

フィルダムロック材のクリープ圧縮と 長期沈下の予測

森井俊広*

平成3年5月31日受付

Creep in the Compression of Rockfills and Estimation of Long-term Settlement

Toshihiro MORII*

Rockfill dams continue to deform long after their construction has been completed, although at an ever-decreasing rate. Experience has shown that the plots of settlements as functions of the logarithm of time approximate straight lines, similar to the creep deformation of soils. Although there has been considerable speculation about the cause of rockfill settlement, no satisfactory prediction of long-term settlement of rockfill dams is available. A reliable prediction of this type of settlement is indispensable for evaluating the structure's ability to perform its task.

The purpose of this research is to study the creep behavior in the compression of rockfills by confined compression tests in the laboratory, and to develop a hypothesis that would be useful in estimating the post-construction settlement of rockfill dams. The laboratory tests of compacted rock exhibit similar settlement-log time curves, and show that the rate of settlement is dependent on the overburden pressure and accelerated by wetting of the rock. A prediction model proposed based on the laboratory findings uses the crossarm observations during construction to calibrate discrepancies between in-situ and laboratory conditions, with the model being a practical one.

緒 言

冬季の盛り立て休止期間や築堤完了後の一定応力条件下でも、フィルダムロックゾーンの沈下は進行する。マスとしてのロック材の沈下は、岩石粒子間の接触点での破碎、そしてそれによる粒子の再配列と局所応力の再分

布ともなう新たな破碎といった循環的(経時的)なプロセスをたどって生じるといわれている⁹⁾。この種の沈下は、内外の多くの事例で報告されており、おおよそ経過時間の対数値に比例して進行することから、その現象的な特徴に着目して、時間依存性の長期沈下あるいはクリープ沈下とよばれる^{1,3,4,8-10)}。クリープ沈下は湿潤化によ

* 鳥取大学農学部農林総合科学科生産環境工学講座

* Department of Agricultural Engineering, Faculty of Agriculture, Tottori University

り助長され、たとえば大きな降雨や冠水を受けると、沈下量はもちろんその進行速度も増大する。

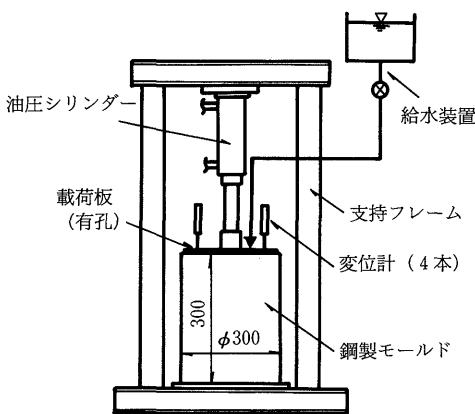
フィルダムロックゾーンにみられるクリープ沈下は、通常、堤体がより安定した状態に移行する仮定であるとみなされ、これまであまり問題にはされてこなかった。ダム設計では、一般に、堤体高さの2～3%程度以下の余盛りが配慮される程度で、実際、これにより、堤体の力学的な機能は十分確保されてきた。しかし近年、経済的な理由から、表面遮水壁型のフィルダムの建設が増えてくるにつれ、新たに、築堤後に生じる沈下量と沈下速度の定量的な評価が重要な検討課題として指摘されるようになってきた^{1,2)}。遮水壁構造物の設計において、築堤後の堤体変形にともなう発生するひずみの量とひずみ速度が欠かせない情報となるためである。

本研究の主眼は、以上に説明した、フィルダムロックゾーンにおける築堤後のクリープ沈下挙動の推定方法を検討することにある。具体的には、まず大型の圧縮載荷装置を用いた室内試験により、クリープひずみ速度と載荷圧との関係およびそれに及ぼす水分状態の影響を明らかにした。次いで、これらの経験的なモデル式にもとづき、湛水荷重の効果も考慮した長期にわたるクリープ沈下の推定方法を提案した。推定にあたっては、盛り立て時の計測データ（具体的には冬季の盛り立て休止期間における層別沈下データ）を積極的に用いるようにし、できるだけ実務的な方法になるようにした。

