

# 格框工孔洞設計對削減水流能力之影響

陳建智<sup>[1]</sup>、簡士濠<sup>[2\*]</sup>

**摘要** 莫拉克颱風事件後，卑南溪不論於高水或低水流況其水位與流速均呈上升趨勢。本研究於卑南溪監測水深變化，顯示主流路集中於河道凹岸，且水深明顯大於凸岸或鄰近灘地水深，且其流速亦相對較高。潛在破壞堤段區流速約在 8 m/s-10 m/s；低水流況下，主流路均集中於深槽，流速約 7 m/s，顯示高水流況下河段流況較劇烈。若以平常格框工之設計參數為例（填充塊石之直徑為 20 cm，平均坡降 0.007 與曼寧糙度 0.038），此設計已不敷使用於卑南溪高流況之潛在堤段破壞區。由於流速過快，格框護腳工之填充材料欲產生護甲作用，依掃流破壞安定分析公式計算，其直徑需大於 8 m 以上，建議改以混凝土塊代替，較能確保設施安全。

**關鍵詞：**莫拉克颱風、格框工、孔洞設計、掃流破壞。

## Effects of Holes Design of Gridiron-Groyne on Deflecting of Flow Velocity

Chien-Chih Chen<sup>[1]</sup> Shih-Hao Jien<sup>[2\*]</sup>

**ABSTRACT** After Morakot Typhoon flooding event, the water level and the flow velocity increased in Beinan River, which reflected siltation of the river bed. The monitor results revealed that the Froude number ( $N_F$ ) exceeded 0.8 in most of river sections, high flow velocity was about 4m / s ~ 8 m/s, and low flow velocity was about 3m/s ~ 6m/s. Along the Beinan River, water depth at concave bank sides was significantly greater than that at the convex bank side. Besides, water flow velocity was also higher at concave bank sides than in the convex side. Therefore, if the stone with 20 cm in diameter is filled in Gridiron- Groyne, and average gradient of 0.007 and Manning roughness of 0.038 are also considered; the maximum tolerated flow rate for cross-flow destruction is therefore 5.37 m/s. However, the average flow rate of Beinan River has found to exceeded 5.37 m/s, and concrete blocks are recommended and the size of those blocks should be over than 26 m in diameter. The blocks are also recommended to connected together to ensure the safety of facilities in river.

**Key Words:** Morakot Typhoon; Gridiron- Groyne; holes design; sweep stream destroy

---

[1] 國立屏東科技大學水土保持系 研究生  
Graduate student, Department of Soil and Water Conservation, National Pingtung University of Science and Technology, Pingtung 912, Taiwan.

[2] 國立屏東科技大學水土保持系 副教授 (\* 通訊作者 E-mail: [shjien@mail.npust.edu.tw](mailto:shjien@mail.npust.edu.tw))  
Associate Prof., Department of Soil and Water Conservation, National Pingtung University of Science and Technology, Pingtung 912, Taiwan.



表 1.3 利吉護岸河川水理模擬

**Table1.3 The hydrologic simulation in Liji revetment**

斷面 編號	100 年重現期距水理模擬				2 年重現期距水理模擬			
	水位 (m)	流速 (m/s)	水面寬 (m)	福祿數	水位 (m)	流速 (m/s)	水面寬 (m)	福祿數
13	36.6	6.11	765.1	0.84	34.32	3.95	622.9	0.7
14	36.96	9.8	552.59	1.67	36.09	4.77	434.8	0.82
014-01	42.7	8.3	563.88	1.04	39.25	7.02	333.92	1.26

表 1.4 利吉護岸河川砂石粒徑

**Table1.4 The particle size distribution in Liji revetment**

斷面 編號	調查 時間	D10 (mm)	D30 (mm)	D50 (mm)	D65 (mm)	D90 (mm)	代表粒徑 (mm)
13	76 年	0.98	12.3	41	80	240	20.8
	90 年	0.13	20.74	24.27	45.95	119.5	
15	93 年	0.61	9.92	18.98	29.52	86.67	
	98 年	1.1	8	19.1	35.1	149	

(2) 河道縱坡降變化

出海口利吉大橋河段之縱坡降，如圖 1 所示，約介於 0.004~0.008 之間，屬坡降變化劇烈河段，其中尤以跨河構造物下游最為明顯，如利吉大橋、台東大橋以及中華大橋鄰近斷面，皆有坡度變化劇烈之情況發生。

