

大源太川第1号砂防堰堤の老朽化調査に基づく補強対策工の基本設計

Reinforcement basis design of Daigenta river sabo dam No. 1 based on result of decrepit research

渡 邊 正 一 ^{*1}	森 下 淳 ^{*2}	井 良 沢 道 也 ^{*3}	江 川 千 洋 ^{*4}
Shoichi WATANABE	Atsushi MORISHITA	Michiya IRASAWA	Chihiro EGAWA
島 健 ^{*4}	村 松 広 久 ^{*5}	大 橋 広 治 ^{*6}	中 野 雅 章 ^{*6}
Takeshi SHIMA	Hirohisa MURAMATSU	Koji OHASHI	Masaaki NAKANO
中 村 ゆ かり ^{*5}	中 村 美 夫 ^{*6}		
Yukari NAKAMURA	Yoshio NAKAMURA		

Abstract

Daigentagawa sabo dam No. 1 was built at inlet zone of a gorge of the Daigenta river, which is a tributary of Uono river included in the Shinano river water system. This mortar masonry arch-shaped sabo dam was built of rubble mixed lean concrete and took one and a half years to complete from when its construction was started in 1938. It is one of early arch-shaped sabo dams among other existing ones in Japan. Agency for Cultural Affairs in Japan designated it as a registered tangible cultural property, and moreover, it also attracts many visitors. Whereas, some problems have been found recent years, such as water leakage, because many years have passed since it was constructed. For this reason, a decrepit research of the dam was conducted to examine the condition inside of the dam built of rubble mixed concrete and its strength. Following the result, stability verification by finite element method analysis was conducted. The result revealed it did not keep enough stability. Therefore, a countermeasure for the dam reinforcement was designed with physical property values that had been obtained from the research. In this paper, we report what we examined and learnt from the decrepit research of the dam constructed long time ago but also the study of basis countermeasure design for its reinforcement.

Key words : rubble mixed concrete masonry sabo dam, arch-shaped, decrepit research, FEM analysis

1. はじめに

大源太川第1号砂防堰堤は、信濃川水系魚野川の支川大源太川の「四十八滝」と称する狭窄部上流端に昭和14年に完成したアーチ式砂防堰堤で完成後約80年経過し、現存している直轄砂防堰堤の中で日本最初期のアーチ式砂防堰堤である¹⁾(図-1)。



図-1 大源太川第1号砂防堰堤の位置図
Fig. 1 Location of Daigentagawa sabo dam No. 1

大源太川第1号砂防堰堤により創出された「大源太湖」を中心とした周辺一体は、年間約4万人の観光客が訪れる観光拠点となっている²⁾。さらに、平成15年に「国土の歴史的景観に寄与しているもの」として文化庁の登録有形文化財に指定され、平成23年には公益社団法人「土木学会」の選奨土木遺産に選定されるなど歴史的・文化的価値の高い砂防堰堤である。

完成後70年近くが経った平成20年時点で、漏水等が目立つようになった。そこで、平成21年から老朽化状況について詳細な調査を実施し³⁾、さらに調査結果を踏まえ三次元FEM解析による安定性評価を行った。その結果、現施設は十分な安定性が確保されていないことが判明したことから、現堰堤の補強対策を行うこととなった^{4)~6)}。本稿では、老朽化調査と補強対策の基本設計について検討および考察を報告する。

なお、補強工事は平成26年度より着手し⁷⁾、現在、鋭意施工中である(図-2)。

*1 正会員 株式会社ナルサワコンサルタント(前 国土交通省湯沢砂防事務所) Member, Narusawa Consultant Co., Ltd (Former Yuzawa Sabo Office MLIT) (s.watanabe@narusawa-net.co.jp) *2 正会員 国土交通省水管理・国土保全局砂防部砂防計画課 Member, Sabo Planning Division Sabo Department Water and Disaster Management Bureau, MLIT *3 正会員 岩手大学農学部 Member, Faculty of Agriculture, Iwate University *4 正会員 株式会社キタック Member, KITAC Co., Ltd. *5 正会員 日本工営株式会社 Member, Nippon Koei Co., Ltd. *6 日本工営株式会社 Nippon Koei Co., Ltd.



図-2 補強工事中の現況 (佐藤工業(株)提供, 2019年5月)
Fig.2 Reinforcement work under construction ((provided by Sato Kogyo Co., Ltd, May, 2019)

2. 大源太川第1号砂防堰堤の構造

大源太川第1号砂防堰堤は、堤高18.0m、堤長33.0m、天端幅2.2mのアーチ式砂防堰堤である。また、構造は練石積粗石コンクリート構造と呼ばれている。練石積粗石コンクリートは、堰堤の上下流端に型枠を兼ねた間知石を一段ずつ練石で積み上げ、内部に中詰め石として現地の玉石を30%程度混入させながら、それらの中に手練りのコンクリートを詰めて、突き棒で突き固めたものである¹⁾(図-3)。特に間知石や玉石の下部へ貧配合のコンクリートを充填することが難しかったといわれている⁵⁾。

