

堰下流の河床低下・洗掘対策工（新型護床工法）の水理設計法 Hydraulic design method of new type ripraps for riverbed degradation

○常住直人*, 関谷勇太***

○Naoto TSUNESUMI*, Yuta SEKIYA**

1. はじめに（河床低下の影響） 取水堰は圃場送水の便から河川中上流域に多く設置され、中下流の治水掘削等の波及で下流河床が低下し易い。この為、護床改修の頻繁化やパイピングを来たし、エプロン陥没、堰決壊に至る事もある（図1）。下流河床の低下は大洪水毎に段階的に進行し、その間の洗掘規模は数年確率洪水（河道支配流量）相当に縮小している。被害激甚となる大洪水は概ね数十年間隔以上と稀なので、河床低下問題は現場でも認識され難い。しかし、護床改修頻度が増すうえ、大洪水の度に多額の復旧費用を要す為、堰の長期安定運用上は大きな問題となる。又、下流護岸の洗掘被害等、治水上の問題も生じる。

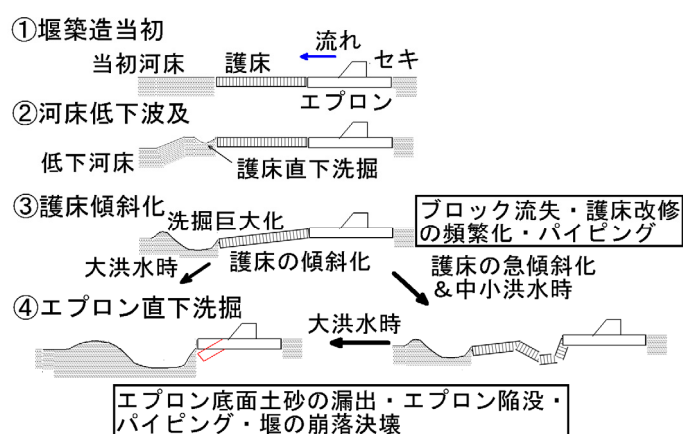


図1 堰下流河床低下被害のメカニズム

2. 従来工法 従来工法には護床ブロックの連結化・大型化、護床のコンクリート間詰め、エプロン延長（傾斜や段状）、床止めがある。前4者はエプロン直下流の洗掘を防げず堰被害に対し遅延効果しかない。エプロン延長は遅延効果が高いが高コストで、河床低下が進行する度に多額のエプロン延伸費用、復旧費用を要す。床止めは堰被害を防げるが小型堰程度に高コストで、床止め下流に堰本体と同様の河床低下対策を要す。

3. 新型護床工法 新型護床工法は連結護床ブロックにグラベルマット（砂利充填のネット袋）、マット（不織布）等の吸い出し防止材を付設したもので（図2）、既製部材で護床ブロック補填と概ね同様の工事で構築出来る。大洪水でも河床低下進行でも、護床直下流洗掘に応じ護床下流端の「水平部」が急傾斜化するだけで、「傾斜部」は緩勾配（パイピング非生起勾配）で安定する¹⁾。故に堰被害は起きず事後復旧も河床低下進行に応じた護床延伸で済む。大洪水時にネット亀裂が生じて止水壁破損でも、下流端の急傾斜化部がフタとなって護床底面土砂漏出やパイピング孔発生を防ぐので、亀穴の局所洗掘（局所的護床面凹み）に留まり、パッチ補修（部分補修）で治せる。施工費・維持費とも従来工法より低廉で堰の長期供用費は縮減、平準化される。護床の他、護床直下流洗掘を防ぐ静水池・水褥池すいじよくちや堰直下流の落差工の「底面構造」にも適用出来る。なお、ネット亀裂での安全性は「護床勾配 1/12、河床勾配 1/150、下流落差 3.5m、河床平均粒径 6.1cm で単位幅当たり流量 0~30m³/s/m、堰高 0~3m 及び堰上げ 10m の組み合わせにて 7 日通水の条件¹⁾」

