

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

DEFORMATION OF FOUNDATION AND CHANGE OF PERMEABILITY DUE TO FILL PLACEMENT IN EMBANKMENT DAMS

松本 徳久*・山口 嘉一**

By Norihisa MATSUMOTO and Yoshikazu YAMAGUCHI

The fill placement works on the dam foundation as overburden loading. This loading would influence the stress states in the foundation resulting in the change of strain and permeability in the underground. Therefore, the authors actually measured the deformation of dam foundation and the change of permeability due to the fill placement at two damsites. The results measured at both damsites indicate that the fill placement causes the compression of dam foundations accompanying the decrease of permeability. The authors feel that these results are very helpful for the determination of effective grouting design for the foundation of fill dams. Furthermore, the authors theoretically try to explain the relationship between the compressive strain of the foundations and the decrease of permeability due to the fill placement by using the simple models.

1. はじめに

フィルダムのコア材は、浸透流に対する抵抗性が小さいため、基礎および堤体と基礎の境界における浸透流の制御は、フィルダムの設計・施工上の重要課題の1つである。基礎における浸透流対策としては、浸透水を遮断する工法としてグラウチング・連続地中壁およびスラリートレンチ、浸透経路を長くする工法としてブランケット、浸透水を安全に排水する工法としてリリーフウェルおよびドレーンの設置などがある。ただし、ダム基礎が岩盤である場合、施工性・確実性および経済性等を総合的に判断すると、グラウチングが最も得策であることが多い。フィルダムにおけるグラウチングには、浸透水を遮断するためのカーテングラウチングと、基礎の浅い部分の水密性を確保するために、原則としてコア敷全面に施工するブランケットグラウチングの2種類がある¹⁾。

最近、わが国のダムサイトをみると、良好な地質をもつ地点の多くがすでに開発されたこともあり、以前に比べダム建設が困難な地質条件をもつ地点が増加してい

る。

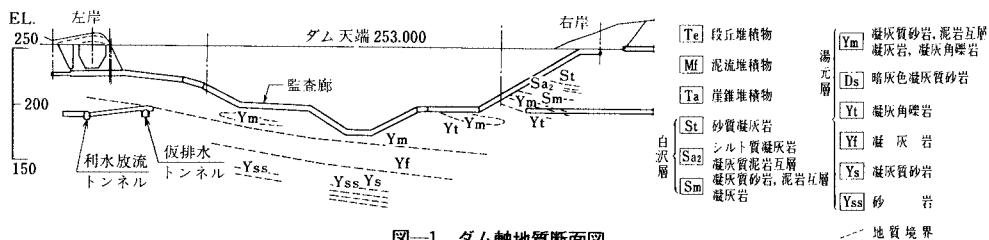
また、ダム型式の選定にあたっては、基礎の強度が小さければ、フィルダムを選ぶという判断が働きやすい。よって、フィルダムの基礎が、軟岩や破碎風化が進んでいる岩で構成されている事例がかなり多くなっている。こうした軟岩や破碎風化岩に対し、グラウチングを施工すると、地盤の強度が小さいために、小さな注入圧でも地盤が破壊され、注入されたグラウトが地表にリークする。そのため、実際の施工にあたっては、注入圧を下げざるを得ず、1孔当たりの改良範囲は狭くなる。特に基礎の浅い部分の透水性の改良はかなり困難である。

一方、このような軟岩や破碎風化岩では、岩盤の変形係数が小さいため、フィル堤体の盛土荷重により基礎、特に基礎の浅い部分はかなり変形するはずである。この変形が基礎において圧縮側のひずみを生じさせているときには、基礎の透水性は減少することが考えられる。この圧縮ひずみと透水性の減少の関係を定量的に把握しておくことは、今後のグラウチング計画立案にあたって大いに役立つと考える。

本論文は、以上の観点より、フィル堤体の盛土が基礎の透水性に与える影響を実測および理論的考察により解明しようと試みたものである。ダム基礎の透水性およびグラウチングについては、すでに多数の研究が発表され

* 正会員 工博 建設省土木研究所フィルダム研究室長
(〒305 筑波郡豊里町大字旭1番地)

** 正会員 建設省土木研究所フィルダム研究室研究員(同上)



図一 ダム軸地質断面図

ているが、著者らの観点からの系統的な研究は、ほとんど見当たらない。ただわずかに、仲野²⁾により、フィルダムの盛土荷重がアバットメントにおいて引張亀裂を生じさせ、それが漏水の原因になるのではないかという指摘がなされた程度である。このように、盛土と基礎の透水性の変化に関する研究が少なかった理由は、今までダム基礎の岩盤が硬岩である場合が多かったこと、およびフィルダムの基礎に監査廊が設置されていなかったために実測する手段がなかったことなどが挙げられる。

2. 軟岩を基礎岩盤にもつ七北田ダムにおける実測³⁾

(1) ダムサイトの地質概要^{4),5)}

七北田ダムは、宮城県が七北田川水系七北田川上流の蒜但木地点に建設した堤高74mの中央コア型のロックフィルダムである(1983年6月盛立完了、同年10月湛水開始)。ダムサイト付近の基礎岩盤は、新第三紀中新世の砂岩・凝灰質砂岩・凝灰岩・凝灰角礫岩・泥岩等の軟岩で構成されており、それぞれが厚さ10~30mの互層で存在している。これらの基礎岩盤を新期火山性の泥流堆積物・段丘堆積物等が覆っている。基礎岩盤の各層は、ダム軸方向では右岸側へ6~14°傾斜し、上下流方向では上流側へ4~5°傾斜している。七北田ダムのダム軸地質断面図を図一に示す。

