

2.4 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E DI VERIFICA DELLE OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

L'impiego delle tecniche di ingegneria naturalistica nelle sistemazioni idraulico-forestali rischia di essere finalizzato ad un ruolo secondario, meramente estetico-paesaggistico, se non si afferma con concretezza la possibilità di effettuare una progettazione secondo un approccio prettamente ingegneristico. In altre parole occorre mettere in evidenza metodologie che consentano di valutare in modo accurato l'apporto statico che le opere naturalistiche offrono e che, di conseguenza, permettano di scegliere un sistema di opere staticamente adatto a resistere alle forze che minacciano i versanti o all'aggressività erosiva della corrente del corso d'acqua.

Per procedere ad una progettazione corretta delle opere di ingegneria naturalistica sfruttandone a pieno le potenzialità è necessario, quindi, disporre di calcoli attendibili che dimostrino la funzione statica che le piante sono in grado di esercitare tramite il loro apparato radicale, o l'influenza delle coperture vegetali delle sponde dei corsi d'acqua sugli indici di scabrezza delle formule del moto.

In tal contesto, uno dei limiti dell'ingegneria naturalistica consiste nell'insufficienza di esperienze e dati, in particolar modo in Italia, che consentano di perseguire agevolmente la strada in precedenza discussa. Attualmente si può far riferimento a dati e documentazione tratti da esperienze straniere; particolarmente attivi nel campo dei rivestimenti vegetali dei canali Germania e Gran Bretagna.

Nel seguito verranno esposte alcune metodologie che consentono di dimensionare opere attinenti la protezione dell'alveo e delle sponde dei corsi d'acqua dall'azione erosiva della corrente, in particolare vengono trattati i

casi di rivestimento di canali con manto erboso, il rivestimento con opere di ingegneria naturalistica e la protezione delle sponde e del letto dei corsi d'acqua mediante massi sciolti.

2.4.1 *Rivestimento di canali con manto erboso*

Nel caso di rivestimenti che utilizzano specie vegetali diverse, come elementi strutturali per la stabilizzazione delle sponde, è necessario verificare idraulicamente il canale, quindi, occorre scegliere attentamente i valori di indici e coefficienti di scabrezza in relazione alle caratteristiche del rivestimento.

La letteratura tecnico-scientifica sull'argomento non è affatto esaustiva, lo sviluppo di tali tecniche è ancora limitato e scarsamente documentato sotto l'aspetto idraulico. Occorre sottolineare che le esperienze sinora condotte si riferiscono ad interventi che non hanno quasi mai superato i 5 anni di osservazione e, soprattutto, non risultano ben documentati gli effetti negativi di eventuali fenomeni di piena verificatisi nello stesso periodo.

Tuttavia, per quanto riguarda i rivestimenti erbosi o con specie vegetali a sviluppo verticale limitato, è possibile avvalersi dei risultati ottenuti da alcuni lavori sperimentali effettuati per canali di irrigazione originariamente sprovvisti di vegetazione e successivamente coperti da piante che ne hanno alterato le caratteristiche idrauliche (*Hewlett et al.*, 1987; *Frevert et al.*, 1955).

La presenza della vegetazione è sorgente di turbolenza ovvero di perdita di energia cinetica che globalmente si esprime con un effetto ritardante del moto.

Facendo riferimento all'equazione del moto uniforme nella forma di Manning:

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2};$$

occorre valutare l'indice di scabrezza n di Manning che, nel caso dei rivestimenti vegetali, non appare una costante caratteristica del rivestimento, bensì è sensibilmente influenzato dallo sviluppo verticale della vegetazione in relazione alla profondità d'acqua locale e dalla forma della sezione trasversale del canale. In particolare è stato dimostrato che l'indice di scabrezza n cresce all'aumentare dell'altezza d'acqua e, quindi, della portata fino al livello di massimo sviluppo verticale della specie vegetale per poi decrescere bruscamente in condizioni di sommergenza completa della copertura come rappresentato in figura 2.46.

Attraverso prove sperimentali condotte dal "U.S. Agricultural Service" (Chow, 1973; Frevert *et al.*, 1955) è stata evidenziata una relazione biunivoca tra l'indice n di Manning ed il prodotto RV del raggio idraulico R per la velocità media V della corrente. I risultati sperimentali sono stati raggruppati attorno a 5 curve intermedie relative ad altrettanti gradi di ritardo o di resistenza riportate nella figura 2.47.

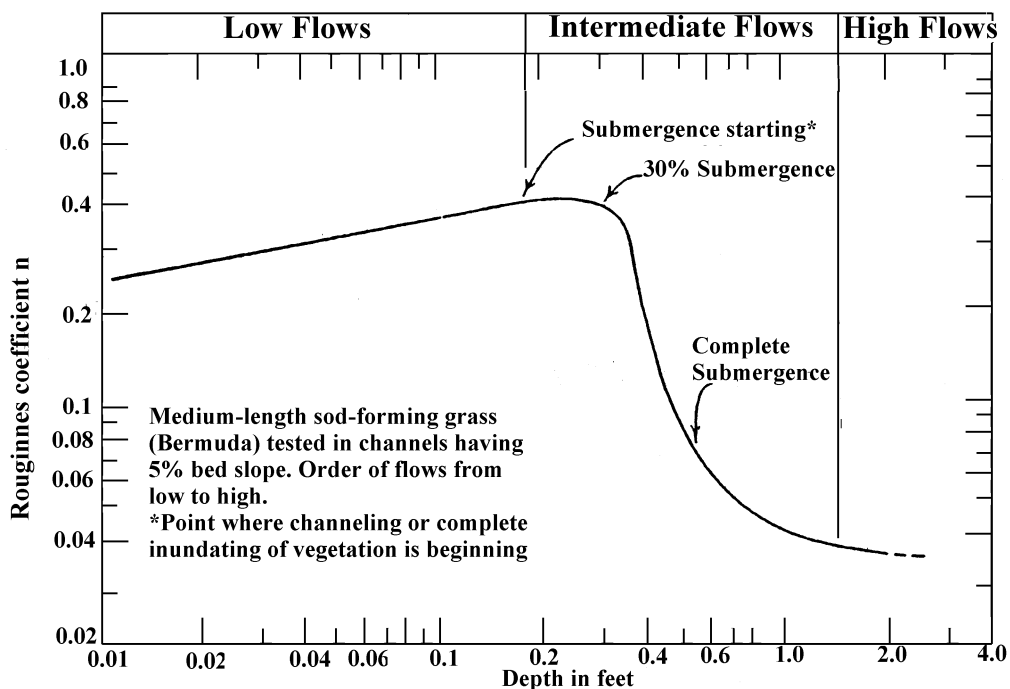


Figura 2.46 - Indice di scabrezza di Manning in funzione del livello idrico in un alveo con protezione di sponda vegetale (Hewlett et al., 1987; Frevert et al., 1955) (Maione U., Brath A., Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali, Editoriale BIOS, 1994).

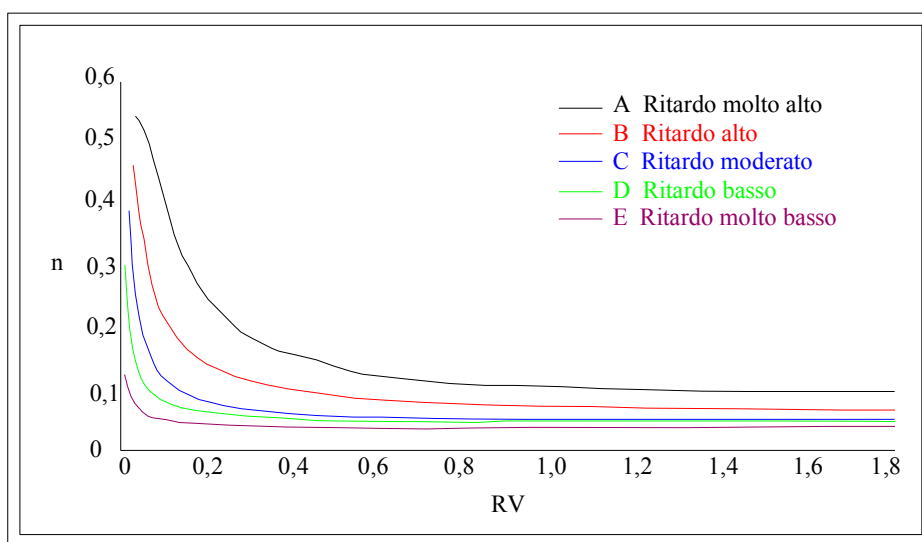


Figura 2.47 - Indice di Manning in funzione del prodotto R·V in alvei vegetati (Chow, 1973) (Maione U., La sistemazione dei corsi d'acqua montani - Bios, 1998).

La distinzione in 5 classi di ritardo è funzione del tipo di vegetazione, del suo stadio di crescita e della sua densità areale come è indicato nelle tabelle 2.5 e 2.6. In particolare la tabella 2.5 si propone come guida per la scelta del grado di ritardo della corrente, per diversi valori della lunghezza media della vegetazione in relazione allo stato della vegetazione.

Portamento della pianta	lunghezza media della vegetazione (cm)	Grado di ritardo
Buono	>75	A molto alto
	25-60	B alto
	15-25	C moderato
	5-15	D basso
	<5	E molto basso
Discreto	>75	B alto
	25-60	C moderato
	15-25	D basso
	5-15	D basso
	<5	E molto basso

Tabella 2.5 - Guida nella selezione del grado di ritardo. *U.S. Soil Conservation Service; (Chow, 1973)*.

Grado di ritardo	Tipo di copertura	Condizione delle piante
A molto alto	- eragrostis spp. - andropogon ischaemum	- eccellente portamento eretto, alta (media 75 cm) - eccellente portamento eretto, alta (media 90 cm)
B alto	- pueraria spp. -Cynodon dactylon - miscela di erbe autoctone (andropogon, bouteloua gracilis e altre graminacee alte o basse) - eragrostis spp. - lespedeza sericea - medicago sativa - bouteloua gracilis - pueraria spp. - Cynodon dactylon - bouteloua gracilis	- Elevata densità di crescita, non tagliata - buon portamento eretto, alta (media 30 cm) - buon portamento eretto, non tagliate - buon portamento eretto, alta (media 30-60 cm) - buon portamento eretto, alta (media 30-60 cm) - buon portamento eretto, non legnosa, alta (media 50 cm) - buon portamento eretto, non tagliata, alta (media 25 cm) - buon portamento eretto, tagliata (media 30 cm) - crescita densa, non tagliata - buon portamento eretto, non tagliata (media 30 cm)
C moderato	- digitaria - Cynodon dactylon - lespedeza striata - miscela di leguminose e graminacee autunno e primavera (dactylis glomerata, agrostis gigantea, lolium multiflorum, lespedeza striata) - lespedeza sericea	- portamento poco eretto, non tagliata (25-120 cm) - buon portamento eretto, tagliata (media 15 cm) - buon portamento eretto, non tagliata (media 25 cm) - buon portamento eretto, non tagliata (media 8-15 cm) - buon portamento eretto, tagliata 5 cm
D basso	- Cynodon dactylon - lespedeza striata - miscela di leguminose e graminacee autunno e primavera (dactylis glomerata, agrostis gigantea, lolium multiflorum, lespedeza striata) - lespedeza sericea	- buon portamento eretto, tagliata a 6 cm di altezza - eccellente portamento, non tagliata (media 12 cm) - buon portamento eretto, non tagliate (10-12 cm) - dopo il taglio a 5 cm d'altezza, portamento molto buono prima del taglio
E molto basso	- Cynodon dactylon - Cynodon dactylon	- buon portamento eretto, tagliata a 5 cm di altezza - stoppia bruciata

Tabella 2.6 - Classificazione del grado di ritardo per diversi tipi di vegetazione. *U.S. Soil Conservation Service; (Chow, 1973).*

Per dimensionare i canali con rivestimento vegetale è possibile seguire una metodologia che fa riferimento alle curve n-RV, ma occorre prima determinare i valori ammissibili di velocità della corrente dei canali con

rivestimento vegetale, cioè valori di velocità limite oltre i quali l'azione erosiva esercitata dalla corrente può minacciare la stabilità della copertura. La tabella 2.7 fornisce alcune indicazioni circa i valori di velocità che si possono assumere, in funzione del tipo di copertura vegetale, della pendenza e delle condizioni del terreno.

Copertura	Range di pendenza [%]	Velocità consentita [m/s]	
		Suolo resistente all'erosione	Suolo facilmente erodibile
Cynedon dactylon	0-5	2,4	1,8
	5-10	2,1	1,5
	>10	1,8	1,2
Bouteloua gracilis	0-5	2,1	1,5
	5-10	1,8	1,2
	>10	1,5	0,9
Miscela di erbe <i>(Non usare in pendenze più ripide del 10%)</i>	0-5	1,5	1,2
	5-10	1,2	0,9
Lespedeza sericea, eragrostis spp., andropogon ischaemum, pueraria spp., medicago sativa, digitaria. <i>(Non usare in pendenze più ripide del 5% eccetto che in combinazione, per pendenze laterali del canale.)</i>	0-5	1,0	0,7
piante annuali - usate in pendenze miti o come protezione temporanea finché le coperture permanenti sono stabilizzate, lespedeza striata. <i>(Non usare in pendenze più ripide del 5%.)</i>	0-5	1,0	0,7

Tabella 2.7 - Velocità consentite per canali rivestiti con vegetali. U.S. Soil Conservation Service; (Chow, 1973).

E' possibile suddividere in due fasi distinte il procedimento da seguire per la progettazione dei canali con copertura vegetale:

- Fase di progetto del canale, che consiste nell'assegnare le dimensioni al canale sotto la condizione del più basso grado di "ritardo", ipotizzando una velocità nel canale pari a quella limite.
- Fase di verifica della stabilità del canale, nella quale occorre determinare la profondità addizionale da assegnare al canale necessaria a sostenere la portata di progetto in condizioni di massimo "ritardo", cioè con un rivestimento completamente sviluppato.

Noti la portata di progetto Q , la pendenza j ed il tipo di vegetazione da utilizzare, le fasi di progetto e di verifica consistono nelle procedure iterative descritte di seguito.

Fase di progetto

1. Si assume un valore di tentativo per l'indice di Manning, dalla curva n - RV di figura relativa ad un ritardo basso e si determina il valore VR ;
2. dalla tabella 2.7 si ricava il valore di velocità ammissibile per il canale in funzione della copertura vegetale, della pendenza e del tipo di suolo e si ricava quindi il valore del raggio idraulico R ;
3. si calcola il prodotto RV utilizzando la formula di Manning:
$$V \cdot R = \frac{1}{n} \cdot 1,49 \cdot R^{5/3} \cdot j^{1/2}$$
 e lo si confronta col valore di VR trovato al punto 1;
4. si itera la procedura fermandosi quando i due valori del prodotto VR trovati ai punti 1 e 3 coincidono.

5. si calcola l'area della sezione: $A = \frac{Q}{V}$ e si assegnano le dimensioni della sezione trasversale del canale.

Fase di verifica

1. Si assume un valore di tentativo della profondità del canale y e si determinano l'area A ed il raggio idraulico R ;
2. si calcola la velocità $V = \frac{Q}{A}$ ed il prodotto RV ;
3. dalla curva di figura 2.47 relativa ad un ritardo alto della corrente si determina l'indice di Manning n ;
4. si calcola il prodotto RV utilizzando la formula di Manning:
$$V \cdot R = \frac{1}{n} \cdot 1,49 \cdot R^{5/3} \cdot j^{1/2}$$
 e lo si confronta col valore di RV trovato al punto 2;
5. si itera la procedura arrestandola quando il valore della velocità V trovato al punto 4 coincide con quello trovato al punto 2;
6. alla profondità ricavata y si assegna un opportuno franco di sicurezza.

In tempi più recenti test condotti a scala di laboratorio da *Larsen et al.* (1990) e da *Kouwen* (1992) hanno fornito risultati che avvalorano la validità delle curve n - RV ricavate dalle esperienze del "U.S. Agricultural Service", anche se permangono dubbi circa la loro trasferibilità alla scala di prototipo, elaborando, inoltre, una tecnica matematica utilizzabile per dimensionare i canali con rivestimenti vegetali in luogo del metodo grafico appena descritto.

2.4.2 Rivestimento di sponde fluviali con opere di ingegneria naturalistica

Anche nei casi di rivestimento delle sponde del corso d'acqua con manufatti di ingegneria naturalistica, affiora la necessità di valutare la resistenza delle opere, soprattutto durante gli eventi di piena, permettendo così di optare per sistemi di protezione stabili all'azione di trascinamento della corrente.

Per quanto riguarda le sollecitazioni che la corrente idrica esercita direttamente sulle parti vegetali delle opere di ingegneria naturalistica, è praticamente impossibile giungere ad una valutazione di tipo deterministico dello stato tensionale nel fusto e nell'apparato radicale. Diversi botanici hanno condotto prove di resistenza a strappo e a taglio delle radici, come testimonia la tabella 2.8 (*Schiechl*, 1991), ma sarebbe concettualmente errato confrontare questi valori limite con lo sforzo di trascinamento di riferimento $\tau = \gamma \cdot R \cdot j$ esercitato dalla corrente sul contorno bagnato della sezione. Occorre precisare, infatti, che lo stato tensionale della singola pianta è caratterizzato non solo dallo sforzo tangenziale agente su tutta la sua superficie laterale, ma anche dalla sollecitazione idrodinamica normale e quindi, nel complesso, dipende dalle caratteristiche flessionali e dalla configurazione deformata che la specie vegetale assume quando investita dalla corrente. Appare chiaro come un simile approccio sia improponibile, occorre quindi seguire una metodologia differente che si affida all'analisi sperimentale in laboratorio e in campagna per ricavare valori di resistenza delle opere di ingegneria naturalistica, consentendo così di effettuare le verifiche idrauliche sulla sicurezza dei rivestimenti.

Un modo di procedere per verificare la stabilità delle opere spondali può essere quello proposto da Di Fidio (*Di Fidio M., I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995*) che suggerisce di determinare la

forza di trascinamento per unità di superficie della corrente per diverse sezioni:

$$\tau(L) = \gamma \cdot R \cdot j$$

in modo da poter rappresentare graficamente con una curva la forza di trascinamento in funzione della lunghezza L del corso d'acqua distintamente per la riva sinistra e quella destra (figura 2.48).

