

砂礫層の応力と透水性の連成特性

松本徳久*・山口嘉一**

砂礫層を対象に、現場盛土試験を実施し盛土の進行に伴う透水性の変化と変形を測定した。また、この砂礫層から不攪乱試料を採取して室内圧密・透水試験を実施し、砂礫層の応力および変形と透水性の連成特性を定量的に評価した。得られた結果を用いることで、砂礫層のグラウチングにおける脈状注入による止水メカニズムを説明することができた。さらに、この砂礫層の応力および変形と透水性の連成特性をフィルダム基礎の浸透流制御設計に反映させる手順をとりまとめ、提案した。

Keywords : sand and gravel deposit, deformability, permeability, filldam

1. はじめに

土であれ岩盤であれ、地盤は一般に透水媒体である。地盤内の水は、土や岩盤内の空隙に存在し、ポテンシャルに差がある場合には、浸透水として空隙を介して移動する。そのため、浸透のしやすさは、空隙の特性に依存し、巨視的にはダルシー (Darcy) の提案する透水係数によって評価できるものと考えられる。

一方、地盤上に構造物を建設したり、地盤を掘削すると、地盤中の応力が変化し、この応力の変化が地盤内の空隙に変化をもたらす。その結果、透水性にも変化を与えるはずである^{1),2)}。著者らは、このような観点から、フィルダム堤体の盛立に伴う地盤の変形 (応力変化による) と透水性の変化の連成関係についての一連の実測を実施した。その結果、岩盤の変形係数が $10\,000\text{ kgf/cm}^2$ (980 MPa) 程度以下で初期透水性がある程度大きい場合には、堤体盛土により透水性が低減する効果が高いという知見を得るとともに、これを説明する岩盤透水モデルも提案した³⁾⁻⁹⁾。さらに、この盛土効果を考慮した軟岩等の強度の小さいダム基礎の浸透流制御法の提案も行った^{10), 11)}。ここに示すような地盤の応力と透水性の連成特性を正確に把握し、最近その進展が目覚ましい数値計算技法と組合せることにより、合理的な設計が可能になる分野は、ダムのみならず、斜面、トンネル、放射性および有毒産業廃棄物の地下処分、石油の地下備蓄などと非常に広範にわたる。

さて、地盤を固結した岩盤と未固結の土や砂礫層に分けると、岩盤内の空隙は主として割れ目であるのに対して、未固結地盤の空隙は粒子間隙が主体をなす。よって、

応力と透水性の連成特性も、岩盤と未固結地盤では異なると予測される。そこで今回は、著者らの今までの挙動観測の対象であった岩盤ではなく、未固結地盤である砂礫層の応力と透水性の連成特性解明のために、砂礫地盤での盛土・透水試験および現場から採取した不攪乱試料に対する室内圧密・透水試験を実施した。砂礫層は、第四紀の地層のかかなりの部分を占めるとともに、平野部や扇状地などの社会活動の活発な地域に分布している。また、近年、良好な岩盤のダムサイトのかかなりのが開発され、今後砂礫層でのダム建設も多くなろうとしている。よって、砂礫層の応力と透水性の連成特性の解明は工学的に意義の大きい課題である。

2. 現場盛土試験

(1) 試験地点の地質と砂礫層の物性

砂礫層の応力あるいは変形と透水性の連成特性を解明するために、砂礫層上に試験盛土を実施し、盛土下の砂礫層の変形や透水性などの実測を行った。

試験地点周辺の地質は、図-1 に示すように、基盤をなす古第三紀始新世の砂岩粘板岩互層 (Kalt) と、これを不整合に覆う第四紀更新世の礫層 (砂礫層 (kg)、シルト層 (ks)、シルト混じり礫層 (kgs)、黒色泥層 (kbn)) および完新世の沖積層 (al)、表土および崖錐堆積物 (dt)、等により構成されている。図-1 中の kg (s) は砂礫層 (kg) のうちシルト分が多いものを、ks (g) はシルト層 (ks) のうち小礫を含むものを示す。

試験の対象としたのは砂礫層 (kg) である (図-1 参照)。この砂礫層 (kg) に設けた立坑から採取した試料に対して実施した物理試験の結果を表-1 に示す。この表より、試験地点の砂礫層 (kg) は、粒度的には砂および礫分が約 90 % を占めることがわかる。乾燥密度は $1.69\sim 1.81\text{ g/cm}^3$ と比較的締まっているが、礫やマトリックス部分はかなり脆い部分もある。また、その透

* 正会員 工博 (財) ダム技術センター首席研究員 (元・建設省土木研究所フィルダム研究室室長) (〒106 港区麻布台 2-4-5)

** 正会員 建設省土木研究所フィルダム研究室研究員

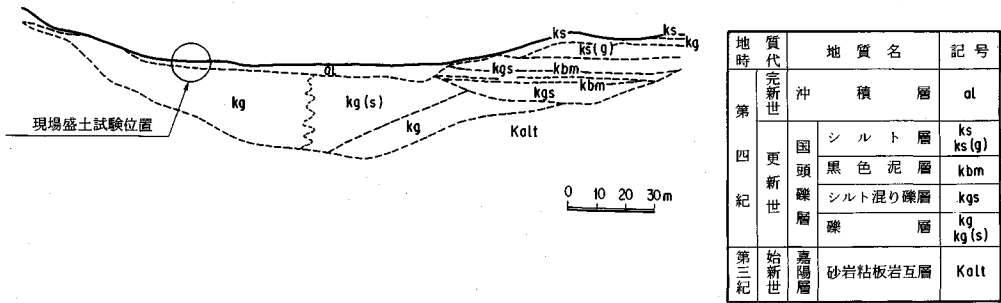


図-1 試験地点の地質断面図

表-1 砂礫層に対する物理試験結果

地表からの深さ (m)	11.5	13.5	15.5	
粒度特性	礫分 (2000 μ m以上) %	75	72	65
	砂分 (74~2000 μ m) %	19	22	25
	シルト分 (5~74 μ m) %	3	3	6
	粘土分 (5 μ m以下) %	3	3	4
	最大粒径 mm	15.0	76.2	76.2
	均等係数 U_c	62	70	149
	曲率係数 U_c'	1.6	1.9	1.6
自然状態	含水比 w %	13.0	12.5	13.0
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.69	1.74	1.81
	間隙比 e	0.613	0.572	0.507