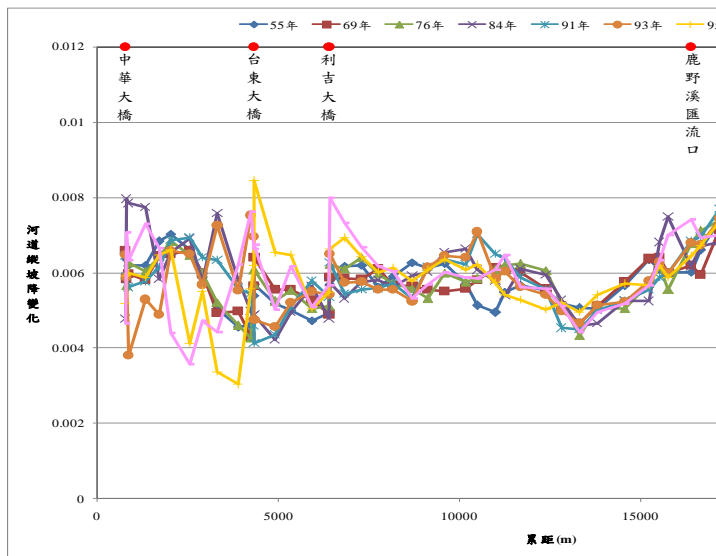


圖 1 卑南溪主流河道斷面歷年河道縱坡降變化示意圖

**Fig.1 Changes of the Cross Section of river from 1966 to 2006 in Beinan River**

## (3) 河床質組成

本研究以經濟部水利署第八河川局於民國 98 年 12 月所施測之河床質採樣資料為基礎，並參考民國 77 年「卑南溪治理規劃報告」以及民國 90 年「主要採石河川砂石資源調查」等計畫之河床質調查成果，分析不同年度所施測之河床質採樣成果。此外，比較 98 年之河床質採樣成果與歷史河床質採樣成果，顯示卑南溪主流於 98 年之河床質採樣成果，各代表粒徑均略小於歷史資料，研判為莫拉克颱風所造成之底床淤積粒料顆粒較細。

## (4) 河道主深槽變遷

出海口~利吉大橋，此河段分析成果如圖 2 所示，顯示該河段轉彎處水流偏向凹岸，且於凸岸則可觀察得明顯之土砂堆積現象，如利吉大橋上游面斷面 16~20 河段，轉彎處凸岸側多有土砂堆積情形產生。而在順直河段，研判因坡度較緩且歷年坡度變化劇烈，使得主槽流路易產生變動，而有分汊現象發生，如斷面編號 0~7 河段，則呈現流路擺盪劇烈，無固定流路之情形，可歸納此河段於轉彎處流路較為固定，以偏向河道凹岸為主，但在順直河段，則流路擺盪劇烈，並無固定流路。

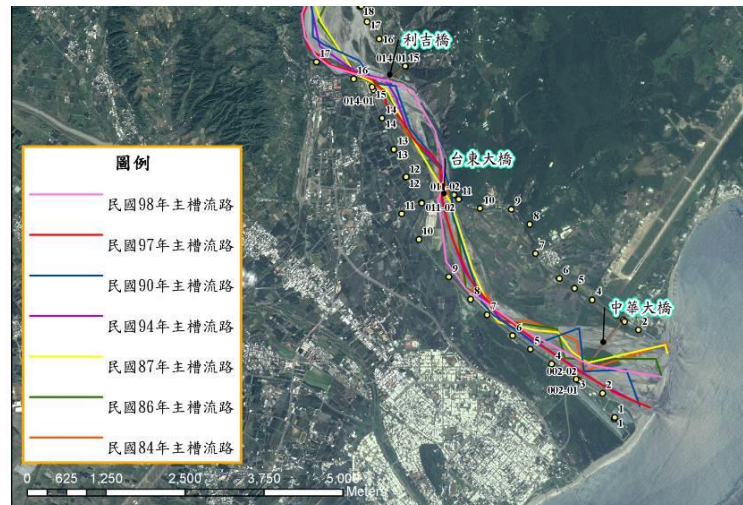


圖 2 卑南溪主流歷年主槽位置變化圖

**Fig.2 Main channel position change of mainstream over the years in Beinan River**

## (5) 堤防設計資料蒐集

利吉護岸採用複式斷面，堤防高約 9.5 公尺、寬約 42.5 公尺。護岸設施分為兩部分，餞道至堤頂間之坡面為混凝土襯排塊石，餞道至坡腳間之坡面，採用鋼筋混凝土格框內填混凝土襯排塊石加勁，以抵抗較強之水流力；坡腳工為一般常見之混凝土基腳，其埋入河床深度為 3.5 公尺；護腳工則以 3 排 10 頓混凝土異型塊為主，並搭配四組格框丁壩，利用挑流方式降低坡腳之沖刷。

## 2. 河道一維水理分析

## (1) 一維數值模型建置：

## ① 模擬範圍與模型建置：

一維水理分析工作採 HEC-RAS 程式進行模擬，以卑南溪主流為模擬對象，模擬範圍自卑南溪出海口上溯至卑南溪岩灣堤段。

## ② 模擬條件設定：

因卑南溪屬中央管河川採用 100 年重現期距洪水作為防護與治理標準，故藉由 100 年重現期距洪

水模擬作為後續堤防設計探討與高水流況掌握。另採 2 年重現期距洪水模擬代表低水流況，並以莫拉克颱風事件模擬進行參數選用及後續堤防破壞分析之水力特性掌握。

(a) 河道斷面：

一維水力分析河道斷面建置，採用莫拉克颱風後施測之 98 年卑南溪大斷面測量成果作為設定依據。

(b) 起算水位：

各模擬情境之起算水位參考民國 94 年「卑南溪治理規劃檢討報告」成果，該報告基於防洪考量，起算水位選用臨界水深與正常水深較大者，本計畫依此原則進行估算。

(c) 流量分配：

各模擬情境之流量分配依據民國 94 年「卑南溪治理規劃檢討報告」成果，作為 2 年重現期距與 100 年重現期距各河段洪水量設定依據，莫拉克颱風事件則採流量站記錄按計畫洪水量分配方式進行各河段洪水量設定。

