

# 自然環境を保全するダム技術の開発

安部友則<sup>1)</sup> 吉田等<sup>2)</sup> 山口嘉一<sup>3)</sup> 佐々木隆<sup>4)</sup> 岩下友也<sup>5)</sup> 佐々木晋<sup>6)</sup>  
切無沢徹<sup>7)</sup> 渡辺博志<sup>8)</sup> 片平博<sup>9)</sup> 伊佐見和大<sup>10)</sup> 佐々木靖人<sup>11)</sup> 倉橋稔幸<sup>12)</sup>  
矢島良紀<sup>13)</sup> 吉田直人<sup>14)</sup> 箱石憲昭<sup>15)</sup> 宮脇千晴<sup>16)</sup> 海野仁<sup>16)</sup> 福島雅紀<sup>17)</sup>  
櫻井寿之<sup>18)</sup> 星野公秀<sup>19)</sup>

## Research on Efficient Construction and Redevelopment of Dams Considering Surrounding Environment

Tomonori ABE, Hitoshi YOSHIDA, Yoshikazu YAMAGUCHI, Takashi SASAKI,  
Tomoya IWASHITA, Susumu SASAKI, Toru KIRINASHIZAWA, Hiroshi WATANABE,  
Hiroshi KATAHIRA, Kazuhiro ISAMI, Yasuhito SASAKI, Toshiyuki KURAHASHI,  
Yoshinori YAJIMA, Naoto YOSHIDA, Noriaki HAKOISHI, Chiharu MIYAWAKI,  
Hitoshi UMINO, Masaki FUKUSHIMA, Toshiyuki SAKURAI, Kimihide HOSHINO

### 要旨

ダムは、建設時の地形改変や完成後の堆砂など、自然環境にさまざまな影響をおよぼす。そのため、持続可能な国土の保全と利用を実現するために、ダム事業全般、すなわちダムの設計、施工、管理にわたって自然環境と調和のとれたダムの整備技術と健全な流砂系の保全技術の開発が求められている。そこで、本重点プロジェクト研究では、ダム事業全般にわたって自然環境への負荷を最小にするための研究を実施した。

新たな構造型式のダム技術として、底部に空洞を有し洪水時のみ水を貯留する流水型ダムの設計法、現地発生材を極力調整しないでセメントと水を混合した CSG 材でダムを建設することにより建設材の有効利用をはかる台形 CSG ダムの設計・施工管理技術を開発した。また、大規模な掘削や捨土によるダム貯水池周辺の地形改変を少なくするために、コンクリート骨材としての品質基準を満足しない規格外骨材（廃棄岩）の利用技術、基礎岩盤内弱層の強度を適正に評価する手法を開発した。さらに、水系一貫した土砂移動の連続性を確保するために、ダム貯水池の堆砂を下流河川に供給する土砂制御技術、貯水池および下流河川における土砂移動の予測手法を開発した。

**キーワード：流水型ダム、台形 CSG ダム、規格外骨材、基盤内弱層、貯水池堆砂、土砂制御技術**

## Synopsis:

When new dam reservoirs are constructed to meet the need of flood control and water supply, the impact on the surrounding natural environment should be minimized. In this research project, design technology such as heightening the dams and installing new discharge facilities in the dams will be developed in order to utilize existing reservoirs more effectively. In the case of new dam construction, technology for the effective utilization on construction materials will be developed. Survey and design technology for dam foundations and reservoir slope will be studied in order to minimize the impact on the topography and environment of project areas.

## Key Words:

Stream type flood control dam, Trapezoid-shaped CSG dam, Low quality aggregate,  
Weak layer in foundation rock, Reservoir sedimentation, Sedimentation control measures

- 1) 前水工研究グループ長  
(現：国土交通省 水管理・国土保全局防災課 災害分析官)
- 2) 元水工研究グループ長  
(現：財団法人ダム技術センター 研究第一部長)
- 3) 前水工研究グループ水工構造物チーム 上席研究員  
(現：財団法人ダム技術センター 首席研究員)
- 4) 水工研究グループ水工構造物チーム 上席研究員
- 5) 前水工研究グループ水工構造物チーム 総括主任研究員  
(現：国土交通省 近畿地方整備局 福井河川国道事務所 所長)
- 6) 前水工研究グループ水工構造物チーム 研究員  
(現：北海道開発局夕張シューパロダム総合建設事業所 計画班 係長)
- 7) 水工研究グループ水工構造物チーム 研究員
- 8) 材料資源研究グループ基礎材料チーム 上席研究員
- 9) 材料資源研究グループ基礎材料チーム 主任研究員
- 10) 前材料地盤研究グループ基礎材料チーム 研究員  
(現：道路技術研究グループ トンネルチーム 研究員)
- 11) 地質・地盤研究グループ 地質チーム 上席研究員
- 12) 前地質・地盤研究グループ 地質チーム 主任研究員  
(現：寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ 総括主任研究員)
- 13) 前地質・地盤研究グループ 地質チーム 研究員  
(現：北海道開発局 沙流川ダム建設事業所 調査設計班 班長)
- 14) 前地質・地盤研究グループ 地質チーム 研究員  
(現：中部地方整備局木曾川下流河川事務所調査課)
- 15) 水工研究グループ水理チーム 上席研究員
- 16) 水工研究グループ水理チーム 主任研究員
- 17) 前水工研究グループ水理チーム 主任研究員  
(現：国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 主任研究官)
- 18) 水工研究グループ水理チーム 主任研究員
- 19) 前水工研究グループ水理チーム 研究員  
(現：独立行政法人水資源機構 管理事業部管理企画課 課長補佐)

# 自然環境を保全するダム技術の開発

## 目 次

1. 序論	1
1. 1 研究の必要性	1
1. 2 研究の範囲と達成目標	1
1. 3 個別課題の構成	1
2. 環境負荷を最小にする治水専用ダムに関する研究	2
2. 1 はじめに	2
2. 2 ダム堤体型式及び可能な空洞規模に関する検討	2
2. 3 空洞規模及びゲート操作方法・型式に関する検討	5
2. 4 まとめ	7
3. 台形 CSG ダムの材料特性と設計方法に関する研究	8
3. 1 はじめに	8
3. 2 繰返し载荷試験	8
3. 3 クリープ	9
3. 4 材料のばらつきによる台形 CSG ダムの構造安定性への影響	11
3. 5 現場品質管理試験データの分析と管理合理化の提案	13
3. 6 まとめ	15
4. 規格外骨材の耐久性評価手法に関する研究	16
4. 1 研究目的	16
4. 2 耐凍害性の評価手法に関する研究	16
4. 3 乾燥収縮の評価手法に関する研究	19
4. 4 まとめ	23
5. ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発	24
5. 1 研究目的	24
5. 2 弱層分類方法の検討	24
5. 3 弱層のせん断強度評価手法の検討	28
5. 4 充填物を含まない弱層のせん断試験結果	30
5. 5 充填物を含む弱層のせん断試験結果と解析	34
5. 6 まとめ	37
6. 貯水池及び貯水池下流の流れと土砂移動モデルに関する研究	38
6. 1 研究目的	38
6. 2 概要	38
6. 3 平面 2 次元河床変動モデルの開発	38
6. 4 まとめ	45
7. 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究	46
7. 1 研究目的	46
7. 2 概要	46
7. 3 エアーバルブ排砂設備	46
7. 4 潜行吸引式排砂管	47
7. 5 土砂供給の計画	49
7. 6 土砂吸引・放流施設の運用手法	49
7. 7 土砂吸引・放流施設の設計手法	50
7. 8 ケーススタディ	50
7. 9 まとめ	52
8. 結論	53

## 1. 序論

### 1.1 研究の必要性

かけがえのない自然環境を保全し次の世代に引き継ぐことは、現在に生きる我々に課せられた責務である。ダムは、建設時の地形改変や完成後の堆砂など、自然環境にさまざまな影響をおよぼす。持続可能な国土の保全と利用を実現するためには、ダム事業全般、すなわちダムの設計、施工、管理にわたって自然環境と調和のとれたダムの整備と健全な流砂系の実現が求められている。その実現のためには、設計、施工、管理の各段階で自然環境への負荷軽減効果の高い技術を開発する必要がある。そこで、設計段階として、自然環境の保全を追究した新しい構造型式のダムの設計技術、施工段階として、ダム建設による地形改変を少なくする技術、管理段階としてダム貯水池堆砂を河川環境に配慮しながらに土砂を下流に供給する土砂制御技術を開発した。

### 1.2 研究の範囲と達成目標

本重点プロジェクト研究では、新たな構造型式のダム技術として、底部に空洞を有し洪水時のみ水を貯留する流水型ダムの設計法、現地発生材を極力調整しないでセメントと水を混合した CSG 材でダムを建設することにより建設材料の有効利用をはかる台形 CSG ダムの設計・施工管理技術を開発した。また、大規模な掘削や捨土によるダム貯水池周辺の地形改変を少なくするために、コンクリート骨材としての品質基準を満足しない規格外骨材（廃棄岩）の利用技術、基礎岩盤内弱層の強度を適正に評価する手法を開発した。さらに、水系一貫した土砂移動の連続性を確保するために、ダム貯水池の堆砂を下流河川に供給する土砂制御技術、貯水池および下流河川における土砂移動の予測手法を開発した。これらの達成目標を整理すると以下のとおりである。

- ① 新型式のダムの設計技術の開発
  - ・川が連続するダム（流水型ダム）設計法の提案  
設計法の提案
  - ・台形 CSG ダム技術の開発  
施工法、品質管理法の提案
- ② 骨材および岩盤の調査試験法の開発
  - ・規格外骨材の評価基準の提案  
新しい試験法の開発  
品質評価基準の提案

- ・弱層の強度評価手法の開発  
地質調査法の提案  
強度評価手法の提案

- ③ 貯水池および下流河川における土砂制御技術の開発
  - ・土砂環境保全手法の開発  
土砂移動予測手法の提案  
土砂供給手法の提案

### 1.3 個別課題の構成

本重点プロジェクト研究では、上記の目標を達成するため、以下に示す研究課題を設定した。

なお、「環境負荷を最小にする治水専用ダムに関する研究」及び「規格外骨材の耐久性評価手法に関する研究」については、検討内容の追加のために、研究期間を1年間延長して、以下の期間とした。

- ① 環境負荷を最小にする治水専用ダムに関する研究  
(平成 18～20 年度)
- ② 台形 CSG ダムの材料特性と設計方法に関する研究  
(平成 18～22 年度)
- ③ 規格外骨材の耐久性評価手法に関する研究  
(平成 18～22 年度)
- ④ ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発  
(平成 18～21 年度)
- ⑤ 貯水池および貯水池下流河川の流れと土砂移動モデルに関する研究 (平成 18～22 年度)
- ⑥ 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究  
(平成 18～22 年度)

## 2. 環境負荷を最小にする治水専用ダムに関する研究

### 2.1 はじめに

河川環境保全の観点から洪水調節用放流設備を河床標高付近に設置することで、常時の水位上昇を抑えるとともに土砂等の流下を促進する治水専用ダム(流水型ダム)の計画が増加してきている。環境負荷を更に小さくし、かつ貯水容量を有効に活用する洪水防御施設として、洪水調節操作の必要ない流量については現況河道状況のまま流下させ、必要のある大出水時のみ貯留を行う、新型式のダムの設計技術の開発が求められている。

本研究では、洪水調節操作の必要がない流量については現況河道状況のまま流下させ、洪水調節が必要となる出水時のみ貯留を行う、新型式のダムの設計技術を開発するため、重力式コンクリートダム堤体底部に大規模空洞を設ける場合を想定し、ダムの高さ、ブロック幅、横断面形状、横継目条件などの違いを考慮した、2次元および3次元のFEM解析を実施した。その結果から空洞周辺の応力分布を明らかにした上で、空洞規模と最大発生応力の関係を分析し、堤体の1ブロック内に設置可能な空洞規模、及び隣接する2ブロックにわたる空洞の設置可能な規模を検討した。

また、ダム高を70m程度、流域面積を100km<sup>2</sup>、ダム地点での河道断面を底面20m左右岸の勾配1:1の台形断面とし、河床勾配を1/100と設定したダムを検討対象として、環境負荷を最小とするために必要なダムの空洞規模と必要なゲート設備及びゲート操作を検討した。なお、ゲート操作に伴う堆砂形状への影響及び環境負荷を最小にする減勢方式についての検討も行ったが、これらの内容については、平成20年度土木研究所重点プロジェクト研究報告書を参照されたい。

### 2.2 ダム堤体形式及び可能な空洞規模に関する検討

大規模な空洞幅を有するコンクリートダム堤体について、河川管理施設等構造令(以下、構造令とよぶ)に基づく現行設計法で規定する滑动・転倒に対する安定性及び発生応力の要件を確認した上で、1ブロック内に設置可能な空洞規模を検討した。また、2ブロックに渡って設置する空洞についても検討を行ったが、ブロック間横継目のモデル化や基礎岩盤条件等の不確実性から、実ダムに適用するためにはより詳細な検討が必要であるとの

判断から、本論文には記載していない。

### 2.2.1 検討方法

#### (1) 解析手法

空洞部周辺の発生応力を算出する方法として、2次元FEM引継ぎ解析を用いた。2次元FEM引継ぎ解析は、ダム上下流方向の2次元断面モデルにて発生する鉛直応力 $\sigma_z$ を求め、ダム軸方向断面モデルの初期応力として引継ぎ、空洞の要素を削除することによりダム軸方向断面内の応力分布を求める手法<sup>1)</sup>である。解析手順を図-2.1に示す。2次元FEM引継ぎ解析による解析結果は同じ断面形状をもつ3次元FEMモデルによる解析結果と比較して、空洞部周辺に発生する応力がやや大きな値となったため、設計上安全側に評価できる解析手法として2次元FEM引継ぎ解析を用いることとした。

#### (2) 解析条件

解析には図-2.2に示す1ブロックを抽出した堤高80mの重力式コンクリートダムモデルを基本とした。空洞の下縁は堤敷から5mの位置とし、空洞高さは5mとした。空洞幅 $b$ は5.0m、7.5m、10.0m( $b/W=1/3$ 、 $1/2$ 、 $2/3$ ; $W$ はブロック幅で15m)とした。

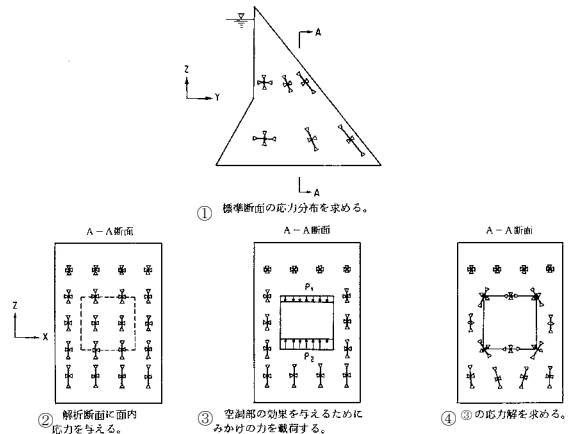


図-2.1 2次元FEM引継ぎ解析の手順<sup>1)</sup>

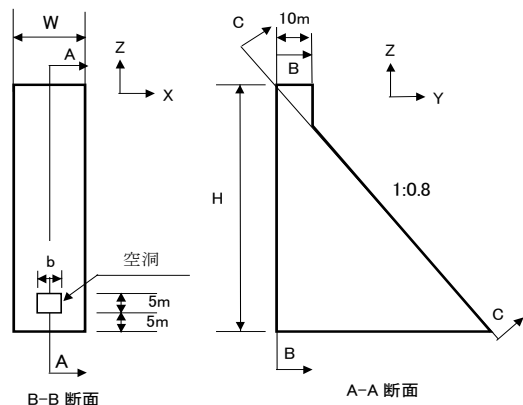


図-2.2 解析モデルと解析断面位置

なお、図-2.2 におけるダム軸方向モデル(B-B 断面)の側方境界条件は、鉛直 (Z) 及び水平 (X) 方向ともにフリーとし、堤体底面は固定境界とした。基本条件とするモデルの主要諸元を表-2.1 に、物性値を表-2.2 に示す。

地震を考慮した条件において、常時 (空虚) の荷重条件でダム上流面に発生する引張応力は、洪水時 (貯水位 75m) に下流面に発生する引張応力よりも大きくなった (図-2.3 参照)。よって、常時 (空虚) のダム上流面 (B-B 断面) を評価断面とした。また、地震時と非地震時に空洞部周辺に発生する最大引張応力を図-2.4 に示す。地震時は非地震時に比べて最大引張応力が 20%程度大きくなるが、安全率評価の際に地震時のコンクリートの強度割増 30%を見込んだ場合、安全率では非地震時の方が小さくなるため、設計上安全側となる非地震時における解析結果から設置可能な空洞幅を評価した。

表-2.1 解析モデルの主要諸元

項目	諸元		
堤高 H (m)	80		
堤頂幅 (m)	10		
上流面勾配	鉛直		
下流面勾配	1:0.8		
空洞高 (m)	5		
ブロック幅 W (m)	15		
空洞幅 b (m)	5.0	7.5	10.0
b/W	1/3	1/2	2/3

表-2.2 解析モデルの物性値

物性	堤体
単位容積質量(kg/m <sup>3</sup> )	2,300
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	30,000
ポアソン比	0.2

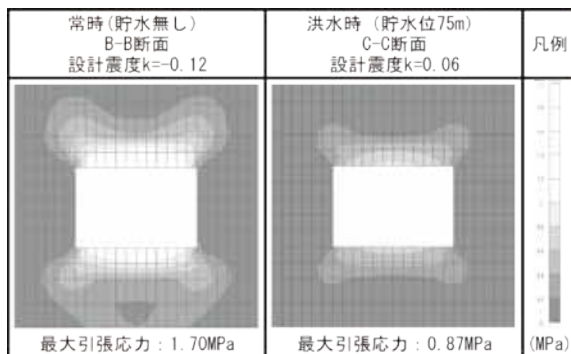


図-2.3 空洞部周辺の引張応力分布

### 2.2.2 空洞部周辺の発生応力

#### (1) 堤高の違いによる検討

堤高の異なるダムモデルの解析により、空洞幅の違いによる空洞部周辺の発生応力を検討した。解析モデルは表-2.1の基本条件に堤高50mの条件を追加して2種類の堤高を用いて比較した。堤高の異なる各モデルの空洞部上縁に発生する最大引張応力を図-2.5 に示す。最大引張応力は堤高が高いほど、また空洞幅が広がるほど大きくなる。

#### (2) ブロック幅の拡幅による検討

一般にコンクリートダムのブロック幅(横継目間隔)は 15m であるが、これより大きなブロック幅を採用する場合は温度応力に十分配慮する必要がある。より大きな空洞幅を設置することを目的として、国内で事例がある 21m のブロック幅のモデルと 15m のモデルとの解析結果を比較した。ブロック幅が 21m のモデルについては空洞幅を 7.0m、10.5m (b/W=1/3、1/2) とし、他条件については表-2.1 と同じ設定とした。ブロック幅の違いによる空洞部上縁に発生する最大引張応力を図-2.6 に示す。ブロック幅を 15m から 21m に大きくすることで、最大引張応力は 15~20%程度低減した。ただし、同じ b/W であれば発生する最大引張応力は同程度である。

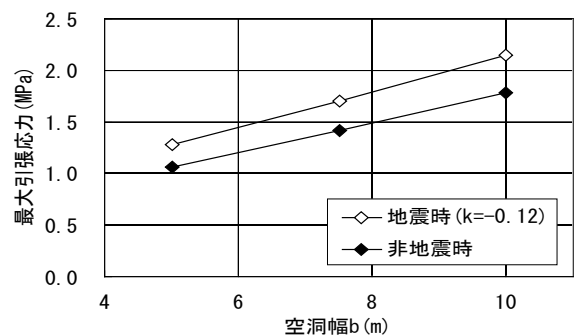


図-2.4 地震時・非地震時に空洞部周辺に発生する最大引張応力

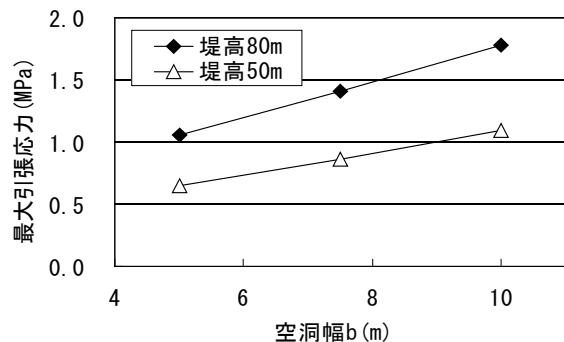


図-2.5 堤高の違いによる空洞幅と最大引張応力の関係

(3) ダム形状の変更による検討

ダム上流面に勾配をもつモデルにより解析を行い、上流面勾配が空洞部周辺に発生する応力に与える影響について検討した。解析モデルを図-2.7に示す。モデルは表-2.1の基本条件から現在計画中の流水型ダムの事例を参考にして1:0.12の勾配とした。発生応力を評価するダム軸方向断面は、ダム軸(B1-B1)および上流側(B2-B2)で評価し、ダム軸(B1-B1)よりやや上流面側(B2-B2)の方が空洞部周辺に発生する最大引張応力が若干大きい結果となった。図-2.8には上流面勾配を1:0.12とした

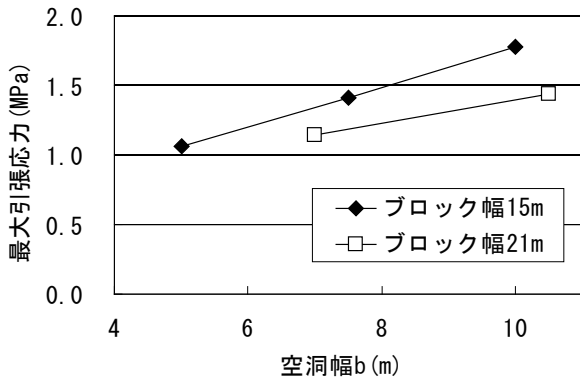


図-2.6 ブロック幅の違いによる空洞幅と最大引張応力の関係

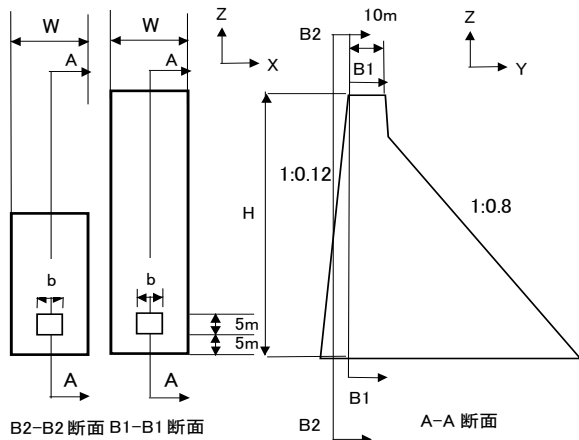


図-2.7 解析モデルと解析断面位置

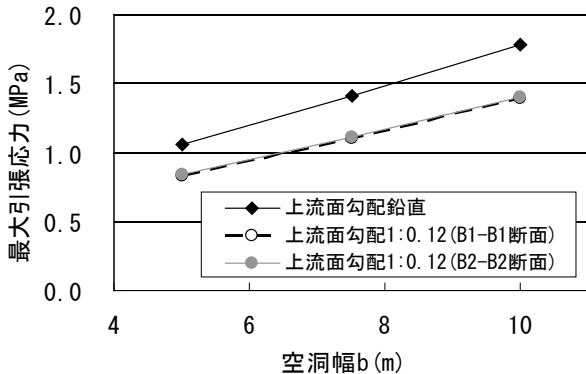
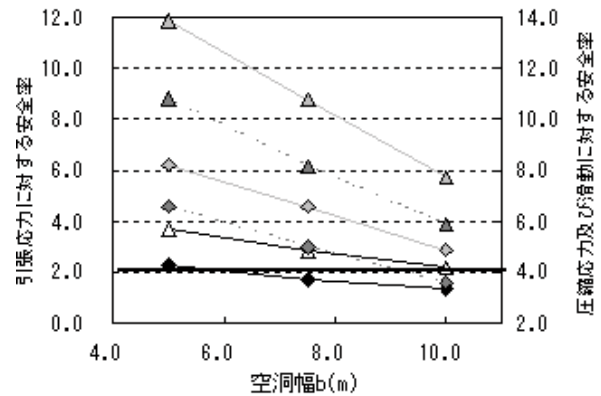


図-2.8 各モデルによる空洞幅と最大引張応力の関係

場合の B1-B1 断面と B2-B2 断面における解析結果から得られた最大引張応力を上流面鉛直の場合の結果とあわせて示す。この図より上流面を鉛直とした場合に比べて1:0.12の勾配をもたせることで最大引張応力は20%程度低減できることがわかる。

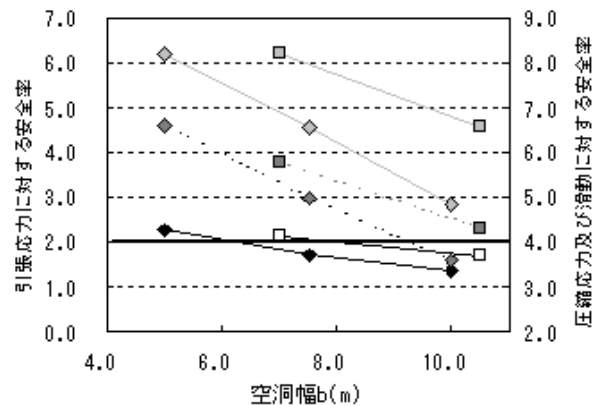
2.2.3 設置可能な空洞幅

底部に大規模空洞を有する重力式コンクリートダム堤体について、堤高、ブロック幅、上流面勾配の影響を考慮した解析的検討を行った。ここで、空洞部周辺のコンクリートの圧縮強度を  $24\text{N/mm}^2$ 、引張強度を  $2.4\text{N/mm}^2$ 、せん断強度を  $4.8\text{N/mm}^2$ 、内部摩擦係数を 1 として、2.2.2 で実施した堤高、ブロック幅、上流面勾配の条件を変えた解析結果から、空洞部上縁に発生する最大引張



		ダム高	80m	50m
凡例	引張応力に対する安全率	—◆—	—▲—	—△—
	圧縮応力に対する安全率	—◇—	—■—	—□—
	滑動に対する安全率	—◇—	—△—	—△—

図-2.9 空洞部周辺の最大引張応力に対する安全率の関係



		ブロック幅	15m	21m
凡例	引張応力に対する安全率	—◆—	—▲—	—△—
	圧縮応力に対する安全率	—◇—	—■—	—□—
	滑動に対する安全率	—◇—	—△—	—△—

図-2.10 ブロック幅の違いによる空洞幅と安全率の関係

応力に対する安全率、空洞部側部に発生する最大圧縮応力に対する安全率、及びヘニーの式による空洞部標高面における滑動に対する安全率を図-2.9~11に示す。同じ堤高ではブロック幅を大きくするほど、また上流面に勾配を設けることで安全率が大きくなり、より大きな空洞を設置することができる。ただし、ブロック幅を大きくする場合には温度応力への対策を検討する必要がある。

空洞部周辺について圧縮応力に対する安全率及び滑動に対する安全率を4以上確保した上で、引張応力に対する安全率を2以上とすることを条件として設置可能な空洞幅を評価すると、引張応力に対する安全率確保がほぼ支配的となる。以上の安全率の条件から設置可能な空洞幅を評価すると、ブロック幅が15mの場合、堤高80mモデルでは6m程度以下となり、堤高50mモデルでは10m程度以下となった。また、基本条件からブロック幅を21mに大きくした場合は8m程度以下、上流面勾配を1:0.12とした場合は8.5m程度以下となった。

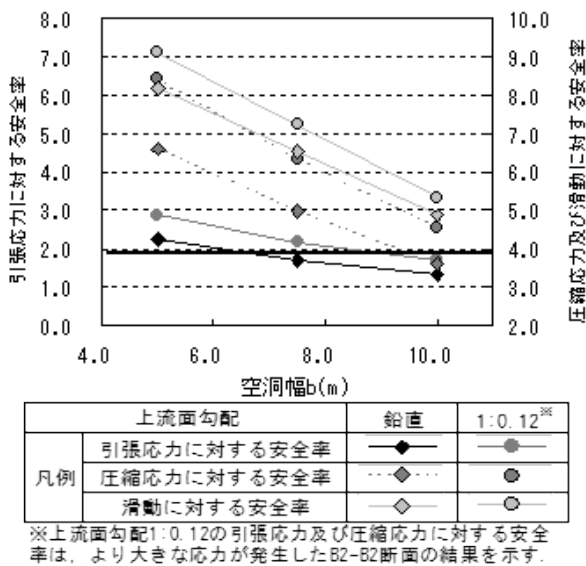


図-2.11 上流面勾配の違いによる空洞幅と安全率の関係

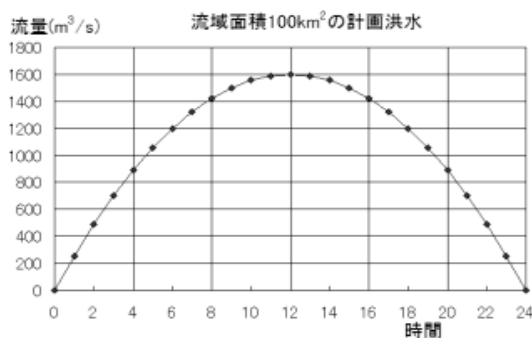


図-2.12 流域面積100km²の計画洪水

## 2.3 空洞規模及びゲート操作方法・型式に関する検討

### 2.3.1 検討方法

#### (1) 検討対象ダムの設定

##### ① ダムの規模

検討対象ダムは、ダム高を70m程度とし、流域面積を100km²と設定した。

##### ② 貯水池容量曲線

貯水位容量曲線は、既存ダムのデータから、容量  $V = \alpha H^3$  の式形を用いて、最小自乗法により算出し、流域面積100km²のダムで、 $\alpha = 101$  が得られた。

##### ③ 洪水波形

検討に用いる対象洪水は、1/100 確率流量を最大流量とし、継続時間を24時間程度の洪水ハイドロとする。管理ダムのうち、比較的管理年数が長いダムの流入量から算定される1/100 確率比流量  $q$  と流域面積  $A$  の関係を参考にピーク流量を1,600m³/sと設定した。

計画洪水波形としては、単純化して流入量が洪水開始時で0m³/s、12時間後にピークを迎え24時間で終了するハイドロとした。上に凸の2次関数  $Q_{in} = \alpha \cdot t \cdot (24 - t)$  で表現することとして、 $\alpha = 11.1$  とした。設定した計画洪水波形を図-2.12に示す。

##### ④ 洪水調節計画

管理ダムの洪水調節計画におけるダム地点調節率（1 - 計画最大放流量 / 計画高水流量）× 100 (%) を整理した結果を参考に、ダム地点調節率を50%と設定した。

##### ⑤ ダム地点の河川状況

貯水池容量曲線を求めた既設ダムの河道状況を参考に、河道幅を20m、河床勾配を1/100とした。河床断面は、この幅を底辺とする台形断面として考えて、左右岸の勾配を1:1とした。

#### (2) 空洞規模の検討

常時の貯留を要しない治水専用ダムでは、常時（計画最大放流量以下の流量時）には、空洞内は開水路状態となり、土砂の通過等の障害が生じないものとし、計画洪水時（計画最大放流量以上の流量時）には計画上の治水効果を満足する必要がある。

常時のダム上下流の連続性を確保するためには、ダム底部に幅の合計が川幅程度の空洞が必要となる。この空洞規模に関しては、構造面での検討結果を参考に検討した。

#### (3) ゲート操作方法及びゲート規模・形式の検討

計画上の治水効果を満足するためには、常時の川幅程度の空洞を、計画洪水時にはゲート等により洪水調節計画に即した断面に縮小する必要がある。洪水調節用の開口部を有するゲートを大規模空洞に設置して洪水調節を





## (2) ゲート操作方法とゲート構造・形式

洪水調節計画からは、流入量が計画最大放流量以下のときはゲート全開としておき、流入量が計画最大放流量に達した時点でゲートを閉めることとして、洪水調節機能を満足する断面の開口部をゲートに設置する必要がある。この規模でシェルタイプのゲートとすると、ゲート厚が1.8m必要となる。洪水調節のための開口部断面は、矩形断面で縦3.5m×横4.5mとなるが、この断面を出口断面とした長さ1.8mの放流管を想定した場合、放流管呑口断面積を大きくしないと管内を正圧とすることができない。呑口断面積を大きくすると、ゲートの剛性の条件から製作が難しいことから、ゲート内に放流管を設置する形式とはせずに、ゲート上流面に4面ナイフエッジを設置することとした(図-2.14)。

ゲート操作時は貯水位が上昇していないことから作用水頭は小さく、ゲート自重により閉操作が可能である。ダム開口部の直上にゲートを固定して、貯水位の上昇により固定が解除されて自重降下し、貯水位の低下にともないゲートと接続したカウンタウエイトが動き開操作を行う開閉システム等、操作の簡素化の可能性もある。

ゲート操作時の作用水頭が小さいことから、扉体自重に比して水圧によるスライド抵抗やゴム抵抗が小さいので、ゲート形式は構造の簡単なスライドゲートが適していると考えられる。

扉体構造は横主桁方式(シェル構造を含む)と縦主桁方式が考えられるが、ここではゲートの左右端に荷重を伝達するシェル構造の横主桁方式とした。開閉装置の形式は開閉荷重がそれほど大きくないため、1モータ2ドラム方式のワイヤーロープウインチ方式が適している。また、この開閉装置の設置位置は、空洞断面から離れた位置となるように、転向シーブを用いて変向してゲート両端につないでいる。ゲート開閉時には下端からの放流水の上にゲートに設置した開口部からの放流水が落下する状態が想定され、ゲート下流の水面が不安定になりやすく、この時に潜流の状態になればゲート振動等の悪影響が生じることとなるので、安定した開水路流となるような水路形状が望ましい。この他、ゲート開閉時に大量の空気連行が生じる場合があるので、空気の設置などでゲート背面への給気が容易に行えるようにする必要がある。概略設計での1門あたりの必要諸元は以下のとおりである。

- ①ゲートに作用する全水圧；4,500ton
- ②開閉荷重；120ton
- ③モーター容量；18.5kw1台
- ④設備重量；200ton(扉体重量；100ton)

## ⑤ゲート概算工事費；約6億円

この他ゲートを実際に設計する場合には、ゲート構造や操作などの詳細な検討及び水理模型実験による水理維持性の検討が必要となる。

## 2.4 まとめ

### 1) 流水型ダムにおいて、ブロック幅15m、上流面勾配鉛

直、下流面勾配1:0.8、空洞部周辺のコンクリートの引張強度を2.4N/mm<sup>2</sup>として、引張応力に対する安全率2以上を確保することを所要条件とした場合、1ブロックの底部に設置可能な空洞幅は、堤高80mでは6m程度以下、堤高50mでは10m程度以下となった。堤高80mの条件でブロック幅を21mとした場合には8m程度以下、上流面勾配を1:0.12とした場合は8.5m程度以下の空洞を設置することが可能となる。実際の実施設計時には発生応力以外の設計・施工条件等を十分考慮する必要があるが、構造設計上はブロック幅を拡張したり上流面に勾配を設けたりすることにより空洞部の最大発生引張応力が低減され、空洞規模を大きくすることが可能である。

### 2) ダム高を70m程度、流域面積を100km<sup>2</sup>、ダム地点での河道断面は、底面20m左右岸の勾配1:1の台形断面とし、河床勾配を1/100と設定した検討対象ダムにおいて、7.5m×7.5mの空洞を4条配置することで、計画最大放流量以下の流水を開水路で流すことが可能と考えられる。その空洞の上流側に配置するゲートは、洪水調節用4面ナイフエッジ開口部付の幅8.1m高さ7.7mのシェル構造スライドゲートとして設計が可能と考えられる。

## 参考文献

- 1) 藤澤侃彦・永山功・自閑茂治・尾畑伸之：重力ダムの放流管理設ブロックの応力解析、土木研究所資料、第2291号、1997.12.