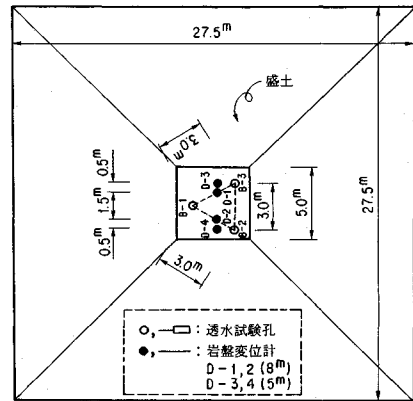
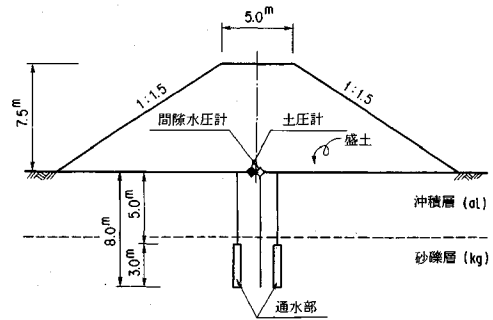


図-2 現場盛土試験状況

水性については、室内、現場透水試験結果よりおおむね 10^{-4} から 10^{-5} cm/s オーダーで、ところにより 10^{-3} cm/s オーダーの高透水部があると評せる¹²⁾。

(2) 試験方法

試験対象の砂礫層上に図-2に示すような高さ7.5mの盛土を実施し、それに伴う砂礫層の変形、透水性の変化等の計測を実施した。盛土高が7.5mに達した後、これを除去したが、この際の砂礫層の変形と透水性の実測も行った。

盛土に伴う砂礫層の変形は岩盤変位計を盛土中心部付近の2か所に設置して測定した。ただし、図-2に示すように盛土を砂礫層を覆う沖積層上から実施するため、ほぼ同一箇所に測定ロッド長が5mと8mの岩盤変位計を2本1組で設置し、砂礫層に設けられる透水試験区間の変位測定を目指した。

透水試験孔は孔径66mmのボーリングにより盛土中心部に3孔掘削し、透水試験は地表からの深さが5mから8mの3mの区間を対象に実施した。試験方法はルジオンテスト技術指針・同解説¹³⁾に準拠し、注水は地表より2mごとに10mの高さまでに越流口を有する5つのタンクからの静水頭を利用して行った。また、試験実施時期は、盛土前、盛土高2.5m、5.0m、7.5m時、変位収束時、盛土除去直後および変位収束時の7回とした(図-3参照)。

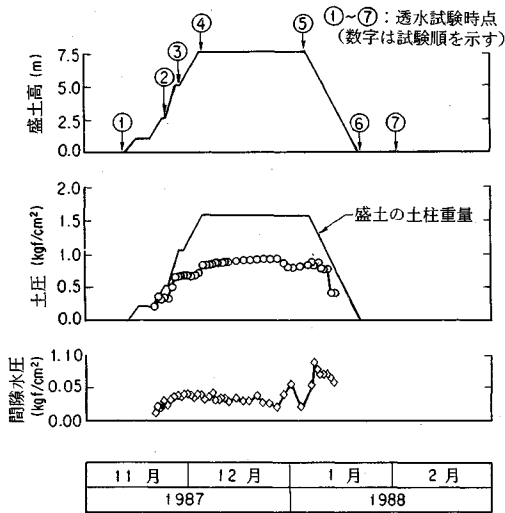
砂礫層の変位、透水性の実測のほか盛土による土圧、盛土中の間隙水圧の測定も実施した。さらに、盛土の土柱重量と土圧の関係をj知るため、盛土高2.5m、5.0m、7.5m時にそれぞれ3か所で砂置換法による現場密度試験を実施した。なお、密度試験孔の寸法は、ほぼ直径30cm、深さ30cmとした。

3. 現場試験結果

(1) 土圧、間隙水圧および変形測定結果

盛土高および盛土下面の土圧、間隙水圧の経時変化を図-3に示す。なお、変位測定に関しては、精度上の問題があったため、ここでは記述しないこととする。

まず、土圧と盛土の土柱重量((盛土の単位体積重量)



注) $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ 。

図-3 盛土高、土圧および間隙水圧の経時変化

×(盛土高)の関係をみよう。土柱重量を算出する際に必要な盛土の単位体積重量に、現場密度試験から得られた平均湿潤密度 2.09 g/cm^3 (平均含水比 15.5%, 平均乾燥密度 1.81 g/cm^3) を用いると、盛土が 2~3 m までは両者は比較的一致しているが、それ以後は土圧の方が土柱重量に比して徐々に小さくなり、盛土高 7.5 m 時点では土圧と土柱重量の比は 0.6 程度にまで減少している。これは、盛土の平面断面が図-2 に示すように高さ方向に減少するのが一因と考える。

