

鋼製透過型砂防堰堤の補強法に関する解析的検討

防衛大学校 学生会員 ○ 小松喜治

防衛大学校 正会員 堀口俊行, 香月 智

1. 緒 言

近年における局地的な集中豪雨や強大な台風により山間地における洪水や土砂災害が多く発生している。特に、巨礫や流木等を含んだ土石流は大きな破壊力を有しており、防災対策構造物の設置が求められている。その対策構造物の一つに鋼製透過型砂防堰堤（以下、鋼製堰堤と呼ぶ。）がある¹⁾。これは、土石流が発生した際に、土石流の先頭部に巨礫が集中する特性を利用し、土砂等を捕捉する。しかし、降雨形態の変化に伴い、設計想定を超えた土石流衝突を受け、損壊する事例も発生し、新たな設計法についての検討²⁾が進められている。

そこで本研究は、新たな設計法が導入された際の既存の構造物のうち耐力不足に陥るものの対策として、鋼製堰堤の両翼にあるコンクリート堰堤に接続するように補強部材を取り付けた際の抵抗力の増加による補強効果について解析的に検討するものである。

2. 解析要領

本解析では、動的弾塑性解析を目的とした数値解析プログラムを使用した。図-1に、解析モデルを示す。解析で使用したモデルは実在する鋼製堰堤を模してモデル化したものであり、図-1(a)のAタイプは、底面のみが固定されている高さ11.5 m、幅5.1 m、奥行き3.0 mの構造モデルである。Bタイプは、前面（上流面）最上部の肩部に隣接するコンクリート堰堤部にかかるような張り出した横梁をつけた。さらに、Cタイプは中間高にも横梁を取り付けた。この補強された2つのモデルは、図-1(d)に示すようにコンクリート部に差し込むことはせず単純支持とした。補強部材には堰堤と同じ断面の鋼管（ $D=60$ cm, $t=22$ mm）とした。鋼管材料はSS400とし、円管断面の曲げモーメント～曲率関係および引張り～ひずみ関係を断面分割法によりあらかじめ求めた。これを3段階の弾塑性モデルとして近似させ、図-2のようにした。そのうえで弾性限界を表す関数 ϕ_y （以下、降伏関数と呼ぶ。）および塑性化を表す関数 ϕ_p （以下、塑性化関数と呼ぶ。）を次式として、関連流れ則による塑性変形を求めた。

$$\phi_y = \left(\frac{M_1}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_y}\right)^2 - 1.0 \leq 0 \quad (1)$$

$$\phi_p = \left(\frac{M_1}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 - 1.0 \leq 0 \quad (2)$$

ここで、 M_1 、 M_2 ：断面主軸および周りの曲げモーメント、 M_y 、 M_p 、 N_y 、 N_p ：それぞれ図-2で示す降伏モーメント、塑性モーメント、降伏軸力、塑性軸力である。