ロック材のクリープ圧縮性状

(1) 試験装置

原位置の圧縮状況を比較的良好に模擬できると考えられ



第1図 圧縮載荷試験装置の構造概要

る大型の圧縮載荷試験装置^{4,9)}を用いた。試験装置は、第1図に示すように、鋼製のモールド（内径300×高さ300 mm）によりロック材供試体の横方向変位を拘束した状態で、油圧シリンダーを介して1次元鉛直方向に荷重を加え、載荷時およびそれ以降の一定荷重条件下で生じる圧縮変位量を測定するものである。

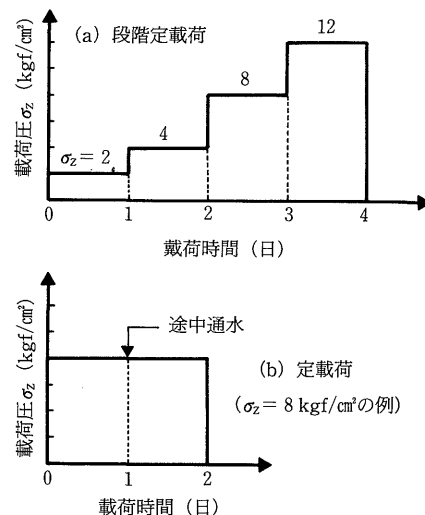
載荷圧 σ_z は最大12kgf/cm²で、通常のフィルダムでは60～65m程度の土かぶり圧に相当する。供試体の圧縮沈下量は、載荷板上にセットした4本の変位計で測定し、その平均値を供試体の初期高さで割って圧縮ひずみを求めた。第1図に示している給水装置は、定載荷の途中で供試体に通水を行うためのものである。

(2) 試験材料と試験方法

試験には、表乾比重 $G_a=2.3$ 、吸水率 $Q=8\%$ の火山砕屑岩（以下材料Aとよぶ）と、 $G_a=2.5$ 、 $Q=4\%$ の半深成岩（同じく材料B）の2種類の原石山発破材料を用いた。相対的に、材料Bの方がより堅硬である。

試験因子として、載荷圧（土かぶり圧）と水分状態をとりあげた。前者は、クロスアーム間で計測される圧縮ひずみが深さ方向に大きくなる傾向をもっている⁷⁾ことより、後者は、比較的大きな降雨の前後で層別沈下挙動が明瞭な変化をしめす⁹⁾ことから選んでいる。

載荷パターンは、第2図に示す2通りとした。段階定載荷では、供試体の初期水分状態を気乾（自然含水）、表乾（表面乾燥飽水）および浸水状態とした上で、それぞれの供試体に対し、24時間ごとに σ_z を2、4、8、12kgf/cm²



第2図 載荷パターン

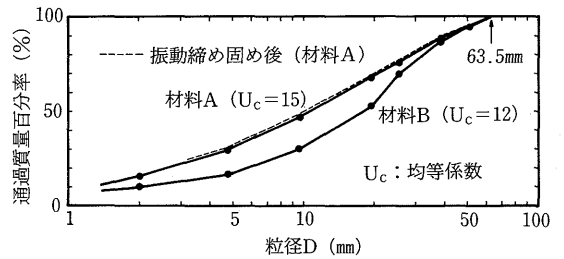
cm²と段階的に上げていった。定載荷試験では、気乾供試体に対して上記 σ_z のいずれかで24時間の定載荷を行ったのち、先の第1図に示した給水装置により通水状態とし、以降24時間、同じ圧力で定載荷を続けた。

試験装置は、一般の土質試験装置の中では大型の部類に入るが、実際に盛り立てられる大粒径のロック材に比べればはるかに小さい規模のものである。このため、試験粒度として、室内と原位置とでの単位容積あたりの粒子接触点数の相似性が満足されるように、原石山材料に対する最大粒径63.5mmの相似粒度を用いた。試験粒度曲線を第3図に示す。いずれも一般のロックゾーンにみられるなめらかな粒度曲線となっている。

