

中央土質遮水壁型ロックフィルダムの 湛水時安定性評価

森 吉昭¹・内田 善久²・鶴田 滋³・高橋 章⁴・石黒 健⁵・太田 秀樹⁶

¹ FIC-会員 東電設計(株)第一土木本部(〒100-0015 東京都台東区東上野3丁目3番3号)

^{2,4} 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丁目1番3号)

³ 正会員 工修 東京電力(株)工務部(〒100-0011 東京都千代田区内幸町1丁目1番3号)

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 FIC-会員 工博 東京工業大学理工学研究科(〒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湛水時安定性評価の一事例を報告する。初期湛水時の堤体安定性評価および湛水管理を行うための一試案を提案し、室内試験によりその妥当性を概ね確認した。その後、湛水に伴う貯水圧の作用と上流側堤体での浮力の発生、堤体材料の弾塑性的な応力変形挙動等を再現する目的で、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て、ある実ロックフィルダムの二次元解析を実施した。解析値と実測値を比較し、良好な一致を確認するとともに、提案した安定性評価手法の実ダムへの適用性を概ね確認した。

Key Words : center core-type rockfill dam, reservoiring simulation, elasto-visco plastic model, soil/water coupled analysis, hydraulic fracturing, first reservoiring control.

1. はじめに

1976年6月、アメリカのTetonダムが初期湛水中に突然決壊した。堤体の下流側で見つかった小さなパイピング孔が数時間の間に急激に拡大し、ついには、ダム堤体がほとんど消失するに至ったものである¹⁾。Tetonダムのように完全崩壊には至らないまでも、初期湛水時に堤体の一部が陥没したり、漏水量の急増に伴い堤体材料の部分的な流出が生ずるといった事故が、今までに数多く報告されている^{2), 3), 4), 5)}。ロックフィルダムの現行設計法には、このような浸透破壊現象(ハイドロリックフラクチャリング。以後、HF現象と略する)に対する明確な設計指針や設計手法は示されていない⁶⁾が、ロックフィルダムにとって最も重要なのは、実は、その要求機能(遮水性能)に直結する「水理的安定性」の確保にある。

Tetonダムの決壊原因の一つに、遮水ゾーン(コアゾーン)で発生するHF現象が挙げられている^{1), 6)}。ダムの各ゾーン間の剛性差により築堤中に堤体内で顕著なアーチング現象が発生したり、ダム基礎岩盤の著しい不陸(深いコアトレンチやダム軸方向の岩盤形状の急

変など)により堤体内で極端な応力集中や不同沈下が発生する。これにより、堤体完成時に遮水ゾーン内の有効応力が大きく低下し、場合によっては潜在的なクラックの発生を誘発する。このような状態で築造を終えたダムに水を貯めると、上記の原因により遮水ゾーンの中にあらかじめ形成されていた水理的弱点(低応力・低遮水性ゾーンやクラックなど)に浸透流が集中し、これが連鎖すると弱面沿いに遮水材料の細粒部分の移動、流出が発生する。HF現象の始まりである⁶⁾。下流フィルタが、弱面沿いに流出してきたコア細粒分を捕捉することができなければ、現象は堤体上下流を貫通するパイピングに進展し、堤体は完全崩壊に至る。

HF現象の評価や予測に際しては、実務設計の場では、限界動水勾配や限界流速に基づく簡易なチェックが代替的に行われ⁶⁾、前述したようなHF現象の様々な素因や、HF現象発生のきっかけ、そしてその連鎖的な進展のメカニズム等を忠実に再現した合理的な安定性評価は、我が国では一般的に行われていないのが現状である⁶⁾。Tetonダムでは、SeedやDuncanがダム堤体の数値解析結果に基づき、その崩壊メカニズムの説明を試みており¹⁾、土地改良事業計画設計標準⁷⁾の中

にも、全応力解析結果を用いた簡易なHF現象の評価事例(Nobari, Duncan⁹⁾による)が示されている。これら以外にも、Penman, Charles⁹⁾, Alonso¹⁰⁾, Sharma et. al¹¹⁾, は、実堤体における現場間隙水圧と土圧値の実測結果や、現地で地中最小土圧を求める原位置HF試験結果⁹⁾を利用して、あるいはSeed, Duncanらと同様の数値解析結果に基づいて初期湛水時のHF現象に対する事前検討を試みている。我が国においても、実堤体の応力状態を再現した室内浸透破壊試験結果と湛水時の堤体有効応力分布の計算結果を結びつけ、HF現象発生の可能性を検討する手法を、村瀬¹²⁾が最近提案している。

現状では、これらはいまだ研究途上にあり、実務現場への適用には至っていない状況にある。実堤体の間隙水圧や土圧を実測する方法では、事前(例えば設計時)にHF現象の発生を予測することはできない。室内浸透破壊試験による方法も要素試験的な評価にとどまり、また、試験方法にも確立したものがないために⁹⁾、実務設計の場で日常的に用いられるには至っていない。数値解析による手法は、解析手法や構成式の選択、パラメータの設定等に幾つかの課題⁹⁾が残されているものの、SeedやNobari, Duncanらの事例に見られるように、比較的簡易に堤体のHF現象を事前評価することが可能と思われる。

ロックフィルダムを対象とする既往解析事例は、全応力解析手法に基づくものが多い。より詳細に、築堤中の遮水ゾーンにおける間隙水圧発生や、湛水時の上流側堤体での浮力の発生、有効応力変動等を取扱う土/水連成型の有効応力解析の試みとしては、大西, 村上¹³⁾, 中川ら¹⁴⁾, 向後ら¹⁵⁾, Alonso¹⁰⁾, Pagano et. al¹⁶⁾を挙げることができる。しかしながら、連成解析の結果を直接的に堤体の水理的安定性、すなわちHF現象の評価に結びつけようとしたり、これを初期湛水時の安定管理に応用する試みは皆無である。

以上が本研究の背景である。後で述べるように、既往の研究によると、HF現象発生の有無はダム堤体内部の任意箇所における全応力と間隙水圧の大小関係、すなわち有効応力の値により判定される。ダム堤体におけるHF現象発生の可能性を議論するためにはまず、初期湛水時のダム堤体の有効応力状態を知らなければならぬ。そのための準備段階として、著者らはこれまで、ダム堤体材料のモデル化やパラメータの設定法¹⁷⁾、築堤、湛水時の応力変形解析手法の提案と実測値との比較検討^{18), 19), 20)}等を試みてきた。本論文は、これら一連の研究の縮括りとして、初期湛水時におけるダム堤体のHF現象発生の可能性を定量的に評価、事前予測するための一手法を提案し、ある実ロックフィルダムへの適用を試みる。論文の後半では、提案手法を援用し、既往の大型ダム浸透破壊事例の再現や浸透破壊の発生

条件の検討など、HF現象に関する幾つかの試解析を試みた結果を示す。

2. 初期湛水時の堤体安定性評価手法の一試案

(1) 遮水材料のハイドロリックフラクチャリング発生条件

HF現象の発生条件を調べた既往の室内試験結果⁹⁾によると、一般的に、HF現象は土に加わる全応力最小主応力 σ_3 と間隙水圧 u の関係が次式を満足する場合に発生するものと考えられる(以降、各種応力は圧縮側を正とする)。

$$u > m \cdot \sigma_3 + n \quad (1)$$

ここで、 m, n : 実験定数
($m = 1 \sim 2$ 程度⁹⁾)。

Seed¹¹⁾によって提案されたHF現象の発生規準

$$u > \sigma_3 + \sigma_1 \quad (2)$$

ここで、 u : 間隙水圧
 σ_3 : 最小主応力(全応力)
 σ_1 : 土の引張り強度

は、これを $m = 1, n = \sigma_1$ とした場合に相当し、式(2)は最小有効主応力 $\sigma_3' < -\sigma_1$ すなわち遮水ゾーンにおけるクラック発生条件に対応するものとみなすことができる。

同様の議論として、遮水材料の水理的抵抗性を定量的に評価するための指標「タフネス値 I_c 」を提唱するMurdoch²¹⁾は、多くの室内試験結果から、クラックが完全に生成された場合($I_c = 0$)のHF現象の発生条件として $u > \sigma_3$ を示しており、またイギリスのBalderheadダムの崩壊原因を検討したKennard et. al⁹⁾や、複数ダムの実測土圧、間隙水圧データを収集、分析したAlonso¹⁰⁾もまた、「コアゾーン上流側で全応力最小主応力が間隙水圧を下回り、最小有効主応力 σ_3' がマイナスとなった場合にHF現象が始まる」との結論を述べている。

遮水ゾーンにおけるクラックの発生は、例えば基礎岩盤の不陸に起因する不同沈下、ゾーン間剛性差による極端なアーチング現象、コアの乾燥収縮や湛水時の堤体浸水沈下に伴う不同沈下の発生など様々な要因が考えられる⁹⁾。また、完全なクラック発生に至らないまでも、築堤中、あるいは湛水時に堤体材料の土骨格に加わる有効応力が小さければ、圧密効果による間隙比の減少もまた少ない。何らかの原因により遮水ゾーンの有効応力が局所的に減少すると、その部分の間隙比は周辺に比べて大となり、当然遮水性も相対的に低下する。このような一種の「水理的弱点」が形成されると、初期湛水時にこの部分に集中浸透が発生し、過大な流速や細粒分の移動をもたらす可能性も無視できない。

