

# 資 料 編

## ○各種委員会活動

	委員会名	団体	委員
1	ICT導入協議会	国土交通省総合政策局	桜井 力
2	国立保健医療研究会議 委員	厚生労働省	今本 博臣
3	AR委員会, 締固めWG	公益社団法人 地盤工学会	曾田 英揮
4	規格基準委員会	公益社団法人 地盤工学会	曾田 英揮
5	盛土締固め管理の合理化に関する研究委員会	公益社団法人 地盤工学会	曾田 英揮
6	建設マネジメント委員会	公益社団法人 土木学会	桜井 力
7	トンネル技術委員会	公益社団法人 土木学会	桜井 力
8	調査研究部門／岩盤力学委員会	公益社団法人 土木学会	白川 信之
9	岩盤力学委員会岩盤力学改訂版編集小委員会	公益社団法人 土木学会	阪元 恵一郎
10	農業土木技術管理士研修委員	一般公益社団法人 土地改良測量設計技術協会	坪井 浩二
11	ダム工学会賞選考委員会 第V類 その他部門査読 委員	一般社団法人 ダム工学会	小坪 洋巳
12	企画運営委員会	一般社団法人 ダム工学会	加納 茂紀
13	学術研究発表会小委員会	一般社団法人 ダム工学会	加納 茂紀
14	計測管理研究部会	一般社団法人 ダム工学会	曾田 英揮
15	コンクリートダム研究部会	一般社団法人 ダム工学会	国居 史武
16	調査研究委員会	一般社団法人 ダム工学会	阪元 恵一郎
17	地質・基礎研究部会 部会長	一般社団法人 ダム工学会	阪元 恵一郎
18	代議員	一般社団法人 日本応用地質学会	阪元 恵一郎

	委員会名	団体	委員
19	研究企画委員会 幹事	一般社団法人 日本応用地質学会	櫻井 宏樹
20	企画委員会 委員	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
21	技術委員会 委員	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
22	国際大ダム会議「ダム安全」技術委員会 (兼 日本大ダム会議 国際分科会)	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
23	国際分科会 論文査読WG	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
24	ダム設計基準調査分科会 委員	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
25	ダム設計基準調査分科会WG(3. 既設ダムWG)委員	一般社団法人 日本大ダム会議	小坪 洋巳
26	ダム設計基準調査分科会WG(1. 地震WG)委員	一般社団法人 日本大ダム会議	佐藤 信光
27	ダム設計基準調査分科会WG(2. 新形式のダムWG)委員	一般社団法人 日本大ダム会議	佐野 貴之
28	「日英ダム技術用語辞典」改訂分科会	一般社団法人 日本大ダム会議	曾田 英揮
29	コンクリートダム委員会 国際協力委員	一般社団法人 日本大ダム会議	国居 史武
30	ダムコンクリート凍害実験研究分科会 委員	一般社団法人 日本大ダム会議	国居 史武
31	技術展示企画運営委員会 委員	一般社団法人 日本大ダム会議	国居 史武
32	ダム貯水池水質保全対策研究会	一般社団法人 ダム水源地環境センター	今本 博臣
33	ダム工事総括管理技術者認定事業	一般社団法人 日本ダム協会	青木 孝
34	理事	一般社団法人 国際建設技術協会	桜井 力
35	第5回若手研究者国際岩の力学シンポジウム(YSRM2019) & 革新的未来のための岩盤工学シンポジウム(REIF2019)組織委員会	一般社団法人 岩の力学連合会	白川 信之

## 外部投稿論文等（平成30年度）

## ダム工学会論文賞受賞論文 (H30)

年度	論文名	受賞者	所 属
H30	ダム門柱の耐震性能照査における 3次元ソリッドモデルの非線形動的 解析手法の適用	藤田 将司 佐藤 信光 富田 尚樹 久木留 貴裕	総合技術センター 情報グループ 総合技術センター 上席エンジニア 荒川ダム総合管理所 第一管理課 課長 (株)オリエンタルコンサルタンツ

### ダム工学会論文賞とは

論文賞とは、ダム工学会が刊行する論文集「ダム工学」及び、これと同等の会誌にダム工学に関わる独創的な論文を発表し、ダム工学における学術、技術の発展に著しく貢献をなしたと認められた本会会員である個人または本会会員を含む団体に対して授与されるものです。

## 論文

# ダム門柱の耐震性能照査における 3次元ソリッドモデルの非線形動的解析手法の適用

藤田 将司<sup>1</sup> 佐藤 信光<sup>2</sup> 富田 尚樹<sup>3</sup> 久木留貴裕<sup>4</sup>

## Non-linear Dynamic Analysis of a 3D Solid Model for Safety Evaluation of Seismic Resistance of Dam Gate Piers

Masashi FUJITA Nobuteru SATO Naoki TOMIDA Takahiro KUKIDOME

ダム門柱は、一般の橋脚とは異なり、ゲートを支持するため門柱断面が大きくなる傾向があり、その結果、相対的に鉄筋比が少なくなる構造的な特徴がある。また、門柱の基面は流水を安全に流下させるため、基面が下流側へ下がる形状的な特徴を有している。このため、強い地震動に対しては一般的な骨組みモデルによる耐震性能照査では適切な評価が難しい課題がある。本検討では、ダム門柱の耐震照査において上記の特徴に対処できる、3次元ソリッドモデルによる非線形動的解析の適用性を検討したものである。

キーワード: 耐震性能照査, ダム門柱, 非線形動的解析, 3次元ソリッドモデル

### 1. はじめに

ダムの耐震性能照査では、ダム本体だけでなく、ゲートやこれを支持する門柱も耐震性を確認する必要がある<sup>1)</sup>。ダム門柱は、一般の橋脚とは異なり、大きな水圧に抵抗するゲートを支持する構造のため、門柱断面が大きくなる傾向があり、その結果、相対的に鉄筋比が少なくなる構造的な特徴がある。また、門柱の基面は流水を安全に流下させるため、基面が下流側へ下がる形状的な特徴を有している。このため、強い地震動に対しては、図-1に示すような一般的に用いられる簡易法としての骨組みモデルによる耐震性能照査では、詳細な評価が難しいという課題がある。本検討では、ダム門柱の耐震照査において実際の門柱基部の越流形状をモデル化でき、かつ、鉄筋コンクリートの損傷過程を再現できる3次元ソリッドモデルによる非線形動的解析の適用性を検討した。

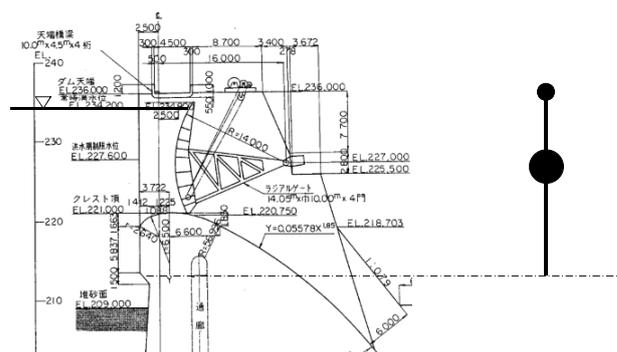


図-1 ダム門柱部の横断面図と骨組みモデル

### 2. ダム門柱の耐震性能照査の課題とその対応

ゲートを支持する門柱は、図-2に示すように大きな水圧に抵抗するゲートを支持し、門柱天端に開閉装置などを設置するスペースの確保のために、コンクリート柱の断面が大きくなる傾向があり、その結果、相対的に断面に占める鉄筋量が少なくなる構造的な特徴がある。この門柱を骨組みモデルによる鉄筋コンクリートのM-φ骨格曲線で見ると、図-3に示すように柱の

<sup>1</sup> 独立行政法人水資源機構 総合技術センター ダムグループ スタッフ

<sup>2</sup> 独立行政法人水資源機構 総合技術センター マネージャー

<sup>3</sup> 独立行政法人水資源機構 総合技術センター 情報グループ チーフ

<sup>4</sup> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 関東支店 構造部 技術主査



図-2 一般的なダム門柱とゲート

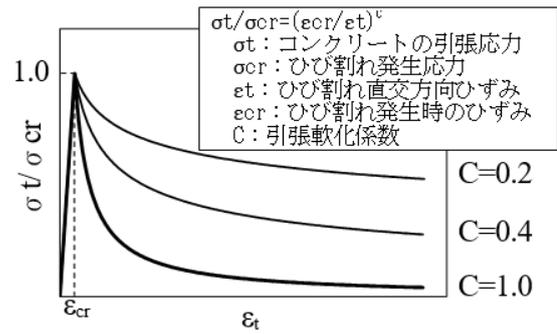


図-4 テンションスティフニング特性

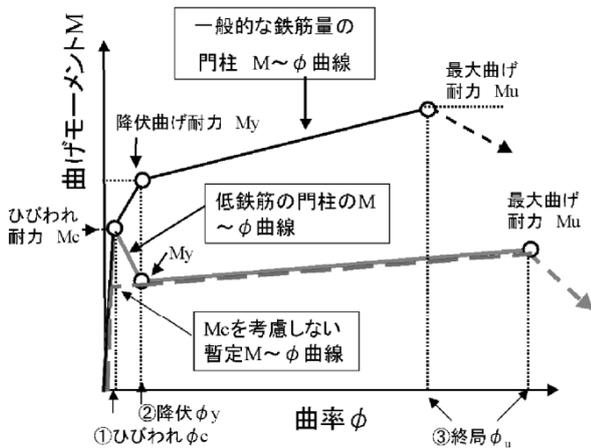


図-3 低鉄筋 RC 構造物の M~φ 骨格曲線<sup>2)</sup>

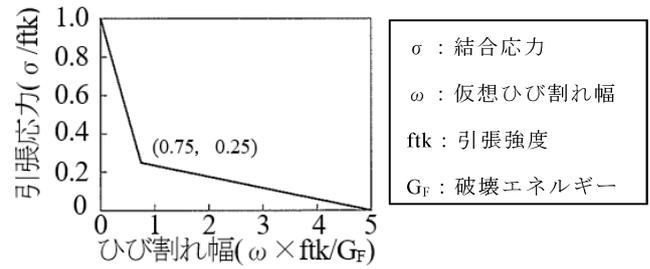


図-5 引張軟化モデル

コンクリートのひび割れ耐力に対して、曲げ耐力の方が小さくなる低鉄筋な構造となる傾向がある。このように低鉄筋となるダム門柱を、骨組みモデルで耐震性能照査する場合に、解析に用いるひび割れ耐力や曲げ耐力を適切に評価する課題がある。

本検討では上記の課題を踏まえて、より実形状で実耐力を詳細に評価できると考えられる、3次元ソリッドモデルによる、非線形解析による耐震性能照査の適用性を検討した。

解析に当たっては、まず低鉄筋となる RC 構造の実験結果に対して本解析コードを用いて再現解析し、さらに、低鉄筋の RC 壁式構造に対する本解析コードの適用性を検討した。そして、越流形状をしたダム門柱に対して、3次元ソリッドモデルを用いたプッシュオーバー解析（漸増載荷解析法）<sup>3)</sup>による、非線形解析手法の適用性を検討した。さらに、この3次元ソリッドモデルにより非線形動的解析を実施して、ダム門柱への

耐震性能照査への適用性を検討した。

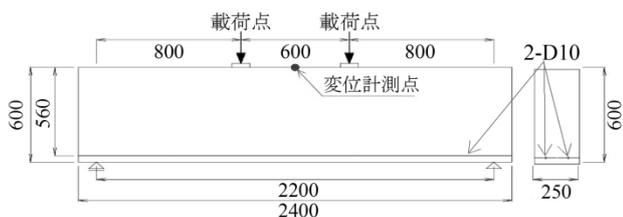
### 3. RC 構造実験結果の再現解析

本章では、低鉄筋となる RC 構造の実験結果<sup>4)</sup>に対して本解析コードを用いて再現解析を実施し、本検討で用いた解析コードの妥当性を確認した。

RC 構造のひび割れ後の特性には、鉄筋とコンクリートの付着特性に基づくテンションスティフニング特性と、コンクリートのひび割れ後の引張軟化特性がある。テンションスティフニング特性として、出雲ら<sup>5)</sup>や長沼・山口のモデル<sup>6)</sup>があるが、本検討ではダム門柱の鉄筋比（鉄筋の断面積/断面の有効断面積）が 0.03~0.1%程度と小さい特性を考慮して、図-4 に示す出雲らの C=1.0 を用いた。引張軟化特性には、コンクリート標準示方書に記載されている破壊エネルギーと、図-5 に示す引張軟化モデル<sup>7)</sup>を用いた。また、これらの低鉄筋の RC 構造物の引張特性を考慮するため、解析には RC 要素部と無筋要素部のひび割れと、曲げ降伏ならびにその進展を表現できる 3次元ソリッドモデルによる非線形解析<sup>8)</sup>を用いることとした。ここで、検討対象の配筋は断面方向に均一的に配筋されているため、

表-1 再現解析の条件

コンクリートの圧縮強度	31.4N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの引張強度	2.3N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの弾性係数	2.84×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
最大粗骨材寸法	25mm
破壊エネルギー	92N/m
鉄筋の降伏強度	358N/mm <sup>2</sup>
鉄筋の弾性係数	2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋比	0.10%



(単位:mm)

図-6 実験供試体

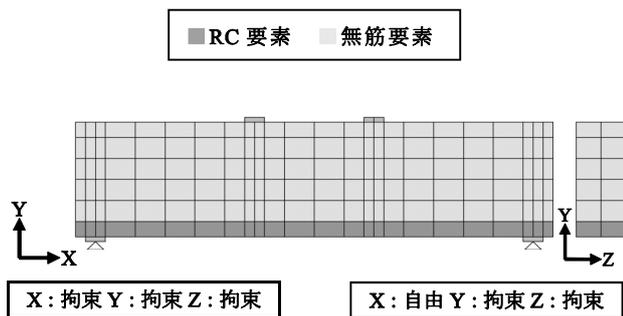


図-7 解析モデル

RC要素部の鉄筋は分散鉄筋（鉄筋の効果をコンクリートと重ね合せたモデル<sup>9)</sup>）として鉄筋比に応じてモデル化した。上記の特性を用いた解析手法を既往の低鉄筋RC梁供試体の荷重試験<sup>4)</sup>（表-1, 図-6）に適用し、図-7に示す解析モデルを用いて、変位制御によるプッシュオーバー解析を実施した。なお、変位制御としては荷重点に強制変位 0.01 mm/step を漸増荷重させた。

解析結果を図-8 および図-9 に示すが、図-8 のとおり実験結果に対して解析結果は、おおむね整合しており、本コードによる3次元ソリッドモデルによる非線形解析は、低鉄筋RC構造の曲げ破壊形態を再現でき、適用性を確認することができた。

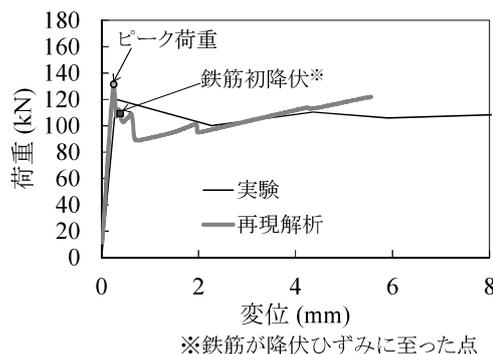


図-8 P-δ 曲線

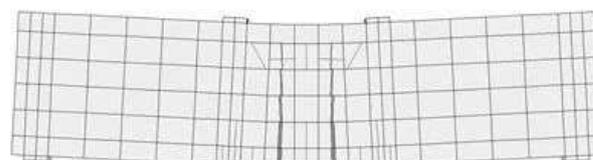


図-9 ひび割れ図（鉛直変位 δ=6.0 mm 時）

#### 4. RC 壁式構造への適用性検討

本検討では低鉄筋の影響のみを明確にするため、表-2 および図-10 に示す単純な壁モデルを用いた。コンクリートの引張軟化特性は、ダム門柱を考慮してダムコンクリートの破壊エネルギー<sup>10)</sup>を考慮した。

解析方法は、天端に同一変位として、ステップ毎に変位を増分させる変位制御によるプッシュオーバー解析とし、表-3 に示すとおりテンションスティフニング特性、コンクリートの引張強度およびひび割れ後の、引張軟化特性の考慮の有無を比較条件としたケースで実施した。また、ひび割れ後のコンクリートの引張抵抗を考慮していない、図-11 に示す骨組みモデルで算定される耐力との比較を行った。

解析結果を図-12 に示す。①基本ケースによる耐力は、④骨組みモデルに比べ 5 割程度以上高いものとなった。この要因を把握するため、3次元非線形解析のコンクリートの引張側の特性を考慮しない解析ケース（②ひび割れ後の引張抵抗=0、または、③最初から引張強度=0）を実施した。この結果、図-12 の④骨組みモデルの解析結果に対して、②のケースでコンクリートのひび割れ耐力が同等で、③のケースで終局荷重が同等となった。④の骨組みモデルは、テンションスティフニング特性や引張軟化特性を考慮していないため、コンクリートが

表-2 単純な壁モデルの条件

コンクリートの圧縮強度	32.3N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの引張強度	2.3N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの弾性係数	2.0×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
最大粗骨材寸法	60mm
破壊エネルギー	289N/m
鉄筋の降伏強度	295N/mm <sup>2</sup>
鉄筋の弾性係数	2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋比	0.13%

表-3 解析ケース

ケース名		3次元ソリッドモデル		
		変位制御		
		①基本	②	③
内容	RC要素のテンションステイフィニング	考慮	無し	無し
	コンクリートの引張軟化	考慮	無し*	無し*
	コンクリートの引張抵抗	考慮	考慮	無し**

\*: ひび割れ後の引張強度が0  
 \*\*: 最初から引張強度=0

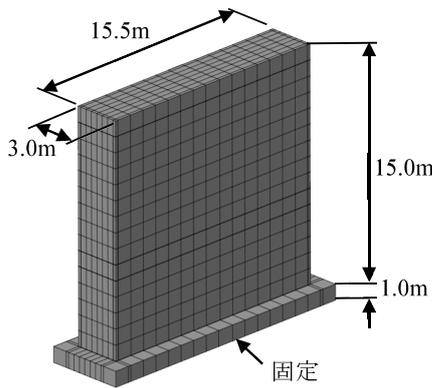


図-10 3次元ソリッドモデル

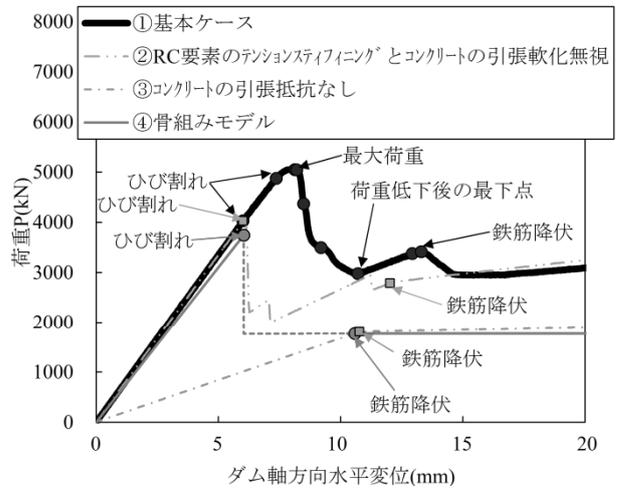


図-12 荷重-変位曲線

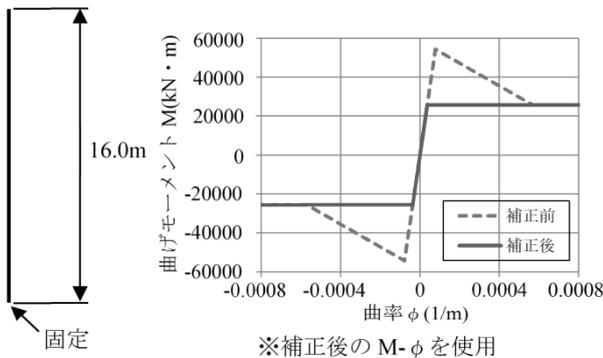


図-11 1次元骨組みモデル

ひび割れた後は、鉄筋のみで抵抗している。一方で、①基本ケースでは、テンションステイフィニング特性や引張軟化特性を考慮することで、コンクリートがひび割れた後もコンクリートが抵抗するため、降伏荷重が高くなる。3次元ソリッドモデルモデルを用いることで、低鉄筋のRC構造物の挙動をより実態に近い評価ができることを確認した。

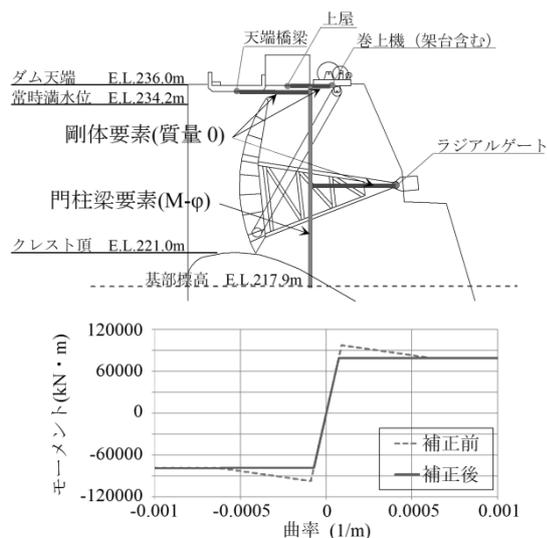
レベル2地震動の耐震性能照査では、構造物の実耐

力での耐震性能を評価することが重要である。簡易法である骨組みモデルでは、テンションステイフィニング特性や引張軟化特性を考慮しておらず、RC構造物の耐力を低めに評価している。コンクリートの引張強度や引張特性を考慮し、鉄筋コンクリートの損傷過程を表現できる非線形解析手法を用いることで、低鉄筋のRC構造物の実耐力を適切に評価できることを確認した。

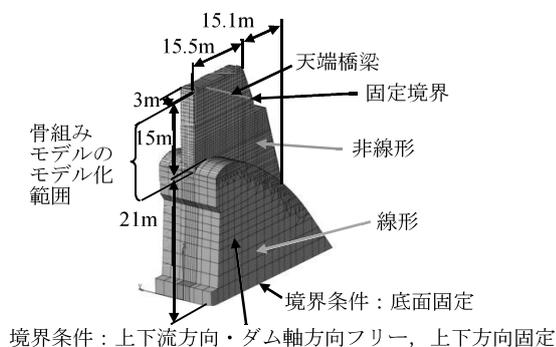
5. 越流形状のダム門柱への適用性検討

越流形状をしたダム門柱に対して、3次元ソリッドモデルを用いたプッシュオーバー解析による、非線形解析手法の適用性を検討した。

照査対象とするダム門柱は、高さ15m、幅3mの構造で、図-13(b)に示すようにダム堤体と門柱を一体として解析モデルを作成した。鉄筋比は図-14に示すAダムの門柱配筋図を参考に設定し、表-4に示すとおり、



(a) 骨組みモデル



(b) 3次元ソリッドモデル

図-13 解析モデル

門柱の構造は鉄筋比が 0.03~0.09%の低鉄筋 RC 構造とした。堤体の側面の境界条件は、上下流方向とダム軸方向をフリー、上下方向を固定とし、門柱の上部に天端橋梁を考慮した。付加質量として、ゲートや巻き上げ機の質量と、動水圧の影響を考慮した。

また、天端橋梁は、現場のダム軸方向（橋軸方向）の可動・固定の支承条件に合わせてモデル化した。また、比較のために図-13(a)に示す 1 本柱の骨組みモデルでも検討した。

プッシュオーバー解析は、最大荷重後の耐力低下までを推定するため、変位制御による解析を行った。ここでモデル全節点の変位は、あらかじめ図-19の地震動を用いた荷重制御の線形動的解析を行うことで、ダム軸方向の引張応力度最大時の変位分布を図-15のとおり把握して設定した。プッシュオーバー解析では、ここで設定した全節点のダム軸方向変位に対して、全節点

	軸方向鉄筋比	
	ダム軸方向	上下流方向
主たる段落し部(E.L.231.5m)	0.03%	0.01%
基部	0.09%	0.01%

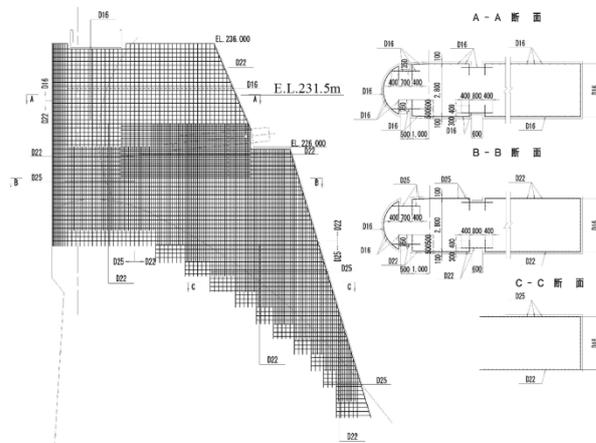


図-14 Aダムの門柱配筋図

表-4 材料条件

単位体積重量	23.05kN/m <sup>3</sup>
コンクリートの圧縮強度	32.3N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの引張強度	2.3N/mm <sup>2</sup>
コンクリートの弾性係数	2.0×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
最大粗骨材寸法	60mm
破壊エネルギー	289N/m
鉄筋の降伏強度	295N/mm <sup>2</sup>
鉄筋の弾性係数	2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋比（門柱基部）	0.09%
鉄筋比（段落し部）	0.03%
材料減衰	2.00%

の変位を同一比率によりステップを刻んで漸増载荷した（図-16の①3D全節点モデル）。前章の解析結果と比較するために、天端のみに同一のダム軸方向変位を入力したケース（図-16の②3D天端モデル）も行った。

解析の結果を図-17に示すが、①3D全節点モデルは骨組みモデルに比べ初降伏時の耐力が1.3倍と算定された。これは、3次元非線形解析ではコンクリートのひび割れ前と後の引張抵抗を考慮しているが、骨組みモデルではこれを考慮していないためと考えられる。

また、骨組みモデルと異なり、①3D全節点モデルではコンクリートのひび割れ後の耐力の低下挙動が見られなかった（図-17の①3D全節点モデル）。この原因を分析するため、変位载荷位置を図-16の②3D天端モ

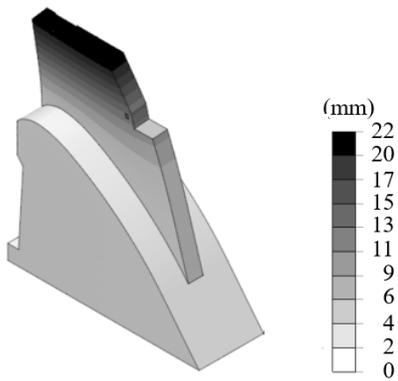


図-15 ダム軸方向の水平変位の分布

デルのとおり天端に同一変位を作用させると、図-17の②3D天端モデルに示すコンクリートのひび割れ後の耐力の低下挙動がみられるようになった。

そこで両ケースの相違を把握するため、ひび割れおよび鉄筋降伏が門柱の上下流方向に連続する時の変位量の関係を図-18に示した。天端に同一変位を与えた②3D天端モデルは、天端変位15mmで断面全体に渡りひび割れが上下流方向に連続し、天端変位38mmで鉄筋降伏が断面内で越流面沿いおよび断面変化部の方向に不連続に発生した。