3. 老朽化詳細調査

平成21年に実施した老朽化詳細調査では、堰堤下流面の劣化状況の観察および堰堤天端からの鉛直ボーリングに加え、ボーリング孔を用いてボアホールスキャナーによる孔内観察および密度検層を行った。また、ボーリングコアを試料とした室内試験結果から得られた物性値を用いて、現堰堤の安定性評価および補強対策設計を行った。それらの関係を図-4に示す。

3.1 外観詳細調査

外観調査として、主に漏水箇所および漏水量を、また、練石積のモルタル欠損箇所および隙間幅を調べた(図-5, 6)。

外観調査の結果を図-7に示す。同図より明らかにな

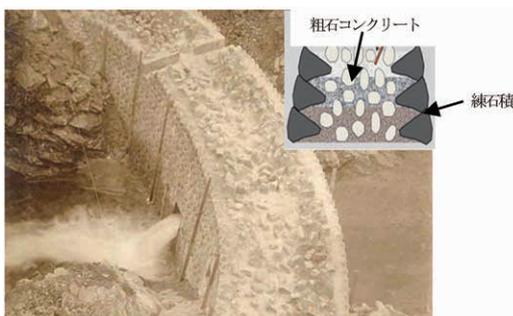


図-3 施工中の練石積粗石コンクリート上面(1938年10月)
Fig.3 Surface of existing sabo dam under construction on Oct., 1938

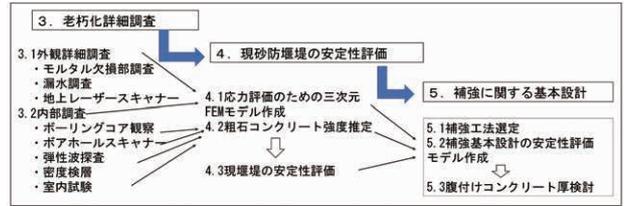


図-4 老朽化詳細調査から基本設計までの検討概要

Fig.4 Process flow from decrepity research to reinforcement basis design



図-5 漏水状況
Fig.5 Water leakage

図-6 モルタル欠損部内部
Fig.6 Damage of mortar

った点について以下にまとめる。

- 1) 赤色波線で示す隙間幅15mm以上のモルタル欠損による練石積の隙間幅が大きな箇所が偏る範囲には、青色丸で示す漏水量1.8ℓ/min以上の箇所が多い。このことから、漏水により粗石コンクリートおよび練石積のモルタルが洗い出され、みず道や空洞が拡大したと推測される。
- 2) 全体的には、練石積のモルタル欠損箇所および漏水発生箇所は、天端から-8m間に偏っており、この範囲において、劣化が進行していると考えられる。

3.2 粗石コンクリート内部調査

3.2.1 調査概要

粗石コンクリート内部の状態を、直接的に観察あるいは計測するため、堰堤天端から基礎地盤にかけて中央と左右側に3本のボーリングを行い、ボーリングコア採取およびボーリング孔を利用したボアホールスキャナーによる粗石コンクリートの状態を観察した。一方、堰堤全体の弾性波速度分布を把握するため、弾性波探査を実施した⁸⁾。

3.2.2 ボーリングコアとボアホールスキャナーによる内部観察

ボーリングコア状況およびボアホールスキャナー観察結果(図-8)から、複数の空隙が存在しているが、空隙の位置は主に粗石の下に形成され、粗石上部や骨材周辺にまで空隙が観察されない状態と粗石コンクリート内の至る所で空隙が存在し、粗石の上部や周辺においても空隙が確認される状態の概ね2つの異なった粗石コンクリートの混在が確認された。

3.2.3 弾性波探査結果

粗石コンクリートの外観調査結果および弾性波探査結果を図-9に整理した。暖色系で示す弾性波速度の比較

的遅い格子は、堰堤天端から-8mの範囲で見られる。このことは、外観詳細調査結果およびボーリング調査結果とほぼ一致していることが分かった。

4. 現砂防堰堤の安定性評価

河川砂防技術基準（案）設計編では、アーチ式ダム設計における応力検証は十分な精度を持った模型実験ないしは有限要素法による三次元解析を行い応力の検証を行うことになっている⁹⁾。そこで、本砂防堰堤は、堤高15m以上のアーチ形状であることから、同基準に準拠して三次元FEMモデルによる応力解析を行うこととした。

4.1 応力解析のための三次元FEMモデル

既設砂防堰堤および周辺岩盤、補強堰堤を三次元でモデル化し、既設砂防堰堤は、積石と粗石コンクリートで物性を分けることとした。安定性評価では、積石控え下部への粗石コンクリートの十分な充填による一体化が困難な状況を踏まえ、境界にはジョイント要素（青線部）を設け、界面の直角方向に圧縮力が作用する場合には直応力とせん断応力ともに伝達するが、引張力が生じる場合には、直応力およびせん断応力の伝達を切断するような界面モデルとした（図-10）。安定性評価に用いた採用物性値を表-1および表-2に示す。

