



# Internationales Symposion INTERPRAEVENT 2004 – RIVA / TRIENT

## STRUTTURE IN MASSI A BASSO IMPATTO AMBIENTALE NELLA SISTEMAZIONE DEI TORRENTI

## LOW ENVIRONMENTAL IMPACT BOULDERS STRUCTURES FOR TORRENTS RESTORATION

Paolo Scotton<sup>1</sup>, Maurizio Lutterotti<sup>2</sup>

### RIASSUNTO

L'articolo presenta alcuni risultati di una indagine sperimentale sulla stabilizzazione longitudinale di tratti di corsi d'acqua a forte pendenza. Scopo della ricerca è offrire criteri progettuali a basso impatto ambientale per opere di sistemazione di torrenti. Le strutture indagate sono rampe protette da file trasversali di massi ciclopici, tra loro equidistanti lungo la direzione longitudinale. Le pendenze indagate variano dal 20% al 33%; il rapporto tra il diametro caratteristico del materiale delle protezioni ed il diametro del materiale del fondo varia da 3.3 a 7.5; il ricoprimento del fondo mediante le file di massi varia tra 0 e 1. I massi delle file sono sciolti, legati tra loro e legati ed ancorati alle sponde. Per ciascun tipo di protezione sono definite le condizioni al collasso, è valutata la stabilità critica con il criterio di Shields ed è stimato il coefficiente di resistenza idraulica. Nel caso di massi ancorati è stata misurata la forza all'ancoraggio.

**Key words:** Rampe, Protezioni in Massi, Basso Impatto Ambientale

### ABSTRACT

The paper shows some results of an experimental investigation on longitudinal stabilisation of steep reaches of water courses. Goal of the research is to offer low environmental impact design criteria for torrent restoration. Investigated structures are ramps armoured by cross-sectional lines of big boulders. Longitudinal distance between rows is constant. Considered ramps slopes range from 20% to 33%; ratio between characteristic diameter of protection and bottom material ranges from 3.3 to 7.5; bottom cover by boulders rows ranges from 0 to 1. Boulders of a row are loose, connected by a wire and connected and anchored to the banks. For every kind of protection collapse conditions is defined, critical stability, in terms of Shields parameter, and global hydraulic resistance is estimated. In case of anchored boulders, force at banks is measured.

**Key words:** Ramps, Boulders Protections, Low Environmental Impact

---

<sup>1</sup> Hydraulic Researcher, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Trento, Italy (Tel. +39-461-882603; Fax +39-461-882672; e\_mail [paolo.scotton@ing.unitn.it](mailto:paolo.scotton@ing.unitn.it)).

<sup>2</sup> Environmental engineer, phd student Engineering Faculty of Trento University, Italy (Tel. +39-461-882623; Fax +39-461-882672; e\_mail [maurizio.lutterotti@ing.unitn.it](mailto:maurizio.lutterotti@ing.unitn.it)).

## INTRODUZIONE

La sistemazione di tratti di corsi d'acqua a forte pendenza (lunghi tratti di torrenti di montagna ma anche brevi tratti di corsi d'acqua in zona pedemontana ai quali viene imposto un dislivello significativo su una breve distanza longitudinale) è tradizionalmente affrontata con tecniche (opere in calcestruzzo armato) che presentano, generalmente, un impatto ambientale giudicato negativamente. D'altra parte, l'utilizzo di tecniche alternative, che prevedono, per esempio, l'adozione di massi di grandi dimensioni, è limitato dalla ancora scarsa conoscenza dei processi che si realizzano alle elevate pendenze. Al fine di contribuire ad una maggiore conoscenza dei processi su indicati, quanto segue si propone di studiare la stabilizzazione d'alveo su forte pendenza mediante massi a vario ricoprimento d'alveo e di derivare utili criteri per la progettazione.

## L'APPARATO SPERIMENTALE

L'apparato sperimentale è costituito da una canaletta di supporto a tre pendenze fornita di un circuito idraulico chiuso, dentro la quale è allestita la canaletta sperimentale.

La canaletta di supporto è costituita da tre tratti (Fig. 1), ciascuno della lunghezza di 3 m. La sezione della canaletta è rettangolare di larghezza pari a 50 cm e altezza utile anch'essa pari a 50 cm. Le pareti della canaletta sono finestate mediante vetro temprato. La struttura della canaletta è in acciaio inossidabile. Il primo tratto della canaletta poggia su una piattaforma a movimento verticale azionata da due pistoni oleodinamici. A causa del movimento verticale del primo tratto, il tratto centrale, incernierato al primo, può assumere pendenze variabili dallo 0 %

