

Dispense di **COSTRUZIONI IDRAULICHE**

redatte dal
prof. Ing. Ignazio Mantica
17-10-1946 † 04-08-1995

il materiale presente in questo file viene riportato così come lasciato da Ignazio Mantica alla data della sua scomparsa, pertanto può risultare incompleto.

Questo materiale viene pubblicato nella speranza che il frutto di anni di lavoro svolto con passione ed impegno non vada perso e possa essere ancora utile a quanti lo vorranno.

Siete liberi di usare i testi e le immagini presenti in questo documento come meglio credete, vi chiediamo soltanto di citarne la fonte.

- GRAZIE -

**Universita degli Studi di Ancona
Istituto di Idraulica**

prof.ing. Ignazio MANTICA

Lezioni di:

COSTRUZIONI IDRAULICHE

Cap IV

Le opere singole

Parte III

**(le briglie, i pennelli, gli argini, le opere radenti, le sistemazioni
d'alveo)**

appunti tratti dalle lezioni tenute nella A.A. 1993/94

INDICE

2.	Le briglie	6
2.1	Generalità sulle briglie.....	6
2.2	La forma delle briglie	10
2.2.1	La forma delle briglie in muratura.	10
2.2.2	Briglie in materiali sciolti.....	14
2.2.2.1	La forma delle briglie a scogliere.....	15
2.2.2.2	La forma delle briglie in terra.	16
2.2.2.3	La forma delle briglie in gabbioni.....	16
2.3	Le azioni agenti sulle briglie.	17
2.3.1	Stabilità delle briglie in muratura.....	22
2.3.2	La verifica di stabilità delle briglie a scogliere.....	31
2.3.4	La verifica di stabilità delle briglie in terra armata.....	31
2.3.5	Verifiche di stabilità delle briglie in gabbioni.....	31
2.3.5.1	La stabilità al ribaltamento	32
2.3.5.2	Stabilità allo scorrimento orizzontale.....	35
2.3.5.4	Stabilità al galleggiamento della platea del bacino di dissipazione.....	37
2.3.5.5	Verifiche di resistenza per la sezione sotto la gaveta	38
2.3.5.6	Resistenza del terreno di fondazione	38
2.3.5.7	Resistenza della struttura in gabbioni	44
2.3.5.7	Verifiche di stabilità e resistenza delle sezioni in corrispondenza delle ali	45
2.4	Criteri di progettazione delle briglie con scivolo a valle.....	46
2.4.1	Dimensionamento della soglia sfiorante e del bacino di dissipazione	47
2.4.2	Verifiche di stabilità e di resistenza.....	48
2.5	Manutenzione e modalità costruttive.....	48
3	I pennelli	50
4	Gli argini	51
4.1	Geometria delle arginature.....	52
4.2	Realizzazione delle arginature.....	53
4.3	Esempi di arginature importanti.....	53
Par. 39	- Danni a cui sono soggette le arginature e modo di ripararli.....	54
Par. 40	- Presa della rotta	57

.C.1. GENERALITÀ SULLE OPERE FLUVIALI E TORRENTIZIE

Trattasi di opere che hanno il compito di regolare la portata liquida o la portata solida e consistono in opere e interventi lungo sia lungo il corso d'acqua che nei terreni che ne costituiscono il bacino.

Dal punto di vista della regolarizzazione della portata liquida avremo i seguenti tipi di interventi.

TAB. I

Riduzione della portata:	Serbatoi: Casse di espansione Derivazioni	Laminazione delle piene Scopi multipli scolmatori diversivi Prese diverse
Aumento portata convogliabile	Arginature Svasi periodici Drizzagni	
Stabilizzazione alveo:	Traverse Rivestimenti	
Regimazione della falda:	Dispositivi di ricarica Canali di Bonifica	
Rimedi non strutturali:	Informatica	

Dal punto di vista della regolarizzazione del trasporto solido (trattenendo materiali precedentemente erosi o impedendo nuovi prelievi), avremo.

TAB. II

Stabiliz. cono deiezione	manufatti di recap. nel recipiente canalizzazioni o arginature piazze di deposito	
Correzione dell'alveo:	sistema a cunette: sistema a gradinate:	rivestimento briglie di consolidamento
Stabiliz. delle sponde	opere radenti: opere salienti:	muri di sponda difese elastiche pennelli
Stabilizzazione del fondo:	salti di fondo: sagome di fondo smorzatori di energia	a scivolo a tombino a gradino
Riduzione di portata:	laghetti collinari briglie ritardanti derivazioni:	diversivi gallerie prese diverse
Riduzione trasporto solido	briglie di trattenuta:	permanente temporanea continua

Possiamo inoltre avere i seguenti altri interventi che hanno lo scopo di arrestare il trasporto solido all'origine e consistono in opere e interventi diffusi nel bacino di formazione del torrente.

TAB III

Consolid. terreni franosi	imbrigliamento drenaggio canalizzazione rivestim. vegetale	rimboschimento cespugliamento inerbimento	
	opere di sostegno	muri ancoraggi	

Conservaz. del suolo	erosione lineare	brigiette canalette	
	erosione diffusa:	modellam. pendici rinsaldam. pendici	muretti fascinate armat. terr. graticciate gradonam. grigliati ciglionamento

Prevenzione processi erosivi e demolitori	regolaz. scoli	superficiali (eccesso)	controllo recapiti	rivestimento
		profondi (deficienza)	drenaggio	

Nei paragrafi che seguono esamineremo le principali opere sopra elencate dal punto di vista costruttivo.

2. LE BRIGLIE

2.1 Generalità sulle briglie

Le briglie come abbiamo visto sono opere che ricorrono sia per la regolarizzazione del trasporto solido che per il consolidamento del terreno.

Più in dettaglio i distinguo tra i vari tipi e le varie funzioni delle briglie abbiamo le seguenti classificazioni.

TAB. IV

briglie di consolidamento						
	tipo		morfologia strutturale	sottotipo	materiali	
A	piene	A1	rettilinee	A1.1	gravità	[C - T - L - M]
				A1.2	a trave o a tiranti	[C - CA - A]
A1.3	a mensola autostabili e su pali			[CA - A]		
		A2	ad arco		[C - CA - M]	
B	aperte	B1	verticali	B1.1	grigliate (filtranti)	[CA - M]
				B1.2	a pettine	[CA - M]
		B2	orizzontali	B2.1	dispositivo Rosic	[C]
				B2.2	dispositivo Clauzel modificato (Puglisi)	[M]

TAB. V

briglie di trattenuta:					
C	permanente (a capacità limitata)			tipi A1 - A2 - B1	[C - A - CA - T - M]
D	temporanea (a svuotamento)	D1	a fessura	D1.1 a trattenuta meccanica D1.2 a dissipazione d'energia	[C - CA] [C - CA]
			D2	selettive	D2.1 a griglia fissa (telaio o graticcio) D2.2 a griglia mobile
		D3		ritardanti	(laminazione delle piene)
		E	continua (a capacità illimitata)		

Dove le sigle usate per indicare i materiali sono quelle qui di seguito elencate

TAB. VI - MATERIALI USATI PER LA COSTRUZIONI DI BRIGLIE		
sigla	materiale	commenti
A	acciaio	poco usato
B	calcestruzzo	da non usare
CA	cemento armato	da non usare
L	legno	per piccole opere
M	materiali diversi	
G	gabbioni	materiale idoneo
TA	terre armate	materiale "ecologico" ma con problemi statici
P	Pietrame a scogliera	materiale idoneo
MS	Muratura a secco	poco idoneo
MIL	Muratura con malta idralica di laterizi	da non usare
MIP	Muratura con malta idralica di pietrame	da non usare

Storicamente abbiamo dapprima briglie in legno ed in pietrame a scogliera od a secco.

Il motivo é estremamente semplice si usavano i materiali disponibili sul letto o nelle vicinanze del corso d'acqua senza nulla aggiungere che la mano d'opera per dare la forma voluta all' opera.

Ma tali opere erano destinate ovviamente a vita relativamente breve in quanto piene più o meno eccezionali del corso d'acqua potevano travolgere o semplicemente danneggiare l'opera.

Inoltre con l'andar del tempo ed i sempre maggiori costi della mano d'opera fu ritenuto opportuno ricorrere ad altre tipologie costruttive.

In particolare dagli anni 50 in poi era divenuto di moda realizzare briglie rigide, dapprima in muratura (non mancano tuttavia esempi di briglie in muratura di pietrame precedenti all' ultimo evento bellico) e poi in calcestruzzo talvolta anche armato.

L' altezza delle briglie, prima dell' ordine di qualche metro, arrivò a superare i 5 metri (grazie alle presunte migliori caratteristiche meccaniche del materiale adottato).

Di fatto le "migliori caratteristiche meccaniche" alle prova dei fatti non risultarono tali.

Infatti la presunzione che una struttura rigida e con σ_{amm} più alto fosse imperitura (o quasi) si scontrò con la realtà.

Oggi ,a non molti anni di distanza, quasi tutte le briglie in calcestruzzo sono state rotte dalle piene e dai movimenti del letto del fiume che richiede soluzioni più flessibili.

Poi un ulteriore elemento contro le briglie in calcestruzzo é rappresentato dalla necessità di realizzare opere compatibili con l'ambiente e quindi con l'ecosistema fluviale.

Non vi é dubbio che le briglie non costituiscono, soprattutto se non frequentissime un' opera di cementificazione (queste ultime sono ben altra cosa e nel seguito ne vedremo alcuni esempi), tuttavia é altrettanto vero che il calcestruzzo non é un' elemento appartenente all' ecosistema fluviale.

Oggi dopo il definitivo accantonamento delle briglie in calcestruzzo (armato o non) e quello delle briglie in muratura con malte di vario tipo (cioé delle briglie rigide) il tipo non solo più diffuso ma anche tra i più corretti é quello in gabbioni o burghe.

Sono reti di filo di ferro zincato che si riempiono di ciottoli o di pietrame, che si trova nell'alveo stesso del torrente.

Le strutture in gabbioni sono prevalentemente usate nella sistemazione dei fiumi torrentizi e nelle sistemazioni fluviali.

Usando gabbioni a scatola, prismatici, si può ottenere una struttura regolare e continua e adattare i gabbioni a qualunque forma della briglia.

Meno bene si prestano i gabbioni di forma cilindrica, perchè non si riesce mai ad evitare la presenza di vani od interstizi.

Le dimensioni più frequentemente usate per i gabbioni sono comprese tra 0,50 m e 5,00 m di lunghezza e tra 0,250 mc e 5,00 mc di volume.

L'esperienza ha dimostrato che fili di ferro zincato ben galvanizzati resistono senza rompersi anche 20÷25 anni: dopo questo tempo i materiali contenuti nel gabbione sono consolidati in un unico blocco con la torbida trasportata dal corso d'acqua.

Le briglie in legname si usano specialmente nelle località che ne hanno in abbondanza.

Con legname grosso si sono eccezionalmente costruite traverse anche di 10 e più metri d'altezza (Svizzera).

Per altezze limitate le briglie in legname, costituite ancora con materiale minuto prendono vari nomi come palizzate, viminate, graticci, steconate, fascinate, ecc. a seconda della natura del legname impiegato.

Vi sono infine briglie miste, come si è già accennato, di legname e ciottoli; in questo caso la struttura è in cassoni costituiti da un'intelaiatura di legname, caricata di pietrame grosso e minuto.

2.2 LA FORMA DELLE BRIGLIE .

2.2.1 La forma delle briglie in muratura.

Il Regolamento Ministeriale, contenente le "Norme per la preparazione dei progetti per sistemazioni idraulico-forestali nei bacini montani", approvate con decreto ministeriale 20/9/1912, prescrive tra l'altro al Cap. 10: "la corona delle briglie dovrà essere concava con ali rialzate sui fianchi o sul fianco corrodibile, in modo che la portata massima del torrente sia contenuta tra sponde salde. Il profilo a valle deve essere verticale".

