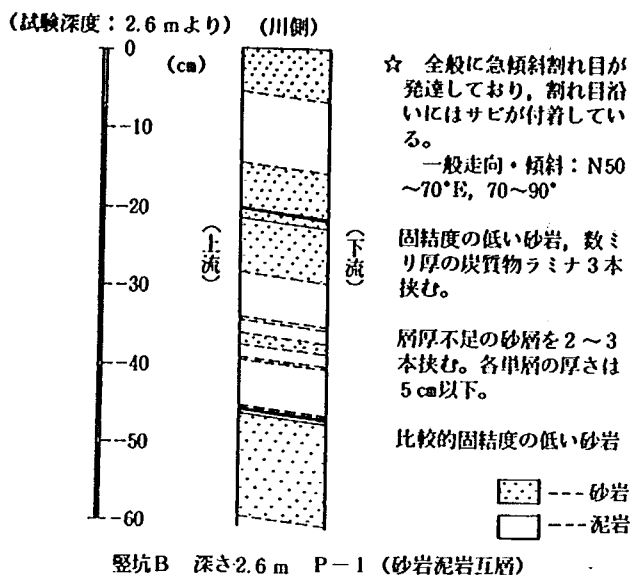
竪坑A深さ、5.0 m P-1 (砂岩優勢互層)

☆ 均一な中粒砂岩と各単層5 cm以下の暗褐・褐色泥岩との互層。全体に急傾斜割れ目が発達しグラウトミルク(5~7 mm)で充填されている。

層厚不足の砂層を不規則に挟む。比較的低固結な中粒砂岩。

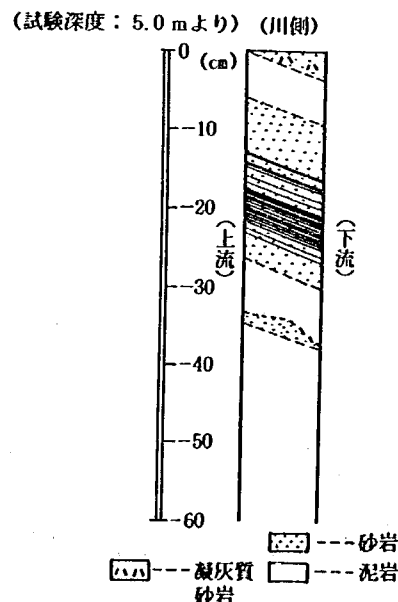
--- 砂岩
--- 泥岩

図-5.8 ピット内壁図



- ☆ 新鮮な砂岩・泥岩の互層よりなる。孔内深度5~15cm間に10cm程の若干凝灰質な中粒~粗粒砂挟む。この部分の固結度はかなり低い。全体に割れ目は存在しない。
- 砂岩：未固結凝灰質な中~粗粒砂岩、1~数ミリの炭質物ラミナ挟入した低固結な中砂、均一な細~中粒砂。
 - 泥岩：各単層5cm以下の暗褐・褐色のリズミカル泥岩一部砂岩を不規則に挟む。

壺坑B 深さ5.0 m P-1 (砂岩優勢互層)



- ☆ 全般に孔内は新鮮な砂岩・泥岩の互層よりなり、透水路となる割れ目なども存在しない。
- 砂岩：孔内深度5~25cm間の砂岩中には1~数ミリ厚で炭質物ラミナを挟入、他と較べて若干固結度は劣る。
 - 泥岩：一部に層厚不定の砂岩を不規則に挟入。他は各単層5cm以下のリズミカルな暗褐、褐色の泥岩。

壺坑B 深さ5.0 m P-2 (砂岩泥岩互層)