全節点で変位を与える①3D全節点モデルでは、天端

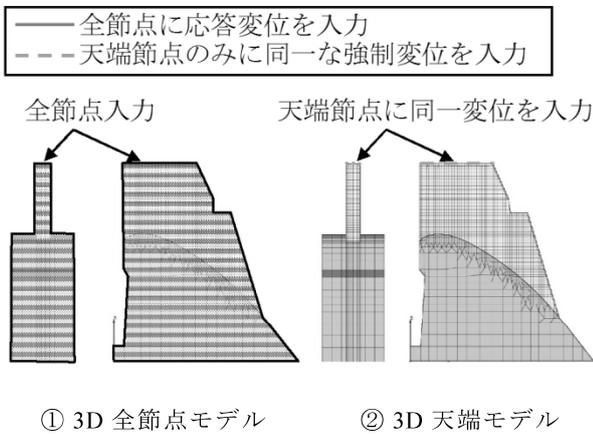


図-16 変位分布条件

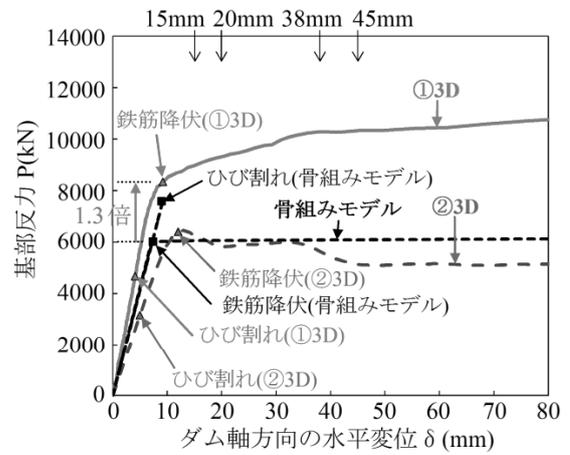


図-17 プッシュオーバー解析結果

ケース	ひび割れ図		鉄筋降伏図
	天端変位15mm	天端変位20mm	天端変位45mm
①3D全節点モデル			
		ひび割れが連続	越流形状に沿って鉄筋降伏
②3D天端モデル	天端変位15mm	天端変位20mm	天端変位38mm
	ひび割れが連続	同左	断面変化部の方向に鉄筋降伏

図-18 ひび割れと鉄筋降伏の進展状況

変位 20 mm でひび割れが上下流方向に連続し、天端変位 45 mm で鉄筋降伏が断面内で連続的に発生しているが、その分布は門柱基部の越流形状に沿った形となっている。

ダム門柱では門柱本体に比べて上部工が軽く、門柱本体の質量による慣性力を主体とした変位形状となること、かつ、門柱の基面が下流側へ下がる形状的な特徴を有しており、図-15のように門柱天端のダム軸方向変位が上流部から下流部にかけて異なる変位分布になる。その結果、門柱基部の最上部より下方に向けて段階的にひび割れと鉄筋降伏が発生することで、図-17の①3D全節点モデルに示すようにピークが平滑化されるものと考えられる。なお、図-17の②3D天端モデルの耐力が小さくなった要因としては、天端に大きな質量がある一般の橋脚の解析と同様に、門柱天端のみに上流から下流部にかけてダム軸方向変位を同一に強制的に作用させたため、門柱天端の上流から下流部のダム軸方向の変位が同等となり、門柱基部に曲げモーメントが集中したためと考えられる。

以上より、3次元ソリッドモデルを用いることにより、門柱の実形状を考慮した変形性能を適切に評価できる

ことを確認した。

### 6. ダム門柱3次元非線形動的解析への適用性検討

ダム門柱の非線形動的解析を、3次元ソリッドモデル(図-13(b))で実施し、比較として骨組みモデル(図-13(a))でも行った。各解析モデルは5章と同様であるが、

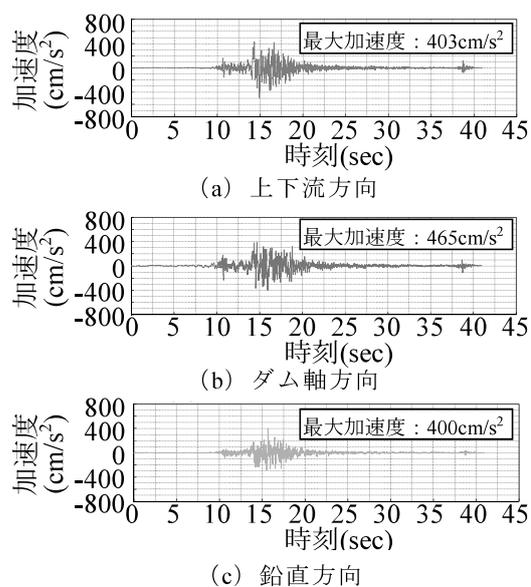


図-19 入力地震動

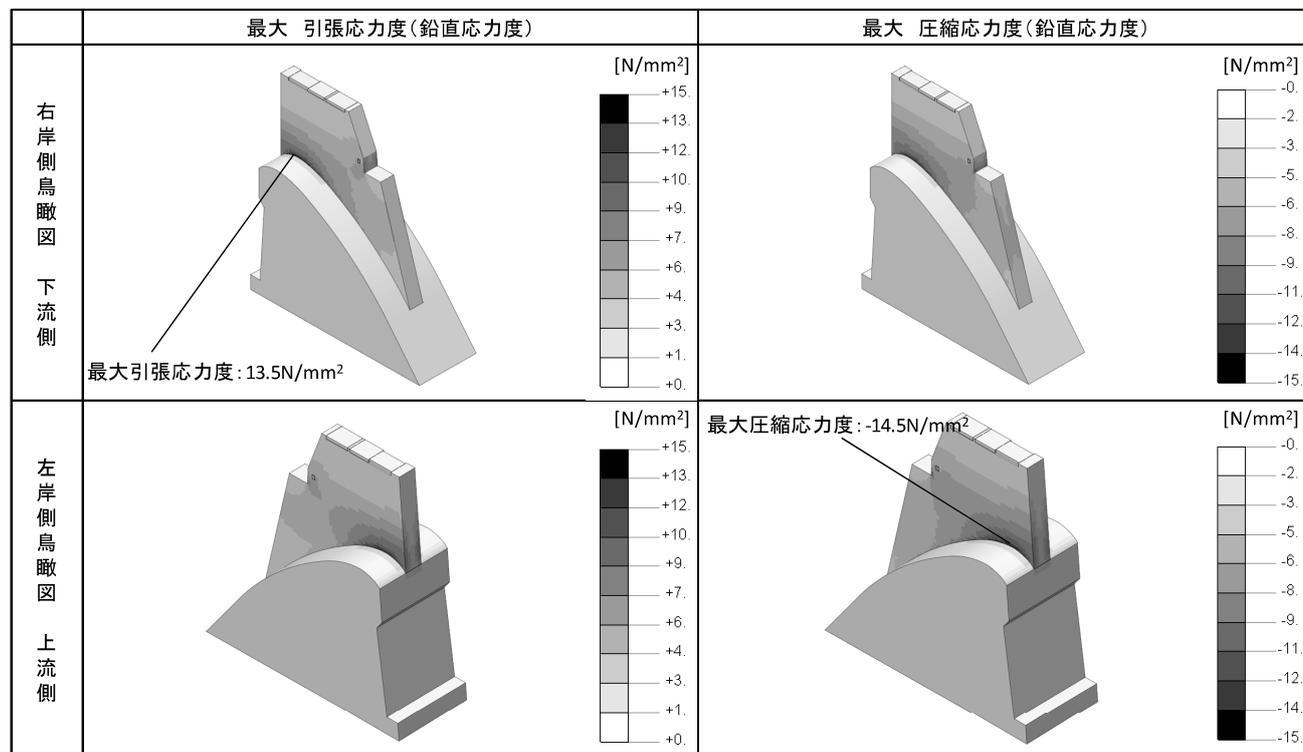


図-20 最大および最小主応力分布(線形動的解析)(各要素の解析中の最大値)

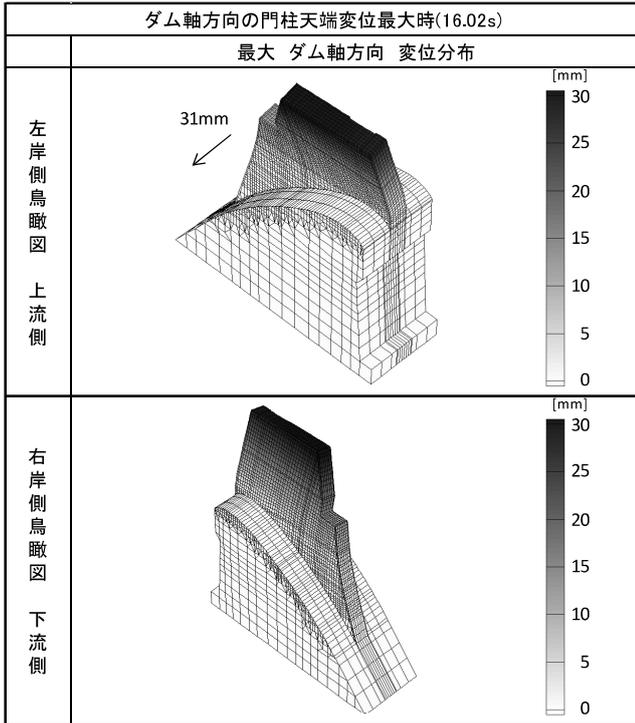


図-21 最大変位量分布 (ダム軸方向変位最大時刻)

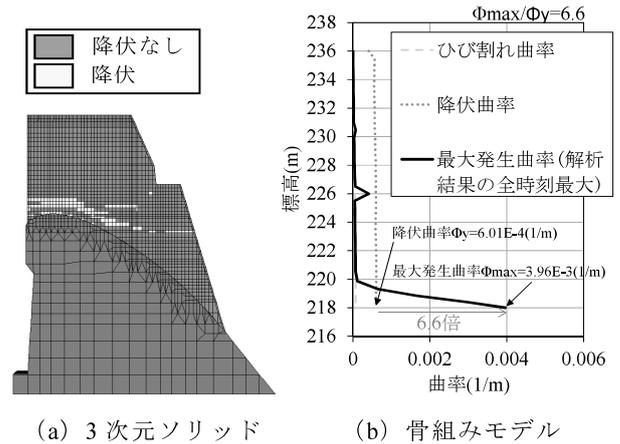


図-23 曲げの照査

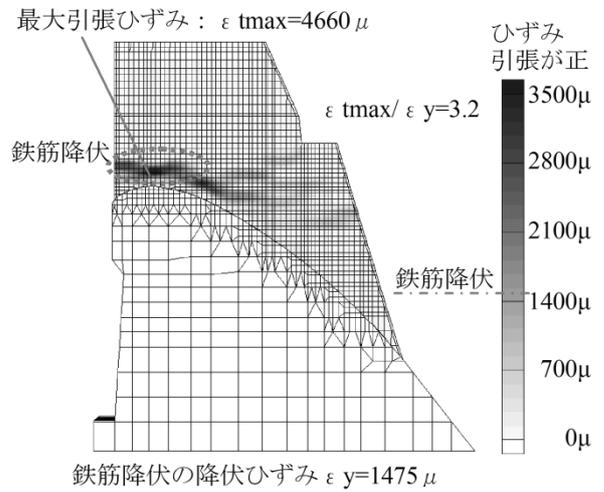


図-24 3次元ソリッドモデルの鉄筋のひずみ分布

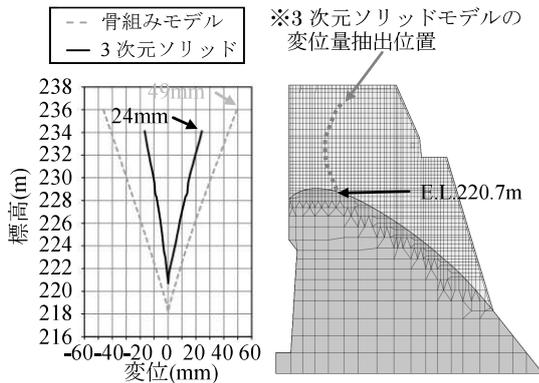


図-22 ダム軸方向の最大変形量

天端橋梁による門柱のダム軸方向の拘束は考慮しない条件とした。また、照査に用いる地震動を図-19に示すが、これはモデルにしたダムで設定されたレベル2地震動である。この波形を、ダムの堤体底面(解析モデル底面)に直接入力し動的解析した。なお、減衰はレイリー減衰を用いた。

なお、非線形動的解析に先立ち、線形動的解析を実施した。その結果として、最大および最小主応力分布を図-20に示す。門柱基部付近において、引張強度(2.3 N/mm<sup>2</sup>)を超過しており、この付近からコンクリートにひび割れが発生するものと考えられる。一方、圧縮

応力度は圧縮強度(32.3 N/mm<sup>2</sup>)以内であり、問題とならないと考えられる。

非線形動的解析の結果を図-21~24に示す。図-21の最大変位(時刻16.02s)時のダム軸方向変位分布をみると、門柱天端のダム軸方向変位が上下流にかけて異なる変位となった。これは、5章のプッシュオーバー解析時に想定していた線形動的解析結果による変形(図-15)と、おおむね同様の傾向となっており、非線形動的解析結果が5章で想定していた破壊過程と、おおむね同様の傾向になっていると考えられる。

図-22にゲート位置の最大変形量を骨組みモデルの結果と比較して示すが、3次元ソリッドモデルの門柱天端の最大応答変位は、骨組みモデルの5割程度に低下した。

曲げについては、図-23に示すとおり、骨組みモデルでは門柱基部付近に曲げによる応力が集中して鉄筋が

降伏し、最大曲率は降伏曲率の6.6倍程度の応答となったが、図-24に示すとおり、3次元ソリッドモデルでは、門柱基部付近で鉄筋のひずみが骨組みモデルの5割程度となり、降伏ひずみの3.2倍程度にとどまった。

以上のとおり、3次元ソリッドモデルによる非線形動的解析においても、ダム門柱の耐力は骨組みモデルより高くなっており、5章同様の結果となることを確認した。

これは、3次元ソリッドモデルは堤体形状を3次元でより忠実に再現したモデルであること、また、引張強度、引張軟化特性およびテンションスティフニング特性を見込んでいることから、より実際に近い構造物の耐力で耐震性能を評価できたものと考えられる。

## 7. おわりに

レベル2地震動に対するダム門柱の耐震性能照査では、実耐力かつ実形状で耐震性を評価することが重要である。そのため、本論文ではダム門柱が有する課題に対処すべく、鉄筋コンクリートの損傷過程を再現できる3次元ソリッドモデルによる非線形動的解析をダム門柱の耐震性能照査に適用し、以下の成果が得られた。

- 1) 低鉄筋となるRC構造の実験結果に対して、本解析コードを用いて再現解析し、本解析コードの適用性を確認できた。
- 2) 低鉄筋のRC壁式構造に対する本解析コードの適用性をプッシュオーバー解析により確認するとともに、低鉄筋RC構造物であるダム門柱では、鉄筋とコンクリートの付着特性に基づくテンションスティフニング特性と、コンクリートのひび割れ後の引張軟化特性が、耐力に大きな影響を及ぼすことを確認した。
- 3) 洪水吐のため門柱基面が下流側へ下がる越流形状をしたダム門柱の構造に、3次元ソリッドモデルによる非線形解析を適用し、門柱の破壊形態を確認した結果、一般的な低鉄筋RC構造物特有のひび割れ後の急激な耐力低下は、ダム門柱の場合には認められないことを確認した。これは、上部工の質量に対して門柱本体の質量が大きく、また、門柱基面が下流側に下がる形状的な特徴があるため、門柱質量の慣性力に基づく応答変位の分布形

状が影響しているためと考えられる。

- 4) ダム門柱を非線形動的解析により耐震性能の照査を実施したところ、3次元ソリッドモデルの方が骨組みモデルよりも耐力が高くなり、変形量が小さくなることが確認された。堤体形状をより忠実に再現した3次元モデルであること、また、引張強度、引張軟化特性およびテンションスティフニング特性を見込んでおり、より実際に近い構造物の耐力で耐震性能を評価できたものと考えられる。

今後は、他形状のダム門柱に対しても、3次元ソリッドモデルによる非線形動的解析を用いて耐震性能照査を実施し、実耐力かつ実形状のダム門柱の耐震性を評価していく予定である。

## 参考文献

- 1) 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案), 国土交通省河川局, 2005
- 2) 三石真也, 島本和仁: 大規模地震に対するダムの耐震性能照査について, ダム技術, No.274, 6-35, 2009
- 3) Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, pp.111-115, 1998
- 4) 島 弘, 二羽淳一郎, 岡村 甫: 曲げを受ける低鉄筋比はりにおける脆性破壊の防止に関する検討, 土木学会論文集, No.378, V-6, 231-237, 1987
- 5) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文集, No.87.9-1, 107-120, 1987
- 6) 長沼洋一, 山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 649-650, 1990
- 7) 土木学会: 2012年制定コンクリート標準示方書 設計編, pp.37-38, 2012
- 8) 佐藤裕一, 長沼洋一: 分散ひび割れ型FEMによるひび割れ幅の予測(その3: 3次元解析), 日本建築学会学術講演梗概集(関東), pp.667-668, 2006
- 9) (社)土木学会: 2012年制定コンクリート標準示方書, p.451, 2012
- 10) 堀井秀之, 内田善久, 柏柳正之, 木全宏之, 岡田武二: コンクリートダム耐力評価のための引張軟化特性の検討, 電力土木, No.286, 113-119, 2003

(2017年2月24日 受理)

The ratio of reinforcement to concrete in a pillar supporting a spillway gate tends to be lower than the one in other structures such as a bridge pier. This is because a gate pillar needs to have large cross section to receive high water pressure through a beam of gate. In addition, the gate pillar stands on sharp a slope which incline to downstream. Due to these structural features, it is not completely appropriate to evaluate seismic performance of the gate pillar with a simple cantilever beam model. This study aims to reveal the applicability of the non-linear dynamic analysis of a 3D solid model in seismic performance evaluation for a gate pillar on a dam.

**Key words** : seismic performance evaluation, dam gate pier, non-linear dynamic analysis, 3D solid model

・平成30年度 外部投稿論文等の実績

No	論文題名	投稿先	掲載・発表時期
1	Three-Dimensional Behavior Propaties and Reproduction Analysis of an Arch Dam During Large-Scale Earthquakes	2018 ICOLD Congress Q.101-R.63	2018年07月
2	Empirical evaluation of seepage of fill-dams using reservoir water level and rainfall	2018 ICOLD Congress Q.101-R.64	2018年07月
3	礫率を変化させた場合の締固め密度に与える影響	第53回地盤工学研究発表会	2018年07月
4	締固め土の乾燥密度、飽和度と変形係数(剛性)の関係	第53回地盤工学研究発表会	2018年07月
5	地震時におけるアーチダムの3次元挙動特性と再現解析	大ダム、No.244	2018年07月
⑥	GPS計測を用いたフィルダムの長期水平変位挙動の近似手法の提案と利用に関する研究	土木学会論文集C(地圏工学) Vol.74,No.3,248-258	2018年07月
7	植物プランクトン生息物理環境指標としての実用的混合水深評価手法構築の試み	環境水理部会研究集会2018 in 北見	2018年07月
8	地震時の重力式ダムクレストゲートの動水圧および加速度計測と再現解析	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
9	3次元シェルモデル非弾性有限変位解析によるダムゲート横主桁の耐荷力特性の検討	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
10	垂直補剛材を有する鋼I桁の載荷実験と非弾性有限変位解析による耐荷力特性の検討	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
11	ダム門柱における3次元ソリッド非線形解析手法の適用性の検討(その3)	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
12	ダム門柱における3次元ソリッド非線形解析手法の適用性の検討(その4)	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
13	堤高の高いロックフィルダムにおけるGPS堤体外部変位計測結果と積雪による影響	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
14	ロックフィルダムの長期的な圧密変形特性に着目した沈下量近似式の適用性検討	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
15	シールド機の掘削抵抗を利用した岩盤評価システムの適用性	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
16	温度変化を受けるマスコンクリートの周期に着目した変形挙動評価	平成30年度土木学会全国大会 第73回年次学術講演会	2018年08月
17	第3回アジア・太平洋水サミット及び第8回世界水フォーラムにおける水資源機構及びNARBOの取組と今後の展開	人と国土21 2018年9月号(第44巻第3号)	2018年09月
18	「海外インフラ展開法」の成立を受けた水資源機構の新たな取組	人と国土21 2018年9月号(第44巻第3号)	2018年09月

No	論文題名	投稿先	掲載・発表時期
①9	地震時における管路内動水圧変化の解析(その1)	平成30年度 農業農村工学会大会講演会	2018年09月
②0	地震時における管路内動水圧変化の解析(その2)	平成30年度 農業農村工学会大会講演会	2018年09月
21	ダム基礎岩盤評価へのEM探査法の適用時例	第139回(平成30年度秋期)公益財 団法人物理探査学会学術講演会	2018年10月
22	ICOLD2018技術委員会報告「H.ダム安全委員会」	大ダム、No.245	2018年10月
23	ICOLD第26回大会課題討議報告「Q101 安全とリスク 分析(Safety and Risk Analysis)」	大ダム、No.245	2018年10月
24	ICOLD第26回大会課題論文Q101「フィルダム浸透量 を定量的に評価するための貯水位と降雨の影響評 価」	大ダム、No.245	2018年10月
25	水資源機構の新たな取り組み	月刊「河川」	2018年11月
26	ICOLDオーストリア・ウィーン大会課題討議報告「課 題101 安全とリスク管理 報告」	第51回ダム技術講演討論会	2018年11月
②7	ダム流入量長時間予測への深層学習の適用ーダム 防災操作の効率化を目指してー	土木学会水工学委員会 「第63回水工学講演会」	2018年11月
28	非弾性有限変位解析によるダムゲート横主桁の耐荷 力特性の検討	平成30年度 ダム工学会研究発表会	2018年11月
29	地震観測記録に基づくロックフィルダム堤体の速度構 造の推定	平成30年度 ダム工学会研究発表会	2018年11月
30	海外インフラ展開法を受けた水資源機構の新たな取 組み	土木施工 2018年12月号	2018年12月
③1	新たなダム操作訓練シミュレータの開発と今後の展望	平成30年度 スキルアップセミナー関東	2018年12月
32	ダム事業における地質の課題	土木研究所寒地土木研究所 月報No.788	2019年1月
③3	岩屋ダムにおける浸透量増加時の対応と今後のモニ タリング	ダム工学Vol.29, No.1	2019年3月

○ は掲載論文



## ○ 掲載論文リスト

1. GPS 計測を用いたフィルダムの長期水平変位挙動の近似手法の提案  
と利用に関する研究 43  
曾田 英揮・佐藤 信光
2. 地震時における管路内動水圧変化の解析(その 1) 54  
坂本 大樹・吉村 英人・眞鍋 尚・伊藤 俊輔・佐藤 信光
3. 地震時における管路内動水圧変化の解析(その 2) 56  
伊藤 俊輔・佐藤 信光・坂本 大樹・吉村 英人・眞鍋 尚
4. ダム流入量長時間予測への深層学習の適用 58  
ーダム防災操作の効率化を目指してー  
田村 和則・加納 茂紀・三浦 心・山脇 正嗣・金子 拓史
5. 新たなダム操作訓練シミュレータの開発と今後の展望 64  
田村 和則
6. 岩屋ダムにおける浸透量増加時の対応と今後のモニタリング 68  
曾田 英揮・竹内 英二・成富 秀樹・岸田 潔

# GPS 計測を用いたフィルダムの長期水平変位 挙動の近似手法の提案と利用に関する研究

曾田 英揮<sup>1</sup>・佐藤 信光<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 (独)水資源機構 総合技術センター (〒338-0812 埼玉県さいたま市桜区神田 936)  
E-mail: hideki\_soda@water.go.jp

<sup>2</sup>正会員 (独)水資源機構 総合技術センター (〒338-0812 埼玉県さいたま市桜区神田 936)  
E-mail: nobuteru\_sato@water.go.jp

フィルダムの安全管理上、堤体変形挙動を把握することは重要である。ダムを所管する各機関では、GPS を用いたフィルダムの変形計測による安全管理が積極的に進められ、GPS の導入によりダムの安全管理の高度化、合理化が期待されている。GPS 計測による多点での連続かつ三次元の変位データは、既存の光波・水準測量に比べて時間的なデータ密度が増加する。本研究では、これら増加したデータ量のうち特に水平変位に着目し、ダムの安全管理に役立てることを目的とした水平変位挙動の分析と近似式の構成を検討した。作成した近似式は、長期的なクリープ変位挙動、貯水位変動による弾性変位、およびその他の要因による誤差で構成される。近似式は過去の挙動との比較による現在の変位挙動の評価にあたり定量的な指標とできる可能性が示された。

**Key Words :** fill-dam, safety monitoring, GPS, horizontal displacement

## 1. 序論

堤体変形計測はダムの安全管理上の重要事項であり、河川管理施設等構造令<sup>1)</sup>にも計測項目として規定されている。ダムを所管する各機関では、GPS を用いたフィルダムの変形計測による安全管理が積極的に進められ、GPS の導入によりダムの安全管理の高度化・合理化が期待されている<sup>2,3)</sup>。これら変形計測に GPS を利用することにより、過去の光波測量に比べて計測頻度が飛躍的に増加することになった。これを利用して地震時の変位挙動や連続的な堤体の挙動を捉えるところみがなされている<sup>4,5)</sup>。このような計測密度の増加があってもフィルダムの変形量はダムの材料、工法および水位条件などの要因により変形の大小が影響されるため定量的な評価が困難であり、もっぱら直近の変形量が過去の貯水位変化や時間経過による変形量と比べ大きくないことを定性的に確認することでダムの安全性が評価されてきた。

筆者らは今後のダムの安全管理においては構造物の老朽化や、長寿命化を踏まえた定量的な安全管理が求められると考えた。定量的な安全管理のために過去の計測値からダムの挙動を評価するための近似式を提案し、過去の近似式に基づき現在の挙動を評価することを検討した。本論文ではまずフィルダムの水平変位挙動を表現する

ための近似式型と実測データに基づき近似式に用いるパラメータを求める手法を提案する。次に光波測量と GPS 計測の各々により近似式を求められるかの検討を行う。さらに過去の GPS 計測結果により得られた近似式に、その後の水位変化・時間経過などの堤体の変位条件を加えることで、将来の挙動予測に使えるかを検証する。

## 2. 阿木川ダムにおける GPS 計測の概要

### (1) 阿木川ダムの概要

阿木川ダムは、独立行政法人 水資源機構（以下、「水機構」と記す。）が管理する堤高 101.5 m の中央遮水壁型ロックフィルダムである。ダム諸元を表-1 に、堤体の標準断面と平面図をそれぞれ図-1、図-2 に示す。断面図にはコア、フィルタ、ロック I~III 材のゾーン境界線も記載した。水機構のダムでは、原石山から採取した材料を有効的に盛立材料として使用するために、ロック材を 3 種類程度に区分し、外側に堅硬な材料を、内側や下流側に比較的低品質な材料を配置し、材料の有効利用を図っている<sup>6)</sup>。

表-1 に示すように、阿木川ダムは試験湛水を 1991 年 5 月 7 日に完了し、2017 年 9 月現在までに 26 年経過して

いる。現在は管理区分のうち第三期相当の管理を実施している。

阿木川ダムの堤体変形挙動については、佐藤ら<sup>10)</sup>が完成後 10 年経過時に、測量記録に基づく詳細な分析を実施している。5 つのロックフィルダムの実測挙動の比較から、佐藤らは阿木川ダムの堤体変形に係る特徴として以下を挙げている。

- ・阿木川ダムは他ダムと比べ盛立施工速度が速く、堤頂コア部および上流ロック部高標高部での盛立完了後に発生した沈下量を盛土高さで除した沈下率<sup>11)</sup>も大きくなっている。
- ・特に湛水に伴って上流ロック部高標高部での沈下が進行し、湛水後も沈下がさらに進行していた。
- ・水機構の他ダムにおいては堤頂の水平変位は下流側に累積する変位が、阿木川ダムにおいては上流側に累積して変位している。

すなわち、阿木川ダムは、水機構のダムの中では変形が大きく堤頂が上流側に変位している特徴を有するロックフィルダムであるといえる。

一方で、既往研究のようにロックフィルダム堤体の変位挙動を実測値で評価する試みはなされているものの、貯水位変動に伴う水平変位や長期的なクリープのように微細な挙動を実測し、分析・モデル化するには、月単位でしか実施されない従来測量では限界がある。

そこで本研究では、2004 年より阿木川ダムの堤体外部変形計測に GPS 計測システムを導入し、1 時間ごとの 3 次元変位を観測することとした。

## (2) GPS 計測システムの概要

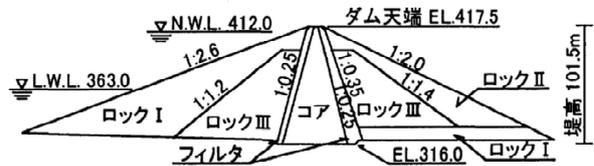
使用した GPS 計測システムは、Masunari et al.<sup>12)</sup>、岩崎ら<sup>13)</sup>が開発した GPS 計測システムである。本研究における計測システムは、1km 以内に配置された基準点と観測点の間でのスタティック測位（静的干渉測位）を用いて 24 時間連続的に変位を計測するものを使用した。これにより得られた連続の変位計測データに対して、清水ら<sup>14)</sup>、松田ら<sup>15)</sup>のトレンドモデルにより計測結果を統計的に平滑化する処理を行った。

