

中央土質遮水壁型ロックフィルダムの 築堤時応力変形解析

森 吉昭¹・内田善久²・下川洋司³・吉越 洋⁴・石黒 健⁵・太田秀樹⁶

¹フェロー会員 東電設計(株)第一土木本部(〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

^{2,3}正会員 工修 東京電力(株)建設部(〒100-0011 東京都千代田区内幸町1-1-3)

⁴フェロー会員 工博 東京電力(株)建設部(〒100-0011 東京都千代田区内幸町1-1-3)

⁵正会員 工博 前田建設工業(株)技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16)

⁶フェロー会員 工博 東京工業大学理工学研究科国際開発工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

大型の中央土質遮水壁型ロックフィルダムを対象とした築堤時応力変形解析の結果を報告する。築堤中の遮水ゾーンでの間隙水圧の発生と消散、大型ダム特有の高応力下でのダム堤体材料の弾塑性的な応力変形挙動を再現する目的で、関口と太田による弾粘塑性モデルを取り込んだ有効応力解析手法を用い、ある実ダムの二次元・三次元築堤解析を実施した。築堤に伴う堤体沈下や遮水ゾーンに発生する間隙水圧、堤体土圧等を計算し、実測値との比較を行った結果、解析結果は概ね実測傾向を表現できており、本論文で用いた物性評価法や計算方法が実務的な適用性を有することが確認された。最後に、本手法を用いた幾つかの試解析を実施し、コア材料の遮水性、ゾーン間剛性差、基盤形状等の影響を考察した。

Key Words : center core-type rock filldam, lift simulation, finite element method
elasto visco- plastic model, effective stress analysis

1. はじめに

ロックフィルダムは、粘土、砂、礫、大粒径のロック材など、建設サイトに存在する様々な土質材料を組み合わせて築造される。完成後のダムに水を貯めようとしたところ、堤体の一部が陥没したり、そのまま決壊に至ってしまった、というような事例が、過去、幾つか報告されている^{1)・2)・3)・4)}。中央土質遮水壁型ダムの遮水機能は、粘土質の土を大型重機によって転圧して造られる遮水ゾーン(コアゾーン)が担うが、事故・崩壊原因の多くを占めるのは、コアゾーンで発生する水理的破壊現象(ハイドロリックフラクチャリング)であると言われている⁴⁾。中央土質遮水壁型のロックフィルダムは、コア、フィルター、ロックなど、材料特性の異なる幾つかのゾーンを組み合わせて造られる。フィルターの剛性がコア、ロックに比べてかなり高いため、築堤中にフィルターゾーンに応力が集中し^{5)・6)}、堤体上下流方向のアーチング現象によってコアゾーンの土圧値が低下する。Tetonダム¹⁾のように深いキートレンチ

が設けられていたり、ダム軸方向(左右岸方向)の基礎岩盤の傾斜が急峻である場合には、ダム軸方向アーチングによりコアゾーン内での低応力ゾーンの発生や不同沈下、クラックの発生などがさらに助長される。土の遮水性能は、密度が小さく間隙比が大きいほど当然低くなる。クラックはもちろんのこと、低応力ゾーンでは築堤中に堤体荷重が土に十分に加わらないために密実化が生じにくく、このため、周辺よりも間隙比が大きく遮水性に劣った、いわゆる「水理的弱点」を局所的に形成する可能性がある。このような水理的弱点を有したダムに湛水を行うと、その部分に浸透流が集中し、場合によっては過大な浸透流速によるコア材細粒分の移動や浸食が生じてしまう。ハイドロリックフラクチャリングの始まりである^{7)・8)}。ロックフィルダム湛水時の水理的安定性を議論するためにはまず、築堤中にダムがどのように変形し、完成時にどのような応力分布状態にあるのかを知らなければならない。

築堤中のダムの変形や完成時の堤体応力分布を調べるために、有限要素法を用いた逐次盛立て解析が

行われる。盛立て工程に対応した要素追加を行って、築堤中の堤体の自重変形やダム完成後の堤体内応力の分布を求めようとするものである。林⁹⁾、松井¹⁰⁾、原田、松井¹¹⁾、松井、酒井¹²⁾、成田、大根¹³⁾、仲野ほか¹⁴⁾など、全応力解析手法を用いた検討事例は数多い。一方、中央土質遮水壁型ダムのコアゾーンは通常、遮水性を確保するために比較的高い含水比で、いわゆる湿潤側で転圧され、転圧面の飽和度が90%を超える場合も少なくない。この際、コアゾーンは飽和土に近い力学挙動をとり¹⁵⁾、築堤中には間隙水圧が徐々に蓄積し、冬季盛立て休止期に相当する放置期間中にこれが次第に消散する、といった典型的な圧密の現象が現地で観察される⁴⁾。湛水後には上流側堤体に浮力が作用し、間隙水圧の上昇に連動して堤体の有効応力が変化する。中央土質遮水壁型のダムを取扱う場合、全応力解析ではなく、土骨格の変形と間隙水の浸透を連成させて解く有効応力解析が必要となる所以である。このような理由から、我が国では大西、村上¹⁶⁾による均一型ダムの解析事例を始めとして、中央土質遮水壁型ダムを対象とした中川ほか¹⁷⁾、向後ほか¹⁸⁾など、また海外でも、A lonso⁸⁾、Dluzewski、Fiedler¹⁹⁾、Pagano et. al²⁰⁾、Kovacevic et. al²¹⁾など、今までに幾つかの研究事例が報告されている。

これらの研究成果が、いまだ実務設計の場での適用に至っていないのは何故であろうか。大型ダム築堤時の応力変形挙動を精緻に追跡するためには、ダムの形状やゾーニング、施工工程等を正確に再現する以外に、大型重機により転圧された各種堤体材料の築堤時の力学挙動、特に大型ダムのような高応力下での挙動を精度良くモデル化し、解析に必要な数多くの物性値を定めなければならない。しかしながら、粘性土から大粒径のロック材に至る広範な堤体材料に対して複雑なモデル化を行うことは、実務の場ではいまだ容易ではない。特に中央遮水壁型ダムの堤体積の大半を占めるロックゾーンは最大粒径が1000mm以上に及ぶような巨大な岩石により構成されるため、現場材料をそのままの粒度で室内試験に供し、解析に用いるパラメータを決めること自体が実務上不可能に近い。

著者らはこの問題点を解決するために、複数の既往大型ダムの築堤時実測沈下データを整理するとともに、ダム堤体材料を用いた一連の室内試験を実施した。その結果、大型重機により転圧された各種ダム堤体材料を等価な先行圧縮応力を有する過圧密土に置き換え²²⁾、²³⁾、²⁴⁾、その力学挙動を既往の弾塑性モデルにより概ね表現できることを明らかにした²⁵⁾。問題となるロックゾーンの解析物性値について

も、巨礫分を除外した供試体を用いて行われた室内試験結果に対して、室内と現場の粒度、粒子サイズの違いに対する補正を施し、これを外挿的に推定する手法を提案した²⁵⁾。前報²⁵⁾では、ある実ロックフィルダムの築堤・湛水解析を実施し、実測データとの比較により提案手法の妥当性を概ね確認したが、ここで対象としたダムは堤体のすべてがロック材で構成される表面遮水壁型ダムであり、ダムの形式が異なる。解析手法も堤体内に水が入らない表面遮水型ダムでは全応力解析による計算が可能であったが、今回対象とする中央土質遮水壁型ダムでは前述の理由から有効応力解析が必要となる。

本論文では、著者らが提案したダム築堤材料のモデル化の考え方や物性値設定法²⁵⁾を、新たに中央土質遮水壁型ロックフィルダムの築堤問題へ展開することを試みる。前述したように、中央土質遮水壁型ダムの解析は、いまだ実務への応用に至ってはおらず、堤体材料のモデル化やパラメータの決定法、実ダムの実測データとの整合性の確認など、解明すべき点が数多く残されているものと思われる。本論文では、実務問題への応用を念頭に置き、ダム堤体施工時の品質管理記録や室内力学試験結果を用いて解析物性値をできるだけ客観的に定める方法を具体的に示し、解析結果と実測値を詳細に比較して実務上の精度や残された課題を明らかにする。また、既往の研究事例¹⁶⁾~²¹⁾では必ずしも明確に記述されていない「有効応力に基づくダム築堤解析」の初期値、境界条件の与え方の詳細や問題点についても言及したい。

以下では、中央土質遮水壁型のある実ロックフィルダムを対象とした二次元および三次元の築堤解析を実施して実測データとの比較照合を試みた後、実務への適用事例として、コア材料の遮水性やゾーン間剛性差、基礎岩盤形状等の違いがダム完成時の堤体応力分布や遮水性能に及ぼす影響を調べた結果を報告する。

2. 上日川ダムの概要

築堤解析の対象となった上日川ダムは、堤高87m、堤頂長494m、堤体積411万m³の中央土質遮水壁型ロックフィルダムである。本ダムの最大断面を図-1に示す。ダムは、遮水を目的とするコアゾーン、堤体の強度確保を担うインナーシェルおよびアウターシェルの2つのロックゾーン、およびその間に配置される中間的粒度のフィルターゾーンの3つのゾーンにより構成されている。図-2に、各ゾーン材料の粒度特性を示す。本ダムの転圧基準は表-1に示す通りで

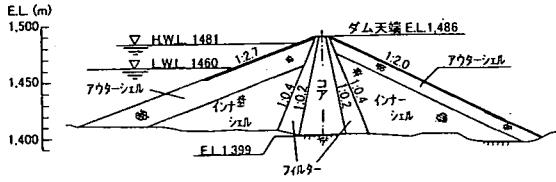


図-1 上日川ダムの最大断面

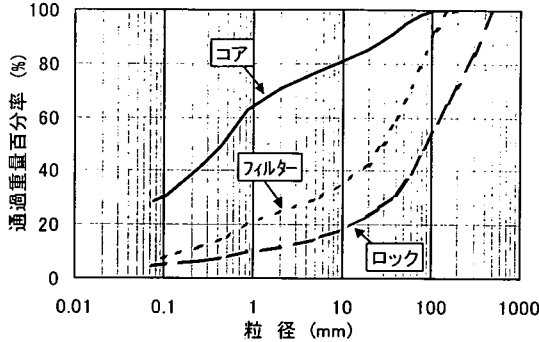


図-2 各堤体材料の粒度特性

表-1 各ゾーンの転圧基準

ゾーン	施工含水比	まきだし厚 (mm)	転圧回数 (回)	転圧機種
コア	wopt.~ wopt.+3% (wopt.:2EcJIS)	200	12	30t級タンピングローラー
フィルター	自然含水比	400	4	17t級振動ローラー
ロック	自然含水比	1500	4	17t級振動ローラー

あり、粘土質のコア材料は30トン級のタンピングローラーにより、ロック、フィルター材料は17トン級の振動ローラーによって転圧された。ダムの盛立ては図-3に示す工程に従って行われた。盛立ては1994年9月に開始され、2年3ヶ月後の1996年12月に築堤を完了した。堤体の最大断面には、図-4に示す位置に層別沈下計(クロスアーム)、間隙水圧計、土圧計が設置され、築堤中のダム堤体の応力変形挙動が実測された。なお、標高1460mの土圧計は図-7中にその位置を併記した副断面に別途設置された。

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) ダム堤体および築堤工程のモデル化

本研究では、築堤中のコアゾーンでの間隙水圧の発生や消散、湛水時の上流側堤体への浮力の作用や、これに伴う有効応力の変動などを考慮できるように、Biot²⁹⁾の定式化に基づく有効応力解析手法を用いた。