以上のような地質条件下にあって、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の実測を行ったのは、右岸上位標高部のSt層からYm層にかけての領域である。このうち、最上部に位置するSt層は、層理面はほとんど存在しないが、固結度が低く、掘削面が容易に風化しやすい岩であるうえ、透水性の高い粘土脈が挟在している。ダム建設にあたっては、St層の基礎処理が大きな問題となった。現場で採取した不攪乱試料に対して行ったStの物理試験結果を表一に示す。また原位置平板載荷試験(載荷板径30cm、等変位法)の結果を表二に示す。これらの表のうち、一軸圧縮強度の7.7kgf/cm²(75.5kPa)、および変形係数の2000kgf/cm²(196kPa)をみれば、Stが軟岩であることがわかる。

(2) 岩盤変位と透水性の変化の実測概要

七北田ダムでは、右岸上位標高部のSt層からYm層にかけて、岩盤変位計と透水試験孔(ルジオンテスト^{注)})を設置し、堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化の実測を行った。

岩盤変位計の設置位置を図二に示す。岩盤変位計は、標高差6~7mごとに、水平・鉛直方向を1組にして各6本ずつ設置した。アンカー部から検出部までのロッドの初期長さは10mとした。

透水試験孔設置位置を図三に示す。透水試験孔は監査廊から削孔し、右岸アバットメントに直角な方向とアバットメントに平行な方向に7本ずつ標高差6~7m間隔で設置した。透水試験孔の長さは12mで、透水試験は3m4ステージのダブルバッカー法で行った。また、試験の実施時期は、各試験孔上端の設置標高に対して、原則として盛土前と盛土後盛土高5mおきとした。

(3) 実測結果

a) 盛土高と岩盤変位 盛土に伴う岩盤変位の経時変化を図四に示す。また図四には、二次元モデルに対して行った変形解析より求めた岩盤変位も示してある。具体的な計算の方法はすでに報告している³⁾のでここでは触れないことにする。図四において、岩盤変

表一 砂質凝灰岩 (St) の物理的性質

| | |
|--------|------------------------------------|
| 湿潤密度 | 1.62 t/m ³ |
| 乾燥密度 | 1.20 t/m ³ |
| 自然含水比 | 36.9% |
| 比重 | 2.38 |
| 間隙比 | 0.89 |
| 一軸圧縮強度 | 7.7 kgf/cm ² (75.5 kPa) |
| 透水係数 | 2.7 × 10 ⁻⁵ cm/s |

表二 原位置平板載荷試験結果 (St)

| | |
|--------|-------------------------------------|
| 変形係数 | 2,000 kgf/cm ² (196 MPa) |
| 接線弾性係数 | 5,800 kgf/cm ² (568 MPa) |
| 割線弾性係数 | 5,100 kgf/cm ² (500 MPa) |

注) ルジオンテストは、ボーリング孔に圧力水を注入し、その注入圧力と注入量から岩盤の透水性を評価する試験である。また、透水性の評価にはルジオン値を用いるが、これは、ボーリング孔の注入長1mにつき10kgf/cm²(980kPa)の圧力でq l/minの水が岩盤に圧入されたとき、qルジオン(Lu)として算出する。

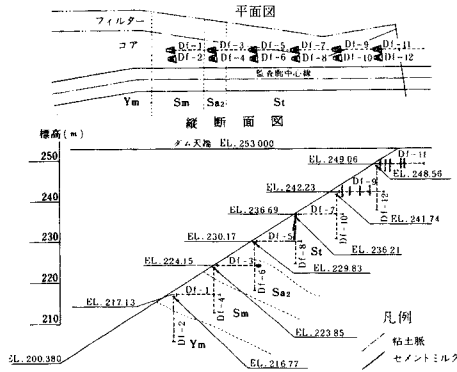


図-2 岩盤変位計設置図

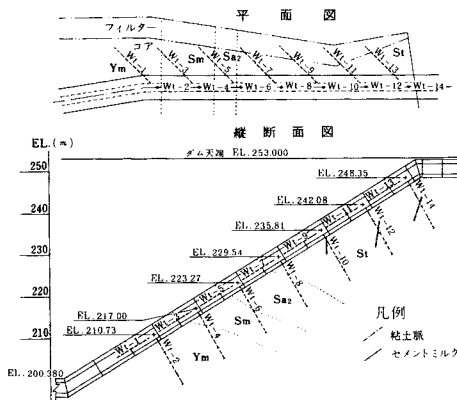


図-3 透水試験孔配置図

量の基準線は、各岩盤変位計の設置標高に一致させている。岩盤変位量の計算値と実測値とを比較すると、水平変位はほぼ一致しているが、鉛直変位は Df-4, 12 を除いて計算値の方が大きくなっている。これは、岩盤の変形係数の過小評価、二次元モデルを使って計算を行ったために岩盤に作用する鉛直方向荷重が実際の堤体荷重より大きくなったこと等に起因するものと考えられる。また、堤体の盛立標高が岩盤変位計設置標高付近になると、水平変位が伸びるという現象がみられる。これは、盛立標高が岩盤変位計設置標高付近になると、岩盤変位計が設置されている岩盤表面は盛土荷重により下方に押し下げられるのに対し、岩盤表面より 10 m 深部の岩盤変位計のアンカー部は盛土荷重による下方への変位の影響が及んでいないため、相対的に水平方向の岩盤変位計に引張変位が生じたものと考えられる。

図-5 は、St 層部に設置された岩盤変位計 Df-7, 8 の実測値をロッド長 (10 m) で除してひずみに変換したものを次式に代入して求めた斜面直角方向ひずみ⁶⁾ (図-6 参照) と盛土高の関係を示したものである。なお、計算にあたっては、斜面平行・直角方向を主ひずみ方向と仮定した。