4.2 粗石コンクリート強度の推定

応力解析に際して、老朽化等のために場所によって均一でない粗石コンクリート強度を推定する必要があった。圧縮強度に関しては、土木研究所「砂防ソイルセメ

ントの材料特性に関する調査」¹⁰⁾によれば、圧縮強度試験の供試体の単位体積重量と強度の関係を整理した結果、強度と単位体積重量の間に概ね単位体積重量の増加に

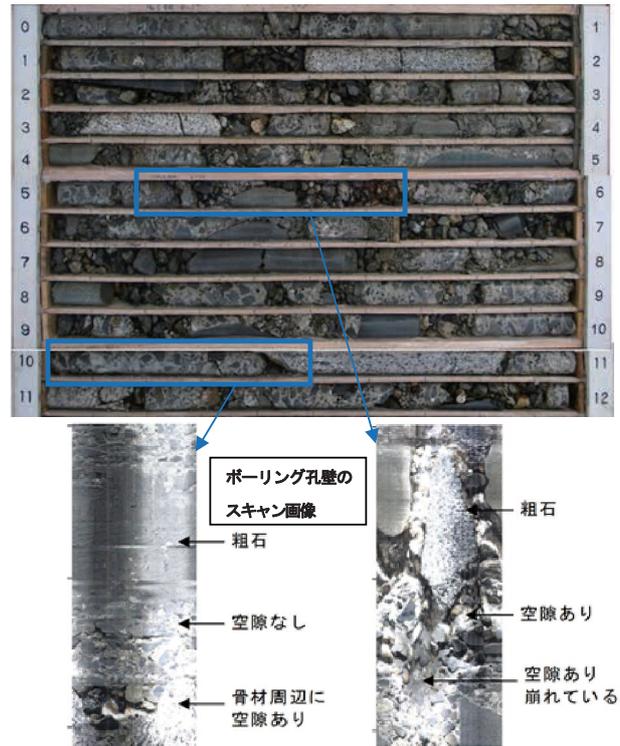


図-8 右岸側のボーリングコアおよび孔壁のスカン画像
Fig.8 Images of boring core and boahole scanner at right side of current sabo dam

