

スリットえん堤下流側の石組み連続帯工による減勢機能

Energy dissipator in continuous stonework girdles downstream of a slited check dam

日本大学理工学部土木工学科○安田陽一

日本大学大学院理工学研究科土木工学専攻 長沢研作

北海道空知総合振興局産業振興部林務課治山係 杉山公裕

1. はじめに

治山えん堤によって、洪水流に伴う砂礫の輸送が滞り、かつ水生生物の連続性の確保が難しくなる。これらの課題を解消するための対策の一つとして、えん堤を複断面化またはスリット化が行われてきている¹⁾。この場合、複断面化またはスリット化された通水断面は平水時の河道幅にしていることが多く、出水時には流れが集中し、スリットを通過する流速が加速し、えん堤下流側の河川の蛇行による堰上げ水位上昇が期待できない場合、えん堤下流側の掃流力が増大することによる局所洗掘および河床低下が生じやすくなったためと考えられる。スリットを通過する洪水流による河床低下、スリット底面と河川との段差が生じないためにもスリットえん堤下流側の減勢工を確立する必要がある。ここでは、北海道空知総合振興局産業振興部林務課が管轄する本沢地区の溪流河川にある複断面化された治山えん堤を対象に、減勢工を設置するために必要な設計条件を明らかにするために、模型実験を通して水理学的な検討を行った。

2. 本沢地区の対象えん堤の状況

対象えん堤周辺の状況を写真 1,2 に示す。写真 1,2 に示されるように、えん堤周辺では樹林化が進み、滞筋の固定化が進行していることが分かる。また、えん堤下流側の通水幅が平水時の幅程度しか確保されていないため、河床が低下されやすい状態になっている。えん堤設置箇所については、スリット底部と下流の水面との間で 40 cm 前後の落差が生じている。これは、スリットを通過した洪水流によって河床低下したものと考えられる。えん堤直下流側では局所洗掘が発生し、最深部で 90 cm 程度に及んでいる。河道形状および年最大の流量規模から判断して、えん堤下流側では年最大または中小洪水時の流れが分散するように、平水時の水面幅の 3 倍程度広げた河道整備する必要があるものとする。計画洪水規模を想定して設けられた放水路幅および袖の高さ²⁾から、100 年洪水に対しては放水路幅で分散できる程度とする。また、えん堤直下流側では掘り込み型の減勢池を設け、その下流側で連続した石組み帯工を設けることが適当であると判断する。なお、洪水流によって輸送される砂礫の量が少ないことから、帯工間の砂礫の局所洗掘が進行しないように、帯工間の落差が 15 cm～20 cm 以内となるように帯工間隔を定めることが好ましい。

3. 模型実験によるえん堤直下の流速場

えん堤下流側の掘り込み型減勢池と石組みによる連続帯工による減勢工の水理設計が可能となるために、1/16.7 scale model の模型実験を通して検討を行った。また、実験は Froude の相似則に基づいて行い、水路幅 80 cm、水路長さ 15 m、水路高さ 60 cm（水路下流部の高さ）を有する可変勾配式矩形断面水路に写真 3 に示す模型を設置した。模型はスリット高さが 8.8 cm、スリット内の側壁勾配が 1:0.5 ($m=0.5$)、スリット底部の幅 b が 15 cm を有する複断面スリット型えん堤模型である。流量について、スリット部を満水状態で流れる場合、原型換算で $14.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 、および 100 年確率の洪水の場合、 $34 \text{ m}^3/\text{s}$ を設定した。

えん堤前後の設定条件について、上流側は流れが集中する影響を検討するため、スリットの空間を中心に通水断面を確保し、写真 6 に示されるように、台形状に礫を堆積させた。減勢池下流側では、現地の状況を考慮して、勾配を 30 分の 1 としている。また、現地では河川が蛇行しているため、流量増加（増水）に伴い、ある程度の水位が堰上がる可能性があるが、ここでは、危険性を考慮して直線化した状態で検討している。河床に使用した粒径は 3～5 mm、10～30 mm の混合粒径である。また、石組み帯工として使用した粒径は 40～60 mm である。なお、河岸の形状を整形するために、底層部を中心に 40～60 mm の礫を使用し、中層から表層にかけて 3～5 mm、10～30 mm の混合粒径によって整形した。石組み帯工の設置数は、6 か所とした。その設置間隔を 30 cm（原型換算すると、約 5 m）とした。これは、設定された勾配が 30 分の 1 であるため、帯工間の落差を原型換算値で 15 cm 前後とするためである（写真 3 参照）。