(e) n 值選用驗證：

本研究各河道斷面所採用曼寧 n 值為 0.03，以表列曼寧 n 值進行一維水力模擬，比較模擬成果與實測水位以進行 n 值驗證工作。卑南溪主流共有台東大橋、瑞源以及新武呂 3 座水位測站，以莫拉克颱風實測流量驗證模擬成果，如表 2 所列。檢視瑞源站及新武呂站之模擬水位與實際觀測值，顯示「直線化方式」與「彎道修正方式」之模擬水位均與實測水位相近，確認本研究選用之粗糙係數應屬合理。

表 2 一維水力模式驗證成果表

**Table2 One-dimensional of hydrologic simulation**

水位測站	直線化方式					彎道修正				
	下游模擬水位(m)	上游模擬水位(m)	模擬水位	觀測水位(m)	差值(m)	下游模擬水位(m)	上游模擬水位(m)	模擬水位	觀測水位(m)	差值(m)
台東大橋	28.01	30.87	29.44	29.58	-0.14	28.01	30.87	29.44	29.58	-0.14
瑞源	163.32	163.62	163.47	163.00	0.47	163.32	163.62	163.47	163.00	0.47
新武呂(4)	319.39	321.44	320.42	320.10	0.32	319.46	321.44	320.45	320.10	0.35

備註：

1. 各測站水位及流量觀測值係參考水文水資源資料管理供應系統(<http://gweb.wra.gov.tw/wrweb/>)。

2. 入流條件採實測流量值：台東大橋 Q=8229cms、瑞源大橋 Q=6511cms、新武呂(4)Q=3088cms，起算水位選用正常水深。

3. 模擬水位採上下游水位平均值計之。

### 三、結果與討論

#### 1. 一維水力分析成果：

本研究之一維水力分析成果之相關分析詳如圖 3 所示。

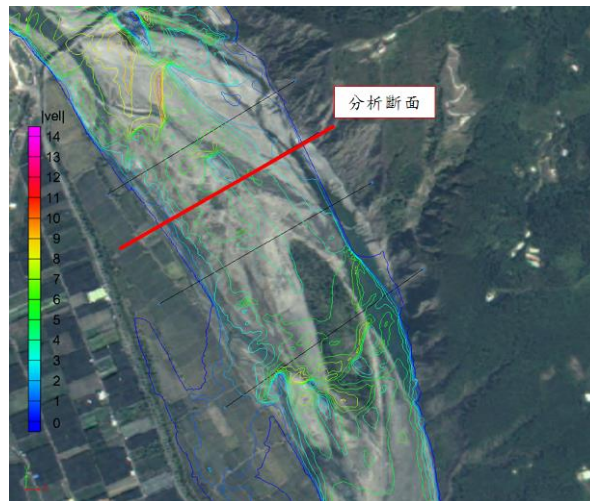


圖 3 利吉護岸模擬流速分佈與分析斷面位置示意圖

**Fig.3 The velocity distribution of river and analysis position**

(1) 直線化與彎道修正方式之模擬成果比較：

比較「直線化方式」以及「彎道修正方式」模擬成果，如表 3 所列，可發現其模擬成果差異不大，以莫拉克颱風流量進行模擬，顯示相同斷面水位差值均在 10cm 左右，且河道順直段水位差值相對較小。

表 3 「直線化」與「彎道修正」方式模擬成果表

**Table3 Linearization and curve correction of simulation results**

斷面編號 (利吉大橋)	河心距 (m)	最低河床高 (m)	左岸高程 (m)	右岸高程 (m)	莫拉克颱風模擬水位		差值 (m)
					直線化方式 (m)	彎道修正方式 (m)	
020	8695	50.67	68.53	57.47	55.06	55.06	0
021	9124	52.55	63.25	60.27	57.87	57.88	0.01
022	9583	54.14	64.1	67.55	60.26	60.26	0
023	10159	56.25	73.64	72.34	63.44	63.43	-0.01
024	10494	57.69	104.56	83.52	65.13	65.13	0
025	10994	61.02	142.27	78.67	67.57	67.57	0
026	11256	60.98	71.29	74.42	69.43	69.43	0
027	11684	64.33	78.67	94.63	72.62	72.62	0
028	12392	71.9	85	99.32	76.63	76.63	0
029	12810	74.41	81.2	80.69	78.78	78.78	0
030	13316	76.9	84.13	84.94	81.98	81.98	0
031	13811	78.9	90.19	90.13	85.06	85.06	0
032	14560	82.31	91.3	94.3	88.19	88.19	0
033	15150	85.23	99.08	97.93	92.35	92.35	0
034	15515	87.14	95.51	100.91	93.5	93.47	-0.03
035	15770	89.55	103.42	103.08	94.54	94.55	0.01
036	16399	94.11	116.2	104.12	99.04	99.12	0.08
037	16655	95.75	107.87	106.53	101.6	101.6	0
038	17179	99.85	110.07	125.29	105.2	105.19	-0.01
039	17752	103.59	108.52	111.36	108.48	108.47	-0.01
040	18142	105.08	114.29	113.84	111.94	111.94	0
040-01	18393	106.38	120.91	119.42	113.03	113.03	0

