

鋼製治山ダムの中詰材効果に関する準実物大実験

Semi-full-scale experiment on gravel filling effect of framed erosion control dam

金子智成*, 森雅美**, 香月智***, 田附正文****, 射場茂夫****

Tomonari Kaneko, Masami Mori, Satoshi Katsuki, Masafumi Tazuke, Shigeo Iba

*防衛大学校理工学研究科学生, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**防衛大学校講師, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***工博, 防衛大学校教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

****日鐵住金建材株式会社, 商品開発センター, 土木商品開発部 (〒135-0042 東京都江東区木場 2-17-12)

This paper presents a semi-full-scale experimental study of the steel frame erosion control dam in which the gravel filled, and the gravel filling effect on the shear resistance of the dam structure. The steel frame structure, which has 3m-height and filled gravel in its inside space, is horizontally loaded until a shape steel element broken, and its resistance is compared with that of the structure without the filled gravel. The empirical estimation method previously proposed by one of authors is verified by these experiments. And the filled gravel resistance effect on the design of the structure is discussed by using some typical design cases.

Key Words: steel frame erosion control dam, shear resistance, filled material, optimal design

キーワード: 鋼製治山ダム, せん断抵抗力, 中詰材, 最適設計

1 緒 言

治山ダムは、溪床の縦侵食および横侵食を防止して、溪床の安定、山脚の固定および土砂の流出の抑止・調整を図るための構造物である。多くの治山ダムはコンクリート製であるが、写真-1に示す鋼製枠と呼ばれる形鋼の骨組を山形鋼などのスクリーン材でカバーして、割栗石などを中に詰めて作られるものもある。この構造の特徴としては、木材やコンクリート製品に比べ、部材強度が大きいため大型化しやすいこと、可撓性に富み沈下等の変位にも対応できること、コンクリート製品に比べ透水性が高く地下水位の上昇を抑えることができること、施工期間の短縮が可能になるなどの利点がある。

鋼製治山ダムの現行設計^{1)~3)}は、①重力式構造物としての安定計算（滑動、転倒、沈下）に加えて、②鋼製枠に作用する水平力によって生じるせん断変形に対する抵抗（以下、せん断抵抗力と記す）を考慮して部材の応力照査を行っている。鋼製治山ダムに水平力が作用した場合、鋼製枠と中詰材は一体となって変形に対して抵抗すると考えられるが、現状は、中詰材は自重による安定抵抗性のみ寄与するものと考えられており、鋼製枠のみのせん断抵抗力に期待して設計を行っている。これは、局部的に鋼製枠と中詰材との相互作用を考慮していないので、部材発生応力を過小に見積って設計している可能



写真-1 鋼製枠

性があり、やや不合理な設計を行っていると考えられる。

ところで、用途がやや異なる砂防堰堤においても同様な問題があり、香月ら^{4)~8)}は、礫中詰材のせん断抵抗力～変位関係を実験的に求め、矩形のせん断抵抗力～変位関係を用いて、階段型の形状を持つ鋼製枠砂防ダムの中詰材のせん断抵抗力の推定法を提案した。続いて、伊藤ら^{9),10)}は、提案された中詰材のせん断抵抗力の推定法に中詰材の締固め効果を考慮できるよう改良モデルを提案した。しかし、いずれの実験においても高さ 1m 程度の小型モデル実験であり、過去に実物大規模による確認実験を行った例は見あたらない。すなわち、小型実験に基

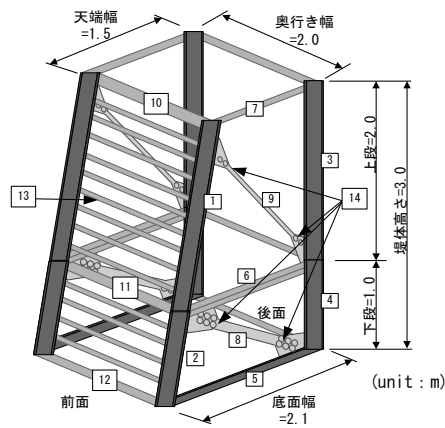


図-1 鋼製枠供試体



写真-2 中詰材

表-2 中詰材の諸元

種類	単粒度1号砕石
粒径範囲	60mm～80mm
礫比重	2.67
間隙比	0.86
粒子の形状	角あり

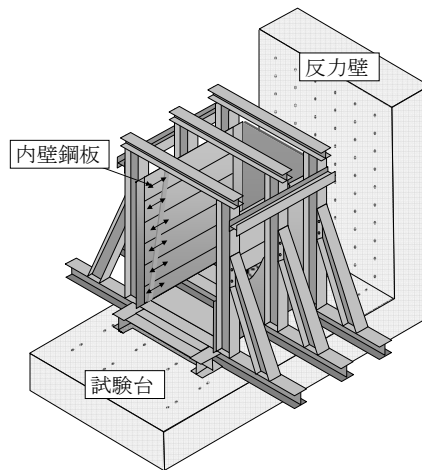


図-2 外壁構造

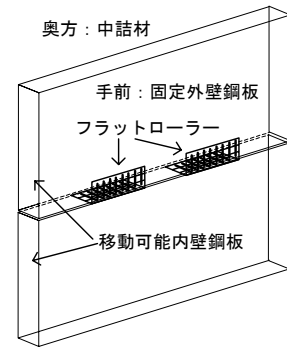


図-3 側壁板の摩擦低減



写真-3 フラットローラー

づく推定法の大型構造に対する適用性についても確認する必要がある。

そこで、本研究は高さ 3mの準実物大の鋼製枠を用いて、中詰材がある場合とない場合の水平載荷重に対するせん断抵抗力の違いについて調べた上で、伊藤らの提案した中詰材の推定せん断抵抗力の適用性を検証した。また、本研究ではこの結果を踏まえて、現行設計では無視されている中詰材効果の共同作用を考慮することによる鋼骨組構造の設計に及ぼす影響について考察している。

2. 中詰材効果確認実験

2.1 実験要領

実験に用いた鋼製枠供試体は図-1 に示す高さ 3m、下段 1m、上段 2m の 2 段組みの鋼骨組である。奥行き幅は 2m で、底面幅 2.1m、天端幅 1.5m である。前面、後面には溝形鋼の、上面には平鋼のスクリーン材が張られており、中詰材の漏出を防止している。ただし、上段と下段の間に仕切り材はなく、中詰材は上下に移動可能である。使用した部材は表-1 のものであり、これは一般に治山ダムの実物に使用されているものである。ところで、代表的な治山ダムは次章で検討するように、4m～8m 高さの

表-1 各部材の使用鋼材諸元

部材番号	形 鋼	使用鋼材
1～4	柱材	H-250×125×6×9
5	繋ぎ材 (底部)	H-125×125×6.5×9
6	繋ぎ材 (中間)	2×(L-125×65×6×8)
7	繋ぎ材 (天端)	L-125×65×6×8
8	ブレース材 (下段)	L-125×65×6×8
9	ブレース材 (上段)	L-65×65×6
10～12	水平材	L-125×65×6×8
13	スクリーン材	L-50×50×6×8
14	ボルト・ナット	M16