山口ら<sup>2)</sup>、Arizono et al.<sup>16)</sup>などがフィルダム堤体やコンクリートダムの外部変形計測に本 GPS 計測システムを導入し、気象条件に係わらずに計測出来ること、トレンドモデルによる時系列統計処理（誤差処理）を実施した計測結果は光波・水準測量と同等程度の精度の計測値が得られることを確認している。

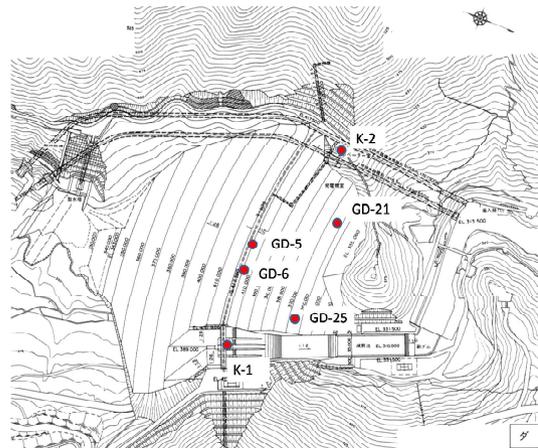
GPS センサの設置位置を図-1 の平面図に示す。基準点は不動点として、左岸・右岸の岩盤上に K-1, K-2 の位置に設置した。また、計測点は天端に 2 点 (GD-5, GD-6), 下流側斜面に 2 点 (GD-21, GD-25) の計 4 点設置した。一般にダムの沈下や水平変位はダムの最大断面で

表-1 阿木川ダムの諸元<sup>9)</sup>

堤高	101.5m	築堤開始	1986/3/16
堤頂長	362m	築堤終了	1988/2/15
堤体積	4,900,000m <sup>3</sup>	試験湛水開始	1989/10/2
堤頂標高	EL417.5m	最高水位到達	1991/1/25
常時満水位	EL412.0m	試験湛水完了	1991/5/7
制限水位	EL400.5m		
最低水位	EL363.0m	築堤期間	701 日
ダム敷標高	EL316.0m	築堤完了～湛水開始	595 日
ダム軸半径	R800m	試験湛水期間	582 日
堤頂長/堤高	3.6		



(a) 標準断面図<sup>9)</sup>



(b) 平面図

図-1 阿木川ダム

大きく生じること、最大断面の上下流方向の挙動が安全管理上着目されることから、本研究では最大断面天端の GD-5 観測点の上下流方向の計測値に着目し、左岸の岩盤上に設置された K-2 基準点からの計測結果を用いることとした。なお、K-2 基準点と GD-5 観測点の標高差はゼロで、両点アンテナの上空視界も良好であることから、上空視界障害や対流圏遅延に関する誤差補正<sup>17), 18)</sup>は不要である。本論文では、1 時間ごとに得られる 3 次元変位をトレンドモデルにより時系列統計処理し、24 時間に 1 個（毎日午前 0 時）のデータを用いている。

## (3) GPS 計測結果と光波測量の計測結果の比較

図-2 は阿木川ダムの変形計測開始後の光波測量結果のうち、沈下量は築堤完了後である 1988 年 2 月 15 日、水平変位量は試験湛水の開始日である 1989 年 10 月 2 日を起点（変位ゼロ）とした天端計測点 GD-5 の光波測量

結果 (○印) と、2005 年 4 月 1 日から開始された GPS 計測の結果 (赤線) を示したものである。○印がそれぞれ光波測量による上下流, 左右岸方向および鉛直変位を示す。光波測量の結果は, 試験湛水期間は 1 回/週, その後 1997 年までは 1 回/月, その後は 2012 年を除き 3 か月間隔で観測されている。上下流方向, 左右岸方向変位は下流向きまたは左岸向きを正, 高さ方向変位は上向きを正とする。GPS 計測結果の初期値は GPS 計測開始後に最初に実施された光波測量の計測値と一致させている。

図-2 によれば, 上下流変位・左右岸方向変位については GPS 計測, 光波測量ともに経年的に上流側・右岸側に変位している。加えて上下流変位では貯水位変化に連動する挙動がある。沈下量については GPS 計測, 光波測量の結果ともに経年的に沈下が進行する傾向を示していると言える。いずれの挙動においても GPS 計測は光波測量と概ね同程度の精度を有しているものと考えられる。

図-3 には同時に計測した時の光波測量と GPS 計測の関係を示す。全ての方向で概ね±5mm の範囲に収まっており, 良好な関係にあると考えられる。

図-4 は光波測量および GPS 計測による上下流方向変位と貯水位との関係を示している。いずれの観測結果も貯水位が高い時に下流側, 貯水位が低い時に上流側に変位する傾向を示しているが, 年に 4 個しかデータのない光波測量に比べると, 連続的に計測する GPS 計測は貯水位変化に伴う詳細な変位曲線が描かれる。特にグラフ左上の貯水位変動が小さいエリアでは, 光波測量結果のプロットでは貯水位の変化と水平変位の関係が見えないが, GPS 計測のグラフを見ると, ループを描きながら, 貯水位変動に伴って上下流へ変位していることが明確に

わかる。

以上の GPS 計測結果と光波測量結果との比較から, 阿木川ダムに設置した GPS 計測は, 既存の光波測量と整合のとれた変位データを観測しており, かつ, 連続的で詳細な変位挙動を漏れなく計測できることを確認した。次章では水平変位データを利用して上下流方向変位に着目した近似式の検討を行う。

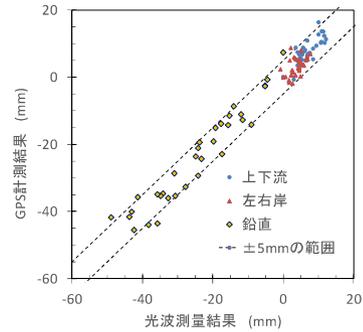
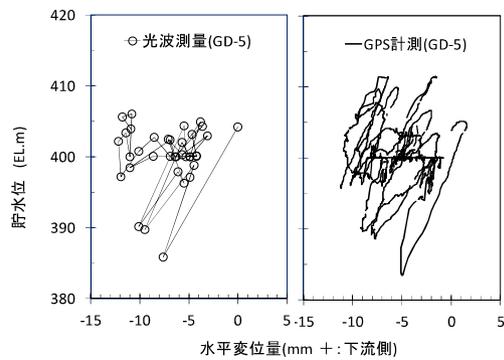


図-3 光波測量結果および GPS 計測結果の分布



(a) 光波測量 (b) GPS 計測

図-4 水平変位量と貯水位との関係

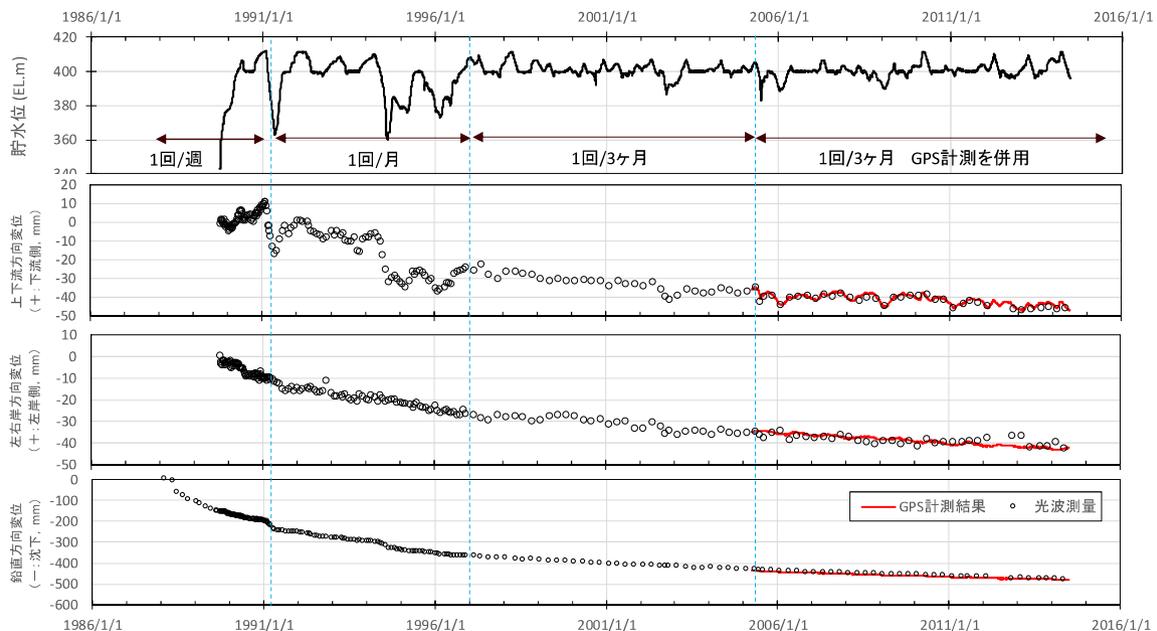


図-2 阿木川ダムでの光波測量と GPS 計測の結果 (GD-5)

### 3. 既往の沈下量・水平変位に関する検討と考察

ロックフィルダムの変形挙動に関する文献から、まず沈下に関する文献を示した上で、水平変位に関する文献を示す。

ロックフィルダムの初期沈下について Lawton and Lester (1964)は、施工後 10 年後の実測値に基づき沈下量は堤高の 3/2 乗に比例するとした<sup>19)</sup>。Sowers et al. (1965), Dascal (1987)は堤高に比例するとした<sup>20)21)</sup>。最新フィルダム工学 (1981)によれば、1 年間の沈下量が堤高の 0.02% になった時点までの総沈下量は堤高の 5/2 乗に比例するとした<sup>22)</sup>。これらの手法は沈下が安定するまでの期間における評価に役立つものの、その後長期間にわたっての評価には適していない。一方、松本ら(1991)は、多数のダム実測沈下率データに対して回帰計算を行い、沈下率曲線が経過時間の対数回帰式によりあてはめられることを示し<sup>23)</sup>、吉越ら(1997)は、ロックフィルダムの遮水ゾーンの沈下の要因として、圧密沈下、二次圧密による沈下、湛水の荷重、コラプス沈下、貯水位変動に伴う沈下が想定されるとした<sup>24)</sup>。佐藤ら(2003)はこれに加え、築堤後の沈下は実測値と双曲線近似の相関係数が高いこと、水位低下時に比較的大きな沈下が発生すること、長期的には松本らが示すとおりである事を示した<sup>10)</sup>。

水平変位に影響する因子としては以下の検討があった。Nobari and Duncan (1972)は、ゾーン型ダムの変形はコアに作用する水圧による変位、基礎に作用する水圧による変位、上流側シェルゾーンに作用する浮力による変位、および上流側シェルゾーンでのコラプスによる変位に分類した<sup>25)</sup>。最新フィルダム工学によれば長期的な変位が収束したと見なせるときの値を沈下量と比較すると、その比は大きくバラついているとされる<sup>26)</sup>。岡本(2000)は水平変位が大きい場合の評価を行い、貯水位が上昇すると下流側に変位することを示した。また水平変位と沈下量の比に着目し、短期的には概ね 2:1 程度、長期的には 1:1 程度とした<sup>26)</sup>。佐藤らは、湛水後初期の段階では水平変位が蓄積するが、徐々に弾性的な挙動に至るとしている。また上流ロック部での沈下の影響により、水平変位が発生する場合も示している<sup>10)</sup>。坂本(1998)は最大の水平変位はダム高に比例するとした<sup>27)</sup>。

本研究で着目する水平変位については、初期湛水時の最大変位に関するもの、貯水位変動との関係に基づく定性的なものであり、近似式などの定量的な評価手法は無かった。

以上を踏まえてフィルダム堤体の水平変位挙動を定量的に評価するために適した近似式の式型を検討することにした。2 章で示したとおり、フィルダムの上下流変位挙動には経年的な変位挙動と貯水位変化による挙動が現れている。

まず経年的な変位挙動については、例えば松本ら<sup>23)</sup>が沈下量に対して経過時間の対数回帰式によりあてはめられることを示したように、沈下が自重や水浸によるものであると考えれば、水圧や自重沈下によるはらみだしにより発生する水平変位も同様に経過時間の対数回帰式にあてはめられるものと考えられる。次に貯水位変動に対する変位の大きさは 100m の堤高のダムにおける 30m 程度の貯水位変動に対して 10mm 程度の小さい変位である。その際のひずみはせん断ひずみを仮定してもたかだか  $1 \times 10^{-4}$  程度であり材料の非線形性の影響は小さい。従って弾性変形が仮定できると考えた。

以上を踏まえ水平変位量  $\delta$  に対して式 (1) を提案する。式(1)の  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  は各々が観測点毎に計測結果に基づき定められる定数である。 $\alpha \ln(t)$  の項は経過時間の対数回帰式にあてはめるための時間依存のクリープ変位項、 $\beta$  は初期値を 0 とするための定数項であり  $\alpha$  の数値と初期値計測の時期により変化する。 $\gamma \Delta h$  の項は貯水位変動を主因とする弾性挙動の項である。

$$\delta = \alpha \ln(t) + \beta + \gamma \Delta h \quad (1)$$

ここに

- $\delta$  : 水平変位量 (mm)
- $\alpha$  : 時間経過に対する変位速度 (mm/ln(t))
- $\beta$  : 初期値を合わせるための数値
- $\gamma$  : 貯水位変動に対する変位量の係数 (mm/m)
- $t$  : 最高水位到達時からの経過時間 (日)
- $\Delta h$  : 基準水位からの水位変動量 (m)

次に実測値に基づき  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  を分離する方法について検討する。管理ダムにおいては最高水位到達時からの経過時間、貯水位については既知である。従って式(1)に基づけば、ある時刻  $t_1$  と  $t_2$  の間に水位が  $h_1$  から  $h_2$  に変化する時の変位量の差  $\Delta \delta$  は式(2)により表現される。

$$\Delta \delta = \alpha \cdot (\ln(t_2) - \ln(t_1)) + \gamma \cdot (h_2 - h_1) \quad (2)$$

ここで仮に  $h_2 = h_1$  となる  $t_1$  と  $t_2$  を選んだ場合には、式 (3) のとおり  $\alpha$  が求まる。

$$\alpha = \frac{\Delta \delta}{(\ln(t_2) - \ln(t_1))} \quad (3)$$

次に  $\ln(t_2) - \ln(t_1)$  が十分小さい期間における  $\Delta \delta$  を求める事ができれば、以下の式(4)となり、 $\gamma$  を求めることができる。

$$\gamma = \frac{\Delta \delta}{(h_2 - h_1)} = \frac{\Delta \delta}{\Delta h} \quad (4)$$

また、式(3)で  $\alpha$  が既知となっていれば、 $\ln(t_2) - \ln(t_1)$  に基づきクリープ変位量を求めることができるので式(5)

のとおり  $\gamma$  を求めることができる。

$$\gamma = \frac{\Delta\delta - \alpha \cdot (\ln(t_2) - \ln(t_1))}{(h_2 - h_1)} \quad (5)$$

以上の通り、フィルダムの変位挙動に対する近似式型および実測データから  $\alpha$  および  $\gamma$  を求める式を提案した。以上より式(1)に用いた  $\alpha$  および  $\gamma$  はそれぞれ分離できる可能性がある。次章以降に光波測量、GPS 計測のそれぞれの計測値に基づき  $\alpha$  および  $\gamma$  の値を分離して求めることができるか、また仮定した式型が妥当なものであるかを検証する。

#### 4. 光波測量による水平変位挙動の検討

本章では、長期間計測している光波測量の計測結果を用いてクリープ変位と貯水位変動による変位に分解することを検討する。光波測量の結果は計測初期からの約30年間の計測結果を使用した。

図-5 に水平変位量の経時変化を示す。水平変位は経年的に上流側に変形する挙動を示しているが、水位低下があると上流側に変位し、水位上昇すると下流側に変位する挙動が発生する。1997 年以降の17年間はそれ以前に比べて貯水位変動が小さかったことから、水位変化により生じる上下流変位が小さくなり、式(3)により最高水位時からの経過時間  $t$  の対数での近似にあてはめることが可能であった。

光波測量の結果のうち、貯水位変動の影響が大きくなる上位10%および下位10%の貯水位時を除いた EL.397~EL.404m の貯水位範囲で経過時間の対数での近似をあてはめた。これら光波測量による長期的な変位について式(6)のとおり求めた。式(6)の近似を行った場合の決定係数は概ね0.94と良好な相関を示していた。

$$\delta = -14.70 \ln(t) - 87.95 \quad (6)$$

次に貯水位と水平変位の関係について見る。図-6 に1997 年以降の貯水位と水平変位量の相関図を示す。本図ではクリープ変位も含まれるので式(4)の方法で貯水位変動による挙動を分離することは不可能である。従って式(5)の方法により貯水位変動による水平変位量を求めることにした。

図-6 に示す1997 年以降の水平変位量から図-5 で求めた長期的な変位(式(6))を、式(5)に基づき除去したものが図-7 である。長期的な変位を除外した貯水位と変位量の関係は、概ね一定の関係にあるように見える。ただし長期的な変位を除いた水平変位量の幅が10mm強であるのに対して EL.405m 付近での幅が5mm程度あることから、図-7 に記載している線形近似の場合の決定係

数は0.43と小さく、一定の関係と断定することは難しい。

以上、長期間の光波測量の結果から得られたことを述べる。長期的な水平変位は  $\ln(t)$  により近似が可能で式(3)により  $\alpha$  を求めることが可能であることを示した。一方で、貯水位変化による変位量  $\gamma$  を式(5)に基づき求めようとしたが、バラツキが大きいため一定の関係と断定することは難しかった。これは光波測量による計測頻度が低いことから貯水位の極大値、極小値における水平変位量を計測できないことなどによると考えられる。従ってクリープ変位と貯水位変動による変位を分解するために

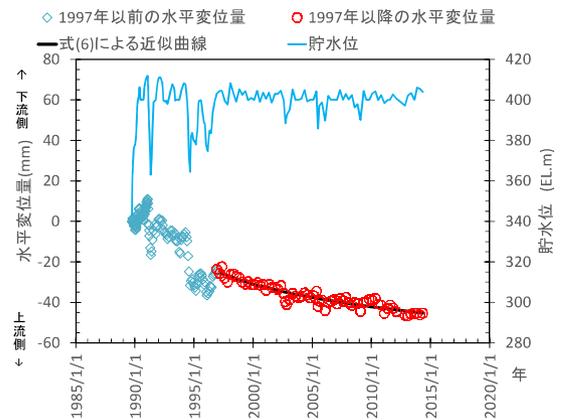


図-5 光波測量による水平変位量と貯水位の経時変化

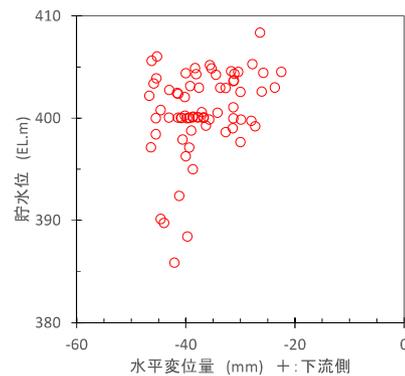


図-6 1997 年以降の光波測量による水平変位量と貯水位との関係

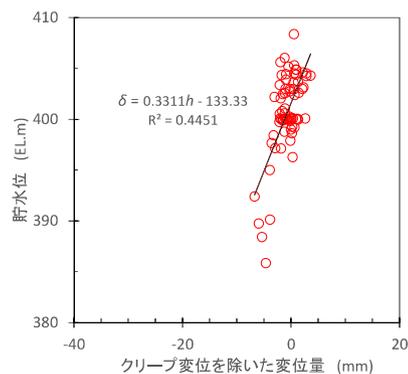


図-7 1997 年以降の光波測量による水平変位量からクリープ変位を除いた変位量と貯水位との関係

は、より短期間の貯水位変化に対する変位挙動を精度良く計測する計測手法が必要になると考えられる。

$$\delta = -15.69 \cdot \ln(t) + 133.2 \quad (7)$$

## 5. GPS 計測による水平変位挙動の検討

前章の検討に基づき精度良く連続的な観測が可能な機器として、GPS 計測を使用して挙動の分解の検討を行う。GPS 計測の特徴として連続観測を行っていることから、同一の水位条件における変位の時間変化を追うことにより、光波測量に比べて短い期間でクリープ変位を計測することが期待される。また、短期間の貯水位変動における変位の時間変化に基づきクリープの影響がごく小さいと考えられる期間での貯水位変動による変位を計測することが期待される。

本章ではまずクリープ変位速度を検討する。阿木川ダムでの GPS 計測の期間は 2005 年以降であり、前章において式(3)を適用した 1997 年以降の期間に含まれている。従って本節においては GPS 計測の全期間を  $\ln(t)$  に対する直線的なクリープ挙動として検討する。続いて貯水位変動による変位について検討する。さらに近似式を作成し、残差を検討する。最後に近似式の評価と利用について検討する。

### (1) クリープ変位速度に対する検討

図-8 および図-9 に GPS 計測開始後の貯水位と上下流方向水平変位を示す。図-8 では横軸に年月をとり、図-9 では 3. (3)と同様に最高水位時からの経過日数の対数としている。いずれの図においても貯水位の影響等により  $\pm 3\text{mm}$  程度のバラツキがあること、また図-8 に赤点線の枠で示す期間のように、水位変化が少ない時期にも水平変位の変動が計測されていることから何らかの変動要因が入っている可能性がある。

式(3)を利用してクリープ変位速度を求める際には貯水位変動が大きな時の水平変位が含まれないようにする必要があるので、対象期間内で発生する貯水位のうち上位 10%および下位 10%ずつを除いた EL.396m~408m の貯水位における変位データを用いた。該当するデータを図-8, 9 に緑太線で示す。図-9 には緑太線で示す範囲の水平変位が経過時間の対数に直線近似できると仮定して近似式を示している。得られた近似式を式(7)に示す。式(7)の係数である -15.69, 133.2 のそれぞれは式(1)に示す  $\alpha, \beta$  に相当する。これら係数は式(6)の係数と若干異なる。また図-9 には決定係数  $R^2$  を示しているが、決定係数は  $R^2=0.65$  と光波測量によるクリープ変位の近似式に比べ劣る。これらは GPS 計測が前述の水位変化が少ない時期に発生する水平変位の変動を捉えていることおよび光波測量の対象期間が長いことによると考えられる。

### (2) 貯水位変動に対する水平変位量の検討

次に貯水位変動に対する水平変位量を求める。前章で実施した式(5)による貯水位変動による変位を求めた場合には(1)で示した水平変位の変動も含まれてしまうため、貯水位変動による変位のみを求めることは困難である。このため筆者らは、式(4)で示す手法を採用し、ごく短期間で水位変化と変位量の関係に基づき貯水位変動に対する変位量を求めることにした。図-10 に実測データを用いて式(4)に当てはめることで  $\gamma$  を求める手順のイメージ図を示す。まず図-10(a)の通り、水位および水平変位量の経時変化から  $\Delta t$  日間での水位変化量  $\Delta h$ 、水平変位量  $\Delta \delta$  を算出する。 $\Delta h$  と  $\Delta \delta$  の経時変化に良好な相関が得られる場合には、式(4)に示すとおり水位変化のみの影響が得られると考えた。

次に図-10(b)には  $\Delta h$  と  $\Delta \delta$  の相関図を示す。本図により  $\Delta h$  に対する  $\Delta \delta$  の傾き  $\gamma$  を求めることで貯水位変動に対する変位量を求める。

ここで  $\Delta t$  をどの程度とするのが課題となる。 $\Delta t$  が

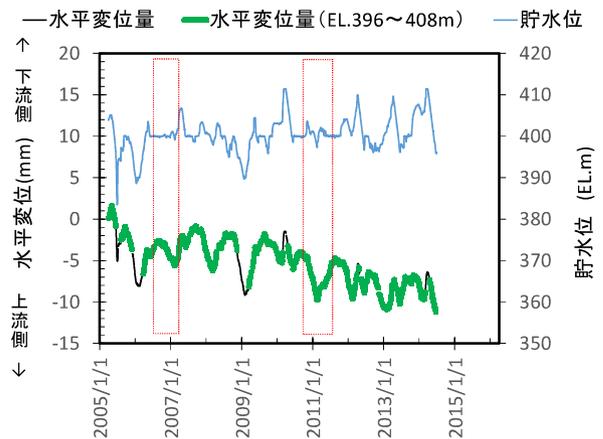


図-8 GPS 計測の結果

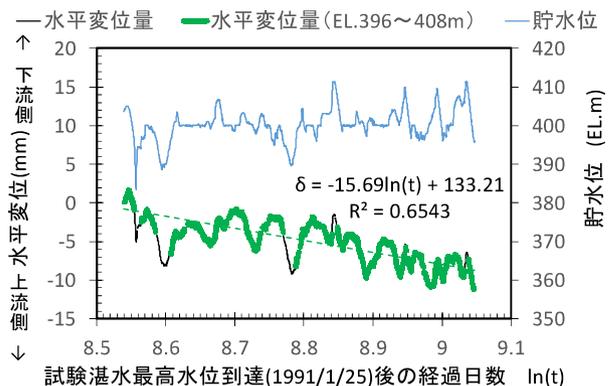


図-9 GPS 計測によるクリープ速度

短いと計測誤差に対して十分な  $\Delta\delta$  が計測出来ない可能性があり、逆に  $\Delta t$  が長いとクリープ変位や貯水位変化が小さい時に発生する変動要因も影響する可能性がある。従って、 $\Delta t$  の設定は数ケースを試みて、その中で相関が高く、その他の変動の影響が小さいものを選定する。

式(4)を適用するための  $\Delta t$  は前述のとおり  $\Delta\delta$  が GPS 計測の誤差より十分大きく、かつ  $\Delta\delta$  のバラツキが小さくなるように複数の  $\Delta t$  を検討した。具体的には  $\Delta t$  を 7 日、30 日、90 日の 3 ケースで比較する。各々の  $\Delta h$ ,  $\Delta\delta$  を  $\Delta h_7$ ,  $\Delta\delta_7$ ,  $\Delta h_{30}$ ,  $\Delta\delta_{30}$ , および  $\Delta h_{90}$ ,  $\Delta\delta_{90}$  とする。なお  $\Delta h_{90}$ ,  $\Delta\delta_{90}$  は  $\Delta t$  が 90 日となるため光波測量により  $\Delta\delta$  を求める場合の最小単位となる。図-11 は貯水位及び水平変位、上から  $\Delta h_7$ ,  $\Delta\delta_7$ ,  $\Delta h_{30}$ ,  $\Delta\delta_{30}$ , および  $\Delta h_{90}$ ,  $\Delta\delta_{90}$  の経時変化を示す。

図-11 によれば、 $\Delta t$  が大きいほど  $\Delta h$ ,  $\Delta\delta$  が大きくなり相関が明らかになる傾向が見える。一方で  $\Delta t$  が 90 日になると、2007 年 10 月～2008 年 3 月（赤破線枠囲い部分）に見られるように  $\Delta h$  と無関係な挙動が見える。

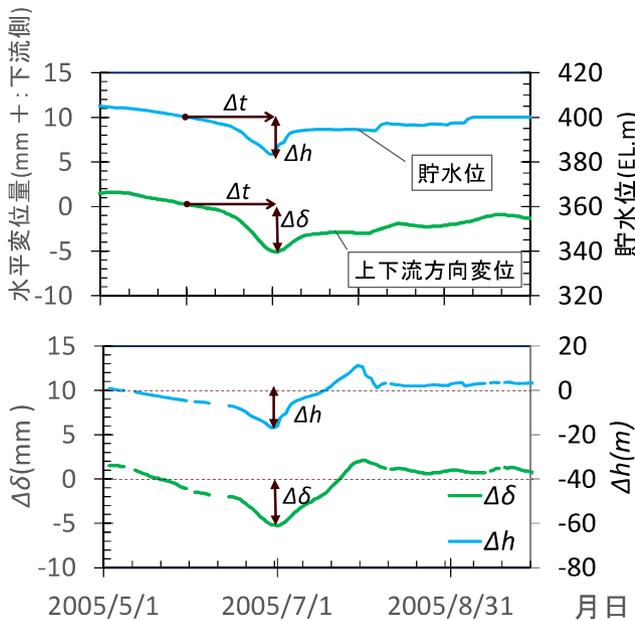


図-10 GPS 計測結果と式(4)により貯水位変動に対する変位量を算出する方法 (イメージ)