供試体の作成には、粒子破砕をできるだけ抑える目的もあって、原位置での締め固め方法と類似する上部振動締め固め方法をとった。上の第3図に、材料Aの振動締め固め後の粒度曲線を破線で併記した。締め固め時の破砕率⁹⁾は2~3%程度と非常に小さい。密度は、供試体を6層に分けた各5分間の振動締め固めで達成できる値とした。全試験ケースでの平均値(乾燥密度)は、材料Aで1.93t/m³、材料Bで2.07t/m³で、一般の施工管理密度と現実的にほぼ対応した値がえられている。

(3) 試験結果と考察

試験結果の代表例を、載荷経過時間(常用対数値)と鉛直圧縮ひずみの関係に整理して、第4図に示す。いずれも、 σ_z を上げた時点または通水を開始した時点を経過時間の起点として表示している。一部に不規則な変化がある



第3図 試験粒度

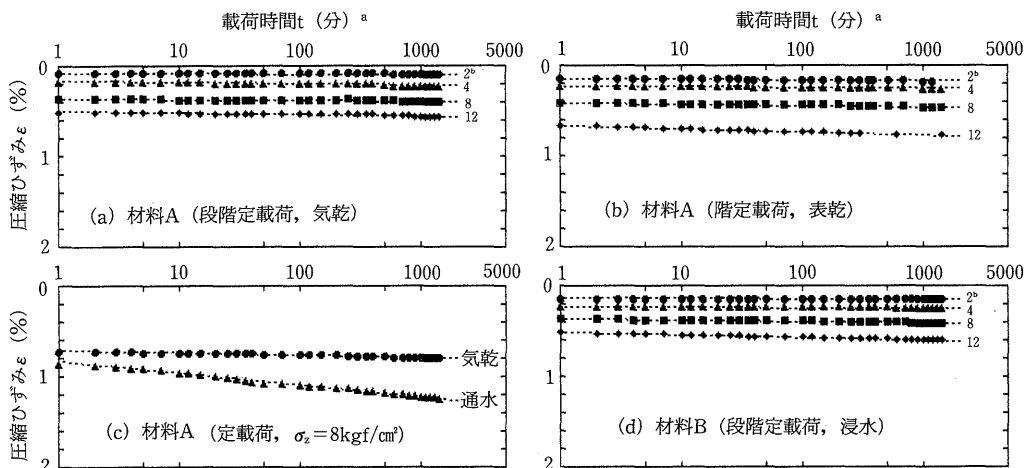
が、第4図の例を含む全ケースの試験結果から、おおよそ次のような特徴をみることができる。

- a). 定載荷状態での圧縮ひずみは、経過時間の対数値にほぼ比例して進行する。
- b). 載荷圧が大きくなった時点あるいは通水状態になった時点で即時的に沈下量が急増し、それ以降のひずみ速度も大きくなる。
- c). 載荷圧が大きいほど、また初期に湿潤であるほど圧縮ひずみ量は大きくなる。
- d). 相対的な比較から、ロック材が良質なほどひずみ量とその進行速度は小さくなる。

上記a)の特徴に着目すると、室内載荷試験でえられるロック材供試体の鉛直圧縮ひずみ ϵ を、次のような関数形で表すことができる。

$$\epsilon = a + b \cdot \log t \dots\dots (1)$$

ここで係数のb値はクリープひずみ速度、tは載荷時間



- a. 載荷圧を上げた時点、または通水を開始した時点を経過時間の起点として表示
- b. 図中の数値は、載荷圧 σ_z (kgf/cm²)

第4図 圧縮載荷試験による載荷時間と鉛直圧縮ひずみとの関係(代表例)

