

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

Analytical evaluation on a reinforcement method steel pipe open Sabo dam

小松喜治*, 堀口俊行**, 香月智***

Yoshiharu Komatsu, Toshiyuki Horiguchi, Satoshi Katsuki

*防衛大学校, 理工学研究科後期課程 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**博(工), 防衛大学校准教授, システム工学群建設環境工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

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

Key Words: steel pipe open sabo dam, debris flow, reinforcement, FEM

キーワード: 鋼製透過型砂防堰堤, 土石流, 補強, FEM

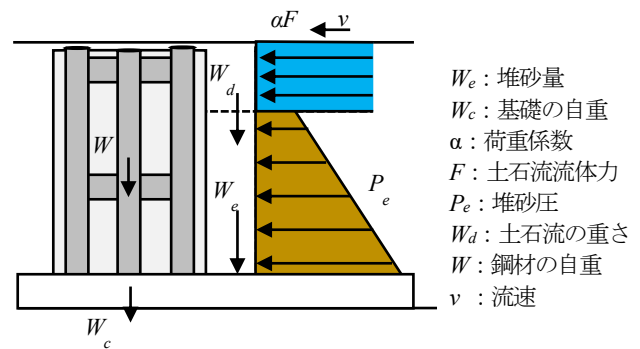
1. 緒言

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。例えば、平成30年7月豪雨によって生じた被害に対する復旧作業は現在も続けられている。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^{2),3)}。

図-1に示すように、現行設計荷重は上部に土石流流体力を、その全面には堆砂圧荷重を静的に作用させる。この土石流流体力は、設置河川上流域の降雨量の100年再現確率を基に算定されている。よって、レベルII荷重は、この土石流流体力の算定根拠を200年~1000年の再現確率に設定されるものと考えられる。

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。

図-1 荷重分布モデル⁴⁾

2. 解析の概要

2.1 解析モデル

図-2に、解析モデルを示す。図-2(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。通常、透過型には継手が存在するが、本解析モデルでは継手部については考慮せず、すべてを同一断面の部材を使用した解析モデルとした。解析モデル前面(上流面)は1.0mの間隙となるように柱と横材を配置している。使用部材は、同一断面の鋼管とし、直径 $D=609.6$ mm、管の厚さ $t=22$ mmとした。対比する補強モデルとして、図-2(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-2(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-2(b)の補強は現地での施工性を配慮して、図-3(a)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、図-3(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