ものが多く建設されており、本供試体は中詰材効果に関して高さを基準値とすると、0.7～0.37 倍の縮小モデル実験といえる。しかし、鋼材断面寸法は実物同等となっている。

使用した中詰材は、表-2 および写真-2 に示す単粒度 1 号砕石（粒径：60～80mm）である。締固めは、流し込んだ後、隅の部分を枠組とのあたりを良くするよう調整する程度の緩詰め状態（間隙比 $e=0.86$ ）とした。ちなみに、総重量は 164kN である。また、中詰材がスクリーン材の隙間から漏出するのを防ぐために、ひし形金網（ $\phi 4.0 \times 40 \times 40 \text{mm}$ ）を前・後壁面の内側に設置した。これを、図-2 に示すような外壁構造の中に設置し、実験を行った。

外壁構造は、図-1 に示す供試体の中詰材を詰めると側方（図では手前もしくは奥方）に漏出することを防止するものである。しかし、単に側面を設置すると、その面と中詰材との摩擦力が発生し、純粋な抵抗力を計測できなくなるので、図-3 に示すような平行移動可能な内壁鋼板を中詰材と固定外壁鋼板との間に設け、内壁鋼板の上下板間には写真-3 に示す L 字のフラットローラーを挟んだ。これにより、中詰材の水平移動に対して抵抗が生じないよう工夫した。



写真-4 中詰材を詰めた供試体

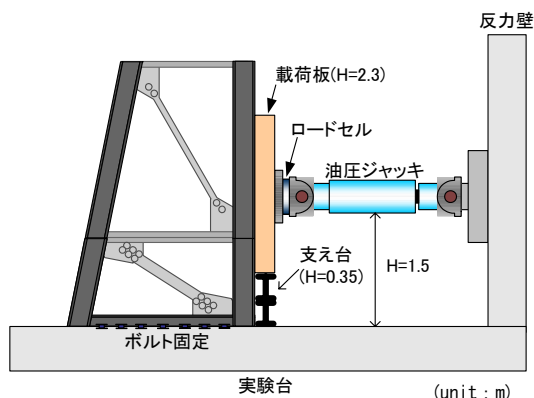


図-4 荷重方法

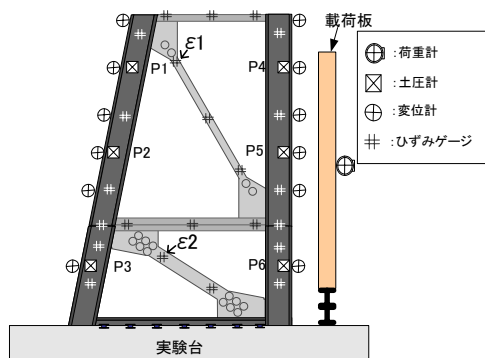


図-5 計測項目と位置

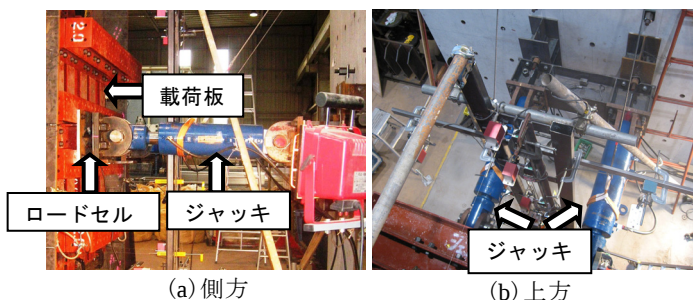


写真-5 荷重方法

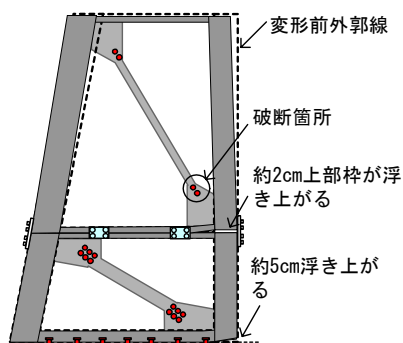


図-6 最終変形状態

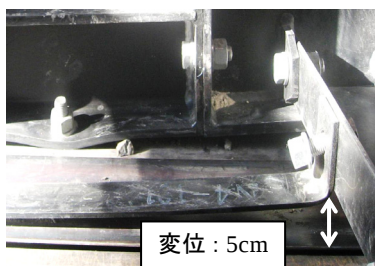


写真-6 底部鋼材の変位

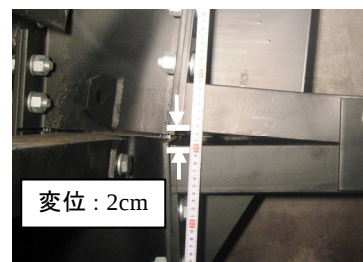


写真-7 中間繋ぎ材の変位

図-1 に示す供試体は図-2 の中に設置され、底部は底部繋ぎ材を実験台とボルト接合した。中詰材を詰めた供試体の設置後の前面写真を写真-4 に示す。

荷重方法は、図-4 および写真-5 に示すように 2 基の油圧ジャッキ（荷重容量：600kN、ストローク長：500mm）の先端と荷重板（幅：2.0m、高さ：2.3m）の間にロードセル（容量：500kN）をそれぞれのジャッキに取付け、荷重板を介して荷重が鋼製枠供試体に分布して作用するように水平荷重した。図-4 に示すように供試体の下端は垂直方向に固定されているので、荷重板はその下部を中心に回転するように変位する機構となっている。左右の油圧ジャッキは、概ね同じ荷重が生ずるように制御されるが、基本的に独立しており、荷重と同時に左右の変位も概ね同じになるよう制御するので、それに応じてやや異なる荷重となる。

計測項目は、荷重、変位、ひずみおよび土圧とした。

荷重はロードセルにより、変位は計 28 箇所の変位計によりそれぞれ計測を行った。ひずみは 1 軸ひずみゲージを 1 箇所あたり 2 枚（部材の両面）、計 28 箇所（計 56 枚）、2 軸ひずみゲージを 4 箇所に貼付し、土圧は前・後壁面ともスクリーン側の左右中心の鉛直線上の上部、中間部および下部の 3 箇所、計 6 箇所に土圧計を設置しそれぞれ計測を行った。図-5 に主な計測項目と位置を示す。

2.2 実験結果と考察

(1) 変形状態

中詰材を詰めない場合には、最終的に上段ブレース材の破断が生じた。図-6 にこの時の変形模式図を示す。まず、底面に固定していた鋼材が荷重側に約 30cm 固定ボルトがないため、写真-6 に示すように約 5cm 浮き上がるように曲げ変形している。また、上部枠と下部枠を継ぐ中間繋ぎ材も、写真-7 に示すように約 2cm 離れて上部枠の方が浮き上がるように変形している。このため、各枠材は純粋なせん断変形に伴って生じるべきブレース材の伸び量を大きくすることなく、構造全体としては前面に押し出されるように後述(3)項で述べるせん断変形がな