図-5.8 ピット内壁図

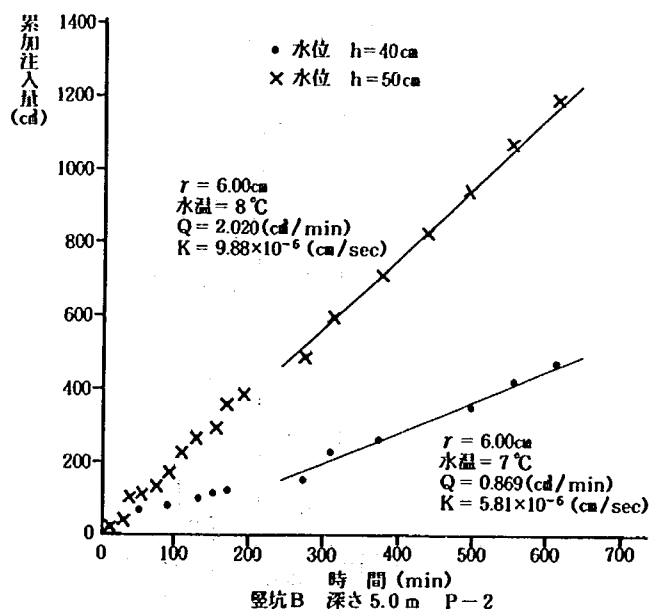
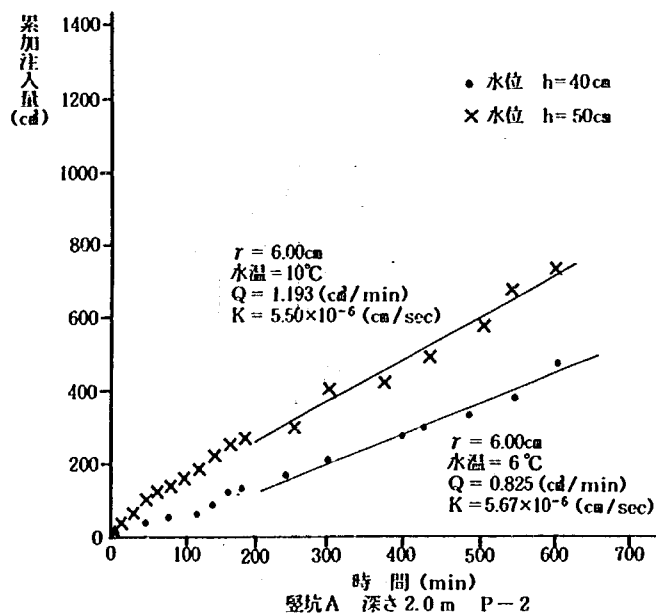
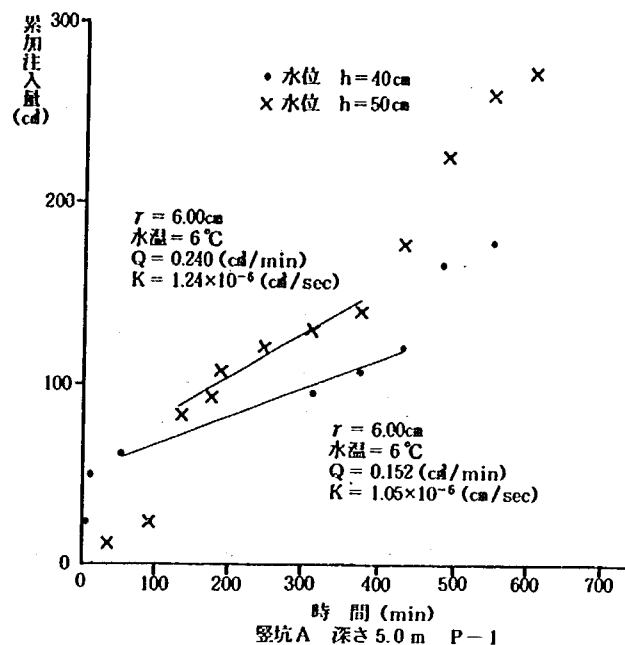
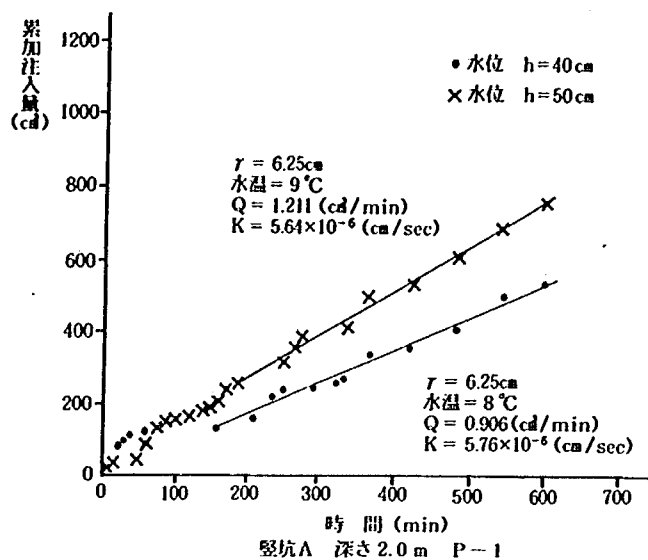


