

鋼製砂防堰堤設計における土石流の偏りが安全性に及ぼす影響

防衛大学校 建設環境工学科 ○片出 亮, 金子 智成, 香月 智
(財) 砂防・地すべり技術センター 嶋 丈示

1 緒 言

現在、鋼製砂防堰堤の設計においては、河川横断方向の荷重分布が均等であるとの仮定に基づき、最も負荷の大きな中央断面の2次元平面モデルにおける解析により安全性照査が行われている。しかし、写真-1に示す砂防堰堤の破壊事例では、土石流がうねって流下したため、堤体の右岸に集中して作用したことが報告されている。そこで、本研究は荷重が偏って作用することが構造物の安全性評価に及ぼす影響について、3次元骨組構造解析によって基礎的に検討したものである。

2 解析手法

2.1 解析モデル

対象構造物は、写真-1に示した被災事例の鋼製砂防堰堤である。本構造物は、図-1に示す最大堤体高さ14.5m、最大袖部高さ5.0m、横幅63.0m、最大底面幅18.4mであり、図-1(b)に示す一枠分の平面骨組の間隔は1mである。骨組構造は、図-2に示す基本ユニットを接続した構造を有するものであり、各部材断面は表-1に示す20~26cm²のSS400材である。

2.2 3次元骨組構造解析

3次元骨組構造解析は図-3に示す軸力、第1, 2曲げモーメントおよびねじり曲げモーメントを断面力とする弾性解析モデルである。

2.3 荷重モデル

解析に用いた荷重は、現行設計¹⁾において用いられている図-4の基本荷重形状モデルである。すなわち、土石流が流下する以前に上流側に貯まった堆砂圧とその内部にある静水圧荷重の上部に土石流流体圧荷重を組み合わせて作用させるものである。また、鋼製骨組構造は鋼製骨組の内部に礫材を詰めて自重による安定性を得る構造であるので、その内部礫圧を前・後壁面に内部から作用させる。設計土石流水深は表-2に示すように1.6mであり、その流速は6.4m/sとされていた。これを流体圧に変換すると、同じく表-2にあるように117.7kN/mとなる。一方、被災後の調査から推定された水深は2.5mと設計時よりも深い。その流速は6.27m/sと設計時よりもやや小さくなる。そのため表-2に示すように、単位面積あたりの流体力はほぼ等しいものの、土石流全体の単位奥行き幅あたりの荷重では1.5倍ほど被災時の土石流流体力が大きくなる。この流体力は、図-5(a)に示すように、横断方向に均一に作用させるものとされている。本研究では、現行設計法と同様に表-2に示す土石流の荷重を均一に作用させる場合と、図-5(b)に示すように、構造の一部分の荷重を均一荷重に対して増減させた非対称荷重モデルを用いる

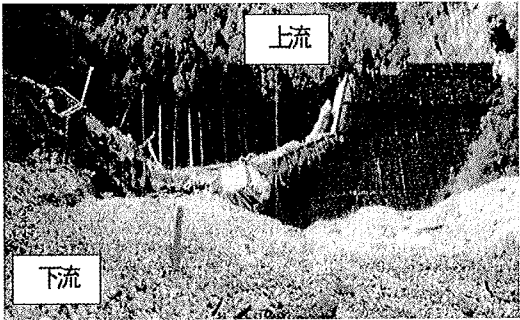


写真-1 鋼製砂防堰堤破壊事例 (三重県西之貝戸川)