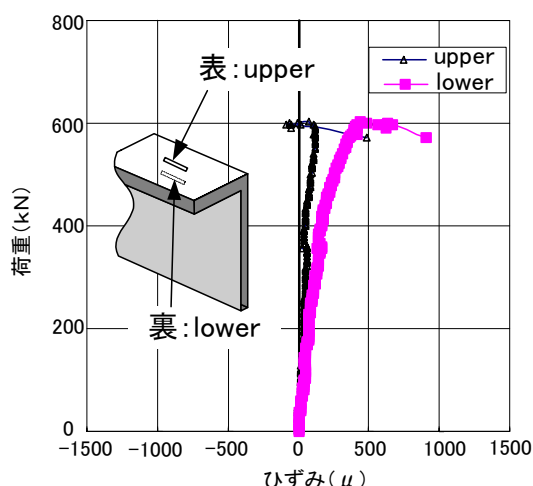


図-7 ひずみ～荷重関係

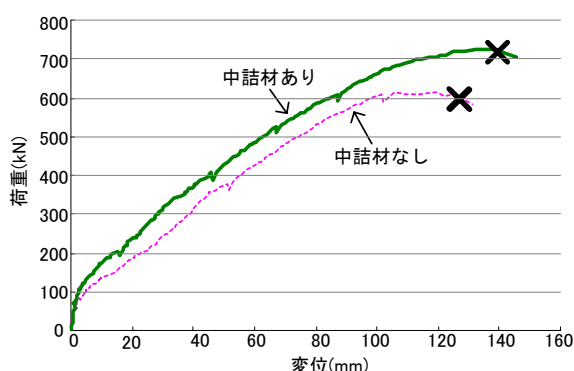


図-8 荷重～変位関係(実験)

生じたことになる。ブレース材の断面状態については、ボルト穴が伸び切って破断しており、引張力と同時に生じた曲げモーメントによって上側に反るような曲げ変形が生じていた。図-7には、破断点近傍に貼付したひずみゲージの応答を示している。縦軸の600kNは、構造全体の破壊時の荷重に対応している。これによると、鋼材のひずみはただか800 μ 程度であり、SS400材の弾性範囲にあることがわかる。ただし、荷重300kNあたりから下部ゲージと、上部ゲージでの差が開き始め、最終的には下部ゲージが引張側に、上部ゲージは圧縮側になっており、この断面に曲げモーメントが作用していることがわかる。これは、ボルト穴が断面の重心位置にないため偏心荷重によるモーメントが生じたものと考えられる。参考までに、中詰材を詰めた場合の変形履歴は定かでないが、実験終了後に中詰材を除去して確認した変形およびブレース材の破断状況は、ほぼ上記のものと同一である。

(2) 荷重～変位関係

図-8に中詰材の有無による荷重～変位関係を比較して示す。なお、変位は後壁面最上部の水平変位である。中詰材の有無に関わらず、はじめの80kNまでは極めて大きな剛性で立ち上がっている。その後、中詰材のない場合には600kNまで単調にやや上に凸の非線形性を示し

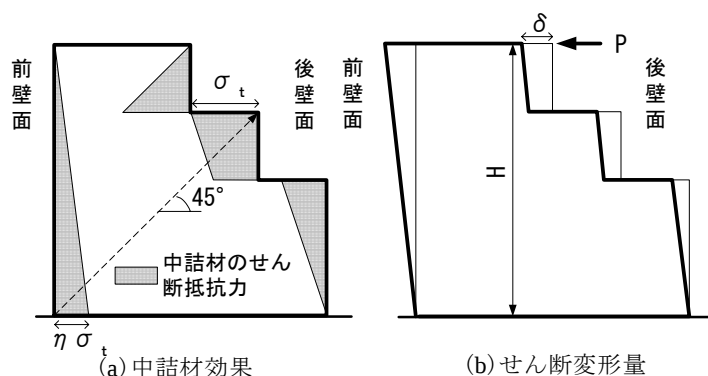


図-9 せん断抵抗力の概念

がら変位し、変位100mmで荷重の増加がなくなり、×印を付した126mmでブレース材が破断している。この間、主部材のひずみゲージはいずれも弾性範囲にあるにも関わらずこのような非線形となるのは、図-6で示したような中間繋ぎ材の曲げ塑性変形が構造全体の変形を支配するためである。また、変位120mm以降の塑性変形は、ブレースの破断に至る見かけ上の伸び変位が支配しているためと思われる。一方、中詰材を詰めた場合には、中詰材のない場合と良く似た曲線を経て、変位135mmでやはりブレース材の破断で終了している。この間、同一変位における荷重は常に中詰材のない場合に比して大きく、その差分は変位が大きくなるにつれて大きくなっている。

(3) せん断抵抗力の推定法の検討

既往の研究において香月ら^{4)~8)}は、まず矩形断面内の中詰材のせん断抵抗力と変形の実験回帰式を求めるとともに、前壁面と後壁面に作用する礫圧分布を調べ、せん断抵抗力と釣り合う礫圧分布の算定法を提案した。続いて、図-9のような階段形状の断面内における同様の実験を行い、せん断抵抗力と礫圧分布の算定法を提案した。さらに、伊藤ら^{9),10)}は香月らの推定法に間隙比のパラメータを導入した次式のような推定法を提案している。すなわち、

$$\bar{M} = 1.6 \times e^{-6.7} \times (\delta/H) + 0.064 \times e^{-6.3} \times (\delta/H)^{0.2} \quad (1)$$

$$\bar{M} = \frac{P \times h_1 / B}{\sigma_v \times h_2^2 \times \tan \phi} \quad (2)$$

ここに、 $\bar{M}$ ：無次元化せん断抵抗力、 e ：間隙比、 δ ：後壁面最上部の水平変位量、 H ：鋼製枠高さ、 P ：計測されたせん断抵抗力、 h_1 ： P を計測した高さ、 B ：奥行き幅、 σ_v ：底面に働く平均の垂直応力(= W/A_b)、 W ：中詰材およびその上方に作用する荷重の総和、 A_b ：中詰材の底面積、 h_2 ：中詰材の詰込み高さ、 ϕ ：中詰材の内部摩擦角。

推定法によるせん断抵抗力の概念は、図-9に示すように後壁面では前壁面最下部から45°に延びる線と後壁面が交わる高さでの基準値 σ_t を底辺とする逆三角形、またこれより上側の後壁面と前壁面ではそれぞれ基準値 σ_t