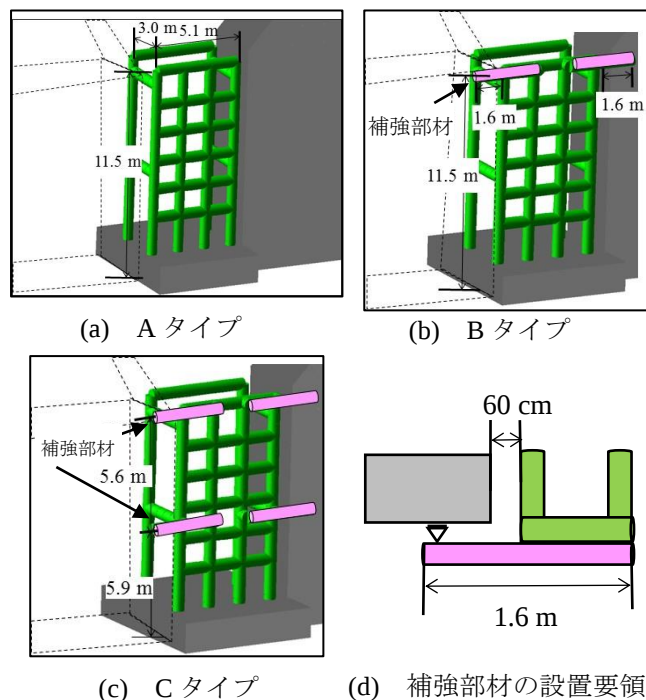


図-1 解析モデル

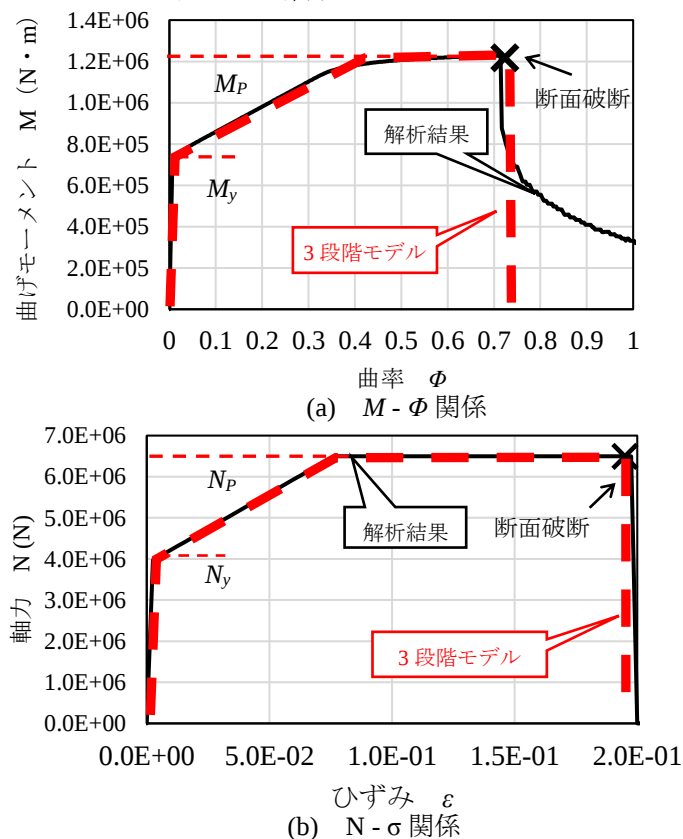


図-2 曲げモーメントと軸力

キーワード 土石流, 鋼製透過型砂防堰堤, 補強法

連絡先〒239-8686 神奈川県横須賀市走 1-10-20 防衛大学校建設環境工学科 TEL:046-841-3810 FAX:046-844-5913

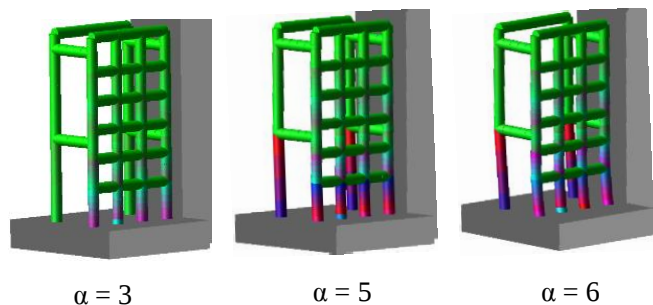


図-3 Aタイプの変形応答

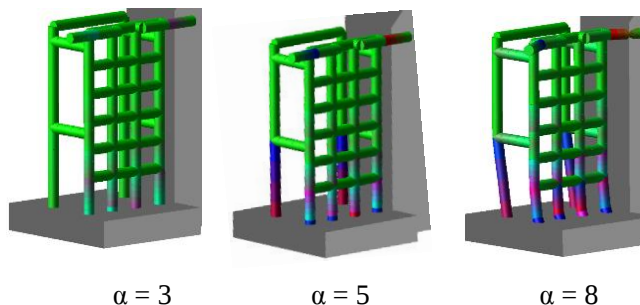


図-4 Bタイプの変形応答

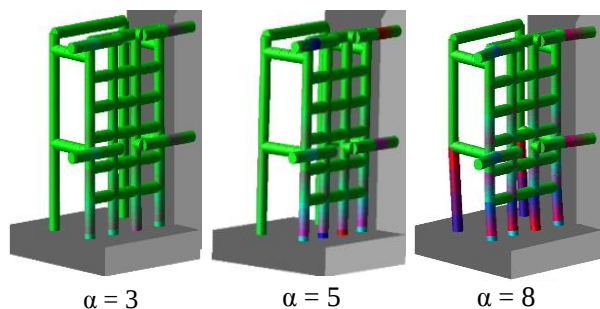


図-5 Cタイプの変形応答

断面力
負値卓越 ϕ_P ϕ_y 0 ϕ_y ϕ_P 正值卓越

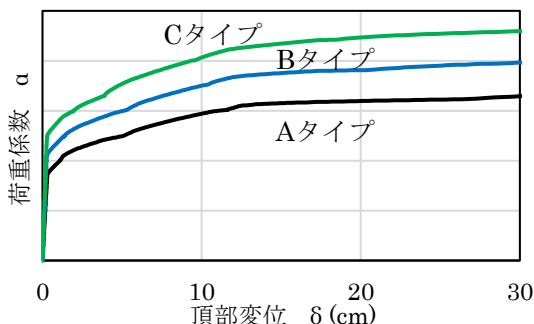


図-6 抵抗力～頂部変位関係

荷重は等分布荷重として前面に作用させた。その際、単位分布荷重の総荷重が $\bar{P} = 1.00 \times 10^6 \text{ N}$ となる単位分布荷重に荷重係数 α を乗じた荷重を 0.1 s ごとに荷重係数 α を段階的に増加させ、準静的な構造応答を求めた。

