



Title	土壌、とくに泥炭土の透水に関する研究
Author(s)	山本, 茂; YAMAMOTO, Shigeru
Citation	北海道大学農学部邦文紀要, 7(3), 307-411
Issue Date	1970-03-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/11801
Type	departmental bulletin paper
File Information	7(3)_p307-411.pdf



土壤, とくに泥炭土の透水に関する研究

山 本 茂

(北海道大学農学部土地改良学教室)

Study on permeability of soils, especially of peat soil

By

Shigeru YAMAMOTO

(Department of Agricultural Engineering, Faculty of Agriculture,
Hokkaido University, Sapporo, Japan)

Received August 6, 1969

目 次

序 言	308	4. 3 ピエゾメータ法に対する適用	
I. 土壤水分および透水性	308	V. 泥炭土の透水係数の測定	
1. 1 毛管水分の分布	308	一主として現地における一	339
1. 2 毛管上昇に関する一考察と Poiseuille の法則の応用例	319	5. 1 泥炭土の室内定水位透水試験における 一般的注意	339
1. 3 土壤の毛管浸透と不飽和降下浸透	326	5. 2 オーガー孔法の理論	339
1. 4 透水に関する基本的事項	332	5. 3 オーガー孔法における 透水異方性の処理	342
II. タン水地下の暗キヨへの透水	339	5. 4 オーガー孔法による実測例	343
2. 1 一定水深にタン水している地盤下の 円筒状空間に流入する流量		5. 5 異方性土壤に対するオーガー孔法の 特徴	347
2. 2 平行暗キヨ列		5. 6 泥炭地におけるピエゾメータ法による 実測	349
2. 3 暗キヨ施行上埋戻土部分の 透水係数が異なる場合		VI. ドレネージラッグ式改良型 透水試験機による測定	366
2. 4 フローネット		6. 1 著者の考案による改良型とその理論	366
2. 5 流入点の位置と流入量の厳密算定		6. 2 A 型による土の透水係数	368
2. 6 透 水 速 度		6. 3 B 型による豊幌高位泥炭土の 透水係数の測定	372
2. 7 地表面においてある厚さに下層土より 透水性の大きい別な層がある場合		6. 4 C 型による南美原高位泥炭土の 透水係数	373
III. ピエゾメータ式泥炭現地用 透水計の形状係数	339	6. 5 泥炭土の横の透水の実測例	375
3. 1 総 説		6. 6 初期 $t=0$ において内外両水面に ΔH の 差異があるときの下向きドレネージラッ グ透水試験	376
3. 2 砂による形状係数の決定		6. 7 ドレネージラッグ透水試験機を用いて 下方より上向きに流す透水試験	378
3. 3 形状係数の理論値		6. 8 荷重を加えて圧縮した場合の 透水係数	381
3. 4 等ポテンシャル線の形		6. 9 変水位透水試験による結果	389
3. 5 結 語		6. 10 加えた荷重を取り除いて試料を 復元させた場合の透水係数の変化	391
IV. ピエゾメータ式現地用透水計による 異方性の取り扱いについて	339		
4. 1 総 説			
4. 2 異方性透水の取り扱いについての 一考察			

6. 11	動水コウ配と透水係数の関係	395
6. 12	動水コウ配が一定値になる条件	
VII.	圧密試験による泥炭土の透水係数	396
7. 1	圧密理論とその利用	396
7. 2	泥炭用圧密試験機の試作	399
7. 3	泥炭土の圧密試験による 透水係数の実測	400
VIII.	透水係数よりみた泥炭地排水	408
8. 1	総説	
8. 2	暗キヨの深さと間隔を決定する Gloverの公式	

8. 3	半無限等方性土壌中の 暗キヨへの流れ	
8. 4	半無限等方性土壌内における並行 暗キヨ列間において他地域からの 流入量が降水量に比して著しい場 合の地下水面	
8. 5	排水の管理	
8. 6	透水係数からみた泥炭地の 排水の実施例	

参考文献	408
英文抄録	410

序 言

北海道の泥炭地 20 万 ha のうち農地として開発利用されているものはわずかに 7 万 ha に過ぎない。

中でも石狩川沿線に存在する泥炭地は気候良好なる上に交通その他の地の利を占めている関係上、比較的早くから開墾され、他の土壌から成る耕地に比してなら遜色のないものも相当の面積を占めている状態であるが、この地域ですらも現在なお開発改良されつつあるものがあり、部分的には未開発のまま残されているところもある。

網走地方や十勝地方における泥炭地では開発計画も樹立され現在事業進行中である。

北見枝幸地方および釧路地方泥炭地では目下鋭意調査中であり、天塩、根室地方ではまだ本格的な調査および計画過程に入っているとはいえないが部分的に調査が行なわれつつある現状である。

泥炭地の改良の第一歩は排水であり、それに引続いて客土とか酸性矯正の問題がある。

排水を支配する要素は非常に多いが第一に取り上げられるものはそれらの土壌の透水性に関するものである。

排水の問題に関係する因子は極めて多く、しかもそれらが色々複合されて影響するために精密なる問題の解析はほとんど不可能なことである。したがって現在のところきわめて不満足ながら排水の計画や実施については過去における事例に基いて作られた諸表によったり、類似の条件下における既設の排水工事を参考にしたりする場合が多く、理論から出発したものは一般には実用に供されてはいない実状である。その主なる理由は理論解析をなすためには多くの単純化や仮定が設けられるが、この仮定が実際の場合に比してその懸隔が甚だしければ爾後の理論とその取扱いがいかに巧妙になされても実状には程遠いものになるからである。

事例や経験はきわめて貴重なものではあるが、普遍性

に乏しく、これのみに頼るといことは万全の策ではない。理論的に取扱いうるものは理論に従って問題の性格を明らかにあくして解決の手段とし、両々相まち、相補なっていくべきであろう。

著者は過去数年に亘り泥炭地の排水に関し、現地での実験、実測に従事する機会を得て泥炭土の透水に関する研究を実地に応用することができた。

この論文は主として泥炭の透水に関する研究であり、泥炭地の排水問題の基本となるものであるのでこれに主眼をおいて研究を進めたものである。

I. 土壌水分および透水性

1. 1 毛管水分の分布

土の孔ゲキを占める水は停滞または移動の状態にあるがこれらはまた種々の条件または状況のためにさらに細かく区別される。これらのものは各種各様の複雑な様相を現わすが、その物理学的意味によって分類してみれば幾つかの系列に大別しうるものである。

土壌水の分類法も古来幾多のものが提案されているが特別な問題に触れない限りにおいては Briggs の提案になる 1. 吸湿水, 2. 毛管水, 3. 重力水という分類法で十分であろう。

とくに植物生育に直接に関係の深いものは毛管水であるが、古くから唱えられた説としては土の間ゲキは各種の太さを有する多数の毛管の集合であるという考え方によるものがある。この考え方によれば土粒子周囲の水膜の有する表面張力によって水分が保持されるというのである。著者もこの考え方に基づいていくつかの実験と理論考察を行なったことがあるが、これに関しては後節で述べることとする。

E. Buckingham は土壌水分をエネルギーの観念に基づいて表現することを唱え、毛管ポテンシャル (capillary potential) なるポテンシャル関数を用いた。

この観念は静水圧力の考え方に相似的なものであるか

ら静水圧についてのポテンシャルを述べ、これと対比して説明することにする。静水力学における Euler の力の平衡条件より

$$\left. \begin{aligned} X\rho dx &= \frac{\partial p}{\partial x} dx \\ Y\rho dy &= \frac{\partial p}{\partial y} dy \\ Z\rho dz &= \frac{\partial p}{\partial z} dz \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに ρ は流体密度、 p は座標 (x, y, z) における圧力、 X, Y, Z はそれぞれ水の単位質量に働く x, y および z 各軸方向の分力であり、質力 (Massenkraft) と名づけられるものである。

(1) を相加えると

$$\begin{aligned} \rho(Xdx + Ydy + Zdz) \\ = \frac{\partial p}{\partial x} dx + \frac{\partial p}{\partial y} dy + \frac{\partial p}{\partial z} dz = dp \end{aligned} \quad (2)$$

しかるに (1) 式の第 3 の式より

$$Z = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z}, \quad \rho \frac{\partial Z}{\partial y} = \frac{\partial^2 p}{\partial y \cdot \partial z}$$

同様に (1) 式の第 2 の式から

$$\rho \frac{\partial Y}{\partial z} = \frac{\partial^2 p}{\partial y \cdot \partial z}$$

ゆえに

$$\frac{\partial Y}{\partial z} = \frac{\partial Z}{\partial y}; \quad \frac{\partial X}{\partial y} = \frac{\partial Y}{\partial x}; \quad \frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{\partial X}{\partial z} \quad (3)$$

なる関係が成立する。この (3) なる条件式は Y, X, Z があるポテンシャル $U(x, y, z)$ を有するものでなければならないということに対し必要にして十分なる条件を与えるものである。

なんとすれば

$$X = -\frac{\partial U}{\partial x}, \quad Y = -\frac{\partial U}{\partial y}, \quad Z = -\frac{\partial U}{\partial z} \quad (4)$$

とおいてこれらの値を (3) 式に代入すれば (3) 式は全等的に満足されるからである。(4) 式のような形をとる一つの関数を有するとき、この関数 U をポテンシャルと称し、また X, Y, Z を保存力という。すなわち理想流体に平衡が成立するためには質力 X, Y, Z がある一つのポテンシャル U を有しなければならない。

重力のみの場においては、 $X=Y=0, Z=-1 \cdot g$ であるから単位質量 $m=1$ に働く質力 $Z=-g$ を (4) 式に入れて

$$1 \cdot g = \frac{\partial U}{\partial z}, \quad \text{積分して } U = 1 \cdot g \cdot z + c$$

ある基準面 $z=0$ において $U=0$ と考えれば

$$U = 1 \cdot g \cdot z \quad (5)$$

1 gr なる質量に重力加速度 g (cm/sec²) を乗ずれば g (dyne) なる力であり、これに z (cm) を乗ずれば $g \cdot z$ (erg) なる仕事、またはエネルギーとなるから、この場合 U は高さ z における単位質量の水が有するエネルギーを意味し位置に関するものである。

(1) 式の第 3 の式に $Z = -g$ を入れると

$$dp = -\rho g dz = -w \cdot dz$$

ここに w は水の単位容積重量である。この式を積分して $z=H$ では自由水面であるものとすれば、この面には大気圧が作用するが大気圧はどこにでも作用しているものであるから、大気圧を $p_0=0$ と考えれば $z=H$ では $p=0$ の条件から

$$p = w(H-z) = w \cdot h \quad (6)$$

ここに h は自由水面からの水深であり、(6) 式は静水圧分布を表わすものである。あるいは (1) および (4) 式の第 3 の式から

$$\rho \cdot Z = -\rho \frac{\partial U}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z}$$

これより

$$dp = -\rho \cdot dU$$

しかるに $p=0$ ではポテンシャルは U_0 であり、 z では p および U であるとすれば

$$\int_0^p dp = -\rho \int_{U_0}^U dU,$$

$$p = \rho(U_0 - U) = \rho g(H - z) = w \cdot h$$

となり前記の式に一致する。

Buckingham³⁶⁾ が提案した毛管ポテンシャルの考え方もこれによく類似している。表面からの蒸発を防ぎ均一に詰めた筒状容器内の土の下端を水面に接し十分毛管上昇をさせ平衡の状態にある場合、自由水面から z なる高さにおける水の微小質量 dm を考え、これが z から $z+dz$ の間の場所を占めているものとする。この状態にある水の力のつりあいを考えれば、前記静水圧と類推的に毛管ポテンシャルの観念を導入することができる。毛管ポテンシャルを ψ とすれば静水圧における $U = \frac{p}{\rho}$ に代わるものが毛管ポテンシャル ψ であり、これが質力 $Z = -g$ につりあう。ゆえに (4) 式の代わりに直ちに

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = -Z = g \quad (1.1.1)$$

積分して $z=0$ では $\psi=0$ の境界条件より

$$\psi = g \cdot z \quad (1.1.2)$$

をうる。前記のごとく(1.1.2)式の右辺に単位質量1を乗じて考えれば ψ は土中の水の単位質量の有するエネルギーであるから、たとえば(erg/gr)で表わされ

$$[M][L]^2[T]^{-2}/[M] = [L]^2[T]^{-2}$$

なるディメンションを有する。

いまま少しこのことを考えやすくするために次のような考察を加えてみよう。

簡単のために土中孔ゲキを一樣な円形断面を有する多数の毛管より成り、それらの管の口径は各々異なるものとする。そのうちの任意の口径を有するある1本の毛管についてその内部を満している水柱の自由水面より z から $z+dz$ に至る部分の力のつりあいを考えたとき、図1.1.1において自由水面より z 点の圧力を p とすれば $z+dz$ 点では $p - \frac{\partial p}{\partial z} dz$ と表現できる。水の単位質量に働く z 方向の質力を Z とし上向きを正とすれば、水の微小部分の上下面に反対方向に働く圧力と質力とから次の力のつりあいの式を生ずる。

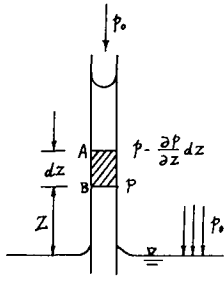


図 1.1.1

水柱の自由水面より z から $z+dz$ に至る部分の力のつりあいを考えたとき、図1.1.1において自由水面より z 点の圧力を p とすれば $z+dz$ 点では $p - \frac{\partial p}{\partial z} dz$ と表現できる。水の単位質量に働く z 方向の質力を Z とし上向きを正とすれば、水の微小部分の上下面に反対方向に働く圧力と質力とから次の力のつりあいの式を生ずる。

$$\left\{ p - \left(p - \frac{\partial p}{\partial z} dz \right) \right\} \pi r^2 - \rho Z \pi r^2 dz = 0$$

共通部分を除いて

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = Z$$

いま

$$Z = - \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.1.3)$$

とおけば

$$- \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = \frac{\partial \psi}{\partial z}$$

しかるにこの場合変数は z のみであるから上式の代わりに

$$- \frac{1}{\rho} dp = d\psi = g \cdot dz \quad (1.1.4)$$

積分して $z=0$ では $p=0$ の条件を入れると積分定数は0となり

$$p = - \rho gz = - \rho wz \quad (1.1.5)$$

または水頭で表わせば

$$\frac{p}{\rho w} = -z \quad (1.1.6)$$

すなわち毛管柱内の水圧は負圧であり、したがって自由水面より z cmの高さにある毛管水を取り出すためには水頭 z cmの吸引力が必要であることになる。

また(1.1.4)式の $d\psi = g dz$ を積分し $z=0$ で $\psi=0$ の条件を用いれば

$$\psi = g \cdot z$$

となって(1.1.2)式に一致する。

Buckinghamはエネルギーのつりあいからこれを論じている。図1.1.1にみるように、A、B2点を考え、それぞれの点における位置のエネルギーを U_A 、 U_B とし、AよりBに至る間に保存力のなす仕事を W_{AB} とすれば

$$W_{AB} + U_B - U_A = 0$$

が成立する。

ψ は z にある単位質量の水の有するエネルギーであるから質量 dm については

$$U_B = \psi \cdot dm$$

これより dz 隔たったA点の dm についてのエネルギーは

$$U_A = \left(\psi + \frac{\partial \psi}{\partial z} \cdot dz \right) dm$$

$$W_{AB} = g \cdot dm \cdot dz$$

ゆえに

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} dz dm = g \cdot dm \cdot dz$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = g, \quad \psi = gz$$

となり、(1.1.1)式と(1.1.2)式に一致する。

なおBuckinghamは毛管ポテンシャルは自由水面からの高さの関数であることは前記のとおりであるが別に土壌水分 θ の関数であるとして

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \cdot \frac{\partial z}{\partial \theta}$$

しかるに(1.1.1)式によって $\frac{\partial \psi}{\partial z} = g$ をこれに入れて

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = g \cdot \frac{\partial z}{\partial \theta} \quad (1.1.7)$$

土壌水分についての毛管ポテンシャルの変化率は重力加速度を自由水面からの高さ z についての水分の変化率で割った値に等しいということになる。

Gardner³⁶⁾は実験的に

$$\psi = \frac{a}{\theta} + b \quad (1.1.8)$$

なる双曲線方程式を提案した。ここに a および b はある定数である。

(1.1.8)式の仮定に従えば毛管土壌水分は

$$\theta = \frac{b}{z+a} \quad (1.1.9)$$

で表わしうる。この式の形は双曲線である。

【計算例 1】

いま Richards の測定による張力水分曲線についての Bennet 砂土の実測値は表 1.1.1 のようである。

表 1.1.1

z (cm)	θ 実 測	θ の 計 算 値		
		(1.1.10)式	(1.1.11)	(1.1.13)
0	0.22	0.078	0.201	0.220
100	0.07	0.069	0.113	0.070
200	0.06	0.061	0.079	0.059
400	0.05	0.050	0.049	0.048
600	0.04	0.042	0.035	0.040
800	0.038	0.037	0.028	0.036

いま

$$z = 100 \text{ cm}, \quad \theta = 0.07$$

$$z = 200 \text{ cm}, \quad \theta = 0.06$$

$$z = 400 \text{ cm}, \quad \theta = 0.05$$

と実測値をにおいて (1.1.9) 式について最小自乗法で a, b なる定数を求めれば

$$\theta = \frac{56.1}{z+721.2} \quad (1.1.10)$$

をうる。

これによって各 z について θ を求めれば表-1.1.1 に見るごとくなり z の小さい部分を除けば大体満足的な値が得られる。しかし z の小さい所に対しては甚だしく不

満足的である。

表 1.1.1 の実測値を全部用いて最小自乗法で求めれば

$$\theta = \frac{25.772}{z+128} \quad (1.1.11)$$

をうる。

この式に従った計算値もまた表 1.1.1 に示すように実測値に一致しない。

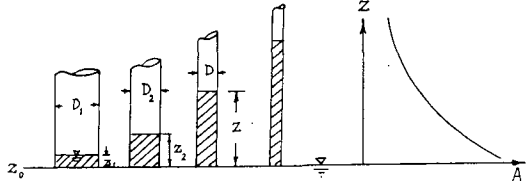


図 1.1.3 毛管模型化

著者はこのことについてもっとその理由を掘り下げてみたいと思う。いま模式化した毛管を考え、ある毛管ポテンシャルを有する一つの毛管を考えると、これは色々な迂余曲折を有し、分岐、合流があり断面も各種の形と拡大狹障があるがとにかく単一な直径 D を有する模式化毛管と等値の場合が考えられる。帯水層から上部に毛管高 z をとり、これに対する等値毛管の断面積の分布を考えてみる。高さ z に応ずる毛管ポテンシャルを有する毛管の等値直径を D とする。まず z を等間隔に分けて考え、一番 z の小さいものを z₀ とし、その管径 D₀、次の z₁ に対してはその直径を D₁ 以下同様に考え、D₀ から D₁ までの間の等値毛管の断面積の和を a₁、D₁ から D₂ に至る間のそれを a₂、以下同様に考える。

もし a₁=a₂=...=a_r=...=a_n であれば z₀ の位置に対しては A₀=∑₀ⁿ a, z₁ の位置では A₁=∑₁ⁿ a 一般に z_r では A_r=∑_rⁿ a となって z に対する A は等差級数的に、すなわち直線状に減少する。

しかるに一般の土壌では

$$a_0 > a_1 > a_2 \dots > a_n \quad (1)$$

であって z に対する a の配列は z の進むにつれて a の減少度は減ずる。

いま (1) 式の関係を表わすために

$$a = \frac{c}{z^n + b} \quad (2)$$

と仮定する。

さらに n=1 の場合を考えると

$$A = c \int \frac{1}{z+b} dz = c \ln(b+z) + \text{const} \quad (3)$$

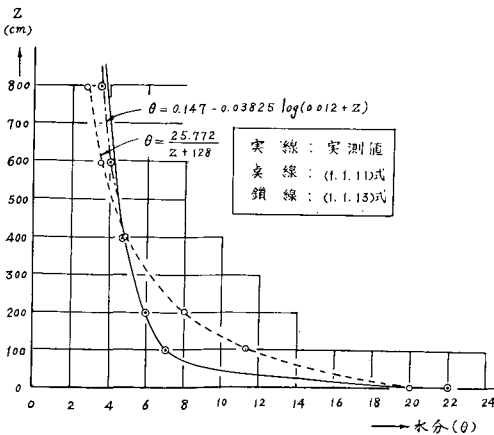


図 1.1.2 Bennet 砂の高さと水分 (Richards)

土壌水分は(3)に比例すると考えて

$$\theta = \beta \log(\alpha+z) + \gamma \tag{1.1.12}$$

と仮定することができる。ここに α, β, γ はその土壌特有の定数を意味する。

実験資料についてこれらの定数は最小自乗法によって見いだすことができる。

(1.1.12) 式の扱いはなんらかの方法で α, β, γ の近似値を見いだし、これを $(\alpha)(\beta)(\gamma)$ とし、 ξ, η, ζ をもってそれぞれの更正值とする。

$$F(\alpha, \beta, \gamma) = F\{(\alpha)+\xi, (\beta)+\eta, (\gamma)+\zeta\} \tag{a}$$

Taylor の定理で展開すれば

$$\theta = (\theta) + \frac{\partial F}{\partial(\alpha)} \xi + \frac{\partial F}{\partial(\beta)} \eta + \frac{\partial F}{\partial(\gamma)} \zeta \tag{b}$$

ここに

$$F = F\{(\alpha), (\beta), (\gamma)\} = \frac{(\beta)}{2.303} \ln\{(\alpha)+z\} + (\gamma) \tag{c}$$

(1.1.11) 式より

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial(\alpha)} &= \frac{(\beta)}{2.303 \{(\alpha)+z\}} \\ \frac{\partial F}{\partial(\beta)} &= \frac{1}{2.303} \ln\{(\alpha)+z\} \\ \frac{\partial F}{\partial(\gamma)} &= 1 \end{aligned} \right\} \tag{d}$$

水分実測値を M, v をもって残差とすれば (b), (d) 両式から

$$v = \theta - M = (\theta) + \frac{(\beta)}{2.303 \{(\alpha)+z\}} \xi + \frac{1}{2.303} \ln\{(\alpha)+z\} \eta + \zeta - M \tag{e}$$

$$l = M - (\theta) \tag{f}$$

$$v = \frac{1}{2.303} \cdot \frac{(\beta)}{(\alpha)+z} \xi + \frac{1}{2.303} \ln\{(\alpha)+z\} \eta + \zeta - l \tag{g}$$

ゆえに

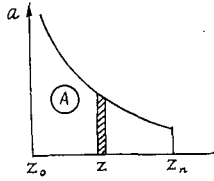


図 1.1.4 z-a 曲線

$$v = a\xi + b\eta + c\zeta - l$$

として正規方程式を作ってこれを解く。ここに

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{1}{2.303} \cdot \frac{(\beta)}{(\alpha)+z} \\ b &= \log\{(\alpha)+z\} \\ c &= 1 \\ l &= M - (\theta) \end{aligned} \right\} \tag{h}$$

まず(1.1.11)式に従って表1.1.1の観測値について α, β および γ の近似値を求めるために

$$z = 0, \quad \theta = 0.22$$

$$z = 100, \quad \theta = 0.07$$

$$z = 600, \quad \theta = 0.04$$

の3組の値を用い

$$\beta \log \alpha + \gamma = 0.22 \tag{1}$$

$$\beta \log(\alpha+100) + \gamma = 0.07 \tag{2}$$

$$\beta \log(\alpha+600) + \gamma = 0.04 \tag{3}$$

(1)-(2) および (2)-(3) を作って γ を消去し、さらにこれらの比をとれば

$$5 = \log \frac{\alpha}{\alpha+100} / \log \frac{\alpha+100}{\alpha+600} \tag{4}$$

これを試算的にといて $\alpha = 0.012$ をうる。順次もとに返して $\beta = -0.03825, \gamma = 0.147$ をうる。

したがって

$$\theta = 0.147 - 0.03825 \log(0.012+z) \tag{1.1.13}$$

(1.1.13) 式によって各 z に応ずる θ の値を表1.1.1に示す。(1.1.9) の双曲線の式に比べると非常に満足的である。

これで実用上は十分であるようであるが、もっと実測値に一致させようとすれば前記の最小自乗法によればよい。

以下表1.1.1の実測値によって最小自乗法を応用して各定数を求めてみよう。

$$(\alpha) = 0.012, \quad (\beta) = -0.03825, \quad (\gamma) = 0.147$$

$$\frac{(\beta)}{2.303} = -0.0166,$$

表 1.1.2

z (cm)	a	b	c	M	(θ)	l = M - (θ)	θ (1.1.14) 式
0	-1.38333	-1.92082	1	0.22	0.220	0	0.2203
100	-0.000166	2.00000	1	0.07	0.070	0	0.0718
200	-0.0000830	2.30103	1	0.06	0.059	0.001	0.0598
400	-0.0000415	2.60206	1	0.05	0.048	0.002	0.0485
600	-0.0000277	2.77815	1	0.04	0.040	0	0.0416
800	-0.0000208	2.90309	1	0.038	0.036	0.002	0.0367

$$a = \frac{(\beta)}{2.303} \frac{1}{(\alpha)+z} = -\frac{0.0166}{z+0.012}$$

$$b = \log(z+0.012)$$

$$c = 1$$

$$l = M - (\theta)$$

表 1. 1. 2 より次の正規方程式ができる。

$$\xi + 1.3882 \eta - 0.72309 \zeta = -0.00000010817$$

$$\xi + 13.515 \eta + 4.0145 \zeta = 0.0050109$$

$$\xi + 7.7069 \eta + 4.3361 \zeta = 0.0036135$$

これをといて

$$\xi = 0.00292, \quad \eta = -0.0005642, \quad \zeta = 0.00242$$

ゆえに

$$\alpha = 0.012 + 0.00292 = 0.01492$$

$$\beta = -0.03825 - 0.0005642 = -0.03881$$

$$\gamma = 0.147 + 0.00242 = 0.14942$$

$$\theta = 0.14942 - 0.03881 \log(0.01492 + z) \quad (1.1.14)$$

この式によって計算した値を表 1. 1. 2 の右端に示す。

【計算例 2】 Richards の実験値, Greenville 壤土について, (1. 1. 12) 式による定数の決定。

観測値を表 1. 1. 3 に示す。

表 1. 1. 3

z (cm)	θ	
	実 測 値	計 算 値
0	0.40	0.400
100	0.25	0.250
200	0.21	0.216
400	0.175	0.181
600	0.16	0.160
800	0.15	0.146

$$z = 0, \quad z = 100, \quad z = 600$$

について(1. 1. 12)式によって前のごとく α, β, γ を求めると

$$\alpha = 5.8, \quad \beta = -0.11894, \quad \gamma = 0.4908$$

$$\theta = 0.491 - 0.119 \log(z + 5.8) \quad (1.1.15)$$

(1. 1. 15) 式によって計算した値を表 1. 1. 3 に示す。

【計算例 3】 Richards の実験値, Preston 粘土について(1. 1. 12) 式による定数の決定。

観測値を表 1. 1. 4 に示す。

$$z = 0, \quad \theta = 0.64$$

$$z = 100, \quad \theta = 0.46$$

$$z = 600, \quad \theta = 0.285$$

表 1. 1. 4

z (m)	θ (計算値)		
	実 測 値	(1. 1. 16) 式	(1. 1. 17) 式
0	0.67	0.670	0.680
100	0.46	0.460	0.445
200	0.375	0.395	0.385
400	0.31	0.326	0.324
600	0.285	0.285	0.288
800	0.28	0.256	0.263

を用いて(1. 1. 11)式を連立といて

$$\alpha = 15.5, \quad \beta = -0.24076, \quad \gamma = 0.95658$$

ゆえに

$$\theta = 0.9566 - 0.24076 \log(15.5 + z) \quad (1.1.16)$$

(1. 1. 16) 式に各 z の値を入れて計算したものを表 1. 1. 4 に示す。実測値に対していくらか不一致の点もあるので前記の方法によって数多くの実測値により最小自乗法を適用して各定数を求めればもっと正確に合致させることができる。表 1. 1. 4 の実測値を用い、

$$(\alpha) = 15.5, \quad (\beta) = -0.24076, \quad (\gamma) = 0.9566$$

とすれば

$$a = -\frac{0.10456}{15.5+z}, \quad b = \log(15.5+z), \quad c = 1$$

$$l = (\text{観測値}) - (\text{近似値})$$

これより

$$\xi = -7.512, \quad \eta = +0.032541, \quad \zeta = -0.08863$$

となり次式をうる。

$$\theta = 0.8680 - 0.20822 \log(7.988 + z) \quad (1.1.17)$$

(1. 1. 16) 式に比べれば多少改善され実用的には十分な精

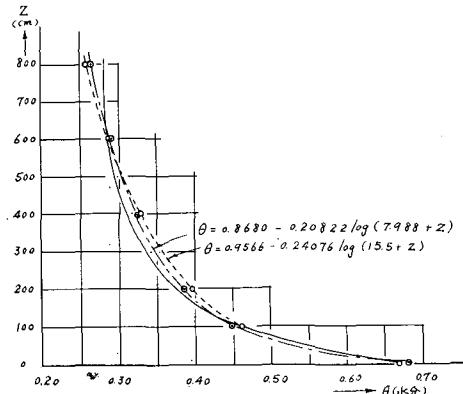


図 1. 1. 5 Preston 粘土における高さと水分 (Richards)

度で表現し得た。これらの計算値を図 1.1.5 に示す。

以上の計算例からみて(1.1.9)式の形式の双曲線型に比し(1.1.12)式に示す対数曲線型が実測値に近い値を示すものようである。

しかしこれらは確固たる理論的根拠によるものではなく模式的な毛管群を考え、その等値径なる観念を導入しその分布の状態を図 1.1.4 に示すとき双曲線の配置に仮定したことによって求めたものである。

林は、重力、毛管上昇速度による流れに対する抵抗および表面張力の間において慣性の項を無視して力のつりあいの式を立て

$$\theta \cdot g + R \cdot \omega \cdot \theta + \frac{K}{\rho} \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0 \tag{1.1.18}$$

なる運動の方程式と

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial(\theta \omega)}{\partial z} = 0 \tag{1.1.19}$$

なる連続の方程式を導いた。

ここに θ は土壌水分、 t は時間、 R は流れに対するある抵抗係数、 K は表面張力に関する係数、 ρ は水の密度、 ω は毛管上昇速度、 z は地下水面よりの高さ、 g は重力加速度である。

(1.1.18)、(1.1.19)両式より ω を消去すれば

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{K}{\rho R} \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + \frac{g}{R} \frac{\partial \theta}{\partial z} \tag{1.1.20}$$

θ が定常状態になったときには

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$$

ゆえに

$$\frac{K}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + g \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0 \tag{1.1.21}$$

この微分方程式の解は

$$\theta = A \cdot \exp\left(-\frac{\rho g}{K} z\right) + B \tag{1.1.22}$$

(1.1.22)式を改変すれば

$$z = \gamma + \beta \log(\theta + \alpha) \tag{1.1.23}$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \log A &= -\frac{\gamma}{\beta} \\ B &= -\alpha \\ C &= -\frac{\rho g}{K} = -\frac{2.303}{\beta} \end{aligned} \right\} \tag{1.1.24}$$

(1.1.22)式の B は $z=0$ のとき $\theta=\theta_0$ の条件から決められるものであるから、(1.1.22)式は

$$\theta = \theta_0 - A(1 - e^{-cz}) \tag{1.1.25}$$

となる。

(1.1.25)式を改変すれば

$$z = \frac{1}{c} \ln \frac{1}{1 - \frac{1}{A}(\theta_0 - \theta)} = -\frac{1}{c} \ln \left\{ 1 - \frac{1}{A}(\theta_0 - \theta) \right\} \tag{1.1.26}$$

したがって二つの実測値があれば各係数の近似値が求められる。 z_1 に対して θ_1 、 z_2 に対して θ_2 とすれば

$$\frac{z_2}{z_1} = \frac{\log \{1 - m(\theta_0 - \theta_2)\}}{\log \{1 - m(\theta_0 - \theta_1)\}} \tag{1.1.27}$$

ここに

$$m = \frac{1}{A}$$

(1.1.27)式により【計算例2】の観測資料によって各係数を求めてみれば

$$m = 4.155, \quad A = \frac{1}{m} = 0.2407, \quad C = 0.009761$$

これより

$$z = -\frac{2.3}{C} \log \{1 - m(\theta_0 - \theta)\} = -235.9 \log \{1 - 4.155(0.40 - \theta)\} \tag{1.1.28}$$

または

$$\theta = 0.40 - 0.2407 \{1 - \exp(-0.009761 z)\} \tag{1.1.29}$$

(1.1.28)式に従って θ と z の関係を求め、これを図 1.1.6 の点線で示す。これをみれば実測値と非常に離れているが、(1.1.28)式の各係数は単に3個の観測値から連立にといた値であって合理的な決め方によっていない。前記の最小自乗法によって数多い観測値を利用すれば、もっと実測値に一致する曲線式が得られるはずである。

しかし(1.1.28)式または(1.1.29)式の形式は(1.1.12)式と同様に対数曲線であるが実用上は不便のように思わ

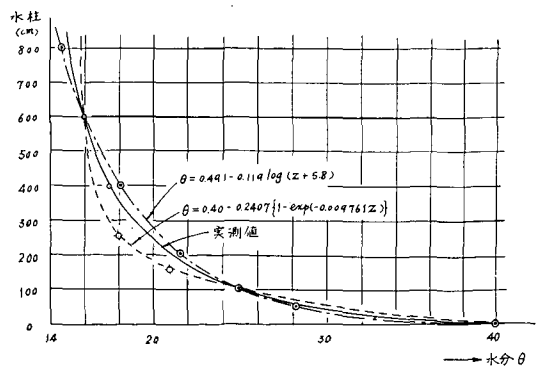


図 1.1.6 Greenville 壤土における水分 (Richards)

れる。

以上は単純な毛管の配列、または毛管水分のつりあいを単純に仮定して求めたものであるが、土壌水分はこのような毛管上昇の要素のみに支配するとは思われない。Wadworth はエネルギーおよび水分の関係曲線はただ1個の曲線ではなく、いくつかの曲線の組合せかも知れないといっている。

このことは蒸発現象をもあわせ考えれば当然の話であるが、蒸発を完全に阻止した毛管上昇のみを考えた場合には土粒子間ゲキのあり方が数学的に連続になっているか否かに主として関係するものではないかと思われるが、彼が指摘するごとく、ある水分状態になると水の吸引ならびに保留に関する条件の性質が変化するものと思われ、また Wheating のいうごとく乾いた層では土粒子表面と液体界面には分子引力が働いて水分を保持し、また毛管付着水の形となって主として水蒸気として水の移動が起るが、湿った層では土壌孔ゲキ内の空気と液体との界面には毛管張力が作用し、毛管ポテンシャルに応じて水分移動が行なわれるから、このような点のみ考えても土壌内の広い範囲の水分を考えたとき、あくまでも単一な曲線で土壌水分を表現することができないことがうなずかれる。たとえ表面からの蒸発を阻止してみても土壌気孔内には蒸発機構による水分の平均化が行なわれる

であろう。とくにホ場では蒸発による水分の損失がこれに伴うから単純に毛管ポテンシャルによってのみ水分分布を一元的に律することは不可能であろう。

Edlefsen および Anderson は土壌水分の蒸気圧は水分量の関数である事実を吸着力の場を土粒子表面を取り囲む領域に考え、水分の減少とともに、水分を蒸発相内に移動させるためには、吸着に打勝つだけの大きなエネルギーを与えなければならぬ理由を説明した。

間隔 D なる 2 枚の板を水中に立てればその間隔に同じ水位は上昇し、メニスカスはある曲線を描く。力のつりあい条件より厳密な算定を行なえばこの曲面は次式で表わされる。

$$\frac{dz}{dx} = -\sqrt{\frac{\left\{\sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2)\right\}^2}{\left\{\sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2)\right\}^2 - 1}} \quad (1.1.30)$$

ここに z_1, z_2 は図 1.1.7 におけるメニスカス上端および下端の基準水面よりの高さ、 θ は接触角、 σ は表面張力、 γ は界面を隔てて接する二つの液体の単重の差 $\gamma_1 - \gamma_2$ である。したがって

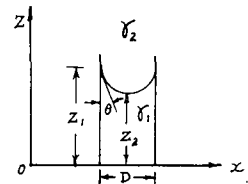


図 1.1.7

$$D = 2 \int_{z_2}^{z_1} \frac{\sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2)}{\sqrt{\left\{\sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2)\right\}^2 - \left\{\sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2)\right\}^2}} \quad (1.1.31)$$

(1.1.31) 式を改変すれば

$$D = \alpha \int \frac{1}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^2\zeta^2)}} d\zeta + \beta \int \frac{\sqrt{1-k^2\zeta^2}}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (1.1.32)$$

となり第 1 項目は第一種、第 2 項目は第二種楕円積分で表わされる形となる。ここに

$$\zeta = \alpha z = \sqrt{\gamma(z_1^2 - z_2^2) - \sigma \sin \theta} \cdot z$$

この曲線はまた近似的に 5 心円弧で描くことができる。

$$z = z_1 \quad \text{では} \quad \frac{dz}{dx} = -\cot \theta$$

であり、かつ

$$1 + \cot^2 \theta = \frac{1}{\sin^2 \theta}$$

なる関係を (1.1.30) 式に代入して整理すれば

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{2\sigma}{\gamma} (1 - \sin \theta) \quad (1)$$

となるから、間隔が十分狭くて近似的平均上昇高を

$$h = \frac{z_1 + z_2}{2}$$

とし、メニスカス高を $m = z_1 - z_2$ とすれば

$$h = \frac{\sigma}{\gamma} (1 - \sin \theta) \cdot \frac{1}{m} \quad (2)$$

次に高さ z なる位置の曲率半径は

$$\rho = \frac{1}{\gamma \cdot z} \left\{ \sigma \sin \theta + \frac{\gamma}{2}(z_1^2 - z_2^2) \right\} \quad (3)$$

(1) 式を (3) 式に代入すれば

$$h = \frac{\sigma}{\gamma \rho} \quad (4)$$

さらに接触角を $\theta = 0$ とし、メニスカスを円曲線とすれば

$$\rho = r \quad (5)$$

また水と空気の場合は、空気は水の重さに対して省略し得て、 γ は水の単位容積重量と考えてよいから $\gamma = w$

$$h = \frac{\sigma}{w \cdot r} \tag{1.1.33}$$

2枚の板がそれぞれ鉛直に対して ϕ だけ傾き、上にいくほど狭くなっている場合には

$$h = \frac{\sigma \cos(\theta - \phi)}{wr} \tag{1.1.34}$$

ゆえに ϕ が接触角 θ にちょうど等しい場合は同一の r に対して最も高く上昇する。反対に ϕ なる傾斜が上にいくほど広がるように傾くならば

$$h = \frac{\sigma \cos(\theta + \phi)}{wr} \tag{1.1.35}$$

$\theta + \phi = \frac{\pi}{2}$ になると $h=0$ であるが、これらのことは円筒毛管の場合でも全く同様である。

円筒毛管中を上昇している水のフロントにおけるメニスカスの各部分は二つの異なる主曲率半径を有する曲面であり、メニスカスの形は回転垂曲線体で与えられる。この場合、曲面中の任意点について力のつりあいから次式が成立する。

$$p_a - p_w = \left(\frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} \right) \sigma \tag{1.1.36}$$

式中 p_a, p_w はそれぞれ空気および水の圧力、 ρ_1, ρ_2 は互いに直角方向の主曲率半径、 σ は表面張力である。

なお $p_a - p_w = p$ とすれば p は (1.1.35) 式によれば正量で与えられるから p_w は大気圧 p_a より小さくなり負圧となる。ゆえに p_a なる圧力下にある地下水面より $\frac{p_a - p_w}{w} = h$ だけ水が上昇することになる。

いま簡単に互いに直角に交わる2平面内においてメニスカスが作る曲線をそれぞれ円曲線と考え、円筒毛管を考えると軸対称であるから

$$\rho_1 = \rho_2 = \rho = \frac{D}{2 \cos \theta} \tag{6}$$

したがって

$$\left. \begin{aligned} p &= wh = \frac{4\sigma \cos \theta}{D} \\ \text{または} \\ h &= \frac{4\sigma \cos \theta}{wD} \end{aligned} \right\} \tag{1.1.37}$$

$\theta=0$ のときは

$$h = \frac{4\sigma}{wD} \tag{1.1.38}$$

この場合も円筒毛管の代わりに傾斜角が $\pm\phi$ なる円錐形毛管を考えれば

$$h = \frac{4\sigma \cos(\theta \pm \phi)}{wD} \tag{1.1.39}$$

となり $\theta = \phi$ の上ずぼみのとき h は最大、 $\theta + \phi = \frac{\pi}{2}$ では $h=0$ となる。したがって円筒毛管の一部に急に太くなったところがあれば $\theta + \phi$ が大きくなるから h は小さくなり、その極端な場合には本来ならばまだ上昇できる毛管水がその点で停止しなければならないこともおきる。

しかし土の毛管は単管の配列ではなく縦横無尽に網状に連結されており、水は他の毛管を流れてこの大なる間隙を満すことが可能であるから、必ずしもその点で停止するとは限らない。またこのような場合空気封入の率が多い。

2個の等大の球体の土粒子が一点で接する場合を考えるとこの接点の周囲のリング状毛管水によって2個の土粒子は互いに押し合う力を生ずる。これを土粒子の収縮力という。この力は外気と水メニスカスの圧力差および懸着水皮膜の表面張力によるから

$$F = \pi b^2 \sigma \left(\frac{1}{c} - \frac{1}{b} \right) + 2\pi b \sigma = \pi b \sigma \left(1 + \frac{b}{c} \right) \tag{1.1.40}$$

この圧力は面積 πb^2 について考えたものであるから、単位面積当たりの収縮圧力度は

$$p_s = \sigma \left(\frac{1}{b} + \frac{1}{c} \right) \tag{1.1.41}$$

水分が減少してリング状の水が薄せてくれば b も c も小さくなるから収縮

圧力はますます大きくなる。この力が砂の見掛けの粘着力に關係するものとすれば含水量が減れば粘着力が増すということになる。また粒径

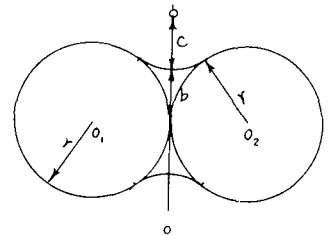


図 1.1.8

を異にする2種の砂があって同一百分率の含水量とすれば、図1.1.8は相似形のものとなるから (1.1.41) 式より

$$p_s = \sigma \left(\frac{r}{b} + \frac{r}{c} \right)$$

しかるに幾何学的相似より

$$\frac{r}{b} + \frac{r}{c} = \text{一定} = k$$

となるから

$$p_s = \frac{k\sigma}{r} \tag{1.1.42}$$

となり粒子が小さいほど粘着力が大きくなるということになる。

福田⁴⁾ は均一な完全球体の土粒子を仮定し、毛管付着

水が液体として移動し得なくなる限界の場合を理論的に導き実験によって確め、あわせて土中の相対湿度が100%以下に降下するときの土中水分と毛管付着水移動限界点と関連性のあることを明らかにした。

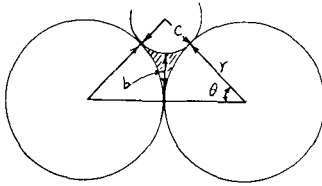


図 1. 1. 9

半径 R なる球体が接触して水のメニスカスを形成しているものとし、 r_1, r_2 をもってその主曲率半径とする。いま

$$\beta_1 = \frac{b}{r}, \quad \beta_2 = \frac{c}{r}$$

とすれば、図から幾何学的に

$$\frac{b}{c} = \frac{\beta_1}{\beta_2} = 2 \left(\frac{1}{\beta_1} - 1 \right) \quad \text{または} \quad \beta_2 = \frac{\beta_1^2}{2(1-\beta_1)} \quad (1. 1. 43)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= 1 + \tan \theta - \sec \theta \\ \beta_2 &= \sec \theta - 1 \quad \text{または} \quad \beta_2 = \tan \theta - \beta_1 \end{aligned} \right\} (1. 1. 44)$$

さて土粒子の斜列配置では一粒子の周りに水メニスカスは12個あり、土の間ゲキ率は25.95%、正列配置では6個で間ゲキ率は47.64%である。

また前者では

$$\theta = 30^\circ, \quad \beta_1 = 0.422, \quad \beta_2 = 0.155$$

となり、後者では

$$\theta = 45^\circ, \quad \beta_1 = 0.586, \quad \beta_2 = 0.414$$

となる。

したがって β_1 の値がこれらより小さくなれば、吸湿水を無視すると、水メニスカスは土粒子接点のまわりに独立して懸着することになり、液体としてのつながりが切断されることになるから、液体としての移動はなくなり主として水蒸気としての水の移動のみとなる。

福田はこの極限の β_1 の値を限界土中水分指数と名づけた。

つぎに毛管水が網目状態 (funicular stage) から懸着状態 (pendular stage) になる

メニスカス内外の圧力差を p 、毛管上昇高を h 、液体密度を ρ とし p を負量で表示すれば

$$p = -\rho \cdot g \cdot h = -\sigma \left(\frac{1}{c} - \frac{1}{b} \right) = -\frac{\sigma}{r} \left(\frac{2-3\beta_1}{\beta_1^2} \right) \quad (1. 1. 45)$$

$$h = \frac{\sigma}{\rho g r} \cdot \frac{(2-3\beta_1)}{\beta_1^2} \quad (1. 1. 46)$$

かりに $\beta_1 = 0.422$ とし、 $r = 0.01$ (mm) = 1×10^{-3} (cm), $t = 15^\circ\text{C}$ として $\gamma = 0.075$ (gm/cm), $\rho g = 1$ (gm/cm³) とすれば

$$h = \frac{0.075}{1 \times 1 \times 10^{-3}} \cdot \frac{(2-3 \times 0.422)}{(0.422)^2} = 310 \text{ (cm)}$$

これが、この理想斜列配置土粒子の網目毛管水から懸着毛管水に変換せんとする限界の毛管高である。

つぎに水柱の高さ h なる位置において土中水分と平衡状態にあるときの水蒸気張力 p_h は

$$p_h = p_0 \exp \left\{ -\rho_0 g h / p_0 \right\} \quad (1. 1. 47)$$

なる指数曲線で表されるものとする。

ここに p_0 および ρ_0 は地下水面上の水蒸気張力および水蒸気密度である。いま一点における相対湿度を H (%) とすれば

$$p_0 / p_h = 100 / H$$

の関係があるから (1. 1. 47) 式より

$$\begin{aligned} \exp (\rho_0 g h / p_0) &= \frac{p_0}{p_h} = \frac{100}{H} \\ h &= 2.3 \frac{p_0}{\rho_0 g} \log \frac{100}{H} \end{aligned} \quad (1. 1. 48)$$

しかるに C.G.S 単位を用いれば

$$\frac{p_0}{\rho_0} = \frac{R^*}{M} T = R_v \cdot T \quad (1. 1. 49)$$

の関係があるから、これを (1. 1. 48) 式に適用すれば、つぎのようになる。ここに R^* は普遍気体定数 (universal gas const const.) であって

$$R^* = 8.315 \times 10^7 \text{ [erg] } [^\circ\text{K}] \text{ [mol]}$$

R_v は水蒸気の気体定数で

$$4.615 \times 10^6 \text{ [cm]}^2 \text{ [sec]}^{-2} \text{ [}^\circ\text{K]}^{-1}$$

ゆえに

$$\frac{p}{\rho_0 g} = \frac{4.615 \times 10^6}{980} (273+t) = 4.709 \times 10^3 (273+t) \quad [\text{cm}]$$

(1. 1. 48) 式より

$$\ln h = \ln 4.709 \times 10^3 + \ln (273+t) + \ln \left(2.3 \log \frac{100}{H} \right)$$

$$\log h = \log (4.709 \times 10^3) + \log (273+t) + \log 2.3 + \log (2 - \log H)$$

$$\log h = pF$$

とおけば

$$pF = 4.035 + \log (2 - \log H) + \log (273+t)$$

$$t = 20^\circ\text{C} \text{ では} \quad (1. 1. 50)$$

$$pF = 6.503 + \log (2 - \log H)$$

となり、Schofieldの式に一致する。

また使用目的は異なるが、昭和28年美園⁹⁾らによってもすでに(1.1.50)式は発表されていることを付記する。

つぎに福田は前記限界土中水分比に関して土粒子接点の周囲の水メニスカスの容積の $\frac{1}{2}$ を V とおき、これと土粒子球容積の比を β_1 と θ との関数で表わし、斜列および正列配置の理想状態について求め、これよりそれぞれ土中水分重量比を計算し斜列に対しては重量比で3~4%、正列に対しては6~7%なることを求め、これらの水分以下で水分は主として水蒸気として移動を生ずることを理論づけ、また実験的裏付も行なった。このような理想土粒子配置にあつては、すべて一つの指数 β を通じて土中水分、毛管水柱高、土中間ゲキ内の水蒸気張力および相対湿度の関連性が得られ、土中相対湿度が100%以下になる所にこの限界点があることを認めた。

しかし本論文中の h は始め地下水位から上方に向けて考える点までの高さを意味するように見受けられるが、これは考える点の圧力を表わす水柱の高さでなければならない。

$H=100\%$ では(1.1.50)式より $h=0$ となる。

実際に相対湿度が100%以下に落ち始めるのが目立つのは水分当量以下であることを実験で確かめている。

(1.1.50)式によれば H は pF に大きく影響され、 t による影響は非常に小さい。

土壤水分を pF について表示することは色々な点で便利であり、砂柱法、吸引法、遠心分離法、圧膜法、蒸気圧法等があるが、これらのものを組み合わせることによってある土壤についての一連の pF 曲線が得られることはよく知られたところである。

山崎は美唄地区および篠津地区の泥炭土について pF 曲線を求めた。 $pF 1.0\sim 3.0$ は吸引法により $pF 3.0\sim 4.8$ は氷点降下法により、 $pF 4.5\sim 6.0$ を蒸気圧法によつた。16個の試料についての結果を発表しているが、その一例として、試料A-3を示せばつぎのとおりである。採取箇所は美唄で地表下40~55cm、強熱減量98.0、分解度はKudrijaschovの水洗法により18%、真比重1.83、仮比重0.070、間ゲキ率96.0%、最大容水量($pF 0.7$)22.80%、水分当量($pF 2.7$)700%、シオレ係数($pF 4.2$)100%、吸湿係数($pF 4.4$)70%となっている。 pF 曲線は図-1.1.10のごとくである。

pF の減少に伴う水分増加率を pF について表示した水分分布曲線は図1.1.11のごとくである。点線は山崎らの求めたもので、実線は当教室梅田助手が求めたものであるが、 pF に対する含水比はほとんど類似している

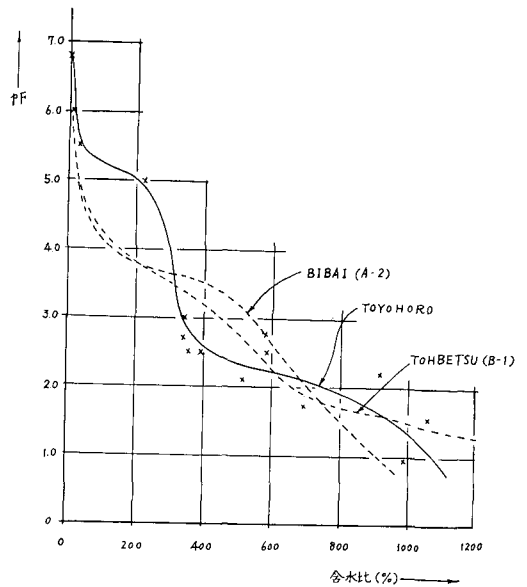


図 1.1.10 泥炭土の pF 曲線

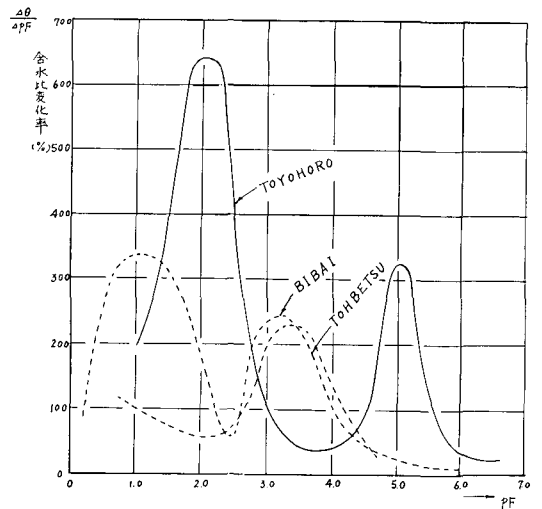


図 1.1.11 泥炭土の水分分布曲線

が、 pF についての含水比の配合は前者のものは $pF 2.5$ 付近が最も小さいのに対し後者は $pF 3.0\sim 4.0$ の間に谷を有した。

つぎに飽和毛管水頭についてひとこと触れてみる。非粘性土の柱を作り最初に水で飽和させた後、これを最終安定状態にまで排水した場合、乾砂を詰めた土柱に下方の容器の水を毛管上昇させた場合飽和度はそれぞれ図1.1.12のAおよびBなる曲線で表わされる。さてA曲線上のa点は自由水面上若干個の連続水柱があ

ることを意味するから、この高さを最大毛管水頭 (max. capillary head) という。

つぎは排水しても完全に飽和している部分で最高点を b とすればこの高さを飽和毛管高 (Saturation capillary head) という。

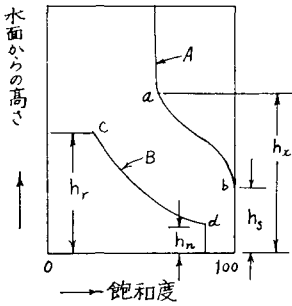


図 1. 1. 12

乾砂に対する毛管水の上昇では最高の上昇高を毛管上昇高 (capillary rise) といい、C 点で与えられ、飽和度の最大の部分の最高点 d に至る距離を最小毛管水頭 (minimum capillary head) と名付ける。以上の四つの特定の毛管水頭は、その土壌が有しうる極限の値であり排水に関連した毛管水頭の場合は h_x と h_s との間に存在し、毛管上昇に関連したものは h_r と h_n との間に存在することになる。毛管水を維持するものはメナスカス面に働く表面張力であるから、ある小さい間ゲキ径においてちょうどその毛管水頭とつりあうならば、メナスカスは降下を停止し、その位置に落ちつく。この際その毛管の下方にたとえ大きな間ゲキがあっても差支えない。ところが下方から上昇する場合は、その大きな間ゲキによってメナスカスの上昇は阻止される場合がある。このような理由で h_x と h_r とは高さを異にし、 $h_x > h_r$ である。飽和毛管高 h_s は種々の問題に最も関連性が深く、この値を求めることはしばしば重要であるが、その測定の方法は試料を完全に飽和させた後にその下方より水頭差、または水銀柱の差を与えて吸引するのであるが大体 1 分間に増加水頭 4 mm の割で水頭差を増加させる。試料下部におかれた網の下部に気泡が現われたときの負圧水頭をもって h_s とする。ただし水銀を用いたときには水銀柱の差を a 、水銀に接し試料底に至るまでの水頭を b とすれば $h_s = 13.6a + b$ で与えられる。粗砂 10 cm, 均質な細砂 60 cm, 氷河土 200 cm 程度といわれる。