### 3. 台形 CSG ダムの材料特性と設計方法に関する研究

#### 3.1 はじめに

環境への負荷軽減、コスト削減、材料の有効利用の観点から、ダム建設における CSG (Cemented Sand and Gravel) の本格的な導入が望まれている。なお、CSG はダムサイト近傍で得られる材料を極力調整せずにセメントと水を添加・混合した材料である。そのため、CSG の繰返し載荷時の強度・変形特性、クリープ特性などについての検討を進め台形 CSG ダムの長期信頼性を保証する方法を開発する必要がある。さらに、CSG の最大の特徴である、材料強度のばらつきを考慮した重力式ダムの設計方法を開発する必要がある。

本研究では、CSG の繰返し載荷試験やクリープ試験を行い、CSG の長期強度特性を明らかにした上で、台形 CSG ダムの構造安定性への影響を検討した。また、モンテカルロ法によるダム堤体の応力解析から、材料のばらつきを考慮した台形 CSG ダムを含む重力式ダムの設計方法を提案した。さらに、実際に施工された台形 CSG ダムの CSG 材の品質管理データをもとに、品質管理方法の妥当性を判定する方法を提案した。

#### 3.2 繰返し載荷試験

##### 3.2.1 試験方法

CSG の長期載荷時の変形特性を把握するため、繰返し載荷試験を行った。繰返し載荷試験は、変位速度制御方式の一軸圧縮試験機を用い、軸ひずみはひずみゲージにより測定した。本研究では、土木研究所ダム構造物チーム（現水工構造物チーム）の既往の研究成果<sup>1)</sup>により、CSG 材に含まれる微粒分（粒径 0.075mm 未満、主に粘土分）の含有率が強度・変形特性に与える影響が大きいことが判明していることから、CSG を想定した試験体にはコンクリート用骨材に微粒分（粘土）を加え、比較対照として微粒分を含有しない RCD を想定した試験体を用いた。微粒分は添加量を調整し、CSG 材全質量に対して 6% (CSG1)、及び 10% (CSG2) とした。試験体寸法はφ150mm×H300mm とした。各試験体配合を表 3.1 に示す。

また、繰返し載荷試験用の試験体と同一の配合で作製した試験体により、繰返し載荷試験と同じ材齢条件で一軸圧縮試験を行い、応力-ひずみ関係から CSG の強度（応力-ひずみ曲線が直線と近似できる上限の応力値）

を得た上で、図-3.1 に示すように CSG の強度の 30%、50%、70% を上限値  $\sigma_{max}$ 、CSG の強度の 10% を下限値  $\sigma_{min}$  として 400 回の繰返し載荷を行った。

##### 3.2.2 試験結果

試験結果から、載荷応力の上限値  $\sigma_{max}$  と残留ひずみの関係を図-3.2 に示す。載荷応力が大きくなるほど残留ひずみは大きくなる。微粒分を含む CSG1、CSG2 は RCD より残留ひずみが大きくなり、また微粒分が増えるほど残留ひずみが大きくなる傾向がある。

しかし、微粒分を含む場合でも、CSG の強度の 70% の繰返し載荷で 100 $\mu$  程度の残留ひずみである。台形

表-3.1 試験体配合

試験体	CSG1	CSG2	RCD
最大粒径	40mm (最大粒径80mmの試料をウェットスクリーニングした)		
微粒分添加量 (%)	6	10	-
単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	80		
フライアッシュ (kg/m <sup>3</sup> )	-		20
単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	120	140	97
養生方法	封緘養生		
試験材齢	91日		

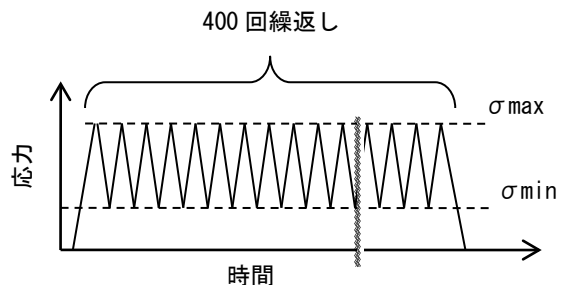


図-3.1 繰返し載荷試験の載荷パターン

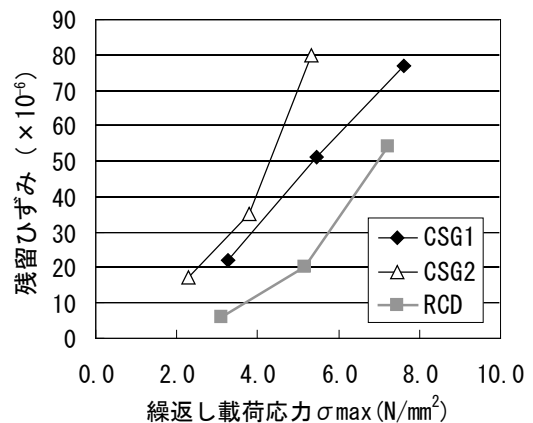


図-3.2 繰返し載荷（400回）後の残留ひずみ

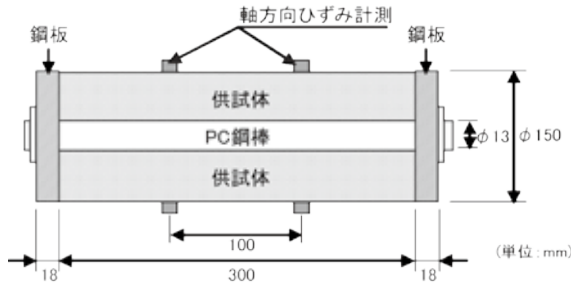


図-3.3 PC鋼棒式クリープ試験装置

表-3.3 クリープ試験条件

条件	クリープ試験A	クリープ試験B
試験体	CSG1, CSG2, RCD	CSG1, RCD, 実ダムCSG
試験材齢	91日	
荷重応力	CSGの強度×30, 50, 70%	1.55N/mm <sup>2</sup>
荷重状態	気中	封緘

表-3.2 試験体配合

試験体	CSG1	CSG2	RCD	実ダムCSG
最大粒径	40mm (最大粒径80mmの試料をウェットスクリーニングした)			
微粒分添加量 (%)	6	10	-	-
単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	80			
フライアッシュ (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	20	-
単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	120	140	97	110
養生方法	封緘養生			

CSG ダムにおける長期的な貯水位変動を想定した場合の応力変動は、設計上必要とされる CSG 強度よりも小さく、また相対的に大きい応力変動がある箇所は局部的であることから、台形 CSG ダムの堤体材料として長期的な応力変動に対しても一定の信頼性を有すると考えられる。

### 3.3 クリープ

#### 3.3.1 試験方法

クリープ試験は、PC 鋼棒式<sup>2)</sup>を採用し(図-3.3)、温度 20±3°C、湿度 60±5%の恒温恒湿室で行った。試験体は所定の材齢で試験体中央部にコアドリルを用いて穴(φ13.3mm)を空け、PC 鋼棒(φ13mm)を差し込み軸力荷重した。測定は、試験体中央両面に、標点間距離が100mmとなるようにコンタクトチップを貼り、コンタクトゲージを用いて測定した。さらに同じ条件の試験体で荷重しないものの乾燥収縮の計測を実施し、クリープを計測している試験体のひずみから差し引くことで、クリープひずみを得た。

#### 3.3.2 試験条件

クリープ試験は表-3.2に示す配合の試験体により、乾燥の影響を受ける状態(気中)でクリープ荷重を行った場合と、CSG1とRCDの他実際のCSGダムで使用したCSG材による試験体を用い乾燥の影響を受けない状態(封緘)でクリープ試験を行った。試験条件を表-3.3に示す。クリープ試験Aは各試験体配合のCSGの強度の30%、50%、70%を荷重応力とし、クリープ試験Bでは堤体100mの台形CSGダムモデルによる解析を行い、クリープにより堤敷中央付近に発生した最大圧縮応力1.55N/mm<sup>2</sup>とした。

#### 3.3.3 試験結果

クリープ試験Aの結果から、荷重後の材齢とクリープひずみの関係、材齢と単位クリープ(荷重応力あたりのクリープひずみ)の関係を図-3.4に示す。荷重1年以降はクリープひずみの伸びが小さいが、一定とはなっていない。微粒分が多いほどクリープひずみは大きくなる。また、荷重応力あたりのクリープひずみは、荷重応力が異なる条件でも同程度であることから、クリープひずみは荷重応力に比例する傾向がある。

クリープ試験Bの結果から、荷重後の材齢とクリープひずみの関係を図-3.5に示す。同じ荷重応力条件において、CSG1はRCDに比べてクリープひずみが3倍程度大きくなった。CSG1は強度や弾性係数が小さい上にRCDではフライアッシュを含むことで水密性が高まり、クリープひずみが小さくなる効果があったと考えられる。また、実ダムCSGはCSG1に比べて短期間の試験結果ではあるが、実ダムのCSGのクリープひずみは同じ試験条件におけるCSG1と同等程度となったことから、以降の材齢においてはCSG1同様にクリープひずみが進行していくと推察される。

#### 3.3.4 クリープによる台形CSGダムへの影響

クリープ試験の結果から、FEM解析により台形CSGダムにおける堤体および内部構造への影響を検討した。理論式はNorton-Baileyのクリープモデル<sup>3)</sup>を用いた。

$$\dot{\epsilon}^c = A \bar{\sigma}^m t^n \tag{式 3.1}$$

ここに、

$\dot{\epsilon}^c$  : クリープひずみ速度

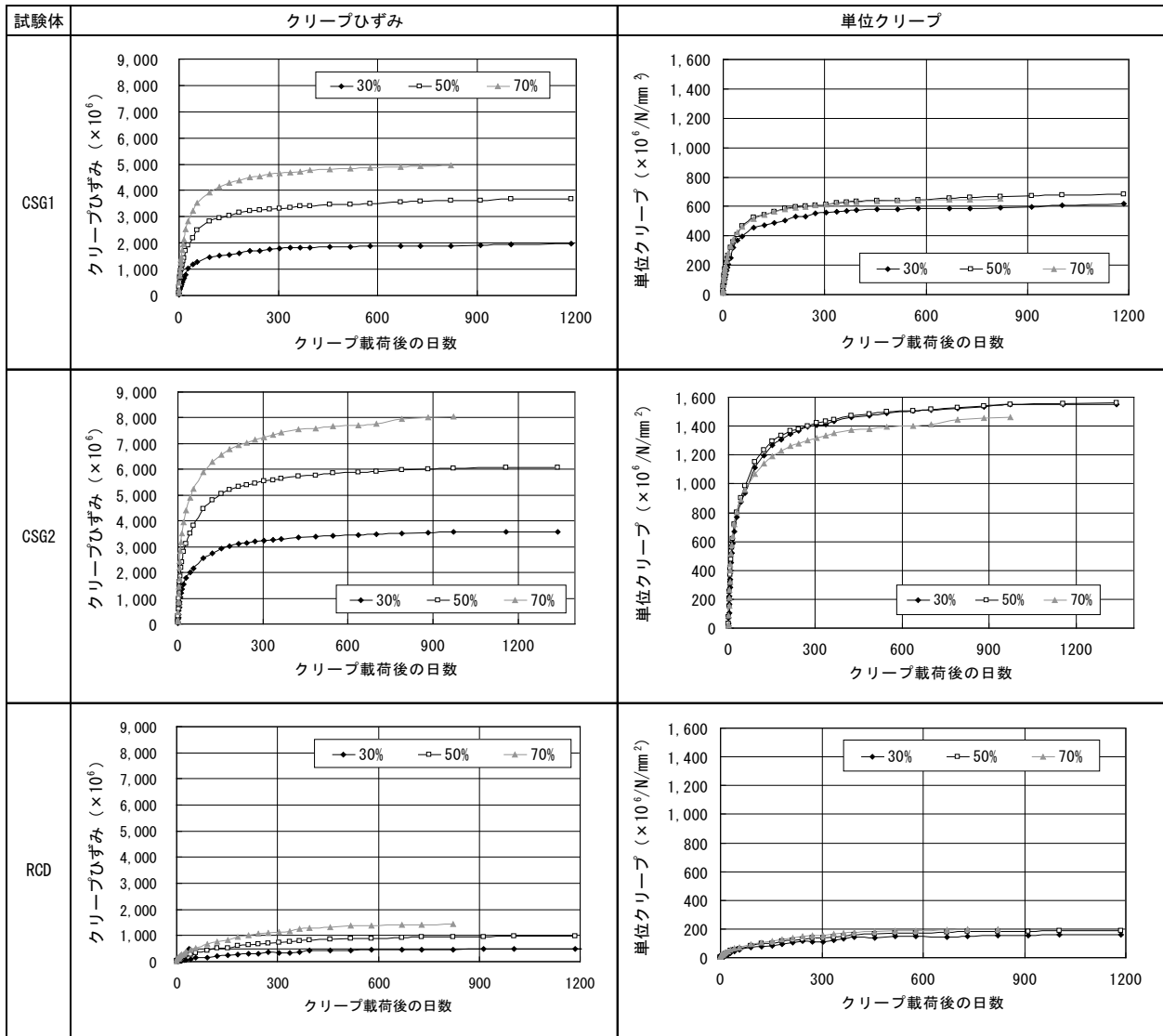


図-3.4 クリープ試験Aの試験結果

A, m, n : 係数

$$(A < 0, m > 0, -1.0 < n \leq 0.0)$$

$\bar{\sigma}$  : ミーゼス応力

$$\left( \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{2} \{ \sigma_1^2 + \sigma_3^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \}} \right)$$

※2次元条件による算定式

t : クリープ載荷後の時間

なお、係数A, m, nは、CSG1の封緘条件を想定して試験値（クリープ試験B）を参考として、試験期間よりも長期間経過後のクリープについて解析を行うため、特にクリープ載荷後1年以降の試験値への近似を高めるように設定した。

解析モデルは図-3.6に示すCSG堤体内にコンクリート構造物（放流管など、ただし空洞を考慮しない）

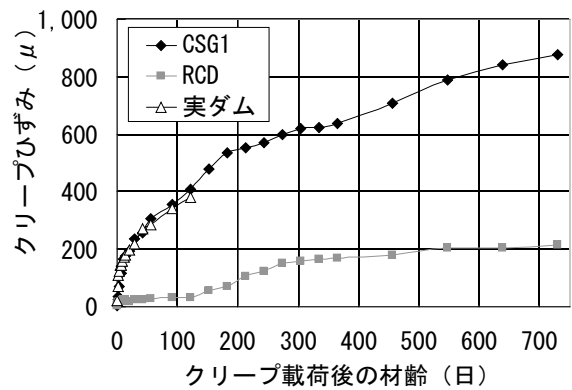


図-3.5 クリープ試験Bの試験結果

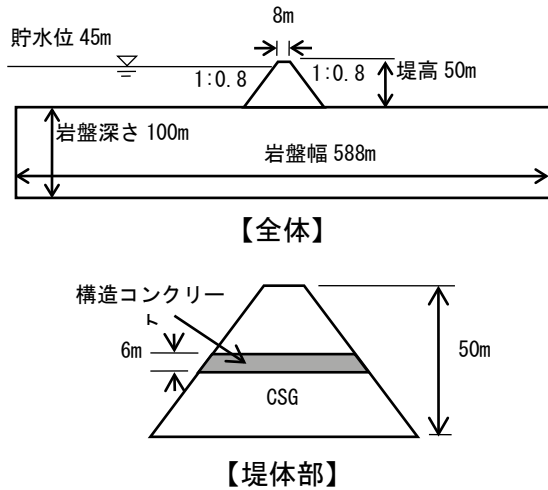


図-3.6 解析モデル

表-3.4 解析モデル物性値

物性	堤体		岩盤
	CSG	コンクリート	
単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300	2,300	2,300
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2,000	25,000	2,000
ポアソン比	0.25	0.2	0.3

を設置することを想定した。物性値を表-3.4 に示す。なお、コンクリートおよび岩盤のクリープは考慮していない。

解析結果から、初期応力分布及び100年後の応力分布を図-3.7 に示す。クリープにより CSG 部では上下流端付近の圧縮応力が緩和するが、コンクリート部中央付近で上部に圧縮が、下部に引張が集中する。しかし、コンクリートの強度に対しては圧縮応力及び引張応力ともに小さい値であり、設計上考慮する必要は低いと考えられるが、本試験における配合条件より単位水量が多い場合や、極端に単位セメント量を少なくする配合ではその影響も大きくなることが考えられるため、個別ダムの条件によっては留意する必要がある。

### 3.4 材料のばらつきによる台形 CSG ダムの構造安定性への影響

#### 3.4.1 検討方法

台形 CSG ダムにおける現行の設計法の安全性を確かめた上で強度のばらつきを考慮した設計法を提案するため、現行の台形 CSG ダムの設計で採用されている FEM 解析による方法を基本として堤体材料強度のばらつきが堤体局所の安全性に与える影響を検討した。材料のばらつきが堤体局所の安全性に与える影響を評価するために、ダム堤体の強度及び弾性係数のばらつきを考慮したモンテカルロ法による応力解析を実施した。

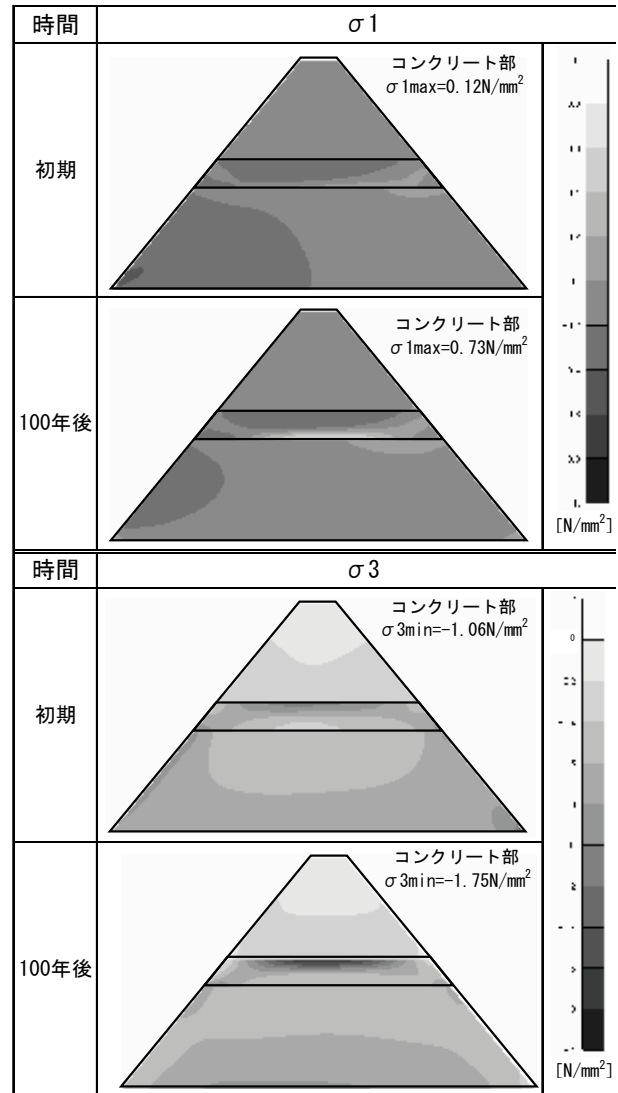


図-3.7 クリープ解析結果

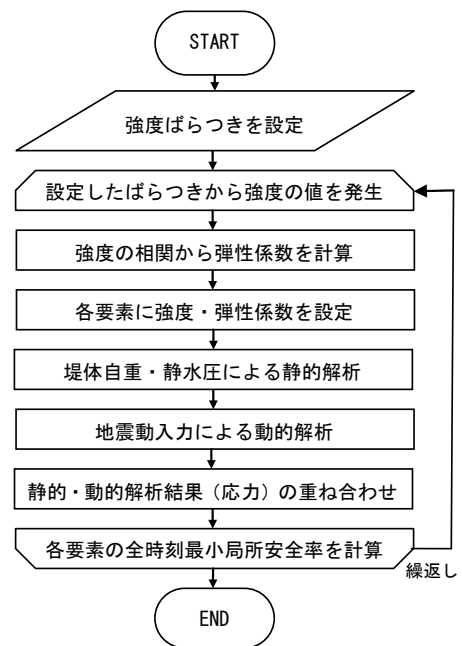


図-3.8 解析手順

解析手順を図-3.8 に示す。まず、強度のばらつきは正規分布に従うと仮定して変数（平均値・変動係数）を設定し、弾性係数は強度との相関により設定した。次に、モデルの各要素に強度及び弾性係数を設定し、堤体自重と静水圧を考慮した静的解析及び地震動を入力した動的解析を行った。そして、各要素の静的解析による初期応力状態と動的解析による地震時の応力状態を重ね合わせ、最大及び最小となる主応力に対して局所安全率（＝設定強度／最大応力）を計算した。この過程を繰返し100回繰り返し、各ケースにおける最小局所安全率を算出した。

3.4.2 検討条件

解析は図-3.9 に示す堤高 50m、上下流面勾配 1:0.8 の台形ダムモデルを用いた。初期応力解析は岩盤の条件を考慮して、地震力を与えた動的解析では、堤体のみモデルを用いた。堤体のメッシュサイズは、基本的に 1.5m×1.5m として、局所的な発生応力を把握できるようにした。解析に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震時に一庫ダムで観測した地震波を照査用下限加速度応答スペクトル<sup>4)</sup> に適合するように調整した上で振幅（最大加速度）を「フィルダムの耐震設計指針（案）」<sup>5)</sup> に示される中震度帯の地盤設計震度を想定して 156.8gal に調整したものである。

解析に用いる強度のばらつきの設定には、実際の台形 CSG ダムの CSG 材の材料試験によるひし形を参考として図-3.10 に示すひし形を想定した。設定した強度は 1.5～5.5 N/mm<sup>2</sup> に分布するとし、平均の強度は 3.5

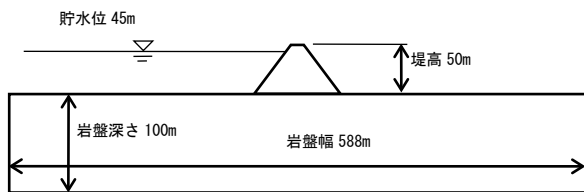


図-3.9 解析モデル概要

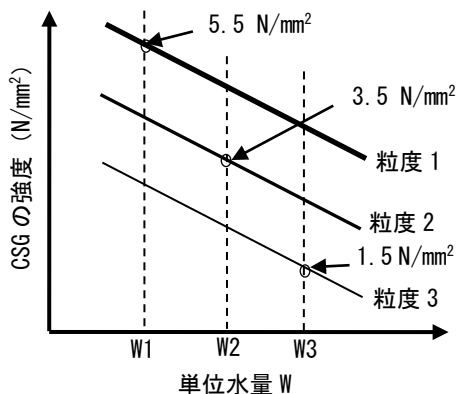


図-3.10 設定したひし形

N/mm<sup>2</sup>とした。解析ケースは平均強度や強度範囲からばらつきを設定した。弾性係数は計画中の CSG ダムの CSG 材を用いた大型供試体（直径φ300mm×高さH600mm）による圧縮強度試験（材齢91日）で計測された、弾性係数と CSG の強度の相関から得た式 3.2 により設定した。

$$E = 328.3 \times \sigma_c + 183.5 \quad \text{(式 3.2)}$$

ここに、 $E$  : 弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_c$  : CSG の強度(N/mm<sup>2</sup>)

解析ケースを表-3.5 に示す。ケース1は現行の台形 CSG ダムで採用されている方法から、安定性評価に用いる CSG の強度の最小値（CSG 強度：1.5N/mm<sup>2</sup>）とし、弾性係数については実ダムの設計で安全側の解析を行う観点により、ひし形の範囲の配合条件で最大値程度を採用していることから、想定する強度範囲での最大強度にあたる 5.5N/mm<sup>2</sup>に相当する弾性係数 1,989N/mm<sup>2</sup>とした。ケース2～7は平均強度を 3.5N/mm<sup>2</sup>の正規分布で、変動係数を 10～30%に変化させてばらつきを設定した。ばらつきを持つケースの強度範囲は平均±3σ（標準偏差）以内とした。これにより各ケースで想定するばらつきに対して発生確率 99%以上までを考慮できる。ばらつきの範囲の設計条件から、本検討で想定したひし形の範囲（1.5～5.5N/mm<sup>2</sup>）は平均強度 3.5N/mm<sup>2</sup>で変動係数 19%の正規分布に相当する。

3.4.3 解析結果

台形ダムモデルでは解析結果から安全率を評価する上で、最大主応力（引張）は極めて小さいため、以下は最小主応力（圧縮）について示す。各ケースの最小主応力及び局所安全率を表-3.6 に示す。ケース2～7では強度のばらつきが大きいほど発生する最大の圧縮応力も大き

表-3.5 解析条件（強度のばらつき）

ケース	CSGの強度 (N/mm <sup>2</sup> )				変動係数	ケース1に対する最小強度比
	最小	平均	最大	標準偏差		
1	1.500	1.500	1.500	0	0%	-
2	3.500	3.500	3.500	0	0%	2.333
3	2.450		4.550	0.350	10%	1.633
4	1.925		5.075	0.525	15%	1.283
5	1.400		5.600	0.700	20%	0.933
6	0.875		6.125	0.875	25%	0.583
7	0.350		6.650	1.050	30%	0.233

表-3.6 各ケースの最小主応力と局所安全率

ケース	最小主応力 (N/mm <sup>2</sup> )※			局所安全率			ケース1に対する 最小局所 安全率比
	最小	平均	最大	最小	平均	最大	
1	-1.43	-0.66	-0.03	1.05	3.12	44.99	-
2	-1.10	-0.64	-0.04	3.19	7.34	99.72	3.03
3	-1.21	-0.64	-0.03	2.73	7.32	127.27	2.60
4	-1.25	-0.64	-0.03	2.49	7.30	133.19	2.37
5	-1.33	-0.64	-0.03	1.95	7.28	145.89	1.85
6	-1.35	-0.64	-0.02	1.49	7.25	159.04	1.41
7	-1.47	-0.65	-0.02	0.83	7.22	193.61	0.79

※応力は圧縮が負

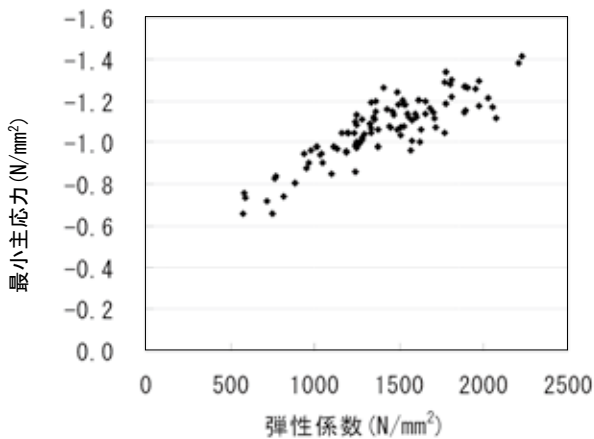


図-3.11 弾性係数と発生応力の関係  
(下流端要素, ケース7) ※応力は圧縮が負

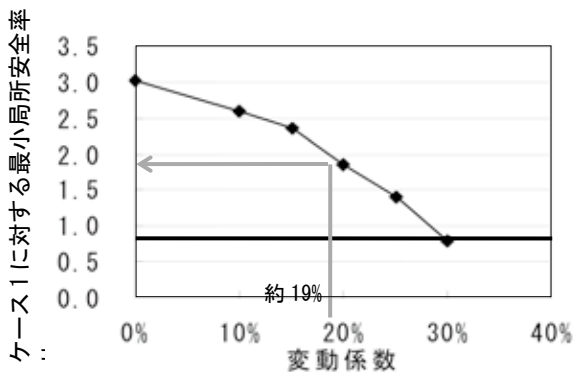


図-3.12 変動係数と最小局所安全率比の関係

くなり、最小局所安全率は小さくなる。図-3.11に弾性係数と最小主応力の関係の一例として、ケース7における下流端要素の弾性係数と最小主応力の関係を示す。弾性係数と発生応力は相関があり、弾性係数が大きいほど発生する応力は大きくなる。しかし、弾性係数が大きくなると強度も高くなるため、局所安全率に与える影響は小さくなる。