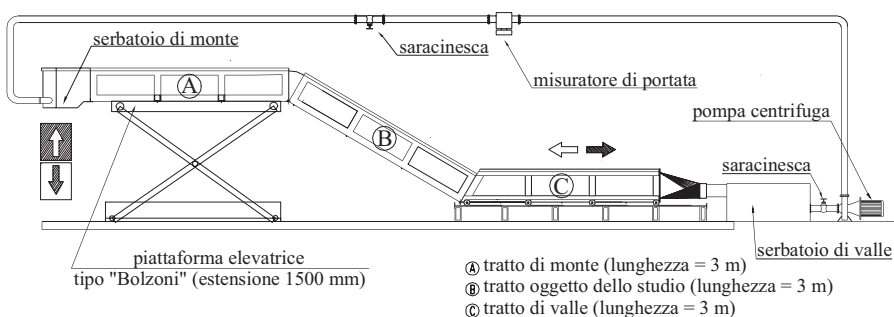


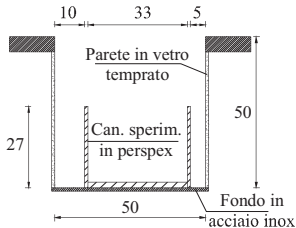
Fig. 1: Schema della canaletta a tre pendenze di supporto con il circuito idraulico chiuso.

Fig. 1: Scheme of three slope flume; experimental channel is located inside.

al 33 %. Il terzo tratto, incernierato al secondo, scorre orizzontalmente trascinato dal tratto in pendenza, su ruote in appoggio su rotaie. La canaletta sperimentale trova posto all'interno della canaletta di supporto. La larghezza della sezione della canaletta sperimentale è di 33 cm e la sua altezza di 27 cm (Fig. 2). Le pareti ed il fondo della canaletta sperimentale sono realizzate in perspex ed il loro spessore è, rispettivamente, di 1 cm e 2 cm.

Il fondo del tratto inclinato della canaletta sperimentale è ricoperto di uno strato di materiale ghiaioso ( $d_{50}$  pari a 4.4 mm), incollato al fondo mediante silicone, allo scopo di evitare la destabilizzazione geotecnica alle alte pendenze, per scorrimento sulla superficie a basso

coefficiente di attrito statico. Le giunzioni e la tenuta idraulica tra i tre elementi della canaletta sperimentale è realizzata mediante gomma flessibile. La sigillatura idraulica dei vari elementi costituenti la canaletta è ottenuta mediante l'uso di silicone. La pompa centrifuga del circuito idraulico è in grado di erogare circa 1000 l/min. alle massime penenze considerate. La misura di portata avviene tramite un misuratore elettromagnetico, collocato nel punto intermedio del tubo di mandata della pompa, a valle della saracinesca di regolazione del flusso. L'errore di misura del misuratore elettromagnetico è stimato in circa 2 l/min. in condizioni di funzionamento ottimale.



**Fig. 2:** Schema della sezione della canaletta sperimentale a tre pendenze e della canaletta sperimentale (dimensioni in cm).

**Fig. 2:** Cross-section of experimental flumes (cm).

Per la misurazione del tirante idrico sono stati utilizzati 8 piezometri, collocati lungo il tratto centrale della canaletta come indicato in Tab. 1. I punti di presa dei piezometri sono stati posti centralmente rispetto alla larghezza della canaletta. I fori di comunicazione con l'interno della stessa sono stati realizzati secondo la normativa CNR-UNI 10023

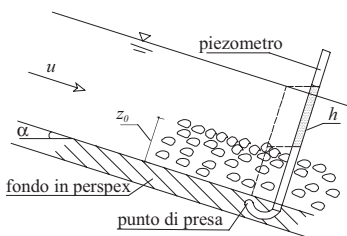
(Fig. 3). Allo scopo di impedire il loro intasamento sono stati coperti con una rete metallica con maglia 0.3 mm.

La misurazione del tirante idrico è effettuata mediante l'utilizzo di tubicini di vetro, aventi diametro interno di 3 mm, disposti ortogonalmente al fondo della canaletta sulla parete laterale esterna. A fianco dei tubicini sono state predisposte delle scale millimetriche per la quantificazione della misura.

**Tab. 1:** Posizione longitudinale dei piezometri a partire dall'inizio del tratto centrale della canaletta a tre pendenze.

**Tab. 1:** Piezometers longitudinal position starting from the beginning of central part of three slopes channel.

Piezometro n.	1	2	3	4	5	6	7	8
Posizione [cm]	60	100	120	140	160	180	200	220



**Fig. 3:** Schema della disposizione di un piezometro per la misura della profondità di scorrimento.

**Fig. 3:** Set-up of piezometer for water depth measurement.



**Fig. 4:** Forma e dimensioni dei sassi realizzati per costituire le protezioni.

**Fig. 4:** Shape and dimension of handcrafted stones for protections.

Per formare il fondo della canaletta sperimentale sono state utilizzate due miscele di materiale di torrente vagliato. Il  $d_{50}$  delle due miscele è rispettivamente di circa 0.5 cm e di 1.0 cm. Lo scarto dal valore medio delle curve granulometriche permette di definire il materiale come

sostanzialmente monogranulare. Il peso specifico del materiale è pari a  $26.0 \text{ kN/m}^3$  ed il suo angolo di attrito interno statico è pari a circa  $38^\circ$ .