間隙水圧は、盛土初期は盛土高に応じて大きくなる傾向を示しているものの、その後は $0.03 \sim 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.9 \sim 4.9 \text{ kPa}$) の間の比較的小さい値でほぼ一定している。

(2) 透水試験結果

各盛土段階で 3 孔の試験孔において実施した透水試験(ルジオンテスト)より求めたルジオン値を図-4 に、また試験孔ごとの有効注入圧力 p (kgf/cm^2) と試験孔長 1 m 当たりの注入量 q (l/min/m) の関係を示す曲線(以下、 p - q 曲線と呼ぶ)を図-5 に示す。なお、B-2 孔においては、5 m から 7.5 m までの盛土時に注水管が破損したため、4, 5 回目の透水試験が実施できず、盛土除去後注水管を修復して試験を再開した。また、 p - q 曲線からルジオン値を求めるにあたっては、以下の考えに従った。昇圧、降圧段階でほぼ同一経路をたどり、かつ直線形状を示す p - q 曲線については、ルジオンテスト技術指針¹³⁾に従い、昇圧時の直線部分を延長してルジオン値を求めた。昇圧、降圧段階で比較的大きいヒステリシスループを描く、B-1 孔の 1, 2 回目および B-2 孔の 1 回目の試験の p - q 曲線については昇圧、降圧の両段階の直線部分を延長して求まる換算ルジオン値の平均をル

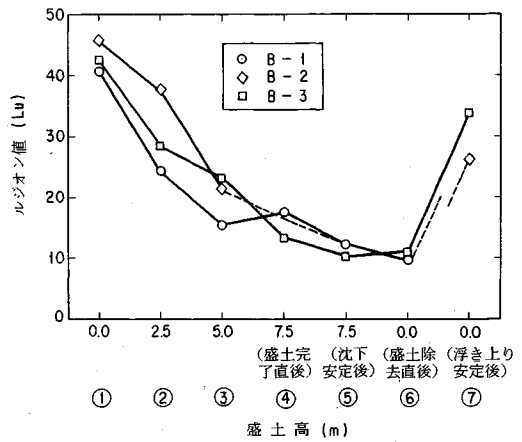


図-4 透水性の変化

ジオン値とした。 p - q 曲線の形状に異常があると判断した B-1 孔の 7 回目および B-2 孔の 6 回目の試験については、あえてルジオン値を求めなかった。

図-4, 5 より以下のことがわかる。

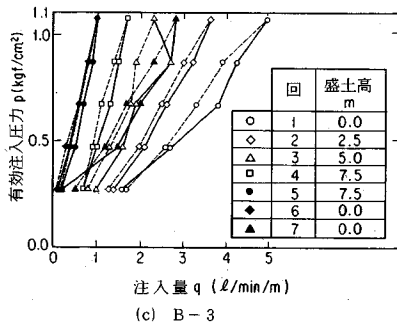
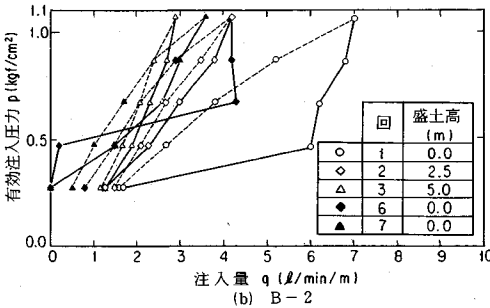
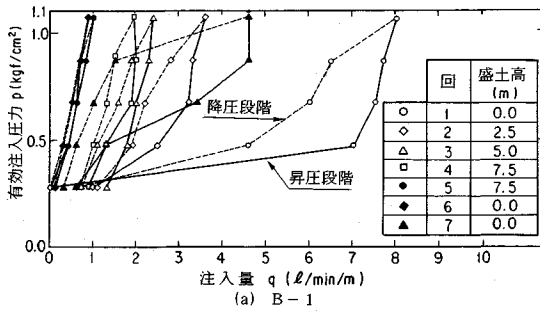
- ① 盛土前の砂礫層の透水性は 40 Lu 程度であり、本試験地点の砂礫層の平均的な透水性を示している。
- ② 盛土によりルジオン値は低減し、盛土高 7.5 m 時には 10 Lu 程度にまで低減している。
- ③ 盛土高 7.5 m での放置によって透水性はやや減少しているが、大きな変化ではなく、クリープ変形があまり大きくなかったことと対応している。
- ④ 盛土除去直後の透水性は、盛土高 7.5 m のそれとほぼ同様である。しかし、その後の放置により透水性はかなり増加している。
- ⑤ 図-5 に示す p - q 曲線の形状に着目すると、盛土前には変形性の大きい地盤の浅部での試験結果でよくみられるように昇圧段階では下に凸の降圧段階は逆に上に凸の曲線となるためヒステリシスループを描いていたもの¹⁴⁾が、盛土が進むと昇降圧段階でほぼ同一経路を通る直線形状に近づいていっている。

以上をまとめると、初期状態で 40 Lu 程度の透水性を有する砂礫層が高さ 7.5 m の盛土によりその透水性が 10 Lu 程度にまで低下し、その後の盛土除去によりかなり透水性が増加したということになる。

4. 砂礫層の変形あるいは応力と透水性の連成特性

(1) 砂礫層の変形、応力の推定

本研究では砂礫層に発生する変形あるいは応力と透水性の連成特性を把握することを目指している。しかし、今回の盛土試験においては、変形計測の精度に問題があ



注) 1 kgf/cm² = 98 kPa。

図-5 p-q 曲線

り、応力についても地表面での測定であるため透水試験区間での増分を知るには至らない。そこでここでは、透水試験区間で生じた応力変化やひずみを把握するために若干の考察を加える。すなわち、基礎地盤を弾性体とみなしたうえで、図-2に示す形状の盛土を行った場合に透水試験実施区間に発生する変位、応力を算定する。