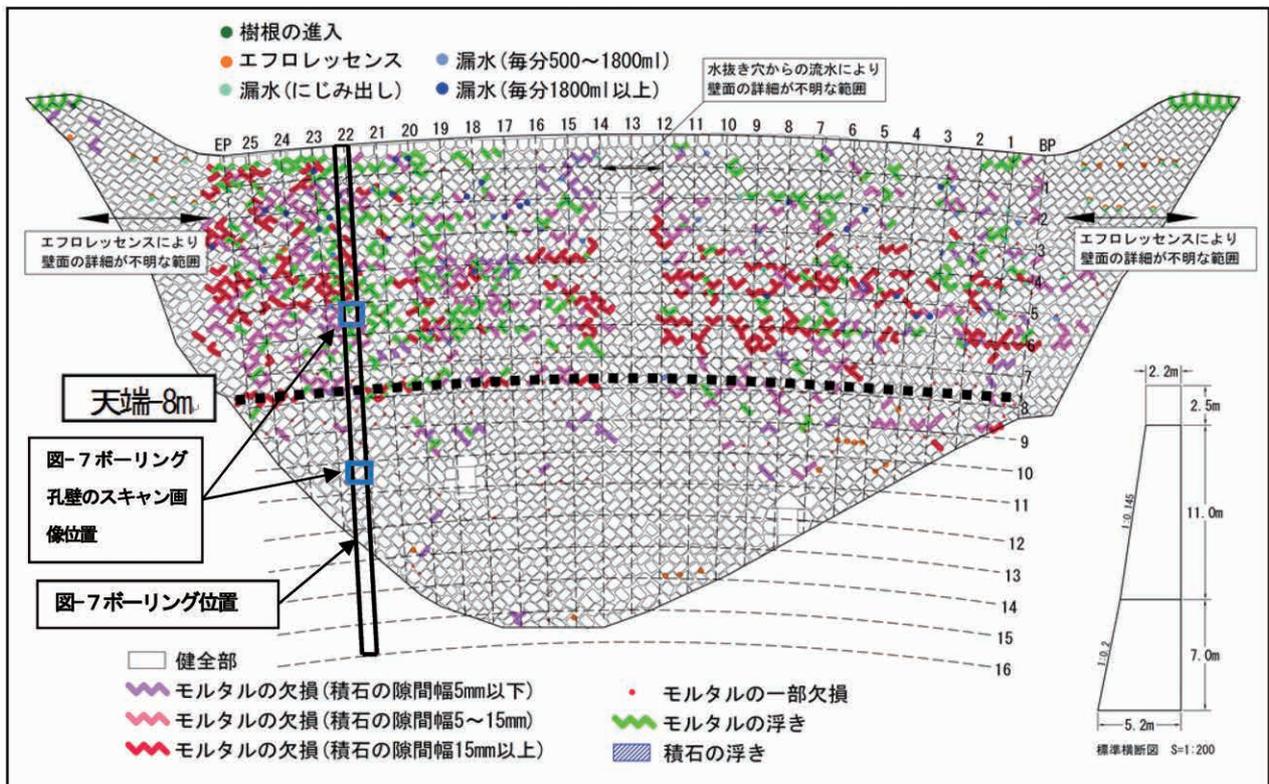


図-7 漏水箇所およびモルタル欠損部の分布
Fig.7 Distribution of water leakages and damages of mortar

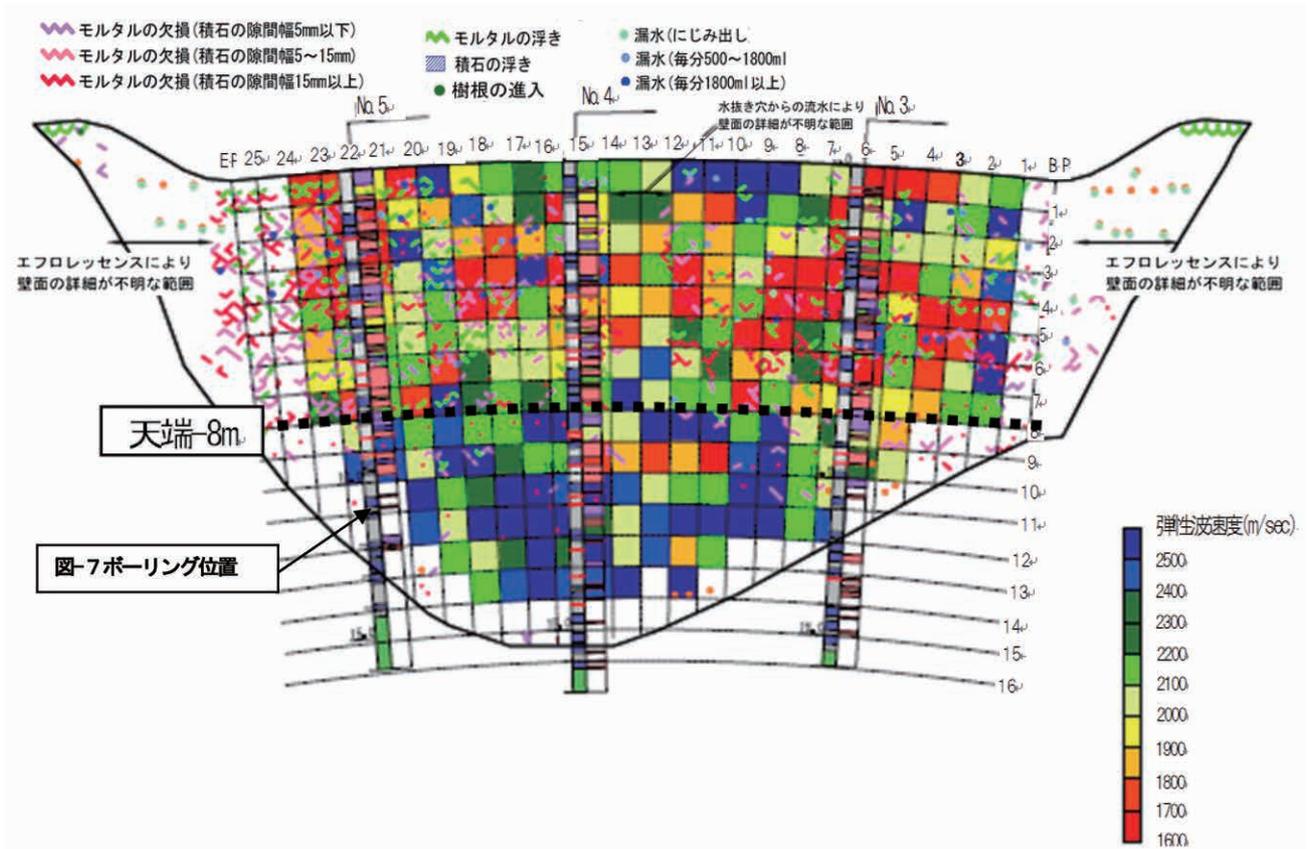


図-9 弾性波速度分布
Fig.9 Distribution of velocity of elastic wave

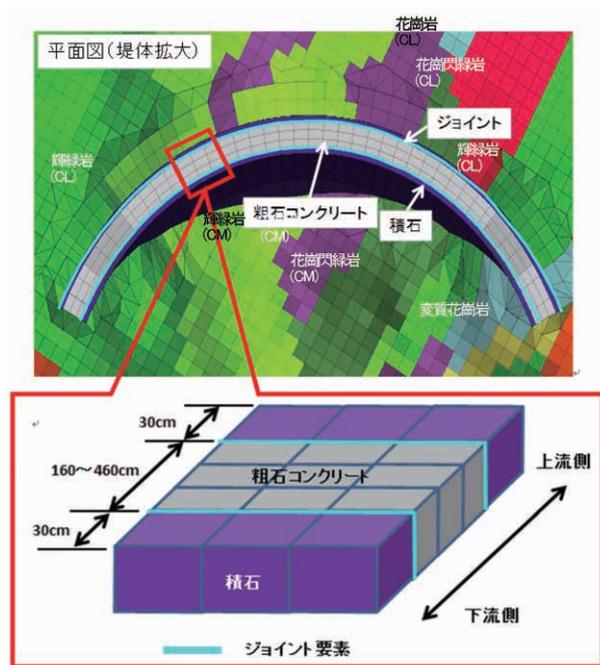


図-10 現堰堤の三次元モデルイメージ
Fig.10 Image of three dimensional model of current sabo dam

伴い強度が増加する傾向があるとされている。また、大手ら¹⁾の「貧配合コンクリートの研究 (第2報)」では、単位容積重量と圧縮強度との間には比例的な関係が見ら

表-1 既設堰堤および腹付コンクリートの採用物性値
Table 1 Adopted physical properties of current sabo dam and reinforcement concrete