Stante tali condizioni la sezione trasversale (cioè ortogonale al corso d'acqua) risponderà ad uno schema del tipo qui di seguito illustrato:

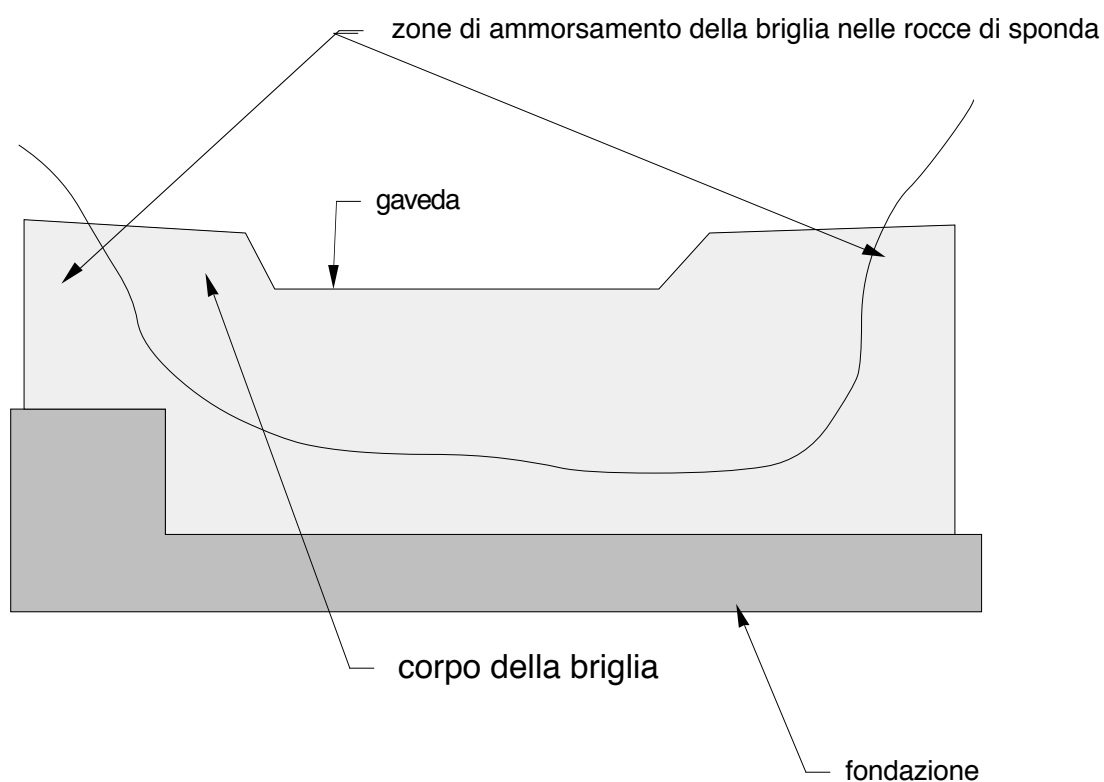


fig. 1

Nonché la seguenti sezioni longitudinali, disegnata per il centro della gaveta, dove con questo termine si intende la parte centrale del corpo briglia entro il quale deve appunto transitare la portata massima¹, nel rispetto del citato disposto normativo.

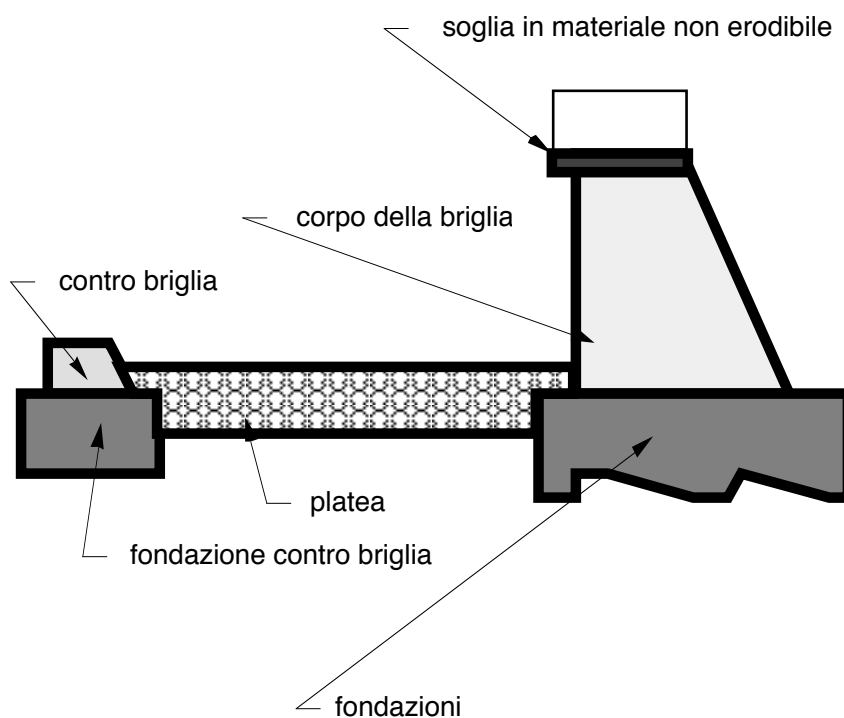


fig. 2

La funzione della platea é quella di costituire un letto dove le acque stramazanti dalla gaveda possano dissipare la propria energia senza compromettere:

- la stabilità della briglie;
- la stessa struttura della platea;

¹ Allorquando fu emanata la norma a riferimento le conoscenze sull' argomento ed in particolare relazioni di tipo portata di massima piena-tempo di ritorno erano del tutto impensate (o quasi) (Si ricorda che il metodo del Fuller é appena del.1908 mentre quello del Gibrat é del 1932. Pertanto la norma non specifica il tempo di ritorno cui fare riferimento per la massima piena che deve transitare entro la gaveta (cioé la parte "concava" della briglia). Si può ritenere che almeno tale disposto debba valere per le piene decennali.

ed inoltre evitare che tale energia ove non fosse dissipata diventi forza erosiva a valle con ulteriore trasporto solido.

La contro briglia, serve non solo a delimitare la zona di platea ma anche a favorire la funzione dissipativa creando un risalto e quindi un passaggio da corrente veloce a lenta.

In pianta la generica briglia di cui prima ha il seguente aspetto.

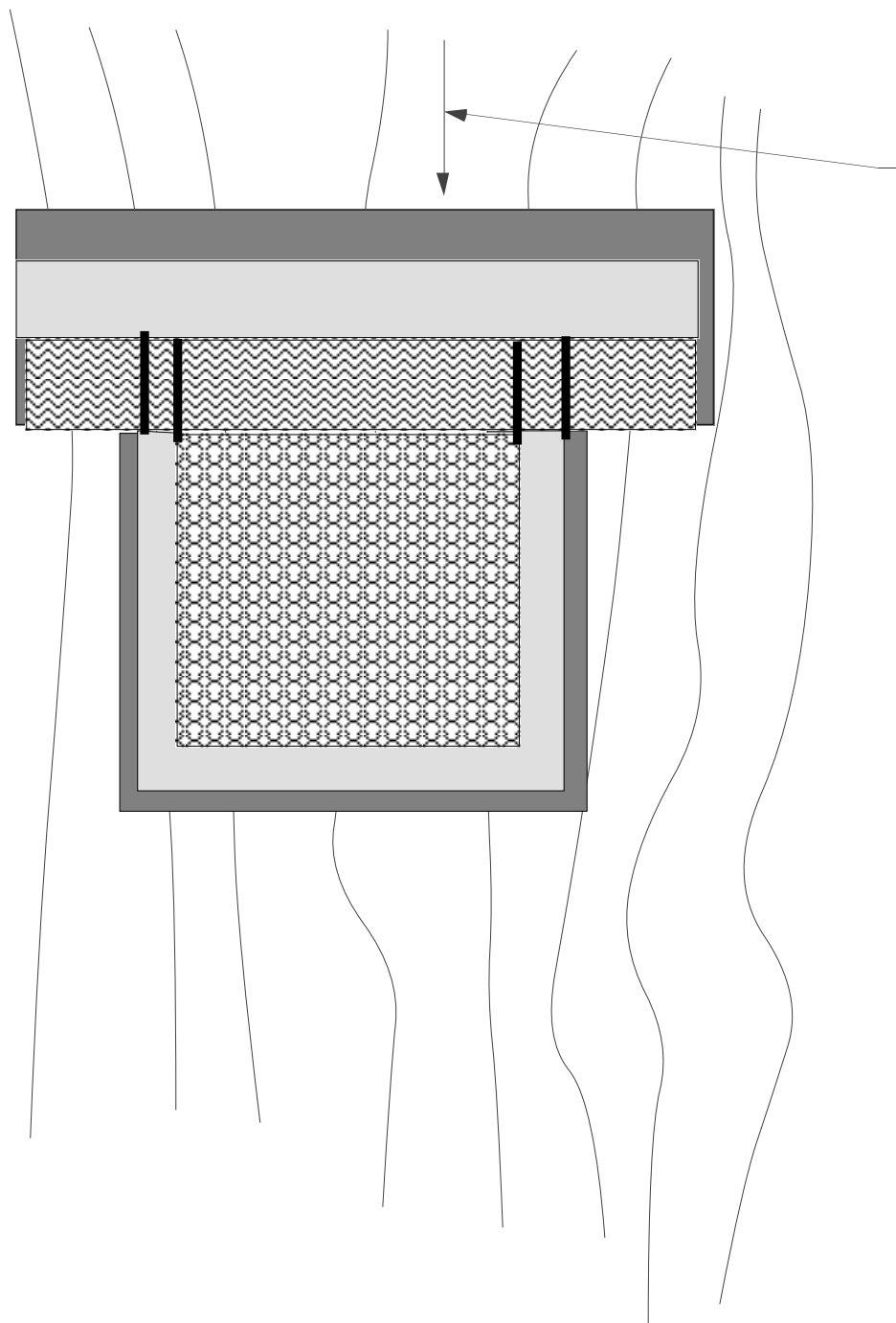


fig. 3

Briglie del tipo sopra descritto vengono di norma realizzati in muratura di pietrame che in genere é disponibile in loco op nelle immediate vicinanze e, più raramente, di laterizi. Ovviamente tale materiale vale in specie per il corpo briglia vero e proprio mentre per la platea e la contro-briglia possono essere varie le soluzioni tecniche.

La platea deve essere realizzata con materiali non rigidi ed in grado di assorbire le sollecitazioni che l'acqua precipitando con violenza dalla gaveda, durante le piene, le imprime.

Sono ottimi i meterassi realizzati con o senza rete di filo metallico zincato di pietrame, specie se di grosse dimensioni. Se il pietrame é di dimensioni compatibili (in ordine di grandezza) con la capacità di trasporto dell' acqua é preferibile la sua organizzazione in gabbioni.

Sono del tutto da escludere le strutture rigide quali quelle in muratura di vario tipo (pietrame compreso) e di calcestruzzo che in merito ha dato pessimi risultati dimostrando non solo la tendenza ad un rapido ammaloramento (difetto un po di tutti i calcestruzzi se non opportunamente confezionati) ma anche un' eccessiva fragilità nei confronti delle sollecitazioni sopra indicate (urti dell' acqua). Si potrebbe dire che il detto latino "gutta cavat lapidem" trova un riscontro ancor più puntuale e di più rapida verifica quando al posto del "lapis" vi é il calcestruzzo che altro non é che un "lapis" artificiale.

La contro briglia può essere realizzata ancora in muratura di pietrame od in gabbioni, ma non sono escluse altre soluzioni quali palancole lignee o metalliche ecc...

Un cenno va dato al problema delle fondazioni.

Queste hanno il compito di scaricare sul terreno le sollecitazioni provenienti dal corpo della briglia. Innanzi tutto vanno impostate su di un terreno idoneo ad assorbire le dette sollecitazioni. Pertanto occorrerà scavare sin tanto che si trovi un terreno compatto o sciolto idoneo.

Più delicato é il problema che si presenta ai lati della briglia, infatti le acque fluviali, ove la briglia non sia ben ammorsata alla pareti laterali dell' alveo, potrebbero scavarsi un varco, a spese delle dette pareti naturali (e della briglia stessa) tra briglia e pareti naturali.

Tale problema ovviamente non sussiste se le pareti naturali hanno idonea consistenza e la briglia é su di esse ben ferma. Ma quando le pareti naturali sono materiali sciolti facilmente erodibili, un buon ammorsamento può non essere sufficiente, da qui la necessità di muri d'ala, cioè di opere di tipo longitudinale che costringano l'acqua a rimanere nell' alveo impedendole di cercare altre vie.