## (2) 卑南溪一維水理特性初步研判：

卑南溪主流無論是在高水流況或低水流況下，多數斷面之福祿數均在 0.8 以上，高水流況平均流速約在 4m/s~8m/s 間，而低水流況平均流速約在 3m/s~6m/s 左右。

其中，又以斷面 6~19 段(台東大橋下游至利吉大橋上游河段)之流速最高，且多屬超臨界流之流況。由水深變化顯示主流路集中於河道凹岸，且水深明顯大於凸岸或鄰近灘地水深，且其流速亦相對較高。在低水流況下，主流路均集中於深槽水深多在 7m 左右，流速則約 7m/s，而在高水流況下，主流路流速約在 8m/s~10m/s 間，部分河段深槽流速可達 10m/s 以上，顯示高水流況下該河段主流路水位、流況較為劇烈，而低水流況下，主流路水位、流速變化相對較小。

## 2. 現行堤防設計標準之探討

堤防設計之水理特性考量：堤防設計進行力學安定分析時，首要工作是釐清所需探討之水理特性，並選用合適之水理條件作為設計水深與流速等設計考量，據以進行設計作業與力學安定分析。

## (1) 設計水深考量：

設計水深設定主要以治理計畫之計畫洪水水位高程為基準，再依河道形狀與設施位置高程等進行設定。

## (2) 流速考量：

流速於橫斷方向以流心流速較快而向兩側遞減，於垂直方向以表面流速較快約發生於 0.2H 處（H：水深）向底床遞減，平均流速大致位於在 0.6H 處。

## (3) 堤防設施之設計考量方式：

目前多採用「防洪工程設計手冊」(前台灣省水利局, 1969)之設計標準，並按「治理基本計畫」或相關治水計畫訂定之防護標準，作為計畫水位與流速等水理條件作為設計依據，進而決定堤防高度、堤頂寬度、堤防邊坡坡度、戽道寬度、以及護坡、坡腳與護腳之型式。

就堤防設計考量來說，則可區分為防止掃流破壞、滑動破壞與轉動破壞之抵抗水流作用力設計考量、承受水流夾帶漂流物撞擊之設計考量，以及預估可能沖刷深度之沖刷防護設計考量。

## ① 水流作用力：

## (a) 結構物所受水流作用力：

護坡與護腳工結構物於水中所受到之作用有上揚力與水流推力，以及因自重與水流推力所產生之摩擦阻力。水流作用於結構物之上揚力可由下式進行估算。

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2 \quad (1)$$

式中

$\rho_w$ ：水密度(1000 kg/m<sup>3</sup>)

$A_b$ ：結構物垂直坡面之投影面積(m<sup>2</sup>)，如圖 15 所示

$C_L$ ：揚力係數

$V_d$ ：設計流速(m/s)

水流接觸結構物體產生之推力可由下式估算：

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2 \quad (2)$$

式中

$\rho_w$  : 水密度(1000kg/m<sup>3</sup>)

$A_D$  : 結構物水流衝擊面之投影面積(m<sup>2</sup>)

$C_D$  : 抗力係數

$V_d$  : 設計流速(m/s)

為抵抗水流推力，於兩種材料之介面間將產生一摩擦阻力，其推算方式如下：

$$\text{摩擦阻力} = \mu(W_W \cos \theta - L) \quad (3)$$

式中

$\mu \approx 0.65$ (砌石結構單體與濾層材料或河岸坡面土層間之摩擦係數)

$W_w$  : 材料於水中的重量

$$W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_v \cdot A_b \cdot t_b \quad (4)$$

$\theta$  : 坡面傾角

$\rho_b$  : 結構物密度(kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_w$  : 水密度(1000 kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度(9.8 m/s<sup>2</sup>)

$A_b$  : 結構物垂直坡面之投影面積(m<sup>2</sup>)，如圖 15 所示

$t_b$  : 結構物主要厚度(m)