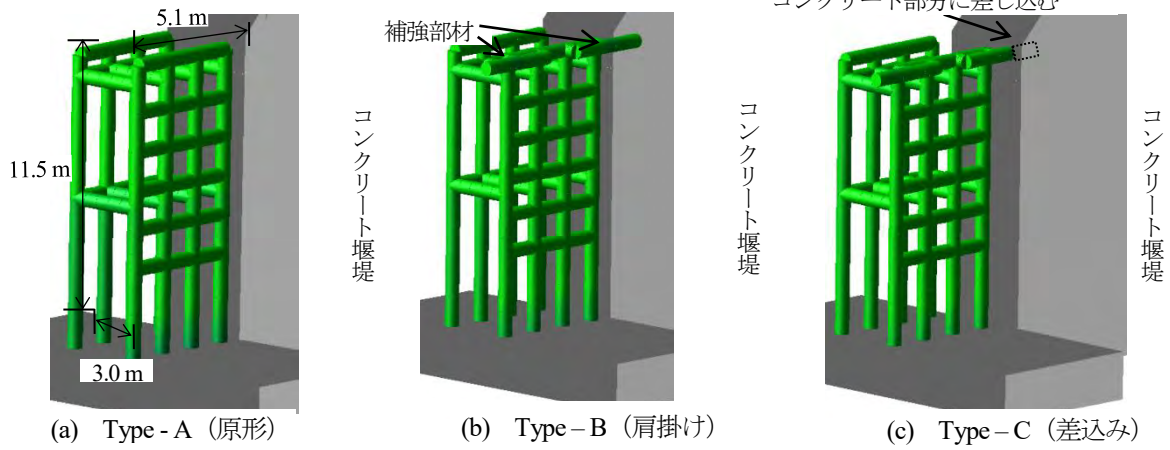


図-2 解析モデル

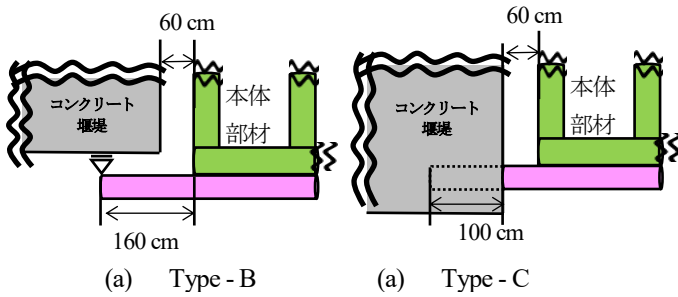


図-3 補強部材取り付け要領

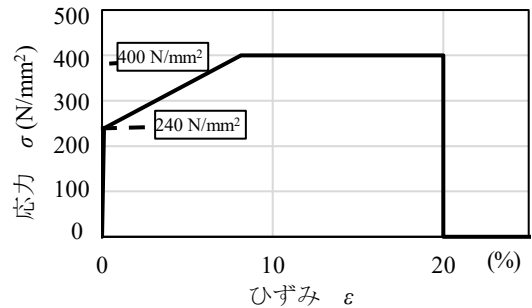


図-4 STK400の応力～ひずみ関係

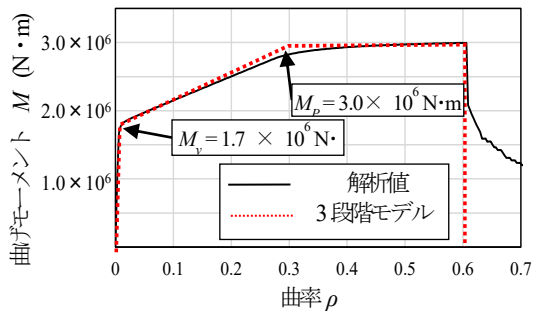


図-5 曲げモーメント～曲率関係

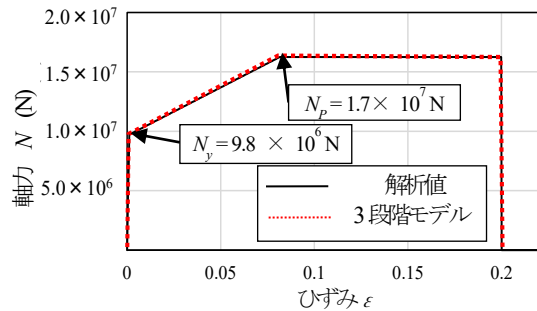


図-6 軸力～ひずみ関係

の鋼管 ($D=609.6\text{ mm}$, $t=22\text{ mm}$) とした。なお、使用した鋼管材料は STK400 とした。図-4 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-5～7 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～回転角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に近似して、解析に使用した。

