

Capitolo 6

Il controllo del profilo altimetrico dei corsi d'acqua

6.1 Introduzione

Il problema del controllo del profilo altimetrico dei corsi d'acqua riguarda in particolare la parte montana dei bacini, caratterizzati tipicamente da pendenze che vanno da qualche unità per cento a qualche decina per cento.

Opere di stabilizzazione del fondo si rendono necessarie in diverse circostanze, in particolare:

- quando l'alveo è soggetto a un indesiderato processo di erosione che può originare da cause diverse, quali il ridotto afflusso di sedimenti da monte dovuto per esempio alla costruzione di uno sbarramento o alla propagazione a monte di processi di erosione localizzata prodottisi a valle del tronco esaminato;
- quando l'alveo è caratterizzato da forte pendenza e si paventa la propagazione in esso di correnti detritiche la cui fortissima capacità erosiva potrebbe indurre l'inglobamento di ulteriore materiale asportato dal fondo o associato al collasso delle sponde.

L'assetto altimetrico del corso d'acqua è il risultato delle variazioni nel tempo del bilancio fra produzione (e quindi afflusso) di sedimenti al corso d'acqua e variazioni della capacità di trasporto da parte della corrente.

La produzione di sedimenti è in parte associata a processi di erosione superficiale distribuita sui versanti del bacino e fortemente dipendente dalle caratteristiche geologiche del bacino e dalla copertura vegetale. In parte essa è dovuta ad eventi catastrofici che danno luogo a fenomeni di collasso dei versanti, con la possibile formazione di correnti detritiche (debris flows) in grado di incidere profondamente i versanti.

La capacità di trasporto di sedimenti peraltro varia lungo l'asta del corso d'acqua poiché, procedendo da monte verso valle la tensione tangenziale al fondo varia grossolanamente in misura proporzionale al prodotto (Ri_f) con R raggio idraulico ed i_f pendenza del fondo. Inoltre, i processi di selezione granulometrica ed abrasione dei sedimenti conducono invariabilmente, procedendo da monte verso valle, ad una riduzione del diametro medio dei sedimenti, a meno di possibili effetti locali indotti da significativi apporti di sedimenti da parte di affluenti del corso d'acqua principale, la cui granulometria può differire drasticamente da quella del corso principale in funzione delle caratteristiche dei diversi bacini contribuenti.

Il profilo altimetrico del corso d'acqua assume quindi un assetto di quasi-equilibrio in cui la capacità di trasporto solido uguaglia mediamente l'effettivo afflusso di sedimenti. Tale equilibrio può poi essere soggetto ad evoluzione su scale temporali geologiche per effetto di fenomeni di subsidenza o di propagazione dell'intero profilo verso valle come discusso al punto 3.1.2.

6.2 Opere volte alla riduzione della pendenza del corso d'acqua

Scopo primario di tali opere è quello di ridurre la capacità di trasporto del corso d'acqua nel tratto considerato. Ne consegue che viene trattenuta la componente più grossolana dei sedimenti e dei materiali (tronchi) trasportati dalla corrente, ciò al fine di proteggere l'asta di valle da fenomeni di sovralluvionamento.

Tale obiettivo si consegue ordinariamente attraverso la realizzazione di opere trasversali in alveo, sopraelevate rispetto all'fondo naturale (briglie) o contenute entro il letto del corso d'acqua (soglie).

Nel primo caso la riduzione della pendenza si ottiene nel tempo per effetto del deposito del materiale intercettato dalle briglie (fig. 6.1).

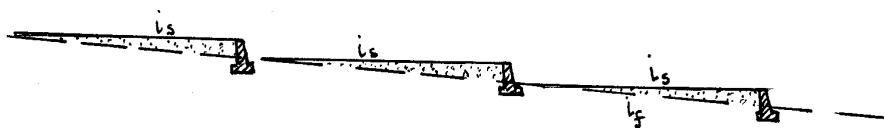


Figura 6.1: Schema di sistemazione a briglie.

Nel secondo caso le soglie inducono un processo di erosione localizzato a valle di ciascuna di esse e ciò conduce nel tempo all'instaurarsi di una nuova

pendenza controllata dalle quote del piede di ciascuna soglia e dalla sommità della soglia successiva (fig. 6.2).



Figura 6.2: Schema di sistemazione a soglie.

Un secondo scopo dell'opera di sistemazione è il controllo dell'erosione spondale del tratto sistemato. La riduzione della velocità della corrente e la sua concentrazione nella regione centrale (conseguente alla pratica di inserire una soglia di sfioro centrale sul coronamento delle briglie o soglie) riduce la tendenza all'erosione delle sponde e quindi il pericolo del loro collasso. La questione che si pone è allora l'identificazione di una opportuna pendenza di sistemazione, la pendenza, cioè, che si intende realizzare attraverso l'opera di sistemazione.

Siano assegnate:

- un valore per la portata di progetto;
- la distribuzione granulometrica dei sedimenti.

Imponendo che la tensione media al fondo sia critica per il diametro d_{50} , segue:

$$\gamma R i_s = \tau_c(d_{50}) = \tau_{*cg}(\rho_s - \rho) g d_{50} \quad (6.2.1)$$

donde:

$$i_s = \tau_{*cg}(s - 1) \frac{d_{50}}{R} = k \frac{d_{50}}{R} \quad (6.2.2)$$

essendo R il raggio idraulico della corrente calcolato per la portata di progetto. Adottando per τ_{*cg} valori compresi fra 0.03 e 0.06, la (6.2.2) fornisce valori di k compresi fra 0.05 e 0.1, prossimi al valore 0.093 che Valentini ricavò dalle osservazioni eseguite sui torrenti della Valtellina (con d pari ad un non meglio definito 'diametro medio del materiale più grossolano'). Valori di k di molto superiori sono stati suggeriti da Marzolo per i fiumi Adda e Mera ($k = 0.871$).

In alvei naturali, la portata rispetto alla quale appare ragionevole progettare la sistemazione è la portata denominata 'bankfull discharge' nella letteratura anglosassone, dunque la portata che corrisponde al deflusso nell'intera sezione dell'alveo inciso. È questa la portata generalmente considerata come portata di modellazione del corso d'acqua.

6.3 Stabilizzazione del fondo con massi sciolti o legati

Un procedimento alternativo a quello proposto al punto 2 è quello di stabilizzare il fondo rivestendolo con massi di dimensione sufficiente da non essere mobilizzabili. La verifica di stabilità va effettuata rispetto ai due possibili meccanismi di mobilitazione, quello idrodinamico corretto tenendo conto della pendenza del fondo e dell'eventuale bassa sommergenza del materiale di fondo e quello gravitazionale che può innescarsi sia se il fondo è soggetto alla sollecitazione di una corrente liquida, sia nel caso in cui la corrente sia in realtà una corrente detritica.

6.3.1 Verifica di stabilità dei massi rispetto a mobilitazione idrodinamica

Il problema è quello di dimensionare i massi del rivestimento, nota la geometria della sezione, la pendenza del fondo (i_f) e la portata (liquida o detritica) di progetto.

Il problema viene risolto per tentativi. Si assume un diametro d_1 , si calcola quindi il coefficiente di scabrezza di Strickler k_{s1} associato alla scelta di d_1 , per esempio attraverso la relazione empirica:

$$k_s = \frac{26}{(d_{90})^{1/6}} \quad (6.3.1)$$

con d_{90} espresso in m e k_s in $m^{1/3}s^{-1}$. Si determina quindi la profondità di moto uniforme Y_1 . Ciò consente di calcolare la tensione critica di Shields τ_{*c0} , correggerla per l'effetto della pendenza del fondo che riduce il valore τ_{*c0} nella forma:

$$\tau_{*c1} = \tau_{*c0} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta}{\tan \phi} \right) \quad (6.3.2)$$

e introdurre l'eventuale ulteriore effetto correttivo associato alla bassa sommergenza dei massi che ne rende meno facile la mobilitazione. Armanini (1990) ha proposto di valutare tale effetto attraverso la relazione:

$$\tau_{*c2} = \tau_{*c1} \left(1 + 0.67 \frac{d}{Y} \right) \quad (6.3.3)$$

la cui validità è suggerita per valori della pendenza del fondo non superiori a 5%. Nota τ_{*c} , se il tratto da stabilizzare è sollecitato da una corrente sensibilmente uniforme, si valuta la tensione tangenziale media al fondo τ_o attraverso l'espressione $(\rho g R_{if})$ e si calcola infine il valore della profondità Y'_1 associato a τ_{*c} confrontandolo con il valore Y_1 . Se i due valori non sono

sufficientemente prossimi, si itera sul valore di d fino a convergenza. Se il tratto da stabilizzare è sollecitato da una corrente sensibilmente non uniforme, occorrerà calcolare il profilo di rigurgito ed il dimensionamento dovrà essere eseguito nella sezione in cui la tensione al fondo risulta massima.