図-12 には  $\Delta h$  と  $\Delta\delta$  の関係を示す。 $\Delta t$  の大きさにかかわらず個々の軌跡は概ね同等の勾配を示しているように見える。ただし各々の  $\Delta h=0$  の時の  $\Delta\delta$  の幅は  $\Delta t$  を 90 日とした場合に大きく、 $\Delta t$  を 7 日とした場合に小さい。この変化には (1)で示した貯水位変化が無いときの水平変位の変動の影響が伺える。また  $\Delta t$  を 7 日とした場合には  $\Delta h \sim \Delta\delta$  関係が概ね直線上に乗るように見えるものの、 $\Delta h$  が小さくかつ  $\Delta\delta$  も小さい範囲にデータが集中している。

図-12 に示した同一  $\Delta h$  のもとでのバラツキについてより詳細に検討するために、 $\Delta h=0$  の時の最大最小の幅を用いて検討した。 $\Delta t$  を 7～365 日まで変化させて  $\Delta h=0$

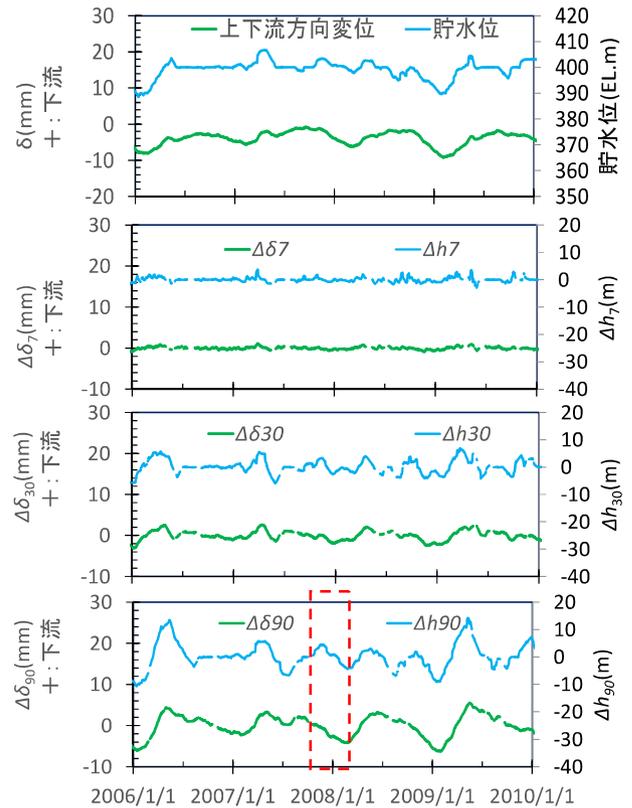


図-11  $\Delta t$  を変化させた場合の GPS 計測による  $\Delta\delta$  の経時変化

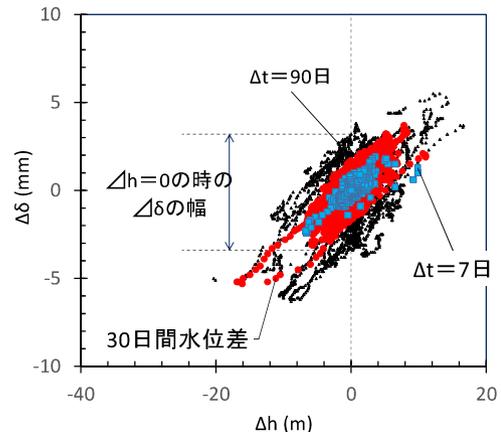


図-12  $\Delta t$  を変化させた  $\Delta h$  と  $\Delta\delta$  の関係 (GPS 計測)

の時の  $\Delta\delta$  の最大最小の幅の変化を示したものが図-13である。 $\Delta t$ が増加すると  $\Delta h=0$ の時の  $\Delta\delta$ の幅は  $\Delta t$ が30日までは4mm程度で一定しており、 $\Delta t$ が30日を超えると増加する傾向にある。従って、同一の  $\Delta h$ のもとで  $\Delta\delta$ のバラツキが急増しない範囲である  $\Delta t=30$ 日 が最も  $\gamma$ を求めるために適していると考えられた。以上より30日間の水位差により貯水位変動に対する変位を求める。

図-12に示す  $\Delta t=30$ 日の場合の  $\Delta h$ ,  $\Delta\delta$ の軌跡の極大値と極小値をプロットし、近似式及び決定係数を記したものが図-14である。本図によれば  $\Delta h$ ,  $\Delta\delta$ は良好な相関を持っている。

以上より、貯水位変動に対する水平変位量を貯水位変動1mあたり0.305mmとした。図-15は図-7上に図-14に示した勾配を破線でプロットしたものである。光波測量により求めた  $\gamma$ はGPS計測で求めた  $\gamma$ と異なっている。光波測量により求めた  $\gamma$ は対象期間がGPS計測に比べて長いこと、水平変位からクリープ変位を差し引いて求めていること、前述の貯水位変動がないときの水平変位の変動などの原因があると考えられる。今後超長期間におけるGPS計測結果に基づく  $\gamma$ の変化があるかなどを検証する必要があると考えられる。

### (3) GPS計測による近似式の作成

5.(1)~(2)の結果に基づきクリープ変位と貯水位変動に対する変位量を合算し、水平変位量の近似式として式(8)を示す。ここで  $\beta$ は期間内の残差の総和が0となるように再度設定し直した。

$$\delta = \alpha \cdot \ln(t) + \beta + \gamma \cdot \Delta h \quad (8)$$

ここに

- $\delta$  : 水平変位量(mm)
- $\alpha=-15.69, \beta=134.0, \gamma=-0.305$
- : 基準水位: EL.403.79m
- $t$  : 最高水位到達時からの経過時間(日)
- $\Delta h$  : 基準水位からの貯水位変化量(m)

図-16は上図が貯水位、近似式、実測値、下図に実測値と近似式の残差を示す。近似式は概ね実測の挙動を表現しているが、残差を見ると周期的な残差が発生している。このような変形挙動についてロックフィルダムの計測においては過去の文献では該当するものが無かった。また2.(3)で示したとおり光波測量データとGPS計測結果で同様の計測結果となっていることおよびGPS計測におけるK-2基準点と光波測量機器から視準する点が異なっていることから、得られた残差は、実際に発生している現象と考えられる。

残差が概ね年周期で発生していることから温度との関連が考えられた。飯田<sup>28)</sup>に倣い、変位が計測された日以

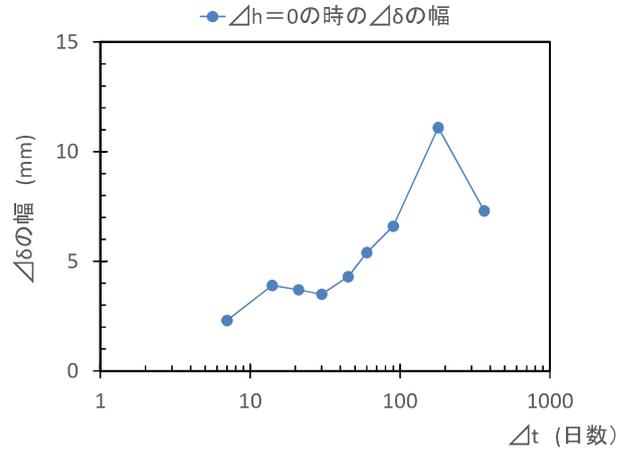


図-13  $\Delta t$ を変化させた場合の  $\Delta h=0$ 時の  $\Delta\delta$ の変化

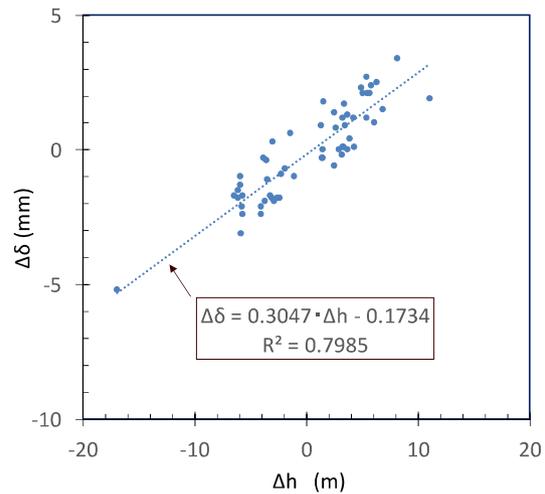


図-14  $\Delta t$ を30日とした場合の  $\Delta h$ と  $\Delta\delta$ の関係

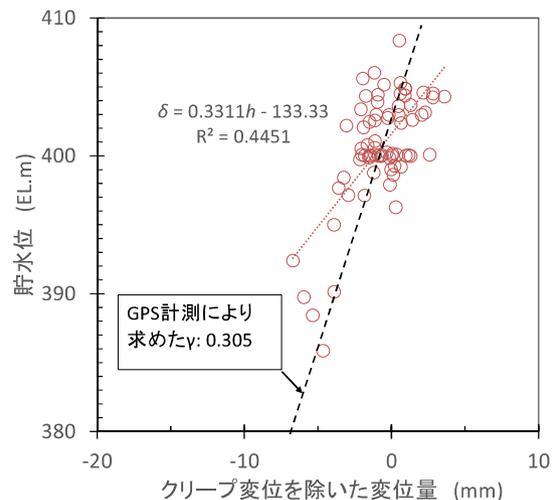


図-15 光波測量による貯水位変化による挙動とGPS計測により求めた貯水位変動に対する変位量の関係

前の 7~100 日間の毎正時気温の単純平均値と残差の相関を検討した。図-17 に検討した日数と決定係数の関係、および日数と温度に対する変形量を示す。決定係数の極大値は変位が計測された日以前の 70 日の毎正時気温の単純平均値により得られ、0.67であった。

これに基づき図-18 に変位が計測された日以前の 70 日間にダムサイトで計測された毎正時気温の単純平均値と残差との関係、およびその近似式と決定係数  $R^2$  を示す。全体での決定係数は 0.67 程度と低いものの、至近 70 日間の平均気温と残差の関係は各々の年内で直線的な関係を持っている。残差と至近 70 日の平均気温として気温変化の影響による変位の関係を定めることが妥当であるかはなお検証の必要があるが、この直線関係に基づき式(8)に温度変化項を加え、式(9)とした。式(9)による近似結果を図-19 に示す。ここで  $\beta$  は期間内の残差の総和が 0 となるように設定した。

$$\delta = \alpha \cdot \ln(t) + \beta + \gamma \cdot \Delta h + \kappa \sum_{k=1}^{70} (T_k / 70) \quad (9)$$

ここに

- $\delta$  : 水平変位量 (mm)
- $\alpha = -15.69, \beta = 131.8, \gamma = -0.305, \kappa = -0.174$
- $t$  : 最高水位到達時からの経過時間(日)
- $\Delta h$  : 基準水位からの水位変化量(m)
- $T_k$  :  $k$  日前のダムサイトでの日平均気温

図-16 と図-19 を比較すると温度による影響を考慮しない図-15 に比べて図-19 の近似式の値は実測値により近くなっている。また、残差に生じていた 1 年周期の変動は消えている。特に図-19 の式(9)による近似は、全期間を通じた誤差が GPS 計測による計測誤差とされる  $\pm 2\text{mm}$  の範囲にほぼ入っており、クリープ変位、貯水位変動による変位、および温度による変位と考えた近似手法は実測値に対して妥当な近似を与えると考えられる。

#### (4) 近似式の利用と堤体挙動の定量的評価

これまでの検討において、ロックフィルダムの水平変位挙動が、クリープによる変位、貯水位変動による変位、および温度変化による変位の合成により示された。このうち温度による挙動については精査が必要であるものの、これら変位により実測値を近似することが可能となった。

得られた近似式を用いてダムの安全管理に用いる予測式を作成し、予測が可能であるかを検討する。図-20 は上図が水位、GPS 計測の実測値、および式(9)を用いた近似式による推測値、下図が残差を示す。式(9)は 2005 年 4 月~2014 年 6 月末までのデータにより作成されているので 2014 年 7 月以降の近似式による推測値は予測値、残差は予測誤差となる。予測にあたっては 2016 年 12 月

末までの時間経過、貯水位変動および日平均気温を用いた。

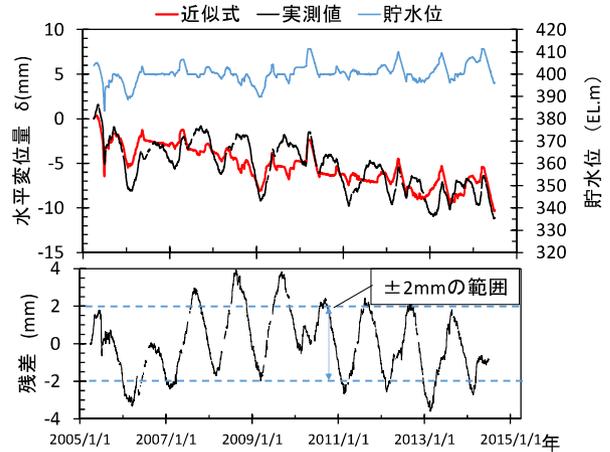


図-16 GPS 計測による実測値と近似式の比較

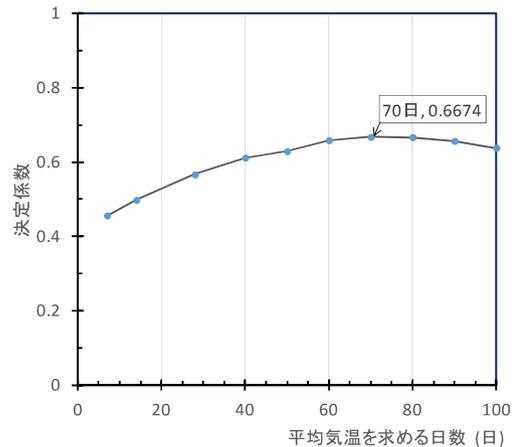


図-17 平均気温の算定日数と決定係数の関係

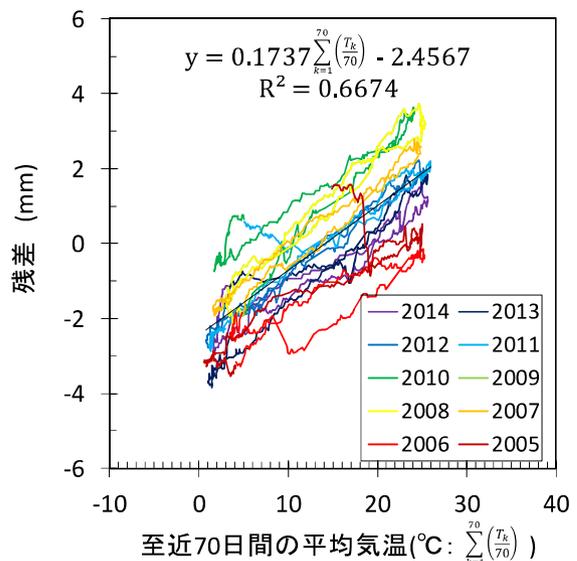


図-18 至近 70 日間の平均気温と残差の関係

近似式による予測値は予測範囲の実測値を概ね再現している。予測誤差の経時変化によれば予測誤差は GPS 計測で発生しうる誤差とされる $\pm 2\text{mm}$  の範囲内に入っており、近似式による定量的な予測が可能であると考えられる。実際のダムの管理においては近似式による予測値と実測値の比較を行い、予測誤差が $\pm 2\text{mm}$  の範囲内に入っているかを判定する。この判定を行うことで機器の異常や、ダムの挙動の変化の有無を常時監視する定量的な目安となると考えられる。

今後の課題として、近似式による予測値と、実測値の間に発生する残差の分析や統計解析を行い、予測誤差が小さくなれば、より精緻な予測になるものと考えられる。

## 6. 結論

本論文ではダムの安全管理の高度化を目指すために GPS 計測結果を用いて水平変位の近似式の作成を検討した。近似式によりダムの水平変位は、クリープによる変位挙動、貯水位変動による変位、および気温変化による変位の合成により示された。対象としたダムは湛水後 20 年以上を経過した十分に安定した挙動を示しているダムであり、直近 9 年間の観測結果を使用した。

検討の結果、以下の結論を得た。

- 1) フィルダム堤体の水平変位挙動を表現するための近似式型を検討し、近似式の妥当性を検証するとともに、用いるパラメータを求めるための手法を提案した。
- 2) 1)の手法を光波測量結果に用いて近似式を作成しようとしたが、光波測量の計測頻度・精度では貯水位変動に対する水平変位量を求めることが困難であった。
- 3) GPS 計測による連続計測結果に 1)の手法を用いてクリープ変位、貯水位変化に対する変形をそれぞれ求めた。その上で誤差の検討を行ったところ、GPS 計測結果には年周期の水平変位の変動が含まれており、この水平変位は至近 70 日間の平均気温と各々の年内で直線的な関係を持っていた。
- 4) 3)の関係を踏まえた近似式にその後の水位変化・時間経過などの堤体の変位する条件を加えることで、将来の挙動予測に使えるかを検証した。予測誤差は $\pm 2\text{mm}$  の精度で実測値と一致しており、近似式を用いた予測を実測と比較することで機器の異常やダムの挙動の変化を監視するための定量的な目安になる。

今後はより多くのダムにおいて分析を行い、他ダムにおいても同様に近似式を作成し、近似式の適用性および残差の原因の検討を行うことで予測精度の向上を目指す予定である。

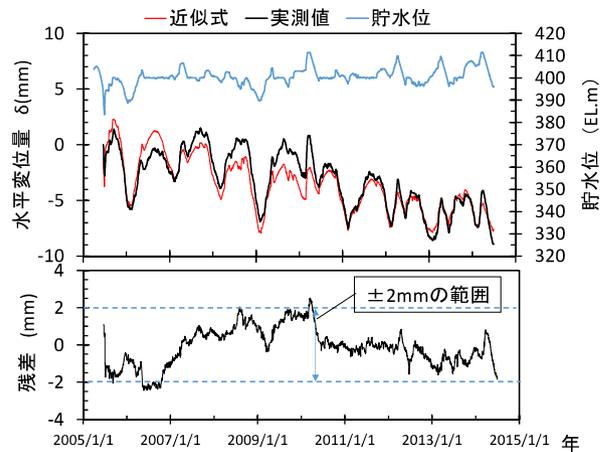


図-19 気温による影響を考慮した近似式と GPS 計測による実測値の比較

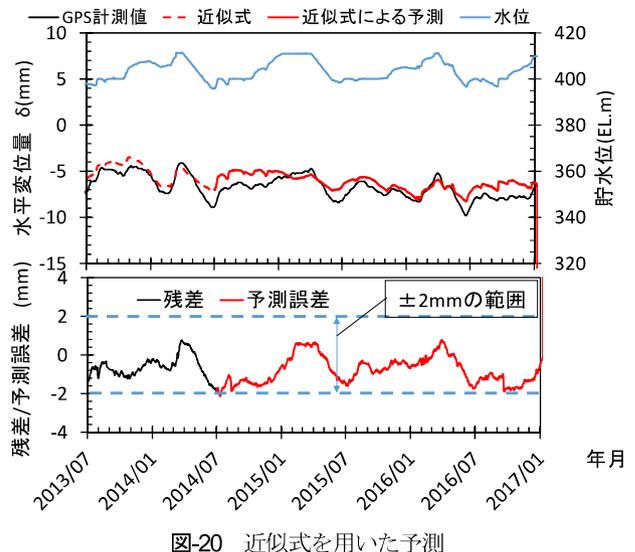


図-20 近似式を用いた予測

謝辞：本論文を執筆するにあたり、GPS 計測の計測原理、近似式の妥当性について多大な示唆をいただいた山口大学 工学部創成科学研究科 清水則一教授、中島伸一郎准教授に感謝する。

## 参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター 編：改定 解説・河川管理施設等構造令，山海堂，pp.95-97, 2000.
- 2) 山口嘉一，小堀俊秀，横森源治，大野誠，岩崎智治：GPS を用いたフィルダム外部変形観測に関する一考察，ダム工学，Vol. 15, No. 2, pp. 137-148, 2005.
- 3) 板屋英治，森田陽弘，新垣敏一：フィルダム安全管理の高度化を目的とした堤体外部変形観測への GPS 全面導入に関する取組み，ダム技術，No. 264, pp. 47-56, 2008.
- 4) 喜多佑介，水田真二，江原昌彦：沼原ダムにおける GPS を用いた堤体挙動測定，ダム工学，Vol. 21, No. 3, pp. 190-195, 2011.
- 5) 中島伸一郎，川崎秀明，久保田昇助，中野太郎，清水則一：フィルダムの堤体挙動観察への GPS 変位計

- 測システムおよび振動弦型間隙水圧の適用, 土木学会論文集 F3, Vol. 68, No. 1, pp. 1-12, 2012.
- 6) 小堀俊秀, 山口嘉一, 中島伸一郎, 清水則一: GPSを用いたロックフィルダム堤体の地震時変位挙動計測, *ダム工学*, Vol. 25, No. 1, pp. 6-15, 2015.
  - 7) 曾田英揮, 佐藤信光, 自閑茂治, 岩崎智治: GPS計測を用いた堤体観測の高度化の検討, *ダム技術*, No. 282, pp. 4-16, 2010.
  - 8) 佐藤信光, 富田尚樹, 波多野圭亮, 曾田英揮: GPSによるフィルダムの外部変形計測の高度化・合理化, *ダム工学*, Vol. 21, No. 3, 2011.
  - 9) 水資源開発公団 阿木川ダム建設所: 阿木川ダム工事誌
  - 10) 佐藤信光, 米崎文雄, 大藪勝美, 太田秀樹, 中川浩二: ロックフィルダムの実測変形挙動に関する検討, *土木学会論文集*, No. 736/III-63, pp. 179-192, 2003.
  - 11) 近藤信昭: 長期観測結果に基づくロックフィルダムの挙動に関する研究, *大ダム*, No. 140, pp. 71-83, 1992
  - 12) Masunari, T., Tanaka, K., Okubo, N., Oikawa, H., Takechi, K., Iwasaki, T. and Shimizu, N.: GPS-based continuous displacement monitoring system, *Proc. of International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, FMGM03, pp. 537-543, 2003.
  - 13) 岩崎智治, 原口勝利, 佐藤渉, 増成友宏, 内田純二, 清水則一: GPSを用いた自動変位監視のための Webシステムの開発, *日本地すべり学会誌*, Vol. 49, No. 4, pp. 174-185, 2012.
  - 14) 清水則一, 安立寛, 小山修治: GPS変位モニタリングシステムによる斜面変位計測結果の平滑化に関する研究, *資源と素材*, Vol. 114, pp. 397-402, 1998.
  - 15) 松田浩朗, 安立寛, 西村好恵, 清水則一: GPSによる斜面変位計測結果の平滑化処理法と変位計測予測手法の実用性の検証, *土木学会論文集*, No. 715/III-60, pp. 333-343, 2002.
  - 16) Arizono, H., Okumura, H., Onishi, H., Shimizu, N.: Application of global positioning system for dam deformation monitoring, *Proc. of 4th APG Symposium and 9th EADC*, pp. 77-82, 2016.
  - 17) 増成友宏, 武地美明, 田村尚之, 船津貴弘, 清水則一: GPS変位計測における上空障害物の影響とその低減法, *土木学会論文集 F*, Vol. 64, No. 4, pp. 394-402, 2008.
  - 18) 増成友宏, 清水則一: GPSによる地盤変位計測における気象の影響の補正方法の検討, *土木学会論文集 F*, Vol. 63, No. 4, pp. 437-447, 2007.
  - 19) Lawton, F. P. and Lester M. D.: Settlement of rockfill dams, *Proceedings Eighth International Congress on Large Dams*, Vol.III, Q.32R.2, Edinburgh, Scotland, 1964.
  - 20) Sowers, G. F., Williams, R. C. and Wallace, T. S.: Compressibility of broken rock and the settlement of rockfill, *Proceedings, Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. II, Montreal, Canada, 1965.
  - 21) Dascal, O.: Postconstruction deformations of rockfill dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No. 1, January, 1987.
  - 22) 社団法人電力土木技術協会編: 改訂新版 最新フィルダム工学, p. 263, 1981.
  - 23) 松本徳久, 安田成夫, 伊藤基博: フィルダムの挙動解析(その1), *土木研究所資料*, No. 3001, 1991.
  - 24) 吉越洋, 井上素行, 津田正寿, 内田善久, 藤山哲雄, 太田秀樹: ロックフィルダム遮水ゾーンの長期沈下挙動, *土木学会論文集*, No. 582/III-41, pp. 197-205, 1997.
  - 25) Nobari, E. S. and Duncan, J. M.: Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams, University of California, Berkeley, Report No. TE-72-1, 1972.
  - 26) 岡本敏郎: ロックフィルダムの天端水平変位に関する長期および初期湛水時挙動の評価, *土木学会第55回年次学術講演会*, III-B343, 2000.9.
  - 27) 坂本忠彦: ロックフィルダムの力学挙動と安全性評価に関する研究, *京都大学博士論文*, pp. 223, 1998.
  - 28) 飯田隆一: ダムの安全管理, pp. 93-107, 2006.

(2017. 11. 27 受付)

## AN APPLICATION OF APPROXIMATION METHOD FOR LONG-TERM HORIZONTAL DEFORMATION BEHAVIOR OF FILL DAM WITH GPS MEASUREMENT

Hideki SODA and Nobuteru SATO

Accurate and continuous data accumulation of deformation measurement of dam body is important for proper dam safety management. Regarding the improvement of the accuracy of rock-fill dam deformation survey, there are problems that the measurement frequency is low and the accuracy may be affected by slight differences in measurement techniques and by observer. In recent years, Global Positioning System (GPS) measurement system which enables us to measure the exterior deformation of rock-fill dam bodies continuously, accurately and three-dimensionally have been developed.

The authors, based on the approximate expressions corresponding to the long-term settlement of the embankment, have proposed approximate expressions of horizontal displacement by using the GPS measurement data in Agigawa Dam. As a result, predicted deformation by using the approximate expressions well matched to the value measured by GPS measurement system. Based on the research results in Agigawa dam, it is possible to monitor other dams by proposing approximate expressions using the same method that utilizes the features of the GPS of high precision and continuous observation data.

## 地震時における管路内動水圧変化の解析（その 1）

### Analysis of Pressure Changes in a Pipeline under Seismic Conditions (Part 1)

○坂本大樹\*, 吉村英人\*, 眞鍋尚\*, 伊藤俊輔\*\*, 佐藤信光\*\*

SAKAMOTO Daiki, YOSHIMURA Hideto, MANABE Takashi, ITO Shunsuke, SATO Nobumitsu

#### 1. はじめに

2011年3月11日に発生した三陸沖を震源とする東北地方太平洋沖地震では、茨城県の霞ヶ浦用水施設において、管路に設置されている空気弁の破損が複数の箇所であった。その原因の一つとして、地震の揺れに起因する管路内の動水圧変化が考えられるが、当時の管路内の状況は不明である。地震時における管路内の動水圧変化を把握するには、数値解析が有効である。しかし、長距離管路を対象に地震波を考慮した動水圧計算を行い、現象の再現性について検証した例は、少なくとも著者の知る限り見当たらない。水資源機構では同施設内において、2015年11月から2016年10月の一年間、地震加速度および管路内動水圧の計測を行ってきた。本論では、この計測データを対象に1次元管路流れ解析を実施し、その結果について比較検討を行った。

#### 2. 霞ヶ浦用水施設の概要

本解析では、図-1に示す霞ヶ浦揚水機場から吐出水槽までの送水路区間を対象とした。全長約21km、管内径2.2m、高低差約50mの長距離管路であり、揚水機場に設置されたポンプにより送水されている。また、対象区間には3箇所のサージタンクと約50箇所の空気弁が設置されている。動水圧は圧力センサー（100Hz）を用いて、揚水機場敷地内の1号制水弁、上流から0.6km地点の1号サージタンク、上流から7~8km地点の17号および18号空気弁で計測した。また、1号制水弁で地震加速度（ES, NS, UD成分）の計測を行った。計算は計測期間中に発生した地震のうち、比較的規模が大きかった、2016年5月16日の茨城県南部を震源とする地震（マグニチュード5.5、施設管内最大深度5弱）を対象として行った。このときのポンプ揚程は56.65m、送水流量は2.15m<sup>3</sup>/sであった。

#### 3. 計算手法および計算条件

解析には管路系水撃解析プログラム u-FLOW/WH<sup>1)</sup>を用い、特性曲線法により行った。基礎方程式は1次元圧縮性流体の質量保存式と運動方程式であり、それぞれ以下の式(1)および式(2)である。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} + V \left( \frac{\partial H}{\partial x} - \sin\theta \right) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{gA} \left( V \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} \right) + \frac{f}{2gDA^2} Q|Q| + \frac{\alpha}{g} = 0 \quad (2)$$

ここで、 $H$ は圧力水頭[m]、 $t$ は時間[s]、 $a$ は圧力伝播速度[m/s]、 $g$ は重力加速度[m/s<sup>2</sup>]、 $A$ は管断面積[m<sup>2</sup>]、 $Q$ は流量[m<sup>3</sup>/s]、 $V$ は管断面平均流速[m/s]、 $\theta$ は管勾配、 $f$ は管摩擦損失係数、 $D$ は管内径[m]である。また、 $\alpha$ は管軸方向に作用する地震加速度[m/s<sup>2</sup>]であり、管

\* みずほ情報総研株式会社 Mizuho Information & Research Institute, Inc.