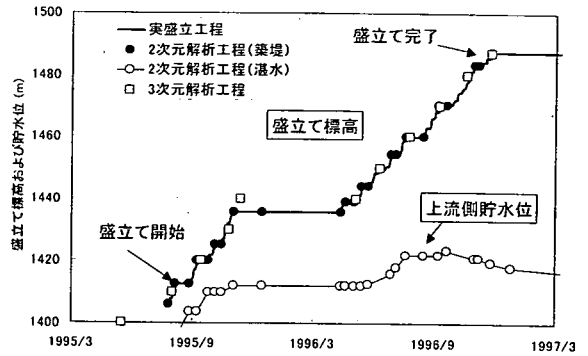


図-3 上日川ダムの盛立て工程

注) ・EL1420mの土圧計は設置後に破損
 ・EL1460mの土圧計は副断面に設置されており、図はこれを最大断面に投影したもの

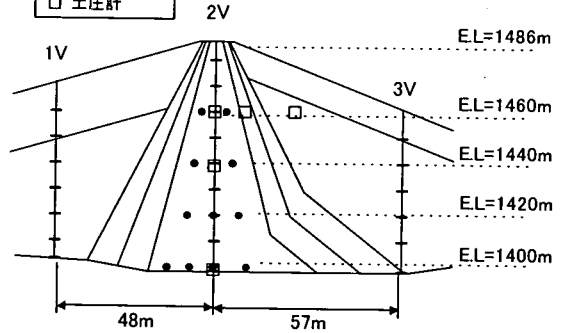


図-4 最大断面における各種計測器の配置

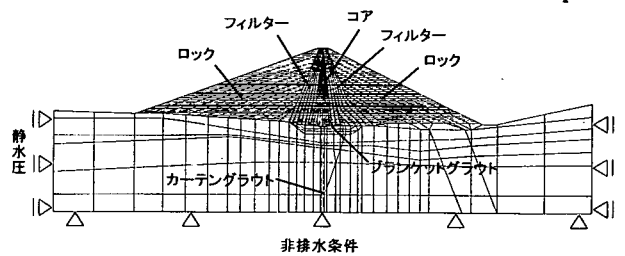


図-5 上日川ダム二次元モデル

土の構成式として、関口と太田による弾粘塑性モデル²⁷⁾を組み込んだ解析コード、DACSAR²⁸⁾である。二次元解析では、解析断面として各種計測機器が設置された最大断面を選定した。解析に用いたモデルを図-5に示す。コア、ロック、フィルターの各ゾーニングを再現し、基礎岩盤やグラウトゾーンも解析領域に取り込んだ。図-3に示した実際の盛立てスケジュールに合わせて堤体要素を順次追加することで、ダムの建造工程がモデル化された。ロックゾーンの一部はコアゾーンに先行して盛立てが行われたが、図-6に示すように、この工程も詳細にモデル化された。図-3には、比較のため、実盛立て工程の上に解析で用いた盛立てステップを●印で併記した。

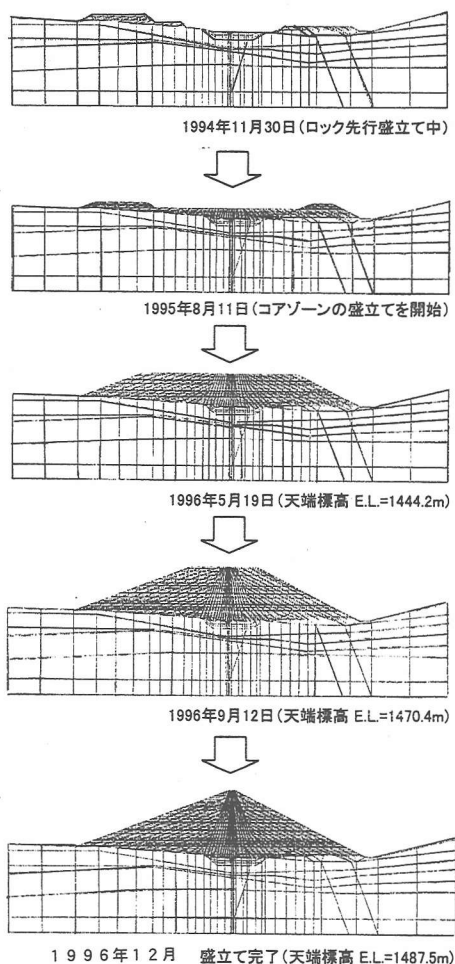


図-6 上日川ダム築堤工程のモデル化

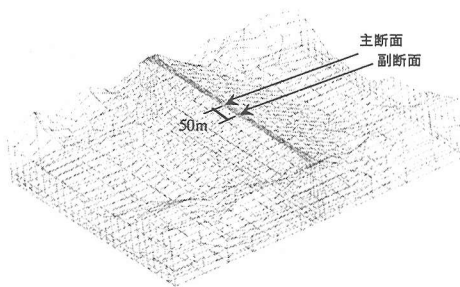


図-7 上日川ダム三次元モデル

盛立に伴って新たに出現する要素を、本論文では便宜的に「転圧面要素」と呼ぶ。この直上にさらに次の転圧面要素が追加されると、その要素面積×単位体積重量相当の等価節点外力が下部の転圧面要素表層の各節点に下向きに分配して加えられ、「堤体荷重」が表現される。なお、盛土の単位体積重

量は、現地転圧面で品質管理試験として実施される現場密度試験により既知である。本解析では、後で詳述するようにコアゾーンを飽和材料として取扱っているため、上部転圧面要素が加えられた瞬間には等価節点外力は下部転圧面要素内部の間隙水圧に転化され、後述する水理境界条件に対応して次第に消散、これに伴い有効応力の増加と土骨格の変形が生じて「盛土の自重変形」が表現される。ロック、フィルターゾーンでは透水性が良好なために間隙水圧は即時に消散し、変形は瞬時に発生する。

ロックフィルダムは、実際には三次元構造物である。このため、ダム軸方向、すなわち図-5の紙面直交方向の基礎岩盤形状の影響によって、二次元平面ひずみ条件での計算値が実情とは異なったものとなる可能性がある。そこで、特に堤体土圧の検証に際しては、新たにダム標準断面以外の各副断面の二次元モデルを作成し、これをダム軸方向に連結した三次元モデルを図-7のように構築し、実測値との比較に供した。用いた解析手法や解析条件は二次元モデルと同一であるが、計算容量の関係上、要素メッシュは二次元よりかなり粗く、また盛立て工程も、ステップ数の制限のために図-3中に併記したような、より単純化したものを用いざるを得ず、ロックの先行盛立てなども無視した。

(2) 初期値および境界条件の設定

二次元解析で採用した変位、水理境界条件を図-5中に併記した。モデル側面に鉛直ローラと静水圧条件を、底面に変位固定と静水圧条件を課している。

ロックフィルダムを対象とした築堤解析において留意を要する点として、ロック、フィルター要素の初期値、境界条件の与え方の問題がある。ロックフィルダムのように、高さ方向に転圧面要素を順次追加しながら有効応力解析を行う場合、実務上問題となるのは、堤体内部、特にロック、フィルターゾーンの水利条件の与え方である。例えば、ダム底位置、すなわち基礎岩盤地表面に位置水頭の基準点を設けた場合、これよりも高い位置にあるロック、フィルター要素は、その透水係数が非常に大きいため、盛立時、あるいは転圧面要素出現時に瞬時に間隙水圧が消散し、さらに位置水頭相当の負圧に至ってしまう。例えば基準点からの高さ50mに位置するロックゾーン要素は、浸透流解析では計算上、ほぼ瞬時に498kPaの負圧状態となる。一方、実堤体のロックゾーンに設置された間隙水圧計の実測値は、実際には、築堤中ロックゾーンが常に間隙水圧=0、つまり圧力水頭=0（大気圧）の状態にあることを示す。ロックフィルダムにおける現状の間隙水圧測定法では

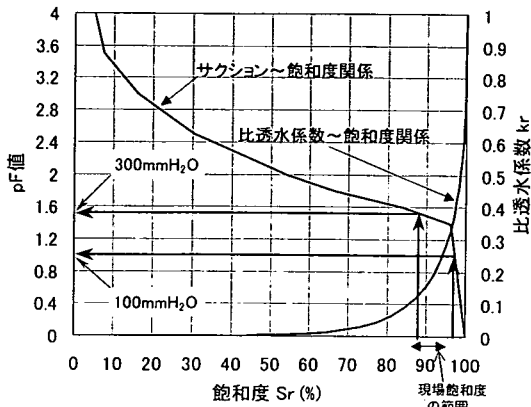


図-8 上日川ダムコア材の不飽和透水特性

負圧を計測することができず、間隙空気圧 (= 大気圧) を求めていることになる。このような現場計測上の問題点も残されていることから、本論文では、実務上の簡便性を優先し、以下に述べるような簡易な飽和解析を用いた便宜的な取扱いを採用した。飽和浸透流解析では、前述したような非現実的な圧力水頭分布の発生を回避するためにロック、フィルターゾーンを解析領域から取り除く。この2つの領域のみならず、その中間に位置するコアゾーンの圧力水頭分布もまた、両側の上下流ロックの非現実的な圧力水頭分布の影響により極めて非現実的なものになってしまうからである²⁹⁾。この問題に対する対処法として、著者ら³⁰⁾ および向後ほか¹⁸⁾ は、ロックゾーンの圧力水頭を築堤中、初期値のまま一定に保つ方法により、Pagano et. al²⁰⁾ はロックゾーンのみを非連続の計算とすることにより回避している。後者は築堤解析に引き続き湛水解析を実施する際に、連続性の面で問題が生じることから、本解析では前者の方法、すなわち、ロック、フィルターゾーンの間隙水圧を築堤中初期値、すなわち大気圧 (圧力水頭 = 0) のまま一定に固定する方法を採用した。ちなみにPagano et. alは、議論を築堤問題に限定している。この方法は、嘉門ほか³¹⁾ や長原ほか³²⁾ が、高含水比粘土を用いた高盛土の解析において、盛土内水平排水ドレーンの排水効果に対する解析上の表現法として用いた手法と同一である。一方、ロックゾーンの圧力水頭を固定する方法は、飽和有効応力解析においては、このゾーンへの仮想的な水の流入を計算上もたらず。ただし、築堤中、圧力水頭値を初期状態から常に一定に保持し、常に一定の水を流入させ続けているため、ロック要素での水の流出入による体積変化は全く生じず、堤体荷重の増加に起因する体積変化のみが計算される。一般の浸透流解析と等価で、かつ実状に即した水理境界条件を、ロック、フ

ィルターゾーンを含んだダム全体モデルの中で再現するために、また、ロック、フィルターゾーンの非現実的な圧力水頭分布やこれに連動する非現実的な有効応力、堤体変形の発生を、特殊なプログラミングを施すことなく市販の解析ソフトでも対応可能な方法で回避する目的で、あえて仮想的な水の定常流入を便宜上許容したものである。後の4章で述べるように、一見乱暴に見えるこの方法は、結果的にはダムの実測挙動をかなりうまく再現してくれる。

次に、コアゾーン要素の初期値、境界条件について述べる。上日川ダムのコア材料は、飽和度が90%近い湿潤側の状態で締固められた。図-8には、上日川ダムコア材の不飽和透水特性を示す。現場密度・含水比に調整した供試体 (直径90mm, 高さ100mm) を用いて吸引法および遠心法によって排水過程での水分保持特性を実測し、VGモデルにより比透水係数 K_r を同定した結果である。図中に、現場転圧面で計測された飽和度の範囲を併記したが、これに対応する転圧面でのコア材のサクション値は高々10~30kPa程度の値に過ぎない。また、大型重機による転圧中には、高含水状態の盛土内に正の間隙水圧が発生、蓄積し、転圧終了後に残留する可能性、すなわち施工時の残留間隙水圧の影響が考えられる³³⁾。転圧面の上に上載荷重が加わるとコアの間隙比が減少し、飽和度はさらに上昇して飽和状態に近づく。別途、このサクション値を初期水頭値として与えた不飽和条件での予備築堤解析を行ったが、築堤に伴い、このサクション値は早期にプラス側の正圧に転じ、以降は飽和解析とほぼ同一の間隙水圧挙動を示す結果となった。コアゾーンの不飽和特性を実務上無視し、便宜的に飽和材料として取扱ったのは、以上に述べたような幾つかの理由による。コアゾーンは透水係数が 10^{-6} cm/secの低いオーダーにあり、転圧面要素出現時に瞬時に位置水頭相当の負圧となることはない。このため、ロック、フィルターゾーンのように圧力水頭を固定する操作は不要となる。ただし、転圧面要素出現時には、その表層部の節点に圧力水頭 = 0 固定の大気圧条件を与え、次の転圧面要素が当該節点の直上に出現した時、すなわち当該節点が「堤体内部の節点」に変わる時にこれを自由境界に置き換える操作を順次繰り返した。さらに、ダム天端に相当する最終転圧面要素の表層節点に対しては、ロックゾーンと同様に圧力水頭 = 0 固定の条件を与えるなど、計算上の負圧の発生を極力避けるよう工夫を加えた。これにより、コアゾーンは堤体荷重により発生、付加される間隙水圧増分によって正圧側での挙動に終了した。後述するように、4章に示す実測間隙水圧もまた、正圧のみを示している。不飽和に起因する転

