

(74) 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)

建設省土木研究所 正会員 ○ 松 本 徳 久

建設省土木研究所 正会員 山 口 嘉 一

1. はじめに

フィル堤体の盛土に伴い基礎地盤が圧縮され、その結果基礎の透水性が改善されるものとする。筆者らは、既に数か所のダムサイトにおける実測により、この考えが正しいことを実証している^{1)~4)}。これらの現象解明は、ダム基礎の止水処理、特にグラウチングの効果的な設計施工の遂行に役立つものである。筆者らは、基礎の変形と透水性の関係を説明する浸透流モデルを提案しているが⁵⁾、これによれば、岩盤の割れ目を流れる浸透流は、圧縮により減ずるが、砂礫のような多孔質体は、この効果が少ないと予測される。筆者らが、このシンポジウムで過去4回発表した事例は、いずれも岩盤であり、砂礫基礎において、変形と透水性の変化がどのように関連しているかについては、含まれていなかった。したがって、今回は、砂礫層における載荷および透水試験結果を報告するものである。

2. 既往の実測結果の要約

まえがきでも述べたように、筆者らは、フィル堤体の盛土に伴う基礎地盤の変形と透水性の変化に関する実測を既に数か所のダムサイトにおいて実施している。これらのダムの基礎地盤の物性値と実測結果の概略を表-1にまとめて示す。この表から、程度の差こそあるものの、全てのダムにおいて、フィル堤体の盛土に伴う基礎地盤の透水性改善があったことがわかる。

3. 砂礫地盤における実測

表-2 砂礫層に対する透水試験結果⁶⁾

3.1 試験地点の地質

今回のフィル堤体盛土に伴う透水性改善に関する実測は、Kダムの脇ダム基礎となる第四紀更新世の砂礫層を対象に実施した(本論文提出時には試験継続中)。この砂礫層は、場所によっては 1.0×10^{-3} cm/s 程度の高透水部が存在するものの、全体としては 1.0×10^{-5} から 1.0×10^{-4} cm/s 程度の透水性を持つとされている(表-2 参照)。二重管ダブルパッカー式のグラウチングに

年 度	試 験 方 法	透 水 係 数
54	ビット法による注入法	$1 \sim 64 \times 10^{-5}$ cm/s
56	ビット法による注入法	$30 \sim 167 \times 10^{-5}$ cm/s
	ビット法による回復法	$15 \sim 137 \times 10^{-5}$ cm/s
54, 56	室内大型透水試験	$0.5 \sim 126 \times 10^{-5}$ cm/s
53~60	ルジオンテスト	0 ~ 80 Lu

注) 室内大型透水試験用の供試体寸法は、 $\phi 30$ cm $\times$ H 30 cm である。

表-1 他ダムにおける実測例

ダム名	堤 高 (m)	実測位置	地質年代	岩 種	自 然 含水比 (%)	比 重	一 軸 圧縮強度 (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	接 触 弾性係数 (kgf/cm ²)	実 測 結 果 の 概 略
A	74.0	右岸アバットメント部	新第三紀 中新世	主に 砂質凝灰岩	36.9	2.38	7.7	2.0×10^3	5.8×10^3	・鉛直方向にかなりの圧縮変位が発生し、それに伴い顕著な透水性改善がみられた。
B	83.5	右岸アバットメント部	古 生 代	緑 色 片 岩	0.19	3.02	960	—	—	・片岩特有の節理が堤体荷重により閉じたことによる透水性改善がみられた。
				石 英 片 岩	0.08	2.75	750	6.6×10^3	1.6×10^4	・透水性改善は、Aダムほど顕著ではなかった。
C	70.0	河床部と左岸アバットメント部	新第三紀 中新世~ 鮮新世	凝灰角礫岩	24.5	2.72	50~400	3.0×10^3	4.4×10^3	・河床部では、鉛直・水平両方向の透水性が改善された。 ・アバットメント部は、元来透水性が小さいこともあり、顕著な透水性改善はみられなかった。
D	63.0	河 床 部	新第三紀	安 山 岩	—	—	—	—	$1.7 \sim 3.4 \times 10^4$	・圧縮変形に応じた透水性改善がみられた。しかし、岩が硬いため顕著な改善傾向とは言えなかった。

注) 1) Cダム基礎岩である凝灰角礫岩は場所によりその性質をかなり異にする。そこで、各種試験結果はC_M級以上のものの平均値とした(一軸圧縮強度については詳細なデータが手元になかったため、全結果の範囲を示してある)。