Resistenza delle radici delle piante in kg/cm ²			
	<i>max</i>	<i>min</i>	<i>media da 15 misurazioni</i>
Agropyron repens (STINY)	253	72	
Amaranthus retroflexus (STINY)	48	19	
Artemisia campestris (SCHIECHTL)	264	91	
Atriplex patulum (STINY)	306	93	
Campanula trachelium (STINY)	37	0	
Capsella bursa pastoris (STINY)	101	37	
Convolvulus arvensis (STINY)	210	48	
Medicago sativa (SCHIECHTL)	665	254	
Plantago lanceolata (STINY)	74	40	
Plantago major (STINY)	60	26	
Populus nigra (SCHIECHTL)	120	49	
Rumex conglomeratus (STINY)	62	14	
Salix fragilis (HILLER)	255	97	179
Salix elaeagnos (HILLER)	163	115	150
Salix helvetica (HILLER)	240	76	139
Salix hastata (HILLER)	178	86	131
Salix starkeana (HILLER)	203	88	127
Salix cinerea (HILLER)	122	89	109
Salix hegetschweiler (HILLER)	145	68	94
Solanum nigrum (STINY)	389	162	
Taraxacum officinale (STINY)	44	0	
Trifolium pratense (STINY)	185	109	

Tabella 2.8 - Resistenza delle radici delle piante (Schiechtl, 1991) (Maione U., Brath A., Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali, Editoriale Bios, 1994).

Identificato in tal modo l'insieme di forze che sollecitano l'alveo è possibile concepire un adeguato sistema di protezione con vegetali e/o inerti.

La forza unitaria di resistenza $\bar{\tau}(L)$, che può essere esplicitata da parte dei vari rivestimenti vegetali o misti, può essere rappresentata anch'essa in funzione della lunghezza L del corso d'acqua sia per la sponda destra che per quella sinistra. La curva $\bar{\tau}(L)$ deve essere sempre superiore alla curva rappresentante la forza unitaria di trascinamento della corrente, $\bar{\tau} > \tau$, tuttavia la differenza $(\bar{\tau} - \tau)$, ossia il franco di sicurezza può essere variabile.

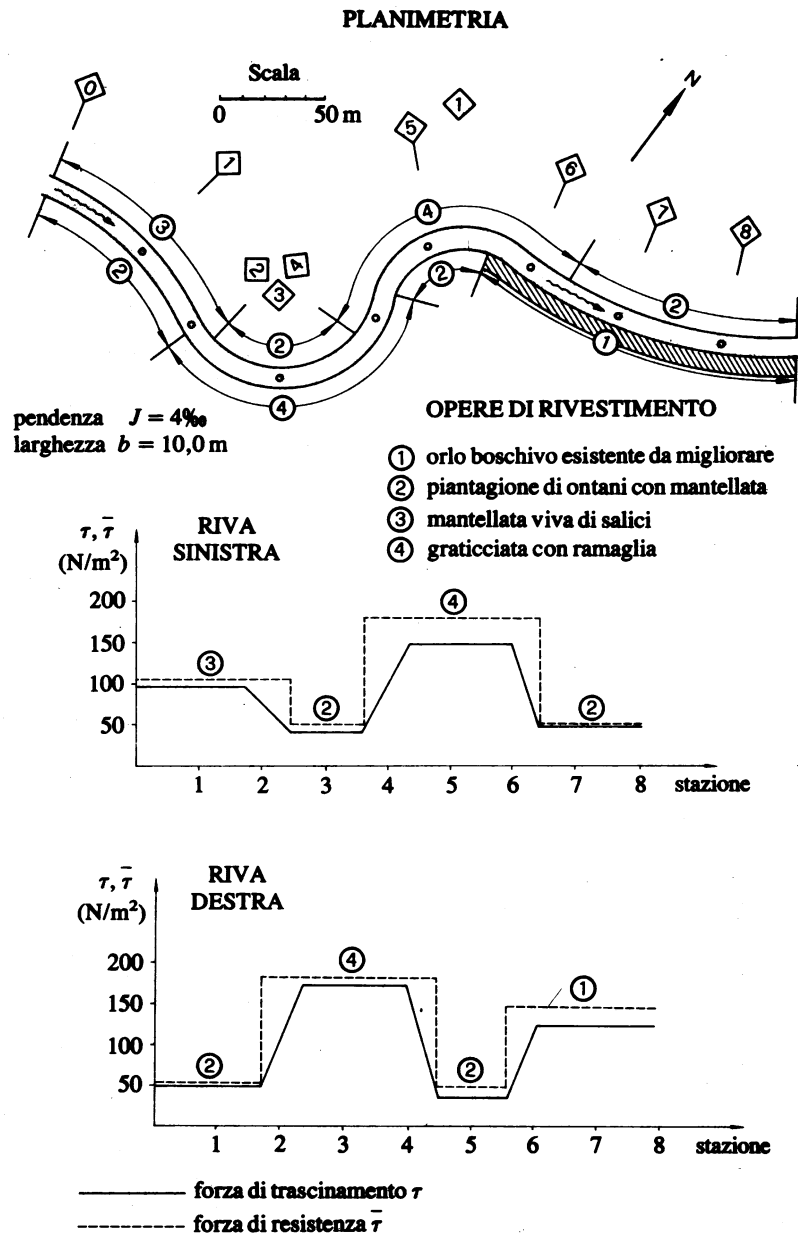


Figura 2.48 - Rappresentazione della forza unitaria di trascinamento della corrente e della forza unitaria resistente da parte delle opere di rivestimento (Johannsen R.) (Di Fidio M., I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995).

Per il tracciamento della curva $\bar{\tau}(L)$ occorre un'analisi delle forze di resistenza nel loro sviluppo temporale, a tal fine è opportuno considerare la forza $\bar{\tau}(L)$ come la somma di due contributi:

$$\bar{\tau}(L) = \bar{\tau}_1 + \bar{\tau}_2;$$

dove:

- $\bar{\tau}_1$ è la resistenza unitaria che si esplica immediatamente dopo la realizzazione del rivestimento protettivo, strettamente legato alle caratteristiche dello stesso si riduce nel tempo;
- $\bar{\tau}_2$ è la resistenza unitaria esercitata dalla vegetazione, inizialmente nulla aumenta col tempo in funzione dello sviluppo dell'apparato radicale e delle parti aeree delle piante messe a dimora.

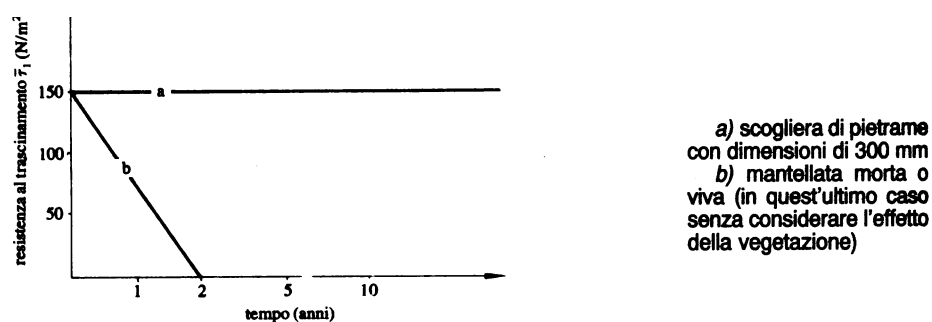
Nelle opere di ingegneria naturalistica miste, costituite da materiali inerti e vivi, $\bar{\tau}_1$ rappresenta la resistenza esplicita dai materiali inerti, mentre $\bar{\tau}_2$ è la resistenza esercitata dai materiali vivi.

Nel caso di opere di ingegneria naturalistica che impiegano solo materiali vivi, per esempio mantellate vive, con talee di salice e verghe accostate e tenute strette mediante filo di ferro e fissate al terreno tramite paletti, la resistenza $\bar{\tau}_1$ viene esercitata immediatamente per effetto della presenza dei paletti e del filo di ferro; col tempo, lo sviluppo, dalle talee, delle radici e dei rami in forma cespugliare consente di far affidamento sulla resistenza $\bar{\tau}_2$ sempre crescente, ma nel contempo si riduce $\bar{\tau}_1$ a causa della decomposizione del graticcio costituito da verghe, paletti e filo di ferro (figura 2.49).

La resistenza $\bar{\tau}_2$ esercitata dalle piante dipende da numerosi fattori tra i quali la specie vegetale utilizzata, l'età e lo stato di salute della stessa, inoltre,

a parità di vegetazione subentrano altri fattori in grado di variare la resistenza $\bar{\tau}_2$ come le caratteristiche del suolo e del clima.

Il valore di $\bar{\tau}_2$ deve essere determinato sperimentalmente, alcuni valori sono forniti nella tabella 2.9, e per tenere conto di tutti i fattori che lo influenzano conviene applicare un opportuno coefficiente riduttivo ≤ 1 che tenga conto delle caratteristiche del suolo e del clima della sezione d'alveo in esame.



b) Resistenza $\bar{\tau}_2$, inizialmente nulla, dovuta alla vegetazione, che si incrementa nel tempo parallelamente allo sviluppo delle radici e delle parti aeree delle piante

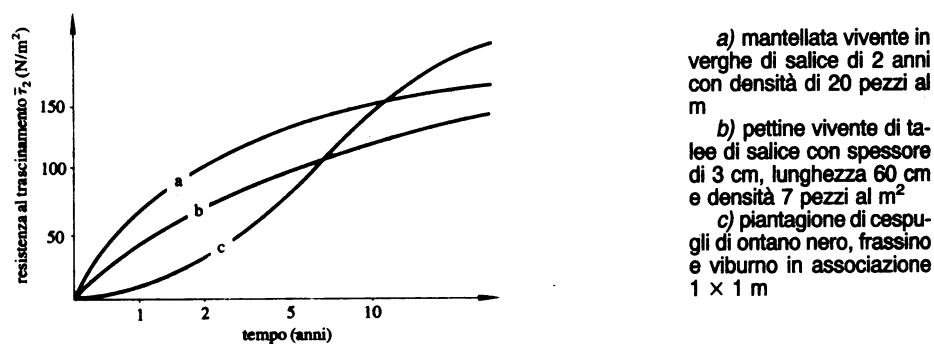


Figura 2.49 - Variazione nel tempo della resistenza offerta dai rivestimenti spondali alla forza di trascinarsi della corrente (Johannsen R.) (Di Fidio M., *I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio* - Pirola, 1995).

La metodologia appena descritta può essere effettivamente una strada percorribile solo se risulta disponibile una quantità sufficiente di dati sperimentali nelle varie condizioni applicative. In Italia questi dati sono ancora scarsi e occorre, per il momento, affidarsi a esperienze straniere come quelle tedesche più consolidate.

<i>Sistemi di copertura</i>	<i>Resistenza unitaria limite [N/m²]</i>
Zolle erbose	20
Fascinate, viminate	50-70
Gettate di grossi sassi e scogliere	150-250
Murature a secco, mantellate calcestruzzo	500-600
Gabbioni	>1500

Tabella 2.9 - Valori limite della resistenza alla forza di trascinamento unitaria della corrente da parte di alcune tipologie di opere (Marzolo F., Costruzioni idrauliche, CEDAM PADOVA, 1963).

La tabella 2.10 riporta alcuni valori sperimentali di resistenza al trascinamento per diverse opere di copertura delle sponde senza consolidamento al piede, a tal riguardo occorre evidenziare che non si tratta di valori limite, in corrispondenza dei quali inizia l'erosione, ma solo di valori di forze generate in condizioni di piena alle quali le opere di ingegneria naturalistica hanno resistito.

Sistemi di copertura	Resistenza unitaria misurata in tempo di piena [N/m ²]			
	<i>Alla data del collaudo</i>	<i>Al termine del 1° periodo vegetativo</i>	<i>Al termine del 2° periodo vegetativo</i>	<i>Al termine del 3° periodo vegetativo</i>
Piantagione semplice	0	10	30	>30
Prati	10	30	30	30
Mantellata viva di salici	50	150	300	>300
Piantagione con letto di ramaglie	15	-	75	120
Gettata di pietrame rinverdita	50	-	100	250
Graticciata con ramaglia rinverdita	100	200	-	>300
Scogliera di massi rinverdita	75	100	300	>350

Tabella 2.10 - Valori sperimentali di resistenza al trascinamento della corrente misurati su opere spondali senza consolidamento al piede (*Begemann W., Schiechl H.*) (*Di Fidio M., I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995*).

Altri valori sperimentali sono riportati nella tabella 2.11, mentre nella tabella 2.12 sono forniti valori di resistenza al trascinamento da parte di opere di consolidamento al piede, a tal proposito si ricorda che la combinazione di opere di consolidamento al piede con opere di rivestimento, oltre a garantire la stabilità del piede, aumenta la resistenza media della copertura del 20-30% circa.

Sistemi di copertura	Resistenza unitaria misurata in tempo di piena [N/m ²]	
	Alla data del collaudo	Dopo 3 o 4 periodi vegetativi
Manto erboso	10	100
Trapianto di canneto	5	30
Rullo di canneto	30	60
Graticciata	10	50
Fascinata viva	60	80
Gradonata di salici	20	140
Copertura diffusa di salici	50	300
Piantagione di latifoglie	20	120
Fastelli di fascine	100	300
Gettata di sassi guarnita di talee	50	250
Scogliera con rami interposti	200	300
Scogliera grezza	-	250
Muro a secco, selciato, blocchi a strati	-	600

Tabella 2.11 - Valori di resistenza al trascinamento misurati su opere di ingegneria naturalistica (*Schiechtl-Stern, Ingegneria Naturalistica, Manuale delle costruzioni idrauliche, Edizioni Arca, 1994*).

Sistema di consolidamento	Resistenza unitaria misurata in tempo di piena [N/m ²]	Profondità efficace [m]
Radici sporgenti nell'acqua	20	0,40
Alberi morti completi di chioma	40	0,80
Fascine viventi	60	0,60
Gabbioni rinverditi	80	0,80
Rotoli di canneto	50	0,60
Difesa elastica con massi	>300	2,50

Tabella 2.12 - Valori sperimentali di resistenza al trascinamento misurati su opere di consolidamento al piede di opere spondali (*Begemann W., Schiechtl H.*) (*Di Fidio M., I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995*).

2.4.3 Stabilizzazione dell'alveo di un corso d'acqua mediante massi sciolti

L'erosione delle sponde del corso d'acqua può essere impedita attraverso difese longitudinali chiamate a "scogliera", costituite da grossi massi lapidei disposti a secco, a creare strutture flessibili di protezione. E' possibile ricorrere anche alla protezione a scogliera del fondo alveo, è questo il caso di torrenti di montagna dotati di forte pendenza che subiscono un abbassamento del fondo a causa dell'erosione eccessiva mettendo in pericolo la stabilità delle sponde.

Il problema progettuale cardine, nel caso delle difese a scogliera, consiste nella determinazione del diametro minimo dei massi costituenti l'opera di protezione che garantisca la stabilità della stessa. In questo paragrafo viene esposta una procedura progettuale proposta da Armanini e Scotton (*Armanini A. e Scotton P., 1995*) riguardo la realizzazione di opere a scogliera.

I criteri che stanno alla base dell'impostazione seguita da Armanini e Scotton derivano dalla teoria del moto incipiente di Shields, portando in conto l'effetto delle forze di gravità nel caso di sponde inclinate o di pendenza del fondo non trascurabile.

La procedura risolve il problema della determinazione del diametro minimo da assegnare in fase di progetto ai massi quando nel corso d'acqua, del quale si conoscono le caratteristiche geometriche della sezione trasversale e la pendenza, fluisce una portata Q . Il metodo di calcolo è iterativo e consiste nei seguenti passi:

1. si considera un valore di primo tentativo del diametro d dei massi;

2. ipotizzando un regime di moto uniforme, si determina l'altezza idrica h di moto uniforme attraverso la scala di deflusso costruita mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = A \cdot K \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

dove R e A sono, rispettivamente, il raggio idraulico e l'area della sezione trasversale dell'alveo, mentre J è la pendenza del corso d'acqua e k è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$K = \frac{26}{d^{1/6}} \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$$

Qualora non risulti accettabile l'ipotesi di moto uniforme, la determinazione delle condizioni idrodinamiche diviene più complessa e occorre ricorrere ad adatti modelli risolutivi;

4. si determina lo sforzo tangenziale massimo τ_0 ricavabile mediante grafici simili a quelli di figura 2.50 dove sono riportati i valori ξ dello sforzo tangenziale massimo adimensionalizzato sul fondo e sulle sponde, in funzione del tipo di sezione e del rapporto b/h con b larghezza del fondo. Lo sforzo tangenziale è adimensionalizzato rispetto alla quantità $\gamma \cdot h \cdot i$, con i pendenza locale della linea dell'energia e γ peso specifico dell'acqua, e quindi può essere espresso dalla relazione:

$$\tau_0 = \xi \cdot \gamma \cdot h \cdot i$$

5. si calcola la velocità di attrito locale:

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{\xi \cdot g \cdot h \cdot i};$$

6. si calcola il numero di Reynolds del grano:

$$Re^* = \frac{u^* \cdot d}{\nu}$$

dove ν è la viscosità cinematica dell'acqua;

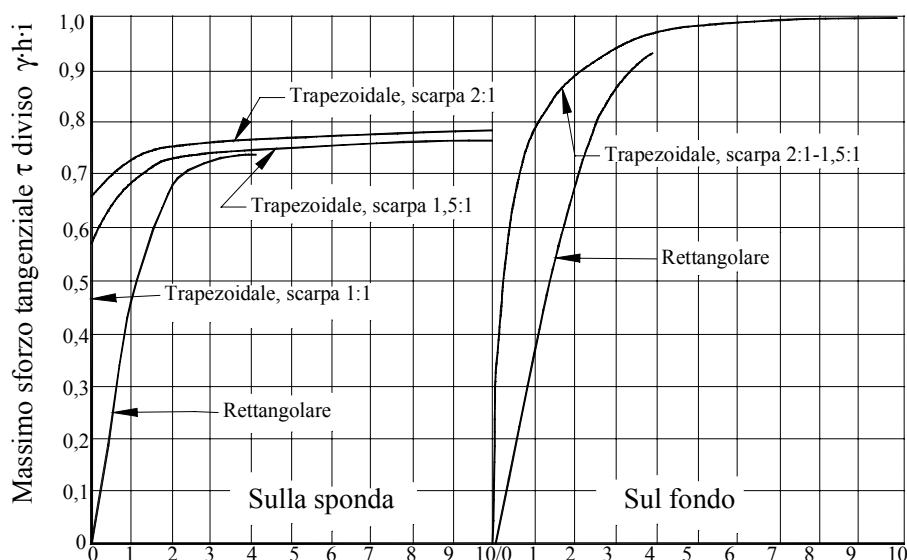


Figura 2.50- Massimi sforzi tangenziali sul fondo e sulle sponde di alvei a sezione trapezia (Lane e Carlson, 1953), (Maione U., Brath A., Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali, Editoriale Bios, 1994).