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静ポアソン比 ν_s	変形係数 E (MN/m ²)
積石	24.0 ^{*1}	0.28 ^{*3}	50 ^{*5}
粗石コンクリート	22.3 ^{*1}	0.26 ^{*3}	200 ^{*6}
腹付けコンクリート	23.0 ^{*2}	0.20 ^{*4}	20,000 ^{*7}

- ※1 密度検層結果から求めた密度より算出した。
- ※2 湯沢砂防事務所 砂防施設設計の手引き(案)平成23年3月
- ※3 超音波速度測定による動ポアソン比平均値に補正係数0.8を乗じて算出した。
- ※4 コンクリート標準示方書の一般値とした。
- ※5 積石と粗石コンクリートの変形係数の組合せ検討結果より設定した。
- ※6 孔内水平載荷試験のコンクリート変形係数の平均値とした。
- ※7 ダムコンクリートの変形係数の一般値とした。

れるとされる。そこで、本課題に対して、単位体積重量と室内試験で得られた粗石コンクリートの強度との関係式を作成し、単位体積重量から強度の推定を行った。それぞれの強度および単位体積重量の推定式と補正式は、供試体を採取できない低強度の粗石コンクリートが散在する実態を考慮し、試験データをすべて包含することで最低限の推定値が得られるよう下限値を通る換算式(指数関数)を適用するとともに、上限値(≒圧縮強度試験値の最大値)を設定した。

表-2 堆砂および周辺岩盤の採用物性値

Table 2 Adopted physical properties of sedimentary sand and surrounding rock

地層	土質・岩質	風化劣化	岩級区分	単位体積重量 ^{※1} γ (kN/m ³)	粘着力 ^{※4} c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ^{※4} φ (°)	静ポアソン比 ^{※5} ν _s	変形係数 ^{※6} E (MN/m ²)
堆砂土砂	粘土 (水中重量)	-	-	11.0 (2.0)	0	11	-	-
	砂礫 (水中重量)	-	-	18.0 (9.0)	0	29	-	-
段丘堆積物	玉石混じり砂礫	-	-	18.0	0	35	0.35	18.9
貫入岩	輝緑岩	風化	CL	24.0	400	30	0.3	450
		弱風化	CM	25.0	1000	38	0.3	1250
	花崗閃緑岩	風化	CL	24.0	400	30	0.3	450
		弱風化	CM	25.0	1000	38	0.3	1250
大源太花崗岩	花崗岩	変質	DH ^{※1}	21.0	200	22	0.3	75
		風化	CL ^{※2}	24.0	400	30	0.3	450
		弱風化	CM	25.0	1000	38	0.3	1250

※1 花崗岩の変質 (DH) は、非常に薄い帯状であり要素メッシュに反映できないため、解析上は周辺岩盤と同様物性値とした。
 ※2 アバット掘削で出現する花崗岩の風化部 (CL) は施工時に除去するものとして、CM級の物性値を代用した。
 ※3 文献①：土木学会 (1979) 「風化花崗岩とまき土の工学的性質とその応用」を参考に推定した。
 ※4 文献②：吉中ほか (1989) 「岩盤分類とその適用」を参考に推定した。
 ※5 超音波速度測定による動ポアソン比を参考に設定した。
 ※6 孔内水平荷試験及び文献②を参考に推定した。

4.2.1 単位体積重量

粗石コンクリートの単位体積重量については、ボーリング孔を利用して鉛直方向に密度検層が実施されていることから、密度検層による密度を補正し単位体積重量 2.274 g/cm³ を算出した (図-11)。密度検層成果を用いることで、ボーリングでは採取できない脆い粗石コンクリートの単位体積重量を推定できる利点がある。

4.2.2 圧縮強度

粗石コンクリートの密度検層から推定した単位体積重量と室内試験で得られた圧縮強度との関係を整理した (図-12)。両者の間には、概ねの相関が認められることから、単位体積重量と粗石コンクリート強度の相関式を作成し、単位体積重量から圧縮強度の設定を行った。推定圧縮強度は 3.93 N/mm² であった。