1. 2 乾燥土砂における毛管上昇速度についての一考察と Poiseuille の法則の応用例

いま等管径 D を有する毛管を考えたとき、最終の上昇高は前記のごとく次式で与えられる。

$$h = \frac{4\sigma \cos \theta}{wD}$$

ここに w は水と空気の単重差であるが、近似的には水の単重を意味する。

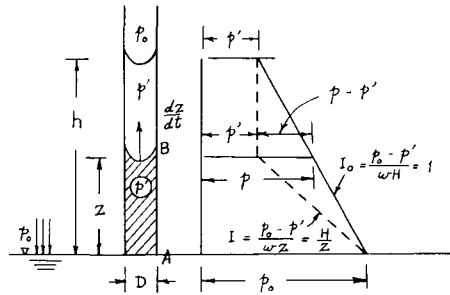


図 1. 2. 1

いま基準水面から上昇しつつある毛管水が z に達したときのつりあいを考えてみる。時間を t とすれば上昇しつつある毛管フロントの速さは $\frac{dz}{dt}$ で表わされる。

毛管内の水の流れは層流と考えられるから、水の粘性にもとづく摩擦抵抗をうける。毛管水が最終の h まで上昇し尽くしたときには、 z 点の圧力は $p = p_0 - wz$ であり水は静止している。しかるに毛管水フロントが z にある瞬間のメナスカス膜直下の圧力は表面張力を有するメナスカス膜を隔てて p_0 と相対しているが、その大きさを p' とし、 p' を A 点より起算すれば

$$p' = p_0 - w \cdot h$$

である。

図 1.2.1 の A 点が p_0 で、B 点が p であれば、重力の作用のもとにつりあうのであるが、現在 B 点の圧力は p でなくてこれより小さい p' であるから、高さ z の水柱は上方に $\frac{dz}{dt}$ なる速さで動くことになる。したがって毛管余圧力とも称すべきものは

$$p - p' = w(h - z) \tag{1}$$

これが水平におかれた管路の場合の両面の静水圧力の差に相当するものである。 μ をもって水の粘性係数とすれば Hagen-Poiseuille の法則を導入して

$$\frac{dz}{dt} = \frac{wD^2}{32\mu} \left(\frac{h-z}{z} \right) = k \left(\frac{h-z}{z} \right) \tag{1.2.1}$$

z と t を分離して積分すれば

$$t = \frac{1}{k} \int_0^z \left(-1 + \frac{h}{h-z} \right) dz = \frac{1}{k} \left(2.3 h \log \frac{h}{h-z} - z \right) \tag{1.2.2}$$

Poiseuille の法則を土の毛管上昇に利用せんとする考えは Bell, Cameron, Washburn, Rideal, Bosanquet, Zunker, 宮川⁹⁾らその他幾多の人によってすでに古くから研究され尽した感があるが、(1.2.1)式および(1.2.2)式はそのまま土壌の毛管上昇現象に適用できるはずはない。また実験値とも合わないのは当然である。

正確に考えれば、毛管上昇運動は時間とともに変わる流れであって水理学的に言えば不定流であるから(1.2.1)式は理論的にも不十分なものである。

厳密に考えれば、直径 D で高さ z なる円形毛管内の上昇しつつある水柱に働く諸力の鉛直方向のつりあいを考えると次式が成立するであろう。

$$\sigma\pi D \cos\theta - 8\mu\pi z \frac{dz}{dt} + \frac{d^2z}{dt^2} \left(\frac{w}{g} z - \frac{\pi D^2}{4} \right) - w \frac{\pi D^2}{4} z - \frac{\pi D^2}{8g} w \zeta \left(\frac{dz}{dt} \right)^2 = 0 \quad (1.2.3)$$

第1項目は毛管力で第2項目は粘性摩擦抵抗力、第3項目はフロントの減速による水柱全体の減加速度による撃力、すなわち慣性力で負量であり、第4項目は毛管水自重、第5項目は毛管の彎曲、広狭、分岐、合流による損失抵抗力である。

土砂間ゲキは大小様々であり、その形態も種々であり、広狭あり、前後上下左右各方向に分岐、合流あり、屈曲があって一見単一な毛管内の水柱上昇理論が成立する余地がなさそうであるがし細にこれを見れば、不齊、不均一な間ゲキ形状を有する土壤毛管でも考える一点 z 附近の一部の素長を取出して考えてみれば必ずその部分については円筒毛管と等値なものを考えることができるから著者はこれを等値毛管と名付け、この等値毛管径なる観念を導入することによって高さ z を通る一水平平面によって土柱を切断してみれば、その平面内には最大径 D_1 から始まって D_2, D_3, \dots, D_n という一群ずつの等値径がある比率で存在することが考えられる。ただし高さ z_1 において、たとえば等値径 D_1 を有する毛管は高さ z_2 を通る水平断面内に存在する D_1 なる等直径を有する毛管と直接連続してなくても差支えない。すなわち全く別個の毛管であって差支えない。

等値径の観念を調べるために図1.2.2および(1.1.39)式より

$$h = \frac{4\sigma \cos(\theta \pm \phi)}{wD} = \frac{4\sigma \cos\theta}{w \cdot D_e}$$

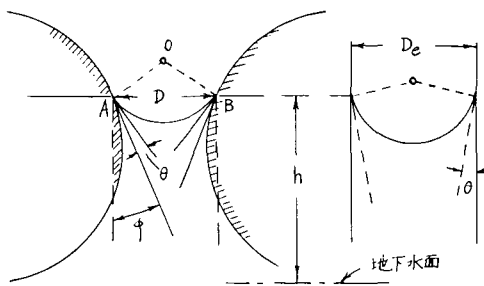


図 1.2.2 等 値 径

これより

$$D_e = D \frac{\cos\theta}{\cos(\theta \pm \phi)} \quad (1.2.4)$$

とくに $\theta=0$ のときには

$$D_e = D \cdot \sec\phi \quad (1.2.5)$$

となって等値径は D より大きくなる。

このように鉛直方向に短い距離を考えて等値径なる観念を入れれば、その短い区間については一本の毛管は等断面積を有する毛管と考えられるから、必然的に第5項目は考える必要がない。また減加速度による慣性の項は一般に $\frac{d^2z}{dt^2}$ が極端に小さいからその他の項に比して省略することができる。

この結果は

$$\frac{dz}{dt} = \frac{\sigma D \cos\theta}{8\mu z} - \frac{wD^2}{32\mu} \quad (1.2.6)$$

この式は(1.2.1)式と全く同一である。 $\frac{dz}{dt}$ なるフロント上昇速度は z と D の関数になる。

いま、ある z の位置でどの大きさの D が最大の $\frac{dz}{dt}$ の値を与えるかということを見るために(1.2.6)式を D について微分して0とおけば

$$\frac{d\left(\frac{dz}{dt}\right)}{dD} = \frac{\sigma \cos\theta}{8\mu} \frac{1}{z} - \frac{w}{16\mu} D = 0$$

これより

$$D \cdot z = \frac{2\sigma \cos\theta}{w} \doteq \frac{2\sigma}{w} = \text{一定} \quad (1.2.7)$$

すなわち与えられた z の位置で最大の上昇速度を与える等値径は $\frac{2\sigma}{w}$ なる一定値を z で除したもので与えられる z に対する D の値は双曲線関係で与えられる。

$$t = 15^\circ\text{C}, \quad \sigma = 0.075 \text{ (gm/cm)}, \quad \cos\theta = 0$$

$$w = 1 \text{ (gr/cm}^3\text{)} \quad [\text{工学単位}]$$

として z に対して D を求めたものを表1.2.1, 図1.2.3および図1.2.4に示す。

図1.2.4からわかることは $\frac{dz}{dt}$ の最大値を与えるためには z が小さいほど D は大きく、 z が大きくなるにつれて D は段々小さいものが選ばれるということである。

(1.2.7)式を書き直せば

$$z = \frac{2\sigma \cos\theta}{wD} = \frac{h}{2} \quad (1.2.8)$$

ここに h はその D なる等値径の毛管の最終の上昇高である。

任意のある D なる等値径を有する毛管は $\frac{4\sigma \cos\theta}{wD}$ なる

表 1.2.1 z に対する D の値

z (cm)	10	20	40	60	80	100	500	1000
D (mm)	0.15	0.075	0.0375	0.0250	0.0188	0.0150	0.003	0.0015

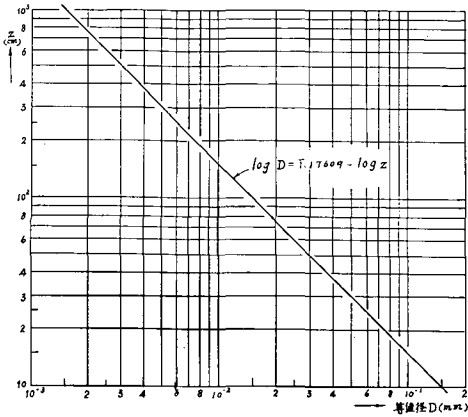


図 1.2.3 等直径 D に対する z の値

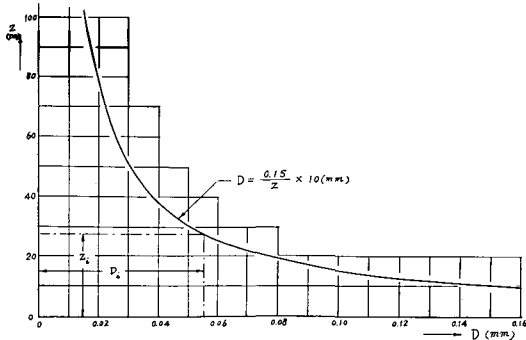


図 1.2.4 普通座標で表わした D と z の関係

る h の大きさを有するが、その h のちょうど $\frac{1}{2}$ の高さに水柱が上昇してきたときは、この D なる毛管を通る水が最も上昇速度が大きく、この D より小さい等直径のものや、大きい等直径のものの上昇速度より大きいということの意味する。

前記のように各寸法の毛管は各々が独立しているのではなく縦横自在に連絡しているのであるから、たとえば D_1 を通って上った水がつぎに D_2 に移動しても、また D_3 に移動しても、あるいはその逆の場合もあるであろうが、上昇水柱フロントは絶えず $z = \frac{H}{2}$ の条件を満すような等直径 D の毛管を選択しつつ、水を引継いでいったものによって与えられるのである。この場合横とか斜の移動も行なわれるであろうが、同一径の毛管であれば重力

の項が無いだけに縦毛管の上昇速度に比して横毛管中の水の移動がはるかに早いことは水柱上昇のフロントの水分の平均化を大いに助けることに注目する必要がある。

ある毛管からある毛管に移動しつつ上昇した最上部の水が z から dz だけ上昇する間だけは $H = 2z$ の能力を有する毛管の一群が代表選手となるということになる。すなわち各 z ごとに少しでも大なる上昇速度を与える等直径を有する毛管を選択しつつ、リレー式に相引継いで毛管水フロントを少しでも早く上方に引っ張り上げていく性格のものであるという考え方である。

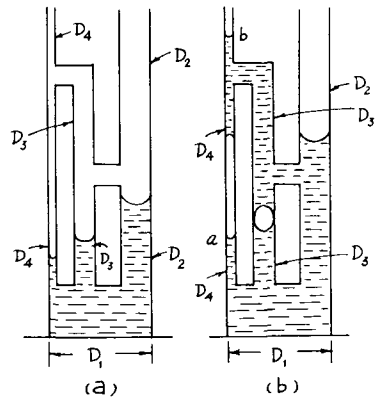


図 1.2.5 毛管水上昇の模式化

以上の説明を模式化毛管によって描けば図-1.2.5のごとくなる。 z が小さいときは D の大なるものほど早いので (a) 図のごとくなり、 D_2, D_3, D_4 の順になるが (b) 図におけるように D_2 を上ったものが連絡管を経て始めから D_3 を上っているものより先に高所に到着し、これはこの毛管径に相当する速度で上昇し、 D_4 の管に入るが直接に始めから D_4 管を昇りつつあるものは未だ a にしか到達していないのに順次最良のコースを引継がれて上昇した毛管水はすでに b に達して一方は上方に向って毛管上昇を、一方は下方に向って毛管下降を行ないつつあるということになる。このようにして逃げ場を失った空気は土中に残存したままになることが起きる。いわゆるエントラプドエアー (Entrapped air) となる。

(1) 第1段階 ($0 \leq z \leq z_0$)

さて (1.2.7) 式によれば $z=0$ において最大の上昇速度

を与える等値管径は $D=\infty$ になる。このことは図 1.2.4 にも表われている。しかるに土柱には $D=\infty$ の毛管があり得ない。その最大の等値管径を D_1 とし、それに続いて D_2, D_3, \dots というように、ほぼ連続的に等値間ゲキがあり、しかもいかなる z を通る水平断面を考えても同一状態に存在しているものとする。しかるときには $z=0$ を支配する等値径は D_1 であるはずである。

しかし実際問題としてはただ1個、または数個の D_i があって毛管水がこれを満しても $z=0$ 附近の砂柱全体からみれば含水比はごく小さくて毛管のフロントと認められないであろう。かくして外部から乾砂中を上昇する毛管水柱のフロントとして認めうるに至る含水量は D_1, D_2, \dots, D_i に至るまでの等値管径を有する毛管の一群が水で満された場合となるであろう。かくして z が小さい部分に対しては各 z に対して (1.2.7) 式がそのまま成立しないで D_i なる等値径の支配下におかれる。

D_i が与えられれば、これに応ずる毛管上昇高 h_i がある。 h_i があれば $z_i = \frac{h_i}{2}$ なるものが考えられる。したがって $z \leq z_i$ の範囲は (1.2.7) 式が各 z において成り立つのではなく、 h_i なる全毛管高を有する毛管内を上る水の速さということになる。

したがって $z_i = \frac{h_i}{2}$ の値は固定され、一つの定数となる。一方 (1.2.8) 式にしたがって

$$z_i = \frac{2\sigma \cos \theta}{wD_i} \quad (1.2.9)$$

これを (1.2.6) 式に入れると

$$\frac{dz}{dt} = \frac{\sigma^2 \cos^2 \theta}{8\mu w z_i^2} \left(\frac{2z_i - z}{z} \right) \quad (1.2.10)$$

いま

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{8\mu w}{\sigma^2 \cos^2 \theta} \\ b &= az_i \end{aligned} \right\} \quad (1.2.11)$$

とおけば

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{az_i} \left(\frac{2}{z} - \frac{1}{z_i} \right) = \frac{1}{bz} \left(2 - \frac{z}{z_i} \right) \quad (1.2.12)$$

これより

$$z \frac{dz}{dt} = \frac{1}{b} \left(2 - \frac{z}{z_i} \right) \quad (1.2.13)$$

さらに

$$\alpha = \frac{2}{b}, \quad \beta = \frac{1}{bz_i} \quad (1.2.14)$$

とおけば

$$\alpha - \beta z = z \left(\frac{dz}{dt} \right) \quad (1.2.15)$$

この関係式を用いて最小自乗法で α と β を決めればよい。(1.2.14) 式より

$$z_i = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\beta} \quad (1.2.16)$$

ある観測において z_i がなほほどになるかあらかじめ見当がつかない。したがって観測値を用いて (1.2.15) 式によって α, β なる定数を決めるにあたって計算に用いる観測値は z_i 以下の各 z に対する値でなければならない。そこで z_i の見当をつけるために、 z の小さいときの2個の観測値を用いて z_i の近似値を求めればよい。この2個の観測値を添字1および2によって表わせば

$$\left. \begin{aligned} \alpha - \beta z_1 &= z_1 \left(\frac{dz}{dt} \right)_1 \\ \alpha - \beta z_2 &= z_2 \left(\frac{dz}{dt} \right)_2 \end{aligned} \right\} \quad (1.2.17)$$

これより α と β の近似値を知り (1.2.16) 式によって z_i の近似値を知り、ほほこれ以下の z についての観測値を用いばよい。

つぎに z と時刻 t の関係であるが、 $z \leq z_i$ においては (1.2.15) 式より

$$\begin{aligned} \frac{\alpha}{z} - \beta &= \frac{\alpha - \beta z}{z} = \frac{dz}{dt} \\ dt &= \frac{z}{\alpha - \beta z} dz \\ t &= \int_0^z \frac{z}{\alpha - \beta z} dz = -\frac{1}{\beta} \left[\frac{2.3}{\left(\frac{\beta}{\alpha} \right)} \log \left\{ 1 - \left(\frac{\beta}{\alpha} \right) z \right\} + z \right] \end{aligned} \quad (1.2.18)$$

α, β は (1.2.15) 式によって観測値より求められるから、任意の z に対する t が計算できる。

しかし、観測値 $\left(\frac{dz}{dt} \right)$ は t に対する z の値より不確かであるから $\frac{dz}{dt}$ の観測値より求めた α, β はいくらか不確かなものとなる恐れがある。

(1.2.18) 式より

$$\begin{aligned} t &= -\frac{1}{\beta} \left\{ \frac{2.3}{\gamma} \log(1 - \gamma z) + z \right\} \\ &= m \log(1 - \gamma z) + nz \end{aligned} \quad (1.2.19)$$

ここに m, n, γ はある定数である。

この式は求めようとする定数 γ が \log の中に入っているから、第1節 (1.1.12) 式の取扱い方と同様に、なんらかの方法で m, n, γ の近似値を求め、Taylor 展開を利用して補正量を最小自乗法で求めるという方法によればよい。

(2) 第2段階、 $z \geq z_i$ の場合

この場合には上昇毛管水フロントは管径を自由に選択

して，その最も適合したものを選んだものに表われる。その条件は与えられた z に対して $2z$ の全毛管上昇高を有する毛管である。したがって (1.2.7) 式を (1.2.6) 式に代入すれば

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{8} \frac{\sigma^2 \cos^2 \theta}{\mu w z^2} = \frac{k}{z^2} \quad (1.2.20)$$

ここに $k = \frac{\sigma^2 \cos^2 \theta}{8\mu w}$ であるが，しかしこれは毛管間ゲキを上昇した水は次々に順調にリレーされたときの話であって，このような毛管間ゲキの連続性が必ず成り立っているとは考えられない。そのため理論と実際とは異なるからこの k は観測値より求むた k の平均値を用いるべきであろう。

(1.2.20) 式より

$$dt = \frac{8\mu w}{\sigma^2 \cos^2 \theta} z^2 dz$$

ゆえに z_i に対する時間を t_i とし， z に対する時間を t とすれば

$$\int_{t_i}^t dt = \frac{8\mu w}{\sigma^2 \cos^2 \theta} \int_{z_i}^z z^2 dz$$

$$t = t_i + \frac{8\mu w}{3\sigma^2 \cos^2 \theta} (z^3 - z_i^3) \quad (1.2.21)$$

前記のことからと同じ理由で一般に

$$t = t_i + \frac{1}{3k} (z^3 - z_i^3) = t_i + \alpha + \beta z^3 \quad (1.2.22)$$

または

$$\alpha + \beta z^3 = t - t_i \quad (1.2.23)$$

(1.2.20) 式および (1.2.21) 式によれば，理論上は間ゲキ状態には無関係の形になるが，これは始めに設けた仮定が順調に現出した場合であって，実際にはこのようなことが成立する場合はほとんどあり得ないから式の関数形だけを採用し，決定する定数は観測値より定めるべきである。

上部より自由に蒸発が行なわれている場合には，この式はそのまま成立し得ないことは明らかであるし，また，(1.2.20) 式から (1.2.23) 式に至る式は毛管水の上昇を確認するには極く少数の毛管間ゲキに，たとえ水が上昇しても駄目であって，外部から認められるようになるためには毛管水の横移動と z に応ずる D 以外の毛管にも水が満されなければならない。このゆえに毛管水の平均化のために時間の遅延を生ずる。この遅延は z の関数と認められるから，このような事に対する補正が必要となる。

【実験例】

図 1.2.6 のような粒度分布を有する乾砂を円筒硝子器

に一樣に詰めて毛管上昇を行なって 図 1.2.7 のような上昇曲線を得た。

多少の不均一性は観測の誤差によることが多いので多少の補正を加えた曲線より次表 1.2.2 の観測値を選ぶ。

いま

$$z_1 = 7.7 \text{ cm}, \quad \left(\frac{dz}{dt}\right)_1 = 10.2 \text{ (cm/h)}$$

$$z_2 = 11.5 \text{ cm}, \quad \left(\frac{dz}{dt}\right)_2 = 6.2 \text{ (cm/h)}$$

の 2 組の値から (1.2.17) 式によって $\alpha = 93.21$, $\beta = 1.905$ を得て，これより (1.2.16) 式によって $z_1 = 24.5 \text{ cm}$ を得

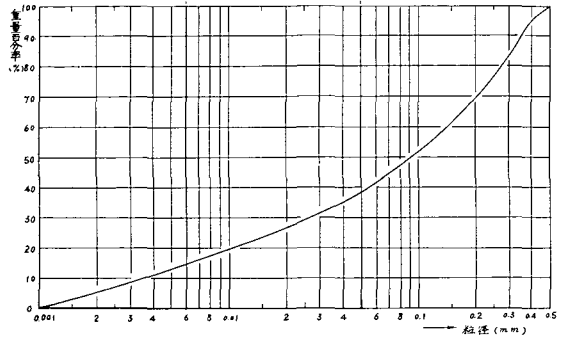


図 1.2.6 実験試料粒径加積曲線

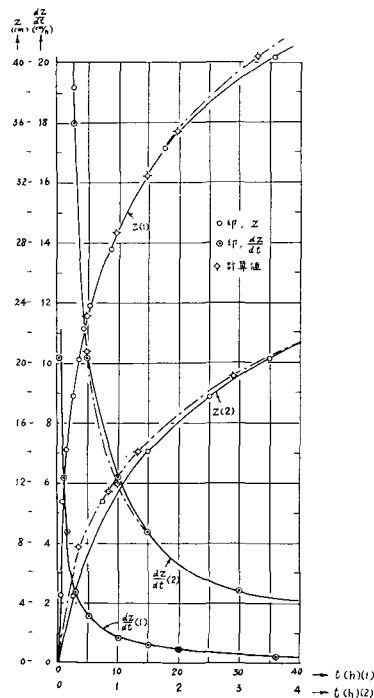


図 1.2.7 乾砂中の毛管上昇

表 1. 2. 2

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
t (hour)	0.5	1.0	1.5	3	5	10	15	20	36
z (cm)	7.7	11.5	14.2	19.2	23.2	28.8	32.5	35.4	40.5
$\frac{dz}{dt}$ ($\frac{\text{cm}}{\text{hour}}$)	10.2	6.2	4.4	2.4	1.58	0.86	0.65	0.46	0.21
$\frac{dz}{dt}$ (計算)	10.43	6.03	4.34	2.46	1.66	0.866	0.603	0.467	0.312
t (1. 2. 25) 式	0.34	0.83	1.36	2.92	5.18	9.83	14.83	20.15	33.24

(註) No. 1 より No. 4 までは t の計算は (1. 2. 25) 式により No. 5 以下は (1. 2. 29) 式による。

た。これらの値中、とくに $\frac{dz}{dt}$ は相当任意性を有する値であるから、これらの計算値は全くの近似値である。

つぎに表中 No. 4 までの観測値を (1. 2. 15) 式に適用し最小自乗法によって α, β を決定すると

$$\alpha = 102.47, \quad \beta = 2.88$$

を得た。したがって

$$\frac{dz}{dt} = \frac{102.5}{z} - 2.88$$

これによって求めた $\frac{dz}{dt}$ の計算値を表 1. 2. 2 に掲げた。つまりこの α, β の値を用いて z_i を求めれば

$$z_i = \frac{102.47}{2 \times 2.88} = 17.8 \text{ (cm)}$$

これらの α と β を (1. 2. 18) 式に用いると

$$t = -\frac{1}{2.88} \left[81.93 \log(1 - 0.02810z) + z \right]$$

(1. 2. 25) 式に各 z を入れて計算したものを表 1. 2. 2 に併記する。これらの計算結果は図 1. 2. 7 に鎖線で記入した。 $\frac{dz}{dt}$ はほとんどよく一致するが $z-t$ 曲線は多少食い違いがある。この理由は t に対する z の観測値に比較的に確かであるが $\frac{dz}{dt}$ はこの曲線に接線を引いて求めたものであるため、選ばれた値は幾分任意になるのをまぬがれないからである。またこれを基にして求めた α, β は上式にそのまま通ずるとは限らない。したがってもっと正確に求めるためには (1. 2. 19) 式によって、 m, n, r を直接求めるのがよい。

第 2 段階として (1. 2. 20) 式によって $z = 23.2 \text{ cm}$ では $\frac{dz}{dt} = 1.58 \text{ (cm/hour)}$ より $k = 850 \text{ (cm}^2\text{/hour)}$ となる。

これを用いれば $z = 28.8 \text{ cm}$ では $\frac{dz}{dt} = 1.03 \text{ (cm/h)}$ 、これに対して観測値は 0.86 (cm/h) となり、さらに z が増加するにつれ、ますます計算値は観測値より離れていく。

この理由は、この実験例では上部程毛管上昇の水分に

比して蒸発の影響が大きく、また毛管水の上昇も水分の減少とともに円滑に行なわれ難くなり横方向の毛管水移動によってフロントの上昇が確認されるまでには時間を要する。この時間ずれば z の関数と考えられる。このため、前記理論と実際はかけ離れることになる。そこで厳密な理論的な考察によったものではないが、これらの影響を含めて

$$\frac{dz}{dt} = \frac{k}{z^n} \quad (1. 2. 24)$$

が成立するものと仮定し、 k と n を最小自乗法で決定する方法をとる。

(1. 2. 24) 式対数のとれば

$$\log k - n \log z = \log \left(\frac{dz}{dt} \right) \quad (1. 2. 25)$$

表 1. 2. 2 の No. 5 から No. 8 までの 4 組の観測値を (1. 2. 25) 式に適用し定数を定めれば $n = 3, \log k = 4.316$

$$\log \left(\frac{dz}{dt} \right) = 4.316 - 3 \log z \quad (1. 2. 26)$$

または

$$\frac{dz}{dt} = 20700/z^3 \quad (1. 2. 27)$$

(1. 2. 26) 式によって z に対して $\frac{dz}{dt}$ を計算した値を表 1. 2. 2 の $\frac{dz}{dt}$ (計算) の欄で No. 5 から No. 9 までについて示したが、実験値によく適合する。これら計算値は図 1. 2. 7 に示したごとくである。

z と t との関係についても (1. 2. 24) 式の考え方から

$$\int_{t_i}^t dt = \int_{z_i}^z \frac{z^n}{k} dz$$

これより

$$t = t_i + \frac{1}{(n+1)k} (z^{n+1} - z_i^{n+1})$$

ゆえに一般的に

$$t = \alpha + \beta z^4 \quad (1.2.28)$$

No. 5から No. 8の観測資料について最小自乗法で α と β を定めれば

$$\alpha = 1.79, \quad \beta = 1.169 \times 10^{-5}$$

をうる。

$$t = 1.79 + 1.169 \times 10^{-5} z^4 \quad (1.2.29)$$

No. 5から後の計算値を表 1.2.2 に付記するがよく適合する。上昇速度、時間ともに No. 9の値が適合していないが、これは計算に際し、この値を入れなかったこと、上昇の終りの段階のもので蒸発の影響が強くなり、考える問題外のことに属するものとして計算から除外することにしたためである。

以上の記述は乾土中に一定の温気のもとに上昇する毛管水の湿潤フロントの上昇速度および時間に対する著者の考え方とその取扱い方について述べたものである。乾土中の毛管水のフロント上昇速度は水温を一定にすれば、密度 ρ 、粘性係数 μ 、表面張力 σ および接触角 θ など一定と考えられるので毛管上昇を規制するものは著者のいう等値径と考え、与えられたある大きさの任意高さ z に対しては必ずこれに等しい等値径を有する毛管間ゲキがあり、これが毛管水をその z から $z+dz$ までの毛管水フロントの上昇を担当する代表毛管となり、つぎの大きさを有する等値径を有する毛管間ゲキに、その水フロントをリレーするという構想であるからもちろん代表毛管は z が増すほど小さくなるのは当然であるが、もし直径の異なる円筒状毛管を鉛直に並べて下部から毛管上昇をさせたときには z が小さいときは径の大きいほうが早く上るが次第に衰え、細い方の径の毛管水に途中で追い越される。このことは(1.2.1)式より簡単にわかる。すなわち(1.2.2)式を書き直せば

$$t = \frac{32\mu}{wD^2} \left[-z - \frac{4\sigma \cos \theta}{wD} \ln \left(1 - \frac{wD}{4\sigma \cos \theta} z \right) \right] \quad (1.2.30)$$

いま 15°C の水とし、 $\sigma = 0.075$ (gm/cm), $\mu = 1.166 \times 10^{-5}$ (gm·sec/cm²), $\theta = 0^\circ$ とし $D = 0.01$ cm, $D = 0.075$ cm とし(1.2.30)式にしたがって z に対する t を求めてみる

$$k = \frac{wD^2}{32\mu}, \quad h = \frac{4\sigma \cos \theta}{wD}$$

とおけば

$$k_1 = 0.2684 \text{ (cm/sec)}, \quad k_2 = 0.1510 \text{ (cm/sec)}$$

$$h_1 = 30 \text{ (cm)}, \quad h_2 = 40 \text{ (cm)}$$

上昇曲線は 図 1.2.8 のようになり、 $z = 22$ cm, $t = 65$ sec で交わる。

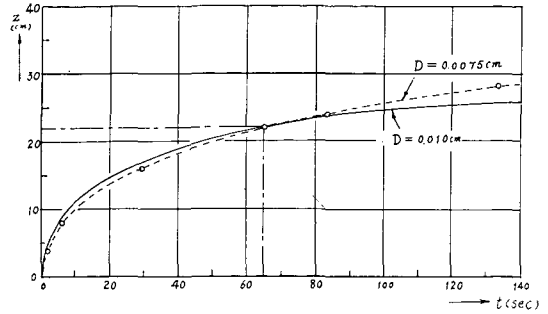


図 1.2.8 $D = 0.010$ cm と 0.0075 cm の毛管上昇曲線

このように D が異なれば毛管上昇曲線は交点を有することになるが、1956年 SWARTZENDRUBER⁵¹⁾ は r , ρ , μ , σ , θ のすべてについて総合的にその変化による影響を調べて毛管上昇曲線がどのような場合に交点を有し、また交点を有せば調整毛管吸引係数 (Adjusted capillary absorption coefficient) は増加するという関連性について発表した。

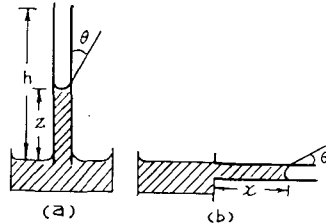


図 1.2.9 毛管水運動

いまその要点を述べる。図 1.2.9 は毛管流れの模型図で(a)は上昇運動、(b)は水平吸引である。

$$\frac{dz}{dt} = v \text{ とおいて (1.2.1) 式を書き直せば}$$

$$v_1 = \frac{\rho_1 g D_1^2}{32\mu_1} \left(\frac{h_1}{z} - 1 \right)$$

$$v_2 = \frac{\rho_2 g D_2^2}{32\mu_2} \left(\frac{h_2}{z} - 1 \right)$$

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{\mu_1 \rho_2 r_2^2}{\mu_2 \rho_1 r_1^2} \left(\frac{h_2 - z}{h_1 - z} \right) \quad (1.2.31)$$

いま

$$R_r = r_2/r_1, \quad R_\rho = \rho_2/\rho_1, \quad R_\mu = \mu_2/\mu_1,$$

$$R_\sigma = \sigma_2 \cos \theta_2 / \sigma_1 \cos \theta_1 \quad (1.2.32)$$

とおけば

$$h_1 = \frac{R_\sigma R_r}{R_\rho} h_2 \quad (1.2.33)$$

したがって

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{R_\sigma R_r}{R_\mu} \left\{ \frac{h_2 - z}{(R_r R_\sigma / R_\mu) h_2 - z} \right\} \quad (1.2.34)$$

$h_1 > h_2$ の場合を考えると

$$z = 0$$

では

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{R_\sigma R_r}{R_\mu} \quad (1.2.35)$$

$$\frac{R_\sigma R_r}{R_\mu} > 1 \quad (1.2.36)$$

のとき $v_2 > v_1$ となるから、このようなときは毛管上昇曲線は $z = 0$ 付近では上昇速度が大きいからその曲線の勾配は v_2 のほうが大きい。しかしその二つの毛管の最終上昇高は $h_1 > h_2$ であるから添字 1 を有する曲線は添字 2 の曲線の上に出るから両曲線は交叉することになる。 $h_1 < h_2$ のときは添字 1 と 2 を置き換えて考えればよいのであるから (1.2.36) 式の不等記号が逆になったときに両曲線は交叉することになる。毛管上昇曲線で最終毛管高の大なる方に添字 1 を附し、小なる方に添字 2 を附することにしたとき (1.2.36) 式が成立すれば両曲線は交叉し $R_\sigma R_r / R_\mu \leq 1$ のときには交点を有しない。ただしこれは毛管上昇運動に (1.2.1) 式で定める Poiseuille の法則適用の運動の方選式が成立するという仮定の上立つものであることは論をまたない。

図 1.2.9 (b) においては水柱の自重の項が無視されるから (1.2.1) 式、または (1.2.6) 式は z の代りに x とおいて

$$\frac{dx}{dt} = \frac{wr^2}{8\mu} \frac{h}{x} = \frac{r\sigma \cos \theta}{4\mu x} \quad (1.2.37)$$

0 から t および 0 から x まで積分すれば

$$t = \frac{2\mu}{r \cdot \sigma \cos \theta} x^2 \quad (1.2.38)$$

t の間に毛管内に流入する水量は

$$q = \pi r^2 \cdot x = \pi r^2 \left(\frac{r \cdot \sigma \cos \theta}{2\mu} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot t^{\frac{1}{2}} \quad (1.2.39)$$

図 (b) のように水頭が 0 なるときの $t=1$ について単位断面を通過する水量を毛管吸引係数と定義する。

しかし土壤にこれを適用するときは水で満された部分の土壤容積についての比を f とすれば、土壤の毛管吸引係数は

$$C = (r \cdot \sigma \cos \theta / 2\mu)^{\frac{1}{2}} \cdot f \quad (1.2.40)$$

ここに r は土の毛管間ゲキである。 f の性格は不明であるから f を土壤間ゲキ率 p と仮定する。

$$C_a = (r \sigma \cos \theta / 2\mu)^{\frac{1}{2}} = C/p \quad (1.2.41)$$

とおいたとき C_a を調整毛管吸引係数 (adjusted casilla-

ry absorption coefficient) という。いま $r, \sigma \cos \theta, \mu$ がそれぞれ異なる 2 組の土壤試料を考え、添字 1 と 2 を用いると

$$(C_a)_2 / (C_a)_1 = (R_r \cdot R_\sigma / R_\mu)^{\frac{1}{2}} \quad (1.2.42)$$

(1.2.36) 式とを比較すればわかるように $R_r \cdot R_\sigma / R_\mu > 1$ であれば $h_1 > h_2$ の場合毛管上昇曲線は交叉することは前記のようであるが、この場合は (1.2.42) 式よりわかるように、 $(C_a)_2 > (C_a)_1$ あることがわかる。SWARTZEND-RUBER はさらに土壤の標準試料と処理土壤とについて実験を行なって大体以上の理論の成立することを確かめ、このような性質を利用すれば表面張力および粘性が既知なとき、または測定できれば水平または鉛直の毛管運動によって土壤間ゲキ半径と接触角の影響を分離することができるであろうということを提案している。

1.3 土の透水性

(1) 毛管透水係数 (Coefficient of capillary permeability. The permeability of the soil at the capillary degree of saturation. k_s)

土の中の毛管間ゲキは大小、形、連絡状況など各種各様であり、最もその状況につらあった有力な間ゲキによって毛管水は吸引されるために幾多のバイパスを通過して集ってきた水のために脱出口を失なってそのまま閉じ込められ、いわゆるエントラプト・エア (entrapped air) として存在するものが残るために毛管上昇における飽和度はもちろん 100% になることはできない。このことについてはすでに 1.1 において論述したところである。

乾砂を詰めたガラス管を図 1.3.1 のように水平にお

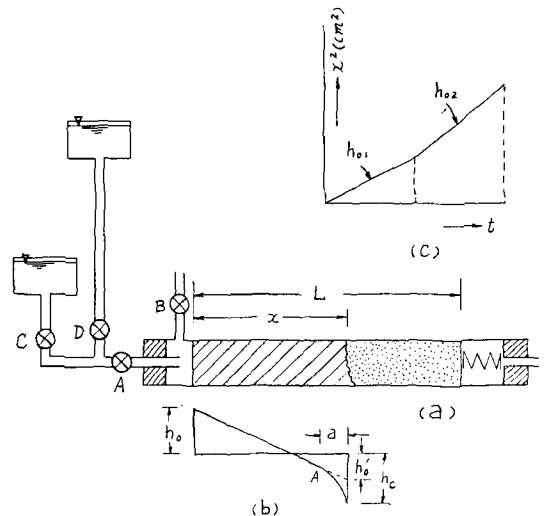


図 1.3.1 毛管透水試験

き一定の位高水頭の水を毛管吸引させた場合、湿潤面後方の飽和度は図 1.1.12において毛管上昇試験における最小毛管水頭 h_n 以下の飽和度と同程度であってももちろん 100 (%) 以下である。

天然状態にある地下水面以下の非粘性土壌における飽和度は完全飽和と毛管飽和度の中間にあるものと考えられる。

地下水位の位置の変動や地温の変化に伴ってある程度の変動があることは論をまたない。土壌の透水性は飽和度の関数であるから地下水面以下の土の有効透水性は完全飽和における透水係数 k_{100} と毛管飽和度におけるいわゆる毛管透水係数 k_s の中間の値をとるであろう。この外に透水性を左右する大きな因子としては天然土壌における成層 (Stratification) の問題がある。これに関しては (2) において述べる。

毛管透水係数の測定法は図 1.3.1 に示す装置において如く h_{01} の水頭を与え、途中で h_{02} に水頭を切り換える時間と湿潤水平距離とから (1.3.1) 式を各 h_0 に対する t と x の 2 組の値について立て連立に於いて k_s と h'_c とを求める。

$$\frac{d(x^2)}{dt} = \frac{2k_s}{Sn} (h_0 + h'_c) \quad (1.3.1)$$

ここに

$$\frac{d(x^2)}{dt} = m$$

は t に対する x^2 の線のコウ配である。 n は試料の間ゲキ率、 S は毛管飽和度、 h'_c は有効毛管水頭、 h_0 は加えた静水圧水頭である。

図 1.3.1 の湿潤前面のすぐ後方の飽和度はずっと後方の飽和度に比して低く、かつその部分の動水コウ配は後方のものに比して大きい。すなわち図 (b) の A 点より前方は毛管吸引によって水が浸透するのでその最先端の水頭は h_c であるが一様な動水コウ配を利用するために h_c の代りに h'_c を用いる。 h_{01} は 25 cm、 h_{02} を 200 cm 程度とし、始め h_{01} で透水試験を開始し $x = \frac{L}{2}$ になったとき h_{02} に切換える。試験の途中空気がストッパーやスクリーンに集ったならば弁 B を開いて排除する。

透水試験機断面積を A 、毛管透水係数を k_s とすれば、単位時間に浸透した水量 q は

$$q = k_s \frac{h_0 + h'_c}{x} \cdot A \quad (1)$$

しかるに一方毛管飽和度を S 、間ゲキ率を n 、時間を t とすれば

$$q = \frac{S \cdot n \cdot A \cdot dx}{dt} \quad (2)$$

(1) および (2) より

$$x \cdot dx = \frac{k_s (h_0 + h'_c)}{S \cdot n} dt \quad (3)$$

これを t_1 から t_2 および x_1 より x_2 まで積分して

$$\frac{x_2^2 - x_1^2}{t_2 - t_1} = \frac{2k_s (h_0 + h'_c)}{S \cdot n} \quad (4)$$

となり (1.3.1) 式をうる。

式中の飽和度 S は次式による。

$$S = \frac{W_w}{\gamma_w \cdot V_v} \quad (1.3.2)$$

ここに W_w は水分重量、 V_v は間ゲキ容積で全容積より土粒子実容積を差引いたもの、 γ_w は水の単位容積重量である。なお土粒子実容積 V_s は

$$V_s = W_s / (G \cdot \gamma_w)$$

で求められる。

(2) 地表水降下浸透と負圧発生機構について

土壌水の浸透は山崎が^{19),20)} 指摘するように、地下水透水、誘動毛管浸透および地表水降下浸透に分けられる。

第一の場合は速度ポテンシャル差によって流れるもので常に正圧であり、第二の場合は毛管引力によるものであるから常に負圧である。第三の場合は均質単層のときには一般には正圧であるが相異なる透水係数を有する 2 層が上下に重っている成層土柱に浸透を行なった場合、上層の透水係数 k_1 が下層の透水係数 k_2 より大なる場合には正圧であるが、反対に $k_1 < k_2$ のときには負圧を発生する。

Paul R. DAY および James N. LUTHIN⁴⁰⁾ はこの現象についていくつかの試験を行ない、かつその理由を発表している。いまその要旨を述べてみる。実験装置は内径 7.3 cm、高さ 5 cm の真鍮円筒に土をつめ、これを鉛直に継いで上半分、下半分で異なる土壌による成層土柱を作り、各断片ごとにテンシオメータを取りつけて圧力を測った。上層は厚さ約 15 cm、下層は約 18 cm であった。

図 1.3.2 中の (a) 図は上層が下層より透水性が大きい場合であるが、図のように土壌中正の圧力を示す。

図 1.3.2 の (b) 図は、この層を逆にした場合で、下層に透水係数の大なる土層を配置した場合であって注水の水頭が 2.2 cm の場合も 63.2 cm の場合もともに負圧を示した。ただ水頭が 63.2 cm のときは上層は圧力を漸減しているが、大体正の領域にあり、下層でわずかに負の領域中にある。

なお、図 (b) の場合、水頭が 2.2 cm のときも 63.2 cm のときもほとんどその透水率 (単位動水コウ配において

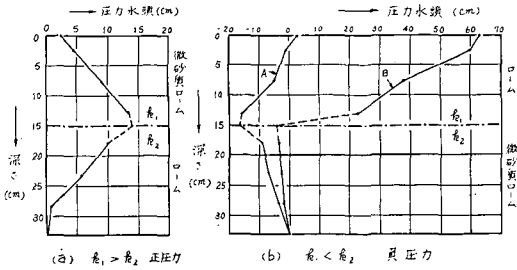


図 1.3.2 透水係数を異にする成層土柱における圧力水頭分布

単位時間に単位断面積を通る水量で透水係数と同意義になる)は同一であった。ただ高水頭、低水頭を反復繰返し実験した場合、その透水率は多少次第に減少したが、このことはエントラプト・エアによるものであろう。

彼らは種々の組み合わせの成層土柱について長期の注水実験によって飽和度の状態をも調べた。土柱の深さ別に多少の変化はあるが大体85~90%程度の場合が多かった。

以上の記述について、その理由をつぎのようにDarcyの法則から説明している。

いま土層中厚さ dl の部分を考え、これを通過する流れを考えてみる。

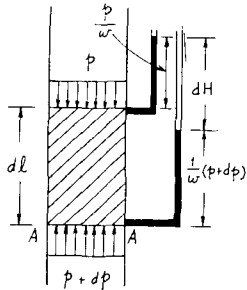


図 1.3.3

いま試料の断面 A を通って、時間 t の間に $V(cc)$ なる水量が排出されたものとし試料薄層 dl についてのポテンシャル高さの差を dH とすれば、Darcyの法則によって

$$\frac{V}{At} = -k \frac{dH}{dl} \tag{1}$$

ここに k は透水係数である。一方図 1.3.3 より流れの方向を正とすれば l が進むにつれて H は減少するから dH は負量である。ゆえに、

$$dH = \frac{1}{w} (p+dp) - \left(dl + \frac{p}{w} \right) = d \left(\frac{p}{w} \right) - dl \tag{2}$$

(1)式と(2)式とを組み合わせれば、距離 dl を隔てた2点の圧力差は

$$d \left(\frac{p}{w} \right) = dl \left(1 - \frac{1}{k} \frac{V}{At} \right) \tag{1.3.3}$$

(1.3.3)式右辺の第1項は重力の場で得られるエネルギーを代表する位置水頭であり、第2項目は流体粘性力に抗

して費される損失水頭を意味する。もし第2項目が第1項目より大きければ、すなわち

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{k} \frac{V}{At} > 1 \\ \text{または} \\ v > k \end{aligned} \right\} \tag{1.3.4}$$

であれば圧力は下方に進むにつれて減少することになり遂に負圧にもなりうる。

山崎はすでに DAY および LUTHIN の発表に先立つこと約10年前の1943年に(1.3.3)式または(1.3.4)式と同意義の式を発表している。それは $v = k \cdot I$ であるから、この関係を(1.3.4)式に入れると

$$I > 1 \tag{1.3.5}$$

となる。すなわち動水コウ配が1より大なるときには圧力水頭は I の増加とともに減少し $I = 1$ のときは圧力水頭は一定であり $I < 1$ のときには圧力水頭が増加することを意味する。

単一にして均質な土壌中では(1.3.3)式を p_0 から p までおよび0から x まで積分して

$$\frac{p}{w} = \frac{p_0}{w} + \left(1 - \frac{1}{k} \frac{V}{At} \right) x \tag{1.3.6}$$

この式は x について1次式であるから圧力水頭の変化は直線的でなければならない。

著者は異なる2層が上下に重っていて成層をなし、しかも下層の透水係数が大なる場合には負圧が発生することがありうるが、これが発生する機構を次のように簡単に解説してみようと思う。

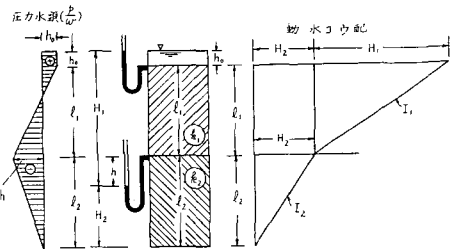


図 1.3.4 成層土柱の降下浸透 ($k_1 < k_2$)

図 1.3.4 は $k_1 < k_2$ の場合である。上部に h_0 なるタン水深を与え、下方から大気中に放流するものとし、両層の境界面では h なる負圧水頭を生じているものとする。図における h は負圧であるから一般式としては

$$H_1 = h_0 + l_1 - h \tag{1}$$

$$H_2 = l_2 + h \tag{2}$$

これよりそれぞれの動水コウ配は

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= H_1/l_1 = 1 + \frac{h_0 - h}{l_1} \\ I_2 &= H_2/l_2 = 1 + \frac{h}{l_2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

しかるに流れの連続性と Darcy の法則から

$$v = k_1 I_1 = k_2 I_2$$

これより

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (4)$$

(3)式および(4)式より

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{k_2}{k_1} = \frac{l_2}{l_1} \frac{(h_0 + l_1 - h)}{l_2 + h} = \frac{h_0 + l_1 - h}{l_1 \left(1 + \frac{h}{l_2}\right)} \quad (1.3.7)$$

(1.3.7)式より h を求めれば

$$\begin{aligned} h &= \frac{l_2 \{k_1 h_0 - l_1 (k_2 - k_1)\}}{k_2 l_1 + k_1 l_2} \\ &= \frac{l_1 l_2}{l_2 + l_1} \left(\frac{l_1 + h_0}{l_1} - \frac{k_2}{k_1} \right) \end{aligned} \quad (1.3.8)$$

h が負圧になるためには(1.3.8)式より

$$\left. \begin{aligned} 1 + \frac{h_0}{l_1} &< \frac{k_2}{k_1} \\ \text{のとき} \\ h &< 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.9)$$

ゆえに h_0 が l_1 に比してあまり大きくなく k_2/k_1 が大きければ h は負圧となることになる。

また(1.3.8)式よりわかるように h_0 の異なる値に対して h_0 が大きいほど負圧の量が小さくなるのがわかる。これは DAY および LUTHIN の実験例、図 1.3.2 (b) の曲線 A と B とを比較してみればこの事実がうなずかれるであろう。

(1.3.9)式と同様に(1.3.8)式より

$$\left. \begin{aligned} 1 + \frac{h_0}{l_1} &= \frac{k_2}{k_1} \\ \text{のときには} \\ h &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.10)$$

また

$$\left. \begin{aligned} 1 + \frac{h_0}{l_1} &> \frac{k_2}{k_1} \\ \text{のときには} \\ h &> 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.11)$$

(1.3.11)式においては $1 + \frac{h_0}{l_1}$ は常に 1 より大きい。ゆえに k_2 が k_1 に比べてきわめてわずかに大きいとき、 $k_2 = k_1$ のときおよび $k_2 < k_1$ のときには成層土柱の液相は常に

正圧を示す。 l_1 および l_2 の部分の圧力変化は(1.3.6)式にしたがってそれぞれ直線状に変化するはずであるが、図 1.3.2 の実験例では多少の不規則さを示している。これは詰め方の不均一さによるものである。

つぎに成層土柱が水が鉛直に流れる場合、各層の透水係数を k_1, k_2, \dots, k_n 、各層の厚さをそれぞれ l_1, l_2, \dots, l_n とすれば、これらの成層を一体とみなしたときの等価透水係数 k は流れの連続性から

$$k = \frac{\sum l}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \dots + \frac{l_n}{k_n}} \quad (1.3.12)$$

2層の場合には

$$k = \frac{l_1 + l_2}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}} = \frac{k_1 (l_1 + l_2)}{l_1 + \frac{k_1}{k_2} l_2} \quad (1.3.13)$$

または

$$k_1 = \frac{l_1 + \left(\frac{k_1}{k_2}\right) l_2}{l_1 + l_2} k \quad (1.3.14)$$

(1.3.13)式はタン水水深 h_0 を含まないで成層土柱によってのおのずと決った量のみから成る。ゆえにタン水水頭が小さくても大きくても全体の等値透水係数は一定であることになる。このことは前記のごとく DAY および LUTHIN の実験例でも示された。

つぎに彼らの実験数値を借りて上述の式によってその内容をうかがってみよう。図 1.3.2 A 曲線では

$$\begin{aligned} h_0 &= 2.2 \text{ cm}, \quad h = -16 \text{ cm}, \quad k = 0.0170 \text{ (cm/min)} \\ l_1 &= 15 \text{ cm}, \quad l_2 = 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

である。これらの値を(1.3.7)式に入れると

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{18}{15} \frac{(2.2 + 15 + 16)}{18 - 16} = 20$$

これを(1.3.14)式に入れると

$$k_1 = \frac{15 + \frac{18}{20}}{15 + 18} \times 0.0170 = 0.0082 \text{ (cm/min)}$$

ゆえに

$$k_2 = 0.0082 \times 20 = 0.164 \text{ (cm/min)}$$

これらの値を逆に用いると(1.3.8)式より

$$h = \frac{15 \times 18}{18 + 15 \times 20} \left(\frac{15 + 2.2}{15} - 20 \right) = -16 \text{ (cm)}$$

図 1.3.4 において下層土のみを考えると

$$v = k_2 \frac{H_2}{l_2} = k_2 \frac{(l_2 + h)}{l_2} = k_2 \left(1 + \frac{h}{l_2} \right) \quad (1.3.15)$$

これより下層土の圧力水頭勾配を $i_{p,2}$ とすれば

$$i_{p,2} = \frac{-h}{l_2} = 1 - \frac{v}{k_2} \quad (1.3.16)$$

これより透水速度が k_2 に比してきわめて小さいとき、あるいは逆に透水量に比して下層土がきわめて透水性大なるときには圧力水頭コウ配は 1 に近づき、その極限值は 1 であることを知る。

また (1.3.15) 式よりわかるように h の極限值は $v \rightarrow 0$ のときであるから

$$h \geq -l_2 \quad (1.3.17)$$

この場合の負圧の最大は v が無限に小さいときであり、下層土の厚さ以下になることはできない。

同様に上層に対する制限は

$$v = k_1 \frac{H_1}{l_1} = k_1 \left(1 + \frac{h_0 - h}{l_1} \right) \geq 0$$

より

$$h \leq l_1 + h_0 \quad (1.3.18)$$

山崎は降下浸透に関する一般的基礎公式を誘導するために土の透水性が連続的に変化する土柱を考えた。降下浸透水対し Bernoulli の定理を適用すれば

$$z - z' + \frac{p - p'}{w} = \frac{v_s'^2 - v_s^2}{2g} + dh_f \quad (1)$$

ここに z は位高水頭、 $\frac{p}{w}$ は圧力水頭、 $\frac{v_s^2}{2g}$ は浸透実流速についての流速水頭、 dh_f は考える 2 断面間を流下する際に失なわれる摩擦損失頭である。

(1) 式における左辺は考える 2 断面間のポテンシャル高さの差を意味するが、いまこれを dH とおく。また $z - z' = dl$ とし、さらに Poiseuille の法則にしたがって α を比例定数として

$$dh_f = \alpha \cdot v_s \cdot dl \quad (2)$$

とおけば動水コウ配 I は

$$\begin{aligned} I &= \frac{dH}{dl} = \left\{ \frac{1}{2g} d(v_s^2) + \alpha \cdot v_s \cdot dl \right\} / dl \\ &= v_s \left(\frac{1}{g} \frac{dv_s}{dl} + \alpha \right) \end{aligned} \quad (3)$$

これより

$$v_s = \frac{I}{\frac{1}{g} \frac{dv_s}{dl} + \alpha} \quad (1.3.19)$$

しかるに土の単位断面積を流過する流量、すなわち普通に通に用いる流速を v とし、原点から l なる断面における有効間ゲキ率を ε_0 とすれば

$$v_s = \frac{v}{\varepsilon_0} \quad (4)$$

ゆえに

$$v = \frac{\varepsilon_0}{\frac{1}{g} \frac{d\left(\frac{v}{\varepsilon_0}\right)}{dl} + \alpha} \cdot I \quad (5)$$

しかるに連続の条件より $v = \text{const}$ であるから

$$v = \frac{\varepsilon_0}{\alpha - \frac{v}{g\varepsilon_0} \cdot \frac{d\varepsilon_0}{dl}} \cdot I \quad (1.3.20)$$

