

既設鋼製透過型砂防堰堤の補強効果に関する解析的検討

防衛大学校 学生会員 ○小松喜治 正会員 香月智, 堀口俊行

1. 緒言

近年の異常気象と相まって、台風や局地的な豪雨により、土石流や洪水災害が頻発し、地域の社会基盤に多大な影響を及ぼしている。特に、土石流の対策として砂防構造物が設置されているが、大規模な土石流による損壊事例が報告されている¹⁾。これらの損壊事例では、現行の設計荷重の想定を超える外力により損壊したことが判っている。そのため、砂防分野において現行の設計荷重レベルより大きな設計荷重レベル（以下、レベルII荷重と呼ぶ。）に対する設計体系を検討する気運が高まっている¹⁾²⁾。しかし、レベルII荷重が導入されると、現行設計荷重より大きくなるため、鋼材の弾性応答を前提とする現行設計の限界状態は、合理的な対応性を失うことになる。このため、限界状態は弾塑性応答域に設定される。

このようなレベルII荷重の設計法が導入された場合に、既設砂防構造物の弾塑性応答がレベルII荷重設計を満足するとは限らず、補強を求められる可能性がある。そこで本研究は、レベルII荷重が導入されると耐力不足となる既設砂防構造物の対策として、透過型砂防堰堤（以下、透過型と呼ぶ。）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る方法を提案し、その補強効果について解析的に検討するものである。

2. 解析の概要

本解析では、骨組構造の弾塑性解析を使用し、弾性限界を表す関数 Φ_y および塑性化を表す関数 Φ_P を用い、関連流れ則による塑性変形を求めた。

図-1に、解析モデルを示す。図-1(a)のType-Aは、通常建設されている透過型の構造形式を模したものである。解析モデルは、底面が固定されており、その高さは11.5m、幅5.1m、奥行き3.0mの構造モデルである。使用部材は、同一断面の鋼管とし、直径 $D = 610$ mmとした。対比する補強モデルとして、図-1(b)に、前面最上部の頂部に隣接するコンクリート堰堤部に掛かるように張り出した梁をつけたモデルをType-B、また、図-1(c)にType-Bにつけた梁を差し込んで固定した補強モデルをType-Cとする。図-1(b)の補強は現地での施工性を配慮して、図-2(a)に示すようにコンクリート部に差し込むことはせずに単純支持とし、図-2(b)はコンクリート部に差し込んで固定することを想定して固定端とした。補強部材は、透過型と同じ断面の鋼管 ($D = 610$ mm) とした。なお、使用した鋼管材料はSTK400とした。図-3に、解析に用いた鋼材の応力～ひずみ関係を示す。これを基に、図-4～6に示すように、円管断面の曲げモーメント～曲率関係、軸力～ひずみ関係およびねじれトルク～ねじれ率関係を断面分割法により求めた。これに、赤破線で示す3段階の弾塑性モデル

