

複断面型治山えん堤における減勢工に関する実験的検討

Experimental investigation on energy dissipaters in check dam with compound cross-section

日本大学理工学部土木工学科 正会員 ○ 安田陽一
林野庁 森林整備部 治山課 岸 功規
明治コンサルタント株式会社 有賀 誠

1. はじめに

山脚固定および不安定土砂の流出制御を目的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水性コンクリートえん堤である。森林率が低く裸地の比率が高い山間部では治山えん堤の機能が発揮されている。その一方、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水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。また、えん堤の減勢工^{2),3)}として、水叩きおよび護床ブロックが設置されているが、帯工または垂直壁設置によるウォータークッションの形成が見られない場合が多い。この結果、放水路からの流れが減勢されずに水叩きを通過し、局所洗掘および河床低下の原因となる。溪流および河川の連続性の確保、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の構築が必要である。ここでは、複断面型治山えん堤を対象に、掘り込み型減勢工を提案し、掘り込み深さ、減勢池の長さ、複断面の形状・寸法、流量規模を変化させ、減勢工としての必要な水理条件を明らかにしたものを提示する。

2. 実験

写真1に示されるように、複断面型えん堤模型(図1)を長方形断面水平路(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複断面の天端を越えることがない流量規模とした。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2,3に示されるように、えん堤上流部の河床の断面形状を広放物線形断面とした場合(Case A)(堆積厚:3cm 前後)と複断面とした場合(Case B)(堆積厚:最大10cm 前後,最小3cm 前後)の2種類を想定して行った。減勢池内の流れの痕跡を知るために、掘り込んだ減勢池に予め玉砂利を詰め、洗掘形状の過程および安定した形状(写真4参照)をデジタルカメラで記録した。えん堤複断面内、減勢池内、および掘り込み減勢池直下の流速を計測するため KENEK 製のプロペラ流速計(2cm 径)を用いて計測した(採取間隔10ms, 採取時間10sec)。また、減勢池直下流部の跳ね上がり水深を測定するため、ポイントゲージを用いた。流量については、水路下流端に設置されている全幅堰を用いて計測している。

3. 掘り込み型減勢工の提案

複断面型えん堤から流出する流れを直下流部で減勢させ、えん堤下流側の河川に安定した状態で接続させるために掘り込み型減勢工を提案する。減勢工の詳細を以下に説明する。

表1 実験条件

b/B	m	hc/D	D/L
0.125	0.5	1.74, 3.34	0.06,0.09,0.116,0.173, 0.347
0.125	1	1.94, 3.74	0.06,0.09,0.116,0.173
0.25	0.5	1.21,1.73,2.34,3.34	0.06, 0.116,0.173
0.25	1	1.75,1.86,1.88,3.36	0.06, 0.116,0.173
0.5	0.5	0.793,1.15,1.72,2.21,3.06	0.06, 0.116
0.5	1	2.19	0.116,0.173