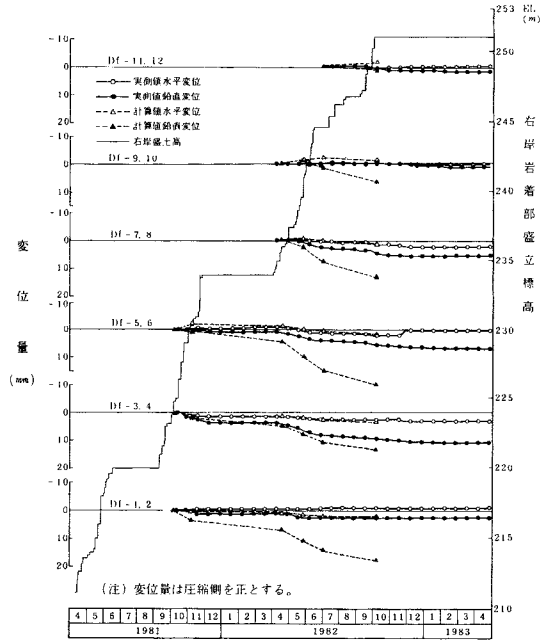


図-4 岩盤変位量の経時的変化 (実測値と解析値)

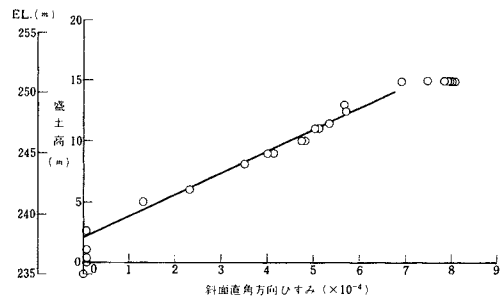


図-5 斜面直角方向ひずみと盛土高

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{\alpha} &= \epsilon_x \cos^2 \theta + \epsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \epsilon_{\beta} &= \epsilon_x \sin^2 \theta + \epsilon_y \cos^2 \theta - \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \gamma_{\alpha\beta} &= (\epsilon_x - \epsilon_y) \tan 2\theta \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

- ここに、 ϵ_x : 水平方向ひずみ、
- ϵ_y : 鉛直方向ひずみ、
- γ_{xy} : せん断ひずみ、
- θ : 斜面傾斜角、
- ϵ_{α} : 斜面平行方向ひずみ、
- ϵ_{β} : 斜面直角方向ひずみ。

なお、ひずみは圧縮側を正とする。

また、大槻ら⁷⁾は、二次元の計算を行い、ダムアバウトメント面に直角方向に作用する応力 σ_{θ} とその直上の土柱重量 $\gamma \cdot H$ (γ : 堤体単位体積重量、 H : 直上の盛土高) の比が約 0.85 であると報告している。これをもとに、図-5 の直線部分の勾配から St 層の弾性係数を求めると約 3 300 kgf/cm² (約 330 MPa) となった。なお、堤

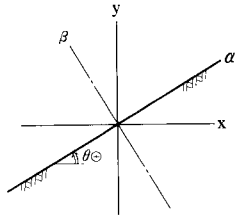


図-6 ひずみ変換則図

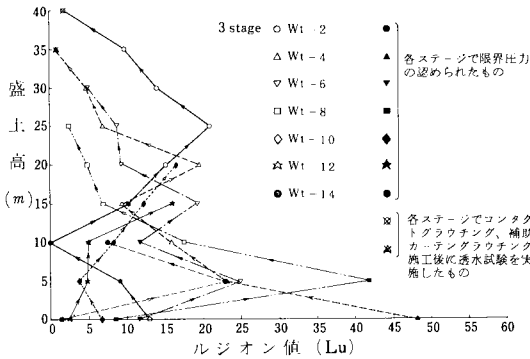


図-7 盛土高と透水性の変化(斜面直角方向)

体単位体積重量はコアのそれを採用して 2.13 tf/m³ (20.9 kN/m³) とした。図-5 の直線部分の勾配から得た弾性係数は、表-2 に示した原位置平板載荷試験より得た値とほぼ一致している。

b) 盛土高と透水性の変化 図-7 は、斜面上に直角方向に設けられた透水試験孔の第3ステージで観測されたルジオン値と盛土高の関係を示したものである。透水試験孔は、Ym, Sm, Sa₂, St の各地層に設置されているが、全体的な傾向としては、盛土高が高くなるにつれてルジオン値が減少している。また、限界圧力(注入圧と注入量の比例限界時の注入圧)が認められた試験孔ステージでは周辺岩盤を破壊しているものと考えられ、同試験孔ステージの次の透水試験では前回の試験よりも大きなルジオン値を示しているものもある。しかし、岩盤が破壊されたと考えられる場合でも、盛土に伴ってルジオン値は小さくなっている。これは堤体の盛土荷重により岩盤内の水みちとなる微小亀裂の間隔が狭まったためだと考える。なお、第3ステージ以外のステージや斜面平行方向に設置された透水試験孔での結果もほぼ同様の傾向を示していた。

c) 岩盤変位と透水性の変化 前述の実測結果から、「堤体盛土に伴って岩盤に一時的に引張が生じることもあるが、その後岩盤は圧縮され、その結果透水性が小さくなる」という事実が定性的には容易に理解できる。そこでこの項では、この事実を実測値をもとに定量的に把握することを試みた。ただ、限界圧力が認められた透