6.3.2 Verifica di stabilità dei massi rispetto a mobilitazione gravitazionale da parte di correnti liquide

Ricordiamo che lo spessore dello strato di fondo mobilitato da una corrente liquida di profondità Y per destabilizzazione statica ha la forma:

$$\frac{y_a}{Y} = \frac{Y}{(s-1)c_M \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) - 1} \quad (6.3.4)$$

Posto dunque che y_a coincida con d si trova il valore della pendenza per la quale il diametro calcolato attraverso il criterio di mobilitazione idrodinamica cessa di essere stabile.

Si trova:

$$\tan \theta = \frac{(s-1)c_M}{\frac{Y}{d} + [1 + (s-1)c_M]} \quad (6.3.5)$$

Una stima grossolana della pendenza per la quale la verifica della stabilità del rivestimento rispetto alla mobilitazione gravitazionale risulta più gravosa di quella relativa alla mobilitazione idrodinamica si ottiene semplicemente a partire dalla (6.3.5). Posto, infatti, che risulti Y/d pari a 2-3 e adottando i valori 0,65 per c_M e 38° per ϕ , si trova un valore di θ pari a $11,8-9,4^\circ$ corrispondenti a 26-21% circa. Tali pendenze sono prossime a quelle per le quali si innescano correnti detritiche. La protezione delle incisioni di versante in corrispondenza delle quali si paventa la formazione di correnti detritiche richiede interventi strutturali assai più pesanti di quelli qui discussi.

6.3.3 Rampe di massi sciolti o legati

Uno dei problemi pratici connessi a sistemazioni del tipo discusso nei paragrafi precedenti è la non disponibilità o il costo di massi delle dimensioni idonee alla sistemazione richiesta. Sono state perciò proposte soluzioni alternative che consentono la riduzione della dimensione dei massi.

La prima soluzione è quella di sistemare il profilo 'a rampe' di pendenza superiore a quella media del corso d'acqua alternando file di massi a grandi dimensioni a striscie in cui si mantiene il materiale di fondo come appare nello schema di fig. 6.3.

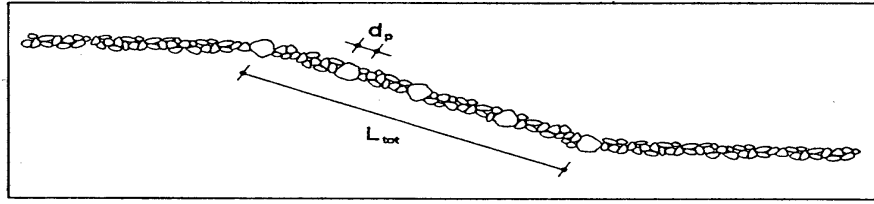


Figura 6.3: Schema di sistemazione a rampe

La progettazione di sistemazioni di questo tipo può effettuarsi sulla base di alcuni suggerimenti progettuali emersi da prove sperimentali effettuate recentemente presso il laboratorio di Idraulica dell'Università di Trento. Il grafico di fig. 6.4 fornisce il valore della tensione critica di Shields opportunamente normalizzata $\hat{\tau}_{*c}$ in funzione del grado di ricoprimento R dei massi sulla rampa, con R e $\hat{\tau}_{*c}$ definiti nella forma:

$$R = \frac{S_p \cdot n}{S_{tot}} \cdot 100 = \frac{d_p \cdot n}{L_{tot}} \cdot 100 \quad (6.3.6a)$$

$$\hat{\tau}_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{(s-1)gd_p \tau_{*cr}} \quad (6.3.6b)$$

con:

- n numero delle file di massi nella rampa,
- S_p area della superficie occupata dai massi;
- d_p diametro dei massi;
- S_{tot} area della superficie totale della rampa;
- L_{tot} lunghezza totale della rampa;
- τ_{*cr} scala utilizzata per la normalizzazione della tensione adimensionale di Shields:

$$\tau_{*cr} = 0,06 \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta}{\tan \phi} \right) \left(1 + 0,78 \frac{d_f}{Y} \right) \quad (6.3.7)$$

L'applicazione dell'abaco di fig. 6.4 richiede che siano determinate le caratteristiche del moto. In generale dovrà quindi essere calcolato il profilo di rigurgito lungo il tronco in esame, caratterizzato da tratti a forte pendenza intervallati da tratti a debole pendenza. E inoltre opportuno tener conto della bassa sommergenza nella valutazione del coefficiente di conduttanza della

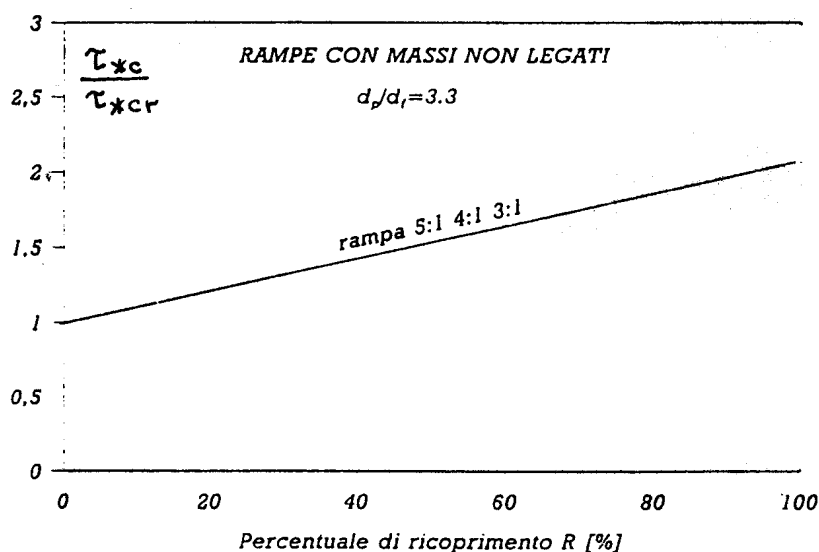


Figura 6.4: Parametro critico di Shields per l'incipiente destabilizzazione di protezioni a rampe con massi non legati (normalizzato rispetto al valore τ_{*cr} definito dalla (6.3.7)) in funzione del grado di ricoprimento R definito dalla (6.3.6a) (Armanini e Scotton, 1991) ($d_p/d_f = 3.3$).

corrente. Una relazione suggerita di recente per tale valutazione è dovuta a Graf (1991):

$$C = \frac{1}{k} \ln \frac{R_i}{d_f} + B_r \quad (6.3.8)$$

con k costante di V. Karman, R_i raggio idraulico, d_f diametro dei sedimenti presenti sul fondo dell'alveo e $B_r = 3.25$. La (6.3.8) va applicata per valori della sommergenza variabili fra 1 e 10.

Un'ulteriore riduzione delle dimensioni dei massi necessari per la stabilizzazione dell'alveo si ottiene utilizzando file di massi collegati da un cavo flessibile d'acciaio, soluzione progettuale verificata ancora presso il Laboratorio d'Idraulica dell'Università di Trento. Le figure 6.5 e 6.6 forniscono gli strumenti per la progettazione di rampe con massi legati e, per confronto con la fig. 6.4, mostrano l'efficacia di tale soluzione progettuale.

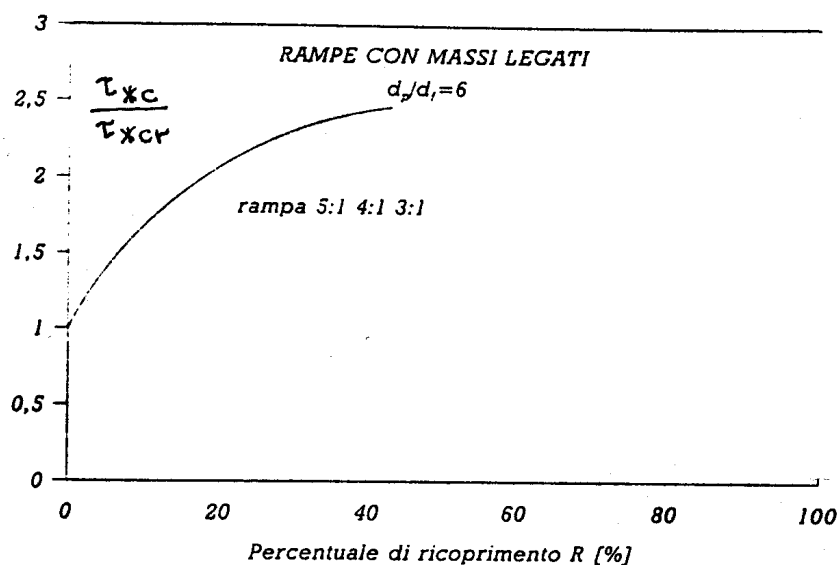


Figura 6.5: Parametro critico di Shields per l'incipiente destabilizzazione di protezioni a rampe con massi legati (normalizzato rispetto al valore τ_{*cr} definito dalla (6.3.7)) in funzione del grado di ricoprimento R definito dalla (6.3.6a) (Armanini e Scotton, 1991) ($d_p/d_f = 3.3$).