4.2.3 引張強度

引張強度についても、単位体積重量と室内試験で得られた引張強度の関係を整理した (図-13)。両者間においては、弱いながら相関が認められることから、圧縮強

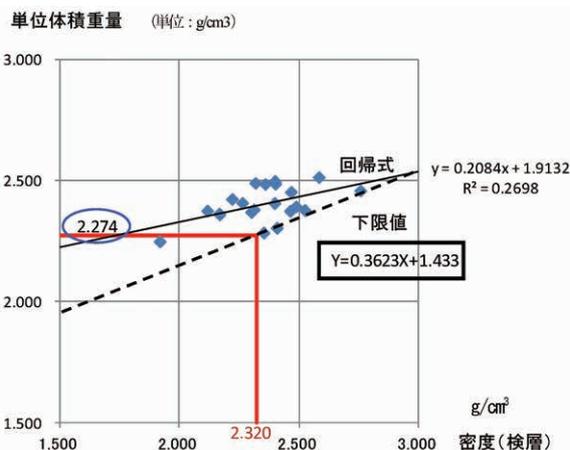


図-11 密度と単位体積重量の関係

Fig. 11 Comparison between density and unit weight

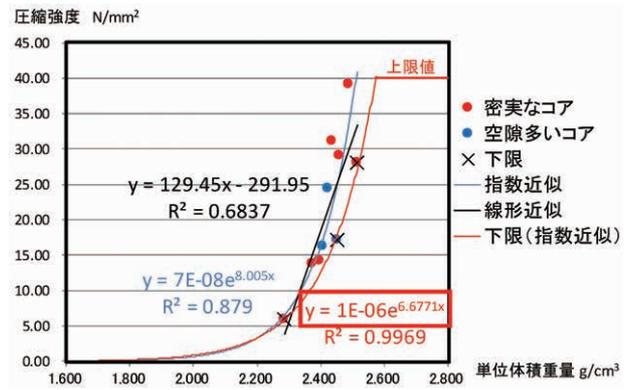


図-12 単位体積重量と圧縮強度の関係

Fig. 12 Comparison between unit weight and compressive strength

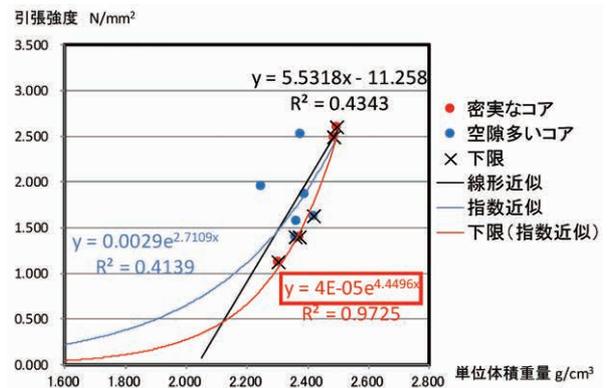


図-13 単位体積重量と引張強度の関係

Fig. 13 Comparison between unit weight and tensile strength

度と同様に、単位体積重量から、粗石コンクリートの引張強度の設定を行った。推定引張強度は 0.99 N/mm² であった。なお、引張強度はボーリングコアを活用した割裂引張試験によって推定し、破断面が粗骨材とモルタルの境界部を通る場合とモルタル内部を通る場合があり、破断位置の明瞭な傾向は認められなかった。

4.3 安定性評価外力および現砂防堰堤の応力解析結果

現砂防堰堤の安定性評価に用いる荷重は、河川砂防技術基準 (案)¹²⁾に基づき設定した。現砂防堰堤は、アーチ式粗石コンクリートであることから、コンクリートアーチダムの設計で定められている静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力 (設計震度 0.24 (アーチ式コンクリートダム：新潟中震帯地域))、地震時動水圧、温度荷重を考慮する (図-14)。なお、腹付けコンクリートの温度荷重は応力継目の要否判定に用いることとし、補強対策形状は、温度荷重を除く荷重に対する照査結果から求めることとした。

既設構造物であるアーチ式砂防堰堤の許容応力度は、一義的に定めることができないが、ここでは一般的な安全率により、積石と粗石コンクリートで構成された粗石コンクリート堤体としての許容応力度を表-3のように想定した。

平常時および洪水時における安定性評価結果について

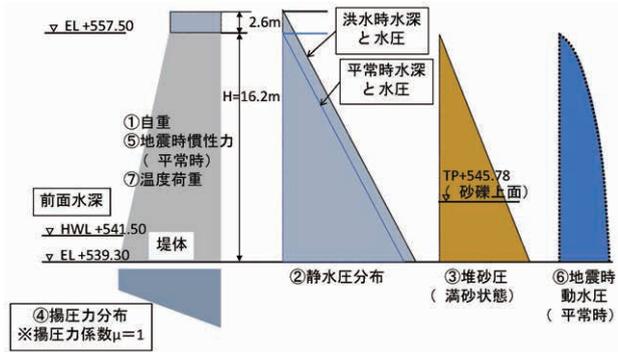


図-14 堰堤に作用する荷重
Fig.14 Loads on the sabo dam

表-3 粗石コンクリート堤体の許容応力度

Table 3 Adopted allowable stress of rubble mixed lean concrete

	安全率	強度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²) ^{※3}	
			洪水時	平常時(地震時)
圧縮	5 ^{※1}	3.93	-0.79	-1.03
引張	7 ^{※2}	0.99	0.14	0.18