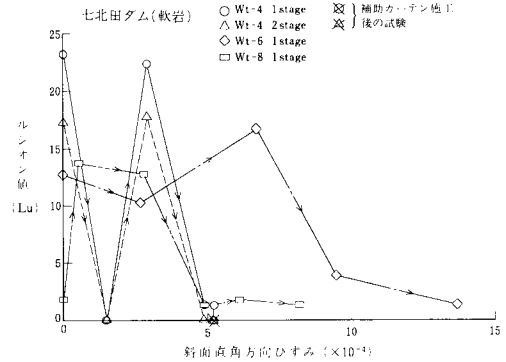


図-8 斜面直角方向の透水性とひずみの関係

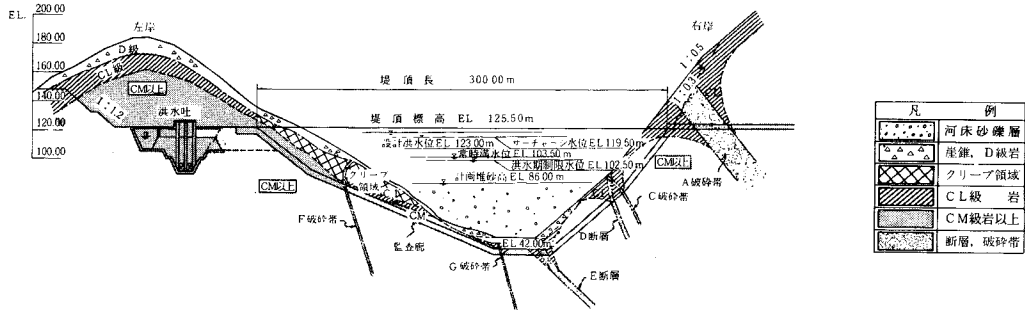
水試験孔周辺の岩盤は破壊されているものと判断し、限界圧力が認められた透水試験ステージの結果は、整理対象から除外した。図-8 に斜面直角方向の透水試験より得たルジオン値と、透水試験孔とほぼ同標高に設置されている鉛直方向・水平方向の岩盤変位計で実測された岩盤変位をひずみ表示したものを式(1)に代入して求めた斜面直角方向ひずみとの関係を示した。この図をみると、斜面直角方向に設置された透水試験孔より得たルジオン値は、斜面直角方向の圧縮ひずみの増加に伴い減少する傾向にある。ただ、透水試験中に限界圧力が認められず、かつ斜面直角方向に岩盤が圧縮されているにもかかわらず、前回より大きいルジオン値を示している透水試験結果がある。この原因として次のことが考えられる。

- ① 軟岩基礎に削孔したボーリング孔は崩れやすいため、各ステージでルジオンテストを行う際に、バッカーの効きが悪くなり水が漏れたのではないか。
- ② 透水試験はボーリング孔1孔について4ステージのルジオンテストで行っている。そのため、あるステージで限界圧力が認められなくても、その上下のステージで限界圧力が認められれば、限界圧力が認められていないステージ付近の岩盤も破壊されているのではないか。
- ③ 斜面平行方向のひずみも少なからずの影響を及ぼしているのではないか。

3. 硬岩を基礎岩盤にもつ四時ダムにおける実測⁹⁾

(1) ダムサイトの地質概要^{9),10)}

四時ダムは、福島県がいわき市を流れる鮫川右支川である四時川に建設した堤高83.5mの中央コア型のロックフィルダムである(1982年6月盛土完了、同年12月湛水開始)。岩級区分を用いて整理したダム軸地質断面図を図-9に示す。ダムサイトの基礎は、古生層御所系系統の変成岩に属する緑色片岩および石英片岩で構成されており、これらの基礎岩盤のうち河床部から左岸



図—9 ダム軸地質断面図

一帯には硬質で比較的風化しにくい緑色片岩が分布し、表層部の河成段丘・崖堆積物を除去すればかなり良好な基礎岩盤である。一方、右岸の一部に存在する石英片岩は片理が発達し、かなり深部まで風化されている。また、右岸の片岩の片理の傾斜はアバットメントに対して急角度の差し目である。さらに、ダム基礎岩盤中には大小かなりの数の断層・破砕帯が存在している。

以上のような地質条件の中、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の実測を実施したのは、右岸上位標高部の岩級がC_M級以上の良好な部分である。ダムサイトのC_M級以上の岩に対して行った岩石試験の結果は表—3に示すとおりである。ただし、試料の採取場所は左岸の洪水吐付近である。緑色片岩、石英片岩の一軸圧縮強度・動弾性係数はそれぞれ960 kgf/cm² (94.1 MPa)・750 kgf/cm² (73.5 MPa), 5.8×10⁵ kgf/cm² (5.7×10⁴ MPa)・4.6×10⁵ kgf/cm² (4.5×10⁴ MPa)で明らかに硬岩である。

(2) 岩盤変位と透水性の変化の実測概要

四時ダムの堤体盛土に伴う基礎岩盤の変形および透水性の変化を知るために、右岸上位標高部のアバットメントに岩盤変位計と透水試験孔(ルジオンテスト用)を設置した。岩盤変位計・透水試験孔の設置位置は図—10に示すとおりである。

岩盤変位計の設置は、監査廊下に2か所、上流フィルター敷に1か所の計3か所に行い、各設置点とも水平・

鉛直の2方向に設置している。岩盤変位計のアンカー部と検出部間の初期ロッド長は10mとした。

透水試験孔は鉛直方向のみの2か所に設置した。試験孔長は10mで、試験方法はシングルパッカー法による1ステージのルジオンテストとした。

(3) 実測結果

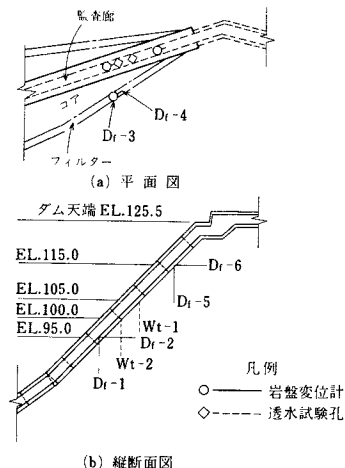
a) 盛土高と岩盤変位 コア・フィルターの盛土高と岩盤変位量の経時的な変化を図—11に、岩盤変位計設置地点上の盛土高と岩盤ひずみ(岩盤変位量/ロッド長 (=10m)) の関係を図—12に示す。この2つの図から以下のことがいえる。

① 同標高地点に岩盤変位計が設置されているにもかかわらず、フィルター敷下の岩盤変位量の方が監査廊下の岩盤変位量より大きい。この原因としては、根本的に両地点の岩盤の弾性係数が異なること、監査廊の存在に伴う応力伝達状況の違い等が考えられる。

② 七北田ダムでみられたような、堤体の盛土標高が岩盤変位計設置標高に近い場合に水平方向の岩盤変位が引張に転ずる、いわゆる“伸びる”という現象は観測されなかった。ただし、観測時期をもう少し早めていれば、