Ovviamente i muri d'ala devono essere spinte a monte quel tanto che é necessario a che l'effetto della briglia non si risenta sulla corrente idrica.

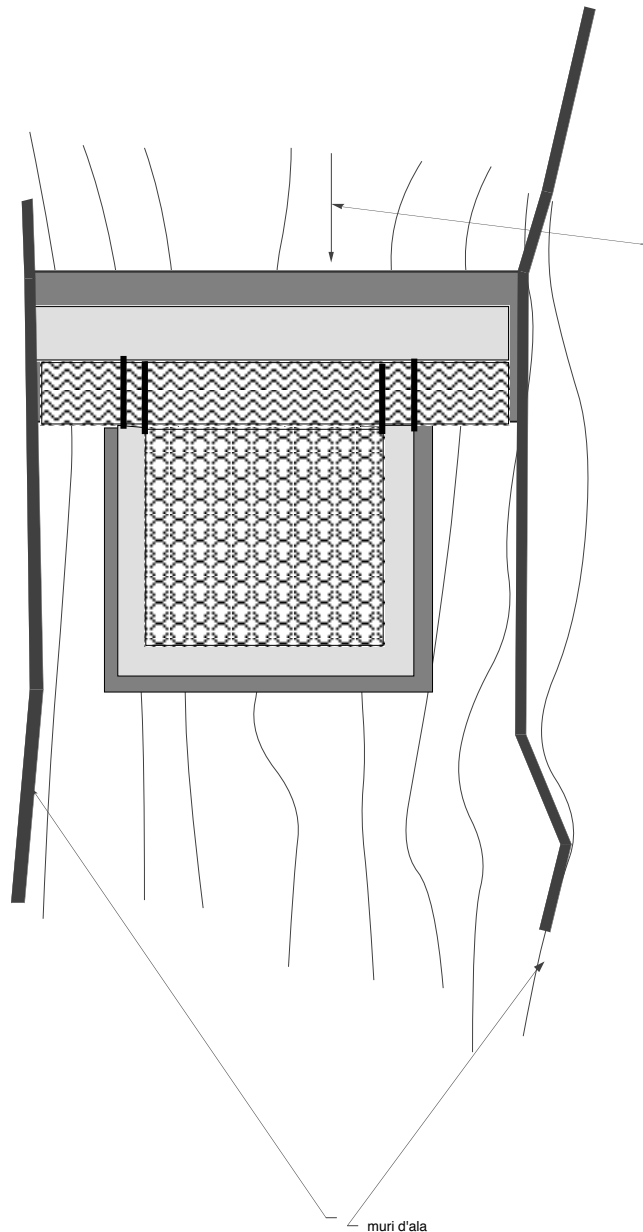


fig. 4

2.2.2

BRIGLIE IN MATERIALI SCIOLTI

Se il fondo alveo é in materiale sciolto o comunque nel caso in cui esse dovranno poggiare su un fondo cedevole, sarà bene farle di scogliera ed eventualmente con opportuni accorgimenti.

Peraltro essendo le scogliere realizzate tutte con materiale naturale queste, al contrario di quelle in muratura, non turbano in generale né l'aspetto né altri elementi ambientali.

Oltre che a scogliera recentemente sono state proposte briglie in terra. Ma tale materiale necessita di alcune precauzioni. Indubbiamente é di notevole interesse allorquando trattasi di problemi di compatibilità ambientale.

Anche le briglie in gabbioni possono essere classificate tra quelle in materiali sciolti, seppur poi questi sono contenuti in apposite gabbie metalliche. Ma d'altronde la stessa cosa avviene per le briglie in terra quando questa, come lo é in generale in tali costruzioni, é armata.

2.2.2.1 La forma delle briglie a scogliere.

Prima di una descrizione scritta é opportuno aver presente la forma della sezione maestra. Questa, ovviamente non può essere molto diversa da quella di una diga in rock-fill delle quali può essere considerata la sorella più piccola. Unica sostanziale differenza é la questione della permeabilità.

Ovviamente la diga sarà impermeabile mentre una briglia a scogliere, che non ha il compito di trattenere l'acqua ma solo quello di determinare una selezione del materiale solido trasportato e stabilizzare il corso d'acqua dal punto di vista morfologico, non solo non ha tali problemi, ma al contrario deve far defluire le acque.

La sezione maestra é dunque una sezione trapezia del tipo di quella qui di seguito schematizzata.

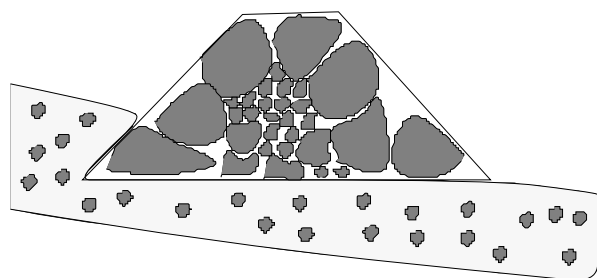


fig. 5

Nella costruzione materiale, si mettono le pietre piccole al centro e poi si proteggono esternamente con le grosse disponendole come per i rivestimenti.

E' evidente che in tali casi la sezione trasversale non può in alcun modo essere con paramento esterno verticale, ma d'altronde tale tipologia supera di fatto il vincolo cui al citato decreto del 20/9/1912 che si riferisce ad opere in muratura dove l'acqua è costretta a fare dei salti.

Nel caso delle briglie in materiali sciolti ed in particolare delle briglie a scogliera l'acqua non deve superare alcun salto, bensì delle soglie, cioè delle sezioni dove viene fissata la quota di fondo alveo tramite il posizionamento di scogli (in genere naturali).

2.2.2.2 La forma delle briglie in terra.

La tecnica delle briglie in terra è entrata solo di recente in uso. Infatti la terra di per se non è un materiale idoneo a realizzare opere che per loro natura devono essere trascinabili.

Tuttavia da una parte le spinte ambientaliste e dall'altra le tecnologie delle "terre armate" ha portato alla realizzazioni di opere di tale tipo.

E' tuttavia da precisare che, in generale, in terra saranno realizzate solo le parti laterali della briglia, quelle non trascinabili, mentre la parte centrale verrà realizzata in pietrame.

La figura che segue illustra una possibile sezione di briglia in terra armata.

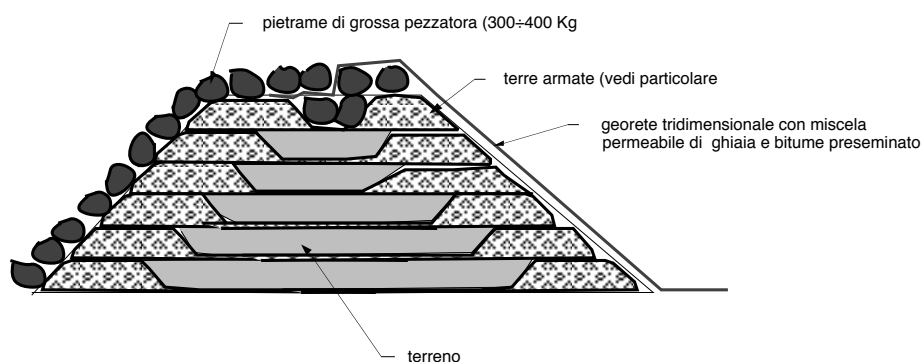


fig. 6

Ovviamente l'opera va completata con opportune fondazioni che saranno in pietra o, sempre con la tecnica delle terre armate ma spinte sino a profondità tali da poggiare su terreni di idonea consistenza.

Differenza sostanziale, rispetto ad altri tipi di opera e che mentre in generale le briglie, contrariamente agli argini ed alle dighe sono permeabili, le realizzazioni in terra per ovvi motivi (quali l'asportazione di materiale terroso dal corpo dell' opera) non lo devono essere, pertanto o il paramento di monte o il nucleo centrale debbono essere impermeabili.

2.2.2.3 La forma delle briglie in gabbioni.

I gabbioni sono oggi il materiale più diffuso e probabilmente anche il più idoneo per la realizzazione delle briglie.

Si è già ampiamente parlato del materiale in quanto tale, trattasi di reti metalliche di opportune maglie e realizzate con tondo di ferro zincato di opportuno diametro (ora, a volte, rivestito in PVC od altro materiale plastico) riempiti con pietrame.

Una variante recente consiste nel premettere al riempimento in pietrame una sorta di fodera interna in tressuto-non tessuto e quindi introdurre oltre al pietrame della terra, opportunamente preseminata.

La figura che segue illustra una briglia in gabbioni con paramento di valle verticale senza controbriglia. La fondazione è realizzata nei così detti materassi, cioè in gabbioni di altezza di 0,5 metri, mentre il vero e proprio corpo delle briglie è in gabbioni standar di 2*2*1 metro.

A monte è sempre opportuno un reinterro artificiale. Il rischio di una tale realizzazione è lo scalzamento del piede dovuto all'effetto della caduta dell'acqua a valle della briglia in assenza di controbriglia.

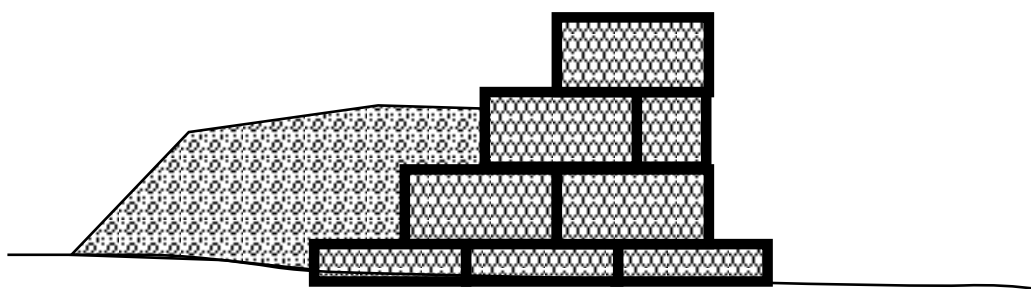


fig. 7

Tale problema viene superato con la realizzazione di opportune platee e controbriglie secondo lo schezma che è rappresentato nella figura che segue.

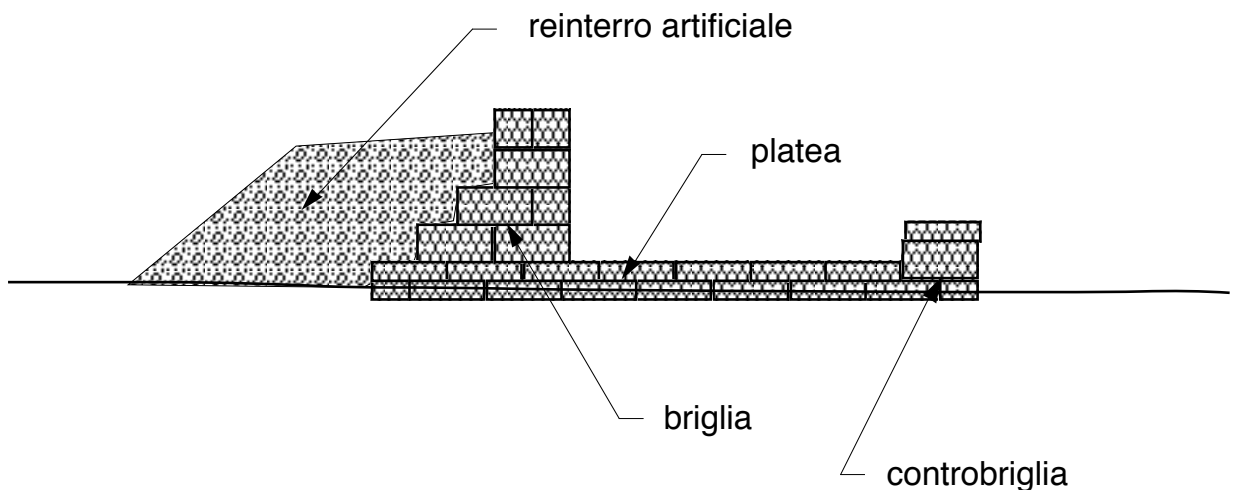


fig. 8

Ovviamente anche nel caso di briglie in gabbioni é necessario che venga realizzata una sezione centrale (gaveta) trascinabile e parti laterali insommergibili.