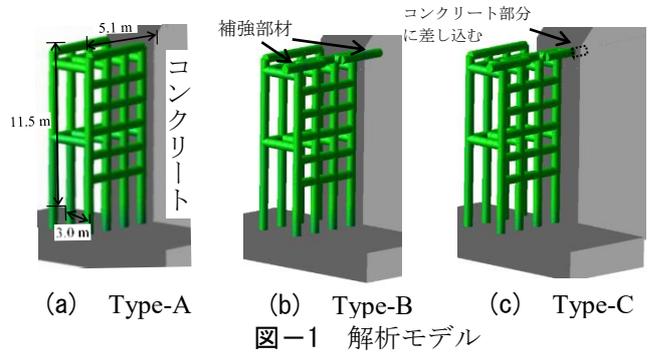


図-1 解析モデル

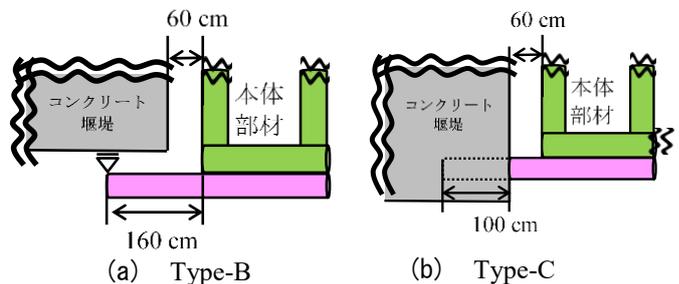


図-2 補強部材の設置要

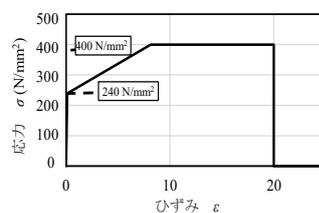


図-3 応力～ひずみ関係

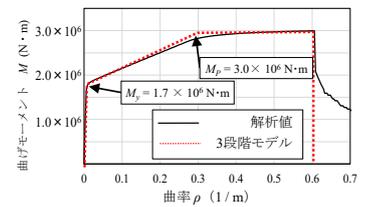


図-4 曲げモーメント～曲率関係

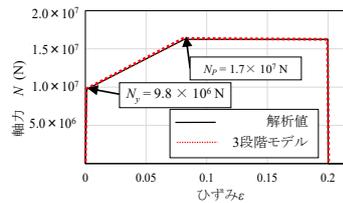


図-5 軸力～ひずみ関係

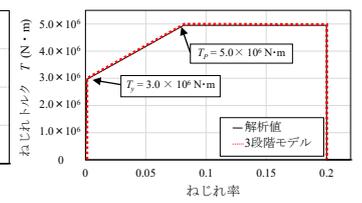


図-6 ねじれトルク～ねじれ率関係

に近似して、解析に使用した。

荷重分布は、現行設計で定められている堆砂圧と土石流流体力を作用させる³⁾。

現行設計では、土石流と堆砂圧荷重を同時に作用させるが、本解析では堆砂圧を作用させたのち、土石流流体力の設計荷重に荷重係数 α (なお、 $\alpha = 1.0$ とは現行設計状態とする。) を乗ずるものとして、その α を徐々に大きくし、弾塑性応答を求めることとした。

キーワード 透過型砂防堰堤, 弾塑性解析, 補強

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

3. 解析結果

図-7に、Type-Aの変形応答図を示す。図-7(a)は、堆砂圧のみを作用させたものである。前面下部の柱部材がわずかに変形し、小さな断面力での弾性応答となっている。図-7(b)の $\alpha = 2.8$ は、弾性限界のときであり、前面と後面をつなぐ横材および後面下部の柱部材が弾性限界に達している。図-7(c)の $\alpha = 5.4$ のとき、前面および後面の全ての柱材の下部は塑性変形している。

図-8に、Type-Bの変形応答図を示す。図-8(a)の $\alpha = 0$ は、Type-Aに比して、さらに小さな断面力となる。図-8(b)の $\alpha = 2.8$ のとき、補強部材が塑性化していることがわかる。次に、図-8(c)の $\alpha = 5.4$ は、Type-Bにおける補強部材を除いた構造本体部が、弾性限界に達したときのものである。補強部材を含む構造物全体の弾性限界を比較すると、Type-BはType-Aより低下しているが、補強部材を除いた構造本体部が弾性限界に達したときの外力を比較すると、Type-Bの方がType-Aの1.5倍の外力に耐えられることがわかる。

図-9に、Type-Cの変形応答図を示す。図-9(b)の $\alpha = 2.8$ のとき、Type-CではType-Bほど補強部材に荷重が集中していないことがわかる。図-9(c)の $\alpha = 5.4$ のとき、補強部材が弾性限界に達したときのものである。Type-Cの構造本体部は、弾性限界にも達していない。つまり、コンクリート部に差し込むことで補強効果が上がリ、構造本体部の塑性化を抑制していることがわかる。

図-10に荷重係数～変位関係の比較を表す。図-10に、頂部変位が50 cm（堤体高の5%）までの荷重係数～頂部変位関係を示す。ここで、荷重係数 $\alpha = 1.0$ は現行設計荷重である。Type-Aは $\alpha = 2.8$ までは弾性応答であるが、その後、柱部材が弾塑性状態となり構造物全体が降伏し、頂部変位40 cmまで耐力は増加する。やがて、頂部変位50 cmで $\alpha \approx 5.5$ に達すると、その耐力を維持し続けている。すなわち、既設砂防堰堤の保有耐力は、設計荷重の5.5倍といえる。Type-Bでは、補強部材の弾性限界は $\alpha = 2.7$ となり、その後の剛性がやや小さくなっている。その後、構造本体部は $\alpha = 5.3$ で弾性限界となり、最大耐力は $\alpha = 8.0$ 、Type-Cでは、補強部材の弾性限界は $\alpha = 6.0$ 、構造本体部の弾性限界は $\alpha = 14.4$ 、最大耐力は $\alpha = 20.8$ となる。すなわち、補強部材を取り付けることにより、明らかに構造物全体の耐力が増大し、補強としての効果が発揮されている。