表—3 C_M級以上岩の岩石試験結果(洪水吐付近)

| 試験項目 | 岩種 | 緑色片岩 | 石英片岩 |
|--------|----|--|--|
| 比重 | | 3.02 | 2.75 |
| 含水比 | | 0.19% | 0.08% |
| 有効間隙率 | | 1.01% | 0.29% |
| 動ポアソン比 | | 0.34 | 0.33 |
| 動弾性係数 | | 5.8 × 10 ⁵ kgf/cm ² (5.7 × 10 ⁴ MPa) | 4.6 × 10 ⁵ kgf/cm ² (4.5 × 10 ⁴ MPa) |
| 一軸圧縮強度 | | 960 kgf/cm ² (94.1 MPa) | 750 kgf/cm ² (73.5 MPa) |



図—10 岩盤変位計および透水試験孔の設置位置

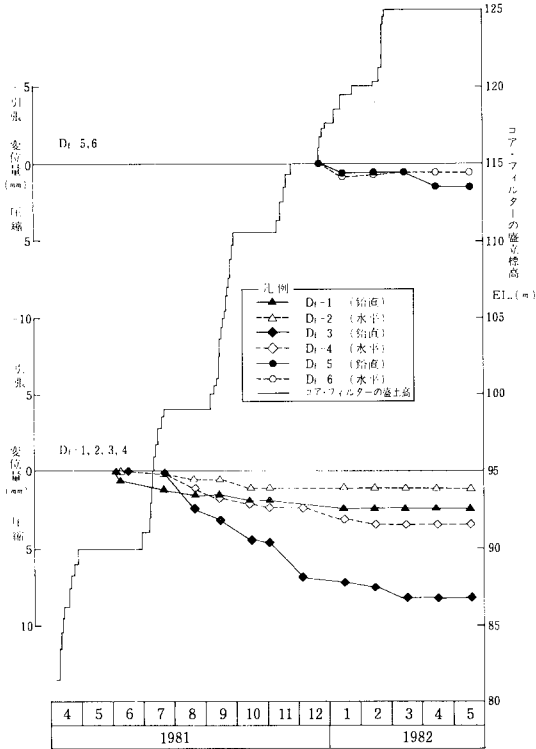


図-11 岩盤変位量の実測値

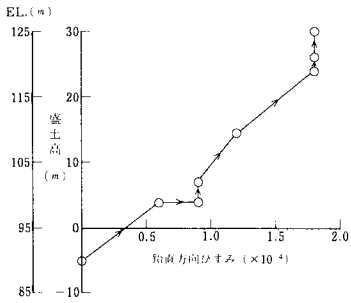


図-12 盛土高と岩盤ひずみの関係 (Df-1)

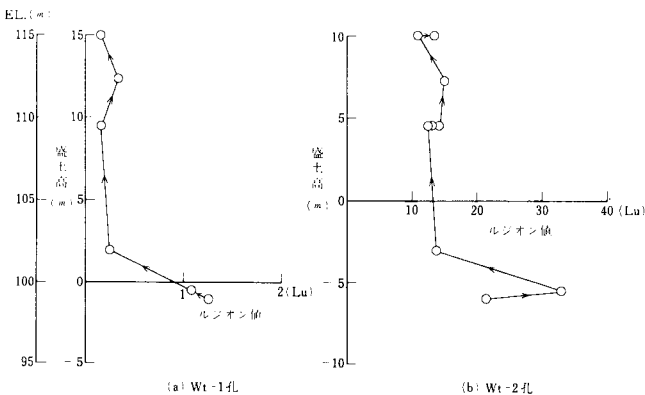


図-13 盛土高と透水性の変化

伸びる現象も観測された可能性もあると考える。

③ ある程度盛立が進むと、基礎岩盤の鉛直方向ひずみの増加が止まっている。これは、盛土荷重により基礎岩盤が圧縮され、その結果剛性が大きくなったためだと考える。こうした現象は、七北田ダムの実測では認められなかった(図-5参照)。

b) 盛土高と透水性の変化 透水試験孔設置地点の盛土高とルジオンテストより求めたルジオン値との関係を図-13に示す。図-13より以下のことがいえる。

① 両試験孔のルジオン値には、1オーダー以上の開きがあるが、両結果とも盛土に伴ってルジオン値が小さくなっていることがわかる。

透水試験孔 Wt-2 孔の試験では、最初の試験で限界圧力以上に水圧を加えた。このときに岩盤が局部的に破壊されたと考えられ、2回目の試験で得たルジオン値は、1回目の試験で得たルジオン値より大きくなっている。しかし、この場合でもその後の盛土に伴ってルジオン値は小さくなる傾向にある。

② 盛土高がマイナスの時点、つまり、堤体の盛立標高が透水試験孔設置標高に達しない時点からルジオン値は小さくなる傾向を示している。さらに、盛土高が5 m前後になるとルジオン値が一定値に収束している。ルジオン値が一定値に収束するという傾向は、透水試験結果がばらつきやすい軟岩基礎上の七北田ダムでははっきりととらえることはできなかったものである。

c) 岩盤変位と透水性の変化 七北田ダムと同様に、「堤体盛土に伴って岩盤が圧縮され、その結果透水性は小さくなる」という事実を定量的に把握することを試みた。ただし、これらを定量的に把握するには、同標高で同時点に岩盤変位と透水性の実測を行う必要があるが、あいにく四時ダムではそうした実測方法を採用していない。そこで、EL. 95 m と EL. 100 m 付近アバットメントの岩盤は、ともに C_M 級以上ということを利用して岩盤のひずみとルジオン値の関係を図化することを試みた。具体的な手順は以下に示すとおりである。