I sassi delle protezioni sono stati realizzati artificialmente con una miscela di acqua, ghiaia, sabbia e cemento. Nel getto è stato inserito un tubo rigido del diametro di 2 mm per poter, in seguito, legare i sassi l'uno all'altro. La forma cubica iniziale è stata successivamente modificata in modo da ottenere una forma finale sostanzialmente sferica (Fig. 4) ad elevata scabrezza superficiale. Il diametro dei sassi è di 3.3 cm ed il peso specifico di  $26.0 \text{ kN/m}^3$ .

Il materiale usato per legare i sassi su scala di modello è stato scelto sulla base di criteri di similitudine. Nelle sperimentazioni viene usato un cavo di materiale polimerico avente modulo di Young,  $E_{(Y, \text{nylon})}$ , pari a 3.45 GPa e densità,  $\rho_{\text{nylon}}$ , pari a  $1.14 \text{ kg/dm}^3$ .

Celle di carico (tipo EBM 8550-0120) vengono utilizzate nei test di laboratorio allo scopo di valutare la tensione prodotta dalla forza idrodinamica dell'acqua sul filo utilizzato per legare i sassi, nel caso di protezioni legate ed ancorate. Il corpo della cella di carico è montato esternamente alla canaletta e bloccato all'interno di una struttura cava in perspex (Fig. 5).



Fig. 5: Vista laterale del sistema di montaggio della cella di carico.

Fig. 5: Lateral view of load cell set-up.

L'elemento sensibile, a sbalzo, permette la misurazione della forza trasmessa dal filo d'ancoraggio. Questo, attraverso un foro di piccole dimensioni praticato nella parete laterale della canaletta è collegato all'elemento sensibile della cella di carico. La struttura della cella di carico è impermeabile e realizzata in acciaio inossidabile. L'elemento sensibile è costituito da strain gauges disposti a ponte di Wheatstone. Le celle di carico sono state sottoposte a taratura statica e a taratura dinamica. La curva caratteristica è la seguente:

Dalla taratura dinamica, nell'ipotesi di strumento lineare del

$$Tensione(mV) = 5 \left( \frac{mV}{g_p} \right) Peso(g_p).$$

primo ordine, si è ottenuta una costante di tempo pari a circa 3.5 ms. Tale frequenza è appropriata al rilievo di un segnale la cui frequenza è associata alla macroscale della turbolenza in condizioni di prova che vale circa 20 Hz.

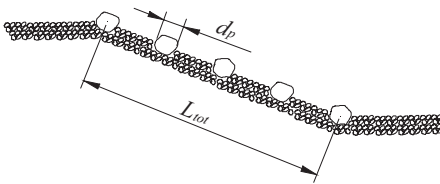
## DEFINIZIONI

### Definizione di quota del fondo

La quota locale del fondo viene definita attraverso l'adozione del criterio dei volumi di compensazione (Schlichting), con la misura al piezometro quando i sassi costituenti la superficie del fondo vengono immersi dall'acqua per il 50 %. La quota locale della superficie libera viene definita dalla misura al piezometro per ogni valore della portata ritenuto significativo. Il tirante idrico locale viene determinato come differenza tra la misura della quota locale del fondo e la misura effettuata a tirante diverso da zero. Il tirante idrico attribuito al campo di moto, per ogni valore della portata, è la media dei tiranti misurati con gli 8 piezometri.

## Definizione di Ricoprimento

La protezione del fondo viene realizzata disponendo i sassi di protezione in file trasversali. Il rapporto tra lo spazio longitudinale occupato dalle  $n$  file presenti sulle rampa e la lunghezza totale  $L$  della stessa è definito ricoprimento  $R$  (Fig. 6):



$$R = \frac{d_p \cdot n}{L_{tot}}$$

Fig. 6: Schema della disposizione longitudinale delle file di sassi di protezione.

Fig. 6: Scheme of longitudinal arrangement of protection boulders rows.

## Definizione di Densità Trasversale

La densità trasversale viene definita come il rapporto tra la lunghezza formata dal prodotto tra il numero di sassi costituenti una fila ed il diametro caratteristico del singolo sasso e la lunghezza della fila di sassi.

In quanto segue, nel caso di sassi legati,  $L1$  indica un rapporto pari a 1 ( $DT=1$ ; i sassi della fila occupano completamente la larghezza della sezione trasversale, il filo che li collega ha larghezza pari alla larghezza della sezione) e  $L2$  pari a 0.89 ( $DT=0.89$ ; in questo caso il filo che collega i sassi è più lungo della sezione della canaletta e lo spazio tra i singoli sassi della fila è maggiore rispetto al caso precedente).