図-3.12に平均強度を一定 (3.5N/mm<sup>2</sup>) として強度のばらつきの大きさ (変動係数) を変化させた各ケース

(2~7) について、変動係数とケース1に対する最小局所安全率の比の関係を示す。強度のばらつきが大きくなるほど最小局所安全率は小さくなる。本検討で想定したひし形の範囲のばらつき (変動係数約 19%) では、最小局所安全率は現行設計手法に相当するケース1の2倍程度となることがわかる。よって、実施工において強度のばらつきが設計時のひし形の想定範囲内であれば、十分な構造安定性を得ることができる。ただし、これは個別ダムを参考として強度や弾性係数を設定し、さらに強度のばらつきが正規分布であることを仮定しているため、これらが異なることでばらつきによる構造安定性への影響の大小が変化する。今後、個別のダムでばらつきを考慮した上での合理的な設計や施工を行うためには CSG の物性やそのばらつきを把握する必要がある。

合理的な設計方法として、個別ダムにおける堤体材料の強度や弾性係数のばらつきを評価した上で、モンテカルロ法によりばらつきを考慮した応力解析を行い、得られた解析結果から所要の安全率を満たすことを確認する方法を提案した。

### 3.5 現場品質管理試験データの分析と管理合理化の提案

#### 3.5.1 現場施工・品質管理試験データの分析

実際に施工された4つの CSG ダム及び構造物の管理試験データを用い、管理頻度について定量的な判定が可能と考える項目として、粒度分布や表面水量、強度の変動傾向を得た。各ダム (A~D) での強度管理試験結果を表-3.7 に示す。各ダムで強度やそのばらつきが異なるが、材齢 28 日以降では変動係数は 20%前後である。管理が十分に行われている重力式コンクリートダムでのコンクリート強度の変動係数が 15%以内<sup>6)</sup>であることから、ばらつきが大きい材料である CSG であっても品質管理を密に行うことで安定した強度が得られると考えられる。

また、各ダムでは想定した粒度範囲内での CSG 材が得られており、強度のばらつきについてもセメント配合・材齢条件によってはコンクリートダムにおけるコンクリート強度と変動が同程度となる安定した強度が得られている。

#### 3.5.2 品質管理合理化への提案

「台形 CSG ダム 施工・品質管理技術資料」<sup>7)</sup>に基づき、近年実施された台形 CSG ダムの CSG 材の品質管理の方法は比較的に安全側の方法であり、さらなる設計や施工の合理化が可能と考えられることから、品質管理頻度の妥当性を判定する方法として図-3.13 に示す方法



表-3.7 各ダムの強度管理試験値 (CSG の強度)

ダム		A			B		C				D		
単位セメント量(kg/m <sup>3</sup> )		60	80	100	80	100	60	80	100	125	60	100	
標準供試体	材齢7日	データ数	29	77	106	76	79	28	26	83	12	43	8
		平均強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.16	1.72	2.40	2.01	2.85	1.15	1.47	1.89	2.52	1.46	2.69
		最小強度(N/mm <sup>2</sup> )	0.57	1.17	1.53	0.99	1.52	0.89	1.04	1.22	1.85	0.88	2.33
		変動係数(%)	29.82	16.59	15.77	18.85	22.41	14.86	16.48	20.12	21.41	20.94	13.65
	材齢28日	データ数	25	52	87	76	79	26	26	83	12	43	8
		平均強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.82	2.70	3.44	3.00	4.17	1.48	1.84	2.57	3.30	2.75	5.86
		最小強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.13	1.87	2.43	1.55	2.60	1.11	1.33	1.83	2.36	1.77	5.13
		変動係数(%)	23.52	16.61	14.67	18.99	22.59	15.79	14.93	16.19	19.13	22.10	10.63
	材齢91日	データ数	24	31	68	/	/	/	/	/	/	/	/
		平均強度(N/mm <sup>2</sup> )	2.88	3.91	4.71	/	/	/	/	/	/	/	/
		最小強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.80	3.10	4.00	/	/	/	/	/	/	/	/
		変動係数(%)	19.66	11.32	9.92	/	/	/	/	/	/	/	/
大型供試体	材齢28日	データ数	24	33	70	66	64	26	26	19	12	43	8
		平均強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.76	2.75	3.38	2.74	3.64	1.40	1.85	2.25	2.82	2.90	5.61
		最小強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.20	1.97	2.23	1.52	2.51	1.06	1.32	2.06	2.19	1.73	3.83
		変動係数(%)	21.24	15.97	13.78	18.69	17.86	15.30	16.59	6.17	19.05	17.02	17.37
	材齢91日	データ数	24	33	70	/	/	/	/	/	/	/	/
		平均強度(N/mm <sup>2</sup> )	2.92	3.96	4.66	/	/	/	/	/	/	/	/
		最小強度(N/mm <sup>2</sup> )	1.67	3.07	3.93	/	/	/	/	/	/	/	/
		変動係数(%)	16.94	11.95	10.09	/	/	/	/	/	/	/	/

を提案した。

まず、施工初期の管理試験による CSG 材の粒度分布や表面水量、CSG の強度等のデータを蓄積し、CSG の強度のばらつきを把握する。試験値から、現状の品質管理で想定される CSG 強度 (試験の最小値、もしくは平均値から標準偏差の 2~3 倍の強度低下を見込んだ値、以下施工 CSG 強度という) を設定する。施工 CSG 強度が必要 CSG 強度に対して十分に大きい場合は管理頻度を低減できる可能性がある。もし、管理試験を密に行っている施工初期の段階で、施工 CSG 強度が必要 CSG 強度を下回る場合には、現状の CSG 材の取り扱い方法や管理試験方法に問題があると考えられるため、原因究明と対応策の検討が必要である。繰り返しになるが、検討すべき対応策の中には配合設計の変更も含まれる。施工 CSG 強度が必要 CSG 強度に対して同等かつ大きい値である場合は現在の管理頻度が妥当と判定できる。

次に管理頻度を低減できる可能性がある場合には、管理頻度に起因する単位水量のばらつきが強度低下に与える影響を把握することで、管理頻度を変更した際に想定される最小の CSG の強度 (以下、管理頻度低減 CSG 強度という) を得ることができる。強度管理の観点から、管理頻度低減 CSG 強度が必要 CSG 強度に対して同等かつ大きい値となる管理頻度が適した管理頻度であると考えられる。

なお、ひし形作成時には粒度区分は 3 種類で行うこと

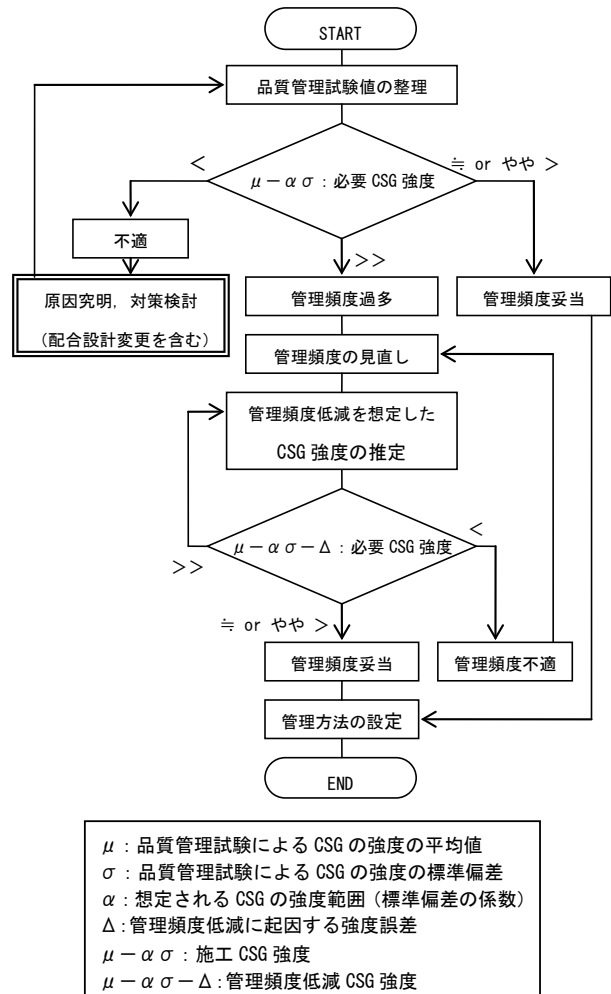


図-3.13 管理試験頻度の妥当性判定フロー

を基本としているが、ダムによっては単位水量の変化により粒度と強度の大小関係が逆転していることもあるため、このような CSG に対して同様に管理頻度の妥当性を判定する際には、更に細かく粒度分布と強度の関係を把握する必要があると考えられる。また、管理頻度を低

### 3.6 まとめ

#### 1) CSG の長期信頼性

CSG を想定した試験体は粘着性を有する微粒分を加えない試験体に比べて、繰返し载荷による残留ひずみが大きくなり、クリープも約 3~4 倍大きくなる。しかし、繰返し载荷については、実際の台形 CSG ダムの貯水位変動による応力変動程度では構造に影響を及ぼす変形は生じないと考えられる。また、台形 CSG ダムの堤体内に放流管（コンクリート構造物）を設置することを想定した FEM モデル解析では、CSG のクリープにより放流管部では CSG 部との境界付近に応力が集中するが、破壊に至るような影響は無いことを確認した。

CSG を想定した試験体による繰返し载荷試験とクリープ試験により CSG は長期信頼性を有しており、台形 CSG ダムとしての安全性を確認することができた。しかし、CSG は個別ダムによりその性質が異なるため、実際のダムでは CSG 材の物性や配合を考慮し、必要に応じて同様の試験の実施や解析による検討を行うことで、個別ダムにおける CSG の長期信頼性を確認することも必要と考えられる。

#### 2) 材料のばらつきを考慮した重力式ダムの設計

物性のばらつきを考慮したモンテカルロ法による応力解析では、弾性係数を強度との相関から設定した場合に、現行の台形 CSG ダムの設計手法は、実施工において強度のばらつきが設計時のひし形の想定範囲内であれば十分に安全側であることを明らかにした。また、材料のばらつきを考慮した重力式ダムの設計方法として、強度や弾性係数を評価し、本研究で示したようなモンテカルロ法による堤体応力解析を行い、所要の安全率を評価する方法を提案した。

#### 3) CSG の品質管理

実際に施工された CSG ダムの品質管理データによれば、「台形 CSG ダム施工・品質管理技術資料」<sup>7)</sup>に基づいた現行の品質管理方法により、台形 CSG ダムおよび CSG 構造物では十分な品質の CSG が施工されており、施工された CSG の強度はコンクリートダムより若干ばらつきが大きい程度である。よって、さらに合理的な品質管理方法を採用することが可能であると考えられる。また、品質管理方法だけで対

減しても必要 CSG 強度を確保できることを確認できた場合でも、施工日の前に実施する管理試験により CSG 材に大きな材質変化が確認された場合や、気候条件の変化により表面水量の変動が大きくなることを見込まれる場合には、管理頻度を元に戻すなどの対応が必要となる。応する事が効率的・効果的でない場合は、配合設計の変更を念頭に置く必要がある。本研究では、品質管理データを用いて CSG の強度や CSG 材の粒度分布、表面水量に着目して、施工管理頻度を低減することによる CSG の単位水量の誤差から強度への影響を評価することで、合理的な管理頻度を設定する方法を提案した。

CSG はその品質が採取場所により大きく異なり、また同じ採取場所の中でも品質のばらつきを有することから、個別ダムにおける設計・施工では CSG 母材の粒度分布（特に CSG の品質への影響が大きいと考えられる微粒分含有量）や吸水率等の品質、及びそのばらつきを十分に把握する必要があるが、本研究で明らかになった、CSG の長期信頼性に対する知見や材料のばらつきを考慮した構造安定性の評価手法を踏まえ、さらなる設計・施工管理の合理化が期待される。

### 参考文献

- 1) 山口嘉一、佐々木隆、中村洋祐：「強度が不均一な堤体材料の設計法と品質管理法に関する研究」：土木研究所成果報告書【平成 17 年度】、pp. 865-880、2006. 3.
- 2) 岡田清、六車熙：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、pp. 1408~1409、1981.
- 3) 鷲津久一郎、宮本博、山田嘉昭、山本善之、川井忠彦共著：有限要素法ハンドブック、p. 218、1983. 1.
- 4) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005. 3.
- 5) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計（案）、（財）国土開発技術研究センター、1991. 6.
- 6) （財）ダム技術センター：多目的ダムの建設 第 5 巻 設計Ⅱ編、pp. 21-28、2005. 6.
- 7) （財）ダム技術センター：台形 CSG ダム施工・品質管理技術資料、2007. 9.

## 4. 規格外骨材の耐久性評価手法に関する研究

### 4.1 研究目的

近年、ダム建設においては良好な原石山が減少しており、骨材品質が低下する傾向にある。また、これに合わせて原石山での掘削量の増大、廃棄岩の処分場の拡大、骨材輸送距離の増加等による環境負荷が大きくなっている。これらのことから、現在の品質規格を満足しない骨材であってもコンクリートの性能を損なわない範囲の骨材であれば、有効利用を図ることで骨材の供給量を確保し、環境負荷を低減することが望ましい。

コンクリートに用いる骨材の品質規格は JIS A 5308 レディーミクストコンクリート(附属書A)や土木学会のコンクリート標準示方書などに定められており、ダムにおいてもそれらが準用されている。

骨材品質がコンクリートに与える影響としてはフレッシュ性状、強度、耐久性などがあるが、特に耐凍害性や乾燥収縮に与える影響が大きい。これらの照査には、コンクリート供試体を製造しての長期間に及ぶ試験が必要である。このため、骨材を対象とした簡易な試験によって、できあがりコンクリートの品質を評価する手法を確立することを目的として実験的研究を行った<sup>1)</sup>。以下、耐凍害性と乾燥収縮に分けて研究内容を記述する。

### 4.2 耐凍害性の評価手法に関する研究

#### 4.2.1 概要

骨材の品質がコンクリートの耐凍害性に与える影響は大きい。その評価には、従来より硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験方法が用いられている。しかし、図-4.1に示すように、安定性試験の結果から得られる安定性損失質量百分率（以下、安定性という）と、その骨材を使用したコンクリートの耐久性指数との相関性は必ずしも高いとは言い難く、安定性に基づく骨材性能評価には疑問が残るところである。そこで、安定性試験に替わる方法として、骨材に直接凍結融解作用を与える簡易試験方法について検討した。

#### 4.2.2 研究の対象とした骨材

使用する骨材の種類がコンクリートの耐凍害性能

に与える影響について考える場合、粗骨材に着目した検討と、細骨材に着目した検討がある。これまでの研究によれば、コンクリートの耐凍害性に与える影響は細骨材では小さく、粗骨材で大きい。図-4.2にその例を示す<sup>2)</sup>。

この図は低品質な骨材（A~E）で細骨材や粗骨材を置き換えた結果であり、細骨材を置き換えた場合には耐久性指数は低下しないのに対して、粗骨材を置き換えた場合には耐久性指数が低下する結果となっている。このことから、今回は粗骨材を対象とした検討を行った。

本研究では、日本全国から27種類の粗骨材を収集した。ダムコンクリートに用いる骨材の品質規格としては、一般には吸水率3.0%以下、安定性試験結果12%以下とする場合が多いが、本研究では、低品質骨材の利用拡大を目的としていることから、品質規格を満足しない骨材も含めて収集した。

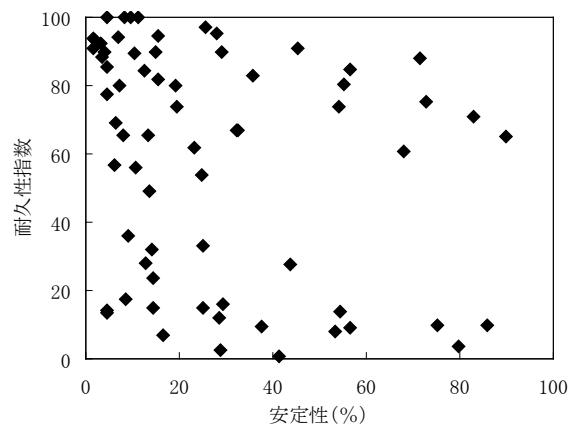


図-4.1 粗骨材の安定性試験結果とコンクリートの耐久性指数との関係

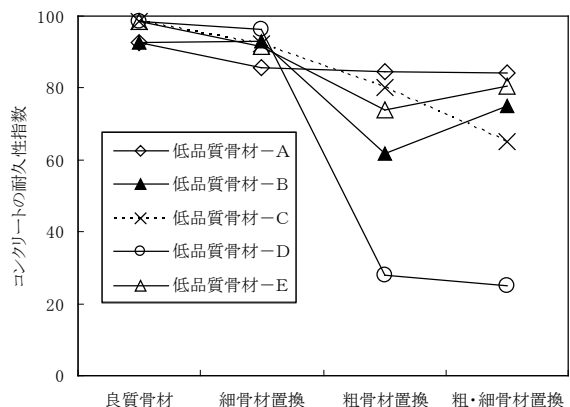


図-4.2 細骨材と粗骨材がコンクリートの耐久性に与える影響

粗骨材は砕石と砂利に大別される。これらには品質的に以下の根本的な違いがあり、本研究では、砕石（16 データ）と砂利（11 データ）とを分類して検討した。

- 砕石：砕石場で産出される。比較的均質な岩盤を砕いて製造するために、骨材粒子間の品質のばらつきは小さい。破碎して製造することから、粒子形状は角張っている。
- 川砂利：川または過去に川が流れていた場所の河床堆積物である。河床堆積物は、その河川沿いの様々な山岳から崩落した岩が、長い年月の間に河川を流下し、堆積したものである。従って、様々な岩種、品質の岩石の集合体となる。流水の磨砕作用で、粒子形状は丸みをおびている。

4.2.3 粗骨材の簡易凍結融解試験方法

骨材の簡易凍結融解試験（以下、簡易試験という）とは、土木研究所が再生骨材の耐凍害性を評価するために開発した試験法<sup>3)</sup>である。その概要を図-4.3に示す。また、今回実施した試験手順を以下に示す。

- (1) 15-25mm の粗骨材を試験の対象とし、粗骨材を25-20mm、20-15mm、の各粒子にふるいわける。
- (2) ふるい分けた約1kgの粗骨材を1,000cc程度のポリプロピレン製の容器に入れて水で満たす。
- (3) 1日1サイクルで冷凍庫と水槽に交互に入れることで骨材に凍結融解作用を与える。
- (4) 所定のサイクル終了後に、骨材を容器から取り出し、気乾状態とする。
- (5) 試験前に用いたふるい目から抜け落ちる粒子の割合（損失率）を測定する。

また、凍結融解による劣化を促進させるために、水に塩化ナトリウム（NaCl）を質量比で1%混入した塩水を用いた試験も実施した。

4.2.4 砂利の実験結果

砂利に対する簡易試験結果（30サイクル）と、その砂利を使用したコンクリート（W/C55%、Air4.5%）の耐久性指数を比較した。この結果を図-4.4に示す。

砂利の簡易試験の結果は、コンクリートの耐久性指数と良い対応を示した。砂利は種々の岩石の集合体である。

その中に占める低品質骨材の割合がコンクリートの耐久性指数に影響を与えられとされる。簡易試験

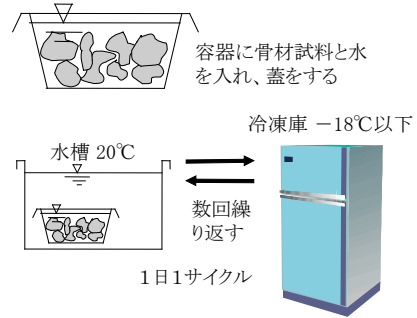


図-4.3 粗骨材の簡易凍結融解試験方法

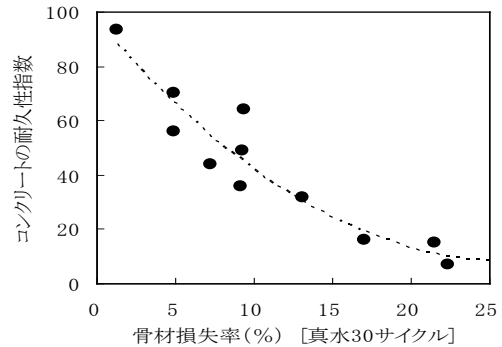


図-4.4 砂利の簡易試験結果とコンクリートの耐久性指数の関係（真水、30サイクル）

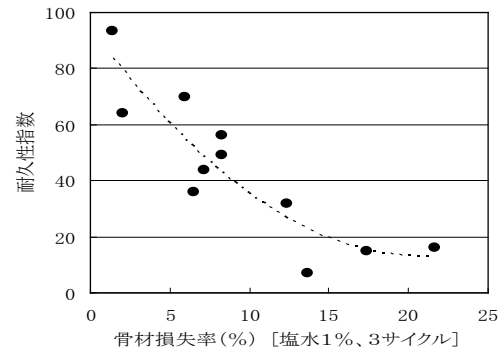


図-4.5 砂利の簡易試験結果とコンクリートの耐久性指数との関係（NaCl 1%溶液、3サイクル）

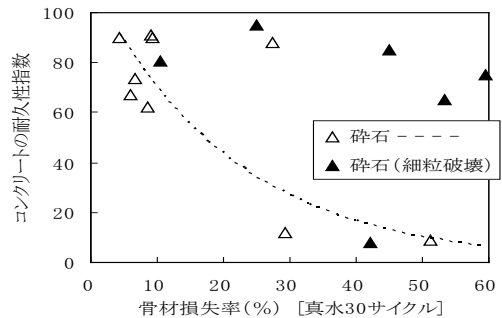


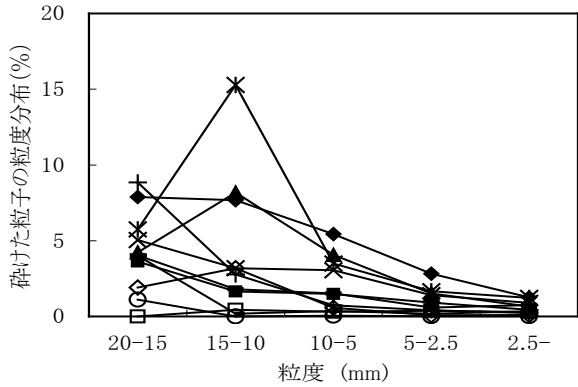
図-4.6 砕石の簡易試験結果とコンクリートの耐久性指数の関係（真水、30サイクル）

方法は、この低品質骨材の含有率を求めるのに適した試験法と考えられる。

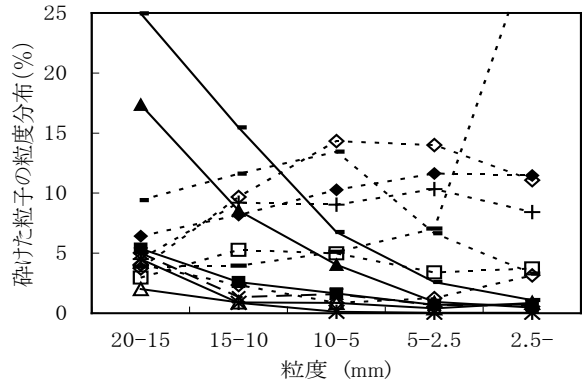
簡易試験法の繰り返し回数を減らす工夫として、1%NaCl溶液を使用した。この結果を図-4.5に示す。この試験では僅か3サイクルで比較的良好な結果が得られた。

4.2.5 砕石の実験結果

砕石の簡易試験結果（30 サイクル）と、その砕石を使用したコンクリート（W/C55%、Air4.5%）の耐久性指数を比較した結果を図-4.6に示す。砕石の簡易試験の結果は、コンクリートの耐久性指数と良好な対応を示さなかった。この理由について考察する。



(1) 20-25mmの砂利の結果



(2) 20-25mmの砕石の結果

図-4.7 簡易試験で砕けた粒子の粒度分布

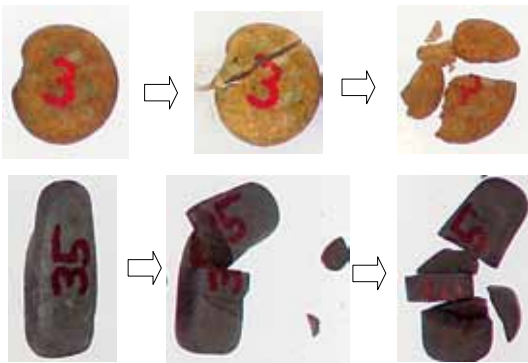


写真-4.1 砂利の劣化課程の観察結果例



写真-4.2 細かい粒子が多くなる砕石の劣化状態

	骨材単体での劣化	コンクリートの劣化
砂利	<p>一部の粒子でひび割れ破壊</p>	コンクリートの劣化につながる
悪 ↑ 砕石 ↓ 良	<p>粒子がひび割れ破壊</p>	コンクリートの劣化につながる
	<p>表面から細粒破壊</p>	コンクリート中では劣化しない
	<p>劣化せず</p>	劣化しない

図-4.8 骨材の劣化とコンクリートの劣化の関係（イメージ図）

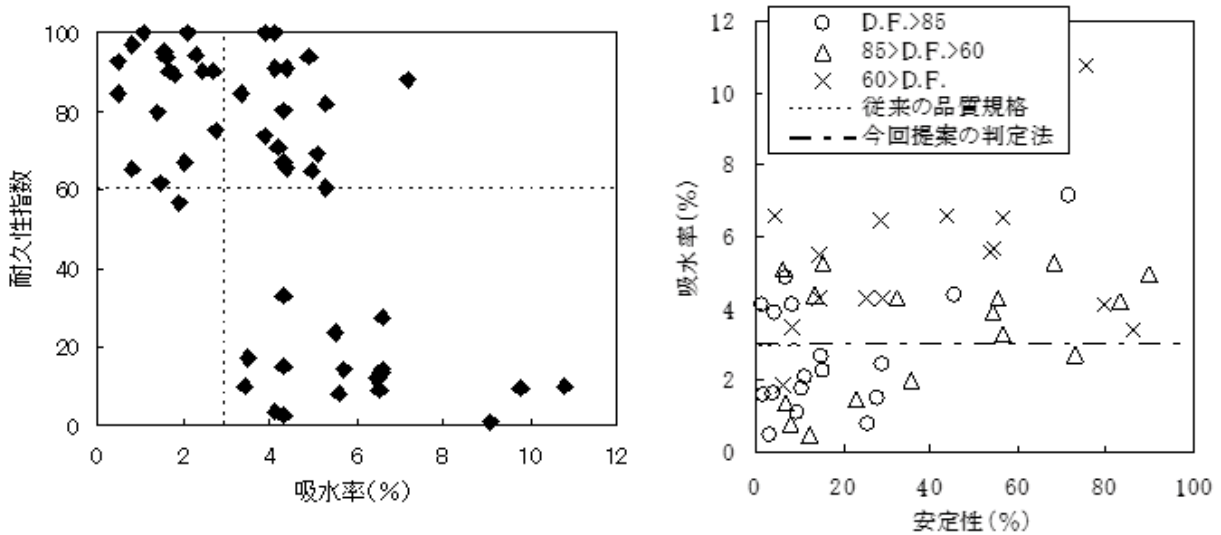


図-4.9 吸水率による砕石の評価

図-4.7は、粒径が25-20mmの骨材を対象に簡易試験を行った時の、20mm以下に砕けた粒子の粒度分布を示したものである。砂利の場合は、比較的に大きな粒子の割合が多く、細かい粒子の割合は少なかった。これに比較して、砕石では、砂利と同様の傾向を示すもの(図中の実線のデータ)の他に、細かい粒子の割合が多くなるものが認められた(図中の点線のデータ)。

写真-4.1は試験中の砂利の破壊過程を撮影した例であり、骨材を分断するような破壊を示しており、これは骨材内部の潜在的な弱部から進展する破壊と考えられる。一方、細かい粒子が多くなる砕石の状態を写真-4.2に示すが、こちらの場合は、砕石の表面から細かく砕けていくような、スケーリング状な破壊を示している。

これらの骨材の劣化とコンクリートの劣化の関連を整理すると図-4.8のようである。すなわち、砂利の劣化は、骨材の内部から生じる比較的大きな劣化であるために、これによる破壊エネルギーが周囲のペースト部分をも破壊し、ひいてはコンクリート全体の破壊に進展することが考えられる。これに対して細かい粒子が多くなる砕石の劣化では、骨材単体では骨材の表面から細粒劣化が進行するものの、骨材表面の劣化の規模が小さいために、周囲をペーストで覆われたコンクリートの内部では、劣化しにくいものと考えられる。

図-4.6では、このような劣化を示したものを▲で示した。これらを除くことで、砕石も簡易試験の結

果とコンクリートの耐久性指数との対応は良くなった。しかしながら、簡易試験結果から、砕石を利用したコンクリートの耐久性を評価することは容易ではないと考えられる。

一方、図-4.9(a)は、砕石(51データ)の吸水率とコンクリートの耐久性指数の関係を示したものである。吸水率が3%以下の範囲で耐久性指数は60%以上となり、良い対応を示した。砕石は砂利と異なり、粒子間の品質のバラツキが小さいことから、平均的なポーラス度を示す吸水率と良い対応を示したことが考えられる。この結果より、砕石の耐凍害性は吸水率で判定するのが妥当と考えられる。なお、図-4.9(b)は、従来の品質規格(吸水率3%以下かつ安定性12%以下)と、今回提案の吸水率のみによる判定とを比較したものである。これより、使用可能な骨材の範囲が拡大することが判る。

### 4.3 乾燥収縮の評価手法に関する研究

#### 4.3.1 概要

コンクリートの耐久性を確保するためには、乾燥収縮によって生じるひび割れを制御することが望ましい。このためには、使用するコンクリートの乾燥収縮特性をあらかじめ把握しておき、必要に応じて収縮量を踏まえた設計や施工計画を立案することが求められる。

コンクリート中で主に収縮するのはセメントペーストであり、骨材はその収縮を抑制する働きをする。このため、セメントペーストの収縮量を抑える目的

で、単位水量をできるだけ低減することが乾燥ひび割れ防止には有力であるというのが従来からの基本的な考えであった。その一方で、近年の研究によれば、骨材の種類によってコンクリートの収縮量が大きく異なることが報告されている。コンクリートの乾燥収縮率を測定するためには、JIS A 1129 コンクリートの長さ変化試験方法に従い、20°C、RH60%の条件で6ヶ月経過時点の乾燥収縮率を測定しなければならず、その実施は容易ではない。また、試験期間が長期に及ぶことは、設計や施工計画への反映を難しくする要因でもある。そこで、簡易で短期間に

コンクリートの乾燥収縮率を推定する方法として、骨材の乾燥収縮率を測定する方法を検討した。また、骨材の物理的品質（吸水率など）やコンクリートの弾性係数等から、コンクリートの乾燥収縮率を簡易に推定する方法について検討した。コンクリートの乾燥収縮率を測定するための試験は上記の方法に従い、コンクリート配合は W/C55%、s/a46%、Air4.5%、W=165kg/m<sup>3</sup> で統一した。セメントには普通ポルトランドセメントを使用し、混和剤として AE 減水剤を使用した。

表-4.1 乾燥収縮の実験に使用した粗骨材

大分類	小分類	収集した骨材の岩種	試料数
火成岩	火山岩	安山岩(As)	8
	半深成岩	-	
	深成岩	花崗岩(Gr)	1
	火砕岩	凝灰岩(Tf) <sup>*</sup>	2
堆積岩	碎屑岩	砂岩(Ss)、頁岩(Sl)	7
	生物岩	石灰岩(Li)	2
変成岩		-	
上記の混合	川砂利	川砂利(Rg)	7
計			27

<sup>\*</sup>火砕岩は地質分類上は堆積岩にあたるが、G8が安山岩系、G9が玄武岩系であることから火成岩の分類とした。

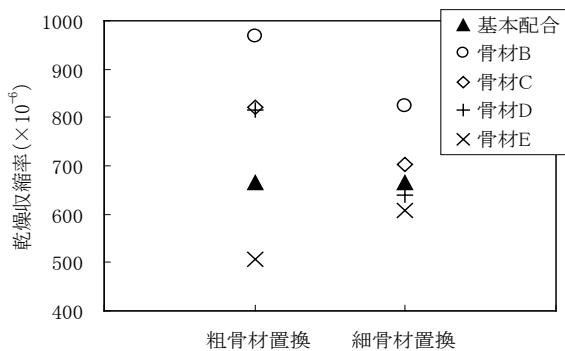


図-4.10 コンクリートの乾燥収縮率に与える粗骨材と細骨材の影響

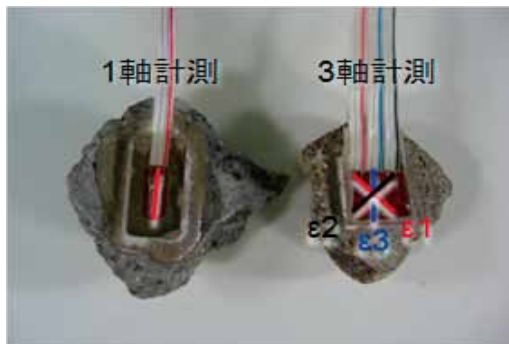


写真-4.1 粗骨材へのひずみゲージの貼り付け

#### 4.3.2 研究の対象とした骨材

本研究では、骨材の物性がコンクリートに与える影響を広範囲に捉えることを目的に、骨材の品質規格を満足するものから、規格を大きく外れるものまで、種々の骨材を収集した。収集した粗骨材を岩種ごとに整理すると表-4.1 のようである。粗骨材最大寸法は概ね 20~25mm である。