① EL. 95 m の岩盤の鉛直方向ひずみ ϵ_y と盛土高の関係図を図-12に示すようにプロットする。

② EL. 100 m で行ったルジオンテストの結果を図-13(a)に示すようにプロットする。

③ ルジオンテストを行ったときの盛土高に対する岩盤の鉛直方向ひずみ ϵ_y を図-12から読み取る。

④ ルジオン値と③で読み取った鉛直方向ひずみ ϵ_y の関係を図化する。

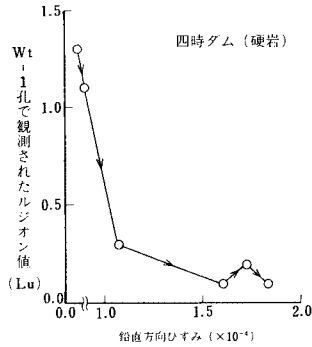


図-14 ルジオン値と岩盤ひずみの関係

この手順に従って求めたルジオン値と岩盤ひずみの関係を図化したものを図-14に示す。この図から以下のことがいえる。

① 明らかに圧縮ひずみが増加するにつれてルジオン値は小さくなる傾向にある。この傾向は、軟岩を基礎とする七北田ダムの場合よりもはっきりしている（図-8参照）。

② ルジオン値は、ひずみが小さい領域ではその低減率が大きく、ある程度ひずみが大きくなるとほぼ一定値に収束するようである。よって、ある程度岩盤圧縮量が大きくなると、岩盤の圧縮イコール岩盤の透水性の改善とは言い切れないことがわかる。

4. 岩盤変位と透水性の変化の理論的考察

(1) モデルの設定

均質ではあるが間隙が多い軟岩を基礎にもつ七北田ダムと、岩石自体は硬いが節理・シーム等が発達している硬岩を基礎にもつ四時ダムにおける実測結果より、フィル堤体の盛土に伴い基礎岩盤が圧縮され、その結果透水性が小さくなることが判明した。岩盤の圧縮は、軟岩においては間隙の減少の、硬岩においては節理・シーム等の開口幅の減少の結果であると考えられる。

そこで、次に岩盤変位と透水性の変化の関係を理論的に究明することを考える。そのためには最初に基礎岩盤のモデルを設定する必要がある。ただ、盛土荷重による基礎岩盤の圧縮量が小さいうちは、岩盤内の水は硬岩でよく見受けられる卓越した亀裂あるいは軟岩でよく見受けられる卓越した緩み領域を流れ、圧縮量が大きくなり、亀裂が狭まり緩みが締まると亀裂や緩み領域の存在は無視でき、岩盤内の水は岩盤全体の間隙をダルシー則に従って流れるものと考えられる。そこで、卓越した亀裂あるいは緩み領域中の流れを表現するモデル¹¹⁾と、岩盤の間隙中の流れを表現するモデルの2つのモデルを設定する。以後、前者をモデル1、後者をモデル2と称す。

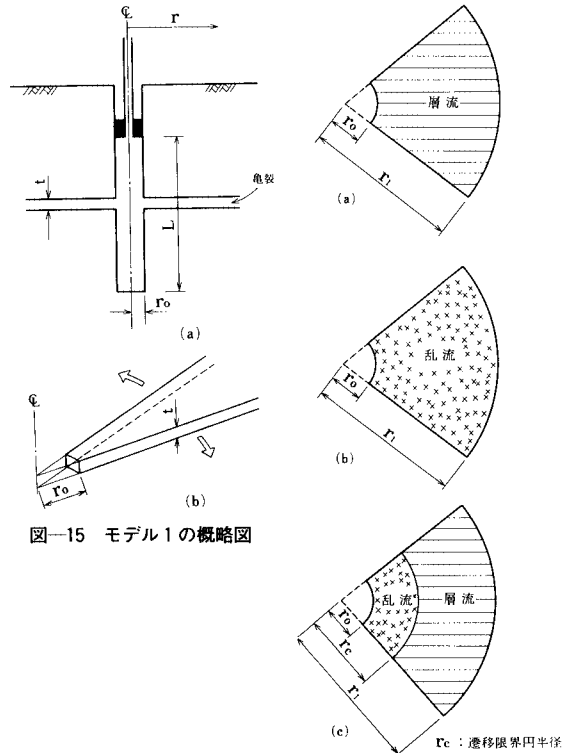


図-15 モデル1の概略図

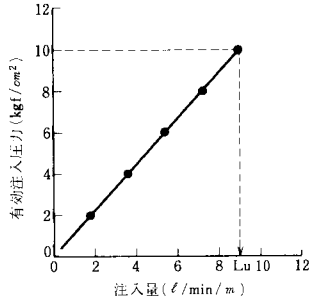
図-16 モデル地盤の亀裂中の流れ

モデル1の概略図を図-15に示すとともに、モデル1には以下の仮定を設ける。

- ① 岩盤中の亀裂は透水試験孔に直交し、かつ同心円状に発達している。
- ② 亀裂は完全に滑らかであるとする。
- ③ 亀裂の開口幅 t は、半径 r によらず一定である。
- ④ 岩石自体は剛体で、岩盤の変位は亀裂の開閉のみによって表現する。また、岩盤変位は透水試験孔に平行方向のみを考慮する。
- ⑤ 岩石自体は不透水で、岩盤中の流れは亀裂中の流れで代表する。
- ⑥ 亀裂中の流れは、影響半径 r_1 区間内では完全に層流であるとする。ここでいう影響半径とは、透水試験孔中心から理論解誘導の過程でその地点では水圧を0と仮定する地点までの距離のことである。

⑥の仮定について、少し詳しく説明する。図-15のモデル地盤の亀裂中の流れには、実際には図-16に示すように3つの流れが存在する。この3つの流れのうち (a) の流れが影響半径区間で完全に層流である場合を採用したのは次のような理由がある。

① ルジオン値は、図-17に示す注入圧力・注入量曲線（以下 $P-Q$ 曲線と称す）の直線部分をもとに求めた、注入圧力が 10 kgf/cm^2 (980 kPa) のときの注入長