7. si calcola il parametro di mobilità critico di Shields θ_c che nel caso di alveo orizzontale, per $Re^* \geq 200$, si assume pari al valore 0,06:

$$-\theta_c = \frac{u^2}{g \cdot d \cdot \Delta} \cong 0,06 \quad \text{dove } \Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w};$$

di seguito vengono considerati i coefficienti correttivi da applicare al valore di θ_c nei casi di pendenza del fondo alveo non trascurabile, di bassa sommergenza relativa, cioè dimensione dei massi dello stesso ordine del tirante idrico, ed il caso di protezione delle sponde per tenere conto dell'inclinazione delle stesse:

$-\left| \cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha)}{\operatorname{tg}(\phi)} \right|$ Nel caso di pendenza del fondo non trascurabile,

dove α è la pendenza del fondo alveo e ϕ l'angolo di attrito del materiale lapideo del fondo alveo;

$-\left(1 + 0,67 \cdot \left| \frac{d}{h} \right|^{0,5} \right)$ Nel caso occorra computare gli effetti della

sommergenza relativa (*Armanini A., 1990*);

$-\left| \cos(\theta) \cdot \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2(\theta)}{\operatorname{tg}^2(\phi)}} \right|$ Nel caso si debba considerare la pendenza

delle sponde (*Lane E.W., 1953*), con θ pendenza delle sponde.

I coefficienti appena illustrati devono essere applicati anche insieme se si presentano contemporaneamente alcune delle situazioni descritte.

8. si determina il valore del diametro dei massi attraverso la formula:

$$d = \frac{u^{*2}}{g \cdot \Delta \cdot \theta_c}$$

9. si itera il procedimento arrestandosi quando il valore di d calcolato al punto 8 coincide con quello ipotizzato.

Una situazione particolare che occorre valutare con attenzione si presenta nei canali in curva, poiché il moto acquisisce velocità maggiori all'intradosso rispetto all'estradosso e, nel caso delle correnti supercritiche, l'incremento di velocità non è trascurabile. Dalla teoria bidimensionale delle correnti supercritiche, all'estradosso ed

all'intradosso si susseguono massimi e minimi di livello idrometrico causati dalle deviazioni planimetriche della corrente. Utilizzando i simboli di figura dove V_0 è la velocità media della corrente a monte della curva, il massimo dislivello tra estradosso ed intradosso vale (Ghetti A., 1977):

$$\Delta y \cong \frac{2 \cdot V_0^2 \cdot b}{g \cdot r_m};$$

e si verifica ad una distanza angolare, dall'inizio della curva, pari a:

$$\theta' = \arctg \left(\frac{b}{\left| r_m + \frac{b}{2} \right| \cdot \operatorname{tg}(\beta)} \right);$$

Ipotizzando che l'energia specifica rispetto al fondo si mantenga costante lungo la sezione trasversale:

$$H = h + \alpha \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

è possibile calcolare le quote idrometriche e la velocità all'estradosso ed all'intradosso della curva, assumendo l'energia specifica pari a quella a monte della curva:

$$h_{est} = h + \frac{\Delta y}{2};$$

$$h_{int} = h - \frac{\Delta y}{2};$$

$$V_{est,int} = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H \pm h_{est,int})};$$

A questo punto il procedimento di calcolo del diametro dei massi, in caso di canale in curva, è simile al procedimento esposto in precedenza per canali rettilinei, con la differenza che occorre avere l'accortezza di considerare i corretti valori di velocità e altezza idrometrica a seconda se

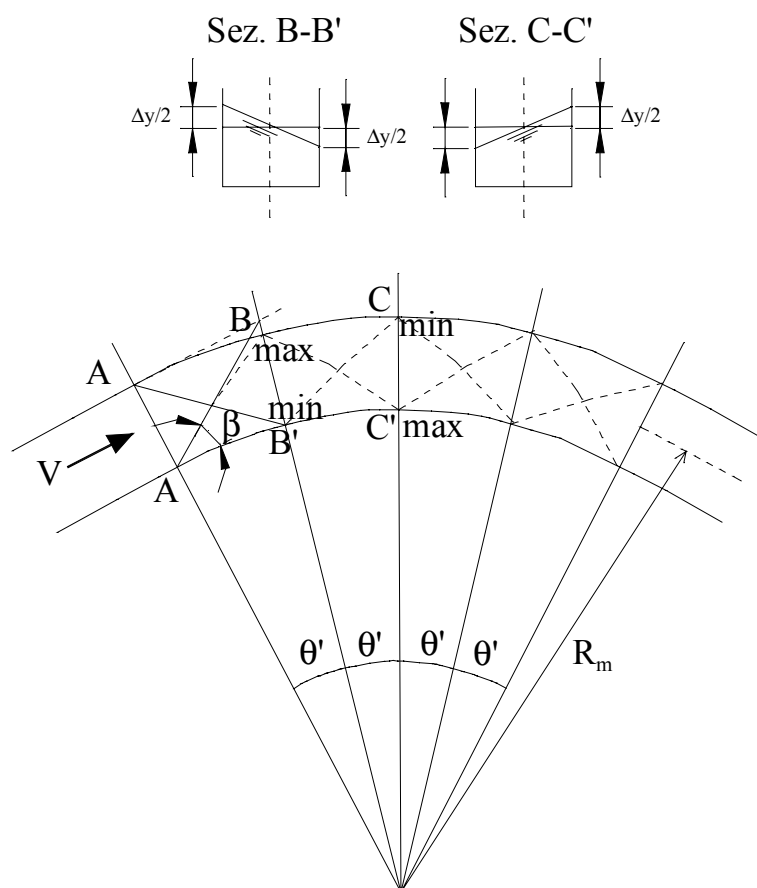


Figura 2.51 - Andamento delle quote altimetriche in corrispondenza di una curva in un alveo percorso da una corrente in regime supercritico (Maione U., Brath A., Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali, Editoriale Bios, 1994).

si considera l'intradosso o l'estradosso della curva.

Il valore locale della pendenza della linea dell'energia può essere valutato

mediante la formula di moto uniforme di Gauckler-Strickler, utilizzando i valori di velocità calcolati:

$$i_{int,est}^{1/2} = \frac{V_{int,est}}{k \cdot h_{int,est}^{2/3}};$$

dove k è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, mentre il raggio idraulico viene espresso localmente mediante la quota idrometrica h . Lo sforzo tangenziale sul fondo all'intradosso ed all'estradosso è esprimibile come segue:

$$(\tau_0)_{int,est} = \gamma_w \cdot h_{int,est} \cdot i_{int,est};$$

Da cui si ricava la velocità d'attrito all'intradosso ed all'estradosso:

$$(u^*_{int,est}) = \sqrt{\frac{(\tau_0)_{int,est}}{\rho}};$$

e, infine, il parametro di mobilità di Shields:

$$\theta_c = \frac{(u^{*2})_{int,est}}{g \cdot \Delta \cdot d};$$

La condizione peggiore, di solito, si ha all'intradosso, di conseguenza il calcolo viene effettuato sempre con riferimento all'intradosso.

2.5 OPERE IN GABBIONI

Nel campo delle sistemazioni idraulico-forestali, in determinate situazioni, possono risultare vantaggiose, sia dal punto di vista tecnico che economico, delle opere realizzate a mezzo di gabbioni di rete metallica sovrapposti riempiti di materiale lapideo vario.

Le opere in gabbioni sono contemporaneamente delle strutture armate, flessibili, drenanti e possono rivelarsi di lunga durata, consentono di limitare l'impatto delle strutture sull'ambiente realizzando opere in favorevole sintonia col paesaggio e sono idonee per le sistemazioni idrauliche, forestali, montane e per il consolidamento di strade, ferrovie ed abitati.

2.5.1 *Vantaggi e limiti d'impiego*

Le principali caratteristiche che in fase decisionale possono far propendere per questo tipo di opere sono in particolare la grande flessibilità, l'economicità e la capacità di integrarsi con il paesaggio attenuando l'impatto con lo stesso.

La flessibilità di queste strutture, cioè la capacità dei gabbioni a deformarsi anche sensibilmente senza rompersi, ne consente l'impiego per la realizzazione di briglie, opere longitudinali, muretti di sostegno ed altre tipologie di opere, dove il terreno di fondazione può subire qualche cedimento o assestamento, o dove sia prevedibile qualche limitato movimento delle sponde.

L'economicità di questo tipo di costruzioni è vincolata alla necessità di trovare direttamente in sito una quantità abbondante di ciottoli e pietre di dimensioni tali da non passare attraverso le maglie del gabbione.

In questo caso anche il trasporto risulta vantaggioso poiché la struttura di un gabbione da 1 m³ di volume (2 x 1 x 0,5) pesa, a secondo della maglia e del

diametro del filo, da 10 a 14 kg; in queste condizioni il vantaggio economico è tanto maggiore quanto più risulta disagiata il luogo dove l'opera deve essere realizzata.

La relativa facilità di costruzione delle strutture in gabbioni non richiede necessariamente l'utilizzo di manodopera specializzata nella messa in opera e fornisce la possibilità di realizzare tali opere anche in condizioni atmosferiche avverse.

E' possibile utilizzare mezzi meccanici per il riempimento dei gabbioni, quando le condizioni logistiche lo consentono, riducendo i tempi di costruzione e i costi.

Dal punto di vista ambientale le costruzioni in gabbioni si possono inserire con buona facilità nel paesaggio lasciandosi ricoprire gradualmente dalla vegetazione del luogo o favorendo la crescita di una vegetazione, mediante l'incorporamento di talee o piantine, che a lungo termine rivestono completamente i gabbioni.

I gabbioni offrono una notevole possibilità di modificazione delle opere che possono essere sopraelevate ed ingrossate in un secondo tempo, intervenendo gradualmente in successive sistemazioni, senza rimuovere o alterare la vecchia struttura.

Il limite più vincolante riguarda il filo della rete che costituisce il gabbione, il diametro generalmente è di 2-3 mm e si può arrugginire o rompere a causa dell'urto del materiale trasportato dal torrente.

E' il problema più frequente a cui occorre far fronte e circoscrive in modo netto l'utilizzo dei gabbioni in ambienti in cui il trasporto solido non è di intensità tale da poter danneggiare la rete.

In determinati casi è possibile ovviare a questi inconvenienti utilizzando fili zincati o plastificati, che evitano la ruggine, e rivestendo in parte la sommità dei gabbioni con legname o con pannelli di ferro o a volte con uno strato di

calcestruzzo come viene effettuato per la gàveta delle briglie in gabbioni sottoposte frequentemente all'urto di materiale lapideo.

Proseguendo con i limiti d'impiego, è il caso di sottolineare che le strutture in gabbioni non possono essere considerate adatte quando la presenza di abitati e infrastrutture esige coefficienti di sicurezza elevati, in caso di spazi ristretti e in tutti i casi in cui considerazioni statiche, rendono più sicuro l'utilizzo di strutture in conglomerato cementizio armato o meno.

2.5.2 *Caratteristiche costruttive*

I principali tipi di elementi costruttivi in gabbioni, riferendosi ai gabbioni de "La officine Maccaferri s.p.a.", sono i gabbioni a scatola e i materassi Reno, entrambi sono in commercio nel tipo a zincatura pesante e nel tipo zincato e plastificato, quest'ultimo specifico per gli ambienti industriali e marini particolarmente aggressivi.

2.5.2.1. Gabbioni a scatola

Il gabbione a scatola è un elemento a forma di prisma rettangolare con le pareti costituite da un'armatura di rete metallica fortemente zincata che viene riempito di ciottoli o di pietrame di cava di adatta pezzatura, le maglie della rete sono esagonali a doppia torsione e le spaziature variano da 5x7 cm a 10x12 cm.

Tutti i bordi della rete metallica sono rinforzati con fili di ferro zincato di diametro maggiore, che irrobustiscono l'armatura metallica e rendono più agevole la messa in opera dei gabbioni consentendo la confezione di scatole regolari, squadrate ed il perfetto allineamento dei moduli prismatici ottenendo un bell'effetto dal punto di vista estetico.

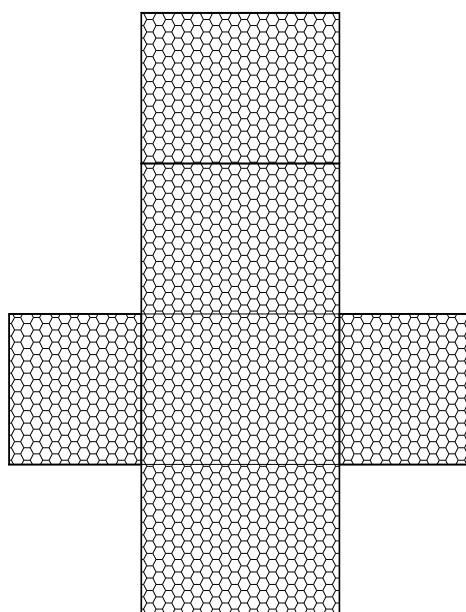


Figura 2.52 - Rete aperta di un gabbione

I gabbioni vengono trasportati opportunamente piegati, in modo tale da occupare meno spazio possibile, e sul luogo di utilizzo vengono preparate le scatole distendendo l'armatura metallica sul suolo, raddrizzando le pareti che poi vengono legate tra loro tramite una attenta cucitura effettuata in corrispondenza dei quattro spigoli verticali, necessaria per rendere la struttura sufficientemente monolitica ed in grado di deformarsi senza perdere in efficienza.

Una volta predisposti sul piano di posa un certo numero di gabbioni nella loro forma a scatola, si può procedere all'unione dei diversi moduli tra loro, mediante cuciture eseguite lungo tutti gli spigoli a contatto, disponendoli secondo la sagoma dell'opera da eseguire.

Anche i nuovi strati di gabbioni che vengono gradualmente aggiunti in elevazione o lateralmente saranno solidamente cuciti a quelli già in opera.

Il riempimento delle scatole viene effettuato utilizzando del materiale possibilmente raccolto in sito, che abbia dimensioni di poco maggiori a

quelle della maglia della rete di cui è costituito il gabbione, che realizzi il massimo di pieno e di peso, in tale contesto è da scartare il materiale lapideo con basso peso specifico, gelivo o friabile, ma soprattutto che garantisca un buon grado di flessibilità.

All'interno del gabbione vengono predisposti dei tiranti aventi la funzione di rendere solidali tra loro le pareti opposte della scatola metallica e di evitare un eccessivo sfiancamento del gabbione in caso di una notevole deformazione, anche in fase di riempimento.

Tali tiranti sono costituiti da filo di ferro zincato dello stesso tipo di quello utilizzato per le cuciture, vengono agganciati alla rete metallica e a seconda della funzione e del comportamento del gabbione possono essere verticali o orizzontali.

I tiranti verticali normalmente sono utilizzati nelle platee e nei rivestimenti con gabbioni, senza diaframmi interni, alti 0,50 m o 0,30 m e di regola ne vengono messi in opera due o tre per ogni metro quadrato di platea.

I tiranti orizzontali si utilizzano nelle parti in elevazione dell'opera, quando si utilizzano gabbioni alti 0,50 m o 1,00 m, essi vengono messi in opera in senso trasversale alla scatola per agganciare le pareti opposte o ad angolo fra due pareti adiacenti ed in numero da 4 a 6 tiranti per ogni metro cubo di gabbione se di altezza 1,00 m e da 2 a 4 tiranti se il gabbione è alto 0,50 m.

Ultimato il riempimento dei gabbioni si procede alla chiusura degli stessi operando le solite cuciture lungo tutti i bordi del coperchio.

Il gabbione a scatola zincato e plastificato, adatto per ambienti particolarmente aggressivi, è caratterizzato da uno speciale materiale plastico che con una guaina continua ricopre il filo di ferro zincato della rete e lo difende da ogni tipo di attacco corrosivo.

I gabbioni plastificati vengono confezionati in rete a doppia torsione con maglie del tipo 8x10 cm o 10x12 cm e filo di ferro zincato del diametro di

2,7 mm che con il rivestimento plastico raggiunge il diametro di circa 3,8 mm.

Nella messa in opera di gabbioni plastificati occorre avere l'accortezza di non danneggiare in nessun modo il rivestimento plastico del filo di ferro e di usare per le cuciture il relativo filo plastificato.

2.5.2.2. Materassi Reno

Il materasso Reno è costituito da una struttura metallica avente forma parallelepipedica di notevole ampiezza e piccolo spessore, a più celle che vengono riempite di materiale lapideo di adeguate dimensioni, con la rete metallica a maglie esagonali a doppia torsione e filo di ferro zincato.

Differisce dal gabbione a scatola per lo spessore più piccolo e, sotto l'aspetto funzionale, perché utilizzato per la costruzione di rivestimenti continui, sottili e della massima flessibilità.

Il materasso Reno a tasche è costituito da un telo continuo di rete sul quale, alla distanza di 1 m, sono cucite piccole falde di rete dello stesso tipo in modo da formare una struttura cellulare diaframmata.

Il telo continuo viene utilizzato per la base e per le pareti laterali dell'elemento e sia il telo base che le falde sono delimitati esternamente lungo i bordi da fili di diametro maggiore da quello usato per fabbricare la rete che rinforzano la struttura e facilitano le legature di chiusura delle tasche e di unione degli elementi fra di loro nella messa in opera.

Prima della posa in opera l'elemento viene allestito effettuando le cuciture verticali di unione tra i bordi dei diaframmi ed i lembi laterali del telo base, poi i vari elementi vengono uniti tra loro mediante cuciture lungo tutti gli spigoli così come per i gabbioni a scatola.

Per quanto riguarda la fase di riempimento il materasso Reno presenta spaziature delle maglie esagonali della rete più piccole, da 5x7 cm a 6x8 cm,

può utilizzare pietrame di piccola pezzatura che non richiede una particolare sistemazione manuale e consente l'utilizzo di mezzi meccanici di riempimento.

L'operazione di messa in opera viene ultimata con il riempimento e le cuciture lungo i bordi dei coperchi e dei diaframmi.

Esiste anche il materasso Reno plastificato che offre gli stessi vantaggi del gabbione plastificato, esso è confezionato in rete a doppia torsione avente maglia del tipo 6 x 8 e filo di ferro zincato, ricoperto con lo speciale rivestimento plastico usato per i gabbioni a scatola zincati e plastificati, del diametro di 2,2 mm, che con la guaina di plastica raggiunge il diametro di circa 3,3 mm.

2.5.3 Opere trasversali in gabbioni

Le opere trasversali in gabbioni, risultano particolarmente vantaggiose, rispetto ad altri materiali impiegati solitamente nella costruzione di tali strutture, quando il terreno di imposta risulta sciolto, a granulometria più o meno fine, pertanto dotato di scarsa resistenza meccanica, di un grado non trascurabile di permeabilità e di elevata erodibilità nei confronti delle acque correnti e di quelle filtranti sotto e ai lati dello sbarramento, come possono essere, per esempio, i terreni formati prevalentemente da sabbie molto fini e limi.