D = 2.7 cm, 5.2 cm, L = 15 cm, 30 cm, 45 cm, B = 80 cm, 玉砂利の(流下方向の)設置範囲: 1.2 m

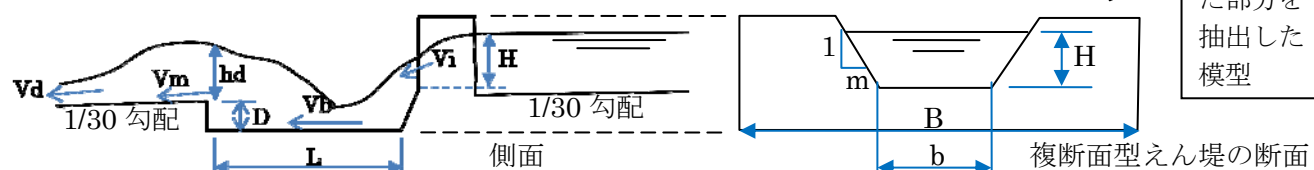


図1 掘り込み型減勢工の定義図

キーワード 治山えん堤, 複断面化, 洪水流, 減勢工, 跳水, 洗掘形状, 河床低下

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



写真 1 複断面型えん堤模型



写真 2 広放物線形状の河床 Case A



写真 3 複断面形状の河床 Case B



(a) 減勢池内に予め玉砂利を埋めた状態

(b) 通水後に形成された洗掘形状の一例

写真 4 減勢池内の通水前と通水後の状態

- ・減勢池内で跳水が形成させ、跳水部内の主流を短区間で水面に向かって上昇させため、減勢池の長さを可能な限り短くする（本実験では最大 45cm（原型規模で 4.5m）としている）。
- ・減勢池内の玉砂利によって形成された洗掘形状に基づき減勢池としての有効な空間を定める。
- ・複断面を通過する流れの加速を可能な限り制御するため、えん堤上流部の河床断面を広放物線形断面とする。
- ・減勢池内に形成される跳水部において減勢池下流端で主流の流線の曲がりが大きくなるらないために、掘り込み深さを最大 50 cm 程度とする。
- ・えん堤上流側の水位が複断面の天端付近となる流量規模の流れによって河床低下が生じないように、減勢池下流側での流速が、えん堤のない様な計画河床勾配から推定される等流の流速の 1.2 倍以下になるように減勢池の掘り込み深さおよび減勢池の長さを決定している。

4. 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 , 複断面の側壁勾配 m , 掘り込み深さと減勢池の長さとの比 D/L , えん堤周辺の河床勾配 i , およびえん堤上流側の河床形状（Case A または B）によって変化するものと推論され、(1) 式の関係で示される。

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

ここに、 hc は複断面内で定義した限界流の条件 $((2mhc+b) \times Q^2/[g \times \{hc(mhc+b)\}^3] = 1)$ から算定したものである。



(a) 潜り跳水



(b) 自由跳水



(c) 射流

写真 5 えん堤直下流の掘り込み部に形成される流況

実験によると、掘り込み部の流況は次の3つに大別される。

- ・複断面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）
- ・掘り込み部上流部で射流が形成され、その後跳水が形成される流況（自由跳水）
- ・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で掘り込み部を通過する流況（射流）

えん堤上流部の河床形状が Case A と Case B とでは複断面を通過する流況が異なるため、跳水の形成条件が異なる。Case B ではえん堤上流側の流れが形状の影響を受けて中央部に流れが集中する。このため、Case A より Case B の方が減勢可能な流量規模が小さくなることが推定される。

掘り込み部が減勢池として機能することを考慮すると、減勢池内で少なくとも跳水が形成されることを原則とする。なお、実験では予め掘り込み部に玉砂利で埋めてから通水したため、条件によっては玉砂利が排出することなく射流の状態で通過する場合も確認された。この場合、複断面からの流れが一部掘り込み部の玉砂利にできる空隙に伏流し、一定の減勢機能を持つ結果となった。

5. 掘り込み部直下流部の流速変化

えん堤のない様な計画河床勾配から推定される等流の流速 V_0 と比較するために、掘り込み部直下流部の流速 V_d と V_0 との比 V_d/V_0 が相対限界水深 hc/D および掘り込み深さと掘り込み部の長さとの比 D/L によってどのように変化するか、様々な b/B に対して実験値を整理したものを図 2,3 に示す。なお、等流の流速 V_0 はマンニングの式を用いて等流水深 h_0 を求めることによって推定している。ただし、粗度係数を原型規模で $n=0.030$ （溪流の礫床河川の粗度係数）としている。

$$V_0 = \frac{Q}{Bh_0} = \frac{1}{n} \left(\frac{Bh_0}{B + 2h_0} \right)^{2/3} i^{1/2}$$

図に示されるように、 b/B および複断面の側壁勾配 m による V_d/V_0 のばらつき (± 0.15) があるが、同一の D/L に対して hc/D が大きくなるにつれて、 V_d/V_0 が大きくなる傾向が見られる。これは流量規模の増加に伴い掘り込み部での減勢効果が小さくなったためと考えられる。また、同一の hc/D に対して D/L が大きくなるにつれて、 V_d/V_0 が大きくなる傾向が見られる。これは、掘り込み部の長さが短くなる傾向となるため、掘り込み部での減勢効果が小さくなったためと考えられる。さらに、えん堤上流部の河床形状が Case A の状態より Case B の状態の方が複断面を通過する流れが中央部に集中するため減勢されにくく、同一の $hc/D, D/L$ に対して V_d/V_0 が大きくなる。この傾向は D/L が大きくなるほど顕著である。 $V_d/V_0=1.2$ となる hc/D が D/L および河床状態によって変化することから、その変化傾向を (2), (3) 式で近似する。