図-5.9 時間～累加流量曲線

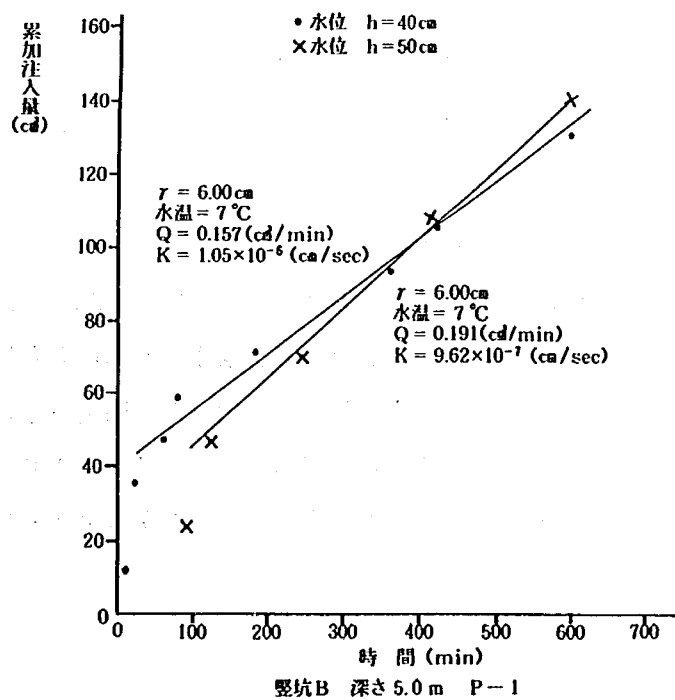
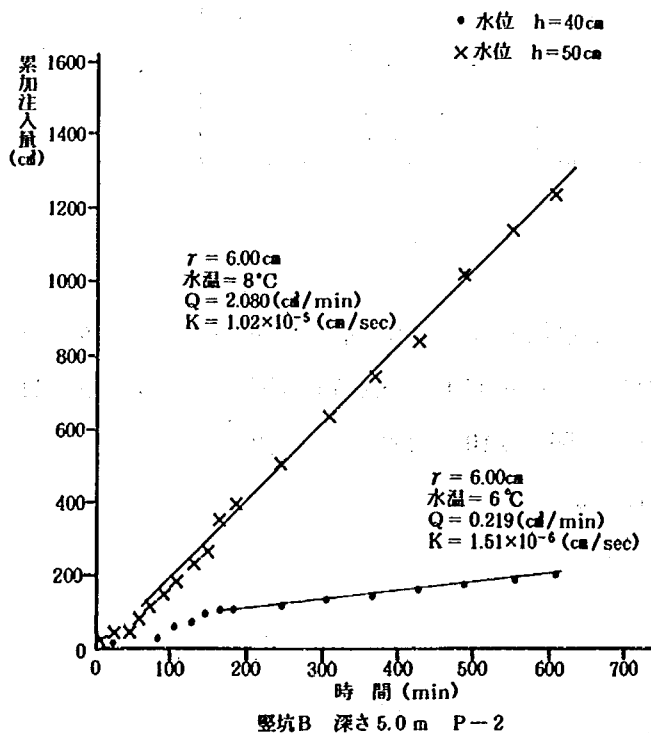
