

土石流荷重の非対称性が鋼製枠砂防堰堤に及ぼす影響

防衛大学校 学生会員 ○阿地 将史 学生会員 金子 智成 正会員 香月 智

1 緒 言

現在、鋼製枠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を行って安全性照査が行われている。しかし、写真-1に示す土石流による破壊事例では、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

対称とする構造は、写真-1に示した被災事例の鋼製枠ダムであり、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、設計において用いられている図-4に示すモデルを基本荷重形状として用いる。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るものである。また、鋼製枠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。本構の設計時の予測土石流水深は表-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¹⁾、同じく表-2にあるように117.7m/s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、設計方法と同様に表-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場合について解析を行った。



写真-1 破壊事例

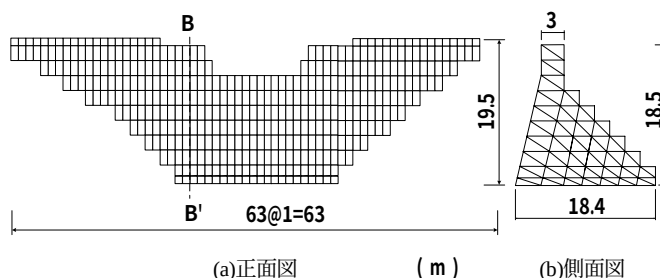


図-1 堤体骨組構造

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	つなぎ梁	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁵	2.68×10 ⁶
3	ブレース	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁵	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

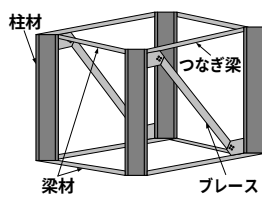


図-2 基本構造

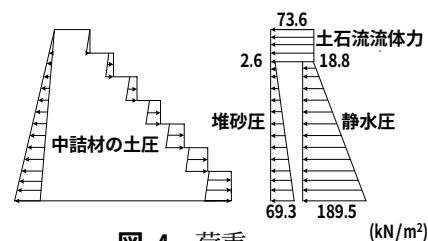


図-4 荷重

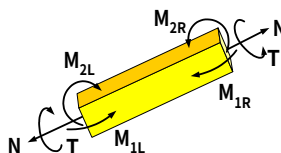


図-3 骨組要素

表-2 土石流荷重諸元

	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)	2.6	4.0
堆砂圧下端(kN/m)	69.3	69.3
静水圧上端(kN/m)	18.8	29.4
静水圧下端(kN/m)	189.5	200.1

キーワード 鋼製枠砂防堰堤、土石流荷重の非対称性、荷重、ランダム、土石流

連絡先 〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20 防衛大学校 TEL046-841-3810: s52012@ed.nda.ac.jp

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、最大応力が現れるので、B-B'断面の部材について述べる。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ている。また、設計荷重時に最大応力比が発生した断面の応力比を示す。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たことが分かる。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も大きい。図-6(b)には応力比が0.7を超えた部材を、—線で示している。これによると、まず、全部材とも許容応力を超えておらず、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ていることがわかる。中でも、大きな応力比として、0.7を超えるのは、前壁面下部の部材1～3の3部材と、後壁面に近い下部の90のつなぎ材および126のブレースの5本となっている。

3.2 被災時土石流モデル

図-7(a),(b)には表-2および図-5(a)に示す被災時土石流荷重を示す。意外にも部材応力は設計荷重モデルの時よりも全般的に小さくなっていることがわかる。これは、土石流荷重の水深が増して、堤体上部の荷重は相対的に大きくなるものの、堆砂圧荷重および静水圧荷重が小さくなったためである。このため、応力比が0.7を超えるのは、1, 90, 126の3部材だけとなる。

3.3 非対称モデル

非対称荷重をモデル化として、左岸側のI部分への土石流荷重を全面的被災時モデルの土石流荷重の8割に低減した場合の解析結果を図-8に示す。この荷重は、総荷重は減っているので左岸側の部材応力は低減されるものの、右岸側ではむしろ応力が増している。図-8(b)によると前壁面柱材の応力が全体的に大きくなり、1～5の5部材の応力比が0.7を超え、中でも部材1と3は許容応力度を超えている。また、ブレース材やつなぎ材も応力比が0.7を超えるものが4部材ほどあり、部材126は許容応力度を超えている。すなわち荷重が偏在して作用することにより、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