\*\* 独立行政法人水資源機構 Incorporated Administrative Agency Japan Water Agency

[Key Word] 水撃圧, 特性曲線法, 地震波, パイプライン

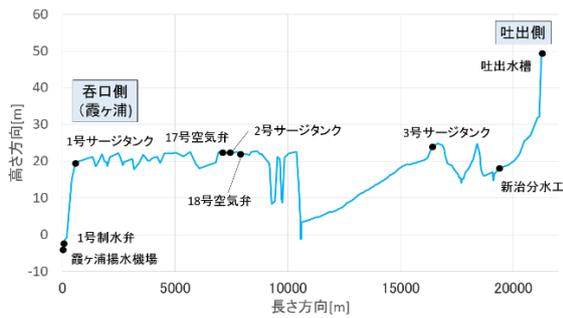


図-1 霞ヶ浦用水管路モデル図  
Schematic of pipeline model

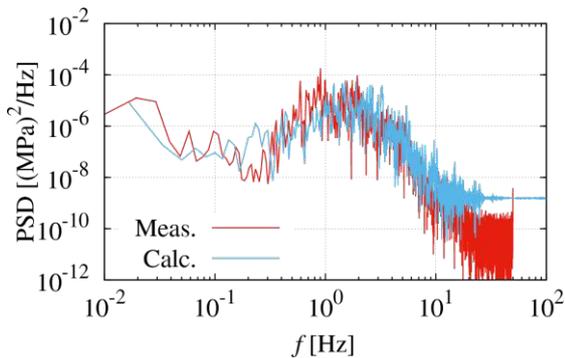


図-2 18号空気弁における動水圧の  
パワースペクトル Power spectrum of  
pressure fluctuation at the No. 18 air valve

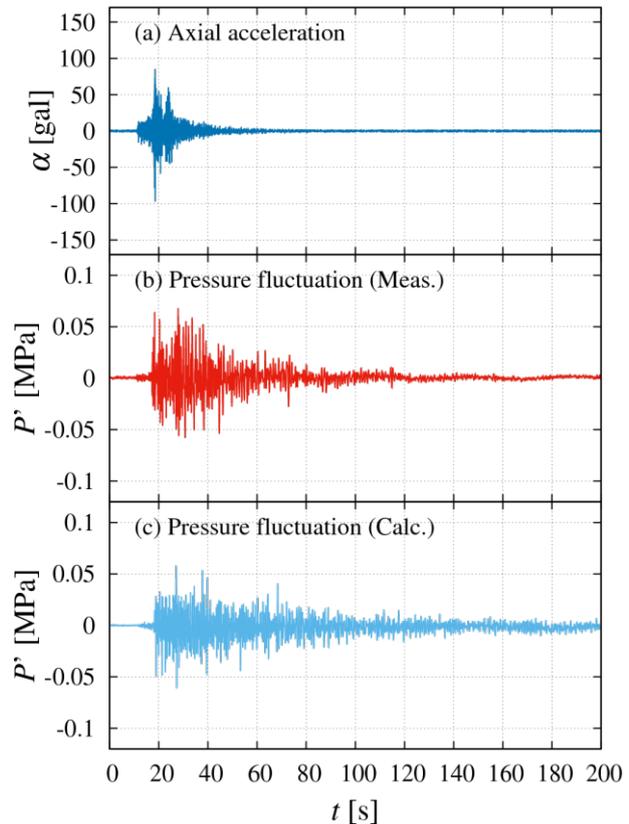


図-3 18号空気弁における管路内動水圧変化  
Pressure fluctuation at the No. 18 air valve

の方向ベクトル  $\vec{n} = (n_x, n_y, n_z)$  と地震加速度ベクトル  $\vec{a} = (a_x, a_y, a_z)$  ( $x$  は EW,  $y$  は NS,  $z$  は UD 成分) を用いて,  $\alpha = \vec{n} \cdot \vec{a}$  として与えられる. 解析にあたり, 対象区間の管路モデルを平面座標および高さを考慮して作成し, 水柱分離や各流体機器 (ポンプ, サージタンク, 空気弁) は文献<sup>1)</sup>にもとづいてモデル化した. 1号制水弁で計測された地震加速度を管内全体で同時に作用させ, 地震発生後 200 秒の計算を行った.

#### 4. 結果および考察

図-3 に 18 号空気弁における動水圧の計測値と計算結果を示す. 管軸方面の地震加速度も併せて示す. 地震加速度は 20 秒付近で最大となる. その後, 25 秒付近で再度大きくなったのち, 急激に小さくなっている. 一方, 動水圧は地震の発生とともに変動が大きくなり始めるが, 30 秒付近で最大値を示しており, 圧力変動のピークが加速度のピークよりも遅れて表れている. 計算結果においても, 30 秒付近で振幅が大きくなる様子が確認でき, 計測値の傾向を再現できていると言える. また, 図-2 に示すとおり, 動水圧のパワースペクトルについても計測値と計算結果で概ね一致している.

#### 5. おわりに

霞ヶ浦用水の送水路区間を対象に, 地震波を考慮した 1 次元管路流れ解析を実施し, 管路内の動水圧変化を計測データと比較した. その結果, 圧力変動が地震加速度よりも遅れて増幅されるという特徴や, 圧力変動の周波数特性を再現できていることが確認できた.

#### 参考文献

- 1) 富士総合研究所, “管路内流れのシミュレーションプログラム”, 丸善株式会社, 1995.

地震時における管路内動水圧変化の解析（その2）

Analysis of Pressure Changes in a Pipeline under Seismic Conditions (Part 2)

○伊藤俊輔\*, 佐藤信光\*, 坂本大樹\*\*, 吉村英人\*\*, 眞鍋尚\*\*

ITO Shunsuke, SATO Nobumitsu, SAKAMOTO Daiki, YOSHIMURA Hideto, MANABE Takashi

1. はじめに

霞ヶ浦用水施設は、茨城県西南地域に最大 19.4m<sup>3</sup>/s を送水している施設である。送水方法は、霞ヶ浦を水源とし、揚水機場より管路を通して吐出水槽（標高差約 50m）へと圧送している。この区間には3箇所の子ージタンクを設置しており、その後自然流下により各地域へ送水を行っている。

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、霞ヶ浦用水施設の基準点で最大震度6強を観測し、埋設管周辺の液状化の発生及び空気弁の破損等の被害を受けた<sup>1)</sup>。空気弁（口径φ200mm, 150mm）は、全232箇所のうち17箇所において、図-1に示すフロート弁案内等が破損した。被害の状況より管路内動水圧の変動が破損の要因につながった可能性があることから、動水圧の挙動を把握するため、一次元管路流れ解析を実施した。

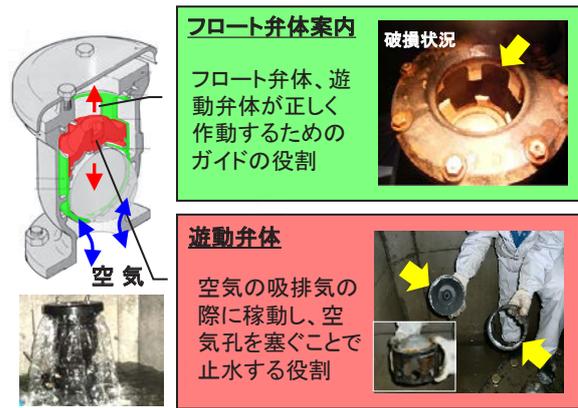


図-1 空気弁の破損状況  
Damage states of air-relief valves

2. 地震時の管路内動水圧変動の再現手法

地震時における管路内動水圧の挙動を把握するため、図-2に示す計測箇所にて計測機器を設置し、管路内動水圧（0.01sec 間隔）及び地震加速度（EW, NS, UD 成分）を計測した。これらの計測データをもとに、再現性が確認できた管路モデルを用いて、特性曲線法<sup>2)</sup>により東北地方太平洋沖地震時における管路内動水圧の再現解析を行った。

地震加速度は、防災科学技術研究所による公表データ<sup>3)</sup>を使用した。また、地震発生後には揚水機場のポンプが停電により停止したため、地震加速度が200galを超えた時点でポンプを停止する条件設定とし、ロータ弁の全閉までの閉塞時間は実機と同じ40秒とした。このときのポンプ揚程は53.67m、送水流量は0.63 m<sup>3</sup>/sであった。



図-2 計器設置箇所  
Location of sensors installation

\* 独立行政法人水資源機構 Incorporated Administrative Agency Japan Water Agency

\*\* みずほ情報総研株式会社 Mizuho Information & Research Institute, Inc.

キーワード：特性曲線法, パイプライン, 東北地方太平洋沖地震

### 3. 東北地方太平洋沖地震時の管路内圧力変動の分析

18号空気弁（φ200mm, 0.75MPa）における管軸方向の地震加速度と管路内動水圧の再現解析結果を図-3に示す。

地震加速度（ $\alpha$ ）は、40秒付近より徐々に増大し110秒付近で最大376galとなり、その後減衰していく。一方、管路内動水圧（ $P'$ ）は、揚水機場のポンプが停電により停止した影響を受けて、100秒付近から長周期の変動と短周期の変動を合わせた変化を示しており、地震加速度が200秒経過しても減衰しにくいことがわかる。

このうち、長周期の変動を全体の動水圧変化の移動平均により抽出すると、図中黒色の実線となり、その周期は80秒～90秒である。この長周期の変動はポンプ停止にともなう変動であり、図-4に示すポンプ停止時の計測データで確認されたものとほぼ同じ約90秒周期であった。一方、短周期の変動は地震の揺れに起因する変動であり、長周期成分を中心に上下に変動しているのが確認できる。また、110秒付近から120秒付近において数回、動水圧が0MPa程度となった後、瞬時に回復する様子が確認できる。これは、空気弁またはサージタンクが作用し、負圧になるのを抑制しているためと考えられる。

今回の解析では、地震の揺れとポンプ停止の複合的な影響により管路内圧力が大気圧程度となる現象が発生し空気弁から空気吸入した可能性が考えられること、0.4MPa（約40m相当）の管路内圧力変動が繰り返し発生していることが読み取れる。その結果、管路内に比較的大きな繰り返し荷重が作用したことが、空気弁の破損に至った要因の一つと考えられる。

### 4. おわりに

計測データで再現性が確認できた管路モデルを用いて東北地方太平洋沖地震時における管路内の動水圧の挙動を把握することができた。これにより、パイプラインの施設検討をする上で、より具体的な地震動に対する動水圧の影響も考慮することが可能と考えられる。

参考文献

- 1) 西川隆司・塩津徹・棕忠太・橋本要：東北地方太平洋沖地震に伴う霞ヶ浦用水施設の被災状況と応急対策の報告，水資源機構H23技術研究発表会
- 2) 富士総合研究所，“管路内流れのシミュレーションプログラム”，丸善株式会社，1995.
- 3) 国立研究開発法人防災科学技術研究所（NIED），強震観測網kiknet，霞ヶ浦地点（IBRH17）

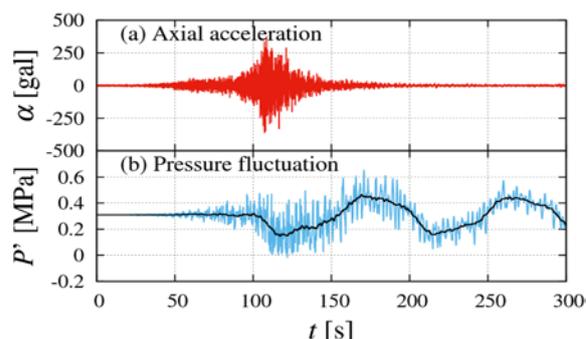


図-3 地震加速度と再現解析結果  
An earthquake acceleration and result of reproducing analysis

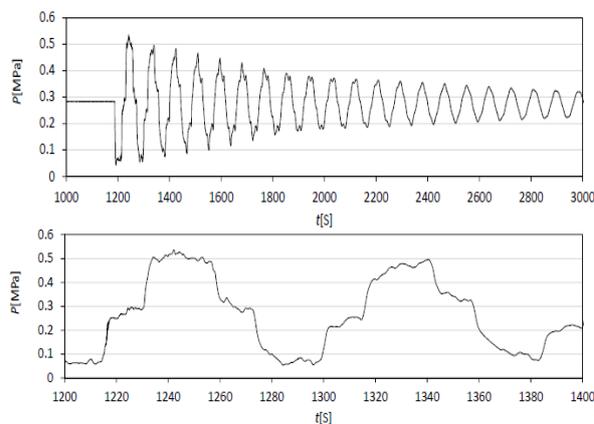


図-4 ポンプ停止時の管路内圧力変動  
(下図拡大) Pressure Fluctuation in a Pipeline under the pump stop

# ダム流入量長時間予測への深層学習の適用 —ダム防災操作の効率化を目指して—

田村 和則<sup>1</sup>・加納 茂紀<sup>2</sup>・三浦 心<sup>3</sup>・山脇 正嗣<sup>4</sup>・金子 拓史<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 水資源機構 総合技術センター (〒338-0812 さいたま市桜区大字神田 936)  
E-mail:kazunori\_tamura@water.go.jp

<sup>2</sup>正会員 水資源機構 総合技術センター 情報グループ長 (〒338-0812 さいたま市桜区大字神田 936)

<sup>3</sup>正会員 (株)建設技術研究所 水システム部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

<sup>4</sup>正会員 (株)建設技術研究所 技術本部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

<sup>5</sup>非会員 (株)建設技術研究所 技術本部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

洪水時におけるダム運用を的確かつ確実に実施するためには、ダム流入量を精度よく予測することが重要である。ダム管理者は貯留関数法などの洪水予測モデルを参考にしつつ、それらを補完する職員の経験や能力に依存しながら防災操作の計画を立てており、ダム管理者にとって大きな負担となっている。

今回、洪水時の流入量及びダム下流河川水位の予測に、近年さまざまな分野で脚光を浴びている深層学習(ディープラーニング)を用いた洪水予測モデルの適用性について検討した。検討に当たっては、予測手法やハイパーパラメータ等を複数設定し、予測誤差が少ない手法を模索した。その結果、予測雨量が正確なものが得られれば、48時間先までのダム流入量とダム下流地点の河川水位を実務に適用できるレベルまで高精度に予測できる結果を得た。

**Key Words:** discharge forecasting, deep learning, rainfall forecast, artificial neural network

## 1. はじめに

昨今、「IoT, AI (人工知能)」のインフラ分野への活用<sup>1)</sup>が急速に進んでいる。ダム・水路の管理分野においても、AI 技術の活用により、維持管理の高度化・効率化に向けたさまざまな側面からの検討<sup>2)</sup>がなされており、特に洪水時のダム流入量や低水管理のための予測精度の向上が望まれている。

ダム管理の現場においては、近年の雨の降り方の変化による影響で厳しい防災操作が増加<sup>3)</sup>している。そのため、高度で計画的なダム操作が求められており、防災操作に係る新たなルール策定も進んでいる。

ダムにおける防災操作を実施する際は、時点の流入量と予測降雨から将来の流入量及び貯水位を予測し、操作計画を策定している。防災操作の計画の策定にあたって精度の高いダム流入量の把握は、ダム管理における防災操作の合理化と適切な判断に繋がる。また、下流河川流域及びダムの防災操作の影響を考慮した精度の高いダム下流河川の予測水位の把握は、異常洪水時等におけるダム機能を最大限に活用するための重要な判断材料となる。

そのため、本研究では、降雨の実績に合わせたダム流入量とダム下流の河川水位の予測精度向上を目的とし、

深層学習の一種であるディープニューラルネットワーク (Deep Neural Network (以下 DNN)) を使用し、実用化に向けて検討した。

## 2. 既往研究事例と本検討の方向性

### (1) 国内・国外における既往研究事例

DNN とは、浅層型ニューラルネットワーク (Artificial Neural Network (以下 ANN)) を発展させ、中間層を多層化したものである。中間層を増やすことで、ANN よりも入力データの特徴を学習する性能を向上することで、予測精度が高くなる学習法であり、近年の第3次 AI ブームの主役として研究開発が急速に進められている。

流入量予測に係る既往研究では、入力層・中間層・出力層の3層で構成される従来式の ANN を活用した研究<sup>4)5)</sup>が主となっているが、深層型 ANN 等の DNN の活用研究事例<sup>7)8)</sup>についてもいくつか報告されている。特に、一言ら<sup>7)</sup>は DNN を基本とし、入力層に分布型流出解析モデルの計算結果を加えることで両モデルを融合し、元のモデル (深層 ANN, 分布型モデル) の予測精度を上回る結果を得ている。この結果、6時間先までの予測計算においては従来から統計モデルの課題とされていた未

経験の出水規模の予測に対して、改善の可能性が示された。課題としては、二山洪水などの複雑な降雨・流出波形などがあげられている。また、他の予測モデルの利用例として、渡辺ら<sup>9)</sup>は遺伝的プログラミングによるモデルを構築（JFE エンジニアリング製の人工知能ソフトウェア WinmuSe Caesar）して6時間先までの入力雨量を実績として草木ダム流入量を例にハイドログラフを予測している。

一方で、これらの多くの既往研究では、入力値に実測値との誤差の大きい予測値（雨量等）を用いず、過去から現在までの実測値のみを用いて、1~6時間程度の短期間予測を行うことを目的としているものが多い。

## (2) 本研究の特徴

本研究は、出水対応等における準備段階を含め実務的なダム管理に必要な48時間先までの長期予測を実施することを目的としたものである。そのため、入力項目をダム管理の現場で利用できる実績ダム流入量及び雨量（実績及び予測値）とし、DNNモデルにより48時間先までのダム流入量及びダム下流河川の水位を予測した。

本研究では、まずモデルダムにおける水文データを収集し、目的変数であるダム流入量及びダム下流河川水位と相関の高い説明変数を抽出した。次に、48時間分の予測計算を一度に実施するモデル①と、1時間毎に計算を実施して個別の48時間分実施するモデル②の2種のDNNモデルを構築し、各モデルに最適なハイパーパラメータの設定を行った。最後に、構築したDNNモデルについてモデルの安定性評価及び予測精度評価を行い、DNNモデルによる洪水予測への適用性を確認した。なお、現実には雨量の予測値と実績値には誤差があるが、本研究では実績雨量を予測雨量として使用し、DNNモデルの検討を行った。



図-1 一庫ダム流域図

## 3. 対象流域の概要と水文データの整理

### (1) モデルダムと予測項目

本研究のモデルダムとして、水機構が管理するダムの中から機械学習に必要な水文資料が充実している兵庫県の一庫ダムを選定した。一庫ダムは流域面積383km<sup>2</sup>の一級水系の上流部の支川に位置する流域面積115.1km<sup>2</sup>のダムである。一庫ダムの諸元を表-1に示す。予測項目は図-1に示すとおり①ダム流入量、②ダム下流10kmに位置する水位観測局水位（以下、下流水位）とした。下流水位地点は水系の中流部、ダム下流5kmのところまで本川流域が合流し、更に下流5kmに位置する地点である。下流水位地点は岩河床であり、河床変動はほとんどみられない。

### (2) 学習データとして使用した水文データ

#### a) 一庫ダムにおける出水データ

一庫ダム運用開始以降である1983年~2017年の河川水位、雨量、ダム諸量データを収集し、過去に洪水調節を実施した15洪水に、流域平均の総雨量30mmを超える25洪水を追加した合計40洪水をDNNモデルの学習データとした。予測は1洪水あたり60~119時間のデータを使用して6~65回（平均64回）実施した。

#### b) 入力要素の相関分析

DNNモデルの構築に適した説明変数を選定するため、一庫ダムのダム流入量、下流水位を目的変数とした各種水文データとの相関分析を行い、流出特性を分析した（図-2）。その結果、いずれも流域平均雨量及び流域平均累加雨量との相関が高い結果となった。これより、上記の40洪水データの中から後述の説明変数を選定した。

表-1 一庫ダム諸元表

総貯水容量	33,300,000 m <sup>3</sup>
流域面積	115.1 km <sup>2</sup>
計画高水流量	790 m <sup>3</sup> /s
調節流量	640 m <sup>3</sup> /s
計画最大放流量	150 m <sup>3</sup> /s
設計洪水流量	1,730 m <sup>3</sup> /s

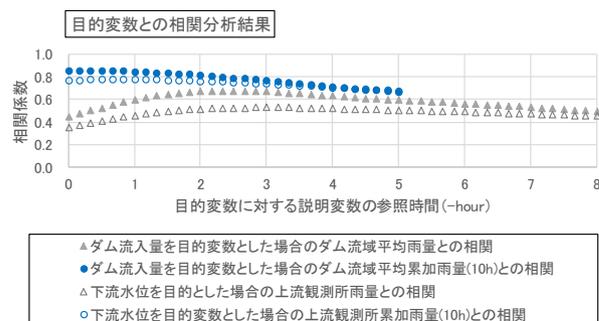


図-2 目的変数との相関分析

#### 4. 深層学習モデルによる長時間予測手法の構築

##### (1) DNN モデルの検討

前述の学習データを用いて、DNN によるダム流入量、下流水位の 48 時間後予測モデルについて検討した。

DNN モデルによる予測精度は、入力に用いる説明変数やハイパーパラメータ（中間層の層数、活性化関数、最適化関数等の人力で設定するパラメータ<sup>10)</sup>）によって左右される。そのため、入力層データやハイパーパラメータの組み合わせ感度分析を行い、最も精度の良い組み合わせを選定する。

モデルの評価指標として、式に示すとおり洪水予測分野の代表的な精度評価指標である①RMSE（2乗平均平方根誤差）(1a)、②Nash-Sutcliffe 係数(1b)、③流出ボリューム誤差（※ダム流入量のみ）(1c)、④ピーク流入量・水位誤差(1d)を使用した。

$$RMSE(Y_k, t_k) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{k=1}^n (y_k - t_k)^2} \dots (1a)$$

$y$ : 予測値  $t$ : 実績値  $n$ : データ数

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N \{q_o(i) - q_c(i)\}^2}{\sum_{i=1}^N \{q_o(i) - q_{av}\}^2} \dots (1b)$$

$N$ : 計算時間数  
 $q_{av}$ : 実測平均値  
 $q_o(i)$ : 実測値  
 $q_c(i)$ : 時の計算値  
 $q_{av} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N q_o(i)$   
 ※立上りの精度を評価するため、ピーク前10時間の範囲で評価

##### ① RMSE (2乗平均平方根誤差)

$$E_v = \frac{\sum_{k=1}^n t_k - \sum_{k=1}^n y_k}{\sum_{k=1}^n t_k} \dots (1c)$$

$y$ : 予測値  $t$ : 実績値  $n$ : データ数

##### ② Nash-Sutcliffe 係数

$$J_{pe} = \frac{|t_p - y_p|}{t_p} \dots (1d)$$

$t_p$ : 実績ピーク値  $y_p$ : 予測ピーク値

##### ③ 流出ボリューム誤差

##### ④ ピーク流入量・水位相対誤差

学習の際は、40 洪水のうち 39 洪水を訓練データとしてモデルを学習させ、説明変数やハイパーパラメータ等の組み合わせを効率的に設定するため、1 洪水をテストデータとし、ダム流入量と下流水位の予測精度の確認を行う。2 山洪水等を含む他の洪水については、5 章において予測精度を検証する。なお、テストデータは以下の観点より 2017 年 10 月洪水を選定している。

##### 【テストデータの選定理由】

- 対象洪水の内、最大ピーク流量と最小ピーク流量の中間程度のピーク流量を持つ
- データの期間や精度を考慮し直近に生起
- 降雨及び洪水波形が 1 山（精度確認のため、2 山洪水など複雑でない洪水を対象とした）

##### (2) DNN モデルの構築

48 時間後のダム流入量及び下流水位を予測するモデルとして、従来型の入力層・中間層・出力層の 3 層構造である浅層型 ANN に層数を増やした深層型 ANN モデルである DNN モデルを構築した。48 時間後までの予測結果として、図-3 に示す通り、1 時間毎に 48 時間先まで予測するモデル①、現時刻から 1 時間後、計算結果により 2 時間後・・・を繰り返し 48 時間先まで予測するモデル②の 2 種類の解析モデルを構築した。

また、モデルの入力値である説明変数は、前述の関連分析結果において関連の高かった項目を組合わせたものとした（表-2）。データは、現時刻より以前は関連の高かった 0~6 時間前までを設定し、現時刻以降は実績値を用いて 48 時間後までのダム流入量・下流水位（目的変数）を算出し、モデルの性能評価関数である損失関数（2乗和誤差）(2)による予測結果との差異の算出、モデルの更新関数である最適化関数によるパラメータ更新を行うモデルを構築した。

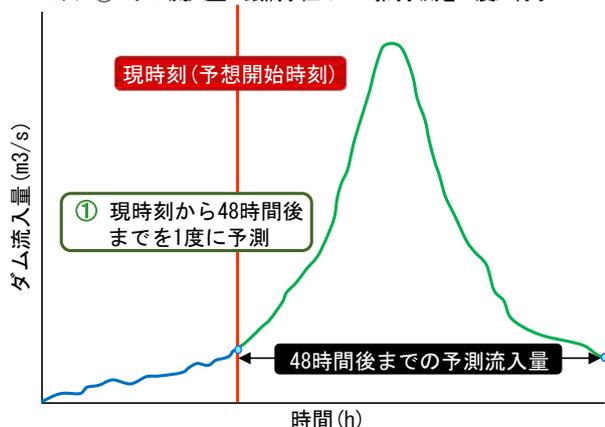
$$\text{損失関数 (2乗和誤差)} \quad E = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n (y_k - t_k)^2 \dots (2)$$

$y$ : 予測値  $t$ : 実績値

表-2 モデルの入力値の説明変数

ダム流入量の説明変数	下流水位の説明変数
ダム流入量 (6時間前～現時刻)	下流水位 (6時間前～現時刻)
流域平均雨量 (6時間前～48時間後)	ダム放流量 (6時間前～48時間後)
流域平均累加雨量 (6時間前～48時間後)	流域平均雨量 (ダム流域除外) (6時間前～48時間後)
	流域平均累加雨量 (ダム流域除外) (6時間前～48時間後)

モデル①: ダム流入量・銀橋水位の 48 時間予測を一度に行う



モデル②: ダム流入量・銀橋水位の 1 時間予測を 48 時間分行う

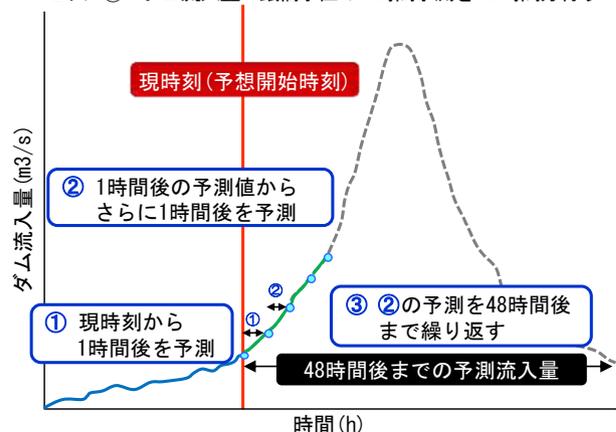


図-3 DNN モデルの予測イメージ

### (3) ハイパーパラメータの設定

DNN モデルの構造は、入力層の組み合わせ 18 ケース×ハイパーパラメータの組み合わせ 30 ケースの合計 540 ケースの組み合わせの中から、教師データによる学習とテストデータによる予測精度検証を行い、最も予測精度の高い組み合わせによるモデルの構造を暫定的に決定した。