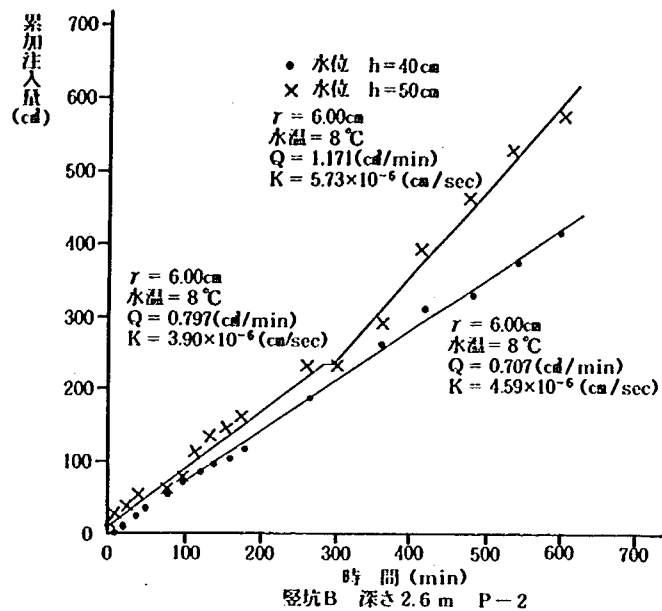
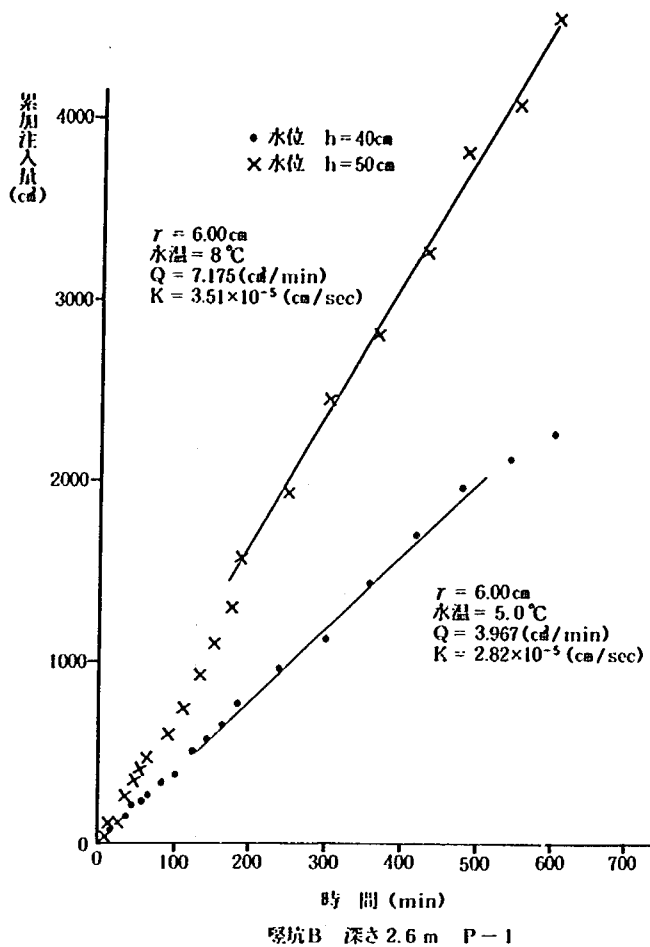