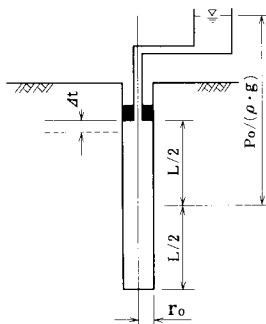
図一七 注入圧力・注入量曲線の例

1 m 当たりの注入量 (l/min) である。いま、モデル地盤亀裂中の流れが図一六に示す 3 つのうちどの流れであるかを決定しておけば、後述の理論からもわかるように P-Q 曲線上のどの圧力・流量値を用いても得られる岩盤変位～透水性曲線は全く同一である。しかし、P-Q 曲線の直線部のどの圧力・流量値を採用するかによって、モデル地盤の亀裂中の流れは、図一六に示した 3 つの流れのどの流れにもなり得る。よって、透水試験としてルジオンテストを採用する場合、亀裂中の流れが図一六に示した 3 つの流れのうちどれにあたるかを決定することは困難である。

② ①でも述べたように、ルジオン値は通常 P-Q 曲線の直線部を用いて決定される。図一六に示した 3 つの流れのパターンの理論解のうち、P、Q の直線関係が証明できるのは、影響半径区間内の流れが完全に層流である (a) の場合のみである。

また、モデル 2 の概略図を図一八に示すとともに、モデル 2 には以下の仮定を設ける。

- ① 岩盤中には、卓越した亀裂や緩み領域は全く存在せず、岩盤中の流れは完全にダルシー則に従う。
- ② 岩盤の変形は透水試験孔に平行な一方方向のみにしか生じないものとする。また、この変形は岩盤の間隙の増減で表現する。
- ③ 岩盤の透水係数は間隙比のみの関数である。



図一八 モデル 2 の概略図

(2) 理論解の誘導

(1) では岩盤変位と透水性の変化の関係の理論解を誘導するのに必要な 2 つのモデルを示した。そこでこの節では、この 2 つのモデルを用いて理論解を誘導する。

モデル 1 の理論解は以下のとおりである。

岩盤亀裂中の微小区間における力のつり合いを考えれば次式が誘導できる (図一十九 参照)。

$$\frac{dP}{dr} = -\frac{2\tau}{t} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、P：圧力、τ：壁面摩擦力。

また壁面摩擦力 τ が次式で表わせるとする。

$$\tau = \frac{\lambda \rho v^2}{8} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、λ：抵抗係数、ρ：水の密度、v：流速。

亀裂中の流れに対する連続式は、

$$\frac{Q}{2\pi t} = rv = r_0 v_0 = r_1 v_1 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、Q：亀裂中流量、v₀：r=r₀での流速、

v₁：r=r₁での流速。

Lomize, Louis⁽²⁾ らは、従来から単一開口亀裂の透水係数に関する研究を行っている。その研究の中で、式(3)を満たす抵抗係数 λ を亀裂中の流れの状態、亀裂の性状に応じて整理している。それによると、流れが層流で亀裂が完全に滑らかである場合の抵抗係数は次式で表わせる。

$$\lambda = \frac{96}{Re} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、Re はレイノルズ数で次式で表わせる。

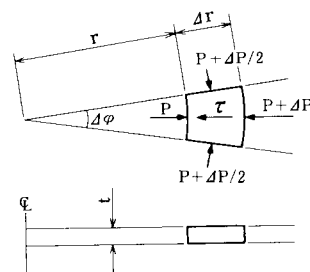
$$Re = \frac{D_h \cdot v}{\nu} \dots\dots\dots (6)$$

いま、式(6)の D_h は換算(水力)直径であり、

$$D_h = 4R = 4 \frac{A}{S} \doteq 2t \dots\dots\dots (7)$$

と亀裂開口幅 t により得られる。式(7)中の R は動水半径、A は流水断面積、S は潤辺長である。さらに式(6)中の ν は動粘性係数である。

式(2)～(7)より、亀裂開口幅 t と亀裂中を流れる流量 Q の関係は次式として求まる。



図一十九 亀裂中の微小区間における力のつり合い

$$Q = \frac{(P_0 - P_1) \cdot \pi \cdot t^3}{6 \mu \cdot \ln(r_1 / r_0)} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$t = t_0 - \Delta t$$

ここに、 P_0 : $r = r_0$ での圧力、 P_1 : $r = r_1$ での圧力、 μ : 粘性係数 ($= \rho \cdot \nu$)、 t_0 : 亀裂の初期開口幅、 Δt : 岩盤圧縮量。

モデル2の理論解は以下のとおりである。

岩盤が試験孔平行方向に Δt だけ圧縮された場合の間隙比 e_1 は (図-18 参照)、

$$e_1 = e_0 \left(1 - \frac{\Delta t}{L}\right) - \frac{\Delta t}{L} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 e_0 : 初期間隙比。

Taylor¹³⁾ は、土中の浸透水の流れと毛管中の水流を比較して、透水係数 k と間隙比 e の間に次式の関係を見出している。

$$k = C \frac{e^3}{1+e} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 C は水の単位体積重量・粘性係数および岩盤を構成する岩の粒径等により定まる値であるが、今回のモデルにおいて定数とみなしても大きな問題はない。

また、図-18 に示す透水試験孔において、水の流れを点湧源からのポテンシャルフローであると仮定すると、次の関係式が誘導できる¹⁴⁾。

$$Q = \frac{2 \pi L P_0 k}{\rho g \cdot \sin h^{-1}(L/2 r_0)} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 L : 透水試験区間長、 g : 重力加速度。

式 (11)~(13) を解けば、流量 Q と岩盤圧縮量 Δt の間には次の関係式が成り立つことがわかる。

$$Q = \frac{2 \pi L P_0 C}{\rho g \cdot \sin h^{-1}(L/2 r_0)} \times \frac{\{e_0(1 - \Delta t/L) - \Delta t/L\}^3}{1 + e_0(1 - \Delta t/L) - \Delta t/L} \quad \dots\dots\dots (12)$$

(3) 実測値と理論解との比較

岩盤変位と透水性の変化の関係について、実測値と簡単なモデルを設定して求めた理論解とがどの程度合致するかを検討する。ここでは、岩盤変位に引張が認められず透水試験結果のばらつきが少なかった四時ダムの Wt-1 孔のデータについて検討した結果を示す。理論解