In questi casi é più complesso realizzare la gaveta a sezione trapezia e pertanto a volte si ricorre alla sezione rettangolare, ma non é esclusa la possibilità di sagomare opportunamente (con cesoie e fil di ferro) il gabbione in modo da realizzare la classica sezione trapezia.

Anche se non mancano realizzazioni in cui la soglia sfiorante non sia rivestita e quindi realizzata in gabbioni, tuttavia andrebbe realizzata una sorta di copertina della sezione di gaveta con una soglia in calcestruzzo di 20÷30 cm.

La figura che segue illustra tale soluzione.

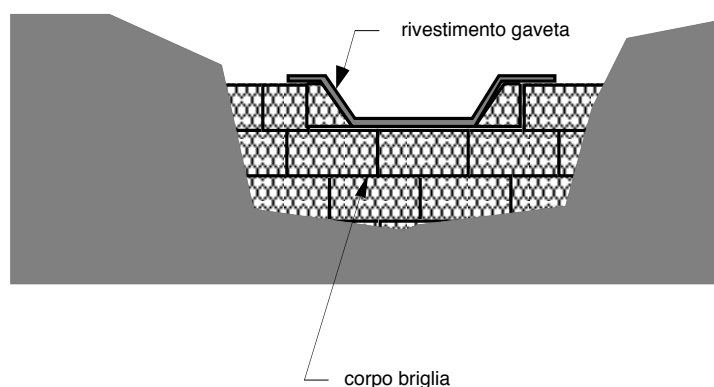


fig. 9

Non di rado, onde non fare della gavete di enormi dimensioni esse vengono sdoppiate con sezioni trapezie composite come illustrato qui di seguito.

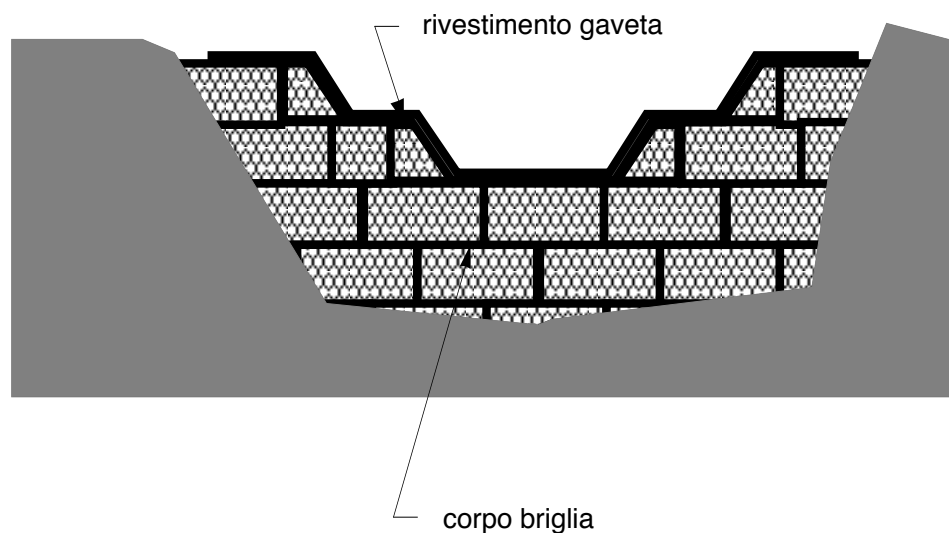


fig. 10

Sovente oltre a briglie con profilo a valle verticale vengono realizzate briglie con profilo a gradoni, uno dei possibili schemi é quello qui di seguito rappresentato.

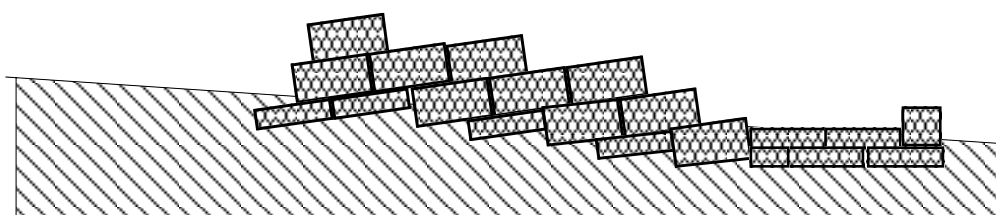


fig. 11

Trattasi di un' opera in genere molto più costosa di quelle con paramento verticale richiedendo maggior cura nella posa in opera dei gabbioni ed un maggior volume degli stessi. Tuttavia sovente meglio si inquadra nell' ambiente e favorisce un processo epurativo delle acqua.

2.2.2.4 La forma delle briglie in legno e delle fascinate e viminate.

Sebbene per molti anni fosse considerata superata la tecnologia delle briglie in legno, limitando tale materiale alla fascinate e viminate, oggi la maggiore coscienza ambientalistica ed in veto all' uso di molti dei materiali utilizzati nel recente passato quali in primis il calcestruzzo e le murature ha riportato d'attualità l'uso del legname.

Come si è già accennato, una briglia vera e propria non può in genere essere costituita a solo legname che è materiale estremamente leggero e che pertanto non può

opporre il proprio peso alla forza erosiva e di trascinamento dell' acqua, ma solo la sua resistenza meccanica, pertanto si ricorre in genere a briglie miste in legno e pietrame, dove il legno assolve alla duplice funzione di struttura resistente (ad azioni meccaniche di tipo elastico) e di contenimento del pietrame.

La figura seguente né da un esempio di sezione trasversale.

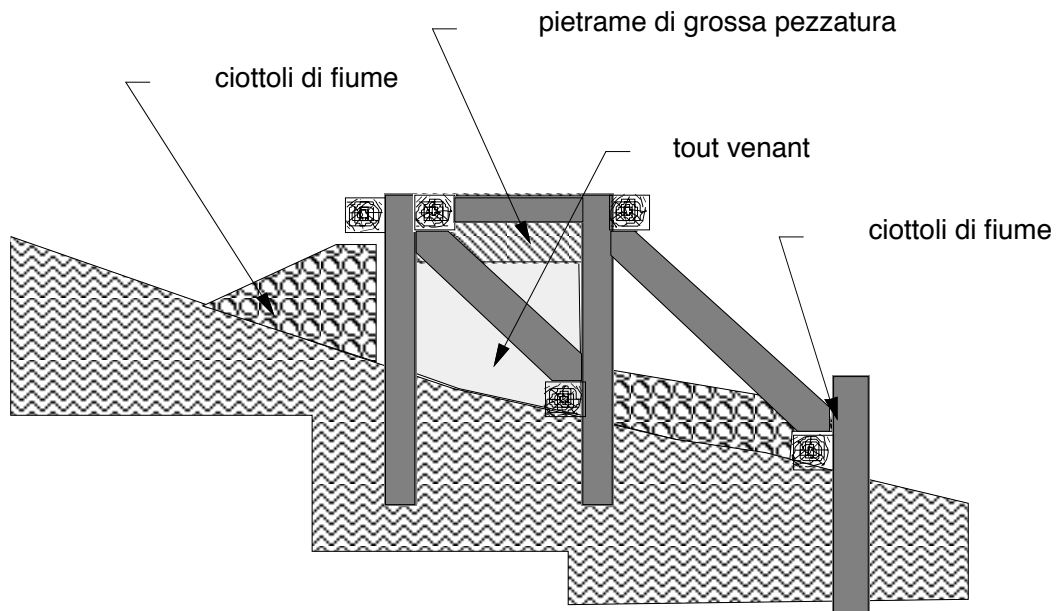


fig. 12

Le fascinate e le viminate sono invece destinate a corsi d'acqua minori o a pendii.

In genere la loro altezza è dell' ordine dei decimetri.

La fascinata, illustrata nella figura che segue é costituita da un insieme di pali infissi nel terreno lungo una linea ,pressocché orizzontale, per almeno 1/2 della loro lunghezza ed a disatanza non maggiore di 1.5÷2 metri.

Tra tali pali vengono stese intrecciate agli stessi, cioè passando una volta a monte e successivamente a valle e viceversa delle fascine, cioè dei rami ancora freschi di altre essenze arboree o dei vimini.

Tale fascine o tali vimini vengono poli fissati ai pali con dei legacci in genere di vimini o di corda, qualche volta con chiodi o con del filo di ferro.

Tali strutture indubbiamente molto permeabili, rallentano tuttavia la corsa dell' acqua verso valle e quindi frenano il fenomeno erosivo e nel contempo fermano anche il terreno e costituendo una sorta di chiodatura dello stesso e trattenendo trasporto solido e piccole porzioni in moto verso valle

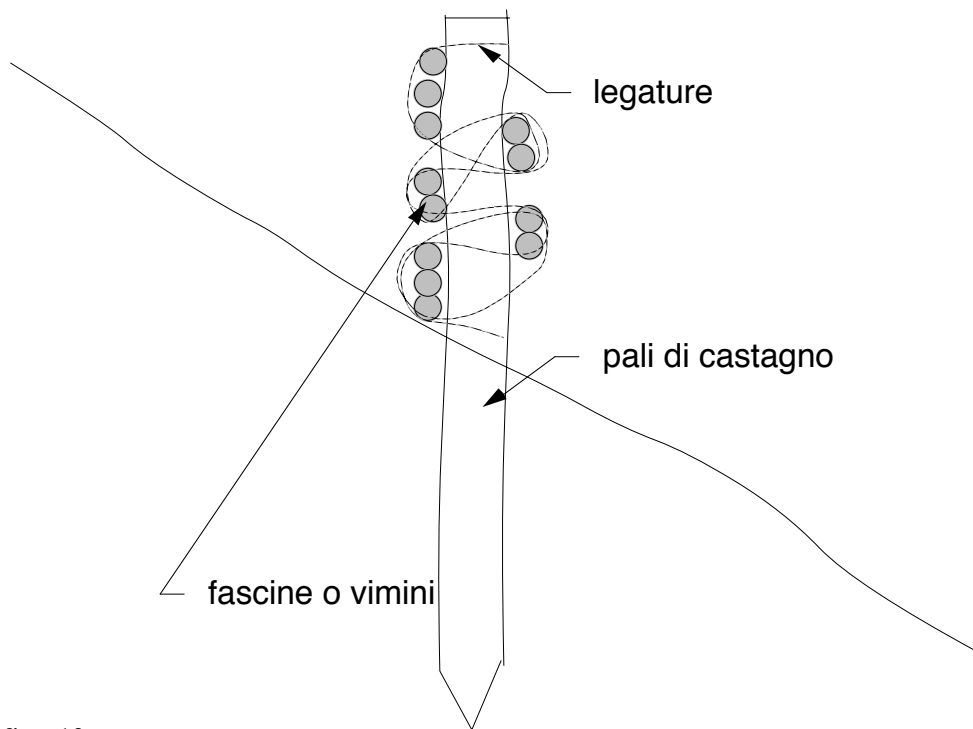
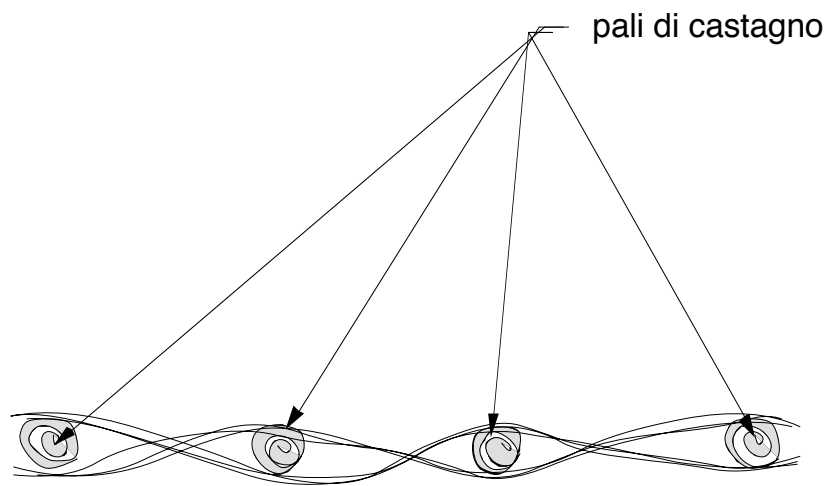


fig. 13

Non è escluso che dalle strutture possano essere rafforzate aggiungendo ai pali, verso valle, anche degli appositi puntoni o saette.