図-5.9 時間～累加流量曲線

5.4.3 注水法による変水位透水試験

試験結果を表-5.5に示す。透水係数の算出は、3章の式(2-1)を用いた。

$$k = \frac{r_0^2}{2(t_2 - t_1)} \left[\frac{1}{H} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) + \frac{1}{2r_0} \operatorname{cosech}^{-1} \left(\frac{H}{r_0} \right) - \frac{1}{2H} \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{H} \right)^2} + \frac{r_0}{2H^2} \right] \frac{H_2}{H_1}$$

表-5.5 注水法による変水位透水試験結果

豎坑	試験孔深度 (m)	ピット No.	試験開始 水位 (cm)	透 水 係 数 (cm/s)
A	2.00	P-1	40	1.83×10^{-5}
			50	1.52×10^{-5}
		P-2	40	2.85×10^{-5}
			50	2.45×10^{-5}
	5.00	P-1	40	1.75×10^{-5}
			50	—
		P-2	40	2.55×10^{-5}
			50	2.11×10^{-5}
B	2.60	P-1	40	—
			50	1.77×10^{-5}
		P-2	40	3.80×10^{-5}
			50	—
	5.00	P-1	40	—
			50	2.70×10^{-5}
		P-2	40	—
			50	—

5.4.4 オーガー孔法

透水試験時、GL-5.00 m付近に、1.2 ℓ/min の湧水箇所があるため、湧水量を考慮したケースと考慮しないケースを行った。湧水量を考慮した場合は、水位がGL-5.00 m以降のデータ(水位GL-4.999 m, 時間48h以降)を用いた。時間～水位曲線を図-5.10に示す。試験結果は

湧水量を考慮しない場合 8.77×10^{-5} cm/s

湧水量を考慮した場合 6.70×10^{-5} cm/s

である。

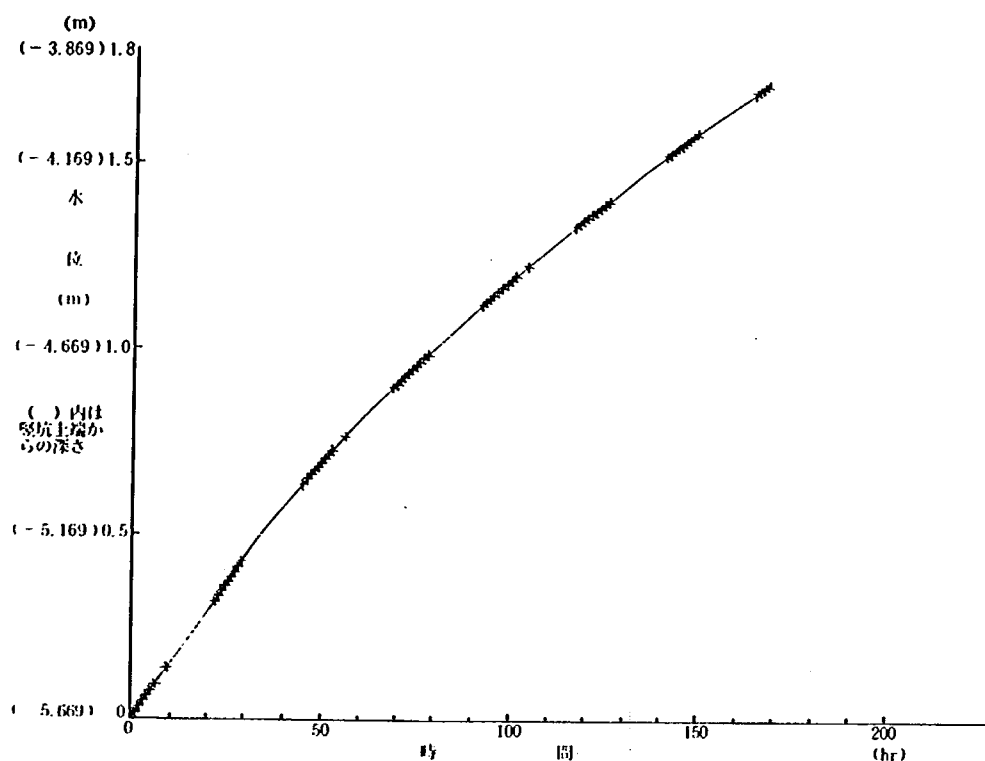


図- 5.10 オーガー孔法時間～水位曲線

5.4.5 不攪乱試料による室内透水試験

室内透水試験の結果を表- 5.5 に示す。不攪乱試料は、水平方向と鉛直方向に分けて採取し、透水試験も水平方向と鉛直方向で行った。但し、同一供試体で水平方向、鉛直方向に透水試験は行っていない。試験は変水位法で行った。