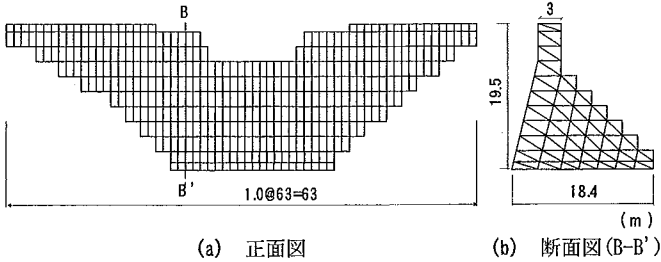


図-1 堤体骨組構造モデル

表-1 部材諸元

番号	形鋼	使用鋼材	断面積 (mm ²)	断面2次モーメント (mm ⁴)		
				I ₁	I ₂	J
1	柱材	H-150×150×7×10	2.65×10 ³	1.09×10 ⁷	2.12×10 ⁶	1.30×10 ⁷
2	つなぎ材	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁶	2.68×10 ⁶
3	ブレース材	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁶	2.68×10 ⁶
4	梁材	H-125×125×6.5×9	1.90×10 ³	5.32×10 ⁶	3.76×10 ⁶	5.70×10 ⁶

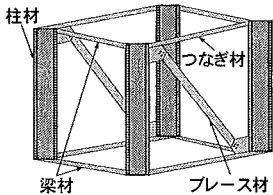


図-2 基本構造

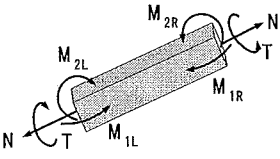


図-3 骨組要素

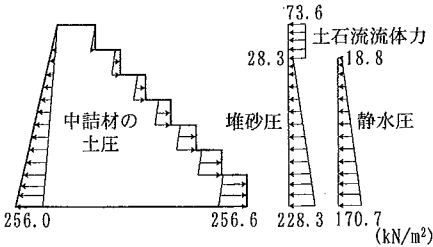


図-4 荷重基本形状モデル

表-2 土石流諸元

	設計時	土石流時
土石流水深 (m)	1.6	2.5
土石流流速 (m/s)	6.4	6.27
土石流流体力 (kN/m ²)	73.6	70.6
単位奥行き幅土石流流体力 (kN/m)	117.7	176.5
堆砂圧上端 (kN/m)	28.3	44.3
堆砂圧下端 (kN/m)	228.3	212.4
静水圧上端 (kN/m)	18.8	29.4
静水圧下端 (kN/m)	170.7	170.7

場合について検討した。

3 解析結果および考察

3.1 設計荷重モデル

解析によると、図-1に示すB-B'断面の骨組部材において最大応力が現れるため、B-B'断面の部材について言及する。図-6(a)には、各部材に発生した複合応力の最大値を許容応力度で除した応力比を示した。これによると、前壁面最下部柱材と後壁面下部つなぎ材およびブレース材に大きな応力比が発生していることがわかる。しかし、いずれの部材応力も弾性領域内にあり全体的に応力の余裕度は大きい。さらに、図-6(b)には応力比が0.7を超えた部材を太線で示している。これより、全部材が許容応力度内であり、3次元解析を行ったとしても設計上の安全性は正しく行われることがわかる。

3.2 被災荷重モデル

被災時の荷重モデルは、図-4の荷重形状を基本とし、袖部最上部まで土石流が横断方向に均等に流れたものとした。すなわち、表-2および図-5(a)の被災時土石流モデルとした。また、部材評価は、部材発生応力を弾性限界値で除した応力照査を行った。結果として、応力比は最大でも0.79であり、被災時の荷重モデルでも構造の安全性に及ぼす影響は小さいと言える。

3.3 非対称荷重モデル

写真-1より破壊形状は、堤体全体を下流側から見て左側の水通し部から袖部に及んでいることから、図-5(b)に示すように区分Ⅱ、Ⅲに土石流流体力を1.5倍し、その増加分だけその他の区分の土石流流体力を低減させた。また、被害報告²⁾において座屈や柱材継手部のボルト穴の破断が確認されているため、部材評価にはこれらを考慮した応力照査を行った。図-7に応力比が1.0を超えた部材を太線で示している。図-7(a)より区分Ⅱの前壁面柱材が破壊しており、図-7(b)によると前壁面柱材、後壁面上端柱材、上部のつなぎ材、ブレース材に応力比が1.0を超えている。また、図-7(c)より前壁面柱材、上部のつなぎ材、後壁面下部つなぎ材の応力が1.0を超えている。さらに、荷重を低減したはずのE-E'断面にも応力比が1.0を超える応力が発生している。これより荷重が偏在することにより、構造の一部に応力が集中することがあり、安全性が損なわれていることがわかる。