まず、図-6に示す正方形分布荷重を弾性地盤に載荷した場合に荷重中心において発生するz(鉛直)方向の変位 $w(a, t, z)$ と応力 $\sigma_z(a, t, z)$ は次式により求めることができる¹⁵⁾。なお、 w は浮き上がり方向が、 σ_z は圧縮が正である。

$$w(a, t, z) = -\frac{2\alpha\gamma_t t(1-\nu^2)}{\pi E} \times \left\{ 2\ln \left(\frac{\sqrt{2+n^2}+1}{\sqrt{2+n^2}-1} \right) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} n \tan^{-1} \frac{1}{n\sqrt{2+n^2}} \right\} \dots (1)$$

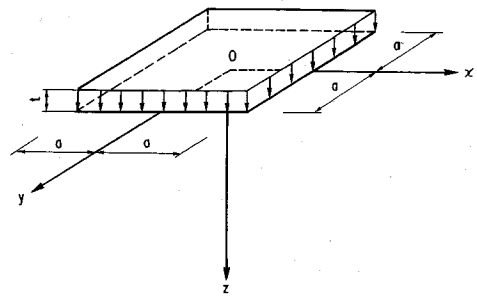


図-6 長方形分布荷重

$$\sigma_z(a, t, z) = \frac{2\alpha\gamma_t t}{\pi} \left\{ \frac{2n}{(1+n^2)\sqrt{2+n^2}} + \sin^{-1} \frac{1}{1+n^2} \right\} \dots (2)$$

$$n = z/a \dots (3)$$

ここに、 E 、 ν はそれぞれ弾性基礎の係数とポアソン比であり、 γ_t 、 t はそれぞれ盛土の単位体積重量と盛土厚を表す。

次に、今回の盛土を厚さ Δt の正方形分布荷重の重ね合せとみなすと、盛土によるz方向変位 $\bar{w}(z)$ と応力 $\bar{\sigma}_z(z)$ は次式で求めることができる。

$$\bar{w}(z) = \sum_{i=1}^m w_i(\bar{a}, \Delta t, z) \dots (4)$$

$$\bar{\sigma}_z(z) = \sum_{i=1}^m \sigma_{zi}(\bar{a}, \Delta t, z) \dots (5)$$

ここに、 m は盛土分割数、 w_i 、 σ_{zi} はi層目荷重によるz方向変位と応力である。また、 $\bar{a} = 13.75 - 1.5(i - 0.5)\Delta t$ (m) である。

いま、変位、応力の算定に際し、盛土の単位体積重量には現場密度試験結果の2.09 gf/cm³ (20.5 kN/m³) を採用した。砂礫層に対する孔内載荷試験の結果によるとその変形係数は100~300 kgf/cm² (9.8~29.6 MPa) であったが、今回の盛土試験では砂礫層の上に4 m程度の厚さのさらに変形性の小さい沖積層を残しているため、弾性係数としては100 kgf/cm² (9.8 MPa) を採用した。また、ポアソン比には上記変形係数算出に用いた0.3を与えた。このような条件下で、 $\Delta t = 0.1$ mとして算定した透水試験区間部の盛土によるz方向圧縮変形量 ($\bar{w}(z=8\text{ m}) - \bar{w}(z=5\text{ m})$) および区間中央部でのz方向応力増分 $\bar{\sigma}_z(z=6.5\text{ m})$ 等を表-2にまとめて示す。

(2) 現場試験結果への適用

(1) ではモデルを使い、今回実施した盛土により砂礫層内に設けた透水試験区間がどの程度圧縮され、またどの程度の応力増分があったのかを算定した。そこで次に、現場透水試験から得られた透水性の変化と砂礫層の変位および応力増分の関係を取りまとめる。

a) 変位と透水性の関係 いま、平面的には盛土の

表一 応力および変形量の推定値

盛土高 (m)	透水試験区間中央の鉛直方向応力 $\bar{\sigma}_z (z=6.5m)$ (kgf/cm ²)	z=0mからz=5mの間の圧縮変形量 $\bar{w} (z=5m) - \bar{w} (z=0m)$ (mm)	z=0mからz=8mの間の圧縮変形量 $\bar{w} (z=8m) - \bar{w} (z=0m)$ (mm)	透水試験区内の圧縮変位量 $\bar{w} (z=8m) - \bar{w} (z=5m)$ (mm)
2.5	0.48	16.9	28.6	11.7
5.0	0.89	34.6	57.3	22.7
7.5	1.14	52.1	82.1	30.0

注) 1) 1kgf/cm²=98kPa.
2) 変位は圧縮方向を正とする。

表三 e-log k 関係の係数

試験孔 No.	a	b	相関係数
B-1	0.72	0.032	0.937
B-2	0.72	0.034	0.966
B-3	0.70	0.026	0.944
平均	0.71	0.031	0.949