* 農研機構 農村工学研究部門、** ナカダ産業株式会社 / キーワード：堰、護床、洗掘、河床低下

(以下「想定最悪条件」と称す)で、護床傾斜部上下流端・中間に71cm平方の開口部を空けた模型実験(フルード相似)で確認されている。

4. 水理設計法試案 従前研究¹⁾から新型護床工の水理設計法は次のように呈示される。

(1) 傾斜護床工: 1) 下流の計画・現況河床縦断面図、堰下流河床標高、下流の床止め・堰・橋脚から堰下流の将来的な低

下河床標高を推定する、2)ブロック流失がひどくなる前に護床勾配 1/12 以下かつパイピング発生勾配以下で改修する。但し、水平勾配は避ける(∵護床無しの場合より護床直下流洗掘深が増大)、3)護床傾斜部は堰下流の低下河床標高(現況)まで延伸しそこから水平部を設ける、4)水平護床長 $L = \{(\text{護床無しでのエプロン直下流洗掘深 } \eta_{mx}) - (\text{現状の下流河床落差 } z)\} \div \sin(\text{水中安息角})$ とする(図3)。 η_{mx} の算出法は次章参照、5)ブロック形状は、ブロックの浮き上がり防止、底部吸い出し防止材の亀裂防止のため、基本、方形の平型とし、底面も突起を付けず平坦とする。底面縁は丸みを持たせ隅取りするのが望ましい、6)ブロック重量、ブロック連結強度はブロックの流失や浮き上がりの抑止に十分なものとする。流失・浮き上がり抑止策としては、連結遊びのゼロ化、連結ブロック間のコンクリート間詰め、ブロックへのエア抜き穴付設、ブロック上面の平坦化、ブロック上流面上縁の隅取りがある。護床傾斜部では護床面が概ね安定ゆえ、連結遊びのゼロ化、間詰めの方策を採り得る。模型実験(フルード相似)では連結遊びゼロ化によりブロック重量 3.6t で「想定最悪条件」でも浮き上がりが起きなかった、7)水平部は護床直下流洗掘域への沈下、急傾斜化で護床傾斜部底面土砂の漏出を抑えるので、浮き上がり抑止策は基本的に不要で、屈撓性が重要となる。水中安息角程度の急傾斜化に追従、屈撓出来るように十分な連結遊びを与える。模型実験(フルード相似)では、このような連結遊びを与えても、ブロック重量 3.6t、「想定最悪条件」で浮き上がりが起きなかった、8)ネットやグラベルマットの目幅は、中上流の取水堰地点の河床平均粒径が 10cm 近傍なので 1~数 cm で問題無いと見られる(ネット直下にアーモークコートが形成されるので)。グラベルマット充填粒径は、充填材隙間がネット目幅以下になるように設定する。平均粒径が小さい、もしくは河床表層粒度分布の細粒比率が高く、1cm 目幅では多量の土砂吸い出しが見込まれる場合、ロールマット工法やマット工法を検討する。亀裂防止の為、十分なマット総厚とし(6cm 以上)、ロールマットは半幅ずつ交互に重ね敷きして隙間を埋める、9)護床傾斜部の上流端/側壁沿いのブロック/吸い出し防止材は、エプロン下流端/護岸に連結させる/隙間無く接続