細骨材に関しては、良質な川砂を主として使用した。細骨材の影響を確認する実験においては、表-4.1 に示す粗骨材中の 4 種類の粗骨材を砕いて細骨材とし、これを用いた。

粗骨材と細骨材のどちらがコンクリートの乾燥収縮に与える影響が大きいかについて検討した。良質な粗骨材および細骨材を使用した基本配合に対して、粗骨材または細骨材を入れ替えたコンクリート配合の乾燥収縮率を測定した。この結果を図-4.10 に示す。ここで、骨材 B, C, D および E の細骨材と粗骨材は同じ岩から製造したものである。これによると、粗骨材を入れ替えた場合のコンクリートの乾燥収縮率の差は大きい、細骨材を入れ替えた場合の乾燥収縮率の差は小さくなった。今回の配合におけるコンクリート中の細骨材と粗骨材の容積比率は 46:54 であり、細骨材のほうが量的に少ないことから、影響が小さいことは容易に想定できるが、図-4.10 に示す細骨材と粗骨材の差はそれよりも遙かに大きいものであった。これより、コンクリートの乾燥収縮率は、コンクリート中に含まれるより大きな粒子の影響を強く受けるものと考えられる。

このことから、以降の検討は粗骨材の影響に関して実施した。

#### 4.3.3 粗骨材の乾燥収縮率測定方法

粗骨材の乾燥収縮率を測定する方法としては、いくつかの方法が試みられている<sup>4)</sup>が、いずれも標準

的な試験方法として確立されるには至っていない。  
 ここでは、実施が比較的容易なひずみゲージによる測定方法について検討した<sup>5)</sup>。試験の対象とした粗骨材は表-4.1に示す中の19種類の砕石とした。

測定の手順としては、まず、粗骨材の最大寸法に近い粒子を切断し、平滑面を作製した。次に、平滑面に対して、ひずみゲージを貼付ける部分よりも若干大きめの面をポリエステル系接着剤で防水処理した。さらに、防水処理面にシアノアクリレート系接着剤で3軸計測あるいは1軸計測の防水型ひずみゲージ(それぞれ検長3mm)を貼付けた。その後、ポリエステル系接着剤でひずみゲージ全体を防水処理した(写真-4.1)。

骨材を20℃水中に浸漬し、ひずみが安定した状態から試験を開始し、骨材を水中から取りだし、20℃、60%RHの環境でひずみが安定するまで測定を実施した。測定期間は概ね1週間程度であった。3軸計測の結果からは、骨材の異方性を検討するために最小主ひずみおよび最大主ひずみを求めた。

4.3.4 粗骨材の乾燥収縮率測定結果とコンクリートの乾燥収縮率の関係

3軸計測のひずみゲージによる測定は1骨材あたり試験片数を3個とした。測定結果から得られる乾燥収縮の最小主ひずみと最大主ひずみの関係を図-4.11に示すが、その差は概ね25%程度であり、異方性は比較的小さい結果となった。このことから、1軸計測のひずみゲージを用いた試験結果によって、骨材の乾燥収縮率を十分に把握できると考えた。

1軸計測のひずみゲージによる測定は、対象とする骨材の試験片数を7個以上とした。各骨材の乾燥収縮率の平均値と標準偏差の関係を図-4.12に示す。標準偏差は、乾燥収縮率の平均値が大きくなると大きくなる傾向を示し、変動係数は40%程度と比較的大きな結果となった。

このため、平均的な試験データを得るためには測定片数をある程度多くする必要があると考えられ、今回の試験では7個以上とした。

骨材の乾燥収縮率(1軸ひずみゲージの平均値)とその骨材を用いたコンクリートの乾燥収縮率の関係を図-4.13に示す。双方の間には高い相関性が認められ、骨材の乾燥収縮率がコンクリートの乾燥収縮率に大きな影響を与えていることが明らかとなった。また、骨材の乾燥収縮率の測定は、コンクリートの乾燥収縮率を推定するひとつの指標として極め

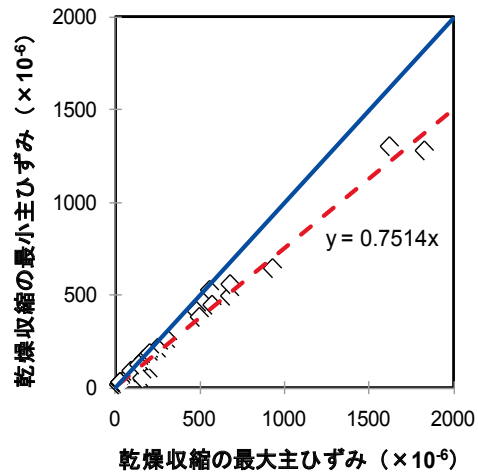


図-4.11 最大主ひずみと最小主ひずみの関係

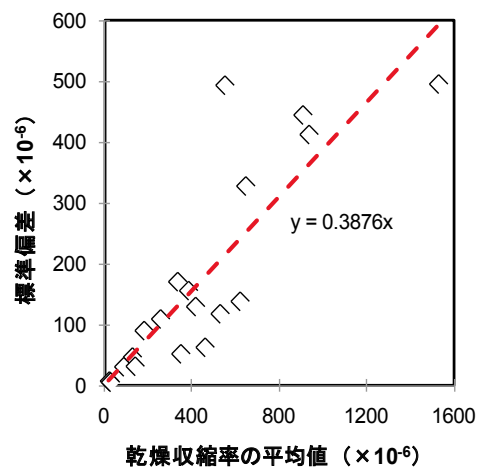


図-4.12 乾燥収縮率の平均値と標準偏差の関係

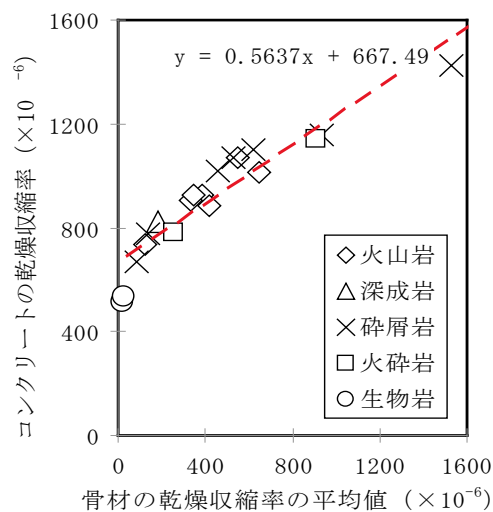


図-4.13 粗骨材の乾燥収縮率とコンクリートの乾燥収縮率の関係



て有効であると考えられる。

#### 4.3.5 骨材の物理的品質と乾燥収縮率との関係

粗骨材の密度、吸水率、安定性などの物理的品質と、その粗骨材を使用したコンクリートの乾燥収縮率との対応について検討した。

このうち、吸水率と乾燥収縮率との関係を図-4.14に示す。この図では岩種ごとに異なるマーキングで示しているが、砕屑岩（砂岩、粘板岩、頁岩）を除くと、吸水率と乾燥収縮率とは概ね相関する関係を示した。建築学会が長期または超長期の建築物に適用するとしているコンクリートの乾燥収縮率の規制値が $8 \times 10^{-4}$ であるが、この規制値と吸水率の規格値である3%とは概ね対応しており、現在の骨材

の品質規格の妥当性が伺える。

一方で、砕屑岩は他の骨材とは異なる傾向を示した。砕屑岩については地質年代をジュラ紀（-j）と白亜紀（-k）とに分けて示したが、白亜紀のものでは吸水率が3%以下であっても、大きな乾燥収縮率を示すものが認められた。白亜紀はジュラ紀に比較して地質年代が新しく、固結度がやや低いことが考えられ、吸水率もジュラ紀のものに比較すると高い値となっている。そこで、砕屑岩を使用したコンクリートで、乾燥収縮の規格を満足する必要がある場合には、堆積年代を特定するか、あるいは、他の岩種よりも厳しい骨材品質規格を設けるのが妥当と考えられる。

図-4.14は吸水率の結果であるが、密度や安定性に関しても同様の傾向が認められた。

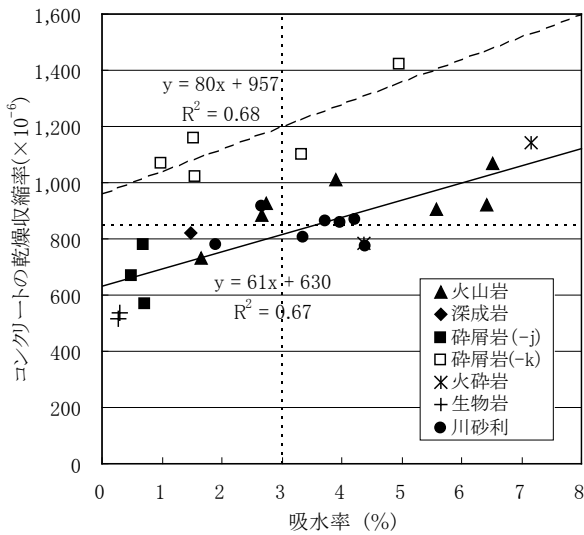


図-4.14 粗骨材の吸水率とコンクリートの乾燥収縮率との関係

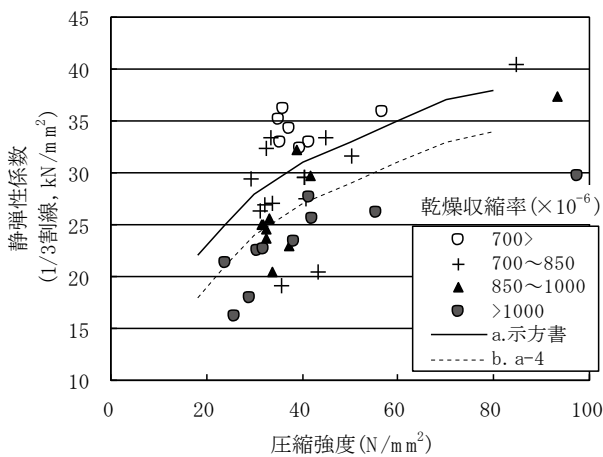


図-4.15 乾燥収縮率ごとの圧縮強度と弾性係数の関係

#### 4.3.6 コンクリートの弾性係数と乾燥収縮率との関係

骨材はペーストの収縮変形に抵抗する役目を果たすが、その抵抗性が低い骨材に関しては、骨材の弾性係数も低いと考えられる。従って、このような骨材を使用したコンクリートの弾性係数も低いことが予想されることから、コンクリートの弾性係数とコンクリートの乾燥収縮率との関係について検討した。弾性係数の測定方法としては、コンクリート供試体の圧縮強度試験時にひずみを測定することで得られる静弾性係数、および超音波法や共鳴振動法によって得られる動弾性係数も対象とした。

圧縮強度と各種弾性係数との関係を整理した。その1例として静弾性係数の結果を図-4.15に示す。この図ではコンクリートの乾燥収縮率の大きさを4ランクに分けて示したが、乾燥収縮率が大きいものに関しては、圧縮強度に対する弾性係数の値が相対的に小さくなる傾向を示した。なお、この関係図においては岩種の違いによる差は見られなかった。

図-4.15には土木学会コンクリート標準示方書に示される圧縮強度と静弾性係数の関係を実線で示した。また、この関係よりも弾性係数が $4 \text{ kN/mm}^2$ 低い関係を点線で示した。この図より、示方書に示す関係よりも弾性係数が $4 \text{ kN/mm}^2$ 以上小さいコンクリートでは、乾燥収縮率の大きいものの割合が高くなった。このように、圧縮強度と弾性係数の関係から、粗々の推定ではあるが、乾燥収縮率の大きなコンクリートを推定することが可能と考えられる。

動弾性係数の測定結果に関しても、同様の傾向が

確認できており、例えば超音波による動弾性係数の測定は簡易に行えることから、実務的には有効な手法と考えられる。

#### 4. 4 まとめ

耐凍害性に関する研究では以下の結果が得られた。

- (1) 骨材の品質がコンクリートの耐凍害性に与える影響は、細骨材よりも粗骨材で大きい。
- (2) 粗骨材は砂利と碎石とに大別され、コンクリートの耐凍害性に与える影響は異なる傾向を示した。
- (3) 砂利骨材の耐凍害性に関する簡易試験結果と、コンクリートの凍結融解試験結果とは良い対応を示した。
- (4) NaCl 1%溶液を使用することで、簡易試験のサイクル数を減じることが可能である。
- (5) 碎石のうち、スケーリング状の劣化を示すものは、簡易試験による評価が困難であった。
- (6) 碎石の吸水率が3%以下であると、これを用いたコンクリートの耐久性指数は60%を下回ることはなかった。

乾燥収縮に関する研究では以下の結果が得られた。

- (7) 骨材の種類がコンクリートの乾燥収縮率に与える影響について、細骨材と粗骨材の影響度合いを比較すると、粗骨材の影響のほうが顕著であった。
- (8) ひずみゲージを用いて測定した粗骨材の乾燥収縮率は、コンクリートの乾燥収縮率と良い対応を示した。
- (9) 粗骨材の物理的品質（吸水率等）とコンクリートの乾燥収縮率とは、白亜紀の砕屑岩を除いては、概ね対応する結果を示した。
- (10) コンクリートの圧縮強度と弾性係数の関係において、圧縮強度が同じでも弾性係数が低いコンクリートは、乾燥収縮率が大きい傾向が認められた。

今回の研究は規格外骨材の有効利用を目指したものであり、骨材品質に起因するコンクリートの耐凍害性の評価や、乾燥収縮の評価に関して、従来の品質規格よりも精度の高い評価・判定方法を提案した。これにより、例えば図-4.9に示すように従来の品質規格では規格外とされた骨材を有効に利用することが可能と考えられる。これらの成果を活用することにより、限られた骨材資源の有効使用に寄与でき

ば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 渡辺博志、片平博、伊佐見和大、山田宏：骨材がコンクリートの凍結融解抵抗性と乾燥収縮に与える影響と評価試験法に関する研究、土木研究所資料、第4199号、2011.3
- 2) 片平博、渡辺博志：低品質細骨材の有効利用に関する研究、ダム工学、No.238、pp.25-33、2006.7
- 3) 片平博、渡辺博志：再生骨材の耐凍害性評価手法の研究、コンクリート工学論文集、Vol.21、No.1、201.1
- 4) 後藤幸正、藤原忠司：乾湿に伴う骨材の体積変化、土木学会論文報告集、第247号、pp.97-108、1976.3
- 5) 山田宏、片平博、渡辺博志：粗骨材の収縮特性の評価に関する検討、土木学会論文集 E2 部門採択済み

## 5. ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発

### 5.1 研究目的

岩盤には、断層や節理のように力学的な不連続面が存在することがあり、**図-5.1**に示すようにさまざまな性状を示す。不連続面の一部は周囲の岩盤と比較し、強度が著しく低いことから総称として弱層と呼ばれる<sup>1)</sup>。

通常、ダムの基礎岩盤のせん断強度の評価は、「岩石の硬さ」、「割れ目の間隔」、「割れ目の状態」の三要素を組み合わせることにより岩盤を地質工学的に区分し（土研式岩盤分類）、各岩級の代表箇所での原位せん断試験を実施することで設計強度を設定することが多い。しかし、弱層の地質工学的分類法は定まっておらず、また弱層の原位せん断試験はきわめて大がかりな試験となり試験面の整形が困難な場合や試験箇所の代表性が問題になる場合もあり、弱層の強度を正確に評価することは難しかった。このため、弱層がコンクリートダム等の大型土木構造物の基礎となる岩盤に存在する場合には、安全側の評価として、設計強度を相当程度低く設定することが一般的で、そのために、基礎掘削量や堤体積の増加など、効率的な建設事業を行う上で支障となりやすかった（自閑, 1998 など）<sup>2)</sup>。

そこで本研究では、まず事例調査等から弱層の強度要素を分析し、弱層の地質工学的分類を考案した。次に、弱層壁面の凹凸形状や岩石強度等からせん断強度を予測する強度式ならびに強度予測シミュレーションを提案した。最後に提案手法による強度予測値とモルタルや自然岩盤の節理等を用いた一面せん断試験の結果とを比較するなどして提案手法を検証するとともに、かみ合わせの悪い開口亀裂や粘土等の充填物を含む弱層への拡張性を検討した。

### 5.2 弱層分類方法の検討

#### 5.2.1 事例収集

ダムサイトにおいて弱層のせん断強度が評価された事例を、工事誌、雑誌掲載論文等の資料から収集した。

なお、収集したのは40ダムにおける41の事例である。事例数がダムの数より1つ多い理由は、同一ダム（アーチ）における高角度断層と低角度節理に

対する異なる手法による強度評価を、別個の事例とみなしたためである。後に型式が変更されたダムもあるが、強度評価時におけるダム型式の内訳は、重力：31、アーチ：8、フィル：1である。いずれも、堤体および基礎岩盤の安定性に関わる弱層の事例であり、掘削斜面の安定に関わる弱層の事例を含まない。これらの弱層の成因や性状から力学的強度の要素を整理し、弱層の形態を分類した<sup>1)</sup>。

#### 5.2.2 弱層の成因

収集事例の弱層の成因を表-5.1に示す。弱層は、岩石または地層の生成時に形成されたものと、生成後に形成されたものとに分けられる。前者には、冷却節理、フローユニット境界、軟質挟在層（層理面）および不整合面があり、後者には、断層、造構節理、シーティングジョイントおよびトップリングによる割れ目等がある。

弱層の成因とダム型式との関係では、アーチダムにおいて問題となった弱層のほとんどは高角度断層であり、その他、低角度のシーティングジョイントが問題となった例がある。ロックフィルダムでは、水平断層が問題となった1例のみである。これ以外の様々な成因による弱層は、いずれも重力式コンク

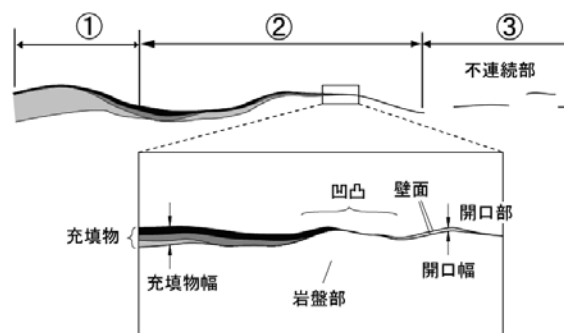


図-5.1 弱層の模式図

表-5.1 弱層の成因

不連続面の種類		弱層の例（呼称）	
断裂	断層	断層	
	節理	造構節理	節理、シーム
		冷却節理	割れ目
断裂以外の割れ目	シーティングジョイント	割れ目密集ゾーン、節理	
	トップリングによる割れ目	クラック	
堆積構造	軟質挟在層	凝灰岩層、石炭層、泥岩薄層	
	フローユニット境界	非溶結部、自破砕部、亀裂、シーム	
	不整合面	境界層	

リートダムにおける低角度の弱層である。

弱層の成因および地質別の事例数を図-5.2に示す。収集した弱層の事例で最も多いのは断層であり、様々な地質に出現して事例全体の約半分を占める。次に多いのはシーティングジョイントで、その多くは花崗岩類のものである。軟質挟在層は、具体的には新第三紀の泥岩および凝灰岩、古第三紀の石炭層および凝灰岩等である。

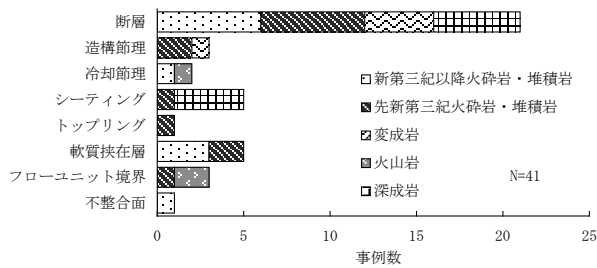
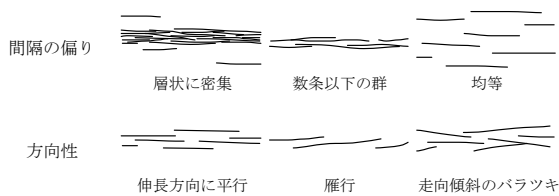
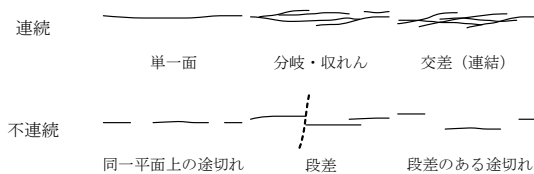


図-5.2 弱層と地質との関係

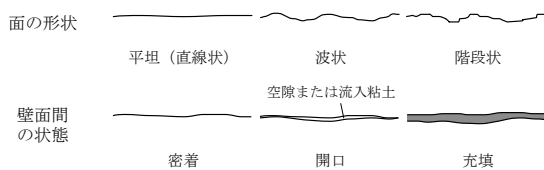
複数の不連続面間の関係



連続性に関する形態



壁面のかみ合いに関する形態



充填物に関する形態

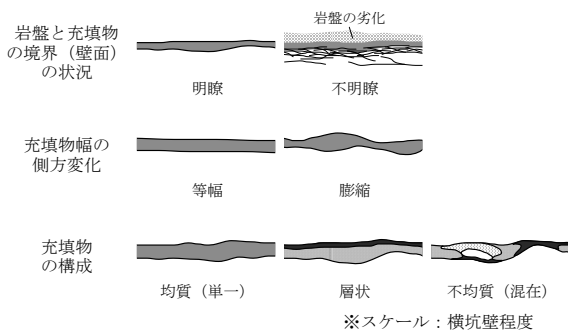


図-5.3 弱層の形態

5.2.3 弱層の形態と力学的強度要素

弱層の形態は、観察するスケールによっても異なるため、ここでは、露頭・横坑スケールで認識される形態に限定する。収集事例の弱層の形態についてみると、面の間隔、連続性、粗さ、充填物幅等が様々であるほか、定量化しにくい多様な形態が認められる(図-5.3)。そこで、強度評価の観点から弱層の形態分類を行った。弱層の強度は、せん断される部分に着目すると、次の3種類のいずれかの強度の組合せからなると考えられる。

- α) 不連続部(岩盤)の強度
- β) 壁面のかみ合い(接触)による強度
- γ) 充填物の強度

弱層の区分の仕方や強度試験の方法は、α)~γ)のいずれの強度が主に関わるかによって変わる。そして、これらの強度は、それぞれ以下の弱層の形態が関係する。

- α') 不連続部の有無
- β') 壁面の粗さと充填物幅の関係
- γ') 充填物の構成

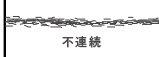

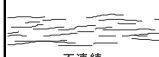
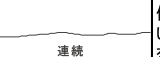



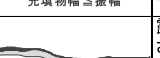
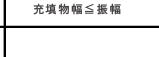
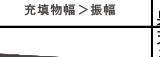
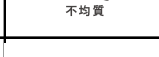
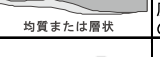
弱層の強度評価に関わるのは、主にα')~γ')の形態であるといえる。これらは観察するスケールによって変わる。ダムの設計上は、少なくとも原位置試験スケールとの関係で捉える必要がある。原位置試験は、弱層の強度を直接測定できる最も大きなサイズの試験であり、このスケールでα)~γ)のような強度を取り込んで評価できる必要がある。なお、理想的にはダム基礎全体のスケールでα)~γ)の強度を評価するのが望ましい。この場合は、露頭・横坑等のスケールで幾何形態調査を行って取り込むなど、異なる方法が必要となる。ただし本研究では、まず原位置試験スケールを念頭に弱層の分類や強度評価手法を検討した。

5.2.4 弱層の形態分類

α')~γ')の弱層の形態に着目するとともに、原位置試験のサイズを基準としたそのスケールを考慮して弱層の形態を区分することにより、強度評価手法に対応した分類が可能となる。そこで、弱層の形態分類を表-5.2に示す。

表-5.2では、各タイプの弱層を、露頭・横坑観察調査スケールと原位置試験スケールの二つのスケールで見たときの形態を模式的に示した。A、C、Fタイプは、それらの強度を原位置試験スケールで評価で

表-5.2 弱層の形態分類と強度要素

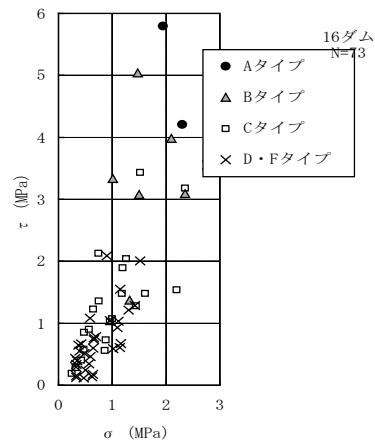
弱層タイプ	スケール		特徴	想定される強度		
	露頭横坑スケール	原位置試験スケール		$\alpha$ ) 不連続部 (岩盤) の強度	$\beta$ ) 壁面のかみ合いによる強度	$\gamma$ ) 充填物の強度
A	 不連続	 不連続	個々の不連続面の連続性が原位置試験スケールより小さい。原位置試験スケールで不連続面のせん断強度に加え、不連続部(岩盤部)の強度が期待できる。	○	○	-
B	 不連続	 連続	個々の不連続面の連続性が、原位置試験スケールより大きい。露頭・横坑調査スケールでは不連続部(岩盤部)の強度を期待できるが、原位置試験スケールでは期待できない。	○	○	-
C	 充填物幅 ≤ 振幅	 充填物幅 ≤ 振幅	充填物を含まない、もしくは充填物幅が凹凸の振幅より小さく、原位置試験スケールで壁面のかみ合い効果を期待できる。	-	○	△
D	 充填物幅 ≤ 振幅	 充填物幅 > 振幅	露頭・横坑調査スケールでは充填物幅が起伏の振幅より小さく、壁面のかみ合い効果が期待できるが、原位置試験スケールでは充填物幅が凹凸の振幅より大きく、かみ合い効果を期待できない。	-	○~△	○
E	 不均質	 均質または層状	充填物幅が厚く、不均質な複数種類の充填物で構成される。露頭・横坑調査スケールでは充填物の構成に応じた強度を期待できるが、原位置試験スケールでは一部の充填物の強度に支配される。	-	-	○
F	 均質または層状	 均質または層状	充填物が厚く均質または層状の充填物で構成される。単一種類の充填物のせん断強度しか期待できない。	-	-	○

○: 主な強度要素、△: 副次的な強度要素、-: 強度として期待できない強度要素

きるのに対し、B、D、Eタイプでは、より大きなスケール(露頭・横坑スケール)でなければ評価できない点で異なる。ただし、これらの弱層タイプは、必ずしも一枚の弱層ごとに対応するのではなく、同一の弱層が区間によって複数のタイプに分けられる場合もある。

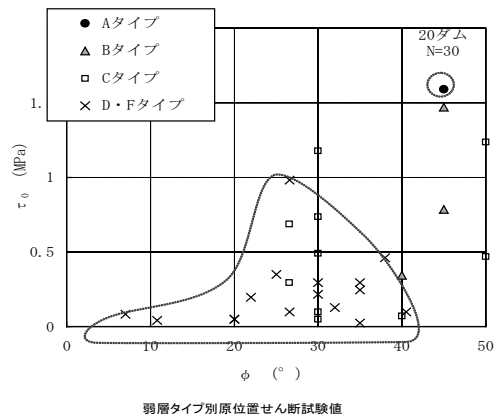
5.2.5 既往ダムにおけるせん断強度の測定例

各区分における既往ダムの原位置せん断強度の測定例を図-5.4、図-5.5に示す。まずAタイプはどちらのスケールで見ても不連続部を含む弱層である。前述の $\alpha$ )~ $\gamma$ )の強度との関係でいえば、 $\alpha$ )と $\beta$ )の強度を期待できる。Aタイプの試験値は通常のプロックせん断試験によるものであり、そのせん断面に不連続部(岩盤部)を含むため、岩盤の強度を反映した大きな値となっている。次にBタイプは $\alpha$ )と $\beta$ )の強度を期待できる。Bタイプの試験値は、充填物を含まない弱面を対象とした三面ラインカット方式のプロックせん断試験によるものである。内部摩擦角 $\phi$ は $40\sim 45^\circ$ と高く、純せん断強度 $\tau_0$ の値には大きなばらつきがある。このばらつきの原因としては、壁面岩盤の硬軟のほか、試験面の粗さ形状やかみ合わせが影響していると考えられる。さらにCタイプは、 $\beta$ )と一部 $\gamma$ )の強度によると考えられる。薄い充填物を含む壁面がかみ合う弱層に対する試験で、大型の姿勢制御、側方拘束等によるロックせん断試験によるものである。 $\tau_0$ 、 $\phi$ ともに広い範



弱層タイプ別せん断試験値(試験ブロック毎の $\tau$ - $\sigma$ 関係)

図-5.4 既往ダムにおける弱層分類ごとのせん断試験値の事例



弱層タイプ別原位置せん断試験値

図-5.5 既往ダムにおける弱層分類ごとの原位置せん断試験値の事例

囲の値が得られている。

最後に D、E、F タイプは、試験面では壁面のかみ合わせがほとんど得られないタイプの弱層であり、主として  $\gamma$ ) の強度のみが期待できる。ただし、D タイプでは、露頭サイズで充填物幅が振幅よりも小さい場合には  $\beta$ ) の強度も期待できる場合がある。いずれも原位置試験では主に充填物の強度しか期待できないタイプの弱層であるため一括した。図中のデータは基本的には充填物に対する試験値であるが、一部ロックせん断試験およびブロックせん断試験のほか、簡易せん断試験による試験値が含まれる。ブロックせん断試験は、凝灰岩層や石炭層などの軟質挟在層に対して行われたものである。せん断強度は、C タイプの試験値と部分的に重なるが、 $\tau_0$ 、 $\phi$  ともに小さめの値となっている。

また、図-5.6 には、図-5.4、図-5.5 に示した D・F タイプの原位置せん断試験値に、充填物を対象とした室内三軸圧縮試験および一面せん断試験結果を加え、充填物の性状によって区分した。粘土状から砂状の断層、粘土状の非溶結層および境界層等の軟質部分からなる充填物は、粘着力  $c$  が 0.25MPa 以下で、内部摩擦角  $\phi$  は 3~40° の広い範囲にばらつく。 $\phi$  がばらつく原因としては、粒度組成、締まり具合および含水比などの違いが考えられるが、 $c$  は軟質物質の試験値と変わらず、 $\phi$  が大きめの 40° 前後となっている。粘土混じりの角礫状~細片状の断層および亀裂が発達した自破碎溶岩は、 $c$  が 0.1~1MPa、 $\phi$  が 25~40° と、軟質物質に較べて  $c$ 、 $\phi$  ともに大きな値を示している。凝灰岩および石炭等の軟質挟在層は、 $c$  が 0.2~0.4MPa 程度、 $\phi$  が 20~35° で、 $c$  が軟質物質より大きめの値となっている。

5.2.6 弱層の地質調査項目の検討

以上から、弱層を地質調査する際のせん断強度に影響を及ぼす強度要素の主な調査項目を表-5.3 に整理した。

通常、岩盤分類の観点では、「岩石の硬さ」、「割れ目の間隔」、「割れ目の状態」の三要素を組み合わせることにより岩盤を相対的に区分し、各岩級の代表箇所で行った原位置せん断試験を実施することで、設計強度を設定してきた<sup>3)</sup>。しかし、大がかりな試験となるため時間やコストがかかること、またそのために試験数量が限られてきた。また、図-5.5 に見られるように、C タイプのせん断試験値は大きくばらつく。これは、表-5.3 に示す、 $\beta$ ) の壁面のかみ合い強度

