

極めて大きな土石流流体力を受ける砂防堰堤の極限状態における安定計算法

砂防鋼構造物研究会 ○山口聖勝 石川信隆
 (一財) 砂防・地すべり技術センター 田村毅* 嶋丈示
 京都大学農学研究科 水山高久
 ※：現 鹿児島県砂防課

1. 目的

近年、地球温暖化による異常気象により、局地的な短時間豪雨が原因で計画規模を上回る土石流の発生リスクが高まっている。このような状況の中、砂防堰堤が整備推進されているが、計画規模を上回る土石流を砂防堰堤で捕捉する場合、計画規模の土石流荷重に対してどの程度余裕を有しているかは不明である。そこで、本研究では、計画規模の降雨で発生する土石流に対して、コンクリート砂防堰堤および鋼製透過型砂防堰堤を対象に安定計算を行い、決定した断面形状でどの程度の土石流荷重まで安定的に耐え得るか、その極限状態における土石流荷重を求めたので報告する。

2. 検討方法

極限状態における土石流荷重は以下のようにして求める。

- ① 計画規模の土石流荷重（レベルⅠ荷重）に対して、安定計算により砂防堰堤の断面形状を決定する。
- ② ①で決定した断面形状に対して土石流ピーク流量を変化させて土石流荷重を算出し、安定上限界となる極限状態の土石流荷重（レベルⅡ荷重）を求める。なお、土石流ピーク流量から土石流流速を求める場合は土石流の径深 $D_r \approx$ 土石流の水深 D_d としているが、土石流の水位が高くなると径深の影響も無視できないと考えられるので、ここでは土石流の径深 D_r を用いる。

3. 安定条件

表-1 に安定条件を示す。レベルⅠ荷重に対する安定条件は現行どおりである。レベルⅡ荷重の安定条件は、レベルⅠ荷重で求めた断面形状の砂防堰堤が、どの程度までの土石流荷重で極限状態となるかを調べるため、以下の条件を設定した。すなわち、滑動の安全率は $F_s \geq 1.0$ 、転倒は合力の作用位置が底面外に出なければ転倒しないので、外力による転倒モーメント M_o に対する自重の抵抗モーメント M_r の安全率を $F_r = M_r/M_o \geq 1.0$ とした。また、基礎地盤に対しては地盤反力度を極限支持力度以下とし、上流側のコンクリートの内部応力度については引張応力度を許容した。

表-1 安定条件

安定条件	レベルⅠ荷重	レベルⅡ荷重	備 考
滑動に対する安定	$F_s \geq 4.0$	$F_s \geq 1.0$	F_s : 滑動に対する安全率
転倒に対する安定	$ e \leq B/6, B_s/6$	$F_r \geq 1.0$	e : 偏心距離, F_r : 転倒に対する安全率 B : コンクリート砂防堰堤底面幅, B_s : 鋼製透過型砂防堰堤底面幅
基礎地盤に対する安定	$Q1, Q2 \leq Q_a$	$Q1, Q2 \leq Q_a'$	$Q1$: 下流側地盤反力度, $Q2$: 上流側地盤反力度 Q_a : 許容支持力度, Q_a' : 極限支持力度
コンクリートの内部応力度	$\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{ca}$	$\sigma_1 \leq \sigma_{ca}', \sigma_2 \leq \sigma_{ta}'$	σ_1 : 下流側内部応力度, σ_2 : 上流側内部応力度 $\sigma_{ca}, \sigma_{ca}'$: 許容圧縮応力度, σ_{ta}' : 許容引張応力度

4. 検討条件

4.1 設計諸元

表-2 に土石流、基礎地盤、コンクリート、砂防堰堤の各諸元を示す。コンクリートの許容圧縮応力度および許容引張応力度は設計基準強度の 1/4 および 1/80 とし、レベルⅡ荷重に対する許容応力度は、極限状態の土石流荷重について検討するため、レベルⅠ荷重の場合の 1.5 倍とした。また、レベルⅡ荷重の基礎地盤（軟岩ⅠCM級と想定）については極限状態を検討するため、レベルⅠ荷重の許容支持力度の 3 倍の極限支持力度²⁾とした。