In questo tipo di suoli che presentano caratteristiche meccaniche scadenti è conveniente utilizzare sbarramenti con parete di valle verticale quando l'altezza dell'opera in gabbioni, misurata a valle dello sbarramento, si mantiene al di sotto dei 5 m, per altezze maggiori e fino a 20 m, esigenze statiche e di corretto funzionamento del bacino di dissipazione consigliano di adottare la soluzione che prevede un profilo a scivolo che accompagna la vena tracimante.

In questo caso la superficie del bacino di dissipazione e dello scivolo è rivestita ed impermeabilizzata con mastice bituminoso e calcestruzzo di cemento.

Quando le caratteristiche meccaniche del terreno lo consentono è possibile la costruzione di sbarramenti con parete di valle verticale anche per altezze superiori ai 5 m precedentemente considerati.

E' possibile classificare le opere trasversali in gabbioni in rapporto alla conformazione del paramento di valle della sezione di mezzera, individuando in tal modo tre tipi di sbarramenti:

- a parete di valle verticale;
- a parete di valle a gradoni;

- a parete di valle inclinata, in modo tale che la vena trascinante vi resti aderente;

Il tipo a parete di valle verticale è il tipo più diffuso e più semplice da realizzare, particolarmente conveniente per le opere di importanza minore.

Un particolare vantaggio che presenta questo tipo di soluzione consiste nel distacco che la vena strascinante presenta rispetto alla parete, in tal modo la vena risulta aerata e ciò preserva il paramento di valle, ed in particolare la rete metallica, nei confronti delle abrasioni e degli urti provocati dal materiale solido trasportato più pesante, autentico punto debole delle opere in gabbioni.

Difatti questo tipo di conformazione della parete di valle è particolarmente adatta per le opere che riguardano torrenti con un trasporto solido grossolano notevole.

In queste situazioni occorre prestare una specifica attenzione all'usura a cui resta esposta la gàveta la quale può essere seriamente danneggiata dalla corrosione chimica e dall'abrasione che può interessare la rete dei gabbioni disposti sul coronamento, a causa di ciò deve essere adeguatamente protetta predisponendo rivestimenti in tronchetti di legno, o lamiera metalliche di adeguato spessore, saldamente ancorati alla rete metallica, o in calcestruzzo di cemento (figure 2.53 e 2.54), a tal proposito può essere utilizzata, come rivestimento su calcestruzzo, la pietra lavica, particolarmente pregevole per la notevole resistenza che offre.

In quest'ultimo caso il getto del calcestruzzo di cemento sulla gàveta deve ovviamente annegare la rete metallica da proteggere, inoltre, poiché la rigidità del calcestruzzo non è compatibile con la riconosciuta flessibilità dei gabbioni, al fine di prevenire pericolose lesioni del rivestimento, il getto è da effettuarsi a distanza di qualche mese dalla costruzione, quando è

plausibile che si siano verificati gli assestamenti di maggiore entità della struttura ed è opportuno prevedere dei giunti ravvicinati, alternati lungo lo sviluppo del getto di calcestruzzo.

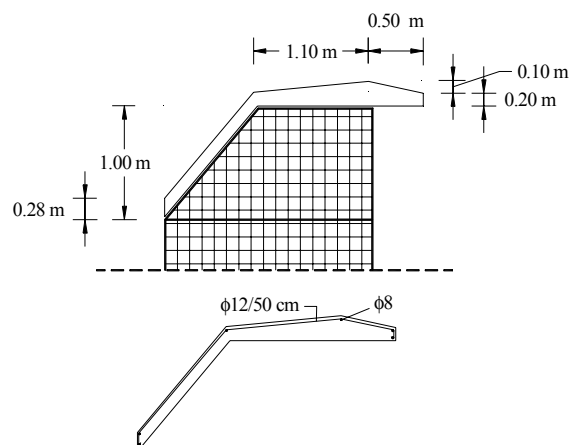


Figura 2.53 - Copertina di calcestruzzo a protezione della gàveta.

Se vi è la possibilità di avere una buona disponibilità di legname in sito, il rivestimento con tondelli di legno risulta essere sicuramente il metodo più economico per assicurare una buona protezione del coronamento ed anche il più pratico poiché può essere eseguito immediatamente dopo l'ultimazione della costruzione dell'opera.

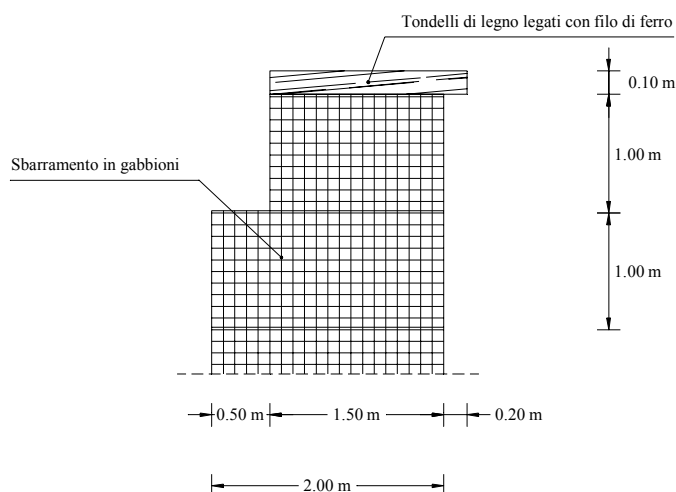


Figura 2.54 - Protezione della gàveta tramite tondelli di legno.

Passati molti anni dalla costruzione della briglia, subentrano l'azione protettiva del terriccio che si infila nei pori dei gabbioni e cementa in qualche modo il materiale di riempimento e quella della vegetazione, che oltre a consentire un inserimento migliore della struttura nell'ambiente circostante, esercita anche un'azione di consolidamento.

E' opportuno assicurare una protezione del paramento di monte che si può realizzare con un terrapieno artificiale appoggiato al paramento stesso per migliorare la stabilità dell'opera e, specialmente in caso di correnti veloci, per proteggerla dagli urti del materiale fluitato e dall'azione dinamica delle lave torrentizie.

Negli sbarramenti a parete di valle verticale è molto importante valutare l'esigenza di dissipare l'energia cinetica eccessiva della corrente accumulata dalla vena tracimante a valle dello sbarramento.

A tale scopo solitamente si lascia che la vena eroda il fondo dell'alveo creando un cuscino d'acqua capace di dissipare, mediante la formazione di un risalto idraulico, il carico esuberante della corrente. (Figura 2.55)

A valle della zona di caduta della vena tracimante, solitamente, si dispone una controbriglia che assolve alla funzione di favorire la formazione del risalto idraulico e controllare la profondità dello scavo, affinché esso non raggiunga il piano di fondazione della struttura compromettendone la stabilità.

In taluni casi, quando per la piccola granulometria del materiale d'alveo, o

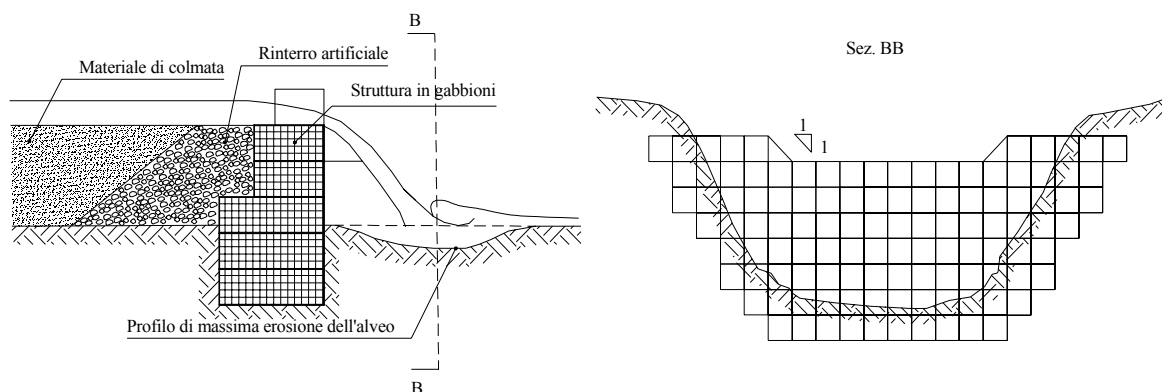


Figura 2.55 - Esempio di schema di briglia a parete di valle verticale e formazione del cuscino d'acqua a valle.

per la presenza di rocce tenere a debole resistenza la profondità del gorgo causato dalla lama stramazzone costringerebbe ad un eccessivo approfondimento della fondazione, o quando per l'importanza dell'opera è richiesta un'elevata sicurezza, è opportuno rivestire il fondo d'alveo a valle dell'opera con una platea, realizzando così un vero e proprio bacino di dissipazione.

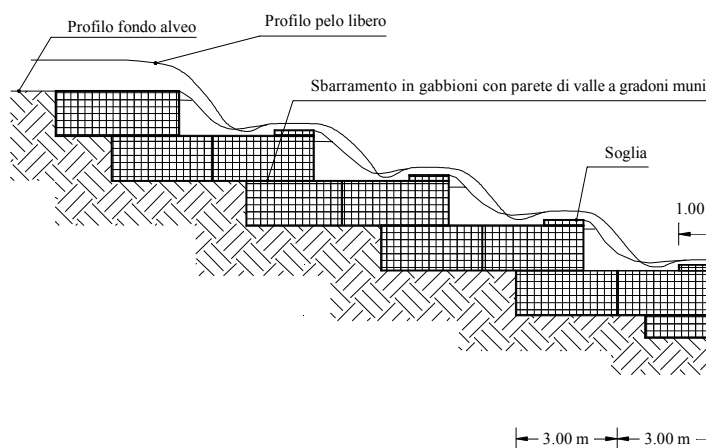


Figura 2.56 - Briglia con parete di valle a gradoni

Il funzionamento dello sbarramento con parete di valle a gradoni (Figura 2.56) si differenzia dal precedente perché il carico della corrente viene dissipato mediante una sequenza di piccoli salti anziché in uno solo ai piedi dello sbarramento.

Tale soluzione è attuabile in tutti quei casi in cui è improbabile che si possa danneggiare in modo grave la rete metallica della faccia superiore dei gradoni, compromettendo irrimediabilmente la funzionalità e la stabilità dell'opera, di conseguenza questo tipo di struttura è indicata per piccole altezze degli sbarramenti, per modesti valori delle portate per unità di lunghezza della gàveta e quando il trasporto solido è limitato ed il materiale non è grossolano.

Il paramento di valle inclinato viene adottato per opere di notevole interesse, fino ad altezze dello sbarramento dell'ordine della quindicina di metri, solitamente si dispone ai piedi della parete inclinata un bacino di dissipazione.

2.5.3.1. Dimensionamento delle briglie in gabbioni

La progettazione delle briglie in gabbioni è simile a quella di una qualsiasi briglia a gravità con la sostanziale differenza che occorre considerare nei calcoli statici il peso specifico apparente dei gabbioni, strettamente legato alla porosità di un gabbione.

Così come nel dimensionamento delle briglie classiche a gravità è possibile suddividere in due livelli di calcolo le problematiche da affrontare: calcoli statici e calcoli idraulici.

I calcoli statici consistono nelle consuete verifiche di stabilità della struttura e della controbriglia, nelle verifiche di resistenza del materiale e del terreno di fondazione, mentre i calcoli idraulici riguardano il dimensionamento della gàveta, del bacino di dissipazione e la verifica al sifonamento.

Il tipo più diffuso e più semplice di opera trasversale in gabbioni è quello rappresentato in Figura 2.57 costituito dallo sbarramento in gabbioni e dalla controbriglia a valle di esso, a distanza opportuna, con la formazione del

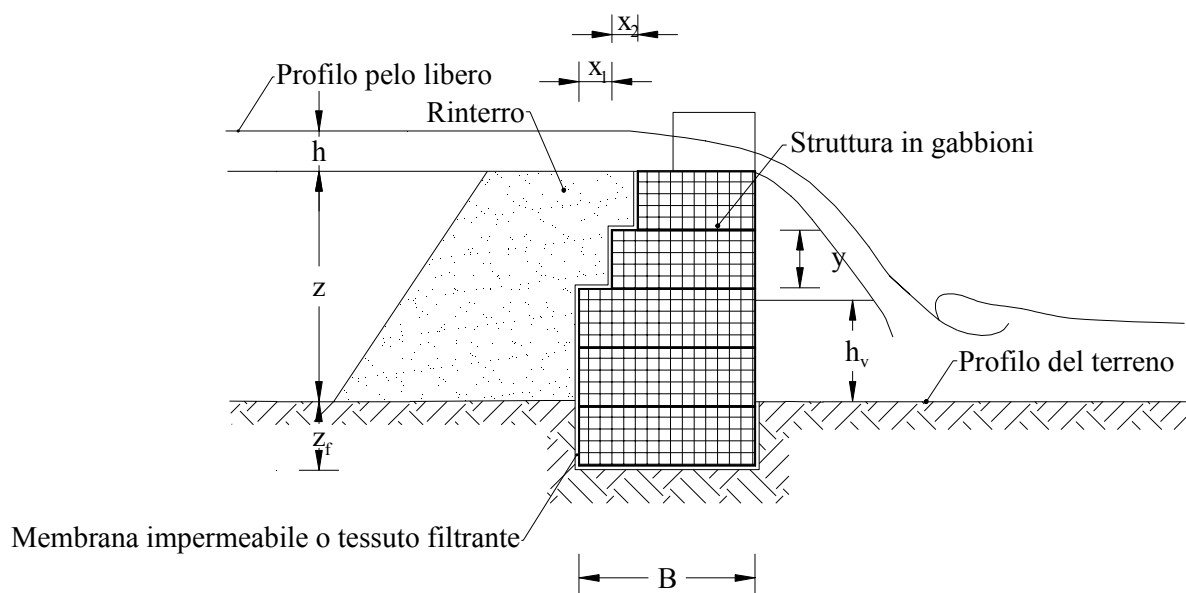


Figura 2.57 - Briglia in gabbioni

classico cuscino di acqua che consente la dissipazione del carico posseduto dalla corrente e la presenza del rinterro artificiale a tergo della struttura.

Calcoli idraulici

Il dimensionamento della gàveta viene effettuato identicamente alle strutture classiche, per esempio utilizzando formula seguente:

$$h = 0,7 \cdot \left| \frac{Q}{L} \right|^{\frac{2}{3}}$$

dove L è la larghezza della gàveta da fissare in base alla larghezza dell'alveo, h è l'altezza della gàveta da fissare, mentre Q è la portata di piena di progetto da individuare mediante indagini idrologiche in rapporto al rischio idraulico che si ritiene accettabile e quindi al tempo di ritorno.

La forma scelta per la sezione di deflusso è solitamente trapezia o rettangolare, ma esiste la possibilità di considerare la sezione di forma parabolica che ovviamente impone una maggiore complessità costruttiva.

Rispetto ad altre opere occorre prestare una maggiore attenzione nei riguardi del fenomeno del sifonamento, soprattutto perché le briglie in gabbioni trovano largo impiego nei terreni di fondazione sciolti, caratterizzati da elevata permeabilità per porosità e particolarmente soggetti al problema e anche perché il processo di filtrazione si espleta non solo al di sotto ed ai lati della struttura, ma anche attraverso la struttura a causa dell'estrema capacità drenante dei gabbioni (Figura 2.58).

Il sifonamento, provocato dall'eccessivo deflusso filtrante che porta all'annullamento delle pressioni effettive delle particelle di terreno, si

concretizza nel dilavamento dei granuli di terreno e quindi nella distruzione dell'opera per instabilità.

Soprattutto nei casi in cui i terreni sono a grana molto fine, per le forti velocità di filtrazione è inevitabile l'asportazione di materiale minuto

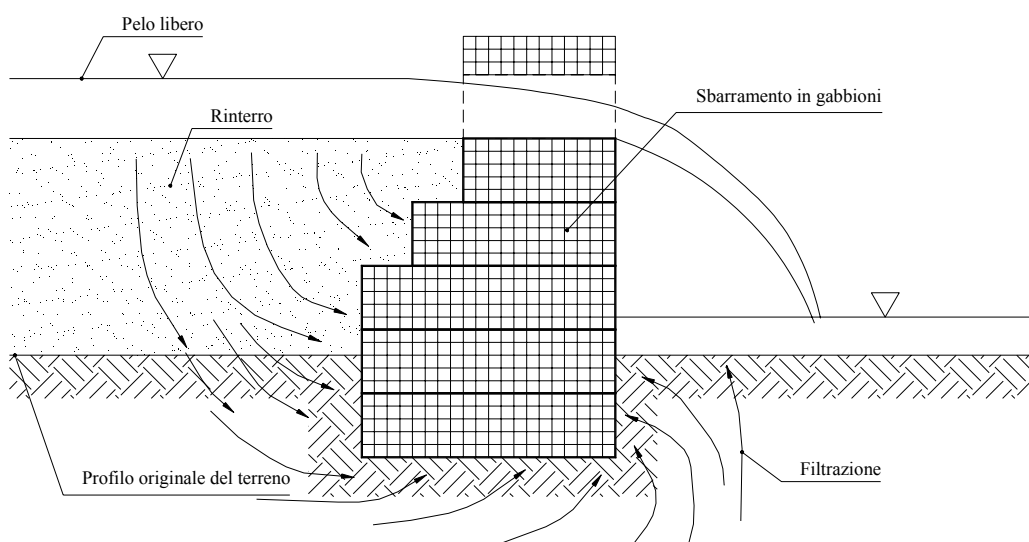


Figura 2.58 - Il fenomeno della filtrazione sotto ed ai lati dei gabbioni.

attraverso la superficie di contatto terreno-gabbioni e attraverso i gabbioni stessi, rendendo così necessario il ricorso a particolari accorgimenti per evitare il fenomeno.

Le soluzioni per difendere la struttura dal sifonamento possono essere suddivise in due tipi differenti a seconda se la modalità di intervento agisce diminuendo o annullando la velocità di filtrazione o controllando l'asportazione del materiale minuto:

- mediante diaframmi o membrane impermeabili;
- mediante filtri;

Il metodo che garantisce una sicura difesa per prevenire il sifonamento consiste sicuramente nell'intercettazione completa dei deflussi filtranti sotto,

ai lati ed attraverso la briglia mediante diaframmi impermeabili posti in modo tale da immorsarsi sul fondo e sulle sponde fino al raggiungimento di strati di terreno sufficientemente impermeabili.