のばらつきによる部分が大きいと考えられる。逆に、これらの要素を確実に把握できれば、不連続面のせん断強度をより正確に予測することも可能で、原位置せん断試験に比べればいずれも簡便な試験で取得可能であると考えられる。そこで次節では不連続面壁面のかみ合い強度によりせん断強度を評価する方法について検討した。

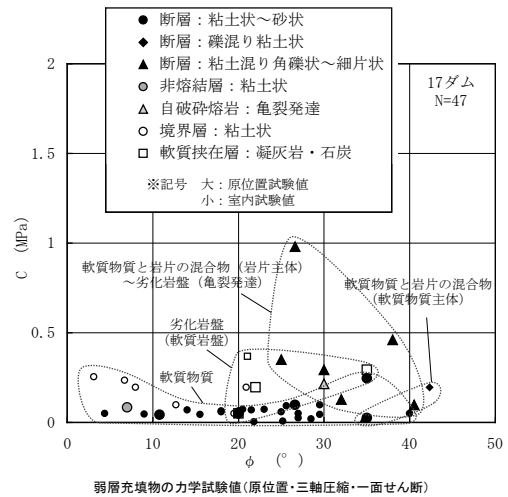


図-5.6 既往ダムにおける弱層充填物の力学試験の事例 (原位置・三軸圧縮・一面せん断)  
表-5.3 せん断強度に影響を及ぼす強度要素の主な調査項目

強度要素	項目	内容
$\alpha$ ) 不連続部 (岩盤) の強度	岩盤の強度	せん断強度、内部摩擦角
	不連続面の分布	間隔、方向、長さ
$\beta$ ) 壁面のかみ合い強度	壁面の強度	一軸圧縮強度、せん断強度、内部摩擦角
	壁面の形状	凹凸形状
	かみ合わせ	上盤と下盤との接触面積
$\gamma$ ) 充填物の強度	充填物の強度	粘着力、内部摩擦角
	構成	幅

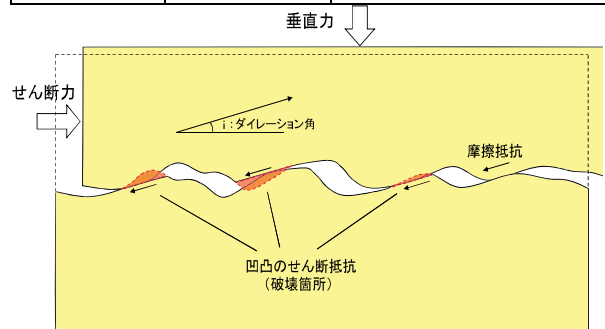


図-5.7 不連続面のせん断モデル

5.3 弱層のせん断強度評価手法の検討

5.3.1 弱層のかみ合わせ強度

弱層壁面のかみ合わせのせん断強度を評価する研究として、Ladanyi and Archambault(1970)<sup>4)</sup>、Barton(1973)<sup>5)</sup>、Saeb(1990)<sup>6)</sup>等が知られている。このうち Barton(1973) は不連続面の表面粗さと壁面の一軸圧縮強度等から予測できる強度式を考案した。ただし、この強度式では断面の凹凸形状を目視で観察しラフネス断面図と比較し決定するため、不連続面の粗さ係数の決定に際して観察者の主観的な要素が強く、形状が観察者によって変わる問題が指摘されていた(楠見ほか, 1999)<sup>7)</sup>。また、Ladanyi and Archambault(1970) は規則的な歯形状の不連続面を模式化し、不連続面壁面の凸部分が接触し乗り上げることによりせん断破壊すると仮定し、ダイレイタンスー特性を考慮したせん断強度の予測式を構築した。さらに Saeb(1990) は Ladanyi and Archambault(1970) の強度予測式のせん断強度の項を単純化することにより、不連続面のかみ合わせのせん断破壊と摩擦破壊の面積比から強度を推定できるモデルを構築した(式 5.1、図-5.7)。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_u + i) (1 - A_s) + A_s \cdot S_r \dots (式 5.1)$$

$\tau_p$  : ピークせん断強度、 $\sigma_n$  : 垂直応力、 $\phi_u$  : 平滑面の摩擦角、 $i$  : ピークダイレイション角、 $A_s$  : 全せん断面に対する堅岩部のせん断面積の比、 $S_r$  : 堅岩部のせん断強度

しかしながら、Saeb の強度予測式は完全にかみ合った不連続面を想定したものであり、せん断面に均等に力が働くことを仮定している。しかし、実際のダムでは、開口節理や粘土等の充填物を挟むことも多い。かみ合わせの悪い場合には、せん断面の接触面積の減少に伴い垂直応力が増加することにより、それに伴いせん断破壊箇所が異なることが予想される(図-5.8)。

そこで、本研究ではせん断面の接触面積の減少に伴う応力の補正をおこない、せん断破壊部と摩擦破壊部への垂直荷重の配分比をそれぞれ  $N_s$  と  $N - N_s$  とし、式 5.2 の強度予測式を構築した。このとき、 $\sigma_n = N/A$  で、堅岩部のせん断応力  $S_r$  は式 5.3 のように表される。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_u + i) (N - N_s) / N + (A_s/A) \cdot S_r \dots (式 5.2)$$

$$S_r = \tau_0 + \sigma_n \cdot (N_s/N) \cdot \tan \phi_0 / (A_s/A) \dots (式 5.3)$$

$\tau_p$  : 弱層のせん断強度、 $\sigma_n$  : 垂直応力、 $\phi_u$  : 平滑面の摩擦角、 $i$  : ダイレイション角、 $N$  : 垂直荷重、 $N_s$  : せん断破壊部への垂直荷重、 $A$  : 全体面積、 $A_s$  : 全せん断面に対する堅岩部のせん断面積、 $S_r$  : 堅岩部のせん断応力、 $\tau_0$  : 堅岩部のせん断強度、 $\phi_0$  : 堅岩部の内部摩擦角

弱層壁面のせん断抵抗破壊では、壁面の凸部分が接触し壁面に乗り上げることによりせん断破壊する。せん断抵抗破壊し壁面に乗り上げた角度をダイレイション角と称し、一般的にピークせん断応力時に最大値(ピークダイレイション角)を示すことが多い。せん断破壊部  $A_s$  にかかる垂直荷重を  $N_s$  とすると、破壊部と摩擦部への垂直荷重の配分比はそれぞれ  $N_s$  と  $N - N_s$  となり、式 5.3 のように表される。このモデルにおいて、上の壁面を横方向に変位させ、壁面接触面のかみ合わせをシミュレーションすることで、ピークダイレイション角とせん断破壊面積を推定しせん断強度を算出した。この際、図-5.9 に示すように、せん断方向に変位させた際に壁面の重複部が一定の幅を超えるとせん断破壊を生じると仮定した。

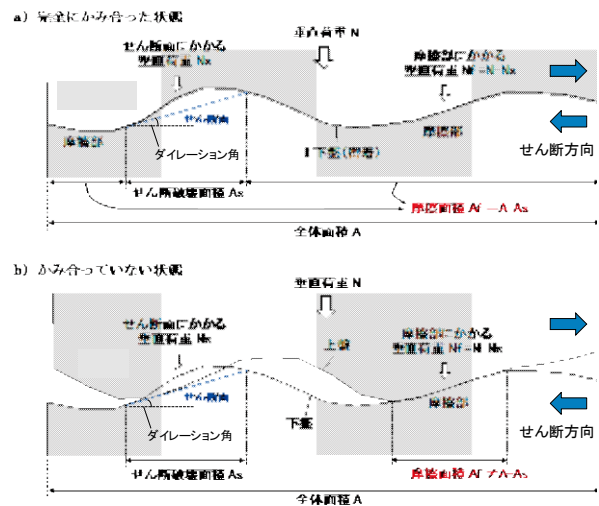


図-5.8 Saeb モデル (上) と改良モデル (下) の模式図

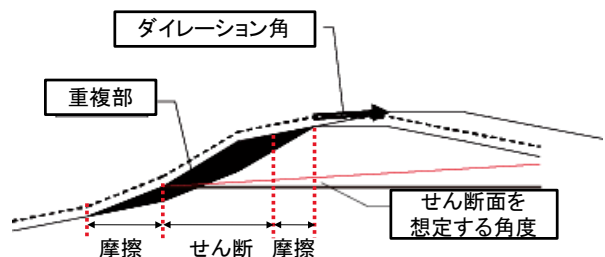


図-5.9 弱層壁面の乗り上げによるせん断破壊の概念図

一方重複部が一定幅を下回る場合には壁面が変形し摩擦抵抗が生じると仮定した。そのほか弱層のせん断強度を算出するために、堅岩部の物性値として一軸圧縮強度・引張強度・内部摩擦角等の物性値を入力し、岩盤のせん断強度を推定した。

本研究ではあらかじめ不連続面の壁面の凹凸を計測することにより、凹凸形状のプロファイルの重なりが一定の幅を超えるとせん断破壊を生じると仮定し、壁面の接触面のかみ合わせをシミュレーションし、ピークダイレーション角とせん断破壊面積を推定することによりせん断強度を算出した。計算手順を図-5.10に示す。この計算値を、モルタル製の弱層模型を用いた一面せん断試験の結果と比較することにより、かみ合わせの悪い弱層や、粘土等の充填物を含む弱層への改良強度式の拡張性を検証した。

5.3.3 一面せん断強度試験

(1) 供試体の製作

まず、壁面形状（粗さ）および材料強度の違いがせん断強度に与える影響を実験的に確認するため、粗さの異なる5種類（A・B・C・D・E）の稲田花崗岩の節理面から型どり、モルタルを用いて岩盤を模した供試体を製作した（図-5.11）。試験面の大きさは100mm×200mmであり、表面粗さを示す指標の一つであるJRCはA:14.9、B:8.0、C:5.4、D:14.2、E:11.8であった（表-5.4）。その他、また、これら以外にインタクトロックや平滑面の供試体も製作した。次に使用したモルタルは表-5.5に示す配合とし硬軟2種類のモルタルを用いて打設した。打設後は28日間の水中養生を行い、その後は実験室内で常温保管した。試験実施時における平均一軸圧縮強度は、硬質供試体で71.8MPa、軟質供試体では20.9MPaである。

さらに、充填物としてカオリン粘土を用いた。供試体の試験面に均等になるようにヘラを用いて塗り、変位計を用いて充填物の厚さが所定の厚さになるように製作した（図-5.12）。なお、载荷における圧密の問題から、充填物幅を2mm以下とし、充填物の厚さを0.7~1.9mmに設定した。充填物の物性を表-5.6に、供試体の形状および寸法を図-5.12に、供試体作製状況を図-5.13に示す。

以上から、表-5.4に示すように、形状・モルタル強度・充填物の有無の組み合わせから、合計12種類の供試体を製作し、一面せん断試験を実施した。

その他、実際の岩盤を用いての弱層のせん断試験

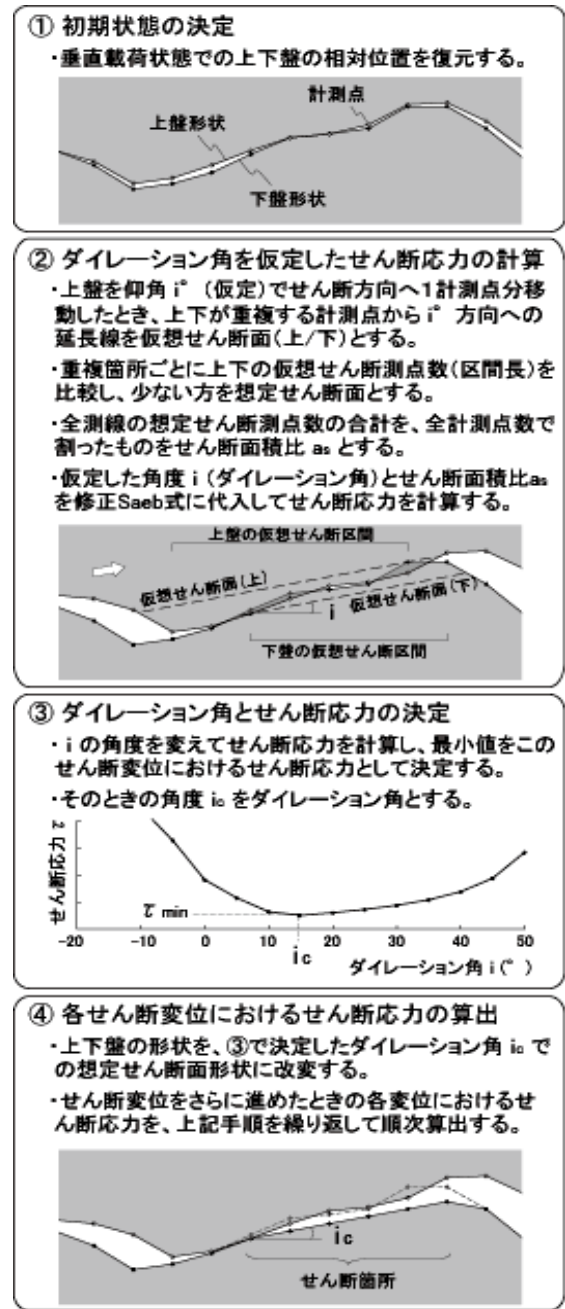


図-5.10 Saebの改良強度式を用いた計算手順

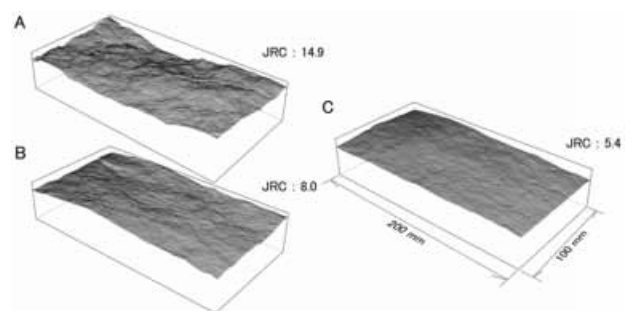


図-5.11 供試体の形状



を実施した。試料を東北地方のダムサイト周辺の新第三紀の溶結凝灰岩の柱状節理を含む岩盤およびボーリングコアから採取した。試料を石膏に埋め込み供試体を製作した。コアの採取状況及び供試体の写真を以下の図-5.14に示す。また、その物理特性を下記の表-5.7に示す。なお、後述の解析では、平均値を用いた。

(2) せん断試験方法

使用したせん断試験機は、土木研究所所有の垂直荷重 200kN、せん断荷重 2000kN の载荷能力を有する。せん断時に垂直荷重を一定に保持する機構を内蔵している (図-5.15 左)。測定値 (垂直荷重、せん断荷重、垂直変位、せん断変位) は、コンピュータヘリアルタイムに保

存される。また、せん断による供試体の形状変化を調査するため、供試体表面を試験の前後に XY 方向とも 0.5mm ピッチで形状をレーザー変位形で計測した。測定にはレーザー変位計 (キーエンス製 LB-300) とステッピングモータ駆動方式による XY 軸自動ステージを用いた (図-5.15 右)。

一方、試験条件として、4本の供試体に 0.5、1、2、4MPa 等の異なる垂直応力を与え、せん断変位 10mm まで達した時点まで行う試験とピークせん断強度発現時点で終了する試験の 2種類を行った。

試験は予備载荷後に、所定の垂直荷重を载荷し、これを一定に保持しながら、変位制御によってせん断を行った。ピーク強度発現までは 0.1mm/min、それ以降は 0.2mm/min の速度で载荷した。

5.4 充填物を含まない弱層のせん断試験結果

5.4.1 せん断強度

インタクトロック、形状 D (凹凸面)、形状 E (凹凸面)、形状 F (平滑面) の模擬岩盤における一面せん断試験の結果を図-5.16に示す。インタクトロックのせん断試験結果は、 $\tau_0=3.4\text{MPa}$ 、 $\phi=48^\circ$  となった。しかし、粘着力に関しては供試体の一軸圧縮強度 15.6MPa に比べると、過大な値となっている。形状 F (平滑面) は、 $\tau_0=0\text{MPa}$ 、 $\phi=37^\circ$  となった。形状 D は  $\tau_0=0.4\text{MPa}$ 、 $\phi=47^\circ$  形状 E は  $\tau_0=0.3\text{MPa}$ 、 $\phi=46^\circ$  となった。

せん断強度はインタクト>形状 D>形状 E>形状 F の傾向が見られるものの、粘着力など顕著な差となっていない。形状 D および形状 E の亀裂のせん断強度は、いずれもインタクトロックよりも小さく、平滑面の強度よりも大きくなる。また、せん断強度

表-5.4 供試体の形状一覧

形状	表面の粗さ		モルタル強度	充填物の有無
	JRC	平均振幅 (mm)		
A 凹凸面	14.9	-	硬	無
			軟	
B 凹凸面	8.0	-	硬	無
			軟	
C 凹凸面	5.4	-	硬	無
			軟	
D 凹凸面	14.2	5.3	硬	無
			軟	有
E 凹凸面	11.8	4.2	硬	無
			軟	有
F 平滑面	0	0	硬	無
			軟	有

表-5.5 供試体材料の配合および強度

種類	使用セメント	配合				強度 (MPa)	
		水	セメント	CaCO <sub>3</sub>	大井砂	一軸圧縮	引張
軟	普通ポルトランド	1	1	0.43	4.3	20.9	2.4
硬	無収縮グラウト剤	1	プレミックスグラウト		6.4	71.8	5.4

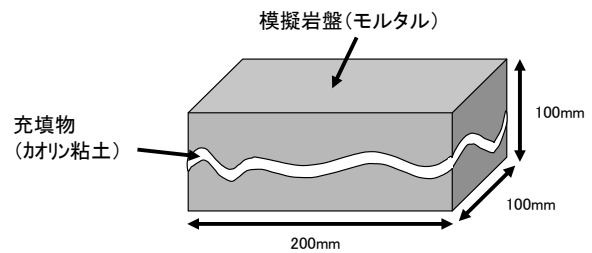


図-5.12 供試体の形状

表-5.6 充填物の物性

使用材料	配合比		強度		
	水	カオリン	一軸圧縮強度 (MPa)	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (°)
カオリン粘土	0.6	1.0	0.0078	0.0044	12



図-5.13 供試体製作状況



図-5.14 供試体の採取状況および供試体

表-5.7 コアの物性

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	摩擦角 (°)
最大値	14.4	0.73	29.3
最小値	5.83	0.65	22.9
平均	10.2	0.70	27.5



図-5.15 試験機器

と内部摩擦角とともに、これらの結果は(5.1) 式の Saeb の強度式を満足する。形状 D、形状 E のせん断応力は、垂直応力と直線関係にある。

次に、図-5.17 に模擬岩盤の硬軟の違いによるせん断試験結果を示す。表面の粗さの違いが強度に与える影響についてみると、同じ垂直応力下では形状 A > 形状 B > 形状 C の傾向が明瞭であり、形状が粗いものほどせん断強度が大きくなる。一方、材料強度に着目すると、形状 A では硬質の方がわずかに大きな強度を示すが、形状 B、C では反対に軟質供試体の方がやや大きな強度を示す。

5.4.2 せん断破壊箇所の分布と面積

次に、ピークせん断応力直後で終了した時の不連続面のせん断破壊箇所の分布とその面積を求めた。

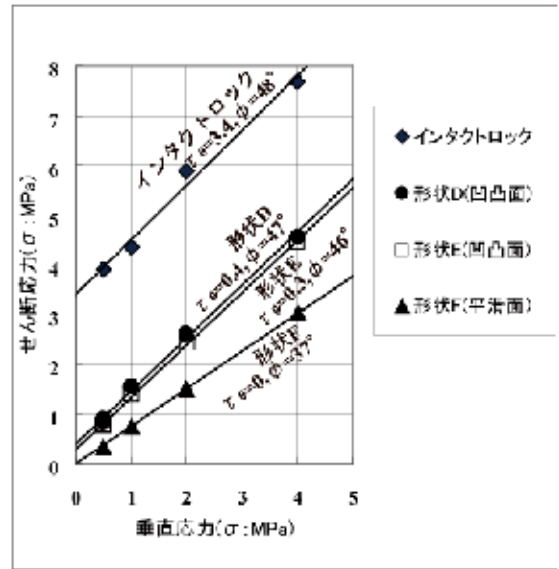


図-5.16 充填物を含まない供試体における凹凸面形状の違いによるせん断強度の比較

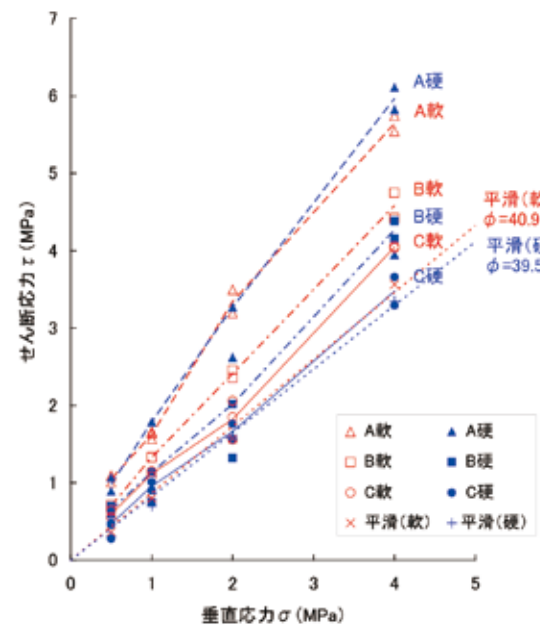


図-5.17 充填物を含まない供試体におけるモルタル強度の違いによるせん断試験

算出は試験前後の形状測定データの差分値をベースとし、目視による供試体の観察結果を参考にして供試体ごとの判定閾値を設定し、GIS ソフト (ESRI ArcGIS9.2) を用いて求めた。

形状 A (硬) におけるせん断破壊箇所の分布例を図-5.18 に示す。せん断破壊箇所は、全体のごく一部であることがわかる。また破壊箇所には共通性があり、垂直荷重の増加にともない破壊面積が広がっていく。

一方、各供試体のせん断破壊面積比を図-5.19に示す。せん断破壊面積比は、材料強度で比較すると硬質供試体よりも軟質供試体の方が大きい。また材料強度が同じであれば、形状が粗く、また垂直応力が高くなるにしたがってせん断面積比が大きくなる傾向がある。

5.4.3 ダイレクシー特性

各試験においてピークダイレクション角を比較した。図-5.20に示すように、ピークダイレクション角は形状 A>形状 B>形状 C となり、壁面形状が粗い方が滑らかなものより大きな角度を示した。また、材料強度は大きい方が、垂直応力は低い方が大きなピークダイレクション角を示す傾向がある。

5.4.4 せん断面の傾斜変化

GIS ソフトを用いて壁面の凹凸から最大傾斜角を算出し、せん断破壊箇所と非破壊箇所の試験前後における傾斜変化を算出した。形状 A (硬質) の  $\sigma=4\text{MPa}$  における算出結果を図-5.21に示す。傾斜角の頻度分布を比較すると、非破壊域では見かけ傾斜角  $0^\circ$  (水平) をピークとした正規分布を示し、せん断後にも大きな変化が見られない。一方、せん断破壊域では  $20^\circ$  付近にピークがあり、試験後にこのピークが低角度側にシフトしている。

また、図-5.22 はせん断破壊域における試験前後の傾斜角の増減を示したものである。  $20^\circ$  を越える傾斜角が減少し、  $12^\circ$  程度をピークとして  $3^\circ\sim 18^\circ$  の傾斜角が増加している。試験後に最も増えた傾斜角は  $12^\circ$  付近で、本試験のピークダイレクション角 ( $12.2^\circ$ ) と一致する。

その他、図-5.23 に示すとおり他の試験結果においても同様に試験後に増加した傾斜角の最頻値がピークダイレクション角とほぼ一致する傾向が見られている。

このことから、せん断は供試体表面において急傾斜の箇所を破壊し、破壊後の傾斜角はピークダイレクション角に近づくことが分かる。

5.4.5 ピークダイレクション角とせん断面積との関係

垂直応力および材料強度が同一であれば、表面形状が粗いほどせん断強度が大きくなるという結果は、Barton の強度式をはじめとする既往の研究と一致する<sup>5) 7)</sup>。しかし、今回の試験では以下のように既

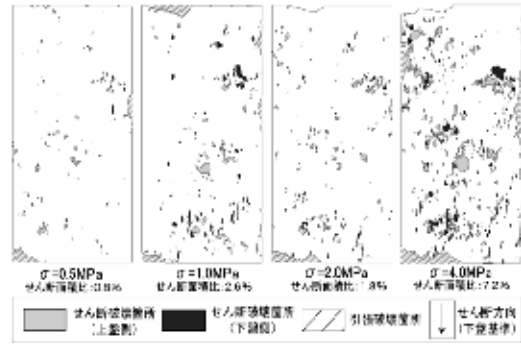


図-5.18 形状 A (硬) におけるせん断破壊域の分布

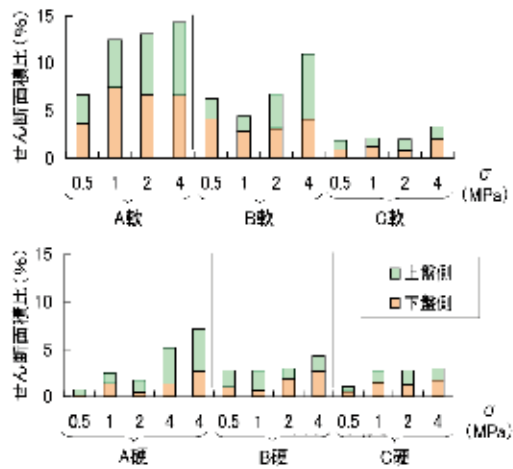


図-5.19 ピークせん断応力直後の破壊面積

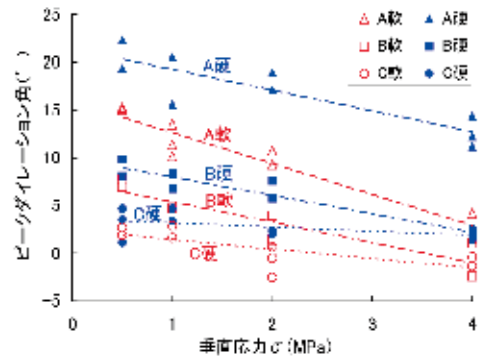


図-5.20 各試験のピークダイレクション角

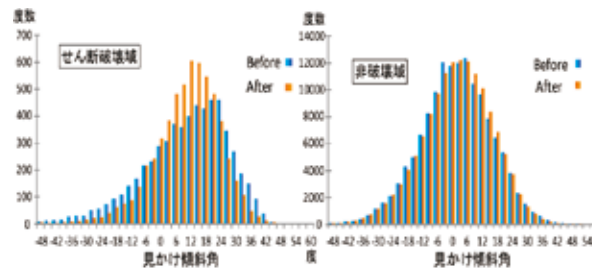


図-5.21 せん断による供試体表面の傾斜変化

往の知見と異なる結果も得られた<sup>8) 9)</sup>。

(1) 軟質供試体の方が硬質供試体と比較して、高いせん断強度を示すことがある。

(2) 硬質供試体について、一部で平滑面の強度を下回るせん断強度を示すことがある。

これらの原因として、供試体間のかみ合わせの良否が影響していると仮定し、以下に考察した。

供試体が剛体の場合、理論的には、表面形状が同一であれば、ピークダイレクション角とせん断面積の関係は、供試体の硬軟に関わらず一定である。図-5.24 はピークダイレクション角とせん断破壊面積比の関係を表したものであり、上記の関係が成り立つとすれば、測定値は表面形状ごとに、一本の線上に分布することが予想される。しかし、特に形状A・Bについては、明らかに材料強度の違いによっても異なった直線関係を示しており、同一のピークダイレクション角であっても硬質供試体は軟質供試体と比べせん断破壊面積がやや小さくなっている。このことは、軟質供試体が硬質供試体に比べ、かみ合わせが良好であったことを示唆している。供試体のかみ合わせの良否は、多少の差はあれども、硬質・軟質供試体とも基本的には同程度とみられるため、軟質供試体は垂直応力の載荷時にその軟らかさのため変形し、結果、かみ合わせが良好となり、大きなせん断強度を示したものと推測した。一方、硬質供試体は、その強度のため、供試体があまり変形せずにかみ合わせの悪いまません断が生じ、少数のアスペリティに応力が集中した結果、せん断強度は小さくなり、あるものは平滑面をも下回る強度になったと推測した。

5.4.6 実測値と Saeb の強度式計算値との比較

本試験によって得られたパラメータを(5.1) 式の Saeb の強度式に代入し検証した。結果を図-5.25 に示す。計算値と実測値は概ねよく一致するが、実測値は全般的に硬質供試体の計算値よりもやや低いせん断強度を示す一方、軟質供試体はやや高いせん断強度を示している。これは、かみ合わせの悪い供試体を用いた本試験において、軟質供試体はせん断時の変形によりかみ合わせが改善し、高い強度となったのに対し、硬質供試体は変形が小さく、かみ合わせがあまり改善されずに低い強度となったためと考えられる。かみ合わせの悪い場合には、せん断面の接触面積の減少に伴い垂直応力が増加することが予想される。そこで、次節では、せん断面積に対する

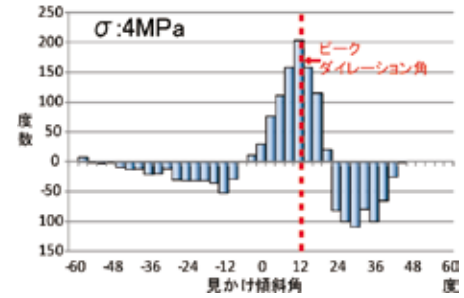


図-5.22 形状A(硬)供試体における傾斜角の増減

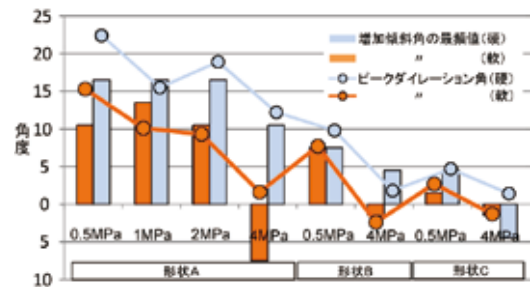


図-5.23 増加傾斜角の最頻値とピークダイレクション角

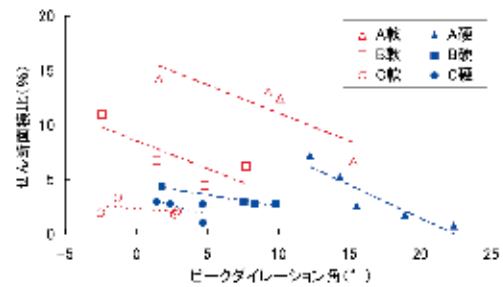


図-5.24 ピークダイレクション角とせん断面積比の関係

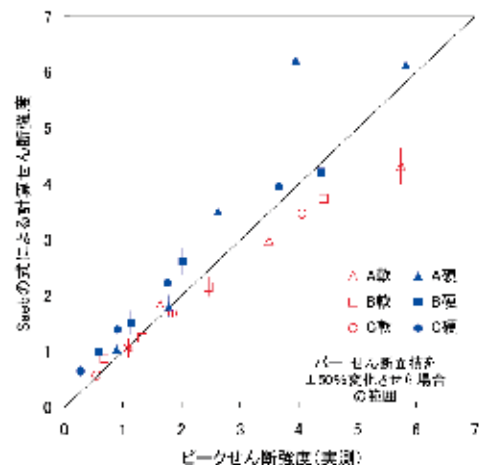


図-5.25 実測値と計算値の関係

垂直荷重を考慮した式5.2のSaebの改良強度式を用いて計算した。

### 5.4.7 自然岩盤を用いた弱層のせん断試験結果と解析

図-5.26に東北地方のダムサイト周辺から採取した自然岩盤の弱層における一面せん断試験の $\sigma - \tau$ 曲線を示す。垂直応力が0.40から4.0の間に、せん断強度は0.23~3.2MPaまで変化する。せん断応力は垂直応力に対して比例関係にある。最小二乗法で計算した近似式から、 $\tau_0 = 0.24\text{MPa}$ 、 $\phi = 36^\circ$ となった。