Nel caso di sassi legati ed ancorati  $F1$  indica una densità trasversale a catenaria sviluppata pari a 0.97, mentre  $F2$  indica un rapporto pari a 0.91 (con lo stesso significato visto per le file di sassi legati). In questo caso il parametro fisico significativo considerato è la freccia adimensionalizzata in condizioni critiche (rapporto tra la freccia della catenaria formata dalle file di sassi e la larghezza della canaletta). In generale, ad  $F1$  corrisponde un valore della freccia adimensionalizzata pari a circa 0.1, mentre ad  $F2$  corrisponde un valore pari a circa 0.2.

## I RISULTATI SPERIMENTALI

### Rampe in sassi sciolti

Sono state realizzate circa 60 prove. Alla pendenza del fondo sono stati imposti i valori di 1:5, 1:4 e 1:3. Il materiale del fondo ( $d_f$ ) ha assunto valori di 0.44 cm e di 1.00 cm. Il materiale delle protezioni ha diametro ( $d_p$ ) pari 3.3 cm. Il ricoprimento varia tra 0.00 e 1.00, variando di circa 0.10 tra una prova e l'altra.

La condizione di collasso viene definita in corrispondenza della perdita delle caratteristiche morfologiche della rampa. Le modalità del collasso dipendono dal Ricoprimento ( $R$ ) e sono legate alla movimentazione dei sassi delle protezioni. Per  $R < 0.25$  la corrente assume carattere bidimensionale tra le file di sassi, a seguito della azione idrodinamica.

Si verifica una erosione locale del fondo tra le file che risale la corrente e causa lo scalzamento dei sassi ciclopici (Fig.7) con una successiva rapida perdita della morfologia iniziale.



**Fig. 7:** Modalità di collasso delle rampe in massi sciolti: la configurazione iniziale (a sinistra) e due esempi di collasso ( $R = 20\%$ , al centro;  $R=60\%$  a destra).

**Fig. 7:** Collapse way for loose boulders ramps: initial configuration (on the left) and two collapse examples ( $R = 20\%$ , in the middle;  $R = 60\%$ , on the right).

Per  $0.25 > R > 0.50$  l'incremento di stabilità è attribuibile all'effetto di nascondimento e alla vicinanza delle strutture. La mobilitazione di un singolo masso delle protezioni innesca la destabilizzazione complessiva del fondo attraverso la formazione di una zona preferenziale di deflusso con conseguente aumento della velocità locale (Fig. 7). Per  $R > 0.5$  la diminuzione del numero di resistenza permette il raggiungimento di resistenze maggiori (Becchi). Si verificano, talvolta, limitati spostamenti delle protezioni senza perdita di stabilità complessiva a causa di una ridistribuzione locale ad alveare dei massi delle protezioni. La ridistribuzione causa comunque una maggiore distanza dalle file di monte e la possibilità, all'aumentare della portata, di una significativa erosione del fondo che porta al collasso (Fig. 7).

In Fig. 8 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti per i massi sciolti. I valori critici del parametro di Shields sperimentale ( $\vartheta_{cr} = h_{cr} \cdot \text{sen} \alpha / \Delta \cdot d_f$ ) sono graficati in funzione di  $R$  e delle altre variabili sperimentali. In figura è riportato, inoltre, un modello rappresentativo dei dati sperimentali ottenuto mediante regressione lineare multipla. Il modello è in grado di dare ragione della maggior parte della informazione contenuta nei dati sperimentali ( $R_{det}^2 = 94.3\%$ ). Dalla figura si nota come la stabilità della rampa in massi sciolti sia principalmente legata al rapporto tra il diametro delle protezioni ed il diametro del materiale di fondo e al ricoprimento e scarsamente legata alla pendenza del fondo.

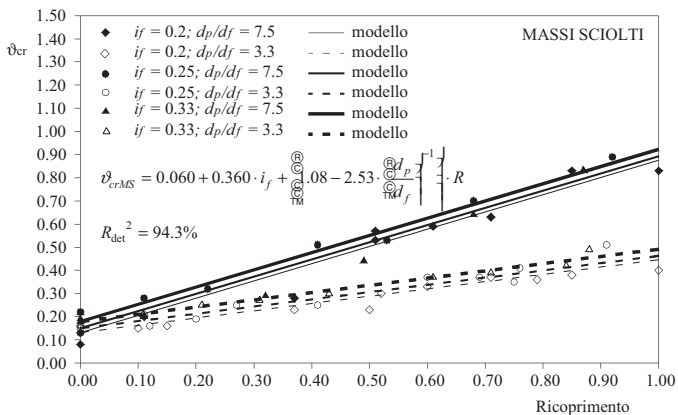
Il legame funzionale tra la funzione di resistenza ed i parametri caratteristici del campo di moto sono di tipo monotono, fatta eccezione per il ricoprimento che presenta un legame quadratico. Quest'ultimo aspetto è evidente soltanto nel caso in massi sciolti, perché in questo caso le prove sperimentali sono state spinte fino al valore di ricoprimento pari a 1.