表-3 に各モデルで最も予測精度が高くなるハイパーパラメータの組み合わせと図-4 にテストデータの予測結果を示す。ここで用いたハイパーパラメータ<sup>10)</sup>は、活性化関数は ReLU, Sigmoid, tanh の 3 種類、最適化関数は RMSprop, SGD, Adam の 3 種類、中間層の重み初期値は He, Xavier の 2 種類を組合せた。結果としては、ダム流入量、下流水位でテストデータの実測値に近接した 48 時間予測が実施できるモデル構造が得られた。

#### 【各ハイパーパラメータが精度向上に与えた影響度】

- ・中間層のノード数が少ないと予測精度が低くなるが、多すぎても精度は向上しない。

- ・中間層は多層化しても予測精度差はほぼ生じない。
- ・中間層の活性化関数はダム流入量予測では ReLU, 下流水位予測では tanh が優れている。
- ・ミニバッチサイズは少ない場合より多い方が予測精度が高くなる。
- ・学習回数が多いほど精度が向上する結果とはならず、学習回数 100 回の予測精度が最も高くなる。
- ・最適化関数は Adam, RMSprop, SGD とも予測精度は同程度であるが、SGD は出力グラフをみると波形のばらつきが大きく安定しない。
- ・学習係数は 0.001 のものが最適となっている。
- ・データ正規化方法は標準化が最も優れている。
- ・過学習を防ぐ Batch Normalization を実装した方が予測精度は高い。
- ・ドロップアウト率の低い方が予測精度が高い。
- ・同一のハイパーパラメータでは、従来型の ANN と比較して、DNN の方が予測精度が高い。

表-3 解析モデル①②(ダム流入量及び下流水位)において最も予測精度が高かったハイパーパラメータの組合せ

項目	ハイパーパラメータ	検討パターン	ダム流入量				下流水位				
			モデル①		モデル②		モデル①		モデル②		
			DNN	ANN	DNN	ANN	DNN	ANN	DNN	ANN	
中間層	重み初期値	①Heの初期値(活性化関数がReLUの場合) ②Xavierの初期値(活性化関数がSigmoid、tanhの場合)	Heの初期値		Heの初期値		Xavierの初期値		Xavierの初期値		
	層数	①2層、②3層、③1層(ANN)	2層	1層	2層	1層	2層	1層	2層	1層	
	ノード数	①50、②500、③2500	500		500		500		50		
	活性化関数	①ReLU関数、②Sigmoid関数、③tanh関数	ReLU関数		ReLU関数		tanh関数		Sigmoid関数		
パラメータの更新方法	最適化関数	①Adam関数、②SGD関数、③RMSprop関数	Adam関数		Adam関数		Adam関数		Adam関数		
	最適化関数の学習係数	①0.1、②0.01、③0.001、④0.0001、⑤0.00001	0.001		0.001		0.001		0.001		
その他	ミニバッチサイズ	①10、②30、③100、④300、⑤1000	300		100		100		100		
	学習回数(エポック数)	①10、②100、③1000	100		1000		100		100		
	データ正規化	入力層	①標準化、②正規化、③正規化処理なし	標準化		標準化		標準化		標準化	
		中間層	①Batch Normalization、②正規化処理なし	Batch Normalization		Batch Normalization		Batch Normalization		Batch Normalization	
ドロップアウト率	①0.3、②0.5、③0.8	0.3		0.3		0.3		0.3			
テストデータに対する解析結果(各ケース5回実施)	RMSE	平均(標準偏差)	10.0319 (0.4115)	14.2247 (0.5543)	14.2351 (1.6951)	16.9023 (2.1419)	0.1652 (0.0160)	0.1759 (0.0057)	0.2587 (0.0534)	0.2621 (0.0485)	
	Nash-Sutcliffe係数		0.858 (0.0651)	0.632 (0.0357)	0.874 (0.1320)	0.589 (0.1971)	0.896 (0.0450)	0.902 (0.0299)	0.910 (0.0300)	0.733 (0.3268)	
	ボリューム誤差		0.0987 (0.0089)	0.1351 (0.0131)	-0.0323 (0.0844)	0.2624 (0.0481)	-	-	-	-	
	ピーク流入量		0.0651 (0.0223)	0.1310 (0.0267)	0.1071 (0.0511)	0.1251 (0.0326)	0.0310 (0.0171)	0.0389 (0.0169)	0.0218 (0.0198)	0.0229 (0.0214)	
	水位相対誤差										

※各時刻における48時間予測の平均RMSEで評価 ※He及びXavierの初期値がランダムで、予測計算の差異が生じるため5回の平均値としている

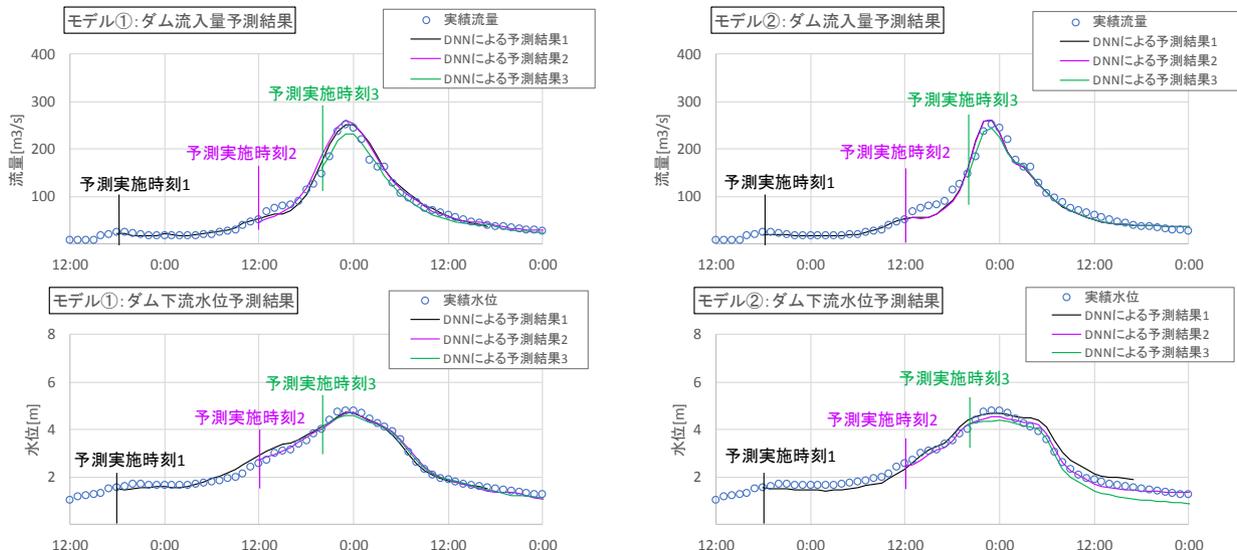


図-4 解析モデル①②のテストデータ(2017年10月洪水)に対する予測結果(任意の3点からの48時間後予測結果)

## 5. 深層学習モデルの評価

### (1) 解析モデルの安定性評価

構築した DNN モデルについて、テストデータ以外の 39 洪水についても同程度の精度予測が可能か検証するため、学習データを 9:1 の割合で教師データと検証用のテストデータに分類し、全学習データがテストデータとして使用されるように 10 種類の検討ケースを設定して、安定性評価を実施した (表-4)。

その結果、48 時間先までの安定性評価について、RMSE を評価指標とした場合、モデル①はテストデータに比べて 2 割程度大きい RMSE (平均値) が得られた。また、モデル②はテストデータに比べて 6 割程度 RMSE (平均値) が増加した。これらの結果からは、モデル①の方が様々な洪水波形に対して安定性が高いといえる。

### (2) 解析モデルの予測精度検証

構築した DNN モデルについて、モデル①と②の予測精度を比較検討した。予測精度検証の対象洪水は、一庫ダムにおける現行の操作方式である 150m<sup>3</sup>/s 一定放流となる 2000 年以降の洪水の中から、最大流入量の上位 5 洪水 (表-5) を選定した。

各指標を用いてモデル①と②の 48 時間先までの予測結果に対して、同期間の実績値と比較し、各指標を算出した (表-6)。なお各指標は、予測結果の期間にピークを含むよう、ピークの 40 時間程度前から 7 時間毎に 33 時間前、26 時間前、19 時間前、12 時間前の予測結果を対象に算出したものの平均値である。

これより、ダム流入量については RMSE 及び Nash-Sutcliffe 係数、ボリューム誤差で評価した場合はモデル①の精度が高くなり、ピーク誤差で評価した場合はモデル②の精度が高くなる。

表-4 解析モデルの安定性評価結果の概要

予測項目	モデル種別	安定性評価結果(各ケース 5 回実施)		
		RMSE	ボリューム誤差	ピーク流入量・水位相対誤差
		平均値(標準偏差)		
ダム流入量 (m <sup>3</sup> /s)	モデル①	11.85(0.44)	-0.15(0.05)	0.24(0.05)
	モデル②	22.07(4.59)	-1.19(0.53)	0.67(0.23)
下流水位 (m)	モデル①	0.210(0.013)	—	0.11(0.02)
	モデル②	0.343(0.037)	—	0.12(0.02)

He 及び Xavier の初期値がランダムで、予測計算の差異が生じるため 5 回の平均値としている

表-5 予測精度比較のための対象洪水

No	ピーク生起日	ピーク流入量 [m <sup>3</sup> /s]	備考
1	2004.10.20	411	
2	2013.9.16	468	
3	2014.8.10	440	2山波形
4	2014.8.16	338	
5	2015.7.18	313	

また、下流水位についてはいずれの指標でもモデル①の方が精度が高くなる。下流水位解析モデル①と②による RMSE の差が最も大きい 2013.9.16 洪水の下流水位の比較を図-5 に示す。モデル②では予測の後期に実績推移に対してずれが大きくなる傾向が見られた。

表-6 予測精度の比較結果

洪水	ダム流入量		下流水位	
	RMSE [m <sup>3</sup> /s]		RMSE [m <sup>3</sup> /s]	
	モデル①	モデル②	モデル①	モデル②
2004.10.20	20.6	27.6	0.36	0.88
2013.9.16	17.0	29.7	0.19	0.98
2014.8.10	28.7	41.9	0.38	1.03
2014.8.16	31.7	28.7	0.26	0.70
2015.7.18	17.8	27.6	0.18	0.82
平均	23.1	31.1	0.27	0.88

※値が小さいほど精度が高い

洪水	ピーク誤差 [m <sup>3</sup> /s]		ピーク誤差 [m]	
	モデル①	モデル②	モデル①	モデル②
2004.10.20	89.1	28.0	1.18	2.58
2013.9.16	31.5	29.5	0.19	1.63
2014.8.10	107.8	38.5	1.61	2.82
2014.8.16	82.8	24.0	0.72	0.60
2015.7.18	31.7	21.8	0.13	0.62
平均	68.6	28.4	0.77	1.65

※値が小さいほど精度が高い

洪水	Nash-Sutcliffe係数 [-]		Nash-Sutcliffe係数 [-]	
	モデル①	モデル②	モデル①	モデル②
2004.10.20	0.75	0.64	0.81	0.61
2013.9.16	0.88	0.77	0.92	0.71
2014.8.10	0.68	0.68	0.77	0.53
2014.8.16	0.48	0.44	0.76	0.54
2015.7.18	0.86	0.73	0.96	0.90
平均	0.73	0.65	0.84	0.66

※値が1に近いほど精度が高い

洪水	ボリューム誤差 [×10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> ]	
	モデル①	モデル②
2004.10.20	435	1,744
2013.9.16	601	1,068
2014.8.10	821	1,363
2014.8.16	1,049	911
2015.7.18	1,690	1,364
平均	919	1,290

※値が小さいほど精度が高い

精度の高い予測手法

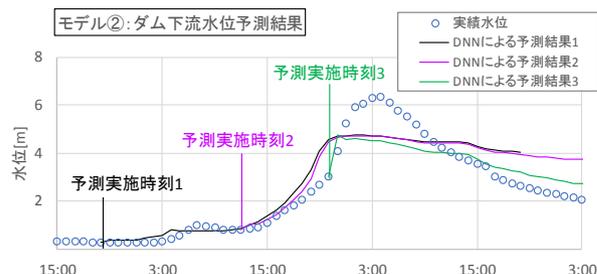
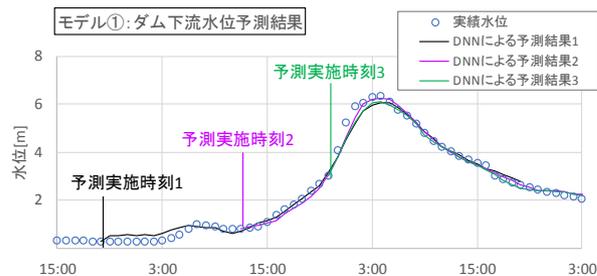


図-5 モデル別の予測結果の比較 (2013.9.16, 下流水位)  
(任意の3点からの48時間後予測結果)

## 6. 結果及び課題

一庫ダムを対象に、深層学習の一種である DNN モデルを活用したダム流入量及び下流水位予測モデルを構築した。ハイパーパラメータを適切に設定することにより、48 時間後までの予測について、予測雨量として実績雨量を与えた場合には実務的に適用できるレベルの良好な予測精度が得られた。ただし、実際には予測雨量は誤差を含むため、それらの評価、取扱については今後の課題である。

ダム流入量は解析モデル①②で評価が分かれる結果となった。実運用を考慮すると、RMSE 及びボリュームの精度という点でモデル①の方が良い結果を得た。また、既往研究での課題であった 2 山波形についても、適用できることを確認した。下流水位についてはモデル①の方が良い結果を得た。

一方で、DNN モデルにおけるハイパーパラメータ等のチューニング方法については試行錯誤の段階であり、検討を継続していくことで更なる精度向上が見込まれる。

今後は、中・大規模の集水域を持つダムを対象とし、予測精度を確認し、課題が生じた場合の検討方法などの見直しの結果をフィードバックし、継続的に改善していくことが望ましい。これらにより予測手法が洗練され、ダム管理の更なる効率化が望まれる。

また、本研究で対象とした一庫ダムは、2018 年 3 月時点で運用以降の最大流入量が  $468\text{m}^3/\text{s}$  と計画高水流量  $790\text{m}^3/\text{s}$  に対して半分程度の規模の洪水しか経験していないため、超過洪水における再現精度が十分に検証できていない懸念がある。一庫ダムは 2018 年 7 月に異常洪水時防災操作を実施している。今後はそれらのデータを組み込んだ学習と検証を実施する必要がある。

謝辞：本研究を実施するにあたり論文を参考とし、関係者の方々にもご協力を戴いた。感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 小西慎治, 寺島善宏：都市トンネルの最新建設技術及び維持管理技術, 地盤工学会誌, 第 66 巻, 第 2 号, pp.10-13, 2018.
- 2) 国土交通省：経済産業省提出資料, 首相官邸 HP, 政策会議構造改革徹底推進会インフラ, ICT 活用等による生産性と機能の向上について, 資料 5, 第 2 回, 2018.
- 3) 国土交通省：水管理・国土保全局, HP (平成 26 年 1 月), ダムの洪水調節により水害を防止・軽減, 2014.
- 4) 関基, 木村晃, 古山一志, 和田高宏, 金子祐, 穴水秀樹, 眞間修一：河川特性を反映したニューラルネットワーク洪水予測の精度向上, 土木学会 河川技術論文集, 第 19 巻, 2013.
- 5) 竹村仁志, 川村一人：猪名川におけるニューラルネットワークモデルを用いた水位上昇部の予測精度向上, 国土交通省近畿地方整備局 新技術・新工法部門, No.16, pp.1-5, 2016.
- 6) 稲吉明男, 長江幸平, 田宮睦雄, 宮田達磨, 眞間修一, 竹村仁志：ニューラルネットワークモデルによる二級河川での洪水予測の基礎的検討, 土木学会 河川技術論文集, 第 9 巻, pp.179-184, 2003.
- 7) 一言正之, 桜庭雅明：深層ニューラルネットワークと分布型モデルを組み合わせたハイブリッド河川水位予測手法, 土木学会論文集 B1 (水工学), 73(1), 22-33, 2017.
- 8) Haytham Assem, Salem Ghariba : Urban Water Flow and Water Level Prediction based on Deep Learning, ECML PKDD 2017: Machine Learning and Knowledge Discovery in Databases, pp.317-329.
- 9) 渡辺直樹, 山根総一郎, 今村仁紀, 深見和彦：遺伝的プログラミングを活用した洪水予測技術の開発, 河川技術論文集, 第 14 巻, pp.47-52, 2008.
- 10) 斎藤康毅：ゼロから作る Deep Learning, O'REILLY, 2017. (2018. 5. 31 受付)

## APPLICATION OF DEEP LEARNING TO LONG-TERM PREDICTION OF DAM INFLOW TOWARD EFFICIENCY OF THE FLOOD CONTROL OPERATION.

Kazunori TAMURA, Shigeki KANOU, Shin MIURA, Masashi YAMAWAKI  
and Hirohumi KANEKO

It is important to accurately predict the amount of dam inflow in order to implement dam operation precisely and reliably during a flood. A dam administrator can obtain the flood prediction data from some flood prediction models such as the storage function method, and then a flood control operation plan is finally decided referring experience and capacity of staff. In this study, we investigated the availability of the flood prediction model utilizing deep learning which has been highlighted in various fields recently to predict the inflow amount at the time of flooding and the downstream water level of the river. At the study, we set up multiple methods for prediction, hyperparameters and more, groping for a method with the least prediction error. As a result, we succeeded in predicting the amount of dam inflow 48 hours beforehand, and the river water level at the downstream of the dam up to the practical level with high accuracy if the data of the predicted rainfall amount is accurate.

# 新たなダム操作訓練シミュレータの 開発と今後の展望

田村 和則<sup>1</sup>

<sup>1</sup>独立行政法人水資源機構 総合技術センター 情報グループ  
(〒338-0812 埼玉県さいたま市桜区大字神田 936 番地)

近年、線状降水帯や巨大台風、局地豪雨などが頻発するようになり、ダムによる防災機能の果たす役割がますます重要となっている。そのため、関係機関と連携してダム下流の被害を最小限に抑えるために、下流河川の状況を把握しつつ、より高度で的確なダム操作が求められている。そこで、下流河川の水位変動を考慮したダム防災操作訓練ができるなどの新たな機能を備えた訓練シミュレータを開発した。この訓練シミュレータは、ダム上流域と下流域の雨による流況を反映させた上で、ダムからの放流量に連動して下流河川の状況を変化させるなど再現性を高め、実際の防災操作に近い状況で訓練できるものである。

キーワード ダム防災操作、ダム操作訓練、下流河川、異常洪水、研修

## 1. はじめに

近年、線状降水帯や巨大台風、局地豪雨などが頻発している。そのため、ダムによる防災機能を的確に発揮させることがますます重要になっており、ダム下流の被害を最小限に抑えるため、これまで以上に高度なダム操作が求められている。出水に対応するダムの防災操作は年に数回実施されるが、実践的で高度なダム操作技術の習得は、操作を数多く実施し、知識と経験を積み重ねることで可能となる。しかし、それには多くの時間を要するため、より高度なダム操作技術を短時間で習得できることを目的に新たなダム操作訓練シミュレータを開発した。

開発した訓練シミュレータは、下流河川の水位変動を考慮した防災操作を訓練することができ、ダム上流域と下流域の雨による流況を反映させた上で、ダムからの放流量に連動して下流河川の状況も変化させるなどの再現性を高め、実際の防災操作時に近い状況を訓練できるように様々な工夫を取り入れている。また、職員の業務用 PC でいつでも手軽に実施することができる。

これによりダム管理に携わる者の技術力向上に大いに貢献することが期待されるものである。

## 2. ダム操作訓練シミュレータとは

### (1) 従来型のダム操作訓練シミュレータ

ダム操作訓練シミュレータとは、ダムの防災操作を習熟するための訓練装置であり、水機構において多くのダムで実装し活用されている。従来型の訓

練シミュレータは、ダム流入量を注視しながら操作規則等のルールに基づき適切な放流を行うことを実際の操作卓を用いて模擬的に訓練するシステムとなっている。これらはダム管理用制御処理設備に直結され、訓練モードの切替や連携等によるシステムが構築されている場合が多い。このシステム構成のため、訓練は操作室で実施する環境がほとんどで、実際のダム放流操作中に使用ができない訓練システムとなっている。このような訓練環境及びシステムの制約から訓練の実施回数やタイミングは限定的となるなどの課題があった。

### (2) 開発したダム操作訓練シミュレータの目的

水機構においても近年の防災操作は、ダム下流における被害を極力少なくするための高度な防災操作を関係機関と連携しながら実施してきた実績がある。様々な状況下で最適な操作を実施出来るようにするために、表-1 に示すような訓練や取り組みを実施している。今回開発した訓練シミュレータは習得すべき操作技術の一つとして、図-1 に示すように下流河川の状況とダム放流の影響を考慮した防災操作の能力を有する者の育成に寄与するものである。なお、育成対象は技術職だけでなく事務職も含めた全職員を想定している。これにより突発的な防災操作の対応についてもレベルアップを期待している。

本訓練シミュレータを用いたダム防災操作研修は、本年度より水機構内の正式な研修として位置付けられ、ダム管理の経験が浅い職員を対象とする初級研修、ダム管理の熟練者（課長クラス）を対象とする中上級研修を実施する予定となっている。

表-1 適切な操作のために実施していること

目的	訓練の種類	習得方法
操作技術の維持	訓練シミュレーション	○洪水対応演習 ○ダム操作訓練シミュレータ ・従来型の操作訓練シミュレータ ・ <u>下流河川水位を考慮した操作訓練シミュレータ</u>
予測精度の向上	流入量の予測	貯留関数モデル・分布型流出モデル・AIモデル
操作要員の拡大	座学と訓練	○出水前の実地訓練 ○研修の実施

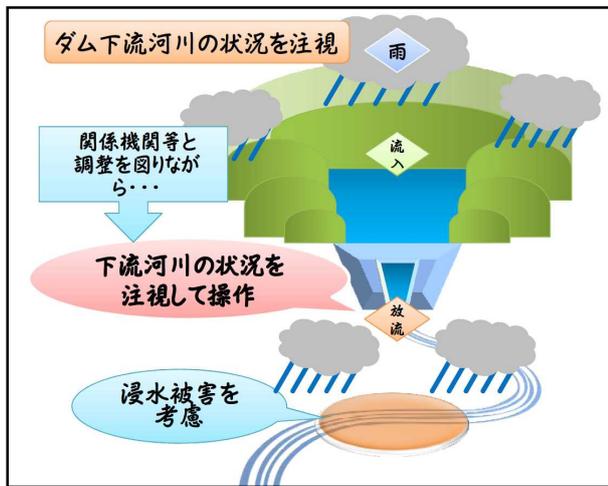


図-1 開発した訓練シミュレータの概念

### 3. システム開発にあたっての留意点

#### (1) モデルダムの選定

モデルダムの選定にあたっては、ダム下流河川における狭窄部等の課題を有し、ダム下流をにらんだ操作訓練のニーズが高いダムを選定することとした。加えて、ダム上下流の構成がシンプルな流域、つまりシステムの開発のしやすさなどを考慮し、一庫ダムを選定した。

#### (2) 訓練シミュレータで開発した内容

本訓練シミュレータ開発にあたっては、実際のダム操作をリアルに再現し、体感できることが重要と位置付けた。そのため、ダム管理用制御処理設備の操作感だけでなく、降雨状況や下流河川の水位の変化についても管理開始以降の出水等を全て再現している。さらに、今後の防災操作スケジュールを決定しそれらを共有する仕組みも重要と考えた。また、教育的な観点からのサポートや、他のデータベースとの連携がスムーズに出来るための仕組みについても考慮した。これらの複合的な観点から、総合的な訓練シミュレータとするため、表-2 に示す機能を備えることとした。

表-2 機能一覧

No.	機能
1	ダム管理用制御処理設備の再現
2	計算処理機能（流入・流出、河川等）
3	警告アシスト機能（水位・操作規則違反等）
4	データインポート機能（予測モデルとの連携）
5	データ出力機能（操作訓練記録レビュー）
6	指揮官モード（放流計画等立案と情報共有）
7	複数人数同時訓練機能
8	リアルな出水対応の再現（予測雨量の変化）
9	放流操作方法のガイド機能
10	異常洪水時の防災操作

#### a) ダム管理用制御処理設備の再現

リアルなダム操作訓練を実施するためには、実際に作動しているダム管理用制御処理設備を再現することが最も重要と位置付け、一庫ダムにおける放流操作のボタンや雨量・水位等の各種情報表示等を忠実に再現している。

#### b) 計算処理機能

主要な画面では、上流域からのダム流入量、ゲート操作等による放流、ダム下流域の雨量とダム放流に伴う下流河川への影響等について、1分毎に数値が表示される仕様とした。ダム流入量については、過去の出水記録を予めシステムに全て取り込み、任意に呼び出して操作訓練に用いることができる。下流河川への影響については、過去の出水記録より時間的な経過を勘案してダム放流量の到達時間の遅れを考慮した。一庫ダムではダム下流河川に複数の狭小箇所が存在しており、ダム管理者はそれらの状況を常に注視し操作することが求められる。ダムからの放流がこれらの地点へ到達する時間については、表-3 に示すとおり、実管理を行っている職員からの聞き取りによる管理経験により設定した。

表-3 ダム下流河川の到達時間設定

項目	T地点	G地点	O地点
累加距離(m)	6,900	9,600	12,200
区間距離(m)	6,900	2,700	2,600
到達時間(分)	20	28	35

#### c) 警告アシスト機能

適切な操作を実施するうえで、操作規則等を熟読しそれらを遵守することは必須である。本訓練シミュレータは訓練の過程で操作規則等との関係が理解しやすいように、実際のダム管理用制御処理設備と同様に、各種警告や貯水位状況、下流河川の水位状

況等についてメッセージを発する仕様とした。具体的には表-4に示すように、操作規則等のルールを逸脱した放流操作（操作エラー）を行った場合や所定の水位、流量に到達した場合に、画面上にメッセージを表示する。これらの警告やメッセージは、洪水波形に対して実施した防災操作と併せて記録が保存可能となっており、訓練後に振り返ることで学習効果を高めることができるようにした。

表-4 主な画面表示

主なメッセージ	主なメッセージの対象
貯水位に対するメッセージ	ダム天端越流・設計洪水水位・洪水時最高貯留水位・平常時最高水位・ただし書き水位等
流入量に対するメッセージ	洪水量・計画最大放流量・計画高水流量の70%
下流河川水位	水防団待機水位・氾濫注意水位・避難判断水位・氾濫危険水位
注意・警告	操作規則違反等

d) データインポート機能

本訓練シミュレータは任意の流入量データについて作成編集を可能とした。これにより将来の出水実績データを反映することが可能となり、また経験したことがない流入量も訓練ができる仕様とした。さらに、将来に向けて現場で活用している機構内の分布型流出モデル等からの流出予測データについてもインポート可能な仕様としている。

e) データ出力機能

実施した訓練の操作記録等のデータは出力可能とし、さらに、それらを訓練後にレビューできるよう、システム上で再現できる仕様とした。

f) 指揮官モード

防災操作は様々な役割分担の元で行われる。そのうちの指揮官の役割を訓練できる機能を備えることとした。具体的には、図-2に示す流れで、予測流入量にもとづき指揮官が今後の放流計画を立案するとともに、関係者への通知・報告、放流警報等の実施予定時刻を入力することができる仕様とした。

放流計画は、放流操作タイムフローの上段に hidrograph (ダム流入量・放流量・貯水位) を表示、中段には関係機関通知、報告、放流警報等の実施状況、下段にはゲート操作状況を表示し、時系列で状況が示される。このモードにおいても、指揮官の指示内容等がすべて記録され、操作終了後に指示内容をレビューすることができるようにした。

g) 多人数同時訓練機能

実際のダムの放流操作では、指揮官のほか流入量

の確認や開度確認等を実施する者、ゲート操作する者という複数が役割を分担して対応する。そのため本訓練シミュレータには、図-3に示すイメージで、実際の操作と同様に複数の者が同時に各職員の業務用PCで参加できる機能を備えることとした。