なお、このうち、試料のかみ合わせについては、不連続面が密着するものを「良好」、一部密着するものを「不良」、密着しないものを「極めて不良」と区分したが、かみ合わせの良い試料のせん断強度は相対的に大きい傾向にあった。さらにこれらの実測値をSaebの改良強度式(式5.2)の計算値と比較した。その結果を図-5.27に示す。実測したピークせん断強度とSaebの改良強度式による計算せん断強度は、多少かみ合わせが悪くてもほぼ同じ値を示した。

## 5.5 充填物を含む弱層のせん断試験結果と解析

### 5.5.1 せん断強度の比較

#### (1) 平滑面におけるせん断強度

Saebの式では、平滑でせん断破壊面積比 $A_s = 0$ となる場合には、せん断強度は平滑面の表面摩擦強度となる。図-5.28に形状F(平滑面)のせん断強度を示す。充填物を含まない形状の粘着力は0、内部摩擦角は $37^\circ$ を示す。一方、充填物のカオリン粘土は $c = 0.004\text{MPa}$ 、 $\phi = 12^\circ$ を示す。そのカオリン粘土を挟んだ形状Fのせん断強度は、垂直応力0.50~4.0MPaの間に0.13~0.86MPaまで変化した。図-5.28に示すように、それらの値はカオリン粘土のせん断強度と一致した。すなわち、充填物を含む場合には、充填物であるカオリン粘土のせん断強度とほぼ同じとなったことが分かる。不連続面に充填物が挟まれている場合、母岩のもつ表面摩擦抵抗は充填物の摩擦角に置き換えられ、Saebの改良強度式が成り立たないことを示唆している。

#### (2) 形状Dにおけるせん断強度

形状Dで充填物がない場合と充填物がある場合のせん断試験結果を図-5.29に示す。形状Dで充填物を含まない場合には、垂直応力 $\sigma$ が0.50~4.0MPaの間に、せん断強度 $\tau$ は0.83~4.6MPaまで変化した。一方、充填物を含むせん断強度は、 $\sigma$ が0.11~4.0MPa

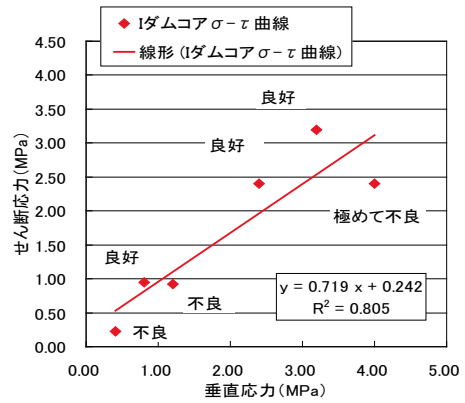


図-5.26 自然岩盤の弱層における一面せん断試験結果の $\sigma - \tau$ 曲線

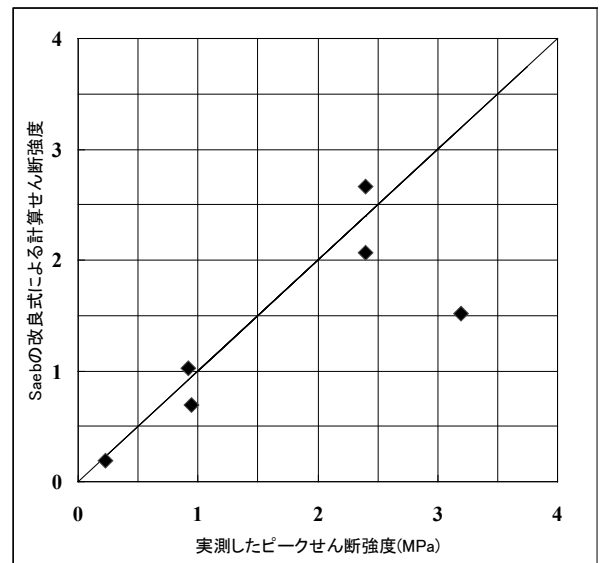


図-5.27 実測値と計算値の関係

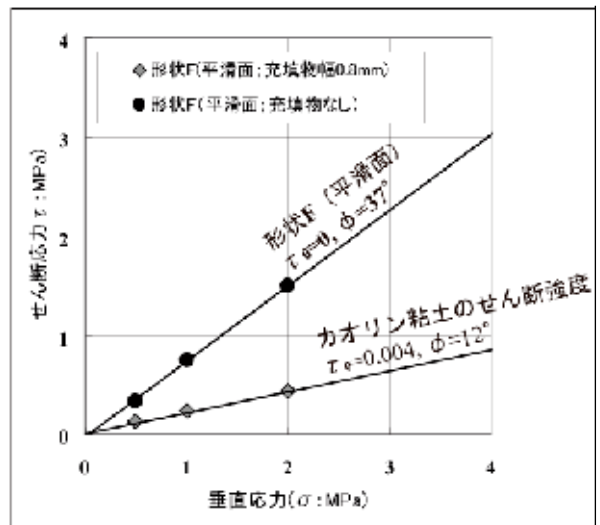


図-5.28 形状F(平滑面)におけるせん断強度

までの間に  $\tau$  は 0.13~2.2MPa まで変化し、充填物のない場合のせん断強度と比較して、半分以下程度を示した<sup>7)</sup>。 $\sigma$  と  $\tau$  との関係は、 $\sigma$  が 0~1MPa の範囲では非線形となる。 $\tau$  は、 $\sigma$  が増大するにつれて次第に傾斜が緩やかになり、その  $\phi$  は充填物なしの  $\phi$  からカオリン粘土の  $\phi$  へと近づく。しかし、**図-5.28** のように平滑面の場合とは異なり、カオリン粘土のせん断強度よりも大きいせん断強度を示す。このことから、せん断時の表面摩擦抵抗は、粘土の摩擦抵抗だけでなく、壁面のかみ合いも効いているものと予想される。また、充填物は 0.7mm~1.8mm まで含むが、その範囲では幅によりせん断強度に差異は少ない。

(3) 形状 E におけるせん断強度

形状 E における充填物がない場合と充填物がある場合におけるせん断試験結果を **図-5.30** に示す。形状 E の充填物を含まない場合には  $\sigma$  が 0.50~4.0MPa の間で、 $\tau$  は 0.77~4.5MPa まで変化した。それに対して、充填物は 0.8mm~1.9mm まで含むが、せん断強度は垂直応力その範囲では充填物の幅によって大きな差はなく、 $\sigma$  が 0.25~4.0MPa の間で、 $\tau$  は 0.21~2.0MPa まで変化し、半分以下の値（形状 D の場合と同様の傾向）を示した。

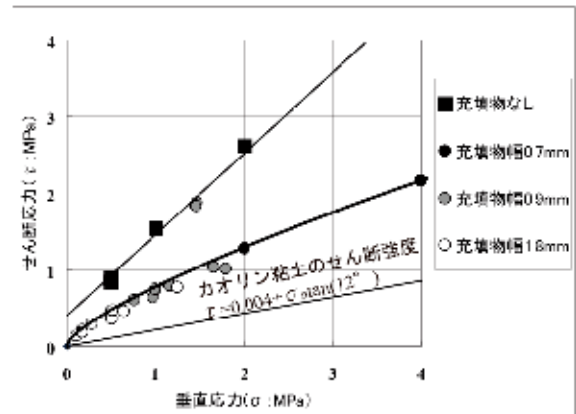


図-5.29 せん断試験結果（形状 D）

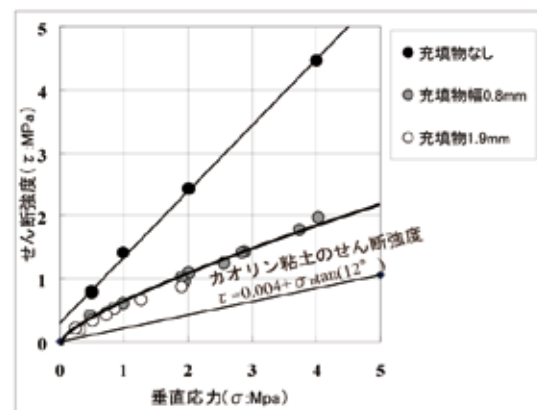


図-5.30 せん断試験結果（形状 E）

5.5.2 せん断破壊箇所の面積

せん断試験前後の供試体の形状を計測し、せん断破壊箇所の面積を求めた。算出方法は 5.4.2 項と同様である。**図-5.31** に形状 D、E における供試体の表面のせん断面積の割合を示すせん断面積比を示す。せん断面積比にばらつきはあるものの、垂直応力の増加に応じて、増加する傾向を示した。充填物がある場合のせん断面積比は、充填物がない場合のせん断面積比を超えるケースが見られた。これは、充填物がせん断に伴い不連続面内を移動することにより、局所的に垂直応力が集中し、相対的にせん断面積が増大したと考えられる（**図-5.32**）。

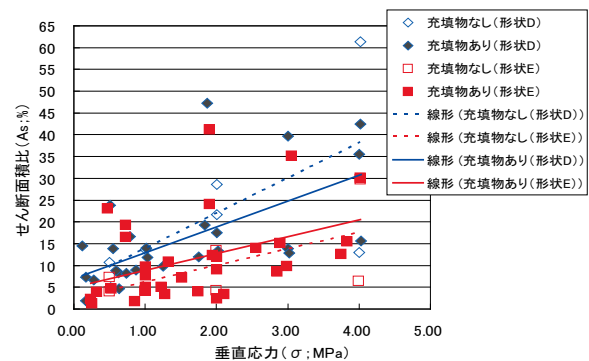


図-5.31 せん断面積比と垂直応力との関係

5.5.3 ダイランシー特性

**図-5.33** に形状 A、B におけるピークダイレーション角を示す。垂直応力の増加に伴い、せん断面積比の増加とダイレーションの減少が見られた。また、同じ垂直応力では、概ね充填物のある場合のピークダイレーション角は、充填物のない場合のピークダイレーション角と比較して、低い値を示した。これは、充填物を含んだ場合は、せん断時の浮上りの抵

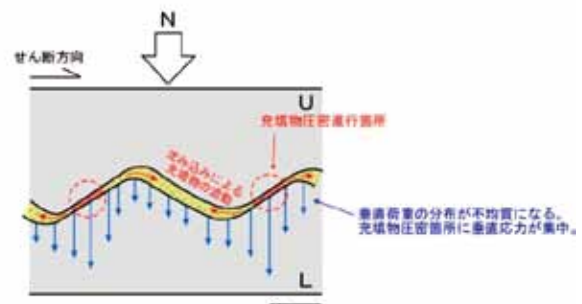


図-5.32 せん断に伴う充填物の移動と垂直応力の集中

抗（ダイレーション）よりも充填物のせん断強度が弱いためと考えられる。

5.5.4 せん断強度式の拡張性の検討

本試験によって得られたパラメータを式 5.2 の Saeb の改良強度式へ代入し、拡張性を検討した。実測値と Saeb の改良強度式によるせん断強度の関係を図-5.34 に示す。充填物がない場合のせん断強度においては、先に述べたように実測値と強度式によって求めた値が概ね一致したが、充填物がある場合の弱層のせん断強度は、Saeb の改良強度式に代入すると、予測値が実測値よりも大きな強度を示す。よって、このままでは充填物のある場合の弱層のせん断強度予測に適用できないと考えられる。そこで、次節では充填物のせん断強度や内部摩擦角を考慮した強度式を検討した。

5.5.5 充填物を含む弱層のせん断挙動

先に述べたように、充填物のある場合のせん断強度は立ち上がりではφが大きく、充填物を含まないものと同様であるが、σが増大するにつれ、そのφは小さくなり、充填物のφに近づく。0~1MPaの間では、せん断強度は、壁面のかみ合わせが効いているが、その後は充填物がモルタル表面の粗い部分の隙間を埋めることで壁面が滑らかとなり、せん断強度を低下させると考えられる。

そこで、垂直応力と実測のせん断強度/Saeb の強度式によるせん断強度の相関関係を整理した（図-5.35）。これによると、垂直応力の増加に伴い、実測のせん断強度/Saeb の改良強度式によるせん断強度の値が減少する傾向が見られた。このことは不連続面に充填物が挟まれている場合、充填物自体のせん断強度も垂直応力により強度が変わることを示唆している<sup>10)</sup>。

そこで以上の実験結果から、Saeb の改良強度式(式 5.2) で与えられる平滑面の内部摩擦角φ<sub>u</sub>を充填物の内部摩擦角φ<sub>f</sub>に置き換え、充填物自体の強度も垂直応力に応じて増加する項を付加し式 5.4 を導き出した。

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_f + i) (1 - A_s) + A_s \cdot S_r + (\sigma_n \tan \phi_f + c) (1 - A_s) \quad \cdot \cdot \text{(式 5.4)}$$

τ<sub>p</sub> : ピークせん断強度、σ<sub>n</sub> : 垂直応力、φ<sub>u</sub> : 平滑面の摩擦角、i : ピークダイレーション角、S<sub>r</sub> : 堅岩部のせん断強度、φ<sub>f</sub> : 充填物の摩擦角、A<sub>s</sub> : ピーク時の全せん断面に対する堅岩部のせん断面積の比、

c : 充填物のせん断強度

5.5.6 Saeb の改良強度式の適用

Saeb の改良強度式から算出されるせん断強度と、一面せん断試験からのせん断強度とを比較し、式 5.4 の適用性を検証した。

図-5.36 に式 5.4 を用いて計算したせん断強度と試験のせん断強度の実測値の関係を示す。計算値は、σが 1.0MPa 以下の範囲で大幅に改善し、試験のせん断強度の実測値と高い相関関係を示した。ただし、

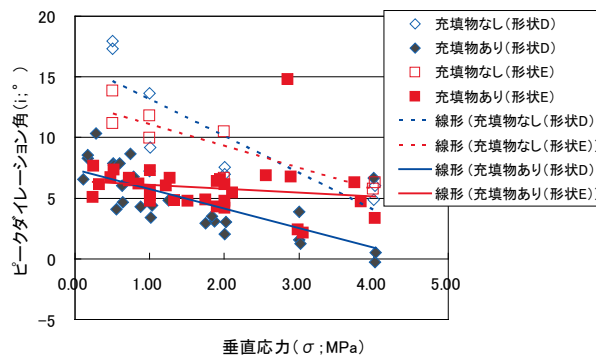


図-5.33 ピークダイレーション角と垂直応力との関係

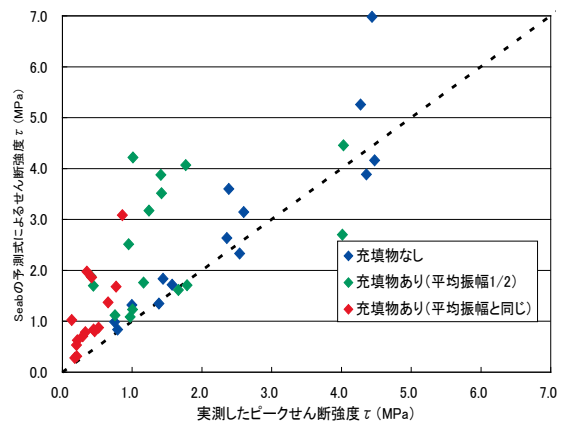


図-5.34 Saeb の改良式による予測値と実測値

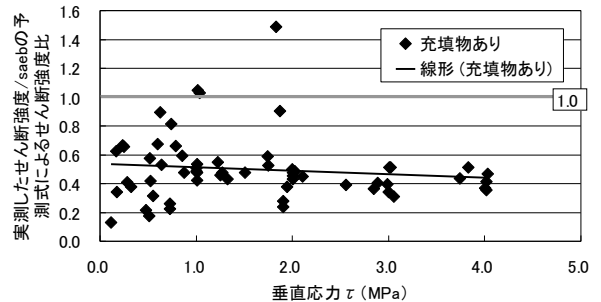


図-5.35 垂直応力と実測したせん断強度/Saeb の改良強度式によるせん断強度

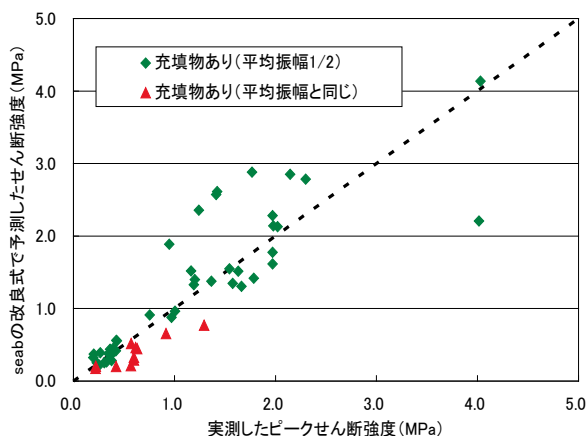


図-5.36 Saeb の改良強度式の予測値と実測値

$\alpha$ が増大するにつれてせん断強度のばらつきが大きくなることなどから今後も改善の余地がある。

## 5.6 まとめ

本研究の成果は、以下のようにまとめられる。

- ・ 弱層の成因や性状を整理し、不連続部の有無、壁面の粗さと充填物幅の関係、充填物の構成の三要素をもとに弱層の地質工学的形態分類を作成した。
- ・ 弱層のかみ合わせ強度を評価する手法として、せん断強度式ならびにシミュレーションによる強度予測手法を提案し、開口亀裂や粘土等の充填物を多少含む弱層へも適用可能であることを示した。

今後は、実際のダムサイトへの適用を増やし、検証することが必要である。

## 参考文献

- 1) 佐々木靖人、寶谷 周、矢島良紀、：ダム基礎の弱層分類と強度評価手法—ダムの事例調査から—、ダム技術、no.256、 pp.35-48、 2008.01
- 2) 自閑茂治・矢田 弘・大滝嘉孝・長谷川透：「横川ダム基礎岩盤クラックに対する安全性評価について」、ダム技術、No.139、 pp.51-61、 1998.04.
- 3) 森 良樹・脇坂安彦・佐々木靖人・阿南修司：「原位置岩盤せん断試験によるダム基礎の岩盤分類の定量的な評価の試み」、ダム工学、vol.17、 no.3、 pp.202-215、 2007.09

- 4) Ladanyi, B. and Archambault, G. :Simulation of shear behavior of a jointed rock mass, Proc. 11<sup>th</sup> symp. On Rock Mech. (AIEM) , Berkeley, California, pp.105-125, 1970
- 5) Barton , N. : Review of a new shear-Strength criterion for rock joints, Engineering Geology, Vol.7, pp.287-332, 1973
- 6) Saeb,S. : A variance on the Ladanyi and Archambault' s shear strength criterion, Rock Joints, Barton & Stephansson (eds) , Balkema, pp.701-705,1990
- 7) 楠見晴重、酒井 崇、中村均史：岩盤不連続面の噛み合わせの定量的評価とそのせん断強度式への適用性、第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、 pp.131-135、 1999.09
- 8) 寶谷 周、矢島良紀、佐々木靖人：岩盤不連続面モデルを用いた一面せん断試験(1)、平成 19 年度研究発表会講演論文集、日本応用地質学会、 pp.225-226、 2007.11
- 9) 矢島良紀、寶谷 周、佐々木靖人：岩盤不連続面モデルを用いた一面せん断試験(2)、日本応用地質学会平成 19 年度研究発表会講演論文集、 pp.227-228、 2007.11
- 10) 吉田直人、倉橋稔幸、佐々木靖人：充填物を含む弱層のせん断強度式に関する考察、平成 21 年度研究発表会講演論文集、 日本応用地質学会、 pp.25-26、 2009.10



## 6. 貯水池及び貯水池下流の流れと土砂移動モデルに関する研究

### 6.1 研究目的

ダム事業の円滑な展開、また、既設ダムの環境影響低減のためには、ダム建設や、ダム管理上の各種対策により生じる環境の変化を適切に予測するためのシミュレーション手法の確立が必要である。シミュレーション手法については、漸次研究が進められているが、現象の複雑さ、フィールドデータの少なさから、未だ確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では貯水池および貯水池下流河川の流れと土砂移動のモデル化を目標に、①懸濁物質の沈降、再浮上条件の解明とモデリング手法の開発、②貯水池流入土砂及び貯水池下流河川の土砂移動特性の解明とモデリング手法の開発、③気象条件が貯水池及び貯水池下流河川に与える影響の解明とモデリング手法の開発、④貯水池及び貯水池下流河川の流れを再現する高次元数値シミュレーションソフトの開発を実施した。

本報告では、このうち④貯水池及び貯水池下流流れを再現する高次シミュレーションソフトの開発について記述する。①から③については、平成22年度独立行政法人土木研究所重点プロジェクト研究報告書を参照されたい。

### 6.2 概要

近年、ダム下流の河川環境保全やダムの堆砂対策の観点から、ダム下流河道に貯水池内の堆積土砂を供給する試み（以下「置土」と称す）がなされている。置土はダム下流の河川管理者や利害関係者との調整がつけば、比較的安価で順応的に実施可能な土砂供給手法として期待されている。置土による土砂供給を下流河川の環境に配慮して実施するためには、土砂の侵食・流送挙動を体系的に把握し予測するとともに適正な置土量や置土形状等を計画する手法が求められる。さらに、貯水池の堆砂現象やフラッシング等による排砂を検討する場合にも、河床変動を予測し、評価する事が重要となる。

これらの要求に応えるためのツールとしては、河床変動モデルが有用と考えられる。モデルについては、これまで多くの研究がなされているが、貯水池

の条件の複雑さもあり、貯水池に関連する河床変動を精度良く再現できるモデルが求められている。

筆者らは、そのようなモデルの開発を目的として研究を行っており、本研究課題の開始までに、流下方向の1次元河床変動モデルを開発してきている。また、横断方向の変化が大きい条件や面的な情報が必要な場合には、平面2次元河床変動モデルが有用と考えられ、水中安息角を用いた側岸侵食を組み込んだ一様粒径掃流砂を取り扱う平面2次元モデルを開発してきている。

これを踏まえて、本研究では、土砂輸送現象をより実際に近い条件で取り扱い、再現性の精度を向上させるために、平面2次元モデルの改良を実施した。具体的には、河床材料を混合粒径として取り扱えるようにすること及び非平衡の浮遊砂の輸送をモデルに組み込むことを行った。

改良したモデルについて、実験結果及び現地観測結果を用いて現象の再現性を検証した。

### 6.3 平面2次元河床変動モデルの開発

#### 6.3.1 改良の概要

改良前の平面2次元河床変動モデルの基礎式は、水深方向に積分された連続式、 $x$ 方向運動方程式、 $z$ 方向運動方程式、流砂の連続式から構成される。土砂の輸送については、一様粒径の掃流砂のみを対象としていた。

土砂の移動は粒径によってその形態が大きく異なっている。また、貯水池周辺の土砂移動では、巨礫からシルト・粘土までの全ての粒径集団を対象とする必要があるため、混合粒径についての挙動を再現する必要がある。

また、貯水池の堆砂では、微細粒子の沈降・浮上過程が堆砂形状に大きな影響を及ぼすと考えられるため、浮遊砂の非平衡性を考慮する必要がある。

そこで、上述のモデルに、以下に述べる改良を行った。

混合粒径に対応し、非平衡の浮遊砂輸送を取り扱うために、基礎式において、流砂の連続式を変更し、粒径別浮遊砂輸送方程式と交換層内における粒径別土砂収支式を追加した。

混合粒径としたために、必要となる粒径毎の掃流砂量と限界掃流力を算定するための式を採用した。さらに、浮遊砂の計算に必要な底面濃度、基準面濃度、及び沈降速度を算定する式を採用した。

対象とする土砂が、粘土・シルトに分類されるよ

うな微細粒子成分については、粘着性を有すると考えられ、その侵食量は従来の掃流砂・浮遊砂量式では評価できない可能性がある。そこで、侵食速度式を粒径毎に選択できるようにした。

(1) 粒度分布の計算

置土侵食等のシミュレーションにおいては、岩盤上の土砂の挙動を予測する場合もあるため、固定床と移動床が混在する状態を解析する必要がある。また、貯水池内の河床変動計算では、様々な形態での土砂輸送が生じ、その結果堆積した土砂の鉛直方向の粒度分布を記憶しておく必要がある。

そこで今回開発したモデルでは、固定床と移動床が混在する状態で土砂の連続性を保つとともに、鉛直方向の粒度分布の変化を表現するために下記に示すような土砂収支のモデル化を行った。

- ① 平面分割要素の鉛直方向に基岩面と粒度分布を記憶させるための層（以下「記憶層」と称する）を配置する（図-6.1 参照）。
- ② 交換層厚を定義する。（鉛直方向河床高の変化量が交換層厚の値以内に収まるように計算時間ステップを設定する）。ここで、交換層が位置している記憶層内の、交換層の下方の領域を「遷移層」と称する（図-6.1 参照）。
- ③ 公式等から暫定の掃流砂量・浮遊砂の浮上量を計算する。
- ④ 河床に存在する土砂量を考慮して浮遊砂の浮上量を決定する（浮上量は存在する土砂量で制限される）。

- ⑤ 上記の残りの河床に存在する土砂量を考慮して当該要素から出て行く方向の掃流砂量を決定する（掃流砂量は浮上量を差し引いて残っている土砂量で制限される）。
- ⑥ 浮遊砂の沈降量を求める（沈降量は当該要素の上方にある水中に存在する土砂量で制限される）。
- ⑦ 土砂収支式に従って河床の計算を行う。同時に、粒度分布の暫定値についても計算を行う。
- ⑧ 変化後の河床高を元に、交換層と記憶層の標高関係を修正し、交換層、遷移層、遷移層下の記憶層の最終的な粒度分布を決定する。

ステップの⑦、⑧の粒度分布の計算については、河床の上昇・低下及び交換層と記憶層の関係から、8つのパターンに分類され、それぞれに場合分けをしてモデル化した。

(2) 側岸侵食の計算

砂主体の土砂の側岸侵食による斜面崩壊の現象を比較的簡易な手法で再現するために、水中の土砂は水中安息角以下で堆積するという仮定に基づいて側岸侵食のモデル化を行った。具体的には、予め水中安息角、微小な土砂の移動量、崩壊を生じさせる時間間隔を設定しておき、設定時間間隔毎に、以下のステップを実施する。

- ① 隣接する格子との水中の河床勾配を調べる。陸の格子と水中の格子が並んでいる場合には、陸の格子の境界での水位標高と水中の格子中心の河床高から河床勾配を算定する。

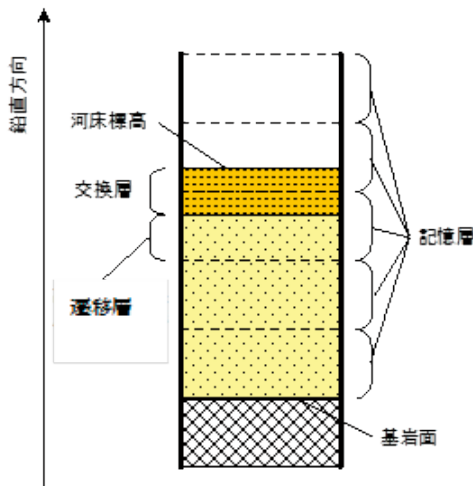


図-6.1 モデル要素の鉛直方向領域分割

表-6.1 置土の諸元及び観測の概要

項目	三春ダム	小渋ダム	下久保ダム
置土位置のダムからの距離 <sup>*1)</sup>	100m	1100m	20m
置土近辺の河床勾配 <sup>*1)</sup>	1/2000	1/100	上流部: ほぼ平坦 下流部: 1/40
置土近辺の河道幅 (置土無し) <sup>*1)</sup>	17m	35m	上流部: 40m 下流部: 25m
置土の幅 <sup>*1)</sup>	10m	15m	8~20m
置土の長さ <sup>*1)</sup>	60m	110m	65m
置土の高さ <sup>*1)</sup>	1.5m	3m	4m
置土量 <sup>*1),*2)</sup>	900m <sup>3</sup>	4,500m <sup>3</sup>	3,000m <sup>3</sup>
置土材料の50%粒径	0.5mm	0.5mm	10mm
観測期間	2007年10月9日 9:30~15:30	2009年6月23日 ~7月30日	2010年7月15日 10:00~16:00
観測期間の置土流失量 <sup>*1),*2)</sup>	220m <sup>3</sup>	2,300m <sup>3</sup>	1,760m <sup>3</sup>
観測期間の放流量	382,000m <sup>3</sup>	32,936,000m <sup>3</sup>	982,000m <sup>3</sup>
置土流失量/放流量	0.00094	0.00007	0.00179
観測期間のピーク放流量	20m <sup>3</sup> /s	45m <sup>3</sup> /s	90m <sup>3</sup> /s
観測期間の置土近辺 の最大水深 <sup>*1)</sup>	1.7m	1.0m	上流部: 2.5m 下流部: 1.6m

\*1) 図面や観測結果から推定した概算値。

\*2) 空隙込みの値。

- ② 水中の河床勾配が水中安息角以上の場合、微小な土砂量を移動させる。
- ③ 土砂移動後の河床高と粒度分布を算出する。
- ④ 隣接する格子との水中の河床勾配を調べ、安息角以上の箇所があれば②へ、無ければ操作終了。

6.3.2 モデルの検証

開発したモデルの検証については、流砂量等の比較的詳細なデータが得られている置土侵食の室内実験と実際のダム下流で実施されている置土の侵食現象を現地観測した結果を対象として実施したが、ここでは、現地観測結果を対象にした検証について記述する。

(1) 検証の対象とする現地観測

観測対象としたのは福島県の1級河川阿武隈川の支川大滝根川に1997年に竣工した三春ダム、長野県の1級河川天竜川の支川小渋川に1969年に竣工した小渋ダム及び群馬県の1級河川利根川の支川神流川に1968年に竣工した下久保ダムの下流域である。各ダムの置土の諸元及び観測の概要について表-6.1に示す。

小渋ダムの置土は、ややダム堤体から離れている(1km強)が、3ダムともほぼダム直下流に置土されている。三春ダムと下久保ダムでは、土砂を流送するための放流が人為的に行われたが、これらと異なり、小渋ダムでは、通常のダム管理を行っていく中で放流量が増加したときに土砂が流送される。

観測結果の詳細については、平成22年度独立行政法人土木研究所重点プロジェクト研究報告書「貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究」を参照されたい。

6.3.3 現地観測結果を用いた検証結果

(1) 三春ダム

計算条件は現地観測データを元に設定しており、断面データが得られている置土上流約70mから下流約200mまでの領域を図-6.2の初期形状に示すようにモデル化した。計算格子は流下方向に2m×135個、横断方向に2m×20個であり、交換層厚は30mm、粒度分布を記憶する層厚は60mmとし、計算時間間隔は0.1秒、粗度係数は $0.03m^{-1/3}s$ とした。境界条件は上流端に流量、下流端に水位を与えた。

粒径については、現地観測によって得られた置土材料の粒度分布をもとに代表粒径を8個設定した。

表-6.2 代表粒径と構成割合(三春ダム)

代表粒径	粒径(mm)	構成割合(%)	区分	構成割合(%)
代表粒径1	12.39	0.8	2mm以上	10.3
代表粒径2	6.72	1.3		
代表粒径3	3.08	8.2		
代表粒径4	1.30	18.8		
代表粒径5	0.60	27.2	0.2mm~2mm	61.1
代表粒径6	0.30	15.1		
代表粒径7	0.16	13.4		
代表粒径8	0.09	15.2	0.2mm以下	28.6

