

台形断面スリット型治山えん堤における掘り込み型減勢工の水力 Hydraulics on excavated energy dissipater below check dams with a trapezoidal slit

日本大学理工学部土木工学科

正会員

安田陽一

日本大学大学院理工学研究科土木工学専攻

学生会員

○長沢研作

1. はじめに

山脚固定および不安定土砂の流出を防ぐために治山えん堤が設置されている¹⁾。治山えん堤のほとんどが不透過性コンクリートえん堤である。森林率が向上し、不安定土砂の流出量が少なくなった状態では、裸地の比率が高いときに設置された不透過性えん堤の存在によって、えん堤より下流側の溪流および河川への土砂供給量が少なくなるため、アーマ化が進み河床低下が発生した箇所が多く見られる。えん堤上・下流における連続性の確保、河床低下防止としての適切な土砂供給、えん堤直下での局所洗掘防止を行うためには、えん堤の切り下げ複断面化および減勢工の設計指針^{2),3)}の構築が必要である。治山えん堤の場合、切り下げ(スリット化)を行う場合、開削断面が台形断面とする場合が多い。本研究では、台形断面スリットからの流れを制御するには掘り込み型減勢工の設置が有効であることを実験的に見出している⁴⁾。その一方で設計対象とする流量規模の増大に伴い、単一の台形断面スリットではスリットからの流れの制御に限界が生じることが推論される。ここでは、単一の台形断面スリットからの流れの制御の適用限界を明らかにするため、掘り込み型減勢工による流速制御について広範な実験条件のもとで検討した。

2. 実験方法

えん堤模型(写真1)を長方形断面水平水路(幅80cm 高さ60cm 長さ15m)に設置し、表1に示す実験条件のもとで、えん堤上下流側の流況について検討を行った。本実験では、えん堤直上流の水位が台形断面(写真2)の天端を超えることがない流量規模としている。想定した模型スケールは10分の1であり、フルードの相似則で実験を行った。えん堤上下流側の河床勾配を30分の1とし、1cm～3cm径の玉砂利を混合して用いた。写真4,5に示させるように、えん堤上流部の河床の堆積形状を放物線形断面とした場合(CaseA)と複断面とした場合(CaseB)の2種類を想定して行った。えん堤断面内 V_i 、および減勢池直下 V_d を計測するため、KENEK製のプロペラ流速計(プロペラ径:2cm)を用いた。(1秒間のパルス数の平均、採取時間10sec)。

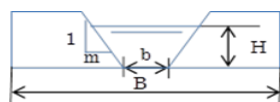
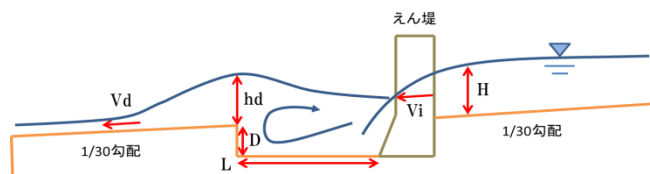


写真1 台形断面スリットの模型 台形断面スリットの定義図



$D=2.7, 5.2\text{cm}, L=15, 30, 45\text{cm}, B=80\text{cm}, H=15\text{cm}$,
玉砂利の(流下方向)

図1 掘り込み型減勢工の定義図



写真2 放物線型(CaseA) 写真3 複断面型(CaseB)

表1 実験条件

台形断面型堰堤			
Case		A	
D/L	b/B	hc/D	hc/D
0.06	0.125	1.3,1.6,1.9,2.2,2.5,2.8,3.1	1.2,2.2,2.5,2.8
	0.25	1.3,1.6,1.9,2.2,2.5,2.8	1.2,2.2,2.8
	0.5	1.3,1.6,1.9,2.5,2.8,3.1	1.2,2.4,2.8
0.09	0.125	1.3,1.5,1.6,1.9,2.5	1.2,1.4,1.8,2.2
	0.25	1.3,1.5,1.6,1.9,2.5,2.9	1.2,1.4,1.6,1.8,2.6
	0.5	1.3,1.5,1.6,1.9,2.9	1.2,1.4
0.116	0.125	2.15,2.4	1.0,1.4,2.2
	0.25	2.15,2.4	1
	0.5	2.15,2.4	1.4
0.173	0.125	1.4,1.6	1.0,1.15,1.35,1.55
	0.25	1.6	1.0,1.35,1.55
	0.5	1.4,1.6,1.8,2.0	1.0,1.15,1.35,1.55

3. えん堤直下流の掘り込み部に形成される流況

図1に示される掘り込み部に形成される流況は次元解析的考察より、限界水深と掘り込み深さとの比 hc/D 、急拡大比 b/B 、スリット断面の側壁勾配 m 、掘り込み深さと減勢池長さとの比 D/L 、えん堤周辺の計画河床勾配 i 、およびえん堤上流側の堆積形状(CaseAおよびCaseB)によって変化するものと推定される((1)式)。

$$\text{流況} = f\left(\frac{hc}{D}, m, \frac{b}{B}, \frac{D}{L}, i, \text{えん堤上流側の堆積形状}\right) \quad (1)$$