試験結果は、水平方向の透水係数の方が鉛直方向の透水係数に比べて大きい。これは、試料を採取した地点の地層の層理面が水平面に対し 20° 程度傾斜しており、水平方向の透水係数を測定する供試体は透水係数の大きい砂岩層が供試体の上面から下面まで達しているのに対し、鉛直方向の透水係数を測定する供試体は、透水性の低い泥岩層が供試体の浸透路を遮断するように挟在しているためと考えられる。

表- 5.5 室内透水試験結果

岩質 透水係数	砂岩単独層	泥岩を挟在した砂岩		
供試体 No.	A-1	B-1	B-2	
水平方向 (cm/s)	2.94×10^{-5}	9.11×10^{-6}	1.54×10^{-5}	—
供試体 No.	A-2	B-3	B-4	B-5
鉛直方向 (cm/s)	3.37×10^{-7}	2.91×10^{-8}	4.16×10^{-8}	1.16×10^{-6}

従って、この岩盤の透水性は、局部的には砂岩と泥岩の比率および浸透方向によって決まるようである。

5.5 試験結果のとりまとめ

5.5.1 アースマニュアルE-19と室内透水試験結果の比較

堅坑Bの深さ2.6m地点のピットによるアースマニュアルE-19の試験結果と不攪乱試料による透水試験結果を比較すると、表-5.6のようになる。

表-5.6 アースマニュアルE-19と室内透水試験結果の比較

アースマニュアルE-19			室内透水試験		
試験孔	水深(cm)	透水係数(cm/s)	岩 質	水平方向(cm/s)	鉛直方向(cm/s)
P-1	40	2.82×10^{-5}	砂岩単独層	2.94×10^{-5}	3.37×10^{-7}
	50	3.51×10^{-5}	泥岩を挟在	9.11×10^{-6}	2.91×10^{-8}
P-2	40	4.59×10^{-6}	した砂岩	1.54×10^{-5}	4.16×10^{-8}
	50	4.82×10^{-6}		—	1.16×10^{-6}
			平 均	1.80×10^{-5}	3.48×10^{-8}

不攪乱試料は、図-5.8に示した試験孔内壁のスケッチのうち、一番上の砂岩層と、その下の泥岩・砂岩層から採取したものである。試験孔P-1の試験結果と、その近傍から採取した不攪乱試料の水平方向の透水係数はほぼ一致している。これは、アースマニュアルE-19の試験ではピットからの浸透は壁面からのものが孔底からのものよりずっと多いため、主として水平方向の透水係数を測定していることになっているためと考えられる。表-5.6より、アースマニュアルE-19の試験方法は水平方向の透水係数の測定についてはかなり精度があると言える。

5.5.2 注水法による変水位透水試験とアースマニュアルE-19の試験結果の比較

同じ試験孔で行った注水法による変水位透水試験とアースマニュアルE-19の試験結果を比較すると、表-5.7のようになる。前者は後者より2倍から17倍程度大きい値を示している。

5.5.3 アースマニュアルE-18パッカー法とアースマニュアルE-19の試験結果の比較

アースマニュアルE-18パッカー法は、グラウチング試験を行った堅坑Aの地点で行っており、堅坑内で行ったアースマニュアルE-19のピットの位置と比較すると、パッカー法のステージNo.1が対応している。パッカー法の透水試験結果とアースマニュアルE-19の試験結果を表-5.8に示す。

表-5.7 注水法による変水位透水試験とアースマニュアルE-19の試験結果の比較

竖坑	試験孔深度 (m)	ピット No	注水法による変水位透水試験		アースマニュアルE-19		α/β
			試験開始 水位 (cm)	透 水 係 数 (α) (cm/s)	試験水位 (cm)	透 水 係 数 (β) (cm/s)	
A	2.00	P-1	40	1.83×10^{-5}	40	5.76×10^{-6}	3.2
			50	1.52×10^{-5}	50	5.64×10^{-6}	2.7
		P-2	40	2.85×10^{-5}	40	5.67×10^{-6}	5.0
			50	2.45×10^{-5}	50	5.50×10^{-6}	4.5
	5.00	P-1	40	1.75×10^{-5}	40	1.05×10^{-6}	16.7
			50	—	50	1.24×10^{-6}	—
		P-2	40	2.55×10^{-5}	40	5.81×10^{-6}	4.4
			50	2.11×10^{-5}	50	9.88×10^{-6}	2.1
B	2.60	P-1	40	—	40	2.82×10^{-5}	—
			50	1.77×10^{-5}	50	3.51×10^{-5}	0.5
		P-2	40	3.80×10^{-5}	40	4.59×10^{-6}	8.3
			50	—	50	4.82×10^{-6}	—
	5.00	P-1	40	—	40	1.51×10^{-6}	—
			50	2.70×10^{-5}	50	1.02×10^{-5}	2.6
		P-2	40	—	40	1.05×10^{-6}	—
			50	—	50	9.62×10^{-7}	—