Per la tipologia di protezione in massi sciolti si ottiene la seguente formula di resistenza in condizioni critiche di stabilità del fondo:

$$\sqrt{\frac{8}{f_{cr}}} = 3.01 - 3.34 \cdot i_f + \frac{d_p}{d_f} (0.28R^2 - 0.13) - 1.52R; \quad R_{det}^2 = 62\% \quad (1)$$

che vale all'interno del seguente campo di variabilità dei parametri indagato:

$$0 < R < 1; \quad 0.2 < i_f < 0.33; \quad 3.3 < \frac{d_p}{d_f} < 7.5$$



**Fig. 8:** Dati sperimentali e modello per la stabilità delle rampe in massi sciolti.  
**Fig. 8:** Experimental data and ramp stability model in case of loose boulders.

### Rampe in massi legati

Sono state realizzate circa 55 prove. Alla pendenza del fondo sono stati imposti i valori di 1:5, 1:4 e 1:3. Il materiale del fondo ( $d_f$ ) ha assunto valori di 0.44 cm e di 1.00 cm. Il materiale delle protezioni ha diametro ( $d_p$ ) pari 3.3 cm. La densità trasversale,  $DT$ , varia da 0.89 a 1.00. Il ricoprimento varia tra 0.00 e 0.60, variando di circa 0.10 tra una prova e l'altra.

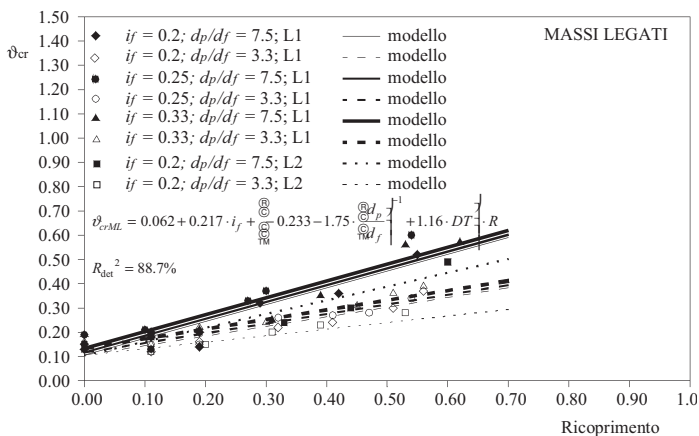


**Fig. 9:** Modalità di collasso delle rampe in massi legati: la configurazione iniziale (a sinistra) e due esempi di collasso ( $R = 20\%$ , al centro;  $R = 40\%$  a destra).

**Fig. 9:** Collapse way for connected boulders ramps: initial configuration (on the left) and two collapse examples ( $R = 20\%$ , in the middle;  $R = 40\%$ , on the right).

Nel caso di fondo protetto con massi legati a bassi valori di ricoprimento ( $R < 0.25$ ) la modalità di collasso e di evoluzione del fondo non differiscono dal caso di rampe in massi sciolti: in queste condizioni si verifica la deformazione delle file di massi indotta dall'erosione localizzata del fondo (Fig. 9). Per maggiori ricoprimenti, la destabilizzazione inizia nelle zone della rampa in prossimità della parete. Ciò è probabilmente da attribuire alla minore collaborazione tra i massi delle protezioni in prossimità delle pareti della canaletta sperimentale. Come in precedenza la perdita di stabilità di una fila si ripercuote sulle file a monte. Nella fase del collasso i massi laterali si spostano parzialmente verso valle e le file dei massi si conformano ad arco rovescio.

In Fig. 10 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti per i massi legati. I valori critici del parametro di Shields sperimentale sono graficati in funzione di  $R$  e delle altre variabili sperimentali. In figura è riportato, inoltre, un modello rappresentativo dei dati sperimentali ottenuto mediante regressione lineare multipla. Il modello è in grado di dare ragione di gran parte della variabilità dei dati sperimentali ( $R_{det}^2 = 88.7\%$ ). Dalla figura si nota come la stabilità della rampa in massi legati sia principalmente legata al rapporto tra il diametro delle protezioni ed il diametro del materiale di fondo, al ricoprimento e alla densità trasversale e scarsamente legata alla pendenza del fondo.



**Fig. 10:** Dati sperimentali e modello per la stabilità delle rampe in massi legati.  
**Fig. 10:** Experimental data and ramp stability model in case of connected boulders.

Si deve mettere in evidenza la significativa riduzione della stabilità della rampa prodotta da una riduzione della densità trasversale (linee punteggiate di Fig. 10), ascrivibile ad un ridotto effetto filtro.