Per opere di minore importanza esistono metodi meno efficienti, ma più economici che preservano comunque la struttura dal collasso per sifonamento, per esempio è possibile allungare il percorso filtrante dissipando l'energia cinetica posseduta dall'acqua di filtrazione interponendo una membrana impermeabile tra il terreno di fondazione e la struttura in gabbioni.

Un metodo che interviene sull'asportazione delle particelle consiste nel porre nelle zone nelle quali vengono a giorno le linee di flusso, filtri di opportuna granulometria che evitano il dilavamento dei granuli, ma di sufficiente permeabilità da lasciare passare l'acqua.

I filtri più utilizzati sono sicuramente i filtri naturali rovesci che sono disposti in modo tale da avere granulometria crescente nel senso del moto, ma ultimamente si sta diffondendo per le strutture in gabbioni l'utilizzo di filtri costituiti da teli di materiale sintetico, i cosiddetti "non tessuti" che riescono a trattenere le particelle più minute facendosi attraversare dall'acqua, possono essere utilizzati con spessori differenti, sono immarcescibili ed inattaccabili da insetti e roditori e molto più pratici dei filtri naturali nella messa in opera e di conseguenza più economici in certi casi.

Un altro tipo di filtro, particolarmente indicato per interventi sott'acqua, può essere realizzato mediante l'impiego di sabbie bitumate, costituite da impasti magri di sabbia e bitume con eventuale aggiunta di limitate percentuali di filler, un materiale con una certa porosità che può essere utile

come protezione drenante nel terreno sotto ed ai lati della struttura in gabbioni.

Tutti i tipi di filtri tendono ad intasarsi progressivamente a causa dell'apporto dei granuli fini del terreno e perciò appare prudente in sede di progetto effettuare la verifica al sifonamento supponendo l'intero sviluppo dei filtri impermeabile.

Quando a tergo della briglia è presente un rinterro artificiale così come viene consigliato, i filtri e le membrane impermeabili devono essere estese fino alla superficie di contatto tra terreno di riporto e briglia.

Se non risulta soddisfatta la verifica a sifonamento, che può essere effettuata utilizzando la regola empirica di Lane, occorre incrementare la lunghezza del percorso filtrante in orizzontale, con platee, o in verticale mediante diaframmi infissi nel terreno.

Calcoli statici

Dal punto di vista statico le briglie in gabbioni sono trattate come strutture a gravità appoggiate sul terreno di fondazione, trascurando solitamente la collaborazione delle sponde del corso d'acqua, e sottoposte ad un insieme di azioni orizzontali e verticali.

Il calcolo statico viene comunemente eseguito facendo riferimento a criteri validi per strutture sufficientemente rigide tralasciando in tale fase la caratteristica principe delle opere di difesa in gabbioni: la deformabilità e quindi perdendo di vista anche l'influenza di questa sulle distribuzioni delle spinte e sulle condizioni di resistenza dei gabbioni e del materiale lapideo.

La sezione verticale considerata nelle verifiche di stabilità è al solito quella sotto la gàveta, la situazione più gravosa risulta essere prima dell'interrimento del bacino di monte dell'opera, da cui, per ciò che

concerne le spinte che agiscono sull'opera, le uniche differenze sostanziali rispetto allo schema classico sono rappresentate dal peso dei gabbioni, dalla spinta dell'eventuale rinterro artificiale sul paramento di monte dell'opera e dalla presenza di eventuali filtri o membrane impermeabili.

E' comunque a favore di sicurezza considerare, nello schema di calcolo, la mancanza di possibilità di drenaggio anche in assenza di filtri o membrane impermeabili poiché il terreno a lungo andare tende ad intasare la superficie di contatto tra i gabbioni ed il terreno a tergo dell'opera.

Lo schema a cui si fa riferimento, quindi, è quello rappresentato in Figura 2.59 che richiama lo schema di una briglia classica ad interrimento avvenuto e senza drenaggio.

Il peso dei gabbioni occorre calcolarlo sulla base della porosità n che è presumibile assumeranno il pietrame e i ciottoli che costituiscono il

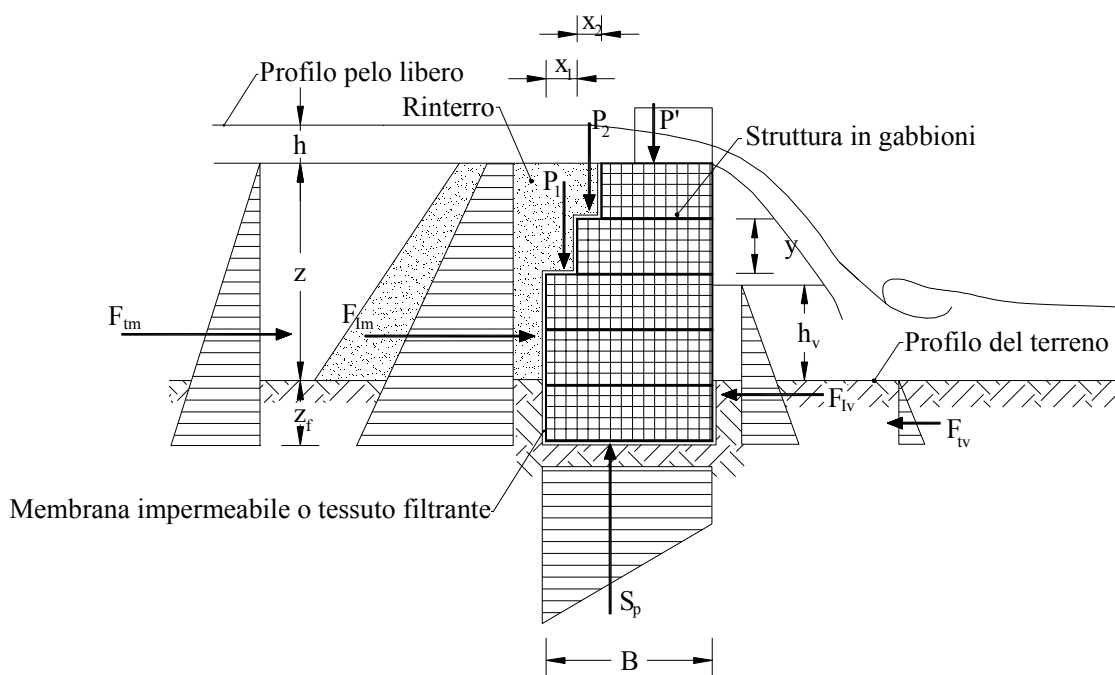


Figura 2.59 - Schema delle spinte agenti su una briglia in gabbioni

riempimento del gabbione dopo la messa in opera, il valore di n si aggira, di solito, intorno a 0,30-0,35.

Il peso della rete non viene computato perché trascurabile rispetto a quello del pietrame di riempimento, il peso specifico apparente dei gabbioni γ_g riempiti e confezionati viene calcolato con:

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot (1 - n)$$

dove γ_s è il peso specifico effettivo degli elementi lapidei di riempimento, di cui nella seguente tabella sono riportati alcuni valori indicativi a seconda del tipo di roccia.

<i>Roccia</i>	<i>Peso specifico γ_s (kg/m^3)</i>
Basalto	2.900
Granito	2.600
Calcere duro	2.600
Trachiti	2.500
Arenaria	2.300
Calcere poroso	2.200
Tufo	1.700

Tabella 2.12 - Peso specifico di alcune rocce.

Se il terreno del gabbione risulta essere parzialmente umido occorre considerare il coefficiente di umidità u ed il peso specifico apparente diventa:

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot (1 - n) + n \cdot u \cdot \gamma_w$$

quando i gabbioni sono completamente immersi in acqua il peso delle gabbionate risulta alleggerito per cui la formula diventa:

$$\gamma_g = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n)$$

Per quanto concerne le spinte occorre considerare in sostanza quelle agenti nello schema di briglia ad interrimento avvenuto e senza drenaggio, per cui oltre a quelle solite idrostatiche e del terreno computate nelle briglie classiche, anche la spinta del terrapieno sul paramento di monte dello sbarramento che si va a sommare a quella del terreno agente sulla faccia verticale dello zoccolo di fondazione.

In tal modo le risultanti delle forze orizzontali agenti sono:

$$F_{im} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot k_a \cdot (z_f + z)^2$$

$$F_{im} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (z + z_f) \cdot (z + z_f + 2 \cdot h)$$

$$F_{iv} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot k_o \cdot (z_f + z)^2$$

Tra le spinte verticali da considerare, oltre alla risultante delle sottopressioni e al peso dell'acqua sulla gàveta, occorre aggiungere i pesi dell'acqua e del terreno agenti sugli sporti di monte:

$$F_{sp} = \frac{m}{2} \cdot \gamma_w \cdot (z + z_f + h + h_v) \cdot B$$

$$P' = \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot s \cdot h$$

$$P_1 = x_1 \cdot \gamma_{sat} \cdot (z + h)$$

$$P_2 = x_2 \cdot \gamma_{sat} \cdot (h + y)$$

Le verifiche di stabilità, al ribaltamento e allo scorrimento, non presentano nessuna difficoltà e vengono effettuate in modo identico al caso degli sbarramenti classici a gravità computando le forze agenti che sono state precedentemente descritte.

La verifica di resistenza della struttura risulta essere alquanto complessa per le difficoltà inerenti la definizione di un carico di sicurezza dei gabbioni, il quale in teoria dipende da numerosi fattori la cui influenza è di difficile valutazione: forma degli elementi litoidi di riempimento e loro posizione reciproca, caratteristiche di resistenza meccanica della roccia, resistenza dell'involucro metallico.

Recentemente è stata affrontata una campagna di studi presso la Facoltà dell'Università di Bologna, finalizzata alla definizione del comportamento delle strutture in gabbioni, indagini che hanno confermato, la grande deformabilità e le buone riserve di resistenza; la tabella seguente riassume valori indicativi delle tensioni di compressione ammissibili per elementi strutturali in gabbioni.

γ_g (kg/m^3)	σ_{amm} (kg/cm^2)
1400	4
1600	5
1800	6

Tabella 2.13

Per valori intermedi occorre interpolare linearmente: $\sigma_{amm} = 5 \cdot (\gamma_g / 1000) - 3$.

Per gli sbarramenti di altezza modesta resta valida l'osservazione che se sono soddisfatte con un buon margine di sicurezza le verifiche di stabilità dell'opera e la verifica di resistenza del terreno di fondazione, in genere più

Peso specifico apparente dei gabbioni γ_g in funzione del peso specifico del materiale γ_s e della porosità n .

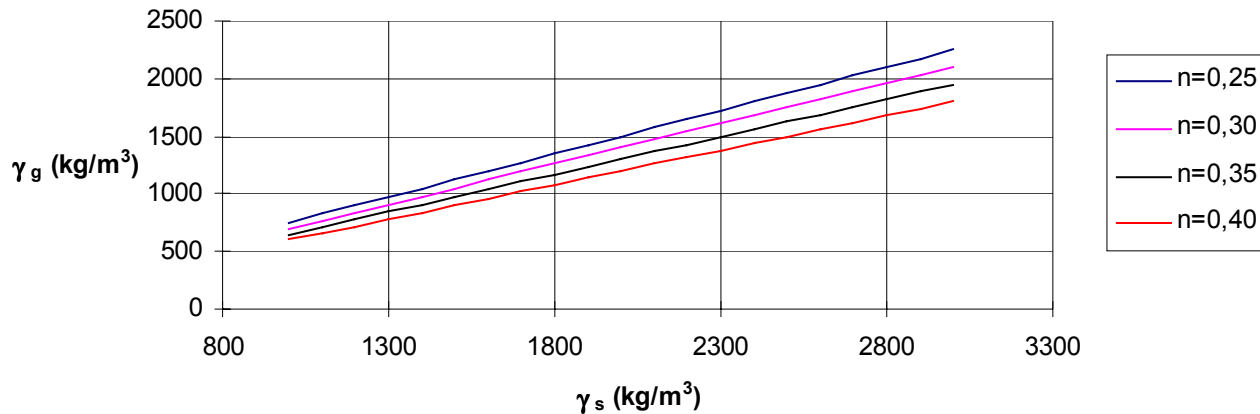


Figura 2.60

onerosa, di conseguenza è garantita con ampio margine anche la verifica di resistenza delle gabbionate, tanto che questa risulta solitamente superflua.

2.5.4 Opere longitudinali in gabbioni e materassi Reno

Le opere longitudinali in gabbioni e materassi Reno, rispetto alle opere tradizionali, presentano sostanzialmente gli stessi vantaggi che dimostrano avere le opere trasversali in gabbioni.

La flessibilità, cioè la capacità della struttura a subire deformazioni senza perdere in efficienza e funzionalità, è sicuramente la principale caratteristica che differenzia nettamente il comportamento delle opere longitudinali in gabbioni da quelle costruite con altri tipi di materiali, come tutte le altre strutture flessibili (fascinate, materiali sintetici) possono adattarsi ai cedimenti e sopportare anche elevate deformazioni, inoltre per la loro natura queste strutture sono permeabili e riescono ad attenuare le sottopressioni e praticamente a neutralizzare il pericolo di sifonamento.

E' importante sottolineare, nel caso delle opere longitudinali in gabbioni, la capacità di farsi ricoprire, gradatamente nel tempo, dalle vegetazioni riparie celando quasi completamente i gabbioni e permettendo, così, un inserimento nel paesaggio migliore rispetto ad altre tipologie di strutture.

E' il caso comunque di ricordare che le opere in gabbioni possono essere adottate solo in corsi d'acqua con trasporto solido limitato per dimensioni e velocità, il materiale grossolano, investendo la struttura, potrebbe infatti rompere la rete e minare la funzionalità della struttura.

E' possibile distinguere le diverse tipologie di opere longitudinali in gabbioni e materassi Reno in base alle loro caratteristiche strutturali e funzionali:

- Muri;
- Rivestimenti;
- Opere miste;

2.5.4.1. Muri

Questo tipo di strutture viene impiegato allorquando vi è la necessità di una azione di sostegno, sfruttando in tal modo, la buona resistenza come struttura a gravità delle opere in gabbioni, per esempio nel caso di una pendice in frana.

E' possibile realizzare tre tipi di strutture a parete grossa a seconda del tipo di fondazione su cui deve poggiare:

- fondazione diretta;
- platea;
- materiali a gettata;

Le strutture con fondazione diretta vengono realizzate soprattutto nelle parti montane dei bacini e dove il trasporto solido potrebbe apportare notevoli danni a elementi di fondazione sporgenti come le platee.

Si tratta di difese di sponda il cui piano di fondazione viene realizzato ad una profondità tale da ridurre al minimo le possibilità che si ingenerino fenomeni di scalzamento per erosione al piede da parte del corso d'acqua.

Per poter impiegare questo tipo di fondazione occorre che il materiale di fondo dell'alveo sia poco erodibile oppure di tipo roccioso e di buona portanza meccanica.

Quando invece il trasporto di materiale lapideo da parte del torrente non è

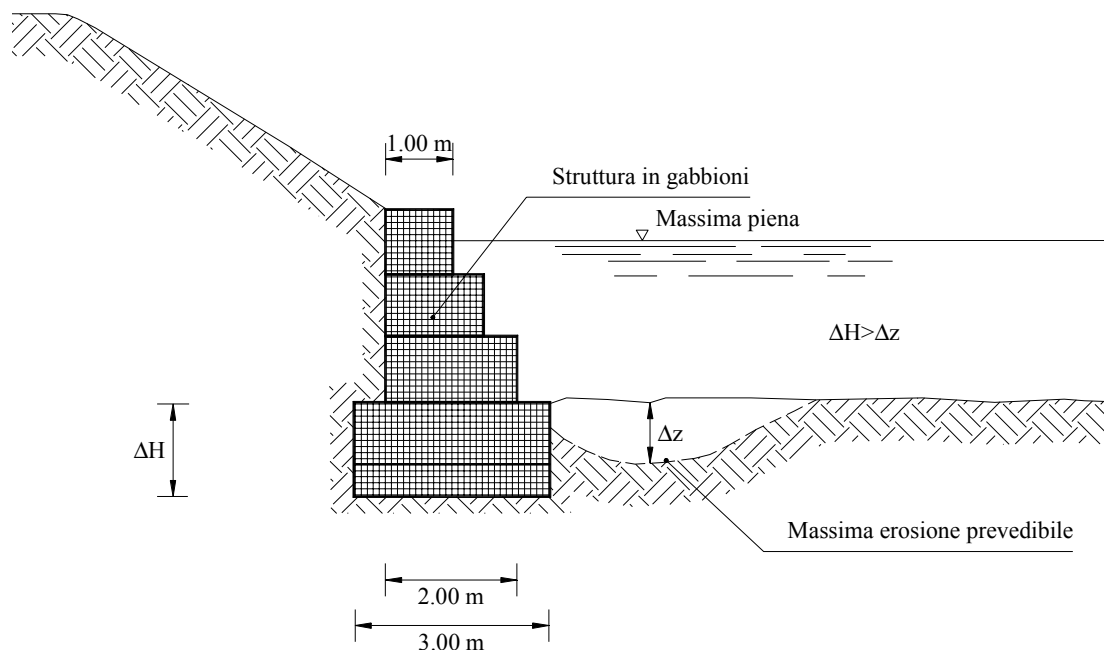


Figura 2.61 - Opera di difesa con fondazione diretta

eccessivo e quindi tale da non apportare danni alla rete metallica dei gabbioni e dei materassi Reno è possibile utilizzare le opere fondate su platea (Figura 2.61).

La platea viene protratta verso l'alveo in modo da poter seguire eventuali fenomeni di escavazione ed allontanando dal piede dell'opera l'azione di scalzamento.