ほぼ中央部に設けられた透水試験区間周辺の砂礫層は、盛土に伴い水平方向には変形が拘束され、鉛直方向のみに変形するものと考えられる。この考えに従い算出した砂礫層の間隙比 e と透水係数 k の関係を盛土段階に着目して図一七に示す。砂礫層の初期間隙比には表一中で試料採取深度が最も今回の透水試験区間深度に近い、深度 11 m 地点での値を採用して 0.613 とした。また、透水試験であるルジオンテストから得られた p - q 曲線の多くは直線形状を示し (図一五参照)、水流状態は層流であると考えられる。そこで、透水係数はダルジー則に基づいて、次式により算出することとした¹⁶⁾。

$$k = \frac{Q}{2\pi l h_0} \ln \frac{l}{r_0} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 k は透水係数である。 r_0 , l はそれぞれ試験孔の半径、試験区間長で、今回の試験ではそれぞれ 3.3 cm, 3 m である。また、 h_0 は有効注入水頭で、 Q はそのときの注入量である。さらに、ルジオン値が有効注入圧力 10 kgf/cm² (980 kPa) 時の試験区間長 1 m 当たりの注入量 (l/min/m) であることを考慮すると、今回の試験においては、透水係数 k とルジオン値 Lu には次式の関係がある。

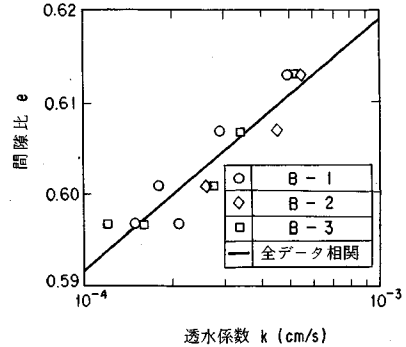
$$k = (1.2 \times 10^{-5}) \times Lu \quad (\text{cm/s}) \dots \dots \dots (7)$$

図一七より砂礫層の e と $\log k$ にはほぼ直線関係があることがわかる。そこで、これらのデータを次式で直線回帰して求める a , b と相関係数を表一三に示す。

$$e = a + b \log k \dots \dots \dots (8)$$

この表より e と $\log k$ の直線回帰の相関性は果たして非常に高く、また両者の関係を示す係数 a , b は 3 孔の試験孔でほぼ同様の値を示しており、本砂礫層の代表的な値と判断できる。砂礫層の弾性係数を 100 kgf/cm² (9.8 MPa) とした場合の a , b の平均値は、それぞれ 0.71, 0.031 であったが、弾性係数を 50 kgf/cm² (4.9 MPa), 200 kgf/cm² (19.6 MPa) とした場合の (a, b) は、それぞれ (0.81, 0.061), (0.66, 0.015) であった。

Lambe ら¹⁷⁾ が種々の土の e と $\log k$ の関係を取りまとめた結果によると、その透水係数が本砂礫層の示す 10^{-3} から 10^{-5} cm/s オーダー程度である砂あるいは砂質土の場合、 e の変化に伴う k の変化の割合を示す係数 b



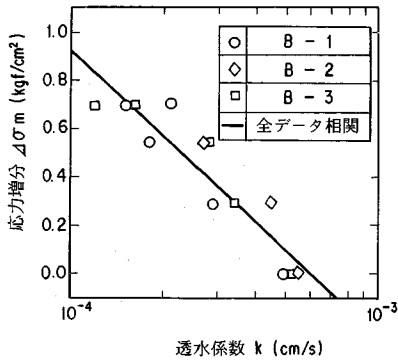
図一七 間隙比と透水係数との関係

は約 0.5 であり、本砂礫層の約 0.031 よりかなり大きい。本砂礫層の弾性係数を 50 kgf/cm² (4.9 MPa) とした場合でも b 値は 0.061 であり、0.5 よりかなり小さい。なお、与える初期間隙比の違いが、今回の試験結果から求める b 値にあまり影響しないことは検証済みである。この b 値が小さいほど e の変化に伴う k の変化の割合が大きく、本砂礫層の透水性変化率は同程度の透水性を有する砂や砂質土のそれぞれを比べて非常に大きいことがわかる。この理由としては、本砂礫層の透水性が土粒子の間隙というよりは亀裂のような卓越した水みちに依存している⁵⁾ ためと考える。

b) 応力と透水性の関係 次に盛土により発生した透水試験区間中央での応力増分と透水性の関係を図一八に示す。なお、図一八中の応力増分 $\Delta\sigma_m$ は、主応力方向を鉛直と水平として、次式で求めた。

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_m &= (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z) / 3 \\ &= \frac{1+2K_0}{3} \Delta\sigma_z = \frac{1+\nu}{3(1-\nu)} \Delta\sigma_z \dots \dots \dots (9) \end{aligned}$$

ここに、 $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$ は x , y , z 方向 (図一六参照) の応力の増分、 $K_0 (= \nu / (1-\nu))$ は静止土圧係数で、 ν はポアソン比で 0.3 を与えた。なお、盛土下面に設置した間隙水圧計によれば、図一三に示したように、その地点で発生した間隙水圧は、0.05 から 0.1 kgf/cm² (4.9 から 9.8 kPa) と土圧に比較してかなり小さい。さらに、試験対象の砂礫層は盛土に比して透水性が大きいので、砂礫層では盛土より発生した間隙水圧はきわめて小さいと推定される。よって、式 (9) から算定できる全応力