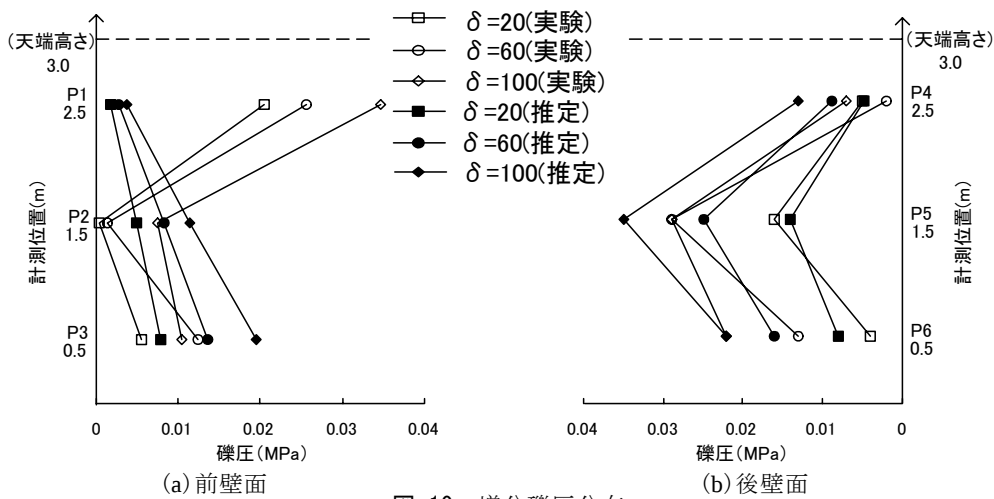


図-10 増分礫圧分布

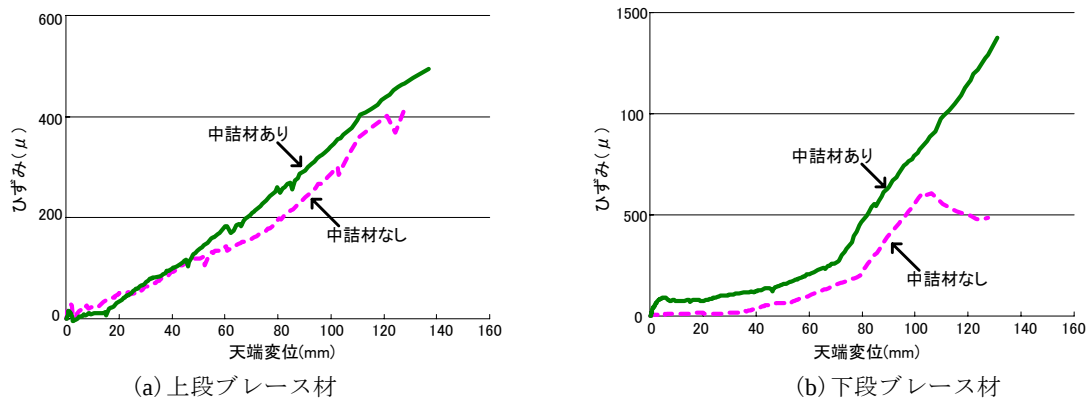


図-11 引張りひずみ～変位 (上・下段ブレース材)

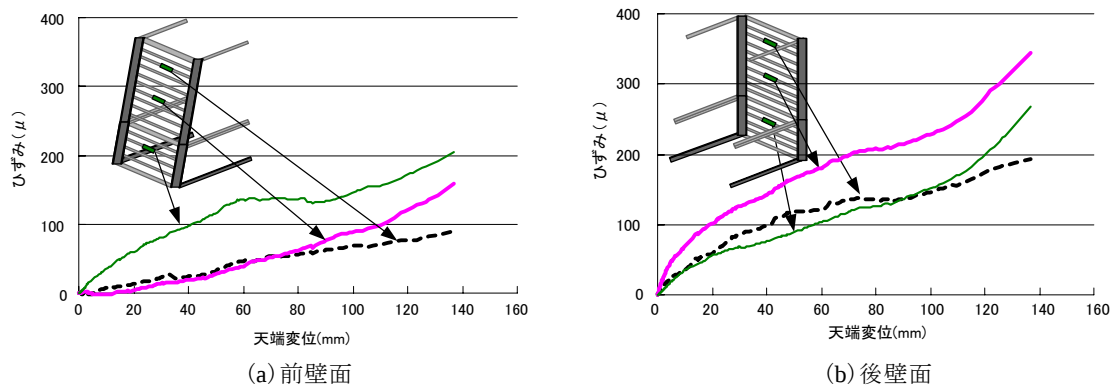


図-12 曲げひずみ～変位 (スクリーン材)

と $\eta \sigma_i$ を底辺とする三角形となり、基準値 σ_i は次式によって求められるとしている。すなわち、

$$\sigma_i = 3M\sigma_v \tan \phi / (1 - \eta / 2) \quad (3)$$

ここに、 η ：低減値(標準として 0.5 を用いる)。

図-10 に、前・後壁面の増分礫圧分布を示す。図-10(b) の後壁面の礫圧を見ると、中間高さの 1.5m 付近の礫圧が最も高く、概して図-9 で示した分布モデルと良く似ている。天端変位 20mm, 60mm, 100mm における計測値と式(3)および図-9 の分布モデルによる推定値を合わせて示すと、推定値の方がやや大きくなるものの、礫圧そのもののばらつきや、礫圧計測の一般的な精度を考慮すると概して良く一致している。

図-10(a) の前壁面では、せん断変位の増加に伴って増

分礫圧が生ずるという事実については、式(3)および図-9 のモデルと一致するが、その分布形状は図-9 のモデルと一致しているとは言い難い。特に、最上段の礫圧の推定値と実験値との差が著しい。ちなみに、この前壁面の圧力は堤体全体を前方に倒すモーメントを生じさせていることになる。逆に、後壁面は後方に倒すモーメントを生じさせており、図-10 に示した抵抗モーメントは、後壁面礫圧が正として働き、前壁面は負として積算されるべきものである。両方とも 3 点ずつしか計測していないので厳密な積算はできないが、少なくとも図-10(a) に示した最上段(P1)の礫圧は、実験値の抵抗モーメントとの整合性が著しく悪く、計測値の異常性を含めての可能性について別途の検討が必要である。

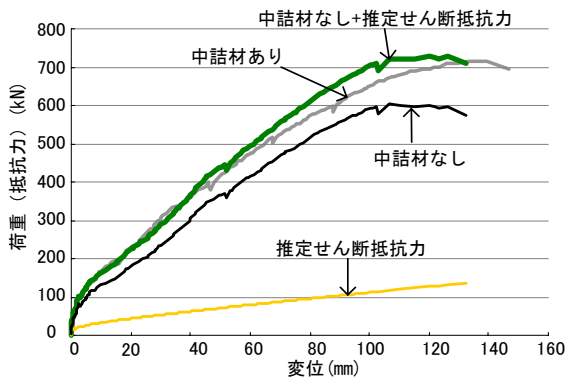
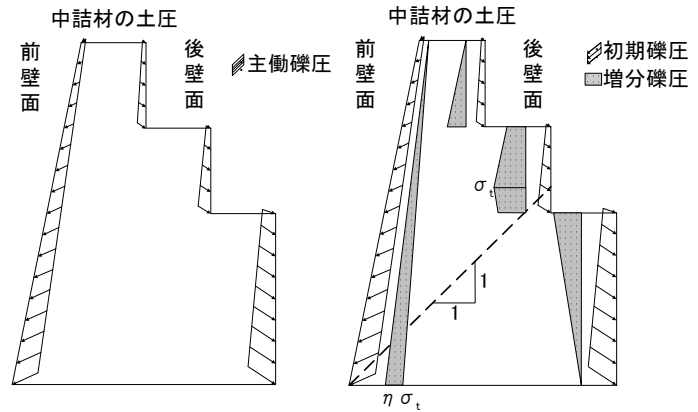