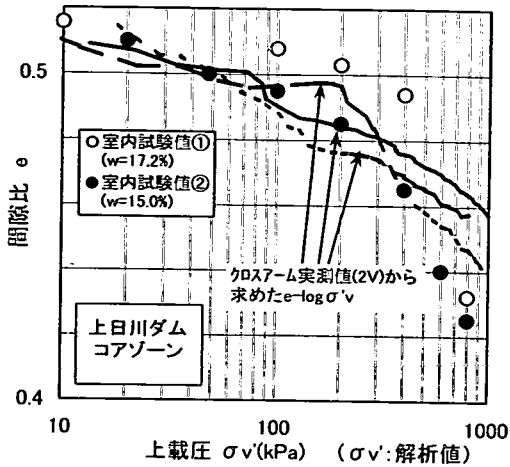


図-9 上日川ダムコアゾンの実測・室内圧縮曲線²⁵⁾

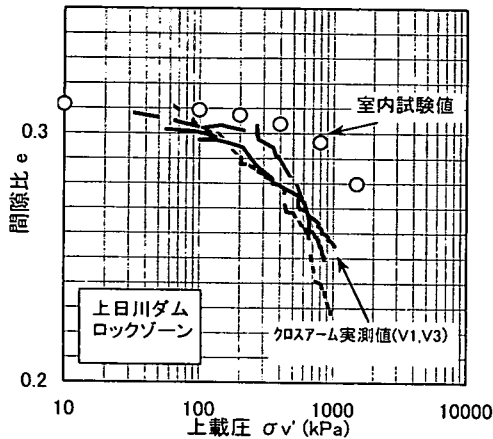


図-10 上日川ダムロックゾンの実測・室内圧縮曲線²⁵⁾

圧面のわずかな初期サクシオンを実務上無視し、コアゾーン要素の各節点の初期圧力水頭を0として与えた後は、堤体荷重による間隙水圧（正圧）の発生と消散を自由に許す。前述したように、フィルター層は圧力水頭=0の排水境界面となっている。このため、コアゾーン内に発生した間隙水圧は両側のフィルター層に向けての横方向の水の流れと、コア底面に向けての重力方向の流れが複合して生じ、これに対応した間隙水圧の発生と消散が計算される。転圧面要素の初期応力 $\sigma_{v,i}'$ は、便宜的に要素厚の1/2相当の有効土被り圧を与えた。転圧面要素の初期条件を決めるための初期静止土圧係数 K_i は、現地これを計測する手段や室内試験データが無かったため、初期応力 $\sigma_{v,i}'$ と後述する等価先行圧縮応力 $\sigma_{v,o}'$ より見かけの過圧密比OCRを求め、この値と、ダム堤体材料の品質管理試験で求められている塑性指数 I_p を用いてAlpanの式 $K_i = K_0 \cdot (OCR)^{0.54 \exp(-I_p/122)}$ により便宜的に算定して与えた³⁴⁾。また、各要素の

初期間隙比 e_i は、転圧面で品質管理試験として行われる現場密度試験の結果を用いて定めることができる。以上の初期応力の設定手順はコア、ロック、フィルター要素のすべてに共通である。

(3) ダム堤体材料の物性条件

a) ダム堤体構成材料の力学挙動のモデル化

礫、砂混り粘性土のコア材料、平均粒径30mm程度の碎石のようなフィルター材料、そして平均粒径100mm、最大粒径が1000mm以上にも及ぶロック材料（図-2参照）。以上3種類の堤体材料の物性条件を定めなければ、解析を始めることはできない。特にロックゾーンについては、実粒度の現場材料を室内に持ち帰り、試験することすら実務的には不可能である。

この問題に対して著者らは、前報²⁵⁾にて大型ロックフィルダム堤体構成材料の高応力下、すなわち築堤時の力学挙動のモデル化とパラメータの設定方法について、実ロックフィルダムの実測沈下データ、室内大型一次元圧縮試験結果、要素試験および実堤体を対象とした数値解析結果をもとに検討を試みた。ここで得られた知見を再度以下にとりまとめる。

- ① コア、フィルター、ロックのいずれの堤体構成材料も、大型ダムのような高応力下に限っては、粘性土と同様な弾塑性的な圧縮変形挙動をとる。フィルター、ロック材の塑性変形は、ロック材の粒子間接点での伝達荷重が盛立てに伴って増加し、粒子間接点での破砕やずれ、相互移動等が生じることにより発生する。
- ② このような弾塑性的な力学挙動を、既往の粘性土に対する弾塑性モデルにより概ね表現できる。例えば文献²⁵⁾では、関口・太田²⁷⁾により提案されたモデルを一案として使用している。
- ③ コア、フィルター材料のパラメータは、現地材料を室内に持ち帰り、現場と同じ間隙比、含水比に調整した供試体を作製して直接求めることができる。一例として図-9は、上日川ダムコアゾンのクロスアームデータを用いて作成²⁵⁾した実測圧縮曲線と、室内一次元圧縮試験の結果を併記したものである³⁰⁾。両者は良好な整合性を示しており、室内試験の結果を用いて実堤体の圧縮変形挙動を概ね再現できること、室内試験で得られたパラメータをそのまま使用できることが明らかである。
- ④ 大粒径のロック材では、図-10に示すように室内と現場の圧縮曲線が整合せず、室内試験で得られる圧縮量は原位置のそれよりもかなり小さい³⁰⁾。ロック材の室内試験では、試験装置の限界上、実粒度の材料をそのまま実験に供することができず、巨礫分を除外した、粒子サイズの小さな供試体を

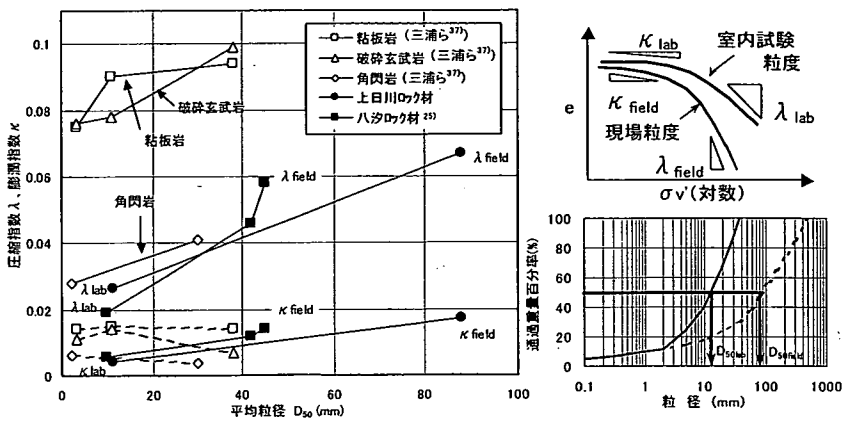


図-11 上日川ロック材の平均粒径と圧密パラメータの関係²⁵⁾

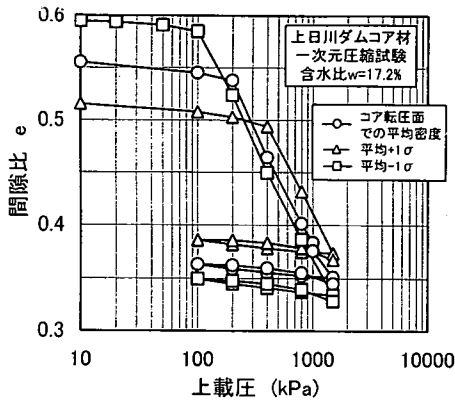


図-12 上日川コア材の大型一次元圧縮試験結果

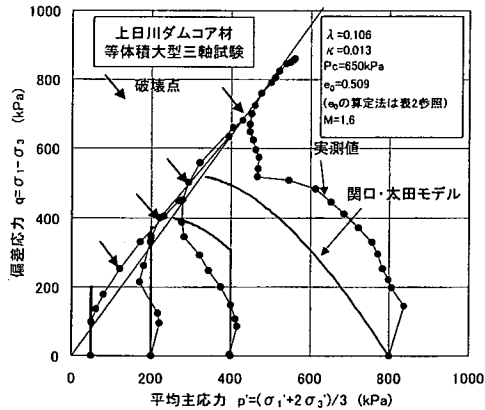


図-13 上日川コア材の大型等体積せん断試験結果³⁰⁾

用いざるをえない。このため同一体積の中に占める粒子間接点の数が増加し、①で述べた粒子間伝達荷重が減少して、同一上載荷重での圧縮量が減少する。図-11には、ロック材の平均粒径 D_{50} と圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ の関係を示す³⁰⁾。ロック材の場合、上記の理由から、室内と現場で材料の粒径が異なることにより変形パラメータが変化すると考えられるため、図-11のような室内供試体と現場材料の粒度の違いに対する補正が必要である。詳細は、文献²⁵⁾ ³⁰⁾を参照されたい。

既報²⁵⁾では、この成果を堤体のすべてがロック材により構成される表面遮水型のダムに適用したが、今回は、全く同じ考え方を上日川ダムの堤体各ゾーンに用いた。解析に必要なパラメータは、図-9、図-10に示したような一次元圧縮特性のみではない。また、ダム堤体以外にも、基礎岩盤やグラウトゾーンについても、その物性値を定めなければならない。以下に、それらの詳細を述べる。

b) コアゾーンの物性条件

コアゾーンは、大型重機による転圧効果と等価な先行圧縮応力を有する過圧密土、弾粘塑性体としてモデル化された。図-12は、上日川ダムコア材料を用いて行われた室内一次元圧縮試験（供試体直径300mm、高さ50mm）の結果を示す。供試体の初期状態、すなわち乾燥密度と含水比は、現場転圧面のそれに近い値となるよう調整した。図中にはコア転圧面での平均密度に調整した供試体と共に、 $\pm 1\sigma$ （ σ ：標準偏差）の密度の供試体に対する結果も併記されている。本試験結果から、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、等価先行圧縮応力 σ_{v0}' 、先行時の間隙比 e_0 が求められた。先行時の静止土圧係数 K_0 は実測されていないため、塑性指数 I_p を介してMassarschの式 $K_0 = 0.44 + 0.42 I_p \times 10^{-2}$ により算定した³⁴⁾。図-13には、同じ材料を用いて行われた等体積大型三軸試験（供試体直径300mm、高さ600mm）で得られたストレスパスを示す。図中には、関口・太田モデルによる理論値を併記したが、実測値との整合性は比較的良好といえる³⁰⁾。この実測データから限界応力比 M が定められ、ダイレイタンシー係数 D が、理論式 $D = (\lambda - \kappa) / (1 + e_0) M^{3.41}$ により決定された。コア材料の一次元圧縮試験では、上載荷重を一定にしたまましばらく放置し、その間の沈下が引き続き計測された。図-14は、その際の時間～沈下曲線の一例と、これより求まる二次圧密係数 C_c を、上載荷重に対してプロットした結果である。この実測データを関口と太田の粘塑性モデルのパラメータとして直接入力することで、コアゾーンの二次圧密、すなわちクリープ特性が考慮された。有効応

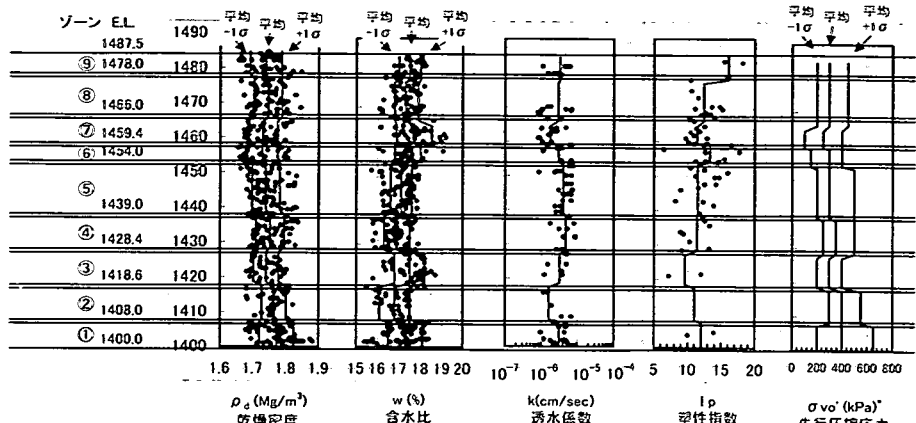


図-16 上日川ダムコアゾーンの各物性値の深度方向分布

$$\sigma'_{vo} = 294.778 - 239.968e_0 - 5.687w_0$$

(重相関係数=0.983)