注) 1 kgf/cm² = 98 kPa。

図—8 応力増分と透水係数の関係

は有効応力にはほぼ等しいと考える。

図—8 より、 e と $\log k$ と同様 $\Delta\sigma_m$ と $\log k$ にも式 (10) に示す直線関係があるうえ、係数 c 、 d も 3 孔の試験孔からの結果で大きな差がない (表—4 参照)。なお、係数 c 、 d の値は、砂礫層の弾性係数とは無関係である。

$$\Delta\sigma_m = c + d \log k \dots\dots\dots (10)$$

(3) 室内圧密・透水試験

砂礫層の応力あるいは変形と透水性の連成特性をさらに詳しく解明するために室内圧密・透水試験を実施した。試験は、盛土試験現場近くに立坑を掘り、現場透水試験区間に相当する地表から 5~8 m の区間から鉛直、水平の 2 方向の砂礫層の不攪乱試料をそれぞれ 3 本採取し、それを三軸セルの中に入れて実施した。不攪乱試料は、ブロックサンプル法により約 30×30×30 cm 程度の大きさで採取し、室内で整形して供試体とした。供試体寸法は直径 100 mm、高さ 200 mm で、圧密は等方圧密で行い、圧密応力は 0.2、0.5、1.0、2.0、3.0、4.0 kgf/cm² (19.6、49.0、98.0、196、294、392 kPa) の全 6 段階である。各応力段階で圧密が収束するまでの体積変化を測定して間隙比を知るとともに、収束時点で変水位透水試験を実施して透水性を把握した。なお、比較の意味で不攪乱試料とはほぼ同じ密度に締固めた攪乱試料についても同仕様で圧密・透水試験を実施した。試料の最大粒径は不攪乱、攪乱とも 38.1 mm であったことから、各供試体は最大粒径が 15.0~76.2 mm である原地盤 (表—1 参照) に近い粒度構成をなしていたといえる。さらに、本砂礫層の粒度分布範囲はかなり広い (表—1 参照)、供試体中の最大粒径近くの粒径の礫の含有率はさほど高くないと考えられる。したがって、供試体は、原地盤の性状を把握するのにほぼ満足のいく大きさを有していたと考える。

試験結果を供試体間隙比 e と透水係数 $\log k$ の関係でとりまとめたものを表—5 に示す。なお、 $e \sim \log k$ の関係には、図—9 に示すように 1 本の直線で表現できるも

表—4 $\Delta\sigma_m \sim \log k$ 関係の係数

試験孔 No.	c	d	相関係数
B-1	-4.68	-1.42	-0.946
B-2	-5.02	-1.56	-0.954
B-3	-3.59	-1.12	-0.934
平均	-4.43	-1.37	-0.945

のと折線で表現できるものがあり、前者を I 型、後者を II 型と名付けることにした。また、表—5 中の含水比、比重以外の初期値とは、0.2 kgf/cm² (19.6 kPa) という小さい圧力での圧密終了後の値である。表—5 に示した結果より以下のことがわかる。

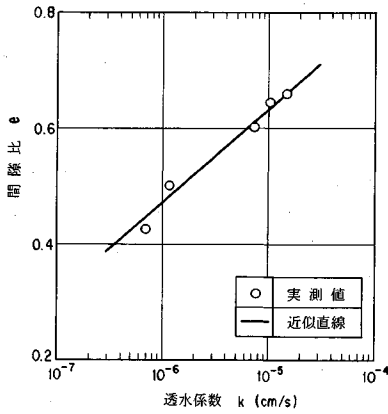
- ① 不攪乱試料の間隙比は 0.58 から 0.68 の範囲にあり、その平均は 0.627 である。4. (2) a) で用いた 0.613 という間隙比は、今回使用した試料のそれに近く、本砂礫層の一般的な値であったといえる。
- ② 不攪乱試料では、その採取方向にかかわらず、初期透水係数が 10^{-4} cm/s オーダーと現場透水試験結果と同程度に比較的大きい場合は II 型の $e \sim \log k$ パターンを示し、 $10^{-6} \sim 10^{-5}$ cm/s オーダーと小さい場合には I 型を示す。攪乱試料は初期透水係数が小さく、すべて I 型であった。
- ③ 攪乱試料も含めて I 型の a 、 b の係数と、II 型の透水性が小さい側の直線の a 、 b はほぼ同程度の値を示している。このうち、透水性の間隙比 e に対する変化率を表す b 値は現場試験結果よりも大きく、I 型程度の透水係数になると圧縮変形に伴い透水性が大きく改善されないものとする。
- ④ II 型の透水性の大きい側の直線の a 、 b の値の平均はそれぞれ 0.79、0.044 である。また、これらの値は、砂礫層の弾性係数を当初推定の 100 kgf/cm² (9.8 MPa) あるいは 50 kgf/cm² (4.9 MPa) として現場盛土試験結果を整理した場合の (a 、 b) の組合せ (0.71, 0.031), (0.81, 0.061) に比較的近い。
- ⑤ 透水性改善の限界を示すと考えられる II 型の折線の交点における透水係数は $2 \sim 3 \times 10^{-5}$ cm/s 以下である。

以上の室内試験結果から、現場盛土試験結果を以下のように解釈することが可能である。すなわち、現場の自然地盤には、不攪乱試料に対する結果にみられるように、応力と透水性の連成特性として、I 型と II 型のものが混在している。初期の透水性が 10^{-4} cm/s オーダーと比較的大きい II 型の特性を示す部分は、亀裂のような卓越した水みちを含んでいると推定される。実際、立坑内の砂礫層断面の観察によると、所々にシルトを多量に含む層が分級堆積しており、この層と礫の多い層との境界にお