図-13 せん断抵抗力の比較検討



(a) 中詰材効果を考慮しない場合 (b) 中詰材効果を考慮する場合

図-15 中詰材圧荷重

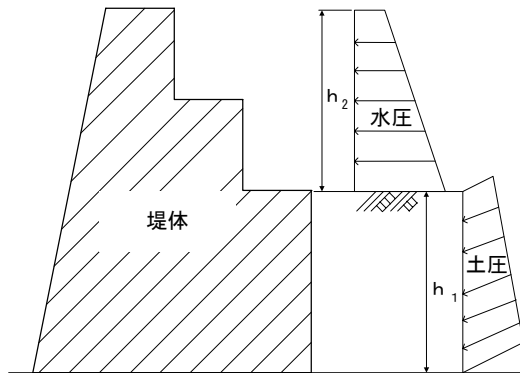


図-14 設計荷重

そこで、図-5 に示したブレース材の引張ひずみ ($\varepsilon 1$: 上段ブレース材, $\varepsilon 2$: 下段ブレース材) によって、上段と下段の前壁面に働いた圧力を調べると、図-11 のようになる。図-11 (a) の上段ブレース材では、中詰材がある場合とない場合の差異は、あまり顕著ではない。すなわち、図-10 (a) の P1 に対して大きな圧力が作用しているとするデータの信頼性を確認できない。一方、図-11 (b) の下段ブレース材では、明らかに中詰材があることにより、ブレース材は強く引っ張られており、前壁材を押す力が作用したことがわかる。よって、図-10 (a) の P3 の増分礫圧が変形とともに大きくなることと一致している。また、図-12 には中詰材がある場合のスクリーン材に生じたひずみ応答を示す。図-12 (a) の前壁面では上部・中間部材に比べ下部スクリーン材のひずみが大きくなっており、図-9 (a) に示した礫圧分布モデル形状と概して良く一致している。さらに、図-12 (b) の後壁面では、中間のスクリーン材のひずみが最も大きくなっており、これも図-9 (a) に示した 45°線との交点で最大礫圧が生ずる形状モデルと良く似た性状を示している。

図-13 には、図-8 に示した中詰材の有無による荷重～変位関係に、式 (3) による推定荷重～変位関係を足し合わせた中詰材ありの推定荷重～変位関係を同実験値と比較して示す。これらは、概して一致していることがわかる。すなわち、推定せん断抵抗力が実験結果から求めたせん断抵抗力をほぼ良好に推定できることがわかる。

3. 中詰材効果の影響

前章の実験結果は、曲げ剛性のある鋼製枠内に詰められた中詰材の共同作用は、伊藤らが提案した推定法によって概ね推定可能であることを示唆している。そこで本章では、現行設計で無視されている中詰材効果の共同作用を考慮することの影響を鋼骨組構造に対する 2 次元弾性骨組構造解析を行い、それを考慮した最小重量設計について比較することにより検討する。

3.1 現行設計法と修正設計法

(1) 現行設計法の荷重条件

現行設計では、①水圧、②背面土砂の土圧を設計荷重として与えることになっている。まず水圧は、洪水時の越流がある状態を想定し、静水圧分布によって与えられる。このとき、堤体上流側のある高さ h_0 までは、既に貯砂によって埋まっている状態を考えている。すなわち、

$$P = P_e + P_w \quad (4)$$

$$P_e = \gamma_w \Delta h \lambda \quad (5)$$

$$P_w = \gamma_w h \lambda \quad (6)$$

ここに、 P : 単位奥行き幅当りの水圧、 P_e : 越流による静水圧、 P_w : 静水圧、 γ_w : 水の単位体積重量、 Δh : 越流水深、 λ : 載荷幅、 h : 静水圧の作用する地点の天端からの深さ。

続いて、洪水流の下部にある貯砂による土圧は基本的に主働土圧の考え方によって与えられる。ただし、貯砂上面には、洪水による静水圧が作用しているものと仮定するため、図-14 に示す台形状となり、また、堤体壁面との摩擦の影響も考慮して、下向き斜め方向載荷とする。すなわち、

$$P_a = K_a (\gamma' h' + q) \lambda \quad (7)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta')} \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\alpha + \delta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2 \quad (8)$$

ここに、 P_a : 深さ h' における Coulomb の単位奥行き幅

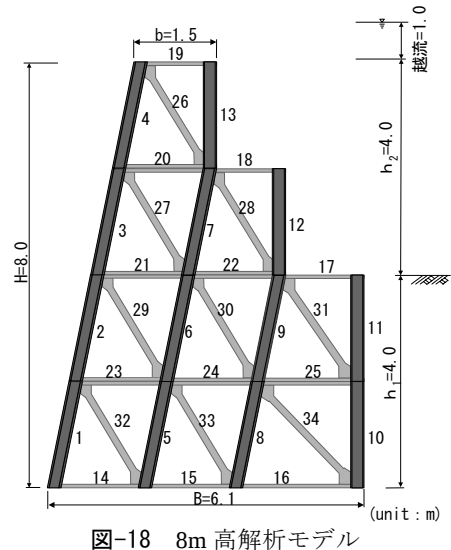
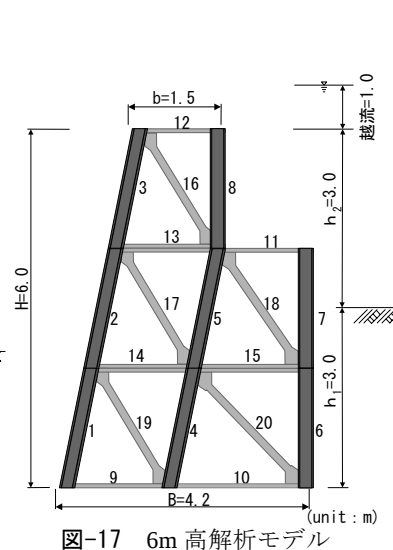
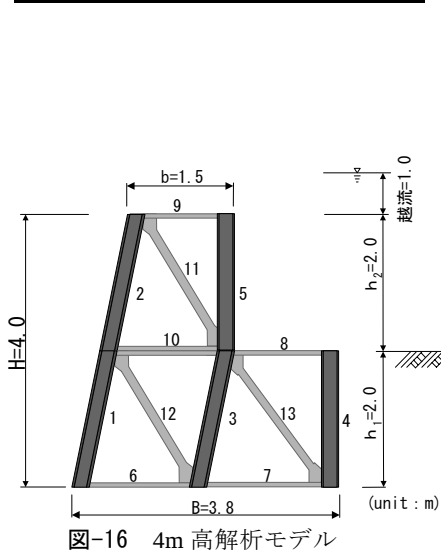
表-3 共通設計条件

	数値	中詰材 (上流側)	中詰材 (下流側)	貯砂
洪水の越流水深(m)	1.0			
載荷幅(m)	2.0			
水の単位体積重量(kN/m ³)	9.8			
単位体積重量(kN/m ³)		17.7		
壁面と鉛直角のなす角(°)		-11.3	0.0	0.0
内部摩擦角(°)		45.0	45.0	30.0
壁面との滑り摩擦角(°)		30.0	30.0	20.0
地表面と水平面のなす角(°)		0.0	0.0	0.0