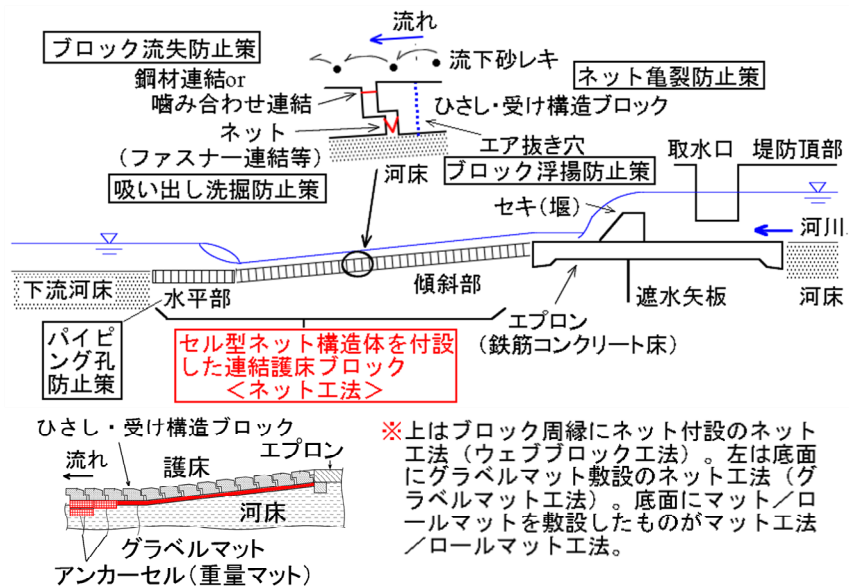


図2 新型護床工法模式図

させる、10)護床水平部の側壁沿いでは、余裕を持たせて吸い出し防止材を張り出し、その上にブロック・護岸間の隙間埋めと吸い出し防止材の抑えを兼ねた重量・幅のスペーサ（鋼材等）を乗せ、水平部が急傾斜化しても側壁沿いの隙間を防ぐ等の方策が考えられる、11)護床勾配 1/12 超、単位幅当たり流量 $30\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 超、堰高 3m 超、下流河床落差 3.5m 超、下流河床勾配 1/150 超のいずれかに当てはまる場合は水理模型実験での検証が望ましい、12)護床水平部で放流水脈を跳水減勢させる場合は頭首工設計基準から護床水平部の設計（長さ・粗度・ブロック重量）を行う。水平部長さはこの設計に応じて更に伸ばす。水平護床上で減勢ゆえ水平勾配が長期維持され得るので、流下石レキ衝突区間には後述の落差工に準じた連結保護ブロック（屈撓性を持たせ側岸は非連結）を考慮する。保護ブロック群の上流端は傾斜部に連結させる。

（2）静水池・水褥池： 1)静水池・水褥池深さは通常設計の 1.5 倍とする。流下石レキ対策で前述（1）、12)のような連結保護ブロックで被覆する場合は、通常的设计深さで良い、2)静水池・水褥池長さは通常的设计長さとし、底面下流端からは水中安息角で下流河床まで段上がりとして、そこから想定最大河川水深の 4 倍地点（段上がり後の整流区間）まで護床水平部と同様の底面構造で河床を覆う、3)下流河床進行でも減勢維持の為には下流設計水深（段上がり部）を限界水深とする。

（3）落差工： 1)エプロン直下流段差 3.5m で「想定最悪条件」（護床傾斜部無し）でもブロック重量は 3.6t で十分である、2)流下石レキに対しては連結ブロックで（エプロン下流端～ナップ落水地点まで距離） $\times 1.4$ の区間にて落差工上面を被覆保護する。このブロック重量は前記 1)の条件でも 8.7t で十分である、3)その他は、保護区間では護床傾斜部と同様、それより下流は護床水平部と同様の水理設計とする、4)保護区間より下流では、前述（1）、12)のような水平護床上での跳水減勢方式とするか、上記（2）の減勢工を設ける。

（4）河床低下進行への対応：
低下河床まで同一構造（新型護床工法）で上記の各工種を接続、延長して対処する（平均勾配はパイピング発生勾配以下）。

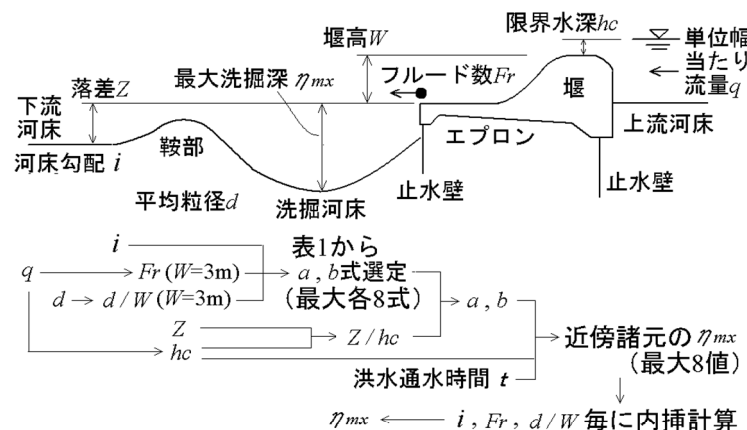


図 3 最大洗掘深の推計手順と記号説明

5. 護床無しでのエプロン直下流最大洗掘深 η_{mx} の算出法²⁾ η_{mx} の推計式は次の通り。

$$\eta_{mx}/hc = a \cdot (t \cdot (g/hc)^{0.5} / 10^3)^b \quad \dots (A) \quad hc = (q^2/g)^{1/3} \quad \dots (B)$$