表-2 土石流および基礎地盤、コンクリート、砂防堰堤の設計諸元

土石流の諸元		コンクリートの諸元	
流域面積	$A = 0.32 \text{ km}^2$	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 18000 \text{ kN/m}^2$
24時間雨量(既往最大)	$P_{24} = 371 \text{ mm/24hr}$	許容圧縮応力度(レベルⅠ荷重)	$\sigma_{ca} = 4500 \text{ kN/m}^2 (\sigma_{ck}/4)$
河床勾配	$I = 1/6$	許容圧縮応力度(レベルⅡ荷重)	$\sigma_{ca}' = 6750 \text{ kN/m}^2 (\sigma_{ck}/4 \times 1.5)$
土石流ピーク流量	$Q_{sp} = 73.50 \text{ m}^3/\text{s}$	許容引張応力度(レベルⅡ荷重)	$\sigma_{ta}' = -337.5 \text{ kN/m}^2 (-\sigma_{ck}/80 \times 1.5)$
土石流の流れの幅	$B_{da} = 15.00 \text{ m}$	コンクリート砂防堰堤の諸元	
土石流の水深	$D_d = 1.12 \text{ m}$	堤高	$H_c = 10.00 \text{ m}$
土石流の流速	$U = 4.37 \text{ m/s}$	下流法勾配	$n = 0.20$
土石流流体力	$F = 34.68 \text{ kN/m}$	水通し天端幅	$B_w = 3.00 \text{ m}$
基礎地盤の諸元 (軟岩Ⅰ(CM級))		鋼製透過型砂防堰堤の諸元	
堤体底面の摩擦係数	$f = 0.7$	鋼製部高さ	$H_s = 8.00 \text{ m}$
許容支持力度(レベルⅠ荷重)	$Q_a = 1200 \text{ kN/m}^2$	基礎コンクリート厚さ	$H_{sc} = 2.00 \text{ m}$
極限支持力度(レベルⅡ荷重)	$Q_a' = 3600 \text{ kN/m}^2 (1200 \times 3)$		
せん断強度	$\tau_o = 600 \text{ kN/m}^2$		

4.2 砂防堰堤モデルと荷重モデル

図-1 に砂防堰堤モデルおよび荷重モデルを示す。また、レベル I 荷重，レベル II 荷重の荷重図は同じパターンとした。つまり，荷重は砂防堰堤に対して最も危険な状態となるように土石流流体力を上部に作用させ，その下に堆砂圧または静水圧を作用させた。3),4)