2) 弾性係数として、A~Cダムについては原位置平板載荷試験結果を、Dダムについては実測土圧と岩盤変位から逆算した値を記してある。

より10 Lu 程度までは改良できるが、それ以上に改良するためには困難が伴う地盤である。

3.2 試験方法

今回の実測は、既往の実施例のようにフィル堤体盛土に際して行ったものではなく、対象地盤である砂礫層上に高さ7.5 mの盛土を行い、盛土前および盛土高2.5 mごとに透水試験（ルジオンテスト）を実施し、砂礫層の透水性の変化を調査するという現場試験である。透水試験の注水は、地表面から2 mごとに10 mまでに設置された5つの水タンクからの静水頭を利用して行った。また、透水試験孔の他、盛土により基礎地盤に加わる土圧や発生する地盤変位量等を求めるために、土圧計、間隙水圧計、岩盤変位計を設置した。盛土の形状、透水試験位置および各種計器の設置位置を図-1に示す。

3.3 理論解析による結果の予測

2.で示した他ダムの実測では、程度の差こそあれ、フィル堤体の盛土に伴い基礎地盤の透水性が改善されていた。これは、基礎地盤を構成するのが、硬岩（B、Dダム）、軟岩（A、Cダム）にかかわらず、水みちとなる割れ目が閉塞されたことに起因すると考える。しかし、今回の試験対象となる砂礫地盤においては、上述のような水みちとなる割れ目というよりも、地盤構成粒子の間隙が地盤全体の透水性を支配していると考えられる。そこでここでは、この考えに従い、本砂礫層の透水性が盛土によりどの程度変化するかを試算することにする。

まず、透水係数 k と間隙比 e の関係式として、最も一般的と思われる次式を採用する。

$$e = a \log_{10} k + b \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 a 、 b ：地盤構成粒子により異なる定数。

いま、盛土前の透水試験孔周辺地盤の透水係数、間隙比を k_0 、 e_0 、盛土により変形した後のそれらを k_1 、 e_1 とする。式(1)よりこれら4変数には次の関係が成り立つ。

$$k_1 / k_0 = 10^{\frac{e_1 - e_0}{a}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

また、盛土による地盤の変形は、鉛直方向（透水試験孔軸に平行）に一次的に発生し、かつ形は地盤の間隙の増減だけで表現できる（土粒子は剛体）と仮定すると、盛土前後の間隙比 e_0 、 e_1 と透水試験区間長 l （ $= 3 \text{ m}$ ）および試験区間圧縮量 Δl （図-2参照）には次の関係が成り立つ。

$$e_1 = \left(1 - \frac{\Delta l}{l}\right) e_0 - \frac{\Delta l}{l} \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)を式(2)に代入することで、変形に伴う透水性の変化を次式で表せる。