6.4 Stabilizzazione del fondo in corrispondenza delle pile dei ponti

6.4.1 Introduzione

Pile di ponti progettate correttamente non dovrebbero richiedere protezioni contro l'erosione: il piano di fondazione dovrebbe essere disposto o sulla roccia o a sufficiente profondità da consentire alla corrente di esercitare la sua capacità erosiva, temibile nel caso dell'evento di piena di progetto, senza scoprire la fondazione né destabilizzare staticamente la struttura. Tali criteri non possono tuttavia essere sempre soddisfatti.

Le contromisure sperimentate e finora tipicamente intraprese sono allora sostanzialmente di tre tipi:

- i) creazione di una barriera fisica che ostacola il processo erosivo attraverso la collocazione di massi di grandi dimensioni non rimuovibili dalla corrente, o nella forma di massi naturali alla rinfusa (*riprap*) di strutture prefabbricate (*gabbioni*, *tetrapodi*, *blocchi di calcestruzzo vincolati da cavi d'acciaio*, etc.);

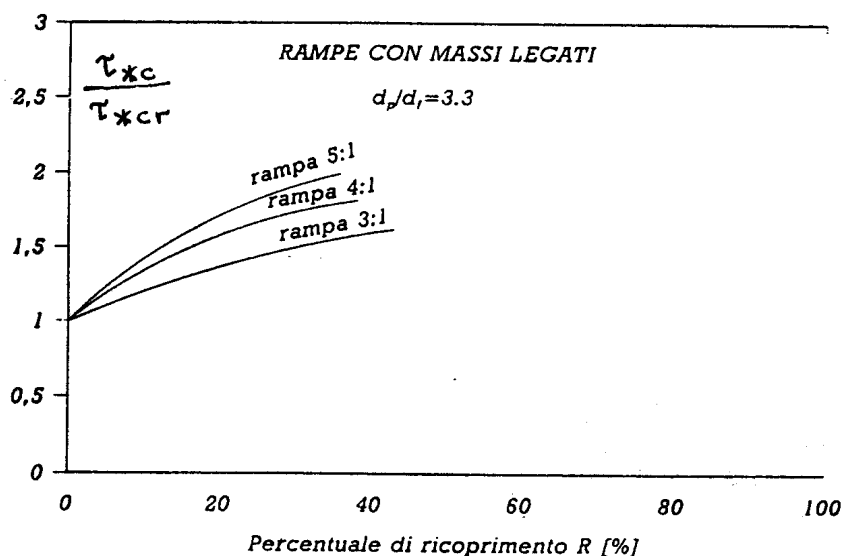


Figura 6.6: Parametro critico di Shields per l'incipiente destabilizzazione di protezioni a rampe con massi legati (normalizzato rispetto al valore τ_{*cr} definito dalla (6.3.7)) in funzione del grado di ricoprimento R definito dalla (6.3.6a) (Armanini e Scotton, 1991) ($d_p/d_f = 6$).

- ii) plateazione del fondo e realizzazione di briglie per il controllo di fenomeni erosivi generalizzati;
- iii) interventi volti a modificare l'idrodinamica locale nell'intorno delle pile, attraverso *pile sacrificali*, *profilatura delle pile*, *collari*, *meccanismi di aspirazione*, etc.

Di tali dispositivi solo alcuni sono effettivamente stati utilizzati in realizzazioni pratiche, altri sono stati sperimentati in laboratorio e la loro effettiva efficacia nella realtà non è stata ancora sperimentata. Ci occuperemo un po' più diffusamente dei primi e accenneremo ai secondi. Faremo riferimento in tale trattazione a linee guida tratte da un rapporto (1998) preparato per il 'Transportation Research Board' del 'National Research Council' degli U.S.A. da un gruppo di ricercatori (nel seguito indicato con GR) appartenenti a diverse Università statunitensi, neozelandesi e di Singapore.

6.4.2 Riprap

Il più comune intervento di difesa dallo scavo intorno alle pile dei ponti è l'installazione di massi di grandi dimensioni alla rinfusa, intervento denominato, dalla locuzione anglosassone, *riprap*. Malgrado l'uso frequente di tale

tecnica, non sono numerosi gli studi specificamente rivolti alla individuazione di specifiche linee guida per la progettazione e l'installazione di tale protezione. La maggior parte dei criteri di progettazione utilizzati si fondano, in realtà, sull'esperienza accumulata nella progettazione di protezioni spondali. Nella letteratura tecnica internazionale sono disponibili manuali di progettazione di riprap, in particolare il Manuale dell'Army Corps of Engineers (1991a,b) e della Federal Highway Administration (1989) negli U.S.A.

La letteratura precedente il rapporto sistematico cui faremo qui riferimento, ha focalizzato l'attenzione su due questioni principali, la dimensione dei massi di riprap necessari e i criteri di posa più adeguati. Per quanto concerne il primo punto, la letteratura si sviluppa a partire da un approccio proposto originariamente da Isbash (1935), che introduce una sorta di parametro di Shields critico per la mobilitazione di un masso giacente sul fondo di un alveo fluviale. I lavori successivi (Quazi and Peterson, 1973, Breusers et al., 1977, Bonasoundas, 1973, Parola, 1991, 1993, Richardson et al., 1992, Chiew, 1995) forniscono relazioni empiriche per tale parametro critico. Per quanto riguarda l'installazione del riprap, emerge dalla letteratura l'opportunità di collocare i massi in uno scavo opportunamente predisposto con la superficie superiore al livello del fondo, tenendo conto anche dell'eventuale propagazione di forme di fondo. Inoltre, nel caso di alvei sabbiosi, si raccomanda l'introduzione di un filtro interposto fra riprap e fondo, la cui funzione è quella di impedire la perdita di materiale fine attraverso gli interstizi del riprap e la conseguente possibilità di collasso. Di particolare interesse il recente studio di Chiew et al. (1995), che ha evidenziato la forte dipendenza dell'efficienza della protezione dalla durata della sollecitazione idrodinamica e ha mostrato che esistono tre modi di collasso della protezione, detti *shear failure* (collasso dovuto all'azione del vortice a ferro di cavallo sulla protezione), *winnowing failure* (perdita di materiale fine attraverso gli interstizi del riprap) e *edge failure* (formazione di uno scavo localizzato all'estremità del riprap con conseguente collasso della protezione). I criteri di progettazione discussi nel seguito si propongono di prevenire ciascuno di tali eventi.

Riprap posato con scavo e geotessile o filtro granulare

Dati richiesti.

È necessario conoscere:

- la larghezza della pila D (vedi fig. 6.7);
- la sua forma (arrotondata o meno);
- velocità della corrente che sollecita le pile (nelle condizioni di progetto);
- angolo d'attacco della corrente nelle condizioni di progetto;

– densità ρ_r del riprap utilizzato.

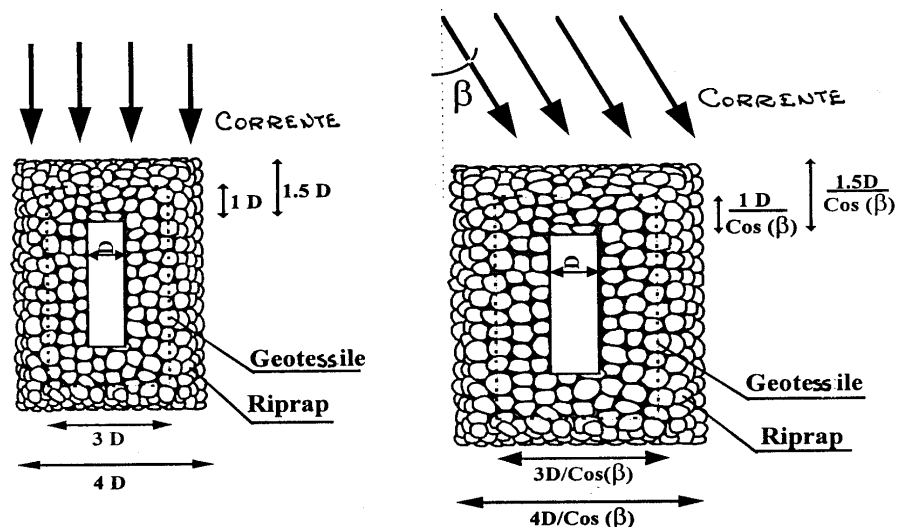


Figura 6.7: Schema di protezione a riprap con filtro in geotessile e scavo preventivo.

Dimensione dei massi.

La relazione di cui si suggerisce l'utilizzazione per la valutazione del diametro medio dei massi è quella recentemente proposta da Parola & Jones (1991):

$$D_{r50} = \frac{U^2}{\frac{2.89}{k^2}(s-1)g} \quad (6.4.1)$$

con g accelerazione di gravità, s densità relativa del riprap ($= \rho_s/\rho$), k coefficiente di forma della pila (pari a 1.5 per pile arrotondate e 1.7 per pile squadrate).