※1 河川砂防技術基準(案)同解説 設計編
 ※2 道路橋示方書・同解説 下部構造編
 ※3 許容応力度は、圧縮(-), 引張(+)とした。

表-4 現砂防堰堤の圧縮応力照査結果

Table 4 Result of compressive stress verification of current sabo dam

現況堤体		①発生応力 (N/mm ²)	②許容応力度	③評価
平常時 (地震時)	積石	-0.424	-1.03	OK
	粗石コンクリート	-0.967		
洪水時	積石	-0.391	-0.79	OK
	粗石コンクリート	-0.898		

※③評価は、①≤②ならばOK, ①>②ならばNG

表-5 現砂防堰堤の引張応力照査結果

Table 5 Result of tensile stress verification of current sabo dam

現況堤体		①発生応力 (N/mm ²)	②許容応力度	③評価
平常時 (地震時)	積石	0.266	0.18	NG
	粗石コンクリート	0.587		
洪水時	積石	0.239	0.14	NG
	粗石コンクリート	0.539		

※③評価は、①≤②ならばOK, ①>②ならばNG

表-4, 5に示す。圧縮応力に関しては、洪水時の粗石コンクリートで、また、引張応力に関しては、平常時、洪水時ともに粗石コンクリートおよび積石(間知石)で許容応力を超過する応力が発生する結果となった。

5. 補強に関する基本設計

5.1 補強方法の検討

大源太川第1号砂防堰堤の強度不足に対して、現在の

表-6 大源太川第1号砂防堰堤の補強方法の評価
Table 6 Evaluation of countermeasures on reinforcement

対策案	問題点・課題	評価
堤体 上流側 腹付け	<ul style="list-style-type: none"> 施工上、上流側を空虚にする必要があり、仮排水トンネルや全面締切等、大規模仮設が必要となり、施工仮設のコスト縮減が課題となる。 	対応可
堤体 アンカー 補強	<ul style="list-style-type: none"> アンカー受圧部での既設堤体強度が不足し、プレストレス力の堤体伝達に不確実性がある。 アンカーヘッドを水通し天端内に格納する必要があるが、再緊張等のメンテナンスが必要で維持管理が大掛かりとなる。 	適用困難
堤体 下流側 腹付け	<ul style="list-style-type: none"> 歴史的構造物(登録有形文化財, 土木遺産)の外観保持が不可能となる。 狭窄部のため施工上、仮排水トンネルが必要となるが、吐口と施工進入路の錯綜など、狭窄部での施工安全性確保が課題となる。 	適用不可

技術基準に基づいた安定性を確保するための補強対策として、表-6に示すとおり、上流側あるいは下流側への腹付け案とアンカーによる補強案が候補として考えられた。しかし、アンカーによる補強については、アンカーによる恒常的な圧縮応力が、砂防堰堤に発生する応力を増大させることが考えられた。

また、下流側への腹付けについては、文化財および観光資源として重要な外観に大きな変更が生じることから、補強対策工法としては不相当と判断し、上流側への腹付けコンクリート案を採用することとした¹³⁾。同案は上流面からの浸透水を遮断し、漏水による劣化の進行を止めるとともに、上流側の腹付けコンクリートで荷重を全面的に負担することが可能となり、既設堰堤の耐荷性を確保する点においても有利な工法である。一方で施工上、上流側を空虚にする必要があり、施工仮設のコスト縮減が課題となる。

5.2 補強基本設計の応力解析モデル

補強対策を検討する応力解析モデルは、現砂防堰堤の応力解析を行った三次元FEMモデルを基本としたが、

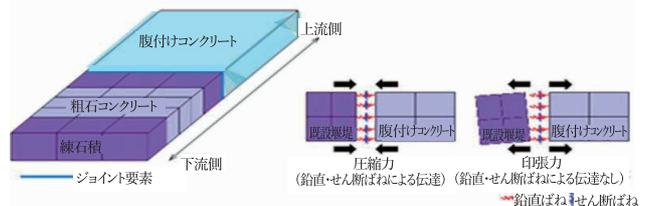


図-15 現堰堤と腹付けコンクリート間の応力伝達模式図
Fig.15 Image of strength transmission between current sabo dam and reinforcement concrete

表-7 腹付け厚 3 m における応力検証結果

Table 7 Result of stress verification of reinforcement concrete three meters thick

平常時(地震時)		①発生応力 (N/mm ²)	②許容 応力度	③照査値 (①/②)	④評価 ^{※3}
引張 応力 ※1	積石	0.064	0.18	0.36	≤1.0 OK
	粗石コンクリート	0.083		0.46	≤1.0 OK
	腹付けコンクリート	0.605 ^{※4}		0.98	≤1.0 OK
圧縮 応力 ※2	粗石コンクリート	-0.227	-1.03	0.22	≤1.0 OK
	粗石コンクリート	-0.300		0.29	≤1.0 OK
	腹付けコンクリート	-1.415		0.23	≤1.0 OK

※1 腹付けコンクリートは設計基準強度(24 N/mm²)の1/10(引張強度)に対する許容応力度
 ※2 腹付けコンクリートは設計基準強度(24 N/mm²)に対する許容応力度
 ※3 ④評価は、③≤1ならばOK、③>1ならばNG
 ※4 腹付けコンクリートの引張応力は、岩着部1要素分の高さを平均応力として評価