上式中で、 a 、 b ：定数（表 1）、 t ：堰地点計画高水波形で河道支配流量（平均年最大流量。不明ならば 2 年確率洪水量、低水路満杯流量、計画高水流量の 1/4 でも代用出来る）を超える時間の半分の洪水通水時間、 g ：重力加速度、 q ：計画高水の堰地点ピーク流量での河川単位幅当たり流量、 z ：エプロン下流端から将来的な低下河床標高までの落差、 i ：下流平均河床勾配。他の記号は図 3 を参照。なお、エプロンが段状もしくは傾斜上になっている場合、 η_{mx} 、 W 、 z は最上段のエプロン標高を基準とする。又、 Fr は $W \leq 3\text{m}$ では変動が小さいので、ここでは $W=3\text{m}$ 固定で η_{mx} を算出している。 η_{mx} の推計手順は次の通り（図

3) $-1)q$ より hc を算出し (式(B))、 $W=3m$ として次式から Fr 算出。

$$Fr = q/(g^{0.5} \cdot h_o^{1.5}) \quad \dots (C) \quad h_o^3 - (W + 1.5 \cdot hc) \cdot h_o^2 + q^2/(2g) = 0 \quad \dots (D)$$

2) z/hc を算出、3) d/W 、 Fr 、 i に近い諸元の定数 a 、 b の式を表 1 より選定 (最大 8 つ)、4) 選定した a 、 b の式と z/hc から a 、 b を計算、5) a 、 b と t 、 hc から η_{mx} を算出 (式(A))、6) i 、 Fr 、 d/W から上記の各 η_{mx} を内挿し、最終的な η_{mx} を算出。

以上の算出法の適用範囲は $q=10 \sim 30m^3/s/m$ 、 $z=2 \sim 7.5m$ 、 $t=0 \sim 50$ 時間、 $i=1/150 \sim 1/750$ 、 $Fr=2.39 \sim 3.27$ 、 $W \leq 3m$ 、 $d=1.9 \sim 6.1cm$ だが、これより高流量、高落差、急勾配、高堰高、小粒径の条件では模型実験で別途検討するか基岩深さから η_{mx} を設定する。

表 1 定数 a 、 b の式 ($d/W=0.006$ (左)/ 0.02 (右))