Nel caso di massi legati la funzione di resistenza viene espressa nel modo che segue:

$$\sqrt{\frac{8}{f_{cr}}} = 3.55 - 4.13 \cdot i_f + \frac{d_p}{d_f} (0.27R - 0.16) - 1.8R; \quad R_{det}^2 = 62\% \quad (2)$$

Il campo di validità è il seguente:

$$0 < R < 0.6; \quad 0.2 < i_f < 0.33; \quad 3.3 < \frac{d_p}{d_f} < 7.5; \quad 0.89 < DT < 1.00$$

La debole dipendenza della funzione di resistenza dalla densità trasversale dei massi delle protezioni giustifica il non inserimento della relazione. La ricerca di una relazione univoca che

definisce la resistenza critica per i massi sciolti e legati non ha condotto a risultati significativi; in particolare per i massi legati non è possibile cogliere la non linearità di  $R$  intrinseca nel fenomeno.

### Rampe in massi legati ed ancorati

Sono state realizzate circa 80 prove. Alla pendenza del fondo sono stati imposti i valori di 1:5, 1:4 e 1:3. Il materiale del fondo ( $d_f$ ) ha assunto valori di 0.72 cm e di 1.00 cm. Il materiale delle protezioni ha diametro ( $d_p$ ) pari 3.3 cm. Il ricoprimento varia tra 0.00 e 0.50, variando di circa 0.10 tra una prova e l'altra. La densità trasversale, a catenaria sviluppata, varia da 0.91 a 0.97.

Il collasso della protezione in massi legati ed ancorati si verifica per erosione del materiale del fondo al di sotto delle file di massi (Fig. 11) secondo differenti modalità in funzione del ricoprimento. Il collasso morfologico è preceduto dall'evoluzione morfologica del fondo in direzione longitudinale. Per bassi valori del ricoprimento ( $R < 0.25$ ) si assiste alla parziale ridistribuzione del materiale del fondo in direzione longitudinale, seguita, a portate maggiori, dal collasso secondo le modalità riscontrate sia per protezioni in massi sciolti che per quelli legati (trasporto solido di fondo).



**Fig. 11:** Modalità di collasso delle rampe in massi ancorati: erosione al di sotto delle file.

**Fig. 11:** Collapse way for anchored boulders ramps: erosion underneath boulders rows.

Con coperture maggiori del fondo ( $R > 0.25$ ) i vortici di scia degli elementi delle protezioni sono responsabili dell'aspirazione del materiale del fondo. La destabilizzazione si verifica nel momento in cui l'escavazione raggiunge il piano di posa delle protezioni (Fig. 11). La formazione di una via preferenziale di deflusso al di sotto delle protezioni aggrava l'erosione del fondo deprimendolo. L'aspirazione del materiale cresce con il rapporto  $d_p/d_f$ . Mentre per bassi valori del ricoprimento la stabilità è legata alla mobilità del materiale del fondo, ad alti valori l'effetto filtro gioca un ruolo fondamentale.

In Fig. 12 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti per i massi legati ed ancorati. I valori critici del parametro di Shields sperimentale sono graficati in funzione di  $R$  e delle altre variabili sperimentali, esclusa la pendenza. In figura è riportato, inoltre, un modello rappresentativo dei dati sperimentali ottenuto mediante regressione lineare multipla. Il modello è in grado di dare ragione di gran parte della variabilità

$$\vartheta_{cr} = 0.076 + 0.044 \cdot i_f + \left( -0.63 + 2.71 \cdot i_f + 5.95 \cdot \frac{\frac{R}{TM_d} \cdot \frac{d_p}{d_f}}{\frac{R}{TM_d} \cdot \frac{d_p}{d_f}} \right)^{-1} - 2.025 \cdot \frac{\frac{R}{TM_d} \cdot \frac{d_p}{d_f}}{\frac{R}{TM_d} \cdot \frac{d_p}{d_f}} \cdot R; R_{det}^2 = 88.1\% \quad (3)$$

dei dati sperimentali ( $R_{det}^2 = 88.1\%$ ). Dalla figura si nota come la stabilità della rampa in massi legati ed ancorati sia dipendente, in modo significativo, dal rapporto tra il diametro delle protezioni ed il diametro del materiale di fondo, dal ricoprimento e dalla densità trasversale.

L'effetto della pendenza è inserito nel modello descritto nella (3) ed appare più rilevante rispetto ai casi precedenti.

Anche in questo caso (come per i massi legati) si verifica una significativa riduzione della stabilità della rampa a causa di una riduzione della densità trasversale. A differenza di quanto avviene per le protezioni in massi sciolti ed in massi legati, la diminuzione del rapporto ( $d_p/d_f$ ) produce un incremento della stabilità della rampa. In questo caso la stabilità della rampa è

dominata dall'effetto filtro a scapito della stabilità alla Shields che domina i casi precedenti. In questo caso è evidente, infine, la non linearità del parametro critico di Shields in funzione del ricoprimento.