荷重分布は、図-1 に示す現行設計で定めている堆砂圧と土石流流体力を作用させる⁴⁾。

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。

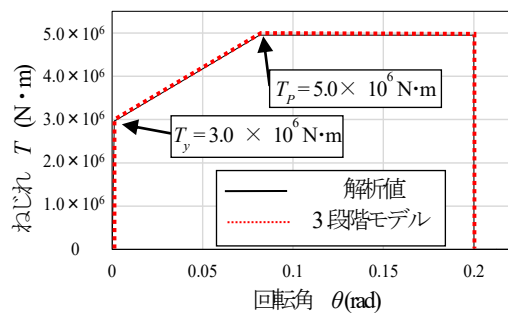


図-7 ねじれ～回転角関係

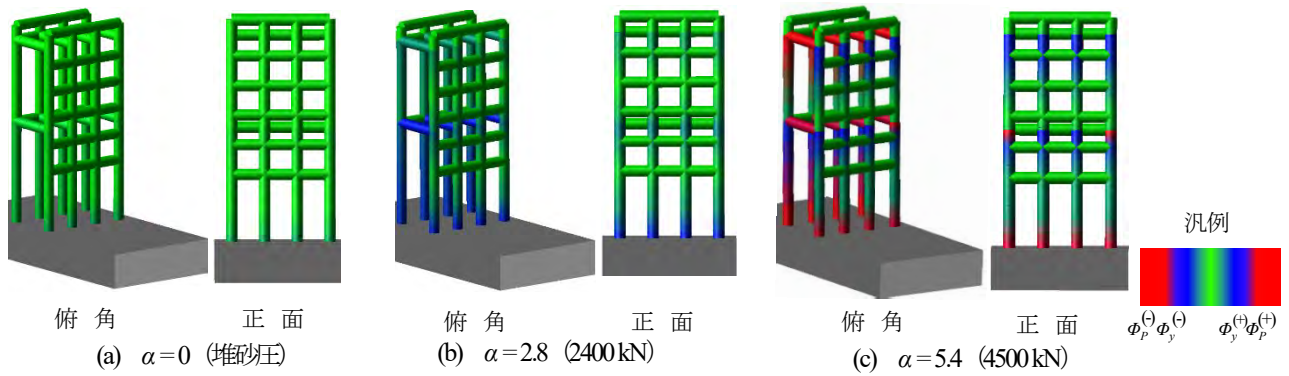


図-8 Type-A

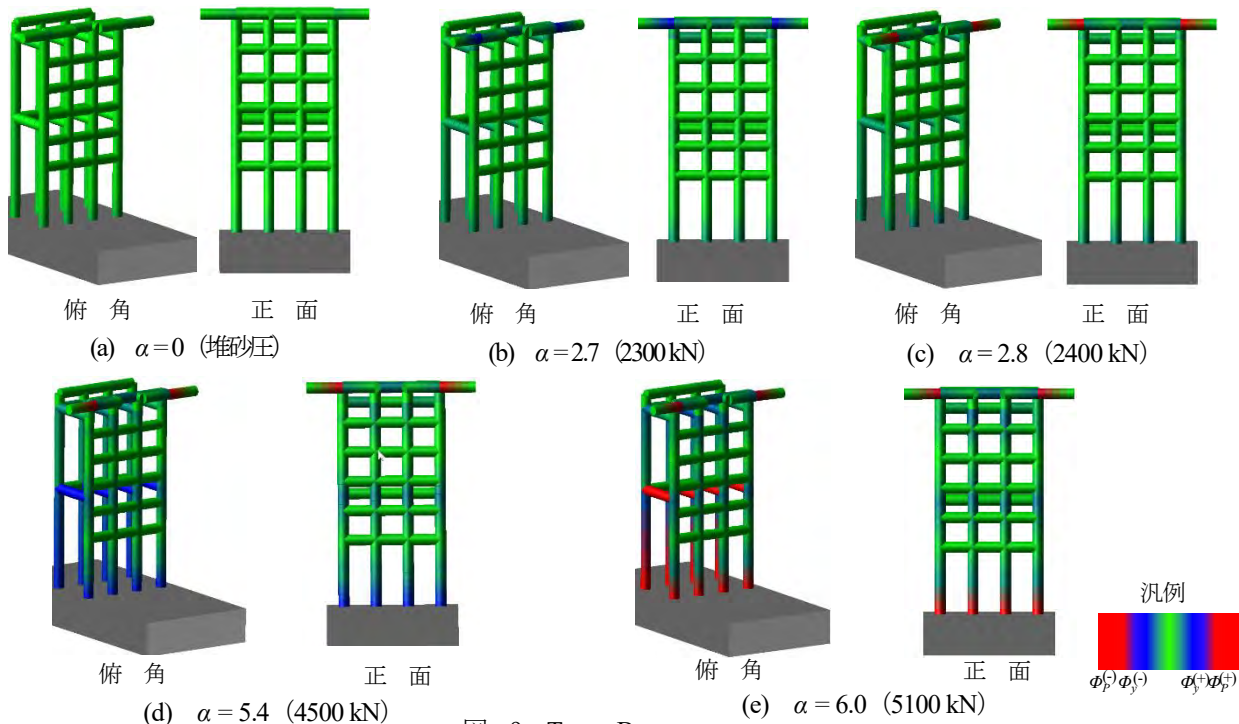


図-9 Type-B

2.2 解析方法

本解析では、骨組構造の動的弾塑性解析を使用した。本解析では、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。) について、それぞれ次式を用い、関連流れ則による塑性変形を求めた。

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

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

ここで、 M_1 , M_2 , N , T : 断面主軸および回りの曲げモーメント, 軸力, ねじれ, M_y , M_p , N_y , N_p , T_y , T_p : それぞれ図-5~7 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, 降伏ねじれ, 塑性ねじれである。