ε_0 が一定であれば $\frac{d\varepsilon_0}{dl} = 0$ であるから

$$v = \frac{\varepsilon_0}{\alpha} I = k \cdot I \quad (1.3.21)$$

また (1) の左辺は前記のごとく

$$dl - \frac{1}{w} dp = dH$$

$$d\left(\frac{p}{w}\right) / dl = 1 - \frac{dH}{dl} = 1 - I \quad (1.3.22)$$

ゆえに $I < 1$ のときには圧力水頭は l が進むにつれて増加し、 $I = 1$ のときには圧力水頭が一定し、また $I > 1$ のときには圧力水頭は流下につれて漸減することになるがこのことはすでに述べた通りである。

山崎は下層ほど透水性の大なる砂を 3 層重ねて成層土柱を作り、一定水深のタン水によって降下浸透実験を行ない、第 2 層目を一般任意層と考え実験結果についてつぎのような考察を行なっている。第 2 層目の各点で圧力水頭を測ったが、その最上部を p_0 とし、以下等間隔に p_2, p_3, \dots, p_6 とし、 p_6 を第 2 層の下端、第 3 層との境界においた。

観測の結果は山崎の論旨に著者の補註を加えてつぎのように要約することができる。

(a) p_0 の負荷があまり大きくないときには流下にしたがって負圧は直線的に増大する。このときは (1.3.22) 式より $I > 1$ となる。前記の (3) 式の第一式より

$$I = 1 + \frac{\left(\frac{p_0}{w}\right) - \left(\frac{p}{w}\right)}{l} > 1 \quad (1.3.23)$$

これより

$$\frac{p}{w} < \frac{p_0}{w} \quad (1.3.24)$$

(b) p_0 の負荷が大きくなるほど負圧の増加率は減少し、 p_0 がある限界値の限界負圧に達すれば第 2 層各部の負圧の量はこの大きさに統一制限される。この場合、 $d\left(\frac{p}{w}\right) = 0$ であるから (1.3.22) 式より $I = 1$ であることが判る。 $d\left(\frac{p}{w}\right) = 0$ 、または (1.3.23) 式より

$$\frac{p}{w} = \frac{p_0}{w} = \text{const} = \frac{p_c}{w} \quad (1.3.25)$$

ここに p_c = 限界負圧である。

(c) $p_0 = p_c$ または $p_0 < p_c$ のときには、いま考えている第2層における負圧は一定になることは前述の通りであるが、下方の第3層に近い測点5および6では負圧の量が減少して第3層の圧力に連続する。

この(c)の部分について山崎は、不等流部分と名付け、(1.3.19)式より

$$I = -\frac{1}{g\varepsilon_0^2} \frac{d\varepsilon_0}{dl} v^2 + \frac{\alpha}{\varepsilon_0} v \quad (1.3.26)$$

この部分は ε_0 が l の関数となる状態になるものとし、したがって Darcy の法則が成立し得ない領域であると考へ、この部分については透水係数を定めることができないと論じている。

著者の見解によれば、山崎の実験報告には各々の場合について第3層の厚さが明記していないので速断することはできないが、このことについていくらかの補足を加えれば第2層下層の負圧は(1.3.17)式よりその下層である第3層の厚さ l_3 をこえることができないということ、および(1.3.16)式より $h = \left(\frac{v}{k_3} - 1\right) \cdot l_3$ の関係で制約を受ける。

これが $\frac{p_0}{w} < h$ のときには、この第2、第3の界面に近づくにつれて $\frac{p_0}{w}$ から圧力が増加して次第に h に近づいていかなければならないという条件を生ずる。

このため、この領域では $d\left(\frac{p}{w}\right)/dl > 0$ 、したがって(1.3.22)式より $I < 1$ となる。このように $I=1$ から $I < 1$ になるためには、 $I_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon_0} v$ とおけば(1.3.26)式より

$$I = I_0 - \frac{1}{g\varepsilon_0^2} \frac{d\varepsilon_0}{dl} v^2 = 1 - c \cdot \frac{d\varepsilon_0}{dl} v^2 < 1 \quad (1.3.27)$$

が成立する領域に入ることになる。このためには(1.3.27)式中の $\frac{d\varepsilon_0}{dl} > 0$ とならなければならない。このように流下に伴って ε_0 が増加するということは、有効間ゲキ率が l を増すほど増加することを意味する。均一に詰めた同一の第2層では間ゲキ率 ε は同一とみなされるにもかかわらず有効間ゲキ率 ε_0 は増加していくということは間ゲキ中に不飽和間ゲキ、すなわち開放毛管膜の形成部分の増加を意味する。

さらに山崎は(1.3.20)式以下の式にみられる α の意味を考究し Kozeny の透水係数に関する同類の式の誘導に準じて

$$\alpha = \frac{\mu}{\lambda} \frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon_0^3} U^2 \text{ (sec/cm)} \quad (1.3.28)$$

なることを証明した。ここに μ は水の粘性係数で ($\text{gm}\cdot\text{sec}/\text{cm}^2$) で表され、 U は土の比表面積で (cm^2/cm^3)、 $\lambda = \frac{\rho g}{36c}$ (gm/cm^3)、 ρ は水の密度、 c は粒形または間ゲキの形に関する係数である。

以上は成層中に負圧を生ずる場合であるが、単一なる均一土層中でもカン水の方法やタン水の水深と土の種類、間ゲキの形状いかんによっては負圧を生ずる場合がある。

たとえば土壌表面における給水を断続的に行なえば降下浸透毛管水の間に空気の層がはさまって毛管膜が形成され不飽和状態となり、負圧を発生することに当然である。

このような断続給水でなくても土粒子、間ゲキの形、タン水の深さによっては負圧を生ずることがある。富士岡³⁾はこの負圧発生の原因は土壌毛管の不規則さによるものとし実験を行ない、理論解析を試みている。試料としてロームを用いタン水深を5cmずつ増加して実験したがタン水深が小さいときは試料中負圧を発生したが、タン水深を増すにつれて正圧になることを見いだした。これは毛管間ゲキの不規則さによるものであるが土粒子がほぼ等しいものや粗粒子から成る土壌では負圧を発生し難い。

負圧を発生する状態ではタン水深を h_0 、地表面から考へる点に至る鉛直距離を z とし、その点の圧力水頭を h_z 、また圧力水頭が0なる点に至る地表面からの距離を l とすれば

$$h_z = h_0 \left(1 - \frac{z}{l}\right) \quad (1.3.29)$$

$z < l$ では $h_z > 0$ 、 $z > l$ では $h_z < 0$ となる。

(1.3.29)式は地表面下距離 l で圧力水頭が0になるということを前提として求めた式であって、土壌組織のいかなる状態とか、いかなるタン水深のとき地表面からの深さを増すにつれて圧力が減少しついに0となり、それ以下では負になり、しかもいかなる深さで圧力が0になるかという定量的関係については究明されていない。

また(1.3.29)式によれば h_z は z について1次式であるから圧力分布は直線的になるはずである。また z を固定して h_0 の変化する場合を考えると h_0 に比例するようであるが h_0 の増加に伴って圧力0の点 l が対数的に増加することを実験的に見いだしているから、そうすれば $z < l$ なる任意点の圧力は h_0 に直接比例しない。

$z > l$ なる負圧部に対しては

$$h_z = -z \left(\frac{V}{k'} - 1\right) \quad (1.3.30)$$

ここに k' は不飽和における透水係数, V は $\epsilon \cdot v$ で土の単位面積を通り過ぎる降下流量, ϵ は間ゲキ率, v は実降下流速である。(1.3.30)式は V, k' を一定とすれば h_z の負量は無限に大きくなることになるが実際には $pF = 2.7$ までを適用範囲とすべきであるというように推論している。これらのことがらはまだ推論程度の域を脱しないもので今後の研究にまつところ大なるものがある。

大島¹³⁾ は、実験室において鉄製円筒中に風乾土を詰めて供試体とし、人工的に地下水位を作り試料上面に一定の深さのタン水を作り地下水面を移動させ日浸透水量の変化を求めた。このようにすれば、同一試料については当然浸透水量は増加する。Darcy の法則から考えれば、落差に比例するわけであるが、大島は土壤面下地下水面に至る深さを x とし、日浸透深を y とおき

$$y = a(1 - \exp bx^n) + c \quad (1.3.31)$$

$$n = 1, 2, 3$$

なる式を実験的に定めている。しかし(1.3.31)式が成立する根拠はないし、実測例をみるとほとんど1次式に近いのであえて(1.3.31)式の形をとる必要はなく

$$y = ak(x+b) \quad (1.3.32)$$

の形で十分であるように見受けられる。

1.4 透水に関する基本的事項

(1) Darcy の法則

地下水の透水は速度ポテンシャルの差で流れるのであって、一般に流量を Q, A を土の全断面積, v を流速, i を動水コウ配とすれば

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A \quad (1.4.1)$$

この式は Darcy の法則といい、 k を透水係数という。この v は単位面積を単位時間に流過する水量に等しく、土の間ゲキを流れる実流速 (Seepage velocity) v_s とはつぎの関係がある

$$v = n \cdot v_s = \frac{e}{1+e} v_s \quad (1.4.2)$$

したがって $v_s = k_s \cdot i$ とおけば

$$k = \frac{e}{1+e} k_s \quad (1.4.3)$$

Darcy の法則は層流に適用されるものであるから荒目の砂や砂利には厳密には適用し難い。天然の土中には草木の根があり、このため特別な水みちができたり、成層があり、また均一性に欠けるため実験室における値によって透水性を正しく評価することはなかなか困難であることが多い。

(2) 実験室における透水係数測定

(a) 定水位透水試験

$$k = \frac{V \cdot L}{A \cdot h \cdot t} \quad (1.4.4)$$

ここに L = 試料の高さ, h = 上, 下水位差, V = 時間 t の間に試料全断面 A を流過する水量。

この場合は比較的透水性大なるものに適する。

泥炭土の場合には組成の不均一さのゆえに試料寸法は大きくしなければならぬ。農業土木学会泥炭地排水研究委員会の泥炭試験法(案)では、一応標準を一辺の大きさ 20 cm 以上, 高さ 30 cm 以上の試料と決めたが、不均一性からくる誤差を少なくしようとする意図である。

また普通の土壤では下方から上方に向かって透水させて気泡の間ゲキ中に溜るのを防止するが、泥炭では上方の押え方が悪いと組織が層状であるために実際以上の大きな間ゲキを与え、このため過大の透水係数を与えることになるから、溶解気体を十分除いた水を上方から下方に流すことをもって標準と決めた。

これにはまだ問題が残っていて、今後の研究にまつものがあると思われるが、委員会の案としては一応このように決めている。

(b) 変水位透水試験

$$k = 2.3 \frac{aL}{A \cdot t} \log \frac{H_1}{H_2} \quad (1.4.5)$$

ここに a, A はそれぞれスタンド・パイプおよび試料断面積, L は試料透水路延長, t は水頭が H_1 から H_2 に下降するまでに要した時間である。一般に定水位試験に適する試料より透水性の小さい土に適する。

泥炭土についてこの様式によって透水試験をするのには(a)の場合と同一理由で寸法の大なる試料について行なう必要があるが、市販の試験機は試料寸法が過小であるからとくに泥炭用のものを作製するのがよい。 a/A は任意に作ることができるから透水係数の小さいものほど a/A の値を小さくすればよい。

観測に長時間を要する場合はスタンド・パイプおよび浸透水量の蒸発による変化をさけるよう工夫する必要がある。

A. CASAGRANDE および R. E. FADUM によれば各種の土の透水係数は大体表 1.4.1 のようである。

(c) ドレネージ・ラッグ透水試験機 (Drainage-lag permeameter)

E. G. YEMINGTON⁵⁴⁾ は 1954 年に砂質土壤に用いた結果を報告している。

断面積 A , 高さ l なる試料を内容器に詰め、始め内, 外両容器内の水位を同一にし下部の弁 V を開いて排水

表 1.4.1 各種の土の透水係数 k (cm/sec)
(A. CASAGRANDE および R. E. FADUM による)

	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
排水	良			い				悪		い			事実上の不透水性
土壤	きれいな レキ		きれいな砂，きれ いな砂とレキの混 合物			極微粒砂，シルト， 砂，シルト，粘土の 混合土，成層粘土					風化帯以下の 均質粘土		
透水係数 の直接 測定	定水位透水試験												
	経験不要												
							変水位透水試験						
				信頼度大 経験不要			信頼度小 経験を要す			信頼度大 可成り経験を要す			

させると，時間 t の後に外容器では H だけ水面が下降するのに対し内容器内水位は試料の透水のため排水が遅れ， H より小さい h を示す。この間に排水された水の容積 V を知れば

$$k = \frac{F}{1 - \frac{S \cdot h}{V}} \cdot \frac{al}{St} \quad (1.4.6)$$

ただし F は $\frac{S \cdot h}{V}$ の値によって図 1.4.2 によって求められる値である。

(1.4.6) 式は次ぎのようにして求められたものである。内部容器より流出する流量を Q' とすれば

$$Q' = A \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{kA(H-h)}{l} \quad (1)$$

一方水の連続性より dt 間の全流出量は

$$Q dt = \frac{V}{t} dt = a \cdot dH + A \cdot dh = a \cdot d(H-h) + S \cdot dh \quad (2)$$

(1) より

$$dh = k \frac{H-h}{l} dt \quad (3)$$

(2), (3) 両式より dh を消去して dt を求めれば

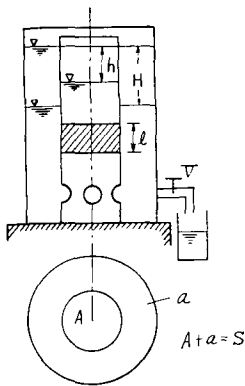


図 1.4.1

$$dt = \frac{a \cdot d(H-h)}{\frac{V}{t} - \frac{Sk}{l}(H-h)} \quad (4)$$

いま $Q = \frac{V}{t} = \text{const}$ として (4) 式を積分して $t=0$ では $H-h=0$ なる初期条件によって積分定数を定めれば

$$t = \frac{al}{Sk} \ln \frac{1}{1 - \frac{Stk}{al} \left(1 - \frac{Sh}{V}\right)} \quad (5)$$

いま

$$F = \frac{Stk}{al} \left(1 - \frac{Sh}{V}\right) \quad (6)$$

とおけば

$$k = \frac{F}{1 - \frac{Sh}{V}} \cdot \frac{al}{St} \quad (7)$$

となる。さて (5) 式より

$$k = \frac{al}{St} \ln \frac{1}{1-F} \quad (8)$$

(7), (8) 両式より k を消去して

$$\phi \equiv \frac{Sh}{V} = 1 - \frac{F}{2.3 \log \frac{1}{1-F}} \quad (9)$$

ゆえに，(9) 式において任意に F を与えて $\phi = \frac{Sh}{V}$ を計算して図表化しておけば逆に観測によって $\frac{Sh}{V} = \phi$ が決まるからこれに応ずる F を図表から求めれば (1.4.6) 式によって透水係数 k が求められる。 $F-\phi$ 曲線は図 1.4.2 のようになる。

この様式の理論には V/l を一定値として積分するために多少の誤差が入るはずであるが、実際問題としては大きな問題ではない。

著者はこの様式の改良型を試作し、泥炭に用いて良好結果を得ている。これについては後述する。

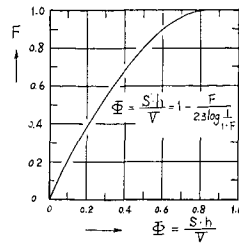


図 1.4.2 Φ-F 曲線

(3) 土の透水性に影響する諸因子

Poiseuille の法則によれば

$$Q = \frac{\pi}{8\mu} \frac{p_1 - p_2}{l} \cdot r^4 = \frac{r^2}{8\mu} \cdot \gamma_w i \cdot \pi r^2 = \frac{r^2}{8\mu} \gamma_w \cdot i \cdot a \tag{1.4.7}$$

ここに Q は流量、 γ_w は水の単重、 r は毛管の半径、 i は動水コウ配、 a は毛管断面積、 μ は水の粘性係数 (gm·sec/cm²) である。

いま $R = \frac{r}{2}$ をもって円管断面の径深 (動水半径) とすれば

$$Q = \frac{1}{2} \frac{\gamma_w R^2}{\mu} \cdot i \cdot a \tag{1}$$

いま土の間ゲキ率 (porosity) を n とすれば $a = n \cdot A$ であり、また土の間ゲキの形は千差万別であって、彎曲があり分、合流があるから、これらの要素をある係数 C_s の中に含めると

$$Q = C_s \frac{\gamma_w R^2}{\mu} n \cdot A \cdot i \tag{1.4.8}$$

いま潤道を P 、管長を L とすれば、定義によって径深は

$$R = \frac{a}{P} = \frac{aL}{PL} \tag{2}$$

しかるに PL は流路の表面積を表わし、 aL は土の間ゲキ容積を表わす。一方 V_s を土粒子実容積とすれば間ゲキ比は定義によって

$$e = \frac{aL}{V_s} \tag{3}$$

これを(2)式に入れると

$$R = e \frac{V_s}{A_s} \tag{4}$$

ここに A_s は土粒子の全表面積である。(4)式における V_s/A_s はなかなか正確に評価することは困難であるが D. W. TAYLOR は、すべての土粒子は直径 D_s なる球体から成るという仮定のもとに

$$\frac{V_s}{A_s} = \frac{1}{6} \pi D_s^3 / \pi D_s^2 = \frac{1}{6} D_s \tag{5}$$

(5) 式を(4)式に入れて

$$R = e \frac{D_s}{6} \tag{6}$$

また間ゲキ率と間ゲキ比との間には

$$n = \frac{e}{1+e} \tag{7}$$

なる関係があるから(6)、(7)式を(1.4.8)式に入れると

$$Q = \frac{C_s}{36} \frac{\gamma_w}{\mu} D_s^2 \frac{e^3}{1+e} i A = CD_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} i A \tag{1.4.9}$$

$$k = \frac{Q}{iA} = CD_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} \tag{1.4.10}$$

ここに、 $C = C_s/36$ で合成形状係数 (Composite shape factor) という。

これらのことより、土の透水性に影響を有する諸因子は(1.4.9)式の右辺示されている4項目が主である。以下これらの諸項目について触れる。

(a) 与えられた土の透水係数は、等値容面積比を有する球の直径の2乗 D_s^2 に比例し、与えられた土にとっては一定値である。その理由は Poiseuille の法則から浸透流速は平均間ゲキ寸法の2乗に比例し、したがってそれは土粒子寸法に最も影響を有するからである。この実例として、Hazen はフィルター砂で次式が成立することを見いだした。

$$k = 100 D_{10}^2 \text{ (cm/sec)} \tag{1.4.11}$$

ここに D_{10} は有効径 (effective grain size) と呼ばれるもので、重量で10%はその寸法より小さいというような径をいう。Hazen の観測は有効径が0.1~3 mmの砂で、かつ均等係数 (uniformity coefficient) が5以下の場合であった。均等係数とは試料重量で下から60%のところの粒径 D_{60} を有効径 D_{10} で割った値をさす。

(b) 浸透流体の性質を表わすものとして γ_w/μ が考えられる。 γ_w は温度によって大きな変化はないが、粘性係数はその変化が大きいので測定で得られた値は次式によって20°Cの値に換算しなければならない。

$$k_{20} = \frac{\mu}{\mu_{20}} \cdot k = \alpha \cdot k \tag{1.4.12}$$

α を図1.4.3に示す。Muskat⁴⁹⁾は

$$k_p = k \cdot \frac{\mu}{\gamma_w} \tag{1.4.13}$$

とおいて k_p を物理的透

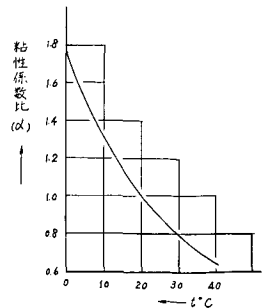


図 1.4.3 水の粘性係数比

水係数と呼び，与えられた土に対しては流体の種類および温度に無関係な透水係数を提案した。

(c) 透水係数は間ゲキ比および間ゲキの形と配置に影響される。(1.4.10)式の $C \frac{e^3}{1+e}$ がこれに相当するが， C はもちろん間ゲキの形やその配置に影響されるが，さらに間ゲキ比自身に関係する場合がある。

(d) (1.4.10)式の上には直接表示されていないが，透水係数は間ゲキ水に対し不溶解性の気体の量にももちろん関係する。これは C の中に含まれる。

(4) 粘土の透水係数におよぼす間ゲキ比

実験によれば，粘土に対しては k は $\frac{e^3}{1+e}$ または e^2 に比例するということになりたない。これは土粒子表面の薄い水膜等のため，浸透は間ゲキの一部にしか行なわれないという理由によるものである。

間ゲキ比を普通尺，透水係数を対数尺として実験値を図示すれば，どの土についても近似的に直線状になるが，この関係は微粒子土壤の間ゲキ比と透水性との関係を調べるのに役立つ。図 1.4.4⁴⁵²⁾ は微粒子土壤についての普通試験および圧密試験の二様の方法によって得られた結果を示す一例である。

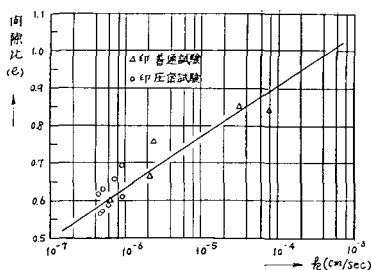


図 1.4.4 間ゲキ比と透水係数の関係 (D. W. TAYLOR)

エントラプト・エアーの量や構造上の差異によって，多少のバラツキはあるが， k の 3 対数サイクル以上の範囲に亘ってほとんど直線状にならんでいる。このことから二つ以上の間ゲキ比について k の値を知れば同種の土の他の任意の間ゲキ比を見いだすことができる。

一般に現地土は多少にかかわらず成層化している。また乱さない試料と練返し (remoulding) た試料では土粒子の構造上の配置が変化するため，間ゲキ比に対する透水係数の関係が異なってくる。図 1.4.5 はこの関係を表わす。

間ゲキが透水におよぼす影響として (1.4.8) 式に示した n と R^2 とがある。 n の変化が k に及ぼす影響は非常に大きく，たとえば図 1.4.5 における縦透水の例をみる

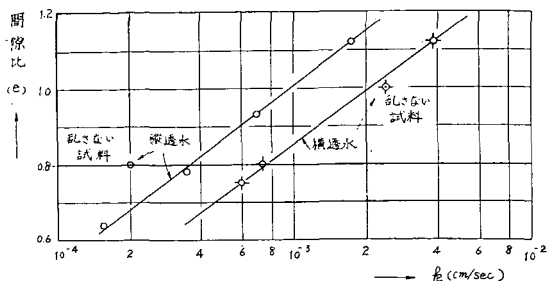


図 1.4.5 乱さない試料と乱した試料との比較 (G. GILBOY)

と n の変化に対して k の変化は 1:7 に達している。

(5) エントラプト・ガス (Entrapped gas) の影響について

透水なる言葉は厳密には間ゲキが水で完全に飽和されている場合を指しているものであるが，天然土にあっては一般にエントラプト・ガスを含み，さらに実験室で用いる試料中には採取，詰込，その他試験準備中にかくエントラプト・ガスが含有され勝ちである。それらの気体は，たとえそれがいかに微量でも透水係数に大きな影響を与える。また水が溶解ガスを有するときには温度上昇，圧力減少によって気体の遊離がおり，それらは移動して間ゲキの狭い個所を閉そくする。たとえガスの量が変わらなくても動水コウ配が変ればガス容積の分布状態が変わり透水性が変わる。また地下水面以下深い個所から採取した試料では圧力の減少によって土がふくれ，そのため飽和度の変化など間ゲキ比に関する因子に変化をきたし，透水性に変化をおよぼす。

このようにして同一地点から採取した二つの試料で非常に異なる透水係数が与えられることがあるから，実際の見地からいえば透水係数に関して高い精度を要求する必要はないものと考えられる。

(6) Darcy の法則の適用範囲

層流では，大体レイノルズ数が 2000 以下の場合であり，層流，乱流の境目のそれを限界レイノルズ数と称するが，この値は判然としたものではない。Darcy の法則は層流の範囲において適用されるものであるから，その適用限界を定めることが必要である。

直径 D_v なる毛管内を平均流速 v で流れる場合のレイノルズ数は

$$Re = \frac{v \cdot D_v}{\nu} = \frac{\rho v D_v}{\mu} = \frac{\gamma_w v D_v}{\mu g} \quad (1)$$

ここに ν ， μ ， ρ および γ_w はそれぞれ水の動粘性係数，粘性係数，密度および単位容積重量を意味する。

つぎに V_s をもって土粒子全容積, n をもって土粒子個数とし, D_s をもってその平均容積を占める球の直径とすれば

$$V_s/n = \frac{1}{6} \pi D_s^3 \quad (2)$$

前述のごとく径深は

$$R = \frac{D_s}{6} \cdot e \quad (3)$$

一方径深は定義により

$$R = \frac{\pi D_v^2}{4} \sqrt{\pi D_v} = \frac{D_v}{4} \quad (4)$$

(3), (4) 両式より

$$D_v = \frac{2}{3} D_s \cdot e \quad (5)$$

ゆえに (1), (5) 両式の関係から

$$R_e \propto \frac{\gamma_w \cdot v \cdot D_s}{\mu \cdot g} \quad (6)$$

Fancher, Lewis および Barnes は Darcy の法則の適用範囲を

$$\frac{\gamma_w v D_s}{\mu g} \geq 1 \quad (1.4.14)$$

と定めた。

いま $v = k \cdot i$ の関係を代入し, さらに Hazen の式 (1.4.11) 式を適用してみると 10°C の水では $\mu = 1.333 \times 10^{-2}$ (gr·sec/cm²) であるから $i=1$ の場合には

$$D = \sqrt[3]{\frac{\mu g}{100 i \gamma_w}} = \sqrt[3]{\frac{1.333 \times 10^{-2} \times 980}{100 \times 1 \times 1}} = 0.51 \text{ (cm)}$$

また

$$i = \frac{\mu \cdot g}{100 \gamma_w} \cdot \frac{1}{D_s^2}$$

であるから D_s が $\frac{1}{2}$ になれば i は 8 倍になる。このことから Darcy の法則の適用に関して動水コウ配が粒径寸法におよぼす影響は割合に小さい。

(7) 成層土および透水性の異なる土塊の透水係数

風や水で運ばれてタイ積してできた土は多少にかかわらず異なる透水性を有し成層化している。これらの場合, 各層の平均値を用いて問題を処理することが便利な場合がある。

いま k_1, k_2, \dots, k_n をもってそれぞれの層の透水係数とし, H_1, H_2, \dots, H_n をもって各層の厚さとし, H をもって全層の厚さ, 層面に平行 (普通は水平方向) の平均透水係数を k_I , 層に直角方向のそれを k_{II} とすればともに連続の条件を用いて求めることができる。2 次元的に考え

ると

$$\begin{aligned} Q &= v \cdot H = k_1 \cdot i \cdot H = v_1 H_1 + v_2 H_2 + \dots + v_n H_n \\ &= k_1 \cdot i \cdot H_1 + k_2 \cdot i H_2 + \dots + k_n \cdot i H_n \\ &= i (k_1 H_1 + k_2 H_2 + \dots + k_n H_n) \end{aligned}$$

ゆえに

$$k_I = \frac{1}{H} \sum_1^n k H \quad (1.4.15)$$

しかるに層面に垂直方向では各層の動水コウ配を i_1, i_2, \dots, i_n とし, 全体のそれを h/H とすれば, h は全水頭損失の和でなければならない。

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + \dots + H_n i_n \quad (1)$$

一方流れの連続の条件から

$$v = \frac{h}{H} k_{II} = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n \quad (2)$$

(1), (2) 両式より h を消去すれば

$$k_{II} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}} \quad (1.4.16)$$

透水係数の異なる土塊が一つの面で接する場合, たとえば, アース・ダムにおける不透性コアと中間層またはサヤ土の接触点におけるように透水性の異なるアース・マスが接している場合には, 次式の関係をもって流線はその境界において屈折する。

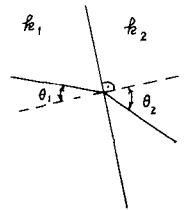


図 1.4.6

$$\frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} = \frac{k_1}{k_2} \quad (1.4.17)$$

(8) クイック・サンド (Quick sand)

図-1.4.7 の装置において, 砂の底面 $a-a$ を考え, この面に対し上向に作用する水圧を考えると

$$P_u = (h+L) \cdot \gamma_w \cdot A \quad (1)$$

ここに A は試料断面積である。単位容積内の土粒容積は $\frac{1}{1+e}$, 間ゲキ容積は $\frac{e}{1+e}$ であるから, 飽和砂の単重は

$$W = \frac{G+e}{1+e} \cdot \gamma_w \cdot L \cdot A \quad (2)$$

流れによる損失を無視すれば, h を増せば (2) 式に示す値は不変であるのに (1) 式の値は増加しついに $P_u > W$ となると砂はその位置を保つことができなくてボーリングを起す。この限界のつりあり条

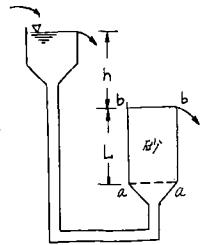


図 1.4.7

件は (1) = (2) の場合であるから、そのときの動水コウ配を i_e とおけば

$$i_e = \frac{h}{L} = \frac{G-1}{1+e} = (1-n)(G-1) \quad (1.4.18)$$

ここに h は水頭差、 G は土粒子比重、 e および n はそれぞれ土の間ゲキ比および間ゲキ率である。また i_e を臨界動水傾度(コウ配)といて大体 1 に近い数である。粒状土のボイリングは細径の方に起り易いという事実は、 n, G がそれぞれ相等しく、したがって i は同一であっても Darcy の法則によって k の大きいものはそれだけ水の供給が潤沢でなければならないから、そういう条件を満足させる機会が少ないということの意味する。

(9) パイピング (Piping)

クィック状態の特別な場合と考えられるもので液化した土砂粒子と水との混合液体が周りの安定した土砂の中をパイプ中の流れのように流れる場合をパイピングという。この混合重液による側圧は周りの安定した砂の主働土圧に対抗して側壁としての位置を保たしめる。もっともこの主働土圧は土のアーチング作用によって比較的小さいものである。パイピングによる破壊は地下侵食 (Failures by subsurface erosion) による場合とフクレ上り (Failures by heave) による場合とがある。

第一のものは、たとえばアース・ダムであれば下流ダム先附近の湧水から始まって、堤体の底、または基礎面上に沿って管状に侵食を進めるものである。

これに対して第二のものは矢板壁後方にみるように、上向浸透水圧 (Seepage pressure) がその部分の土の有効重量より大きくなった場合に生ずるものである。

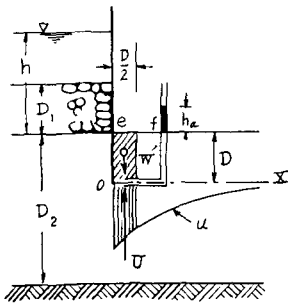


図 1.4.8

図 1.4.8 において矢板先端を通る水平線 OX についての過剰水圧 (Excess hydrostatic pressure) はその断面上の有効圧力を減少させる。その平均有効圧力が 0 となれば砂はボイリングを起す。模型実験によれば砂の働く幅は矢板面より $\frac{D}{2}$ の距離内である。フローネットを

作って OX 線上の各点の過剰水圧を OX 線より下に縦距で表わし曲線を描く。幅 $\frac{D}{2}$ 、深さ D なる砂の有効重量を考えると $W' = \frac{1}{2} \gamma' D^2$ 、ここに γ' は砂の水中重量で $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ である。 $\frac{D}{2}$ 以内の平均過剰水圧は $\gamma_w \cdot h_a$ であるから、考える幅 $\frac{D}{2}$ については

$$U = \frac{1}{2} D \cdot \gamma_w \cdot h_a$$

ゆえにその臨界条件としては $W' = U$ であり、またその安全率は

$$F = \frac{W'}{U} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \frac{D}{h_a} \quad (1.4.19)$$

この種のパイピングを防ぐには図の ef 線の上部に重量 W なる逆フィルター (Reversed filter) を置く。このフィルターとしては、荒目の砂利を用いれば U の値はさほど変わらないが有効重量は $W' + W$ となるからその安全率は

$$F = \frac{W+W'}{U} \quad (1.4.20)$$

となる。

パイピングによる地下侵食を防止するためには、浸透路延長をのばすために、たとえば矢板止水壁、不透水ブランケットなどを用いる方法と斜面先フィルター (Toe filter) などによる浸潤線の短縮を考える方法とがある。

(10) 等方性土壌の浸水についての Laplace の方程式

間ゲキが不変であり気体を含まず、間ゲキ水は非圧縮性であるという仮定のもとに、2次元流動においてはつぎの連続の条件式が成立する。

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1.4.21)$$

ここに v_x, v_z はそれぞれ水平方向および鉛直方向の流速である。一方 Darcy の法則より

$$v_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{および} \quad v_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z}$$

であり、かつ定義によって流速ポテンシャルは

$$\phi = k \cdot h \quad (1.4.22)$$

または

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{および} \quad v_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (1.4.23)$$

(1.4.21) 式と (1.4.23) 式より

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.4.24)$$

または

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.4.25}$$

ここに h は考える点のある基準点より圧力水頭, すなわちピエゾメーター高であり, またはポテンシャル高といってもよい。(1.4.24)式または(1.4.25)式のような式の形を Laplace の方程式という。

(1.4.24)式を解くということは与えられた境界条件を満たすような等ポテンシャル線群とこれらに直交する流線群より成るいわゆるフローネット(流線網)を求めることである。これを解析的に解きうる場合は特別な場合を除いてきわめて少ないし, また困難なのでつぎのような諸法で類推的に, または近似的に解く場合が多い。

フローネットを求める方法としては

- (a) 解析法, (b) 弾性体主応力相似法, (c) 光弾性法,
- (d) 電気相似法, (e) 図式法 (Trial and error method),
- (f) リラクゼーション法 (Relaxation method), (g) 模型実験

これらの諸法についての説明は冗長に失うのでここでは省略するが, ただリラクゼーション法は後述する事項にいくらかの関係を有するので一言触れてみる。

ϕ をもって速度ポテンシャルとし, a をもって格子の各格点間隔とすれば

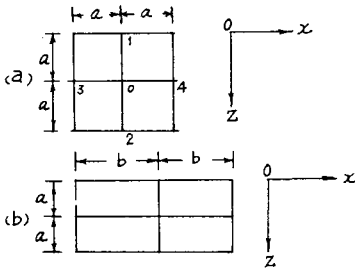


図 1.4.9

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\phi_1 - \phi_0}{a} \quad \text{および} \quad \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\phi_3 - \phi_2}{a}$$

ゆえに

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right) = \frac{1}{a^2} (\phi_1 + \phi_2 - 2\phi_0) \tag{1}$$

同様に x 方向については

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{a^2} (\phi_3 + \phi_4 - 2\phi_0) \tag{2}$$

Laplace の連続の方程式に (1) および (2) 式を代入すれば

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{a^2} (\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4 - 4\phi_0) = 0$$

すなわち

$$\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4 - 4\phi_0 = 0 \tag{1.4.26}$$

各点の ϕ の値を, 与えられた境界条件をにらんで任意に仮定し, (1.4.26)式にしたがって左辺を計算すれば, 一般には0とならないで F_0 なる残差を残す。そこで ϕ_0 をかえて F_0 をできうる限り小さくする。これを繰返し (1.4.26) 式が大体満足されるように残差を漸減させればよい。

(11) 透水に関して不等方性土壌

縦方向の透水係数を k , 水平方向のそれを k' とすると

$$v_z = k \frac{\partial h}{\partial z}, \quad v_x = k' \frac{\partial h}{\partial x} \tag{1}$$

これを(1.4.21)式に入れ, かつ $\phi = k \cdot h$, $\phi' = k' \cdot h$ とすれば

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \phi'}{\partial x^2} = 0 \tag{2}$$

$$h = \frac{\phi}{k} \quad \text{より} \quad \phi' = \frac{k'}{k} \phi \tag{3}$$

これを(2)式に入れると

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{k'}{k} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} &= 0 \\ \text{または} \\ \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{k}{k'} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} &= 0 \end{aligned} \right\} \tag{1.4.27}$$

図 1.4.9(b) について前と同様に式を進めると

$$\frac{1}{a^2} (\phi_1 + \phi_2 - 2\phi_0) + \frac{k'}{k} \frac{1}{b^2} (\phi_3 + \phi_4 - 2\phi_0) = 0 \tag{1.4.28}$$

いま

$$a = \sqrt{\frac{k}{k'}} \cdot b \tag{1.4.29}$$

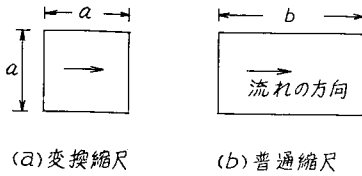
になるように格子間隔を定めると(1.4.26)式と同一式が得られる。

不等方性土壌の場合には(1.4.29)式の関係を満たすようにすれば等方性的の場合と同様に取扱うことができる。

いま水平方向および垂直方向の透水係数をそれぞれ k_h および k_v とすれば, 水平方向の縮尺を $\sqrt{k_v/k_h}$ 倍していずれかの方法によって等ポテンシャル図を描き, 流線をこれと垂直に交らしめて流線網を作り, つぎにこれを普通の縮尺にもどせばよい。この結果は両者の直交性は破れる。

図 1.4.10 のように水平方向の流れを考えてみる。図(b)は実物の場合で, その透水係数を k_h とすれば, その単位奥行流量は

$$q = k_h \cdot \frac{\Delta h}{b} \cdot a \tag{1}$$



図—1. 4. 10

であり、これを図(a)の変換縮尺の場合の k' なる等値透水係数でおきかえられたとすれば(1.4.29)式によって

$$a = \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot b$$

したがってその流量は

$$q = k' \cdot \frac{dh}{\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot b} \cdot a \quad (2)$$

(1)式と(2)式とを相等しいと置いて

$$k' = \sqrt{k_h \cdot k_v} \quad (1.4.30)$$

II. タン水地下の暗キヨへの透水²³⁾

(略)

III. ピエゾメータ式泥炭現地用透水計の形状係数²⁴⁾

(略)

IV. ピエゾメータ式現地用透水計による異方性の取扱 いについて²⁵⁾

(略)

V. 泥炭土の透水係数の測定

一主として現地における一

5.1 泥炭土の室内定水位透水試験における一般的注意

泥炭土の透水に関する室内実験についての二、三の注意事項はすでに1.4において述べたところであるが、さらに細部に互って若干の補足を加える。

一つの試料については水頭を変えて一連の観測を行ない、同一個所より採取した少なくとも3個の試料についての平均をとる必要がある。

なるべく容器の寸法に合わせて成型した試料に対しては容器内面にグリースを塗布するだけで十分である。泥炭は含水量によって大いにその容積を変えるものであるから飽和状態でない試料を詰めるときは試験とともに膨脹し容器壁に密着する。ゆえに同一試料でもその詰めるときの飽和度によって試料間ゲキが異なることになるから、異なる透水係数を与えることになる。したがって実

験終了後、その試料の各部から試料の一部を採取し、これらについてその間ゲキ比、飽和度、密度などを調べ、これを附記することが望ましい。

試験に先立って試料内部の空気をなるべく除去する。下方から上方に向けて水を長時間流して気泡を脱出せしめる際に急激に大なる圧力水を与えてはならない。

また透水試験に用いる水はその中に混入している気体を十分除去したものでなければならない。たとえば水槽中に金網などを設備し、時々これを動揺させて付着した気泡を取除いたり、また水槽を2個以上連結して滞留時間を長くして含有ガスの除去に努める。

水温はなるべく一定に保ち、試験時の水温を記録し、(1.4.12)式によって20°Cの値に更正する。

透水試験開始に際しては急激に大きい水頭差を与えないようにきわめて除々に行ない、また実験水頭差は小さいもののほうから順次行なうものとする。急激に大なる水頭差を与えると試料中の分解微粒子分より順次流出し、一種のバイピング現象を起す。とくに分解のよく進んだ泥炭土、または極微鉱物質粒子を含んだ泥炭には注意を要する。

未分解に近い新しい泥炭土では原形に近い大きな植物繊維が混入しているために試料の均一性に欠けることはなほだしいのでなるべく大きな試料を用いることと、試料個数を一層多くする必要がある。

縦の透水試験において下方より上向きに透水させる場合、試料上面の支持状態が不安定であると、水平層面は浸透圧力(seepage pressure)によって、剝離気味になり、間ゲキ比を増大し過大の透水係数を与える。

泥炭圧密試験、その他圧縮を与えて透水試験を行なった場合、圧力を増すほど透水係数は減少する。したがって試料周辺より圧力を加えない普通の室内透水試験によった場合の値は、現地の地表面からある深さにある採取個所における値とは異なるのは当然で一般にこれより大きな値を与えるが、各種の異なった泥炭土の透水性を比較するのに簡単でよい。

試験結果の整理については試験個数、平均値とその標準偏差、または確率誤差およびその範囲を示し、水温、間ゲキ比、比重等のほか、泥炭土の分解度、強熱減量および主なる構成植物を付記することが望ましい。

5.2 現地試験法概説

現地試験としては色々な方法が考えられているが、その主なるものについて述べる。

定常的な地下水の流れを現出させてこれより透水係数を求める方法と水位の上昇回復、または逆に水位の下降

速度を調べて透水係数を求めるいわゆる非定常流れとに大別される。

定常流れの代表的なものとしては試井法があり、非定常流れの代表的なものとしてはオーガー孔法、ピエゾメータ法およびチューブ法がある。

(1) 試井法 (Test well method)

(a) 深井戸 (Completely penetrating well)

深井戸とは井戸底が不透水層に達する井戸をいう。

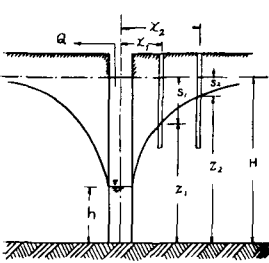


図 5.2.1 深井戸

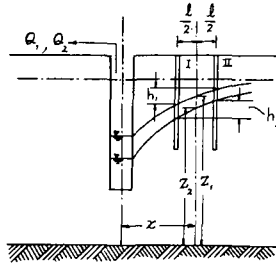


図 5.2.2 浅井戸

図 5.2.1 において試井中心より距離 x_1, x_2 における観測井戸において

$$z_1 = H - s_1, \quad z_2 = H - s_2$$

を知られば

$$k = \frac{2.3Q \log x_2/x_1}{\pi(z_2^2 - z_1^2)} \tag{5.2.1}$$

ここに Q は一定揚水量で地下水の状態が定常状態になってから観測を行なう。

(b) 浅井戸 (Shallow well, partially penetrating well)

浅井戸とは井戸底が不透水層に達しない井戸をいう。

2種の揚水量 Q_1 および Q_2 のもとに地下水流はそれぞれ定常状態となったとき、それぞれ2本の観測井戸の観測値から

$$z_1 = \frac{Q_1}{2\pi x k I_1}, \quad z_2 = \frac{Q_2}{2\pi x k I_2}, \quad \Delta z = z_1 - z_2$$

として

$$k = \frac{1}{2\pi x \cdot \Delta z} \left(\frac{Q_1}{I_1} - \frac{Q_2}{I_2} \right) \tag{5.2.2}$$

ここに

$$I_1 = \frac{h_1}{l}, \quad I_2 = \frac{h_2}{l}$$

(2) オーガ孔法 (Auger hole method)

E. DISERENS (1934年) この方法を提案し、S. B. HOOGHOUDT (1936年) はこの近似解を与えた。さらに1948年米国で DON KIRKHAM および C. H. M. VAN

BAVEL によって理論的裏付けを持つに至った。

その方法は現地において、ポストホール・オーガーなどを用いて地表から孔をうがち、その底を地下水面以下の深さにする。よく清掃した後にオーガー孔内に湧出してきた水を汲み出し時刻と回復水位を観測する。

KIRKHAM および BAVEL は円筒座標で表わされたポテンシャル水頭について LAPLACE の連続の方程式

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

を 図 5.2.3 に示すごとき次の境界条件のもとに解いた。

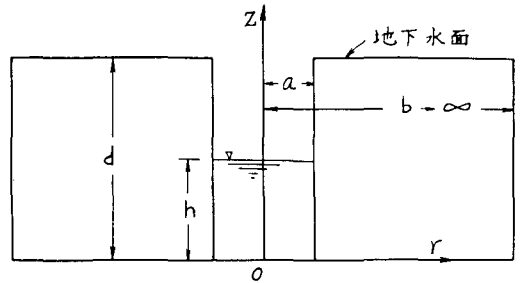


図 5.2.3

1. a $z=0$ から $z=h$ に至る間は $\phi = h$
1. b $z=h$ から $z=d$ に至る間は $\phi = z$
2. $z=d$ では $\phi = d$
3. $r=b$ では $\partial\phi/\partial r = 0$
4. $z=0$ では $\partial\phi/\partial z = 0$

その結果は

$$k_{App} = \frac{\pi^2}{16} \frac{r}{Sd} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} = 0.617 \frac{r}{S \cdot d} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \tag{5.2.3}$$

ここに

k_{App} = 見掛けの透水係数

h = 任意時刻 t におけるオーガー孔内の水深

d = オーガー孔底から地下水面に至る高さ

r = オーガー孔の半径

S = 形状係数で次式で与えられる

$$S = \cos \frac{\pi h}{2d} \cdot \frac{K_1(\pi r/2d)}{K_0(\pi r/2d)} - \frac{1}{3^2} \cos \frac{3\pi h}{2d} \cdot \frac{K_1(3\pi r/2d)}{K_0(3\pi r/2d)} + \frac{1}{5^2} \cos \frac{5\pi h}{2d} \cdot \frac{K_1(5\pi r/2d)}{K_0(5\pi r/2d)} \tag{5.2.4}$$

ここに $K_0(x), K_1(x)$ は BESSEL 関数の K 関数と呼ばれるもので無限級数で与えられるものであるが、一般数表に x を引数として表化されている。

(5.2.4) 式で示した S の値を $\frac{h}{d}$ の関数として曲線に描いたものを 図 5.2.5 に示す。原図は SPANGLER が作っ

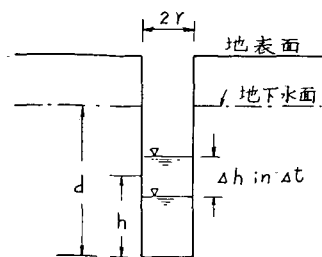


図 5. 2. 4

たものであるが $\frac{r}{d}$ の間ゲキが粗に失うので著者は $\frac{r}{d} = 0.03, 0.05, 0.012, 0.010$ の 4 本の曲線を (5.2.4) 式によって数値計算し追加した。

厳密に言えば (5.2.4) 式は不透水層がオーガー孔の底部と一致する場合に成立するもので、もし一致しなければそれだけ近似的になる。この程度は d/r が小さいほどはなはなだしい。オーガー孔の底から不透水層に至る深さ u がわかっているとき (5.2.4) 式に示す S の値は別の形状係数 S' に変換される。 S' は u, r, d および h の関数である。

S' は $r/d, h/d, u/d$ の数種の値のみについて電気モデル法によって明らかにされている。

泥炭現地で問題になることは地中に空気のみでなく大

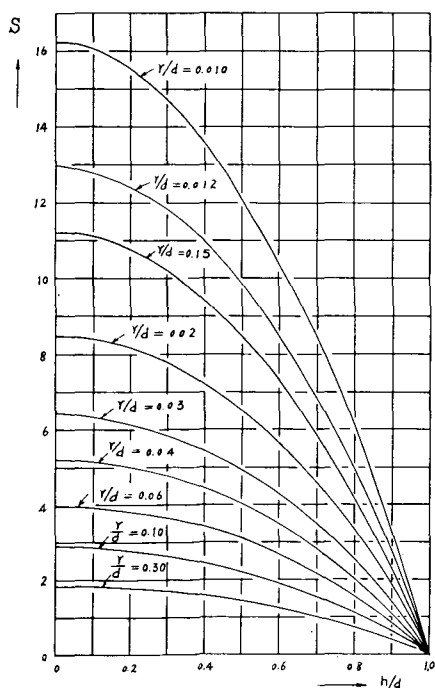


図 5.2.5 オーガー孔法 S の値

量のガス体を含有することであり、それらは非定常流に対しクッション的役割を果すため、求められた見掛けの透水係数は時間とともに減少するがその程度は他の土壌に比して著しい。時間の経過に伴って定常状態に近づくものであるからこの点を考慮に入れる必要がある。ピエゾメータ法でも述べたような図式推定法によると便利であるこのことは実測例で述べる。

泥炭土は異方性の強いものであるから、(5.2.3) 式によって求めたものは見掛けの透水係数であって異方性を考慮する必要がある。

(3) ピエゾメータ法

理論についてはすでに III および IV において著者の解析を詳述したので省略する。

(4) チューブ法

図 5.2.6 に描いたようにポストホール・オーガーなどで地下水水面下にまで孔をうがちチューブを入れて側面からの流入を阻止し、もっぱら底部のみからの流入によってチューブ内の回復水位とこれ

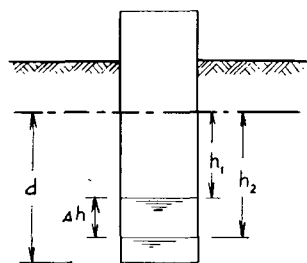


図 5.2.6 チューブ法

に相对应する時刻とを測って現地の透水係数を求める方法である。この方法はオーガー孔法、ピエゾメータ法とよく似た考え方によるもので FORCHHEIMER の公式によれば形状係数は $A = 4r$ であるがチューブ底が地下水

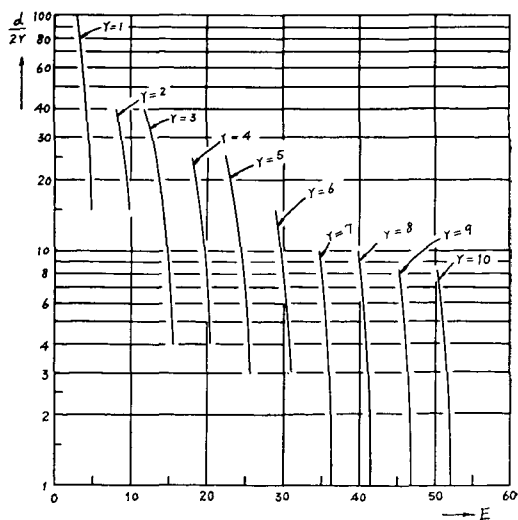


図 5.2.7 E 係数 (チューブ法)

表 5.2.1 形状係数 E の値 (Spangler)

$d/2r$	r (cm)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	—	—	—	—	—	—	36.3	41.5	46.8	52.1
2	—	—	—	—	—	—	36.3	41.3	46.5	51.8
3	—	—	—	—	25.8	30.9	36.1	41.2	46.4	51.6
4	—	—	15.7	20.7	25.7	30.8	35.9	40.9	46.1	51.2
6	—	—	15.2	20.3	25.4	30.5	35.5	40.6	45.8	50.9
8	—	—	15.0	20.1	25.1	30.2	35.2	40.2	45.2	50.3
10	—	—	14.8	19.7	24.7	29.7	34.8	39.8	—	—
15	4.8	9.6	14.5	19.3	24.2	28.9	—	—	—	—
25	4.2	9.2	13.6	18.1	22.5	—	—	—	—	—
40	4.3	8.1	11.9	—	—	—	—	—	—	—
60	3.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
100	3.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—

面に近いときには $A = 4r$ にはならないでチューブ直径と地下水面からチューブ底に至る深さとの関数でなる。

FREVERT および KIRKHAM は色々な直径と、深さ対直径の比について電氣的相似法によって形状係数を求め、これを E -factor なる名称で呼んでいる。SPANGLER はこれらの値を表にしてその著書に発表しているが単位にインチを用いているのでこれを (cm) 単位に換算し、半径 r の引数を区切りのよい数に移して作り変えたものが表 5.2.1 であり、またこれを図表化したものが図 5.2.7 である。

$$k = \frac{\pi r^2}{E \cdot \Delta t} \ln \frac{\gamma_0}{\gamma} \tag{5.2.5}$$

チューブ法は理論上はそれでよいのであるが、実際問題としてはチューブ底の形が規則正しく仕上げられるかどうかという難点がある。もし底が半球状に仕上がれば形状係数は異なってくるのでそういう意味では確実な方法とはいえないであろう。しかしきわめて概略の現地の透水性を調べるのには簡便である。

5.3 オーガー孔法における透水異方性の処理

M. MAASLAND は異方性土壌に対してオーガー孔法によって透水係数を求める際の処理の方法を発表したが、いまその概要を述べる。

$$Q = k_{App} \cdot A(d-h) \tag{5.3.1}$$

$$Q = k_e \cdot A_u(d-h) = (k_v^2 k_h / k_0)^{\frac{1}{2}} \cdot (k_0 / k_h)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{16rd}{\pi(d-h)} \times F \left\{ \frac{h}{d}, \left(\frac{k_v}{k_h} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{r}{d} \right) \right\} (d-h) = \frac{16rd}{\pi} \sqrt{k_h \cdot k_v} \cdot F \left\{ \frac{h}{d}, \left(\frac{k_v}{k_h} \right)^{\frac{1}{2}}, \left(\frac{r}{d} \right) \right\} \tag{5.3.2}$$

(5.3.1) 式および (5.3.2) 式より

$$k_{App} = \frac{16rd}{\pi(d-h)} F \left\{ \frac{h}{d}, \left(\frac{k_v}{k_h} \right)^{\frac{1}{2}}, \left(\frac{r}{d} \right) \right\} \frac{\sqrt{k_h \cdot k_v}}{A} = \sqrt{k_h \cdot k_v} \cdot \frac{A'_a}{A} \tag{5.3.3}$$

(5.3.1) 式における A は (3.1.3) 式より、 H の代りに d を用いて

$$A = \frac{\pi r^2}{k_{App} \cdot (d-h)} \frac{4h}{\Delta t} \tag{5.3.4}$$

これに (5.2.3) 式を入れると

$$A = \frac{16rd}{\pi(d-h)} \cdot S = \frac{16rd}{\pi(d-h)} F \{h/d, r/d\} \tag{5.3.5}$$

A'_a は異方性土壌を等方性に変換したとき $r' = r$ としたときの係数で異方性 A 形数 (anisotropic A factor) と呼び (5.3.3) 式より

$$A'_a = \frac{16rd}{\pi(d-h)} F \left\{ \frac{h}{d}, \left(\frac{k_v}{k_h} \right)^{\frac{1}{2}}, \frac{r}{d} \right\} \tag{5.3.6}$$

また (5.3.2) 式の k_e は k_0 を任意変換定数として異方性を等方性媒質に変換したときの等値透水係数である。

(5.3.5) 式、(5.3.6) 式より

$$\left. \begin{aligned} S &= F \left(\frac{h}{d}, \frac{r}{d} \right) \\ S'_a &= F \left\{ \frac{h}{d}, \left(\frac{k_v}{k_h} \right)^{\frac{1}{2}}, \frac{r}{d} \right\} \end{aligned} \right\} \tag{5.3.7}$$