4 結 言

荷重の偏りにより、2次元モデルによる安全性を下回る安全性評価が3次元骨組構造解析によって得られることを示した。これにより、実際に発生した砂防堰堤の損傷原因が載荷重の非対称性に起因するものであった可能性が示唆された。

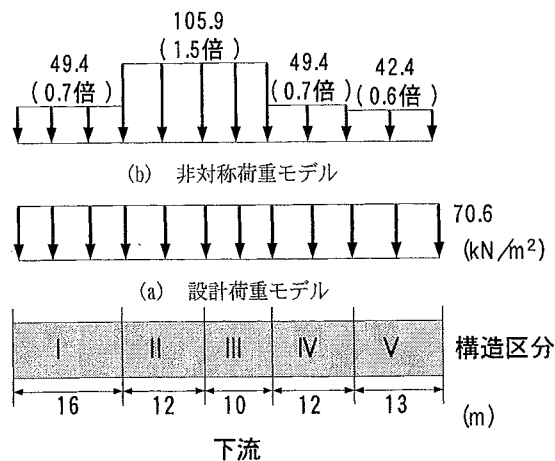


図-5 荷重載荷モデル（土石流）

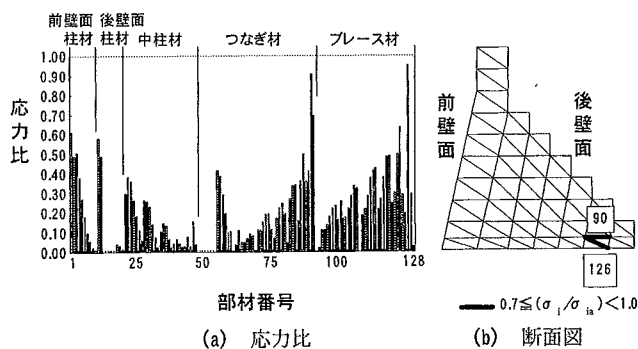


図-6 設計荷重モデル解析結果(B-B'断面)

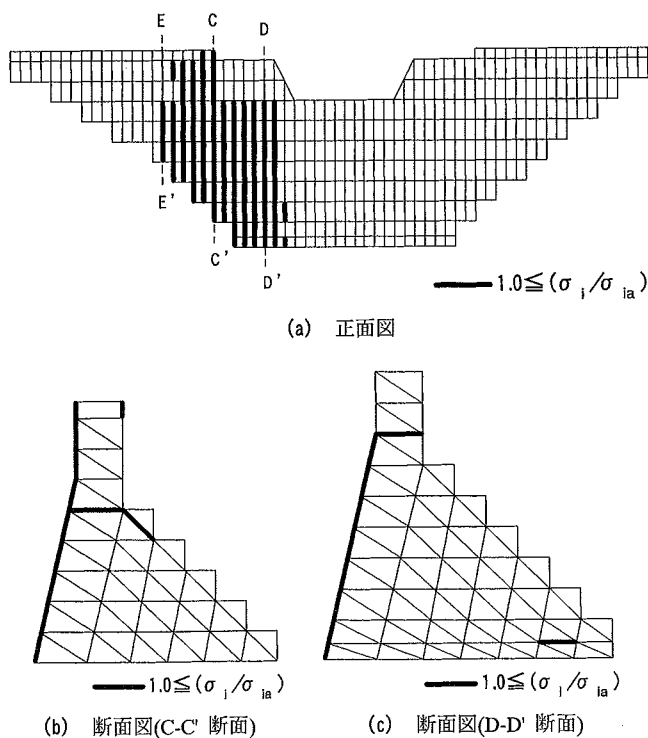


図-7 非対称モデル解析結果（応力比）

参考文献

- 1) 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，2001.
- 2) 鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防堰堤の検討に関する概要説明，H14年度 鋼製砂防構造物委員会（第一回資料），2002.10.