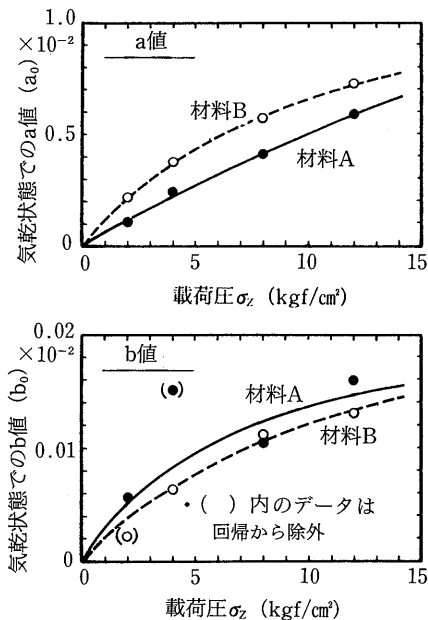
(常用対数表示)である。a値は、b値との対応から、
 載荷直後のごく短時間に生じる即時ひずみ成分と考える
 ことができる。

先の第4図に示している破線は、式(1)による回帰適合
 線である。以下、この回帰によりえられたa値とb値に
 ついて、 σ_2 との関係および水分状態によって受ける影響を
 調べる。回帰データの単位は ϵ が1/系、tは分である。
 またtの起点は先の第4図の表示に準ずる。

第5図は、気乾供試体の段階定載荷試験からえられた
 a値、b値と σ_2 との関係をまとめたものである。(同図お
 よび以下の説明では、気乾または自然含水状態での値を
 a_0 、 b_0 と表す)。一部にばらつきがみられるが、全体とし
 て、 σ_2 とともに a_0 値、 b_0 値のいずれも双曲線状に増加して
 いく傾向にある。第5図には回帰線も合せて示した。 σ_2 が
 大きくなるにつれ b_0 値の増え方が緩慢になっているのは、
 岩の新鮮部が露出し、破碎しうる粒子の数が少なくなっ
 てくるためと考えられる。

次に、浸水や通水、粒子内飽水などの湿潤化の作用を
 受けた場合のa値、b値の変化をみてみることにする。

第6図は、 a_0 値、 b_0 値を横軸にとって、湿潤化の作用を
 受けた場合との関係を整理したものである。湿潤化の作
 用を受けると、a値、b値とも気乾状態に対しおおよそ



第5図 載荷圧と気乾状態でのa値 (a_0)、b値 (b_0)
 との関係

一定の割合で増加していることがわかる。気乾状態での
 値が大きい(つまり σ_2 が大きい)ほど、増加割合も大きくな
 って指数状になる傾向をもつが、第6図では、これを
 線形とみなしてその回帰線も併記した。図中に示す増加
 割合についてみると、湿潤化の影響が材質の局所的な劣
 化という形を通してより顕著に現れてくるため、 a/a_0 より
 b/b_0 の方が大きくなっている。材料別では、低質な材料
 Aでいずれの増加割合も大きくなっている。なお第6図
 で、材料Bの表乾試料と通水後のa値が a_0 値よりやや小
 くなっているが、ここでは、これを試験誤差と考え、全
 体として、湿潤化による影響はほとんどないと判断した。
 また材料Aでは、逆に、浸水時のa値がかなり大きくな
 っているが、圧縮試験後の破碎率に明確な違いがみあた
 らないことから、間隙水による潤滑化にともなってロッ
 ク材粒子の再配列が促進されたのではないかと考えられ
 る。