とすれば

$$\frac{A'_a}{A} = \frac{S'_a}{S} \tag{5.3.8}$$

いま

$$\frac{k_h}{k_v} = \kappa \tag{5.3.9}$$

とおき、(5.3.8)式および(5.3.9)式を(5.3.3)式に入れて k_h および k_v を求めれば

$$\left. \begin{aligned} k_h &= \sqrt{\kappa} \cdot \frac{S}{S'_a} \cdot k_{App} \\ k_v &= \frac{k_h}{\kappa} = \frac{1}{\sqrt{\kappa}} \cdot \frac{S}{S'_a} \cdot k_{App} \end{aligned} \right\} \quad (5.3.10)$$

S は図 5.2.5 によればよいが、 S'_a も同じ図を用いて求めることができる。ただし $\frac{r}{d}$ の代りに

$$\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = \frac{1}{\sqrt{\kappa}} \cdot \frac{r}{d}$$

を用いるものとする。

(5.3.10) 式の使用例は 5.4 において述べる。

5.4 泥炭地におけるオーガー孔法による実測例

泥炭地のオーガー孔のせん掘にはポストホール・オーガーが適する。しかし地下水面以下では泥炭土が抜け落ちるので孔径 10 cm 以上の場合にはポストホール・オーガーで周壁を切断した後、多数の小孔をうがった空かんなどを利用して泥炭の切断片をくみ出し、手押しポンプなどで清掃する。直径 5 cm 程度のオーガー孔ならば直接ポンプでくみ上げて清掃する。孔内に入れた真空用硬質ゴム管または真空用ビニール管をポンプ吸引口に直接接続せしめると泥炭繊維がポンプの逆止弁につまり、作業が停止するから図 5.4.1 に示したように大型

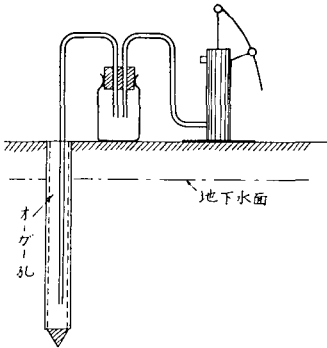


図 5.4.1

容器、たとえば硫酸空びんとか 2 リットル入りの広口びんのようなものの中に清水(泥炭地の水で差支えない)を満したものを用い、前記ゴムまたはビニール管を上部のキルクまたはゴム栓を通じて接続せしめれば吸い上げられた泥炭繊維分は容器中に沈殿し、上澄水のみポンプによって排除されるから連続作業が可能となる。地下水面以下相当深くせん孔した場合、分解の進んだ泥炭地中では孔の周壁よりの水圧、ガス圧のために孔径が漸次狭められ、しかもその直径が異なる場合が多い。このような場合には孔径よりやや小さい直径の金網製円筒、または有孔金属板製円筒をオーガー孔を掘った直後に押し入れておくほうがよい。このようなものの挿入によって根本的に大きな影響が与えられるものとは考えられない。

孔深は地下水面以下少なくとも孔の直径の 10 倍以上にすることが望ましい。

【オーガー孔法実測例 No. 1】

観測箇所 空知郡江別市豊幌西三号地内安部地先

観測時 昭和 32 年 7 月 24~25 日

径約 5 cm のオーガー孔をポストホール・オーガーによって掘削した。地下水面以下の掘削においてはオーガーの引揚速度をできるだけ小さくして真空による吸引作用による泥炭組織のかく乱とか、パイピング作用を起すことをなるべく避けるように注意し、あわせてオーガー容器内の泥炭の落下をなるべく少なくした。

掘られた孔は正確に直径 5 cm の円筒型にはならず、これより多少小さくなり勝ちなために先端に、こま形尖頭を付けた直径 4.5 cm のブリキ製有孔円筒を素掘孔の中に入れて形の崩れるのを防止した。

泥炭地で問題になるのはメタンガスの発生である。急激に地中に孔を掘ったためいままで土被りの圧力によって抑圧されていたガスが動水コウ配の変化による透水速度の上昇とか、減圧などのために道筋をつけられたため孔中に噴出する。このため部分的にコロイド状分解物質が流出し、部分的にパイピング現象を生ずる。したがって測定した値は実際のものよりも大なる透水係数を与えるものと思われる。

観測時にこのガスの噴出による影響は避けなければならないので、観測の前日にオーガー孔を掘り、有孔パイプを入れ、前記のポンプくみ出しによってよく清掃し、翌日ガスの放出の静まったところで改めてポンプ揚水し観測を始める。

ポンプによって孔の水をくみ出す際過大の水頭差を与えると、パイピング作用によって透水性を増すから水頭差は 1 m 以内にとどめるべきである。

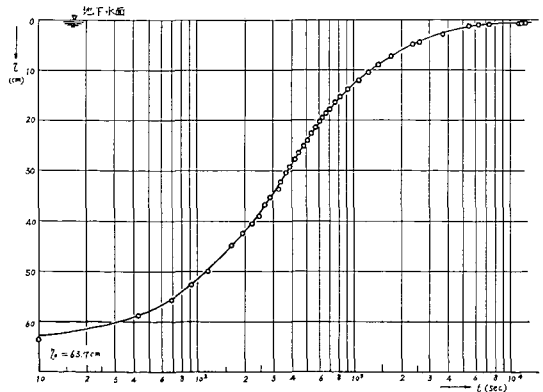


図 5.4.2 オーガー孔法 (1)

表 5.4.1 オーガー孔法 (1) ($\Delta t = 200 \text{ sec}$)

t (sec)	0	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600
η (cm)	63.7	41.8	28.6	20.6	15.7	12.6	10.6	9.1	7.8
h (cm)	14.0	35.9	49.1	57.1	62.0	65.1	67.1	68.6	70.0
h/d	0.18	0.46	0.63	0.73	0.80	0.84	0.86	0.88	0.90
S	6.4	5.3	4.1	3.3	2.7	2.2	1.9	1.7	1.5

t (sec)	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400
η (cm)	6.8	6.0	5.3	4.7	4.3	3.9	3.5	3.1	2.8
h (cm)	70.9	71.7	72.4	73.0	73.4	73.9	74.3	74.6	74.9
h/d	0.91	0.92	0.93	0.94	0.94	0.95	0.95	0.96	0.96
S	1.3	1.1	1.0	0.8	0.8	0.7	0.7	0.65	0.65

表 5.4.2 k の値 ($\Delta t = 200 \text{ sec}$)

$t_1 \sim t_2$ (sec)	0~200	200~400	400~600	600~800	800~1000	1000~1200	1200~1400	1400~1600	1600~1800
Δh (cm)	21.9	13.2	8.0	4.9	3.1	2.0	1.5	1.3	1.0
$\Delta h/\Delta t$	0.1095	0.066	0.040	0.0245	0.0155	0.010	0.0075	0.0065	0.0050
$S = (S_1 + S_2)/2$	5.85	4.70	3.70	3.00	2.45	2.05	1.80	1.60	1.40
$(\Delta h/\Delta t)/S$	0.0187	0.0140	0.0108	0.00817	0.00633	0.00484	0.00417	0.00406	0.00357
$k \cdot 10^4$ (cm/s)	8.78	6.59	5.07	3.83	2.97	2.30	1.96	1.91	1.68

$t_1 \sim t_2$ (sec)	1800~2000	2000~2200	2200~2400	2400~2600	2600~2800	2800~3000	3000~3200	3200~3400	
Δh (cm)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	
$\Delta h/\Delta t$	0.0040	0.0035	0.0030	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0015	
$S = (S_1 + S_2)/2$	1.2	1.05	0.9	0.8	0.75	0.70	0.67	0.65	
$(\Delta h/\Delta t)/S$	0.00333	0.00333	0.00333	0.00250	0.00267	0.00286	0.0031	0.0023	
$k \cdot 10^4$ (cm/s)	1.56	1.56	1.56	1.17	1.25	1.34	1.49	1.08	

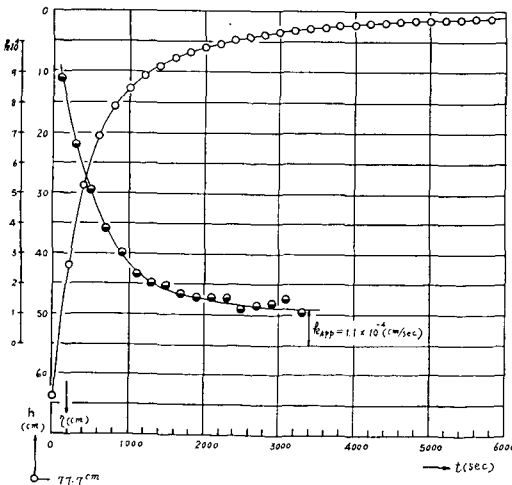


図 5.4.3 k_{App} の値 (オーガー孔法 No.1)

観測結果を図 5.4.2 に示す。これより表 5.4.1 および表 5.4.2 を作る。

$$(d = 77.7 \text{ cm}, r = 2.25 \text{ cm}, \frac{r}{d} = 0.029)$$

$$k_{App} = 0.617 \times \frac{2.25}{77.7} \times \frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} = 0.0469 \frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

よって k_{App} を計算すれば表 5.4.2 のごとくなる。この k_{App} を t について記入したものが図 5.4.3 である。

このように k_{App} が時間とともに減少するのは III に述べたように非定常状態の影響であるから $k_{App} = 1.1 \times 10^{-4}$ (cm/sec) とする。

【オーガー孔法実測例 No. 2】

観測箇所 空知郡江別市豊幌西三号清真布川放水路右岸橋梁附近 高位泥炭地

観測時 昭和32年7月25~26日

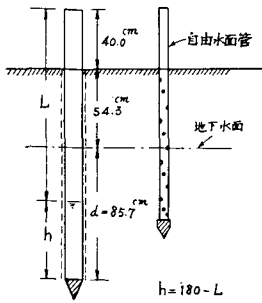


図 5.4.4 設置図

実測例 1 とほとんど同じように準備と観測を行なった。その設置図を図 5.4.4 に示す。

読みから t に対する h を求めたものが表 5.4.3 である。

表 5.4.3 を図示したものが図 5.4.5 であり、図 5.4.5 から $\Delta t = 500$ (sec) として普通座標で水位上昇曲線を図示したものが図 5.4.6 である。図 5.4.5 または図 5.4.6 より表 5.4.4 を作る。

S は図 5.2.5 より $r/d = 0.0263$ の曲線を間挿し h/d にしたがって求めたものである。表 5.4.4 より表 5.4.5

表 5.4.3 オーガー孔法 (2)

t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)
0	8.8	347	26.2	764	44.2	1577	67.4
22	10.0	359	26.9	785	45.3	1603	67.8
40	10.9	377	27.1	801	45.5	1628	68.4
59	12.0	405	28.9	826	46.4	2065	74.2
77	12.7	424	29.8	845	47.1	2087	74.5
100	14.0	457	31.6	863	47.7	2101	74.6
114	15.0	488	33.0	889	48.5	2819	78.8
132	15.8	514	34.3	917	49.5	2841	78.8
148	16.5	539	35.1	947	50.6	3170	80.0
164	17.4	560	35.9	993	51.6	3510	80.6
179	18.0	589	37.0	1038	52.7	3519	80.6
192	18.6	605	37.9	1090	54.3	4141	81.5
209	19.6	626	38.6	1249	58.9	4161	81.6
229	20.6	645	39.5	1303	60.4	4907	82.7
250	21.6	663	40.5	1329	61.2	6292	83.7
271	22.7	692	41.5	1355	61.9	11100	84.8
299	24.0	714	42.4	1384	61.8		
317	24.9	734	43.0	1407	62.3		

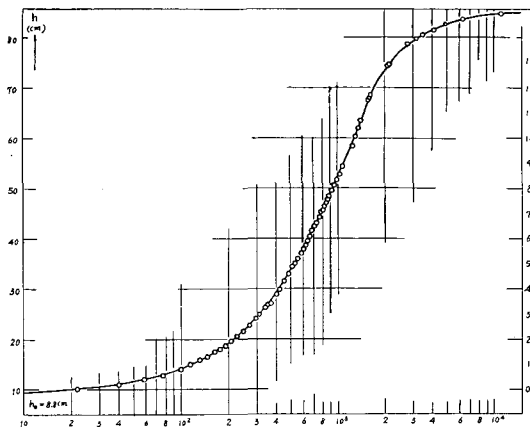


図 5.4.5 オーガー孔内水位上昇曲線 (No. 2) (昭 32. 7. 25)

表 5.4.4 オーガー孔法 (No. 2) ($r=2.25$ cm, $d=85.7$ cm, $r/d=0.0263$)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
h (cm)	8.8	33.8	52.0	65.8	73.6	77.2	79.3	80.5	81.5	82.2	82.7	83.1	83.4
h/d	0.103	0.394	0.607	0.768	0.859	0.902	0.925	0.939	0.951	0.959	0.965	0.970	0.973
S	7.1	6.0	4.6	3.0	2.0	1.4	1.05	0.85	0.80	0.70	0.60	0.50	0.5

表 5.4.5 オーガー孔法 No. 2 k_{App} の計算

$t_1 \sim t_2$ (sec)	0~500	500~1000	1000~1500	1500~2000	2000~2500	2500~3000	3000~3500	3500~4000	4000~4500	4500~5000	5000~5500	5500~6000
Δh (cm)	25.0	18.2	13.8	7.8	3.6	2.1	1.2	1.0	0.7	0.5	0.4	0.3
$\Delta h/\Delta t$ ($\frac{cm}{sec}$)	0.050	0.0364	0.0276	0.0156	0.0072	0.0042	0.0024	0.0020	0.0014	0.0010	0.0008	0.0006
$S = \frac{S_1+S_2}{2}$	6.55	5.3	3.8	2.5	1.7	1.23	0.95	0.825	0.75	0.65	0.55	0.5
$\frac{1}{S} \frac{\Delta h}{\Delta t}$ ($\frac{cm}{sec}$)	7.63×10^{-3}	6.78×10^{-3}	7.26×10^{-3}	6.24×10^{-3}	4.23×10^{-3}	3.41×10^{-3}	2.53×10^{-3}	2.43×10^{-3}	1.77×10^{-3}	1.54×10^{-3}	1.46×10^{-3}	1.20×10^{-3}
$k_{App} \cdot 10^5$ ($\frac{cm}{sec}$)	12.4	11.1	11.8	10.1	6.85	5.52	4.10	3.94	2.87	2.50	2.37	1.95

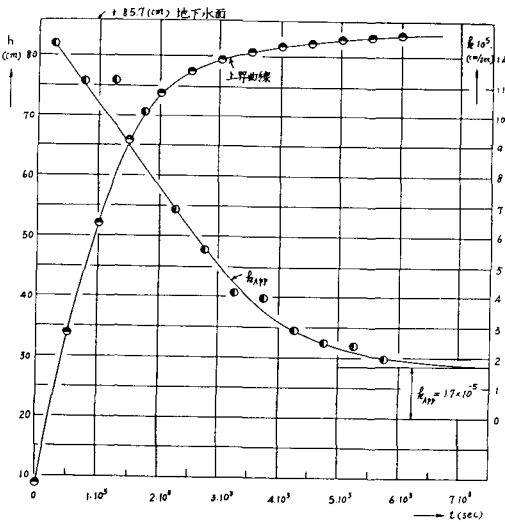


図 5.4.6 透水係数 k_{App} の値 (オーガー孔法 No. 2)

を作る。

この k_{App} を $\frac{1}{2}(t_1 + t_2)$ の時間ごとに図示すれば図 5.4.6 のように時間とともに減少するが漸次一定の値を有するに至る。これが定常状態の見掛けの透水係数であることは IV. および本章ですでに触れたところである。

これより $k_{App} = 1.7 \times 10^{-5}$ (cm/sec) と決定する。 k_{App} の計算は次式によった。

$$k_{App} = 0.617 \times \frac{2.25}{85.7} \left(\frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) = 0.0162 \left(\frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \right)$$

【オーガー孔法実測例 No. 3】

観測箇所 石狩郡当別町金沢篠津北八号四十線中間泥炭地

観測時 昭和32年9月5日

オーガー孔深地表下 1.60 m, $r=2.25$ cm

読みから t に対する h の値を表 5.4.6 に示す。

これを図示したものが図 5.4.7 である。

表 5.4.6 観測値 ($h=180-r$, $d=180-42.7=137.3$ cm)

t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)	t (sec)	h (cm)
0	100.0	188	111.6	422	117.7	1115	125.0
49	104.1	210	112.4	511	118.9	1809	128.0
70	105.7	230	113.1	587	120.0	2359	128.7
94	107.0	247	114.0	659	120.9	2467	130.0
115	108.3	269	114.6	751	122.0	2689	139.7
131	109.2	297	115.1	819	122.4	2778	130.1
149	109.9	318	115.6	881	123.0	3169	130.7
169	111.0	357	116.5	947	123.5	3512	132.0

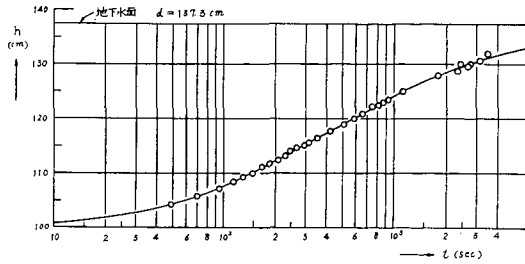


図 5.4.7 オーガー孔法実測例 No. 3 水位上昇曲線 (石狩金沢中間泥炭地) (昭32.9.5)

前例と同様にこの図から $\Delta t=500$ sec として計算に必要な表 5.4.7 および表 5.4.8 を作る。

表 5.4.7 オーガー孔法 (No. 3) ($r=2.25$ cm, $d=137.3$ cm, $r/d=0.0164$)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
h (cm)	100	118.8	124.0	126.8	128.5	129.6	130.5	131.3
h/d	0.728	0.814	0.903	0.924	0.936	0.944	0.950	0.956
S	5.07	3.62	1.95	1.51	1.25	1.0	0.95	0.86

表 5.4.8 オーガー孔法 No. 3 k_{App} の計算

$t_1 \sim t_2$ (sec)	0~500	500~1000	1000~1500	1500~2000	2000~2500	2500~3000	3000~3500
Δh (cm)	18.8	5.2	2.8	1.7	1.1	0.9	0.8
$\frac{\Delta h}{\Delta t}$ ($\frac{cm}{sec}$)	0.0376	0.0104	0.0056	0.0034	0.0022	0.0018	0.0016
$S = \frac{S_1 + S_2}{2}$	4.35	2.79	1.73	1.38	1.13	0.98	0.91
$\frac{1}{S} \frac{\Delta h}{\Delta t}$ ($\frac{cm}{sec}$)	8.64×10^{-3}	3.73×10^{-3}	3.24×10^{-3}	2.46×10^{-3}	1.95×10^{-3}	1.84×10^{-3}	1.76×10^{-3}
$k_{App} \cdot 10^5$ ($\frac{cm}{sec}$)	8.74	3.77	3.27	2.49	1.97	1.86	1.78

$$k_{App} = 0.617 \times \frac{2.25}{137.3} \times \left(\frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) = 0.01011 \left(\frac{1}{S} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t} \right)$$

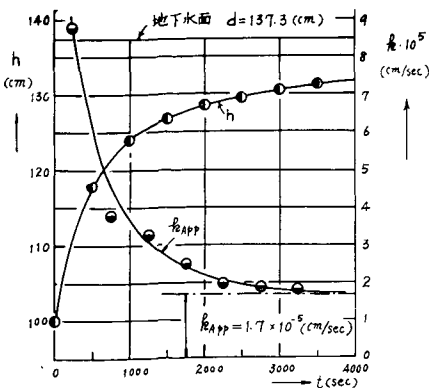


図 5.4.8 透水係数 k_{App} の値 (No. 3)

この結果を図示すれば図 5.4.8 のようになり、見掛けの透水係数は $k_{App}=1.7 \times 10^{-5}$ (cm/sec) と決定する。

5.5 異方性土壌に対するオーガー孔法の特徴

すでに 5.3 に述べたように、座標変換によってその異方性に対する取扱い手段が与えられるが、それは定性的なものであって定量的なものではない。いま前節の例について解説してみる。

【計算例 1】

前節実測例 No. 1 の場合

(1) $\kappa = \frac{k_h}{k_v} = 4$ と仮定する。

(5.3.7) 式において

$$\frac{h}{d} = \frac{h}{77.7}, \quad \frac{r}{d} = \frac{2.25}{77.7} = 0.029$$

表 5.5.1 $\kappa = 4, \frac{r}{d} = 0.029$ 及び 0.015

h/d	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	0.95	0.97
S	6.6	6.3	5.6	4.4	2.6	1.35	0.72	0.45
S'_a	11.2	10.8	9.4	7.3	4.2	2.1	1.05	0.65
S/S'_a	0.585	0.583	0.594	0.602	0.62	0.64	0.68	0.68

平均 $S/S'_a = 0.623$

$$\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = \sqrt{\frac{1}{4}} \times 0.029 = 0.015$$

ゆえに

$$\left. \begin{aligned} S &= F\left(\frac{h}{d}, 0.029\right) \\ S'_a &= F\left(\frac{h}{d}, 0.015\right) \end{aligned} \right\} \quad (5.5.1)$$

図 5.2.5 にしたがって表 5.5.1 を作る。

(5.3.10) 式によって

$$k_h = \sqrt{4} \times 0.623 \times 1.1 \times 10^{-4} = 1.37 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_h = k_{App} \times 1.25, \quad k_v = \frac{k_h}{4} = 3.4 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

(2) $\kappa = 9$ と仮定すれば

$$\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = \sqrt{\frac{1}{9}} \times 0.029 = 0.0099 \approx 0.01$$

S は同一であるが S'_a および S/S'_a の値は表-5.5.2 のごとくなる。

表 5.5.2 $\kappa = 9, \frac{r}{d} = 0.01$

h/d	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	0.95
S'_a	16.2	15.5	13.6	10.45	5.87	3.15	1.67
S/S'_a	0.407	0.402	0.410	0.420	0.442	0.430	0.430

S/S'_a の平均値として 0.420 をうる。

ゆえに (5.3.10) 式によって

$$\begin{aligned} k_h &= \sqrt{9} \times 0.420 \times 1.1 \times 10^{-4} \\ &= 1.26 k_{App} = 1.39 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)} \end{aligned}$$

$$k_v = \frac{k_h}{9} = 1.2 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

この2例をみれば κ が 4 と 9 のように開いていても、オーガー孔法によって見いだされた見掛けの透水係数 k_{App} は水平透水係数のわずかに 1.25 倍 および 1.26 倍となつて大体において水平透水係数を求めるものであることがわかる。

【計算例 2】

$$\frac{r}{d} = 0.0263$$

$$(1) \kappa = 4, \quad \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = 0.0132$$

ゆえに図 5.2.5 によって表 5.5.3 を作る。

表 5.5.3 $\kappa = 4, \frac{r}{d} = 0.0263, 0.0132$

h/d	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	0.95
S	7.2	6.9	6.1	4.8	2.8	1.5	0.73
S'_a	12.4	11.8	10.4	8.1	4.6	2.3	1.1
S/S'_a	0.58	0.58	0.59	0.59	0.61	0.65	0.66

S/S'_a の平均値は 0.61 となる。

ゆえに

$$\begin{aligned} k_h &= \sqrt{4} \times 0.61 \times k_{App} = 1.22 k_{App} \\ &= 1.22 \times 1.7 \times 10^{-5} = 2.1 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)} \end{aligned}$$

$$k_v = \frac{2.1 \times 10^{-5}}{4} = 5.2 \times 10^{-6} \text{ (cm/sec)}$$

$$(2) \kappa = 6.9, \quad \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = \frac{0.0263}{\sqrt{6.9}} = 0.010$$

表 5.5.4 $\kappa = 6.9, \frac{r}{d} = 0.010$

h/d	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	0.95
S'_a	16.2	15.5	13.6	10.5	5.9	3.2	1.68
S/S'_a	0.444	0.445	0.448	0.456	0.474	0.468	0.435

平均 $S/S'_a = 0.45$

$$\begin{aligned} k_h &= \sqrt{6.9} \times 0.45 \times k_{App} = 2.63 \times 0.45 \times k_{App} \\ &= 1.18 k_{App} = 6.4 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)} \end{aligned}$$

$$k_v = \frac{k_h}{6.9} = 9.3 \times 10^{-6} \text{ (cm/sec)}$$

この例においても $\kappa = 4$ のときは水平透水係数は k_{App} の 1.22 倍で $\kappa = 6.9$ のときは 1.18 倍、平均 1.2 倍であり k_{App} はほとんど水平透水係数に等しい。

【計算例 3】

$$\frac{r}{d} = 0.0164$$

$$\sqrt{\kappa} = 1.64, \quad \kappa = 2.62, \quad \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \cdot \frac{r}{d} = 0.010$$

表 5. 5. 5

h/d	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	0.95
S_a	10.3	10.1	8.7	6.9	3.9	2.0	1.0
S'_a	16.2	15.5	13.6	10.5	5.9	3.2	1.68
S/S'_a	0.63	0.65	0.64	0.66	0.66	0.62	0.60

平均の $S/S'_a = 0.64$

$$k_h = \sqrt{2.62 \times 0.64} \cdot k_{App} = 1.05 k_{App}$$

$$= 1.05 \times 1.7 \times 10^{-5} = 1.8 \times 10^{-6} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_v = \frac{k_h}{2.62} = 6.8 \times 10^{-6} \text{ (cm/sec)}$$

この例では $\kappa = 2.62$ で k_h は k_{App} の 1.05 倍となっている。以上 3 例においてみるようにオーガー孔法はほとんど等方性土壌とみなして求めた k_{App} は異方性の強さにかかわらず、大体において水平方向の透水係数に近い値を与えるものであるということがその特徴となっている。

5. 6 泥炭地におけるピエゾメータ法による実測

泥炭現地土中に形正しいオーガー孔を作ることは色々な点で困難なことが多いし、また深所の測定は不可能であるので、ある長さの流入部を有するチップを取付けたピエゾメータ透水計を利用するのが便利である。単一な管の一部に流入部を設けたものでは押し込みの際有孔部の目が詰まり過小の透水係数を与えることになる。これを避けるために管を二重にして押し込み、チップが予定の測点に達したならば、流入部が露出するまで外管を上へ引上げる。これを複管式ピエゾメータと呼んでいる。この様式では透水計運搬の都合上、長さ制限をうける。したがって深所の測定は不可能であるので、その後再び単管にして継ぎ足せる様式にし、その代りにチップは測点まで被覆されたまま押し込まれ、その位置で押し棒によって流入部が露出されるように改良を加えた。現在ではこのものを用いている (図 3. 1. 1, 3. 1. 2)。

管径は太きに失すれば押し込みの際摩擦力が大きすぎて取扱いに不便であり、管内水位の上昇も遅い。経験によれば管径は 16 mm 程度が手頃であるようである。

III に述べたように、透水係数を求める手段として地下水面の位置はきわめて精密に求めなければならない。したがって地下水位を正確に押えるために少なくとも 2~3 時間前に、ピエゾメータより数十種離れた地点において地下水位観測管を設置し、観測時には地下水位内の水位は上昇し尽くしているようにする。しばしばガスのため正しい地下水位を示していないことがあるから、太い針金のごときものを管内に入れてよくかくはんし、ガ

ス類を排出する必要がある。地下水管は押し込み用外管で保護して押し込んで、流入孔の目がつまらないようにする。地下水位観測管およびピエゾメータ管の頂部はレベルによって精密に 1 耗まで読みをとっておかなければならない。地下水位は観測終了後再び測定して水面が上昇し尽くしていることを確かめる必要がある。

管内水位の測定も精密になさなければならないが、観測の始めは管内の水位上昇はきわめて早いために、短時間ごとに測定する必要がある。合図によって一人は電気式水位測定器のコードを管上端に合わせてクリップで挟み、他の一人は時計の時刻を秒までそのまま記入する。

泥炭地では多少にかかわらずメタンガスの発生があって、流入部の開口と同時に流水とともにげい勢で噴出し、実際以上の水位上昇をもたらす。ゆえに始めの水位回復時には測定をしないでポンプで上昇した管内の水をくみ上げ、水位を下げて改めて測定をしなければならない。ポンプで汲み上げるときも地下水位との水頭差が一米以上にならないように注意を要する。観測に際しては観測者の体重その他、重量物が直接測点附近に加わって圧密現象を起さないように敷板などによって広い面積に荷重を分布させるよう配慮しなければならない。

ピエゾメータ法による測定は過去数年に亘って非常に数多い観測を行なっているが、そのうち若干の実測例について述べる。ただし初期のものは色々な点で不備と思われることがあるが漸次、器具、操作、観測法および計算法に改良を加えてきたことを表すためにあえて不十分な操作で行なったものも一、二例掲げておく。

【ピエゾメータ法実測例 No. 3】 (P.A.)

観測箇所 空知郡美瑛市開発泥炭研究室圃場内
A-10 横 (高位泥炭地)

観測時 昭和 30 年 11 月 16 日

この頃は単管から始めて複管式を採用したときであり計算方法も地下水位と k とを最小自乗法によって同時に求める方式を主としていたので地下水位の測定を精密に行なっていない。その後 III に述べたような様式に改めたために正確でない地下水位と観測値から改めて正しい地下水面を推定するためにつぎに述べるような便法を試みた。

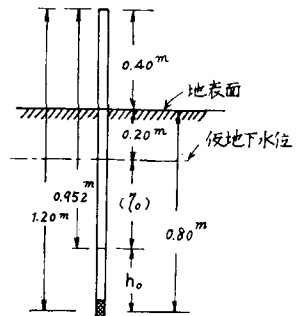


図 5. 6. 1

表 5.6.1 観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	35.2	265	17.3	538	11.6	795	8.7
29	31.0	285	16.8	556	11.1	819	8.6
50	29.4	306	16.5	579	10.9	841	8.5
76	27.0	329	15.7	603	10.6	863	8.4
99	25.1	354	15.0	628	10.3	895	8.2
120	23.7	375	14.5	647	10.0	920	8.2
141	22.6	397	14.0	672	9.7	940	8.0
163	21.4	419	13.5	690	9.5	991	8.0
180	20.3	449	13.0	714	9.3	1025	7.6
203	19.5	478	12.8	730	9.1	1050	7.4
221	18.3	498	12.4	751	9.0	2018	6.0
244	17.9	515	12.0	774	8.9	2055	5.9

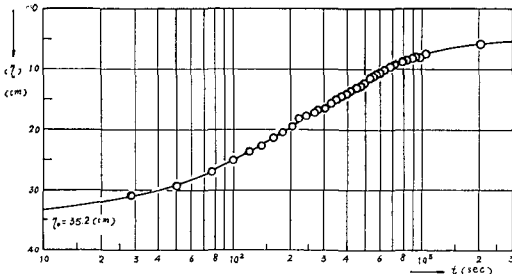


図 5.6.2 水位上昇曲線 (美唄)

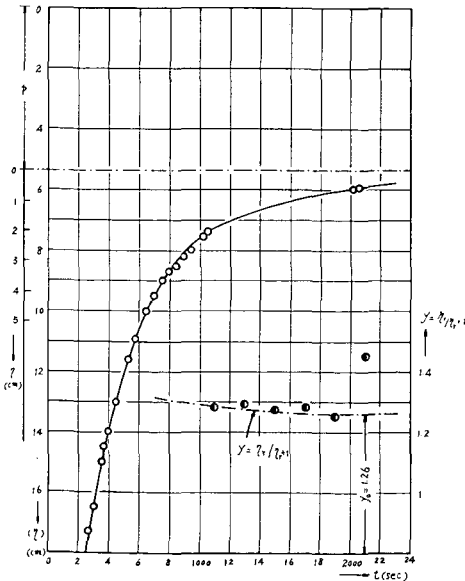


図 5.6.3 水位上昇曲線

図 5.6.1 はピエゾメータ設置図であって、測点は地下 80 cm で仮地下水水面は地表から 20 cm 下にある。(η) をもって仮地下水位よりの水頭とし、η を真の水頭として

$$\eta = (\eta) + p$$

とおく。

この値を図示したものが図 5.6.2 である。

つぎに観測値において 200 sec 以上のところを大きなスケールで描き直してみると図 5.6.3 のようになる。

管内流出状態が定常流れから誘導した式にしたがうならば $y = \eta_r / \eta_{r+1}$ が一定値にならなければならない。

したがって

$$\frac{(\eta_1) + p}{(\eta_2) + p} = \frac{(\eta_2) + p}{(\eta_3) + p}$$

が成立しなければならぬ。この式より p を求めれば

$$p = \frac{(\eta_1)(\eta_3) - (\eta_2)^2}{2(\eta_2) - \{(\eta_1) + (\eta_3)\}} \quad (5.6.1)$$

表 5.6.2 p, η および y の値

t (sec)	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
(η) (cm)	7.45	7.0	6.65	6.38	6.16	6	5.8
p	—	-5.4	-6.8	-5.2	-5.5	-3.9	(平均 p) -5.36
(η) (cm)	2.09	1.64	1.29	1.02	0.80	0.64	0.44
$y = \frac{\eta_r}{\eta_{r+1}}$	1.28	1.29	1.27	1.28	1.25	1.45	—

この y を図 5.6.3 に付記した。これより $y_0 = 1.26$ と決定する。(3.1.26) 式により

$$\mu = \frac{4t}{2.3 \log y_0} = \frac{200}{2.3 \times 0.10037} = 865.4 \text{ (sec)}$$

本ピエゾメータ流入部の寸法は

$$L = 1.9 \text{ cm}, r = 0.8 \text{ cm}, S = 1.187,$$

$$\sinh^{-1} 1.187 = 1.00763, C = 0.876, A = 10.4 \text{ (cm)}$$

ゆえに

$$k_{App} = \frac{\pi r^2}{A \cdot \mu} = \frac{\pi \cdot (0.8)^2}{10.4 \times 865.4} = 2.2 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

【ピエゾメータ法実測例 No. 2】 (P.A.)

観測箇所 美唄市開発泥炭研究室ホ場内

D-10 附近 (高位泥炭地)

観測時 昭和30年11月16日

ピエゾメータ設置図を図 5.6.4 に示す。

表 5.6.3 の値をプロットしたものが図 5.6.5 である。

図 5.6.5 より表 5.6.4 を作り $y = \eta_r / \eta_{r+1}$ を求め、

図 5.6.5 にプロットして $y_0 = 1.55$ と決定する。

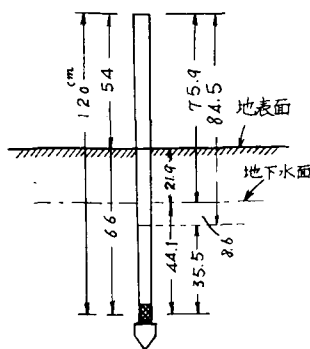


図 5.6.4

表 5.6.3 観測値 (美咲 No.2)

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	8.6	131	2.1	307	0.7	791	0.1
21	6.1	152	1.4	324	0.7	827	0
44	4.5	177	1.5	432	0.6	864	0
67	3.5	250	1.0	677	0.3	1337	0
94	2.6	269	1.0	739	0.2	—	—
109	2.5	289	0.8	766	0.2	—	—

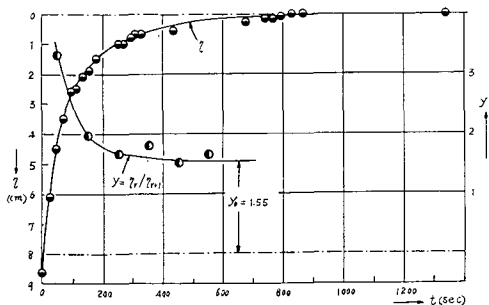


図 5.6.5

表 5.6.4 y₀ の決定

t (sec)	0	100	200	300	400	500	600
η (cm)	8.6	2.57	1.30	0.78	0.44	0.28	0.17
y	3.32	1.97	1.67	1.81	1.52	1.65	—

$$\mu = \frac{\Delta t}{2.3 \log y_0} = \frac{100}{2.3 \log 1.55}$$

$$= \frac{100}{2.3 \times 0.1903} = 228.2 \text{ (sec)}$$

$$k_{App} = \frac{\pi (0.8)^2}{10.4 \times 228.2} = 8.5 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

この測点は地表下 66 cm のところであり、前例よりいくらか上部のところであって透水係数も約 4 倍大きい。2 例とも観測の方法にも欠点があり、地下水面の測定を正確に行なわなかったので得られた値にも多少の狂いがあるものと思われるが、いずれも 10^{-4} (cm-sec) 級であった。

【ピエゾメータ法実測例 No. 3】

観測箇所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和 30 年 11 月 22 日

使用機械 ピエゾメータ複管 A (長さ 1.20 m, 管半径 0.8 mm)

水位上昇曲線は図 5.6.6 のごとくなる。これより図式簡単法によって表 5.6.5 を作る。

図 5.6.6 より $y_0 = 1.35$ と決定する。

$$\mu = \frac{\Delta t}{2.3 \log y_0} = \frac{200}{2.3 \times 0.13033} = 666.4$$

$$k_{App} = \frac{\pi r^2}{A \cdot \mu} = \frac{\pi (0.8)^2}{10.4 \times 666.4} = 2.9 \times 10^{-4} \text{ (cm/sec)}$$

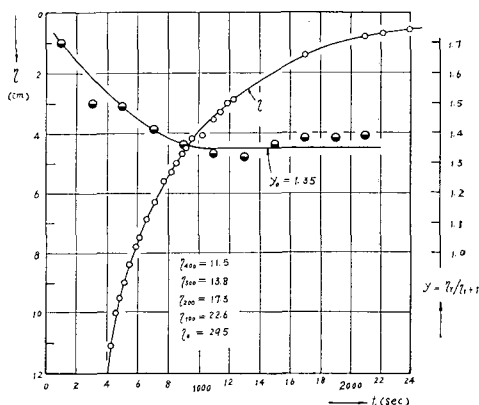


図 5.6.6 豊幌西三号複管 A (昭和 30 年 11 月 22 日)

表 5.6.5

t (sec)	0	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
η (cm)	29.5	17.3	11.5	7.7	5.46	4.0	3.0	2.27	1.67	1.20	0.93	0.72
$y = \frac{\eta_r}{\eta_{r+1}}$	1.70	1.50	1.49	1.41	1.36	1.33	1.32	1.36	1.38	1.38	1.39	—

【ピエゾメータ法実測例 No. 4】

観測箇所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和31年10月27日

使用機 ピエゾメータ複管式 A 型

観測要領は図 5. 6. 7 に

示すごとく地下水面観測管と並べて設置し、読み s は電気式測深器のコード長を 120 cm に一定し、ターミナルがピエゾ管内の水面に接触した瞬間に 120 cm のマークがピエゾ外管に取付けたスケール上で読み s をとった。地下水面からの水頭差 η は次式によって計算した。

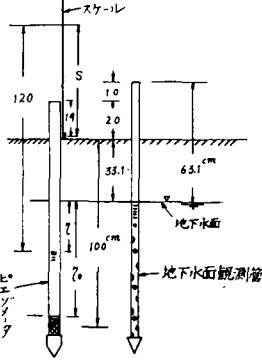


図 5. 6. 7 ピエゾメータ設置図

$$\eta = 120.0 - (s - 19.0 + 20 + 33.1) = 85.9 - s$$

表 5. 6. 6 の観測値を精密に描き、その平均位置を通して滑らかな上昇曲線を描いてこれを縮めたものが図 5.

6. 8 および表 5. 6. 7 である。

(3.1.24) 式なる条件式をほぼ満すものとして $b = \frac{1}{1000}$ を仮定すれば (3.1.18) 式より

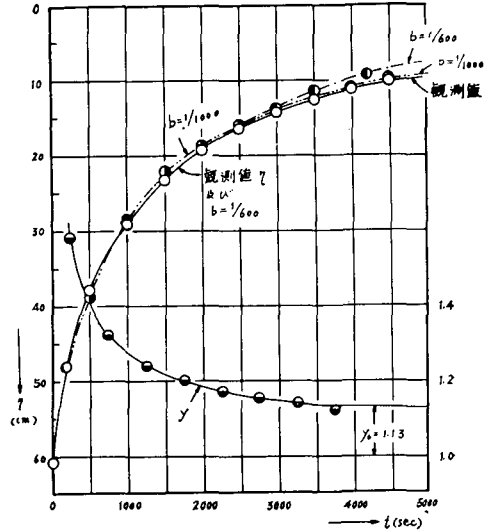


図 5. 6. 8 豊幌西三号 (複管 A 型) 昭和 31. 10. 27

表 5. 6. 6 観測値 (観測時間 1 時間 9 分 21 秒)

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	60.9	164	49.9	452	39.9	1021	28.9	2309	17.6
25	59.1	182	48.9	490	38.9	1094	27.9	2342	17.4
30	58.1	206	47.9	531	37.9	1172	26.9	3014	14.4
42	56.9	229	46.9	572	36.9	1258	25.9	3039	14.3
52	56.3	255	45.9	617	35.9	1350	24.9	3343	13.0
85	54.4	285	44.9	675	34.9	1449	23.9	3467	13.1
93	53.6	315	43.9	712	33.9	1556	22.9	3838	11.8
112	52.5	346	42.9	763	32.9	1671	21.9	3849	11.8
140	51.1	379	41.9	819	31.9	1792	20.9	4136	11.1
152	50.4	413	40.9	887	30.9	2243	18.0	4161	11.0

表 5. 6. 7

η (cm)	t (sec)									
	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
実測値	60.9	38.5	29.2	23.4	19.45	16.62	14.50	12.75	11.35	10.3
計算値 $b=1/1000$	60.9	38.8	28.34	22.44	18.68	16.02	14.00	12.36	11.00	9.82
$b=1/600$	60.9	38.87	28.7	23.49	19.49	16.39	13.86	11.75	—	(4200) 9.35
$y = \frac{\eta_r}{\eta_{r+1}}$	1.58	1.32	1.24	1.20	1.17	1.15	1.14	1.12	—	$y_0 = 1.13$

表 5.6.8 E の 値 (b=1/1000)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
$x=b \cdot t$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
e^{-x}	1	0.606531	0.367879	0.223130	0.135335	0.082085	0.049787	0.030197
$E=e^{x_1}-e^{-x_2}$	—	0.39347	—	0.14475	—	0.053250	—	0.019590
$R = \frac{E_{1-2}}{E_{3-4}}$	—	—	—	2.71	—	—	—	2.72
η (cm)	60.9	38.5	29.2	23.4	19.45	16.60	14.50	12.75

$$\left(2.3026 \log \frac{\eta_1}{\eta_2}\right) \mu - (e^{-x_1} - e^{-x_2}) c = t_1 - t_2 \quad (5.6.2)$$

$$k_{App} = \frac{\pi r^2}{A \cdot \mu} = \frac{\pi \times (0.8)^2}{10.4 \times 4633} = 4.2 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

(b=1/1000 のとき)

ここに

$$x_1 = b t_1, \quad x_2 = b t_2$$

これらの値を (5.6.2) 式に適用し μ と c を最小自乗法によってとけば

$$\mu = 4633$$

$$c = 4077$$

$$a = b \cdot c = \frac{4077}{1000} = 4.077$$

(5.6.2) 式より

$$\log \frac{\eta_1}{\eta_2} = \frac{1}{2.3026 \mu} \left[t_2 - t_1 + c (e^{-x_1} - e^{-x_2}) \right]$$

$$= \frac{1}{A} \left[t_2 - t_1 + c (e^{-x_1} - e^{-x_2}) \right] \quad (5.6.3)$$

(5.6.3) 式において

$$\log A = 4.03196, \quad \log c = 3.61034$$

たとえば $t=500 \text{ sec}$ の η を求めるには $\eta_0=60.9$ を既知として

$$\log \frac{\eta_0}{\eta_{500}} = \frac{1}{A} [500 - C \cdot E_{1-2}] = 0.19545$$

$$\frac{\eta_0}{\eta_{500}} = 1.568, \quad \eta_{500} = \frac{60.9}{1.568} = 38.5$$

(実測値 38.5 cm)

同様に $t_1=0, t_2=3500 \text{ sec}$ では

$$\log \left(\frac{\eta_0}{\eta_{3500}} \right) = \frac{1}{A} \left[3500 + c (1 - 0.030197) \right]$$

$$\eta_{3500} = \frac{60.9}{4.926} = 12.36 \quad (\text{実測値 } 12.75 \text{ cm})$$

以下同様にして各 t に応ずる η を計算した値を表 5.6.7 に記入した。またこの値をプロットして実測水位回復曲線と比較すると図 5.6.8 の (—•—•—) 線となり、大体によく一致する。

さて $\mu=4633$ とすれば $A=10.4 \text{ cm}, r=0.8 \text{ cm}$

となる。

全く同様に $b=1/600$ と仮定して観測値より最小自乗法によって計算した各 t に応ずる η の値を前記表 5.6.7 に付記した。この場合は $b=1/1000$ に比して後半の水位回復が実測に比し大きい。なお μ の値は

$$\mu = 3069$$

ゆえに、

$$k_{App} = \frac{\pi (0.8)^2}{10.4 \times 3069} = 6.3 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

以上の方法は b の値として適当なものを推定するのに非常に手数を要する上、 μ および c なる未知数を決めるのに最小自乗法の煩雑な手数を要し、はなはだしく実際的でないので III. に述べた図式簡単法によって透水係数を求め、前者と比較してみると表 5.6.7 に掲げたように y の値は減衰し、図 5.6.8 に示したように $y_0=1.13$ に収斂するから

$$\mu = \frac{dt}{2.3 \log 1.13} = \frac{500}{2.3 \times 0.05308} = 4090$$

$$k_{App.} = \frac{\pi \cdot (0.8)^2}{10.4 \times 4090} = 4.7 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

となって $b=1/1000$ と仮定した $4.2 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$ とほとんど一致する。

ゆえに煩雑な (3.1.24) 式とか (5.6.2) 式を用いなくて図式簡単法で求めたもので実用上十分であると思う。

【ピエゾメータ法実測例 No. 5】

観測箇所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和 31 年 10 月 6 日

使用機 ピエゾメータ複管 B 型 (A=10.9 cm)

設置図は図 5.6.9 に示す通りである。

観測値は表 5.6.9 に示す。

ここに s はスケール上の読み、表 5.6.9 をプロットし

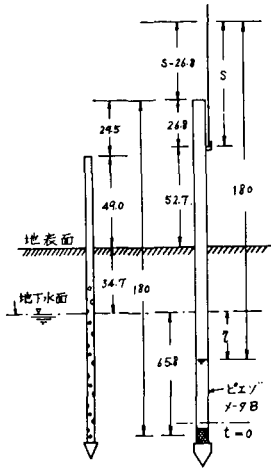


図 5.6.9

表 5.6.9

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	59.1	685	37.6
28	55.8	822	35.6
60	53.6	995	33.6
107	51.6	1148	31.6
145	49.6	1342	29.6
202	47.6	1580	27.3
276	45.6	1889	25.6
361	43.6	2130	23.5
447	41.6	5385	12.1
568	39.6	5805	11.4

$\eta = 93.6 - s$

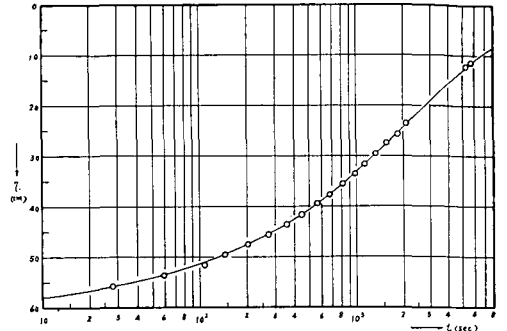


図 5.6.10 豊幌西三号ピエゾメータ法 (複管B型) (昭31.10.6) (No.5)

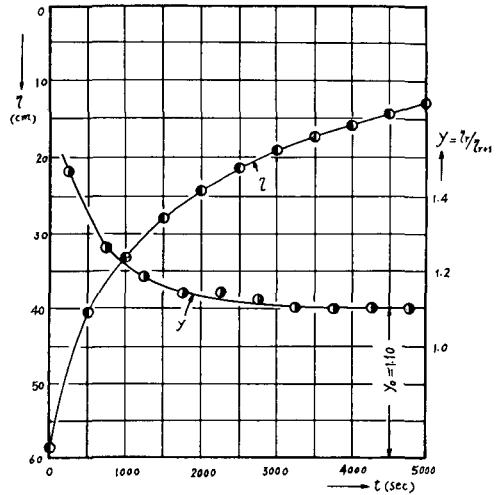


図 5.6.11 y_0 の図式決定

表 5.6.10 y の決定

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
η (cm)	59.1	40.6	33.2	28.0	24.5	21.5	19.2	17.4	15.8	14.3	13.0
y	1.46	1.26	1.18	1.14	1.14	1.12	1.10	1.10	1.10	1.10	—

たものが図5.6.10である。図5.6.10より $\Delta t = 500$ (sec) ごとに η を入れ、 $y = \eta_r / \eta_{r+1}$ を決めたものが表-5.6.10である。

これより $y_0 = 1.10$ と決定する。

$$\mu = \frac{\Delta t}{2.3 \log y_0} = \frac{500}{2.3 \times 0.04139} = 5246$$

$$k_{App.} = \frac{\pi(0.6)^2}{10.9 \times 5246} = 2.0 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

なお形状係数 $A = 10.9$ cm はつぎの計算によった。流

入部寸法は

$$r = 0.6 \text{ cm}, L = 2.65 \text{ cm}, s = 2.21 > 2.0,$$

$$\sinh^{-1} 2.21 = 1.534$$

$$A_B = \frac{2\pi \times 2.65}{1.534} = 10.9 \text{ (cm)}$$

【ピエゾメータ法実測例 No. 6】

観測個所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和31年10月6日

使用機 ピエゾメータ複管B型 ($A = 10.9$ cm)

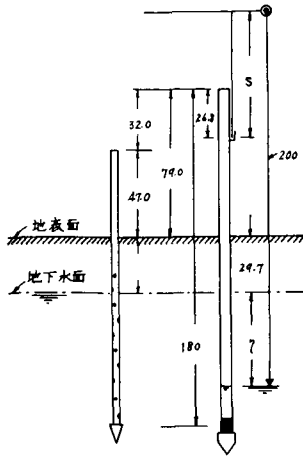


図 5.6.12 (No. 6)

表 5.6.11 観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	61	519	41
43	59	593	39
69	57	676	37
133	55	778	35
171	53	879	33
214	51	1389	26
258	49	1656	22
310	47	4849	8.9
373	45	8626	4.8
444	43	13550	2.8

設置図は図 5.6.12 に示す。観測値は表 5.6.11 のごとくである。

図から

$$\eta = 200 - (s - 26.8 + 32.0 + 76.7) = 118.1 - s$$

によって η を求めた。これを図 5.6.13 に示す。

まず図式簡単法によって透水係数を求めるために、表 5.6.12 を作る。

この y を dt の中間にプロットして $y_0 = 1.07$ と決定する。

$$\mu = \frac{At}{2.3 \log y_0} = \frac{500}{2.3 \times 0.02938} = 7391, A = 10.9 \text{ cm}$$

$$k_{App.} = \frac{\pi \cdot (0.6)^2}{10.9 \times 7391} = 1.4 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

をうる。

【実測例 No. 4】で取扱ったのと同様に (3.1.24) 式をほぼ満す値として $b = 1/1000$ を選ぶ。(5.6.2) 式によって

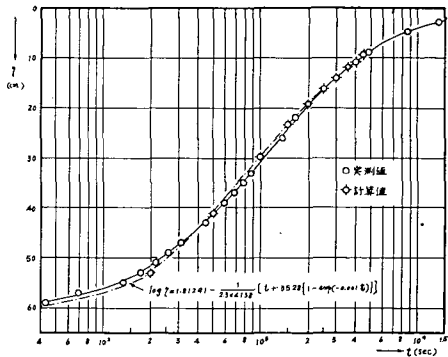


図 5.6.13 水位回復曲線の実測値と計算値 (昭 31.10.6) (No. 6)

表 5.6.12 y の値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000
η (cm)	65	41.3	30.8	24.2	19.6	16.3	14.0	12.2	10.8
(計算 η)	(65)	(41.2)	(29.8)	(23.3)	(19.2)	(16.2)	(14.0)	(12.2)	(10.78)
y	1.57	1.34	1.27	1.24	1.20	1.16	1.14	1.13	1.12
t (sec)	4500	5000	5500	6000	6500	7000	7500	8000	8500
η (cm)	9.6	8.6	7.7	7.0	6.4	5.9	5.5	5.1	4.8
(計算 η)	(9.43)								
y	1.11	1.11	1.10	1.10	1.08	1.07	1.08	1.08	1.06
t (sec)	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000
η (cm)	4.5	4.2	4.0	3.8	3.6	3.4	3.2	3.0	2.8
y	1.07	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	—

表 5. 6. 12 において $t = 0 \sim 4500$ (sec) までの値を用いて
最小自乗法によって定数を求めれば

$$\mu = 4138, \quad c = 3528$$

を得た。

したがって t (sec) における η (cm) は次式によって計算される。

$$\log \eta = \log \eta_0 - \frac{1}{2.3\mu} \left\{ t + c(1 - e^{-\mu t}) \right\} = 1.81291 - 0.00010257 \left\{ t + 3528(1 - e^{-0.001t}) \right\} \quad (5. 6. 4)$$

この式によって t に応ずる η を求め、図示したものを
図 5. 6. 13 において鎖線で示す。大体においてよく一致
している。

つぎにこの μ を用いて見掛けの透水計数を計算すると

$$k_{App} = \frac{\pi \cdot (0.6)^2}{10.9 \times 4138} = 2.5 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

となり、簡単法で求めたものより大きくでている。この
理由は観測の前半の値によって求めたためで、後半の値
を入れて求めればずっと減少するはずである。

図 5. 6. 14 は $y = \eta_r / \eta_{r+1}$ の値が漸減して $y_0 = 1.07$ に
収斂する有様を示す。

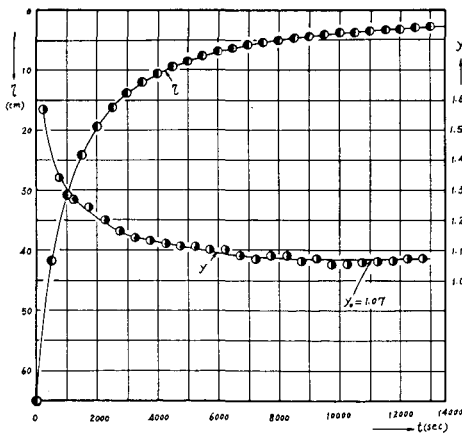


図 5. 6. 14 $\Delta t = 500$ (sec) の η と y の値
(豊幌西三号) (昭 31. 10 6)

【ピエゾメータ法実測例 No. 7】

観測箇所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和 31 年 9 月 30 日

使用機 ピエゾメータ複管 A 型 ($A = 10.4$ cm)