2.2.2.5 La forma delle briglie selettive, metalliche in legno ed in cls.

Con il termine di briglie selettive si intendono delle opere che permettono il passaggio delle acque e di una parte del materiale solido trasportato per trascinamento e/o rotolamento, purché inferiore ad una certa dimensione, mentre quello superiore viene trattenuto. Ergo dunque una selezione del materiale che viene lasciato passare, donde il nome.

Quindi si verifica una sorta di vagliatura del materiale.

Pertanto tali tipi di briglie hanno di fatto una forma riconducibile a quella dei vagli delle griglie.

Possono sostanzialmente essere con struttura mono o bidimensionale.

La struttura monodimensionale più elementare è la infissione o la realizzazione di un insieme di pali lungo la linea della sezione di imposta della briglia, opportunamente tra loro intervallati e, chiaramente, sporgenti sulla superficie topografica di un'altezza h , che è l'altezza della briglia (quella, ad esempio che permette di raggiungere, o monte, la pendenza di compensazione).

Chiaramente l'acqua passerà tra un palo e l'altro e così pure il materiale trasportato la cui dimensione sarà inferiore alla luce ΔL tra due pali successivi, mentre il materiale di dimensione maggiore sarà trattenuto.

Ciò comporta un reinterro a monte più lento che in altri tipi di briglie e comunque garantisce sempre il raggiungimento della pendenza di compensazione col vantaggio che permette il transito del materiale di dimensione tali da non arrecare danno a valle.

In effetti tale transito è consentito solo quanto l'interramento a monte è all'inizio, poi il deposito del materiale più grosso impedisce il transito del più minuto, che potrà tornare a transitare solo dopo che sarà stata raggiunta a monte, la pendenza di compensazione.

Tali pali possono essere realizzati in c.a. od in acciaio.

Sempre con gli stessi materiali possono essere realizzate briglie selettive bidimensionali, cioè con elementi verticali, ma tra loro più distanziati che nel caso precedente collegati con vere e proprie travi orizzontali.

Quindi trattasi di una sorta di griglia, in c.a., in acciaio od a struttura mista sita su un piano verticale. Circa la sua altezza valgono le stesse considerazioni sopra riportate, così pure per quel che riguarda lo schema di funzionamento.

Le figure che seguono illustrano tali tipi di briglie

Briglia selettiva ad elementi verticali (pali)

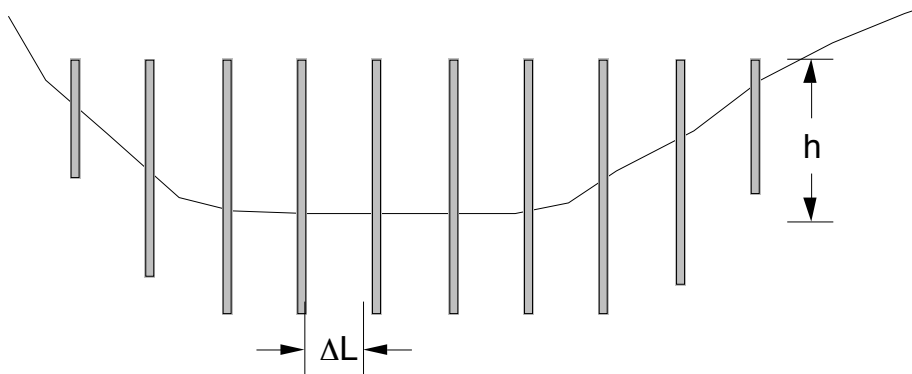


fig. 14

Briglia selettiva a griglia

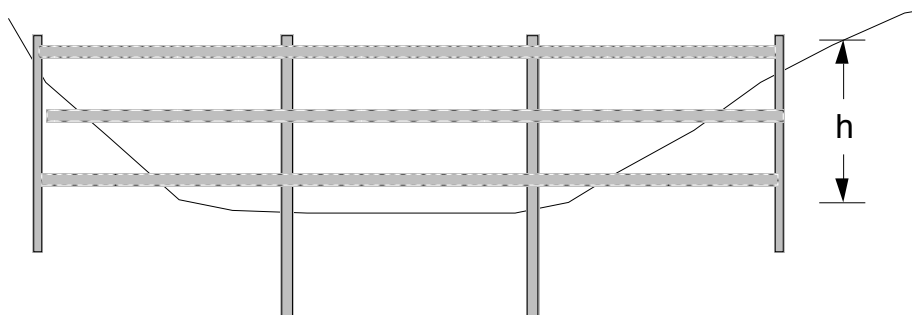


fig. 15

2.3

PROBLEMI IDRAULICI.

Questo paragrafo vuol affrontare seppur in forma estremamente semplificata i problemi connessi con il passaggio della corrente idrica sopra il complesso costituito da briglia, platea, controbriglia ecc.. Passaggio spesso caratterizzato da diverse condizioni di corrente.

Con riferimento alla figura che segue cioè nel caso di assenza di controbriglia avremo le seguenti configurazioni:

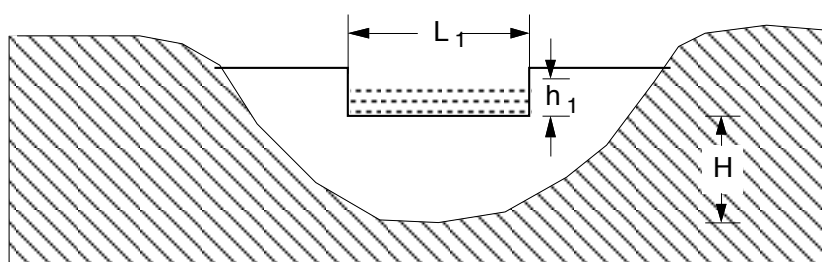


fig. 16

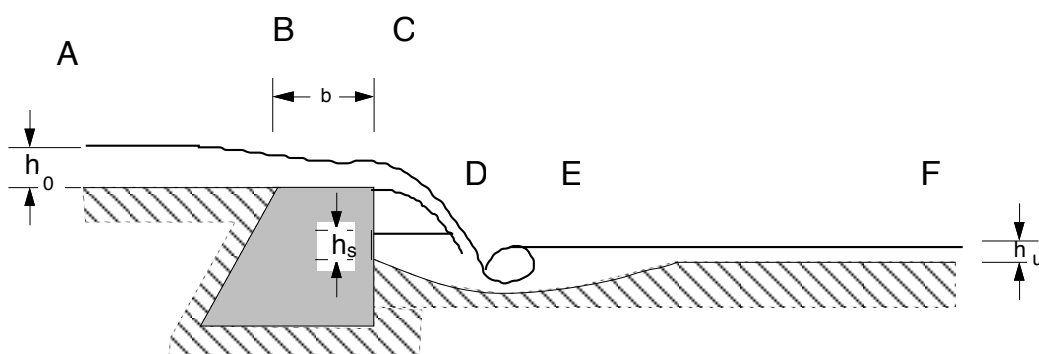


fig. 17

a)	tratto A-B	rigurgito provocato dalla presenza della gaveta che in generale provoca un restringimento del letto a monte;
b)	tratto B-C	chiamata di sbocco;
c)	tratto C-D	salto;
d)	tratto D-E	risalto;
e)	tratto E-F	corrente di moto uniforme;

Al fine di studiare sia i problemi connessi ai rigurgiti che le effettive sollecitazioni dovute alle spinte idrauliche é necessario richiamare alcuni concetti dell'Idraulica del pelo libero onde poter determinare, oltre all' altezza h_u anche le altezze h_0 , h_1 , h_s che rappresentano delle altezze salienti del fenomeno prima rappresentato.

Ovviamente ogni calcolo va riferito alla portata di piena, quest'ultima determinata in corrispondenza di un congruo² tempo di ritorno.

La prima delle altezze sopra indicate, cioè la h_u altro non é che l'altezza di moto uniforme a valle (ed ovviamente, assintoticamente) anche a monte. Essa é valutabile tramite una delle svariate formune del moto uniforme, per esempio con la formula di Manning con coefficiente alla Strickler avendo ammesso l'alveo rettangolare, sufficiente largo, cioè tale che $R_m \rightarrow h$, cioè dalla:

$$Q_{\max} = AV = l h_u * K h_u^{2/3} i^{1/2} \quad (1)$$

dove:

- l larghezza dell' alveo;
- K coefficiente di Strickler;
- i la pendenza del fondo;

segue che:

$$h_u^{5/3} = \frac{Q_{\max}}{l K i^{1/2}} \quad (2)$$

quindi:

$$h_u = \left(\frac{Q_{\max}}{l K i^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (3)$$

Occorre altresì verificare se, relativamente alla portata Q_{\max} la corrente idrica sarà lenta o veloce, occorre dunque calcolare l'altezza critica h_c .

Questa è notoriamente data dalla:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max}^2}{l g}} \quad (4)$$

² Ovviamente con il rischio che si corre derivanti dai danni prodotti da piene superiori a quelle considerate.

ovviamente se:

$$h_u < h_c \quad \text{la corrente sarà veloce} \quad (5)$$

mentre se:

$$h_u > h_c \quad \text{la corrente sarà lenta} \quad (6)$$

La precedente figura rappresenta un caso di corrente lenta.

Il profilo lungo il tratto A-B è conseguenza del valore che assume l'altezza il corrispondenza del passaggio dalla gaveta, tale valore é determinabile con le formule della foronomia, in particolare quelle dello stramazzo a parete grossa, stramazzo Belanger³ e nell' ipotesi semplificativa di gaveta rettangolare avremo:

$$Q_{\max} = \mu AV = \mu L h_1 \sqrt{2 g h_1} \quad (7)$$

dove μ é il coefficiente d'efflusso dello stramazzo e con ovvio significato degli altri simboli.

Se lo stramazzo fosse effettivamente un semplice stramazzo Belanger, cioè a parete grossa ed a vela libera tale coefficiente d'afflusso⁴ varrà: 0,385, ma di fatto la vena nella generalità dei casi, in condizioni di piena sarà *soffolta*, in tali casi é possibile assumere $\mu = 0,40$. Per più esaurienti indicazioni sui problemi dello stramazzo si rimanda oltre che a testi classici di Idraulica (per esempio Scimemi: compendio d'Idraulica ed. CEDAM Padova oppure Lencastre: Manuel d' Hydraulique générale ed. Eyrolles. Paris) alla appendice I al presente volume.

³ Dal nome di chi lo studiò nel 1841 intuendo il seguente principio detto della portata massima: "L'efflusso d'acqua da una luce a stramazzo diviene permanente e stabile quando la portata ha il valore massimo compatibile con il carico a monte" che poi venne giustificati dal Boussinesq riconducendolo alla continuità dell' efflusso.

⁴ Si ricorda che il coefficiente d'efflusso μ può in generale variare tra 0,385 (Belanger sino a 0,6), in particolare il valore di $\mu = 0,4342$ risponde allo stramazzo in parete sottile (Bazin).

La chiamata di sbocco si concretizza con una depressione sopra la soglia che vale come visto $\frac{2}{3}$ dell' altezza (sufficientemente) a monte della soglia stessa.

Dallo spigolo a valle della soglia abbiamo una traiettoria che con buona approssimazione possiamo valutare con le formule così dette della balistica, cioè della caduta dei gravi (composizione di un moto rettilineo ed uniforme e di un moto di caduta libera).

Con riferimento alla figura che segue avremo.

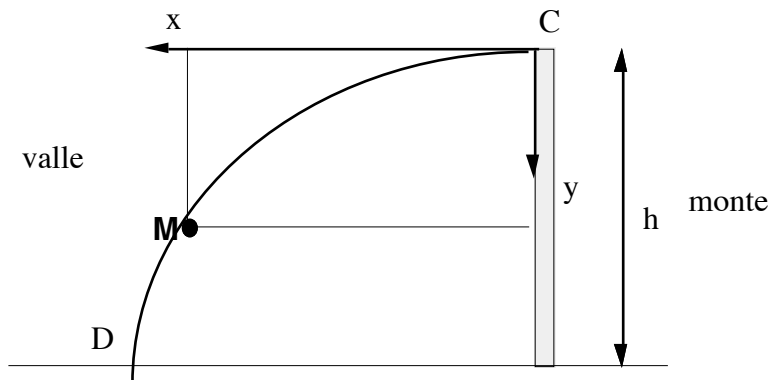


fig. 18

Le coordinate x ed y di un punto qualunque M devono soddisfare alle relazioni:

$$x = vt \quad (8)$$

$$y = 2gt^2 \quad (9)$$

dove

t è il tempo impiegato dalle molecole liquide a portarsi da C in M,

v è la velocità iniziale.

