

小規模溪流における鋼製砂防構造物の設計法に関する一考察

砂防鋼構造物研究会 ○國領ひろし 武田一平 石川信隆
 (一財) 砂防・地すべり技術センター 嶋丈示
 政策研究大学院大学 水山高久

1. はじめに

都市化に伴い保全対象が山麓部にまで進展し、近年、宅地や高速道路などの保全対象背後に位置する急勾配で流域面積が小さい溪流で発生する土石流・流木等による被害が頻発している。このような状況の下、平成28年4月に砂防基本計画策定指針および土石流・流木対策設計技術指針(以下、指針)が改定され、小規模溪流に関する内容が新たに記された。小規模溪流対策施設の設計に関する基準類については、今後整備されるものと思われるが、本稿では、小規模溪流のモデルを設定し、設計外力等について現行の指針¹⁾および鋼製砂防構造物設計便覧(以下、便覧)に従い、小規模溪流に鋼製砂防構造物を設置する際の設計法や構造、適応性等について検討した。

2. 検討概要

2.1 モデル溪流の概要

モデル溪流は、小規模溪流の条件¹⁾に合致する3溪流を設定した(表-1)。AおよびC溪流は、指針に従って計画流出土砂量 V_d を算出し、 V_d が設定されるケース、B溪流については、詳細調査による移動可能土砂量から V_d を設定¹⁾するケースを想定した。なお、A溪流は、算出した V_d が $1,000\text{m}^3$ 以下となるため $V_d=1,000\text{m}^3$ とするケースである。流域概要を図-1に示す。流域内は本溪のみであり、1波の土石流により流出する土砂量 V_{dqp} は V_d と等しいものとして検討した。

2.2 施設規模

各モデル溪流の施設規模を表-2に示す。計画する施設は土石流・流木捕捉工とし、施設の有効高は計画流出土砂・流木量を全量捕捉できる高さ、施設延長は地形により設定した。土石流捕捉時の計画堆砂勾配は、堆積した土砂等が流水により再流出することを避けるため、ここでは現溪床勾配 θ の1/2倍とした。施設のモデルは図-2に示すような簡易な構造とし、上流捕捉面形状の異なる2タイプを設定して施設の構造および安定上必要な施設幅をそれぞれ検討した。

2.3 設計外力

施設の検討は、内的安定性(施設の安全性:構造計算)と外的安定性(施設の安定性:安定計算)について実施することとし、それぞれの設計外力は、表-3^{1,2)}に示すとおりである。ただし、内的安定性については、礫衝突時の部材安全性についても照査を実施した。

3. 検討結果

3.1 内的安定性(構造計算)

まず、部材の応力照査は、鋼製部の形状をモデル化して平面フレーム解析を実施し、許容応力度法により行った。主構部材には直径318.5mm、設計板厚は、最上流面部材は径厚比

表-1 検討モデル溪流(諸元)

項目	A溪流	B溪流	C溪流
流域面積 A (km ²)	0.02	0.02	0.02
現溪床勾配 θ	1/4.0	1/4.0	1/4.0
計画流出土砂量 V_d (m ³)	1,000 (計算値 1,000 m ³ 以下)	500 (詳細調査)	1,500 (計算値 1,000 m ³ 以上)
計画流出流木量 V_w (m ³)	40	30	50
1波の土石流により流出する土砂量 V_{dqp} (m ³)	1,000 (= V_d)	500 (= V_d)	1,500 (= V_d)
流れの幅 B_n (m)	8.0	8.0	8.0
最大礫径 D_{65} (m)	0.5	0.5	0.5
土石流ピーク流量 Q_p (m ³ /s)	12.50	6.25	18.75
土石流流速 U (m/s)	3.10	2.35	3.66
土石流水深 D_s (m)	0.50	0.33	0.64
土石流流体力 F (kN/m)	8.99	3.41	16.05