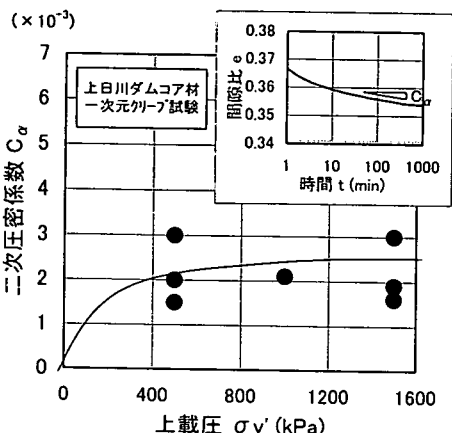


図-14 上日川ダムコア材の二次圧縮特性

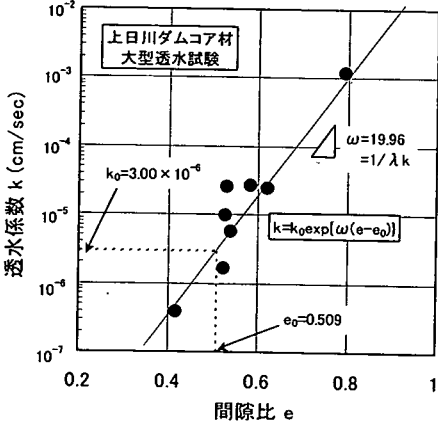


図-15 上日川ダムコア材の透水係数と間隙比の関係

各深度毎に求め入力した。ダムの盛立が進むと、上載荷重によってコアゾーンの間隙比が減少し、これに対応して透水係数が低下する。このような透水係数の非線形性は、堤体要素の間隙比の変化に応じて各ステップ毎に透水係数を更新することで解析に考慮されている。コア材料の透水係数は、間隙比に対して片対数紙上で線形的に変化するもの ($e - \ln k$ 関係) としてモデル化され、透水係数の非線形性のパラメータ λ_k が、別途行われた大型透水試験により実測された。図-15に試験結果と λ_k の決定方法を示しており、 $e - \ln k$ 曲線の傾き ω の逆数として $\lambda_k = 1/\omega$ にて求めることができる。

ダム堤体の盛立ての進捗に伴い、コア材料はその粒度や土の塑性などが標高毎に微妙に変化した。このため解析に用いる物性値も、これに伴って変動することが予想された。その都度大型の室内試験を実施することは実務上不可能であったため Iizuka, Ohta の手法³⁴⁾を援用し、塑性指数 I_p を介した補正が施された。補正に用いた塑性指数 I_p のデータは図-16中に示されている。コアゾーンの転圧面では、現場品質管理試験として転圧後の密度と含水比が砂置換法によって測定された。転圧面の密度、含水比は必ずしも一定ではない。図-16は、そのばらつきの実態をコアゾーンの標高方向の分布として示したものである。例えば等価先行圧縮応力 σ'_{vo} の値は、締固め密度が高いほど、含水比が低いほど大となる²³⁾。そこで、室内試験で得られた σ'_{vo} 値の推定式を、図-16中に併記したような乾燥密度、含水比を説明変数とした重回帰式として作成し、転圧面での密度、含水比の実測データを用いて σ'_{vo} 値をコアゾーンの各標高ごとに計算し、これにばらつきの幅を持たせて設定するなどの工夫を加えた。コアゾーンの物性値は、図-16中に示した①～⑨の各ゾーン毎にばらつきを正規分布としてモデル化し、平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲で与えた。

力解析で必要となるコアゾーンの透水係数は、定水位法による現場透水試験の値を直接用いた。試験孔の周辺を十分に飽和させた後に測定された値であり、飽和透水係数に相当するものと見なされる³⁵⁾。ただし解析では、図-15中に一例を示したように、これを先行時の間隙比 e_0 (転圧面での初期間隙比 e_0 と圧密曲線より算定) 相当に換算した透水係数 k_0 を

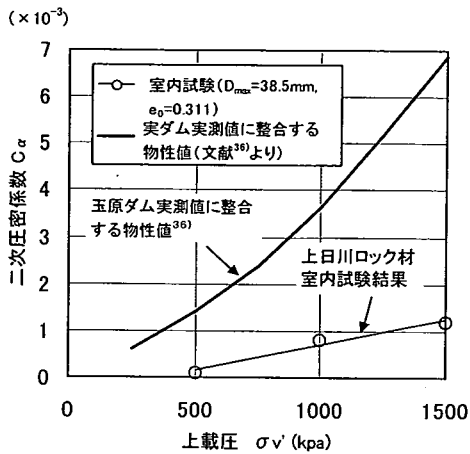


図-17 上日川ダムロック材の二次圧縮特性

c) ロック、フィルターゾーンの物性条件

前報²⁵⁾の成果(図-10, 図-11参照)を受け、ロック、フィルターゾーンも弾粘塑性体としてモデル化された。圧密に関するパラメータは、図-10の室内一次元圧縮試験結果に対して図-11に示すような平均粒径 D_{50} を用いた粒径補正を施すことにより、またせん断に関するパラメータはロック材を用いた室内大型三軸圧縮試験結果(供試体直径300mm, 高さ600mm)を参照して定められた。ただしロック材の圧縮指数 λ は、図-11中の λ_{field} が事前には不明であることを想定し、図中の三浦ら³⁷⁾の実測データの平均的な傾きを用いて外挿的に設定した。表-2中の圧縮指数の値と図-11中の λ_{field} の値が微妙に異なっているのは、このような理由による。既報²⁵⁾では、ロック材の等価先行圧縮応力 σ_{vo}' や限界応力比 M が材料の粒径変化により若干の影響を受けることを報告したが、ここでは、室内と現場の粒度差が σ_{vo}' 、 M に及ぼす影響が実務的な範囲内では大きくないものと考え²⁵⁾、室内試験値をそのまま用いた。なお限界応力比 M は、正規圧縮状態に対応する高拘束圧下での内部摩擦角 ϕ' より $M=6\sin\phi' / (3-\sin\phi')$ ³⁴⁾にて算定した。ロックゾーンでもコアゾーンと同様、実転圧面で品質管理試験が実施されており、水置換法により現場間隙比が、変水位法の現場透水試験により現場透水係数が実測され、パラメータの設定に供された。

ロック材を用いた室内大型一次元圧縮試験(供試体直径300mm, 高さ200mm)でも、上載荷重一定のもとで一定期間放置し、二次圧密係数 C_{α} が実測された。

図-17にその結果を示す。図中の○印のデータは、室内試験で得られた C_{α} の値を上載荷重に対してプロットしたものである。上載荷重の増加、すなわち粒子間伝達荷重の増加に伴ってロック材の二次圧密係数 C_{α} も増加する傾向を示す。フィルター材料に関して

は、この室内試験値を粘性パラメータとして直接入力することで、二次圧密が考慮された。一方、ロック材については、圧縮指数 λ などと同様の理由から、室内における C_{α} の評価値が実堤体のそれを過小に評価する可能性があるものと思われた。図中には、玉原ダム長期沈下解析(文献³⁶⁾)で用いられたロック材の C_{α} の値を併記した。これは、Iizuka, Ohtaにより提案された手法³⁴⁾を援用し、塑性指数 I_p を0として算定された値であり、この値を用いた解析結果が玉原ダム盛立て完了後の放置期間中の実測クリープ沈下量とほぼ整合することを確認済である。結果的に実測クリープ沈下量に整合する値となったことから、この値を便宜的に「現場逆算値」と称する。玉原ダムと上日川ダムのロック材の実粒度や転圧仕様に大きな違いはなく、 C_{α} の値も同等と考えて図中に併記した。この値は確かに○印の室内試験値に比べるとかなり大きい。本解析では、ロック材の C_{α} として図中の「現場逆算値」を便宜的に採用することとした。「現場逆算値」のカーブからも分かるように、ロック材料の C_{α} は上載荷重に依存して変化する。 C_{α} の上載荷重依存性については文献³⁶⁾に詳述しているが、これを本解析でも考慮するために、二次圧密係数に関してのみ、解析で求められた築堤完了時の有効上載荷重分布、すなわち σ_v' コンター図を参照してロックゾーンを適当なゾーンに細分割し、各ゾーン中央での平均的な上載荷重に相当する C_{α} の値をそれぞれに割り当てて入力した。ロック材の二次圧縮パラメータについては、一次元圧縮特性と同様、粒径補正の必要性の問題が課題として残されている。今後とも室内および現場データのさらなる蓄積を図っていくことが必要と思われる。

コア、ロック、フィルターの3種類の堤体材料の変形パラメータを比べると、最も圧縮性の低い、「硬い」ゾーンはフィルターゾーンである。フィルター材は粒径が比較的小さく、かつ図-2に示すような粒度の良好な粗粒材料を400mmという薄層で重機転圧して造成されるため、3つのゾーンの中で最も剛性が高くなる。大型のロックフィルダムでは、築堤中、ゾーン間剛性差による不同沈下が原因となりフィルターゾーンに応力が集中する「アーチング現象」がしばしば観察される^{35, 36)}が、その素因は、このような材料の粒度特性と転圧仕様の組み合わせにあるものと思われる。

d) 基礎岩盤およびグラウトゾーンの物性条件

基礎岩盤は線形弾性体としてモデル化され、原位置平板載荷試験結果に基づき変形係数 E が定められた。透水係数はルジオンマップを基に設定され、 1 ルジオン $=1 \times 10^{-5}$ cm/secとして透水係数に換算された。

表-2 解析に用いたパラメータ一覧

	コア	粗粒フィルター	粒粒フィルター	インナーフェル	7クレーフェル	基礎岩盤	パラメータの決定根拠
単位体積重量 γ (Nt/cm^3)	1.983~2.144 (平均2.066)	1.994	1.994	1.994	1.994	2.000	登立て管理実務
初期空隙比 e_0	0.600~0.457 (平均0.529)	0.311	0.311	0.311	0.311	-	初期空隙比 e_0 と $e_0 - \gamma_{\text{sat}} \text{ 曲線}$ により 先行時の空隙比 e_0 を求めて解析に人力
先行圧縮応力 σ_{v0} (kPa)	100~650 (平均375)	650	650	650	650	-	密度・含水比より算出(コア) $e - \gamma_{\text{sat}}$ 曲線より(ロック)
圧縮指数 λ	0.091	0.03	0.03	0.08 (0.03補正値)	0.08 (0.03補正値)	-	室内試験結果 (ロックは粒径補正前後の値を併記)
膨張指数 k	0.016	0.004	0.004	0.016	0.016	-	室内試験結果より (ロックは粒径補正)
二次圧縮係数 C_c	$0.3 \times 10^{-3} \sim 1.2 \times 10^{-3}$ (平均 0.75×10^{-3})	5.3×10^{-4}	5.3×10^{-4}	$0.6 \times 10^{-3} \sim$ 0.7×10^{-3}	$0.05 \times 10^{-3} \sim$ 0.1×10^{-3}	-	室内試験結果 (ただしロックは図-17の「現場算出」)
内部摩擦角 ϕ (°)	31.8~35.5 (平均33.7)	42.8	42.8	42.6	42.6	-	Etzuka & Ohta ²⁴⁾ の手法を用い、 ϕ に よって設定。ロックは室内試験値
ヤング率 E (kPa)	-	-	-	-	-	$1 \times 10^5 \sim 4.5 \times 10^5$	現場平板載荷試験より
ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.2	文献 ²⁵⁾ の値を参照
透水係数 k (cm/sec)	$1.60 \times 10^{-6} \sim 4.82 \times 10^{-6}$ (平均 3.21×10^{-6})	1.00×10^{-4}	1.00×10^{-3}	3.00×10^{-1}	6.00×10^{-1}	$1.09 \times 10^{-2} \sim 3.47 \times 10^{-4}$ (平均 1.7×10^{-4})	現場透水試験で得られた ルジオン値より推定
透水係数の 変化率 λk	0.05	-	-	-	-	-	大型透水試験

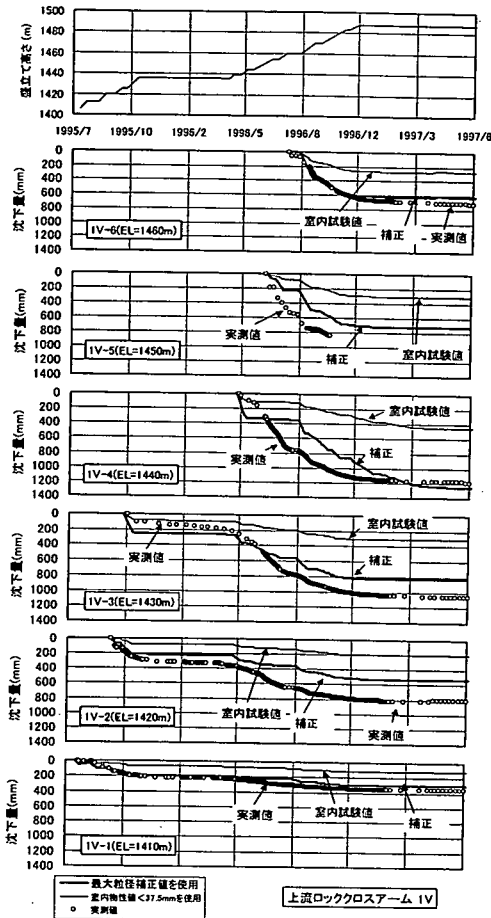


図-18 上日川ダム上流ロックの沈下量の比較結果

岩盤透水係数は表層から深部に向けて大きく変化した。解析ではこれも忠実に反映させ、表2中に示した範囲の透水係数を相当する各層に与えた。堤体基

礎回りの漏水量を低減する目的で、図-5に示すようにコア底にブランケットグラウト、およびカーテングラウトが施されている。ブランケットグラウトの透水性は築堤中にコアゾーン内に発生する間隙水圧の消散速度、すなわち間隙水圧の重力方向の消散に影響し、カーテングラウトの透水性は湛水後のダム上下流での岩盤内の水頭差に影響を及ぼすため、これらの設定にも十分な注意を払わなければならない。本解析では、一般的な浸透流解析等で用いられる設計ルジオン値ではなく、現地で実測されたグラウトチェック孔でのルジオン値、すなわちグラウト追加によりルジオン値が最終的に収れんした実測値を用いて透水係数を設定した。変形係数に関しては、グラウトの効果は考慮せず、もとの岩盤と同じ値が使用されている。