L'ascissa x_D del punto D sarà:

$$x_D = v \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad (10)$$

Dopo la caduta in D l'acqua dovrà acquisire l'energia sufficiente per poter proseguire il viaggio verso valle e quindi raggiungere l'altezza di moto uniforme relativa alla portata Q_{\max} ed alla pendenza i , che come visto è, ad esempio data dalla (3).

In D certamente $h_D < h_u$ e pertanto si avrà una corrente veloce, la cui altezza h_D è calcolabile tramite l'equazione del risalto.

Si ricorda che il fenomeno del risalto o del salto di Bidone (dal nome dell'idraulico che lo ha studiato) é studiabile tenendo conto che le spinte a monte sono eguali a quelle a valle (mentre tale eguaglianza non vale per le energie trovandoci in presenza di un fenomeno dissipativo)

Applichiamo il criterio sopra citato⁵ tra le sezioni A e D della precedente figura 17.

Nella sezione A avremo:

- spinte dovute alle pressioni

$$\frac{1}{2} \gamma h_0^2$$

- spinte dovute alle quantità di moto

$$\rho h_0 \left(\frac{Q_{\max}}{\Omega_0} \right)^2$$

Nella sezione D avremo:

- spinte dovute alle pressioni

$$-\frac{1}{2} \gamma h_D^2$$

- spinte dovute alle quantità di moto

$$\rho h_D \left(\frac{Q_{\max}}{\Omega_D} \right)^2$$

pertanto globalmente:

⁵ Vale a dire applicare l'equazione globale:

$$\mathbf{G} + \mathbf{\Pi} + \mathbf{I} + \mathbf{M}_A - \mathbf{M}_D = 0$$

dove facendo riferimento alla sola componente orizzontale ed introdotta l'ipotesi del moto permanente avremo ovviamente:

$$\mathbf{\Pi}_A + \mathbf{\Pi}_B + \mathbf{M}_A - \mathbf{M}_D = 0$$

con ovvio significato dei simboli.

$$\frac{1}{2} \gamma h_0^2 + \rho h_0 \left(\frac{Q_{\max}}{\Omega_0} \right)^2 = \frac{1}{2} \gamma h_D^2 + \rho h_D \left(\frac{Q_{\max}}{\Omega_D} \right)^2$$

dapprima un risalto e quindi avrà corso il profilo di moto uniforme.

2.4

LE AZIONI AGENTI SULLE BRIGLIE.

Prima di passare all'esame delle consuete verifiche di stabilità, sembra opportuno riportare alcune considerazioni sul calcolo delle forze normalmente agenti sullo sbarramento.

a) **Pesi**

- Acqua: é opportuno tener conto della torbidità dell'acqua del corso d'acqua, specie per gli sbarramenti destinati all'imbrigliamento dei torrenti; in casi normali il peso specifico dell'acqua torbida γ_w varia da 1000 a 1100 Kg/m^3 , ma talvolta può anche raggiungere e superare 2000 Kg/m^3 .
- Il pietrame: può essere di origine diversa (da Basalto a granito, calcare ecc...) ed ovviamente diverso ne sarà il peso specifico γ_m . Ovviamente sono da preferire i materiali con peso specifico maggiore. La seguente tabella dà indicazioni di tali pesi specifici.

TABELLA N. VII Pesi specifici indicativi di diversi tipi di rocce.

Roccia	Peso specifico (Kg/m^3)
Basalto	2.900
Granito	2.600
Calcare duro	2.600
Trachiti	2.500
Arenaria	2.300
Calcare poroso	2.200
Tufo	1.700

- Le murature: si é già visto che le murature possono essere a secco o legate.

Per le prime non sussistendo un legame non ha senso il parlare di peso specifico della muratura valendo quello dei singoli elementi del pietrame. Di contro per le

murature legate il peso specifico γ_m varierà e in funzione del materiale costituente il pietrame (tabella VII) e della sua pezzatura e della forma (cioè se trattasi muratura di pietrame squadrato o meno).

Si può ammettere che valgono i valori della seguente tabella.

TAB VIII- Pesi specifici delle murature			
Pietrame della muratura	Peso specifico	muratura	
		squadrata	non squadrata
Basalto	2.900	2.400	2000
Granito	2.600	2.200	1800
Calcere duro	2.600	2.200	1800
Trachiti	2.500	2.100	1700
Arenaria	2.300	1.900	1600
Calcere poroso	2.200	1.800	1500
Tufo	1.700	1.400	1100

- I calcestruzzi: Anche per i calcestruzzi vale lo stesso discorso fatto per le murature di pietrame. Il peso specifico dipende dal tipo di pietrame utilizzato, anzi dal peso specifico dello stesso.

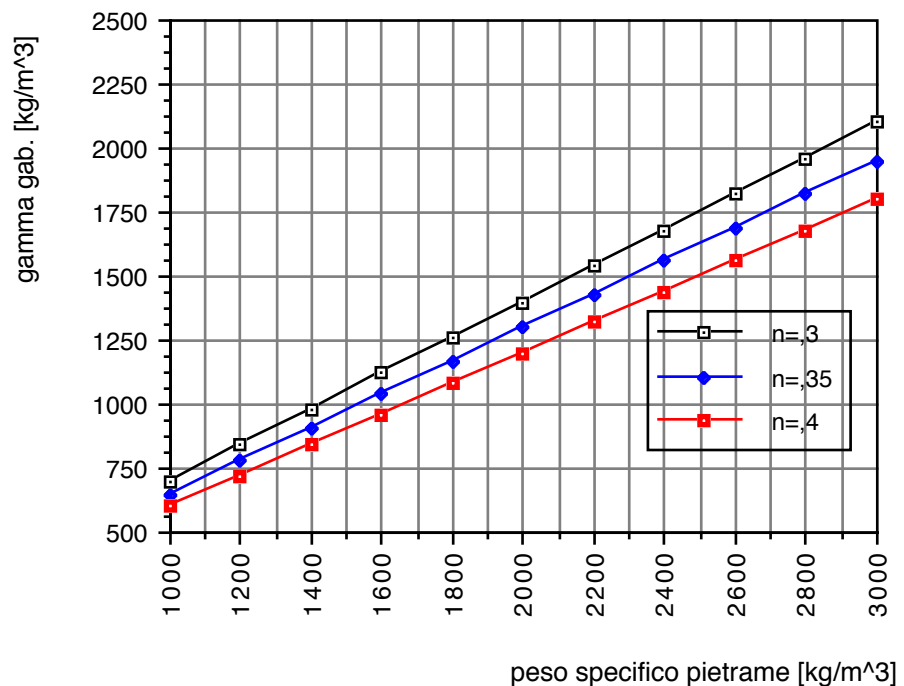
Con calcestruzzi con materiale arido costituito da graniti o calcari è da assumere un γ_m pari a 2400 [Kg/m³], pesi specifici superiori qualora il materiale arido fosse costituito da basalto. In alcuni casi, ma più ricorrenti delle costruzioni marittime, parte del materiale arido è sostituito da spezzoni di tondini di ferro che possono portare il γ_m sino a 2800 [Kg/m³],

- Gabbioni: sono costituiti da involucri di rete metallica a maglie esagonali riempiti di ciottoli o pietrame di cava. Il peso della rete è trascurabile rispetto a quello del pietrame di riempimento. Questo può essere formato da diverso materiale roccioso i cui pesi specifici indicativi γ_m sono ancora quelli della tabella VI

Noto il peso specifico del materiale roccioso e la porosità⁶ n presumibile che il pietrame assumerà durante il riempimento dei gabbioni, é possibile calcolare il peso apparente dei gabbioni riempiti e confezionati.

$$(23) \quad \gamma_g = \gamma_m (1 - n) \quad (1)$$

La porosità n é in generale prossima a 0,3. Per facilitare i calcoli, si riporta nella figura seguente un diagramma, nel quale sono indicati i valori di γ_g in funzione di γ_m e di n.



Se i pori sono in parte occupati da acqua, ed u é l'umidità⁷, il peso specifico apparente vale

$$\gamma_{gu} = \gamma_m (1 - n) + n u \gamma_w \quad (2)$$

che si riduce a

6 Si intende al solito per la porosità n il rapporto fra il volume non occupato da solidi (volume dei pori) ed il volume dell'ammasso terroso (o del gabbione in opera).

7 Si intende per umidità u la frazione del volume dei pori occupato dall'acqua.

$$\gamma_{g1} = \gamma_s (1 - n) + n \gamma_w \quad (3)$$

quando sia $u = 1$, cioè con gabbioni saturi⁸ d'acqua,

Ad esempio per i gabbioni costituiti da materiale roccioso con $\gamma_s = 2.500 \text{ Kg/m}^3$ e con porosità del 30%, si ha $\gamma_g = 1.750 \text{ Kg/m}^3$ e $\gamma_{g1} = 2.050 \text{ Kg/m}^3$.

- Terreno:

come per i gabbioni, anche per il terreno sciolto è consuetudine considerare il peso specifico apparente, in funzione del peso specifico del materiale roccioso costituente i granuli e della porosità n , nonché dell'umidità u :

$$\gamma_{tu} = \gamma_s (1 - n) + n u \gamma_w \quad (3)$$

che si riduce a

$$\gamma_{to} = \gamma_s (1 - n),$$

peso specifico del terreno asciutto per $u = 0$,

ed a

$$\gamma_{t1} = \gamma_s (1 - n) + n \gamma_w,$$

peso specifico del terreno saturo d'acqua, per $u = 1$. Per terreno immerso in falda il peso specifico del terreno vale:

$$\gamma_{tu} = (\gamma_s - \gamma_w) * (1 - n).$$

b) Spinte orizzontali

⁸ Nel caso che i gabbioni siano immersi in acqua, il loro peso risulta alleggerito dalla spinta di Archimede agente sul pietrame di riempimento. Il peso specifico apparente dei gabbioni immersi in acqua γ_{gw} risulta in tal caso:

$$\gamma_{gu} = (\gamma_s - \gamma_w) * (1 - n)$$

- Spinte idrostatiche: si fa nel seguito riferimento al caso più consueto di briglia in gabbioni con parete di valle verticale munita di terrapieno di protezione a tergo separato dalla gabionata con unfiltro o una membrana impermeabile (fig.69).

E' lecito ed a favore della sicurezza ricondurre a questo schema anche il caso di una briglia in gabbioni non separata dal terreno di fondazione e dal terrapieno da filtri o membrane in quanto, nel corso degli anni, il terreno in adiacenza all'opera tende a intasarsi, ponendosi come elemento separatore tra la struttura in gabbioni ed il terreno circostante.

Si considerano le azioni trasmesse ad una striscia di profondità unitaria prese fra le verticali E-E', F-F' ed il piano di fondazione E-F.

Oltre alla spinta idrostatica $H_{w2} = \frac{1}{2} * \gamma_w h^2$

agiscono le spinte dell'acqua sulle parti ipogee H_{w2} e H_{w3} , dovute alla presenza di acque filtranti ⁹.

La situazione più gravosa si presenta solitamente allorché la gabionata risulta riparata dal terreno da una membrana impermeabile, o da un filtro ormai intasato dall'accumulo di materiale minuto: in tal caso, le acque filtranti attraversano il terreno ai lati e sotto l'opera, ma non transitano attraverso di essa; i carichi piezometrici

⁹ Come é d'uso si considerano separatamente la pressione dovuta al terreno immerso (pressione effettiva) e quella dovuta all'acqua (pressione neutra). Ad esempio, in condizioni statiche la pressione verticale nel suolo ad una quota z (pressione totale) sarebbe data da (fig.69):

$$W_{tot} = \gamma_w (Z_M - f_M) + \gamma_{t1} (f_M - Z) = \gamma_w (Z_M - Z) + \gamma_{tw} (f_M - Z),$$

ove $\gamma_w (Z_M - Z)$ é la pressione neutra (o idrostatica) e $\gamma_{tw} (f_M - Z)$ é la pressione effettiva.

variano lungo il contorno della struttura in gabbioni da un massimo di Z_m in sommità del paramento a monte ad un minimo Z_v in corrispondenza del fondo dell'alveo a valle.