Nel caso di massi legati ed ancorati la funzione di resistenza viene espressa nel modo che segue:

$$\sqrt{\frac{8}{f_{cr}}} = 3.63 - 2.26 \frac{f_r}{a} - 1.55 \frac{d_p}{d_f} i_f; \quad R_{det}^2 = 65.0\% \quad (4)$$

Il campo di validità è il seguente:

$$0.1 < R < 0.5; \quad 0.2 < i_f < 0.33; \quad 3.3 < \frac{d_p}{d_f} < 4.8; \quad 0.1 (DT = 0.97) < \frac{f_r}{a} < 0.2 (DT = 0.91)$$

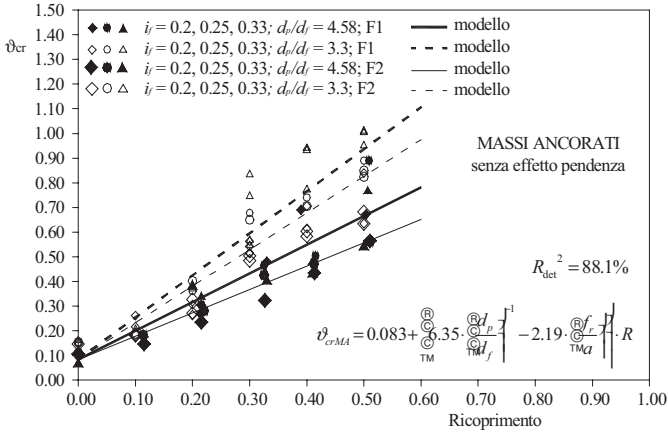


Fig. 12: Dati sperimentali e modello per la stabilità delle rampe in massi ancorati.  
 Fig. 12: Experimental data and ramp stability model in case of anchored boulders.

In quest'ultimo caso la resistenza idrodinamica dipende esclusivamente dai parametri progettuali deputati al controllo dell'effetto filtro.

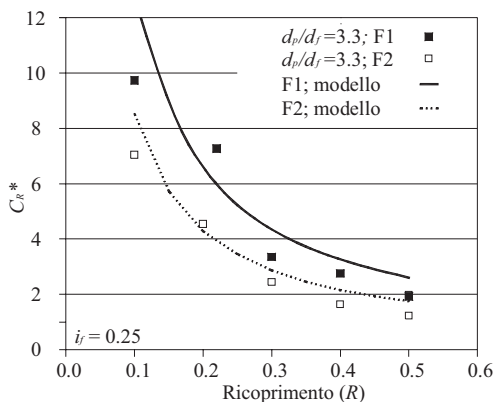
La tensione nei cavi di ancoraggio (alcuni dati sperimentali sono riportati in Fig. 13) viene rappresentata sperimentalmente mediante il coefficiente di tensione del cavo all'ancoraggio  $C_R^*$ , definito nel modo che segue:

$$C_R^* = \frac{S}{\rho \cdot u_*^2 N_i \cdot \pi \frac{d_p^2}{4}}$$

$S$  è la forza sul cavo all'ancoraggio,  $N_i$  è il numero di massi di una fila,  $\rho$  è la densità del fluido,  $u_*$  è la velocità di attrito al fondo. La analisi dei dati sperimentali di tensione nel cavo di ancoraggio fornisce la (5).

Il campo di validità è quello indicato in precedenza. La tensione nel cavo di ancoraggio dipende principalmente dal ricoprimento e dalla densità trasversale, espressa attraverso il parametro  $f_r/a$  (il secondo fattore della relazione su indicata deriva dalla analisi statica della catenaria). Nel campo sperimentale analizzato, la pendenza influisce in minore misura.

$$C_R^* = 1.01 \cdot \left(1 + \frac{a^2}{16f_r^2}\right)^{0.39} \cdot i_f^{0.37} \cdot R^{-0.99}; \quad R_{det}^2 = 82.0\% \quad (5)$$



**Fig. 13:** Alcuni dati sperimentali del coefficiente di tensione nel cavo all'ancoraggio e modello (5);

**Fig. 13:** Some experimental data for tension coefficient of wire at the anchorage and statistical model (5).

## ESEMPIO DI PROGETTO

Si considera un tratto di corso d'acqua montano alla pendenza del 20% con larghezza di circa 10 m. Il diametro caratteristico del fondo (si propone di utilizzare  $d_f = d_{50}$ ) è stimato in circa 30 cm. La progettazione della stabilizzazione d'alveo della rampa viene eseguita facendo riferimento alla portata di progetto, stimando cioè, per la scelta configurazione progettuale, la portata critica e confrontandola con la portata di progetto. La procedura di progetto prevede il calcolo del tirante critico e della resistenza critica, rispettivamente dagli abachi della stabilità e della resistenza idrodinamica.