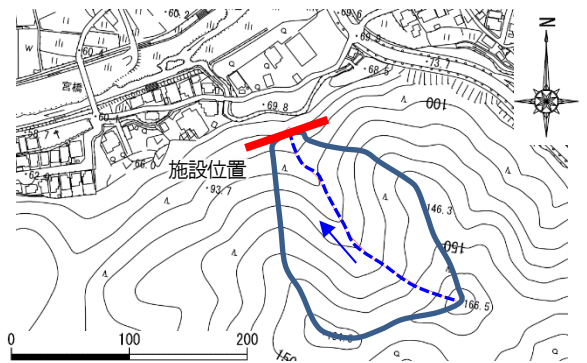
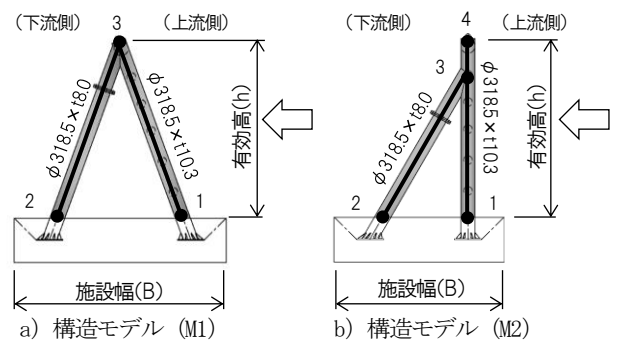


図-1 流域概要図(A溪流)

表-2 各モデル溪流の施設規模

項目	A溪流	B溪流	C溪流
施設の有効高 h (m)	4.0	3.0	4.5
施設の延長 L (m)	30.0	26.00	32.0
施設の幅 B (m)	M1	4.80	4.10
	M2	3.80	3.30



注) 図中の数字はモデル化時の節点番号を示す

図-2 検討する施設のモデル

表-3 設計外力^{1,2)}

ケース	内的安定性			外的安定性
	土石流時	満砂時	温度変化時	土石流時
自重	○	○	○	○
土石流流体力	○	○	○	○
堆砂圧	○	○	○	○
温度変化			○	
許容応力度の割増	1.5	1.0	1.15	-

40 以下、その他の部材は 80 以下²⁾となる鋼管を設定した。耐久性等を考慮して設計板厚に加算する増分板厚は、腐食ししろ 0.5mm、余裕ししろは 1.5mm の計 2.0mm とした。表-4 に部材応力照査結果の一例 (A 溪流：土石流時) を示す。断面力が最大となる箇所は、構造モデル M1, M2 とともに上流側の鋼管根入れ部 (節点 1) であり、構造の違いにより M1 は圧縮、M2 では引張の軸力が作用する結果となるが、各部材に発生する応力は、いずれも許容応力度内である。表-5 に施設全体の変位量 (構造頂部の水平方向変位量) を示す。最大変位量は、各モデルとも 1.0mm 未満であり、許容最大変形量 (鋼製部高の 2.0%)²⁾ 以下であった。

次に、礫衝突時の部材の局部変形に対する照査結果を表-6 示す。検討は、想定される最大の礫 D_{95} が部材中央部に土石流流速で衝突するものとし、礫の運動エネルギーと鋼管の塑性変形 (へこみ変形+はり変形) による吸収エネルギーの対比により行った。検討の結果、B 溪流の両モデルで鋼管のへこみ変形率 δ/D が部材補修の目安となる 40%²⁾ を超える結果となるが、全てのモデルで部材の応力照査で安全が確認された最上流面部材のへこみ変形による吸収エネルギーのみで礫の衝突に耐え得ることが確認された。

3.2 外的安定性 (安定計算)

表-7 に安定計算結果を示す。検討は、施設全体が一体となって外力に抵抗する重力式構造物とみなし、滑動、転倒、地盤支持力の 3 つ条件について実施した。施設の安定上、カウンターウエイトとなる施設の幅 (底版コンクリート幅) は、構造上必要な幅 (鋼管根入れ深さ：当検討では鋼管径の 1.5 倍程度) から設定し、厚さは鋼管根入れ深さの 2 倍として検討を行った。検討の結果、C 溪流の M2 以外は構造上必要な施設幅で安定性が確保できる結果となった。

4. 施設の配置・構造に関する考察

施設配置案を図-3 に示す。保全対象直上流に設置され、土石流等の直撃による被害を最小限に抑える小規模溪流対策施設については、土石流等の確実な捕捉を目的に、施設の軸は流下方向上流に対して直角に配置することが望ましく、施設延長は、土石流等の分散角や施設端部からの礫等の回り込み、保全対象の範囲等を勘案して地形や等高線に沿って十分な長さを確保することが必要である。構造は、急傾斜地崩壊防止施設の構造も参考として、堰堤のような水通しは設けず、不透過部による流木等の越流を避けるため、施設全体を鋼製化する構造が考えられる。また、捕捉部材の純間隔の設定にあたっては、小径礫を含む後続流の捕捉や捕捉物の再流出防止など、土砂捕捉効果の向上を目的に、部材純間隔を通常より狭くする方法 (例えば、横材純間隔を有効高の 1/2 までは最大礫径 D_{95} の 1.0 倍、それ以上は最多頻度礫径 D_{30} ²⁾ の 1.0 倍など) が考えられる。