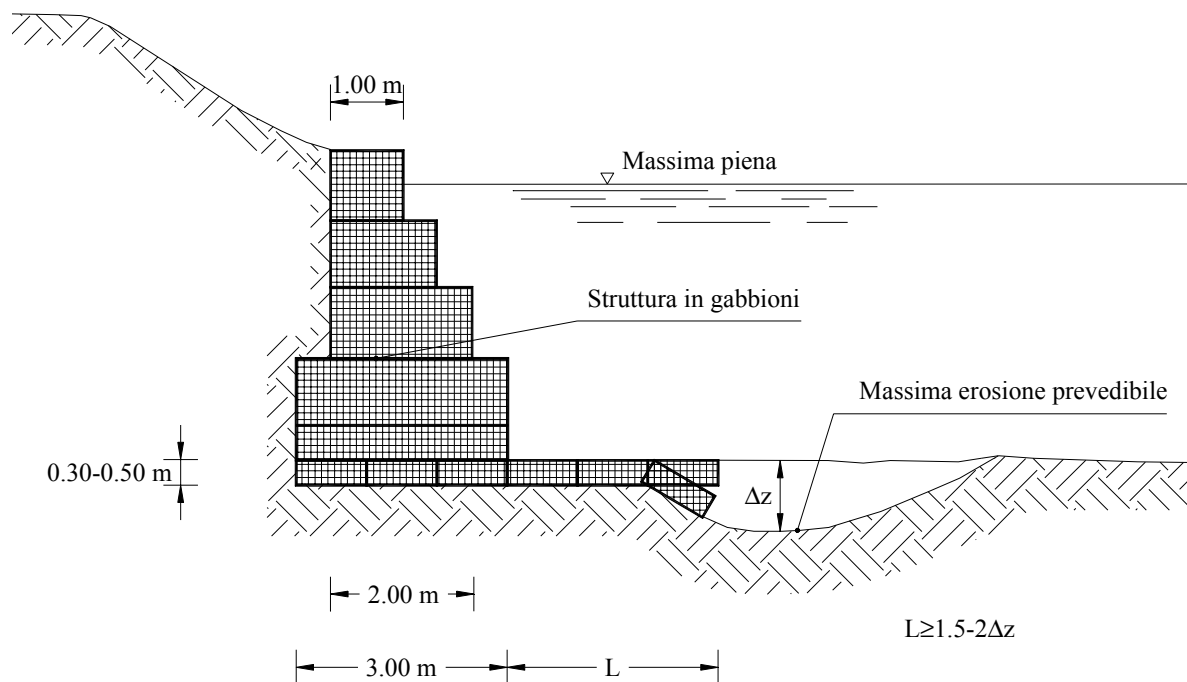


Figura 2.62 - opera di difesa in gabbioni appoggiata su platea

Il dimensionamento della platea, che può assolvere perfettamente al ruolo di fondazione dell'opera in gabbioni preservandone la parte in elevazione, prevede un prolungamento verso l'alveo pari a 1,5-2 volte il valore massimo di profondità di escavazione prevedibile, consentendo così alla struttura di rimanere aderente al fondo alveo senza provocare insaccamenti del pietrame di riempimento dei gabbioni o scivolamenti della platea.

La platea viene realizzata con gabbioni ma può essere realizzata anche con materassi Reno a seconda del valore dello spessore della platea, il quale deve essere tale da conferire un peso sufficiente per assicurare aderenza al fondo e seguire l'erosione dell'alveo; il valore solitamente consigliato è di 0,5 m, ma nei casi di sollecitazioni minori si può scendere fino a 0,3 m.

La tipologia a platea sembra essere migliore, in termini di economia e di sicurezza, della tipologia a fondazione diretta quando l'altezza della struttura da realizzare supera i 3-4 m, soprattutto perché lo sviluppo della platea ha

un minor costo rispetto ad un approfondimento equivalente, in termini funzionali, della fondazione, in quanto non influisce sulla sezione della parte in elevazione, che resta così delle dimensioni necessarie a contenere le sole oscillazioni dei livelli di piena.

Qualche problema potrebbe insidiare la scelta della quota di fondazione della platea poiché occorre optare per una quota intermedia tra le variazioni massime locali del fondo alveo già di per sé di difficile previsione.

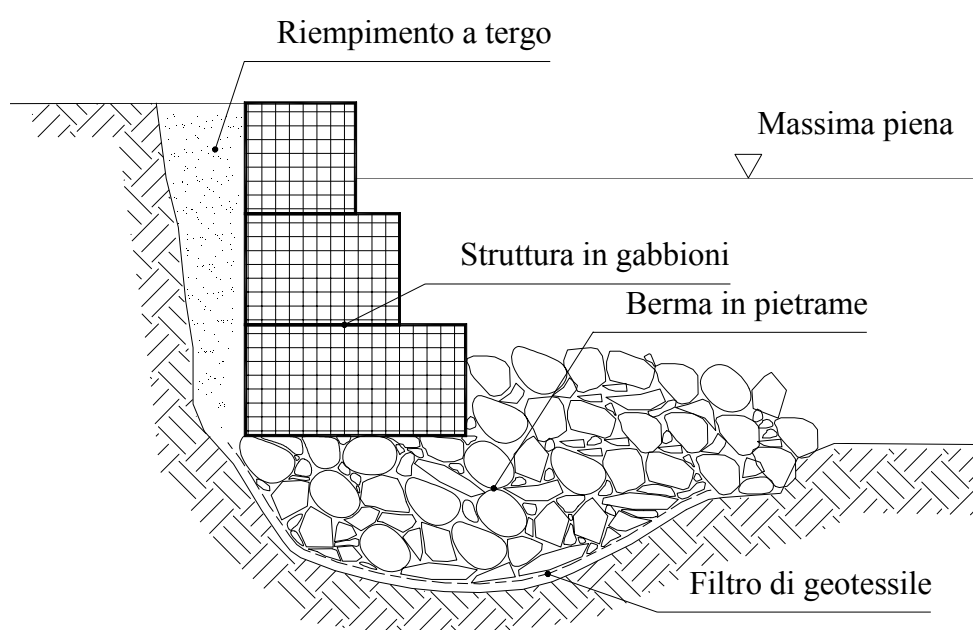


Figura 2.63 - Opera di difesa fondata su berma in pietrame sciolto.

Nel caso delle opere fondate su materiali a gettata si costruisce una berma, costituita da materiali sciolti, il cui estradosso sia ad una quota superiore a quella della portata di magra e che consenta la realizzazione della parte in elevazione dell'opera di difesa (Figura 2.63).

La granulometria del materiale sciolto impiegato deve essere sufficientemente assortita per evitare l'asportazione di materiali fini

attraverso i vuoti della struttura lapidea, che altrimenti porterebbe ad uno sprofondamento della berma, ed è necessaria la presenza di pietrame di grossa dimensione per contrastare l'azione di trascinamento della corrente. E' evidente che nelle aste montane dove gli urti di materiale d'alveo molto grosso può danneggiare la rete metallica dei gabbioni, è conveniente far ricorso ad altre soluzioni come i rivestimenti in scogliere.

2.5.4.2. Rivestimenti in gabbioni e materassi Reno

I rivestimenti spondali con gabbioni e materassi Reno possono essere impiegati nei tratti montani in presenza di un regime idraulico abbastanza regolare, ma sono tipicamente utilizzati nei tratti medio-vallivi e di pianura. Essi sono semplicemente appoggiati alla sponda da difendere e di conseguenza è necessario che non si verificano fenomeni di slittamento, a tal fine è conveniente che la sponda non superi una scarpa di 1:1,5 per terreni vegetali di medio impasto, e di 1:2 per quelli di natura sabbiosa.

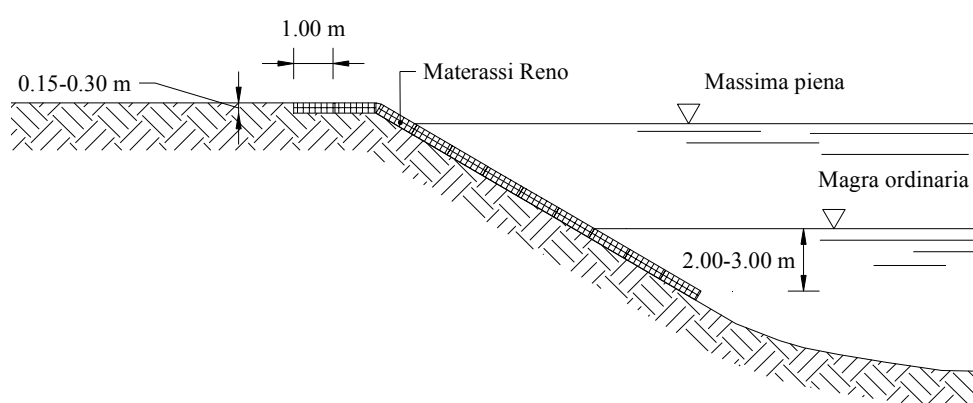


Figura 2.64 - Esempio di rivestimento spondale in materassi Reno

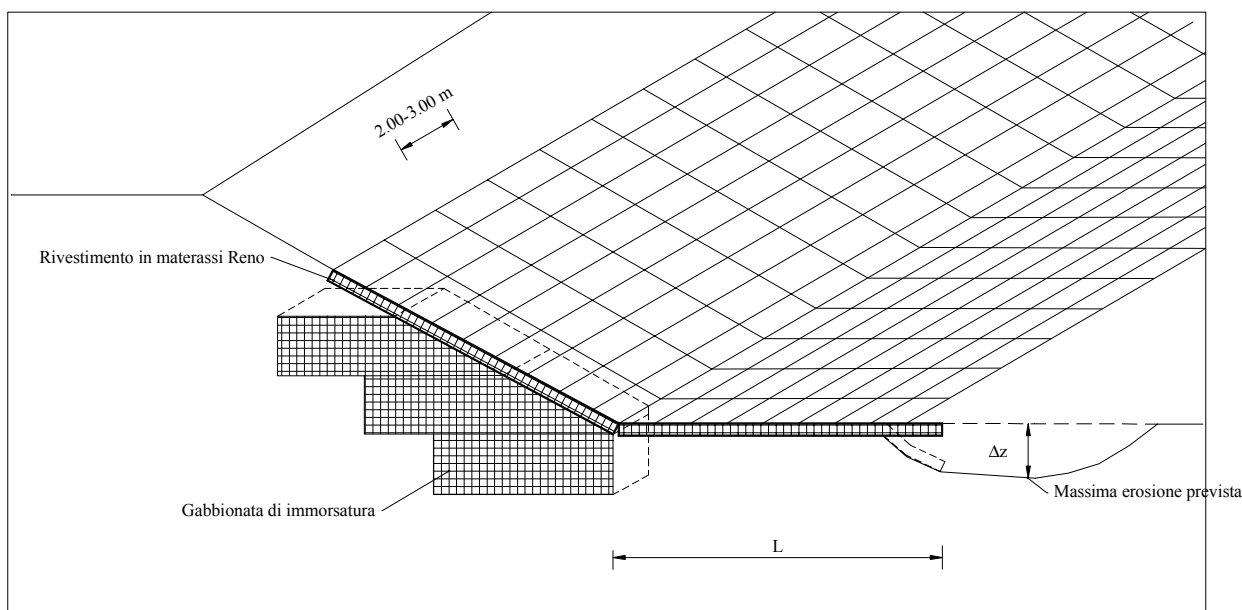


Figura 2.65 - Immorsatura in gabbioni di un rivestimento in materassi Reno.

Lo spessore piccolo di queste opere, che può variare da 0,15 m a 0,30 m, favorisce la crescita della vegetazione spondale che insieme alla sedimentazione della parte più fine del trasporto solido contribuisce a legare e cementare il pietrame di riempimento dei materassi Reno.

In alcuni casi è necessaria la collocazione iniziale di gabbioni sulla sponda al fine di realizzare un'immorsatura sagomata in modo tale da non ostacolare il deflusso e di irrobustire la protezione (Figura 2.65).

La sistemazione migliore del piede del rivestimento consiste, come nelle fondazioni a platea, nel prolungare il rivestimento verso l'alveo per un tratto pari a 1,5-2 volte il valore della massima profondità di escavazione prevedibile in modo da sfruttare la flessibilità dei materassi Reno che in tal

modo seguiranno lo scalzamento evitando danni al rivestimento sulla sponda.

In taluni casi si rivela necessaria la tenuta idraulica del rivestimento che può essere saturato con mastice di bitume idraulico a caldo, la soluzione, che lascerebbe inalterata la flessibilità dei materassi Reno, non consentirebbe il rinverdimento e, soprattutto, darebbe luogo ad un temibile e quanto mai evitabile impatto estetico.

Un'altra soluzione possibile, meno impattante dal punto di vista ambientale, consiste nell'inserire una membrana impermeabile tra il terreno e i materassi Reno con interposto un filtro di geotessile.

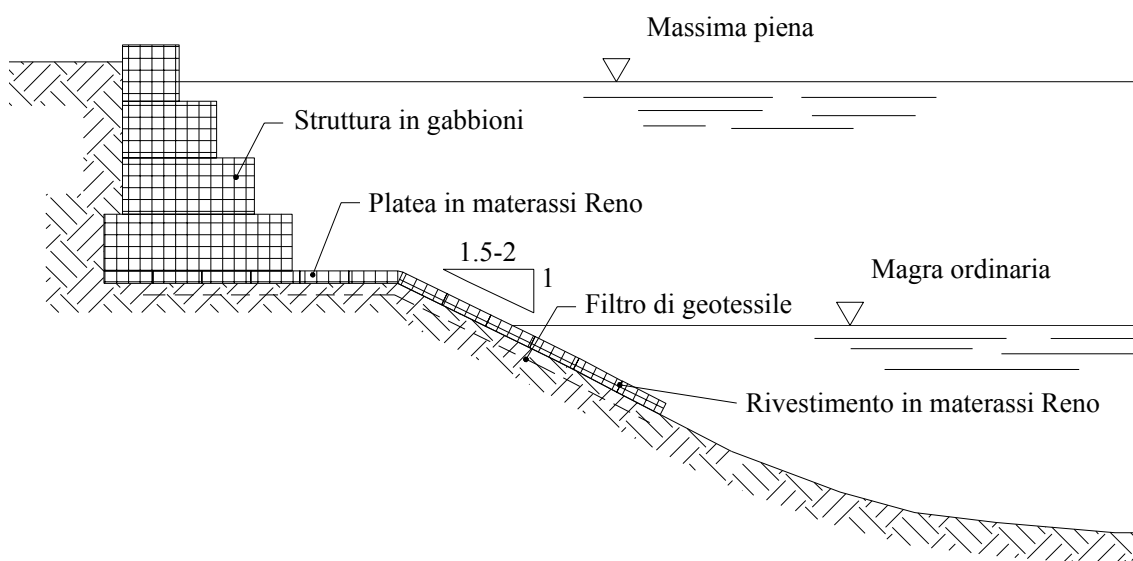


Figura 2.66 - Protezione e contenimento di un rilevato mediante muro in gabbioni e fondazione in materassi Reno.

2.5.4.3. Opere di difesa miste

Operando intelligentemente e sfruttando appieno le potenzialità dei gabbioni e dei materassi Reno è possibile realizzare un'infinità di abbinamenti tra questi elementi costruttivi a seconda delle diverse esigenze di difesa longitudinale.

Per esempio è possibile realizzare un'opera di sostegno in gabbioni fino al livello di piena ordinaria e poi eseguire un rivestimento in materassi Reno fin sopra la quota di massima piena (Figura 2.67), ed è possibile, quando necessario, dotare il muro di una fondazione a platea (Figura 2.68).

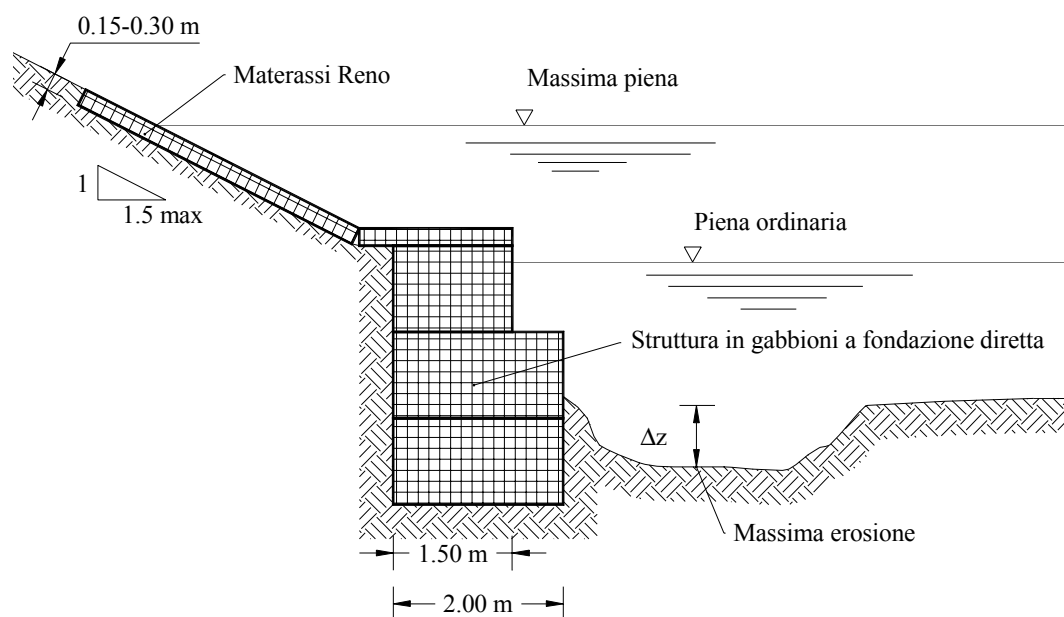


Figura 2.67 - Opera di difesa in materassi Reno e gabbioni a fondazione diretta

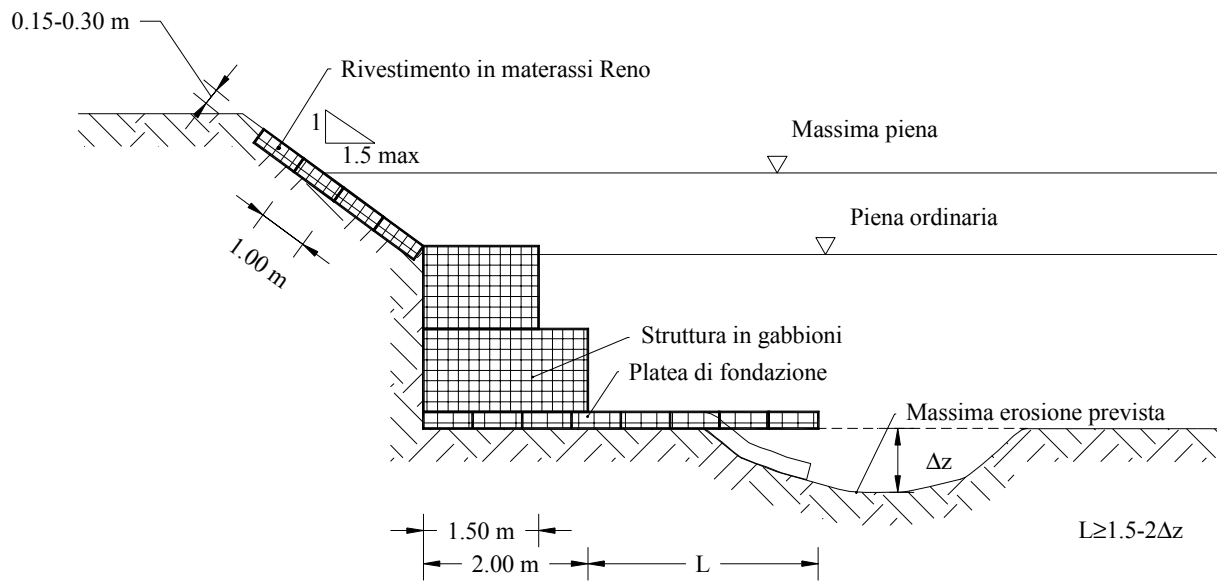


Figura 2.68 - Opera mista in gabbioni e materassi Reno fondata su platea.