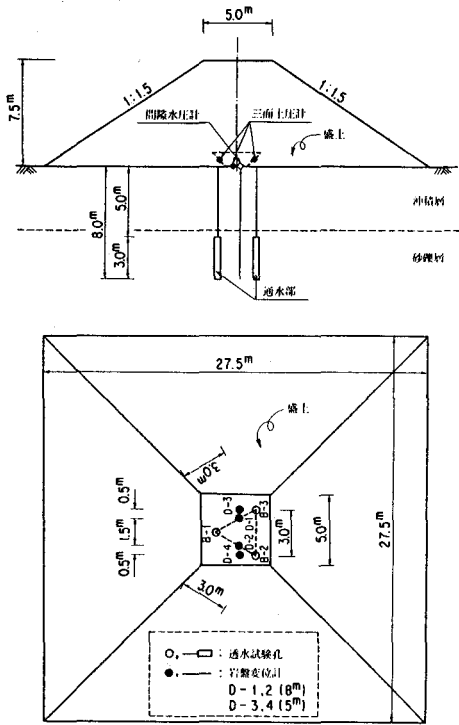


図-1 試験概要図

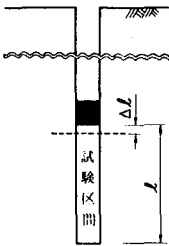


図-2 試験孔周辺地盤の変形状況

$$k_1/k_0 = 10^{\frac{-\Delta l/l(1+e_0)}{a}} \dots\dots\dots (4)$$

式(4)のうち、盛土前の砂礫層の間隙比 e_0 は、約 0.65 である⁶⁾。また、種々の土に対する透水係数 k と間隙比 e の関係を図-3 に示す。この図より、当砂礫層の透水係数である 1.0×10^{-5} から 1.0×10^{-3} cm/s 程度の範囲の透水性を示す土においては、式(1)の a の値は約 0.5 であることがわかる。この e_0 と a の値を式(4)に代入して求めた、 k_1/k_0 と $\Delta l/l$ の関係を図-4 に示す。この図から試験区間周辺地盤が鉛直方向に 3 cm 圧縮 ($\Delta l/l = 0.01$) されても透水性は盛土前の 9 割にも減少しないことがわかる。また、当砂礫層の弾性係数が約 500 kgf/cm² と言われており、 $\Delta l/l = 0.01$ となるのに必要な盛土高は、土柱重量からの低減を無視しても 23 m である (盛土の単位体積重量は現場密度試験結果により 2.16 tf/m³ と判明している。)

以上より当砂礫層の透水性が土粒子の間隙に支配されているとすると、盛土による大きな透水性の改善はないものと予測できる。

3.4 実測結果

現場試験は、現在 (本論文提出時) も継続中で、全データが出揃っていない。ルジオンテストについては、盛土前、盛土高 2.5 m、5.0 m 時の計 3 回の試験結果を図-5 に示す。また、B-1 孔で実施したルジオンテストの P-Q 曲線を図-6 に示す。これらの図から以下ことが言える。

- ① 盛土前の試験実施地点の砂礫層の透水性は 20~30 Lu 程度であり、K ダム砂礫層全体から見て平均的な透水性を有していることがわかる (表-2 参照)。

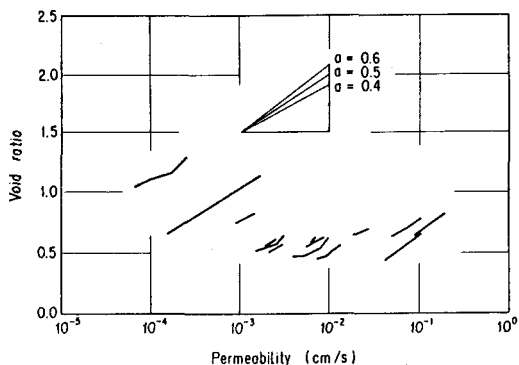


図-3 透水係数と間隙比の関係⁷⁾

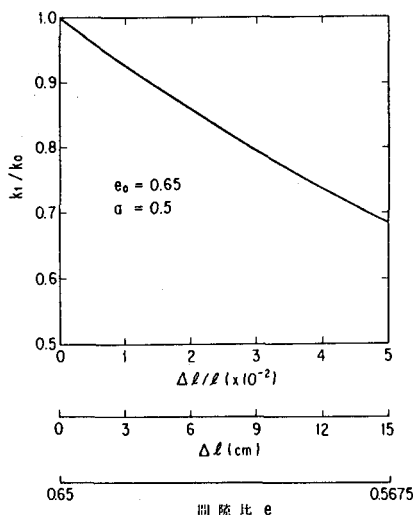


図-4 k_1/k_0 と $\Delta l/l$ の関係

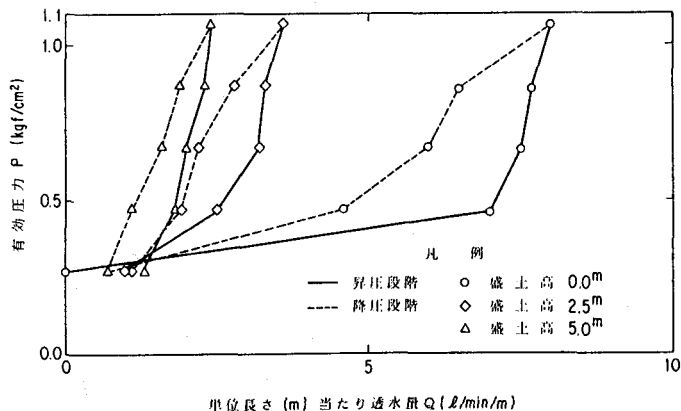


図-6 P-Q 曲線 (B-1 孔)