なお、限界水深 hc は台形断面型スリットの場合、限界流の条件

$$(\alpha T Q^2 / g A^3 = 1.2 \times (2mhc + b) \times Q^2) / [g \{hc(mhc + b)\}^3] = 1 \text{ から}$$

算定される。掘り込み部の流況は、次の3つの流況に大別することができる^{4),5)}。

- ・スリットからの流れが潜り込んだ状態で跳水が形成される流況(潜り跳水型流況)
- ・掘り込み部上流側で露出射流が形成され、その後、跳水が形成される流況(自由跳水型流況)
- ・掘り込み部で跳水が形成されず複断面からの流れが射流の状態掘り込み部を通過する流況(射流の流況)

4. 台形断面スリット型治山えん堤下流の掘り込み型減勢工としての適用限界

掘り込み部直下流部の流速 V_d とえん堤がない場合の計画河床勾配(ここでは1/30とする)の等流の流速 V_o との比 V_d/V_o が、相対限界水深 hc/D および掘り込み深さと減勢池長さとの比 D/L によってどのように変化するのか、様々な台形断面スリットの急拡大比 b/B に対して実験値を整理した一例($D/L=0.06$, Case Aの場合)を図2に示す。なお、等流の流速 V_o は、測定した流速と同じ流量規模に対して、ダルシーワイズバッハの式、乱流粗面の場合における壁面摩擦抵抗係数を求める式を用いて等流水深 h_o を求めることによって、推定されている。代表粒径については、原型規模で $ks=0.15\text{m}$ (溪流の礫床河川の礫径)としている。

キーワード 治山えん堤, スリット断面, 減勢工, 跳水, 洪水流

連絡先: 〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台 1-8-14, TEL:03-3259-0409, E-mail:yokyas@civil.cst.nihon-u.ac.jp

図2に示されるように、各 D/L に対して Vd/Vo のばらつき(±0.4)があるものの、限界水深と掘り込み深さとの比 hc/D の増加に伴い、ある段階で、流速比 Vd/Vo が増加する変化傾向を示す。これは、流量規模が大きくなると、台形断面スリットからの流れが過度に集中することにより、スリットからの流出速度が大きくなり、減勢池直下流の流速がえん堤のない等流の流速より大きくなるものと考えられる。各 D/L , b/B , およびえん堤上流側の堆積形状に対して、流速比 Vd/Vo と限界水深比 hc/hcm (hcm : 単一の台形断面スリットからの流れに対して減勢可能な限界水深の上限値) との関係を図3, 4に示す。図に示されるように、CaseA および CaseB についても、 D/L および b/B にかかわらず、同様な変化傾向を示す。このことから、単一の台形断面スリットからの流れの制御には限界があることが推論される。また、単一の台形断面スリットに対して減勢可能な相対限界水深の上限値 hcm/D より大きい流量規模ではスリットを複断面化し、流れの分散化を図る必要がある。

CaseA および CaseB の状態において、 hcm/D と D/L との関係を整理したものを図5に示し、その変化傾向の近似式を(2), (3)式で示す。

$$\frac{D}{L} = 1.5 \left(\frac{hcm}{D} \right)^{-3.68} \quad \text{for CaseA} \quad (2)$$

$$\frac{D}{L} = 0.88 \left(\frac{hcm}{D} \right)^{-3.07} \quad \text{for CaseB} \quad (3)$$