以上にみた室内試験の結果から、締め固められたロッ
 ク材の圧縮性状を簡単にまとめると、次の通りである。

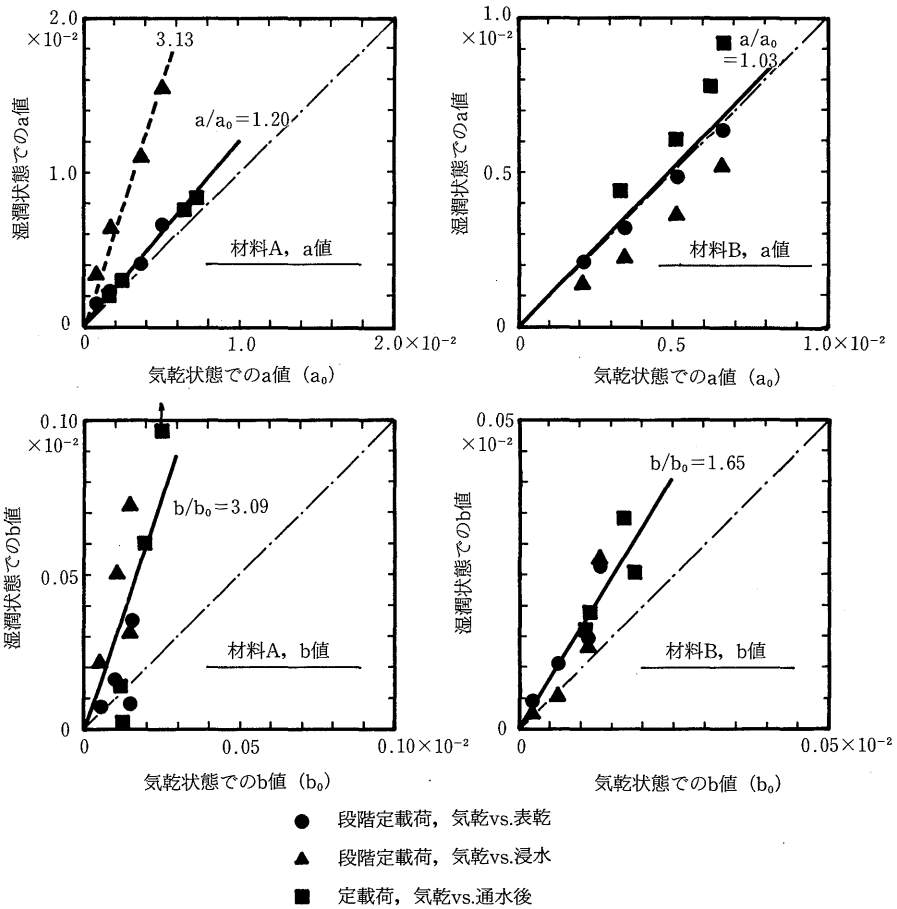
- 定載荷圧条件下での圧縮ひずみは経過時間の対数
 値に比例して進行し、その傾向はおおよそ掲げ
 の式(1)の形で表すことができる。
- 気乾(自然含水)状態の a_0 値、 b_0 値は σ_2 とともに大
 きくなり、その傾向を双曲線で近似できる。
- 何らかの形で湿潤化の作用を受けると、a値、b値
 ともに増加する。増加割合は、気乾状態に対しほ
 ぼ一律であるとみなすことができる。
- 湿潤化の影響は、比重や吸水率などからみた粒子
 材質が良好であるほど、相対的に小さくなる。

クリープ沈下挙動の予測

(1) ロック材のクリープひずみモデル

フィルダムの築堤後の長期沈下挙動の予測を難しくし
 ている理由として、圧縮ひずみと経過時間との関数関係
 を経験的に明確に定めにくい点と、仮にそれがうまくい
 ったとしても経過時間の起点の取り方にあいまいさが残
 る点が指摘されている⁹⁾。前者の問題は、たとえば粘弾性
 モデルにもとづく理論的なアプローチをとっても、要素
 の組み合わせによって基本解が違ってくるため、解決でき
 ない。このため、ここでは、クリープ圧縮性状の特徴を
 現象的にうまく表現でき、かつ緒言で述べた意味での実
 務性を備えた一つの仮説モデルを提案する。