Distribuzione granulometrica del riprap.

Il materiale di cui il riprap deve essere formato deve essere roccia resistente con distribuzione granulometrica non uniforme. Si suggerisce (Neill, 1973) la seguente distribuzione:

- 100% del materiale più fine di $1,5 D_{r50}$
- 80% del materiale più fine di $1,25 D_{r50}$
- 50% del materiale più fine di $1 D_{r50}$
- 20% del materiale più fine di $0,6 D_{r50}$

Installazione.

Si raccomanda che i massi vengano posati secondo lo schema di fig. 6.7, dunque:

- profondità dello scavo non inferiore a $2 D_{r50}$, ma preferenzialmente non inferiore al massimo scavo previsto;
- estensione del riprap pari a non meno di $1,5 D$ in tutte le direzioni circostanti la pila, aumentata a $1,5 D / \cos(\beta)$ se la corrente si presenta con un angolo d'attacco pari a β .

Filtri geotessili e filtri granulari.

L'utilizzo di un *filtro geotessile* è necessario nel caso di corsi d'acqua sabbiosi, mentre non è opportuno nel caso di corsi d'acqua in ghiaia.

La funzione del geotessile è quella di evitare che, in condizioni di piena, la sabbia s'infiltri attraverso gli interstizi del rivestimento protettivo producendone lo sprofondamento e, quindi, la riduzione o l'annullamento dell'azione protettiva del riprap. Va notato, tuttavia, che la tecnologia dell'utilizzo di geotessili in congiunzione con riprap per la difesa dall'erosione di pile di ponti non è ancora fortemente sviluppata e richiede quindi un'attenta cooperazione fra l'ingegnere progettista e il produttore del geotessile. Raccomandazioni generali sull'uso dei geotessili sono le seguenti:

- l'area ricoperta dal geotessile deve essere inferiore a quella ricoperta dal rivestimento, ci al fine di ancorare le estremità del geotessile;
- la porosità del geotessile deve essere sufficiente a consentirgli di smaltire la pressione interstiziale del mezzo poroso sottostante senza indurre il sollevamento del tessuto durante la propagazione della piena: a tale scopo un geotessile in grado di trattenere particelle più fini di una di poco più fine del granulo di diametro medio d_{50} del letto appare idoneo in quanto incoraggia la formazione di uno strato di filtro granulare naturale al di sotto del filtro geotessile;
- il geotessile deve essere resistente all'abrasione ed all'urto durante la posa del riprap, tenendo presente che un foro di dimensione inferiore al centimetro è in grado di rilasciare significative quantità di sedimenti;
- è da raccomandarsi l'uso di materiali che assicurino una durata del geotessile non inferiore a 20 anni;
- il materiale deve inoltre risultare resistente all'azione dei raggi ultravioletti;
- il livello a cui posare il geotessile è opportuno sia quello raggiunto tipicamente dal fondo durante il processo di erosione conseguente alla propagazione della piena di progetto.

Il filtro geotessile è delimitato da due sacche, una esterna ed una interna. Quella esterna contiene un cavo a cui sono vincolati ganci che si protendono dal bordo esterno ed è riempita con ballast, per esempio costituito da riprap di piccole dimensioni. Il ballast distende il tessuto mentre i ganci vengono collegati a cavi esterni manipolati attraverso una struttura realizzata sul ponte. Ganci e cavi esterni consentono di stendere il tessuto sott'acqua e vengono rimossi al termine della posa. La sacca interna è equipaggiata con un tubo flessibile ma durevole, entro il quale viene collocato un cavo che viene teso e vincolato alla pila consentendo così di saldare il geotessile alla pila, una condizione che si è rivelata fondamentale per assicurare l'efficienza del rivestimento della pila.

Filtri granulari sono ottimi sostituti dei geotessili, tuttavia di posa subacquea molto complessa. Per questo motivo essi non vengono spesso utilizzati, malgrado ne sia suggerito l'uso, per esempio da Neill (1973). Inoltre i filtri granulari possono essere rimaneggiati a causa della propagazione di forme di fondo come le dune che ne possono anche indurre il collasso. Ciò malgrado, ove l'uso di geotessili non sia possibile, filtri granulari sono da considerare ottimi sostituti.

La distribuzione granulometrica suggerita da Richardson et al. (1990) deve soddisfare ai seguenti tre requisiti:

$$\frac{d_{50}(\text{filtro})}{d_{50}(\text{letto})} < 40, \quad 5 < \frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{letto})} < 40, \quad \frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{letto})} < 40 \quad (6.4.2)$$

Si noti che può accadere che lo stesso riprap soddisfi al criterio (6.4.2), nel qual caso non è necessaria l'introduzione di alcun filtro.

Concludendo: nel caso di alvei in ghiaia, non risulta necessaria l'adozione di filtri. Al contrario, nel caso di alvei in sabbia è fondamentale l'uso di filtri, geotessili o granulari. In assenza di filtri, appare necessario portare lo spessore del rivestimento almeno a $4 D_{r50}$ e la copertura del rivestimento a $5 D$.

Manutenzione.

Rivestimenti di questo tipo debbono poi essere assoggettati a costante monitoraggio che consenta il ripascimento del rivestimento ove questo si renda necessario. Si noti che lo scavo riduce l'esigenza di manutenzione. Quest'ultima è tuttavia complessa per quanto concerne l'eventuale riparazione del geotessile: è infatti difficile localizzare la posizione dell'eventuale rottura, che avviene in modo subitaneo, e la riparazione richiede la rimozione del riprap.

Costo.

Il costo stimato (nel 1998) negli U.S.A. per tale intervento protettivo riferito

ad una pila di larghezza 1,2 m e lunghezza 6 m, posato su filtro granulare, è di circa 33 ML, di cui 22 ML necessari per la collocazione del filtro geotessile. Quest'ultimo costo comprende il costo di una squadra di 4 persone per un periodo di 2 giorni per pila, ed una squadra di 6 persone per l'installazione, della durata di una giornata, con l'aiuto di un sommozzatore. Tale costo potrà scendere con lo sviluppo di tecnologie specifiche.

Il costo dello scavo è di circa 60000 L/m³, posto che il materiale di scavo venga scaricato localmente. L'eventuale trasporto alla discarica implicherebbe un costo aggiuntivo. Si noti, inoltre, che lo scavo riduce all'incirca del 50% la quantità di riprap necessario per il rivestimento.

Riprap posato senza scavo ma con geotessile o filtro granulare

Dati, dimensioni dei massi, distribuzione granulometrica del riprap e caratteristiche del filtro sono simili al caso precedente. Per quanto riguarda l'installazione:

- l'estensione laterale del riprap deve essere aumentato a $2D$ (o $2D/\cos\beta$ se β eccede 15°) su ciascun lato del riprap;
- il riprap, posato sul fondo spianato deve avere spessore non inferiore a $3 D_{r50}$.

Tuttavia se il riprap riduce in misura eccessiva la sezione disponibile per il deflusso (riduzione dell'area maggiore del 10% o spessore del riprap maggiore di $0.25 Y$, con Y profondità relativa all'evento di piena di progetto) oppure quando il sito in cui è localizzato il ponte è soggetto a significativi fenomeni di erosione-deposito dovuti alla presenza di curve o restringimenti, l'installazione senza scavo va abbandonata a favore della soluzione discussa in precedenza.

Questa soluzione progettuale richiede maggiore manutenzione rispetto alla soluzione precedente con analoghe difficoltà. Il costo di questa soluzione è di poco inferiore al costo della soluzione con scavo.

Riprap posato senza scavo e senza geotessile o filtro granulare

Questa soluzione pu essere utilizzata solo per alvei in ghiaia quando la luce del ponte non viene eccessivamente ristretta dalla protezione.

L'assenza del filtro rende necessaria un'adeguata gradazione della distribuzione granulometrica del materiale di rivestimento. L'installazione è per il resto analoga a quella relativa al caso precedente. Si eviti di scaricare i massi da altezza superiore al metro per evitarne la selezione granulometrica.

Se correttamente progettata e installata, questa soluzione è di lunga durata, facile manutenzione-monitoraggio (in particolare se ne verifichino le condizioni a valle di significativi eventi di piena) e basso costo (intorno a 10 ML per una pila larga 1.2 m e lunga 6 m) posto che il materiale roccioso sia disponibile a distanza non superiore a 40 - 50 Km dal sito dell'installazione.

6.4.3 Alternative al riprap

Malgrado la grande esperienza accumulata nell'uso del riprap, la sua utilizzazione non è sempre possibile: può non esservi infatti disponibilità di materiale idoneo per durezza o dimensioni, quest'ultimo pu essere troppo costoso o infine l'impatto ambientale di tale tipo di protezione pu essere considerato eccessivo dalle normative vigenti. In questi casi è necessario considerare l'esistenza di valide alternative al riprap.