3. 解析結果

図-3にAタイプの変形応答図を示す。 $\alpha = 3$ において、前面下部の柱部材が降伏している。 $\alpha = 5$ では前面下端部は塑性化し、後面の下端部も塑性化している。そして、 $\alpha = 6$ では、前面中段部の部材まで降伏しており、最下段が折れ曲がるように塑性変形し、構造全体が降伏している。

図-4にBタイプの変形応答図を示す。Aタイプと比較すると、 $\alpha = 5$ のときAタイプでは前面下部の2段目までの部材まで降伏しているのに対して、Bタイプでは降伏していない。 $\alpha = 8$ において、Aタイプの $\alpha = 6$ と同等の降伏状態となっており、肩部を単純支持で補強したことにより下端部及ばす影響を低減効果がある。

図-5にCタイプの変形応答図を示す。Cタイプが中間部に補強部材を取り付けた影響をBタイプと比較すると、 $\alpha = 5$ のとき、Bタイプでは後面の下端部の柱部材は塑性化しているのに対し、Cタイプでは降伏もしていない。また、 $\alpha = 8$ のとき、Bタイプでは後面の下端部の柱部材が塑性変形し、傾斜しているがCタイプでは大きく傾斜していない。

図-6に荷重係数～変位関係の比較を表す。まず、補強しないAタイプでは $\alpha = 3$ まで弾性応答しているが、その後、構造全体が降伏し、頂部変位 13 cm まで徐々に耐力が増加し、 $\alpha = 6$ に達する。その後、ほぼ $\alpha = 6$ を維持している。Bタイプでは、弾性限界が $\alpha = 4$ となり、最大耐力は $\alpha = 8$ となっている。さらに、Cタイプでは弾性限界が $\alpha = 5$ 、最大耐力が $\alpha = 9$ である。つまり、補強部材を取り付けると、変位 30 cm のAタイプに比して、Bタイプでは1.2倍、Cタイプでは1.4倍となる。

図-7に、補強部材の全ての支持点に生じる総反力～

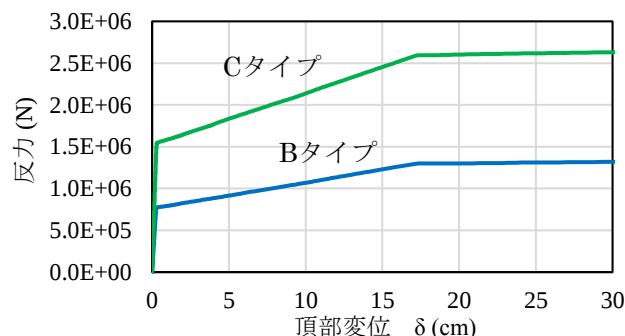


図-7 補強材の総反力～頂部変位関係

頂部変位関係を示す。Bタイプでは、頂部の水平方向の変位が 30 cm に達したときの総反力は $1.3 \times 10^6 \text{ N}$ となり、図-6よりBタイプの耐力は、 $\alpha = 8.1$ ($P = 8.1 \times 10^6 \text{ N}$) であるので、耐力の約 16% を分担している。Cタイプの総反力は $2.7 \times 10^6 \text{ N}$ であり、耐力の約 30% を分担していることがわかった。

4. 結 言

本研究で得られた成果を示す。

- 1) 動的弾塑性解析を用い肩部補強した際の補強効果について、実構造を模したモデルにおける補強効果を確認した。
- 2) 施工性の容易なコンクリート堰堤に単純支持の肩掛けとする方法において、頂部のみの補強で2割、中間部も合わせて補強すると4割程度の耐力の増加が得られる。

参考文献

- 1) 財団法人 砂防・地すべり技術センター 鋼製砂防構造物委員会編集：平成 21 年版 鋼製砂防構造物設計便覧，エッセイエブロー，2010
- 2) 石川信隆，嶋丈示，堀口俊行，石川芳治：大規模土石流(レベル II 荷重)の検討の必要性和設定方法に関する一考察，砂防学会研究発表会概要集，Vol.67，pp.57～58，2018.5.