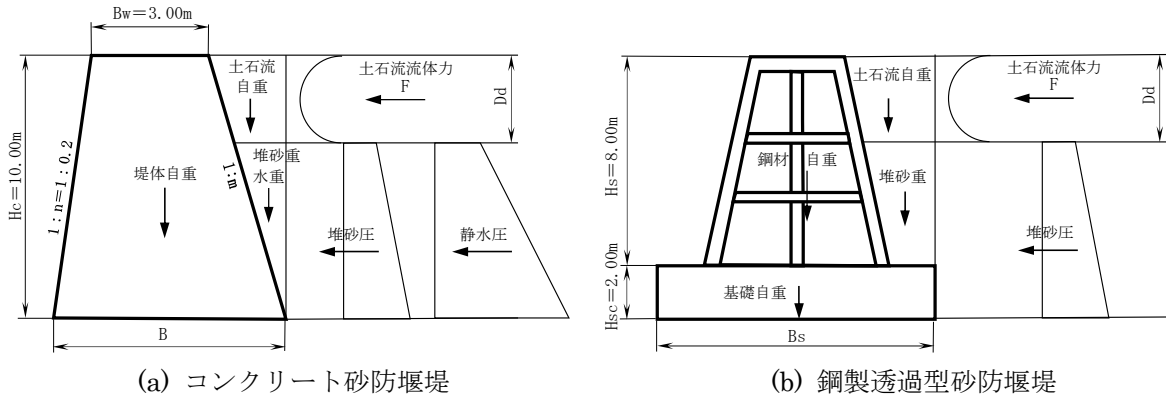


図-1 砂防堰堤モデルと荷重モデル（レベル I 荷重，レベル II 荷重は同じパターン）

5. 検討結果

表-3 に検討結果を示す。一つのモデルとして堤高 10m の砂防堰堤について表-1 の安定条件のもとで，表-2 の設計諸元および図-1 の荷重図を用いて，レベル I 荷重およびレベル II 荷重の安定計算を行った。その結果，断面形状はレベル I 荷重に対しては，コンクリート砂防堰堤では上流法勾配 $m=0.3$ ，底面幅 $B=8.00m$ ，鋼製透過型砂防堰堤では底面幅 $B_s=8.40m$ となった。なお，本検討では鋼製透過型砂防堰堤は上部工の鋼製部に対し必要な最低底面幅で断面形状が決定された。次に，この断面形状に対してレベル II 荷重を検討した結果，コンクリート砂防堰堤では内部応力が，鋼製透過型砂防堰堤では転倒の安定条件が限界となった。

レベル I 荷重の土石流流体力と比較すると，コンクリート砂防堰堤では約 20 倍 ($722.96kN/m / 34.68kN/m$)，鋼製透過型砂防堰堤では約 17 倍 ($583.50kN/m / 34.68kN/m$) の大きさの荷重まで安定となる結果となり，極限状態の土石流荷重はコンクリート砂防堰堤の方が大きくなった。この原因としては，レベル I 荷重で決定した断面におけるコンクリート砂防堰堤の自重が大きいためである。

表-3 安定計算によるレベル I 荷重およびレベル II 荷重に対する検討結果

項 目	コンクリート砂防堰堤		鋼製透過型砂防堰堤		
	レベル I 荷重により決定した断面形状 下流法勾配 $n=0.2$ ，上流法勾配 $m=0.3$ ， 底面幅 $B=8.00m$				
	レベル I 荷重	レベル II 荷重	レベル I 荷重	レベル II 荷重	
土石流の諸元					
土石流荷重検討結果					
土石流のピーク流量	$Q_{sp} = m^3/s$	73.5	754.0	73.5	638.0
土石流の径深	$D_r = m$	—	3.23	—	3.01
土石流の水深	$D_d = m$	1.12	5.68	1.12	5.04
土石流の流速	$U = m/s$	4.37	8.86	4.37	8.45
土石流流体力	$F = kN/m$	34.68	722.96	34.68	583.50
安定条件					
安定計算結果					
滑動に対する安定	$F_s =$	8.09 \geq 4.0	4.97 \geq 1.0	21.52 \geq 4.0	7.47 \geq 1.0
転倒に対する安定	$ e = m$	1.28 \leq 1.33	—	0.09 \leq 1.40	—
	$F_r =$	—	1.07 \geq 1.0	—	1.00 \geq 1.0
基礎地盤に対する安定	$Q_1 = kN/m^2$	374.24 \leq 1200	707.78 \leq 3600	112.23 \leq 1200	425.08 \leq 3600
	$Q_2 = kN/m^2$	7.64 \leq 1200	—	98.67 \leq 1200	—
コンクリートの内部応力度	$\sigma_1 = kN/m^2$	374.24 \leq 4500	707.78 \leq 6750	112.23 \leq 4500	425.08 \leq 6750
	$\sigma_2 = kN/m^2$	7.64 \leq 4500	-335.02 \geq -337.5	98.67 \leq 4500	-211.78 \geq -337.5

6. まとめ

砂防堰堤を剛体と見なして安定計算により極限状態の土石流荷重（レベル II 荷重）を求めた。鋼材は靱性が大きいいため極限状態の土石流荷重に対しても倒壊することなく粘り強さを発揮することが考えられるが，コンクリートはせん断破壊等により堤体の一体性を損なう可能性もある。そこで，両者の構成材料の違いによる破壊状態を構造計算から把握する必要がある。その結果，安定計算と構造計算から決まる極限状態の土石流荷重の内，小さい方を砂防堰堤の極限状態の土石流荷重とすることが考えられる。

参考文献

- 1) (社) 土木学会，コンクリート標準示方書 [構造的照査編]，2002 制定
- 2) (社) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説，I 共通編 IV 下部構造編，平成 24 年 3 月
- 3) 国土交通省砂防部，国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針及び同解説，平成 19 年 11 月
- 4) 鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，(財) 砂防・地すべり技術センター，平成 21 年版