2.6 STRUTTURE PER IL PASSAGGIO DELL'ITTIOFAUNA

Un aspetto di natura biologica che raramente viene preso in considerazione quando si procede alla correzione dei corsi d'acqua riguarda la salvaguardia dei caratteri idrobiologici, ed in particolare ittici, dei torrenti.

L'habitat migliore dal punto di vista ittico è quello naturale, con alternanza di zone a forte pendenza con altre caratterizzate da acque calme e profonde, con ripari naturali alla base delle sponde e zone di risucchio, e con la possibilità per i pesci (generalmente salmonidi) di risalire i corsi d'acqua nel periodo della riproduzione. La costruzione di sbarramenti tradizionali in calcestruzzo o muratura nei corsi d'acqua ha spesso alterato le caratteristiche ambientali naturali, ma soprattutto ha introdotto barriere insormontabili per la fauna ittica con gravi danni ecologici. La presenza delle briglie, infatti, ostacola la mobilità delle specie ittiche interrompendo le migrazioni stagionali verso le aree di frega, frammentando le popolazioni ittiche lungo il torrente ed inibendo gli scambi genetici; per alcune specie viene addirittura impedita la capacità di riproduzione.

Al fine di attenuare gli effetti negativi connessi alla presenza di opere trasversali, è possibile ripristinare in qualche modo l'originaria continuità morfologica ed ecologica, modificata in seguito alla costruzione delle opere nel corso d'acqua, realizzando manufatti che consentano il superamento dei dislivelli da parte delle popolazioni ittiche e, nel contempo, adottando particolari accorgimenti finalizzati ad ottenere un ambiente simile a quello naturale. Alcuni criteri di carattere generale che occorrerebbe osservare in tal caso sono i seguenti:

- E' opportuno sospendere i lavori nell'alveo dal 1 novembre al 31 marzo a monte delle zone favorevoli alla riproduzione, in modo da evitare l'interrimento e l'inquinamento dei letti di riproduzione.

- Anche in periodo di magra occorre garantire una lama d'acqua sufficiente alla vita acquatica che sia di almeno 30 cm.
- Nelle canalizzazioni debbono essere presenti protezioni realizzate in vario modo, per esempio grossi blocchi di pietra o pennelli, che offrano riparo ai pesci creando delle controcorrenti e zone di riposo, le protezioni di sponda è preferibile che siano costituite da massi naturali disposti a secco con salici piantati nelle giunture.
- Se le opere trasversali formano un dislivello tale da non poter essere superate dai salmonidi con un salto occorre predisporre strutture per la risalita dei pesci come scale di rimonta o rampe in pietrame.

La normativa in materia detta disposizioni precise che sono state per lo più disattese, la problematica del passaggio dell'ittiofauna attraverso gli sbarramenti artificiali era stata già recepita dal quadro normativo italiano con il R.D. 22 febbraio 1914 n° 1486 *Regolamento per la pesca fluviale e lacuale* e, in seguito, dal R.D.L. 8 ottobre 1931 n° 1604 *Testo unico delle leggi sulla pesca* che all'articolo n° 10 recita:

10. Nelle concessioni di derivazione d'acqua debbono prescriversi le opere necessarie nell'interesse dell'industria della pesca (scale di rimonta, piani inclinati, graticci all'imbocco dei canali di presa, ecc.), in base agli elementi tecnici che saranno richiesti al Ministero dell'agricoltura e delle foreste.

Con le stesse modalità possono essere ordinate modificazioni in opere preesistenti e, qualora la costruzione di opere speciali per la pesca non sia possibile, potranno prescriversi al concessionario immissioni annuali di avannotti a sue spese.

Qualora si debba provvedere alla sistemazione di un corso d'acqua che presenta caratteristiche ittiche interessanti risulta conveniente affrontare il problema del superamento dei dislivelli in sede di progetto, soprattutto perché un successivo adeguamento strutturale comporterebbe maggiori costi ed opere meno efficaci.

Per un'adeguata progettazione delle scale di rimonta o delle rampe in pietrame è necessario conoscere le caratteristiche delle popolazioni ittiche oltre al regime idrico e alla morfologia dell'alveo. In particolare occorre prestare attenzione ai seguenti punti fondamentali:

- contenere la velocità dell'acqua entro valori compatibili con la capacità natatoria dei pesci che varia in funzione della loro dimensione e della temperatura dell'acqua (*Beach*, 1984) (Figura 2.68) (tabella 2.14);
- creare apposite zone d'acqua calma per consentire ai pesci di riposare durante la risalita poiché le massime velocità della corrente d'acqua compatibili con la resistenza dei pesci sono superabili dalla specie ittiche solo per brevi periodi di tempo (*Beach*, 1984) (Figura 2.69);
- assicurare che la portata defluente nella scala di risalita e l'imbocco della stessa abbiano caratteristiche tali da attrarre i pesci. A tal proposito occorre ricordare che alcune prove di laboratorio (*Elson*, 1939; *Schiemenz*, 1950-59) hanno dimostrato che i pesci si dirigono istintivamente verso il flusso d'acqua che li investe direttamente, per cui è necessario valutare attentamente l'ubicazione dell'imbocco della scale di risalita;

Trote e salmonidi	$V_{\max}=2,0$ m/s
Ciprinidi	$V_{\max}=1,5$ m/s
Pesci di dimensioni minori o in stadio giovanile	$V_{\max}=1,0$ m/s

Tabella 2.14 - Velocità massime della corrente d'acqua superabili dalle specie ittiche italiane (*Sthalberg & Peckamann*, 1986).

- occorre considerare che solo alcune specie di salmonidi dei paesi nordici sono in grado di superare dislivelli di 1-4 m, mentre la maggior parte della fauna acquatica non è in grado di superare ostacoli di altezza superiore a 30-40 cm, fattore da considerare nella valutazione riguardante la necessità di accorgimenti tecnici per il superamento dei dislivelli da parte delle specie ittiche.

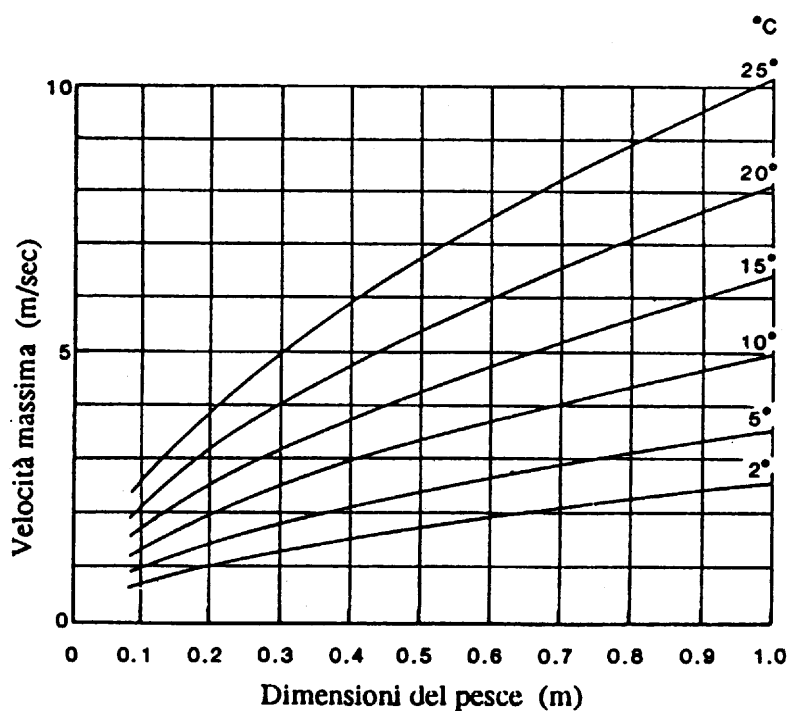


Figura 2.68 - Velocità massima della corrente superabile dai pesci in funzione delle loro dimensioni e della temperatura dell'acqua (Beach, 1984).

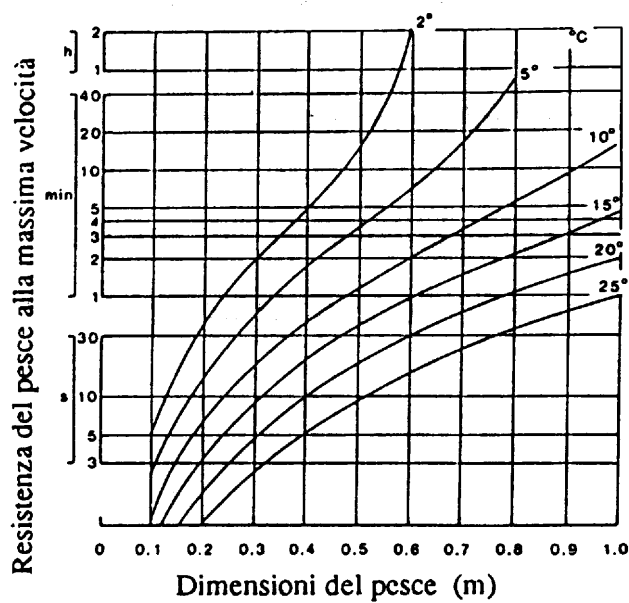


Figura 2.69 - Resistenza del pesce alla massima velocità dell'acqua compatibile con le sue capacità natatorie in funzione della sua dimensione e della temperatura dell'acqua (Beach, 1984).

2.6.1 *Scale di risalita a bacini successivi*

La scala di risalita a bacini successivi è un manufatto in calcestruzzo costituito da una serie di piccole vasche con dislivelli ridotti, disposto lateralmente alle opere trasversali ed alimentato almeno nel periodo delle migrazioni dei pesci, regolando la corrente per mezzo di una paratoia a monte. Il principio di funzionamento delle scale per i pesci a vasche successive consiste nell'alternare zone di corrente veloce, i salti, con zone a velocità limitata, le vasche, dove i pesci possono recuperare le energie e prepararsi per il salto successivo.

Per un corretto funzionamento delle scale per i pesci, è necessaria una periodica manutenzione, che consenta di asportare i detriti depositati all'imbocco della scala e nelle singole vasche, che potrebbero ostacolare la funzionalità.

Gli ingressi a valle e a monte della scala devono essere posti vicino al manufatto per essere facilmente individuato dai pesci e, a tal fine, sarebbe opportuno alimentare la scala con una portata che dia luogo ad una velocità maggiore di quella con la quale, in stato normale, la portata eventualmente sfiorata s'immette a valle.

Esistono diversi tipi di scale a bacini successivi a seconda della soluzione specifica adottata per realizzare le vasche. Il classico tipo è forse quello rappresentato in Figura 2.70 in cui le soglie stramazanti sono arrotondate verso valle, mentre nell'esempio di Figura 2.71 la caratteristica principale consiste nel sistema sfalsato di bocche sul fondo e di intagli sul coronamento delle pareti trasversali (di forma rettangolare, triangolare o trapezia) che delimitano le singole vasche creando un flusso meandriforme adatto per alternare zone a corrente veloce a zone a corrente lenta. Le dimensioni raccomandate per le scale appena descritte sono indicate nelle Tabelle 2.15 e 2.16.

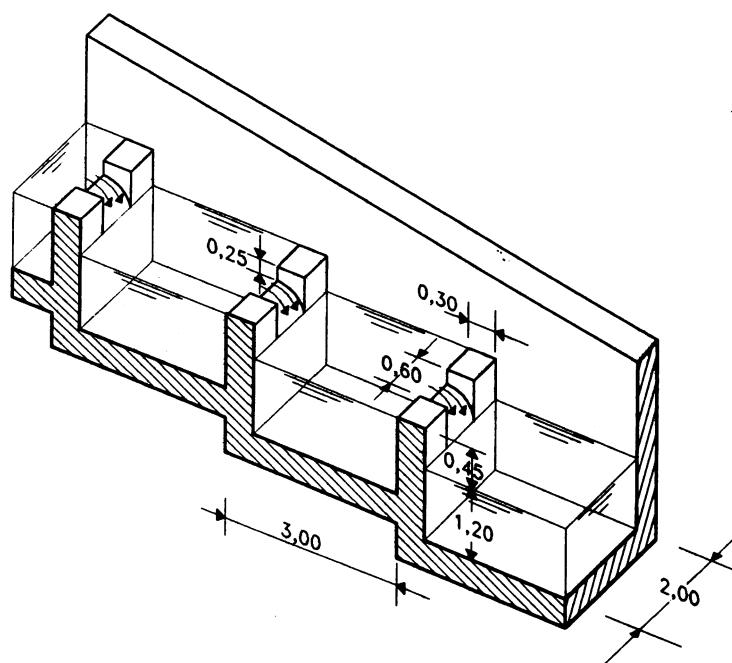


Figura 2.70 - Schema di una scala a vasche; le dimensioni indicate sono da ritenersi minime (Da Deppo L., Datei C., Salandin P., Sistemazione dei corsi d'acqua, - Istituto di Idraulica "G. Poleni"-Università di Padova - Edizioni Libreria Cortina, 1997).

Dislivello tra i bacini	<0,30-0,40 m
Larghezza bacini	>1,0-2,0 m
Lunghezza bacini	>2,0-3,0 m
Profondità bacini	>1,0-1,5 m
Larghezza soglie stramazzanti	0,60 m
Spessore soglie	0,30 m
Altezza delle soglie dal pelo libero dell'acqua	0,25 m

Tabella 2.15 - Dimensioni indicative per la scala per i pesci di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (Larinier & Mirales, 1983).

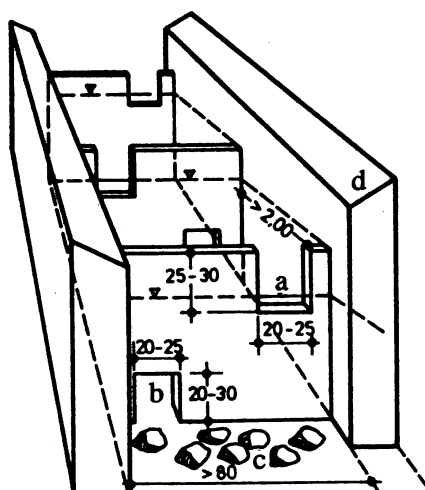


Figura 2.71 - Scala per pesci secondo Jens G. (Di Fidio M., *I corsi d'acqua*, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995).

<i>Dimensioni</i>	<i>Corsi d'acqua maggiori (fiumi)</i>	<i>Corsi d'acqua minori (torrenti)</i>
Profondità minima delle vasche	0,80 m	0,60 m
Lunghezza delle vasche	>2,00 m	>0,80 m
Larghezza delle vasche	>0,80 m	>0,60 m
Dislivello tra 2 vasche successive	<0,25 m	>0,30 m
Altezza delle vasche sopra lo specchio d'acqua	>0,30 m	>0,30 m
Intaglio sul coronamento (altezza/larghezza)	da 0,25 m/0,20 m a 0,30 m/0,25 m	>0,20 m/0,20 m
Bocca sul fondo (altezza/larghezza)	0,30 m/0,25 m	la bocca per i salmonidi non è necessaria

Tabella 2.16 - Dimensioni indicate per la scala per i pesci secondo Jens, Figura 2.72 (Di Fidio M., *I corsi d'acqua*, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995).

E' possibile realizzare le scale a bacini successivi ricorrendo a massi sfalsati tra loro a costituire traverse di pietrame ben fissate al fondo alveo (Figura 2.72), in modo tale da formare vasche successive, in tal modo si ottiene una soluzione più soddisfacente dal punto di vista paesaggistico ed ecologico. Le traverse devono essere poste ad una distanza reciproca di 1,5-2,5 m e se il salto complessivo è maggiore di 3 m, ogni 2 m di dislivello si deve creare una vasca intermedia con lunghezza di almeno 4 m. I dislivelli tra i salti devono essere $<0,20$ m, la larghezza minima deve essere di 1 m, la profondità minima 0,4-0,6 m; pendenza inferiore a 1:20.

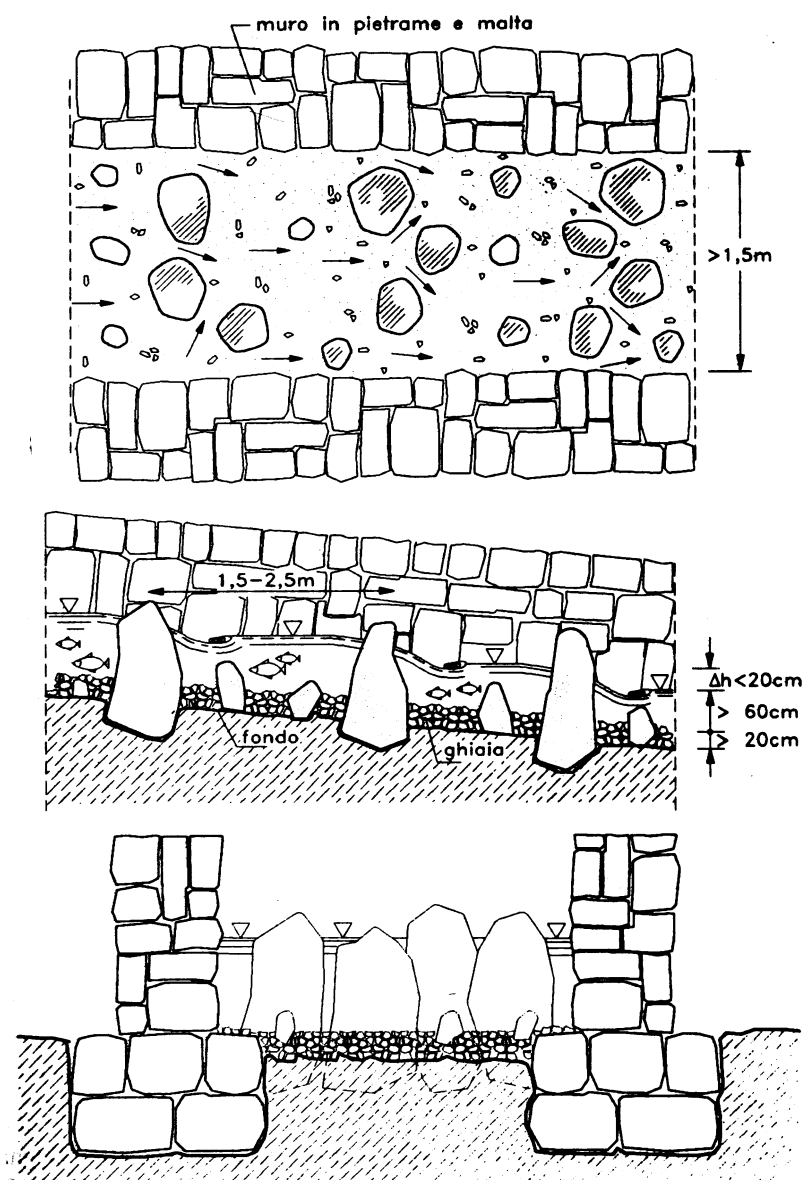


Figura 2.72 - Passaggio per i pesci costituito da una successione di traverse in pietrame (Da Deppo L., Datei C., Salandin P., Sistemazione dei corsi d'acqua, - Istituto di Idraulica "G. Poleni" - Università di Padova - Edizioni Libreria Cortina, 1997).