$K_v$  : 體積修正係數

$L$  : 上揚力

(b) 水流曳引力：

水流作用於河床之平均剪應力即稱為水流曳引力，其推估方式依「防洪工程設計手冊」(1968)所建議之估算方式如下：

平直河道之河床曳引力：

在深度均勻之直河道中水流加於河床之平均剪應力稱之，其方向同水流，則河床上每單位面積所受之河床曳引力  $\tau$ ，依式(11)估算之。

$$\tau = \gamma_w RS \quad (\text{kgf/m}^2) \quad (5)$$

$\gamma_w$  : 水單位重

$R$  : 水力半徑，(m)

$S$  : 河流坡度

彎曲河道之河床曳引力：



在同一河床質之條件下，與直線段相比較，河道彎曲段之河床曳引力較大。

A、微彎河道之河床曳引力=1.11  $\tau$

B、中等微曲河道之河床曳引力=1.33  $\tau$

C、極彎河道之河床曳引力=1.67  $\tau$

② 水工結構物破壞型式之力學安定分析：

依卑南溪常用之混凝土襯排塊石護坡工、格框護腳工與元鼎塊等工法，列舉潛在破壞堤段破壞型式之安定分析方式如下：

(a) 結構物所受水流作用力：

護坡工之移動破壞分析

當結構物之滑動抵抗力大於或等於滑動驅動力時，則結構物呈現力學安定狀態。

滑動抵抗力  $\geq$  滑動驅動力

$$\mu(W_w \cos \theta - L) \geq \left( (W_w \cos \theta)^2 + D^2 \right)^{1/2} \quad (6)$$

(b) 護腳工規則堆疊之滑動與轉動安定分析：

當護腳工以規則堆疊型態設置時，若滿足下式則呈安定狀態。

$$W > a \left( \frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left( \frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad (7)$$

式中

$W$ ：鼎塊重量。

$\rho_b$ ：結構物密度( $kg/m^3$ )。

$\rho_w$ ：水密度( $1000 kg/m^3$ )。

$g$ ：重力加速度( $9.8 m/s^2$ )。

$V_d$ ：設計流速( $m/s$ )。

$a$ 、 $\beta$ ：係數

(c) 護腳工之格框掃流破壞：

護腳工之格框掃流破壞是指填充於格框中之粒料受水流力作用而產生移動與跳動等掃流破壞行為，其安定評估是以臨界掃流力推求所需最小粒徑，當填充材料代表粒徑大於最小粒徑則屬安定。其分析方式可採用無因次臨界剪應力分析之檢核方式進行。

(d) 無因次臨界剪應力分析

無因次臨界剪應力分析適用於填充材料受到約束之情況，適用於石籠、木工沈床、排樁內拋石、格框工內拋石及乾砌石護岸等。

$$D_m \geq V_0^2 / \left[ \{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d / k_s)\}^2 \cdot \tau_{*sd} \cdot s \cdot g \right] \quad (8)$$

式中

$D_m$ ：代表粒徑( $m$ )。

$$\begin{aligned}
 &V_0 : \text{代表流速}(m/s)。 \\
 &\tau_{*sd} : \text{修正臨界掃流力，} \quad \tau_{*sd} = \tau_{*d} \cdot \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}} \quad (9) \\
 &\theta : \text{斜面角度。} \\
 &\Phi : \text{材料的水中安息角(天然粒料 } 38^\circ, \text{ 碎石 } 41^\circ)。 \\
 &\tau_{*d} : \text{臨界掃流力，約 } 0.05。
 \end{aligned}$$

(e) 護坡工之掃流破壞：

安定分析方式與護腳工之格框掃流破壞相同。

(f) 漂流木撞擊力估算：

漂流木撞擊堤防護坡假設其為彈性體碰撞行為。

③ 水流作用力防護之堤防設計考量：

由水流作用力與結構物力學安定分析之評估方式可知，為能抵抗水流作用力，其主要設計重點在於決定結構物或拋石於水中之重量，需產生足以抵抗水流作用力與曳引力之抗力。故其設計考量分為：

(a) 護坡材料臨界曳引力需大於水流曳引力：

護坡材料選擇其主要設計考量為選用足以抵抗水流曳引力(掃流力)之材質，意即選用材質之臨界曳引力需大於該河段水流曳引力。

(b) 護坡與護腳之填充材料粒徑選定需能抵抗水流作用力：

護坡與護腳之填充材料破壞以掃流破壞為主，當選用填充材料之臨界掃流力大於水流掃流力則為安定，以選用填充材料粒徑尺寸為主要之設計考量。卑南溪主流縱坡降主要介於 0.004~0.01 之間，假設在不同流速情況下，針對坡度 1:2 之護坡及坡度 1:100 之護腳工，進行最小粒徑尺寸計算。

(c) 混凝土塊護腳工之重量需足以抵抗水流作用力：

混凝土塊護腳工常採用規則排列方式，通常會以鋼筋或鋼鍊連結使混凝土塊於發生沉陷或移動時具有撓性。混凝土塊護腳工設計時是以自體重量抵抗水流衝擊力為主要設計原則，其採用護腳工規則堆疊之滑動與轉動安定分析方式進行檢核。