設置状態を 図 5. 6. 15 に示す。観測値は表 5. 6. 13 の
ごとくである。

$$\eta = 88.4 - s$$

観測値を半対数座標にプロットすれば 図 5. 6. 16 のよ
うになる。

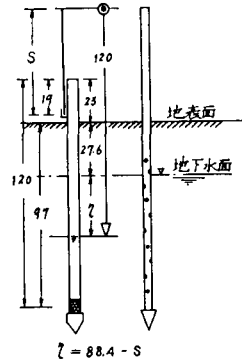


図 5. 6. 15

表 5. 6. 13 観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	63.4	348	28.4
13	58.7	401	26.4
18	57.4	462	24.4
40	53.9	535	22.4
43	52.4	619	20.4
53	50.4	736	18.4
65	48.4	871	16.4
80	46.4	1218	13.4
98	44.4	1413	12.4
115	42.4	2296	10.1
139	40.4	2572	8.1
171	38.4	3528	6.4
189	36.4	3849	5.9
223	34.4	5251	5.9
260	32.4	7536	4.9
306	3.04	18180	4.2

表 5. 6. 14 y の値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
η (cm)	63.4	23.3	15.1	11.6	9.3	8.1	7.2	6.4	6.0	5.65	5.3
(計算 η)	(63.4)	(23.3)	(15.0)	—	(10.0)	—	(7.79)	—	(6.14)	—	(5.0)
y	2.71	1.54	1.30	1.24	1.14	1.12	1.12	1.07	1.06	1.06	—

図 5.6.16 より $\Delta t=500(\text{sec})$ ごとに η をとって $y=\eta_r/\eta_{r+1}$ を作れば表 5.6.14 をうる。

これを図 5.6.17 にプロットして $y_0=1.07$ をうる。これより

$$\mu = \frac{500}{2.3 \log 1.07} = 5417(\text{sec}), \quad A = 10.4(\text{cm})$$

$$k_{App} = \frac{\pi(0.8)^2}{10.4 \times 5417} = 2.8 \times 10^{-5}(\text{cm/sec})$$

(3.1.24) 式の条件を満たす値として $b=0.002$ を選び、(5.6.2) 式にもとづいて最小自乗法で定数を求めると

$$\mu = 4273(\text{sec}), \quad c = 5973$$

をうる。

したがって

$$\begin{aligned} \log \eta &= \log \eta_0 - \frac{1}{2.3\mu} \left\{ t + c(1 - e^{-x}) \right\} \\ &= \frac{1}{2.3 \times 4273} \left\{ t + 5973(1 - e^{-0.002t}) \right\} \quad (5.6.5) \end{aligned}$$

または

$$A = 2.3\mu = 2.3 \times 4273 = 9839$$

$$e^{-0.002t} = E$$

とおけば

$$\log y = \frac{1}{9839}(t + 5973E) \quad (5.6.6)$$

$$\log \eta = \log \eta_0 - \log y \quad (5.6.7)$$

あるいは

$$\eta = \eta_0 / \exp \left\{ \frac{1}{4273}(t + 5973E) \right\} \quad (5.6.8)$$

これによって計算した値を表 5.6.14 に付記し図 5.6.16 に鎖線で記入した。

$\mu=4273(\text{sec})$ を採用すれば

$$A = 10.4(\text{cm}), \quad r = 0.8\text{cm}$$

であるから

$$k_{App} = \frac{\pi(0.8)^2}{10.4 \times 4273} = 4.5 \times 10^{-5}(\text{cm/sec})$$

【ピエゾメータ法実測例 No. 8】

観測箇所 江別市豊幌西三号

観測時 昭和 31 年 9 月 30 日

使用機 ピエゾメータ複管 B 型

設置図は図 5.6.18 に示す通りである。

観測値を表 5.6.15 に示す。

水位回復曲線は図 5.6.19 のようになる。

これより図式簡単法によって $y_0=1.10$ と決定すれば

$$\mu = \frac{500}{2.3 \log 1.10} = 5246(\text{sec}), \quad A_b = 10.9(\text{cm})$$

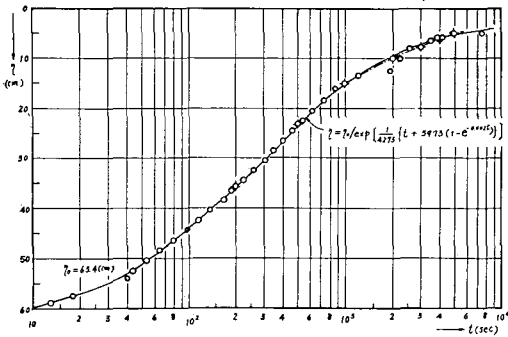


図 5.6.16 水位回復曲線の実測値と計算値 (豊幌西三号) (昭 31. 9. 30)

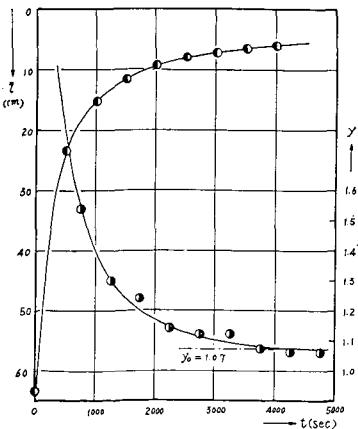


図 5.6.17 $\Delta t=500(\text{sec})$ の η と y の値 (昭 31. 9. 30)

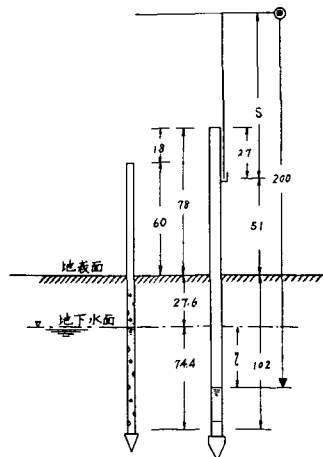


図 5.6.18 ピエゾメータ設置図 ($\lambda = 121.4 - 5$)

表 5.6.15 観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	60.8	749	43.0
21	59.4	881	41.0
89	57.4	1049	38.6
159	55.4	1913	30.0
233	53.4	2113	28.4
311	51.4	2152	28.3
395	49.4	4891	16.2
489	47.1	5009	15.8
605	45.1	5969	13.4

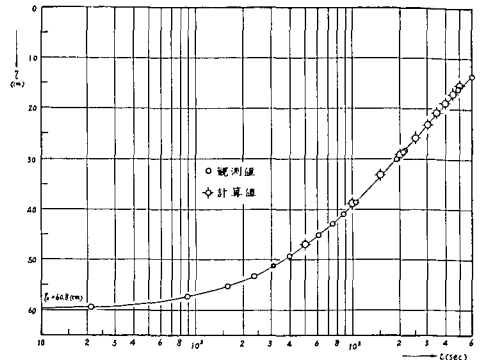


図 5.6.19 水位回復曲線の実測値 (豊幌西三号) (昭 31.9.30) (No. 8)

表 5.6.16 $\Delta t=500$ (sec) に対する η との値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000
η (cm)	60.8	47.0	39.0	33.6	29.3	25.8	23.1
(計算 η)	(60.8)	(47.1)	(38.8)	(33.1)	(29.1)	(25.8)	(23.1)
y	1.29	1.20	1.20	1.14	1.13	1.11	1.10

t (sec)	3500	4000	4500	5000	5500	6000	—
η (cm)	20.9	18.9	17.3	15.7	14.6	13.3	—
(計算 η)	(20.8)	(18.8)	(17.0)	(15.4)	(—)	(—)	(—)
y	1.10	1.09	1.10	1.08	1.10	—	—

表 5.6.17 E の値 ($x=t/1000$)

t (sec)	0~500	1000~1500	2000~2500	3000~3500
$E=e^{-x_1}-e^{-x_2}$	0.39347	0.14475	0.053250	0.019590
η_1/η_2	60.8/47.0	39.0/33.6	29.3/25.8	23.1/20.9

表 5.6.18

$t_1 \sim t_2$	0~500	1000~1500	2000~2500	3000~3500
a	0.25744	0.14902	0.12722	0.10007
E	0.39347	0.14475	0.05325	0.01957

$$k_{App} = \frac{\pi \times (0.6)^2}{10.9 \times 5246} = 2.0 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

つぎに $b=1/1000$ と仮定すれば (3.1.24) 式の条件をほぼ満すのでこれを用いることとすると表 5.6.8 をそのまま用いることができるので、これを用いて表 5.6.17 を作る。

(5.6.2) 式より

$$a\mu - E \cdot C = \Delta t \tag{5.6.9}$$

ここに

$$a = 2.3026 \log \eta_1/\eta_2, \quad E = e^{-x_1} - e^{-x_2}, \quad x = \frac{t}{1000}$$

μ と c を最小自乗法で決定する。

(5.6.9) 式にしたがって計算しつぎの正規方程式をうる。

$$\left. \begin{aligned} 0.11468 \mu - 0.13156 c &= 316.88 \\ -0.13156 \mu + 0.17897 c &= -305.30 \end{aligned} \right\} \tag{5.6.10}$$

これより

$$\begin{aligned} \mu &= 5144.6 \\ c &= 2075.9 \end{aligned}$$

$\log \frac{\eta_0}{\eta} = y$ とおき、 η_0 を基準として計算をすすめる。

$$\log \eta = \log \eta_0 - y$$

しかるに (5.6.2) 式より

$$\begin{aligned} y &= \log \frac{\eta_0}{\eta} = \frac{1}{2.3\mu} [t + C \cdot E] \\ &= \frac{1}{11846} [500 \cdot n + 2075.9 E] \end{aligned} \tag{5.6.11}$$

ここに $n=1, 2, 3, \dots$, および $E=1-e^{-\frac{t}{1000}}$ である。

表 5.6.19 η の計算 ($b=1/1000$)

$t_0 \sim t$ (sec)	0~500	0~1000	0~1500	0~2000	0~2500	0~3000	0~3500	0~4000	0~4500	0~5000
$t/(2.3 \mu)$	0.04221	0.08442	0.12663	0.16884	0.21105	0.25326	0.29547	0.33768	0.37989	0.42210
$E=1-e^{-x}$	0.39347	0.63212	0.77687	0.86476	0.91791	0.95021	0.96980	0.98168	0.98889	0.99326
$0.17524 E$	0.06895	0.11077	0.13614	0.15152	0.16085	0.16651	0.16995	0.17203	0.17329	0.17406
$\log \eta$ (η)	1.67274 (47.07)	1.58871 (38.8)	1.51913 (33.1)	1.46354 (29.08)	1.41210 (25.83)	1.36413 (23.13)	1.31848 (20.82)	1.27419 (18.8)	1.23072 (17.01)	1.18774 (15.41)

ゆえに

$$\log \eta = \log \eta_0 - (0.04221 n + 0.17524 E) \quad (5.6.12)$$

によって η を計算することができる。

$$\eta_0 = 60.8, \quad \log 60.8 = 17.8390$$

(5.6.12) 式にしたがって計算し表 5.6.19 をうる。

この計算値を実測値 (表 5.6.16) と比べてみると実によく適合している。これは観測が理想的に正確に行なわれたことを意味する。この計算値を水位回復曲線中にプロットしてみれば図 5.6.19 の回復曲線上に全く重なってしまう。

$$\mu = 5144.6$$

を用いて透水係数を求めてみれば

$$k_{App.} = \frac{\pi \cdot (0.6)^2}{10.9 \times 5144.6} = 2.0 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

となって図式簡単法で求めた $k_{App.}$ と完全に一致した。

なお、本地点は実測例 No. 7 のすぐ近傍であり、前者では簡単法により $k_{App.} = 2.8 \times 10^{-5}$ (cm/sec) を得ているが、大体似たような値を示した。

【ピエゾメータ法実測例 No. 9】

観測箇所 江別市豊幌西三号安部氏地内

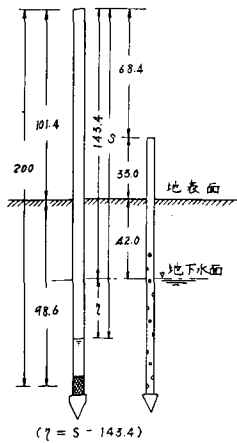


図 5.6.20

観測時 昭和32年7月4日

使用機 北大農土型ピエゾメータ (C)

水位回復曲線は図 5.6.21 のごとくであり、これより $\Delta t = 200$ (sec) として求めた y 曲線より $y_0 = 1.17$ を決定する。

$$\Delta t = 200 \text{ (sec)}, \quad y_0 = 1.17,$$

$$\mu = \frac{200}{2.3 \log 1.17} = 1274 \text{ (sec)}$$

$$A = \frac{2\pi \times 5}{\sinh^{-1} \frac{5}{1.7}} = \frac{10\pi}{\sinh^{-1} 2.941} = 17.45 \text{ (cm)}$$

表 5.6.20 観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	51.6	888	8.6
98	36.8	970	8.3
189	29.2	1011	7.5
250	25.1	1136	6.6
305	22.4	1263	5.8
425	18.1	1370	5.1
497	15.6	1548	4.3
547	14.2	1794	3.5
590	13.2	2432	2.5
646	12.1	2509	2.5
691	11.4	3150	1.0
738	10.7	3205	1.1
798	10.2	4160	0.6

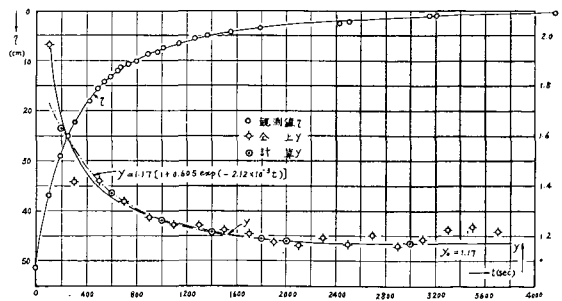


図 5.6.21 水位回復曲線と y 曲線 ($\Delta t = 200$ sec)

表 5.6.21 $\Delta t=200$ (sec) の η と y の値

t (sec)	0	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800
η (cm)	51.6	26.3	18.6	13.1	9.8	7.7	6.2	5.0	4.1	3.4
y	1.962	1.414	1.420	1.337	1.273	1.242	1.240	1.220	1.206	1.172

t (sec)	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800
η (cm)	2.9	2.5	2.1	1.8	1.5	1.3	1.1	0.9	0.73	0.6
y	1.160	1.190	1.166	1.200	1.154	1.182	1.222	1.233	1.217	—

表 5.6.22

t (sec)	200	600	1000	1400	1800	2000
$\frac{t}{2.3} 10^{-3}$	0.0869	0.2606	0.4343	0.6080	0.7817	0.8686
M	-0.3606	-0.8080	-1.0996	-1.4248	-1.8386	-2.1675

$$k_{App} = \frac{\pi \cdot (0.75)^2}{17.45 \times 1274} = 7.9 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

図 5.6.21 より推定した $y_0=1.17$ とし、任意 t に対する y に対して次式が成立するものとする。

$$y = y_0(1 + a \cdot e^{-bt}) \tag{5.6.13}$$

$$\frac{y}{y_0} - 1 = a \cdot e^{-bt}$$

$$\ln\left(\frac{y}{y_0} - 1\right) = \ln a - bt$$

$$\begin{aligned} \log\left(\frac{y}{y_0} - 1\right) &= \log a - \left(\frac{t}{2.3}\right) \cdot b \\ &= \log a - \left(\frac{t}{2.3} \cdot 10^{-3}\right) (10^3 \cdot b) \end{aligned} \tag{5.6.14}$$

いま

$$\left. \begin{aligned} \log a &= \xi \\ 10^3 \cdot b &= \zeta \\ \log(y/y_0 - 1) &= M \end{aligned} \right\} \tag{5.6.15}$$

とおけば

$$\xi - \left(\frac{t}{2.3} \cdot 10^{-3}\right) \zeta = M \tag{5.6.16}$$

によって y の観測値から n 個の観測等式を立てることができる。本例において必要な値を求めれば表-5.6.22 をうる。

これよりつぎの正規方程式をうる。

$$\begin{aligned} 6\xi - 3.040\zeta &= -7.699 \\ -3.04\xi + 1.999\zeta &= 4.905 \end{aligned}$$

これより

$$\begin{aligned} \zeta &= 2.121, \quad b = 2.12 \times 10^{-3} \\ \xi &= \log a = 1.782, \quad a = 0.605 \end{aligned}$$

表 5.6.23 y の計算値

t (sec)	200	600	1000	1400	1800	2000	3000
図上 y	1.680	1.352	1.263	1.214	1.187	1.178	1.170
計算 y	1.63	1.37	1.26	1.21	1.19	1.18	1.171

ゆえに

$$y = 1.17 \left\{ 1 + 0.605 \exp(-2.12 \times 10^{-3} t) \right\} \tag{5.6.17}$$

ただし $\Delta t=200$ (sec) としての y の値である。

(5.6.17) 式によって t に対して y の値を計算し、観測曲線の示す値と比べれば表 5.6.23 のようになり、ほとんど完全に一致する結果を得られた。

この結果を図 5.6.21 に \odot 印として入れた。

【ピエゾメータ法実測例 No. 10, No. 11, No. 12】

観測箇所 豊幌西三号, 地下 1 m

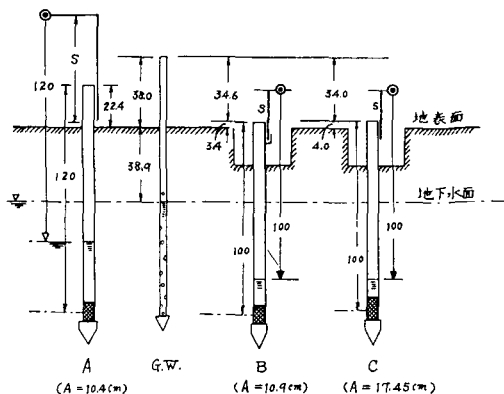


図 5.6.22 豊幌西三号, 地下 1 m (形状係数の比較) (昭 32.7.23)

表 5.6.24 η_A の観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	51.9	256	43.2	820	32.6	3130	17.4	6460	11.4
16	50.9	284	42.6	896	31.6	3153	17.4	6471	11.4
36	50.3	307	42.1	973	30.6	3395	16.8	7020	10.9
60	49.1	333	41.4	1062	29.6	3414	16.7	7038	10.9
79	48.6	342	41.2	1158	28.6	3598	16.1	7806	10.3
105	47.7	366	40.6	1266	27.6	3633	16.1	8573	9.5
120	47.2	400	39.7	1380	26.6	3888	15.5	8583	9.5
135	46.7	442	39.1	1499	25.6	3914	15.3	9260	9.0
154	46.3	476	38.4	1628	24.6	4171	14.9	9290	9.0
165	45.9	511	37.6	1775	23.6	4191	14.8	10117	8.6
179	45.4	556	36.8	2148	21.5	4607	14.0	10138	8.5
200	44.8	617	35.7	2182	21.3	4623	13.9	10896	7.9
213	44.5	712	34.3	2547	19.6	5172	13.0	10913	7.9
230	44.1	750	33.6	2558	19.6	5183	13.0	—	—

$$\eta_A = 120 - \{76.9 - (15.6 + 18.9) + s\} = 77.6 - s$$

表 5.6.25 η_B の観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	46.7	200	34.9	523	25.3	1246	15.2	4899	3.4
15	45.6	226	33.6	616	23.8	1415	13.6	4944	3.4
33	44.3	242	33.2	626	23.6	1423	13.6	5891	2.6
43	43.2	259	32.7	746	21.6	1841	11.6	5907	2.6
60	42.3	278	32.1	770	21.4	1859	11.5	6609	2.3
84	41.4	303	31.2	824	20.2	2364	9.6	6633	2.3
97	40.3	320	30.5	843	20.0	2386	9.3	7451	2.0
112	39.8	339	29.9	939	18.2	2406	9.3	7473	2.0
129	38.5	359	29.3	957	17.9	3546	6.2	8223	2.0
150	37.3	381	28.7	1088	16.7	3563	6.2	8236	1.9
164	36.6	469	26.6	1132	16.3	4230	4.8	—	—
185	35.7	479	26.4	1220	15.2	4241	4.8	—	—

$$\eta_B = 100 - \{76.9 - (34.6 + 10) + s\} = 67.7 - s$$

表 5.6.26 η_C の観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	54.0	115	49.4	267	45.0	1004	32.4	4380	13.2
17	53.1	133	48.6	323	43.6	1693	25.8	5463	10.6
33	52.3	153	48.2	352	42.9	1867	24.6	5958	9.5
61	51.2	189	47.1	492	40.0	2835	18.9	—	—
77	50.5	217	46.3	513	39.9	3330	16.4	—	—
98	49.9	247	45.4	720	36.3	3341	16.4	—	—

$$\eta_C = 100 - \{76.9 - (34.0 + 10.0) - s\} = 67.1 - s$$

表 5.6.27 y の値 (ピエゾメータ A) ($\Delta t=500$ sec)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500
η (cm)	51.9	37.7	30.4	25.6	22.3	20.0	18.0	16.7	15.3	14.3	13.3	12.6	12.0	11.4
y	1.38	1.24	1.19	1.14	1.12	1.11	1.08	1.08	1.07	1.08	1.06	1.05	1.04	1.05

表 5.6.28 η の値 (ピエゾメータ B, $\Delta t=500$ sec)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
η (cm)	46.7	25.8	17.8	13.3	10.6	8.7	7.2	6.1
y	1.80	1.44	1.34	1.25	1.22	1.20	1.18	1.17

t (sec)	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000	—
η (cm)	5.2	4.3	3.6	3.0	2.6	2.3	2.1	—
y	1.20	1.20	1.20	1.15	1.13	1.10	—	—

表 5.6.29 y の値 (ピエゾメータ C, $\Delta t=500$ sec)

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	—
η (cm)	54.0	38.3	32.4	27.5	23.6	20.5	18.0	16.0	14.3	12.9	11.6	10.5	9.4	—
y	1.40	1.18	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.11	1.10	1.11	—	—

観測時 昭和32年7月23日

観測機 ピエゾメータ複管式 A 型, B 型および北大農士型 (C)

表 5.6.27~5.6.29 の y を図示したものが図 5.6.24 である。これらより $y_A=1.06$, $y_B=1.14$, $y_C=1.10$ を決定する。

これらの値を用いてそれぞれの k_{App} を求めればつぎのごとくなる。

異なる3種のピエゾメータを用いて同一地点で測定した透水係数は表-5.6.30に示したように大体において一致した値を示した。

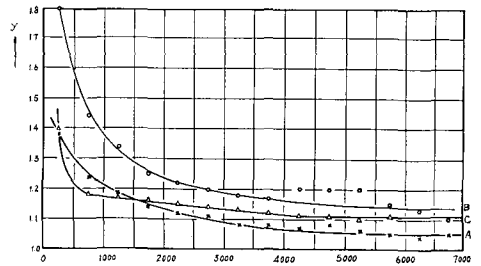


図 5.6.24 3種のピエゾメータによる y の値

表 5.6.30

ピエゾメータ	A (cm)	r (cm)	y_0	μ	k_{App}
A	10.4	0.8	1.06	10250	1.9×10^{-5}
B	10.9	0.6	1.14	3816	2.7×10^{-5}
C	17.45	0.75	1.10	5246	2.5×10^{-5}

このことはこの方法の適合性とピエゾメータの形状係数や取扱い方に関する著者の理論の正当性を裏付けているものと認めることができる。

【ピエゾメータ法実測例 No. 13】

観測箇所 豊幌西三号地表下1.90 m

観測時 昭和32年7月24日

使用機 北大農士型ピエゾメータ透水計 (C)

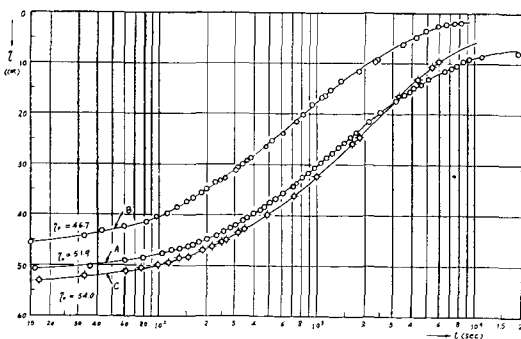


図 5.6.23 ピエゾメータ A, B および C による水位回復曲線 (豊幌西三号地表下 1 m) (昭32.7.23)

$$A = 17.45 \text{ cm}, r = 0.75 \text{ cm}$$

設置図は図 5.6.25 に示した通りである。オーガー孔法と比較するために並べて設置した。

$\Delta t = 500$ (sec) ずつの η の値を用いて y の値を定めると表 5.6.32 のようになる。

$$y_0 = 1.06, \mu = 500 / (2.3 \log 1.06) = 8560 \text{ (sec)}$$

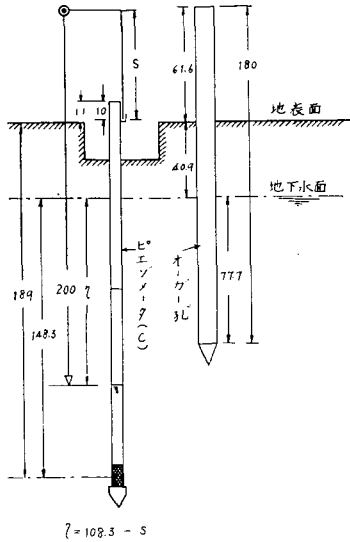


図 5.6.25 設置図 (豊幌西三号, 昭 32.7.24)

$$A = 17.45 \text{ (cm)}, r = 0.75 \text{ (cm)}$$

$$k_{App.} = \frac{\pi (0.75)^2}{17.45 \times 8560} = 1.2 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

なおこの観測においては測点が深いために水頭差が大きすぎるので、あらかじめピエゾメータ管内に注水し、水頭差を調節した。

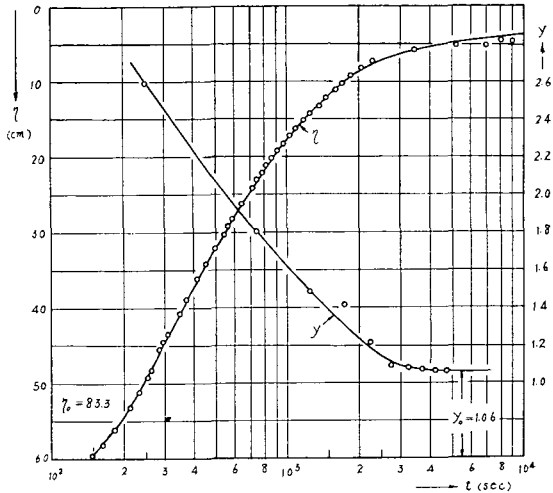


図 5.6.26 水位回復曲線と y の値 (No. 13)
(豊幌西三号地下 1.90 m, 昭 32.7.24)

表 5.6.31 観測値 (No. 13)

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	83.3	137	61.7	327	42.4	542	30.3	913	19.3	2051	8.3
10	81.8	150	59.8	348	40.9	566	29.3	971	18.3	2313	7.4
18	79.9	165	58.3	363	39.8	592	28.3	1027	17.3	3401	6.1
29	78.8	183	56.3	377	39.0	618	27.3	1088	16.3	3464	6.0
38	75.4	215	53.3	392	37.9	647	26.3	1170	15.3	5245	5.4
50	73.8	233	51.3	418	36.3	679	25.3	1250	14.3	5425	5.3
69	70.4	251	49.3	438	35.3	713	24.3	1347	13.3	6995	5.3
83	69.1	263	48.3	456	34.3	746	23.3	1467	12.3	8005	4.6
99	66.5	285	45.7	476	33.3	783	22.3	1607	11.3	8965	4.9
109	64.8	298	44.6	496	32.3	817	21.3	1705	10.3	8965	4.8
120	63.9	310	43.5	519	31.3	864	20.3	1845	9.3	11430	4.8

表 5.6.32 $\Delta t = 500$ (sec) としての η と y の値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	—
η (cm)	83.3	32.2	17.8	12.0	8.5	7.0	6.4	5.9	5.5	5.2	4.9	—
y	2.59	1.80	1.48	1.41	1.21	1.09	1.08	1.07	1.06	1.06	—	—

【ピエゾメータ法実測例 No. 14, No. 15】

観測箇所 石狩郡当別町篠津北八号四十線
(No. 14, 地下 0.91 m, No. 15, 地下 2.20 m)

観測時 昭和32年9月5日

表 5.6.33 より表 5.6.35 を, また表 5.6.34 より表 5.6.36 を作る。

表および図より y を決定し μ および k_{App} を計算すれば表 5.6.37 をうる。

本例で問題となることは図 5.6.27 に表わされているように地下水面とピエゾメータ最終回復水位が一致していないことである。地下水は付近にある溝キヨ, 自然地盤の傾斜, 土壌の成層状態などにしたがって流動しつつある場合が多い。この流れは, 速度ポテンシャルの差によって流動するのであるから場所が異なれば速度ポテンシャルの値が異なる。したがって流動のはげしいときに相当の動水コウ配を有することになる。ピエゾメータに現われた最終回復水位は地下任意の深さの測点のポテンシャル水位を表わすもので, いくら長時間経過しても, その測点の有するポテンシャル水位以上の水位を現わすことはできない。ゆえに本例のように長時間放置して最終の測点のポテンシャル水位を知り, この水位を基準にして観測値から t についての η の値を求める方法が正しいのであって地下水面を基準にするのは厳密に言えば正しくない。

つぎに, 本測点付近は本章 5.4 異方性【計算例 3】で述べたごとくオーガー法によった場合は

$$k_{App} = 1.7 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

$$\kappa = k_h/k_v = 2.62$$

のとき

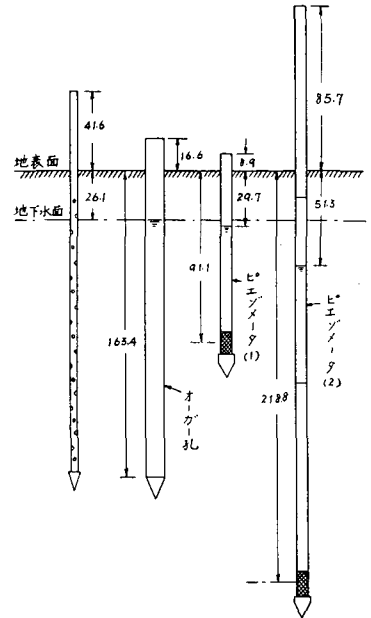


図 5.6.27 設置図 (篠津)

表 5.6.33 測点地下 0.91 m における η の観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	51.5	148	45.0	962	27.1	2954	12.2
36	50.0	184	44.2	1156	24.3	3596	10.5
54	49.0	190	43.5	1286	22.9	3972	9.5
70	48.3	301	39.9	1476	20.8	4592	8.4
87	47.6	420	36.4	1768	18.5	6527	6.6
110	46.6	645	31.5	2072	16.4	51360	0
131	45.8	668	31.2	2557	14.7	—	—

表 5.6.34 測点地下 2.20 m における η の観測値

t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)	t (sec)	η (cm)
0	154.4	333	149.3	1658	132.9	4024	111.0
43	153.6	541	146.6	1878	130.2	5948	97.7
71	153.3	673	144.7	2374	125.3	65160	0
196	151.3	883	142.0	3030	119.1	—	—
225	150.7	1183	138.3	3516	115.1	—	—

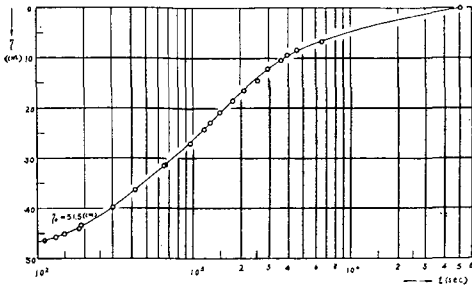


図 5.6.28 測点地下 0.91 m における水位回復曲線 (表-5.6.33)

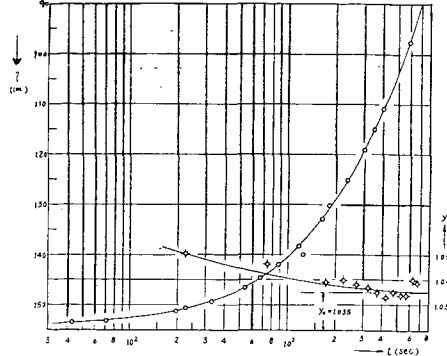


図 5.6.29 測点地下 2.2 m における水位回復曲線 (表-5.6.34)

表 5.6.35 地下 0.91 m の測点についての η と y の値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000
η (cm)	51.5	34.5	26.3	20.8	16.9	14.2	12.2
y	1.50	1.31	1.26	1.24	1.19	1.16	1.13
t (sec)	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500
η (cm)	10.8	9.7	8.8	8.0	7.5	7.1	6.7
y	1.11	1.10	1.10	1.06	1.06	1.06	—

表 5.6.36 地下 2.20 m の測点についての η と y の値

t (sec)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
η (cm)	154.4	147.0	140.5	133.8	128.8	123.8	119.2	115.0
y	1.050	1.046	1.050	1.039	1.040	1.038	1.037	1.035
t (sec)	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000	—
η (cm)	111.1	107.5	103.9	100.5	97.2	93.5	90	—
y	1.033	1.035	1.034	1.034	1.040	1.039	—	—

表 5.6.37 k_{App} の値 (篠津北八号四十線)

測点	y_0	$\log y_0$	μ (cm)	r (cm)	A (cm)	k_{App} (cm/sec)
地下 0.91 m	1.060	0.02531	8580	0.75	17.45	1.2×10^{-5}
地下 2.2 m	1.035	0.01494	14530	0.75	17.45	0.7×10^{-5}

$$k_h = 1.05 \times 1.7 \times 10^{-5} = 1.8 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

ピエゾメータ法によった場合、測点 0.91 m の値を用いると $k_{App} = 1.2 \times 10^{-5}$ (cm/sec) である。異なる κ の値について (4.3.9) 式にしたがって k_h を計算してみると

(1) $\kappa = 2.62, s = 2.941$

$$k_h = \frac{\sinh^{-1} 4.823}{\sinh^{-1} 2.941} k_{App} = \frac{2.281}{1.800} k_{App} = 1.26 k_{App} = 1.51 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

(2) $\kappa = 4$

$$k_h = \frac{\sinh^{-1} 5.882}{\sinh^{-1} 2.941} k_{App} = \frac{2.472}{1.800} k_{App} = 1.47 k_{App} = 1.47 \times (1.2 \times 10^{-5}) = 1.64 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

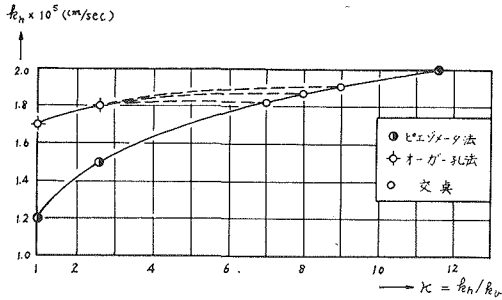


図 5.6.30 オーガー孔法とビエゾメータ法による κ の決定

(3) $\kappa = 11.6, \sqrt{\kappa} = 3.4, \sqrt{\kappa} s = 10$

$$k_h = \frac{\sinh^{-1} 10}{\sinh^{-1} 2.941} k_{App.} = \frac{2.998}{1.800} k_{App.} = 1.66 k_{App.}$$

$$= 1.66 \times (1.2 \times 10^{-5}) = 2.0 \times 10^{-5} \text{ (cm/sec)}$$

これらの値を κ を横軸にとり k_h を縦軸にとってプロットしてみると図 5.6.30 をうる。

オーガー孔法によれば $k_{App.}$ はほとんど k_h に近いものを表わすから計算値はないが大体図の点線の程度と推定される。したがって $\kappa = 7 \sim 9$ 程度のものと考えられる。

VI. ドレネージ・ラック式改良型
透水試験機による測定

6.1 著者の考案になる改良型とその理論

E. G. Yemington によって発表されたドレネージ・ラック透水試験機の構造と理論についてはすでに I. 1.4 で述べたところであるが、著者も Yemington 型の透水試験機を作り、砂および泥炭土について若干の実験を行なった。これを A 型と名付けた。砂に対しては好結果を得られることは Yemington のいうとおりであったが、泥炭土に試みると内水位の変化量が小さいため、観測に不利であるので泥炭土に適する改良型を試作することにした。このようにして作ったものを B 型と名付けた。

A 型寸法は $S=300 \text{ cm}^2, A=100 \text{ cm}^2, a=200 \text{ cm}^2, l=10 \text{ cm}$ であった。

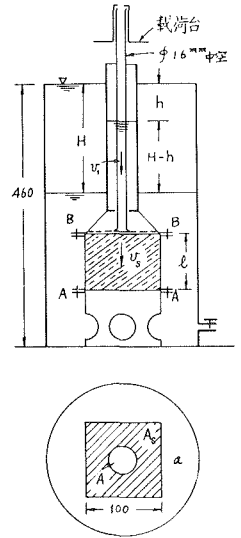
B 型は内部容器に断面の変化を与え試料を詰める部分は $10 \times 10 \text{ cm}$ 、高さは 10 cm であるが、上部は細くして $A = 25 \text{ cm}^2$ とした。その他の寸法は $a = 275 \text{ cm}^2, S = 300 \text{ cm}^2, A_s = 100 \text{ cm}^2, n = \frac{A}{A_s} = 0.25, l = 10 \text{ cm}$ 、ここに A_s は試料断面である。

この B 型を用いて若干の実験を行なったが、使用して見て感じたことは寸法が全般的に小さ過ぎるということ、荷重を加えるのに不便であること、エントラプト・エ

ヤの脱出にやや困難があるのではなかろうかという疑問が持たれたので、さらに C 型を作製した (写真参照)。

C 型は B 型における不利な点を除くようにしたもので基本的なものはなんら変わっていない。

寸法が異なるほか、とくにエントラプト・エヤの除去に備えるため図 6.1.1 の A-A なる継合せ目にクシ形状に脱出口を設けた。B-B なる試料上部には有孔金属板を置き、径 16 耗の中空細管をこれに熔接し、載荷する場合にはこの細管上に載荷台を取付け、これに円板状錘を載せるようにした。

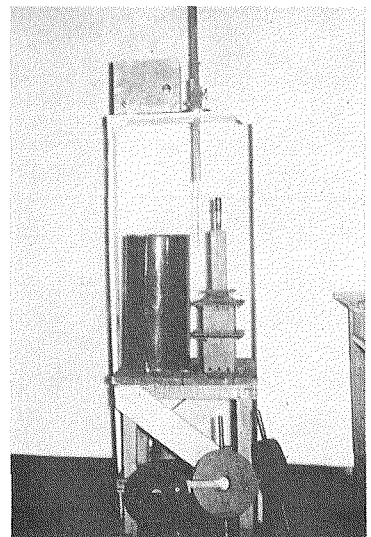


$S = a + A$

図 6.1.1 B 型

管内水位はマジック・アイ付電気式装置によってポイント・ゲージの針がこの細管内水位に接触したときを読みとるようにしたものである。載荷に際し荷重分布が片寄らないように細管はガイドによって支持せられるようにしてある。寸法は $A=20 \text{ cm}^2, a=380 \text{ cm}^2, S=A+a=400 \text{ cm}^2, l=10 \text{ cm}$ である。

このような装置に対して著者は透水係数算定に対してつぎのような理論式を誘導した。



写真

細管内の内水位の下降速度を v_1 、試料中の透水速度を v_s 、透水係数を k とすれば

$$v_1 = \frac{dh}{dt} \tag{1}$$

$$v_s = k \frac{H-h}{l} \tag{2}$$

$$\frac{v_s}{v_1} = \frac{A}{A_s} = n \tag{3}$$

$t = 0$ から t に至る間の全流出水量を $V(\text{cc})$ とすれば連続の式として

$$Ah + aH = V \tag{4}$$

$$\frac{V}{t} = Q_m = \text{const} \tag{5}$$

を仮定する。これは全くの仮定であるが、図 6.1.1において H が増せば外容器よりの流出量は減ずるが $H-h$ が増すから内容器からの流出量が増し、全体としてはあまり大きな変化はないので(5)の仮定を用いても事実上は差支えない。

(4), (5) 両式より

$$H = \frac{1}{a} (Q_m \cdot t - A \cdot h) \tag{6}$$

(2), (3) 両式より v_s を消去すれば

$$k \frac{H-h}{l} = v_1 \cdot n = n \cdot \frac{dh}{dt} \tag{7}$$

これに(6)式を入れると

$$\frac{k}{nal} \{Q_m \cdot t - S \cdot h\} = \frac{dh}{dt} \tag{8}$$

ここに

$$S = A + a \tag{9}$$

いま

$$\mu_1 = \frac{kS}{nal}, \quad \mu_2 = \frac{kQ_m}{nal} \tag{10}$$

とおけば

$$\frac{dh}{dt} + \mu_1 h = \mu_2 t \tag{11}$$

この微分方程式を解いて

$$h = \frac{\mu_2}{\mu_1} \{(\mu_1 t - 1) + e^{-\mu_1 t}\} \tag{12}$$

しかるに

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{(nal)^2 \cdot k \cdot Q_m}{k^2 S^2 nal} = \frac{nalV}{kS^2 t} \tag{13}$$

$$\mu_1 \cdot t = \frac{kS}{nal} t = G \tag{6.1.1}$$

(6.1.1) 式を(13)式に入れると

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{V}{G \cdot S} \tag{14}$$

(6.1.1) (14) 両式を(12)式に入れると

$$h = \frac{V}{S} \cdot \frac{1}{G} \{G - 1 + e^{-G}\} = \frac{V}{S} \Phi \tag{6.1.2}$$

ここに

$$\Phi = \frac{1}{G} \{G - 1 + e^{-G}\} \tag{6.1.3}$$

任意に G を与えて Φ を計算しあらかじめ図表に作っておけば Φ に応ずる G を容易に求めることができる。

しかるに(6.1.2)式より

$$\Phi = \frac{S \cdot h}{V} \tag{6.1.4}$$

ここに S は試験機容器の全断面積、 h は内部容器の始めの水位から時間 t 経過後の下降水頭、 V は時間 t の間に下部のコックを通して流出した全水量である。したがって(6.1.4)式の右辺は実測した値から計算できるものであるから Φ が求まる。これを用いれば(6.1.3)式によって G を任意に与えて作成した。図 6.1.2 によって G を知るることができるから(6.1.1)式より求めた

$$k = \frac{nal}{S} \cdot \frac{G}{t} = K \cdot \frac{G}{t} \tag{6.1.5}$$

によって k を求めることができる。ここに

$$K = \frac{nal}{S}$$

表 6.1.1 を両対数および半対数の 2 葉に分けて図-6.1.2(a) および (b) に表わした。

表 6.1.1 $\Phi = \frac{1}{G} \{G - 1 + e^{-G}\}$ の値

G	Φ	G	Φ	G	Φ
0.01	0.0050	0.8	0.3117	12	0.9167
0.02	0.0100	0.9	0.3406	14	0.9286
0.03	0.0149	1.0	0.3678	15	0.9333
0.05	0.0246	1.5	0.4821	16	0.9375
0.07	0.0343	2.0	0.5677	17	0.9412
0.10	0.0484	2.5	0.6329	18	0.9445
0.15	0.0714	3.0	0.6832	19	0.9474
0.20	0.0937	4.0	0.7546	20	0.9500
0.25	0.1152	5.0	0.8014	21	0.9524
0.3	0.1361	6.0	0.8337	22	0.9546
0.4	0.1758	7.0	0.8573	23	0.9561
0.5	0.2131	8.0	0.8750	24	0.9583
0.6	0.2480	9.0	0.8889	25	0.9600
0.7	0.2825	10.0	0.9000	26	0.9616

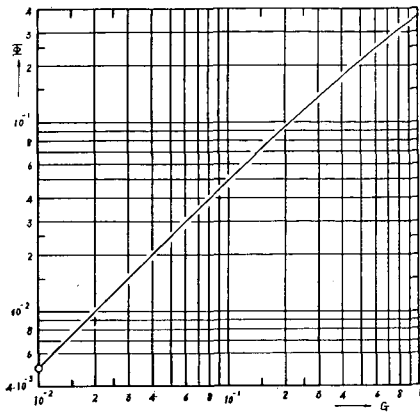


図 6.1.2(a) $G-\phi$ 曲線 ($G=10^{-2}\sim 1$)

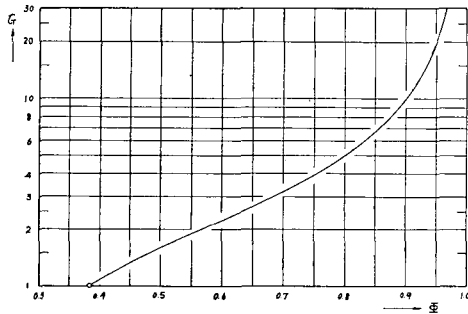


図 6.1.2(b) $G-\phi$ 曲線 ($G=1.0\sim 26$)

もし Yemington 型であれば内容器断面積はずっと上まで一様であるから

$$A = A_s, \quad n = 1$$

ゆえに (13) 式および (6.1.1) 式はそれぞれ

$$\frac{\mu_2}{\mu_1^2} = \frac{alV}{kS^2t} = \frac{V}{G \cdot S} \tag{15}$$

$$\mu_1 t = \frac{kS}{al} t = G \tag{16}$$

これらを (12) 式に入れると

$$h = \frac{V}{S} \frac{1}{G} \{G - 1 + e^{-G}\} = \frac{V}{S} \cdot \phi \tag{6.1.6}$$

または

$$\phi = \frac{Sh}{V} \tag{6.1.7}$$

さらに (15) 式より

$$k = \frac{al}{S} \frac{G}{t} = K_1 \cdot \frac{G}{t} \tag{6.1.8}$$

ここに

$$K_1 = \frac{al}{S} \tag{6.1.9}$$

このようにして導いた (6.1.6) 式と Yemington が導いた (9) 式とは同一条件から誘導したものであるから、見掛けの上の形が異なるのみで当然同一式でなければならないはずである。いまこれらの両式を結びつけてみよう。(9) 式より出発して (6.1.6) 式に至る変化を示してみると

$$\phi = \frac{Sh}{V} = 1 - \frac{F}{\ln \frac{1}{1-F}} \tag{9 (前出)}$$

いま

$$\frac{F}{1 - \frac{Sh}{V}} = G \tag{6.1.10}$$

とおくと

$$F = G \left(1 - \frac{S \cdot h}{V}\right) \tag{17}$$

(9) 式および (6.1.10) 式より

$$\ln \frac{1}{1-F} = \frac{F}{1 - \frac{S \cdot h}{V}} = G$$

または

$$e^G = \frac{1}{1-F}, \quad F = 1 - e^{-G} \tag{18}$$

(17) 式と (18) 式とより F を消去すれば

$$\phi = \frac{S \cdot h}{V} = \frac{1}{G} (G - 1 + e^{-G}) \tag{6.1.11}$$

これより (6.1.6) 式が生まれる。

6.2 A 型による土の透水係数

(A) 砂についての実験

荒目の同じ砂について 5 回観測を繰返した結果は、表 6.2.1 より表 6.2.5 および 図 6.2.1 より 図 6.2.5 に至る表および図に示したようなものになった。

この実験は全く予備的調査の意図でなされたため、 h の測定にはポイント・ゲージを用いずに各時刻における水位をスケールで直接に読み取ったためにメニスカスなどの影響があって相当な観測の誤差が入ったものと思われるにもかかわらず、比較的整一な透水係数 k を得ている。

水温を測定しなかったために 20°C の水の割合に換算できなかったので詳細な比較をすることは不可能であるが、結果を要約すればつぎのようになる。

(1) t のごく小さいときには k が過大に出る。この理由はつぎのように考えられる。それは 6.1 の各式で与えられる条件が完全に成立しないということである。

とくに $t=0$ において $H=h=0$ が正確に成立したかどうか疑わしい。

表 6.2.1 A 型による砂の透水
砂 No. s.1

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10$ (cm/s)	H (cm)	$H-h$
15	.08	68	.352	.94	4.17	.30	.28
30	.18	135	.40	1.12	2.49	.59	.41
60	.43	260	.495	1.55	1.72	1.09	.66
90	.74	385	.578	2.05	1.52	1.56	.82
120	1.07	500	.642	2.6	1.44	1.97	.90
150	1.40	630	.667	2.85	1.27	2.45	1.05
180	1.8	745	.724	3.5	1.30	2.83	1.03
210	2.2	860	.768	4.2	1.33	3.20	1.00
240	2.6	980	.795	4.85	1.35	3.60	1.00
270	3.0	1095	.82	5.5	1.36	3.98	0.98

表 6.2.2 砂 No. s.2

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10$ (cm/s)	H (cm)	$H-h$ (cm)
15	0.08	78	0.307	.78	3.46	.35	.27
30	0.19	155	.368	1.00	2.22	.68	.49
60	0.44	305	.43	1.25	1.39	1.31	.87
90	0.76	450	.507	1.6	1.18	1.87	1.11
120	1.17	595	.59	2.15	1.20	2.39	1.22
150	1.63	740	.66	2.75	1.22	2.89	1.26
180	2.08	885	.705	3.25	1.20	3.39	1.31
210	2.50	1026	.73	3.6	1.14	3.88	1.38
240	2.93	1172	.75	3.9	1.08	4.40	1.47
270	3.36	1315	.77	4.25	1.05	4.90	1.54
300	3.78	1455	.78	4.5	1.00	5.39	1.61
330	4.20	1590	.79	4.7	.95	5.85	1.65

表 6.2.3 砂 No. s.3

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10$ (cm/s)	H (cm)	$H-h$ (cm)
15	.10	140	.214	.50	2.2	0.65	.55
30	.22	290	.227	.53	1.18	1.34	1.12
60	.71	592	.358	.95	1.05	2.61	1.90
90	1.32	870	.453	1.35	1.0	3.69	2.37
120	2.1	1160	.542	1.8	1.0	4.75	2.65
150	2.9	1450	.600	2.2	.98	5.80	2.90
180	3.75	1720	.654	2.7	1.0	6.73	2.98
210	4.58	2000	.687	3.05	.97	7.71	3.13
240	5.4	2270	.715	3.4	.94	8.65	3.25
270	6.3	2540	.74	3.75	.93	9.55	3.25
300	7.2	2800	.77	4.25	.94	10.4	3.20

表 6.2.4 砂 No. 4

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10$ (cm/s)	H (cm)	$H-h$ (cm)
30	.3	200	.45	1.33	3	.85	.55
60	.7	400	.525	1.7	1.9	1.65	.95
90	1.08	600	.54	1.6	1.18	2.46	1.38
120	1.56	795	.587	2.1	1.16	3.20	1.64
180	2.65	1190	.67	2.75	1.02	4.63	2.03
240	3.9	1570	.743	3.8	1.05	5.90	2.00
300	5.1	1930	.792	4.8	1.07	7.10	2.00
360	6.4	2300	.835	6.0	1.11	8.30	1.90
420	7.6	2660	.857	7.0	1.11	9.50	1.90
480	8.8	3010	.875	8.15	1.13	10.65	1.85

表 6.2.5 A 型, 砂 No. 5

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10$ (cm/s)	H (cm)	$H-h$ (cm)
30	.25	270	.278	.68	1.51	1.23	.98
60	.62	500	.372	1.0	1.11	2.19	1.57
90	1.15	730	.472	1.44	1.06	3.08	1.93
120	1.75	960	.547	1.82	1.01	3.93	2.18
150	2.5	1190	.63	2.46	1.10	4.70	2.20
180	3.2	1420	.675	2.92	1.08	5.50	2.30
210	3.97	1640	.725	3.53	1.12	6.22	2.25
240	4.75	1860	.76	4.1	1.14	6.93	2.18
270	5.5	2080	.79	4.75	1.18	7.65	2.15
300	6.3	2300	.82	5.5	1.22	8.35	2.05
330	7.06	2530	.838	6.1	1.22	9.12	2.06

当初において ΔH の誤差があれば t の小さいときにはそれが大きく影響する。

これについては次節において理論考究する。

つぎに h が小さいため正確な読みがとれないという観測の誤差があるということは疑いないところであるが、もしそれが主なる原因だとすれば k が常に過大に出ると

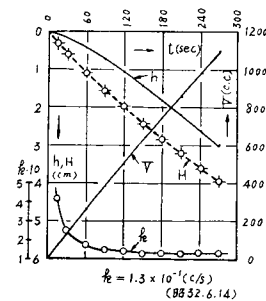


図 6.2.1 A 型砂, No. s.1

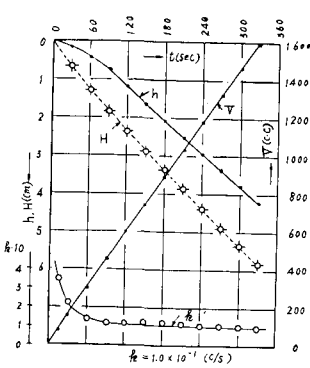


図 6.2.2 A 型砂, No. S.2

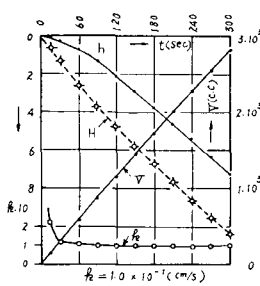


図 6.2.3 A 型砂, No. S.3

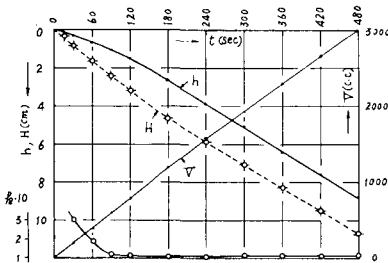


図 6.2.4 A 型砂, No. S.4

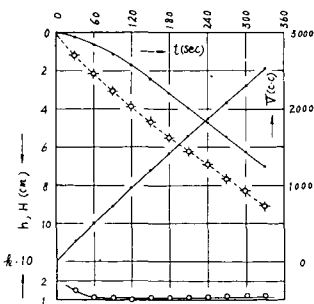


図 6.2.5 A 型, No. S.5

いうことはおかしい。この主なる原因は著者がすでに論述したように、静水から急速に流れの状態に移ったとき、それが定常であるときの見掛けの動水コウ配よりはるかに大なる動水コウ配になるということである。すなわち透水を支配するコウ配は $\left(\frac{H-h}{l}\right)_a$ ではなくて、これより大なる $\left(\frac{H-h}{l}\right)_t$ である。ここに添字 a は見掛けの (App), t は真の (True) を意味する。

これらの内容においては H と l とは互いに同一値であるが h は異なる。眼で見たとおりの内水位を h , 実際に透水を左右する h を h_t とすれば

$$\frac{H-h_t}{l} > \frac{H-h}{l}$$

これより $h_t < h$ となる。 h_t よりも大きな h を用いて計算すれば ϕ が大きく出るから G も大きくなり、結局 k が大きく出るというように説明することができる。 t が経過するにつれてその影響は薄れていき 6.1 の条件は大體において成立することになる。

(2) この例にみるようにある t 以後では $H-h$ は一定値をとっている。このように $H-h$ がなぜ一定値をとるのか、そしてそれに応じて h, H および V 曲線はどのようになるのかということについて調べてみる。