表-5.8 アースマニュアルE-18パッカー法とアースマニュアルE-19の試験結果の比較

アースマニュアルE-18 パッカー法	アースマニュアルE-19		
	試 験 孔	試験水位 40 cm	試験水位 50 cm
3.59×10^{-6} cm/s	深さ 2.0 m P-1	5.76×10^{-6} cm/s	5.64×10^{-6} cm/s
	深さ 2.0 m P-2	5.67×10^{-6} cm/s	5.50×10^{-6} cm/s
	深さ 5.0 m P-1	1.05×10^{-6} cm/s	1.24×10^{-6} cm/s
	深さ 5.0 m P-2	5.81×10^{-6} cm/s	9.88×10^{-6} cm/s
	平 均	5.07×10^{-6} cm/s	

この表より、パッカー法は、アースマニュアルE-19の試験結果と比較してやや小さいがよく一致していると言える。パッカー法は、その試験方法から考えてボーリング孔に直角な方向の透水係数を測定しているものと考えられる。

5.5.4 オーガー孔法と他の透水試験結果の比較

オーガー孔法の透水試験結果と、アースマニュアルE-18パッカー法、アースマニュアルE-19の試験結果を表-5.9に示す。

表-5.9 オーガー孔法、アースマニュアルE-18パッカー法、アースマニュアルE-19の試験結果の比較

オ - ガ - 孔 法		アースマニュアル E-18パッカー法	アースマニュアル E-19
湧水量を考慮しない場合	湧水量を考慮した場合		
$8.77 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$	$6.70 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$	$3.59 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	$5.07 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$

オーガー孔法の結果は、アースマニュアルE-18パッカー法やアースマニュアルE-19の結果より、1オーダー大きい透水係数を与えている。これは、3.3.9で述べたように、現場ではオーガー孔法の境界条件である側壁近傍の地下水位が一定であるという状態を保てないこと、また、試験実施時に2m程度の降雪があった状態で試験を行っており、地下水以外の浸透水があったため、等の理由が考えられるが、明確なことはわからない。

5.6 試験結果のとりまとめ

原位置透水試験として、最もよく使われるアースマニュアルE-18パッカー法、アースマニュアルE-19、注水法による変水位透水試験そしてオーガー孔法の4種類の透水試験と不攪乱試料による室内透水試験の結果を比較して、アースマニュアルE-18パッカー法を地下水面下で適用した場合とアースマニュアルE-19は、かなり正確に透水係数を求めることができたことがわかった。但し、両方の試験方法は、主に試験孔に直角方向の透水係数を求めていることに注意を要する。また、今回の原位置透水試験を実施した地点は地下水面下であったため、岩盤は飽和状態に近く、毛管水頭が小さかったことが精度が高かった条件の一つであると考えられる。

原位置透水試験を実施した地点の地質は砂岩・泥岩の互層であり、厳密にこの岩盤の透水係数を求めるには、砂岩、泥岩それぞれの透水係数を個々に求め、その層厚の比率や浸透方向を考慮して計算によって求めるべきであるが、全体の平均的な透水係数としては、上述のことが言えると考えられる。