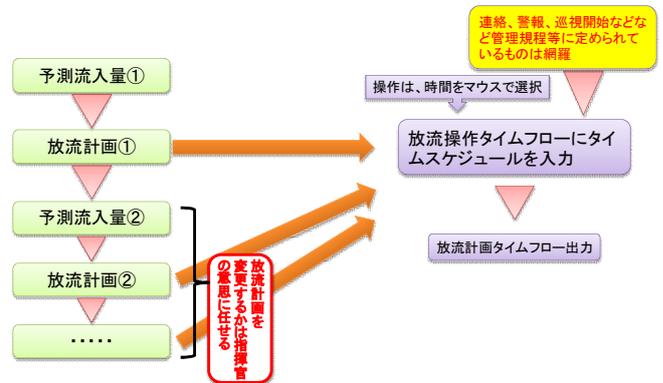


図-2 指揮官モードのイメージ

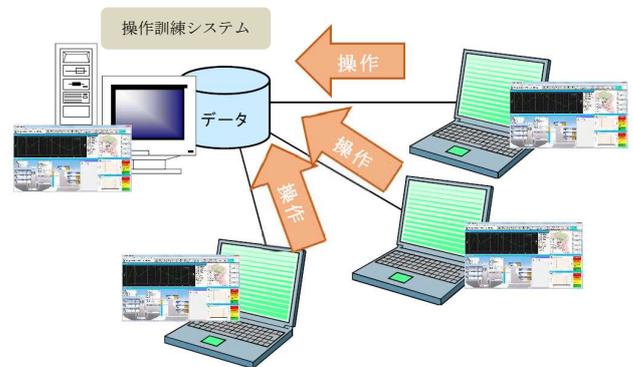


図-3 多人数同時訓練イメージ

h) リアルな出水対応の再現

現在の雨量の予測精度は、3時間後程度まではある程度の精度を有するが、それ以降は精度の低下が否めず、熟練した職員の蓄積した経験やノウハウによる降雨や流入量の予測に頼るところが大きい。流入量予測精度の低下という現状を踏まえ本訓練シミュレータには、ダム上流域・ダム下流域の雨量と流入量データを変動させることのできる機能を備えることとした。具体的には、選択された洪水波形に対して誤差率を与え、予測流入量が時間経過とともに変化するようにしている。この誤差率は、直近の予測は比較的精度が高く、先の予測は精度が低くなることを想定している。誤差率の標準（初期設定値）は、表-5に示すとおりで、一庫ダムにおける近年の降雨予測を参考に設定するものとしたが、今後の予測精度の向上に伴い誤差率が小さくなることが想定されるため、変更可能な仕様としている。

表-5 標準の降雨の予測誤差率（変更可能）

時間経過	1時間後	3時間後	6時間後	12時間後	24時間後	48時間後以降
誤差率 (%)	20	30	150	200	300	400
	(19)	(30)	(173)	(216)	(285)	(予測なし)

※標記されていない時間は後の時刻と同じとする (ex: 2時間後は30%)

なお、誤差率を固定すると予測流入量は毎回同じ値となるため、乱数により誤差率を変化させ、予測流入量を作成する仕様としている。

#### i) 放流操作方法のガイド機能

ダム操作の初心者用には、流入量に併せた放流パターンを破線で例示するなど、従来の訓練シミュレータにはなかった放流操作方法をガイドする機能を実装することとした。これにより初心者は目標とする操作を見据えながら操作を習熟することが可能となっている。

#### j) 異常洪水時の防災操作

モデルダムの一庫ダムでは下流河川の整備が遅れている状況を考慮した防災操作とする必要があり、それらを訓練可能なシステムとして開発した。具体的には、異常洪水操作シミュレーションモードに切り替えた場合、操作方法の放流ハイドログラフが一つの例として破線で示される機能を備え、暫定的に事前放流操作・異常洪水時防災操作（放流曲線逐次見直し方式）・特別防災操作について訓練ができる仕様とした。

#### (3) システム開発で工夫した点

リアルな訓練を実現するために、最大5画面までのマルチ画面に対応させた。これにより、操作室に近い環境で臨場感のある訓練が可能となった。

### 4. 完成したダム操作訓練シミュレータ

写真-1 に完成した訓練シミュレータのメイン情報画面を示す。基本的な情報を入手するための画面であり、このほかに、写真-2 に示すように、操作系の表示のほか、ゲート開度計算、上下流の水位や降雨の情報などの画面がある。表-6 に訓練シミュレータが動作可能な PC の環境を示す。

表-6 システム構成と使用環境

表示系	Visual Basic .NET
データ	CSV 形式
計算	Visual Fortran
OS	Windows7 及び 10 (32bit, 64bit)
実行環境	Microsoft .NET Framework 4.5.1 以降
メモリ	2GB 以上
CPU	Intel Core i3 以降

### 5. 実施した研修と得られた結果

本年5月に、ダム管理経験の少ない職員を対象に2日間に渡り初級研修を実施した。ゲート操作者から指揮命令者まで様々な役割を交代で経験し、一定の効果は得られたと思われる。

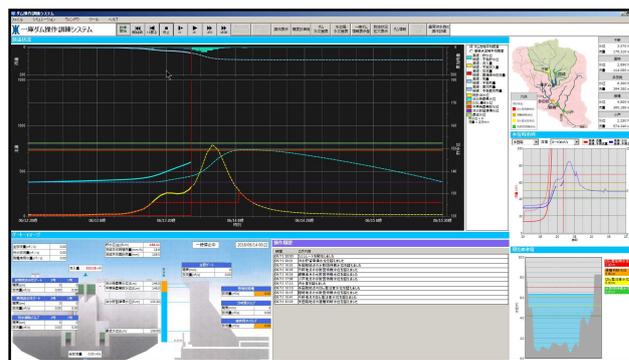


写真-1 完成したシステム

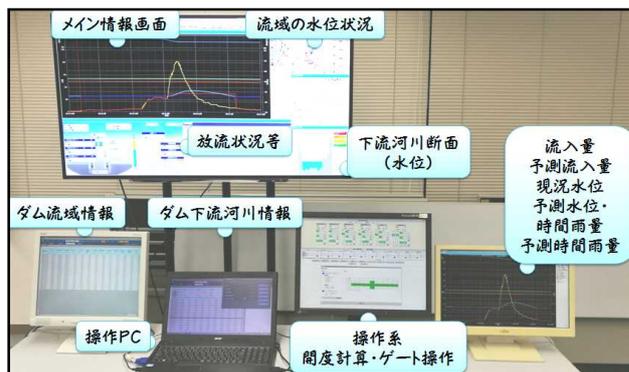


写真-2 マルチ画面のイメージ



写真-3 チームによる研修風景

### 6. 現状と今後の展望

開発した訓練シミュレータは、試行運用を実施し、適時フィードバックを行っている。今後、水機構において必要とされるダムへ順次導入する予定である。

ダム管理の現場においては、近年の雨の降り方の変化による影響で厳しい防災操作が増加している。そのため、高度で計画的なダム操作が求められており、防災操作に係る新たなルール策定も進んでいる。これらの防災操作について、下流の状況、ダム貯水状況を踏まえた最適なダム操作を迅速かつ的確に検討するため、今後は AI 技術等を活用したダムの操作支援ツールの開発などにも取り組んでいきたいと考えている。

## 報告

# 岩屋ダムにおける 浸透量増加時の対応と今後のモニタリング

曾田 英揮<sup>1</sup> 竹内 英二<sup>2</sup> 成富 秀樹<sup>3</sup> 岸田 潔<sup>4</sup>

## Monitoring on Increased Seepage at Iwaya Dam

Hideki SODA Eiji TAKEUCHI Hideki NARITOMI Kiyoshi KISHIDA

水資源機構が管理する岩屋ダムは、建設後 40 年以上を経過した堤高 127.5 m のロックフィルダムである。岩屋ダムでは、2013 年 11~12 月にかけて浸透水が濁りをともなって増加し、増加量は 1 カ月間で約 100 L/min に及んだ。水資源機構は、この事象に対する現場での監視体制の強化、原因究明のための調査を行い、安全性に対する協議・検討の場を設けた。

浸透量増加後 4 年間、監視体制の強化と原因究明のための調査を続けてきた。その後の浸透量は増加することなく、2016 年には減少し、現在に至るまで安定している状態である。一方で浸透量増加の原因は今なお不明であることから、浸透量の増加に備えた監視体制は維持しつつ引き続き通常管理を行う予定である。本報告は岩屋ダムの浸透量の増加から現在の管理に至るまでの経緯を報告する。

キーワード: フィルダム, 浸透量, 安全管理

### 1. はじめに

水資源機構が管理する岩屋ダムは、1977 年に木曾川水系飛騨川に完成したロックフィルダムである。岩屋ダムの位置を図-1 に示す。2013 年 11 月中旬より 12 月上旬にかけて、河床部分での浸透量が段階的に増加し、同時に浸透水の濁度が高い値を示す状況が認められた。この浸透量の急増と濁りの発生は、1 カ月程度観測され、その後、浸透量が増加した状態で一定の浸透量に収束した。これらの事象に対して水資源機構は現場での監視態勢の強化、原因究明のための調査、加えて安全性に関する「岩屋ダム浸透量に関する調査検討会」を設立し、浸透量急増の原因究明のための調査と、浸透量増加後のダムの安全性を確認するための検討を行った。

その後の監視および調査の結果に基づき、堤体ないしは基礎岩盤を上下流方向に貫いて短時間で通水する水みちが存在する根拠は乏しいと結論づけ、数年間の安定を見極めたうえで、ダムの安定性・安全性の確認



図-1 岩屋ダム位置図

<sup>1</sup> 独立行政法人水資源機構 総合技術センター ダムグループ チーフ

<sup>2</sup> (前)独立行政法人水資源機構 岩屋ダム管理所長

<sup>3</sup> (前)独立行政法人水資源機構 中部支社 事業課 ダム事業課長

<sup>4</sup> 国立大学法人京都大学 工学研究科 都市社会工学専攻 教授

を行い、2018年4月からの通常管理とした。本稿は、岩屋ダムの浸透量増加現象への対応、これまでの調査・検討結果等を取りまとめ、報告するものである。

2. 岩屋ダムの概要と経過

2.1 岩屋ダムの概要と既往の観測結果

岩屋ダムは、洪水調節、かんがい用水の補給および水道用水の供給、ならびに水力発電を目的とする総貯水量 173,500,000 m<sup>3</sup> の多目的ダムである。ダムの規模は、ダム高 127.5 m、堤体積 5,780,000 m<sup>3</sup> の傾斜土質しゃ水壁型ロックフィルダムである。1974年2月から盛立工事を開始し、1975年11月には盛立工事を完了し、1976年3月から湛水を開始した。1977年4月から水資源開発公団（現：独立行政法人水資源機構）によって管理を開始した。岩屋ダムの堤体標準断面図と浸透量観測設備の概要を図-2に示す。岩屋ダムの浸透量はコア敷を図-2(c)左側に示すように左右岸の上段集水堰、中段集水堰および河床集水堰の5分割に分画して計測している。河床集水堰から下流浸透流観測室までの間は、コンクリートで巻き立てられたφ150mmの塩ビ管3本により接続されている。下流の浸透流観測室は下流地下水位が河床集水堰Aの天端高さを上回らないように水中ポンプにより排水されている。今回浸透量の増加が発生したのは図-2(b)の河床集水堰Aへの経路である。

過去の岩屋ダムの河床集水堰A、中段集水堰Bの浸透量観測結果を図-3に示す。岩屋ダムの試験湛水以降、2013年11月までの浸透量は、降雨の影響が少ないとき

において30年以上40~70 L/min程度が継続しており、おおむね安定していると考えられていた。

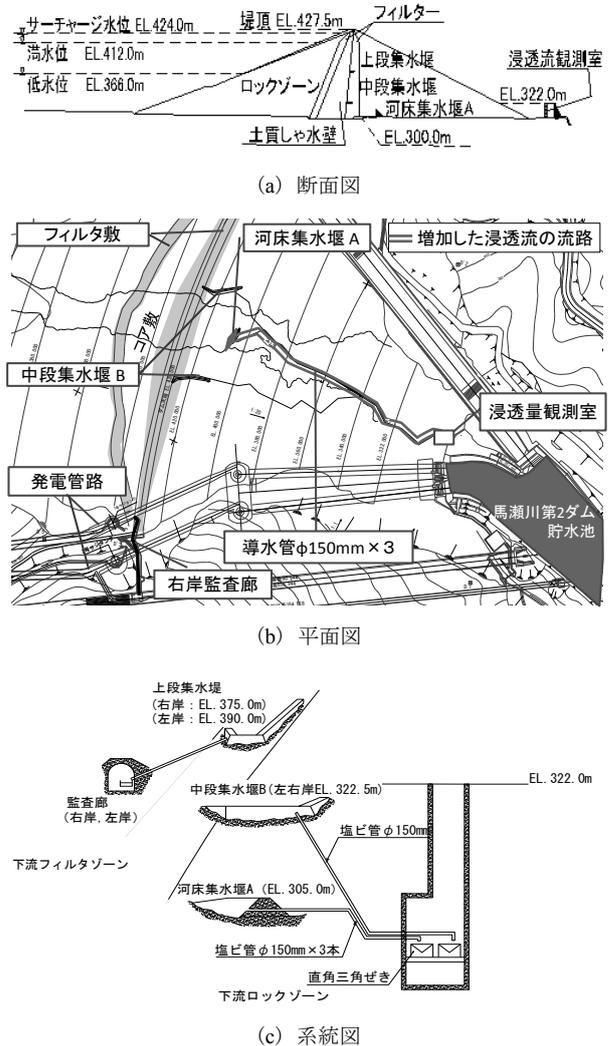


図-2 岩屋ダム浸透量観測設備の配置

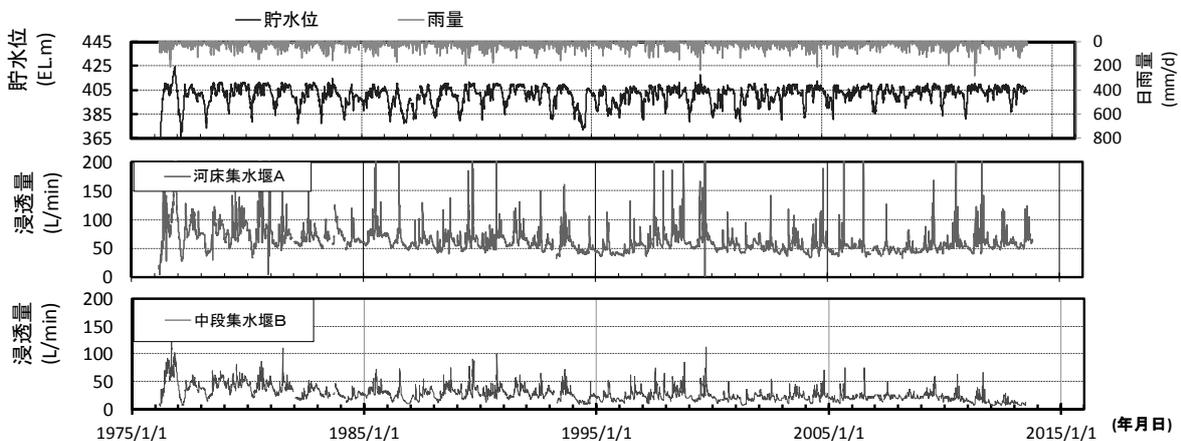


図-3 浸透量増加前の岩屋ダム貯水位と浸透量（試験湛水時～2013/10/31）

## 2.2 浸透量増加の状況

浸透量増加後の貯水位、浸透量、濁度、水温を図-4に示す。浸透量は2013年11月から濁りの発生をともなう増加が始まり、同時に水温が低下した。浸透量はその後も増加傾向にあり170 L/min程度で一定に収束した。2014年1月には散発的な濁りは発生するものの継続した濁りの発生が収まったように見えた。

その後、2016年3月までは、おおむね貯水位変動と降雨による影響が続いていたが、2016年3月の水位低下と同期して大幅な浸透量の減少が発生した。浸透量の減少はおおむね3カ月にわたり、2016年6月には110 L/min前後まで低下した。現在までその状況は継続しており、1年以上安定して貯水位と降雨による影響のみで変動している。この期間を通じて沈下・変形量に大きな変動はみられなかった。

浸透量増加期間に得られていた濁度と浸透量の関係を見るために水位がおおむね一定であった2013年11月～2014年3月までの浸透量と川崎・山口らりの加積浸食指数の関係を図-5に示す。ここで用いる加積浸食指数とは、濁度と流量の積の累積値である。川崎・山口らはこれをフィルタ材料の適否判定のための数値としての利用を試みたが、岩屋ダムでは濁りの発生状況と浸透量の増加の関係を見るために使用した。図-5によれば加積浸食指数の増加と浸透量の増加とは明瞭な関係を示している。

濁度同様、増加期間に計測されていた水温と浸透量の関係を見るために、2013年11～12月の間の浸透量と水温の関係を図-6に示す。浸透量が増加することで水温が低下していることが分かる。

以上より、濁りの発生が浸透量の増加に繋がること、

また、濁りの発生により増加した水は浸透量増加前の浸透水に比べて低温であろうことが想定された。したがって監視にあたっては濁りの発生を監視すること、また原因の調査としては低温源を探索すること、濁りの原因物質を特定し、その場所を明らかにすることとされた。

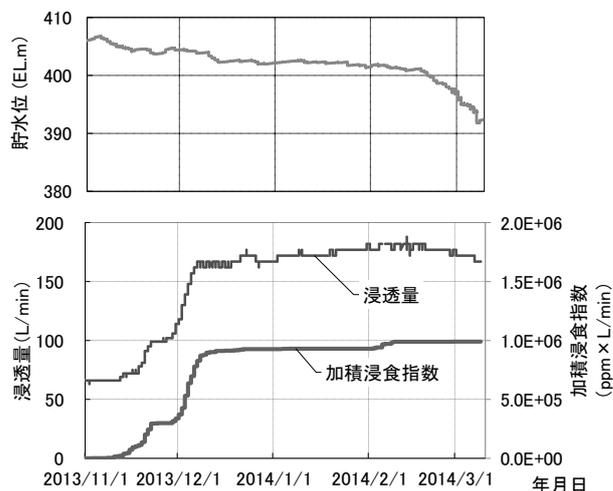


図-5 岩屋ダム浸透量と加積浸食指数の関係

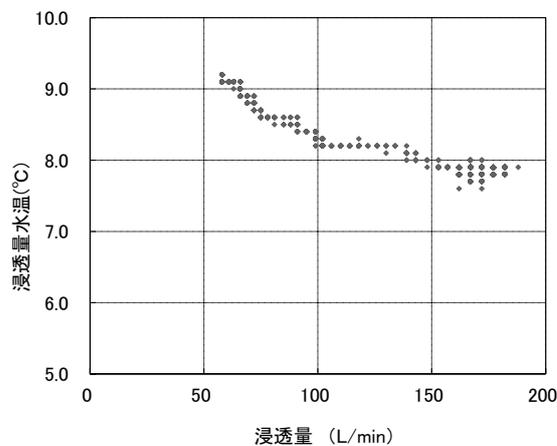


図-6 岩屋ダム浸透量と水温の関係

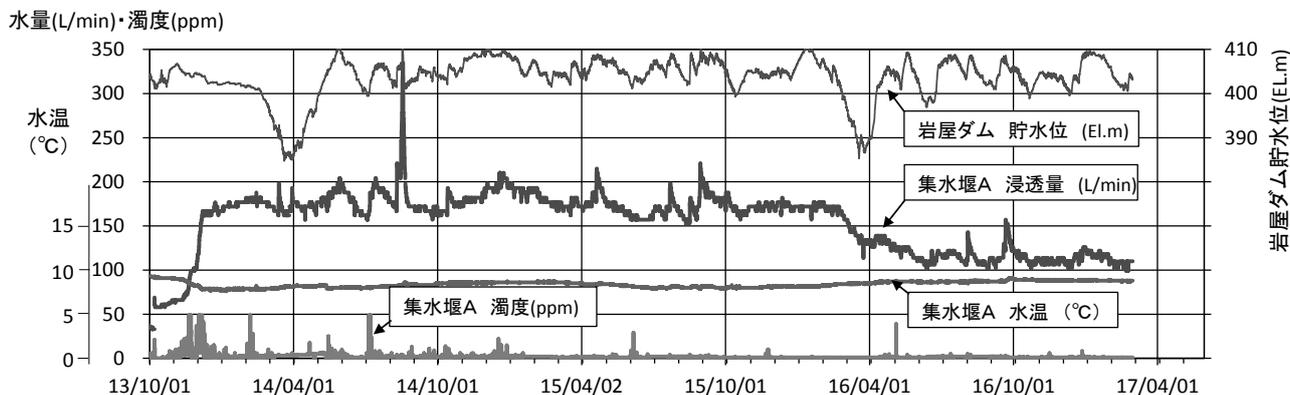


図-4 浸透量増加後の岩屋ダム貯水位と浸透量

3. 監視体制の強化

3.1 監視上の課題

2章で述べたとおり、浸透量の監視にあたっては、浸透量の増減だけではなく、濁りの発生、水温の変化を含めて監視することが必要になった。

これら監視項目の計測装置は当初から設置されていたが、「無線室に設置している端末装置で警報音を鳴らす」システムであったことから、通常の勤務で職員が在席している事務室には警報を周知することができる機能がなかった。加えて常時監視の必要から24時間態勢での監視を行うことが必須とされ、人員の確保が急務となった。

これに対して水資源機構中部支社は、管内の7事務所に対して応援要請を行い、当座の監視を24時間2人体制で行うための応援体制を確保した。しかしながら、臨時の応援体制を継続することは困難であり、大幅な省力化を図る必要があった。

3.2 監視のためのシステム整備

これらの監視を継続するために、大幅な省人化、遠隔化することが要求された。まずは事務室内においても状況監視を行うことができるよう、監視カメラを浸透量観測室内に設置して、堤体法尻にある観測室に常駐しなくても濁りの発生等を常時監視できるように改善した。

そのうえで、岩屋ダムでは遠隔からの常時監視を行うために、スマートデバイス（スマートフォン等）のカメラ機能・通信機能を活用した画像による監視を行った。具体的にはスマートフォンでデータロガーの液晶画面を5秒ごとに撮影し、クラウドにアップロードすることで遠方からの監視を行うことにした。加えて構内放送装置の外部入力端子に監視装置の音声出力を接続し、事務室等に警報音が届くようにした。初期のシステムを図-7に示す。

初期のシステムは、一般的な機器で実施できるものであったが、通信や動作の安定性に欠けるものであったこと、管理所外にいた場合には異常発生に気付かない課題があった。これに対応するために購入機材を使用して安定動作を図り、メール配信によるプッシュ型通知をするよう機能向上を図った。改良型のシステムを図-8に示す。これにより異常発生時の即時対応がで

きるようになったが、増加前の状態からの変化が分からないこと、降雨や貯水位などの浸透量に影響する事象との関係が不明であることが課題として残った。

残る課題を解決するために、基準値を超過した時の警報のみではなく、制御装置とも連動させて過去数時間の水文、貯水位データも含む時系列データも閲覧できるようにした。遠隔からの監視用にタブレット端末を導入し、管理所外にいる場合にも浸透量の監視ができるようなシステム改善を行った。最終的な浸透量監視システムを図-9に示す。これらの改善により「いつでも・どこでも・誰でも」現地情報の確認と情報発信、現場や関係各所への指示・報告ができるようになった。これらの改善の効果として、夜間・休日の監視体制の解除を行うことができ、大幅な業務改善となった<sup>2)</sup>。

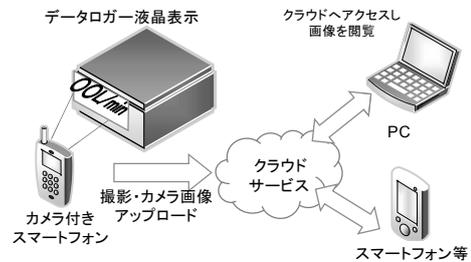


図-7 初期型浸透量監視システム（遠隔監視）

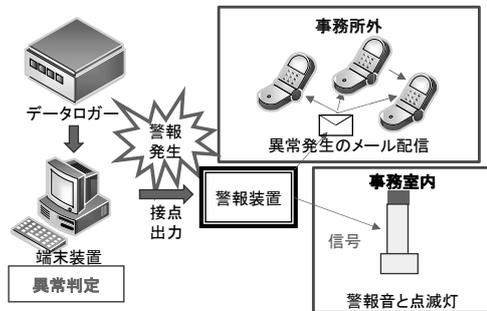


図-8 改良型浸透量監視システム（プッシュ通報型）

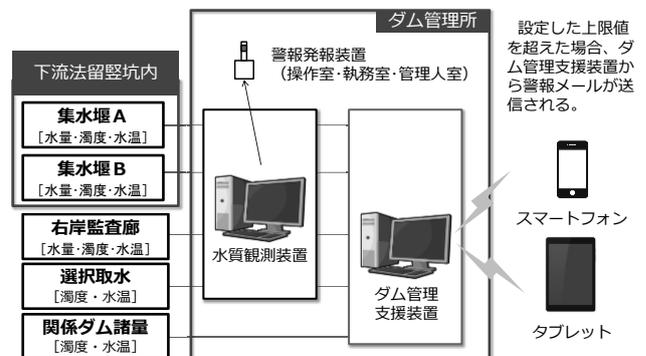


図-9 現在の浸透量監視システム（統合型・過去データ参照可）

### 3.3 常時監視のための基準および防災態勢基準の整備

人員の確保がなされていても、フィルダムの浸透量は降雨・貯水位の変化による変動が避けられず、異常の発見は誰でもできるものではない。常時監視のためには基準を整理し、いつでも、誰でも判断できるような指標が必要になった。

一般にダムの浸透量は、初期湛水時またはその数年後に最大となることから、これら基準には試験湛水時の水位と浸透量の関係が適用されることが一般的と考えられる。一方で、増加後の浸透量は初期湛水時の量を大幅に超過していたこと、その状態で濁りの発生もなく1カ月以上安定していると考えられたことから、増加後初期の防災態勢基準は降雨の影響がないときの浸透量が試験湛水時の浸透量（貯水位が EL.405 m 付近にあるとき 100 L/min）の2倍、または自動観測による濁度が40 ppm 以上を連続して記録した場合に警戒態勢を執ることとした。そのうえで浸透量がさらに増加を続けた場合には貯水位を低下することも考慮することにした。

初期の防災態勢基準のみでは降雨の影響があるときに異常発生判定ができないこと、貯水位が EL.405 m と異なるときには判定が遅れる懸念があった。このことから過去の水位～浸透量関係および降雨による影響<sup>3)</sup>を整理したうえで、貯水位変化に対応した浸透量監視の基準値を定め、降雨による影響を差し引いた浸透量により監視することとした。具体の手法を図-10に示す。降雨量のないときには後述する基準値に基づき c) のとおり常時監視を行う。降雨量が7日50mmを超過した時からは、a) 観測値から降雨の影響分（左  $\Delta Q$ ：実効雨量（ $Re$ ）により計算した降雨による影響分）を差し引き、b) 貯水位変化による増減分（右  $\Delta Q(h-h_i)$ ）を加味して基準値に基づき監視することになる。

図-11には、2015年1月から適用した基準値を示す。基準値は浸透量増加前の貯水位～浸透量関係の上限値を増加後の浸透量に適合するよう平行移動したものである。既往の浸透量を超過した場合には注意態勢が発令され、さらにこれを超過した場合には第一警戒態勢に入ることになっている。