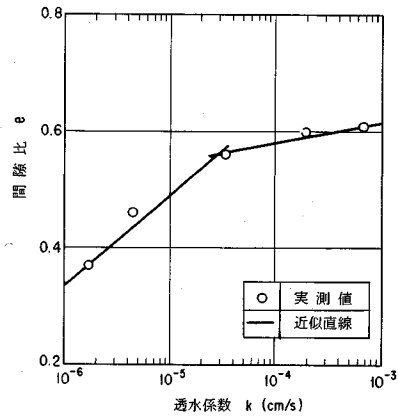
表-5 室内圧密・透水試験結果

種類	試料名	初期状態					透水係数 k (cm/s)	e~logk パターン	圧密透水試験結果			
		湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_s (g/cm ³)	含水比 w (%)	比重 Gs	間隙比 e			係数		交点	
								a	b	k	e	
不	鉛直-1	1.99	1.70	17.2	2.68	0.582	7.8×10^{-6}	I	0.18	1.50	—	—
	水平-1	1.94	1.62	19.9	2.68	0.657	1.5×10^{-5}	I	0.16	1.445	—	—
攪	鉛直-2	1.98	1.70	16.6	2.69	0.581	2.8×10^{-5}	II	0.039 0.32	0.76 2.38	1.9×10^{-6}	0.534
	水平-2	1.91	1.66	14.9	2.68	0.608	6.8×10^{-4}	II	0.038 0.15	0.73 1.23	3.3×10^{-5}	0.561
乱	鉛直-3	1.90	1.80	18.4	2.68	0.675	6.0×10^{-4}	II	0.061 0.25	0.87 1.94	1.7×10^{-6}	0.515
	水平-3	1.89	1.61	17.3	2.68	0.661	6.5×10^{-4}	II	0.037 0.46	0.78 2.78	1.9×10^{-5}	0.609
攪	攪乱-1	1.97	1.66	18.5	2.68	0.615	2.8×10^{-5}	I	0.32	2.06	—	—
	攪乱-2	1.97	1.68	17.1		0.600	5.8×10^{-6}	I	0.29	2.13	—	—
乱	攪乱-3	1.96	1.68	16.9		0.599	1.0×10^{-5}	I	0.26	1.94	—	—

注) 1) a, bは圧縮透水試験結果を式(8)で直線近似した場合の係数である。
 2) パターンIIについては2本の直線で近似した結果を示しており、上段には透水係数が大きい領域の、下段には透水係数の小さい領域の直線の係数値を示すとともに、2本の直線の交点も示してある。



(a) I型 (水平-1)



(b) II型 (水平-2)

図-9 e~log kのパターン分け

いて卓越した湧水を確認している。よって、今回の現場盛土による砂礫層の透水性の低減現象は、盛土によりII型の部分に含まれる水みちが閉塞されたためと理解できる。

また、II型の透水性の大きい部分のa, b値が現場試験結果と比較的一致しているのは、砂礫層中にはI型とII型が混在しているとはいうものの、II型が大勢を占め、マクロな透水性は透水係数の大きいII型によって決定されていると考えられる。さらにこの事実は、地盤の透水問題にとって大きな意味をもつ。すなわち、砂礫層におけるe~log k関係を示すb値が前述のように0.5程度であれば、多くの土木工事における応力変化に対して透水性の変化が少なく、無視してよいことになる。しかし、本砂礫層のようにb値が小さいこともあり得るということは、砂礫層においても応力と透水性の連成を考慮すべき場合があるということである。

今回試験対象とした砂礫層のように、そのe~log k関係にII型を有するという事実は、砂礫層のグラウチングによる止水についての有効性を説明する一助となる。つまり、砂礫層といえども必ずしも均質なわけではないので、グラウトミルクが粒子間隙へ浸透注入されなければ止水効果が上がらないということではなく、卓越した水みちにグラウトミルクが脈状注入された場合でも止水効果はあり、かつ卓越した水みち以外への脈状注入であってもII型の透水特性をもつ砂礫層では、注入脈による圧密で水みちが閉ざされ止水効果が上がる。現実には、この砂礫層では、盛土試験実施後に二重管ダブルパッカ式のセメントグラウチングを実施している。その結果、砂礫層の透水性は、30~40 Luからおおむね10 Lu以下に低下した。さらに、セメントミルクの注入状況を観察すると、主として水平方向への脈状注入であり、潜在的な水みちがセメントミルクで塞がれ、かつ注入に伴う圧

密で間隙が減少し、結果として透水性が低下したことがわかった。

最後に一例として、本砂礫層上に堤高 30 m のフィルダムを築造すると仮定し、そのときの透水性の変化を推定してみる。湛水時の堤体水中重量を 1.1 gf/cm^3 (11 kN/m^3) とすると、グラウチングによる透水性の改善が最も困難な基礎の浅部で、湛水時の浮力を考慮しても 3.3 kgf/cm^2 (320 kPa) の鉛直土圧の増加が望める。次に、基礎を弾性係数 100 kgf/cm^2 (9.8 MPa) の弾性体とみなしたうえで、鉛直、水平が主応力方向で、かつ水平方向の変位がないとすると、この 3.3 kgf/cm^2 (320 kPa) の鉛直応力の増加により基礎浅部には 1.9×10^{-2} の鉛直ひずみが発生する。このひずみ値から間隙比の変化を求め、砂礫層の変形と透水性の連成特性を表す式 (8) と表—3 の a , b の平均値を用いることにより、築堤により砂礫層の透水性が $7.4 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ (5~6 Lu 程度) にまで低減することが推定できる。なお、この透水性は、II 型の透水性改善限界と考えられる $2 \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ よりも大きい。

以上の試算によれば、本砂礫層は堤体の盛土だけで、特別な浸透流制御を施さなくてもフィルダム基礎のカーテングラウチングの改良目標値の上限值である 5 Lu^{18} 程度にまで低減すると推論できる。ただし、この基礎の応力あるいは変形と透水性の連成特性をフィルダムの浸透流制御に導入する際には、基礎の変形性や透水性のばらつきを考慮して従来より少なめのグラウチングや土質ブランケットなどの併用の検討根拠とすることが望ましい。