参 考 文 献

1. J.N. Luthin and Don Kirkham, "A PIEZOMETER METHOD FOR MEASURING PERMEABILITY OF SOIL IN SITU BELOW A WATER TABLE", Soil Science Vol. 68, No. 5, 1949
2. M.G. Spangler, "Soil Engineering", International Textbook Co., Scranton, Pa., Chapter X 1951
3. Don Kirkham, "PROPOSED METHOD FOR FIELD MEASUREMENT OF PERMEABILITY OF SOIL BELOW THE WATER TABLE", Proceedings, Soil Science, Vol. 10, 1945
4. C.H. M. van Bavel and Don Kirkham, "Field Measurement of Soil Permeability Using Auger Holes", Proceedings, Soil Science Am, Vol. 13, 1948
5. Don Kirkham and C.H. M. van Bavel, "Theory of Seepage into Auger Holes," Proceedings, Soil Science Soc., Am, Vol. 13, 1948
6. Don Kirkham, "Measurement of the Hydraulic Conductivity of Soil in Place", Symposium of Permeability of Soil, ASTM Special Technical Publication No 163, 1954
7. E.C. Childs, "The Measurement of the Hydraulic Permeability of Soil in Situ I, Principles of a Proposed Method", Proceedings Royal Soc, A, Vol. 215, 1952
8. E.C. Childs, A.H. Cole, and D.E. Edwards, "The Measurement of the Hydraulic Permeability of Saturated Soil in Situ II", Proceedings Royal Soc, A, Vol. 216, 1953
9. Forchheimer, "Hydraulik" B.G. Teubner 1924
10. F.E. Cornwell, "Flow from a Short Section of Test-Hole Below Groundwater Level, Appendix A", U.S. Bureau of Reclamation
11. R.E. Glover, "Flow from a Test-Hole, Located above Ground Water Level, Appendix B", U.S. Bureau of Reclamation
12. L.A. Richards, "Report of the Subcommittee on Permeability and Infiltration, Committee, on Terminology, Soil Science Society of America," Proceedings, Soil Science Soc. Am, Vol. 16, No 1, Jan, 1952
13. "Eareth Manual", U.S. Bureau of Reclamation.
14. 沢田敏男, "透水度の現場測定法 — その 1, その 3" 愛知用水公団技術資料 1956
15. 田町正誉 "掘井の湧水量に関する理論及実験" 農業土木研究 10号第 3 巻 1938
16. 中掘和英, 岡田純治, "現場透水試験" 地質と調査 2号 1979
17. 溝口昭二, "透水試験方法に関して — "現場から一言" " 地質と調査 2号 1981

18. 河野伊一郎, 西垣誠, “原位置での不飽和浸透特性の一測定方法” 地質と調査 3号 1981
19. 建設省河川局開発課監修 “グラウチング技術指針・同解説” 財団法人 国土開発技術研究センター, 1983年11月
20. 建設省土木研究所地質化学部地質研究室 “ルジオンテスト施工指針(案)” 土木研究所資料第1276号, 昭和52年8月
21. 松本徳久, 尾芦直人, 池田隆 “ダム基礎軟岩の調査と設計” 土木研究所資料第1947号, 昭和58年3月
22. 山口柏樹, 大根義男 “フィルダムの設計および施工” 技報堂 1973
23. 土質工学会土質試験法改訂委員会編 “土質試験法” 土質工学会 昭和39年
24. ベ・ベ・クリメントフ, ゲ・ベ・プイハチェフ; 外尾善次郎, 永井正夫共訳 “地下水の力学” ラテイス, 昭和42年9月
25. M. Juul Hvorslev “TIME LAG AND SOIL PERMEABILITY IN GROUND — WATER OBSERVATIONS” WATERWAYS EXPERIMENT STATION, CORPS OF ENGINEERS, U.S. ARMY, APRIL, 1951

軟岩基礎の原位置透水試験方法
に関する調査

土木研究所資料第2071号
昭和59年3月
松本徳久，池田 隆

キーワード 透水試験，透水係数，ポテンシャルフロー，ダルシーの法則，
地下水位

要 旨

ダルシーの法則に従う原位置透水試験方法の理論を整理し，ダ
ムの軟岩基礎の透水性の調査に対する適用性について考察を加
えるとともに，現地実験を行った結果を報告するものである。

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土本研究所

ダム部フィルダム研究室御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第 2071 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