3. 解析結果と考察

3.1 変形応答

図-8に、Type - A の変形応答図を示す。図-8(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-8(b)の $\alpha=2.8$ (土石流流体力 $F=2400$ kN) 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 ($\Phi_y=0$) に達している。図-8(c)の $\alpha=5.4$ (土石流流体力 $F=4500$ kN) 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、構造物全体が塑性モードに達していることがわかる。

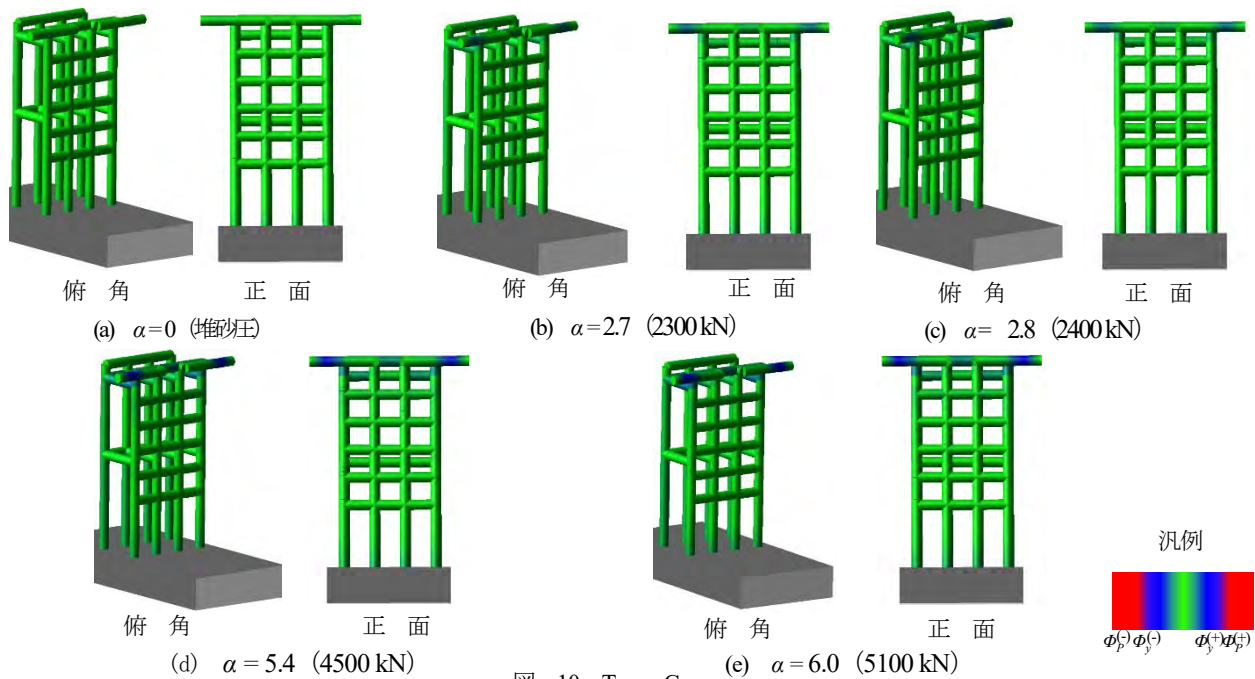


図-10 Type-C

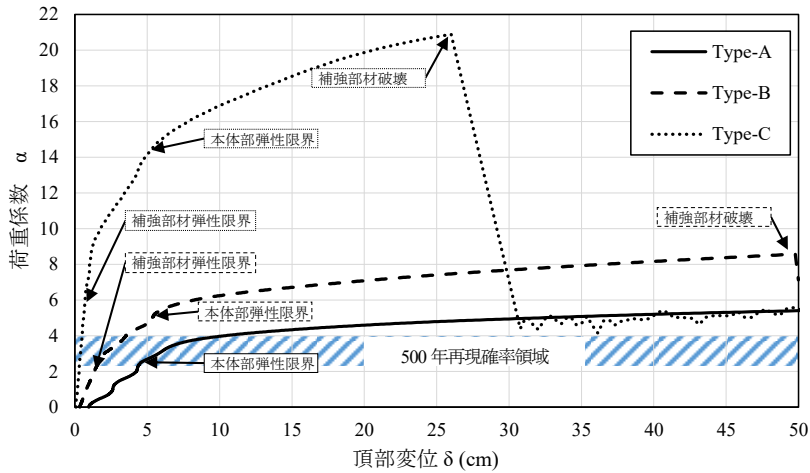


図-11 荷重係数～頂部変位関係

図-9に、Type-Bの変形応答図を示す。図-9(a)の $\alpha=0$ は、Type-Aに比して、さらに小さな断面力となる。図-9(b)の $\alpha=2.7$ （土石流流体力 $F=2300\text{ kN}$ ）は、Type-Bの補強部材が弾性限界（ $\phi_y=0$ ）に達したときのものである。補強部材の取り付け部に荷重が、集中していることがわかる。しかし、補強部材を除いた構造本体部には、大きな変形は見られない。図-9(c)の $\alpha=2.8$ （土石流流体力 $F=2400\text{ kN}$ ）のとき、補強部材が塑性化していることがわかる。次に、図-9(d)の $\alpha=5.4$ （土石流流体力 $F=4500\text{ kN}$ ）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-10(e)の $\alpha=6.0$ （土石流流体力 $F=5100\text{ kN}$ ）は、Type-Bの構造本体部の下部の柱部材が