本論文では、この安全側評価といえる Seed 規準を援用し、初期湛水時のダム堤体安定性評価や安定管理の一試案を提案する。

(2) ハイドロリックフラクチャリングに対する定量的評価と初期湛水管理のための一試案

遮水ゾーンにおけるHF現象発生の有無が前出の式(2)によって説明されるのであれば、ひとつの試案として、HF現象に対する安全率を次式により定義することができる。

$$Fsh_3 = (\sigma_3 + \sigma_l) / u \quad (3)$$

後述する築堤～湛水解析によって満水位到達時の遮水ゾーン任意箇所での間隙水圧と全応力最小主応力の値を計算することが可能である。コアの引張り強度 σ_l を安全側に無視し、0とするならば、間隙水圧を差し引いた最小有効主応力がマイナスにならないければ(=コアにクラックが生じなければ)、その位置での局所的なHF現象は発生しないことになる。

また、式(3)によりHF安全率を事前に算定する以外に、あらかじめ解析によってコアゾーン間隙水圧計設置位置での最小主応力 σ_3 の値を求めておき、これと実測される間隙水圧 u の大小関係を逐次監視することで、初期湛水時の堤体安定管理を行うことも可能となろう。この点については、後で実際の事例をもとに紹介したい。

式(3)を実堤体に適用する際に留意すべき点を以下に述べておく。図-1(a)に示すように、浸透破壊発生時に堤体上下流を貫通するパイピング(すなわち、ダムの崩壊につながる致命的なパイピング)は本来、ダム軸方向の水平土圧 σ_y が間隙水圧を下回る時(図-1(a)中の鉛直亀裂面②)に生ずるものと考えられる(例えば Penman⁹⁾、仲野²²⁾)。このためにはダム堤体の三次元解析を行い、 σ_y を求めることが必要となるが、現在のところ、実務の場で三次元解析を汎用的に行うことは容易ではない。

そこで本論文では、このダム軸方向水平土圧 σ_y が二次元解析における上下流方向水平土圧 σ_x と同程度の値を示すものと仮定し、二次元解析で求まる σ_x の値で代用することを提案する。つまり、多大な労力と費用を要する三次元解析を行うことなく、二次元解析で得られる上下流方向水平土圧 $\sigma_x \approx \sigma_y$ と仮定し、比較的簡易な二次元解析によって堤体上下流を貫通するHF現象の発生の有無を代替的に判定しようとするものである。この大胆な仮定の妥当性については、基盤傾斜の異なる2つの三次元ダムモデルを作成し、二次元平面ひずみ解析結果との比較によって別途検証済みである²³⁾。図-1(b)には、その一例として、二次元解析で求められた上下流方向水平土圧 σ_x と三次元解析で得られたダム軸方向水平土圧 σ_y の関係を示している²³⁾。コ

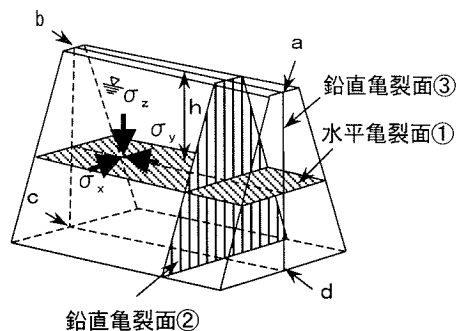


図-1(a) ロックフィルダム湛水時の亀裂発生
の概念(仲野²²⁾に加筆)

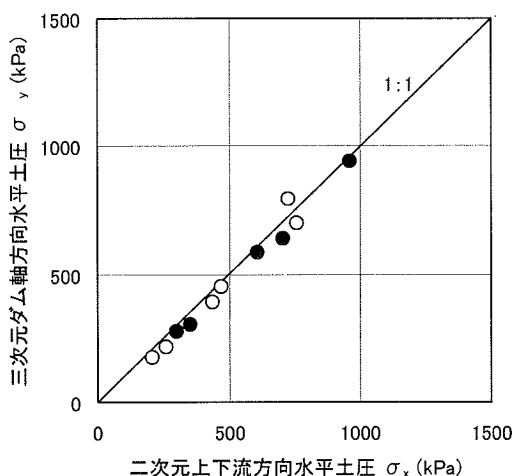


図-1(b) 二次元解析の上下流方向水平土圧と三次元解析のダム軸水平土圧の関係²³⁾

アゾーンの各深度で幾つかの要素をピックアップして比較したが、図に示すように両者は結果的にほぼ1:1に対応している。また、通常の二次元解析ではダムの標準断面(上下流方向の断面)をモデル化するため、求まる上下流方向土圧 σ_x はほぼ最小主応力 σ_3 に相当することから、二次元解析で求められた σ_x あるいは σ_3 の値により、三次元状態でのダム軸方向の σ_y の値を概ね代用できることがわかる(○は基盤傾斜の緩やかな、●は急峻なダムの解析結果、両者が結果的にほぼ1:1に対応する理由など、詳細は文献²³⁾を参照願いたい)。

(3) 室内浸透破壊実験による検証

実ロックフィルダムの遮水材料に対しても式(2)が成立するかどうか。提案手法の実堤体への適用を図る前に、要素試験により Seed 規準の妥当性の再確認を試みた。

図-2(a)のような三軸試験装置(供試体直径 100mm、高さ 50mm)にコア材料をセットした。材料は、後述す

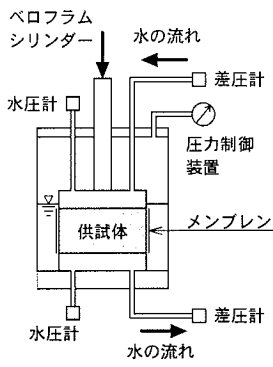


図-2(a) 浸透破壊試験装置の概要

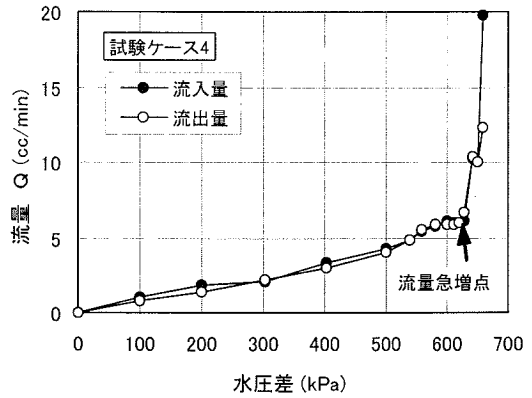


図-2(b) 水圧差と浸透流量の関係

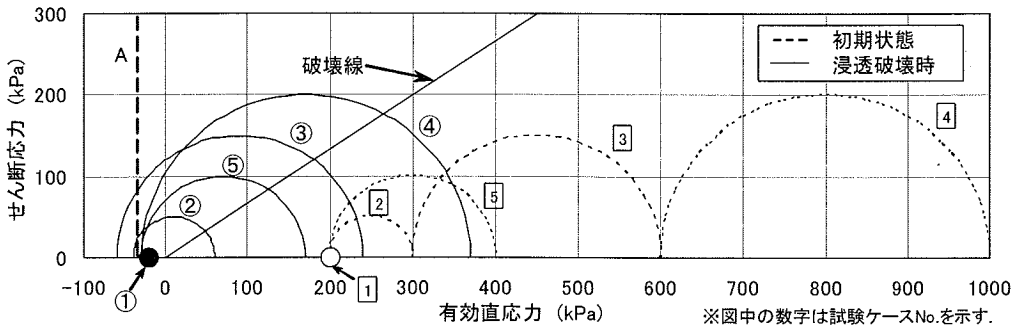


図-2(c) 浸透破壊時のモール円

る上日川ダムの現場より採取した。材料を最大粒径 19.6mm に粒度調整し、供試体の密度と含水比を転圧面での平均的な値（乾燥単位体積重量 17.5kN/m³、含水比 17.3%）に調整して供試体を作製した。飽和化の操作を施し、供試体に等方および異方応力状態で拘束圧を加え圧密を行った後、供試体上部に加えたバックプレッシャー（間隙水圧）を次第に増加させ、供試体下部からの浸透流量や水の濁りを観察した。供試体内部でHF現象が生ずる前にメンブレンと供試体周囲の境界部で水の流れが生じてしまうこと（水みちの形成）を避けるために、周辺をビニールテープにより拘束している。ビニールテープのひずみ等を計測していないため、本試験では水平応力を十分な精度で評価できていないといえず、Seed 基準の妥当性を定性的に確認することに目的を限定した。

実験結果の一例が図-2(b)である。水圧差（供試体上面から間隙水圧 u を加え、下面側では大気圧としているため、水圧差 = u ）が小さい間は浸透量と水圧差が正比例し、透水係数はほぼ一定である。図中のデータより逆算された透水係数の値は、別途室内変水位試験で求めたものと同じオーダーであった。間隙水圧が拘束圧を越え、さらに幾らか増加した時点で供試体からの浸透流量が急増した（図中の矢印）。この点をもってH

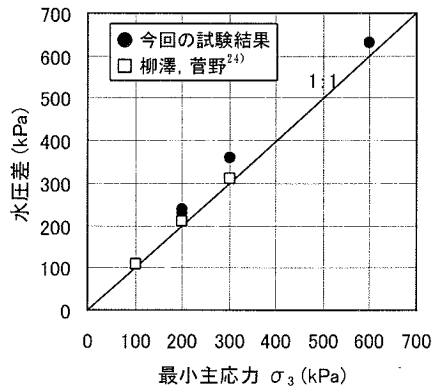


図-2(d) 水圧差と最小主応力の関係

F現象の発生点と定義した。なお試験終了後の供試体を調べた結果、貫通した水は供試体の側面を通ってはおらず、供試体中心部が軟弱化していることが観察された。本結果を有効応力表示のモール円で示したものが図-2(c)である。実際には供試体内部で間隙水圧の分布は均一ではないため、モール円を厳密に求めることは難しいが、最も厳しい安全側の条件として水の流入点（供試体上面）における有効応力状態に着目し、与えたバックプレッシャー分を全応力から差し引いて有効応力、モール円を求めてみた。①～⑤は圧密後の初

