

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利

Hydraulics of energy dissipation with excavated stilling basin installed in check dam with a trapezoidal slit

日本大学理工学部土木工学科 正会員 安田陽一
 日本大学理工学部土木工学科 正会員 高橋直己
 日本大学理工学部土木工学科 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、アーマー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。本研究室では、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

えん堤模型を長方形断面水平水路(幅 80cm 高さ 60cm 長さ 15cm)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。想定したモデルスケールは 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 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 2cm)を用いた。(1 秒間のパルス数の平均、採取時間 10sec)。

表 1 実験条件

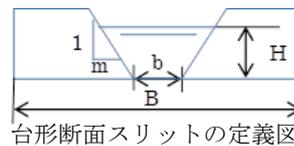
台形断面型堰堤			
Case		A	B
D/L	b/B	hc/D	hc/D
0.06	0.125	1.3,1.6,1.9,2.2,2.5,2.8,3.1	1.2,2.2,2.5,2.8
	0.25	1.3,1.6,1.9,2.2,2.5,2.8	1.2,2.2,2.8
	0.5	1.3,1.6,1.9,2.5,2.8,3.1	1.2,2.4,2.8
0.09	0.125	1.3,1.5,1.6,1.9,2.5	1.2,1.4,1.8,2.2
	0.25	1.3,1.5,1.6,1.9,2.5,2.9	1.2,1.4,1.6,1.8,2.6
	0.5	1.3,1.5,1.6,1.9,2.9	1.2,1.4
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



写真1 台形断面スリットの模型



写真2 放物線型(CaseA)



台形断面スリットの定義図



写真3 複断面型(CaseB)

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

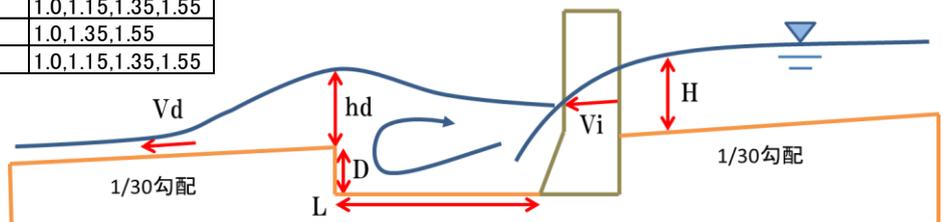


図1 掘り込み型減勢工の定義図

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.

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

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 $(\alpha TQ^2/gA^3=1.2 \times (2mhc+b) \times Q^2)/[g\{hc(mhc+b)\}^3]=1$ から算定される.

掘り込み部の流況は, 写真4に示されるように, 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)



a) 射流の流況



b) 自由跳水型流況



c) 潜り跳水型流況

写真4 掘り込み型減勢池内に形成される流況

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(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 $k_s=0.15\text{m}$ (溪流の礫床河川の礫径)としている.

$$i = f \frac{1}{4R_o} \frac{V^2}{2g} = f \frac{B + 2h_o}{4(Bh_o)^3} \frac{Q^2}{2g} \quad (2)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0 \log_{10} \frac{2R_o}{k_s} + 1.74 = 2.0 \log_{10} \frac{2Bh_o}{k_s(B + 2h_o)} + 1.74 \quad (3)$$

図2に示されるように, 各 D/L に対して V_d/V_o のばらつき (± 0.4) があるものの, 相対限界水深 hc/D によって極値を持つ変化傾向が見られる. このことから, 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となり, 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可能性が推定される. また, 流量規模が小さくなるにつれて, 相対粗度が大きくなり, 減勢池直下流の流速がえん堤のない等流の流速よりも大きくなる可能性があるものと推定される. そこで, 異なる $D/L, b/B$, およびえん堤上流側の河床状態に対して, 各流量規模から算定された相対限界水深 hc/D について極値を示す相対限界水深 h_{cm}/D で無次元化したもの hc/h_{cm} を図3,4に示す. 図に示されるように, Case A および Case B についても, D/L および b/B にかかわらず, 同様な極値をもつ変化傾向を示す. 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適用限界があることを意味する. すなわち, 極値を示す相対限界水深 h_{cm}/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⁵⁾ため, h_{cm}/D を1.3倍とした相対高さ ($1.3h_{cm}/D$) が単一の台形断面スリットの限界高さを示すこととなる.