Il tracciamento del reticolo idrodinamico di filtrazione consente di stimare in ogni punto del perimetro il valore del carico piezometrico e quindi della pressione.

Nota la distribuzione delle pressioni intorno allo sbarramento, é facile calcolare le risultanti delle pressioni dell'acqua sulle pareti di monte e di valle, nonché la sottospinta.

Se si vuole evitare il tracciamento del reticolo idrodinamico, si possono fare calcoli più spicciativi e, in genere, cautelativi, supponendo che sulle pareti di monte e di valle si abbia una distribuzione idrostatica di pressioni, secondo le linee tratteggiate di fig. 69; ciò equivale a concentrare le perdite di carico del moto filtrante soltanto lungo la base di fondazione.

Con queste ipotesi, le risultanti delle spinte idrostatiche sulle pareti di monte H_{wM} e di valle H_{wV} valgono:

$$(27) \quad H_{wM} = H_{w1} = \frac{1}{2} \gamma_w [(h_1 + h_2 + h_3)^2 - h_1^2]$$

$$(28) \quad H_{wV} = H_{w2} + H_{w3} = \frac{1}{2} \gamma_w + [h_4 + h_5]^2$$

Con maggiore precisione tali spinte potrebbero essere calcolate supponendo una variazione lineare del carico lungo il perimetro della fondazione fra il valore a monte Z_m e quello a valle Z_v .

- Spinte del terreno: le spinte orizzontali del terreno a monte si valutano di solito trascurando l'attrito fra struttura e terreno considerando la spinta "attiva". Sempre con riferimento alla fig. 69¹⁰ essa vale:

$$H_{tM} = \frac{1}{2} \gamma_w + [h_2 + h_3]^2 K_a$$

con $K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{?}{2} \right)$ ove é l'angolo di attrito interno del terreno.

Tale spinta agisce ad un'altezza $\frac{h_2 + h_3}{3}$ sopra il piano di fondazione.

Per la spinta di valle H_{tv} é prudente far riferimento ancora alla spinta "attiva" anziché al valore limite superiore della spinta (spinta "passiva"), o ancor meglio, trascurare la spinta stessa:

$$(30) \quad H_{tM} = \frac{1}{2} \gamma_{tw} h_5^2 K_a$$

Al solito la retta d'azione passa sopra la base di fondazione di $h_5/3$

c) sottospinta idraulica e spinte del terreno e dell'acqua sugli sporti.

Trattando delle spinte orizzontali, si é esaminata la distribuzione delle pressioni sull'intero perimetro delle fondazioni e si sono calcolate le spinte agenti sulle pareti verticali. Nota la distribuzione delle pressioni, é agevole determinare anche la risultante delle azioni verticali sia sugli eventuali sporti a monte ed a valle (ad esempio, le forze W_{w2} e W_t di fig. 69), sia, soprattutto, sotto la base di fondazione (S_w di fig. 69).

Si ammette una distribuzione idrostatica di pressioni sulle pareti di monte o di valle dell'opera, la sottospinta S_w in particolare é la risultante di un diagramma trapezio di pressioni, con valori estremi di pressioni

$$\gamma_w (h_1 + h_2 + h_3) \text{ e } \gamma_w (h_4 + h_5)$$

¹⁰ Considerazioni analoghe possono essere svolte se si esamina uno sbarramento in gabbioni privo di terrapieno a tergo, ma parzialmente o totalmente colmato da materiale di trasporto.

in corrispondenza del paramento di monte e di valle.

2.3.1 Stabilità delle briglie in muratura

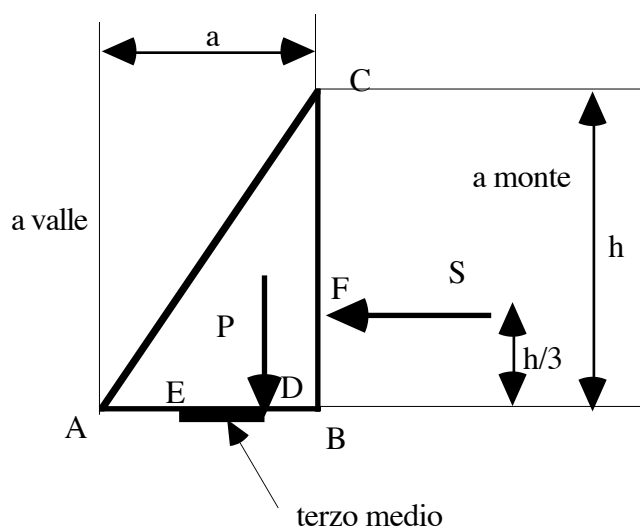
La stabilità delle briglie e particolarmente di quelle in muratura che per lunghi anni sono le più usate, da un punto di vista teorico potrebbe rientrare nello studio della stabilità delle dighe.

Però, come si è visto, il regolamento impone che il profilo a valle deve essere verticale e ciò è sufficiente perché ci si debba discostare dalla stratica delle dighe.

Inoltre sempre nel caso delle briglie occorre avere tener presente altre condizioni particolari.

Assumendo in prima approssimazione che le briglia possano essere paragonate alle dighe, la sezione maestra, al fine del miglior dimensionamento strutturale, dovrebbe essere quella a triangolo rettangolo col cateto maggiore verticale costituente la parete a monte e il cateto minore orizzontale ed eguale a $2/3$ del cateto verticale,

Ciò è valido se ci si dovesse preoccupare unicamente, come nel caso delle dighe a gravità, dell'azione della spinta dell'acqua e del peso proprio.



E' infatti in tale caso la condizione di eguaglianza dei momenti rispetto al terzo medio esterno E della base conduce alla relazione:

$$P \frac{a}{3} = S \frac{h}{3} \quad (1)$$

dove:

$$P = \frac{a h}{2} \gamma_m \quad (2)$$

è il peso di un metro lineare di briglia,

$$S = \frac{h^2}{2} \gamma_a \quad (3)$$

è la spinta dell'acqua e con

h l'altezza della briglia

a la base.

γ_a il peso specifico dell' acqua

γ_m il peso specifico della muratura

Sostituendo avremo

$$a \frac{h^2}{6} \gamma_m = \frac{h^3}{6} \gamma_a \quad (4)$$

semplificando:

$$a = h \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_m}} \quad (5)$$

ritenendo mediamente:

$$\gamma_a = 1 \quad [\text{t/mc}]$$

e

$$\gamma_m = 2,25 \quad [\text{t/mc}]$$

segue:

$$a = 0,67 h$$

La briglia deve però presentare dei requisiti speciali e precisamente la corona della traversa deve resistere all'urto dell'acqua in modo da non essere trascinata dalla corrente, ed il paramento esterno deve avere pendenza tale che la vena stramazante non abbia ad urtarvi, danneggiandola.

Occorre inoltre considerare che a sistemazione avvenuta la briglia è soggetta alla spinta delle terre che si sono venute depositando, ma tale spinta è inferiore a quella dell'acqua; d'altra parte all'inizio, la briglia sarà effettivamente sottoposta alla spinta dell'acqua, quindi è necessario riferirsi a quest'ultima.

Consideriamo innanzitutto il profilo della vena stramazante BE.

Quindi chiamando n la pendenza del paramento, cioè:

$$n = \frac{h}{a} \quad (9)$$

e ponendo che :

$$x_E > a \quad (10)$$

avremo:

$$v \sqrt{\frac{2h}{g}} > n h \quad (11)$$

Ma come si è visto altrove, la velocità v deve soddisfare alla formula:

$$v = 3,75 \sqrt[3]{d}$$

e supponendo che le pietre più piccole che possono guastare la parete esterna, siano del diametro di 0,10 [m] , avremo $v = 1,18$ [m/s]

$$n = 1,18 \sqrt[3]{\frac{1}{9,81 h}} = \frac{0,52}{\sqrt[3]{h}} \quad (12)$$

Alla precedente corrispondono dunque i valori della seguente tabella.

valori di h	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10
valori di n	0,425	0,368	0,329	0,3	0,26	0,233	0,212	0,197	0,184	0,164
valori di alfa	67	70	72	73	75	77	78	79	80	81

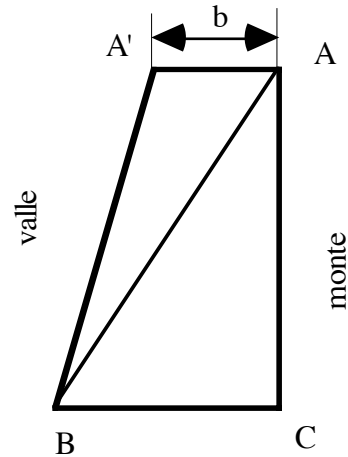
Dunque le pendenze del paramento di valle sono sempre molto minori di quelle che si avrebbe nel profilo teorico, considerando la briglia come una comune diga di ritenuta, infatti in tale ipotesi detta pendenza sarebbe di 0,67.

Ovviamente e non solo per i motivi cui dianzi occorre trasformare il profilo triangolare in profilo trapezio e dunque per dare un certo spessore nella parte alta della

traversa e nel contempo per ridurre l' entità della scarpa fino a quel valore del coefficiente n che compete all'altezza della briglia da costruire.

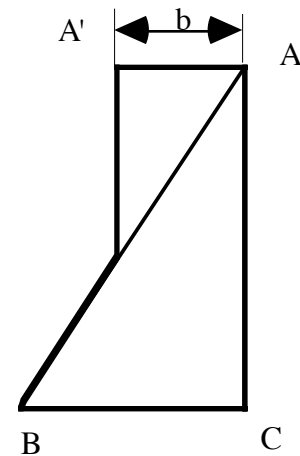
Questo fine si può raggiungere in due modi:

- a) convertendo il profilo triangolare in trapezio in modo da soddisfare alle condizioni suddette secondo il disegno a latere,



oppure

- b) costruendo il coronamento in modo da ingrossare non solo la sommità della briglia, ma altresì riportare la vena stramezzante lontana dal piede del paramento a valle. Quest' ultima soluzione può essere realizzata a gradoni.



Lo spessore da assegnare al coronamento di una briglia (cioè alla corona) è dato rispettivamente da:

$$b = 1,41 h^* \quad (13)$$

$$b = 1,86 Q_{\max} \quad (13')$$

a seconda che si tratti di briglie in malta o a secco essendo h^* il carico d'acqua durante la piena.

Il valore di h^* si determina in base alla portata Q_{\max} di massima piena del corso d'acqua, tramite la formula approssimata:

$$Q_{\max} = 0,42 l \sqrt[3]{2gh^*} \quad (14)$$

da cui:

$$h^* = \left(\frac{0,176 l^2 Q_{\max}^2}{2g} \right)^{2/3} \quad (15)$$

ove l è la lunghezza della soglia della briglia alla gaveta.

Le briglie a profilo trapezio e pentagonale possono essere fra loro paragonate dal punto di vista statico ed economico.

Dal confronto risulta che sia per economia che per stabilità il profilo pentagonale è più soddisfacente del trapezio.

Specialmente la questione economica è interessante, soprattutto per le briglie di altezza pari od inferiore a 4,50 [m] che sono le più comuni .

Infatti in tal caso l'eccesso di volume del profilo trapezio sul pentagono è di $0,014 h^2$ (Valentini) e se l'opera, come spesso avviene, non è isolata ma ripetitiva, , detto quantitativo diventa tutt'altro che trascurabile.

Al limite i profili trapezio e pentagonale tendono al rettangolare, cioè al profilo avente paramento verticale a valle.

I tipi non sono, per quanto già visto ,conformi al regolamento, d'altra parte è necessario che siano soddisfatte le condizioni di stabilità alla rotazione etc.

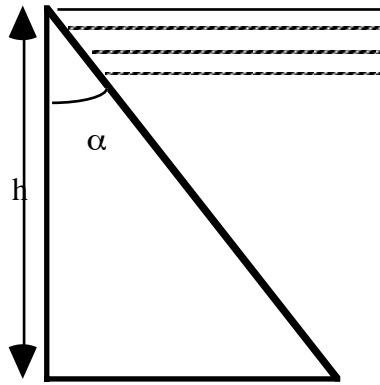
Per briglie di piccola altezza(3÷4 metri), per il fatto stesso che alla corona occorrerà assegnare lo spessore dato dalla (13) o (13') segue , che il paramento a valle sarà comunque verticale.