このことは Yemington 型であっても、改良型であっても同じことであるから改良型について考える。

内水位下降速度 v_1 は (7) 式より

$$v_1 = \frac{k}{n} \cdot \frac{H-h}{l}$$

k を一定と仮定すれば、始めのうちは v_1 は 0 から始まるから $v_1 < v_2$ である。ここに v_2 は外水位の下降速度であるから t の小さいほど大きい。すなわち外水位の下降速度は下部の弁の開け方を一定にすれば大體決った下り方をなし、 t_2 の進むにつれてわずかながらも小さくなるが大きくなるはならない。漸次 v_1 が増大していきついに $v_1 = v_2$ に達する。しかしもし逆に $v_1 > v_2$ になろうとすれば $H-h$ が減少するから v_1 は減少するので、ある t 以後は $v_1 = v_2$ のまま、すなわち $H-h =$ 一定の状態のまま流出が続く。これならばもはや、たとえ水面は両者とも下降しつつあっても明らかに定水頭透水となり変水位の性質を持たない。

ゆえに

$$v_1 = k \frac{(H-h)}{l} \cdot \frac{A_s}{A}$$

より

$$k = \frac{nl}{H-h} \cdot v_1 = \frac{nl}{H-h} \cdot \frac{h_2-h_1}{t_2-t_1} \tag{6.2.1}$$

連続の式 6.1 (6) 式を微分すれば

$$a \cdot dH = dV - A \cdot dh$$

一方 $H-h$ が一定値をとってからは

$$dH = dh$$

ゆえに

$$(a+A) dh = S \cdot dh = dV \tag{6.2.2}$$

再び積分して

$$V - S \cdot h = C \tag{6.2.3}$$

6.1 (8) 式において $Q_m \cdot t = V$ としたのであるから

$$\frac{kC}{nal} = \frac{dh}{dt} = \frac{1}{S} \frac{dV}{dt} = \frac{1}{S} \cdot Q \tag{6.2.4}$$

ここに Q_m の代りに Q とおいた。

このことより

$$Q = \frac{kCS}{nal} = \text{一定} \tag{6.2.5}$$

k は一定値であるから V 曲線は $H-h$ が一定値をとれば時間とともに直線状になる。

(6.2.2) 式から

$$\frac{dh}{kt} = \frac{1}{S} \frac{dV}{dt} = \text{一定} \tag{6.2.6}$$

したがって

$$\frac{dH}{dt} = \text{一定} \tag{6.2.7}$$

以上のことから $H-h$ が一定値をとればそれ以後は h 曲線、 V 曲線および H 曲線はともに直線となる。この場合は k の値は (6.2.4) 式からも求められる。

$$k = \frac{nal}{(V-S \cdot h)S} \cdot \frac{dV}{dt} \tag{6.2.8}$$

式中 $V-S \cdot h=C$, $\frac{dV}{dt} = c \text{ const}$. ゆえに k は完全に一定値となる。

下部弁の絞り方を表わすものとして $\frac{dV}{dt}$ をとり $H-h$

表 6.2.6

Exp. No.	1	2	4	5	3
$\frac{dV}{dt}$ (cm ³ /sec)	4.1	4.8	6.3	7.7	9.3
$H-h$ (cm)	1.01	(1.65)	1.95	2.17	3.23
$\frac{dh}{dt}$ (cm/sec)	0.013	(0.014)	0.020	0.025	0.030
$\frac{dH}{dt}$ (cm/sec)	0.013	(0.015)	0.020	0.025	0.029

註 Exp. No. 2 は $H-h$ が一定値に達するに至らなかったため $t=300 \sim 330 \text{ sec}$ の観測値を用いた

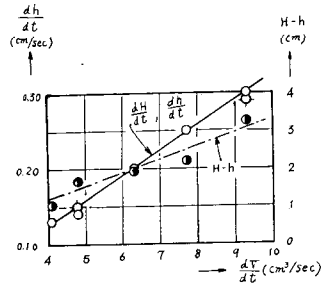


図 6.2.6

が一定になってからの $H-h$, $\frac{dh}{dt}$ および $\frac{dH}{dt}$ を示せば表 6.2.6 のようになる。

表 6.2.6 を図示すれば図 6.2.6 のようになる。

(B) A 型による豊幌高位泥炭土の実験

A 型によって行なった豊幌泥炭土の透水試験の一例は表 6.2.7 および図 6.2.7 に示す。これによって得られた透水係数は $k=1.4 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$ であった。

この例によれば、 $t=47$ 分の長時間を要して内水位はわずかに 2.6 cm 下降したに過ぎなかった。それゆえきわめてわずかの観測の誤差も計算に大きく影響するという欠点がある。

表 6.2.7 Type A T.P.V.N.D-1

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	H (cm)
810	.27	950	.085	.18	1.42	4.6
1200	.55	1370	.12	.25	1.39	6.6
1740	1.1	1900	.174	.39	1.49	9.0
1920	1.3	2110	.185	.42	1.45	9.9
2100	1.5	2300	.195	.45	1.43	10.8
2280	1.8	2490	.208	.49	1.43	11.6
2640	2.25	2860	.235	.57	1.44	13.2
2820	2.6	3000	.260	.64	1.50	13.7

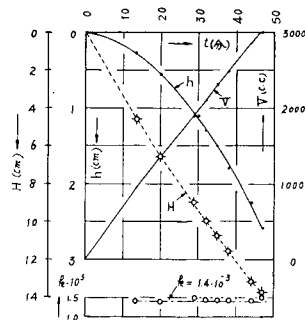


図 6.2.7 Type A-T.P.V.N.D-1 (昭32.8.19)

6.3 B型による豊幌高位泥炭土の透水係数の測定

砂のように透水係数の大きいものはA型が適するがhがあまり小さいので観測の誤差が大きく影響するので著者は試料の上部の水位の降下量hが大きく出るように内部容器の断面積を小さくするようにした。

ここに述べるB型はA型の内部容器に手を加えたもので $S=300\text{ cm}^2$, $a=275\text{ cm}^2$, $A=25\text{ cm}^2$, 試料断面積は $A_s=100\text{ cm}^2$, 試料高さ $l=10\text{ cm}$ とした。

$$n = \frac{A}{A_s} = 0.25$$

である。

表 6.3.1 (D.B) T.P.V.N.D. No. 1

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	H (cm)
500	.12	660	0.0546	.1135	0.52	2.46
1000	.65	1300	.150	.335	0.77	4.67
1500	1.62	1900	.256	.623	0.95	6.76
2000	2.76	2480	.334	.875	1.00	8.77
2220	3.3	2720	.364	.986	1.02	9.59

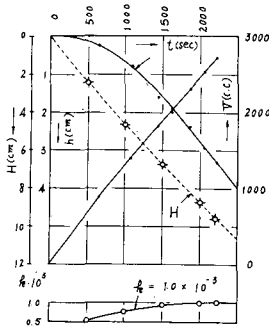


図 6.3.1 (D.B)-T.P.V.N.D.-No. 1 (昭 32. 8. 22)

表 6.3.2 (D.B)-T.P.V.N.D.-No. 2

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	H (cm)
200	.11	390	.0845	.178	2.04	1.4
400	.30	770	.116	.248	1.42	2.7
600	.58	1120	.155	.347	1.32	3.95
800	.92	1470	.188	.435	1.25	5.17
1000	1.42	1810	.236	.566	1.29	6.28
1200	2.0	2140	.280	.70	1.34	7.40
1400	2.6	2455	.317	.817	1.33	8.55
1600	3.31	2760	.36	.99	1.41	9.68
1800	4.02	3060	.393	1.11	1.41	10.80

これを用いて豊幌泥炭土について行なった2,3の例を掲げる。表 6.3.1と図 6.3.1は記号 (D.B) T.P.V.N.-No. 1 で表わしたが $k=1 \times 10^{-3}$ (cm/sec) であった。

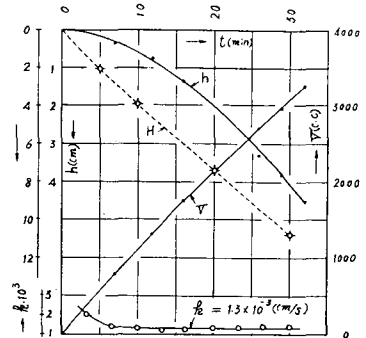


図 6.3.2 (D.B)-T.P.V.N.D.-No. 2 (昭 32. 8. 23)

表 6.3.3(a) T.P.U. No. 3 観測値

t (sec)	h (cm)	H_0-h (cm)	H (cm)	H_0-H (cm)	$A(H_0-h)$ (cc)	$a(H_0-H)$ (cc)	V (cc)
0	8.0	0	8.0	0	0	0	0
60	7.9	0.1	7.45	0.55	2.5	151	154
120	7.9	0.1	6.7	1.3	2.5	157.5	360
180	7.8	0.2	6.2	1.8	5	495	500
240	7.8	0.2	5.8	2.2	5	605	610
300	7.7	0.3	5.3	2.7	7.5	742.5	750
420	7.4	0.6	4.3	3.7	15	1018	1033
480	7.3	0.7	3.8	4.2	17.5	1155	1173
540	7.2	0.8	3.4	4.6	20	1265	1285
600	7.1	0.9	2.9	5.1	22.5	1452.5	1475
660	7.0	1.0	2.4	5.6	25	1540	1565
720	6.7	1.3	2.0	6.0	32.5	1650	1683
780	6.5	1.5	1.6	6.4	37.5	1760	1798
840	6.3	1.7	1.0	7.0	42.5	1925	1968
900	6.0	2.0	0.5	7.5	50	2063	2113

表 6.3.3(b) 同上計算値

t (sec)	H_0-h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)
100	0.1	255	0.118	0.25	5.7
200	0.18	500	0.108	0.23	2.62
300	0.32	740	0.130	0.28	2.13
400	0.48	980	0.147	0.32	1.83
500	0.65	1220	0.16	0.354	1.62
600	0.90	1445	0.186	0.428	1.64
700	1.18	1670	0.212	0.50	1.64
800	1.53	1895	0.243	0.588	1.68
900	2.0	2120	0.283	0.704	1.79

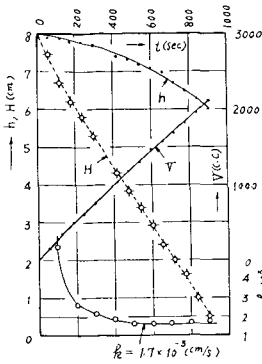


図 6.3.3 (D.B)-T.P.V.N.U-No. 3 (昭 32. 8. 22)

記号中 (D.B) は (Drainage Lag Permeameter, Type B) を意味し, T.P は豊幌泥炭土, V は鉛直方向透水, N は無荷重を, D は下向き透水を意味する。

表 6.3.2 および 図 6.3.2 も豊幌泥炭土について荷重を加えず下向きに透水させた場合で透水係数は $k=1.3 \times 10^{-3}$ (cm/sec) を示した。

表 6.3.3(a), (b) および 図 6.3.3 は荷重を加えず上向きに向って透水させた場合で $k=1.7 \times 10^{-3}$ (cm/sec) を示し約 1.7~1.3 倍を示した。

6.4 C 型による南美原高位泥炭土の透水係数

C 型は B 型と根本的にはなんにも変わったところはないが, 寸法を変えたことと, エントラプト・エヤを除きやすくするように工夫したこと, 荷重を加えるのに都合よくしたこと, および変水位試験をあわせて行なうことができるようにしたことが異なる。主要寸法はつぎのようである。

$A=20 \text{ cm}^2, a=380 \text{ cm}^2, S=400 \text{ cm}^2, A_s=100 \text{ cm}^2,$
 $l=10 \text{ cm}, n=0.2$

測定に用いたポイント・ゲージはストローク 20 cm の

表 6.4.1 Type C No. 3.1 (昭 34. 3. 19)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	H (cm)	i
90	.05	590	.0339	.071	1.50	1.55	.15
180	.65	1195	.2176	.516	5.46	3.11	.25
270	1.61	1795	.3588	.965	6.81	4.64	.30
360	2.52	2375	.4244	1.237	6.53	6.12	.36
450	3.68	2945	.4998	1.595	6.73	7.56	.39
540	4.85	3505	.5535	1.91	6.72	8.97	.41
630	5.95	4055	.587	2.15	6.48	10.36	.44
720	7.18	4595	.625	2.44	6.44	11.71	.45
810	8.45	5125	.870	2.65	6.22	13.04	.46

もので, 内水位が十分下降するまで追跡できるようにした。

表 6.4.1 から表 6.4.3 に至るまでおよび 図 6.4.1 から 図 6.4.3 に至る 3 例は荷重を加えないときの南美原

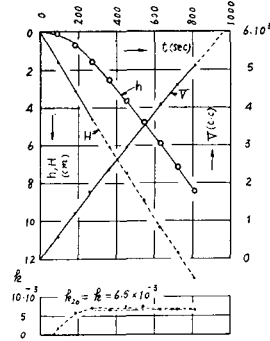


図 6.4.1 Type C-M.M.P.-V.LO kg D-No. 3.1
 $T=20^\circ\text{C}$ (昭 34. 3. 19)

表 6.4.2 Type C 南美原縦 No. 32
 $T=20^\circ\text{C}$ (昭 34. 3. 19)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	H (cm)	i
60	.06	600	.04	.084	2.66	1.58	.15
120	.40	1220	.131	.285	4.51	3.19	.28
180	1.00	1825	.219	.520	5.49	4.75	.38
240	1.80	2425	.297	.749	5.93	6.28	.45
300	2.73	3010	.363	.98	6.21	7.77	.50
360	3.71	3580	.415	1.195	6.31	9.23	.55
420	4.70	4140	.454	1.370	6.20	10.64	.59
480	5.77	4685	.493	1.56	6.18	12.03	.63
540	6.89	5220	.528	1.754	6.17	13.37	.65
600	8.00	5740	.558	1.936	5.57	14.68	.67
660	9.08	6250	.581	2.103	6.06	15.94	.69
720	10.33	6750	.612	2.333	6.16	17.22	.69

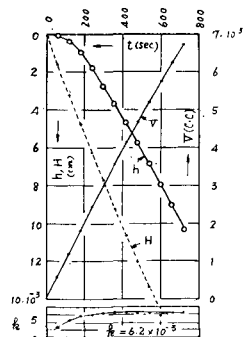


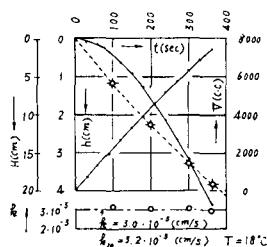
図 6.4.2 Type C-M.M.P.-V.LO kg D No. 3.2
 $T=20^\circ\text{C}$ (昭 34. 3. 19)

表 6.4.3 Type C 南美原縦 No. 3.3
T=21.5°C (昭 34. 3. 19)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ³ (cm/s)	H (cm)	i
30	.02	530	.0154	.032	2.03	1.38	.14
60	.14	1060	.0528	.108	3.42	2.74	.26
90	.37	1590	.0931	.196	4.14	4.16	.38
120	.76	2105	.1444	.319	5.05	5.50	.48
150	1.27	2615	.1943	.453	5.74	6.82	.56
180	1.77	3115	.2273	.543	5.73	8.11	.63
210	2.26	3600	.2511	.609	5.51	9.35	.71
240	2.93	4080	.2873	.716	5.67	10.58	.77
270	3.70	4560	.325	.843	5.93	11.86	.82
300	4.50	5020	.359	.965	6.11	13.0	.85
330	5.27	5485	.384	1.068	6.15	14.15	.89
360	6.13	5935	.413	1.19	6.18	15.30	.92
390	6.77	6375	.425	1.28	6.24	16.42	.97
420	7.87	6810	.462	1.42	6.42	17.51	.97

(b) No. 1.1 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ³ (cm/s)	H (cm)
100	.43	2200	.0782	.165	3.13	5.77
200	1.57	4360	.144	.318	3.02	11.4
300	3.21	6300	.204	.477	3.02	16.4
360	4.36	7411	.235	.565	2.98	19.3



Type C-M.M.P-VND-No.1.1
(昭 34. 2. 9)

図 6.4.4 南美原縦透水

の高位泥炭試料 No. 3 の縦の透水であって、いずれも大体において $k=6 \times 10^{-3}$ (cm/sec) 程度を示した。

しかるに試料 No. 1 では表 6.4.4 および図 6.4.4 に示すごとく $T=20^\circ\text{C}$ における透水係数は

$$k_{20} = 3.2 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$$

を示した。

さらに試料 No. 2 に至っては表 6.4.5 および図 6.4.5

表 6.4.5 No. 2.1 針金泥炭観測値
および計算値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	H (cm)	φ	G	k·10 (cm/s)
20	.61	380	.97	.642	2.55	2.44
40	1.46	760	1.92	.768	4.25	2.02
60	2.23	1100	2.77	.811	5.25	1.66
80	3.06	1440	3.63	.850	6.67	1.58
100	3.99	1800	4.52	.887	8.65	1.64
120	4.78	2130	5.35	.897	9.75	1.54
140	5.73	2490	6.28	.920	12.5	1.70
160	6.58	2810	7.03	.937	15.9	1.89
180	7.31	3140	7.88	.931	14.6	1.54
200	8.15	3480	8.73	.937	15.9	1.51
220	8.93	3810	9.56	.938	16.0	1.38
240	9.76	4140	10.51	.943	17.5	1.89
260	10.44	4450	11.16	.938	16.2	1.18
280	11.34	4770	11.95	.951	20.3	1.38
300	11.96	5070	12.71	.944	17.7	1.12

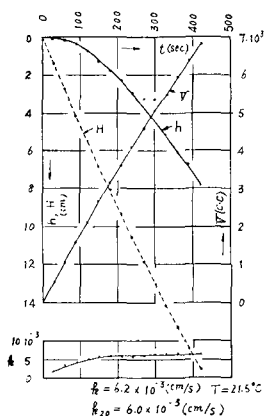


図 6.4.3 (D.C)-M.M.P-V.LO kg D No. 3.3
(T=21.5°C)

表 6.4.4 南美原泥炭縦透水

(a) No. 1.1 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
30	.11	680	210	1.72	4555
60	.15	1310	240	2.15	5155
90	.34	1970	270	2.68	5745
120	.62	2660	300	3.18	6301
150	.91	3310	330	3.77	6861
180	1.29	3935	360	4.36	7411

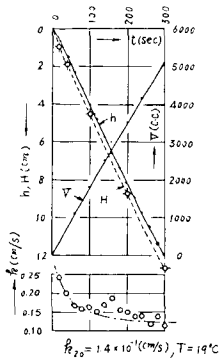


図 6.4.5 Type C-M.M.P.-V.N.D.-No. 2.1 (針金泥炭) (昭 34. 3. 16)

に見るように

$$k_{20} = 1.4 \times 10^{-1} \text{ (cm/sec)}$$

となり、全く普通の状態とかけ離れた値を示した。試料 No. 2 を仔細に見れば、いわゆる針金泥炭と称せられるもので「つるこけも」の繊維が大部分を占め、非常に透水性の強いものであった。

これらの試料は篠津原野、南美原においてほとんど同一地点から採取されたものであるにもかかわらず、これらの実例に現われたように、ほんのわずか場所が異なれば非常に異なった試料を採取することがあるので単純に某地方の泥炭の透水係数はいくらであるというように表現することはほとんど意味をなさない。個々の問題地点の泥炭について広範囲に、しかも詳細に調査する必要がある。

試料 No. 1 は乾燥重量 $\gamma_d = 0.088 \text{ gm/cc}$ 、間ゲキ率 $n = 0.931$ 、試料 No. 2 は針金泥炭で $\gamma_d = 0.125 \text{ gm/cc}$ で重いが比重も大きい。試料 No. 3 は $\gamma_d = 0.119 \text{ gm/cc}$ で間ゲキ率は 0.907 であった。

6.5 泥炭土の横の透水の実測例

C 型によって、南美原泥炭土について行なった 2 例を表 6.5.1、図 6.5.1 および表 6.5.2 と図 6.5.2 に示す。

これによれば流出量を変えて行ない、前者は $Q_m = 3.1 \text{ (cm}^3\text{/sec)}$ 、後者は $Q_m = 5.8 \text{ (cm}^3\text{/sec)}$ で行なったが、いずれも $k_{20} = 1.3 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$ と出た。これを同地点より得た標準的試料について行なった縦の透水係数 $k_{20} = 6 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$ に比すれば約 2 倍、 $k = 3.2 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$ に比べれば約 4 倍であった。もっとも、これらは同一場所から採取した試料ではあるが、同一試料についてなされたものではないので数値的にその比がいくらであるということは断言できないが、多くの例では横透水係数は縦のそれに比して 2~4 倍程度のものが多いよう

ある。

この実験に用いた試料は乾燥重量 $\gamma_d = 0.061 \text{ gm/cc}$ で間ゲキ率は $n = 0.952$ であった。比重は 9 個の平均として $G = 1.271$ を用いた。

表 6.5.1(a)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
120	0.46	340	960	6.75	3010
240	1.34	755	1080	7.45	3470
360	2.24	1155	1200	8.62	3830
480	3.18	1555	1320	9.44	4180
600	4.00	1915	1440	10.29	4520
720	5.11	2290	1560	11.22	4850
840	6.01	2660	1680	11.98	5180

表 6.5.1(b) (D.C)-M.M.P.-H.N.D.-No. 1 (昭 34. 3. 11)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^2$	H (cm)
200	1.05	630	0.667	2.82	2.68	1.6
400	2.54	1270	0.800	5.0	2.77	3.2
600	4.00	1920	0.833	6.0	1.90	4.85
800	5.50	2550	0.863	7.2	1.71	6.4
1000	6.98	3180	0.880	8.2	1.56	8.0
1200	8.48	3830	0.886	9.1	1.44	9.65
1400	9.96	4410	0.903	10.5	1.43	11.0
1600	11.44	4970	0.921	12.7	1.54	12.4

$$A = 20 \text{ cm}^2, A_s = 100 \text{ cm}^2, a = 380 \text{ cm}^2, S = 400 \text{ cm}^2,$$

$$l = 10 \text{ cm}, T = 27^\circ \text{C}, n = A/A_s = 0.2, p = 0$$

$$K = na/l/S = 1.900 \text{ cm}, \alpha = 0.851$$

$$k_{20} = \alpha k = 0.851 \times (1.5 \cdot 10^{-2}) = 1.3 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

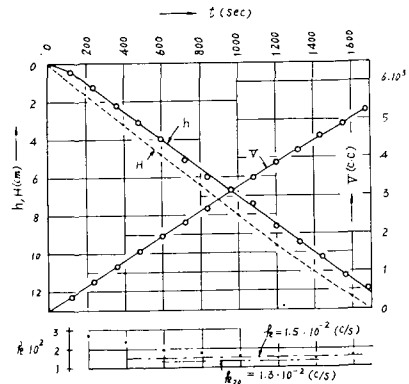


図 6.5.1 C 型-南美原泥炭-横無荷重下向 No. 1 (昭 34. 3. 10)

表 6.5.2(a)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.59	610	600	7.64	3635
180	1.70	1140	660	8.33	3955
240	2.55	1520	720	9.13	4285
300	3.41	1885	780	9.97	4600
360	4.23	2245	840	10.67	4910
420	5.15	2605	900	11.40	5220
480	5.93	2950	960	12.10	5510
540	6.76	3295			

表 6.5.2(b) (DC)-M.M.P.-H.N.D-No. 2 (昭34.3.10)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k · 10 ²	H (cm)
200	2.0	1280	0.625	2.42	2.30	3.26
400	4.87	2490	0.782	4.52	2.15	6.3
600	7.56	3640	0.831	6.0	1.90	9.2
800	10.2	4720	0.864	7.3	1.73	11.9
960	12.1	5510	0.878	8.1	1.60	13.8

T=27°C, K=na/S=1.9 cm, α=0.851, p=0
 k₂₀=αk=0.851·(1.5·10⁻²)=1.3×10⁻² (cm/sec)

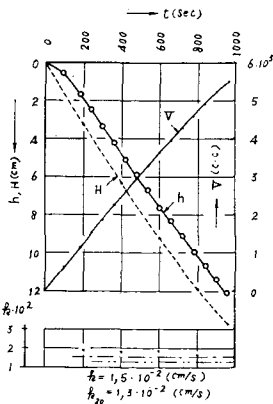


図 6.5.2 DC-M.M.P.-H.N.D No. 2 (昭34.3.10)

6.6 初期 t=0 において内外両水面に ΔH の差異があるときの下向きドレージ・ラック透水試験

$$v_1 = \frac{dh}{dt} \tag{1}$$

$$v_s = k \frac{H-h}{l} \tag{2}$$

$$\frac{v_s}{v_1} = \frac{A}{A_s} = n \tag{3}$$

連続の式は

$$A \cdot h + aH' = V \tag{4}$$

または

$$A \cdot h + a(H - \Delta H) = V \tag{5}$$

仮定

$$\frac{V}{t} = Q_\alpha = \text{const} \tag{6}$$

以上の6個の式から本節の問題を考究してみる。まず、(5)式と(6)式とから

$$A \cdot h + a \cdot H - a \cdot \Delta H = Q_\alpha \cdot t$$

これより

$$H = \frac{1}{a} (Q_\alpha \cdot t - A \cdot h + a \cdot \Delta H) \tag{7}$$

(2)(3)両式より v_s を消去すれば

$$k \frac{H-h}{l} = n \cdot v_1 = n \frac{dh}{dt} \tag{8}$$

これを(7)式に入れると

$$\frac{k}{l} \left\{ \frac{1}{a} (Q_\alpha \cdot t - A \cdot h + a \cdot \Delta H) - h \right\} = n \frac{dh}{dt} \tag{9}$$

書き直して

$$\frac{k}{nal} \left\{ Q_\alpha \cdot t - (A+a)h + a \cdot \Delta H \right\} = \frac{dh}{dt}$$

しかるに A+a=S であるから

$$\frac{dh}{dt} + \frac{kS}{nal} h - \frac{kQ_\alpha}{nal} t - \frac{k\Delta H}{nl} = 0 \tag{10}$$

$$\mu = \frac{kS}{nal} \tag{6.6.1}$$

とおけば

$$\frac{dh}{dt} + \mu h = \mu \frac{Q_\alpha}{S} t + \mu \frac{a}{S} \Delta H \tag{6.6.2}$$

Q が t のみの関数である場合には $\frac{dh}{dt} + \mu h = Q$ の一般解は

$$h = e^{-\mu t} \int Q e^{\mu t} dt + C \cdot e^{-\mu t} \tag{6.6.3}$$

ここに

$$Q = \mu \frac{Q_\alpha}{S} t + \mu \frac{a}{S} \Delta H \tag{6.6.4}$$

しかるに

$$\begin{aligned} \int Q e^{\mu t} dt &= \mu \frac{Q_\alpha}{S} \int t e^{\mu t} dt + \mu \frac{a}{S} \Delta H \int e^{\mu t} dt \\ &= \mu \frac{Q_\alpha}{S} \frac{1}{\mu^2} e^{\mu t} (\mu t - 1) + \mu \frac{a}{S} \Delta H \frac{1}{\mu} e^{\mu t} \\ &= \frac{1}{\mu} \frac{Q_\alpha}{S} e^{\mu t} (\mu t - 1) + \frac{a}{S} \Delta H e^{\mu t} \end{aligned} \tag{6.6.5}$$

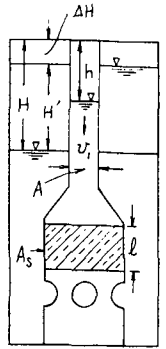


図 6.6.1

$$h = \frac{1}{\mu} \frac{Qa}{S} (\mu t - 1) + \frac{a}{S} \Delta H + C \cdot e^{-\mu t} \quad (6.6.6)$$

$t=0$ のとき $h=0$ より

$$C = \frac{1}{\mu} \frac{Qa}{S} - \frac{a}{S} \cdot \Delta H$$

これを(6.6.6)式に入れると

$$h = \frac{V}{S} \frac{1}{\mu t} (\mu t - 1 + e^{-\mu t}) + \frac{a \cdot \Delta H}{S} (1 - e^{-\mu t})$$

いま

$$\mu t = \frac{kS}{nal} t = G \quad (6.6.7)$$

とおけば

$$h = \frac{V}{S} \frac{1}{G} (G - 1 + e^{-G}) + \frac{a \cdot \Delta H}{S} (1 - e^{-G}) \quad (6.6.8)$$

さらに

$$\Phi = \frac{1}{G} (G - 1 + e^{-G}) \quad (6.6.9)$$

および

$$\phi = 1 - e^{-G} \quad (6.6.10)$$

とおけば ϕ は Φ とともに G の関数である。したがって

$$\frac{Sh}{V} = \Phi + \frac{a \cdot \Delta H}{V} \phi = f(G) \quad (6.6.11)$$

ここに ΔH と S とは与えられたものであるが任意の t に対して h と V とは観測される値であるから h と V とを観測することによって(6.6.11)式を満足する G を決定することができる。 G が求まれば(6.6.7)式より

$$k = \frac{nal}{S} \cdot \frac{G}{t} = K \cdot \frac{G}{t} \quad (6.6.12)$$

によって k が決定する。

もし最初に十分入念に水位を調整して $\Delta H=0$ ならしめれば(6.6.11)式は

$$\frac{Sh}{V} = \Phi = f(G) \quad (6.6.13)$$

となり $\frac{S \cdot h}{V}$ の値を計算すれば Φ がわかり、図 6.1.2 (a) または (b) によって G を知れば k を求めることができる。

ΔH が存在するときには(6.6.11)式を満足するよう試算によってこれを求めなければならない。

h の小さいときは Φ も小さいからこれに比して $\frac{a \cdot \Delta H}{V} \phi$ は無視できないと思われるがその程度はどれ位のものになるであろうかという疑問に対しては実例によってこれを調べてみたい。

$\phi = 1 - e^{-G}$ の値を表 6.6.1 および図 6.6.2 に示す。

表 6.6.1 $\phi = 1 - e^{-G}$ の値

G	0.05	0.08	0.10	0.15	0.20
ϕ	0.0479	0.0769	0.0952	0.1393	0.1813
G	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
ϕ	0.2212	0.2592	0.2953	0.3296	0.3934

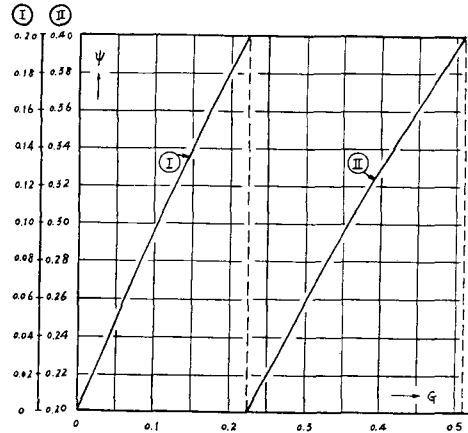


図 6.6.1 $\phi = 1 - e^{-G}$ 曲線

計算例は後述 6.10 の荷重を除去して試料を復元させた場合の例を用いることにする。観測結果は表 6.10.2、および図 6.10.1 である。

試験機は C 型、南美原泥炭土の鉛直下向き透水で一旦荷重を加えたものであるが、この荷重を除去し、時間 $t_0=1140$ 分を経過して試料が一部復元した状態のものについて透水試験を行なったものである。ポイント・ゲージの読みによって当初 $t=0$ において $\Delta H = H_0 - h_0 = 0.12$ cm の高さの食い違いがあることを知ったが、こういう場合、透水係数にどの程度の影響を与えるかという問題について数値的にその量を確かめてみる。

要領は(6.6.11)式にしたがって G を仮定して左辺と右辺とを別々に計算し、一致する G を見いだすのである。なお、 $S=400$ cm²、 $a=380$ cm²、 $\Delta H=0.12$ cm である。計算の一例を上げると $t=120$ sec、 $V=300$ cc、 $h=0.04$ cm より左辺 $= \frac{Sh}{V} = \frac{400 \times 0.04}{300} = 0.0533$ 、 $G=0.0850$ と仮定すれば図 6.1.2 (a) より $\Phi=0.0413$ 、図 6.6.1 より $\phi=0.0815$ 、 $\frac{a \Delta H}{V} = \frac{380 \times 0.12}{300} = 0.152$ 、右辺 $= 0.0413 + 0.152 \times 0.0815 = 0.0537$ 、これで左辺と右辺とが大體一致するので $G=0.0850$ と決定

$$k = K \cdot \frac{G}{t} = 1.777 \times \frac{0.085}{120} = 1.23 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$$

表 6. 6. 2(a)

t (sec)	V (cc)	h (cm)	左辺 Sh/V	仮定 G	ϕ	ψ	$\frac{a \cdot \Delta H}{V}$	右 辺
120	300	0.04	0.0533	0.0850	0.0413	0.0815	0.152	0.0537
600	1480	0.08	0.02162	0.041	0.0202	0.0395	0.0308	0.02142

表 6. 6. 2(b)

t (sec)	決定 G	k (cm/sec)	k' (cm/sec)	$\frac{k'-k}{k} \times 100$
120	0.0850	1.23×10^{-3}	1.60×10^{-3}	30
600	0.041	1.187×10^{-4}	1.216×10^{-4}	2

これに対して $\Delta H=0$ と仮定して $t=0$ における内、外両容器中の水位差を無視して求めた値を k' とすれば

$$k' = 1.777 \times \frac{0.1105}{120} = 1.60 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$$

したがってその差は $\frac{1.60-1.23}{1.23} = 0.3$, すなわち 30% 過大に出る。

これをもってみれば t のきわめて小さいとき, すなわち h のきわめて小さいときには多少の誤差を生ずるが h が少し大きくなるとその差異はきわめて小さい。透水係数の性質上 10% 以下の誤差は論ずる必要はないからこの種の補正はほとんど不必要であるという結論になる。

6. 7 ドレネージ・ラッグ透水試験機を用いて下方より上向きに流す透水試験

これには二つの異なった試験法が考えられる。

(1) 第1法 図 6. 7. 1 に示すように内外両容器の水面を頂面 AA から H_0 だけ下方の任意水平面 BB に一致させる。

つぎに下方の弁 C を開いて水を送り込むと両水面の上昇が起る。任意時 t における両容器の水位を頂面より H および h とし, 内容器の水位の上昇速度を v_1 とす

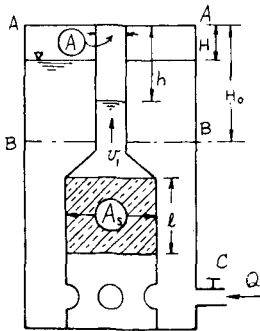


図 6. 7. 1

れば

$$v_1 = - \frac{dh}{dt} \tag{1}$$

$$v_1 = \frac{A_s}{A} k \frac{h-H}{l} = \frac{k}{n} \frac{h-H}{l} \tag{2}$$

ここに

$$n = \frac{A}{A_s}$$

つぎに Q をもって $t=0$ から t に至る流入量 V についての平均流量とすれば

$$Q \cdot t = V \tag{3}$$

一方, 連続の式として

$$V = A(H_0-h) + a(H_0-H) \tag{4}$$

(3), (4) 両式より

$$H_0-H = \frac{1}{a} \left\{ Q \cdot t - A(H_0-h) \right\} \tag{5}$$

(1), (2) 両式より v_1 を消去して整理すれば

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dt} &= \frac{k(H-h)}{nl} = \frac{k}{nl} \left(\frac{S}{a} H_0 - \frac{Q}{a} \cdot t - \frac{S}{a} \cdot h \right) \\ \frac{dh}{dt} + \frac{kS}{nal} h + \frac{kQ}{nal} \left(t - \frac{SH_0}{Q} \right) &= 0 \end{aligned} \tag{6.7.1}$$

いま

$$\frac{dh}{dt} + p \cdot h + q(t) = 0 \tag{6}$$

なる微分方程式を考える。ここに

$$\begin{aligned} p &= \mu = \frac{kS}{nal} \\ q(t) &= \frac{kQ}{nal} \left(t - \frac{SH_0}{Q} \right) \end{aligned}$$

(6) 式の解は

$$h = e^{-\int \mu dt} \left\{ c - \int q(t) e^{\int \mu dt} dt \right\}$$

で与えられる

いま

$$\int q(t) e^{\int \mu dt} dt = I$$

とおく

$$I = \frac{kQ}{nal} \int t \cdot e^{\mu t} dt - \frac{kSH_0}{nal} \int e^{\mu t} \cdot dt$$

$$= \frac{Q}{S} \mu \int t e^{\mu t} dt - \mu H_0 \int e^{\mu t} \cdot dt$$

さらに

$$\mu \cdot t = G \tag{7}$$

とおけば

$$t = \frac{G}{\mu}, \quad dt = \frac{dG}{\mu}$$

$$\int t e^{\mu t} dt = \frac{1}{\mu^2} \int G \cdot e^G \cdot dG = \frac{1}{\mu^2} e^G (G-1)$$

$$\int e^{\mu t} dt = \frac{1}{\mu} \int e^G dG = \frac{e^G}{\mu}$$

ゆえに

$$I = \frac{Q}{S} \mu \left\{ \frac{1}{\mu^2} e^{\mu t} (\mu t - 1) \right\} - \mu \cdot H_0 \cdot \frac{1}{\mu} \cdot e^{\mu t}$$

$$= \frac{Q}{S} \frac{e^G}{\mu} (G-1) - H_0 \cdot e^G$$

$$h = e^{-G} \left\{ c - \frac{Q}{S} \frac{e^G}{\mu} (G-1) + H_0 \cdot e^G \right\} \tag{8}$$

$t=0$ においては $h=H_0$ であるから積分定数は

$$C = -\frac{Q}{\mu S} \tag{9}$$

ゆえに

$$h = e^{-G} \left\{ -\frac{Q}{\mu S} - \frac{Q}{\mu S} e^G (G-1) + H_0 \cdot e^G \right\}$$

$$= -\frac{Q}{\mu S} (G-1+e^{-G}) + H_0$$

すなわち

$$H_0 - h = \frac{Q}{\mu S} (G-1+e^{-G}) = \frac{Qt}{S} \cdot \frac{1}{G} (G-1+e^{-G})$$

$$= \frac{V}{S} \frac{1}{G} (G-1+e^{-G}) \tag{11}$$

いま

$$\phi = \frac{1}{G} (G-1+e^{-G}) \tag{6.7.2}$$

とおけば(10)式より

$$\frac{S}{V} (H_0 - h) = \phi \tag{6.7.3}$$

ここに

$$V = A(H_0 - h) + a(H_0 - H)$$

であるからこれを(6.7.3)式に入れて $(H_0 - h)$ で除せば

$$\frac{S}{A+a \left(\frac{H_0 - H}{H_0 - h} \right)} = \frac{S}{A+a \cdot \eta} = \phi \tag{6.7.4}$$

ここに

$$\eta = \frac{H_0 - H}{H_0 - h} \tag{6.7.5}$$

$$G = \mu \cdot t = \frac{kSt}{nal}$$

より

$$k = \frac{nal}{S} \frac{G}{t} = K \cdot \frac{G}{t} \tag{6.7.6}$$

ここに

$$K = \frac{nal}{S} \tag{6.7.7}$$

この特別な場合として $n=1$ のときは $K = \frac{al}{S}$ となり、

$$k = \frac{al}{S} \cdot \frac{G}{t} \tag{6.7.8}$$

この方法によれば内外両水位を任意の t について測らなければならない。1個のポイント・ゲージで同時に両水面は測られないから、任意時刻に h および H についての読みをとり、これを t について図示すれば同時水位を求めることができる。計算の順序はポイント・ゲージの読みより H および h を求め(6.7.5)式によって η を求め(6.7.4)式により ϕ を計算し(6.7.2)式または図6.1.2(a), (b)によって G を求めれば(6.7.6)式, (6.7.7)式によって k を算出することができる。

この方法による一例を表6.7.1(a), (b)および図6.2に示す。試験機はB型で主な寸法はつぎのとおりである。

表 6.7.1(a) 観測値

t (sec)	h (cm)	H (cm)	t (sec)	h (cm)	H (cm)
0	8.0	8.0	540	7.2	3.4
60	7.9	7.45	600	7.1	2.9
120	7.9	6.7	660	7.0	2.4
180	7.8	6.2	720	6.7	2.0
240	7.8	5.8	780	6.5	1.6
300	7.7	5.3	840	6.3	1.0
420	7.4	4.3	900	6.0	0.5
480	7.3	3.8	—	—	—

表 6.7.1(b) 計算値

t (sec)	$H_0 - h$ (cm)	$H_0 - H$ (cm)	η	ϕ	G	$k \cdot 10^3$ (cm/s)	V (cc)
200	1.9	0.2	9.5	0.1138	0.247	2.82	500
400	3.5	0.5	7.0	0.1538	0.345	1.98	980
600	5.1	0.9	5.667	0.1896	0.437	1.67	1445
800	6.7	1.5	4.467	0.2394	0.576	1.65	1895

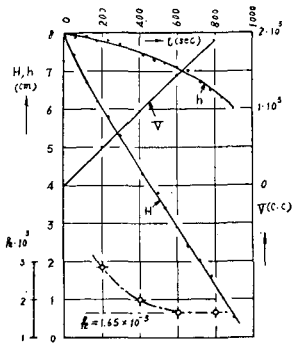


図 6.7.2 Type B-T.P.V.N.U (昭 32.8.22)

$A = 25 \text{ cm}^2$, $a = 275 \text{ cm}^2$, $S = 300 \text{ cm}^2$, $A_s = 100 \text{ cm}^2$,
 $l = 10 \text{ cm}$, $n = 0.25$, $K = \frac{55}{24}$

(2) 第2法 下方の弁Cを閉めて、始め、ある基準面 AA より h_0 だけ下方の BB 線に両水面を整える。

つぎに外側の容器に水を一杯に入れ、 $t = 0$ の水位を H_0 とする。そのまま放置すれば水頭差に基づいて試料の下方より向上に向う透水を生じ両水面の動水コウ配は漸次減少する。これは一種の変水位透水試験である。

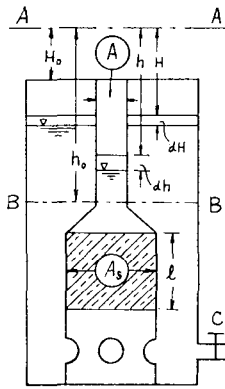


図 6.7.3

任意時 t におけるそれぞれの水位を h および H とすれば

$$v_1 = - \frac{dh}{dt} \tag{1}$$

$$v_s = k \frac{h-H}{l} \tag{2}$$

$$\frac{v_s}{v_1} = \frac{A}{A_s} = n \tag{3}$$

連続の式は

$$a \cdot dH = - A \cdot dh \tag{4}$$

(4) 式を積分して

$$aH = - A \cdot h + C \tag{5}$$

$H = H_0$ のとき $h = h_0$ の条件より $C = aH_0 + Ah_0$

$$H = H_0 + \frac{A}{a} (h_0 - h) \tag{6}$$

(1) 式および (2) 式を (3) 式に入れて

$$k \left(\frac{h-H}{l} \right) = - n \frac{dh}{dt} \tag{7}$$

(6) 式を (7) 式に入れて dt を求めると

$$dt = - \frac{nl}{k} \left\{ \frac{dh}{\left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a}h_0\right)} \right\} \tag{8}$$

積分して

$$t = - \frac{nl}{k \left(1 + \frac{A}{a}\right)} \ln \left\{ \left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a}h_0\right) \right\} + C \tag{9}$$

$t = 0$ のとき $h = h_0$ より

$$C = \frac{nl}{k \left(1 + \frac{A}{a}\right)} \ln (h_0 - H_0)$$

$$t = \frac{2.3 nal}{k \cdot S} \log \frac{h_0 - H_0}{\left\{ \left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a}h_0\right) \right\}}$$

$$k = \frac{2.3 nal}{S \cdot t} \log \frac{h_0 - H_0}{\left\{ \left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a}h_0\right) \right\}} \tag{10}$$

$$= \frac{K}{t} \log \frac{(h_0 - H_0)}{\left\{ \left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a}h_0\right) \right\}}$$

ここに

表 6.7.2 南美原泥炭土復原無荷重上向透水試験

time (sec)	t (sec)	h (cm)	H (cm)	$h-H$ (cm)	h_0-H_0 (cm)	i	$k_{19} \cdot 10^4$ (cm/sec)	$k_{20} \cdot 10^4$ (cm/sec)
0	—	30.08	17.64	12.44	—	—	—	—
3480	3480	27.41	17.80	9.61	12.44	1.04	1.30	1.33
6180	2700	25.68	17.87	7.81	9.61	0.85	1.34	1.38
8040	1860	24.65	17.92	6.73	7.81	0.73	1.40	1.43
13380	5340	22.62	18.08	4.54	6.73	0.494	1.29	1.32
17220	3840	21.70	18.16	3.54	4.54	0.385	1.13	1.16
19980	2760	21.15	18.17	2.93	3.54	1.324	1.20	1.23

$$i = (h-H)/l = (h-H)/9.24 \quad K = 2.3 \times 0.2 \times 380 \times 10 / 400 = 4.025, \quad T = 19^\circ\text{C}, \quad \alpha = 1.025$$

$$K = \frac{2.3 nal}{S} \quad (6.7.9)$$

しかるに(6)式より

$$H_0 + \frac{A}{a} h_0 = H + \frac{A}{a} \cdot h = \text{const} \quad (6.7.10)$$

この関係は観測値を確かめる一つの手段となる。

(6.7.10)式より(10)式の分母は

$$\left(1 + \frac{A}{a}\right)h - \left(H_0 + \frac{A}{a} h_0\right) = h - H \quad (11)$$

であるから(10)式より

$$k = \frac{K}{t} \log \frac{h_0 - H_0}{h - H} \quad (6.7.11)$$

ここに K は(6.7.9)式で示したものである。

この方法による実験例を表 6.7.2 に示す。

なお i と k との関係については 6.11 に述べる。

6.8 荷重を加えて圧縮した場合の透水係数

(a) 豊幌泥炭縦透水

表 6.8.1 より表 6.8.4 まで、および図 6.8.1 より図 6.8.4 に至る実験はすべて豊幌泥炭土について荷重を加えて透水試験を行なったものである。この泥炭土に荷重を加えないで行なった透水試験は図 6.3.1 および図 6.3.2 に示したように $k = (1.0 \sim 1.3) \cdot 10^{-3} (\text{cm}/\text{sec})$ であっ

表 6.8.1 Type B-T.P.V.L=1.22 kg·D
 $t_0=0$ (昭 32.8.27)

観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	H (cm)
600	.15	650	2.35
960	.35	1060	3.8
1320	.60	1410	5.06
1560	.70	1670	6.0
1800	.80	1900	6.82
2100	1.1	2200	7.9
2440	1.3	2480	8.9
2520	1.6	2590	9.27

計算値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^4$ (cm/s)
500	0.11	550	.06	.127	5.81
1000	0.35	1090	.096	.202	4.63
1500	0.68	1600	.128	.277	4.23
2000	1.0	2300	.142	.312	3.6
2500	1.45	2570	.169	.386	3.54

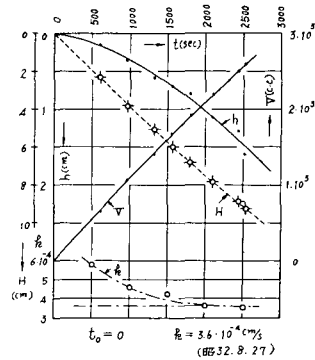


図 6.8.1 (D.B)-T.P.V.L=1.22 kg·D

表 6.8.2 Type B-T.P.V.L=0.52 kg·D
 $t_0=5^h$ (昭 32.8.27)

観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	H (cm)
600	.1	900	3.3
900	.2	360	4.9
1200	.4	1750	6.3
1500	.55	2190	7.9
1800	.8	2580	9.3

計算値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^4$ (cm/s)
600	.1	900	.0333	.07	2.67
1000	.27	1490	.0509	.102	2.33
1200	.37	1770	.063	.133	2.54
1500	.55	2180	.0755	.16	2.45
1800	.8	2580	.093	.196	2.50

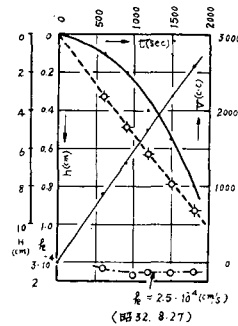


図 6.8.2 (D.B)-T.P.V.L=0.52 kg·D $t_0=5^h$

表 6.8.3 Type B-T.P.V.L=1.5 kg·D, $t_0=15^h$
 $T=26^{\circ}C$ (昭 32. 8. 28)

観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	H (cm)
600	0.1	685	2.5
900	0.2	1030	3.7
1200	0.3	1310	4.8
1500	0.45	1610	5.8
1800	0.55	1900	6.9
2100	0.65	2200	8.0
2400	0.8	2480	9.0

計算値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^4$ (cm/s)
400	0.08	470	0.051	0.108	6.19
800	0.20	900	0.067	0.141	4.04
1200	0.32	1310	0.073	0.154	2.94
1600	0.45	1710	0.079	0.166	2.33
2000	0.60	2100	0.086	0.181	2.07
2400	0.80	2480	0.0965	0.204	1.95

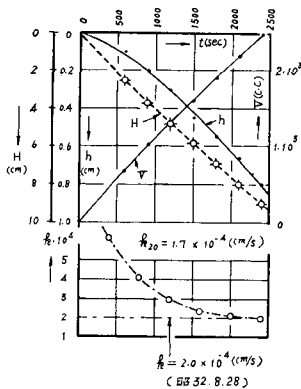


図 6.8.3 (D.B)-T.P.V.L=1.5 kg
 $t_0=15^h, T=26^{\circ}C$

た。しかるにわずかに $L=1.22$ kg, すなわち $p=0.0122$ kg/cm² の荷重を加えたことによって透水係数はにわかに $k=3.6 \times 10^{-4}$ (cm/sec) に低下した (図 6.8.1)。

つぎに図 6.8.2 に示したように、荷重を一部除去し $p=0.0052$ (kg/cm²) とし、試料の高さを復元させるために $t_0=5$ hour 放置してから透水試験を行なったところ、予期に反してかえっていくらか減少し、 $k=2.5 \times 10^{-4}$ (cm/sec) となった。これは試料の高さはいくらか復元し

表 6.8.4 Type B-T.P.V.L=1.5 kg·D $t_0=22^h$
 $T=25.5^{\circ}C$ (昭 32. 8. 28)

観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	H (cm)
600	0.1	770	2.8
900	0.25	1150	4.2
1200	0.35	1510	5.5
1500	0.50	1860	6.7
1800	0.65	2210	8.0
2100	0.80	2540	9.2

計算値

t (sec)	400	800	1200	1600	1800	1900	2000	2100
h (cm)	0.08	0.19	0.35	0.53	0.64	0.70	0.74	0.8
V (cc)	520	1020	1510	1980	2210	2320	2430	2540
ϕ	0.046	0.056	0.068	0.080	0.087	0.090	0.091	0.094
G	0.097	0.118	0.144	0.168	0.183	0.190	0.192	0.198
$k \cdot 10^4$	5.56	3.38	2.75	2.41	2.33	2.29	2.20	2.16

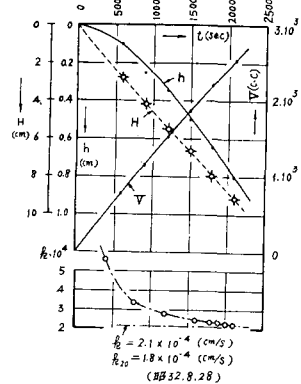


図 6.8.4 (D.B)-T.P.V.L=1.5 kg·D
 $t_0=22^h, T=25.5^{\circ}C$

ても、いったん圧密を受けた泥炭は再びもとに戻らないで、かえって微小繊維の移動によって間隙をさらに一層塞ぐのではないかと考えられる。このような例は他の実験にも現われて決して偶然的なものとは考えられない。

表 6.8.3 および図 6.8.3 に示したように $L=1.5$ kg とし、 $t_0=15$ 時間放置した後に透水試験を行なったところ $k_{20}=1.7 \times 10^{-4}$ (cm/sec) に減少した。

さらに同一荷重状態で $t_0=22^h$ 放置後実験を行なったところ $k_{20}=1.8 \times 10^{-4}$ (cm/sec) となり、大体において同一結果を示したので、一応この荷重下では圧密完了し最終状態に到達したものとみなすことができる。

(b) 南美原泥炭土についての試験

(i) 縦 透 水

表 6.8.5 より表 6.8.8 まで、 および 図 6.8.5 から 図 6.8.8 に至る 4 例は南美原高位泥炭に荷重を加えて縦方向に鉛直下方に透水させた場合である。

この同一試料について無荷重で行なった実験は、 図 6.4.1 から 図 6.4.3 に至る 3 回の実験でいずれも大体

表 6.8.5 (D.C)-M.M.P.V.L 5 kg·D
t₀=660 min. T=20°C

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ³ (cm/s)	H (cm)
60	0.04	300	.0533	.1125	3.39	0.79
120	0.14	570	.09825	.2065	3.11	1.49
180	0.29	830	.1398	.307	3.08	2.17
240	0.49	1080	.1815	.418	3.15	2.82
300	0.73	1330	.2196	.5215	3.14	3.48
420	1.37	1830	.299	.757	3.26	4.74
540	2.15	2320	.371	1.015	3.40	5.99
660	2.94	2800	.420	1.22	3.34	7.21
780	3.89	3270	.476	1.473	3.41	8.40
900	4.84	3730	.519	1.70	3.41	9.55
1020	5.74	4180	.549	1.88	3.33	10.70
1140	6.78	4620	.587	2.145	3.40	11.80
1260	7.74	5050	.613	2.34	3.36	12.88
1380	8.64	5470	.632	2.495	3.27	13.94
1500	9.54	5880	.649	2.65	3.20	14.98
1620	10.49	6290	.667	2.84	3.17	15.97
1740	11.43	6690	.683	3.00	3.12	17.00

$l = 9.51 \text{ cm}, K = \frac{0.2 \times 380 \times 9.51}{400} = 1.807 \text{ (cm)}$

$k_{20} = 3.3 \times 10^{-3} \text{ (cm/s)}$

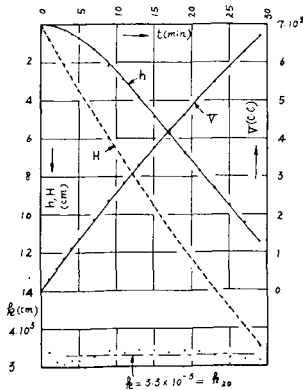


図 6.8.5 (D.C)-M.M.P.V.L 5 kg·D, t₀=660 分, T=20°C, 試料 No. 3

$k_{20} = 6 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$ を得ている。

同一試料に $L=5, 10, 15 \text{ kg}$ および 20 kg の 4 種の荷重を試料断面積 $A_0=100 \text{ cm}^2$ の面上に加えた。