現砂防堰堤と腹付けコンクリートの接合部にジョイント要素を設け、界面の鉛直方向に圧縮力が作用する場合には、直応力とせん断応力共に伝達するが、引張力が生じる場合には、直応力およびせん断応力の伝達を切断する界面モデルとした(図-15)。

5.3 腹付けコンクリート厚の検討

現砂防堰堤に対して、上流側に接して設ける腹付けコンクリート厚が2 m, 3 m, 4 mのケースについて安定性評価を行った。応力解析は、現砂防堰堤の解析結果から全体的に発生応力が大きくなる平常時(地震時)で行った。その結果、腹付けコンクリート厚2 mでは腹付けコンクリート数部の平均応力が0.72 N/mm²と許容引張応力度を超過したが、表-7に示すとおり、腹付けコンクリート厚を基本的に3 mとすることで、既設砂防堰堤および腹付けコンクリートの発生応力が許容応力度内となる結果を得た。補強対策の基本設計イメージを図-16に示す。

6. おわりに

大源太川第1号砂防堰堤は、今後、さらに地域活性化資源としての価値が高まるものと期待されている。今回、アーチ形式の練石積粗石コンクリート構造という貴重な砂防堰堤の老朽化対策として、今まで把握されていなかった砂防堰堤内部の粗石コンクリート状態および強度の把握を試み、得られた物性値を用いて補強対策の基本設計を行うことができた。

これら一連の検討をとおして、外観から観察されたモルタル欠損や漏水の分布と内部の粗石コンクリートの弾性波速度分布とに強い相関があることが判明した。また、粗石コンクリートの不均一な強度を推定する手法として、単位体積重量と強度の相関が確認され、さらに、老朽化に関する詳細調査から補強対策設計までの一連の流れを整理できたことは、補強対策設計に対応させる効率的な詳細調査検討の際の参考となるものと考えられる。

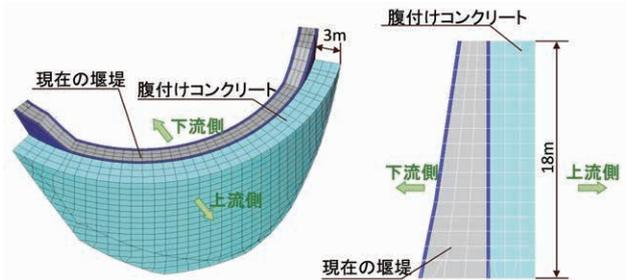


図-16 補強対策工基本イメージ
 Fig. 16 Image of basis countermeasure design

平成30年7月豪雨では、戦後まもなく建設されたものをはじめとする古い石積砂防堰堤が被災し、今後、被災のおそれが高く地域への影響の大きな石積砂防堰堤を調査し、改築・補強等の必要な対策を早急に講じるべきと検証されている¹⁴⁾。その際および維持点検並びに安定性評価において、本検討成果が多少なりとも参考になれば幸甚である。

おわりに対策検討委員会委員長として技術的指導を頂きました京都府立大学、松村和樹名誉教授に深く謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 湯沢砂防事務所：大源太川第1号砂防堰堤-登録有形文化財-, p.19, 2003
- 2) 湯沢砂防事務所：大源太川カニオン活性化検討ワーキング会議第1回配布資料3-1, p.3, 2018
- 3) 平成20年度湯沢砂防事務所管内老朽化えん堤調査試験業務報告書, 2010
- 4) 平成22年度大源太川第1号砂防堰堤漏水等対策検討業務報告書, 2011
- 5) 大源太川第1号砂防堰堤等補強対策検討業務報告書, 2012
- 6) 越智英人：大源太川第1号砂防堰堤の改築, 砂防学会誌, Vol.68, No.6, p.55-58, 2016
- 7) 渡邊正一：信濃川下流水系砂防事業「大源太川第1号砂防堰堤補強工事」起工式の開催について, 砂防と治水, Vol.49, No.5, p.60-62, 2016
- 8) 江川千洋・井上誠・萬徳昌昭・梅田ハルミ：老朽化えん堤における物理探査手法の適用と解析例, 日本応用地質学会北陸支部研究発表会講演論文集, p.5-6, 2011
- 9) 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編I, p.200, 1997
- 10) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム, (財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査, p.3-3, 2006
- 11) 大手桂二・瀬尾克美・遠藤隆一：貧配合コンクリートの研究(第2報), 京都大学農学部演習林報告, No.39, p.257-269, 1967
- 12) 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編I, p.161, 1997
- 13) 国土交通省河川局砂防部保全課, 文化庁文化財部建造物課：歴史的砂防施設の保存活用ガイドライン, p.5, 2003
- 14) 国土交通省砂防部：平成30年7月豪雨に伴う石積砂防堰堤の被災 検証チームとりまとめ, http://www.mlit.go.jp/river/sabo/isidumi/isidumientei_taiou.pdf, 参照2019-06-11, 2019

(Received 21 August 2019 ; Accepted 22 January 2020)