期状態、①～⑤は各々の初期状態に対して浸透破壊時のモール円がどこまで変化したかを表している。等方状態のケース①のみ○と●のプロットで示されている。等方応力条件を含むいづれのケースも、HF現象が発生した時点でモール円の左側(最小有効主応力)は図中のAのラインに相当する「あるマイナス値」の近くに集まる結果となった。この値は、現場相当に締固められたコア材の引張り強度に相当するもの(Aのラインと原点との横軸上の離れを引張り強度と見なせば、この場合、平均 $\sigma_1=35\text{kPa}$)と考えることもできるが、ピニールテープの拘束の影響もあり、明確には言えない。図-2(d)は、HF現象発生時の間隙水圧と最小主応力の関係をプロットした結果である。図中には柳沢、菅野²⁴⁾の結果を併記したが、本結果は式(2)に示す Seed 規準が実ダムの遮水材料に対しても概ね成立することを裏付けるものといえる。

3. 弾粘塑性有効応力解析による堤体応力の挙動予測

実ダム遮水ゾーンのHF安全率を式(3)によって事前に算定するためには、初期湛水時の遮水ゾーン内任意箇所での間隙水圧と最小主応力の両者をあらかじめ求めておく必要がある。本章では、この目的で実施した弾塑性有効応力解析手法による築堤～湛水解析の結果、および実測データとの比較検証結果を報告する。

(1) 上日川ダムの概要

解析の対象とした上日川ダムは、堤高 87m、堤頂長 494m、堤体積 411 万 m^3 の中央土質遮水壁型ロックフィルダムである。その標準的な(最大)断面が図-3 に示されている。堤体はコア、ロック、フィルターの3つのゾーンから成るが、各ゾーンの材料特性や転圧方法などは、既報^{17), 18), 19)}を参照されたい。本ダムの築堤、湛水工程を示したものが図-4 である。ダムは 1996 年 12 月に築堤を完了し、翌 1997 年 6 月より湛水を開始、1998 年 9 月に計画満水位に到達、現在に至っている。堤体の標準断面には図-5 に示す位置にクロスアーム(層別沈下計)、間隙水圧計、土圧計、測量用の外部標的が設置され、湛水中のダムの各種挙動が実測された。

(2) 解析モデルの概要と湛水工程の再現

前述したように、HF現象の素因は、ダム築堤中に何らかの原因によって遮水ゾーン内に水理的弱点(低応力・低遮水性ゾーンやクラック)が形成されることにあるものと考えられる。水理的弱点発生の可能性やダムの「水理的弱さ」の程度を定量的に事前評価するための一手法として、本論文では Seed 規準の援用を図るが、

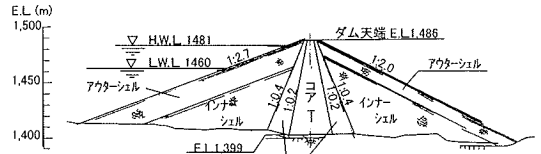


図-3 上日川ダム標準断面

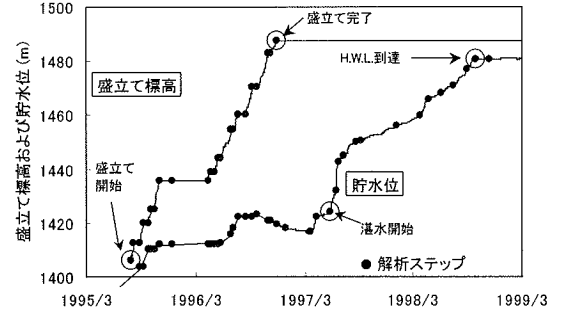


図-4 上日川ダム築堤、湛水工程

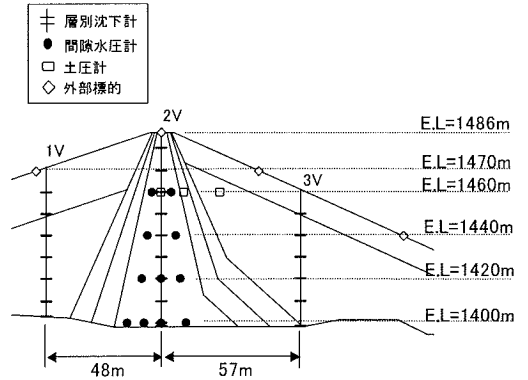


図-5 計測断面

これに必要な堤体応力の算定のために、弾塑性有効応力解析手法によるダム築堤～湛水解析の結果を利用する。有限要素法を用いてダムの築造、湛水工程を再現し、遮水ゾーン任意箇所での築堤～湛水時の有効応力状態を追跡するものである。

ダム堤体のモデル化やパラメータの設定法、湛水開始までのダム堤体築造工程の再現解析結果については、既報にて報告済みである。築堤解析の詳細は文献^{17), 18), 19)}に譲るが、解析に用いた物性については表-1に一覧にして示しておいた。以下では、これに引き続き実施される湛水解析の詳細、すなわち湛水工程のモデル化や各種境界条件の設定方法について述べる。

湛水工程を再現するために、築堤中の遮水ゾーンでの間隙水圧の発生や消散、これを初期状態とする初期湛水時の堤体内間隙水圧上昇、上流側堤体への浮力の作用と有効応力変動、そして堤体変形との相互作用等を考慮できる土/水連成型の有効応力解析手法が用い

表-1 解析に用いたパラメーター一覧

	コア	細粒フィルター	粗粒フィルター	インナーシェル	アウターシェル	基礎岩盤	パラメータの決定根拠
単位体積重量 γ (kN/m ³)	19.98~21.44 (平均20.66)	19.94	19.94	19.94	19.94	20.00	盛立て管理実績より
初期間隙比 e_0	0.600~0.457 (平均0.529)	0.311	0.311	0.311	0.311	-	現場密度データおよびe-logp曲線により算定
先行圧縮応力 P_c (kPa)	100~650 (平均375)	650	650	650	650	-	密度・含水比より算出(コア) e-logp曲線より(ロック)
圧縮指数 λ	0.091	0.03	0.03	0.08	0.08	-	室内試験結果より (ロックは粒径補正)
膨潤指数 κ	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_α	$0.3 \times 10^{-3} \sim 1.2 \times 10^{-3}$ (平均0.75 $\times 10^{-3}$)	5.3×10^{-4}	5.3×10^{-4}	$0.6 \times 10^{-3} \sim 0.7 \times 10^{-3}$	$0.05 \times 10^{-3} \sim 0.1 \times 10^{-3}$	-	室内試験結果より
内部摩擦角 ϕ (°)	31.8~35.5 (平均33.7)	42.8	42.8	42.6	42.6	-	lizuka&Ohtaの手法 ²⁷⁾ を用い、塑性指数Ip によって設定。ロックは室内試験値より
ヤング率 E (kPa)	-	-	-	-	-	$1.0 \times 10^5 \sim 4.5 \times 10^5$	現場平板載荷試験より
ポアソン比 ν	-	-	-	-	-	0.2	既往データを参照
透水係数 k (mm/day)	$1.39 \times 10^{-3} \sim 4.17 \times 10^{-3}$ (平均2.41 $\times 10^{-3}$)	8.64×10^{-2}	8.64×10^{-1}	2.59×10^2	5.18×10^2	$9.50 \times 10^{-3} \sim 3.02 \times 10^{-1}$	現場透水試験より
透水係数の変化率 ω [*]	19.96	-	-	-	-	-	大型透水試験より

*透水係数の変化率 $\omega = \frac{\ln(k/k_0)}{(e - e_0)}$ で与えられる。ただし、 k_0, e_0 は先行圧縮時の透水係数と間隙比

られた。土の構成式として、関口と太田による弾粘塑性モデル²⁵⁾を組み込んだ解析コード(DACSAR)²⁶⁾である。本解析コードを選択した理由は2つあるが、ひとつは、既報^{17),18)}で明らかになったように、ダム堤体材料が築堤中に弾塑性的な変形挙動を実際に示していること、そして、関口・太田モデルでは解析に用いるパラメータを客観的に設定することが可能であり、かつ、本コードが実務上比較的汎用的に用いられている点にある。解析に用いたモデルは図-6(a)に示す通りであり、解析断面として各種計測機器が設置されている標準(最大)断面が選定された。二次元平面ひずみモデルを使用し、コア、ロック、フィルターの各ゾーン、および基礎岩盤やグラウトゾーンが解析領域に取り込まれた。湛水解析に先立ち、本ダムの築堤解析が実施された。図-4に示した盛立て工程に合わせて堤体要素を順次追加し、ダム完成時の堤体変形や応力が計算された^{18),19)}。一例として、図-6(b)に築堤完了時の堤体沈下量の比較結果を示す。沈下量の大きさや深度方向分布の形状など、解析値と実測値の整合性は比較的良好であり、用いたパラメータが、概ね妥当なものであったと判断できる。

図-7に、これに引き続いて行われる湛水工程のモデル化の考え方を示している。有効応力解析では、全応力に関する境界条件として上流ロック表面に貯水圧相当の分布荷重を荷重条件として付加し、同時に水理境界条件として同じ面に貯水位に応じた静水圧条件を課することで、上流側堤体への浮力の発生を表現した。ただし上流側のロック、フィルターゾーンでは、その単位体積重量が築堤時の湿潤単位体積重量 γ_1 から湛水後の飽和単位体積重量 γ_{sat} までいったん増加し、同時に静水圧相当の浮力(前述の水理境界条件により表現)を受けることを考慮し、2つの単位体積重量の差分 $\Delta\gamma (= \gamma_{sat} - \gamma_1)$ を重力方向の物体力(単位体積荷重)と