依其安定分析方式計算不同流速下，各類型混凝土塊護腳工可滿足安定分析之最小水中自重，如表 4 所列。

表 4 混凝土塊護腳工之最小水中自重檢算表

Table 4 The weight of various concrete block in water

項目	$\rho_w$ (kg/ m <sup>3</sup> )	$\rho_b$ (kg/ m <sup>3</sup> )	a $\times 10^{-3}$	$\beta$	水中重(kgf)								
					流速	流速	流速	流速	流速	流速	流速	流速	流速
					4	5	6	7	8	10	12	15	
對稱突起型	1000	2220	1.2	1.5	54	205	613	1,546	3,445	13,143	39,244	149,702	
平面型	1000	2030	0.54	2	7	25	75	188	419	1,599	4,776	18,219	
三角錐型	1000	2350	0.83	1.4	44	168	501	1,264	2,816	10,744	32,080	122,376	
三點支持型	1000	2250	0.45	2.3	1	6	17	42	94	357	1,067	4,070	
長方形	1000	2090	0.79	2.8	1	4	13	32	71	270	806	3,075	

備註：流速單位為 m/sec

(d) 沖刷深度估算方式：

堤防設施等河中構造物鄰近區域，於堤防設計時需提供對應之保護措施，以維護結構物之安定性與確保河防安全，常用之沖刷深度估算方式說明如下。

一般沖刷估算

一般沖刷深度經驗式(Blodgett, 1986)

$$d_s = 3.66m ; d_{50} \leq 0.0015m \quad (16)$$

$$d_s = 1.74d_{50}^{-0.11} ; d_{50} > 0.0015m \quad (17)$$

式中， $d_s$  = 預計最大刷深深度(m)； $d_{50}$  = 渠道底質 50%過篩之粒徑(m)。該式適用於順直及略微蜿蜒河段。

(e) 沖刷防護之堤防設計考量：

堤防設計對於沖刷防護之考量主要反應於坡腳工設計深度與護腳工設計長度，分述如下：

坡腳工設計

坡腳工之安定性直接關係護坡安全，如未充分考量其安全性導致發生淘深沉陷，護坡亦將連帶受損，進而影響河防安全。因此，坡腳工設計除需能支持護坡安定、抵抗坡後土壓與水壓作用避免發生傾倒與滑動破壞之外，尚須考量沖刷問題。坡腳設計高度視河狀與採用工法而定，通常以平均低水位為基準，如有附設護腳工則坡腳深度可予縮減。

護腳工設計

護腳設計高度：如採用以木料或鉛絲為材料之掃工沉床，因其容易腐朽，護腳之頂高原則上應在平均低水位以下；如採用混凝土塊等不易腐朽之材料，則可視河床情形酌予提高。

護腳設計寬度：假設護腳採用以鋼筋連接之混凝土塊進行設計，且混凝土塊間之連結性不因傾斜而毀壞，其護腳寬度與沖刷深度關係如圖 4 所示。護腳前半端之功能為預留沖刷傾倒後之保護坡腳作用，而後半端護腳之功能為以自重作為護腳安定之用，其傾斜坡度之安全限度為 1：1，如沖刷深度為  $h$ ，則所需護腳寬為  $2\sqrt{2}h$ 。

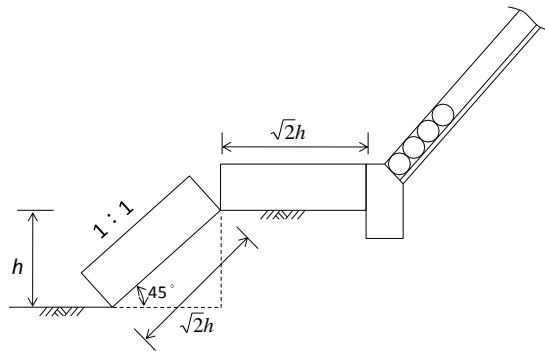


圖 4 護腳寬度示意圖

Fig.4 design of revetment foot

### 3.3 現行堤防設計之改善

利吉護岸堤段現行堤防設計之流速與破壞關連性：

#### 3.3.1 格框護腳工探討：

格框護腳工之功能主要在於保護堤防與護岸之坡腳，避免坡腳因直接遭受水流淘刷，而導致堤防或護岸發生沈陷與傾倒破壞。另因卑南溪坡陡流急，考量避免水流直接衝擊坡腳，格框護腳工於低水流況時將兼具丁壩挑流作用，簡要示意如圖 5 所示。