- *Gabbioni e materassi Reno.*

L'uso di gabbioni realizzati utilizzando reti in acciaio contenenti frammenti di roccia alla rinfusa (fig. 6.8) costituisce un vanto del nostro Paese poiché fu per la prima volta proposto commercialmente dalla ditta Maccaferri (1884) per la riparazione di una breccia formatasi sul fiume Reno italiano.

Si tratta di un sistema di difesa spondale che presenta numerosi vantaggi:

- essendo riempiti di rocce sciolte, i gabbioni sono porosi e, quindi, non soggetti all'effetto delle sottopressioni, pericolose nel caso di difese continue come i materassi di calcestruzzo;
- i gabbioni possono essere assemblati in configurazioni stabili che, se soggette ad azioni destabilizzanti, si riassetano agevolmente grazie alla flessibilità delle strutture;
- i gabbioni utilizzano sassi di dimensioni relativamente piccole ottenendo un'azione protettiva paragonabile a quella dei massi di grandi dimensioni.

Le caratteristiche tecnologiche dei gabbioni sono descritte in dettaglio nei manuali della ditta Maccaferri, a cui rimandiamo il lettore interessato. È qui opportuno notare che l'efficienza di questo sistema di protezione, largamente utilizzato per le difese spondali soprattutto in Europa, non è stato tuttavia analizzato in modo molto sistematico. Fanno eccezione le indagini di Simons et al. (1984), Novak (1988) e Maynard (1995). Da esse si evince un quadro

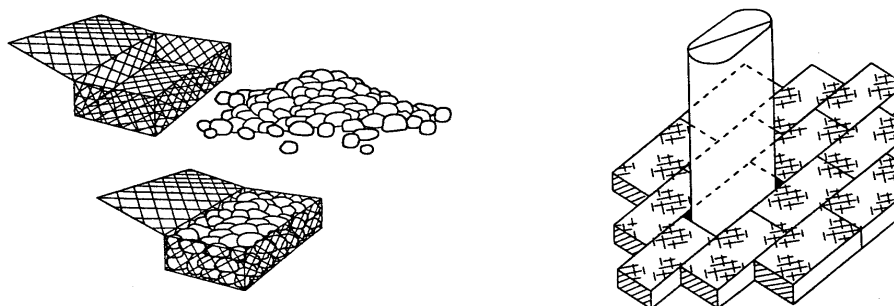


Figura 6.8: Gabbioni Reno.

non del tutto certo per quanto riguarda la durata di questo tipo di protezione: il problema più rilevante è infatti quello del danneggiamento della rete metallica di contenimento dei gabbioni, che può essere dovuto al movimento del materiale di riempimento o alla corrosione del filo metallico o ad una combinazione di entrambi questi effetti.

Tali osservazioni hanno indotto il gruppo di studio GR a:

- raccomandare di non utilizzare gabbioni nel caso di alvei in ghiaia, in cui l'azione abrasiva del trasporto solido è più intensa;
- raccomandare cautela anche nel caso di alvei in sabbia, data l'incertezza sulla durata di tale sistema di difesa.

Ciò premesso, veniamo ai criteri di dimensionamento di tale protezione.

Dati.

I dati richiesti sono gli stessi descritti per le protezioni a riprap.

Dimensionamento.

Il volume minimo V di ciascuno dei gabbioni pu essere stimato sulla base del criterio seguente:

$$V = 0,069 \frac{U^6 k^6}{(s - 1)^3 g^3} \quad (6.4.3)$$

con U velocità media della corrente che investe la pila, k costante dipendente dalla forma delle pile (1,5 per pile arrotondate, 1,7 per pile squadrate).

Inoltre, è opportuno mantenere l'altezza dei gabbioni relativamente modesta (non scendendo tuttavia al di sotto di 0.15 m) per resistere all'effetto delle sottopressioni. Si raccomanda inoltre che le dimensioni minime del materiale roccioso eccedano del 25% la larghezza minima delle maglie del contenitore, le dimensioni massime non eccedano 2/3 della dimensione minima del contenitore (usualmente l'altezza).

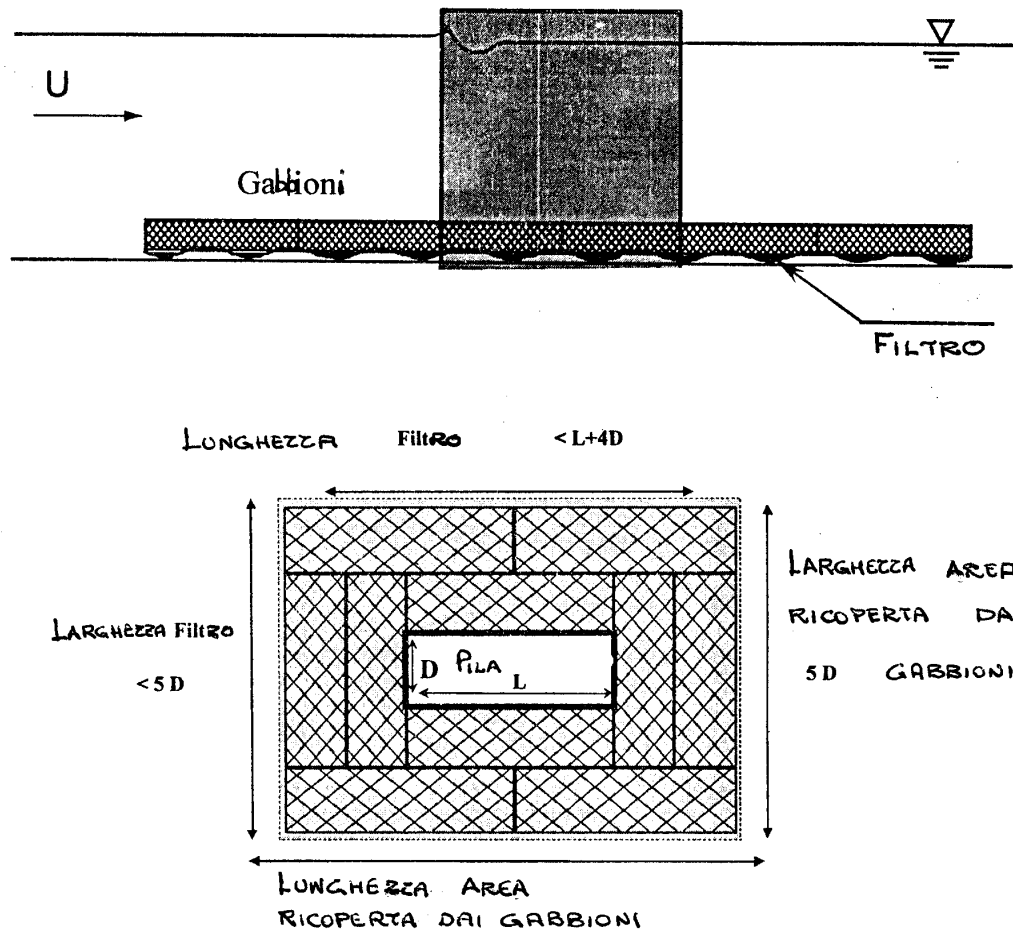


Figura 6.9: Schema di installazione di gabbioni Reno con geotessile.

Materiali.

La gabbia deve essere realizzata in filo metallico con protezione galvanica o rivestimento in PVC a scopo protettivo rispetto alla corrosione. Le pareti laterali della gabbia dovranno essere rinforzate con filo di diametro superiore a quello usato per la gabbia, al fine di irrigidire le pareti. Dettagli sulle caratteristiche dei materiali si trovano nel manuale della ditta Maccaferri.

Installazione.

Lo schema di installazione dei gabbioni è riportato in fig. 6.9. Si raccomanda di spianare il fondo e riempire eventuali fosse prima della posa. I gabbioni debbono essere collegati fra loro con filo metallico. La posa e l'allineamento dei nuovi gabbioni va effettuato a gabbia vuota e lavoro manuale è necessario per minimizzare la percentuale di vuoti presente.

Anche nel caso dei gabbioni è necessario prevedere la presenza di un filtro

che eviti il rilascio di materiale fine attraverso gli interstizi del materiale di riempimento. Le raccomandazioni sulla posa e sulle caratteristiche dei filtri sono analoghe a quelle discusse nel caso del riprap.

Costo.

Il costo (al 1998) per la protezione della pila tipo si aggira intorno a 11 ML. La manutenzione è relativamente semplice.

- *Sacche (o materassi) riempiti di calcestruzzo (grout filled bags and mats).*

Tecnica di rivestimento simile a quella che utilizza riprap o gabbioni consiste nell'uso di sacche in tessuto che vengono riempite di calcestruzzo (fig. 6.10a,b). Tecnica simile fa uso di 'materassi' costituiti da uno strato di tessuto in cui sono praticate delle tasche che vengono riempite di calcestruzzo. Si tratta di tipologie di protezione alternative a riprap e gabbioni la cui efficienza è stata analizzata in alcuni recenti lavori sperimentali (Fotherby, 1992 e 1993, Bertoldi et al., 1994 e Jones et al. (1995a,b).