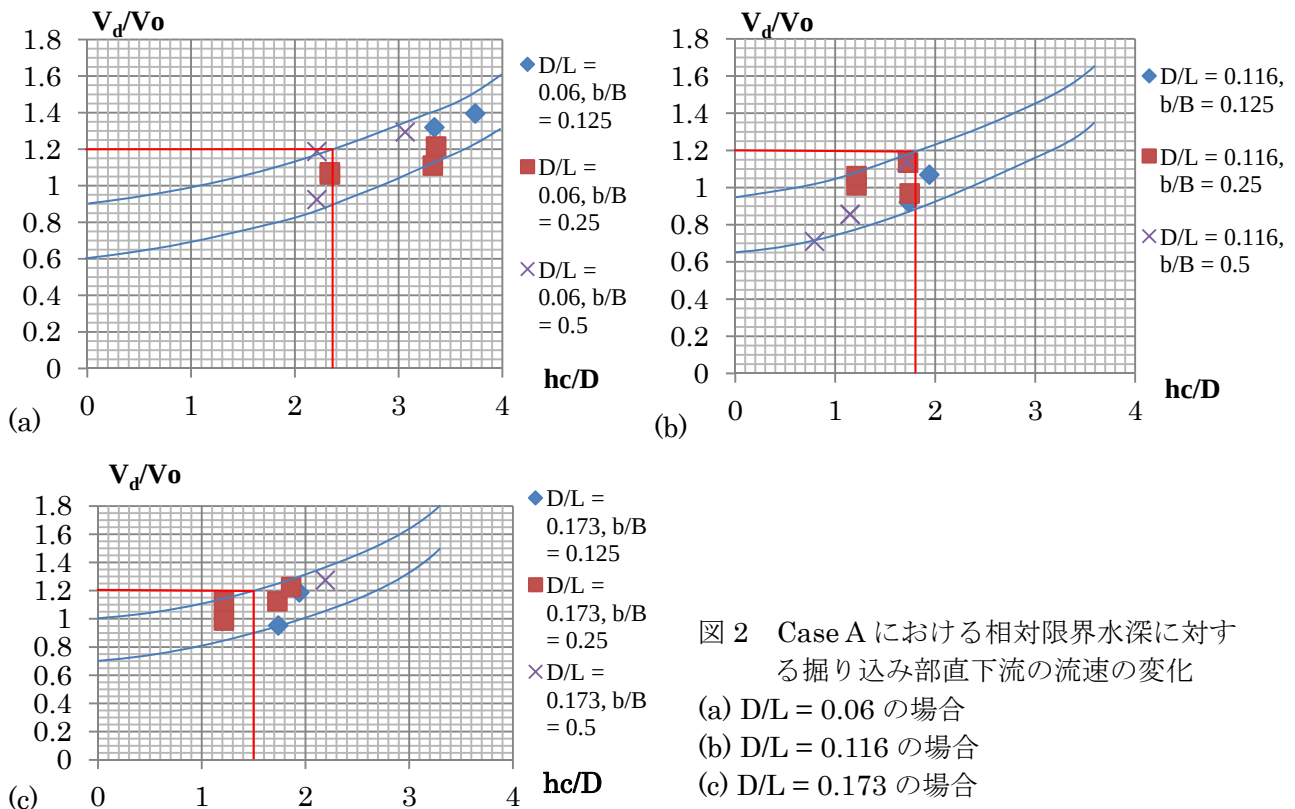


図 2 Case A における相対限界水深に対する掘り込み部直下流の流速の変化

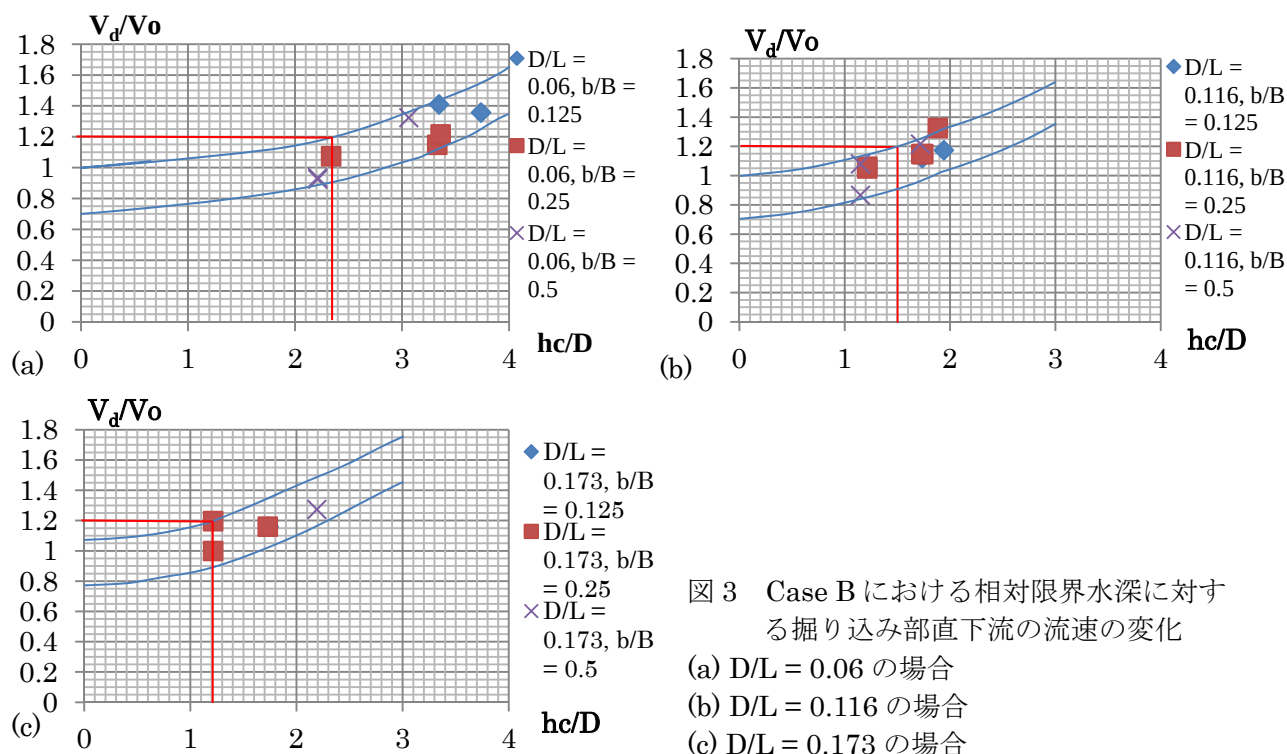


図3 Case Bにおける相対限界水深に対する掘り込み部直下流の流速の変化

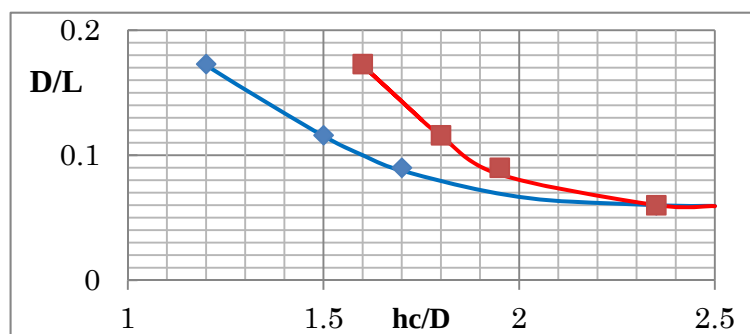


図4 $V_d/V_o=1.2$ となるための D/L と hc/D との関係

■ : Case A
 ◆ : Case B

$$\frac{D}{L} = 0.059 + 9.67 \times 10^{-6} \text{EXP}(-5.16 \left(\frac{hc}{D}\right)^2 + 14.1 \left(\frac{hc}{D}\right)) \quad R^2 = 0.999 \quad \text{for Case A} \quad (2)$$

$$\frac{D}{L} = 0.059 + 0.0396 \text{EXP}(-2.13 \left(\frac{hc}{D}\right)^2 + 3.43 \left(\frac{hc}{D}\right)) \quad R^2 = 0.997 \quad \text{for Case B} \quad (3)$$