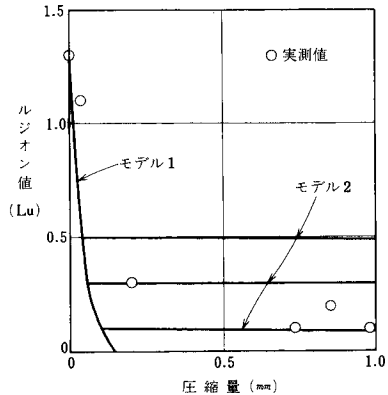


図-20 理論解と実測値の比較

を求める際に、代入する種々の値を表-4 にまとめて示す。 r_0 はボーリング孔半径で 3.3 cm。影響半径 r_1 は、岩盤内の水の流れがダルシー則に従い、かつ点湧源からのポテンシャルフローであると仮定した場合に、孔中心からポテンシャルが孔壁部のその 1% 以下に減じるところまでの距離を採用して 100 m とした。粘性係数 μ 、密度 ρ は、水温 20°C のときの値を採用した¹⁵⁾。 P_1 は 0 kgf/cm² (0 MPa) とし、また、ルジオン値 L_u の算出方法に従い、 P_0 は 10 kgf/cm² (980 kPa) とし、岩盤中を流れる流量 Q は次式から求めた。

$$Q (l/min) = L_u (l/lm/m) \times L (m) \quad \dots\dots\dots (13)$$

さらに、モデル2の流れの理論解を求める際に必要な初期間隙比は、表-3 に示した岩石試験結果に岩盤中の亀裂の存在も考慮して 0.1 とした。

以上のような値を代入して求めた理論解と実測値を図-20 に示した。なお、図-20 においては、ルジオン値が 0.5、0.3、0.1 Lu でモデル1の流れからモデル2の流れに移行した場合の例を示してある。図-20 をみると次のことがわかる。つまり四時ダムの Wt-1 孔周辺の水の流れが、ルジオン値で 0.3~0.1 Lu を境に、モデル1で表わせる流れからモデル2で表わせる流れに移行したと考え、Wt-1 孔で観測された「圧縮量が小さいうちに透水性がかなり改善され、ある程度圧縮量が大きくなると透水性がほとんど変化しなくなる」という傾向をうまく説明できる。

5. 結 論

ダム基礎の止水処理工法として一般的に採用されているグラウチングの計画立案にあたって、フィル堤体の盛土荷重が基礎岩盤にどの程度の圧縮ひずみを与え、その結果岩盤の透水性がどの程度変化するかを定量的に押さえておくことは非常に重要であるので、この主旨に沿った実測を2つのダムサイトで実施した。さらに、基

表-4 入力物性値

| | |
|--------|----------------------------------|
| r_0 | 0.033 m |
| r_1 | 100 m |
| P_0 | 10 kgf/cm ² (980 kPa) |
| P_1 | 0 kgf/cm ² (0 MPa) |
| μ | 10.09×10^{-3} g/cm/s |
| ρ | 0.99823 g/cm ³ |
| g | 980.0 cm/s ² |
| e_0 | 0.1 |

礎岩盤の圧縮ひずみと透水性の変化を簡単なモデルを使って理論的に検討してみた。その結果、以下のことが明らかになった。

(1) 軟岩を基礎とする七北田ダムでは、フィル堤体の盛土に伴い岩盤は途中引張に転ずることもあったが、その後は圧縮され、結果的にダム基礎岩盤の透水性が改善された。

(2) 硬岩を基礎とする四時ダムでも、フィル堤体の盛土に伴い、岩盤が圧縮され、結果的に基礎岩盤の透水性が改善された。ただし、透水性の改善はひずみが小さい領域で集中的に起こり、ある程度以上ひずみが大きくなると透水性がほぼ一定になる傾向を示した。この傾向は、透水試験結果がばらつきやすい軟岩を基礎にもつ七北田ダムの場合には認められなかった。

(3) 本論文で提唱した簡単なモデルを使って誘導した理論解と実測値はよりよい一致を示した。よって、今後はこの理論解を利用して合理的なグラウチング計画が立案できるのではないかと考える。

最後に、現場実測にあたって、宮城県土木部水資源開発課・福島県土木部河川開発課の方々には多大なご協力を賜った。記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：ダム基礎グラウチングの施工指針，1972年。
- 2) 仲野良紀：ダム築造によるアバットメント部における亀裂発生について，大ダム，No. 83，pp. 23～31，1978年3月。
- 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，pp. 300～304，1984年2月。

- 4) 佐藤 成・相沢英資：七北田ダムの基礎処理工について，ダム技術，Vol. 2，No. 4，pp. 94～102，1984年11月。
- 5) 柏葉伸夫：七北田ダムの基礎処理について，第16回ダム施工技術講習会テキスト，pp. 135～143，1984年11月。
- 6) 川本眺万：応用弾性学，共立出版，1968年。
- 7) 大槻光雄・本條忠応・小松裕幸：フィルダムギャラリーの設計手法に関する検討——三次元解析を用いた応力場把握による構造設計——，水資源開発公団試験所第一試験課報告，第8110号，1982年3月。
- 8) 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，pp. 206～210，1985年2月。
- 9) 東條方英・三浦 定：四時ダムの計画と施工について，ダム日本，No. 473，pp. 21～57，1984年3月。
- 10) 三浦 定：四時ダムの建設と特徴について，ダム技術，Vol. 2，No. 4，pp. 45～63，1984年11月。
- 11) Attewell, P. B. and Farmer, I. W. : Principles of engineering geology, John Wiley & Sons, 1976.
- 12) 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, September 1969.
- 13) Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1948.
- 14) Carl N. Zanger : Theory and problems of water percolation, U. S. B. R., Engineering Monographs No. 8, Denver, Colorado, pp. 65～68, April 1953.
- 15) 本間 仁・安芸皎一：物部水理学，岩波書店，1962年。
(1985. 7. 18・受付)