以上の考え方に従って設定された堤体および基礎岩盤の各種物性値を表-2にとりまとめる。

4. 築堤解析結果と実測値との比較

(1) 堤体沈下量に関する解析結果と実測値の比較

上下流ロックおよびコアゾーン内に、築堤中の堤体沈下量を測定するための層別沈下計(クロスアーム)が設置されている。各クロスアーム位置での累積沈下量を対象として、ロックゾーンおよびコアゾーンの解析値と実測値とを比較した結果が、図-18~図-20である。ロックゾーンについては、室内試験結果、すなわち最大粒径を38.5mmでカットした材料を使用した一次元圧縮試験結果をそのまま用いた場合、および前報²⁵⁾で示した手法を用いて現場粒度相当に

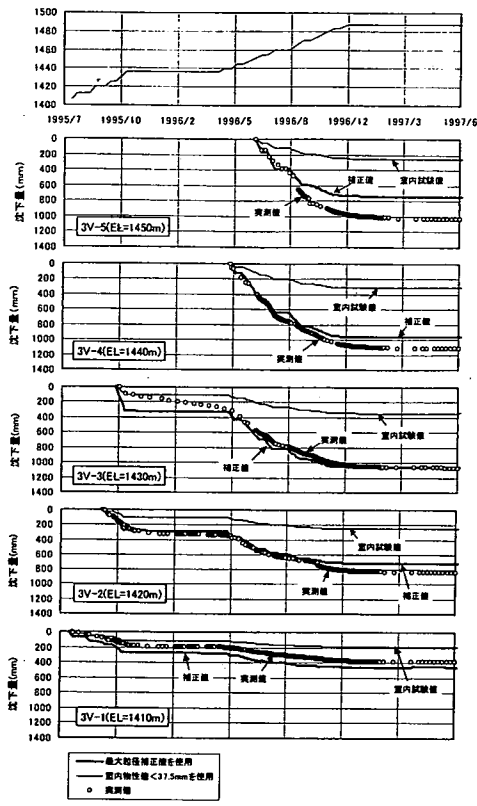


図-19 上日川ダム下流ロックゾーンの沈下量の比較結果

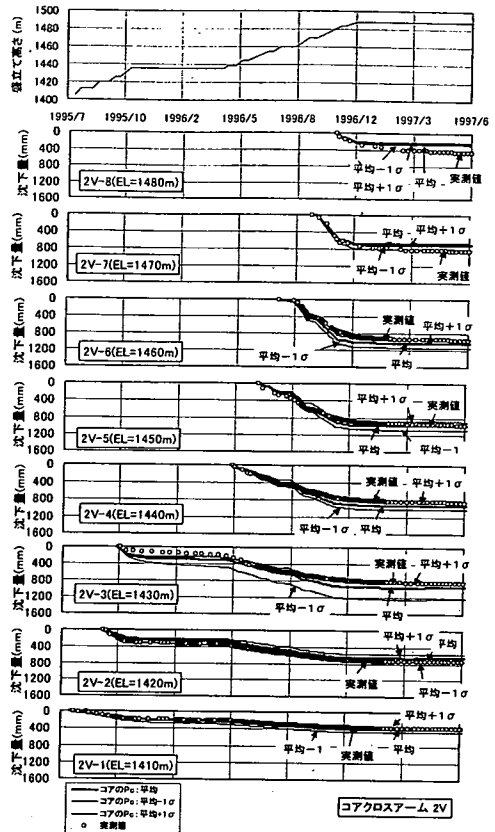


図-20 上日川ダムコアゾーンの沈下量の比較結果

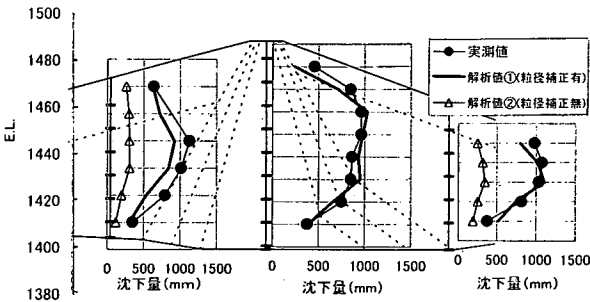


図-21 上日川ダム築堤時沈下量の深度方向分布の比較結果

圧縮指数と膨潤指数を補正した場合の両者の結果を併記した。

ロックゾーン沈下量の比較を行った結果が、図-18、図-19である。室内試験で得られた物性値をそのまま用いた場合の解析結果は、予想通り実測よりもかなり小さな沈下量を与えている。ロック材の粒径効果に関する三浦ほか³⁷⁾の知見に整合するものといえよう。一方、文献²⁵⁾の方法に従い室内供試体と現場材料の粒度の違いに関する補正を施すと、沈下量の絶対値や盛立てに伴う沈下傾向などは、実測傾向にかなり近づいている。このように、ロックゾーンに關

しては室内と現場の材料粒度の違いに関するパラメータ補正が不可欠といえる。

築堤中のコアゾーンの沈下量に関する比較結果が図-20である。転圧時の密度、含水比のばらつき幅 (σ_v 値の平均 $\mu \pm 1\sigma$) を考慮した3つの解析結果が実測値とともに示されている。解析結果は時間～沈下曲線の傾向や沈下量の大きさなど、定量的にも実測傾向を良好に追跡できているものと思われる。上下流ロックおよびコアゾーンの築堤時累積沈下量の深度方向分布、すなわち図-18～図-20の築堤完了時の累積沈下量を各標高で連ねたものの比較結果が図-21である。粒径補正を加えた場合の解析値と実測値は、築堤時沈下量の大きさのみならず、堤体深度方向の分布形状も含めてよく一致している。

(2) コアゾーンの間隙水圧に関する解析結果と実測値の比較

築堤中にコアゾーン内に発生する間隙水圧について、解析結果と実測値の比較を行った結果が図-22である。なお以降の解析結果では、コアゾーンの物性

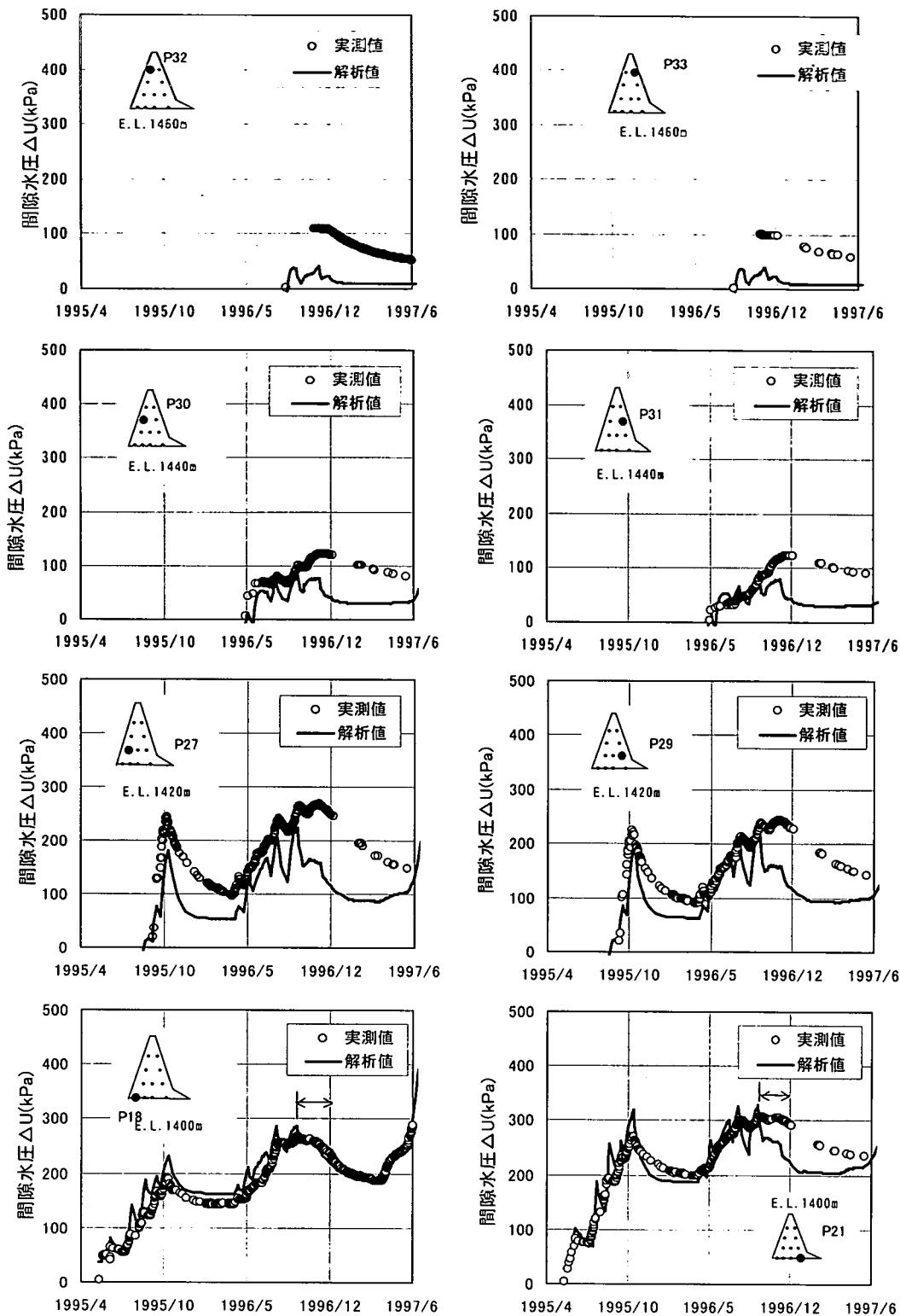


図 - 22 コアゾーン間隙水圧時系列の比較結果

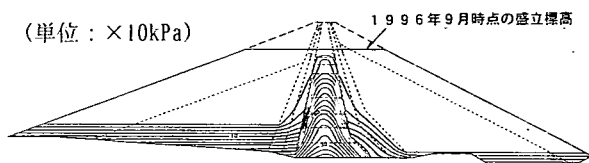


図-23 築堤中の間隙水圧コンターの一例(1996.9)

を平均値評価、ロックゾーンの圧密パラメータを粒径補正後の値に固定して議論する。前述したように、上日川ダムのコアゾーンでは所定の遮水性を維持し、さらにコアのクラック発生を防止する目的で湿潤側での締固めが行われた。転圧後のコアゾーンの飽和度は、転圧面において既に85%~95%とかなり高く、築堤に伴う間隙比の減少によってさらに上昇した。このような高い飽和度の土の透水特性が、完全に飽和した土のそれと大きくは変わらないものと仮定¹⁹⁾し、本解析ではコアゾーンを近似的に完全飽和状態にあるものとみなした。現場品質管理試験により転圧面での初期間隙比が、築堤解析によりその後の体積変化が求まっているため、間隙比の変化を追跡することが可能である。築堤に伴うコアゾーンの間隙比の減少と飽和度の上昇量を追跡してみると、上載荷重が大きいコアゾーンの中標高部~低標高部では、築堤途中で飽和度がほぼ100%近くまで増加する計算となる。さらに本ダムでは、上流側河床部に自然に集まる水の排水用ポンプを盛立て途中で移設したために、築堤中に上流側の水位が標高1420m付近まで上昇した。結果的に、築堤中に部分的な湛水が行われたことになる。この工程も解析条件に取り込まれている。この部分湛水の影響もあって、コアゾーンの低標高の部分は、築堤中既に完全飽和に近い状況にあったものと想定される。一方、コアゾーンの中でも標高の高い部分は、上載荷重が小さいために築堤中の間隙比の減少や飽和度の上昇量も少なく、コアゾーン深部に比べると若干不飽和な状態に置かれていたものと考えられる。