Infine occorre ricordare che le scale per i pesci devono essere recintate, in modo da rendere difficile l'accesso ai pescatori di frodo, per la facilità con la quale potrebbero catturare il pesce in rimonta, inoltre per rendere agevole la manutenzione devono essere provviste, oltre alla paratoia per poter escludere l'alimentazione, di un camminamento laterale con parapetto.

2.6.2 Scala Denil

Una soluzione differente per quanto riguarda le scale per i pesci è costituita dalla scala Denil proposta nel 1936 dall'ingegnere belga G. Denil. Si tratta di una successione di quinte in serie con un prefissato interasse inserite in un canale a sezione rettangolare inclinato.

Le quinte assolvono alla funzione di creare vasche successive che dissipano l'energia della corrente in arrivo generando le zone a corrente lenta necessarie ai pesci per prepararsi al salto seguente, tuttavia tali zone a corrente lenta non sono sufficienti a creare delle zone di pausa per il pesce che è costretto a risalire completamente lo scivolo senza fermarsi. Per ovviare a ciò, quando il dislivello è eccessivo, occorre prevedere ad intervalli verticali di 2 m circa, dei bacini di riposo.

Le dimensioni geometriche delle quinte possono essere relazionate alla larghezza L del canale nel seguente modo, riferendosi ai simboli della Figura 2.73:

$$\begin{aligned} B &= 0,583 \cdot L; & C &= 0,472 \cdot L; & D &= 236 \cdot L; \\ E &= L/3; & F &= L/6; & p &= 2/3 \cdot L; \\ H &= 1,5 \div 2,2 \cdot L; & h &= 0,5 \div 0,6 \cdot L. \end{aligned}$$

La larghezza del canale L è da assumersi in funzione del tipo di pesce da considerare mentre per la pendenza è possibile riferirsi alle seguenti indicazioni di massima:

- per salmoni e trote di mare si ritiene $L=0,80-1,00$ m, facendo variare la pendenza i in funzione di L : $i=20\%$ con $L=0,8$ m; $i=17,5\%$ con $L=0,9$ m; $i=16\%$ con $L=1,0$ m;
- per le trote, posto $L=0,60 \div 0,90$ m si ha: $i=20\%$ con $L=0,6$ m; $i=17\%$ con $L=0,7$ m; $i=15\%$ con $L=0,8$ m; $i=13,5\%$ e $L=0,90$ m; oppure con

modeste differenze è possibile utilizzare la seguente relazione: $i(\%) = 32,5 - 2,15 \cdot L$.

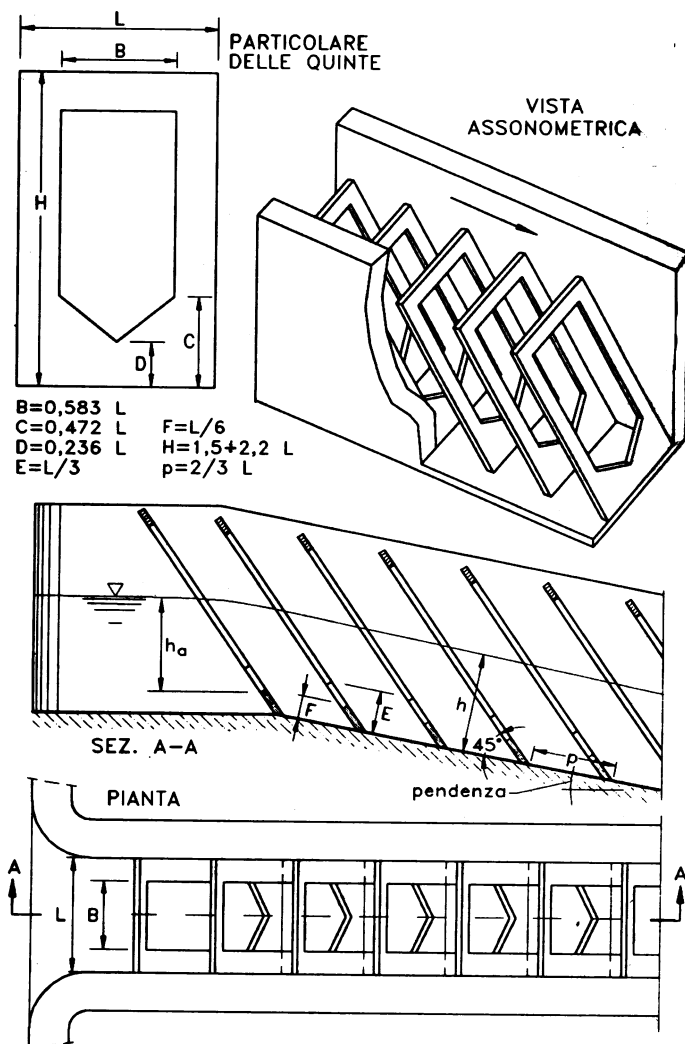


Figura 2.73 - Scala Denil (Da Deppo L., Datei C., Salandin P., Sistemazione dei corsi d'acqua, - Istituto di Idraulica "G. Poleni"- Università di Padova - Edizioni Libreria Cortina, 1997).

Alcune interessanti esperienze assegnano alle scale Denil un coefficiente globale di resistenza secondo Chezy di $6-7 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, che è possibile utilizzare per calcolare la portata necessaria affinché la velocità nel canale sia compatibile con le caratteristiche natatorie del pesce considerato.

2.6.3 Rampe in pietrame

Quando il dislivello altimetrico da superare è modesto ($\Delta h \leq 3$ m) è possibile impiegare, in luogo delle scale per i pesci, rampe in pietrame costituite da una gettata di massi sul fondo alveo in modo tale da creare un piano inclinato.

Tale soluzione si dimostra molto efficiente in particolare quando l'altezza della rampa è inferiore a 2 m e la pendenza inferiore a 1:10.

I principali vantaggi delle rampe in pietrame, rispetto alle soluzioni più classiche delle scale di risalita, consistono nelle caratteristiche di naturalità e nelle proprietà ecologiche conferite dalla morfologia irregolare che consente la diversificazione dei microambienti fluviali, l'arricchimento di ossigeno e l'alternanza di zone con velocità della corrente alta e bassa, fondamentale per i pesci, consentendo così di realizzare una continuità ecologica sulla quale possono fare affidamento tutte le specie acquatiche presenti comprese quelle bentoniche. Infine quando il materiale lapideo necessario può essere prelevato nelle vicinanze, anche i costi sono favorevoli.

Le principali tecniche costruttive si basano sulla posa in opera di massi in modo irregolare o regolare. Nella prima disposizione il pietrame viene posato alla rinfusa, anche in presenza di acqua, sopra una base filtrante naturale o artificiale, lo spessore dello strato è dell'ordine di $1,5/2 d$, con d diametro dei massi. Nella seconda disposizione il pietrame viene messo in opera in modo compatto, sopra una base drenante in ghiaia o pietrisco, riducendo al minimo gli spazi tra i singoli massi che possono essere legati tra loro con funi di acciaio, in questo caso, a differenza della tecnica precedente, è necessario deviare temporaneamente il corso d'acqua per poter operare all'asciutto.

Nella posa di pietrame in modo irregolare, ogni singolo masso si oppone alla forza di trascinamento dell'acqua solo col proprio peso, mentre nella tecnica di posa in modo regolare è l'intera struttura ad offrire resistenza.

La posa in modo regolare realizza un ambiente del fondo uniforme, con la conseguente perdita di alcuni vantaggi che è possibile raggiungere con la tecnica di posa irregolare, come la maggiore alternanza di zone a forte turbolenza e zone più tranquille favorite dall'irregolarità della rampa e della dimensione dei massi, inoltre anche la maggiore elasticità e la maggiore scabrezza sono a favore della prima disposizione descritta.

Le zone delle rampe più sollecitate dal punto di vista statico sono la base, dove si possono formare buche, e le sponde sottoposte ad erosioni laterali. Per proteggere la base delle rampe è possibile impiegare pali in legno o acciaio, mentre per le sponde si può ricorrere alla messa a dimora di alberi ed arbusti difesi da scogliere (Figura 2.74 e Figura 2.75).

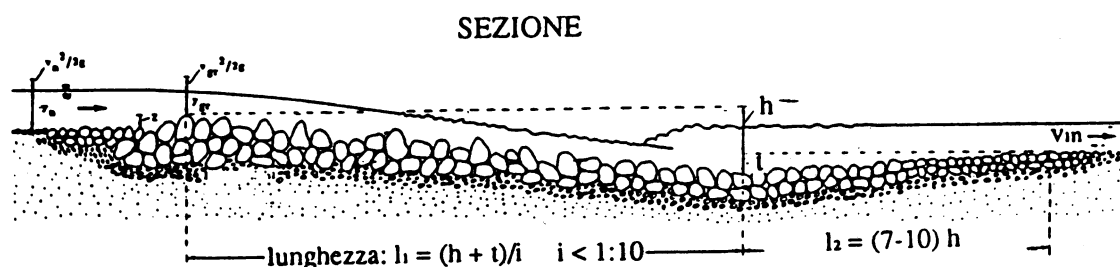


Figura 2.74 - Schema di rampa in pietrame (A.A.V.V.: Manuale Tecnico di Ingegneria Naturalistica, Centro di Formazione Professionale "O. Malaguti" Regione Emilia-Romagna e Veneto, 1993).

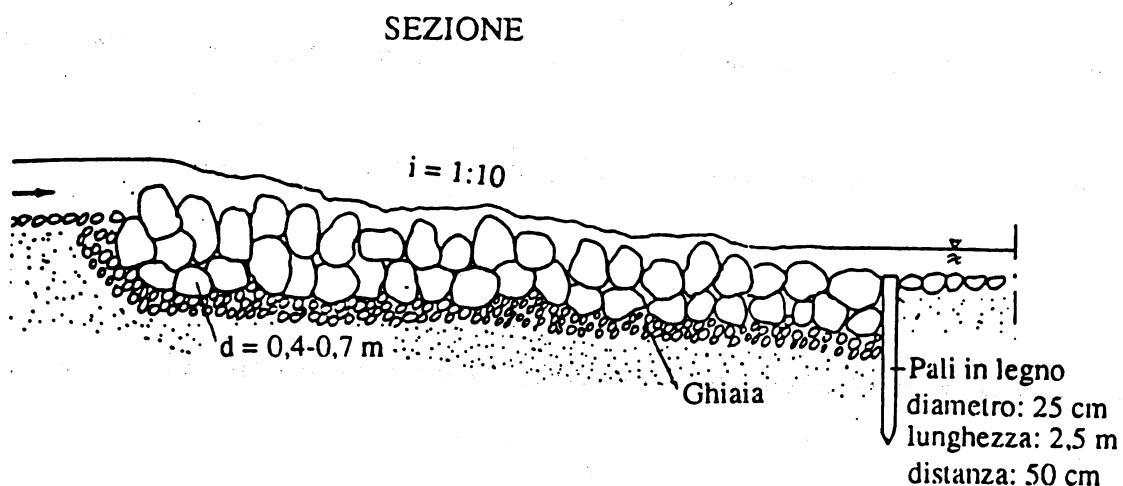


Figura 2.75- Schema di rampa in pietrame (A.A.VV.: Manuale Tecnico di Ingegneria Naturalistica, Centro di Formazione Professionale “O. Malaguti” Regione Emilia-Romagna e Veneto, 1993).

Le rampe in pietrame sono un’ottima soluzione nel caso di recupero di briglie preesistenti volto a ripristinare la continuità dell’ecosistema interrotta dalle strutture tradizionali. In tal caso la briglia e la controbriglia (Figura 2.76) vengono utilizzate come scheletro della rampa contribuendone alla stabilità, i massi vengono disposti in modo tale che il deflusso avvenga tra essi e non al di sopra, inoltre è conveniente estendere il rivestimento per tutta la lunghezza del risalto e rinforzare il piede della rampa posizionando alla base della struttura pietrame di dimensioni maggiori.

Una soluzione interessante dal punto di vista ecologico è rappresentata nella Figura 2.78 in cui la rampa è costituita da una struttura reticolare irregolare, con massi piccoli e grandi alternati, profondamente ancorata al fondo, difesa al piede da una fila di pali e collegata alle sponde mediante gettate continue al piede della stessa. In tal modo si incrementa la possibilità di creare microambienti diversificati e, inoltre, nei piccoli bacini interclusi, si assicura

una presenza minima di acqua nei periodi di totale prosciugamento dei torrenti.

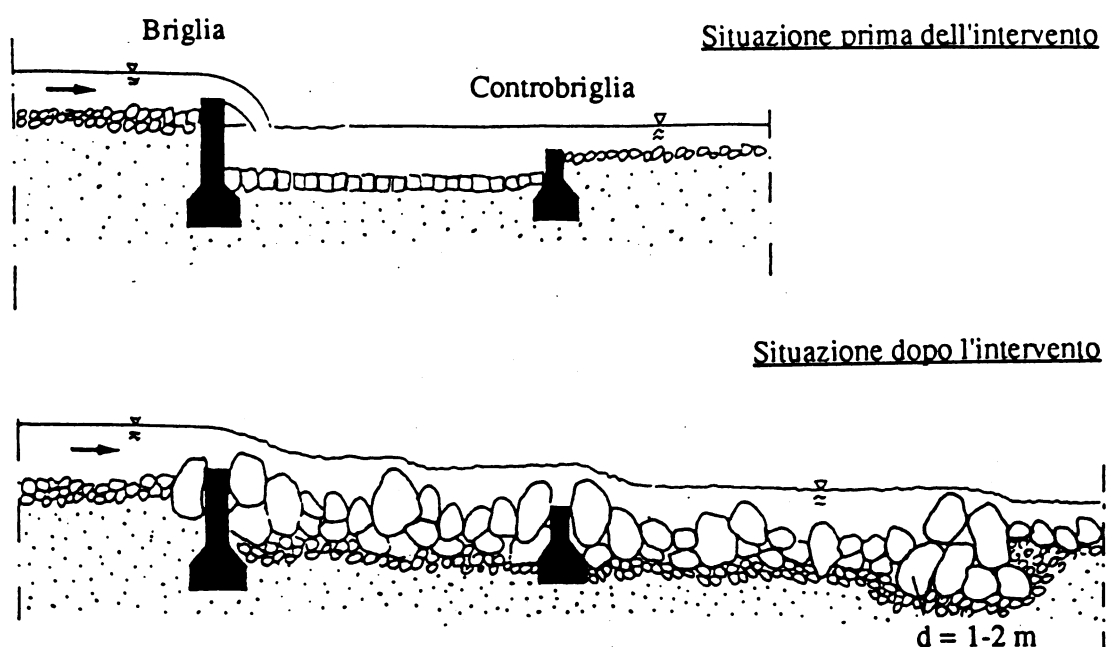


Figura 2.76 - Schema di adeguamento strutturale di una briglia in una rampa in pietrame (AA.VV.: Manuale Tecnico di Ingegneria Naturalistica, Centro di Formazione Professionale “O. Malaguti” Regione Emilia-Romagna e Veneto, 1993).

Il calcolo del diametro minimo dei massi al di sotto dei quali è probabile si verifichi il danneggiamento della rampa è determinabile utilizzando la relazione di Whittaker-Jäggi (Manuale tecnico di Ingegneria Naturalistica, Centro di Formazione Professionale “O. Malaguti”):

$$q = 0,257 \cdot \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}} \cdot \sqrt{g} \cdot j^{-\frac{7}{6}} \cdot \left| \frac{d}{1,06} \right|^{\frac{3}{2}}$$

dove:

- q è la portata specifica per unità di larghezza [$\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$];
- γ_s è il peso specifico del pietrame [kg/m^3];

- γ_w è il peso specifico dell'acqua [kg/m^3];
- g è l'accelerazione di gravità [m/s^2];
- j è la pendenza della rampa;
- d è il diametro della sfera equivalente del pietrame [m].

Noti la portata specifica e la pendenza della rampa, è possibile determinare il diametro minimo che i massi devono possedere affinché la struttura sia stabile. Un altro metodo di calcolo del diametro dei massi è riconducibile alla procedura proposta da Armanini e Scotton (Armanini A. e Scotton P., 1955), descritta nel paragrafo 2.4.3.

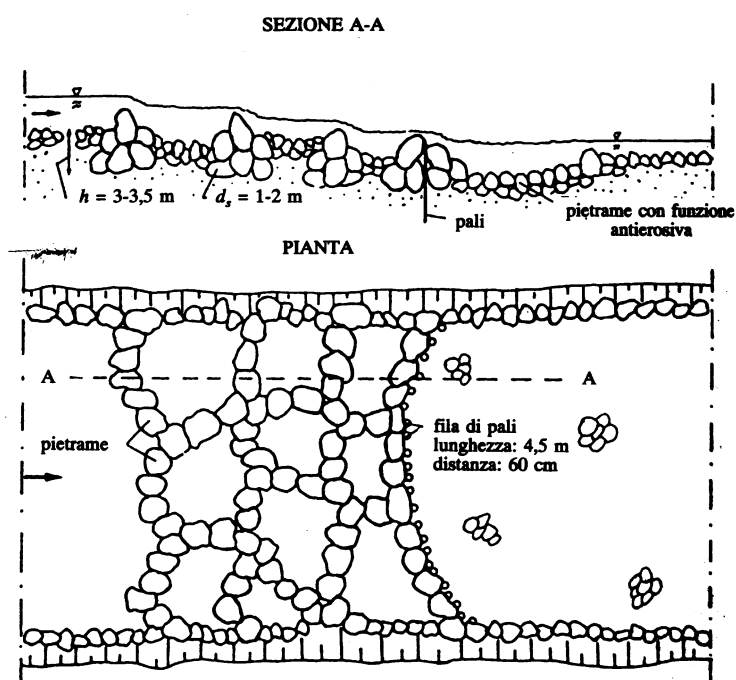


Figura 2.77 - Rampa in pietrame articolata (Di Fidio M., I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio - Pirola, 1995).