これらの貯水位と雨量に対して、対応した基準を定めることによって、いつでも・誰でも判断できる安全管理のための指標とすることが可能になった。

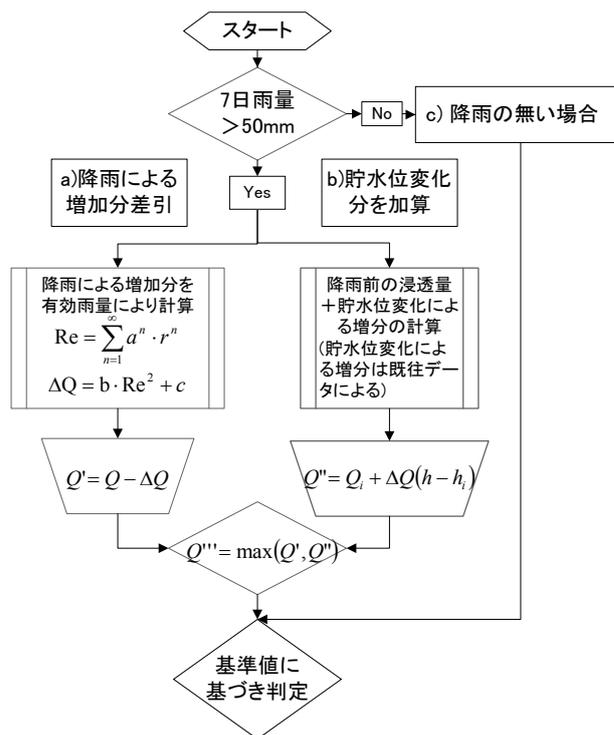


図-10 降雨の影響を除去するためのフローチャート

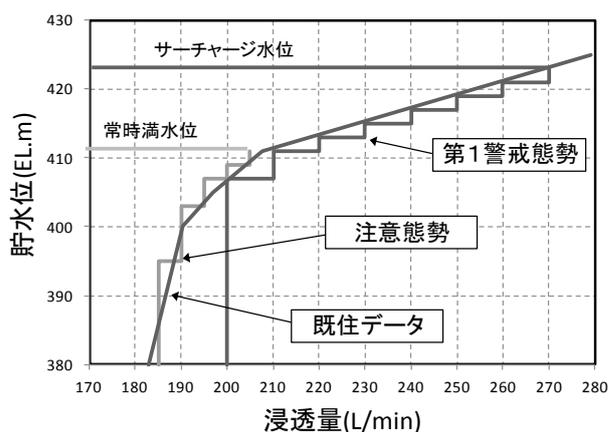


図-11 降雨の影響がないときの浸透量に関する防災態勢基準値

### 4. 原因究明のための調査

原因究明のための調査にあたっては、流入経路を探索するための調査と、直接の流入源探索として濁質や水質に関する分析を実施した。流入経路を探索するための調査では、集水堰から排水堅坑間の導水管や集水堰の下流から流入していないかの調査を実施し、そのうえで周辺構造物の調査を実施していった。一方濁質や水質に関する分析は増加した浸透量のイオン濃度や増加時に発生する濁質のX線分析により浸透量の増加部位や特徴的な地質要因を特定しようとした。

4.1 流入経路を特定するための調査

集水堰 A への流入経路として当初想定された経路を図-12 および表-1 に示す。流入源の特定は相当困難と考えられたので流入経路のうちで最も調査しやすい導水管、次いで集水堰 A と経路を絞っていき最終的に流入源を探索することとした。

まず、表-1 中 e) の調査について述べる。下流ボーリングは排水竪坑近傍と堤体法尻で実施され、自動観測による孔内水位計測が行われた。これらの孔内水位は集水堰 A より低く、馬瀬川第 2 ダムの貯水位変化との関係がないことから、集水堰 A を越流して浸透量として計量される流入はないと想定された。

次に、d) の調査については導水管の水中カメラ調査および導水管水圧測定<sup>4)</sup>を実施した。水中カメラにおいては管路の屈曲に妨げられたが数 m 範囲での損傷がないことが分かった。引き続きの導水管水圧測定では、図-13 に示す構成で 3 本ある導水管のうち 1 本の三角堰側バルブを閉鎖して、右の計測パイプの水位を計測することで集水堰 A までの導水管の破損箇所を探索した。その結果、全ての導水管で集水堰 A の呑口標高まで水位上昇し、その後は閉鎖前と同量の水量が開放している 2 本の導水管から放出された。以上より導水管は健全であり、浸透量の増加は a)~c) の経路によるものと考えられた。

4.2 堤体周辺での調査

4.1 節により、導水管の破損や下流ロック敷き水位の上昇による浸透量の増加ではないことが把握された。これにより、表-1 a)~c) に関する調査を行うこととなった。発電管路ダム軸付近には、管路点検用の監査廊があり、この周辺で低水温の場所を探索するための水平コアボーリング孔、鉛直ボーリング孔を設置し、発電管路沿いの温度計測を実施した。発電管路および監査廊と鉛直ボーリング孔・コアボーリング孔の透視図を図-14 に、平面的な配置を図-15 に示す。これらボーリング孔による温度計測結果の 1 例を図-16, 17 に示す。図-16 には集水堰 A における水温を併記する。集水堰 A の水温は年間を通じて K-8 の水温より低く集水堰の水温を低下させるものではなかった。これは鉛直ボーリング孔、コアボーリング孔の他の計測点においても同様の傾向にあった。堤体周辺での調査として水質分

析、鉛直ボーリング孔を使用したトレーサ試験を実施した。水質分析は浸透量増加直後から 1 回/週の頻度で実施して、水質の変化幅を定め、その後の水質が変化していないかを確認した。

表-1 当初想定した流入源、位置、経路と調査方法

流入源	流入位置	流入経路	調査方法
コア	集水堰Aより流入	a) 岩屋ダム貯水池から コア内または着岩部を 通って浸透水と濁質が集 水堰Aに流入	4.3による調査
ダム基礎・ 発電管路	集水堰Aより流入	b) 岩屋ダム貯水池から ダム基礎の岩盤内を通 って浸透水と濁質が集水 堰Aに流入	
		c) 岩屋ダム又は馬瀬川第2 ダム貯水池から 発電管路沿いに浸透し、 浸透水と濁質が集水堰Aへ 流入	4.2による調査
下流側また は左右岸地 山	導水管(破損箇所)	d) 下流ロック敷の湛水から 導水管の破損箇所を通 って湛水と濁質が流入	導水管の健全性 水中カメラ、導水管水 圧測定
	集水堰Aより流入	e) 馬瀬川第2ダム貯水池から 下流土留壁または地山を 通って下流ロック敷の湛 水位を上げ、浸透水と濁 質が集水堰Aを超えて逆流	堤体地下水位 下流ボーリングを用いた 地下水位計測

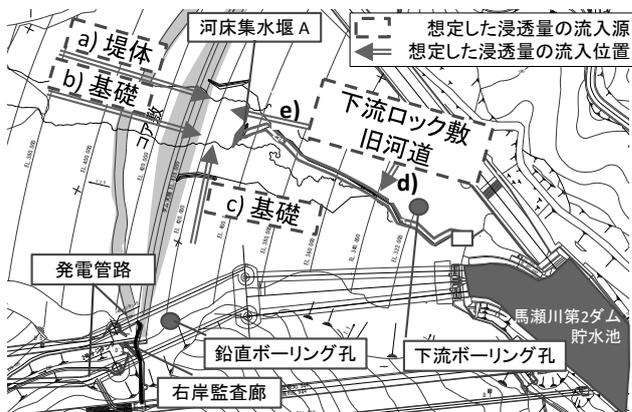


図-12 当初想定した流入源および流入位置

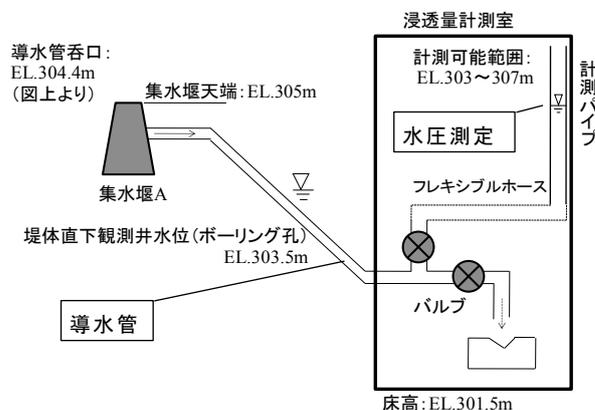


図-13 導水管水圧測定<sup>3)</sup>

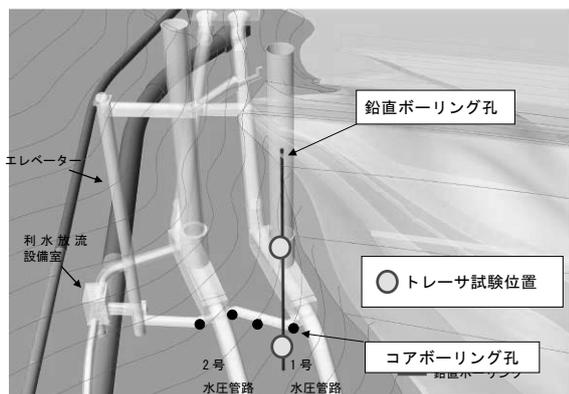


図-14 鉛直ボーリング孔・コアボーリング孔の下流からの透視図

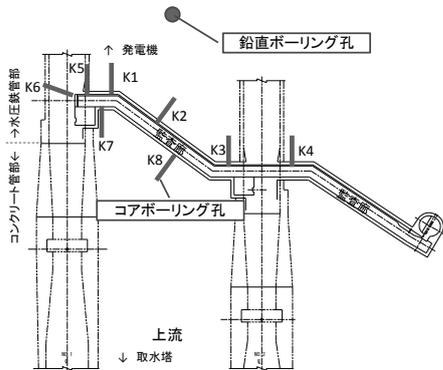


図-15 コアボーリング孔の配置平面図

図-18 に、水質分析の結果の事例としてカルシウムイオン (Ca<sup>2+</sup>) 濃度の事例を示す。水質分析の結果は浸透量の増減があった場合に变化があるかを追うことにより、増減する浸透水の源を探索しようと考えた。その後の浸透量減少に対して明確な変化は見られなかった。

鉛直ボーリング孔を使用して、蛍光染料を使用したトレーサ試験<sup>5)</sup>を実施した。対象は鉛直ボーリング孔の深度 50 m の高ルジオン値位置と、深度 90~100 m の周辺に比べ水温が低く間隙水圧が小さい破碎帯の位置とした。トレーサ材料には微量でも検出可能な蛍光物質としてアミノ G 酸などを使用した。トレーサ注入深度 50 m から投入した時の結果を表-2 に示す。表-2 に示すとおり、高ルジオン層から投入したトレーサは集水堰 A より上位の集水堰や、下流の排水堅坑等から検出されたものの集水堰 A からは検出されなかった。また深度 90 m から投入した結果は全て検出されず、対象となる破碎帯からの流出は確認されなかった。以上の

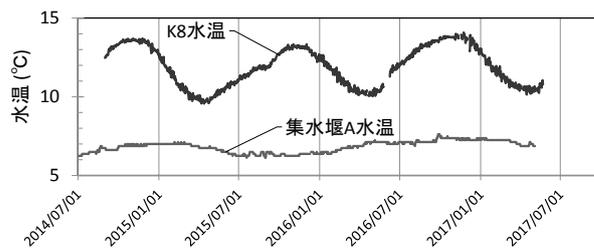


図-16 コアボーリング孔による温度測定結果 (K8 孔)

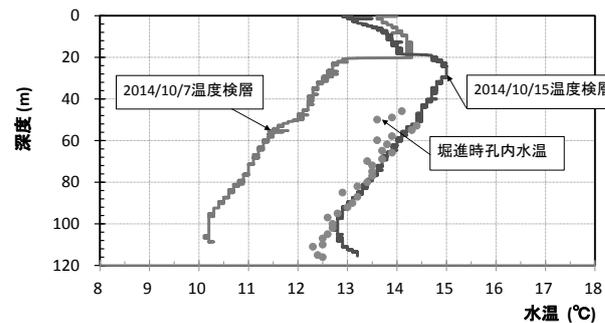


図-17 鉛直ボーリング孔内の水温分布

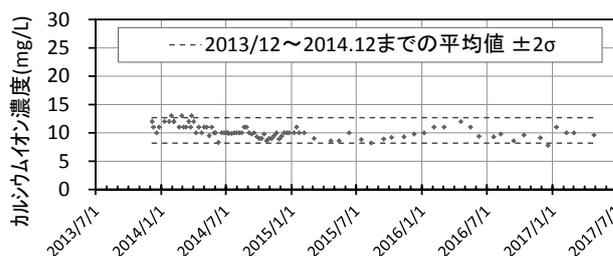


図-18 水質分析の結果 (Ca<sup>2+</sup>)

表-2 鉛直ボーリング孔 50 m 深度から近傍採水点までの経路についてのトレーサ試験結果

採水場所	採水日				
	2015/11/27	2015/11/28	2015/11/29	2015/11/30	2015/12/1
集水堰 A-1	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
集水堰 A-2	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
集水堰 A-3	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
集水堰 B-1	N.D.	0.0036	0.013	0.012	0.0084
集水堰 B-2	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
下流ボーリング	—※1	0.0005	0.0021	0.0029	0.0028
ロック敷き排水堅坑	N.D.	N.D.	0.0006	0.0016	0.0014
K1	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K2	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K3	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K4	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K5	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K6	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K7	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
K8	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
利水放流管室	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
右岸監査廊	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.

単位: mg/L. N.D.は0.0005mg/L未満, ※1: 異常値のためデータ削除

とおり、右岸アバットメント発電管路周辺から集水堰 A に向かって流れる流路は確認できなかった。

### 4.3 貯水池運用による検討

浸透量の増加後、2014年の2月以降は浸透量が安定していたことから、嚴重な監視と調査を行いつつ水位と浸透量の関係について整理を進めた。特に注目したのは貯水位を上昇・低下した後に元の浸透量に戻ってくるか、水位～浸透量の傾きが浸透量の増加前から変化していないかである。

#### (1) 利水運用による貯水位変化

岩屋ダムの貯水池容量には発電容量が含まれることから、かんがい期までに確保水位となることを前提とした発電による水位低下（以下、Vカット）が行われており、毎年3月31日を最低水位にする運用が行われている。ダムの安定性を確認するために通常と同様の貯水池運用を実施した。図-19は2014年のVカット時の水位～浸透量関係を過去のVカットからの水位上昇時の水位～浸透量関係と比較したものである。この期間に40を超える濁りの継続や浸透量の増加はなく、Vカットの前後で同一水位における浸透量が増加することはなかった。加えて浸透量増加後の水位～浸透量関係は過去のものに比べ明確な変曲点がなく、また全体の傾きにも大きな変化がないと考えられた。以上のとおり、2014年のVカットは堤体の安定性に影響を与えず、過去の水位～浸透量関係からの大幅な逸脱はなかった。これらの事象に基づき満水位までの非出水時の貯水池運用に問題はないものとされた。

#### (2) 洪水調節による貯水位変化

2014年8月に、岩屋ダムは大規模な出水を経験した。

累計雨量 262 mm, 最大流入量 1,078 m<sup>3</sup>/s は管理開始後2番目の規模であり、通常であればEL.412 m以上の洪水調節容量を使用して洪水調節を行うことになる。一方で洪水調節することで浸透量増加後の経験水位を超過することは、ダムの安全が脅かされる懸念があった。このため水位上昇を2014年6月に経験した最高水位であるEL.412 m以下に抑制して洪水処理を実施した。その際の浸透量等の変化を図-20に示す。この出水による浸透量の増加が元に戻るまで濁りの発生はなく、浸透量も出水後には出水以前の浸透量に戻っている。以上のとおり、出水による急激な水位の上昇～低下および降雨の影響による浸透量の増加に対して岩屋ダムの浸透挙動は安定していた。これらの事象に基づき降雨や急激な水位変化を伴う出水時においても岩屋ダムの貯水池運用に問題はないものとされた。

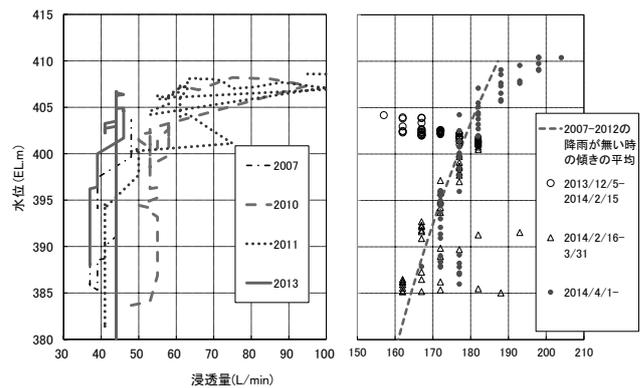


図-19 Vカット水位上昇時の水位～浸透量関係の比較  
(左：浸透量増加前，右：浸透量増加後)

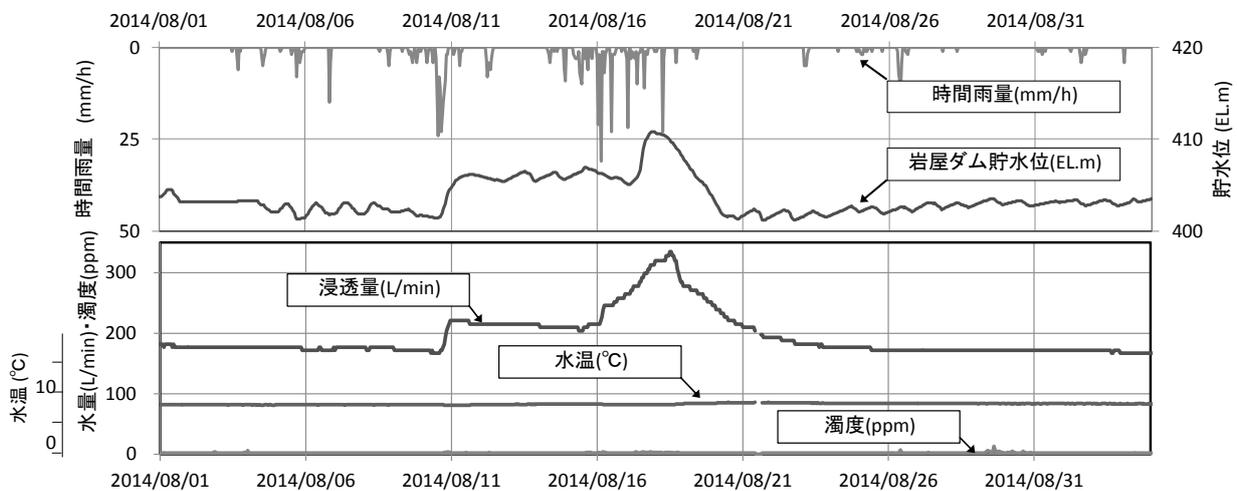


図-20 2014年8月出水における浸透量等の経時変化

一方、貯水池内の水温および濁度は大きく変化した。図-21には出水前後の水温および濁度の鉛直分布を示す。出水以前に低水温源の可能性の一つであった貯水池底層の水温は出水後6℃程度上昇し、かつ貯水池底層の濁度も100ppmを超える状態となった。図-22に出水後の長期的な浸透水の水温・濁度を示す。浸透水の水温・濁度は上昇せず、ダム貯水池と集水堰Aの間を短時間で流下する経路は発生していないことが分かった。

#### 4.4 調査結果のまとめ

以上の結果をとりまとめると、以下のとおりである。

- (1) 増加後の浸透量は平常時、出水時の貯水池運用において年間を通じて安定しており、継続的な濁度の増加もなく、進行性の破壊を生じるような性質のものではない。

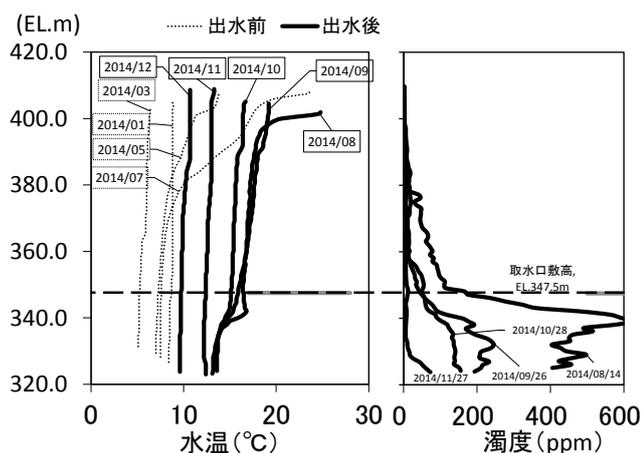


図-21 2014年8月出水前後の貯水池水温・濁度鉛直分布

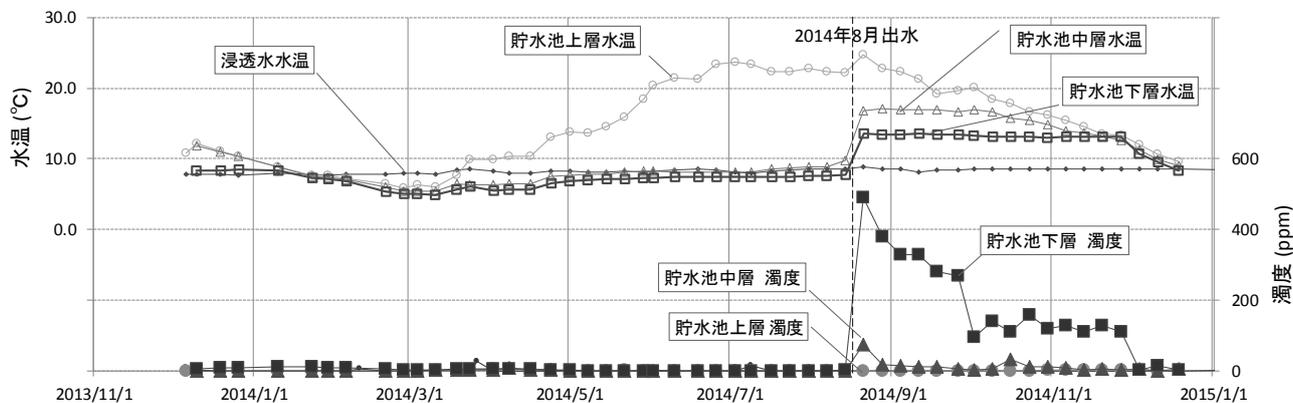


図-22 2014年8月出水前後の貯水池と浸透水の水温・濁度

- (2) 貯水池と集水堰Aを短時間で結ぶ新たな水みちが発生した状況にない。また、コアの損傷など水位～浸透量関係の傾きが過去の範囲から大幅に逸脱するような状況にはない。

- (3) 浸透量観測系の施設は健全であり、今後の監視にあたり支障がない。

以上の結論に基づき、2015年1月以降は3章に述べた強化した監視体制のもとで引き続きボーリング孔の水温や圧力の計測、水質調査等を継続して、洪水調節も含めた通常の貯水池運用を3年程度行い、その間の挙動が安定していれば通常の管理に移行することとした。

### 5. その後の経過と監視体制の改善

#### 5.1 その後の経過観察

図-4に示したとおり、通常の貯水池運用の中で、数回の出水が発生したが、降雨による影響を除外したうえで防災態勢基準値を超過する状況は発生しなかった。2016年のVカットにおいて浸透量が減少し<sup>6)</sup>、その後1年以上にわたって安定した状況にある。

#### 5.2 浸透量減少に対する分析

この浸透量の減少がどのような状況を示しているのかを知るために、浸透量減少前後の状況を検討した。検討した項目および比較の結果を表-3に示す。表-3によれば浸透量の減少前後で変化があったものは浸透量の水温和電気伝導度の自動計測のみである。このうち水温は浸透量の増加時に低下したことがあり、浸透量

表-3 浸透量減少前後の変化

計測箇所	測定項目	結果
コアボーリング孔	水温	明確な変化なし
	圧力	圧力変化なし、貯水位～圧力関係にも変化なし
鉛直ボーリング孔	水位	明確な変化なし
浸透水	イオン濃度	明確な変化なし
	水温	水温上昇
	電気伝導度(自動)	浸透量減少3カ月前に電気伝導度が増加した。

の増加原因となる水源からの流入が減少したものと考えられた。一方、電気伝導度は浸透量の減少前に増加したことがあるものの、一度きりの事象であり、再現性の確認が必要と考えられる。その他の観測項目については浸透量減少との関係が明確ではなく、これらの調査項目は今後同様の現象が発生した際に原因となる場所を特定できるものではないと考えられた。

### 5.3 監視体制の見直し

これらの経過に基づき、通常管理を踏まえた今後の監視体制について見直しを行った。上記さまざまな調査によっても原因を突き止めることができなかつたことから、以後の監視はもっぱら浸透量増加が異常発生の際を早期に捉え、初動を速やかに行うことを目的とし、通常管理要員で確実な監視ができるようなシステム化を図った。具体には3.2節で示したシステムをダム監視装置に組み込むとともに、Webシステムやメール配信を活用することで職員が管理所外にいる場合にも異常発生の際と態勢の準備を行うことが可能なものとした。

## 6. おわりに

岩屋ダムでは、2013年11月に濁りをともなって浸透量が急増する現象が発生した。本稿は浸透量増加の経過、監視体制の構築を行い、その後の監視により安定を確認して通常管理に至るまでの経緯をまとめたものである。岩屋ダムは2018年4月より洪水調節も含めて通常管理に移行することとしているが、現時点においても浸透量増加の原因は明らかになっていない。今後は再発の予兆を早期に捉えることを主眼に防災態勢の構築と常時監視のためのシステム化を行っている。本報の内容をまとめると以下のとおりである。

- (1) 原因究明のために実施した調査は浸透量観測設備の健全性確認には効果があったが、浸透量増加の原因を特定するには至らなかった。
- (2) 強化した監視を行いながら貯水池の運用を行うことでダム堤体の安全性を示すことができた。
- (3) 浸透量等、重要項目の連続観測は監視に有効な手段と考えられる。監視のために状態に見合った基準を定め、通報等を行うためのシステム化を行った。
- (4) これらを踏まえて、岩屋ダムでは浸透量に関する防災態勢基準を作成し、引き続き強化した監視を継続する。

今後、国内では多くのダムが老朽化していくものと思われ、継続的な安定性の評価と監視が求められるものと考えられる。今回岩屋ダムにおいては浸透量の増加が課題となったが他の計測項目についても計測装置の健全性確認、急激な変化に警鐘を鳴らすための数値基準の作成や監視システムの高度化が求められるものと考えられる。水資源機構においても、引き続き他の計測項目やダムにおける安全管理の高度化に取り組んでいきたいと考えている。また、本稿に示した監視手法や調査手法が他のダムにおける参考になれば深甚である。

岩屋ダム浸透量に関する検討会委員である、国総研の佐々木 隆氏、佐藤弘行氏、中部地方整備局および中部電力株式会社の歴代委員には検討会委員として多くの助言を頂いた。また中部電力株式会社には建設時の多大な資料提供と調査協力を賜り、加えて調査結果の評価について多くの示唆を頂いた。ここに記して感謝する。

### 参考文献

- 1) 川崎将生, 山口嘉一: 非浸食試験におけるベース材粒度の影響, 土木学会第50回年次学術講演会概要集, pp.144-145, 1995
- 2) Higuchi, T., Sugai, T., Sato, T., and Kayukawa T.: Development of Emergent Monitoring System for Leakage from the Dam, Proc. International Symposium on "Appropriate technology to ensure proper Development, Operation and Maintenance of Dams in Developing Countries", Theme 6, pp.159-164, 2016
- 3) 曾田英揮, 石黒順司, 太田垣晃一郎, 岸田 潔: フィルダム浸透量を定量的に評価するための貯水位と降雨の経験的評価, ダム工学, 27(1), 5-15, 2017

- 4) 曾田英揮, 仁子幸子, 太田垣晃一郎, 藤本 生, 白川信之: フィルダム浸透量計測の健全性を調査するための導水管水圧測定, *ダム技術*, **373**, 23-32, 2017
- 5) 日本地下水学会 現位置トレーサー試験に関するワーキンググループ: 地下水のトレーサー試験, 技報堂出版, 2009
- 6) 曾田英揮, 仁子幸子, 白川信之, 岸田 潔: 過去記録の分析によるフィルダム浸透挙動のモニタリング, 第14回岩の力学国内シンポジウム 講演集, No.087, 2017

(2018年4月20日 受理)

Iwaya Dam managed by Japan Water Agency (JWA) is a rockfill dam of 127.5 meters high, 40 years after construction. In Iwaya dam, seepage increased with turbidity from November to December 2013, and the increase amounted to about 100 L/min in one month. In response to this, JWA upgraded the on-site monitoring system, investigated the cause, and established a panel of experts on dam safety. After that, it stabilized for more than 1 year ago. And the seepage decreased in 2016. On the other hand, cause of the increase in seepage is still unknown. JWA decided to continue regular safety management as aiming to the recurrence of the event. This paper shows the process from the increase to the current safety management.

**Key words** : fill-dam, seepage, safety management

---

---

総合技術センター年報 (平成30年度)

令和元年8月 発行

編集兼発行者 独立行政法人 水資源機構

総合技術センター

〒338-0812 埼玉県さいたま市桜区大字神田 936

TEL<048>853-1785(代)

FAX<048>853-1787

<https://www.water.go.jp/kanto/sougicenter/>

---

---