Lo studio del gruppo GR *non ne raccomanda in generale l'uso* poiché l'assenza di spigoli, la loro superficie relativamente liscia e la loro mancanza di flessibilità ne riduce l'efficienza rispetto alle protezioni a riprap o a massi artificiali vincolati con cavi d'acciaio. L'adozione di questo tipo di protezione pu essere una soluzione quando le soluzioni alternative più efficaci sono inutilizzabili per indisponibilità o eccessivo costo o il ponte è di dimensioni troppo piccole non consentendo l'accesso dell'equipaggiamento necessario per la posa di riprap.

Comunque, le esperienze del gruppo GR hanno mostrato l'inadeguatezza di questo tipo di soluzione in alvei in sabbia sollecitati da piene in presenza di dune (fig. 6.11), anche se osservazioni di campo su installazioni eseguite nel Maryland hanno mostrato l'efficacia della soluzione in correnti di piccole dimensioni, con forme di fondo di piccola ampiezza quando le sacche avevano dimensioni grandi rispetto a quelle dello scavo.

La disposizione ed il ricoprimento delle sacche che si è rivelata adeguata è quella riportata nello schema di fig. 6.10. Le dimensioni della sacca vanno calcolate con la relazione proposta per il diametro D_{r50} del riprap, con cautela nella scelta del valore della densità ρ_s generalmente inferiore per il calcestruzzo rispetto al valore tipico dei massi naturali. Tale cautela conduce all'introduzione di un fattore 1.2 nella relazione (6.4.1).

Anche per questo tipo di protezione è necessario l'uso di un filtro opportunamente saldato alla pila, con le stesse raccomandazioni proposte per le soluzioni discusse in precedenza.

Il vantaggio di questo tipo di soluzione è comunque la sua facile realizzazione (che richiede sostanzialmente una pompa da calcestruzzo, sacche ed al

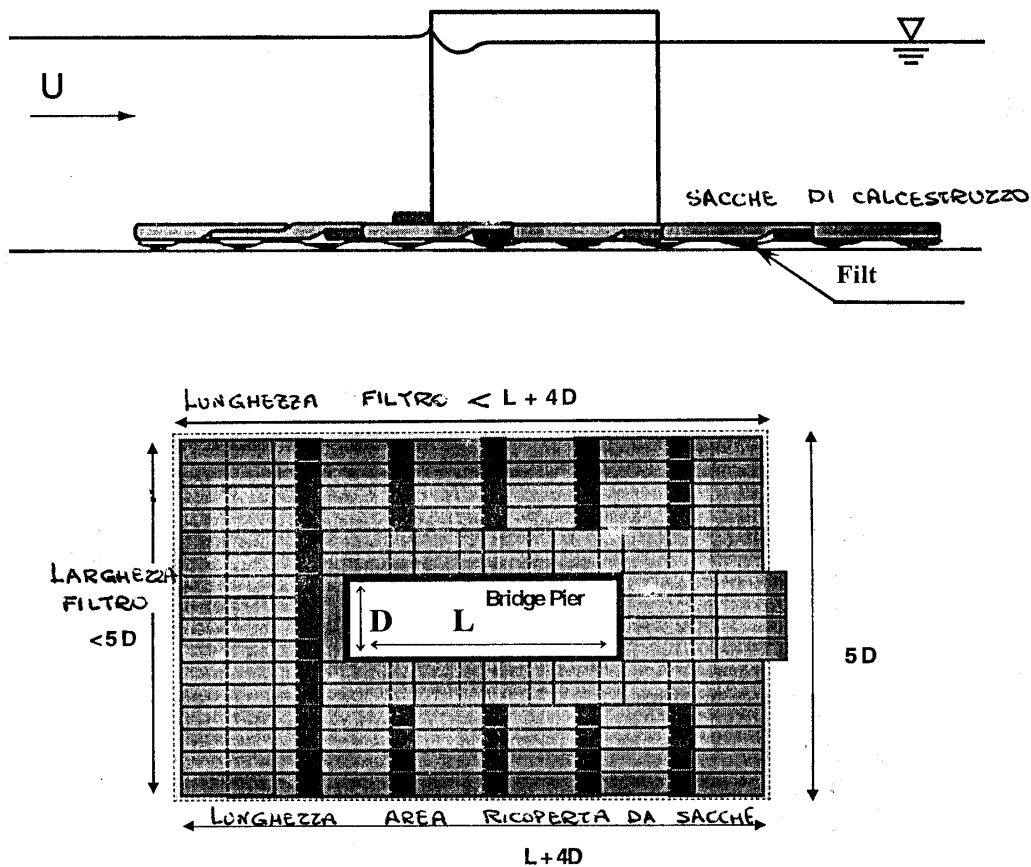


Figura 6.10: Schema di protezione a sacche riempite di calcestruzzo.

più un sommozzatore) ed il suo costo modesto (costo a sacca, per una sacca tipica di $(3\text{m} \times 1\text{m} \times 0,3\text{m})$, pari a 1,3 ML corrispondenti ad un costo a pila tipica pari a 8 ML).

- *Blocchi artificiali e materassi vincolati con cavi d'acciaio.*

L'uso di blocchi o materassi in calcestruzzo vincolati con cavi d'acciaio ha antiche tradizioni nell'ingegneria fluviale. Applicazioni tipiche si riferiscono al caso di corsi d'acqua in materiale grossolano, capaci di mobilitare massi di dimensioni dell'ordine della profondità della corrente. In questo caso l'uso di riprap di dimensioni adeguate è impossibile, mentre l'uso di blocchi artificiali di dimensioni gestibili, opportunamente vincolati attraverso cavi d'acciaio, risulta praticabile. L'Army Corps of Engineers ha poi fatto esteso uso di materassi in calcestruzzo per la difesa delle sponde dei grandi corsi d'acqua statunitensi.

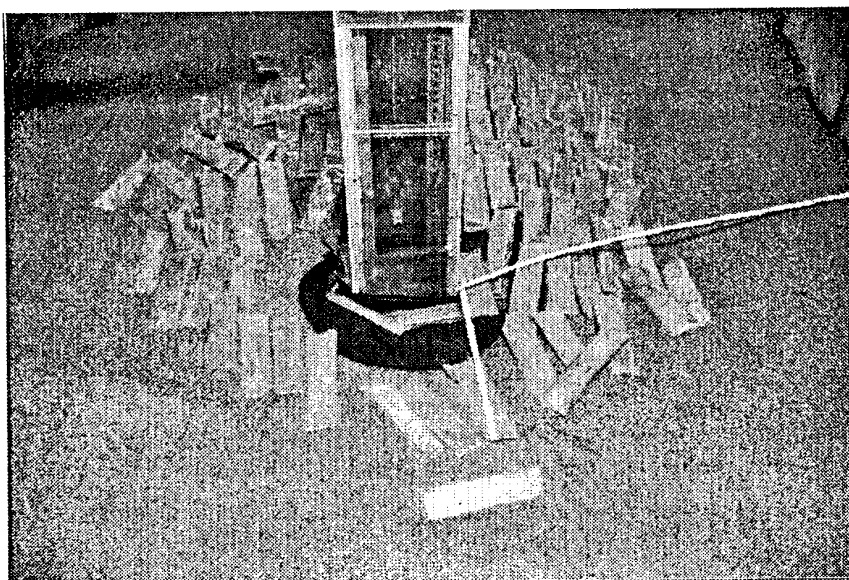


Figura 6.11: Esempio di collasso della difesa a sacche riempite di calcestruzzo nelle esperienze del gruppo GR, 1998.

In quest'ultimo campo di applicazione gli sviluppi tecnologici sono molto avanzati e sono descritti nel manuale dell'Army Corps of Engineers (1987) e nel rapporto di McCorquodale (1994). I vantaggi di tale tipo di protezione sono la flessibilità, la capacità di resistere all'azione di correnti intense, il fatto di avere il geotessile preapplicato alle piastre, la resistenza al ghiaccio e il costo competitivo.

Tests specifici per le applicazioni alle pile dei ponti sono stati effettuati da Bertoldi et al. (1994), Jones et al. (1995) e McCorquodale et al. (1993). Tali prove hanno messo in evidenza che, anche in questo caso, la presenza del filtro geotessile è cruciale per l'efficacia della protezione: in assenza del geotessile lo scavo procedeva come se il materasso protettivo non fosse presente. Il meccanismo di collasso consisteva nel ribaltamento e rotazione del bordo anteriore del materasso in assenza di ancoraggio sufficiente o, per velocità molto più elevate e in presenza di ancoraggio, per sollevamento della parte interna del materasso.

Il gruppo GR ne raccomanda l'uso con le seguenti specifiche.

Peso del materasso per unità di superficie.