前節の室内試験でえられたロック材のひずみ挙動に關
 する重要な性質から、先の式(1)に含まれるa値、b値を
 次のような関数関係で表すことにする。



第6図 乾状態での a_0 値, b_0 値と湿潤状態での a 値, b 値との関係

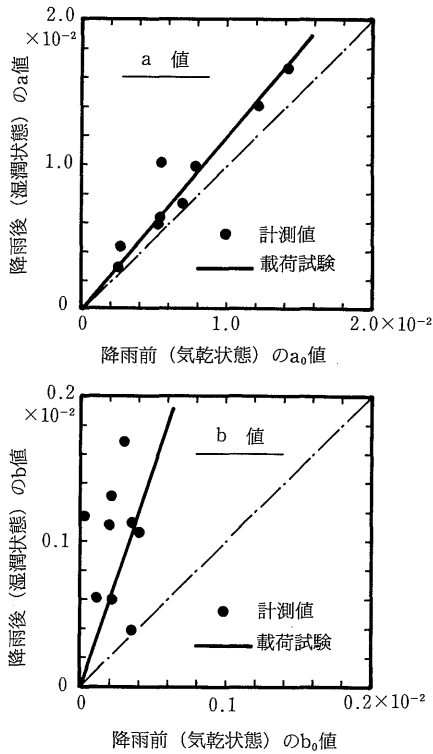
$$a = a_0(\sigma_z) \cdot r_a \cdot c_a \dots \dots (2a)$$

$$b = b_0(\sigma_z) \cdot r_b \cdot c_b \dots \dots (2b)$$

ここで a_0, b_0 は σ_z の関数で, 先の第5図から, その関係が双曲線で近似できるものとする。 r_a, r_b は, それぞれ, 湿潤化の作用を受けた場合の a_0, b_0 の増加割合で, 実際のダムへの適用を考えて, 降雨影響係数とよぶことにする。 r_a, r_b は降雨量の多少や浸透水分布の不均一性などからかなりばらつくはずであるが, 前掲の第6図にもとづき, 材料ごと(より厳密には材質)によって決まる定数であると考え。第7図は, 材料Aで盛り立てられ, 施工休止期間中に日総雨量180mmと比較的大きな降雨を受けたAダムでの実測データをまとめたものである(最大土かぶり圧は5.5kgf/cm²程度)。降雨前の自然含水状態と降雨後との関係から, 降雨影響係数に対し, 上のようなみ方をしても大きな間違いはないと判断できる。第7図には,

先の第6図でえられた(試験結果を破線で示しているが, 実測値との比較から, a_0 値, b_0 値の湿潤化(降雨)にともなう増加割合は, 室内と原位置とでオーダ的にそれほど変わらないことがわかる。両図から, r_b は, 材料Aで3.1, 材料Bで1.6程度と考えられる。

上の式(2)では, 新たな係数として c_a, c_b を導入している。これらは, 試料の粒度特性や締め固め方法, あるいは試供体の横方向の変位拘束や周面摩擦の程度などに起因した室内試験条件と原位置条件との違いを補正する係数である。第8図に, 上で取り上げたAダムの降雨前における層別沈下データから, a_0 値, b_0 値と σ_z との関係について整理してみた。計測値はかなりばらついているが, その分布傾向を双曲線状とみなすと, 破線で示す先の第5図の試験結果との対比から, a 値に対する補正係数として $c_a = 1.7$, b 値に対しては $c_b = 3.6$ がえられる。この補

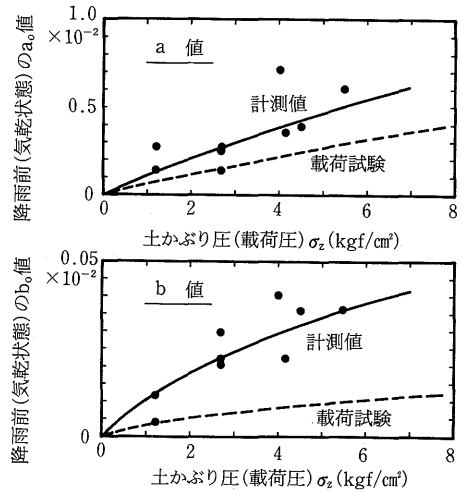


第7図 降雨前後のa値, b値との関係 (Aダム, 材料A)