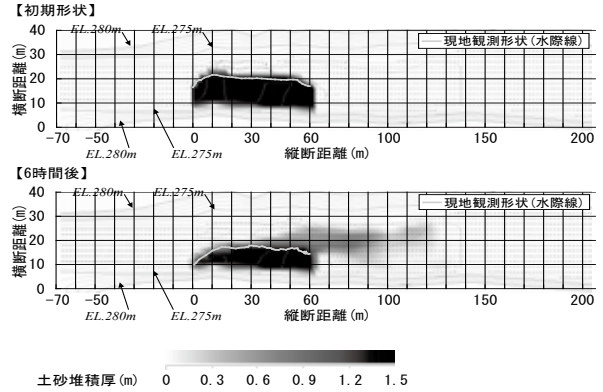


図-6.2 三春ダム置土の初期形状と6時間後の計算結果

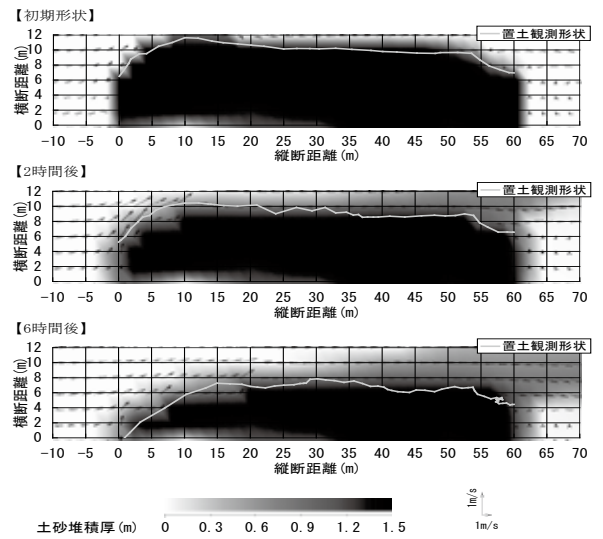


図-6.3 三春ダム置土の侵食状況の計算結果

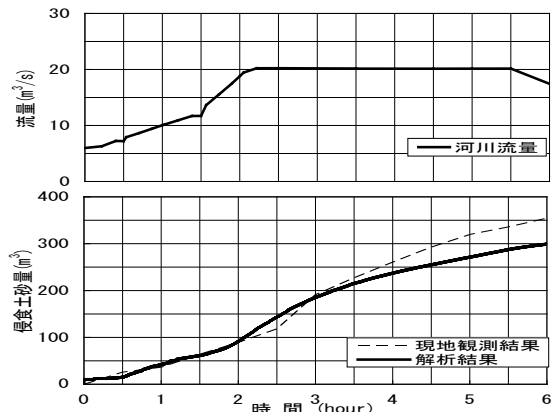


図-6.4 三春ダム置土の侵食土砂量の時間変化

表-6.2に代表粒径とその構成割合を示す。

図-6.3は置土付近の平面形状の観測開始時、最大流量時(2時間後)および現地観測終了時(6時間後)の変化を示したものである。図中の矢印は流速、濃淡は置土の堆積厚、線は置土の観測水際形状を示している。2時間後の形状では、現地観測結果と比較して計算結果の方が先端0m~10m付近の侵食が若干進んでいる。6時間後の形状においては、計算結果は概ね現地観測結果を再現している。なお、現地観測形状において40m付近より下流部の侵食がやや進んでいるが、これは、40m付近に設置された巨石が原因であると考えられる。計算モデルではこれを考慮していない。図-6.4は流量および侵食土砂量をそれぞれ時系列で示し、侵食土砂量においては、現地観測値と計算結果を比較したものである。計算の侵食土砂量は、計算開始時に置土が設置されていた範囲の変化量を算出したものである。計算結果は概ね現地観測結果と近い値を示しているが、最終的には計算結果の侵食量は15%程度小さくなっている。また、現地観測結果で流量がピークに達してから侵食量が一時的に増加する傾向がみられるが、計算結果においてもその傾向が再現されている。なお、現地観測における土砂の算定は、記録した置土の水際線の面積変化量(30分間隔)に平均的な置土堆積厚である1.5m

を乗じて概算量を算出したものである。図-6.2の下図には6時間後における計算結果の平面形状の全体図を示した。置土下流での土砂堆積状況の現地観測が行われていないため観測結果と比較することはできないが、このように下流での堆積状況の予測が可能である

## (2) 小洪ダム

小洪ダムでは、人為的なフラッシュ放流を実施していないため、やや長い期間を対象とした。

小洪ダムの置土の計算では、粒径を単一粒径として行った。前述のモデルのうち掃流砂のみを考慮している。

### 1) 計算格子

図-6.5に計算領域と計算格子を示す。図中の赤線は横断測量を行った断面位置であり、青い丸印は水位計を設置した位置を示している。計算領域は置土周辺の河道形状を考慮して、流下方向に530m、横断方向に236mの長方形の領域とした。計算格子は流下方向に174個、横断方向に78個(236m)を設定した。なお、格子の大きさは2m、3m、4mの3種類を組み合わせしており、置土周辺の格子サイズを小さくした。

### 2) 粒径

置土から採取した土砂を分析して得た平均の粒度分布を参考に、掃流砂のみを考慮していることから、

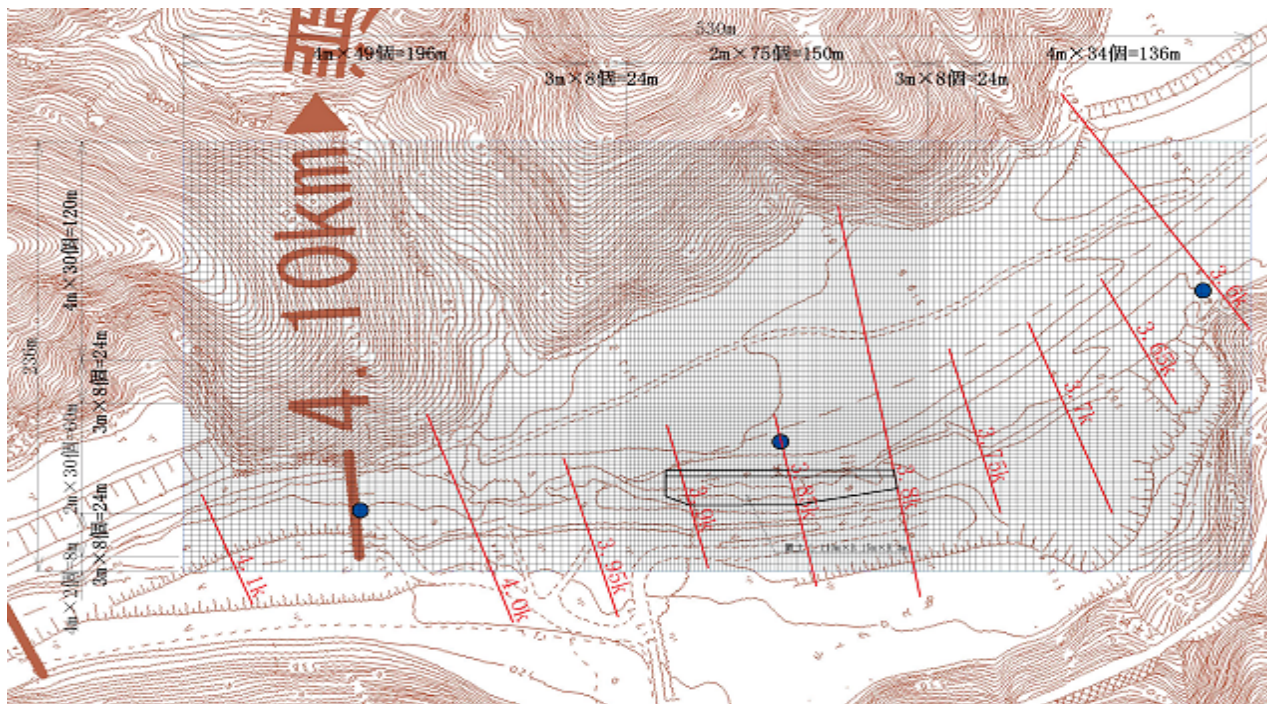


図-6.5 小洪ダム下流河道の計算領域及び計算格子(赤線:測量断面位置、丸印:水位計測位置)

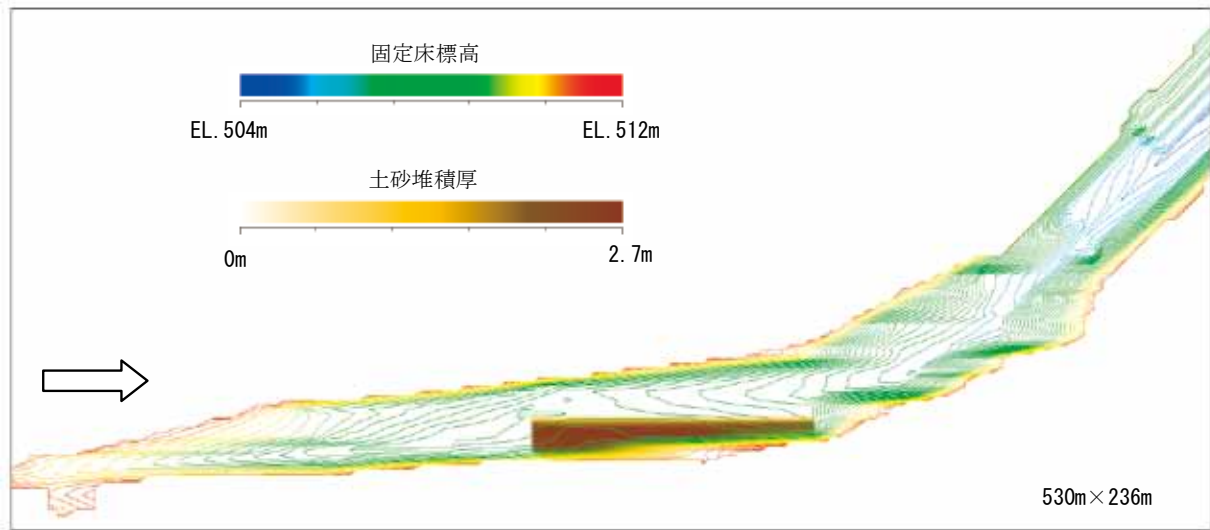


図-6.6 固定床地形及び初期土砂堆積厚

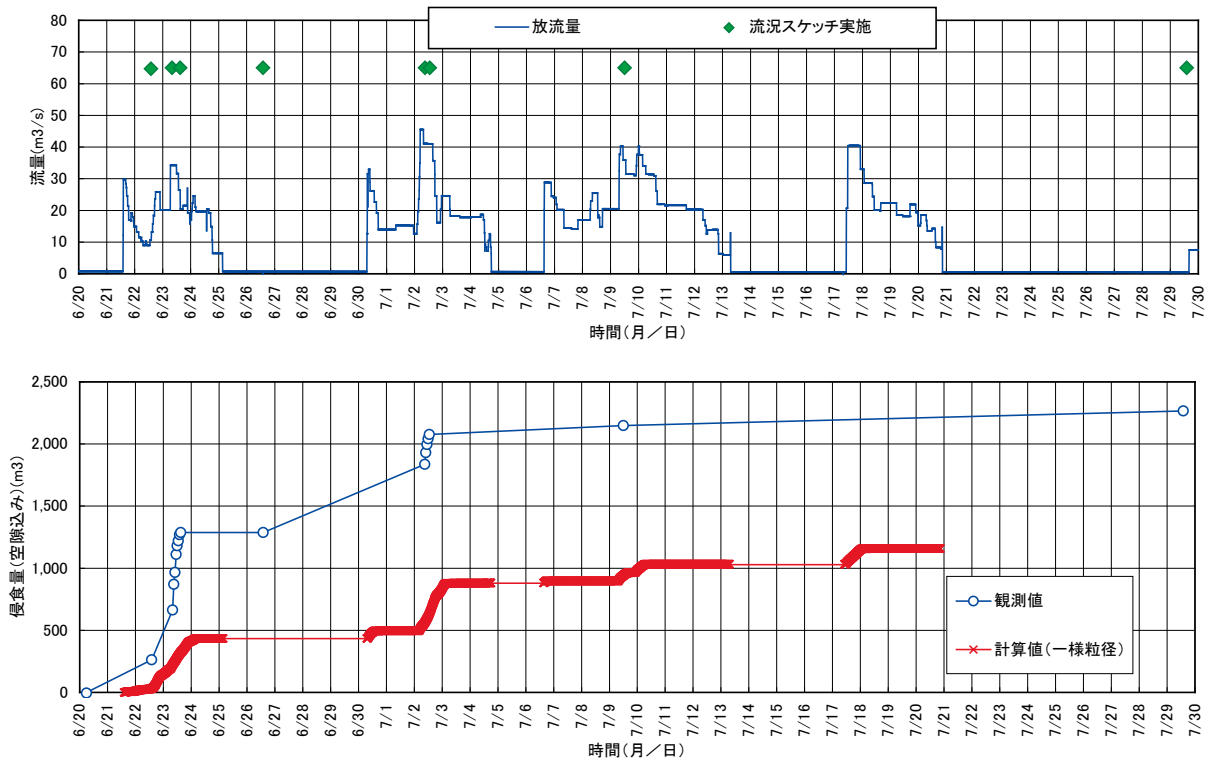


図-6.7 置土侵食量の時間変化

ふるい目 0.25mm 以下の土砂をカットした後求めた平均粒径から 6mm とした。

3) 上流端及び下流端の計算条件

境界条件としては、上流端に流量、下流端に水位の時系列の条件を与えた。小渋ダム放流量及び 3.6k 地点の水位時系列を、それぞれ上流端計算条件用と下流端計算条件用に短縮して用いている。

なお、上流端からの流入土砂量は無いものとした。

4) その他の計算パラメータ

表-6.3 計算のパラメータ

パラメータの名称	単位	値
流下方向格子数	—	17
横断方向格子数	—	7
流動計算に使う水の密度	kg/m <sup>3</sup>	100
土粒子密度	kg/m <sup>3</sup>	265
動粘性係数	—	0.00000
間隙率(空隙率)	—	0.32
河床材料の静止摩擦係数	—	0
河床材料の動摩擦係数	—	0
側岸侵食の崩壊の判定を行う時間間隔	sec	6
土砂の水中安息角	度	3
計算時間間隔	sec	0

表-6.3にその他の計算パラメータを示す。間隙率については、置土材料を分析して得られた値 0.325 を用いた。

5) 初期河床高

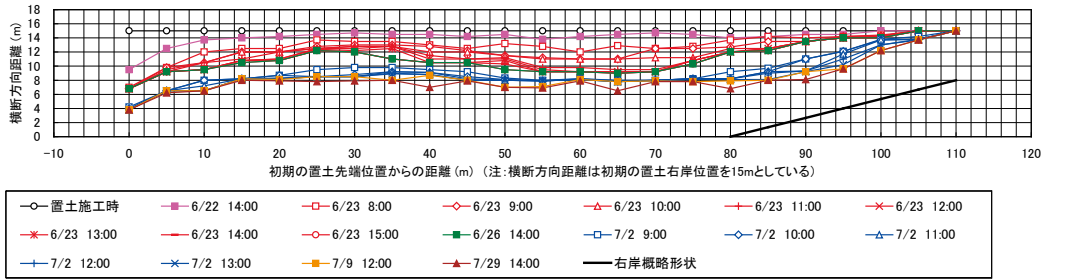
図-6.6に固定床の等高線図と初期河床堆積厚さの濃淡図を示す。置土以外の河床材料は比較的大きい礫で構成されており、今回の出水でほとんど移動していないと考えられるため、初期条件としては、固定床とした。従って、初期条件として、置土の設置領域のみに、河床材料を設置した。

6) 計算結果

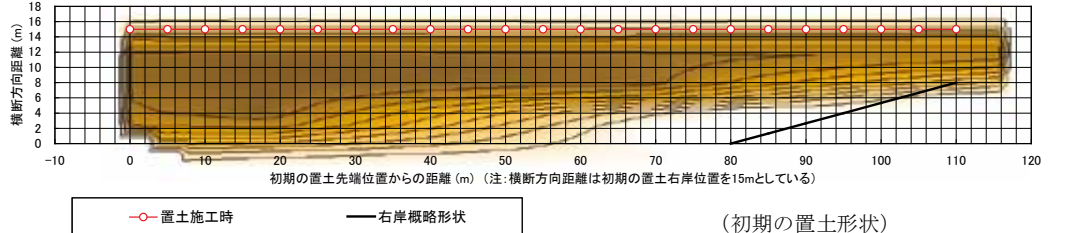
図-6.7に置土の侵食量の時間変化を観測値と合

わせて示す。図-6.8には、一様粒径の1回目の出水が終わった後の置土の侵食形状と4回の出水後の侵食形状を観測のスケッチと比較して示す。

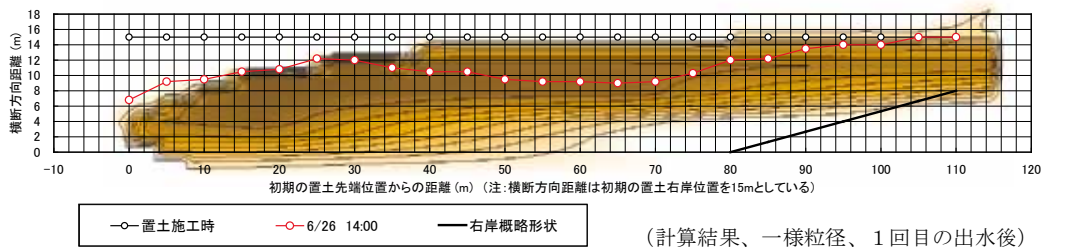
図-6.7より、一様粒径の計算結果は、1回目と2回目の出水で多くの土砂が侵食し、3回目、4回目の出水では侵食量が少ないという観測結果の傾向を再現しているものの、定量的には侵食量が半分程度でかなり小さい。図-6.8の侵食形状をみても、計算結果は置土の先端から40m程度までの部分では、観測値とよく一致しているが、それより下流では、計算における側岸侵食量が少なく、この部分が侵食量の不足の原因となっている。



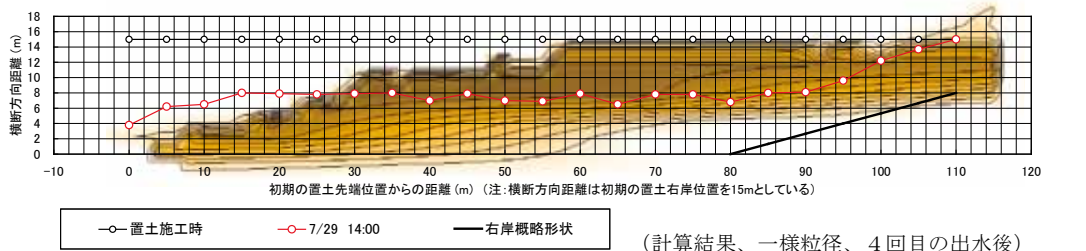
(観測結果の置土侵食形状スケッチ)



(初期の置土形状)



(計算結果、一様粒径、1回目の出水後)



(計算結果、一様粒径、4回目の出水後)



図-6.8 小洪ダムの置土侵食平面形状

(3) 下久保ダム

下久保ダムについては、1回のフラッシュ放流の期間（2010年7月15日 10:30～16:00）を対象に計算を行った。

計算格子は、流下方向に2mの格子を67個（132m）、横断方向に2mの格子を28個（54m）とした。粒径は混合粒径を用いて、現地観測結果を参考に、図-6.9に示す7区分とした。計算時間間隔は、計算が発散する場合は短くし、 $\Delta t=0.01\sim 0.2\text{sec}$ とした。

図-6.10に侵食状況について、計算と現地観測を

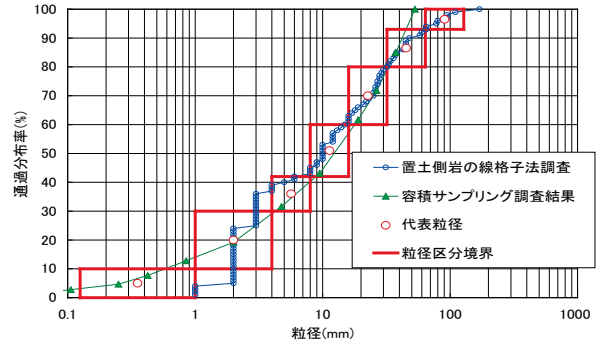
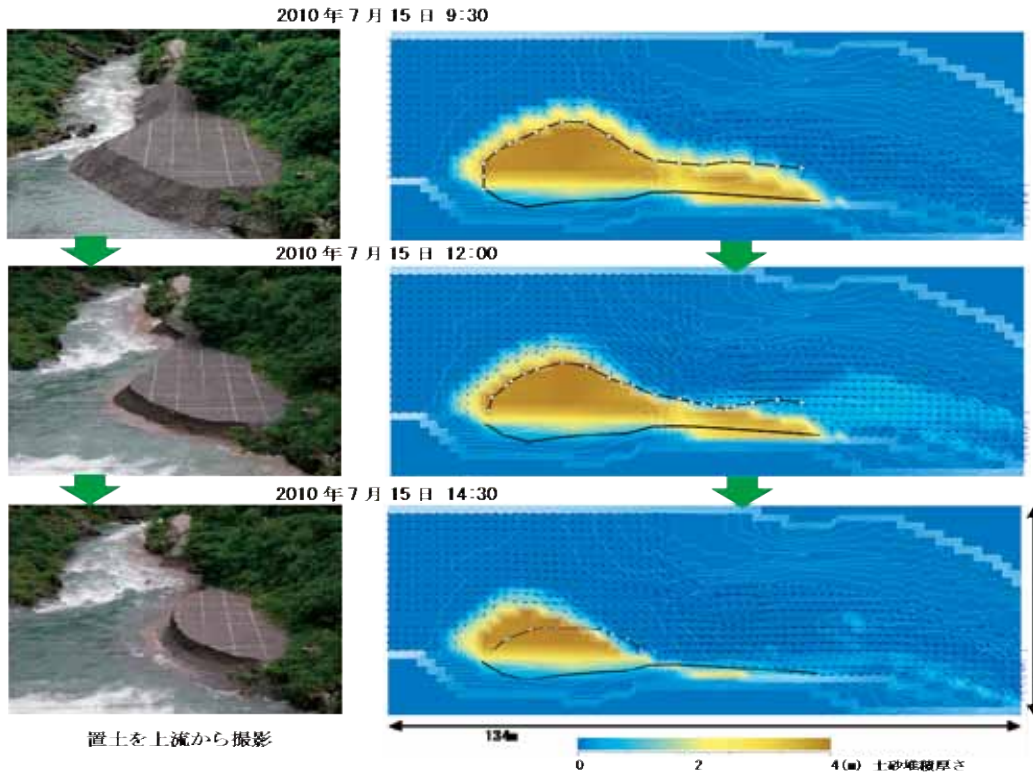


図-6.9 下久保ダムの置土材料の粒度分布



置土を上流から撮影

右は計算結果の平面図。黒線：現地観測による置土天端形状のスケッチ、白線：河床高の等高線、矢印：流速ベクトル、色：土砂堆積厚さをそれぞれ表す。

図-6.10 下久保ダムの置土の侵食状況と計算結果の比較

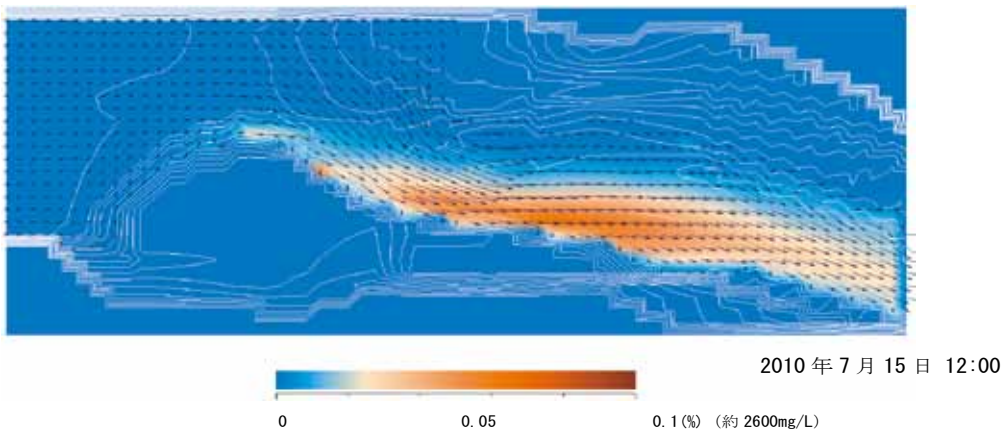


図-6.11 下久保ダムの流水中の土砂濃度の計算結果

比較した結果を示す。置土下流部分の河床勾配が大きい区間で侵食が顕著な傾向が再現されている。置土の先端部の侵食は計算結果が過小になっているが、現地では置土がダムの減勢池の直下流にあり、減勢池からの波浪による侵食がみられ、これを評価できていないと考えられる。計算結果の土砂濃度の結果を図-6.11に示すが、このように、置土下流への土砂濃度についても予測が可能になる。

#### 6.4 まとめ

既往の2次元河床変動モデルを改良し、非平衡の浮遊砂の輸送と混合粒径に対応した2次元河床変動モデルを開発した。実験と3つのダムの観測結果を用いて再現性の検証を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 改良したモデルを置土実験に適用した結果、実験結果と計算結果における流下土砂量、平面形状の進展は概ね一致していた。また、掃流砂のみを扱う一様粒径モデルの結果との比較において概ね一致した。新モデルの基本的な動作は良好と考えられる。
- 2) 三春ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、混合粒径(8粒径)の条件で計算を行ったところ、観測結果の侵食量や置土形状を概ね定量的に再現することができた。
- 3) 小渋ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、一様粒径の計算によって、4回の出水による侵食の傾向を再現することができた。
- 4) 小渋ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、一様粒径の条件での計算は、侵食量をかなり過小に予測する結果となった。これは置土中流及び下流の側岸侵食現象の再現性に課題があることが原因と考えられる。
- 5) 下久保ダム下流の置土侵食の現地観測結果について、混合粒径の条件で計算したところ、比較的短時間で多くの侵食が生じた現象について、侵食の進展が概ねよく再現された。



## 7. 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究

### 7.1 研究目的

貯水池下流河川の土砂環境保全のため、ダム貯水池において土砂量と質を制御することが期待されているが、土砂フラッシングやバイパスなどの従来の堆砂対策手法では、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件による制約により、土砂量、質を高精度で制御することは難しい。

そこで、本研究では、貯水池下流河川の環境保全と貯水池の持続的な利用を両立することを目的に、ダム放流量に応じて設定される下流河川への粒径別土砂供給を精度よく実施する方法の検討を行った。

具体的には以下に示す検討を実施した。①水理模型実験と現地観測によるダム下流への置土の侵食特性の検討、②置土の侵食予測手法を用いた土砂の仮置き計画手法に関する検討、③エアーバルブ排砂設備の開発に関する検討、④潜行吸引式排砂管の開発に関する検討、⑤土砂吸引・放流施設的设计・運用手法に関する検討、⑥湖内輸送に関する検討である。

本報告では、このうち⑤土砂吸引・放流施設的设计・運用手法に関する検討について記述する。その他の項目については、平成22年度独立行政法人土木研究所重点プロジェクト研究報告書を参照されたい。

### 7.2 概要

堆砂対策は従来からのダム貯水池における課題として認識されてきた。また、近年では、ダム下流河川の河床環境の変化や海岸侵食などの緩和に向けて流砂の連続性の回復が期待されるようになってきている。

これまでも、堆砂の進捗の著しい一部のダムにおいては、掘削（貯砂ダム）、浚渫、排砂設備、土砂バイパス、下流への置土等の対策が実施されてきており、一定の効果を発揮してきている。しかしながら、多くの貯水池に適用するためには、コスト的な課題や適用条件、土砂供給の量やタイミングなどの課題があると考えられ、貯水池の運用条件にかかわらず広範囲な貯水池に適用でき、ある程度排出土砂の質・量を制御でき、施設規模が比較的小さく経済的な土砂供給手法が求められている。

そのような手法の一つとして本研究課題では、エ

アーバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管の二つの手法の開発を行っている。これらの手法は現在のところ、実際の貯水池での実用化には至っていない。

そこで、上述のような新しい土砂供給手法を用いた施設の実用化に向けて、施設を計画・設計・運用する手法を検討した。

なお、検討においては、河川を通過する土砂のうち巨礫やシルト・粘土を除いた砂礫を対象とした。その他の土砂については、今後の課題としたい。

### 7.3 エアーバルブ排砂設備

ダム堤体直上流などの位置に固定したエアーバルブ放流設備（連続サイフォン式取水設備<sup>1)</sup>ともいう）を利用した排砂設備（以下、エアーバルブ排砂設備と称す）の開発<sup>2)</sup>を実施した。

エアーバルブ排砂設備（図-7.1参照）の特徴とし

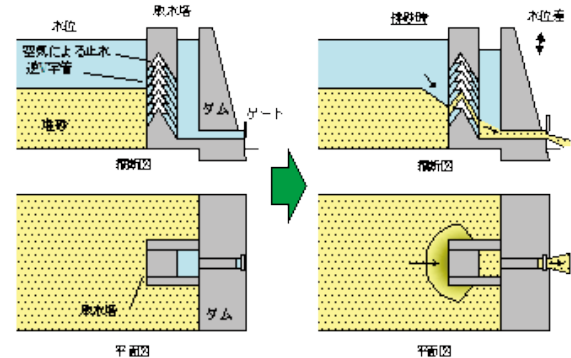


図-7.1 エアーバルブ排砂設備のイメージ

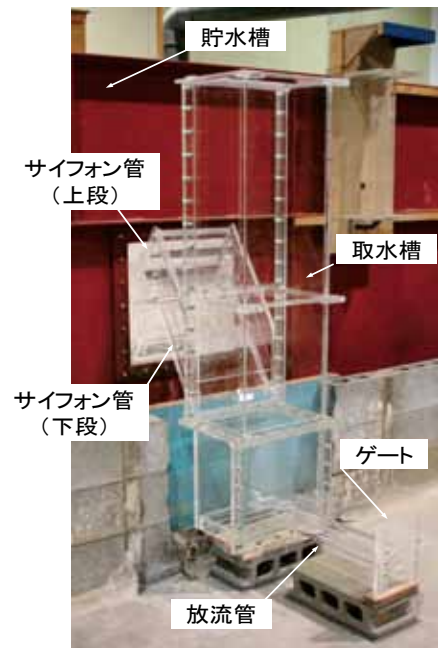


図-7.2 エアーバルブ排砂設備の実験模型

て、逆 V 字形状のサイフォン管を水深方向に連続して配置することにより、排砂に伴う堆砂面の低下に追従した呑口部の選択が可能となり、堆砂面に対して常に放流による吸引力を効率良く作用させられる点が挙げられる。また、逆 V 字管の頂部から空気を出し入れすることで排砂と遮断（開閉）を行うため、呑口施設にゲートが無く、ゲート操作に伴う土砂の噛み込みによる機能不能などのリスクを回避できることから、排砂設備への適用が有用と考えられる。排砂後の堆砂形状はダム堤体に設置した場合は半すり鉢形状となる。

実験装置は、貯水槽、サイフォン管、取水槽、流量調節ゲートを有する放流管から構成されている（図-7.2）。検討当初に原型のサイフォン管の最大放流量を  $40\text{m}^3/\text{s}$ 、排砂時の管内流速を  $6.0\text{m/s}$ （断面寸法：幅  $6.6\text{m}$ 、高さ  $2\text{m}$ （呑口鉛直高））と想定した。

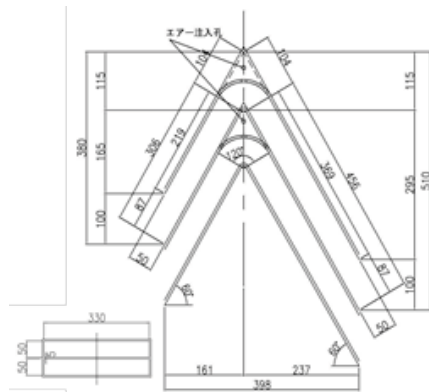


図-7.3 サイフォン管の形状

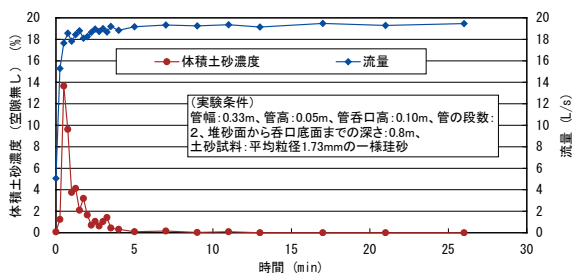


図-7.4 エアバルブ排砂設備の実験結果

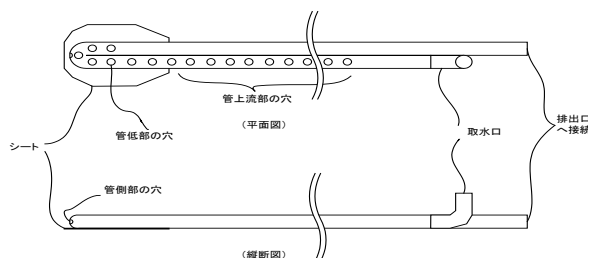


図-7.5 潜行吸引式排砂管の概要

この場合、模型縮尺は  $1/20$  に相当する。管内流速については、小容量放流管の標準的な流速は  $10\text{m/s}$  程度<sup>43)</sup> とされているが、頂部の曲がり急なことや土砂輸送による損失の増加を考慮して  $6\text{m/s}$  に設定した。