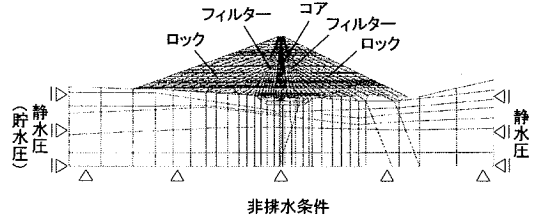


図-6(a) 解析に用いた二次元モデル

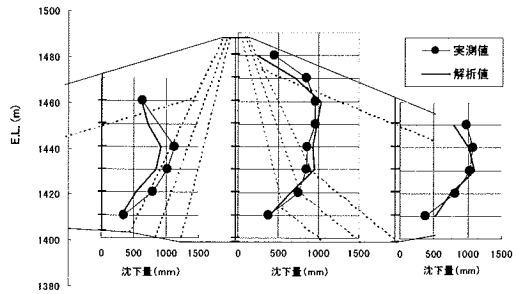


図-6(b) 築堤時の堤体変形挙動の比較結果

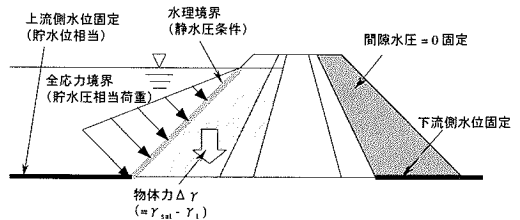


図-7 湛水工程のモデル化と解析条件の設定

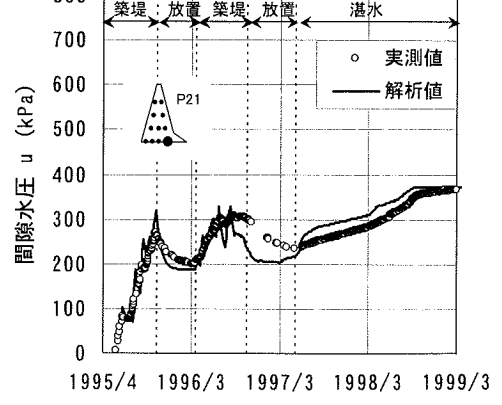
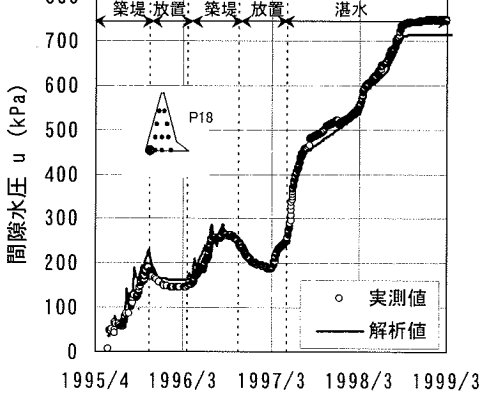
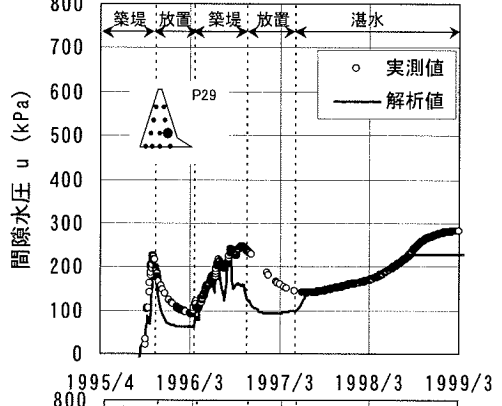
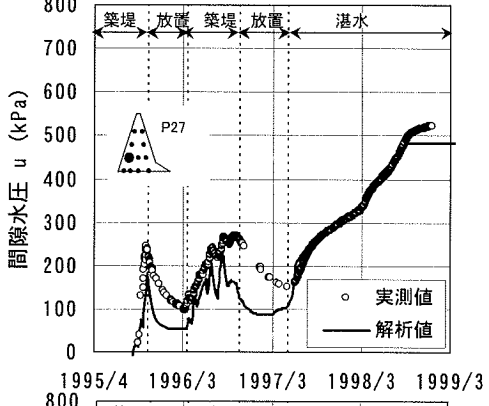
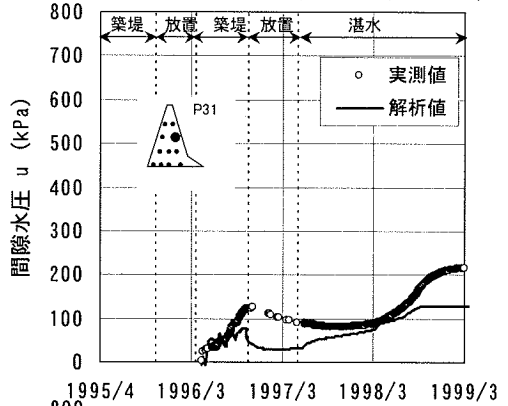
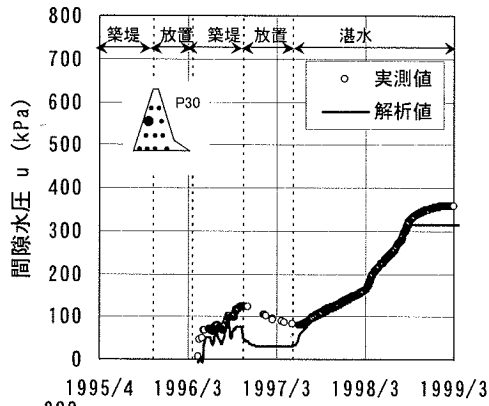
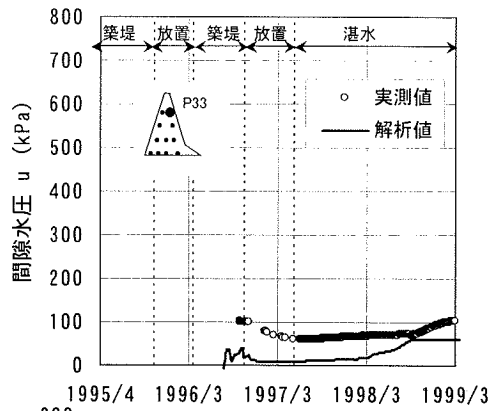
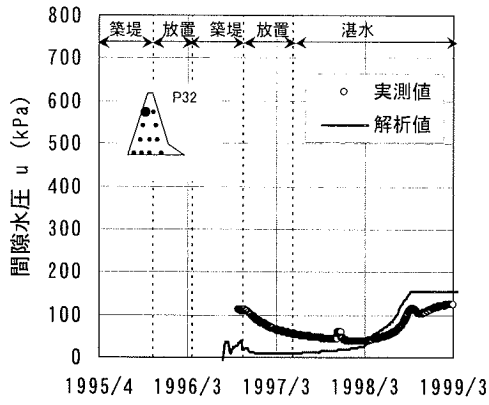


図-8 遮水ゾーン間隙水圧の比較結果

して各要素に与える操作を、水理境界条件の付与と同時にやっている。これにより、上流側堤体には湛水時の浮力分相当の有効応力の減少が正確にもたらされた。遮水ゾーンは築堤時に既に完全飽和に近い状態にあった¹⁸⁾ことから、 $\Delta\gamma$ を加える操作はなされていない。上流ロックゾーンには湛水位に合わせた静水圧条件を与えたが、下流ロックゾーンには築堤時に引き続き間隙水圧=0 固定の条件を与えた。この操作により、下流フィルター下流端に排水面が規定されることになる。また、下流ロックゾーンの底部節点には、設置された間隙水圧計データに即した下流側水位を水理境界条件として課し、水位固定した。この点は、さらに両側の上下流の基礎岩盤地表面節点についても同様である。基礎岩盤の上流側の側方境界には貯水位に、下流側の側方境界には下流側の実測地下水水位に対応する静水圧条件を与え、下面には非排水条件を課した(図-6(a)参照)。変位境界条件は図-6(a)中に示した通りである。

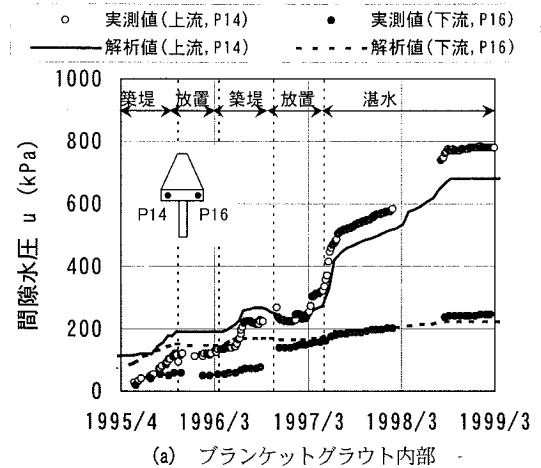
図-4 中には、実湛水工程と解析で用いた貯水位条件(解析ステップ)を併記して示した。実際の貯水位の上昇に合わせて、各ステップ毎に前述の荷重、水理境界条件を増分形で順次与えた。上流側の標高 1420m 付近までの部分湛水(築堤中の部分的な湛水の開始。これは上流ロックの盛立の進捗に伴い、排水ポンプを 1420m 付近まで移設したため、結果的にそうなってしまったに過ぎない)、初期湛水の後半に見られる台風到来の影響による湛水速度の急増など、実湛水工程の実状をできるだけ忠実に再現するよう努めた。

なお、湛水時の堤体応力(間隙水圧や土圧)だけでなく、その変形挙動をも忠実に再現するためには、以上の操作では不十分である。初期湛水時の浸水に伴う上流側ロックの沈下(一種のコラプス沈下)や、前述した台風到来時の多量の降雨に起因する下流側ロックの降雨沈下現象等を解析モデルの中に同時に取り込まなければならない^{28), 29)}。