えん堤直下流に設けた減勢池内の掘り込みの深さ D については、 $D = 3.5 \text{ cm}$ （原型換算すると、58.5 cm）と設定した。また、減勢池の長さ L を 19 cm（原型換算すると、3.2 m）と設定した。設定根拠として、えん堤直下流部の局所洗掘の状態から 3 m 前後の洗掘された領域が認められることから、現地状



写真 1 えん堤周辺の流況



写真 2 えん堤下流側の河川流況



写真 3 えん堤模型下流側の河床状況

写真 4 原型換算 $Q = 34 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況

キーワード 治山えん堤、迷入対策、魚道、局所流、

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

況を踏まえて、減勢池の長さを原型換算値で 3.2 m と定めた。また、減勢池の長さから最近の整備実績・溯上する魚類の移動環境、年最大または中小洪水時の流れの減勢機能^{3),4)}、および経済性を考慮し、掘り込み深さを原型換算値で 60 cm とした。なお、現地調査では、掘り込みの最深部の深さが 90 cm 前後であった。この場合、スリットからの流れが半潜り込み状態（完全に潜り込んだ状態ではなく、スリットからの流れは表層に近い位置で潜り込む状態）となるため、輸送された砂礫等によって堆積が生じる。

水深の測定にはポイントゲージを用い、流速の測定には、ケネック社製プロペラ式流速計を用いた(計測時間 20 秒、1 秒間のパルス数の平均値を計測)。水深および流速の測定箇所について、えん堤下流側の減衰状況を調べるため、減勢池中央、各帯工設置箇所、および帯工と帯工の中間の底面付近を測定した。

4. 流況説明

原型換算値 $Q = 14.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況（スリット内で流れる最大流量）の場合、スリットからの流れが射流の状態掘り込み型減勢池を通過することなく、半潜り込み状態となるため、減勢池からの流れが分散されやすく、帯工設置区間の流況において、水面の凹凸を有する「うねり」は小さい。この場合、帯工間に設置した礫の流出はあまりなかった。すなわち、礫の流出による底板の露出は見られなかった。また、通水幅は 65 cm（スリット幅の 4.3 倍、放水路幅の 0.81 倍）である。原型換算値 $Q = 34 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況（スリット内で流れる最大流量）を写真 4 に示す。写真に示されるように、流況はえん堤直下流側で半潜り込み状態となった。なお、帯工間に設置した礫の流出が第 1 帯工と第 2 帯工の間で一部認められた。この場合、通水幅は 80 cm（スリット幅の 5.3 倍、放水路幅の 1 倍）である。

5. 帯工区間における底面付近の流速変化

帯工区間における底面付近の流速 V の測定データ($Q = 14.4 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)を整理した結果を図 1 に示す。図に示されるように、 x/D の値が 30 以内では、流下方向に進むにつれて、中央部の底面付近の流速が減勢している。これは、スリットによって集中した流れが減勢池を経て石組み帯工を通過することによって、流れが分散したためと考えられる。 x/D の値が 40 以上になると、中央部の底面付近の流速の値が 2.6 m/s 前後を示している。これは、帯工区間の流れが疑似等流状態（河床の凹凸があるため、厳密な等流状態にはならない）に近づいたためと考えられる。この場合、えん堤上流側の断面形状が 2 割程度の勾配を有する台形断面となっているため、中央部に比べて河岸側の流速が小さいなり、中央と河道の河岸付近の流速差が大きくなっている。帯工区間における底面付近の流速 V の測定データ($Q = 34 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)を整理したものを図 2 に示す。図に示されるように、 x/D の値が 30 以内では、流下方向に進むにつれて、中央部の底面付近の流速が減勢している。これは、スリットによって集中した流れが減勢池を経て石組み帯工を通過することによって、流れが分散したためと考えられる。 x/D の値が 40 以上になると、中央部の底面付近の流速の値が 3.8 m/s 前後を示している。これは、帯工区間の流れが疑似等流状態に近づいたためと考えられる。帯工区間の流速の減衰状況から判断すると、少なくとも、掘り込み深さの 40 倍程度までは石組みによる帯工を設置することが重要である。また、河道幅については、台形断面として、少なくとも平水時から年最大または中小洪水時までの冠水幅が平水時の 3 倍程度まで変化するように整備し、大洪水時には放水路程度の通水幅（ここでは、スリット幅の約 5.5 倍程度）を確保することが望ましいことが推定できる。