図-22を見ると、コア低標高部付近の間隙水圧については解析値と実測値の整合性はかなり良好である。築堤に伴う間隙水圧発生、放置期間中の水圧消散の傾向が、定量的にも十分に追跡できているものと思われる。ダム堤体が三角形の形状をなしているため、盛立ての後半では堤体荷重の増分量が次第に少なくなる。このため盛立て後半の実測データには、間隙水圧消散速度が荷重増分速度を上回り、築堤が行われながらもコアの間隙水圧が低下する現象が見られる。図-22のP18、P21の図中に矢印で例示したように、解析結果は、このような細かな挙動をも的確に表現

できている。一方、コアの標高が高い部分では、前述の不飽和の影響が相対的に大きくなるためか、飽和透水係数を用いた解析では明らかに実測の間隙水圧値よりも小さな値が算定されている。消散速度も解析値のほうが実測よりもかなり早い。不飽和状態にある土の透水係数が、飽和時のそれよりも小さな値をとることは周知の事実であり、飽和透水係数を用いた本計算は、実際の透水性を過大に評価しているものと思われる。しかしながら、別途実施した不飽和条件での解析結果が早期に飽和解析結果に近づき、サクションから正圧に移行することは既に述べた通りである。例えば高標高P32、P33に見られるような、初期の間隙水圧発生量が飽和解析よりもかなり大きく、その消散が極めて緩慢な実測挙動を表現することは、飽和解析を用いる限り難しい。ダムのコアゾーンでは、重機転圧後の土の間隙比が非常に小さく、空気が締固め土の内部に封入された状態、すなわち封入不飽和状態となって透水抵抗が増す²⁰⁾といった影響や、封入空気の影響によって間隙流体の見かけの圧縮性が高まり、実測間隙水圧の応答が低下するといった原因も想定される。重機転圧終了時の施工時残留間隙水圧についても、前述したように解析では初期圧力水頭はゼロとして与えられ、その影響は考慮されていない。これらの影響など、現行の解析手法では表現し得ない、未解明な部分が幾つか残されているものと思われる。これらの影響を厳密に考慮することは現時点では難しく、今後に残された課題といえる。

図-23には、コアゾーンの間隙水圧発生状況を全体的、視覚的に捉える目的で、計算で得られた築堤中の間隙水圧コンターの一例を示す。上流側の部分湛水の影響を受けながら、同時に築堤に伴う間隙水圧がコアゾーン内に蓄積している非正常な間隙水圧分布が図より見て取れる。

(3) 堤体土圧に関する解析結果と実測値の比較

上日川ダムコアゾーンには、最大断面中央部の3つの深度に鉛直土圧計が、また図-7に併記した最大断面より約50m右岸側の副断面の標高1460mの位置に、堤体のアーチング現象を確認するため、コア、ロック、フィルター各ゾーンに鉛直土圧計3点が同一標高に設置されている。副断面の形状は、図-5に示した最大断面の基礎岩盤が上に持ち上がったものと考えて良い。ただし、最大断面のうち標高1420mの土圧計は築堤当初に破損したため、実測データは得られていない。ロックゾーンでは、土圧の測定精度を高めるため、受圧面の直径を従来の300mmから900mmとした大型の土圧計が新たに採用された。

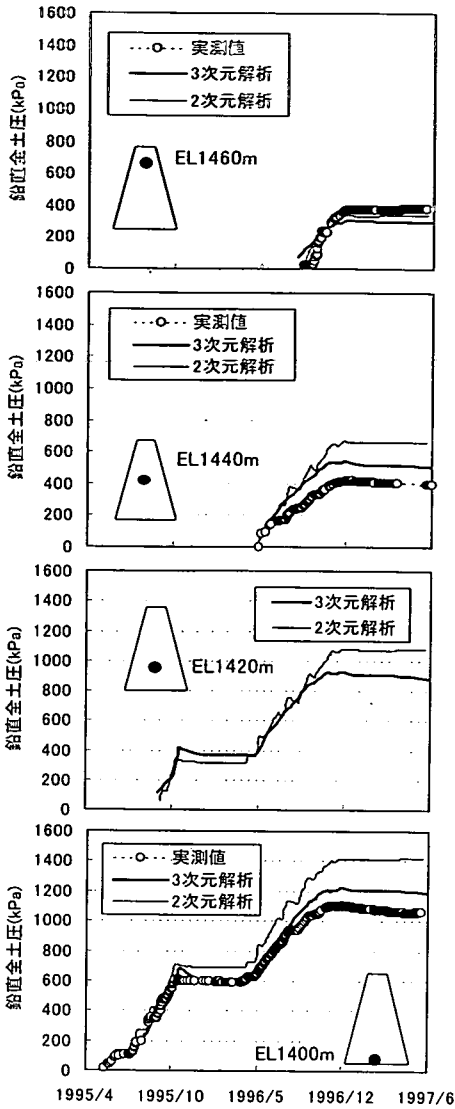


図-24 コアゾーン土圧計時系列データの比較結果

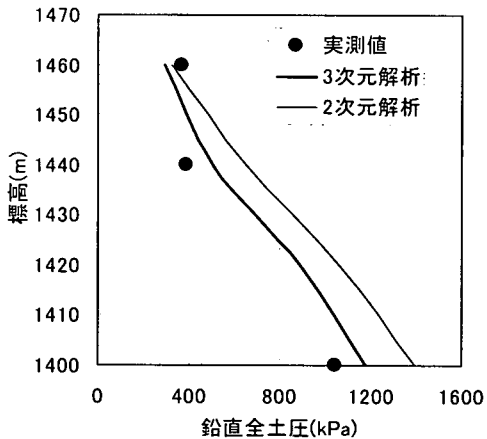


図-25 (a) コアゾーン土圧の深度方向分布の比較結果

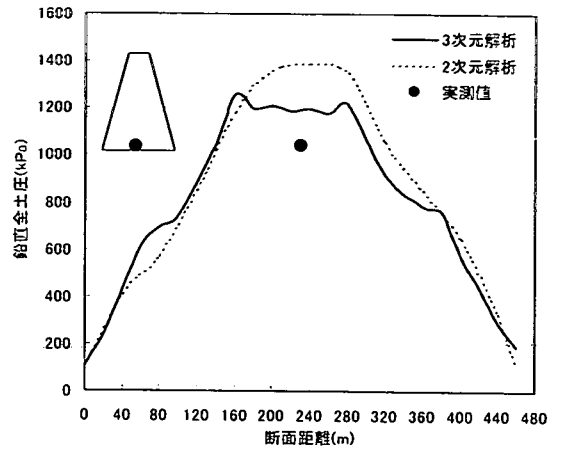


図-25 (b) コアゾーン土圧のダム軸沿い分布の比較結果

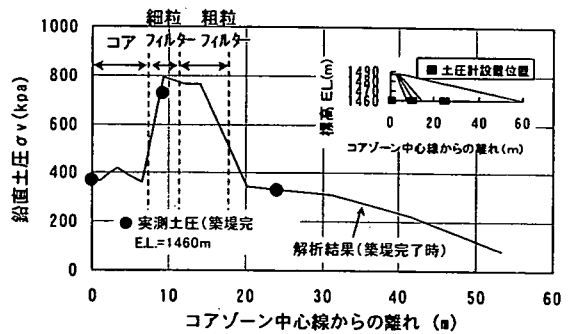


図-26 ゾーン間剛性差に起因するアーチング現象の比較結果 (副断面)

図-24に、コアゾーン最大断面中央部の4標高の鉛直土圧計で計測された築堤中の全土圧値の時系列データを解析結果と比較して示す。ただし、標高1420mは解析値のみを示し、また最大断面には標高1460mに土圧計が設置されていなかったため、この標高のみ、便宜的に前述の副断面の同一標高データを転記した。図より、二次元解析結果と実測値とは高標高部ではよい一致を示すものの、低標高部ほど両者の乖離が発生し、解析値は実測された土圧の発生量を過大に評価していることが分かる。これは、ダム堤体の三次元効果、すなわちダム軸方向の基礎岩盤の傾斜急変部に土圧集中や低応力ゾーンが発生する「ダム軸方向アーチング」の影響によるものと考えられる。そして、鉛直土圧計で得られた実測データは、この三次元解析の結果と良く整合している。これを、築堤完了時におけるコアゾーン鉛直土圧の深度方向分布として表したものが図-25 (a)である。図中には、図-7に解析モデルを示した三次元解析の結果を併記した。二次元解析と三次元解析の結果を比べると、高標高では両者はほぼ一致するものの、基盤に近い低標高部ほど二次元解析結果が三次元解析のそれよ

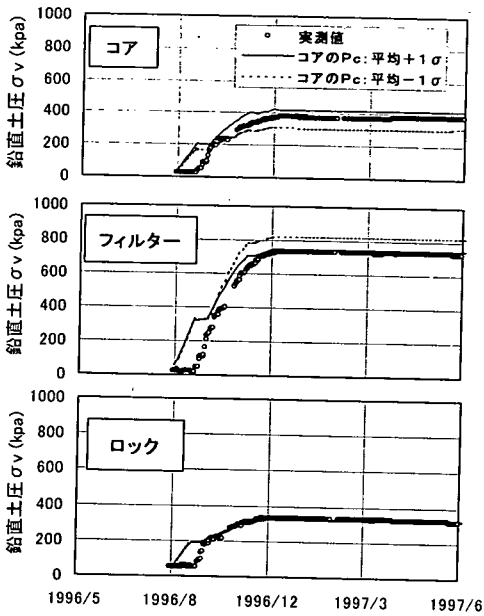


図-27 3ゾーンの土圧時系列データの比較結果 (標高1460m)

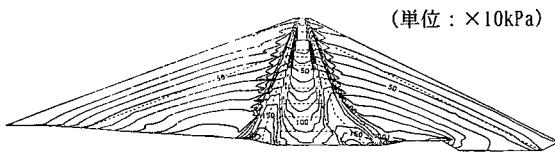


図-28 築堤完了時の有効鉛直土圧コンター

りも大となる傾向が強まり、前述した三次元効果、すなわちダム軸方向アーチングの影響が明瞭に現れている。図-25 (b) に、ダム軸沿いのコア底要素の鉛直土圧分布を二次元、三次元解析で比較した結果を示す。図中の「二次元解析」のラインは、最大断面の二次元解析で得られたコア底土圧値を各副断面と最大断面の土被り厚の比率で比例配分して求めたものであり、当然ダム軸方向の基礎岩盤の形状に対応する。三次元解析の結果はこれと異なり、前述した土圧集中や低応力ゾーンの発生が図より見て取れる。

図-26は、副断面のコア、ロック、フィルターの3ゾーンに設置された土圧計の築堤完了時の実測データを、同一標高での上下流方向の土圧分布として示したものである。図より、実測土圧がフィルター層に集中していることが明白である。3章では、ダム堤体各ゾーンの物性値について議論し、フィルターゾーンの剛性がコア、ロックに比べて大となる可能性を述べた。このような物性値の設定結果を反映し、解析でもフィルターゾーンに顕著な応力集中が生ずる結果が得られている。なお3つのゾーンの土圧値

を比較した標高1460mは、コア底よりかなり高い位置にある。このため、図には示していないが、この標高では基礎岩盤の傾斜や不陸による三次元効果はほぼ消失し、二次元解析と三次元解析で明瞭な差異は生じない。本解析により、実堤体で計測されたゾーン間剛性差に起因するアーチング現象をかなりの精度で再現できていることが分かる。3つのゾーンで得られた土圧計の時系列データに関して、解析値と実測値を比較した結果が図-27である。築堤に伴って、3つのゾーンの土圧値が次第に乖離していく状況が、解析により再現されている。図-28には解析で求められた築堤完了時の有効鉛直土圧コンターを示すが、フィルターゾーンへの土圧集中の現象が、図より明瞭に読みとれる。

以上、ダム堤体築造中に得られた各種実測データと解析結果を比較した結果、今回の解析結果が実測されたダム堤体の応力～変形挙動を比較的良好に再現できていること、コアゾーン間隙水圧に関しては高標高部での不飽和の影響が課題として残されていること、堤体土圧に関してはダム軸方向アーチングの効果を考慮した三次元解析の整合性がより高いことなどが明らかとなった。なお、計算容量の関係上、三次元解析のモデルは計算メッシュが非常に粗く、施工工程についてもステップ数の制約から詳細なモデル化は困難であった。このため、クロスアームや各間隙水圧計設置位置に直接該当する節点を設けることや、計器出現時期に解析ステップを直接整合させることができず、実測値との直接的かつ詳細な比較検討も難しかった。本論文の中で築堤時の沈下量とコアゾーン間隙水圧について三次元解析結果との整合性を議論しなかったのは、このような理由による。この点について別途検討を試み、問題点を指摘した結果が別報³⁹⁾に示されている。参照されたい。