5. 結 論

本論文においては、砂礫層の応力あるいは変形と透水性の連成特性に関する現場および室内試験結果について述べた。その内容をまとめると以下のとおりである。

(1) 砂礫層を対象に現場盛土試験を実施した結果、40 Lu 程度の初期透水性が 7.5 m の盛土により 10 Lu 程度にまで低減することが判明した。

(2) 現場盛土試験と砂礫層の弾性係数を 100 kgf/cm^2 (9.8 MPa) とした弾性解析の結果から、本砂礫層の変形あるいは応力と透水性の連成特性として次の関係を見出した。

$$\text{(変形)} \quad e = 0.71 + 0.031 \log k$$

$$\text{(応力)} \quad \Delta \sigma_m = -4.43 - 1.37 \log k$$

ここに、 k は cm/s 、 $\Delta \sigma_m$ は kgf/cm^2 単位である。なお、 $e \sim \log k$ 関係については、砂礫層の弾性係数を 50 kgf/cm^2 (4.9 MPa)、 200 kgf/cm^2 (19.6 MPa) とした場合、右辺の係数の組合せ (a, b) は、それぞれ (0.81, 0.061), (0.66, 0.015) であった。

(3) 不攪乱試料に対する室内圧密・透水性結果よ

り、今回の試験対象とした砂礫層は、応力と透水性の連成特性として、亀裂のような卓越した水みちを有しているため初期の透水性は大きいが圧縮変形によりかなり透水性が低減する II 型と、卓越した水みちを有さないため初期の透水性は小さく圧縮変形により透水性がさほど低減しない I 型の 2 通りの性質を有していることがわかった。

(4) 室内試験結果から得られる変形あるいは応力の透水性の連成特性と現場試験結果から得られたそれを比較して、本砂礫層は II 型の特性を有している部分が大勢を占めると推定できた。

(5) 本砂礫層の盛土による透水性低減の限界は、 $2 \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 以下であると推定できた。

(6) 砂礫層でも II 型の透水特性を有していることを知ること、砂礫層のグラウチングは、浸透注入のみならず脈状注入によっても止水効果を上げられる可能性を指摘した。実際、二重管ダブルパッカ式のグラウチングによる脈状注入により本砂礫層の透水性を低減させることができた。

(7) 現場および室内試験結果より、30 m のフィルダムの築造を想定すると、砂礫層の透水性は 40 Lu 程度から湛水後の浮力発生時でも 5~6 Lu 程度にまで改善することがわかり、この事実をフィルダム基礎の浸透流制御に応用することの意義が大きいことを示すことができた。

最後に、現場および室内試験を実施するにあたり、沖繩総合事務局の北部ダム事務所の関係各位には多大なるご協力を賜った。ここに感謝の意を表したい。

参 考 文 献

- 1) Morgenstern, N.R. and Guther, H. : Seepage into an excavation in a medium possessing stress dependent permeability, Proc. Symposium on Percolation through Fissured Rock, 1972.
- 2) Louis, C. : A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses, Imperial College Rock Mechanics Research Report, No.10, pp.1~90, 1969.
- 3) 松本徳久・池田 隆：フィル堤体の盛土に伴うアバットメントの変形と透水性の変化，第 16 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.300~304，1984 年 2 月。
- 4) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴うアバットメントの変形と透水性の変化—片岩の場合—，第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.206~210，1985 年 2 月。
- 5) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化，土木学会論文集，No.370/III-5，pp.281~290，1986 年 6 月。
- 6) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化（その 3），第 18 回岩盤力学に関

- するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.376-380, 1986年2月.
- 7) 松本徳久・山口嘉一: フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化(その4), 第19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.166-170, 1987年2月.
 - 8) 松本徳久・山口嘉一: フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化(その5), 第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.359-363, 1988年2月.
 - 9) 松本徳久・山口嘉一: フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化(その6), 第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.91-95, 1989年2月.
 - 10) 松本徳久・山口嘉一: ダム基礎軟岩の変形性と浸透流制御, 土木技術資料, Vol.28, No.10, pp.33-38, 1986年10月.
 - 11) Matsumoto, N. and Yamaguchi, Y.: Deformation of foundation and change of permeability due to fill placement in embankment dams, Proc. Int. Congr. on Rock Mech., pp.177-200, 1987.
 - 12) 振井茂宏ほか: 第四紀砂礫層におけるグラウト効果の評価について, 第40回建設省技術研究会報告, pp.823-828, 1986年.
 - 13) 建設省河川局開発課監修: ルジオンテスト技術指針・同解説, (財)国土開発技術研究センター, 1984年6月.
 - 14) 山口嘉一・松本徳久: ダム基礎の透水性とルジオン値, 土木学会論文集, No.412/Ⅲ-12, pp.51-60, 1989年12月.
 - 15) 最上武雄: 土質力学, 技報堂出版, pp.240-242, 1969年.
 - 16) Zanger, C. N.: Theory and problems of water percolation, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monographs, No.8, pp.69-71, 1953.
 - 17) Lambe, T. W. and Whitman, R. V.: Soil Mechanics, John Wiley and Sons, p.286, 1969.
 - 16) 建設省河川開発局開発課監修: グラウチング指針・同解説, (財)国土開発技術研究センター, pp.50-51, 1983年11月.
- (1990.5.18受付)

INTERACTION BETWEEN STRESS AND PERMEABILITY IN SAND AND GRAVEL DEPOSIT

Nori-hisa MATSUMOTO and Yoshikazu YAMAGUCHI

Test fill and laboratory consolidation-permeability tests for undisturbed specimens have been performed to evaluate the coupling properties of sand and gravel deposit between stress and permeability. Mechanism of reducing the permeability with fracturing injection of grout for sand and gravel deposit can be explained by experimental results. Procedures to apply the above-mentioned coupling properties for seepage control of fill-dam foundations are proposed.