表 1 実験条件

	D(m)	hw(m)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	m	b(m)	hc(m)	Tc(m)	Ac(m)	$\alpha TQ^2/(\text{gA}^3)$	α	Vc(m/s)
スリット内	0.035	0.0355	0.0127	0.5	0.15	0.086	0.236	0.0167	1.00	1.2	0.76
最大流量	0.5845	原型換算	14.43	0.50	2.51	1.44	3.95	4.65	1.00	1.2	3.10

	D(m)	hw(m)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	m	b(m)	hc(m)	Tc(m)	Ac(m)	$\alpha TQ^2/(\text{gA}^3)$	α	Vc(m/s)
模型	0.035	0.0632	0.02984	0.5	0.15	0.122	0.8	0.0443	1.00	1.2	0.67
原型	0.5845	計画洪水	34.00	0.5	2.51	2.04	13.36	12.36	1.00	1.2	2.75

Ac, hc, Tc, Vc : スリット断面で定義した限界流の流積, 水深, 水面幅, 断面平均流速

b : スリット底面幅, D : 掘り込み深さ, m : スリット内の側壁勾配, α エネルギー補正係数

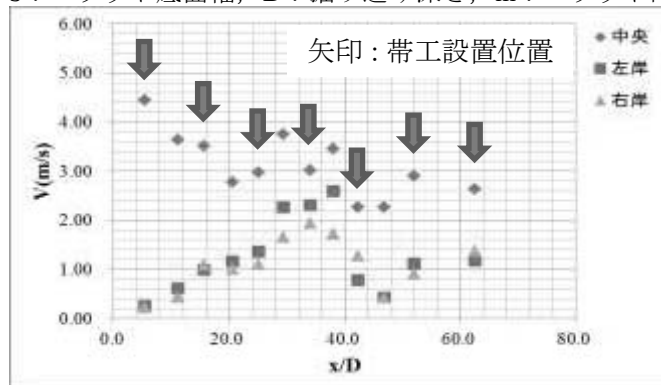


図 1 帯工区間における底面付近の流速変化($Q = 14.4 \text{ m}^3/\text{s}$)

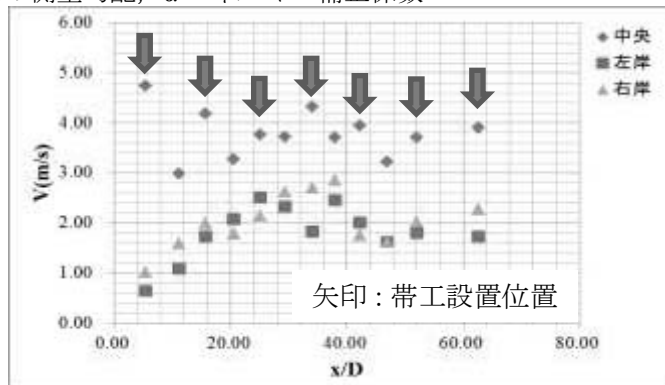


図 2 帯工区間における底面付近の流速変化($Q = 34 \text{ m}^3/\text{s}$)

参考文献

- 1) 水山高久, 阿部宗平, スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討, 土木研究所資料, 1990.
- 2) 建設省河川局監修, 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, 1999.
- 3) 及川将司, 安田陽一, 岸功規, 有賀誠, 第 67 回土木学会全国年次講演会, 第 II 部門, II-064, CD-ROM, 2012.
- 4) 長沢研作, 安田陽一, 第 68, 69 回土木学会全国年次講演会, 第 II 部門, II-055, II-167, CD-ROM, 2013, 2014.