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

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，平成13年版。

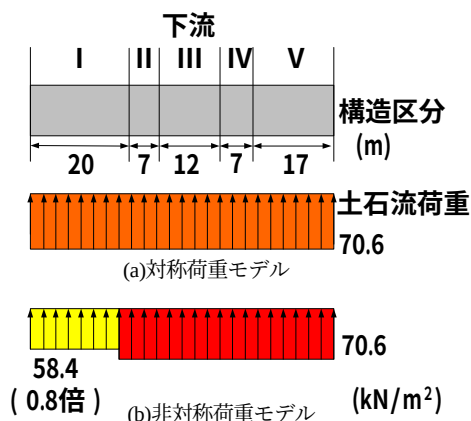


図-5 荷重の偏在モデル

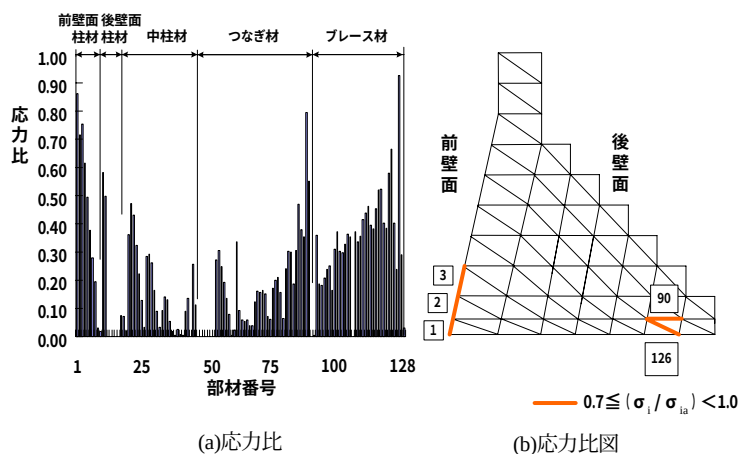


図-6 荷重モデル解析結果

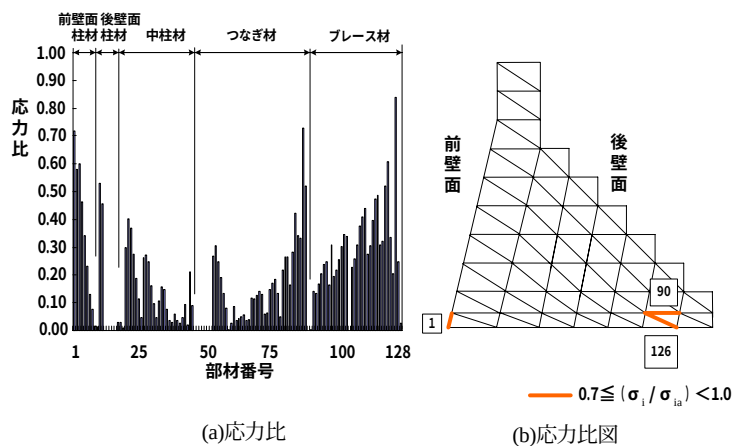


図-7 被災時土石流

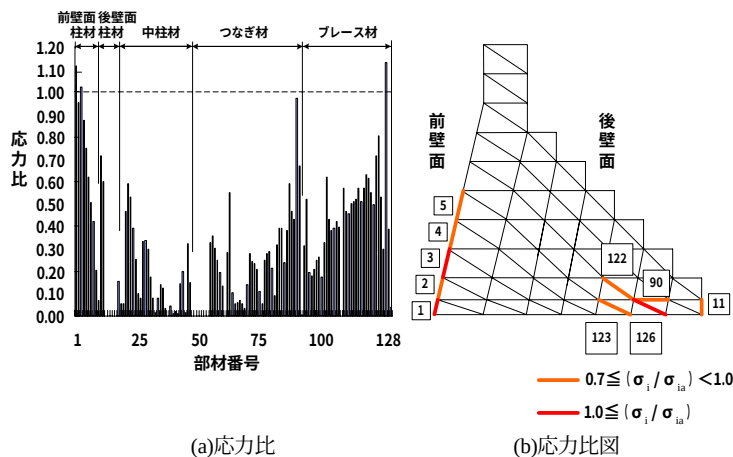


図-8 非対称荷重モデル