これらの実験の結果は表 6.8.9 にみるごとく、荷重の増加につれて明らかに透水係数が小さくなって来る。

ここに t_0 は荷重を加えてからの経過時間、 l は試料の長さ、 ε は試料の圧縮ヒズミである。

また表 6.8.9 (b) は南美原泥炭土の縦透水の別な一例である。

この一組の実験例では $L = 1.27 \text{ kg}$ の場合のみ例外が現われているが、これは測定の間違いと思われる。その他は荷重の増加につれて透水係数は減少している。

表 6.8.6 Type C-M.M.P-V.L=10 kg·D
t₀=2730 分, T=18°C

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ³ (cm/s)	H (cm)
150	0.02	900	.00889	.018	.212	2.37
300	0.21	1730	.04855	.0992	.584	4.54
450	0.68	2550	.1067	.230	.903	6.67
600	1.38	3355	.1645	.372	1.10	8.75
750	2.18	4145	.2104	.493	1.16	10.79
900	3.00	4890	.2454	.593	1.16	12.71
1050	4.06	5625	.2887	.721	1.21	14.59
1200	5.23	6335	.3302	.760	1.12	16.40
1350	6.44	7020	.3670	.995	1.30	18.13

$l = 9.30 \text{ cm}, K = \frac{0.2 \times 380 \times 9.3}{400} = 1.767 \text{ (cm)}$

$k_{20} = \alpha \cdot k = 1.051 \times 1.21 \times 10^{-3} = 1.3 \times 10^{-3} \text{ (cm/s)}$

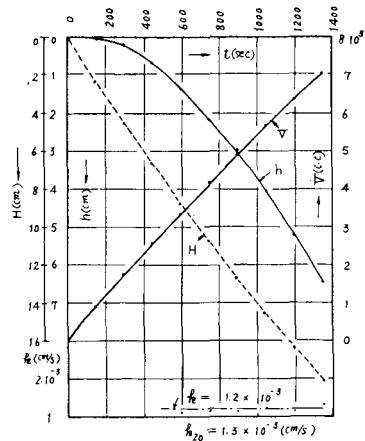


図 6.8.6 (D.C)-M.M.P.V.L 10 kg·D, t₀=2730 分, T=18°C, 試料 No. 3

表 6.8.7 (D.C)-M.M.P-V.L=15 kg·D
 $t_0=2880$ min, $T=19.5^\circ\text{C}$

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^4$ (cm/s)	H (cm)
120	.07	440	.0636	.133	18.7	1.15
240	.16	880	.0727	.153	10.7	2.31
360	.22	1320	.0667	.140	6.56	3.46
480	.33	1760	.0750	.158	5.55	4.61
600	.51	2190	.0931	.199	5.60	5.74
720	.76	2610	.1165	.253	5.93	6.83
840	.99	3030	.1307	.287	5.76	7.92
960	1.36	3440	.1581	.356	6.26	8.98
1080	1.83	3850	.1901	.437	6.83	10.03
1260	2.55	4440	.2297	.550	7.37	11.55
1440	3.41	5020	.2717	.670	7.85	13.03
1620	4.37	5590	.3127	.804	8.37	14.48
1815	5.41	6190	.3496	.930	8.64	16.01

$l = 8.88$ cm

$K = \frac{0.2 \times 380 \times 8.88}{400} = 1.687$ (cm)

$k_{20} = \alpha k = 1.013 \times 8.7 \times 10^{-4} = 8.8 \times 10^{-4}$ (cm/s)

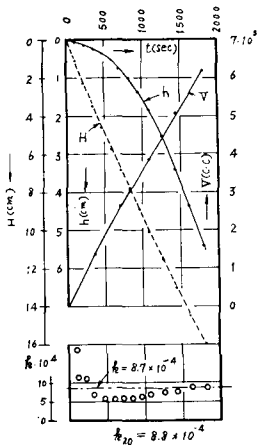


図 6.8.7 (D.C)-M.M.P.V.L 15 kg·D
 $t_0=2880$ (min), $T=19.5^\circ\text{C}$

(2) 荷重を加えて横方向の透水 (鉛直下向き)

同一箇所から採取した泥炭土の横方向(繊維方向)の透水に関して行なった同様の実験は表 6.8.10 より表 6.8.15 まで、および図 6.8.9 から図 6.8.14 に至る 6 例である。

この試料の無荷重のときの値は $k_{20} = 1.3 \times 10^{-2}$ (cm/

表 6.8.8 Type C-M.M.P-V.L 20 kg·D
 $t_0=1600$ 分, $T=20^\circ\text{C}$

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^4$ (cm/s)	H (cm)
90	0.02	420	.0190	.0385	6.93	
180	0.05	790	.0253	.0516	4.64	2.07
270	0.08	1170	.0272	.0555	3.33	
360	0.11	1590	.0277	.0565	2.54	4.18
450	0.15	1920	.0313	.0637	2.30	
540	0.23	2280	.0404	.0830	2.49	5.98
630	0.27	2640	.0409	.0844	2.17	
720	0.36	3000	.0480	.0995	2.24	7.87
900	0.58	3680	.0630	.132	2.37	9.65
990	0.70	4020	.0696	.146	2.39	
1080	0.84	4360	.0771	.1626	2.89	11.43
1170	1.00	4700	.0851	.1805	2.49	
1260	1.19	5030	.0946	.202	2.60	13.18
1350	1.39	5360	.1037	.223	2.67	
1440	1.61	5690	.1081	.2332	2.62	14.88
1530	1.81	6010	.1205	.2625	2.78	
1620	2.11	6330	.1333	.293	2.93	16.55
1800	2.64	6940	.1522	.3405	3.06	18.12
1890	2.94	7250	.1622	.3655	3.13	18.92

$l = 8.52$ cm

$K = \frac{0.2 \times 380 \times 8.52}{400} = 1.619$ (cm)

$k_{20} = 3.0 \times 10^{-4}$ (cm/sec)

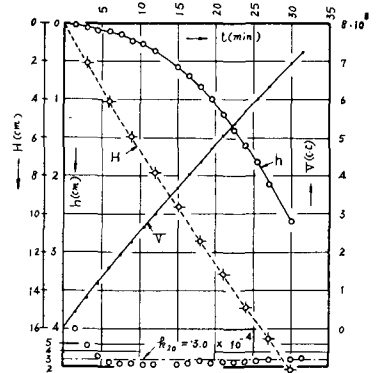


図 6.8.8 (D.C)-M.M.P.V.L 20 kg·D
 $t_0=1600$ 分, $T=20^\circ\text{C}$

sec) であった。

荷重による圧密の結果は表 6.8.16 のごとくになった。

表 6.8.9(a) 荷重による影響 (縦透水) 試料 No. 3

L (kg)	p (kg/cm ²)	k_{20} (cm/sec)	t_0 (min)	l (cm)	ε
0	0	6×10^{-3}	—	10.00	0
5	0.05	3.3×10^{-3}	660	9.51	0.049
10	0.10	1.2×10^{-3}	2730	9.30	0.070
15	0.15	8.7×10^{-4}	2880	8.88	0.112
20	0.20	3.0×10^{-4}	1600	8.52	0.148

表 6.8.9 (b) 荷重による影響 試料 No. 1

L (kg)	p (kg/cm ²)	k_{20} (cm/sec)	t_0 (min)	l (cm)	ε
0	0	3.2×10^{-3}	—	10	0
1.27	0.0127	(9.3×10^{-4})	170	9.98	0.002
3.82	0.0382	1.9×10^{-3}	60	9.70	0.030
3.82	0.0382	1.8×10^{-3}	14460	9.32	0.068
6.38	0.0638	9.0×10^{-4}	430	9.01	0.099
6.38	0.0638	5.2×10^{-4}	4360	8.74	0.126
12.74	0.1274	1.5×10^{-4}	1630	7.36	0.264
12.74	0.1274	1.0×10^{-4}	2840	7.16	0.284
25.48	0.2548	3.0×10^{-5}	4440	6.20	0.380

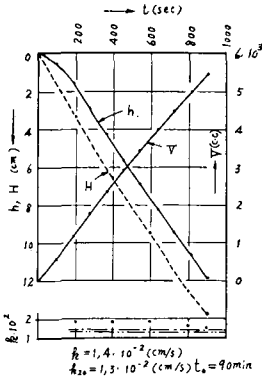


図 6.8.9 Type C-M.M.P-H.L 5 kg·D (昭 34.3.11)

表 6.8.10(a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.54	580	540	6.91	3430
180	1.57	1170	630	8.25	3970
270	2.92	1760	720	9.44	4485
360	4.24	2330	810	10.65	4995
450	5.66	2890	900	11.86	5495

表 6.8.10 (b) (D.C)-M.M.P.H.L 5 kg·D
 $t_0=90$ min (昭 34.3.11)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^2$	H (cm)
200	1.85	1300	0.569	2.0	1.84	3.33
400	4.85	2580	0.752	3.95	1.81	6.55
600	7.85	3780	0.831	6.00	1.84	9.5
800	10.54	4930	0.855	6.90	1.59	12.6
900	11.86	5495	0.863	7.20	1.47	13.8

$T = 23^\circ\text{C}$

$\alpha = 0.93$

$p = 0.05 \text{ kg/cm}^2$

$t_0 = 90 \text{ min}$

$l = 9.67 \text{ cm}$

$\varepsilon = 0.033$

$$K = \frac{0.2 \times 380 \times 9.67}{400} = 1.837 \text{ (cm)}$$

$$k = 1.4 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$k_{20} = 1.3 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

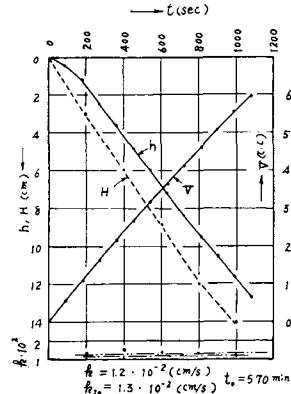


図 6.8.10 Type C-M.M.P-H.L 5 kg·D (昭 34.3.11)

表 6.8.11(a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.42	540	630	7.18	3650
180	1.21	1080	720	8.35	4130
270	2.45	1620	810	9.48	4605
360	3.64	2140	900	10.57	5065
450	4.48	2660	990	11.65	5515
540	5.98	3150	1080	12.70	5965

表 6.8.11 (b) (D.C)-M.M.P.H.L 5 kg·D
t₀=570 min (昭 34. 3. 11)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ²	H (cm)
200	1.45	1200	0.483	1.5	1.38	3.07
400	4.2	2370	0.709	3.3	1.52	6.0
600	6.8	3500	0.777	4.4	1.35	8.85
800	9.35	4550	0.822	5.6	1.29	12.0
1000	11.8	5570	0.847	6.5	1.20	14.0

T=18°C
α=1.051
p=0.05 kg/cm²
t₀=570 min
l=9.67 cm
ε=0.033
K=1.837 (cm)
k=1.20×10⁻² (cm/sec)
k₂₀=1.3×10⁻² (cm/sec)

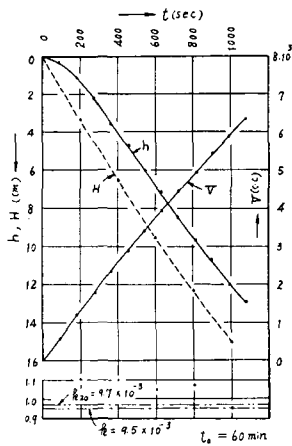


図 6.8.11 (D.C)-M.M.P.H.L 10 kg·D
(昭 34. 3. 11)

表 6.8.12 (b) (D.C)-M.M.P.H.L 10 kg·D
t₀=60 min (昭 34. 3. 11)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	φ	G	k·10 ²	H (cm)
200	1.35	1280	0.422	1.22	1.10	3.30
400	4.03	2570	0.627	2.44	1.10	6.54
600	6.78	3750	0.723	3.50	1.05	9.55
800	9.46	4870	0.792	4.75	1.07	12.3
1000	12.02	5940	0.809	5.29	0.95	15.0

T=19°C
α=1.025
p=0.10 kg/cm²
t₀=60 min
l=9.47
ε=0.053
K=0.2×380×9.47/400=1.799 (cm)
k=9.5×10⁻³
k₂₀=9.7×10⁻³ (cm/sec)

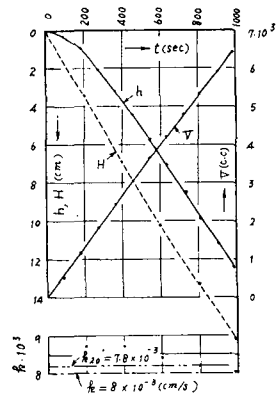


図 6.8.12 (D.C)-M.M.P.H.L 10 kg·D
t₀=420 min (昭 34. 3. 11)

表 6.8.12 (a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.31	580	630	7.11	3920
180	1.11	1170	720	8.43	4430
270	2.24	1760	810	9.62	4930
360	3.54	2315	900	10.75	5420
450	4.74	2855	990	11.98	5900
540	6.00	3395	1080	12.92	6370

表 6.8.13 (a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.27	510	630	7.12	4200
180	0.97	1160	720	8.49	4770
270	2.03	1790	810	9.83	5320
360	3.19	2420	900	11.18	5870
450	4.48	3020	990	12.44	6410
540	5.76	3620			

表 6.8.13(b) (D.C)-M.M.P.H.L 10 kg·D
 $t_0=420$ min (昭 34. 3. 11)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^{-3}$	H (cm)
200	1.18	1320	0.358	0.97	8.72	3.4
400	3.75	2690	0.558	1.94	8.72	6.9
600	6.65	4000	0.665	2.81	8.42	10.2
800	9.66	5270	0.733	3.65	8.20	13.3
990	12.44	6410	0.777	4.42	8.02	16.2

$T=21^\circ\text{C}$

$\alpha=0.976$

$p=0.10$ kg/cm²

$t_0=420$ min

$l=9.46$

$\varepsilon=0.054$

$$K = \frac{0.2 \times 380 \times 9.46}{400} = 1.797 \text{ (cm)}$$

$k=8 \times 10^{-3}$ cm/s

$k_{20}=7.8 \times 10^{-3}$ (cm/s)

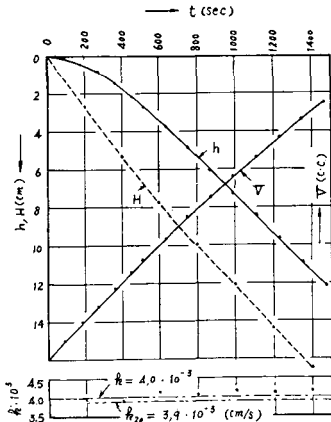


図 6.8.13 (D.C)-M.M.P.H.L 15 kg·D
 $t_0=1140$ min (昭 34. 3. 13)

表 6.8.14(a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
90	0.10	490	750	4.90	3725
180	0.44	955	870	6.07	4260
270	0.82	1405	990	7.26	4790
360	1.43	1855	1110	8.47	5305
450	2.14	2295	1230	9.73	5805
510	2.72	2595	1350	10.90	6290
630	3.79	3165	1470	12.12	6760

表 6.8.14(b) (D.C)-M.M.P.H.L 15 kg·D
 $t_0=1140$ min (昭 34. 3. 13)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$	H (cm)
200	0.52	1060	0.196	0.456	3.98	2.76
400	1.75	2050	0.341	0.90	3.93	5.33
600	3.53	3030	0.466	1.42	4.13	7.8
800	5.40	3950	0.547	1.86	4.06	10.0
1000	7.36	4740	0.621	2.37	4.14	12.1
1200	9.39	5670	0.663	2.77	4.03	14.4
1400	11.52	6490	0.710	3.32	4.14	16.5

$T=21^\circ\text{C}$

$\alpha=0.976$

$p=0.15$ kg/cm²

$t_0=1140$ min

$l=9.19$ cm

$\varepsilon=0.081$

$$K = \frac{0.2 \times 380 \times 9.19}{400} = 1.746 \text{ (cm)}$$

$k=4.0 \times 10^{-3}$ (cm/sec)

$k_{20}=3.9 \times 10^{-3}$ (cm/s)

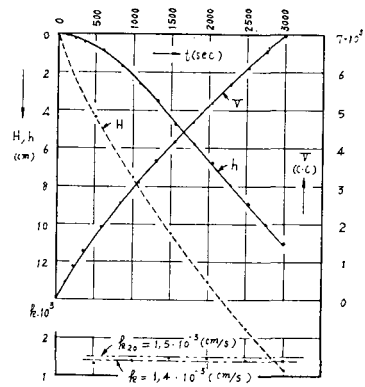


図 6.8.14 (D.C)-M.M.P.H.L 20 kg·D
 $t_0=200$ min (昭 34. 3. 13)

表 6.8.15(a) 観測値

t (sec)	h (cm)	V (cc)	t (sec)	h (cm)	V (cc)
120	0.07	450	1560	4.72	4180
240	0.21	890	1800	5.80	4690
360	0.35	1270	2040	6.83	5180
600	0.84	1910	2280	7.94	5660
840	1.74	2520	2520	8.93	6100
1080	2.63	3100	2760	10.04	6340
1325	3.70	3660	3000	11.05	6970

表 6.8.15 (b) (D.C)-M.M.P.H.L 20 kg·D
 $t_0=200$ min (昭 34. 3. 13)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	$k \cdot 10^3$	H (cm)
500	0.7	1650	0.170	0.389	1.31	4.33
1000	2.35	2920	0.322	0.833	1.40	7.56
1500	4.48	4070	0.440	1.30	1.46	10.47
2000	6.65	5100	0.522	1.72	1.45	13.07
2500	8.85	6070	0.583	2.10	1.42	15.51
3000	11.05	6970	0.634	2.50	1.40	17.7

$T=18.5^\circ\text{C}$ $\alpha=1.038$ $p=0.20$ kg/cm²
 $t_0=200$ min $l=8.88$ cm $\epsilon=0.112$

$$K = \frac{0.2 \times 380 \times 8.88}{400} = 1.687 \text{ (cm)}$$

$$k = 1.40 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)} \quad k_{20} = 1.5 \times 10^{-3} \text{ (cm/s)}$$

荷重による圧密の結果は表 6.8.16 のごとくになった。

表 6.8.16 横透水の荷重による影響

L (kg)	p (kg/cm ²)	k_{20} (cm/sec)	t_0 (min)	l (cm)	ϵ
0	0	1.3×10^{-2}	—	10.00	0
5	0.05	1.3×10^{-2}	90, 570	9.67	0.033
10	0.10	9.7×10^{-3}	60	9.47	0.053
		7.8×10^{-3}	420	9.64	0.054
15	0.15	3.9×10^{-3}	1140	9.19	0.081
20	0.20	1.5×10^{-3}	200	8.88	0.112

(3) 圧縮ヒズミと透水系数

載荷によって試料に圧密を生じ試料の高さを減少する。いま ϵ をもって圧縮ヒズミを始めの長さ 10 cm で除

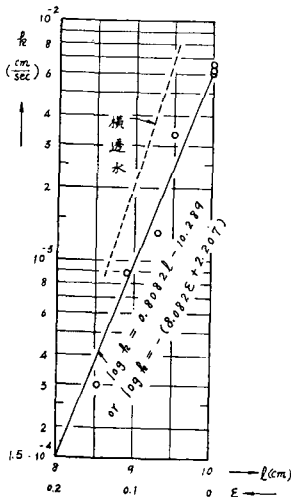


図 6.8.15 圧縮ヒズミと縦透水
 [南美原泥炭土, 表 6.8.9(a)]

した単位ヒズミとする。 ϵ を横軸に $\log k$ を縦軸にとって図示したものが図 6.8.15 から図 6.8.17 に至るものである。

このいずれも近似的に直線式で表わすことができる。図 6.8.15 は表 6.8.9(a) を図示したもので、次式の関係で表わされる。

$$\log k = 0.8082 l - 10.289 = -(0.8082 \epsilon + 2.207) \quad (6.8.1)$$

図 6.8.16 は表 6.8.9(b) を試料長さ l または圧縮ヒズミ ϵ について縦の透水係数を図示したものであって、図 6.8.15 と異なる試料による場合である。これらの

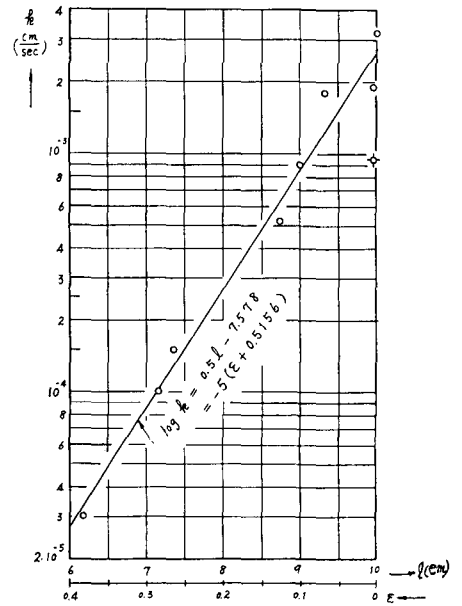


図 6.8.16 圧縮ヒズミと縦透水 (南美原泥炭土, 表 6.8.9(b) 参照)

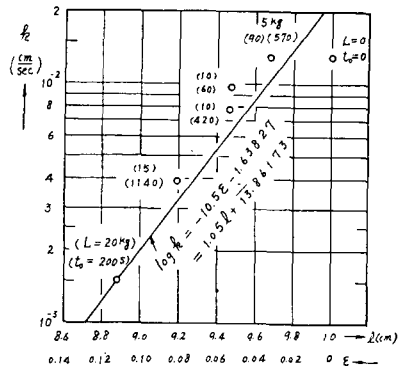


図 6.8.17 圧縮ヒズミと横透水 (南美原泥炭土, 表 6.8.16 参照)

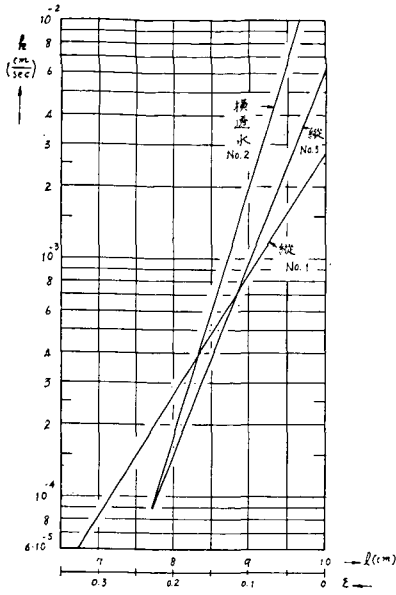


図 6.8.18 圧縮ヒズミと透水係数 (篠津南美原泥炭土)

諸点の平均位置を通して一線を引き

$$\log k = 0.5l - 7.578 = 5(\epsilon + 0.5156) \quad (6.8.2)$$

によって l または ϵ に対する k が求まる。

ただし最初の試料長は 10 cm である。

図 6.8.17 は南美原泥炭土の繊維方向圧縮ヒズミと横透水係数の関係を表わすもので表 6.8.16 を図示したものである。試料長さ、またはヒズミと透水係数の関係は次式で表わされる。

$$\log k = 1.05l - 12.13827 = -10.5\epsilon - 1.63827 \quad (6.8.3)$$

図 6.8.18 は上記 3 例を同一座標軸について表示したものである。これによれば無荷重のときには横透水係数は縦のそれに比して大きい、これに荷重を加えて圧縮すれば急速に小さくなり、ついに縦の透水係数よりもかえって小さくなった。

6.9 変水位透水試験による結果

ドレネージ・ラッグ透水試験機において図 6.9.1 に示したように、内管の下端またはそれよりいくらか上部に越流排出口を設け、始め両面の水位を越流面に合わせてから内管に水を注入し、任意時に内部水面をポイント・ゲージで追跡する。外水位は一定である。

外水位を 0 とし、これを基準として内水位の高さを H (cm) とすれば、内管断面積と試料断面積はそれぞれ $A = 20 \text{ cm}^2$, $A_s = 100 \text{ cm}^2$ である。

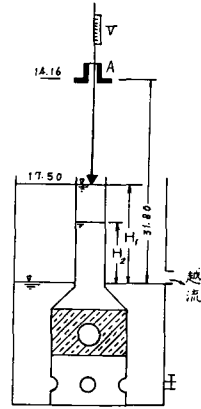


図 6.9.1 変水位試験

$$k = 2.3 \frac{A \cdot l}{A_s} \frac{1}{t} \log (H_1 - H_2) = K \cdot \frac{1}{t} \cdot \log \frac{H_1}{H_2} \quad (6.9.1)$$

ここに

$$K = 2.3 \frac{Al}{A} \quad (6.9.2)$$

$T = 20^\circ\text{C}$ に換算した透水係数は

$$k_{20} = \frac{\mu}{\mu_{20}} k = \alpha \cdot k \quad (6.9.3)$$

k の値は H_r と H_{r+1} との間で $t = t_{r+1} - t_r$ によって求めた。

表中 P.G.R はポイント・ゲージの読みで、 h は $t=0$ の水位から t なる任意時刻における内水位までの高さ、 H は越流水面を基準としたときの内水位の高さである。

表中 $t=0$ における H を H_0 とすれば $H_0 = 28.46 \text{ cm}$ はつぎのようにして求めた。図から

$$H_0 = 31.80 - (17.50 - 14.16) = 28.46 \text{ (cm)}$$

図の A は試料表面の位置につれて移動するものであり、これの頂部を測ることによって試料頂部の位置がわかるようになっている。試料の高さ $l = 10 \text{ cm}$ のとき、

表 6.9.1 南美原泥炭土 試料 No.3 $T = 21.5^\circ\text{C}$

Time (sec)	P.G.R (cm)	h (cm)	H (cm)	k (cm/sec)	$I = \frac{H_r + H_{r+1}}{2l}$
0	17.50	0	28.46	—	—
30	20.50	3.00	25.46	7.43×10^{-3}	2.70
60	23.10	5.60	22.86	7.18×10^{-3}	2.42
90	25.23	7.73	20.76	6.52×10^{-3}	2.18
120	27.15	9.65	18.81	6.48×10^{-3}	1.98
150	28.88	11.38	17.08	6.45×10^{-3}	1.75

ポイント・ゲージの読みは14.16 cmである。この位置と越流面との高さの差は31.8 cmである。水面の低下

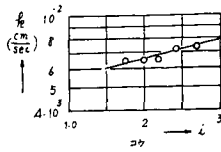


図 6.9.2 動水コウ配と透水係数

をポイント・ゲージで追跡し図の h を求めると

$$H = H_0 - h$$

で与えられる。

表 6.9.1 にしたがって $\log k$ を動水コウ配について図示すれば図 6.9.2 のごとくなり、ほぼ直線式を示す。

後述の (6.11.1) 式または (6.11.2) 式が成立するが、図における直線式の定数を定めると

$$\log k = 0.0735i + 4.67154 \quad (6.9.4)$$

平均値は約 $k_{20} = 7 \times 10^{-3}$ (cm/sec) である。

つぎに荷重を加えて圧密した試料について同様に変水位透水試験を行なった。まず、 $L = 5$ kg の場合は表 6.9.2 および図 6.9.3 のごとくなり、その平均値は $k_{20} = 2.9 \times 10^{-3}$ (cm/sec) である。

表 6.9.2 変水位 $L = 5$ kg, $l = 9.51$ cm, $T = 19.5^\circ\text{C}$

t (sec)	H_r (cm)	H_{r+1} (cm)	k_{20} (cm/sec)	i
0~60	26.36	24.03	2.94×10^{-3}	2.52
60~120	24.03	21.87	2.99×10^{-3}	2.30
120~180	21.87	19.96	2.90×10^{-3}	2.09
180~240	19.96	18.19	2.94×10^{-3}	1.91
240~300	18.19	16.78	2.56×10^{-3}	1.75

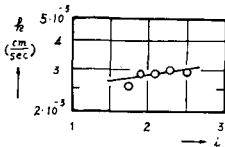


図 6.9.3 変水位 $L = 5$ kg

表 6.9.3 変水位 $L = 10$ kg, $l = 9.30$ cm, $T = 18^\circ\text{C}$

Time (sec)	H (cm)	k_{20} (cm/sec)	i
0	29.26	—	—
120	26.43	1.58×10^{-3}	2.98
240	23.71	1.68×10^{-3}	2.70
360	21.56	1.47×10^{-3}	2.44
480	19.54	1.53×10^{-3}	2.21
600	18.02	1.15×10^{-3}	2.02

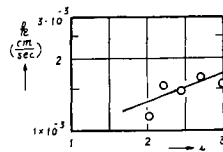


図 6.9.4 変水位 $L = 10$ kg

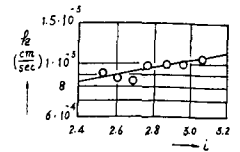


図 6.9.5 変水位 $L = 15$ kg

表 6.9.4 変水位 $L = 15$ kg, $l = 8.88$ cm, $T = 19.5^\circ\text{C}$

Time (sec)	t (sec)	H (cm)	k_{20} (cm/sec)	i
0	—	27.70	—	—
60	60	26.75	10.58×10^{-4}	3.07
120	60	25.87	9.90×10^{-4}	2.96
180	60	25.01	10.01×10^{-4}	2.87
240	60	24.19	9.86×10^{-4}	2.77
300	60	23.51	8.44×10^{-4}	2.69
360	60	22.83	8.68×10^{-4}	2.61
420	60	22.14	9.09×10^{-4}	2.53

表 6.9.5 変水位 $L = 20$ kg, $l = 8.52$ cm, $T = 20^\circ\text{C}$

Time (min)	t (sec)	H (cm)	k_{20} (cm/sec)	i
0	—	28.46	—	—
5	300	25.95	5.21×10^{-4}	3.20
10	300	23.82	4.87×10^{-4}	2.92
15	300	22.02	4.46×10^{-4}	2.69
20	300	20.52	4.01×10^{-4}	2.50
25	300	19.32	3.42×10^{-4}	2.34

$L = 10$ kg のときは表 6.9.3 および図 6.9.4 のごとくなり k の大体の値は 1.5×10^{-3} (cm/sec) 程度である。

$L = 20$ kg のときの観測値

を図示したものは図 6.9.6 であり、これより k と i を求めたものが表 6.9.5 であり、さらに i について k を半対数座標で図示したものが図 6.9.7 である。これらいずれをみても大体において i につれて

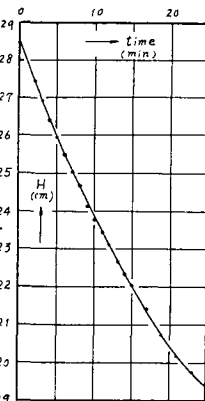


図 6.9.6 変水位 $L = 20$ kg 観測値

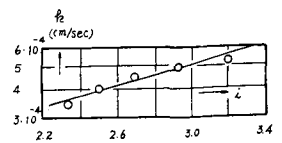


図 6.9.7 変水位 t と k との関係

$\log k$ が直線状に変化しているものようである。

以上の5例はいずれにも見られるように $\log k$ と i との関係は直線式の関係になっている。

観測値そのものを計算値に用いると観測の誤差が入っているから多少の不規則さを伴うが、図 6.9.6 のように一度プロットして調整した値を用いると図 6.9.7 のように i の増加に伴って $\log k$ が直線状に配列され、増加する。

このことがらは、後述する他の例においても現われている。

6.10 加えた荷重を取除いて試料を復元させた場合の透水係数の変化

(1) ドレネージラック透水試験法による場合

南美原泥炭土試料 No. 3 について無荷重から漸次荷重を増加していき、最後に $L=20 \text{ kg}$ ($p=0.2 \text{ kg/cm}^2$) まで達せしめ、つぎにそれを全部除去して試料を復元させる

と試料はその一部を復元するが透水係数のほうは期待に反して復元しなかった。

この理由は重圧によって泥炭土構成植物繊維が圧つぶされ、腐蝕繊維の一部は破壊、細断され、透水作用による水の流れにつれてその微細になった粒子が流動し、繊維間の間ゲキをふさいでいくために透水係数は復元するどころか、むしろ逆に減少させる。

表 6.10.1 から表 6.10.5 まで、および図 6.10.1 から

表 6.10.1

試料 およ び 試験 番号	t_0 (分)	l (cm)	K (cm)	T (°C)	α	$\frac{\Delta H}{\Delta t}$ (cm/min)
3.8	1140	9.14	1.777	19.5	1.013	0.354
3.9	2760	9.24	1.756	18.0	1.051	0.389
3.10	5400	9.22	1.752	18.0	1.051	0.557
3.11	7080	9.20	1.748	19.0	1.025	0.456

表 6.10.2 No. 3.8, $t_0=1140$ 分

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	k (cm/sec)	k_{20} (cm/sec)	H (cm)	$i = \frac{H-h}{l}$
120	0.04	300						
240	0.05	600						
360	0.06	900						
480	0.07	1190						
600	0.08	1480	0.02162	0.044	1.27×10^{-4}	1.29×10^{-4}	3.89	0.417
720	0.08	1770						
840	0.09	2050						
960	0.10	2340						
1080	0.15	2620						
1200	0.25	2900	0.0345	0.0705	1.02×10^{-4}	1.03×10^{-4}	7.62	0.802
1320	0.30	3170						
1440	0.38	3440						
1560	0.45	3710						
1680	0.50	3980						
1800	0.58	4250	0.0546	0.1135	1.10×10^{-4}	1.11×10^{-4}	11.15	1.16
1920	0.66	4510						
2040	0.71	4780						
2160	0.87	5030						
2280	0.95	5290						
2400	1.10	5540	0.0795	0.168	1.21×10^{-4}	1.23×10^{-4}	14.60	1.36
2520	1.28	5790						
2640	1.54	6040						
2760	1.69	6280	0.1076	0.232	1.46×10^{-4}	1.48×10^{-4}	16.44	1.61
2880	1.90	6520						
3000	2.20	6760	0.130	0.2855	1.65×10^{-4}	1.67×10^{-4}	17.67	1.94
3180	2.61	7120						

表 6.10.3 試料 No. 3.9, $t_0=2760$ 分

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	k (cm/sec)	k_{20} (cm/sec)	H (cm)	$i = \frac{H-h}{l}$
120	0.01	300						
240	0.02	620						
360	0.03	940						
480	0.04	1260						
600	0.04	1580	0.0101	0.020	5.85×10^{-5}	6.15×10^{-5}	4.15	0.445
720	0.06	1890						
840	0.07	2200						
960	0.10	2510						
1080	0.12	2820						
1200	0.15	3120	0.0192	0.039	5.71×10^{-5}	6.0×10^{-5}	8.20	0.82
1320	0.19	3420						
1440	0.23	3720						
1560	0.28	4010	0.0279	0.057	6.41×10^{-5}	6.74×10^{-5}	10.54	1.11
1680	0.32	4300						
1800	0.39	4590	0.0340	0.070	6.83×10^{-5}	7.2×10^{-5}	10.05	1.26
1920	0.47	4870						
2040	0.54	5150						
2160	0.62	5430	0.0457	0.094	7.64×10^{-5}	8.03×10^{-5}	14.25	1.47
2280	0.72	5700						
2400	0.84	5970	0.0563	0.117	8.56×10^{-5}	9.0×10^{-5}	15.66	1.61
2520	0.94	6230						
2640	1.05	6500	0.0646	0.1352	8.99×10^{-5}	9.45×10^{-5}	17.05	1.73
2760	1.20	6760						
2880	1.31	7020	0.0746	0.157	9.57×10^{-5}	10.0×10^{-5}	18.67	1.87

表 6.10.4 試料 No. 3.10, $t_0=5000$ 分

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	k (cm/sec)	k_{20} (cm/sec)	H (cm)	$i = \frac{H-h}{l}$
90	0.03	350						
180	0.04	700						
270	0.04	1050						
360	0.04	1400						
450	0.04	1740						
540	0.04	2080						
630	0.05	2410	0.0116	0.0235	0.572×10^{-4}	0.60×10^{-4}	7.21	0.77
720	0.08	2740						
810	0.10	3070						
900	0.15	3390						
990	0.20	3710	0.0216	0.044	0.778×10^{-4}	0.82×10^{-4}	9.75	1.04

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	k (cm/sec)	k_{20} (cm/sec)	H (cm)	$i = \frac{H-h}{l}$
1080	0.26	4030						
1170	0.30	4350						
1260	0.40	4660	0.0343	0.070	0.973×10^{-4}	0.985×10^{-4}	12.27	1.29
1350	0.48	4970						
1440	0.55	5270						
1530	0.65	5570	0.0467	0.0965	1.11×10^{-4}	1.17×10^{-4}	14.62	1.50
1620	0.75	5860						
1710	0.85	6150						
1800	1.00	6440	0.0621	0.130	1.27×10^{-4}	1.34×10^{-4}	16.90	1.72
1890	1.19	6730						
1980	1.32	7010	0.0753	0.159	1.41×10^{-4}	1.48×10^{-4}	18.38	1.85

表 6.10.5 試料 No. 3. 11, $t_0=7080$ 分 (昭 34. 3. 31)

t (sec)	h (cm)	V (cc)	ϕ	G	k (cm/sec)	k_{20} (cm/sec)	H (cm)	$i = \frac{H-h}{l}$
120	0	390						
240	0	770						
360	0.01	1150						
480	0.02	1520						
600	0.04	1870	0.00856	0.017	4.95×10^{-5}	5.1×10^{-5}	4.92	0.53
720	0.06	2240						
840	0.08	2600						
960	0.10	2960						
1080	0.12	3310						
1200	0.14	3660	0.0153	0.031	4.52×10^{-5}	4.65×10^{-5}	9.62	1.04
1320	0.16	4010						
1440	0.21	4350						
1560	0.26	4690	0.0222	0.045	5.04×10^{-5}	5.2×10^{-5}	12.33	1.32
1680	0.32	5030						
1800	0.37	5360	0.0276	0.056	5.44×10^{-5}	5.6×10^{-5}	14.09	1.49
1920	0.46	5690	0.0323	0.066	6.01×10^{-5}	6.2×10^{-5}	14.95	1.58
2040	0.54	6010	0.0360	0.074	6.34×10^{-5}	6.5×10^{-5}	15.78	1.66
2160	0.67	6330	0.0423	0.087	7.04×10^{-5}	7.2×10^{-5}	16.62	1.73
2280	0.78	6640	0.0470	0.097	7.44×10^{-5}	7.65×10^{-5}	17.43	1.80
2400	0.90	6950	0.0518	0.108	7.87×10^{-5}	7.87×10^{-5}	18.24	1.88

図 6.10.4 に至る 4 例では水を流すたびに間ゲキがつまり、透水係数が減少した。荷重除去後の経過時間を t_0 、試料長さを l (cm)、水温を T (°C)、 $K = na/S$, $\frac{\Delta H}{\Delta t}$ は外容器水面の降下速度であるが、 H は $H = \frac{V - A \cdot h}{a}$ に

よって求める。 α は T °C の水を用いての透水係数を標準の 20°C に換算するための係数で $\alpha = \frac{\mu}{\mu_{20}}$, ϕ および G は (6.1.4) 式および (6.1.3) 式による。

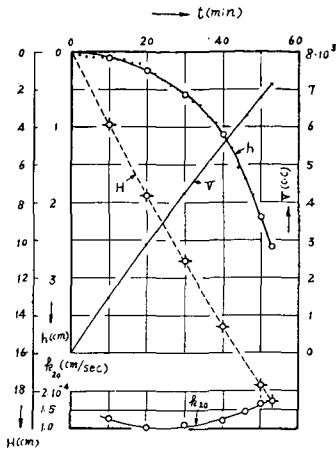


図 6.10.1 (D.C)-M.M.P-V.N.Rest.D-No. 3.8
($t_0=1140$ min)

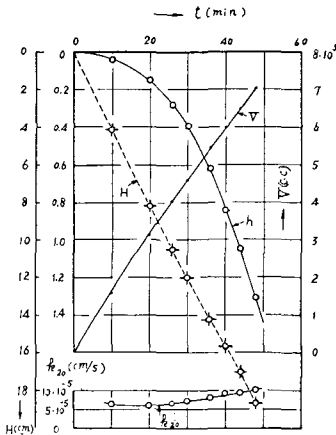


図 6.10.2 (D.C)-M.M.P-V.N.Rest.D-No. 3.9
($t_0=2760$ min)

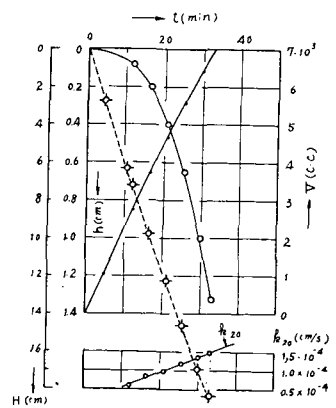


図 6.10.3 (D.C)-M.M.P-V.N.Rest.D-No. 3.10
($t_0=5000$ min)

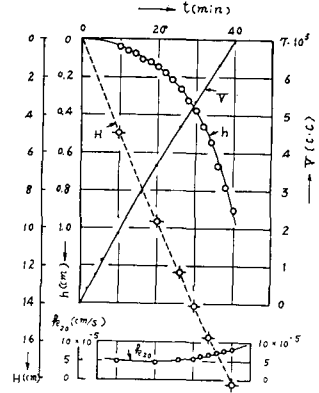


図 6.10.4 (D.C)-M.M.P-V.N.Rest.D-No. 3.11
($t_0=7080$ min)

(2) 変水位法による場合

(1)において述べたものと同ー試料, 同ー状態において変水位透水試験を行なった。これはドレネージ・ラッグ式の3回の試験にそれぞれ引続いて行なったものである。

表中 i は $i = \frac{H_r + H_{r+1}}{2} / l$ として求めたものである。

表 6.16.6 $t_0=1320$ 分, $l=9.14$ cm,
 $T=16.5^\circ\text{C}$

Time (sec)	t (sec)	H (cm)	k (cm/sec)	$i = \frac{H_r + H_{r+1}}{2l}$
0	—	29.32	—	—
120	120	28.87	2.35×10^{-4}	3.09
240	120	28.32	2.93×10^{-4}	3.04
360	120	27.72	3.26×10^{-4}	2.98
480	120	27.12	3.33×10^{-4}	2.91
600	120	26.54	3.29×10^{-4}	2.85
660	60	26.24	2.91×10^{-4}	2.74

表 6.10.7 $t_0=2800$ 分, $l=9.24$ cm,
 $T=18^\circ\text{C}$

Time (min)	t (sec)	H (cm)	k (cm/sec)	$i = \frac{H_r + H_{r+1}}{2l}$
0	—	29.31	—	—
5	300	27.36	4.24×10^{-4}	3.07
10	300	25.40	4.58×10^{-4}	2.86
15	300	23.72	4.21×10^{-4}	2.66
20	300	22.25	3.94×10^{-4}	2.49
22	120	21.72	3.71×10^{-4}	2.38

表 6.10.8 $t_0=7140$ 分, $l=9.20$ cm,
 $T=19^\circ\text{C}$

Time (sec)	t (sec)	H (cm)	k (cm/sec)	$i = \frac{H_r + H_{r+1}}{2l}$
0	—	29.34	—	—
300	300	28.12	2.40×10^{-4}	3.12
600	300	27.00	2.49×10^{-4}	3.00
900	300	25.94	2.46×10^{-4}	2.88
1200	300	25.00	2.26×10^{-4}	2.77

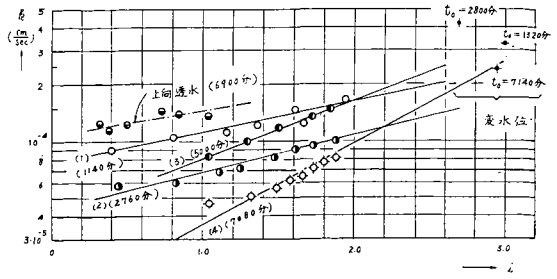


図 6.11.1 動水コウ配と透水係数の関係
(荷重除去後一部復元)

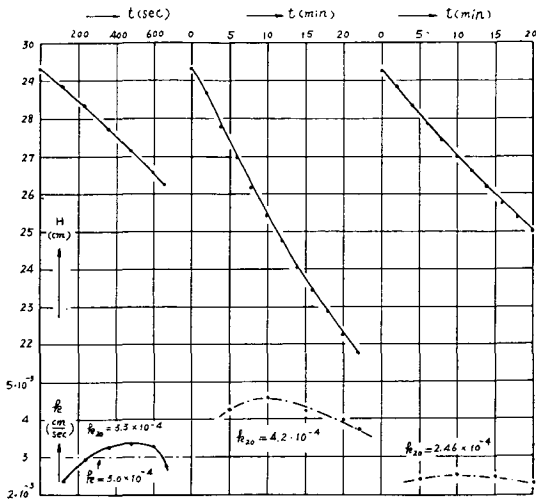


図 6.10.5 図 6.10.6 図 6.10.7

6.11 動水コウ配と透水係数の関係

かつて著者が行なった泥炭土の透水試験にも現われた現象であるが、普通の土壌と異なって泥炭土においては動水コウ配に伴って透水係数は変化するものようである。6.10に述べた試験結果をとり上げて考えてみる。

加えた荷重を取り去って試料を一部復元させてから行なったドレネージ・ラッグ法、変水位法および上向変水位透水試験の3種について k_{20} を求め、相対応する動水コウ配 i について図示したものが図 6.11.1 である。

これによれば下向き透水試験においてはドレネージ・ラッグ式のごく始めの部分を除けば $\log k_{20}$ は i に比例して増加する。

ゆえに

$$\log k = \alpha i + \beta \tag{6.11.1}$$

または

$$k = a \cdot e^{bi} \tag{6.11.2}$$

が推定される。これを正確に確認するには今後まだ数多

くの実験を行なってみる必要があるものと思われるが、動水コウ配 i に関するということは断言できるようである。

この主なる理由は泥炭は鉱物質のような個々の粒子からできているのではなく、植物の半ば分解した繊維から成り、一つ一つはきわめて脆弱なものになっているから、透水時の浸透圧力 (Seepage pressure) によって与えられた水頭に対して最大の流量を流しうような間ゲキ形状を作るよう繊維が互いの位置をわずかながら変えるのではないかというように推察される。すなわち全間ゲキ比は一定であっても個々の間ゲキの形が変わると当然透水係数が変わってくる。このとき自然の法則にしたがって最大流量を流すような間ゲキ状態をとりうるものとするれば、与えられた水頭が大なるほどその変わり方が大きくなるということが容易に推定される。このほかに試料中に残存するエントラプト・エヤもこのような現象を助成している。

さらに大なる荷重を加えて繊維をいったん強力におし潰してからこれを取り去り、試料を自由に復元させたときには繊維はさらに一層脆弱化しわずかな浸透圧の変化によってもその状態を変化させるものであるということも推論できるところであり、また実験を繰返すたびに極微細片は漸次移動して間ゲキを埋めて漸次変化していくことも 6.10 に論述した実験例がこれを示している。

6.12 動水コウ配が一定値になる条件

下部のコックを開いて水を排出すれば内外容器中の水位はともに下がるが、内部の水位に比して外部の水位はより多く下るために $H-h$ は段々増してくる。したがって試料を通過する流速は $v_s = k \frac{H-h}{l}$ にしたがって v_s が増加し、このために内部水位の下降速度 $v_1 = \frac{A_s}{A} v_s$ も増加し、どこかで外容器の水位下降速度は $\frac{dH}{dt}$ と内部水位の下降速度の $\frac{dh}{dt}$ とがちょうど等しくなるところが

あるはずである。すなわち、

$$d(H-h) = 0 \quad \text{または} \quad H-h = \text{const.}$$

となる。換言すれば動水コウ配 i は一定値に達する。

ゆえに H と h の値を実測すれば i が一定値に達する時間がわかるはずであるが H と h の同時観測にはポイント・ゲージを2組用意するか、または連続の式を利用して h より H を計算しなければならない。

しかしつぎのように連続の方程式を利用して i が一定値に達したときの条件式を導くこともできる。

一般的に述べると $t=0$ において ΔH なる水位差が存在したときの連続の式は 6.1 の (4) 式に示したように

$$A \cdot h + a \cdot H = V$$

両辺の微分をとれば

$$A \cdot \Delta h + a \cdot \Delta H = \Delta V \tag{6.12.1}$$

i が一定値に達すれば前記のごとく

$$dH = dh$$

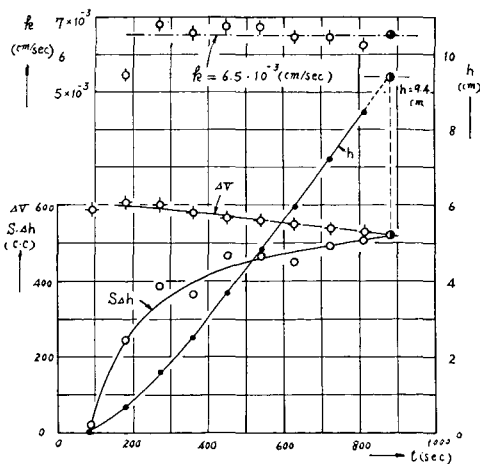
ゆえに (6.12.1) 式は

$$S \cdot \Delta h = \Delta V \tag{6.12.2}$$

著者の用いた寸法の装置で行なった実験には (6.12.2) 式の条件式を満たした観測が得られなかったが、ややこれに近い例として 6.4 の表 6.4.1 および図 6.4.1 の (D.C)-M.M.P.V.N.D 試料 No. 3 の例を上げると 図 6.12.1 に示すように (6.12.2) 式を満たす点は観測範囲内に得られなかったが、一番最後の $t=720$ 秒から $t=810$ 秒においては

$$S \cdot \Delta h = 400 \times (8.45 - 7.18) = 508 \text{ (cc)}, \quad \Delta V = 530 \text{ (cc)}$$

であるから非常に接近している。



(表-6.4.1 より)

図 6.12.1 動水コウ配一定の条件

表 6.12.1 $S=400 \text{ cm}^2$

t (sec)	h (cm)	Δh (cm)	$S \cdot \Delta h$ (cc)	V (cc)	ΔV (cc)	k (cm/sec)
90	0.05	0.05	20	590	590	1.50×10^{-3}
180	0.65	0.60	240	1195	605	5.46×10^{-3}
270	1.61	0.96	386	1795	600	6.81×10^{-3}
360	2.52	0.91	364	2375	580	6.53×10^{-3}
450	3.68	1.16	464	2945	570	6.73×10^{-3}
540	4.85	1.17	468	3505	560	6.72×10^{-3}
630	5.95	1.10	440	4055	550	6.48×10^{-3}
720	7.18	1.23	492	4595	540	6.44×10^{-3}
810	8.45	1.27	508	5125	530	6.22×10^{-3}
880	9.40	0.95	380	5500	375	6.54×10^{-3}

表 6.4.1 より (6.12.1) 式の関係を探るために表 6.12.1 を作る。

図より $S \cdot \Delta h$ 曲線と ΔV 曲線の交点は $t=880$ sec であるから $h=9.40$ cm をうる。また 図 6.4.1 から $V=5500$ cc を知る。念のため調べると $S \cdot \Delta h=380$ cc, $\Delta V=375$ cc でほとんど一致する。

これより

$$\phi = \frac{400 \times 9.4}{5500} = 0.684 \quad G = 3.03$$

$$k = \frac{0.2 \times 380 \times 10}{400} \times \frac{3.03}{880} = 6.54 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)}$$

となり前に定めた平均の k の 6.5×10^{-3} (cm/sec) と一致する。 i が一定になれば、たとえ水面はともに下降しつつあっても定水位透水と全く同一なものと考えられることができる。

VII. 圧密試験による泥炭土の透水係数

7.1 圧密理論とその利用

土壌に力を加えて圧縮すれば間ゲキ中の水は排水させられて間ゲキ比が減少する。単位増加圧力に対する間ゲキ比の減少を圧縮係数 (Coeff. of compressibility) という。

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (\text{cm}^2/\text{gr}) \tag{7.1.1}$$

Δp の増加によって始めの高さ H の試料が ΔH だけ高さを減ずれば間ゲキ率の変化 Δn は図から

$$\Delta n = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e}$$

これより

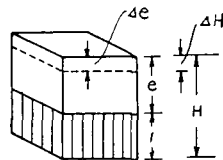


図 7.1.1

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \Delta H \quad (7.1.2)$$

ここに e は始めの間ゲキ比である。

(7.1.1)式と(7.1.2)式より

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{a_v}{1+e} \Delta p = m_v \cdot \Delta p \quad (7.1.3)$$

ここに

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (\text{cm}^2/\text{gr}) \quad (7.1.4)$$

で体積圧縮係数 (Coeff. of volume compressibility) と名付けるものである。

(7.1.1)式と(7.1.4)式によって m_v を見いだす方法を間ゲキ比法 (void ratio method) という。

(7.1.3)式より

$$m_v = \frac{1}{H} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta p} = \frac{\text{単位体積変化}}{\text{増加圧力}} \quad (7.1.5)$$

(7.1.5)式によって圧密試験結果より m_v を見いだす方法を沈下法 (Settlement method) という。

圧密理論は Terzaghi によって提案され、現在実地に広く利用されている。

圧密しつつある試料中の表面から z において厚さ dz の層が Δp なる圧力を受けると $\Delta p = \Delta \bar{p} + u$ の状態を現出する。ここに $\Delta \bar{p}$ は有効圧力で u は過剰水圧である。

Darcy の法則と(7.1.5)式の関係から

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7.1.6)$$

なる基本方程式をうる。

ここに

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (\text{cm}^2/\text{sec}) \quad (7.1.7)$$

で圧密係数 (Coeff. of consolidation) という。

(7.1.7)式中、 k は透水係数、 γ_w は水の単重である。

(7.1.6)式において u を温度、 C_v を温度伝導率と考えると、これは熱伝導の基本式と同一である。

境界条件としては

(1) 完全な排水が境界で行なわれる

$$z=0 \text{ および } z=2H \text{ において } u=0$$

(2) 初めの過剰圧力が与えられる。 $t=0$ のとき $u=u_i$

上の境界条件で解けば

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}\right) \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \quad (7.1.8)$$

各 z の圧密度の層全体の平均を用い、これを U とおけば

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left[\varepsilon^{-\frac{\pi^2}{4} T} + \frac{1}{9} \varepsilon^{-\frac{9\pi^2}{4} T} + \frac{1}{25} \varepsilon^{-\frac{25\pi^2}{4} T} + \dots \right] \quad (7.1.9)$$

ここに ε は自然対数の基数、また

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (7.1.10)$$

この T を時間係数 (Time factor) という。

圧密試験によって m_v と C_v とを見いだせば(7.1.7)式より透水係数は

$$k = \gamma_w m_v C_v \quad (7.1.11)$$

によって求めることができる。

(7.1.9)式によって T が与えられれば U が計算できる。初期条件を頂部透水性、底部不透水性とし、短形状分布圧密荷重を受けた場合の T と U との関係は表 7.1.1 のようである。

表 7.1.1 を U を横軸に、 T を縦軸にとれば図 7.1.2 における $U-T$ 曲線となる。しかるに縦軸に \sqrt{T} をとって表示すれば $U-\sqrt{T}$ curve となる。これによれば $U=50\sim 60$ (%) までは直線を示す。