5. おわりに

今回の検討では、指針¹⁾ および便覧²⁾ に準じた鋼製透過型砂防堰堤の設計法により小規模溪流の施設設計にも対応できることが確認できた。保全対象が谷出口付近に近接する都市型の砂防施設整備においては、優れた流木捕捉機能

表-4 内的安定性 (部材の応力) 照査結果の一例：土石流時

ケース	部材 (節点)	軸力 kN	モーメント kN・m	せん断力 kN	判定		
A 溪流	M1	1-3 (1)	-8.88	23.03	33.04	OK	
		(2)	1.11	38.67	8.82		
	M2	2-3 (2)	-25.26	2.99	1.79	OK	
		(2)	4.34	6.79	0.62		
	A 溪流	M1	1-3 (1)	25.49	12.33	20.91	OK
			(1)	3.19	20.71	5.24	
M2		3-4 (3)	-0.43	3.37	7.90	OK	
		(3)	0.05	5.66	1.98		
M2		2-3 (2)	-34.39	1.18	0.27	OK	
		(2)	5.91	2.68	0.09		
割増後の許容応力度		277.5	277.5	157.5	—		

注) 上段は発生断面力, 下段は応力度 (N/mm²) を示す。

表-5 構造頂部の水平方向変位量

ケース	部材	土石流時-満砂	土石流-未満砂	満砂時	判定
A 溪流	M1	0.16mm	0.003mm	0.08mm	OK
	M2	0.36mm	0.004mm	0.15mm	OK
B 溪流	M1	0.06mm	0.001mm	0.03mm	OK
	M2	0.16mm	0.003mm	0.06mm	OK
C 溪流	M1	0.28mm	0.005mm	0.11mm	OK
	M2	0.59mm	0.006mm	0.22mm	OK

注) 許容最大変形量は構造高の 2% とした。

表-6 内的安定性 (部材の局部変形) 照査結果

ケース	部材	礫の運動エネルギー	鋼管部材の吸収エネルギー		判定
			へこみ変形	はり変形	
A 溪流	M1	0.82	24.72 (35%)	34.09	OK
	M2		27.61 (38%)	33.62	OK
B 溪流	M1	0.47	40.12 (46%)	31.76	OK
	M2		44.46 (49%)	31.16	OK
C 溪流	M1	1.14	20.02 (31%)	34.90	OK
	M2		22.42 (34%)	34.48	OK

注1) 単位：kJ, 注2) カッコ内は鋼管のへこみ変形率 (δ/D) を示す

表-7 外的安定性照査結果 (施設の安定性)

ケース	部材	滑動	転倒	地盤支持力	判定
A 溪流	M1	1.91	0.09	40.0, 50.1	OK
	M2	1.21	0.47	62.9, 9.3	OK
B 溪流	M1	2.41	0.17	30.2, 50.2	OK
	M2	1.67	0.12	42.2, 27.1	OK
C 溪流	M1	1.70	0.01	48.1, 47.0	OK
	M2	1.22	0.46	66.0, 15.1	OK
判定基準		≥ 1.2	$\leq B/6$	$\leq 400kN/m^2$	—

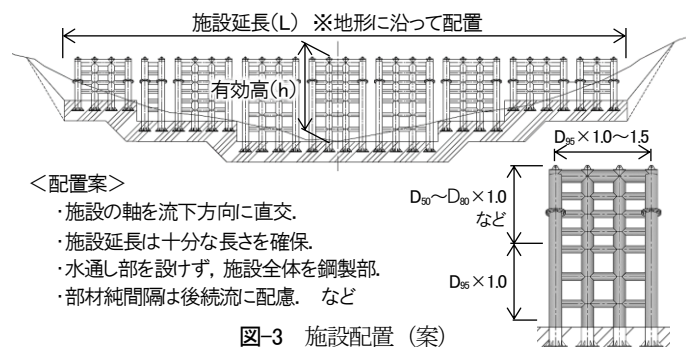


図-3 施設配置 (案)

に加え、施設配置の自由度が高く、工期短縮が可能な鋼製砂防構造物の適応性は高いと考える。一方、溪流勾配が急で流路が短いなど、現地条件によっては崩壊土砂が土石流化しないことも想定される。このような現場では国土交通省告示第 332 号に示される崩壊土砂の衝撃力を考慮した構造検討も行う必要があると考える。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説, 土石流・流木対策設計技術指針解説, 2016.4
- 2) 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 年度版, 2009