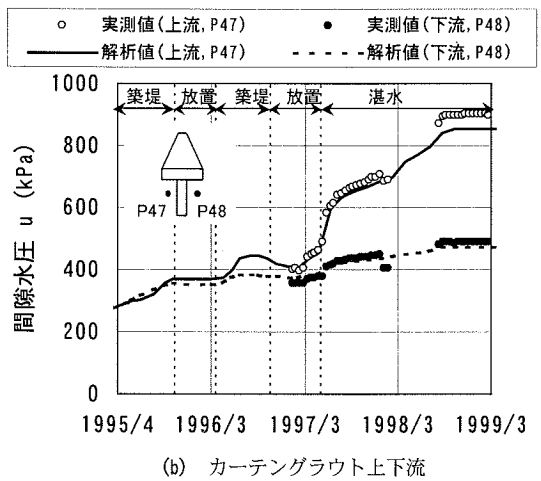
(3) 湛水解析結果と実測値との比較

a) 湛水時の間隙水圧変動に関する比較結果

遮水ゾーン内に配置された複数の間隙水圧計のデータを用いて、解析値と実測値との比較を行った結果が図-8 である。文献^{18), 19)}で議論した築堤中の値も含めて、築堤開始から湛水完了までの遮水ゾーン内間隙水圧の変化を時系列で比較している。図より、遮水ゾーン深部での間隙水圧応答は築堤、湛水のいずれの工程においても実測値とよく対応している。また、築堤工程では実測値との乖離の見られた遮水ゾーン浅部(不飽和の影響と推定¹⁸⁾)でも、堤体が飽和化する湛水工程では解析値と実測値との整合性が比較的良好となっていることが判る。HF現象の判定に際しては、後述するように湛水に伴う遮水ゾーン内の間隙水圧上昇量の予測が重



(a) ブランケットグラウト内部



(b) カーテングラウト上下流

図-9 基礎岩盤内間隙水圧の比較結果

要となるが、本結果を見る限り、有効応力解析手法による間隙水圧の算定精度は実務的に十分なものと思われる。ただし、HFの判定に際しては築堤時のクラックの発生、有効応力の低下をより正確に再現することが重要であり、築堤解析に見られる部分的な乖離については残された課題であると考えている。

基礎岩盤内に設置された間隙水圧計のデータを対象とした比較結果が図-9(a)(b)である。ブランケットグラウト、およびカーテングラウト上下流での間隙水圧の解析値が、実測値と比較されている。ブランケットグラウトの上流側から下流側に向けての間隙水圧の勾配やカーテングラウト上下流での間隙水圧差などが、時系列的な変化も含めて良好に再現されていることが判る。ダム堤体のみならず、基礎岩盤内のグラウト効果なども解析によってほぼ再現できているようである。

ダム堤体および基礎岩盤内の間隙水圧の変動を築堤、湛水工程を通して全体的に捉えるために、図-10(a)~(c)を準備した。間隙水圧コンターによって築堤、湛

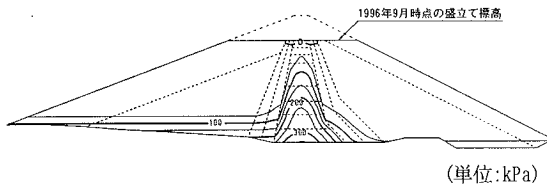


図-10(a) 築堤完了時付近の間隙水圧コンター (単位:kPa)

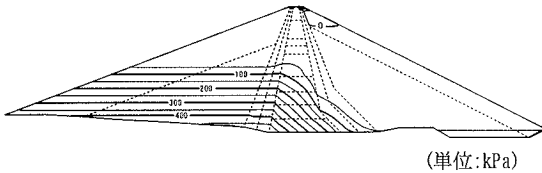


図-10(b) 湛水中の間隙水圧コンター (単位:kPa)

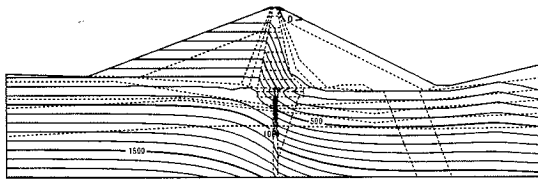


図-10(c) 湛水完了時の間隙水圧コンター (単位:kPa)

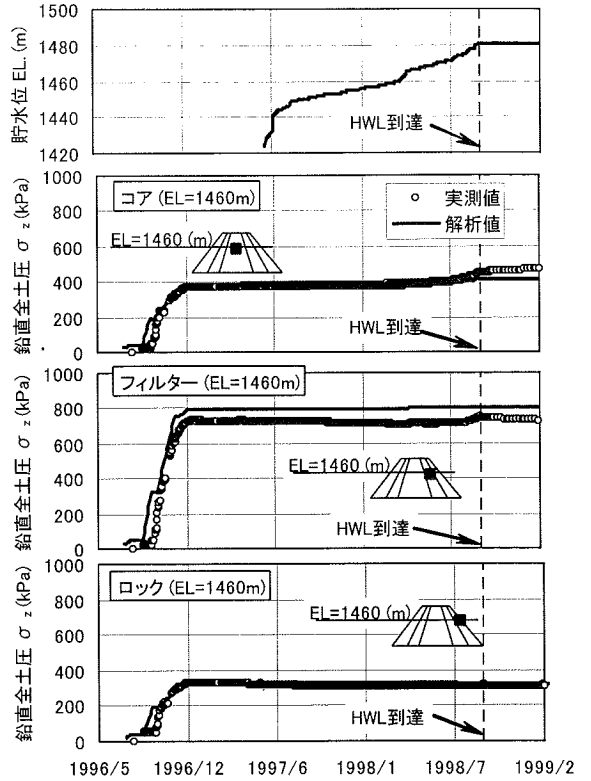


図-11(b) 土圧の時系列変化に関する比較結果

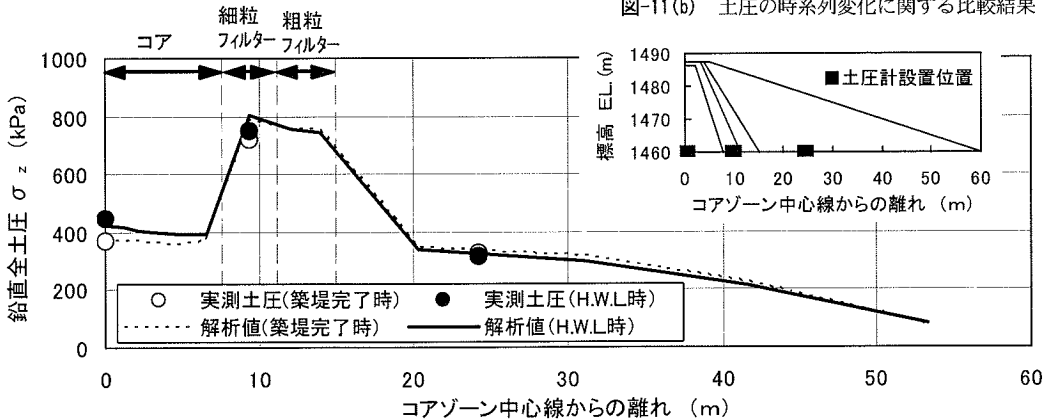


図-11(a) 同一標高での土圧分布に関する比較結果

水時の堤体および基礎岩盤間隙水圧値の全体挙動の推移を示したものである。本ダムは、前述した理由で、築堤中に上流側水位が 1420m 付近まで上昇した。築堤中には、これに起因する上流側の部分的な湛水と、築堤荷重による遮水ゾーン内での間隙水圧発生とが同時に生じ、図-10(a)のような非正常な間隙水圧コンターが計算されている。湛水開始後しばらくは、築堤時に残留した間隙水圧の影響が残存する(図-10(b))が、満水位到達時(図-10(c))にはその影響はほぼ消失し、定常状態に至っていることが図より読み取れる。満水位到達時の間隙水圧コンターからは、各種グラウトの効果によ

って堤体基礎岩盤の上下流で間隙水圧の勾配(遮水効果)が生じている様子も確認できる。

b) 湛水時の堤体土圧変動に関する比較結果

初期湛水時のHF現象発生の可能性を、式(3)を用いて定量的に評価するためには、遮水ゾーンの間隙水圧値と土圧値を精度よく予測することが重要となる。上日川ダムの標高 EL=1460m に設置された土圧計の実測データと解析値とを比較した結果が図-11(a)(b)である。計測は鉛直全土圧 σ_z について行われているため、ここでは σ_z について両者の比較を行っている。

前報^{18),19)}では築堤中の両者の比較を試み、良好な一

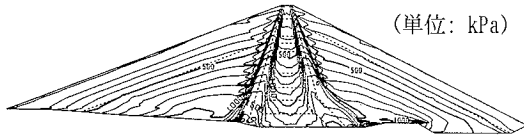


図-12(a) 築堤完了時の鉛直有効土圧 σ_v' コンター

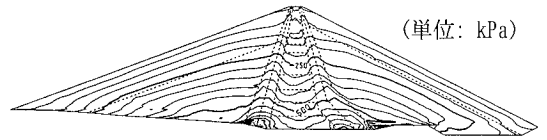


図-13(a) 築堤完了時の最小有効主応力 σ_3' コンター

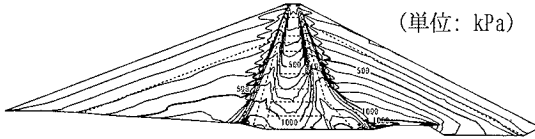


図-12(b) H.W.L. 時の鉛直有効土圧 σ_v' コンター

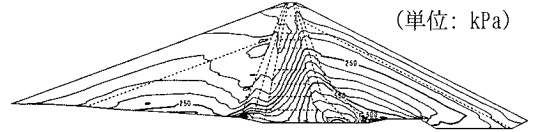


図-13(b) H.W.L. 時の最小有効主応力 σ_3' コンター

致を報告したが、ここではその後の湛水時挙動を追跡している。コア、フィルター、ロックの3つのゾーンに設置された土圧計データを同一標高で比較した結果が図-11(a)である。図中には築堤中の値も併記したが、H.W.L. (満水位)到達時の実測土圧(間隙水圧を加えた全土圧)は、本標高においてはこれと大差ない値を示している。解析結果も同様の傾向を示し、フィルターへの応力集中(アーチング)現象を含め、結局湛水中も解析値と実測値には大きな乖離は生じない結果となった。土圧データを時系列変化で比較した結果が図-11(b)である。湛水開始後、コアゾーンで若干の増加傾向が見られること、湛水面から離れた下流ロックでは土圧値にほとんど変化が生じないことなど、ここでも両者の傾向はよく似ている。ただし、図-5 に示したように、本ダムでは3ゾーンの土圧計が下流側だけに配置されていたため、湛水時に有効応力が大きく変動すると思われる上流側堤体内の土圧の変化が実測されていない。このため、湛水時のシミュレーションの精度は十分に確認できたとはいえ、今後に残された課題であると思われる。