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て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) 隣接するコンクリート堰堤を利用した補強法について提案し、単純支持で固定する方法（肩掛け）において補強部材を除いた構造本体部の弾性限界は1.9倍、補強部材をコンクリート部に差し込むように固定する方法において5.1倍となった。

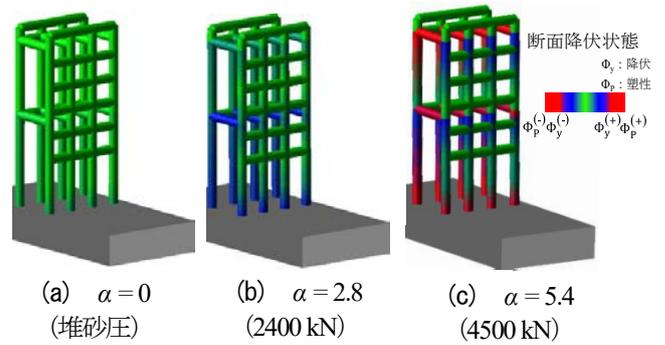


図-7 Type-Aの変形応答図

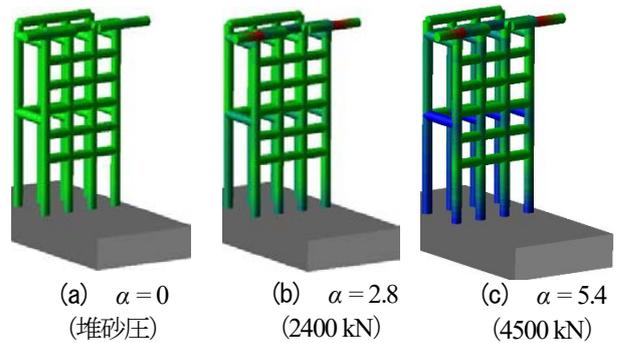


図-8 Type-Bの変形応答図

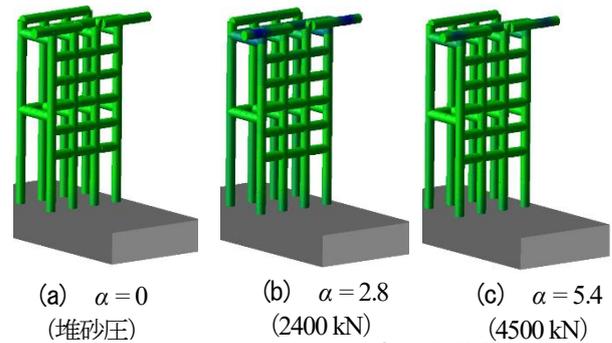


図-9 Type-Cの変形応答図

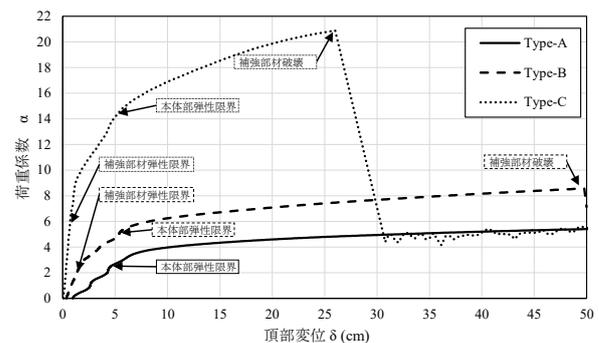


図-10 荷重係数～頂部変位関係

参考文献

- 1) 石川芳治ら：大規模外力に対してレジエントな砂防施設の設計手法の開発，国土交通省，2019.5.
- 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
- 3) 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，エッセイエプロ，2010.8.