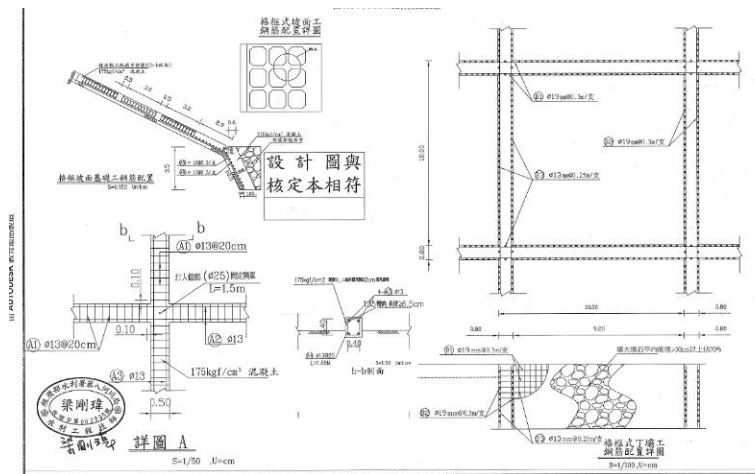


圖 5 格框護腳工示意圖

Fig.5 Gridiron- Groyne basket workers

#### ① 設計概念與常用設計型式：

卑南溪目前常用之格框護腳工主要設計型式說明如下：

- (a) 採用鋼筋混凝土格框設計且未封底。
- (b) 混凝土強度採 210kgf/cm<sup>2</sup>，鋼筋採  $\phi$  19mm，@0.3m/支。
- (c) 格框設計以長 10m×寬 10m 為一個單元，格框厚度 0.8m 而高度大約介於 2.5m~1.3m 之間。
- (d) 格框之底部高程佈置，於橫向坡度多採 1：100 之坡度由堤腳往河心傾斜。

(e)格框護腳工之縱橫向單元組合方式以 2x2、2x3、3x3、3x5 為主，因其設計包含丁壩挑流概念故於深槽較接近坡腳之河段，搭配橫向較多單元之格框組合。

(f)格框單元佈置以上游側且靠近堤腳之格框工高度最高，其格框頂部高程與工址原河床高程相同。

(g)格框單元於縱向則順水流方向漸次降低格框高度，於橫向則是往深槽方向漸次降低格框高度。

(h)格框中所填粒料以鄰近工址之河床粒料為主。

#### ② 流速與掃流破壞關連性：

由於格框內之填充材料是採用工址附近的河床粒料選其塊石之部分予以填充，故其填充材料粒徑依工址位置而有所差異，若假設其填充塊石之直徑為 20cm，並以平均坡降 0.007 與曼寧糙度 0.038 為代表，則格框護腳工發生掃流破壞之最低流速大約為 5.37m/sec 之間。

##### (a)流速與淘刷破壞關連性

河道冲刷深度會受到流速與、床質粒徑、輸砂特性、設施與河道幾何特性等影響，需視設施所在區位分別估算，且於會發生局部冲刷或束縮冲刷之河段需加計其刷深量。

(b)若依護腳設計寬度考量，以護腳前半端長度為預留冲刷傾倒後之保護坡腳作用，並取格框護腳工最小單元組合（2x2），估算其設計允許冲刷深度為 7.07m，若該河段預估之冲刷深度低於允許刷深深度則視為安全。

##### (c)潛在破壞堤段之流速與護腳工破壞關連性探討

依據潛在破壞堤段所在河段特性與現行設計，進行護腳工發生破壞之最小流速分析。依利吉護岸堤段分析結果其發生掃流破壞之最小流速為 4.16m/sec，發生超過允許冲刷深度之最小流速為 6.23m/sec。

### 3.3.2 格框工冲刷檢討：

由上述可知，依據格框護腳工設計，其構造物可能之冲刷位置包括：

- ① 格框填充粒料易淘刷流出區塊：位於背水面與接近河心之高度較低之格框內。
- ② 格框工附近河床淘刷區塊：包括迎水面高度較高格框之底床、水流由高度較高格框流至高度較低格框後之跌水淘刷河床。

#### 格框護腳工改善型式之冲刷探討：

為維持格框工該類護腳工之保護功能，避免格框內填充粒料流失或格框工附近河床淘刷下陷影響格框工穩定，建議可採用之改善方式包括：

- ① 格框內填充粒料級配良好且粗粒料比例大。若填充料有流失現象，則需持續以較粗粒料回填。
- ② 加深格框工之入土深度。建議未來可於格框工附近之現地設置冲刷磚，量測每次不同洪水時之最大冲刷深度，再經由分析得出適用於該河段之洪水冲刷深度。再以歷年該河段最低之綫線高程，配合洪水冲刷深度，設計格框工之入土深度。
- ③ 格框工形式改善以降低格框工附近河床淘刷。包括邊緣採斜面建置、迎水面格框高度降低、格框面設置孔洞等。

### 3.3.3 格框工孔洞設計對削減水流能力之影響：

① 流速分佈：格框工採用孔洞設計時，格框工內之流速分佈，於迎水面及迎水面第二排之格框孔洞入流端附近，有因水流集中流入而有流速較大情況，但格框內有因交錯孔洞影響水流流動，故格框內平均流速較原設計低。而迎水面處亦因水流可由孔洞流入格框中，較不易形成垂向向下方向之流況，可減緩迎水面之河床淘刷。水流通過格框工後，於背水面後之河床附近流速降低情況亦較原設計明顯。