湛水前後でのダム堤体有効土圧の全体的な変化を概観するために図-12(a), (b)を準備した。湛水開始前およびHWL到達時の鉛直有効土圧 σ_v' のコンターの比較結果である。築堤完了時のフィルターへのアーチング現象(図-12(a))や、湛水に伴う上流側堤体(上流ロックおよびコアゾーン上流側)内での間隙水圧上昇により、この部分の有効土圧が減少する様子が図-12(b)より見て取れる。

4. 堤体安定性評価と初期湛水管理の一事例

(1) 初期湛水時の水理的安定性の評価

3章で述べた弾塑性有効応力解析結果を用いてダム堤体の水理的安定性の評価を試みた一事例を以下に

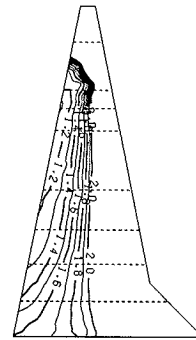


図-14 満水位到達時の遮水ゾーン HF安全率コンター

示す。図-13(a) (b)に、築堤完了時および満水位到達時におけるダム堤体の最小有効主応力 σ_3' のコンターを示している。図より、遮水ゾーン内で最小有効主応力がマイナスになる箇所は見られず、HF現象は生じないものと判断される。遮水ゾーン内でどの程度のHF安全率が確保されているのか、式(3)によって算出した遮水ゾーンのHF安全率のコンターを求めた結果が図-14である(引張り強度は考慮せず)。間隙水圧が上昇するコア上流側ほど安全率は小となること(これは Kennard et. al⁹⁾や Alonso¹⁰⁾の指摘とも整合)、Seed 規準を用いた安全側評価の安全率を用いたとしても、最低1.2程度の値が上流端で確保されていることが判る。さらに、遮水ゾーン下流側に向かうほどHF安全率は大となり、このような条件下では堤体上下流を貫通するHF現象は発生しないものと判断される。ただし、実際のダムの設計・施工に際しては、着岩部分での水理的安定性が問題となることが多く、基礎岩盤形状の影響などを三次元解析によって検討することなども、実務上は重要と思われる。また、浸透破壊に対する安定性は当然、湛水速度や貯水圧によって大きく変動し、図-14は上日川ダムの一例を示したに過ぎない。

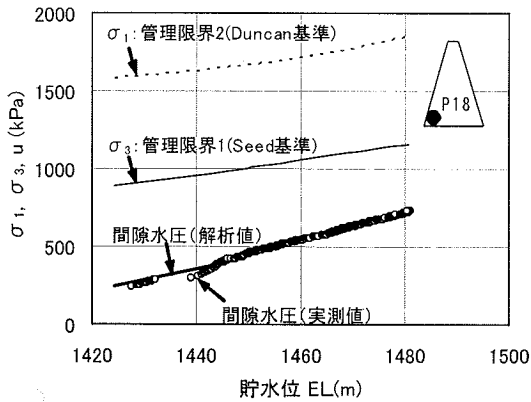


図-15 湛水時の安定管理図の一例
(上日川ダム)

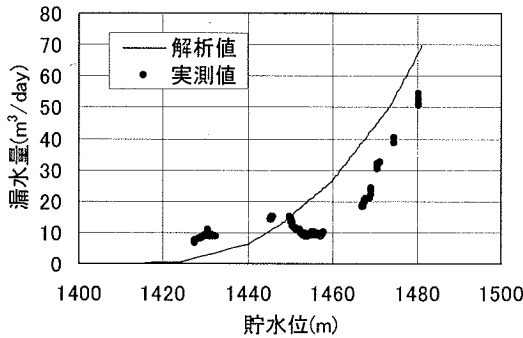


図-16 貯水位と漏水量の関係

(2) 初期湛水時の堤体安定管理手法の一試案

ダムの初期湛水時には、遮水ゾーンの間隙水圧や土圧、堤体変形、漏水量などが常時監視される。上日川ダムでは、これらの計測データと前述の湛水解析結果を組み合わせ、初期湛水時の堤体安定管理を試みた。以下にその手順と実施例を示す。

- ① 弾塑性有効応力解析によって、遮水ゾーン間隙水圧計設置個所に対応する堤体要素の、湛水中の間隙水圧 u および全応力の主応力値 (σ_1, σ_3) の推移を事前に計算で求めておく。
- ② これらを貯水位に対してプロットした安定管理図を間隙水圧計設置箇所毎にあらかじめ作成しておく。2. (3) 節で示したように遮水材料の飽和時の引張り強度が実験的に得られている場合には、これを計算された全応力値に足し併せることも可能である。
- ③ 初期湛水を開始する。得られた実測間隙水圧をこの管理図上にプロットし、予測値の近傍を推移すること、および2つの管理限界線 ($\sigma_1 + \sigma_3, \sigma_3 + \sigma_1$) を越えないことを確認しながら湛水を継続する。

図-15 には、上日川ダム初期湛水時に実際に用いられた安定管理図の一例を示す。初期湛水時に得られた実測間隙水圧は事前解析で予測されたラインの近くに

プロットされ、かつ2つの浸透破壊に対する管理規準値 (σ_1, σ_3) と比べても十分に下側の、安全な領域で推移した (このことは、前出の式 (3) において $\sigma_1 = 0$ と仮定した場合に、 $Fsh_3 > 1.0$ であることを意味する)。このようなHF現象発生判定チャートとともに、堤体漏水量やその濁度を同時に計測しておくことで、ダム堤体の水理的安定性を総合的に評価、監視することが可能となる。図-16 は、有効応力解析で求められた堤体漏水量の解析値と実測値とを比較した結果を示している。二次元解析では単位奥行き当たりの浸出量が求められるが、これをダム軸方向に面積配分して足し合わせ、三次元堤体相当の漏水量を計算した。浸透流との連成計算を行っておけば、このような「漏水量の管理チャート」の併用も可能となる。実測漏水量は解析予測値の付近を推移し、上日川ダムは1998年6月の満水位到達まで、特異な堤体挙動が生ずることなく無事湛水を完了した。

5. 実務問題への応用事例

最後に、提案手法を用いて既往の大ダム浸透破壊事例を模擬した一連のパラメトリックスタディを実施し、ダムのHF現象について幾つかの考察を試みた結果を報告する。

(1) 大型ロックフィルダムの既往浸透破壊事例を対象とした試算

HF現象によって大型ダムが崩壊もしくは損壊に至った代表例として Teton ダム¹⁾と Balderhed ダム²⁾の2事例を取り上げ、弾塑性有効応力解析手法による再現を試みる。2ダムの詳細な断面や施工工程、物性値等を直接与えて計算するのではなく、上日川ダムの標準断面を「安定したダム」の基本ケースとし、コアトレンチを掘削した場合 (Teton ダム型) やコア幅を狭めた場合 (Balderhed ダム型) を想定したモデルを作成して、堤体挙動やHF安全率への影響を調べた。前述したように、与えた物性値はコア、ロックフィルターのいづれも上日川ダムと同一であり、その再掲は避ける。従って、ダム形状やゾーニングの違いのみに着目している。

a) Teton ダム型モデルでの検討事例

アメリカの Teton ダムは、コア底に深いコアトレンチが設けられていたこと、およびダム軸方向の基礎岩盤の傾斜が急峻であったことによりコアゾーン内に低応力ゾーン=水理的弱点が発生し、湛水時の間隙水圧値が最小主応力を上回ったことがHF現象発生の一因と考えられている^{1), 2)}。