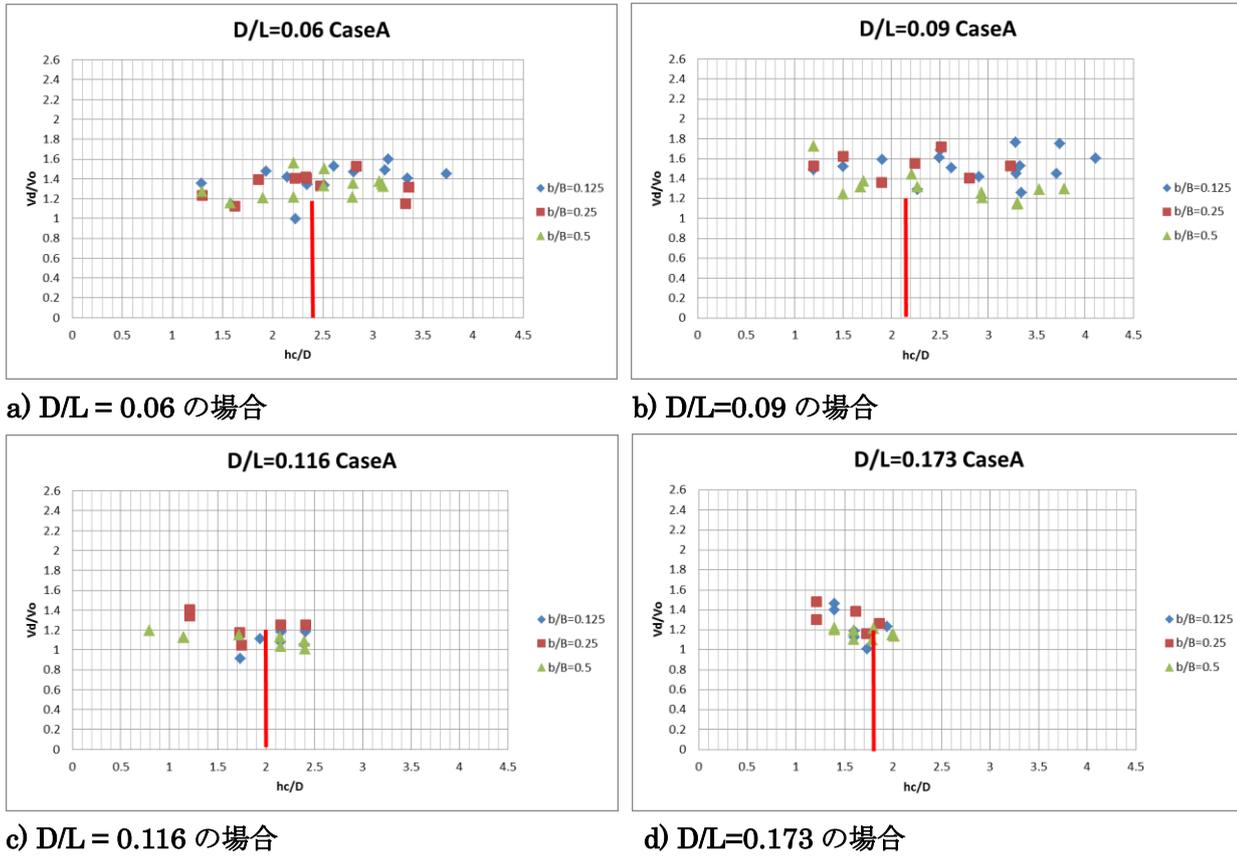


図2 Case A を対象として V_d/V_o と hc/D との関係

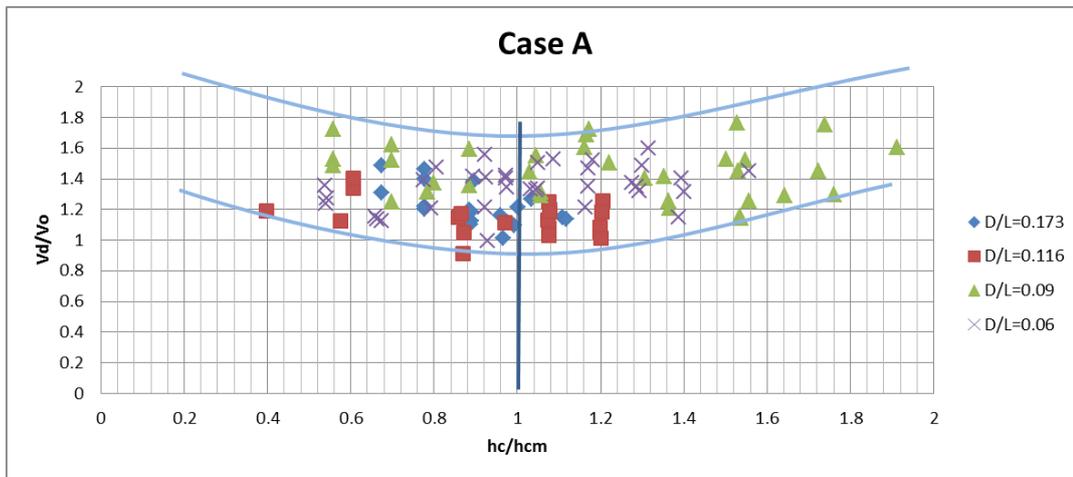


図3 Case A における V_d/V_o と hc/h_{cm} との関係

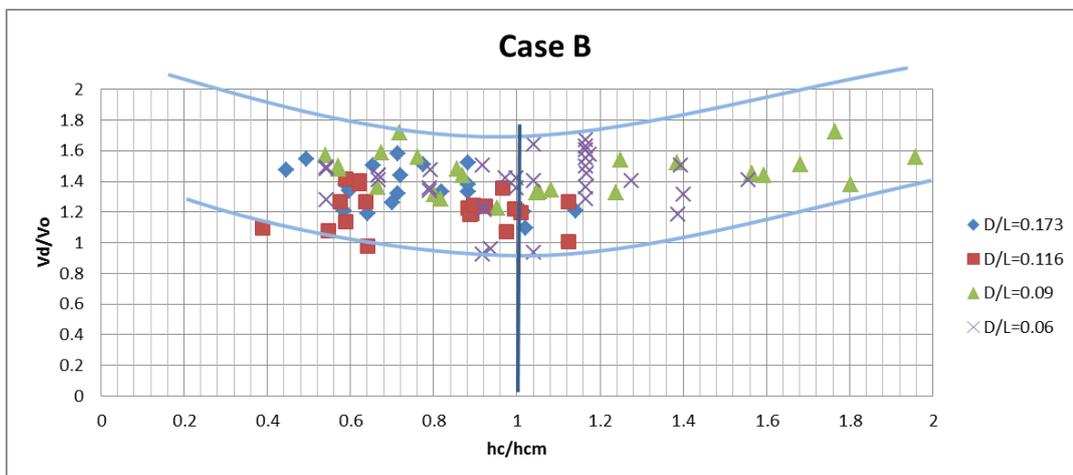


図4 Case B における V_d/V_o と hc/h_{cm} との関係

CaseA および CaseB それぞれの状態において、 Vd/Vo の極値を示す相対限界水深 hcm/D と D/L との関係を整りし図 5 に示す。また、その変化傾向を(4), (5)式で近似する。

$$\frac{D}{L} = 1.5 \left(\frac{hcm}{D} \right)^{-3.68} \quad \text{for CaseA} \quad (4)$$

$$\frac{D}{L} = 0.88 \left(\frac{hcm}{D} \right)^{-3.07} \quad \text{for CaseB} \quad (5)$$

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 D 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 or 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を hc_m 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: $0.06 \leq D/L \leq 0.173$, $0.125 \leq b/B \leq 0.5$)。

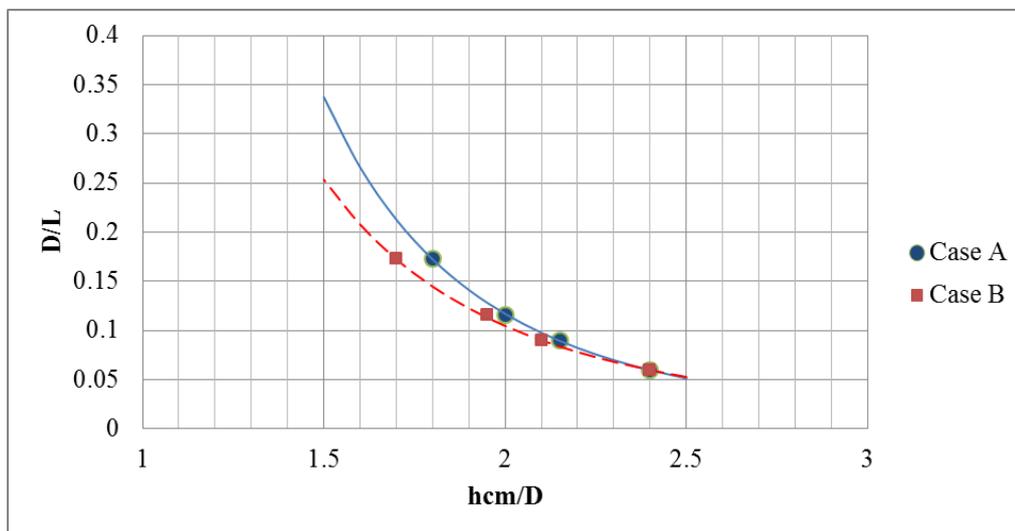


図 5 減勢機能から判断した単一台形断面スリットからの相対限界水深の上限値の予測

6. 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理について、表 1 に示す実験条件のもとで、実験的に検討した結果、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計画河床勾配から推定される等流の流速 Vo との比 (同一の流量規模の比較) がスリット断面で定義した限界水深 hc と掘り込み深さ D との比 hc/D によって極値を持つ変化傾向を示すことを見出した。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明らかにした。また、極値を示す相対限界水深 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との比 D/L との関係性を予測可能とし、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 hc_m から推定することができた。

参考文献

- (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」
 - 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.
 - 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.
 - 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.
 - 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
- この研究は、北海道水産林務部林務局治山課との共同研究として行われたものであることを付記する。