No	部材断面	解析モデル
1～5	H-250×125×6×9	軸力+ 曲げモーメント
6～9	[-125×65×6×8	軸力
10	2×([-125×65×6×8	軸力
11～13	[-125×65×6×8	軸力

No	部材断面	解析モデル
1～8	H-250×125×6×9	軸力+ 曲げモーメント
9～12	[-125×65×6×8	軸力
13～15	2×([-125×65×6×8	軸力
16～20	[-125×65×6×8	軸力

No	部材断面	解析モデル
1～13	H-250×125×6×9	軸力+ 曲げモーメント
14～19	[-125×65×6×8	軸力
20～25	2×([-125×65×6×8	軸力
26～34	[-125×65×6×8	軸力



当りの土圧、 K_a ：主働土圧係数、 γ ：空中単位体積重量、 h' ：土圧の作用する洪水下面からの深さ、 q ：全載荷重、 ϕ' ：貯砂の内部摩擦角、 α ：壁面と鉛直角のなす角、 δ' ：壁面と貯砂との滑り摩擦角、 β ：地表面と水平面のなす角。

現行設計では、この荷重に対して、滑動、転倒、沈下の安定3条件が照査される。これに加えて、鋼製治山ダムでは、堤体のせん断抵抗力に対する安全性を照査する必要がある。ここで言う堤体のせん断抵抗力とは、上記水平荷重に対して、堤体が破壊しないことであり、より具体的には、堤体の外郭を成している骨組構造が破壊しないことである。

このせん断抵抗力照査は、鋼骨組構造の解析によって照査されるが、その際にはスクリーン材を介して伝えられる中詰材圧荷重を上記荷重に組み合わせて載荷する。図-15(a)に現行設計によって与えられる中詰材圧荷重を示す。まず、堤体の上・下面には、堤体内のモーメントを零とするように対称な中詰材圧荷重が与えられる。この荷重は、中詰材の主働土圧の考え方により次式によって与えられる。すなわち、

$$P_{fl} = K_{ga}(\gamma h' + q)\lambda \quad (9)$$

$$P_{bl} = K_{ga}(\gamma h' + q)\lambda \quad (10)$$

ここに、 P_{fl} ：前面の主働礫圧荷重、 K_{ga} ：主働礫圧係数(求め方は K_a と同じ)、 h' ：礫圧の作用する洪水下面からの深さ、 P_{bl} ：後面の主働礫圧荷重。

(2) 修正設計法

伊藤らの提案を解すると、水圧などの外荷重が作用する以前の中詰材圧荷重は、現行設計と同じでよいが、外荷重が作用すると、図-15(b)に示す増分礫圧荷重がさらに加わることになる。この増分礫圧については、前章で述べた式(1)～(3)および図-9モデルによって与えられるものとする。堤体のせん断変形量の関数となるので、設計計算では、外荷重と増分礫圧を含む中詰材圧に対してバランスするせん断変形量を収束計算で求める必要がある。なお、本研究では、堤体のせん断変形量は後壁面最上部の水平変位を堤体高さで除したもので与えるものとする。

このような荷重系を採用すると、図-15(a)(b)の比較から明らかなように、堤体前面下部へは、より大きな中詰材圧が生ずることになり、鋼材への負担が増すことが予想される。一方、後壁面では、45°線の交点に生ずる増分礫圧は、水圧荷重を相殺する効果があるように思われ、部材の負担は軽減されるようにも思われる。しかし、骨組構造はトラス型の形状であり、これらの外荷重を構造

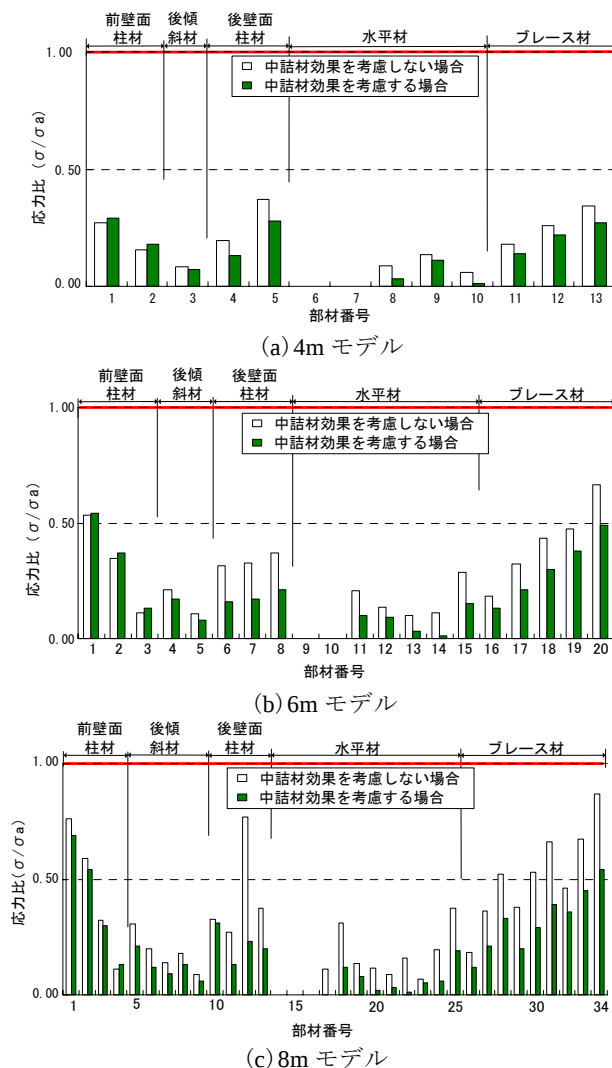


図-19 部材応力比の比較

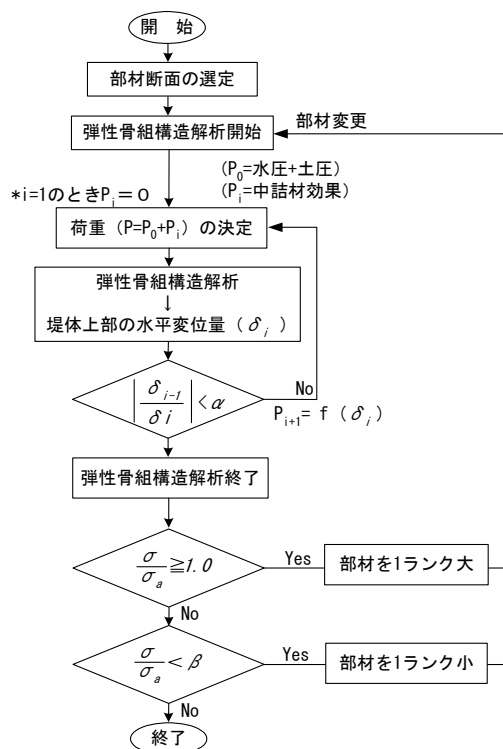


図-20 設計計算手順

表-4 H 形鋼の解析断面候補

No	部材断面	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$
1	H-250×125×6×9	2.24E-03	2.55E-05
2	H-125×125×6.5×9	1.90E-03	5.52E-06
3	H-148×100×6×9	1.62E-03	6.64E-06
4	H-100×100×6×8	1.29E-03	2.35E-06
5	H-125×60×6×8	9.61E-04	2.47E-06