コアトレンチがダムの水理的安定性に及ぼす影響を検討するために、上日川ダムの断面 (以下、「標準

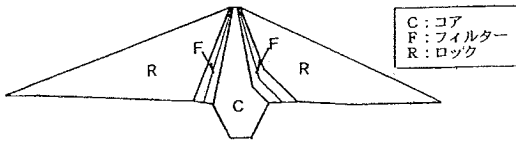


図-17(a) Tetonダム型モデル

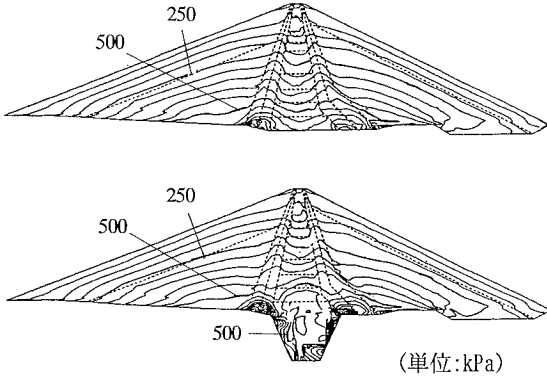


図-17(b) 築堤完了時の最小有効主応力コンター

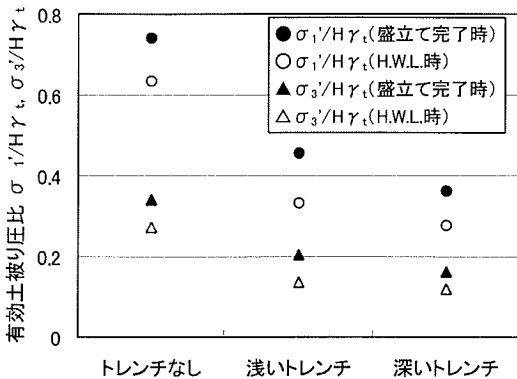


図-17(c) トレンチ掘削深さと有効土被り圧比の関係

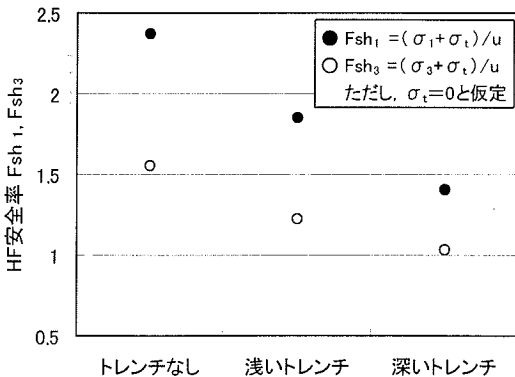


図-17(d) トレンチ掘削深さとHF安全率の関係

型」と称する)に手を加え、図-17(a)に示すようなTeton ダム型のモデルを作成した(図は「深いトレンチ」の例)。築堤完了時の最小有効主応力コンターを図-17(b)に示す。標準モデルではゾーン間剛性差によるフィルターへの応力集中のみが生じていたのに対し、コアトレンチを設けた場合、トレンチ両肩の岩盤への応力集中がさらに助長され、トレンチ底部に低応力ゾーンが発生している様子が伺われる。これを、トレンチ底中央部要素の最大、最小有効主応力の変化(土被り圧 $H \times \gamma_t$ で正規化)としてまとめた結果が図-17(c)である。最大、最小有効主応力のいづれも、深いコアトレンチを掘削することで土被り圧比が標準型の1/2以下にまで低減することが示されている。

次に、満水位到達時のトレンチ底部上流端要素のHF安全率(便宜的に $Fsh_{1,3} = \sigma_{1,3}/u$ と表記)とトレンチ掘削深さの関係を求めた結果が図-17(d)である。コアトレンチの掘削によりコアゾーンの水利的安定性が低下し、最小主応力に基づくHF安全率は、最も深いトレンチの場合、ほぼ1近くにまで低減している。

Teton ダムの浸透破壊は、深いコアトレンチを掘削し、かつダム軸方向のアバットメント岩盤傾斜が急変していた箇所から始まった¹⁾。2つの素因が重複して生じたものと考えられる。本解析は二次元解析であるため、ダム軸方向の基盤形状の影響を考慮できないが、図-17(d)に示す結果は、Teton ダムのように深いコアトレンチと極端な左右岸基礎岩盤形状の影響が加わり、コアトレンチ内の有効応力がさらに低下した際、場合によってはHF安全率が1を下回り、HF現象が発生しうることを示唆している。ただし、これらの堤体形状、基礎岩盤形状以外に、湛水速度や貯水位、コアの透水性など、多くの複雑な要因が浸透破壊発生の有無に影響を及ぼすことに留意が必要である。

b) Balderhead 型モデルでの検討事例

イギリスの Balderhead ダムは、遮水ゾーンの間中標高付近でコア形状が急変し、結果としてコア幅が標準的なダムよりも狭くなったダムである。初期湛水時のHF現象は、このコア幅急変部付近で発生した⁴⁾。Balderhead ダムのHF現象を再現するために、上日川ダムの標準型二次元モデルを図-18(a)のように修正した。コア形状の急変以外に、このダムの特徴である「上流側が幅広く、下流側が極端に薄いフィルタゾーン」も再現した。比較的細粒の堅固なロック材を薄層で撒きだし、大型重機によって転圧して造成されるフィルタゾーンは、コアゾーンやロックゾーンよりも剛性がかなり高く^{17), 18), 19)}、築堤中にこの部分に応力が集中する。Balderhead ダムでも、破砕性の頁岩を20cm という薄層で重機転圧してフィルタゾーンが造成されており、その剛性は相当高かったものと予想される。

築堤完了時の最小有効主応力コンターを図-18(b)に

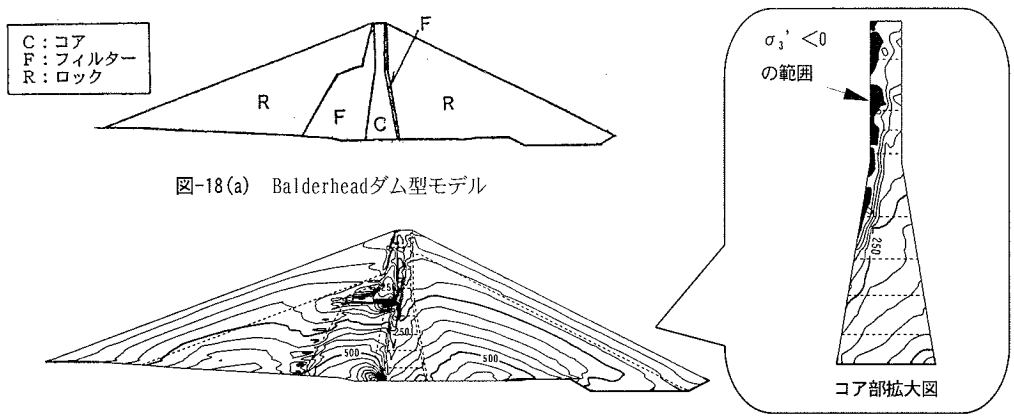


図-18(a) Balderheadダム型モデル

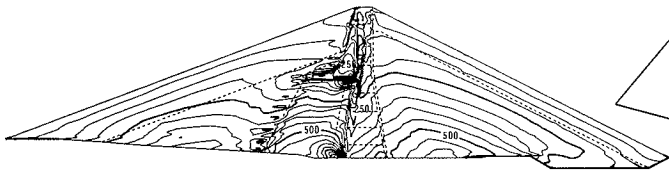


図-18(b) 築堤完了時の最小有効主応力カウンター

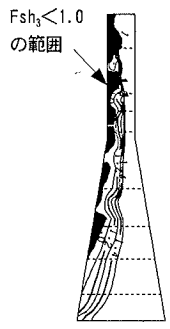


図-18(c) 湛水完了時のHF安全率カウンターの範囲

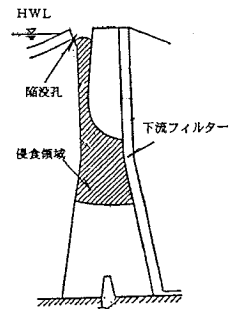


図-18(d) 堤体調査により判明した損傷領域⁹⁾

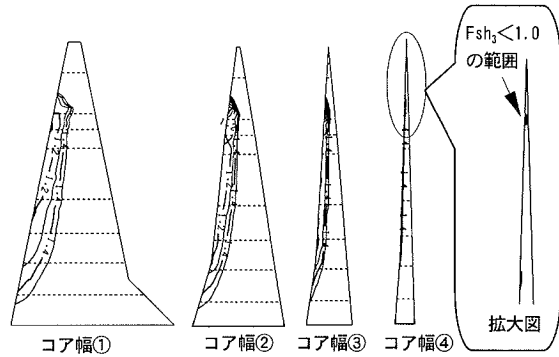


図-19(a) コア幅を変えた場合のHF安全率の変化

示す。上流側が広範囲かつ剛性の高いフィルタゾーン、下流側が相対的に剛性の低いコア、ロックゾーンで構成されているために、築堤中にコアゾーンの上下流で顕著な不同沈下が発生し、さらにコアゾーン高標高部でのアーチング現象と相まって、幅の薄いコアゾーンの upstream 側で最小主応力が著しく低下していることが分かる。築堤完了時、既にコア上流側の最小有効主応力は部分的にマイナスの値となっており(黒塗り部分)、クラックが発生することを物語っている。

次に、満水位到達時の遮水ゾーンのHF安全率カウンターが図-18(c)である(安全率<1.0の範囲を黒塗りして示した)。築堤完了時に最小有効主応力がマイナス値となった領域では湛水完了時のHF安全率は1.0以下の値となり、浸透破壊の発生条件を満足する。Balderhead ダムは、初期湛水時に漏水量が急増したため貯水位を低下し、完全崩壊を免れた。その後の堤体調査により、浸透水による侵食を受けた損傷領域が図-18(d)の斜線部であったことが明らかとなっている⁹⁾。この侵食領域が、計算で求められた図-18(c)のHF安全率<1.0ゾーンと良く符合することは興味深い。

代表的な2つの大型ダム既往浸透破壊事例を対象

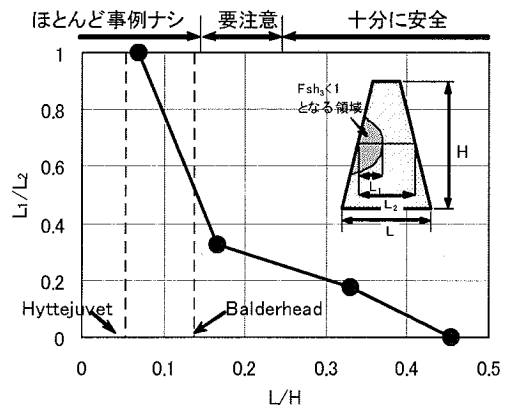


図-19(b) コア幅/提高比と損傷ゾーンの関係 (文献²⁾を一部参照)