5. 実務問題への応用事例

本論文で示した解析手法を実務の場でどのように利用することができるのか。以下では、実務への応用事例として、コアゾーンの間隙水圧発生量や遮水性能、堤体応力分布等を対象として若干の試解析を実施した結果を報告する。

(1) コアゾーンの透水係数と盛立て速度の影響

コアゾーンの遮水性能が、築堤完了、放置ののち、湛水開始直前にどのような状態にあるのかを知る事は重要である。土の遮水性能は通常透水係数により表現されるが、図-15に示したように、透水係数は間

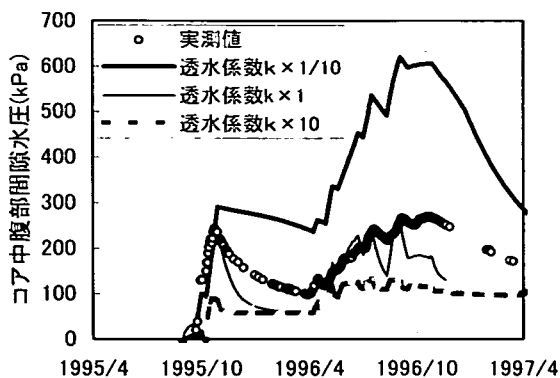


図-29 コア中心部間隙水圧に及ぼす初期透水係数の影響

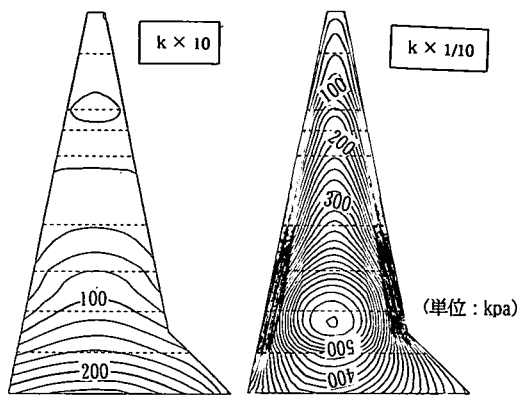


図-30 築堤完了時のコア中心部間隙水圧分布の比較結果

隙比と一意的な関係にあり、間隙比が大きいほど遮水性は低下し、間隙比が小さく、密実であるほど遮水性が向上する。現地転圧面で大型重機により転圧されたコアゾーンは、この後ダムので体荷重による圧密効果を受けてさらに密実化する。このため、我々が転圧面で品質管理試験時に入手する透水係数の値と湛水直前の実堤体コアゾーンのそれとはかなり異なったものとなる可能性がある⁴⁰⁾。土の密実化、すなわち構造骨格の圧縮は、有効応力の増加によりもたらされる。例えば、コアゾーンに間隙水圧が発生し、そのまま残存した場合、有効応力の増加は少なく、結果として間隙比の減少、遮水性の向上度合いも少なくなる。築堤中のコアゾーンの間隙水圧は、一般の実務設計では円弧すべり計算で参照される程度にしか利用されないが、実は、有効応力や間隙比を介して、湛水直前のダムの遮水性能と密接に関連する。コアゾーンの透水係数や間隙水圧発生量の違いが湛水直前の遮水性能にどのような影響を及ぼすのか、若干の試験を実施した。

図-29には、築堤中から湛水開始までのコア中心部要素の間隙水圧の時系列を実測値とともに再度示し

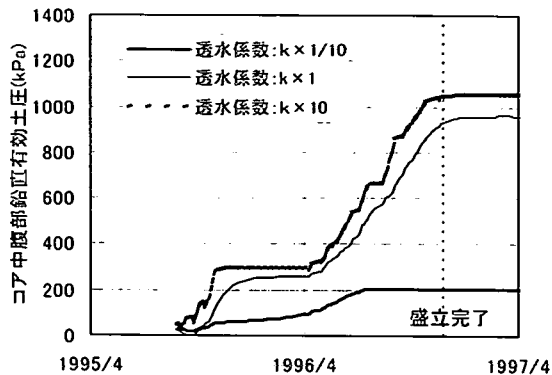


図-31(a) コア中心部要素の有効土圧の時系列変化

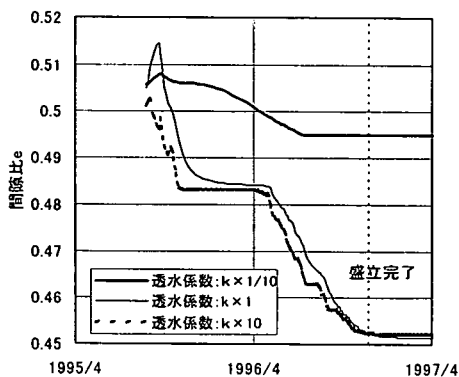


図-31(b) コア中心部要素の間隙比の時系列変化

ている。コア中央部の中間標高部要素を一例として選定した。図中には、初期透水係数として品質管理試験データをそのまま用いた場合、仮想的にその10倍、10分の1の透水係数を与えた場合を併記した。ただし、図-15に示した間隙比~透水係数関係はここでは考慮せず、材料そのものが異なる場合を想定し、同一間隙比で透水係数のみを变化させた。初期透水係数の値は築堤→放置→湛水開始までの間隙水圧挙動に大きな影響を及ぼす。築堤完了時のコアゾーン間隙水圧コンターを比較した結果が図-30であるが、その違いが明瞭に伺われる。図-31(a)(b)には、同じコア中心部要素の鉛直有効土圧 σ'_v および間隙比 e の解析値を経時変化として示している。コアゾーンの初期透水係数が小さくなると、築堤・放置中の有効土圧の増加量や間隙比の減少量がかかなり低減することが分かる。図-15には、上日川ダムコア材の間隙比と透水係数の関係を示した。この関係と図-31(b)で計算された間隙比変化を用いて、湛水直前のコアゾーン透水係数の深度方向分布を比較した一例が図-32である。図中には初期透水係数と湛水直前の透水係数を併記し、矢印でその変化を示した。湛水直前のコアゾーンの透水係数が、ダム堤体荷重の圧密効

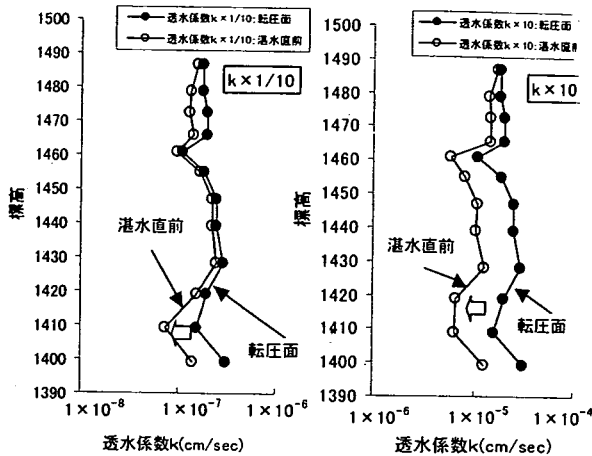


図-32 透水直前のコアの透水係数の深度方向分布の比較

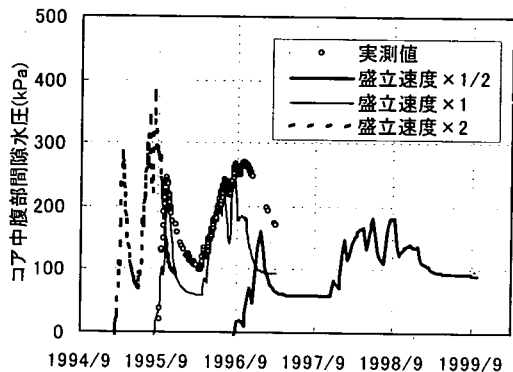


図-33 コア盛立て速度がコア間隙水圧発生量に及ぼす影響

果によって転圧面でのそれから大きく変化し、場合によっては数分の一程度の低下を生じていること、コアの初期透水係数の違いにより堤体荷重の圧密効果による遮水性の変化度合いが大きく異なる事が、図より見て取れる。例えば、初期透水係数が 10^{-7} cm/secオーダーの場合 ($k \times 1/10$ のケース)、堤体荷重による圧密効果や遮水性の向上はほとんど期待できない。コアゾーンの初期透水係数が同じであっても、盛立て速度が異なれば間隙水圧の発生量も変化する。一例として、図-33は現在の盛立て速度を2倍、1/2倍にし、放置期間も同じ比率で変更した場合の間隙水圧発生量を比較して示している。図に示されるように、盛立て速度の違いによってもコアゾーンの間隙水圧発生量、これに伴う有効応力増分、間隙比変化、そして透水直前の遮水性能等が大きく異なることになる。

(2) 堤体土圧に影響を及ぼす各種要因

透水直前の堤体土圧の大きさは、初透水時のハイドロリックフラクチュアリングに対する安定性を議論するうえで重要となる^{21)・8)}。堤体土圧が小さければ、

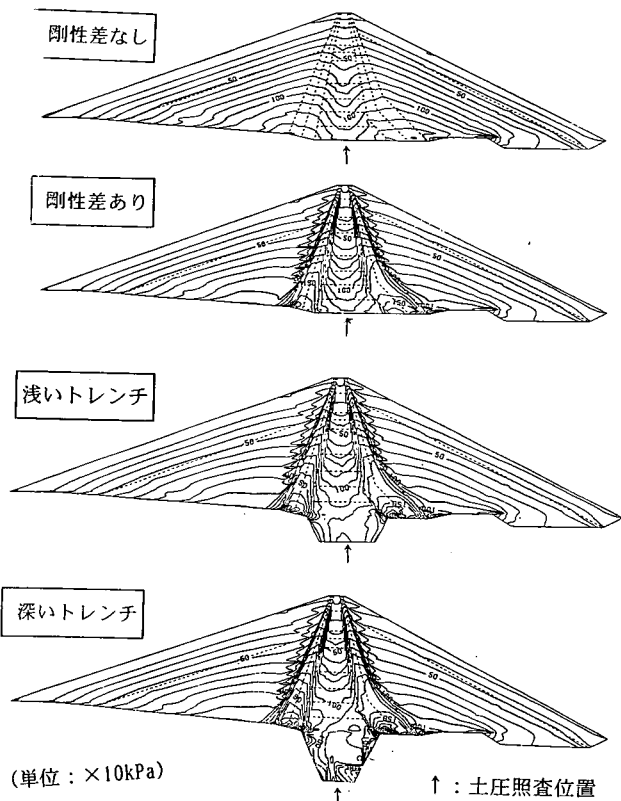


図-34 築堤完了時の有効鉛直土圧コンターの比較結果

ば、湛水圧に対する抵抗性が弱く、水理的安定性は相対的に低下する。築堤完了時の堤体土圧に影響を及ぼす要因として、ここではゾーン間剛性差と基礎岩盤形状に起因するアーチング現象を一例として取り上げる。図-34には、ゾーン間剛性差無し、すなわちフィルタの剛性を仮にコアと同一としたケース、剛性差有りのケース、およびコア底にTetonダムのようなコアトレンチを仮想的に設けたトレンチ深さの異なる2つのケースの合計4ケースについて、堤体鉛直有効土圧コンターを比較して示す。堤体土圧に対するゾーン間剛性差や基礎形状の影響が図より明瞭に見て取れる。ゾーン間剛性差によるアーチング現象の影響を調べるために、コアゾーン深度方向の鉛直有効土圧を土被り $\gamma \cdot H$ で正規化し、その深さ方向の分布を剛性差有り、無しで比較した結果を図-35に、また、コアトレンチの影響を示すために、トレンチ底要素の正規化鉛直有効土圧をトレンチ深さの変化に対してプロットした結果を図-36に示す。なお、図-36の土圧照査位置を図-34中に併記したが、各ケースでコア底中央部の要素を照査したため、堤頂から照査位置までの深さは各々異なる。土被り圧で正規化したのは、この理由による。図-35より、ア