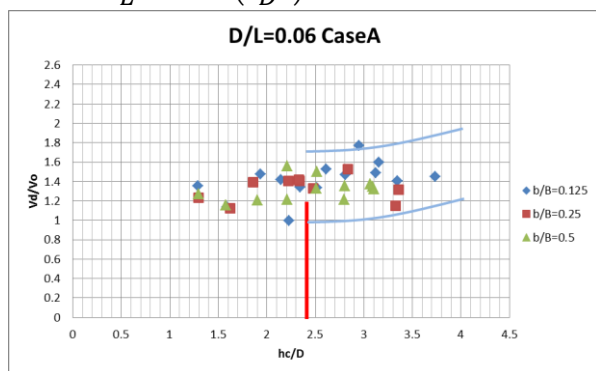


図2 $D/L=0.06$, Case A を対象として Vd/Vo と hc/D との関係

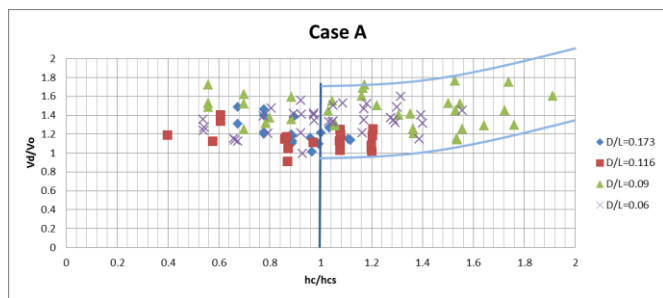


図3 Case A における Vd/Vo と hc/hcm との関係

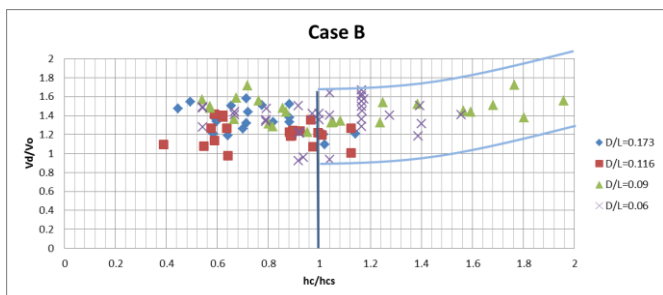


図4 Case B における Vd/Vo と hc/hcm との関係

図5に示されるように、 D/L が小さくなるにつれて単一の台形断面スリットからの流れを制御する限界を示す流量規模が相対的に大きくなる。これは、同一の掘り込み深さに対して、減勢池の長さ L が長くなると、掘り込み型減勢工によって流れが制御できる流量規模 hc が大きくなることを示している。また、同一の減勢池の長さに対して、えん堤上流側の堆積形状が CaseA の状態より CaseB の状態の方が掘り込み型減勢工によって流れが制御できる流量規模 hc が小さくなる。これは CaseA の状態より CaseB の状態では、流れが中央部に集中するため減勢池内でスリットからの流れを制御できる流量規模が小さくなったことを示している。

治山えん堤をスリット化する場合、えん堤上流側で整備される河床状態(Case A または Case B), 掘り込み型減勢池の掘り込み許容深さ D , および減勢池の長さ L を与えることによって、単一の台形断面スリットからの流れが制御できる流量規模の上限 hcm を(2), (3)式から推定することが可能となり、計画流量規模との比較から複断面スリットにする必要があるかどうかを知ることができる。

(適用範囲: $0.06 \leq D/L \leq 0.173$, $0.125 \leq b/B \leq 0.5$).

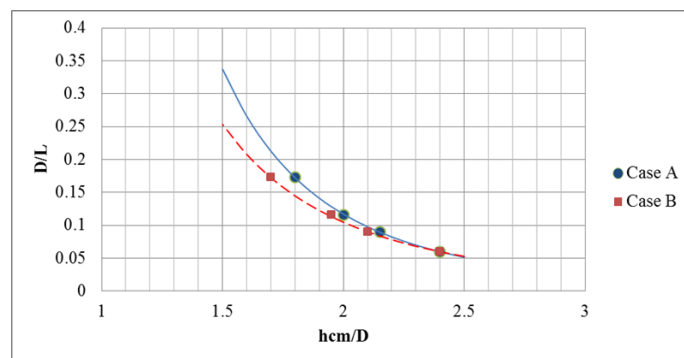


図5 CaseA, CaseB における hcm/D と D/L との関係

5. まとめ

台形断面スリット型治山えん堤に必要な減勢工の水利について、表1に示す実験条件のもとで、検討した結果、計画河床勾配を有する河床に設置された掘り込み型減勢池直下流部の流速 Vd とえん堤がない状態を想定した等流状態の断面平均流速 Vo との比較(同一の流量規模の比較)から、相対限界水深 hc/D の増加に伴い、ある段階で流速比 Vd/Vo が増加する傾向を示した。このことから、単一の台形断面スリットからの流れの制御には適用限界があることを示した。また、単一の台形断面スリットに対して減勢可能な相対限界水深の上限値 hcm/D と掘り込み型減勢池の掘り込み深さと減勢池の長さの比 D/L との関係を明らかにし、近似式(2)または(3)より、単一の台形断面スリットからの流れが制御できる流量規模の上限を推定することができた。

参考文献

- (1) (社) 日本治山治水協会(2009)「治山技術基準解説 総則・山地治山編」
- (2) 建設省河川局監修(1999), 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説・設計編[II], 技法堂出版.
- (3) 北海道土木協会(2006), 北海道砂防技術指針(案), 北海道建設部土木局砂防災害課監修, 104 pages.
- (4) 及川, 安田, 岸, 有賀(2012), 第66回土木学会全国年次学術講演会, 第II部門, II-064, CD-ROM.
- (5) 長沢, 及川, 郷野, 安田, 高橋(2013), 第67回土木学会全国年次学術講演会, 第II部門, II-055, CD-ROM