Dati di progetto ipotizzati:

$$i_f = 0.2; R = 0.3; d_f = 0.3m; \frac{d_p}{d_f} = 3.3; b = 10m; DT = 1; \frac{f_r}{a} = 0.1; Q_p = 15 m^3 / s$$

### Rampa in Massi Sciolti

Dalla equazione (1) si ricava la resistenza:  $f_{cr} = 3.37$ ;

Dalla Fig. 8 si ottiene:  $h_{cr} = 0.57 m$ ;

La portata critica vale  $9.2 m^3/s$ .

### Rampa in Massi Legati

In maniera del tutto analoga si risale ai parametri idrodinamici critici relativi alla rampa in massi legati, impiegando la (2) e la Fig. 10 si ottiene:  $f_{cr} = 2.16$ ;  $h_{cr} = 0.56 m$ ;  $Q_{cr} = 11.4 m^3/s$ .

### Rampa in Massi Ancorati

Dalla (3) si ottiene un numero di resistenza pari a  $f_{cr} = 1.57$ ; dalla Fig. 12 si ottiene un tirante critico  $h_{cr} = 1.36 m$ ; la portata critica vale  $49.5 m^3/s$ .

La fune di ancoraggio va progettata considerando una sollecitazione massima di 80.4 kN (5).

Nel presente caso solo la rampa in massi legati ed ancorati resiste al transito della portata di progetto. D'altra parte il coefficiente di sicurezza ottenuto sulla portata limite appare troppo alto e richiede un affinamento dei parametri progettuali. Per quanto attiene alla analisi degli errori della campagna sperimentale, con riferimento alla portata critica, si rileva come dipenda in modo inverso dal ricoprimento. A bassi valori del ricoprimento l'errore è dell'ordine del 20 %, ad alti valori si riduce a valori dell'ordine del 5 %.

## CONCLUSIONI

L'analisi dei dati sperimentali ha permesso la definizione di criteri progettuali per la stabilizzazione di rampe in funzione dei parametri di progettazione:  $R$ ,  $i_f$ ,  $DT$ ,  $f_f/a$ ,  $d_p/d_f$ . Gli abachi progettuali forniscono i valori della resistenza idrodinamica e del parametro di Shields, in condizioni critiche.

I risultati sperimentali per le rampe in massi legati non differiscono in modo significativo dai risultati ottenuti nel caso di massi sciolti. Questa considerazione vale sia per quanto riguarda il parametro critico di Shields, che per quello che riguarda le modalità del collasso. Sul campo si deve comunque tenere conto della presenza degli effetti bidimensionali sulla sezione trasversale. L'incremento di stabilità nel caso di utilizzo di massi ancorati è notevole soprattutto a ricoprimento maggiore di 0.2. In questo caso il fondo del corso d'acqua subisce una notevole evoluzione prima del collasso (risistemazione del materiale d'alveo, sviluppo della forma a catenaria delle file di massi).

In tutte le ipotesi di sistemazione, l'effetto filtro gioca un ruolo fondamentale; nel caso di massi ancorati è predominante.

Lo studio sperimentale simula fenomeni reali in similitudine di Froude con scale dell'ordine di 1:20 – 1:30. Si ritiene utile una analisi a scala intermedia al fine di valutare la presenza di eventuali effetti scala (per esempio legati all'intrappolamento d'aria talvolta rilevante).

## RINGRAZIAMENTI

L'indagine sperimentale è stata finanziata con fondi COFIN 2001 nell'ambito del progetto di ricerca: *Criteri di dimensionamento di protezione di fondo di corsi d'acqua mediante l'uso di massi ciclopici*. Gli autori ringraziano il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Trento ed in particolare il sig. Lorenzo Forti, oltre a Marco Zamboni e Valentina Pagnotta, che hanno collaborato alla ricerca svolgendo la loro tesi di laurea.

## BIBLIOGRAFIA

- Becchi I. (1978): "Considerazioni sulla scabrezza di letti granulari piani", *Energia Elettrica* N°11-12.
- Bettess R. (1999): "Flow resistance equations for gravel bed rivers", XXVIII I.A.H.R. *Congress of hydraulic engineering for sustainable water and resources management of the turn of the millenium*, Technical University Graz, Graz 1999.
- Schlichting, H. (1936): "Experimental investigation of the problem of surface roughnes", *NACA Technical Memorandum*, No. 823.7(1).
- Nakagawa H., Tsujimoto T., Shimizu Y (1989): "Turbulent flow with small relative submergence", in *Fluvial Hydraulics of Mountain Regions*, Armanini, A., Di Silvio, M. (Eds.), Lecture note on earth Sciences, Vol. 37, Springer-Verlag, 17-32, 1989.
- Scotton P., Lutterotti M., (2004): "Rampe in Massi – Indagine Sperimentale", *Quaderni del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Trento*.