として、弾塑性有効応力解析手法を用いた試解析を実施した結果、HF現象発生の可能性を概ね再現することができた。なお2つのダムに共通する特徴が、もう1点ある。それは、下流フィルターがいずれも不備であった(Teton ダムはコアトレンチ部にフィルタを設置せず、Balderhead ダムでは下流側にロックゾーンよりも粒径の大きな材料を「フィルタ」と称して極めて薄く

配置している)点である。このような下流フィルターの不備による浸透破壊事例としては Angae ダム³⁾、Suorva ダム³⁰⁾などの事例をさらに挙げることが出来る。試解析で示したような理由により遮水ゾーンの侵食が始まった後、堤体の水理的安定性(ダムの命運)は水理的弱面沿いのコア材の流亡に対する下流フィルタの捕捉機能に委ねられるため、下流フィルタに関して十分な留意を払うべきであることを指摘しておきたい^{6), 30), 31)}。

(2) 遮水ゾーンの最小必要幅に関する検討事例

中央土質遮水壁型ロックフィルダムのコア幅をどこまで狭くできるのか、コア幅を狭くするほど築堤中のコアゾーンの間隙水圧発生量が低減される(排水距離が短くなるため)が、同時にゾーン間剛性差によるアーチング現象も顕著となり、HF現象に対する安全率が低下する。上日川ダムの標準型モデルを基本ケースとし、コア幅を次第に狭くしていった場合のHF安全率の変化を調べた結果が図-19(a)である。コア幅が狭くなると、Balderhead ダムのようにコアゾーン高標高部のHF安全率が低下し、最も狭いケース④では、コアゾーンの高標高部でHF安全率 <1.0 となる領域が上下流を完全に貫通する(拡大図の黒塗り部分)。この場合、湛水時にHF現象が発生する可能性が高い。

試解析の結果を図-19(b)にとりまとめた。図の横軸には L/H (コア底幅と堤高の比率)を、縦軸には L_1

(コアゾーン高標高部でHF安全率が1以下となる範囲の長さ)/ L_2 (その標高のコア上下流幅)をとって解析結果をプロットしている。 L/H が小さく、コア幅が狭くなるほど L_1/L_2 が1.0に近づき、遮水ゾーン上下流を貫通するHF現象発生の可能性が高まることを示している。図の横軸には、コア幅が狭かったことに起因すると考えられる既往浸透破壊事例として Hyttejuvet ダム³⁾および Balderhead ダム⁴⁾の L/H 値を併記した(Balderhead 型ダムではコアゾーンの断面形状が途中で変化するため、平均的な値を採用)。これらのダムの H/L 値(矢印)が、計算上、HF貫通長さが急増する領域に対応していることは興味深い。また、図中には最新フィルダム工学²⁾に記載された「ほとんど事例なし」「要注意のコア幅」「十分に安全なコア幅」の範囲を併記した。これらのしきい値もまた、解析結果と良い整合性を示している。Nobari, Duncan³⁾は、コア幅の薄いダムの解析結果から、 L/H が0.15以下の場合にHF現象が発生する可能性があることを報告している。これらの結果を総合すると、HF現象に対する安定性を確保するための目安として、コア底幅と堤高の比率 L/H は最低0.15~0.2以上とすることが望ましく、これが0.4~0.5程度の値をとる場合、ダムは十分な水理的安定性を有するものと考えられる。

6. 結論

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) 実遮水材料を用いた室内浸透破壊実験の結果を参照し、Seed により提案された浸透破壊規準を援用した水理的安定性の定量的評価手法の一試案を提案した。
- (2) 弾塑性有効応力解析手法を中央土質遮水壁型ロックフィルダムの湛水解析に適用した。貯水に伴う湛水荷重の付加、静水圧の上昇、上流側堤体での単位体積重量の増加を反映させた土/水連成の有効応力解析により、湛水時のダム堤体有効応力の再現を試みた。
- (3) 堤体・基礎岩盤内間隙水圧、および堤体土圧に関して解析結果と実測値との比較を行った結果、湛水に伴う変動傾向を実務的に十分な精度で再現できることが判った。
- (4) 満水位到達時の遮水ゾーンのHF安全率を計算した結果、十分な水理的安定性を有することが明らかとなった。解析結果と湛水時の実測間隙水圧データを用いた堤体安定管理手法の一試案を提案し、上日川ダムの初期湛水管理に適用した。
- (5) 提案した解析手法を用いて、大型ダムの既往浸透破壊事例である Teton ダムおよび Balderhead ダムの2事例に対するパラメトリックスタディを実施した。解析結果は、両ダムにおける浸透破壊発生の可能性を示唆するものとなった。
- (6) 遮水ゾーンの幅がHF安全率に及ぼす影響を検討した結果、既往浸透破壊事例に類似する傾向、および必要コア幅に関する知見を得ることができた。

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、飯島 健、藤山哲雄、安井利彰、藤谷雅義、前田和亨、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 ICSMFE, pp.1~20, 1981.
- 2) 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.
- 3) Kovacevic, N., Potts, D.M., Vaughan, P.R., Charles, J.A. and Tedd, P.: Assessing the safety of old embankment dams by observing and analys-ing movement during reservoir operation, Inter. Conf. on Large Dams, Q73, R35, pp.551~566, 1997.
- 4) Kennard, M.F., Penman, A.D.M. and Vaughan, P.R.: Stress and

- strain measurements in the clay core at Balderhead dam, Inter. Conf. on Large Dams, Q34, R9, pp.129~149, 1967.
- 5) 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.
 - 6) 地盤工学会：地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，委員会報告，3.2 浸透破壊に関わる設計基準，2002.
 - 7) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準，第3章 設計，「応力～ひずみの検討」，pp.244~247，1981.
 - 8) Nobari, E.S. and Duncan, J.M.: Effect of reservoir filling on stress and movements earth and rockfill dams, Geotech. Eng. Report, No. TE72-1, Univ. of Calif., Berkeley, pp.1~198, 1972.
 - 9) Penman, A.D.M. 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.
 - 10) Alonso, E.E.: Flow and hydraulic fracture in earth fill dams, Inter. Conf. on Large Dams, Q73, R34, pp.521~549, 1997.
 - 11) Sharma, H.D., Nayak, G.C., and Maheshwari, J.B.: Nonlinear analysis of a high rockfill dam with earth core, Inter. Conf. on Large Dams, Q48, R49, pp.879~893, 1979.
 - 12) 村瀬祐司：土質コアを有するロックフィルダムの水理的破壊現象に関する研究，愛知工業大学博士論文，1996.
 - 13) 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.
 - 14) 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.
 - 15) 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.
 - 16) 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.
 - 17) 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.
 - 18) 森 吉昭，内田善久，下川洋司，吉越 洋，石黒 健，太田秀樹：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，土木学会論文集，No. 743/III-64, pp. 105~124, 2003.
 - 19) Ohta, H., Yoshikoshi, H., Mori, Y., Yonetani, S., Itoh, M. and Ishiguro, T.: Behaviour of a rockfill dam during construction, Proc. of 15th ICSMFE, pp.1227~1231, 2001.
 - 20) 石黒 健，内田善久，鶴田 滋，中野 靖，太田秀樹：大型ロックフィルダムの浸透破壊現象の評価に関する検討，地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp. 163~172，地盤工学会，2002.
 - 21) Murdoch, L.C.: Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments, Part(1)~(3), Geotechnique 43, No.2, pp.225~287, 1992.
 - 22) 仲野良紀：ハイドロリックフラクチャリングによる農業用フィルダムの内部浸食に関する研究，No.03452270，岐阜大学報告書，1994.
 - 23) 武部篤治，石黒 健，内田善久，鶴田 滋，中野 靖，太田秀樹：大型ロックフィルダムの堤体土圧の評価に関する検討，地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，pp.173~178，地盤工学会，2002.
 - 24) 柳沢栄司，菅野高弘：フィルダムコア材における水圧破碎規準に関する研究，ダム工学，No. 12, pp. 1~8, 1993.
 - 25) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Speciality session 9, pp.229~239, 1977.
 - 26) 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.
 - 27) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
 - 28) 安井利彰，石黒 健，内田善久，中野 靖，太田秀樹：弾塑性圧密連成解析手法を用いたロックフィルダムの湛水シミュレーション(その3：湛水後の堤体変形に関する検討)，第55回土木学会年次学術講演会，ⅢB346, 2000.
 - 29) 安井利彰，石黒 健，中野 靖，太田秀樹：高応力下におけるロック材の浸水沈下特性に関する実験的検討，第35回地盤工学研究発表会，pp. 1561~1562, 2000.
 - 30) Norstedt, U. and Nilsson, A.: Internal erosion and ageing in some of the swedish earth and rockfill dams, Inter. Conf. on Large Dams, Q73, R20, pp.307~318, 1997.
 - 31) 地盤工学会：地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集，委員会報告，5.3 下流フィルタの捕捉効果に関する検討事例，2002.

(2003.1.6 受付)

ESTIMATION OF HYDRAULIC STABILITY OF A CENTER CORE-TYPE ROCKFILL DAM

Yoshiaki MORI, Yoshihisa UCHITA, Shigeru TSURUTA, Akira TAKAHASHI,
Takeshi ISHIGURO and Hideki OHTA

The results of the reservoiring simulation of a center-core-type rockfill dam by means of finite element method are reported. Elasto visco-plastic soil/water coupled consolidation analysis using the constitutive equation suggested by Sekiguchi and Ohta was used. The calculated results, change of pore water pressure and the earth pressure during first reservoiring were compared with measured ones, and good agreement was obtained. A tentative plan for the first reservoiring control using this analytical results was suggested and put into practice at an actual dam.