正は主として試験方法に起因したものであるため, 上記の値は, おそらく, 材料の種類に関係しないと考えられる。また, 先の第7図の比較結果から, c_a , c_b は, それぞれ, a_0 値, b_0 値に対する補正係数であると解釈できる。

(2) 経過時間の起点と湛水荷重による沈下増分

上の(1)で指摘した2つめの問題点, つまり経過時間の起点の取り方は, フィルダムの応力・変形解析で用いられている逐次盛り立て解析手法⁹⁾の考え方を導入することにより解決できる。通常, フィルダムは施工期間に応じて何層かに区分され, 逐次, 盛り立てられていく。したがって, 各層の盛り立て終了段階ごとにクリープ沈下量を計算し, それらを重ね合わせていけば, 盛り立て時はもちろん, その延長として湛水過程を含む築堤後のクリープ沈下挙動も比較的精度よく推定できることになる。(1)で提案したクリープひずみモデルが, 実際の築堤工程を模擬した段階定载荷試験の結果をベースにしていることから, 逐次解析手法の導入は十分に妥当なものであるといえる。なお湛水過程では, 荷重増加にみあった分だけ



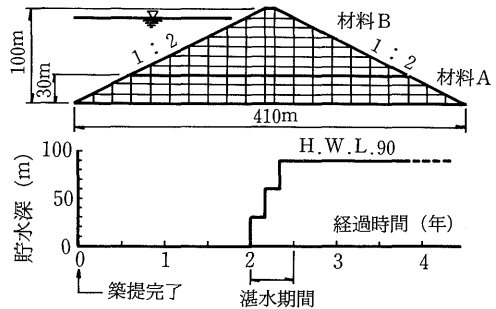
第8図 a_0 値, b_0 値についてのAダム計測値と载荷試験結果との対比

け増分量の形で新たにクリープ沈下が発生するとし, これを, 堤体自重によってすでに生じているクリープ沈下に重ね合わせていくことにする。

(3) 築堤後のクリープ沈下挙動の予測

予測を行う上での大きな仮定として, 即時変形とクリープ変形は独立した事象であると考え。したがって, 先の式(2b)によりクリープ沈下を計算し, これを, 通常の応力・変形解析でえられる即時沈下成分に加算することになる。(以下では, このうちクリープ沈下のみを対象とする)。そして式(2b)の形式から, クリープ沈下は鉛直1次元方向の载荷圧(自重による土かぶり圧と湛水荷重)のみによって決定され, 多軸方向における剛性は変化しないと考える。

第9図は, 高さ100m級を想定した計算用のモデルダムと湛水工程である(堤体の1/3高さまでは前節の室内試験に供した材



第9図 材料AとBで築造された計算用モデルダムと湛水工程

料Aで、それより上部は材料Bで構成されている)。具体的な予測計算にあたっては、同図のダム断面図に示すように、堤体を何列かの単位面積の鉛直土柱に分け、各土柱の盛り立て層の中心に作用する載荷圧から、先の式(2b)にしたがってクリープひずみと圧縮量を求め、これを全層にわたって逐次加算していく。

一例として、第9図の湛水工程で生じる築堤後のクリープ沈下挙動の予測結果を第10図に示した。同図(a)には、上流側斜面の代表点と天端における経時変化を、(b)では、築堤後の代表経過時点における沈下量の分布をまとめている。いまのところ、予測値を実測値と比較するまでには至っていないが、これまでに公表されている調査結果^{1,9)}と対比するかぎりでは、第10図の予測値は十分に現実的な範囲にあると判断できる。おおよその傾向として、クリープ沈下は、その特性から、ダムの運用期間に比べてもかなり長い期間にわたって継続し、湛水により比較的急激な変化をきたすことがわかる。