塑性化（ $\phi_p=0$ ）したときのものである。構造物は、前面と後面の横材および固定部が塑性化し、構造全体が塑性モードとなる。

続いて、図-10に、Type-Cの変形応答図を示す。図-10(b)の $\alpha=2.7$ （土石流流体力 $F=2300\text{ kN}$ ）は、Type-Bの補強部材が弾性限界に達したときの外力であり、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-10(e)の $\alpha=6.0$ （土石流流体力 $F=5100\text{ kN}$ ）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-Bの $\alpha=2.7$ のとき補強部材は弾性限界に達するが、Type-Cでは $\alpha=6.0$ で弾性限界に達している。また、 $\alpha=6.0$ においてType-Bは構造物全体が塑性化したが、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り、構造本体部の塑性化を抑制していることがわかる。

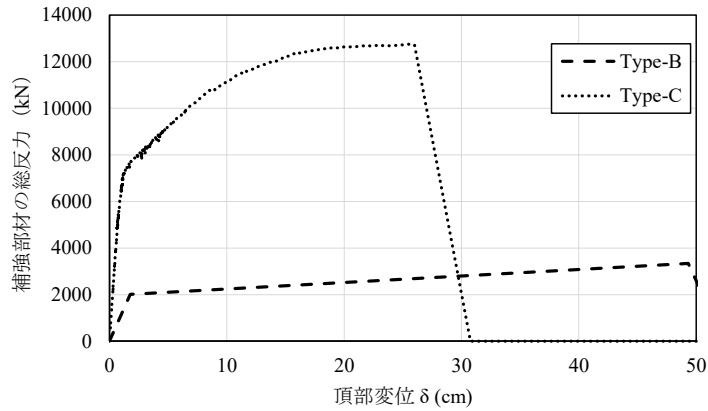


図-12 反力～頂部変位関係

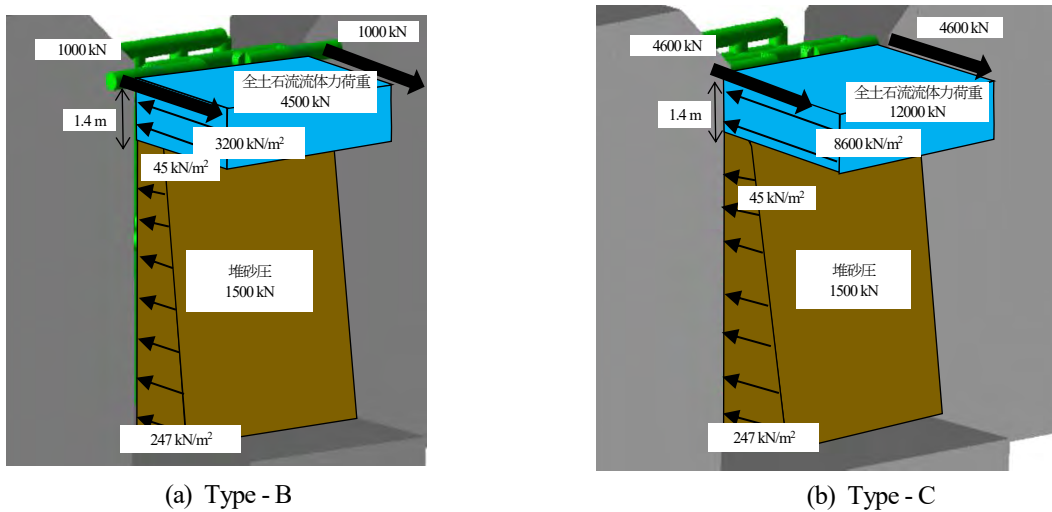


図-13 補強部材反力と設計荷重時の状態

3.2 荷重係数～頂部変位関係

図-11 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 $\alpha = 5.3$ で弾性限界となる。仮に、45 cm のとき最大耐力となり、50 cm で補強部材が曲げ破壊し、その値は $\alpha = 8.6$ となる。さらに、Type - C では、補強部材の弾性限界は $\alpha = 6.0$ となり、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。