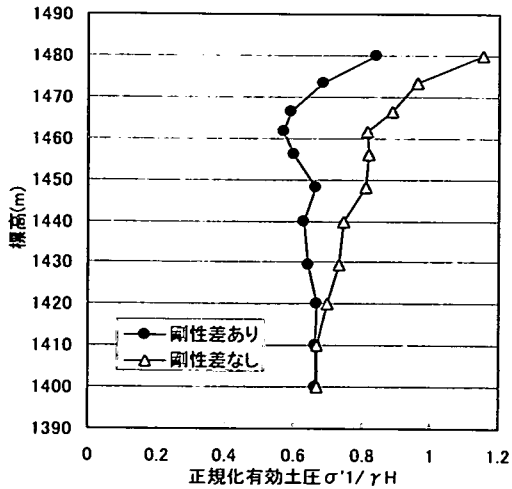


図-35 コアゾーン正規化有効土圧の深度方向分布の比較

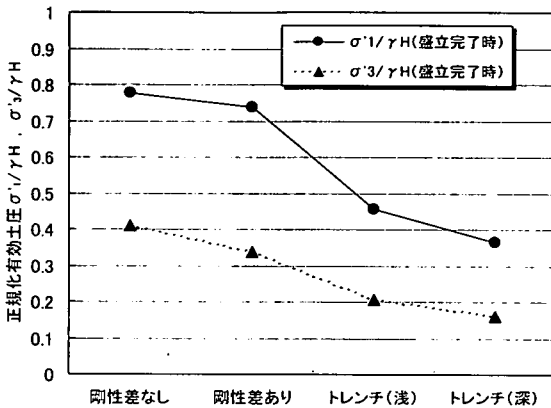


図-36 コアトレンチの設置による正規化有効土圧の低減

アーチング効果によって特にフィルター幅の狭くなる高標高部ほどコアゾーン有効土圧の低減が著しいことが、また図-36より、コアトレンチが深くなるほどダム堤体内部の低応力ゾーンの発生が助長される傾向がうかがわれる。当然のごとく、このような低応力ゾーン、すなわち低密度=高透水ゾーンの発生は、堤体内部に局所的な水理的弱点を形成する原因となる。

以上、実務への応用を念頭に置いた幾つかの試解析例を示した。本論文で示した築堤解析手法を用いる事により、コアゾーン間隙水圧発生量の事前予測、湛水直前の遮水性能の事前検討、堤体土圧、特に低応力ゾーン発生の有無に関する事前のチェックなど、実務に即したより詳細な検討を行う事が可能となる。

6. 結論

本論文で得られた結論を以下に列挙する。

(1) 有限要素法を用いて、ロックフィルダムの築堤工

程を模擬したシミュレーションを実施した。築堤に伴うコアゾーン内での間隙水圧発生や、その後の湛水過程を考慮できる有効応力解析手法を用い、高応力下における転圧地盤の力学挙動を表現するための構成モデルとして、関口と太田による弾粘塑性モデルを採用した。

(2) 大型重機によって転圧されたコア材やロック材が、フィルダムのような高応力下では弾塑性的な圧縮変形挙動を示すこと、ダム堤体のモデル化に際して既往の弾塑性モデルの援用が可能であることが示唆された。

(3) 堤体材料を現場密度、含水比相当に締固めた室内供試体を用いて解析に必要な各種の弾塑性パラメータを求めた。大粒径のロックゾーンでは室内粒度と現場粒度が大きく異なるため、著者らの提案する平均粒径を用いた簡易な手法を採用しパラメータに補正を加えた。

(4) 解析で得られたロックゾーンの沈下量は、粒径補正を施した場合に実測値と良好な一致を示し、前報の表面遮水壁型ダムに引き続き、今回の中央遮水壁型ダムにおいても、提案したパラメータ補正法の妥当性が再度裏付けられた。コアゾーンの沈下量も堤体の密度、含水比のばらつきを考慮した解析結果とほぼ整合し、築堤中の堤体沈下挙動を実務的に十分な精度で再現することができた。

(5) 築堤中にコアゾーン内で発生する間隙水圧については、堤体荷重の圧密効果によって完全飽和状態に近づくコア低標高部では実測値と良好な一致を示し、不飽和の影響が生ずるコア高標高部ほど乖離する傾向が見られた。

(6) ダム完成時の堤体土圧に関しては、築堤に伴う土圧の増加傾向、剛性の高いフィルターゾーンへの応力集中現象、ダム軸方向アーチングによる三次元効果など、定量的にも実測傾向を表現できていることが判った。

(7) 本解析手法の実務への応用例として、コアゾーン間隙水圧発生量や湛水直前の遮水性の予測事例、ゾーン間剛性差やコアトレンチによる堤体土圧の低減傾向の検討事例を示した。

謝辞：本研究を実施するにあたり、前田建設技術研究所研究員、藤山哲雄、安井利彰、前田和亮、武部篤治の各氏の助力を得た。末筆ながら記して謝意を示したい。

参考文献

- 1) Seed, B. and Duncan, J.M.:The Teton dam failure a retrospective review, Proc. of 10th Inter. Conf. SMFE, Vol. 3, 1981.

- 2) Penman, A.D. and Charles, J.A.:The influence of their interfaces on the behaviour of clay cores in embankment dams,Inter.Conf. on Large Dams,Q48, R39, pp. 695 ~713, 1979.
- 3) Kim, S.K., Lim, H.D. and Kim, K.W.:Leakage and stability problems of Angae Dam,Inter.Conf. on Large Dams,Q73, R26, pp. 403~413, 1997.
- 4) (社) 発電水力協会:最新フィルダム工学, 8章 ダムの挙動, 18章 事故とその対策, 1981.
- 5) 増田民夫:玉原ダムの挙動について, 大ダム, 148号, pp. 58~84, 1994.
- 6) Schober, W.:Behaviour of the Gepatsch rockfill Dam,Inter.Conf. on Large Dams,Q34, R39, pp. 677~693, 1967.
- 7) Bravo, G. and Perez, J.:Analysis of the behaviour of an embankment dam core during the first impounding influence of the core heterogeneity,Inter. Conf. on Large Dams,Q73, R33, pp. 499~517, 1997.
- 8) Alonso, E.E.:Flow and hydraulic fracture in earth fill dams:Inter.Conf. on Large Dams,Q73, R34, pp. 521~549, 1997.
- 9) 林 正夫:ロックフィルダム築造中および湛水中の内部挙動 - 喜撰山ダム - (弾塑性解析ならびに実測値との比較), 電力中央研究所報告, No. 70012, 1970.
- 10) 松井家孝:ロックフィルダムの弾塑性解析 - 築造, 湛水過程における内部挙動と材料物性との関連 -, 電力中央研究所報告, No. 72012, 1973.
- 11) 原田次夫, 松井家孝:ロックフィルダムの築造中およびたん水後の挙動, 土と基礎, No. 25-5, pp. 67 ~74, 1977.
- 12) 松井家孝, 酒井賢一:新冠ロックフィルダム築造中の内部挙動観測と数値解析的検討, 発電水力, No. 123, pp. 30~39, 1973.
- 13) 成田国朝, 大根義男:フィルダムの基礎地盤形状と堤体内変形について, ダム日本, No. 430, pp. 39~49, 1994.
- 14) 仲野良紀, 田中忠次, 山下 進:有限要素法による深山ダムの応力変形解析, 土と基礎, No. 23-1, pp. 19~26, 1975.
- 15) 土木学会編:新体系土木工学17, 土の力学 (Ⅲ) 特殊土, 締固め, 土と水, 第2章 火山灰質粘性土, pp. 3~33, 技報堂出版, 1984.
- 16) 大西有三, 村上 章:有限要素法による地盤の応力, 変形を考慮した浸透流解析, 土木学会論文集, No. 298, pp. 87~96, 1980.
- 17) 中川加明一郎, 駒田広也, 金沢紀一:フィルダムの盛立ておよび初期湛水時における間隙水圧挙動の解析, 土木学会論文集, No. 339, pp. 119~126, 1980.
- 18) 向後雄二, 浅野 勇, 田頭秀和, 林田洋一:フィルダムの築堤および初期湛水時の応力・変形解析, ダム工学会, 第11回研究発表会講演集, pp. 4~6, 2000.
- 19) Dłuzewski, J.M. and Fieldler, K.:Hydraulic piping of fly ash tailings dam,Inter.Conf.on Large Dams,Q73, R12, pp. 201~206, 1997.
- 20) Pagano, L., Silvestri, F., Vinale, F. and Neves, M.:Coupled analysis of Beliche Dam,Inter.Conf. on Large Dams,Q73, R43, pp. 723~743, 1997.
- 21) Kovacevic, N., Potts, D.M., Vaughan, P.R., Charles, J.A. and Tedd, P.:Assessing the safety of old embankment dams by observing and analysing movement during reservoir operation,Inter.Conf. on Large Dams,Q73, R35, pp. 551~566, 1997.
- 22) 伊勢田哲也, 水野正憲:締固めた土の圧縮性状に関する研究, 土木学会論文集, No. 188, pp. 45~52, 1971.
- 23) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒 健, 米谷 敏:締固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No. 436/Ⅲ-16, pp. 27~36, 1991.
- 24) 伊藤雅夫, 太田秀樹, 石黒 健, 米谷 敏:礫分を含む締固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No. 436/Ⅲ-16, pp. 27~36, 1991.
- 25) 森 吉昭, 内田善久, 中野 靖, 吉越 洋, 石黒 健, 太田秀樹:現場転圧された粗粒材料の高応力下における圧縮性状と材料定数, 土木学会論文集, No. 687/Ⅲ-56, pp. 233~247, 2001.
- 26) Biot, M.A.:Mechanics of deformation and propagation in porous media, Journal Applied Physics, Vol. 33, pp. 1482~1498, 1962.
- 27) Sekiguchi, H. and Ohta, H.:Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Speciality session 9, pp. 229~239, 1977.
- 28) 飯塚 敦:軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学博士論文, 1988.
- 29) 駒田広也, 西岡利道, 松尾和俊:高瀬ダム湛水過程の浸透流に関する実測値と解析値との比較検討, 土木学会論文報告集, 第311号, pp. 103~111, 1981.
- 30) Ohta, H., Yoshikoshi, H., Mori, Y., Yonetani, S., Itoh, M. and Ishiguro, T.:Behaviour of a rock-fill dam during construction, Proc. of 15th Inter. Conf. on SMFE, pp. 1227~1231, 2001.
- 31) 嘉門雅史, 三村 衛, 加藤 隆, 赤井智幸:ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土の変形挙動解析, 第13回ジオシンセティックスシンポジウム講演集, pp. 1~12, 1998.
- 32) 長原久克, 鶴山直義, 今井 努, 伊藤雅夫, 石黒 健, 藤山哲雄, 太田秀樹:人工水平排水材を用いた空港

- 盛土の挙動解析, 第15回ジオシンセティックスシ
ポジウム講演集, pp. 58~67, 2000.
- 33) 東京電力株式会社: 高瀬川電源開発工事報告書, II
ダム編, 第3章 調査設計, 第6節 施工管理のた
めの調査試験, pp. 483~493, 1981.
- 34) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Proce-
dure of Input Parameters in Elasto-visco plastic
Finite Element Analysis, Soils and Foundations,
Vol. 27, No 3, pp. 71~87, 1987.
- 35) 石黒 健, 幸村秀樹, 清水英樹, 太田秀樹: 締固め地
盤における現場透水試験法の妥当性に関する一考察,
第34回地盤工学研究発表会, pp. 1345~1346, 1998.
- 36) 井上素行, 内田善久, 望月直也, 石黒 健, 太田秀
樹: ロックフィルダム遮水ゾーンの湛水後長期沈下メ
カニズム, 土木学会論文集, No. 582/III-41, pp. 27
5~284, 1997.
- 37) 三浦哲彦, 村田秀一, 安福規之, 赤司六哉: 粗粒材
の材料定数と応力ひずみ特性, 土と基礎, No. 33-6,
pp. 13~18, 1985.
- 38) 古賀 潔: 透水による封入空気の減少と透水係数の変
動-締固め土の透水性に関する研究(II), 農業土
木学会論文集, 第131号, pp. 69~77, 1987.
- 39) 武部篤治, 石黒 健, 安井利彰, 内田善久, 鶴田 滋,
中野靖, 太田秀樹: 三次元弾塑性圧密連成解析手法
を用いたロックフィルダムの築堤湛水解析(その
1) 築堤時の堤体沈下とコアゾーン間隙水圧, 第56
回土木学会年次学術講演会, pp. 594~595, 2001.
- 40) 近藤賢一, 八木哲郎, 小林信洋, 福島伸二: 盛立
中のフィルダム遮水ゾーンの透水性の拘束圧依存性
と強度特性, ダム工学, Vol. 18, No. 4, pp. 293~302,
1998.

(2002.9.6 受付)

STRESS AND DEFORMATION ANALYSIS OF A CENTER CORE-TYPE ROCKFILL DAM DURING CONSTRUCTION

Yoshiaki MORI, Yoshihisa UCHITA, Yoji SHIMOKAWA,
Hiroshi YOSHIKOSHI, Takeshi ISHIGURO and Hideki OHTA

The results of the stress and deformation analysis of a center core-type rockfill dam by finite element method have been reported. Elasto visco-plastic effective stress analysis using the constitutive equation suggested by Sekiguchi and Ohta was used to simulate the elasto-plastic deformation behaviour of compacted dam materials under high overburden pressure. The calculation results, settlement and the pore water pressure during construction, earth pressure distribution after the completion of construction were compared with measured ones, and the good agreement were verified. The applicability of this analytical method and the suggested input parameter determination procedure were confirmed.