与えられた試料について圧密試験と理論的時間圧密曲

表 7.1.1 圧密度 U と時間係数 T
(長形状圧力分布)

U	T	\sqrt{T}	U	T	\sqrt{T}
0.1	0.008	0.089	0.6	0.287	0.536
0.2	0.031	0.176	0.7	0.403	0.635
0.3	0.071	0.267	0.8	0.567	0.735
0.4	0.126	0.355	0.9	0.848	0.921
0.5	0.197	0.444	—	—	—

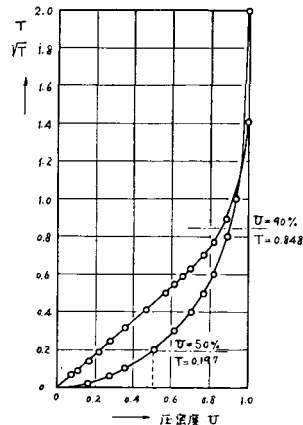


図 7.1.2

線 (Theoretical time-consolidation curve) とを比較してみるとその形が非常によく類似している。しかし時間の縮尺をそのままにとれば不利であるので時間縮尺を適当に変形する。それには代表的な方法としてつぎの2法がある。

一つは \sqrt{t} を時間を表わす横座標にとり、他は $\log t$ を用いるのである。このようにすれば土が有する圧密現象の特性をうまく表示することができる。この性質を生かして実験結果を図示し、理論との類似点を利用して圧密係数 C_v を決定する方法を fitting method という。

(1) \sqrt{t} 法 (Square root of time fitting method)

時間 t (分) を横軸にとり、圧密沈下量を縦軸にとれば図 7.1.3 のようになる。これと図 7.1.2 の $U-\sqrt{T}$ 曲線とを比べてみると非常によく類似しており、かつ $U=50\sim60\%$ までは直線状になる。つぎに圧密度 90% の点と原点とを結ぶ直線の縦距はこの直線部の各縦距の 1.15 倍になる。この性質を利用して実験によって得られた圧密曲線の 90% 圧密の点 P を決めることができるが、この方法は Taylor によって提案されたもので \sqrt{t} 法と名付けた。

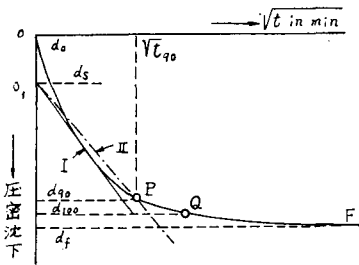


図 7.1.3 \sqrt{t} 法

そこで図 7.1.3 において曲線の始めの部分の直線部を延長して $\sqrt{t}=0$ の縦軸に交らしめ、 O_1 を定める。この点の圧縮沈下量を d_s とする。直線 I の横距の 1.15 倍の横距を有する O, P なる II 線を引けば点 P が決定し、 $\sqrt{t_{90}}$ が定まる。

一般に d_s 点は圧縮沈下量 0 なる d_0 点より下になる。この差異は荷重を加えると同時に土中に含まれている気体の脱出が起るといふこともその理由の一つになっている。

図の d_s 点を修正 0 点 (Corrected zero point) と呼び、この点に到達する前の圧縮を初期圧縮 (initial compression) という。

図 7.1.2 より

$$T_{90} = 0.848$$

これを (7.1.10) 式に入れると

$$C_v = \frac{0.848H^2}{t_{90}} \tag{7.1.12}$$

標準の圧密試験では試料の上下両面から排水ができるようになっているから、 H としては試料の平均高さの半分の値を用いる。

$\sqrt{t_{90}}$ に相当する P 点の読みを d_{90} とすれば、圧密度 100% の圧縮沈下量の単位は

$$d_{100} = d_s + \frac{10}{9}(d_{90} - d_s) \tag{7.1.13}$$

d_s から始まって d_{100} に至る圧密過程を 1 次圧密 (Primary compression) と呼び理論に一致する領域である。

標準の圧密試験ではある大きさの荷重増加に対して 24 時間その載荷状態を継続する。24 時間をもってその増加荷重に対して圧密が完了したものと考えてよい。24 時間経過後の沈下量を d_f とする。 d_0 から d_f に至る圧密を全圧密といい、全圧密に対する 1 次圧密の比 r を 1 次圧密比 (Primary compression ratio) という。

$$r = \frac{d_{100} - d_s}{d_f - d_0} \tag{7.1.14}$$

d_{100} から d_f に至る理論と合わない部分を 2 次圧密 (Secondary compression) という。

(2) Log t 法 (Lagurithm of time fitting method)

表 7.1.1 の U を $\log T$ についてプロットすれば、図 7.1.14 のような図ができる。この曲線は途中で反曲し接線部を有する。この接線を延長し $\log T$ を表わす $U=1.0$ を通る横軸との交点を求めれば $\log T=1.0$ をうる。そこで A. Casagrande は実験によって得られた曲線において図 7.1.5 にみるように 2 本の接線の交点をもって 1 次圧密 100% の点とするということを提案した。

つぎに $\log T$ について描かれた理論曲線の始めの部分は放物線に近いものであって 1:4 の比になっている。 $t_1:t_2$ に応ずる縦距差を t_1 側のま upper とすれば、それは $U=0$ の点になるという性質を利用して実験曲線について修正零点 d_s を定めることができる。かくして d_s と

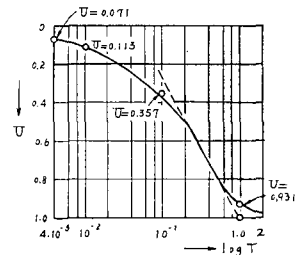


図 7.1.4 理論圧密度

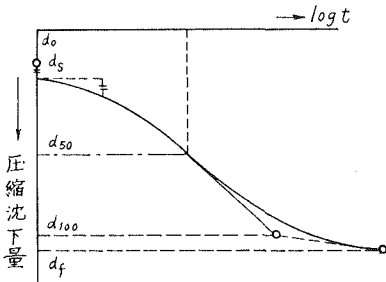


図 7.1.5 log t 法

d_{100} の点が決ると d_{50} の点が決定する。これに応ずる t を t_{50} とすれば

$$C_v = \frac{T_{50} \cdot H^2}{t_{50}} \quad (7.1.15)$$

しかるに図 7.1.2 より

$$T_{50} = 0.197$$

ゆえに

$$C_v = \frac{0.197 \cdot H}{t_{50}} \quad (7.1.16)$$

以上二つの方法は一般にはよく一致する。

\sqrt{t} 法によれば直線部分が判然としないときには log t 法でよい結果が得られることがあり、反対に大きな 2 次圧密を有し、log t 法では圧密 100% の点をはっきりしないようなときには \sqrt{t} 法がよい結果を示すことがある。

7.2 泥炭用圧密試験機の試作

泥炭土を普通の鉱物質土壌に比べて圧密に関して非常に異なる点をあげると、第一に圧縮量が非常に大きいこと、第二に均質性に欠けること、第三に成層状をなすこと、第四に初期圧縮量が大きいこと、第五に 2 次圧密が大きいことなどである。

第一の条件を克服するためには試料としてなるべく大きいものを用いなければならない。第二の条件に備えて試料の高さを大きくしなければならないとともに、圧縮力が試料を入れるコンテナ (container) 中において正しく鉛直に作用し、かつなめらかに動かなければならないということである。

この二つの要求を満すためには市販の圧密試験機はきわめて不備であるので、著者はとくに泥炭土用に圧密試験機を様に試作し、それぞれ北大農土 I 型および同 II 型と呼んでいる。

試料寸法はともに直径 10 cm、高さ 4 cm のものを用いることとした。I 型は上と下とに二つの円弧を応用し、その接線の方向は常に鉛直になるということを利用し

た。この目的のために鋼帯を用いた。図 7.2.1 および写真 7.2.1 がこれである。

泥炭地における圧密に関する諸問題に現われる荷重に対してはこの型で十分と思われるが、鋼帯は厚さの関係で荷重の大きさに限度があり制約をうけるので、もしこの試験機を相当大きな荷重状態にも利用しようとするれば無理がかかるので著者はさらに II 型を考案設計した。

これは図 7.2.2 および写真にみるように、ヒンジを普通の試験機に比し 1 個多くし、かつ圧縮軸を支える両側のフレームとなっているロッドが 4 個のローラーの間を

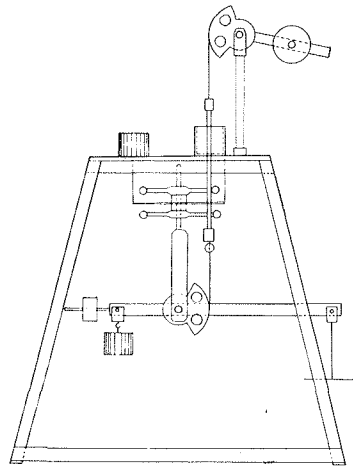


図 7.2.1 泥炭土試料用圧密試験機 (北大農土 I 型)

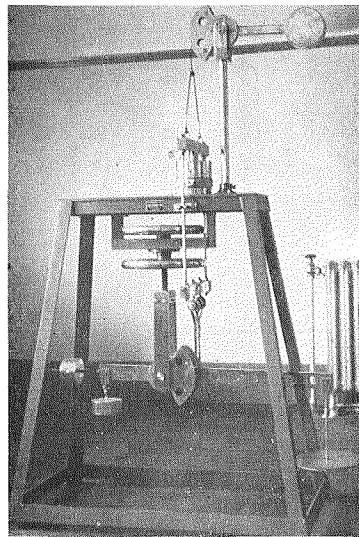


写真 7.2.1 北大農土 I 型

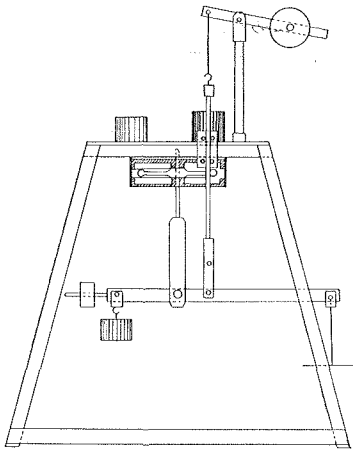


図 7.2.2 泥炭土試料用圧密試験機 (北大農土 II 型)

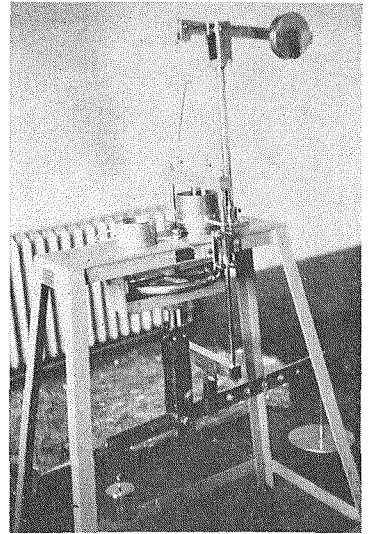


写真 7.2.2 北大農土 II 型

鉛直に動くように工夫したものである。

設計図はぼう大な寸法と枚数を必要とするので省略する。

7.3 泥炭土の圧密試験による透水係数の実測

(1) 幌向晩翠地区泥炭土

幌向映翠地区で採取した乱さない試料を用い、圧密試験を行なった結果を示せば表 7.3.1, 表 7.3.2 のごとくそれぞれの荷重段階における間ゲキ比 e および体積圧

縮係数 m_v を求めた。

表中 $e = w \cdot G = 3.80 \times 1.42 = 5.396$, $w =$ 含水比, $G =$ 比重, $\Delta e = \frac{1+e}{H} \Delta H = 3.90 \Delta H$, $e_1 = e_2 - \Delta e$, $\bar{e} = \frac{1}{2}(e_1 + e_2)$,

$m_v = \frac{a}{1+\bar{e}}$ である。

図 7.3.1 および 図 7.3.2 の結果を表で示せば表 7.3.3 のようになる。

表 7.3.1 圧密試験 $p-e$ 関係 (試料 No. 1)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	\bar{e}
0	—	—	14.796	4.050	—
0.0637	-0.400	-1.560	13.236	3.650	14.016
0.1273	-0.405	-1.580	11.656	3.245	12.446
0.3185	-0.760	-2.964	8.692	2.485	10.174
0.6365	-0.551	-2.149	6.543	1.934	7.618
1.273	-0.544	-2.122	4.421	1.390	5.482
0	+0.250	+0.9750	5.396	1.640	—

表 7.3.2 圧密試験 $p-m_v$ 関係 (試料 No. 1)

p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	$a = \frac{\Delta e}{\Delta p}$	$1+\bar{e}$	m_v (cm ² /kg)	平均 p (kg/cm ²)	$H = \frac{1}{4} \times (H_1 + H_2)$ (cm)
0~0.0637	0.0637	-1.560	24.49	15.016	1.631	0.0319	1.925
0.0637~0.1273	0.0637	-1.580	24.80	13.446	1.845	0.0956	1.724
0.1273~0.3185	0.1911	-2.964	15.51	11.176	1.388	0.2227	1.433
0.3185~0.6365	0.3180	-2.149	6.758	8.618	0.7841	0.4775	1.105
0.6365~1.273	0.6365	-2.122	3.334	6.482	0.5143	0.9550	0.831

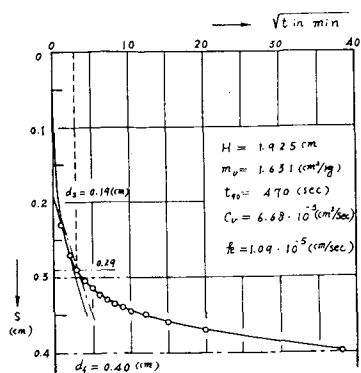


図 7.3.1 (a) 幌向晩翠地区泥炭土 試料 No. 1

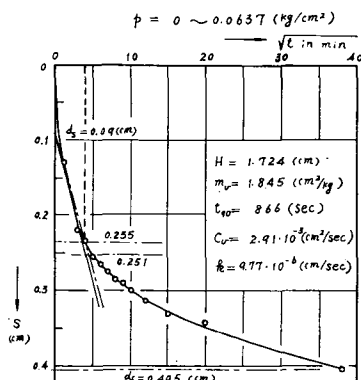


図 7.3.1 (b) $p=0.063\sim 0.1273$ (kg/cm²)

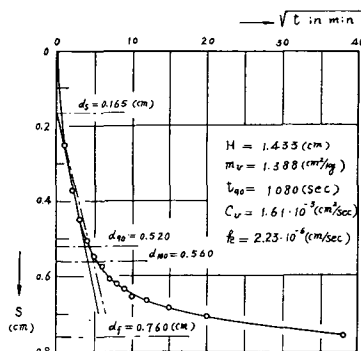


図 7.3.1 (c) $p=0.1273\sim 0.3185$ (kg/cm²)

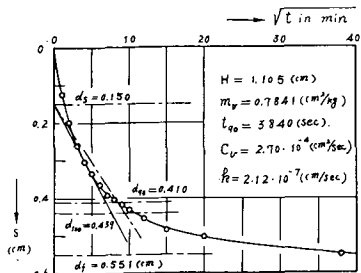


図 7.3.1 (d) $p=0.3185\sim 0.6365$ (kg/cm²)

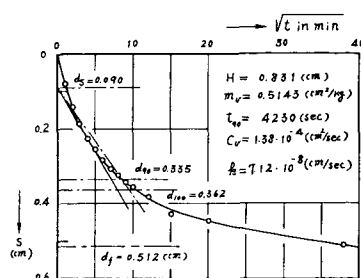


図 7.3.1 (e) $p=0.6365\sim 1.273$ (kg/cm²)

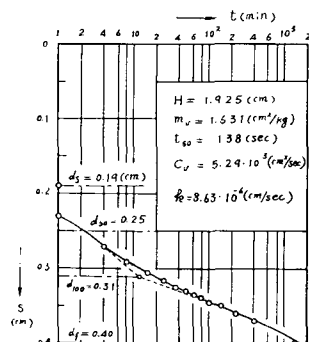


図 7.3.2 (a) $p=0\sim 0.0637$ (kg/cm²) (log t 法)

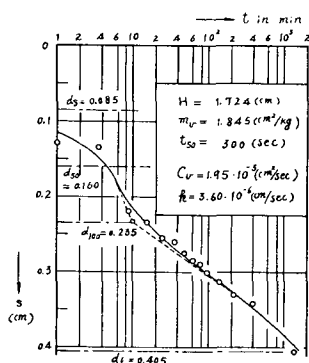


図 7.3.2 (b) $p=0.0637\sim 0.1273$ (kg/cm²)

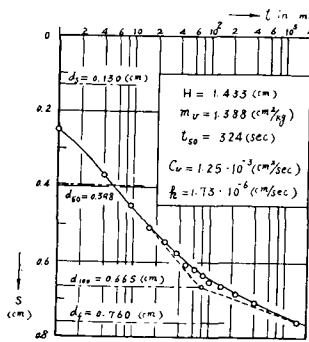


図 7.3.2 (c) $p=0.1273\sim 0.3185$ (kg/cm²)

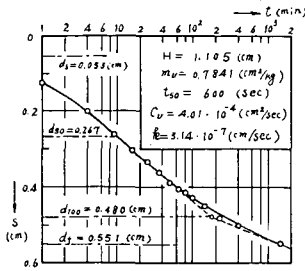


図 7.3.2(d) $p=0.3185\sim 0.6365$ (kg/cm²)

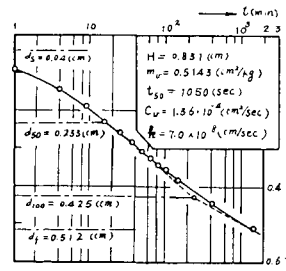


図 7.3.2(e) $p=0.635\sim 1.273$ (kg/cm²)

表 7.3.3 試料 No. 1 における C_v と k の値

方法	\sqrt{t} 法			log t 法			
	平均 p (kg/cm ²)	t_{50} (sec)	C_v (cm ² /sec)	k (cm/sec)	t_{50} (sec)	C_v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
	0.0319	470	6.68×10^{-3}	1.09×10^{-5}	138	5.29×10^{-3}	8.63×10^{-6}
	0.0956	866	2.91×10^{-3}	9.77×10^{-6}	300	1.95×10^{-3}	3.60×10^{-6}
	0.2227	1080	1.61×10^{-3}	2.23×10^{-6}	360	1.25×10^{-3}	1.73×10^{-6}
	0.4775	3840	2.70×10^{-4}	2.12×10^{-7}	600	4.01×10^{-4}	3.14×10^{-7}
	0.9550	4230	1.38×10^{-4}	7.12×10^{-8}	1050	1.36×10^{-4}	7.0×10^{-8}

同様に試料 No. 2 について行なった圧密試験の結果は
表 7.3.4, 表 7.3.5 および表 7.3.6 のようになった。

$$e = w \cdot G = 5.36 \times 1.42 = 7.611$$

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \cdot \Delta H = 4.744 \cdot \Delta H$$

表 7.3.4 $p-e$ 関係 (試料 No. 2)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	\bar{e}
0	—	—	18.216	4.050	—
0.0637	-0.286	-1.357	16.859	3.764	17.538
0.1273	-0.540	-2.562	14.297	3.224	15.578
0.3185	-0.413	-1.960	12.337	2.811	13.317
0.6365	-0.513	-2.434	9.903	2.298	11.120
1.273	-0.588	-2.790	7.113	1.710	8.508
0	+0.105	+0.498	7.611	1.815	—

表 7.3.5 $p-m_v$ 関係 (試料 No. 2)

p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	$a = \frac{\Delta e}{\Delta p}$	$1+e$	m_v (cm/kg ²)	平均 p (kg/cm)	$H = \frac{1}{4} \times (H_1 + H_2)$
0~0.0637	0.0637	-1.357	21.30	18.538	1.1490	0.0319	1.954
0.0627~0.1273	0.0637	-2.562	40.22	16.578	2.4261	0.0956	1.747
0.1273~0.3185	0.1911	-1.960	10.25	14.317	0.7159	0.2229	1.509
0.3185~0.6365	0.3180	-2.434	7.654	12.120	0.6315	0.4775	1.277
0.6365~1.273	0.6365	-2.790	4.383	9.508	0.4610	0.9550	1.002

表 7.3.6 C_v と k の値 (試料 No. 2)

平均 p (kg/cm ²)	\sqrt{t} 法			log t 法		
	t_{90} (sec)	C_v (cm ² /sec)	k (cm/sec)	t_{50} (sec)	C_v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
0.0139	540	6.0×10^{-3}	6.89×10^{-6}	144	5.22×10^{-3}	6.0×10^{-6}
0.0956	1060	2.45×10^{-3}	5.93×10^{-9}	192	3.13×10^{-3}	7.6×10^{-6}
0.2227	—	—	—	—	—	—
0.4775	1160	1.19×10^{-3}	7.52×10^{-7}	390	8.24×10^{-4}	5.2×10^{-7}
0.9550	960	8.87×10^{-4}	4.09×10^{-7}	342	5.8×10^{-4}	2.67×10^{-7}

試料 No. 3 については

比重 $G=1.42$, 含水比 $w=3.734$, $e=3.734 \times 1.42=5.302$

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \cdot \Delta H = 3.747 \Delta H$$

$$a = \Delta e / \Delta p \text{ (cm}^2/\text{kg)}, \quad m_v = \frac{a}{1+e} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$$

表 7.3.7 $p-e$ 関係 (試料 No. 3)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	e
0	—	—	14.175	4.005	—
0.0637	-0.410	-1.536	12.639	3.640	13.407
0.1273	-0.360	-1.349	11.290	3.280	11.950
0.3185	-0.720	-2.698	8.592	2.560	9.941
0.6365	-0.395	-1.480	7.112	2.165	7.852
1.273	-0.570	-2.136	4.976	1.595	6.044
0	+0.087	+0.326	5.302	1.682	—

表 7.3.8 $p-m_v$ 関係 (試料 No. 3)

p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	a (cm ² /kg)	$1+e$	m_v (cm ² /kg)	平均 p (kg/cm ²)	$H = \frac{1}{4} \times (H_1 + H_2)$
0~0.0637	0.0637	-1.536	24.11	14.407	1.674	0.0319	1.928
0.0637~0.1273	0.0637	-1.349	21.18	12.950	1.635	0.0956	1.730
0.1273~0.3185	0.1911	-2.698	14.12	10.941	1.290	0.2227	1.460
0.3185~0.6365	0.3180	-1.480	4.654	8.852	0.5258	0.4775	1.181
0.6365~1.273	0.6365	-2.136	3.356	7.044	0.4764	0.9550	0.940

表 7.3.9 \sqrt{t} 法による C_v と k

平均 p (kg/cm ²)	H (cm)	t_{90} (sec)	m_v (cm ² /kg)	C_v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
0.0319	1.923	960	1.674	3.27×10^{-3}	5.47×10^{-6}
0.0956	1.730	1162	1.635	2.18×10^{-3}	3.57×10^{-6}
0.2227	1.460	1270	1.290	1.42×10^{-3}	1.84×10^{-6}
0.4775	1.181	1215	0.5258	9.73×10^{-4}	5.12×10^{-7}
0.9550	0.940	1270	0.4764	5.90×10^{-4}	2.81×10^{-7}

(a) $p-e$ 関係

表7.3.1, 表7.3.4および表7.3.7の p についての e の値を表示すれば表7.3.10のごとくなる。

p を対数軸にとり e を普通座標で表示すれば図7.3.3をうる。

表 7.3.10 $p-e$ 関係

p (kg/cm ²)		0	0.0637	0.1273	0.3185	0.6365	1.273
試料	1	14.796	13.236	11.656	8.692	6.543	4.421
	2	18.216	16.859	14.297	12.337	9.903	7.113
	3	14.175	12.639	11.290	8.592	7.112	4.976
平	均	15.73	14.24	12.41	9.87	7.85	5.50

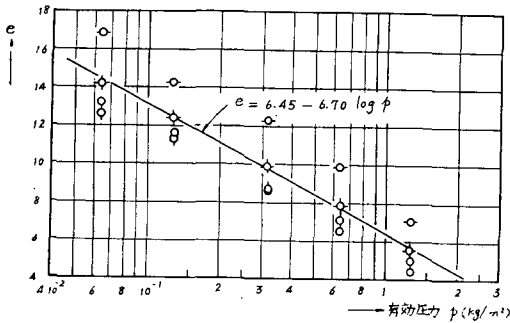


図 7.3.3 幌向晩翠地区泥炭土圧密試験 $\log p-e$ 曲線

この結果, 平均値は

$$e = 6.45 - 6.70 \log p \quad (7.3.1)$$

(b) $p-m_v$ 関係

これを図に描いたものが図7.3.4である。

表 7.3.11 $p-m_v$ 関係

p (kg/cm ²)		0.0319	0.0956	0.2227	0.4775	0.9550
試料	1	1.631	1.845	1.388	0.7841	0.5143
	2	1.149	2.426	0.716	0.6315	0.4610
	3	1.674	1.635	1.290	0.5258	0.4764
平	均	1.485	1.969	1.131	0.647	0.484

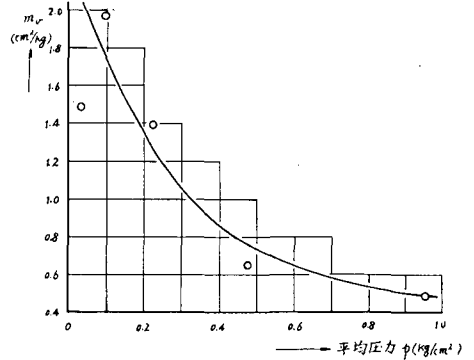


図 7.3.4 $p-m_v$ 曲線 (晩翠泥炭)

表 7.3.12 $p-C_v$ 曲線 \sqrt{t} 法

p (kg/cm ²)		0.0319	0.0956	0.2227	0.4775	0.9550
試料	1	6.68×10^{-3}	2.91×10^{-3}	1.61×10^{-3}	2.70×10^{-4}	1.38×10^{-4}
	2	6.0×10^{-3}	2.45×10^{-3}	—	11.9×10^{-4}	8.87×10^{-4}
	3	3.27×10^{-3}	2.18×10^{-3}	1.42×10^{-3}	9.73×10^{-4}	5.90×10^{-4}
平	均	5.32×10^{-3}	2.51×10^{-3}	1.52×10^{-3}	8.11×10^{-4}	5.38×10^{-4}

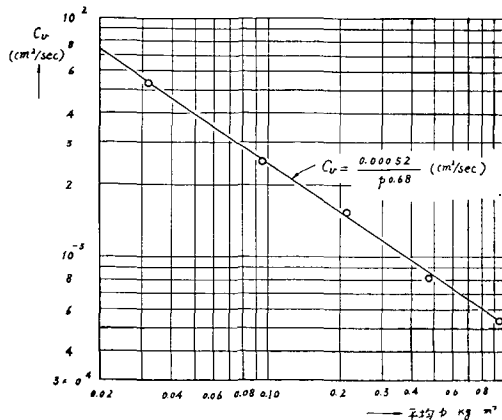


図 7.3.5 $p-C_v$ 曲線 (晩翠泥炭)

(c) $p-C_v$ 曲線

で表わされた。

本試験の結果は圧密係数 C_v は有効平均圧力について

(d) $p-k$ 関係

$$C_v = \frac{0.00052}{p^{0.68}} \text{ (cm}^2\text{/sec)} \quad (7.3.2)$$

表 7.3.13 $p-k$ 曲線 \sqrt{t} 法

p (kg/cm ²)		0.0319	0.0956	0.2227	0.4775	0.9550
試料	1	1.09×10^{-5}	9.77×10^{-6}	2.23×10^{-6}	2.12×10^{-7}	7.12×10^{-8}
	2	6.89×10^{-6}	5.93×10^{-6}	—	7.52×10^{-7}	4.09×10^{-7}
	3	5.47×10^{-6}	3.57×10^{-6}	1.84×10^{-6}	5.12×10^{-7}	2.81×10^{-7}
平均値		7.75×10^{-6}	6.42×10^{-6}	2.04×10^{-6}	4.92×10^{-7}	2.54×10^{-7}

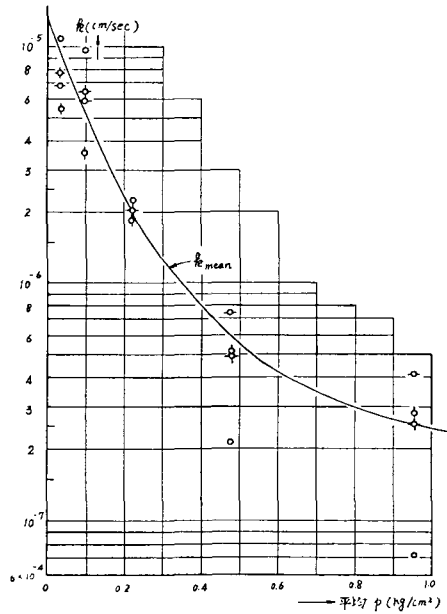


図 7.3.6 $p-k$ 曲線 (晩翠泥炭)

(e) $e-k$ 関係

均については

これを図に描いたものが図 7.3.7 であって、 k は図 7.3.6 にみるように p 圧力の増大につれて減少するが、このことは図 7.3.7 にみるように間ゲキ比の減少につれて対数的減少を示している。映翠の泥炭土の試料の平

$$\log k = 0.21 e - 8 \quad (7.3.3)$$

または

$$k = \exp(0.483 e - 18.4) \quad (7.3.4)$$

表 7.3.14 $e-k$ 関係

e	13.1	11.1	9.9	9.1	7.9	7.1	6.4
k (cm/sec)	5.1×10^{-6}	2.3×10^{-6}	1.2×10^{-6}	7.8×10^{-7}	4.2×10^{-7}	3.0×10^{-7}	2.4×10^{-7}

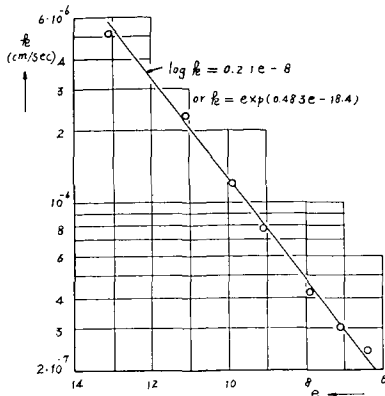


図 7.3.7 e-k 曲線 (晩翠泥炭)

(2) 北見枝幸地区泥炭土

(1) と同様は現地採取の乱さない試料について行なった圧縮試験の結果を示せばつぎのごとくなる (図面の記載省略)。

$$G = 1.578, \quad e = w \cdot G = 4.836 \times 1.578 = 7.631$$

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \Delta H = 4.755 \Delta H$$

表 7.3.15 圧密試験 p-e 関係 (試料 No. 1)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	ε
0	—	—	18.259	4.050	—
0.0637	-0.470	-2.235	16.024	3.580	17.142
0.1273	-0.470	-2.235	13.789	3.110	14.907
0.3185	-0.380	-1.807	11.982	2.730	12.886
0.6365	-0.427	-2.031	9.951	2.303	10.967
1.273	-0.606	-2.881	7.070	1.698	8.511
0	+0.118	0.561	7.631	1.815	—

表 7.3.16 平均有効圧力 p と m_v の関係 (No. 1)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	a = Δe/Δp (cm ² /kg)	1+ε	m _v (cm ² /kg)
0.0319	0.0637	-2.235	35.086	18.142	1.934
0.0956	0.0637	-2.235	35.086	15.907	2.206
0.2227	0.1911	-1.807	9.456	13.886	0.6810
0.4775	0.3180	-2.031	6.387	11.967	0.5337
0.9550	0.6365	-2.881	4.526	9.511	0.4759

表 7.3.21 p-e-k 関係 (試料 No. 2)

p (kg/cm ²)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
e	15.5	13.5	11.9	11.0	9.5	8.4	7.5
k (cm/sec)	1.8×10 ⁻⁵	8.0×10 ⁻⁶	3.8×10 ⁻⁶	2.2×10 ⁻⁶	8.5×10 ⁻⁷	4.4×10 ⁻⁷	2.5×10 ⁻⁷

表 7.3.17 C_v と k (√t 法) (試料 No. 1)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	H = 1/4 × (H ₁ +H ₂) (cm)	t ₉₀ (sec)	C _v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
0.0319	1.908	694	4.45×10 ⁻³	8.60×10 ⁻⁶
0.0956	1.673	960	2.47×10 ⁻³	5.45×10 ⁻⁶
0.2227	1.460	406	4.45×10 ⁻³	3.03×10 ⁻⁶
0.4775	1.285	1058	1.27×10 ⁻³	6.81×10 ⁻⁷
0.9550	1.000	1162	7.30×10 ⁻⁴	3.47×10 ⁻⁷

表 7.3.18 圧密試験 p-e 関係 (試料 No. 2)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	ε
0	—	—	18.992	4.050	—
0.0637	-0.298	-1.471	17.521	3.752	18.257
0.1273	-0.310	-1.530	15.991	3.442	16.756
0.3185	-0.705	-3.479	12.512	2.737	14.252
0.6365	-0.772	-3.811	8.701	1.965	10.607
1.273	-0.589	-2.908	5.793	1.376	7.247
0	+0.256	1.264	7.057	1.632	—

表 7.3.19 平均有効圧力 p と m_v の関係 (試料 No. 2)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	aΔ = e/Δp (cm ² /kg)	1+ε	m _v (cm ² /kg)
0.0319	0.0637	1.471	23.09	19.257	1.199
0.0956	0.0637	1.530	24.02	17.756	1.353
0.2227	0.1911	3.479	18.20	15.252	1.194
0.4775	0.3180	3.811	11.98	11.607	1.033
0.9550	0.6365	2.908	4.57	8.247	0.554

表 7.3.20 C_v と k (√t 法) (試料 No. 2)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	H = 1/4 × (H ₁ +H ₂) (cm)	t ₉₀ (sec)	C _v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
0.0319	1.951	60	5.38×10 ⁻²	6.45×10 ⁻⁵
0.0956	1.799	121	2.27×10 ⁻²	3.07×10 ⁻⁵
0.2227	1.545	86	2.35×10 ⁻²	2.81×10 ⁻⁵
0.4775	1.176	540	2.17×10 ⁻³	2.24×10 ⁻⁶
0.9550	0.835	1058	5.59×10 ⁻⁴	3.10×10 ⁻⁷

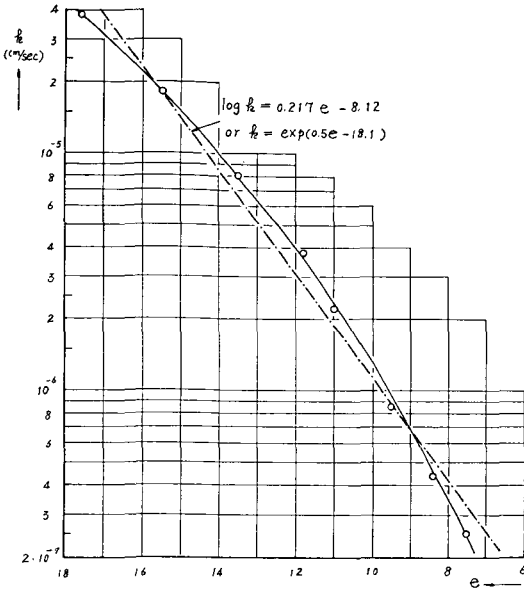


図 7.3.8 e-k 曲線 (北見幸枝泥炭)

試料 No. 2 については

$$G = 1.578, \quad w = 4.472, \quad e = 4.472 \times 1.578 = 7.057,$$

$$\Delta e = \frac{8.057}{1.632} \Delta H = 4.937 \cdot \Delta H$$

p-e 曲線および p-k 曲線を描き、これより p-e-k の関係を示せば表 7.3.21 をうる。

この結果は図 7.3.8 のごとくなり、e の減少につれて k もなめらかな曲線をもって減少する。直線によって近似化すれば

$$\log k = 0.217 e - 8.12 \quad (7.3.5)$$

または

$$k = \exp(0.5e - 18.1) \quad (7.3.6)$$

をうる。

(3) 釧路地区泥炭土

前同様に図面を省略し数値のみを記載する。

表 7.3.22 圧密試験 p-e 関係 (試料 No. 1)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	ē
0	—	—	16.911	4.050	—
0.0637	-0.321	-1.420	15.491	3.729	16.201
0.1273	-0.339	-1.499	13.992	3.390	14.742
0.3185	-0.708	-3.131	10.861	2.682	12.427
0.6365	-0.485	-2.145	8.716	2.197	9.789
1.273	-0.404	-1.787	6.929	1.793	7.823
0	+0.202	+0.8433	7.822	1.995	—

表 7.3.23 平均有効圧力 p と m_v の関係 (試料 No. 1)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	a = Δe/Δp (cm ² /kg)	1+e	m _v (cm ² /kg)
0.0319	0.0637	1.420	22.29	17.20	1.294
0.0956	0.0637	1.499	23.53	15.74	1.495
0.2227	0.1911	3.131	16.38	13.43	1.220
0.4775	0.3180	2.145	6.745	10.79	0.625
0.9550	0.6365	1.787	2.808	8.82	0.318

表 7.3.24 C_v と k (√t 法) (試料 No. 1)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	H = 1/4 × (H ₁ + H ₂)	t ₉₀ (sec)	C _v (cm ² /sec)	k (cm/sec)
0.0319	1.954	735	4.37 × 10 ⁻³	5.66 × 10 ⁻⁶
0.0956	1.780	406	6.62 × 10 ⁻³	9.89 × 10 ⁻⁶
0.2227	1.518	470	4.16 × 10 ⁻³	5.07 × 10 ⁻⁶
0.4775	1.220	540	2.34 × 10 ⁻³	1.46 × 10 ⁻⁶
0.9550	0.998	1815	4.65 × 10 ⁻⁴	1.48 × 10 ⁻⁷

なお本試験では、比重 G = 1.660, 含水比 w = 4.712

$$e = 4.712 \times 1.660 = 7.822$$

$$\Delta e = \frac{1+e}{H} \Delta H = \frac{8.822}{1.995} \Delta H = 4.422 \cdot \Delta H$$

試料 No. 2 に対しては、G = 1.660, w = 4.112

表 7.3.25 圧密試験 p-e 関係 (試料 No. 2)

p (kg/cm ²)	ΔH (cm)	Δe	e	H (cm)	ē
0	—	—	14.926	4.050	—
0.0637	-0.482	-1.895	13.031	3.568	13.979
0.1273	-0.308	-1.211	11.820	3.260	12.426
0.3185	-0.422	-1.660	10.160	2.838	10.990
0.6365	-0.424	-1.667	8.493	2.414	9.327
1.273	-0.515	-2.025	6.468	1.899	7.481
0	+0.091	0.358	6.826	1.990	—

表 7.3.26 平均有効圧力 p と m_v の関係 (試料 No. 2)

平均有効圧力 p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	Δe	a = Δe/Δp (cm ² /kg)	1+e	m _v (cm ² /kg)
0.0319	0.0637	1.895	29.75	14.98	1.986
0.0956	0.0637	1.211	19.01	13.43	1.416
0.2227	0.1911	1.660	8.687	11.99	0.7245
0.4775	0.3180	1.667	5.242	10.33	0.5075
0.9550	0.6365	2.025	3.182	8.481	0.3751

表 7.3.27 C_v と k (\sqrt{t} 法) (試料 No. 2)

平均有効 圧力 p (kg/cm^2)	$H = \frac{1}{4} \times$ $(H_1 + H_2)$	t_{90} (sec)	C_v (cm^2/sec)	k (cm/sec)
0.0319	1.905	735	4.19×10^{-3}	8.32×10^{-6}
0.0956	1.707	406	6.09×10^{-3}	8.62×10^{-6}
0.2227	1.525	540	3.65×10^{-3}	2.65×10^{-6}
0.4775	1.313	540	2.71×10^{-3}	1.38×10^{-6}
0.9550	0.828	968	6.06×10^{-4}	2.27×10^{-7}

$e = 4.112 \times 1.660 = 6.826$

$de = \frac{1+e}{H} \Delta H = \frac{7.826}{1.990} \Delta H = 3.933 \Delta H$

以上2つの試料について p に対して e および k の値を半対数座標でプロットし、これより $p-e-k$ の関係を見ると表 7.3.28のごとくなり、さらにこれをプロットすれば図 7.3.9のごとくなる。

$e-k$ 曲線は北見泥炭では図 7.3.8にみるように半対数座標上、下向きのきわめて緩い曲線を示したが、釧路泥炭では図 7.3.9のごとく相当大きく曲る曲線になった。

これにおいては $p-\log k$ の関係が直線を示し、次式で表わすことができた。

表 7.3.28 $p-e-k$ の関係 (釧路泥炭)

p (kg/cm^2)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
e	13.5	11.7	10.7	9.9	8.7	7.9	7.3
k (cm/sec)	6.7×10^{-6}	4.3×10^{-6}	2.9×10^{-6}	1.9×10^{-6}	8.3×10^{-7}	3.7×10^{-7}	1.6×10^{-7}

これら各地の泥炭土について圧密試験を行なった結果はいずれも類似した特性を示した。透水係数に関する事項のみをとり上げると圧縮を加えないとき $10^{-3}(\text{cm}/\text{sec})$ 級の泥炭土がわずかの荷重による圧密によってきわめて速かに透水係数は減少し、 10^{-6} または 10^{-7} 級に、まれに 10^{-8} 級にも達する。これはも早、よく突き固めたチュウ積粘土とほとんど同一クラスである。このように一般にはきわめて透水性が大きいと思われる泥炭土もその置かれている状態によって全く千差万別であり、実験室で行なった透水係数が $10^{-3}(\text{cm}/\text{sec})$ 級の同一泥炭でも、地面から 1m, 2m またはそれ以下に存在し、しかも附近の排水がよく利いている状態にすれば $10^{-5} \sim 10^{-6}(\text{cm}/\text{sec})$ 級、あるいはそれ以下にもなりうるという理由がおのずから判明する。

VIII. 透水係数よりみた泥炭地排水⁵⁵⁾

(略)

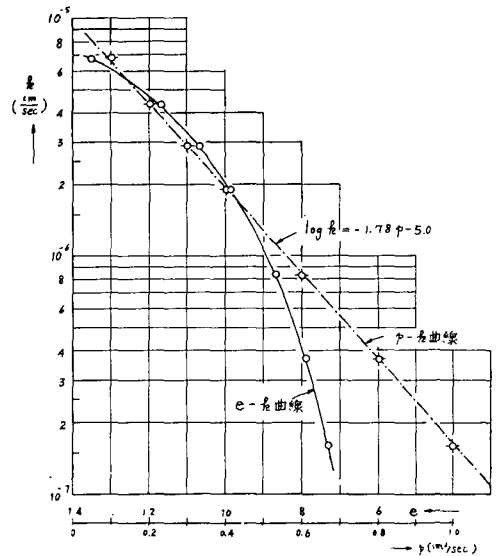


図 7.3.9 $p-k$ および $e-k$ 曲線 (釧路泥炭土)

$\log k = -1.78 p - 5.0$ (7.3.7)

または

$k = \text{exp}(-4.09 p - 11.5)$ (7.3.8)

参考文献

- 1) 秋葉満寿次: 誘導毛管水の研究, 東京大学農学部農業工業研究第一集, 昭和17年.
- 2) 富士岡義一: 土壌の鉛直降下浸透における負圧発生機構に関する研究, 農業土木研究第21巻第6号, 昭和29年3月.
- 3) 富士岡義一: 同上, 農業土木研究第23巻第5号, 昭和30年12月.
- 4) 福田仁志: 土中水蒸気と毛管付着水の移動限界, 応用物理第25巻第12号, 昭和31年12月.
- 5) 船引真吾・青峰重範: 新撰土壌実験法, 養賢堂.
- 6) 本間 仁: 水理学, 丸善, 昭和29年.
- 7) 前川 章: 集水渠, 集水管の湧水量の一解法, 農業土木研究第19巻第4号, 昭和27年5月.
- 8) 美園 繁・寺沢四郎・木下 彰・須藤清次: 火山灰土壌の土壌水分系に関する研究, 農業技術研究所報告B第2号, 昭和28年2月.
- 9) 宮川 勇: 土壌の毛管現象に関する二, 三の考察,

- 北海道土木試験所報告第5号, 昭和24年7月.
- 10) 最上武雄: 土質力学, 岩波全書148, 昭和26年.
- 11) 物部長徳: 水理学, 岩波書店, 昭和26年.
- 12) 長浜謙吾: 暗渠排水の計画, 理工図書, 昭和33年.
- 13) 大島一志: 地下水の水位の変化に基づく水田用水の相対的増減関係とその動態に関する研究.
(I) 農業土木研究, 第21巻第1号, 昭和28年6月.
(II) 農業土木研究, 第21巻第6号, 昭和29年3月.
- 14) 田町正蒼: 集水渠の集水量について, 農業土木学会京都支部講演集第1号, 昭和26年3月.
- 15) 田中宏平: 排水路の近似計算について, 農業土木研究第23巻第3号, 昭和30年9月.
- 16) 田中宏平: 暗渠及び排水路の近似解, 土地改良第5巻第6号, 昭和30年6月.
- 17) 戸刈義次・他: 作物の生理生態, 朝倉書店, 昭和30年.
- 18) 山中金次郎: 理想土壌の毛管性に関する研究, 農業技術研究所報告B第2号, 昭和28年2月.
- 19) 山崎不二夫: 成層土壌の降下浸透に関する研究, 研究の資料と記録第6集, 昭和33年1月.
- 20) 山崎不二夫: 土壌の急降下毛管浸透の負圧について, 農業土木研究第15巻第1号, 昭和18年6月.
- 21) 山崎不二夫: 砂の毛管粒形係数について, 農業土木研究第14巻第2号, 昭和17年8月.
- 22) 山崎不二夫・古屋千住・相馬恒一: 泥炭土の pF 曲線, 農業土木研究第25巻第4号, 昭和32年12月.
- 23) 山本 茂: 湛水地下円筒空間への滲透, 農業土木研究, 第22巻第2号, 昭和29年7月.
- 24) 山本 茂・堂腰 純: ピエゾメータ式泥炭用現地透水計の形状係数について, 農業土木研究第25巻第5号, 昭和33年2月.
- 25) 山本 茂: ピエゾメータ式現地透水計による異方性の取り扱いについて, 農業土木研究第25巻第5号, 昭和33年2月.
- 26) 藤原彰夫・他: ラッセル, 植物生育と土壌, 朝倉書店, 昭和31年.
- 27) 三井進午・他: ライオン, バックマン土壌学, 朝倉書店, 昭和25年.
- 28) 農業土木学会編: 農業土木ハンドブック, 丸善, 昭和32年.
- 29) 東京大学農業工学教室編: 実用農業工学便覧, 朝倉書店, 昭和29年.
- 30) 万能数表編集委員会編: 集成万能数表, 森北出版, 昭和30年.
- 31) 安部清孝: 実用フーリエ級数, 森北出版, 昭和29年.
- 32) 市村三郎・斎藤伝七: 泥炭地と其の農業, 北農会版, 昭和26年.
- 33) 権平・山本・梅田: 豊幌泥炭地の排水路掘削における浮上り等の変形について. 第1報 北海道大学邦文紀要, 第三巻第一号, 昭和33年. 第2報 北海道大学邦文紀要, 第三巻第二号, 昭和34年. 第3報 北海道大学邦文紀要, 第三巻第三号, 昭和35年.
- 34) 権平・山本・梅田: 幌向地区沈下試験報告書, 北海道庁, 昭和34年.
- 35) 佐藤拓次郎・早川康夫: 排水管理による泥炭地作物栽培試験, 北海道開発局土木試験所月報第84号, 昭和35年.
- 36) BAVER, L. D.: Soil Physics, John Wiley & Sons, Inc. 1965.
- 37) BEYERS, H. R.: Synoptic and Aeronautical Meteorology, McGraw-Hill, 1937.
- 38) CAPPER, P. L. and W. F. CASSIE: The Mechanics of Engineering Soils, McGraw-Hill, 1949.
- 39) C. H. M. VAN BAVEL and DON KIRKHAM: Field Measurement of Soil Permeability Using Auger Holes, Soil Science Society of America Proceedings Vol. 13, 1948.
- 40) DAY, P. R. and J. N. LUTHIN: Pressure Distribution in Layered Soils During Continuous Water Flow, Soil Science Society of America Proceedings. Vol. 17, No. 2, April, 1953.
- 41) DON KIRKHAM: Measurement of the Hydraulic Conductivity of Soil in Place. Symposium on Permeability of Soils, STP 163, ASTM, 1954.
- 42) DON KIRKHAM and C. H. M. VAN BAVEL: Theory of Seepage into Auger Holes, Soil Science Society of America Proceedings 1948, Vol. 13.
- 43) DUMM, L. D.: Drain—Spacing Formula.— New Formula for Determining Depth and Spacing of Subsurface Drains in Irrigated Lands, Agricultural Engineering, October, 1954.
- 44) JOHNSON, H. P., R. K. FREVERT and D. D. EVANS: Simplified Procedure for the Measurement and Computation of Soil Permeability Below the Water Table, Agricultural Engineering, May 1952.
- 45) LAMBE, T. W.: Soil Testing for Engineers, John Wiley & Sons, Inc. 1951.
- 46) LUTHIN, J. N. and V. H. SCOTT: Numerical Analysis of Flow Through Aquifers Toward Wells., Agricultural Engineering, May, 1952.
- 47) MAASLAND, M.: Measurement of Hydraulic Conductivity by the Auger Hole Method in Anisotropic Soil, Soil Science, Vol. 81, No. 5, May, 1956.

- 48) MAASLAND, M. and DON KIRKHAM: Theory and Measurement of Anisotropic Air Permeability in Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 19, No. 4, October, 1955.
- 49) MUSKAT, M.: The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media, Edward Inc. 1937.
- 50) SPANGLER, M. G.: Soil Engineering, International Text Book Company, Scranton, 1951.
- 51) SWARTZENDRUBER, D.: Anomalies in Capillary Intake as Explained by Capillary Rise Experiments, Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 20, No. 4, October, 1956.
- 52) TAYLOR, D. W.: Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiles & Sons, Inc. 1954.
- 53) TERZAGHI, K. and R. B. PECK: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc. 1948.
- 54) YEMINGTON, E. G.: A Low-Head Permeameter for Testing Granular Materials, Symposium on Permeability of Soils. STP 163, ASTM, 1954.
- 55) 山本 茂: 透水係数よりみた泥炭地排水, 未発表.

Résumé

The total acreage of peat land is 200,000 hectares in Hokkaido. However, to date, the area of the improved land is only 70,000 hectares and the remainder is in an undeveloped condition.

The peat-bogs situated in the basin of the Ishikari River have a good climate and are convenient to transportation. They were reclaimed a relatively long time ago. Since they are contributing to food production they are now being further improved. However, there are still great areas which should be improved.

In Abashiri, Tokachi, Kitami, Kushiro, Nemuro and Teshio Districts, the agricultural management or the farm policy for the selection of crops, etc. was studied and projects for land development have been partly established, and are in effect.

To bring these lands under cultivation the adequate drainage should be taken up as the problem of first importance. Next, soil dressing and the neutralization of acid soil should be considered.

It is almost impossible to analyse precisely the problem of drainage, because there are many related factors. Moreover, the relationships of their effects are very complex.

One of the most important factors which should

be considered in the planning, design and execution of drainage installations is the fact that soils have different permeabilities according to its kind.

The permeability of soil is represented by the coefficient of permeability.

Published values on the coefficients of permeability of peat soils are very few and they were obtained by the constant head permeability tests in the laboratories. They are useful in providing quantitative information on the degree of the permeabilities of soils, but such data are often different values obtained in-situ.

The author studied the permeability of peat soils in order to obtain values for positions at various depths below the natural ground surface in the undisturbed state of the peat soil layer. Attempts were made to apply these values to the problem of drains under paddy fields and farm lands.

To obtain coefficients of permeability in-situ of undisturbed peat soils, it was thought that the piezometer method was the best and the work concerning this method constituted the principal subject of this study.

As the peat lands have relatively high water tables and are soft, it is possible to drive metal tubes into the soil, if their diameters are relatively small. In this method which was proposed by Don Kirkham and others, a cavity is prepared at the bottom of a tube, but in peat land such a cavity is compressed by the surrounding soil and it becomes smaller in size, consequently very different results were obtained from such observations.

Therefore, author's original idea about this problem is that the perforated inflow portion of the tube-tip should be exactly exposed in its full length in soil until the observation is finished and it is possible to obtain a precise value for the coefficient of permeability.

In use this apparatus proved to be satisfactory. Thus the field permeameter was used in various locations on peat-bogs and precise values for the coefficient of permeability of peat soils were obtained. When the piezometer method is used, its characteristics must be well known in order to find the coefficient of permeability.

Generally speaking, at the initial time of observation a larger value of the coefficient appears and with elapse of time its value decreases. Therefore, the author has offered this explanation and proposes

a reasonable but simple method which gives a value sufficiently accurate for practical purposes.

When observations are carried out by the piezometer method, the specified shape factors which is dependent on the size of perforated inflow portion is used in calculation of the coefficients.

The shape factor of the piezometer was partly found by Spangler, who used the analogy method of electric model experiments, but the results were not applicable to all shapes of the perforated inflow portion of the tip. The present author originally derived the analytical equations required to estimate the value of the shape factor of any piezometer and proved that they coincided with values reported in Spangler's publication. The equation which were derived are applicable to the perforated portion of all sizes of piezometer tubes.

In peat-bogs anisotropic permeability appears. The author studied the treatment of anisotropic permeability in peat soil by the field piezometric tube and derived an original equation which expresses the relation between apparent permeability, equivalent permeability, ratio of horizontal and vertical permeability and the size of perforated inflow portion.

It is possible to find theoretically the anisotropic permeability of such a soil by using two piezometers whose tips are of different sizes.

The coefficient of permeability obtained in peat-bogs decreases with the depth of the point of observation below the ground surface.

Furthermore, for applications to peat soils, the drainage-lag permeameter which was originated by E. G. YEMINGTON was improved. This confirmed

the fact that in peat-bogs the coefficient of permeability decreases with depth of observing position below the ground surface. The equations necessary to estimate their permeability were derived.

Many permeability tests of consolidated peat samples under various pressures were conducted and it was shown that their permeability decreases with increasing pressure. Similarly, by the consolidation tests of peat samples, it was confirmed that the relation of pressures and coefficients of permeability can be expressed by a semilogarithmic equation, and that the coefficients decrease regularly with increasing pressure. Attempts were made to improve the original design. The consolidation machines of two different types for experiments on peat-soil samples were designed by the author.

The flow of ground water into a pipe-drain below a pappy-field in which the pools of water were maintained at a constant depth and the flownet and distribution of velocity of ground water were investigated.

The theoretical curve of ground water between two consecutive drains in a farm coincided with the actual experimental data.

Practical examples concerning the relation between coefficient of permeability and drain-space and related problems concerned with crop-growth are discussed.

As the scope of problems concerning permeability of soils is very wide, the author has also presented in this paper a few additional results of his research related to permeability of soils.