流入 $F_r=3.27$ ($z/h_c=0.920 \sim 3.45$, $\eta_{mx}/h_c \leq 9.74$)	流入 $F_r=3.27$ ($z/h_c=0.920 \sim 3.45$, $\eta_{mx}/h_c \leq 9.74$)
河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 3.3 \sim 374$)	河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 2.9 \sim 361$)
$a = 0.1014 \cdot (z/h_c)^2 + 1.7326 \cdot (z/h_c) + 0.5561$	$a = 0.2252 \cdot (z/h_c)^2 + 0.6382 \cdot (z/h_c) + 1.9404$
$b = 0.0185 \cdot (z/h_c)^2 - 0.0688 \cdot (z/h_c) + 0.1727$	$b = -0.0323 \cdot (z/h_c)^2 + 0.1636 \cdot (z/h_c) - 0.0801$
河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 1.4 \sim 355$)	河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.7 \sim 368$)
$a = -0.0776 \cdot (z/h_c)^2 + 2.7672 \cdot (z/h_c) - 0.4486$	$a = 0.0034 \cdot (z/h_c)^2 + 1.8303 \cdot (z/h_c) + 0.6867$
$b = 0.039 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1814 \cdot (z/h_c) + 0.2637$	$b = -0.006 \cdot (z/h_c)^2 + 0.0419 \cdot (z/h_c) + 0.0062$
河床勾配 $1/750$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.8 \sim 373$)	流入 $F_r=2.69$ ($z/h_c=0.592 \sim 2.22$, $\eta_{mx}/h_c \leq 6.27$)
$a = 0.1625 \cdot (z/h_c)^2 + 1.5182 \cdot (z/h_c) + 0.6005$	河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 1.5 \sim 294$)
$b = 0.0323 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1374 \cdot (z/h_c) + 0.1994$	$a = 0.3608 \cdot (z/h_c)^2 + 0.9261 \cdot (z/h_c) + 1.0358$
流入 $F_r=2.69$ ($z/h_c=0.592 \sim 2.22$, $\eta_{mx}/h_c \leq 6.27$)	$b = -0.0271 \cdot (z/h_c)^2 + 0.0759 \cdot (z/h_c) + 0.0478$
河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 1.6 \sim 297$)	河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.9 \sim 300$)
$a = 0.1252 \cdot (z/h_c)^2 + 2.1455 \cdot (z/h_c) + 0.2691$	$a = 0.1741 \cdot (z/h_c)^2 + 1.4338 \cdot (z/h_c) + 0.7368$
$b = 0.0522 \cdot (z/h_c)^2 - 0.2125 \cdot (z/h_c) + 0.293$	$b = 0.0163 \cdot (z/h_c)^2 - 0.0395 \cdot (z/h_c) + 0.0782$
河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 2.3 \sim 299$)	流入 $F_r=2.39$ ($z/h_c=0.437 \sim 1.64$, $\eta_{mx}/h_c \leq 3.86$)
$a = 0.8239 \cdot (z/h_c)^2 + 0.059 \cdot (z/h_c) + 1.298$	河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.9 \sim 257$)
$b = 0.0083 \cdot (z/h_c)^2 - 0.0925 \cdot (z/h_c) + 0.2141$	$a = 0.0054 \cdot (z/h_c)^2 + 2.1415 \cdot (z/h_c) + 0.3405$
河床勾配 $1/750$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 1.5 \sim 299$)	$b = 0.0117 \cdot (z/h_c)^2 - 0.0773 \cdot (z/h_c) + 0.1459$
$a = 0.6045 \cdot (z/h_c)^2 + 0.6231 \cdot (z/h_c) + 0.7529$	河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.3 \sim 259$)
$b = 0.0176 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1309 \cdot (z/h_c) + 0.2488$	$a = -0.0796 \cdot (z/h_c)^2 + 2.3869 \cdot (z/h_c) + 0.0341$
流入 $F_r=2.39$ ($z/h_c=0.437 \sim 1.64$, $\eta_{mx}/h_c \leq 3.86$)	$b = 0.07 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1807 \cdot (z/h_c) + 0.1554$
河床勾配 $1/150$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.22 \sim 183$)	
$a = 0.076 \cdot (z/h_c)^2 + 1.7975 \cdot (z/h_c) + 0.7339$	
$b = -0.0063 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1258 \cdot (z/h_c) + 0.2276$	
河床勾配 $1/450$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.170 \sim 251$)	
$a = 0.3068 \cdot (z/h_c)^2 + 1.6542 \cdot (z/h_c) + 0.3784$	
$b = 0.02 \cdot (z/h_c)^2 - 0.1963 \cdot (z/h_c) + 0.2754$	
河床勾配 $1/750$ ($t \cdot (g/h_c)^{0.5}/10^3 = 0.55 \sim 257$)	
$a = 0.8843 \cdot (z/h_c)^2 + 0.501 \cdot (z/h_c) + 0.5802$	
$b = -0.0534 \cdot (z/h_c)^2 - 0.056 \cdot (z/h_c) + 0.2396$	

6. おわりに 新型護床工法は従来の連結護床に吸い出し防止材を付設したものである、万一問題があっても、既存の連結護床工法より悪くなる事はない。設計・施工を違えず現場適用し、適切な分析を行い、水理設計法を適宜改善していく事が望まれる。

参考文献： 1)常住 (2022) 河床被覆材敷設護床による堰直下の河床低下・洗掘抑制効果, 河川技術論文集, 28, pp.415-420、2)常住 (2018) 取水堰直下落下流による経時洗掘深に関する実験的研究, 農業農村工学会論文集, Vol.307, No.86-2, pp. II 63- II 68