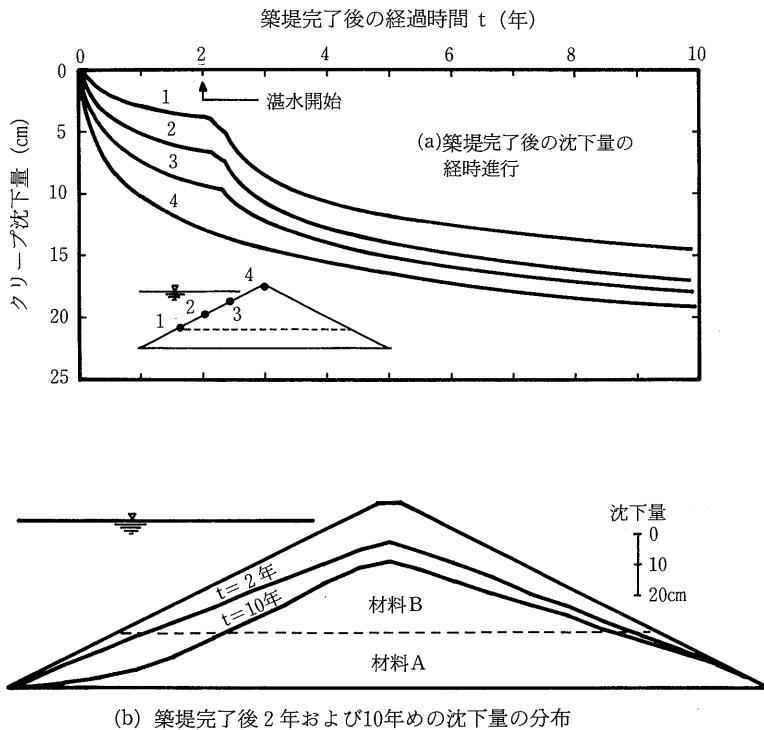
料を用いた簡単な室内載荷試験により調べるとともに、試験結果にもとづき、フィルダムの長期沈下挙動の予測モデルを提案した。設定した試験条件の範囲の中で、定載荷状態での圧縮ひずみが経過時間の対数値にほぼ比例して進行し、b値として与えられるクリープひずみ速度が載荷圧の関数になること、また湿潤化の作用を受けると、このb値は気乾状態での値に対してほぼ一律に増大することが明らかとなった。これらの試験結果をベースにして提案したクリープひずみモデルと予測方法は、あくまでも現象論的あるいは経験的なものにしかすぎないが、施工時の計測データを積極的に利用しているという点で、これまでに提案されてきているモデルや予測方法に比べ、はるかに実務性(あるいは適用性)をもったものであると位置づけることができる。

文 献

- 1) Clements, R. P. : Post-construction deformation of rockfill dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 (7) 821-840 (1984)
- 2) Cooke, J. B. : Progress in rockfill dams. *Journal*

総 括

締め固めたロック材のクリープ圧縮性状を、原石山材



第10図 モデルダムに対する築堤後のクリープ沈下挙動の予測結果

- of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 (10) 1383-1414 (1984)
- 3) Dascal, O. : Postconstruction deformations of rockfill dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113 (1) 46-59 (1987)
 - 4) 石井恒久：道路盛土の圧縮沈下について。土と基礎, 25 (5) 13-20 (1977)
 - 5) 関西電力株式会社：奥多々良木発電所工事誌 土木編。関西電力株式会社編，大阪 (1975) pp. 836-837
 - 6) Kulhawy, F. H. , Duncan, J. M. and Seed, H. B. : Finite element analyses of stresses and movements in embankments during construction. Report TE69-4, University of California, Berkeley (1969)
 - 7) 三室高・池田幸・延山政之・森井俊広：主応力比を基本変数としたフィルダム材料の変形特性の評価方法。粗粒材料の現場締固めの評価に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会 25-32 (1990)
 - 8) Parkin, A. K. : The compression of rockfill. *Australian Geomechanics Journal*, G7 33-39 (1977)
 - 9) Sowers, G. F. , Williams, R. C. and Wallace, T. S. : Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills. *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2 561-565 (1965)
 - 10) Soydemir, C. and Kjaernsli, B. : Deformations of membrane-faced rockfill dams. *Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3 281-284 (1979)