Il peso per unità di superficie del materasso, w , pu essere calcolato sulla base della relazione seguente:

$$w = a_{bc} \frac{\rho_{bc}}{\rho_{bc} - \rho} \rho U^2, \quad a_{bc} = 0,20 \quad (6.4.4)$$

con ρ_{bc} densità del materasso. Si noti che l'altezza dei blocchi di calcestruzzo H_{bc} è legata a w attraverso la relazione:

$$w = \rho_{bc} g H_{bc} (1 - p) \quad (6.4.5)$$

con p porosità del materasso.

Installazione.

La configurazione suggerita per l'installazione dei materassi è rappresentata nello schema di fig. 6.12. Non è qui necessario praticare uno scavo per la posa del materasso a meno che il suo spessore non ecceda $(0,25 Y)$ con Y profondità della corrente. Il geotessile va esteso su $2/3$ della distanza dalla pila all'estremità del materasso e dovrà essere saldato alla pila come nei casi precedenti. In questo caso l'alternativa del filtro granulare non è utile essendo più semplice attaccare il geotessile ai blocchi prima dell'installazione.

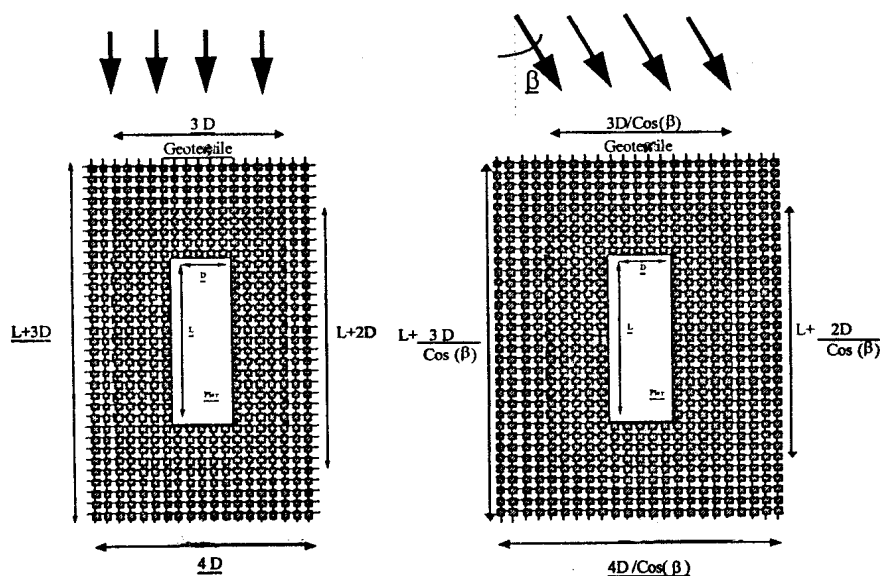


Figura 6.12: Schema di installazione di materassi in lastre di calcestruzzo vincolate da cavi d'acciaio.

Concludendo: si tratta di un sistema di protezione efficace sia nel caso di alvei in ghiaia (con scavo preventivo e ancoraggio delle estremità del materasso) che in sabbia (in quest'ultimo caso con geotessile), inadatto solo per alvei in roccia o con granulometria molto grossolana o per ambienti acidi o salini (in cui si pongono problemi di corrosione per i cavi).

Costo.

Il costo della posa sott'acqua si aggira intorno a 350000 L/m^2 corrispondenti

a circa 11ML per una tipica pila.

- *Tetrapodi e affini.*

I tetrapodi e dispositivi affini (fig. 6.13) sono stati inventati per fornire la massima capacità di interconnessione (assai superiore a quella ottenibile utilizzando riprap) con la minima quantità di calcestruzzo e sono largamente utilizzati in ambiente costiero come dissipatori di energia ondosa. Essendo di dimensioni standard essi non prevengono il rilascio di materiale fine attraverso gli interstizi e vengono perciò recentemente utilizzati tipicamente insieme a filtri geotessili.

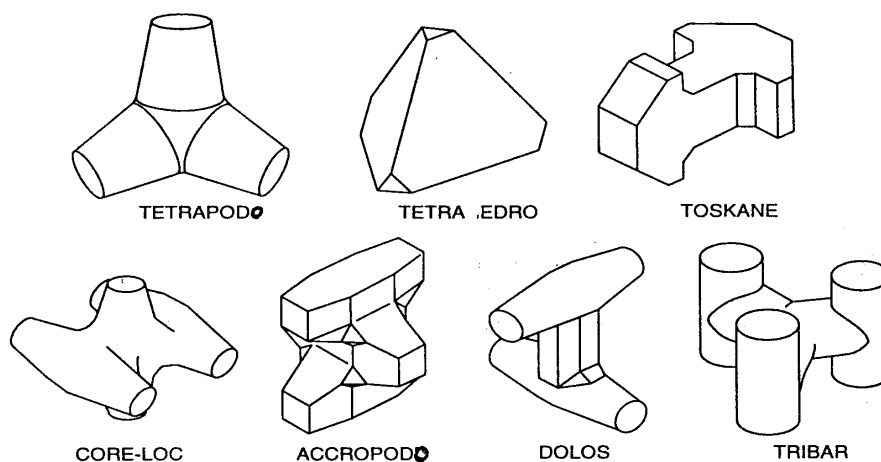


Figura 6.13: Tetrapodi e affini.

L'utilizzo di tetrapodi come sistema protettivo per le pile di ponti è stato verificato in laboratorio da Fotherby (1992, 1993), Bertoldi et al. (1994), Jones et al. (1995a,b), e Bertoldi & Kilgore (1993). Criteri di progettazione sono stati proposti da Fotherby & Ruff (1995) cui si rimanda il lettore interessato.

- *Riprap a elevata densità.*

Uno dei problemi posti dal riprap è il fatto che parte dell'effetto stabilizzante associato al rilevante peso dei massi è controbilanciato dalla maggiore sollecitazione idrodinamica cui i massi sono esposti protendendosi, per le loro grandi dimensioni, nella regione in cui la corrente ha la più elevata velocità. Tale inconveniente potrebbe essere eliminato, almeno parzialmente, utilizzando riprap a elevata densità. Esperienze effettuate da Bertoldi et al. (1994) e Jones et al. (1995a,b) utilizzando elementi di piombo appaiono promettenti, anche se la disponibilità di materiale roccioso ad elevata densità

non è comune, mentre il riciclaggio di materiali ferrosi per la costruzione di riprap artificiali pone evidenti problemi ambientali.

6.4.4 Interventi volti a modificare l'idrodinamica della corrente nell'intorno delle pile.

- *Pile sacrificali (sacrificial piles).*

La denominazione di questo tipo di intervento non è molto appropriata perché le pile aggiuntive non sono destinate al collasso, bensì alla protezione della pila principale. Tale risultato si consegue perché la corrente viene deviata dalle pile sacrificali generando una scia intorno alla pila principale. La configurazione più efficace delle pile sacrificali appare essere quella schematizzata in fig. 6.14. Le osservazioni di laboratorio e di campo riportate nei lavori di Chabert & Elgendinger (1956), Shen et al. (1966), Chang & Karim (1972) e Paice & Hey (1993) suggeriscono che tale intervento può ridurre apprezzabilmente l'entità dello scavo (non meno del 27% e fino a oltre il 60% necessitando di una più estesa indagine sull'efficienza di tale protezione, restano tuttavia da indagare gli effetti di eventuali depositi di materiali trasportati dalla corrente, l'intralcio eventuale alla navigazione e gli inconvenienti di tipo estetico associati all'uso di tale soluzione.

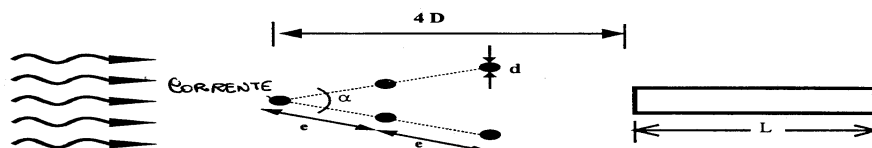


Figura 6.14: Pile sacrificali a protezione di una pila principale.

- *Piastre sacrificali (sheetpiles).*

Si tratta di una soluzione proposta per la prima volta da Levi e Luna (1961) e successivamente rianalizzata in laboratorio da Maza (1967). Consiste in una pila costituita da una piastra larga quanto la pila principale ed alta almeno un terzo della profondità, disposta ortogonalmente rispetto alla corrente incidente e localizzata a monte della pila principale. Il suo effetto protettivo si esplica dando luogo ad un deposito localizzato subito a valle della piastra (fig. 6.15).

L'adozione di tale intervento protettivo non è stata ulteriormente esplorata nella letteratura né attraverso realizzazioni di campo, malgrado l'efficacia dell'intervento sia stata quantificata in una riduzione dello scavo di circa il

40% nelle esperienze di Levi & Luna (1961) e del 70% in quelle di Maza (1967). È auspicabile l'esplorazione della possibile efficacia dell'intervento in campo, verificandone anche l'efficacia in presenza di materiali trasportati dalla corrente.