原本由堤防往河心方向流動之水流造成最靠近河心之格框內流速較大，但於此一改善形式下，因水流可由迎水面格框孔洞通過，並於格框內形成低速區，堤防往河心方向流動之水流主要由格框上方流動，而最靠近河心之格框內流速仍維持較低流速，可降低格框內粒料流失情況。最靠近河心格框外仍有垂向向下

之水流，但速度量值已有降低情況，可減緩河床淘刷速率。

② 剪應力分佈：於多數孔洞附近有較高應變率；較接近河心格框內之應變率，較原設計方式低；其餘格框內及格框工附近河床，因受孔洞影響而有部份區域應變率升高、部份區域降低情況。此一改善形式，主要可減緩接近河心之格框填充料淘刷。但格框工因具孔洞，整體結構、尤其於孔洞附近之設計強度需提高。

③ 注意事項：若採用孔洞設計時，格框內填充料需採用較粗粒料，一方面減少孔洞附近粒料因由孔洞穿進水流之流速較高而造成填充料流失，一方面要使孔洞水流能順利流動經由交錯孔洞及交錯之填充料消減水流能量；但格框工因具孔洞形成剪力弱面，故於孔洞附近之設計強度，需藉由綁紮剪力鋼筋提高剪硬變抵抗能力。

## 四、結論

1. 河川特性掌握：利吉護岸河段平均坡降歷年均維持在 0.005~0.006 之間，平均河床高變動深度範圍區間約在 2.16~3.89 公尺。本河段於莫拉克颱風後呈現沖刷趨勢。以利吉護岸所在之斷面 14 作為分析代表斷面，取設置 5x3 格框工斷面，依其設計圖說其延伸長度約 54m，取斷面距離 64m 處為設計水深選取位置，百年頻率洪水水位為 36.96m 故設計水深為 6.96m，平均流速為 9.8m/sec。
2. 既有設施功能檢核：根據前述利吉護岸所在河段之河川特性，因利吉護岸與深槽間無明顯灘地，故採用修正係數 1.47 估算代表流速，並針對利吉護岸進行力學安定計算，包括格框護腳工之掃流分析、混凝土襯排塊石護坡之曳引力、漂流木撞擊力分析與護岸長度分析等項目。
3. 由計算結果可知，格框護腳工內填充之石材粒徑大小，不足以抵抗百年頻率洪水之掃流力，混凝土塊護腳工重量足以抵抗水流作用力；護坡強度不足以抵抗長 6m 半徑 0.5m 之雲杉漂流木撞擊與百年頻率洪水曳引力，5x3 與 3x3 格框工滿足護腳設計寬度，混凝土異形塊之護腳工設置長度不滿足護腳設計寬度。
4. 補強改善方式：綜合研判水力與安定分析結果，利吉護岸河段其水流受地形限制，在高水流況於利吉護岸處產生攻擊段，且分為表面與底部兩股水流衝擊利吉護岸，配合流速與破壞關連性分析，利吉護岸以先發生格框工掃流破壞之機率最高，而後隨流速增加產生河床淘刷至超過允許沖刷深度後，格框工將有可能發生傾倒，同時此一流速亦接近漂流木可產生足夠破壞力之流速。且由一維水力分析成果顯示本段流速於莫拉克改變河床特性後，平均流速自 95 年之 7.73m/sec 提升至 9.81m/sec，其水流破壞能力更形增加。若此水力特性未改變，則襯排塊石護坡亦有機會因曳引力過大而發生破壞。故其設施以改善格框工掃流破壞為優先，因應沖刷破壞之改善次之。由於流速過快，格框護腳工之填充材料欲產生護甲作用，依掃流破壞安定分析公式計算其直徑需大於 8m 以上，建議改以混凝土塊代替，混凝土異形塊之護腳工長度宜延長至 26m，若河段水力特性不變，護坡型式需改採鋼筋混凝土護坡較佳。

## 五、參考文獻

- [1] 本土化水域生態工法工程技術之研究，行政院公共工程委員會，民國 94 年。
- [2] 主要採石河川砂石資源調查(六、卑南溪，含支流鹿寮溪、鹿野溪)，經濟部水利處，民國 90 年。
- [3] 防洪工程設計手冊，台灣省水利局，民國 58 年。
- [4] 河川治理技術規範，民國 96 年。
- [5] 河川生態工法規劃設計輔助資訊系統建置研究(2/3)，經濟部水利署第二河川局，民國 96 年。
- [6] 河溪生態工法參考手冊，行政院公共工程委員會，民國 94 年。
- [7] 治河與防洪(第二版)，土木水利學會，民國 84 年。
- [8] 卑南溪治理規劃報告，水利局規劃總隊，民國 77 年。
- [9] 卑南溪治理規劃檢討報告，經濟部水利署第八河川局，民國 94 年。

[10] 水文水資源資料管理供應系統，<http://gweb.wra.gov.tw/wrweb/>。

[11] 莫拉克災後卑南溪堤防損害及改善方案研擬，經濟部水利署第八河川局，民國 100 年。