治山えん堤に設ける複断面の形状・寸法を知ることによって、えん堤上流部の水位が複断面の天端に到達する流量を限界流の条件から推定することが可能であり、掘り込み深さ D を設定することによって(2)または(3)式を用いて、減勢池の長さ L を算定することが可能となる。

6. まとめ

複断面型治山えん堤に必要な減勢工を確立するために、掘り込み型減勢工を提案し、その詳細を説明した。えん堤模型を用いて表1に示す実験条件のもとで検討を行った結果、掘り込み部に形成される流況を明らかにした(写真5)。また、えん堤下流側の河床低下防止を考慮して、掘り込み部直下流部の流速 V_d がえん堤のないような計画河床勾配から推定される等流の流速 V_o の1.2倍以下となる水理条件を明らかにし、Case AおよびCase Bにおいて $V_d/V_o=1.2$ となる hc/D と D/L との関係近似式を提案し、掘り込み型減勢工として必要な掘り込み深さと掘り込み部の流下方向の長さが推定可能なものとした。

参考文献

- (社)日本治山治水教会(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.

付記 この研究は平成23年度治山技術高度化調査委員会による検討事項として行ったものである。

謝辞 実験実施において環境水理研究室3年ゼミナール生の協力を得た。ここに記して謝辞を申し上げる。