以上のことから、各 Type の構造本体部の弾性限界を Type - A と比較すると Type - B は 1.9 倍であり、Type - C は 5.1 倍となっている。また、最大耐力を比較すると、Type - B は Type - A の 1.6 倍の耐力があり、Type - C は 3.8 倍の耐力となっている。Type - B および Type - C の

ように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。特に、コンクリート堰堤に差し込むように取り付けることにより補強効果が見込まれると考える。

ところで、500 年再現確率降雨をもとに設計する場合には、それに応じて土石流ピーク流量は増大し、土石流の流速が現行設計の 1.5 ～ 2 倍程度になることが考えられている²³⁾。よって、土石流流体力は、2.25～4 倍 (v^2 に比例) になる。これは、図-12 における青色の範囲に相当し、肩掛け補強すると、例えば変位限界が 15 cm 未満に設定された場合に、原形構造物の耐力不足を補えることがわかる。

3.3 補強部材の反力

図-12 に、反力～頂部変位関係を示す。この反力とは、図-13 に示すように補強部材に作用する隣接するコンクリート堰堤からの反力の総和を表している。Type - B の弾性限界時の反力は 2000 kN であり、作用外力の 30% を補強部材が分担している。また、最大耐力時の反力は 3200 kN であり、作用する外力の 40% を補強部材が分担することになる。

続いて、Type - C の弾性限界時の反力は 9200 kN であり、作用外力の 70 % を補強部材が分担している。また、最大耐力時の反力は 13000 kN であり、作用する外力の 70 % を補強部材が分担することになる。

このことは、コンクリート堰堤の分担割合が大きくなることが想定され、コンクリート堰堤の耐力に余裕がない場合には、補強部材断面を大きくする必要が出てくる。したがって、補強部材による反力を大きくすることは好ましくないと示唆される。よって、補強部材を取り付ける場合の設計ではコンクリート堰堤部も含めた総合的な検討が必要である。

4. 結 言

本研究は、透過型に設計荷重をレベル II 荷重とする設計法が導入された場合、耐力不足となる既設砂防堰堤の対策法を提案するものである。その際、透過型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検討した。得られた成果を要約すると以下のようになる。

- 1) レベル II 荷重設計における検討を静的弾塑性応答によって評価するものとし、限界状態を構造全体の最大耐力とする考え方に基づく検討法を示した。
- 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。
- 3) 最大耐力は、肩掛けの補強で 1.6 倍、補強部材を固定する補強で 3.8 倍の耐力の増加が得られる。

- 4) 補強部材を通してコンクリート堰堤の分担する反力は、最大耐力に対して肩掛けの補強で 40 %、補強部材を固定する補強で 70 % となり、コンクリート堰堤との耐力の相互作用を評価する必要がある。
- 5) これらの補強による耐力増加の割合は、仮に 500 年再現確率降雨を前提としたレベル II 荷重設計が導入された場合、十分に有効であると考えられる。今後、補強部材の断面を強化した場合には、それに応じてコンクリート堰堤側の耐力との相互作用を考慮した総合的な設計の検討が必要となるため、コンクリートと鋼材の両方の性能評価が求められる。

参考文献

- 1) 平松晋也, 福山泰治郎, 山田孝, 逢坂興宏, 中谷加奈, 松本直樹, 藤村直樹, 加藤誠章, 島田徹, 久保毅, 松尾新二郎, 西尾陽介, 吉野弘祐: 平成 26 年 7 月 9 日長野県南木曾町で発生した土石流災害, 砂防学会誌, Vol.67, No.3, pp.38~48, 2014.11.
- 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) 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, Retrived from http://www.ml-it.go.jp/river/sabo/sabokadai/pdf/h29_sabo_report1.pdf, 2019.5.
- 4) 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, 2010.8.