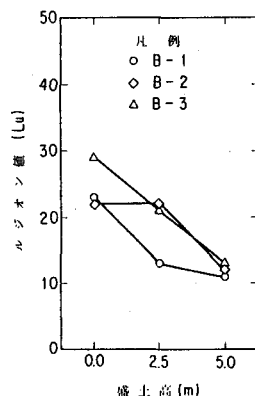


図-5 盛土高とルジオン値の関係

② 盛土高 5.0 m 時の透水性は、盛土前の透水性の半分程度に低減している。

3.3 では、当砂礫層の透水性が土粒子の間隙に支配されていれば、今回の試験における盛土程度ではその透水性はほとんど変化しないと考えていた。さらに、盛土高 5.0 m 時の鉛直土圧は約 0.7 kgf/cm^2 、No. 2, 4 の岩盤変位計により求めた透水試験区間 3 m の地盤圧縮量は約 2 mm と、土圧および圧縮量は 3.3 で予測した範囲の値である。それにもかかわらず、当砂礫層、透水性が減少した原因としては以下の 2 つが考えられる。

① 砂礫層中には、卓越した水みちになるような特定の層が存在しており、これが岩盤中の割れ目と同じ挙動をしたことにより、2 mm 程度の圧縮によりかなり地盤の透水性が改善された。

② 試験孔壁崩壊、地盤内における土粒子移動等による目詰まりにより、透水試験の回数を重ねるごとに見掛け上透水性が改善されたかのような結果が得られた。

透水試験孔掘削時に採取したボーリングコアを観察すると、比較的大きな礫周辺に卓越した水みちになっていたであろう赤茶けた割れ目が認められた。さらに、割れ目のない新鮮な部分は砂礫層とは言うものの細粒分をかなり含んでいるためこの部分の透水性が数十ルジオンもあるとは考えられない。よって、今回の盛土試験において得られた透水性の減少は、盛土により卓越した水みちを閉塞したことによる透水性の改善と判断してもよいのではないかと考える。

しかし、②の目詰まり説を完全に否定することはできない。何分にも、現在実験が進行中であるので、盛土高が 7.5 m に達した後および盛土を全て撤去した後も透水試験を行うとともに、その際の土圧、変位量から総合的に判断して、当砂礫層の透水性減少が上記①、②のどちらの原因に依るのかの最終判断を下したいと考える。

4. おわりに

本論文をまとめると以下の通りである。

① 砂礫層の透水性が土粒子の間隙に支配されているとすると、式(1)～(4)より堤体盛土により大きな透水性の改善は望めないことがわかる。

② ①の予測に反して、今回の試験盛土により砂礫層の透水性はかなり改善された。これは、試験対照砂礫層中の比較的大きな礫周辺に卓越した水みちとなる割れ目が存在していたことに起因すると考える。しかし、一方では、同一透水試験孔の連続使用に伴う目詰まりによる透水性減少という解釈も捨て切れないのも事実である。よって、最終的判断は盛土撤去後の透水試験結果を待って下したいと考える。

最後に、現場試験にあたり、沖縄総合事務局の北部ダム関係各位には並々ならぬ御協力を賜った。末筆ながら記して謝意を表する次第である。

＜参考文献＞

- 1) 松本・池田：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回岩力シンポ，1984年2月。
- 2) 松本・山口：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回岩力シンポ，1985年2月。
- 3) 松本・山口：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回岩力シンポ，1986年2月。
- 4) 松本・山口：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回岩力シンポ，1987年2月。
- 5) 松本・山口：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，第370号，1986年6月。
- 6) 振井ら：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. 791～796，1987年10月。
- 7) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. : Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 286, 1969.

(74) Deformation of Dam Foundation and Change of Permeability
due to Fill Placement in Embankment Dams (Part 5)

Norihisa MATSUMOTO
Yoshikazu YAMAGUCHI

Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Summary

The fill placement works on the dam foundation as overburden loading. This loading would compress the foundation resulting in the decrease of permeability in the underground. The authors have already proved the above-mentioned viewpoint through in-situ measurements at four damsites. It is very useful to explicate the mechanism of these phenomena for the effective execution of foundation treatments, particularly grouting. The authors have proposed the mathematical models in order to explain the relationship between deformation of dam foundation and change of permeability. By using these models the following things can be predicted : the permeability of rock foundations whose permeability is mainly governed by fissures will considerably decrease due to the fill placement, however the permeability of gravel foundations whose permeability is mainly governed by voids among soil particles will hardly decrease. The above-mentioned four case studies were performed on rock foundations and no case study was performed on gravel foundations. Therefore the authors performed similar in-situ measurement on gravel foundation of K damsites. The results of this measurement are reported in this paper.