サイフォン管は、幅  $0.33\text{m}$ 、高さ  $0.05\text{m}$ （管軸直角方向）の矩形断面とした逆 V 字形状の管を水深方向に上下 2 段連続して配置したものであり、頂部には空気の注入孔を有している（図-7.3）。サイフォン管長は、通水に伴う上下流（貯水槽と取水槽）の水位差を十分確保できるように、下流部の管軸長を  $0.41\text{m}$ 、上流部の管軸長を  $0.26\text{m}$  とした。上下流管の傾斜角度は  $60^\circ$  とした。

これまでの検討で、管内流速や土砂の粒径および管断面のアスペクト比を変化させた排砂実験を実施しており、サイフォン管の上下段切り替えに伴う排砂状況や排砂特性についての知見が得られ、排砂によるエネルギー損失を考慮したサイフォン管の水力設計がある程度可能であることが確認できた。また、管断面のアスペクト比を小さくすることで、小規模な施設と少量の水量で同等の効果が得られる可能性が確認されている。

土砂供給特性に関する実験結果の一例を図-7.4 に示す。高濃度の土砂が短時間に放流される。土砂濃度のピーク値と土砂放流に要する時間は、流量及び排砂を実施する管の堆砂面からの深さに関係する。

#### 7.4 潜行吸引式排砂管

「潜行吸引式排砂管」の装置の概要を図-7.5 に示す。潜行吸引式排砂管は、フレキシブル管を U 字形状として一方を取水口とし、折り曲げた湾曲部の底面に不透水性のシートを貼り、湾曲部の底部・側部及び上流部の管に穴を設けて土砂の吸引口とした装置である。取水口は想定される最大のすり鉢形状のさらに外側に位置する必要がある。

排砂のプロセスとしては、図-7.6 に示すように、はじめに、堆砂の表面に装置を設置して、装置の下流のゲートを開けることにより、排砂を開始し、湾曲部が次第に堆砂の中に潜行しながら土砂を吸引する。湾曲部が底面に達した後は、管の上部の土砂を吸引し、すり鉢形状が徐々に拡大する。管が全て土中から露出した状態で排砂終了となる。

小規模実験に用いた実験装置の概要を図-7.7 に示す。実験水槽は、長さ  $4.5\text{m}$ 、幅  $2.5\text{m}$ 、深さ  $1.3\text{m}$  であり、水位を維持するための余水吐きおよび排砂

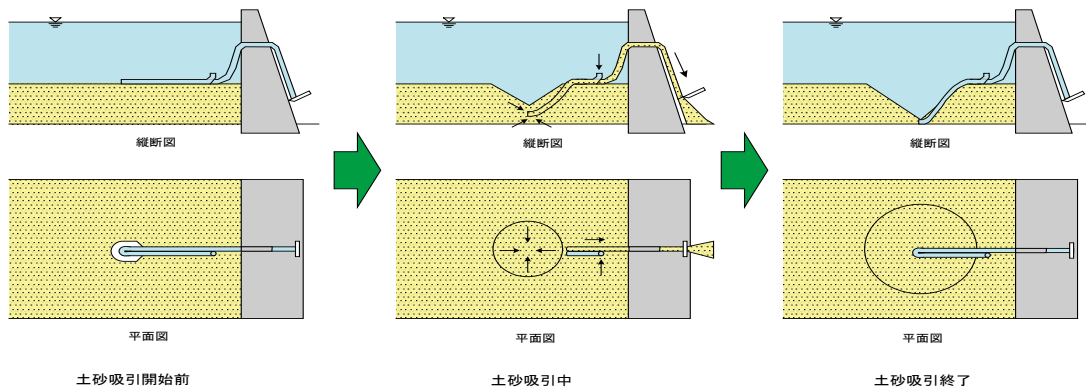
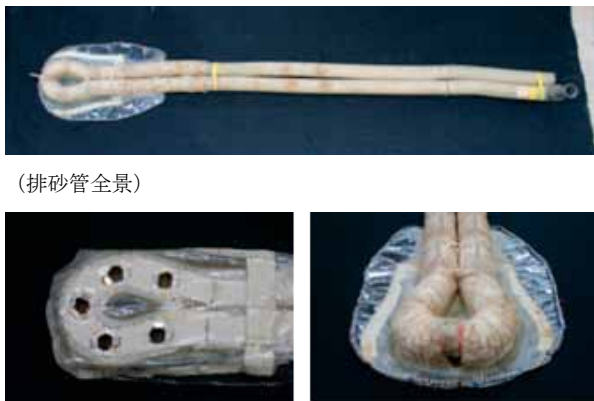


図-7.6 潜行吸引式排砂管の排砂プロセスのイメージ

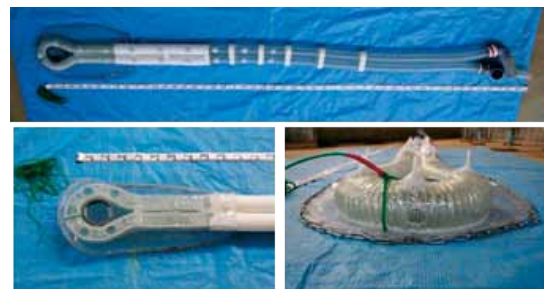


(排砂管全景)

(排砂管吸引部裏面) (排砂管吸引部下流から)



(実験水槽概要)



(実験水槽出口側)



(実験水槽余水吐き側)

図-7.7 小規模模型写真

を行うための管を設置している。水槽外の管の先端には流量調整が可能なゲートを設けている。

大規模実験に用いた実験装置の概要を図-7.8に示す。実験水槽は、鉄筋コンクリート製で長さ7.5m、幅7.5m、深さ3.5mであり、水位を維持するための余水吐きおよび排砂を行うための管を設置している。水槽外の管の先端には流量調整が可能なゲートを設けている。

土砂供給特性に関する実験結果の一例を図-7.9に示す。エアバルブと比較すると濃度の変化は小さく、ある程度安定した濃度で土砂を放流する。

図-7.8 大規模模型写真

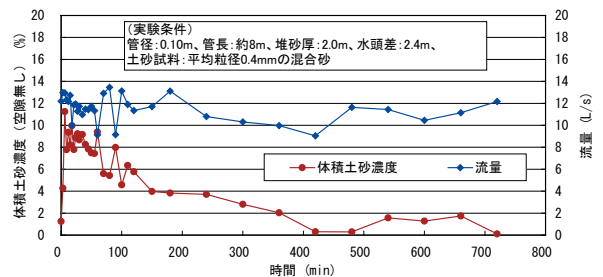


図-7.9 潜行吸引式排砂管の実験結果

## 7.5 土砂供給の計画

図-7.10 にダムがない場合のダム地点における砂礫の土砂流出のイメージを示す。ここでは、洪水調節が必要となるような大規模出水時を想定している。実際には、流砂量と流量の相関は流域の状況で変化したり、洪水の立ち上がりや低減期で異なったりする場合もあるが、概ね流入ハイドロと相関があるものと仮定した。土砂供給施設を有しないダム（多目的ダムを想定）がある場合には、砂礫はほぼ 100%貯水池に捕捉される（図-7.11）。また、ダム地点の流量ハイドロは洪水調節によって変化する。図-7.11 では例として「定率一定量」の洪水調節操作をイメージしているが、ハイドロの変化は洪水調節方法によって異なる。また、実際のピーク流量の減少の度合いは、ダムによってばらつきが大きいことが指摘されている<sup>5)</sup>。

ここで、土砂供給のひとつの目安として、ダムがない場合の流量と流砂量の関係をダムがある場合の放流量にあてはめて、ダムからの土砂供給量を決定する方法を提案する（図-7.12）。この方法によって、ダム直下流では、ダムがない状態の流量と流砂量の関係が保たれ、下流の河床環境が、ダムがない場合に近づくと考えられる。

堆砂問題を解決し貯水池を持続的に利用するためには、土砂の流入量と放流量を長期的にバランスさせる必要がある。1 回の出水を対象とした場合には、図-7.10 の下図と図-7.12 の流砂量の積算量が等しければバランスがとれることになるが、一般的に流砂量は流量のべき乗（係数は 1 以上）に比例するため、図-7.12 の積算量の方が小さくなり、その度合いは、洪水調節量が大きくなるほど大きくなる。長期的な土砂の収支としては、流況の平滑化の度合いが大きいダムほど、流入土砂量が放流土砂量を上回る出水の頻度が多くなり貯水池に捕捉される土砂が増加する。

また、下流河川の流下能力等の治水上の問題や、漁業等の社会的な状況、生態系や環境上の制約などから、土砂の供給量が制限される場合も考えられる。

上述のような理由から生じる貯水池への堆積土砂については、貯水池の計画堆砂容量内での保管、有効利用、土捨場等への処理等の対応が別途必要になる。

下流河川の条件が許されれば、大規模出水時に貯水池内に捕捉した土砂を、中小出水時に流入量以上

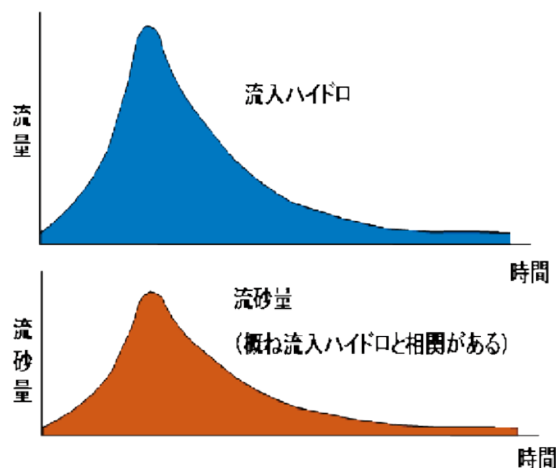


図-7.10 ダムがない場合の出水時のダム地点の砂礫の土砂流出

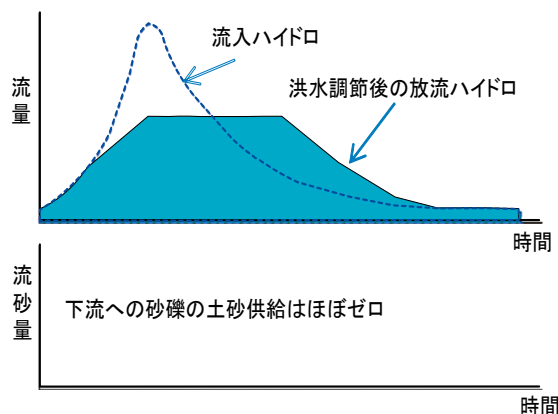


図-7.11 ダムがある場合の出水時のダム地点の砂礫の土砂流出

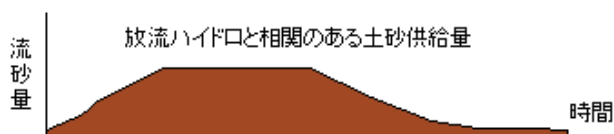


図-7.12 ダムからの土砂供給の目安のイメージ

の土砂を放流することで減少させることを検討できるかもしれない。これには将来予測や影響評価が必要であり、これらの手法の精度向上が重要になると考えられる。

## 7.6 土砂吸引・放流施設の運用手法

図-7.12 に示した土砂供給を上述した二つの手法で行うことを考えると、両手法とも流砂量ハイドロを時々刻々高い精度で制御することは困難であるが、最終的な排砂量を目標の土砂供給とある程度近似さ

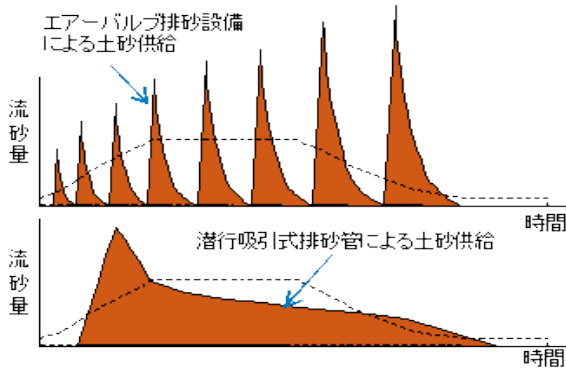


図-7.13 新しい土砂供給施設による土砂供給のイメージ

せたタイミングで放流することは可能と考えられる(図-7.13)。また、出水の途中の時点では、オペレーターは出水全期間において最終的に排砂すべき土砂量はわからない。そこで、出水途中の時点で得られている情報を用いて、最終的な排砂量をできるだけ近似できるような、以下に示す運用方法を提案する。

① エアーバルブ排砂設備の運用方法

ある時刻までの放流量ハイドログラフからその時刻での排砂目標量を設定し、その時刻以前に排砂した量にその時点で通水している管の一つ下の管に切り替えたと仮定した場合の排砂量を加えた量とその時刻の排砂目標量を比較して、排砂目標量が上回っている場合にはサイフォン管の切り替えを行い、下回っている場合には待機する。

② 潜行吸引式排砂管の運用方法

ある時刻までの放流量ハイドログラフからその時刻での排砂目標量を設定し、その時刻以前に排砂した量との差が許容値(流入土砂量を考慮してダム毎に設定、例えば 100m<sup>3</sup> 等)を超えていなければ排砂継続(又は開始・再開)、超えていれば排砂停止。

排砂目標量は、既往の堆砂データ等の検討により、流入量と流入土砂量の関係式を作成し、当該時刻までの放流ハイドロに適用して算出する。なお、過去の出水データから、出水の低減ハイドロが精度よく推定できる場合には、その時刻での予測低減ハイドロについても排砂目標量に加えてもよいと考える。

7.7 土砂吸引・放流施設の設計手法

筆者らが開発を行っている「エアーバルブ排砂設備」と「潜行吸引式排砂管」の二つの土砂供給手法は、両者ともに、粘着性の小さい土砂を高濃度で排出することが可能であり、排砂後の形状は、ほぼ決

まった形状(エアーバルブ排砂設備であれば半すり鉢状、潜行吸引式排砂管であればすり鉢状)になる特徴がある。

そこで設計手法として、以下に述べる手順を提案する。

はじめに、年間に排出したい土砂量を設定し、その土砂量の各設備での排砂後の形状が確保できる貯水池内での施設のレイアウトを行う。場合によっては、ダム堤体への設置の他、貯水池のあるサイトからのバイパストンネルによる排出も考えられる。ここで、施設規模の一部が確定する(エアーバルブの吸引口の合計の高さ、潜行吸引式排砂管の延長)。

次に、施設の諸元を仮に設定し(エアーバルブの管の高さ(段数)及び幅、潜行吸引式排砂管の管径)、7.6 節で示した運用法に基づいて、ある程度長期間(20 年程度以上)の運用シミュレーションを実施する。

その結果、排出土砂量が目的を満たしているか、使用水量が条件を満たしているか等の評価を行い、条件を満たしていなければ、施設の諸元を変更して、再度運用シミュレーションを行い、条件を満たすまで、検討を実施する。

7.8 ケーススタディ

施設規模の試算として、小規模貯水池を想定して大規模出水時に 1 万 m<sup>3</sup> 程度の砂礫を供給することを考える。現状では室内実験から得られた情報を基にした試算ではあるが、施設諸元の結果を表-7.1 に示す。ここで、エアーバルブについては、管高(管軸に垂直な方向の高さ)を 1m として既往模型実験の諸元を用いた。潜行吸引式排砂管については、実現性から管径を 0.6m として、2 施設での排砂とした。両者ともある程度実現可能性のある規模になっている

表-7.1 施設諸元の試算結果

共通事項		潜行吸引式排砂管	
項目	値	項目	値
空疎率	0.4	施設数	2施設
砂礫の水中安息角	30°	管径	0.6m
エアーバルブ排砂設備		放流量(1施設)	0.85m <sup>3</sup> /s
項目	値	放流量(合計)	1.70m <sup>3</sup> /s
管幅	6.6m	管内流速	3m/s
管高	1.0m	平均放流土砂体積濃	3%
管呑口高	2.0m	排砂時間	16.4時間
管の段数	10段	排砂量(空疎無し)	6,000m <sup>3</sup>
放流量	30m <sup>3</sup> /s	排砂量(空疎有り)	10,000m <sup>3</sup>
排砂量(空疎無し)	7,560m <sup>3</sup>	排砂すり鉢形状の深さ	11.7m
排砂量(空疎有り)	12,600m <sup>3</sup>	排砂すり鉢形状の直径	40.5m × 2ヶ所
排砂半すり鉢形状の深さ	20.0m	管長	100m
排砂半すり鉢形状の直径	69.3m	損失係数	0.25
		必要な水頭差	12.5m

と考えられる。

さらに、エアーバルブ排砂設備について、モデル貯水池を想定して、運用シミュレーションのケーススタディを行った。想定した貯水池の諸元を表-7.2に示す。想定したモデル貯水池の計画高水流量(400 m<sup>3</sup>/s)相当の出水に対して、前節で提案した運用方法を適用して運用シミュレーションを行った結果を図-7.14に示す。ここで、シミュレーションに必要な各段のサイフォン管からのピーク排砂量と排砂時間については、実験結果から得られた推定式を用いている。なお、図中の設備からの排砂量(m<sup>3</sup>/s)は排砂管各段の排砂期間内の平均値を表している。

排砂目標量は、本貯水池条件で比堆砂量 100m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年に相当し、エアーバルブ実験模型を原型換算した排砂設備において排砂管 8 段目(堆砂高 0.80mの排砂実験ケースに相当)までの総排砂量約 4.7 千 m<sup>3</sup>と概ね同量である。

検討結果より、排砂管 8 段目からは出水の低減期にやや遅れて排砂しているものの、概ね放流量に応じた排砂目標量に合うように土砂を供給しているのが分かる。なお、流入土砂量に対する排砂目標量の比率は 50%程度、排砂目標量に対する排砂可能量の比率は 95%程度となっている。

上述の結果は、計画高水流量相当の大出水(100 年確率洪水)を想定しているが、次に中小出水(ピーク流入量 50~300m<sup>3</sup>/s)を想定して、排砂設備の運用を検討した。

検討結果を図-7.15、7.16に示す。各検討ケースとも洪水調節方式は同じであるため、流入量に対する放流量の比率は流入量が小さいほど大きくなり、流入量から算定される流入土砂量に対する放流量から算定される排砂目標量の比率も流入量が小さいほど大きくなる。

排砂管 1 段あたりの排砂量は、深い段ほど半円錐形状が大きくなるため増加し、排砂目標量が 1 千 m<sup>3</sup>以下の小さいケースでは、放流量から算定される排砂目標量が深部の 1 段あたりの増加排砂量に見合わなくなるため、目標量に対する排砂可能量の割合が 60%程度と低い結果となっている。一方、排砂目標量 2~5 千 m<sup>3</sup>の範囲では、概ね目標に近い排砂が可能となっている。

排砂完了時間(排砂可能な設備最下段からの排砂が完了するまでの時間)内に占める排砂操作待機時間(排砂管切り替え時間は含まない)の割合は、70~85%程度と各ケースとも高い結果となり、出水規模

表-7.2 エアーバルブ排砂設備運用検討の設定

項目	設定値	備考	
流入量	ピーク流入量(計画高水流量)	400 m <sup>3</sup> /s	検討範囲: 50~400m <sup>3</sup> /s
	洪水継続時間	48 時間	
	ピーク発生時刻	12 時間後	
放流量	洪水調節方式	一定率一定量方式	
	計画放流量	200 m <sup>3</sup> /s	
	洪水調節開始流量	50 m <sup>3</sup> /s	
堆砂量	比堆砂量	100 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /年	
	排砂対象	砂礫	
	堆砂の代表粒径	2.0 mm	砂礫を対象
	堆砂の密度	2,600 kg/m <sup>3</sup>	
	間隙率	0.4	
	比堆砂量(砂礫)	50 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /年	粘土・シルト: 砂礫=50:50を想定
	流域面積	50 km <sup>2</sup>	
排砂設備	対象洪水の堆砂量 ÷年平均堆砂量	2 年	1/100確率洪水で年平均堆砂量の2年分堆砂すると想定
	排砂量(目標値)	5,000 m <sup>3</sup>	
	サイフォン管形状	実験模型の実機換算	実験模型縮尺(1/20)
	サイフォン管幅	6.6 m	
	サイフォン管高	1.0 m	管軸直角方向
	サイフォン管呑口高	2.0 m	鉛直方向
	管内断面積	6.6 m <sup>2</sup>	
	管軸延長距離	15.0 m	
	堆砂形状	半円錐形状	排砂後堆砂形状
	堆砂の水中安息角度	34.0 度	既往実験結果の平均値
	サイフォン管放流量(清水時)	30.0 m <sup>3</sup> /s	<最大33.9m <sup>3</sup> /s(実験換算値)
	サイフォン管切り替え時間	10 分/段	下流放流管も開閉も同じ

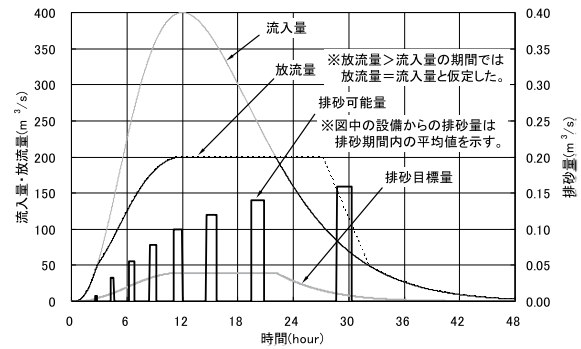


図-7.14 排砂設備の運用結果  
(排砂目標量 5 千 m<sup>3</sup>)

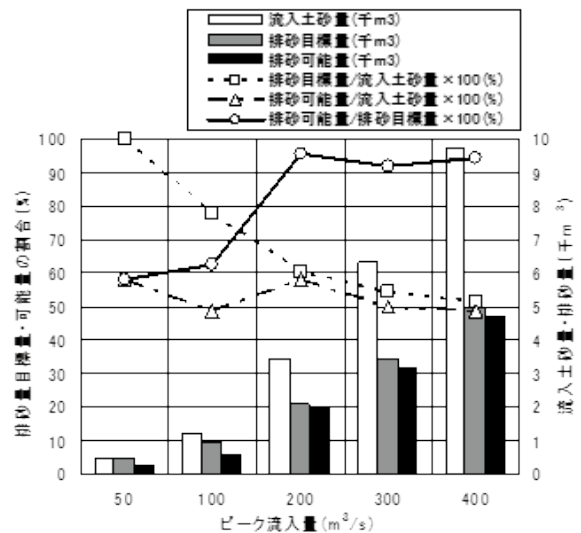


図-7.15 排砂目標量と排砂可能量との関係

砂が概ね実施可能となると考えられた。

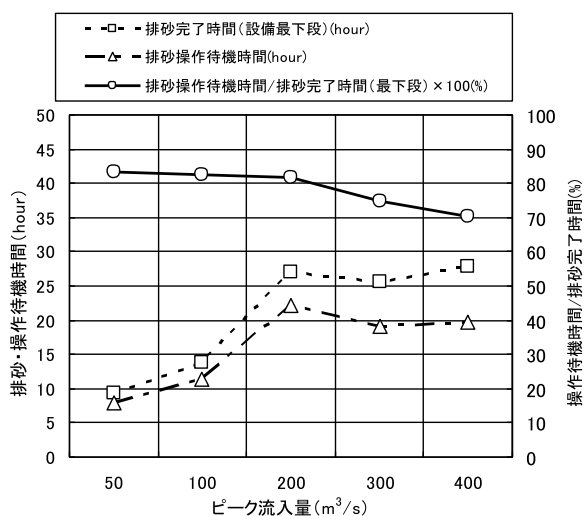


図-7.16 排砂時間と排砂操作待機時間との関係

が小さくなると排砂完了時間も短くなるが、待機時間の占める割合は大きくなる傾向となった。

排砂操作については、個別の貯水池に適用する場合、過去の出水データから放流量の低減曲線が推定できれば、放流量の低減分に相当する土砂量を排砂目標量に見込めるため、サイフォン管の切り替えがより早い段階で可能になると考えられる。

### 7.9 まとめ

本課題で開発したエアバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管の設計・運用手法について検討した結果を以下に示す。

- 1) 土砂供給のひとつの目安として、ダムがない場合の流量と流砂量の関係をダムがある場合の放流量にあてはめて、ダムからの土砂供給量を決定する方法を提案した。
- 2) エアバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管のそれぞれについて、出水途中の時点で得られている情報を用いて、最終的な排砂量をできるだけ近似するための、運用方法を提案した。
- 3) エアバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管のそれぞれについて、提案した運用手法を踏まえた設計方法を提案した。
- 4) 提案した設計・運用手法についてある貯水池条件を想定してケーススタディを実施したところ、ある程度実現可能性のある施設規模で、目的とする排

### 参考文献

- 1) 津村信昌, 重政博史: 尾原ダム選択取水設備における連続サイフォン式の採用, ダム技術, No. 240, pp. 93-96, 2006.
- 2) 櫻井寿之, 泉谷隆志, 箱石憲昭: エアバルブ排砂設備の排砂特性, ダム技術, No. 263, pp. 64-76, 2008.
- 3) 社団法人 ダム・堰施設技術協会: ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編), pp. 517-518, 1999.
- 4) 櫻井寿之, 箱石憲昭: 貯水池排砂のための潜行式吸引排砂管の開発, 河川技術論文集, Vol. 15, pp. 441-446, 2009.
- 5) 国土技術政策総合研究所環境研究部, 土木研究所水環境研究グループ自然共生研究センター, ダムと下流河川の物理環境との関係の捉え方, 国土技術政策総合研究所資料, 第521号, 土木研究所資料, 第4140号, p. 3-3~3-8, 2009.

## 8. 結論

本重点プロジェクト研究の主な成果をまとめると以下のとおりである。

### (1) 新型式のダムの設計等技術の開発

河川の連続性の維持、堤体材料の有効利用等の観点から、環境への負荷低減効果の大きい新型式ダムである流水型ダムと台形 CSG ダムの設計、施工管理技術の開発を行った。

流水型ダムは、ダム底部に空洞を有し、洪水調節操作の必要がない流量については現況河道状況のまま流下させ、必要のある大出水時のみ貯留を行う。そこで「環境負荷を最小にする治水専用ダムに関する研究」において、流水型ダムの構造として重力式コンクリートダム堤体底部に大規模空洞を設ける場合を想定し、ダムの高さ、ブロック幅、横断面形状、横継目条件などの違いを考慮した、2次元および3次元のFEM解析を実施した。その結果から空洞周辺の応力分布を明らかにした上で、空洞規模と最大発生応力の関係を分析し、堤体の1ブロック内に設置可能な空洞規模、及び隣接する2ブロックにわたる空洞の設置可能な規模を明らかにした。なお、解析による検討方法やその成果は、今後、流水型ダムの設計のみならず再開発事業における堤体削孔の設計にも適用可能である。また、環境負荷を最小とするための観点から、必要なダムの空洞規模と必要なゲート設備、ゲート操作及び減勢方式について検討した。

また、「台形CSGダムの材料特性と設計方法に関する研究」において、台形CSGダムの長期信頼性を評価する方法を開発するために、試験や数値解析による検討を実施した。その結果、CSGはコンクリートに比べて繰返し載荷や長期載荷による変形性が大きい、堤体の構造安定性に与える影響はほとんどないことが確認できた。また、CSGは従来のダムコンクリートと比較して品質のばらつきが大きいことから、物性（強度、弾性係数）のばらつきを考慮したモンテカルロ法による応力解析を実施して安全性を評価した。その結果、現在の設計法は適切な安全性を有したものであることが確認できた。またモンテカルロ法を用いた堤体の安定性を評価する方法を提案した。さらに、実際に施工されたCSGダムの品質管理データを用いて、CSGの強度やCSG材の粒度分

布、表面水量に着目して合理的な品質管理頻度の設定法を提案した。

### (2) 骨材および岩盤の調査試験法の開発

ダムコンクリート用骨材はダムサイト近傍の山（原石山）を掘削するなどして製造されている。しかしながら、近年では良好な品質の原石が採取できる山は少なく、掘削しても廃棄される岩の割合が多くなるため環境負荷が増大している。骨材資源を有効に利用するためには、骨材の性能を的確に評価し、廃棄する岩の割合を減らす必要がある。コンクリートの各種性能のうち、骨材品質の影響を強く受けるものとして耐凍害性と乾燥収縮があげられる。「規格外骨材の耐久性評価手法に関する研究」において、骨材の品質がこれらの性能に与える影響について調査し、骨材の評価指標の検討を行った。この結果、耐凍害性に関しては粗骨材を砂利と碎石とに分類したうえで、砂利に対しては簡易凍結融解試験方法による評価法を提案し、碎石に関しては吸水率による評価法を提案した。乾燥収縮に対しては、ひずみゲージを用いた粗骨材の乾燥収縮試験方法を提案し、また、骨材の岩種や成因年代による評価方法や、コンクリートの強度と弾性係数による評価方法を提案した。

また、ダム基礎に弱層が存在する場合、効率的な基礎掘削を行うために行うためには、その弱層強度を適切に評価する必要がある。弱層強度の評価手法の一つである原位置せん断試験は、弱層強度を直接測定することができるが、試験が大がかりで多くの手間と費用を要するため、数多くの試験を行うことは難しい上に、試験箇所代表性が問題になることもある。そのため、取得が比較的容易な物性値を用いて間接的にせん断強度を推定する方法の開発が望まれている。「ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発」において、ダムの基礎掘削量を大きく左右する岩盤中の弱層の強度評価手法の確立を目的として、弱層の工学的分類方法の確立、弱層分類毎の強度評価手法を確立した。弱層の工学的分類方法としては、弱層の形態に着目した分類方法、ならびに形態分類別の強度評価手順を提案した。また、とくに薄い弱層についてはこれまでの原位置せん断試験に加え、より効率的・経済的な強度評価手法として、亀裂のせん断強度予測式である Saeb の式を拡張したせん断強度予測式を開発した。また、Saeb改良式の妥当性を検証するために、数多くの室内一面せん



断試験を実施し対比した。この結果、本予測手法が概ね妥当であることを確認できた。

### (3) 貯水池および下流河川における土砂制御技術の開発

ダム事業の円滑な展開、また、既設ダムの環境影響低減のためには、ダム建設や、ダム管理上の各種対策により生じる環境の変化を適切に予測するためのシミュレーション手法の確立が必要である。シミュレーション手法については、漸次研究が進められているが、現象の複雑さ、フィールドデータの少なさから、未だ精度の良いシミュレーション手法は確立されていないのが現状である。そこで、「貯水池および貯水池下流河川の流れと土砂移動モデルに関する研究」において、貯水池における懸濁物質の沈降実験及び底泥の侵食実験を行い、沈降速度及び侵食速度を把握するための試験方法を提案するとともに、気象条件が貯水池やその上下流河川水に与える影響について検討しモデルへの反映手法を提案した。また、大きな礫が混在する山地河道における土砂移動に関して現地調査と水理実験により検討を行い、流砂量式や移動限界の適用性について明らかにした。さらに、ダム下流置土の侵食・流出過程を予測し置土計画に反映できるよう、混合粒径と浮遊砂輸送及び側岸侵食に対応できる平面二次元河床変動モデルを開発し、置土侵食に関する水理実験及び現地調査結果を再現できることを確認した。

また、貯水池下流河川の環境保全のため、ダムから土砂を下流河川に供給することが求められているが、土砂フラッシングや土砂バイパスなどの従来の堆砂対策手法は、設置費用の課題のほか、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件の影響を大きく受けるため、土砂の量と質を高精度に制御することが困難な場合があるなどの課題がある。

そこで、「貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究」において、貯水位エネルギーを活用し、貯水池運用の変更が不要で、河川環境を考慮しながら土砂供給が制御できる方法として、エアバルブ排砂設備と潜行吸引式排砂管を開発し、その設計・運用手法を提案した。これらの手法は、ケーススタディにより、実現可能性のある施設規模で目的とする排砂が概ね実施可能となると考えられた。また、置土の侵食特性を水理実験と現地調査によって把握するとともに、別課題で開発した平面二次元河床変動モデルを用いて置土による土砂供給計画を策定する手

法を提案した。

さらに、管内の砂スラリーの流動特性を把握するとともに、常時の放流エネルギーを活用した逆転ポンプに関する検討を行い、堆積土砂を経済的に湖内輸送する方法を提案した。