全体のシステムで耐えるものであるので、単純にその効果を推定できるものではない。ちなみに、鋼骨組構造は許容応力度設計法によってその安全性を照査される。

3.2 検討解析モデル

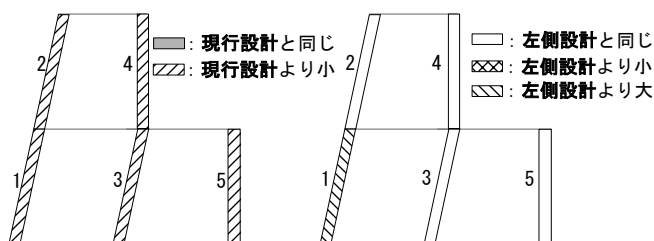
解析検討は、実用に供されている実績のある高さ 4m, 6m, 8m の標準的な現行設計モデルについて行った。表-3 に全ての検討モデルに共通する設計条件を示す。洪水の越流水深は 1.0m であり、水の単位体積重量は 9.8kN/m^3 、中詰材と貯砂の単位体積重量はいずれも 17.7kN/m^3 である。なお、各平面モデルの奥行き幅は 2.0m とした。

図-16～18 にそれぞれ 4m, 6m, 8m 高さの解析モデル形状および使用部材諸元を示す。図-16 に示す 4m モデルを例にすると、前壁面と後壁面の主要柱部材は H-250×125×6×9 の形鋼であり、この部材には骨組構造としての軸力に加えて、剛接点間に作用する中詰材圧などの分布荷重による曲げモーメントを考慮している。そのうえで、引張許容応力度は、SS400 材に対応する 210N/mm^2 として設計される。その他の部材は、曲げモーメントは無視して軸力部材として解析される。ただし、水平材については、[-125×65×6×8 の形鋼の背面を貼り合わせた 2 部材を使用している。ここで、2 部材を重ねた形式となるのは、柱材 2 本と上下水平材および、斜材より成る構造を 1 ユニットとして考えて、これを積み重ねる施工上の要求性能を重視したためである。

3.3 解析結果と考察

図-19 に中詰材効果を考慮しない場合と考慮する場合における各部材に発生する応力比 ($=\sigma_i/\sigma_{ia}$, σ_{ia} : i 部材の許容応力度) を示す。これより、考慮する場合の解析結果では考慮しない場合の解析結果に比べて、全体的に部材応力比が小さくなり、特に後壁面柱材やブレース材の部材応力比が明瞭に小さくなっている。これは、中詰材効果を考慮することで水圧と背面土の土圧荷重に対する抵抗力が増えたためである。その一方で、4m, 6m モデルの前壁面柱材の応力比は中詰材の効果を考慮すると、逆に大きくなっており、部材の荷重負担が増加したことがわかる。これは、中詰材効果を考慮することで前壁面に作用する礫圧が増えたためである。しかしながら、8m モデルでは前壁面に作用する荷重が増えても前壁面柱材も後壁面柱材と同様に、部材応力比が小さくなっている。これは、他部材の応力分担によって発生応力が小さくなったものである。なお、ブレース材や水平材にお

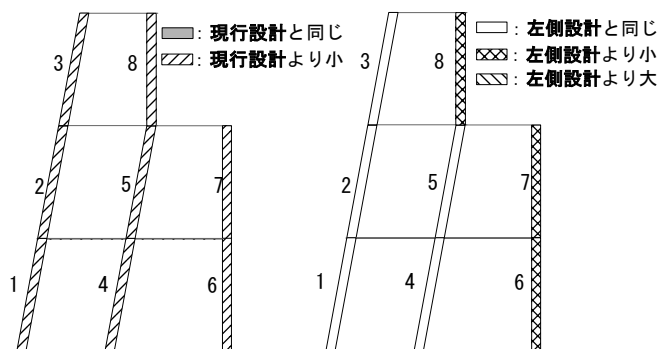
部材番号	中詰材効果無視	中詰材効果考慮
1	H-125×60×6×8	H-100×100×6×8
2～4	H-125×60×6×8	H-125×60×6×8
5	H-148×100×6×9	H-148×100×6×9



(a) 中詰材効果無視 (b) 中詰材効果考慮

図-21 最適設計結果(4m モデル)

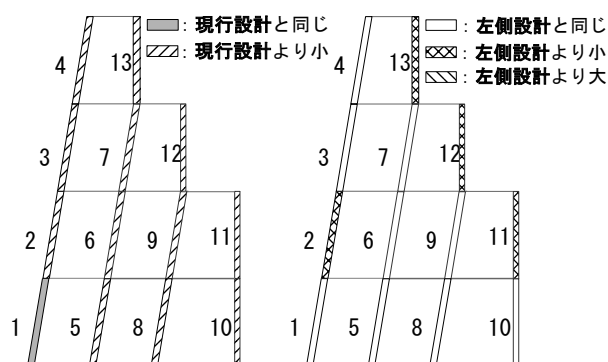
部材番号	中詰材効果無視	中詰材効果考慮
1, 2	H-148×100×6×9	H-148×100×6×9
3～5	H-125×60×6×8	H-125×60×6×8
6, 7	H-148×100×6×9	H-125×60×6×8
8	H-148×100×6×9	H-100×100×6×8



(a) 中詰材効果無視 (b) 中詰材効果考慮

図-22 最適設計結果(6m モデル)

部材番号	中詰材効果無視	中詰材効果考慮
1	H-250×125×6×9	H-250×125×6×9
2	H-125×125×6.5×9	H-148×100×6×9
3	H-100×100×6×8	H-100×100×6×8
4～9	H-125×60×6×8	H-125×60×6×8
10	H-148×100×6×9	H-148×100×6×9
11	H-148×100×6×9	H-125×60×6×8
12	H-250×125×6×9	H-100×100×6×8
13	H-148×100×6×9	H-100×100×6×8



(a) 中詰材効果無視 (b) 中詰材効果考慮

図-23 最適設計結果(8m モデル)

いては発生する部材応力比が基本的に小さく、中詰材を考慮することの差異があっても許容応力にはほど遠く、この断面は腐食に対する最低肉厚条件で断面決定されていることがわかる。ちなみに、堤体の高さが高くなるにつれて部材応力比が概して大きくなるが、それと同時に中詰材効果を考慮することによって部材応力比が顕著に低下する傾向がある。

3.4 設計への影響

前述のように、わずかではあるが中詰材効果を考慮した解析によると、鋼材の応力が増減する。これらが、どの程度設計へ影響するのかについて検討するには、力学的な条件のみによる最適設計を行い、検討する方がわかり易い。すなわち、実際の設計では、部材となる形鋼の入手の難易度、施工現場での取り扱いの難易度など数値化しづらい条件によって設計が決定づけられることが多いが、ここではその要因を無視して検討する。ただし、現行設計の水平材とブレース材については、腐食代規定などから既に最小断面を選択しており、そのうえで、図-19に見るように応力比は余っているもので、これらは部材断面を固定したうえで、前・後壁面および中間の柱材を表-4に示す市販されているH形鋼の中から選択できるものとして設計する。