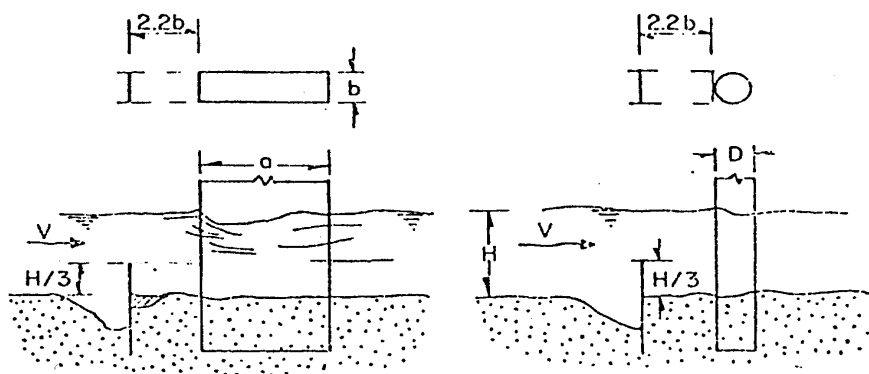


Figura 6.15: Schema di piastre sacrificali.

- *Collari e piastre orizzontali.*

Un collare consiste in una piastra sottile (o un disco) orizzontale di diametro circa doppio rispetto alla larghezza della pila, posizionato intorno alla pila ad una quota rispetto al fondo un po' minore della profondità della corrente (fig. 6.16). Tale dispositivo fu proposto per la prima volta da Chabert & Engeldinger (1956) e successivamente sperimentato in laboratorio da Thomas (1967) e Tanaka & Yano (1967). La sua funzione è sostanzialmente quella di sopprimere le correnti verso l'alto o verso il basso associate alla formazione del vortice a ferro di cavallo. Test di laboratorio estensivi sono dovuti a Etema (1980), Dargahi (1987) e Chiew (1992a). Fotherby (1992) ha raccolto i dati di letteratura in forma di grafici utili per la progettazione.

Le esperienze di laboratorio, malgrado ancora insufficientemente sistematiche, suggeriscono riduzioni dello scavo dell'ordine del 50%, donde l'opportunità di sperimentare ulteriormente in laboratorio e in campo, l'efficacia di tale tipo di sistemazione con riguardo anche ai problemi connessi con il trasporto di materiali da parte della corrente.

- *Profili deflettori del moto.*

L'uso di profili alari sommersi posati sul fondo dell'alveo in direzione opportuna è stata per la prima volta proposta da Odgaard & Kennedy (1983) e Odgaard & Mosconi (1987) per la protezione dall'erosione spondale, con

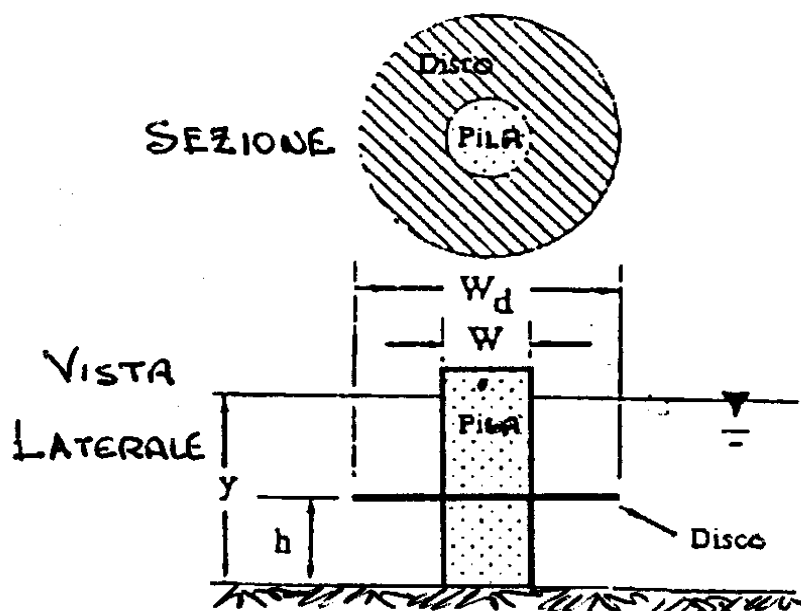


Figura 6.16: Schema di protezione a collare.

successive varianti proposte da Odgaard & Spoliaric (1986) e Odgaard & Wang (1991a,b). Tali profili (fig. 6.17) sono noti appunto come Iowa vanes. La loro funzione è quella di sopprimere il moto secondario indotto dalla curvatura. La loro utilizzabilità allo scopo di ridurre lo scavo intorno alle pile dei ponti è stata proposta da Odgaard & Wang (1987) che hanno fornito risultati promettenti ma ancora largamente insufficienti per giustificarne l'uso nella pratica.

Una tecnica alternativa, che meriterà attenzione nel futuro è quella proposta da Daido & Yano (1995) che suggeriscono di installare i deflettori direttamente sulla pila: un deflettore verticale rivolto verso monte ai cui lati sono attaccate alla pila deflettori inclinati verso l'alto e diretti verso valle. La loro funzione è quella di sopprimere le correnti discendenti indotte dal vortice a ferro di cavallo. Gli autori riportano riduzioni dello scavo fino al 90%.

- *Pile con aperture e pile a gruppi.*

Un altro modo di prevenire la formazione del vortice a ferro di cavallo è quello di praticare un'apertura nella pila di larghezza pari ad un quarto della larghezza della pila. Lo scavo si riduceva del 20% (Chiew, 1992a). Se combinata con l'introduzione di un collare, questa tecnica consentiva la quasi totale eliminazione dello scavo. Anche in questo caso si rende necessaria una

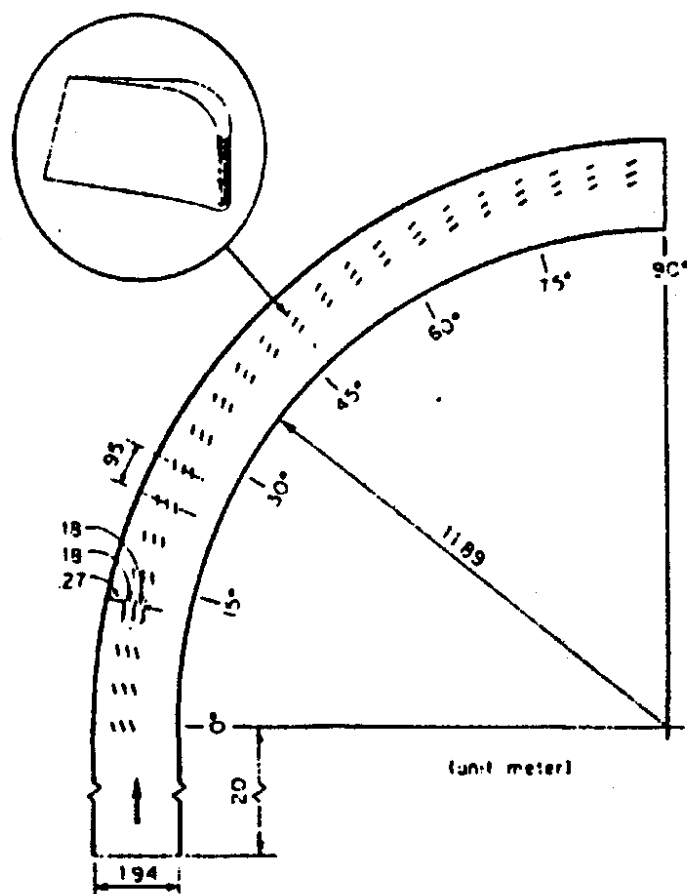


Figura 6.17: Le Iowa vanes.

più estesa sperimentazione che indagli anche l'effetto di eventuali materiali trasportati dalla corrente.

Vittal et al. (1994) hanno indagato l'efficacia della sostituzione di un'unica pila con un gruppo di pile a sezione circolare disposte secondo un triangolo. Il deflusso della corrente attraverso le pile sopprime il vortice a ferro di cavallo in modo simile all'apertura discussa in precedenza. Gli autori citati suggeriscono una riduzione dello scavo dell'ordine del 40%. Tale soluzione è naturalmente più costosa rispetto alla realizzazione di una singola pila.

- *Pile soggette ad aspirazione.*

Uno dei più noti procedimenti di controllo dello strato limite nei profili alari è l'aspirazione del fluido attraverso fori praticati sulla parete del profilo. Una tecnica simile è stata sperimentata in laboratorio da Rooney & Machemehl (1977): furono praticati 30 fori nella pila e l'aspirazione del li-

quido fu realizzata tramite pompaggio, verificando l'efficacia dell'intervento per due diversi valori della portata di pompaggio. La riduzione dello scavo saliva dal 50% al 100% passando dalla portata di pompaggio minimo alla portata massima. Anche in questo caso la tecnica è suggestiva e promettente, ma complessa nell'attuazione per la necessità di disporre di un impianto di pompaggio in corrispondenza di ogni pila ed esposta ai pericoli connessi con l'intasamento dei condotti di aspirazione.