設計計算は、図-20に示すように現行設計からスタートして、部材応力比が1.0より小さい場合には、1段階ずつH形鋼を小さな断面に変更し、逆に応力比が1.0を越える場合は、1段階ずつ大きな断面に変更するフルストレス設計を行った。

設計対象は、図-16～18に示すものであり、骨組形状は変化させない。図-21～23に、それぞれ4m、6m、8mモデルに対する設計結果を示す。図-21(a)、図-22(a)、図-23(a)より、概して現行基準のままで軽量化が図れることがわかる。図-21(b)によると、中詰材効果を考慮すると図-21(a)のものと同様に部材となるが、前壁面下部柱材については1段階大きな断面部材を採用する必要があることがわかる。これは、図-15(b)に示すように、増分礫圧が前壁面下部に作用するため、現行設計よりも、この部分の応力比が上がるためである。しかし、堤体高が高くなり、6m(図-22)や8m(図-23)になると、後壁面において中詰材効果を考慮した場合の方が現行基準より小さな断面部材を採用でき、つまり現行基準より軽量化が図れることがわかる。これは、増分礫圧により後壁面に作用する外荷重に対する抵抗力が増えたためである。設計条件の違いによる総鋼材量の比較を図-24に示す。これより、初期値と最適設計手法を用いた場合を比べると、中詰材効果を考慮しない場合において平均して21%、中詰材効果を考慮する場合においては平均して24%もの総鋼材量を減らすことができた。なお、この24%と21%との3ポイントの差は、鋼骨組全体として中詰材効果を考慮しない場合と比べ、考慮した場合の方が水圧や貯砂

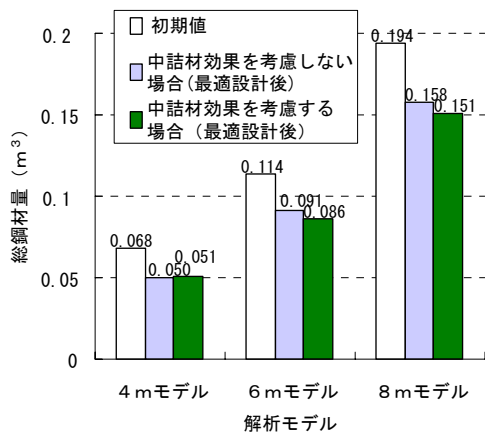


図-24 設計条件の違いによる総鋼材量の比較

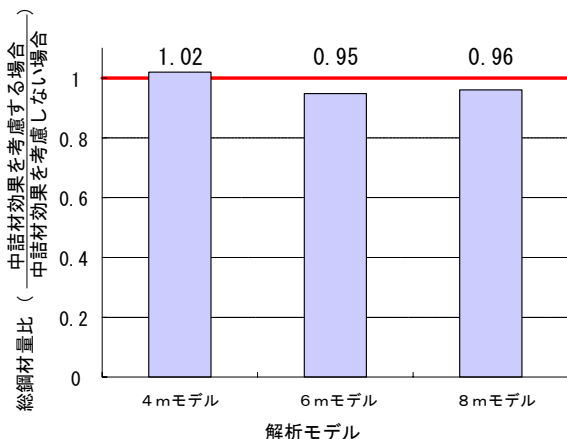


図-25 最適設計後の中詰材効果の違いによる総鋼材量比の比較

の土圧荷重に抵抗する抵抗力が増えたことで、より小さな断面部材を選択できたためである。

最適設計後の中詰材効果を考慮することによる総鋼材量の比率を図-25 に示す。これより、6m、8m モデルにおいては中詰材効果が見られ、考慮しない場合に比べ考慮する場合の方が約 5%の総鋼材量を減らせることがわかる。しかし、その一方で 4m モデルでは中詰材効果が見られず中詰材効果を考慮しない場合に比べ考慮する場合の方が総鋼材量が 2%大きくなることがわかる。すなわち、堤体高が 6m 以上の高い場合にはより大きな中詰材効果の共同作用が期待され、堤体が低い場合には中詰材効果の共同作用はあまり期待できないことがわかる。

4 結 言

高さ 3m の準実物大の鋼製枠の治山ダム実験モデルを用いて、礫中詰材のせん断抵抗力に対する共同作用の確認実験を行い、砂防堰堤設計で用いられている中詰材効果の共同作用推定モデルの適用性について検証した。さ

らに、その結果を踏まえて、中詰材効果の共同作用が鋼骨組構造の設計に及ぼす影響について考察した。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 中詰材の鋼骨組の抵抗モーメントに対する共同作用は、せん断変形に応じて大きくなるが、鋼骨組のみの抵抗力の 20%程度である。また、その抵抗力は伊藤らの推定法に良く一致する。

(2) 中詰材の共同作用を考慮した 2 次元弾性骨組構造解析を行うと鋼骨組に生ずる応力は、考慮しない解析結果に比して 10%程度低減する部材がある一方で、逆に 20%程度増加する部材もある。

(3) 中詰材の共同作用を考慮した解析に基づく設計を行った場合、堤体高が 4m の低い鋼骨組構造では、前壁面柱材の応力負担が大きくなり鋼骨組全体の鋼材量が増す。しかし、堤体高 6m、8m と高い鋼骨組構造では、後壁面柱材の応力低減による鋼部材の小断面化が図れ、鋼骨組全体で約 5%程度の鋼材量軽減が図ることができる。これは、本構造建設費における鋼材量費の占める割合が大きいことを考えると、無視できない効果である。

参考文献

- 1) 林野庁監修：治山技術基準解説 総則・山地治山編，1999.
- 2) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，平成 13 年版.
- 3) 林業土木コンサルタンツ 治山ダム・土留工断面表，1999.
- 4) 香月智，石川信隆，太平至徳，鈴木宏：円筒要素モデルを用いた中詰材のせん断抵抗力に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.410/I-12，pp.359-368，1989.
- 5) 香月智，石川信隆，太平至徳，鈴木宏：鋼製枠骨組と中詰材との共同作用に関する実験的研究，新砂防，Vol.42，No6，pp.18-23，1990.
- 6) 香月智，石川信隆，太平至徳，鈴木宏：鋼製枠砂防構造物の中詰材のせん断抵抗力および中詰材圧の推定法に関する一考察，土木学会論文集，No.428/I-15，pp.97-106，1991.
- 7) 香月智，石川信隆，太平至徳，鈴木宏：礫中詰材のせん断抵抗力を考慮した鋼製枠砂防ダムの解析と最適設計に関する一考察，構造工学論文集，Vol.37A，pp.1507-1518，1991.
- 8) 香月智，石川信隆，鈴木宏：鋼製枠砂防ダムの標準形式に関する一考察，新砂防，Vol.45，No2，pp.3-11，1992.
- 9) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平，中村徹：礫中詰め型砂防ダムの中詰材のせん断抵抗力，砂防学会誌，Vol.50，No1，pp.3-14，1997.
- 10) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平：締め固め効果を考慮した礫中詰材のせん断抵抗力推定法と砂防ダム設計への応用，土木学会論文集，Vol.570/I-40，pp.187-201，1997.

(2007 年 9 月 18 日受付)