Ma per altezze maggiori (oggi non più praticate) il profilo stando ai criteri di dimensionamento di cui sopra, si viene ad avvicinare molto a quello triangolare.

Ora in questo caso si verifica un contrasto tra che le condizioni imposte dal Regolamento citato del 20/9/1912 e quello sulle dighe di ritenuta sul quale abbiamo basato il dimensionamento strutturale.

Precisamente detto regolamento prescrive che lo sforzo principale σ_2 a serbatoio pieno sino a livello della massima piena prevedibile, in ogni punto del paramento a monte, sia maggiore o almeno uguale a 0.

Con riferimento alla figura seguente



ed indicato con θ la tangente dell' angolo α ed m la quota di sottopressione sulla base (a monte) della briglia, avremo che gli sforzi σ_2 (sforzo al lembo a monte del giunto orizzontale) e σ_1 sono dati dalle espressioni:

$$\sigma_1 = \gamma_a h \frac{\theta_1^2 (1-m) - 1}{\theta_1^2} \quad (16)$$

$$\sigma_2 = - \gamma_a h \frac{m \theta_1^4 + m \theta_1^2 + 1}{\theta_1^2} \quad (16')$$

Dalla (16') per paramento verticale a valle si deduce che σ_2 sarà sempre negativo, cioè "contra legem"

Per ovviare a ciò si può allora ricorrere a due soluzioni:

- a) assegnare al ciglio (corona) uno spessore tale che risulti alla base del paramento di monte $\sigma_2 = 0$ (conservando naturalmente il paramento verticale a valle);
- b) assegnare anche al paramento a valle una inclinazione opportuna θ_e , prolungando contemporaneamente la corona fino in corrispondenza della verticale sul piede del paramento a valle, sostenendo questo prolungamento mercè opportuni pilastri ed altri sostegni. Si tratterà quindi di trovare le scarpe θ_i , e θ_e , più opportune da assegnare ai paramenti interno ed esterno in modo da soddisfare

contemporaneamente ed il regolamento sulle dighe e quello sulle opere idraulico - forestali.

La soluzione porta alla forma rettangolare con spessore "s" dato da:

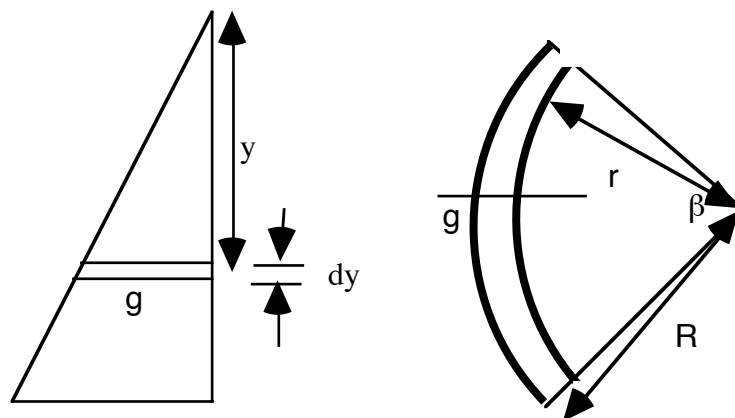
$$s = h \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_a - m \gamma_a}} \quad (17)$$

cioè uguale a quello della larghezza alla base di una diga a profilo triangolare, alta h, col paramento a monte verticale che risulta essere la più economica.

Infatti il peso che si aggiunge al profilo triangolare per ottenere quello rettangolare, è rappresentato da una forza che passa per il terzo medio a valle, quindi non ha alcuna azione sul valore della tensione nel paramento a monte.

Naturalmente però questo profilo è opportuno fino a determinati valori di y, oltre i quali la corona risulterebbe di grossezza eccessiva; sarà allora più conveniente ricorrere alla seconda soluzione, risolvendo il problema per tentativi.

La soluzione analitica per un caso particolare, quello dove si può contare sulla collaborazione delle pareti, è indicata dal Lelli¹¹, e consiste nel realizzare una briglia con pianta ad arco di cerchio.



¹¹ Marcello LELLI "Sulla statica delle alte briglie" rAnnali dei LL.PP, marzo 1923.

In tal caso la briglia può essere dimensionata come una volta ad arco orizzontale.

Indicando con dy una striscia infinitesima alla profondità y dal pelo liquido.

Sia :

β l'angolo d'apertura;

g lo spessore della briglia alla profondità y

r ed R i raggi interno ed esterno.

Considerando l' elemento torico a sezione rettangolare lungo $ds = R d\beta$ ed alto dy e indicando con la generica $\sigma g dy$ la reazione sulle superfici di sezione del segmento torico essendo σ la tensione assunta approssimativamente costante, sulle dette superfici, avremo:

$$\sigma g dy = \frac{1}{2} \frac{\gamma_a dy ds}{\text{sen} \left(\frac{d\beta}{2}\right)} y \quad (18)$$

dalla quale, tenuto conto che:

$$ds = R d\beta$$

$$\text{sen} \left(\frac{d\beta}{2}\right) = \frac{d\beta}{2}$$

segue:

$$2 \sigma g dy = \frac{\gamma_a dy R d\beta}{\frac{d\beta}{2}} y \quad (18')$$

e quindi:

$$g = \frac{\gamma_a R}{\sigma} y \quad (18'')$$

Dunque lo spessore della briglia ad arco è proporzionale alla profondità y e al raggio dell'arco ed ovviamente quanto più il manufatto risulta curvo, tanto più grande è la sua resistenza, ma cresce anche il suo volume, c'è quindi un limite economico al raggio R . Praticamente si tiene l'angolo al centro β tra 15° e 60°

2.3.2 La verifica di stabilità delle briglie a scogliere.

2.3.4 La verifica di stabilità delle briglie in terra armata.

2.3.5 Verifiche di stabilità delle briglie in gabbioni.

Sotto l'aspetto statico, gli sbarramenti in gabbioni sono in genere riconducibili a strutture a gravità, appoggiate sul terreno di fondazione (la collaborazione delle sponde del corso d'acqua é in genere trascurabile) e sottoposte ad un insieme di azioni orizzontali (spinte dell'acqua e del terreno a monte e a valle dell'opera) e verticali (peso proprio della struttura, peso del terreno su eventuali riseghe della struttura, peso dell'acqua sulla gaveta e su riseghe, sottospinta idraulica) aventi carattere permanente o accidentale. Eccezionalmente, possono agire sulla struttura anche altre forze, quali quelle dovute a terremoti, a frane, al ghiaccio.

Spesso il calcolo statico delle briglie in gabbioni viene eseguito seppur erroneamente con utilizzando i medesimi criteri visti in precedenza per strutture sufficientemente rigide (conglomerato cementizio armato o in muratura) trascurando la grande deformabilità degli stessi ed i relativi riflessi sia sulla distribuzione delle spinte a tergo che sulle condizioni di resistenza. che invece costituiscono la peculiarità strutturale delle opere in gabbioni,.

In questa sede si farà invece riferimento a tali criteri di calcolo che, ancorché semplificati, sono usualmente impiegati per le verifiche di stabilità e di resistenza,

Successivamente si esporranno alcuni risultati di indagini teorico-sperimentali sul comportamento delle strutture in gabbioni, in modo da fornire alcune indicazioni sulle differenze degli stati di deformazione delle gabbionate rispetto ai muri rigidi. [54, 55].

Le peggiori condizioni di stabilità si riscontrano in genere nella sezione verticale sotto la gaveta, ove é massima l'altezza dello sbarramento sull'alveo, mentre sono migliori le condizioni nelle sezioni verticali in corrispondenza delle ali.

2.3.5.1 La stabilità al ribaltamento

Nelle verifiche di stabilità e di resistenza degli sbarramenti in gabbioni, si farà nel seguito riferimento alla struttura tipica segnata in fig. 69, dotata di terrapieno a protezione del paramento di monte, da questo separato da una membrana impermeabile o da un filtro formato da tessuto permeabile o da materiale sciolto di opportuna granulometria.

Gli stessi criteri di calcolo, con le modifiche suggerite dal diverso comportamento idraulico, possono essere impiegati per le altre eventuali diverse utilizzazioni delle strutture in gabbioni nella realizzazione di opere trasversali; fra le altre, sembra opportuno accennare agli sbarramenti in gabbioni dotati di presidi nei confronti delle insidie di sifonamento del terreno di fondazione, ma prive di terrapieno a difesa del paramento di monte: in questo caso la struttura, nella parte epigea, si comporta in un primo tempo come opera permeabile all'acqua ed alle torbide, consentendo il passaggio di una frazione considerevole della portata liquida e solida attraverso la struttura; in un secondo tempo, colmatosi il bacino a monte dello sbarramento, questo consentirà il passaggio delle portate superficiali sopra la gaveta, mentre i deflussi di subalveo saranno in parte drenati dalla struttura in gabbioni, con beneficio per l'assetto statico dell'opera; in genere quindi la situazione più gravosa si presenta ad opera appena ultimata; per eseguire le consuete verifiche sul comportamento statico ed idraulico dell'opera, è in tal caso necessario valutare la ripartizione della portata di progetto fra il deflusso filtrante entro la parte epigea dello sbarramento e la portata al di sopra di esso e determinare la linea di saturazione del moto filtrante attraverso la gabbionata. Per utili indicazioni a questo riguardo, si rimanda direttamente all'esame delle memorie [46, 47, 48].

Di qualche interesse può essere un cenno anche agli sbarramenti fondati su terreni dotati di forte coesione ed inasportabili dalle acque di filtrazione, e su terreni sciolti di granulometria maggiore o al più confrontabile con quella dei gabbioni.

In questi casi, non sussistendo pericoli di sifonamento in fondazione, sono superflui i consueti presidi contro l'instabilità del terreno.

Se non vi è terrapieno a monte, le verifiche di stabilità e resistenza dovranno essere eseguite con criteri analoghi quelli già esposti in precedenza, riferendosi alla situazione più gravosa di cariche che si presenta al solito ad opera appena ultimata, prima quindi che si sia colmato l'alveo a monte dello sbarramento.

Tornando a considerare le applicazioni più consuete (cioé gli sbarramenti con protezione in terra del paramento a monte e con presidi contro i pericoli di sifonamento, schematizzati in fig. 69), si osserva che essi tendono a ribaltarsi intorno al lembo di valle F della base di fondazione.

La stabilità al ribaltamento é assicurata se la risultante dei carichi esterni cade entro la base di appoggio, cioé a sinistra del punto F, o, se si vuole, se il momento delle forze stabilizzanti (che forniscono rispetto a F un momento sinistrogiro) prevale su quello delle forze ribaltanti con un momento destrorigiro rispetto a F).

Le forze stabilizzanti sono:

- il peso proprio della struttura W_g : se, come avviene di solito, la struttura in gabbioni é protetta a monte da un rilevato artificiale ¹², in virtù della grande permeabilità dei gabbioni rispetto al terreno si può considerare asciutta tutta la parte di sbarramento soprastante il pelo libero di valle, e sommersa solo la parte sottostante tale linea orizzontale (rispettivamente con pesi specifici γ_g e γ_{g1});
- il peso dell'acqua sulla gaveta W_{w1} ;
- il peso dell'acqua W_{w2} ,e del terreno W_t , (con peso specifico γ_{t1}) del terreno saturo d acqua) gravanti sulle riseghe a monte e a valle dell'opera;
- le spinte orizzontali da valle verso monte dell'acqua H_{wV} e del terreno H_{tV} già precedentemente calcolate al punto b) del paragrafo 3.6.

Le forze ribaltanti sono:

- le spinte orizzontali da monte verso valle dell'acqua H_{wM} e del terreno H_{tM} già esaminate;
- la sottospinta idraulica S_w di cui si è trattato al punto c) del paragrafo precedente;

¹² La stessa situazione si presenta anche in assenza del rinterro artificiale a monte, una volta che il bacino genreato dallo sbarramento sia stato colmato dagli apporti solidi del corso d'acqua.

- le eventuali altre forze che possono occasionalmente agire sullo sbarramento: spinta del ghiaccio, azione di «getto» di corrente veloce, azioni sismiche, spinte dovute a terreno franato; forze dovute ad eventuale depressione a valle provocata dalla vena stramazzone.

Di tutte le forze menzionate, è necessario valutare l'intensità ed il braccio rispetto al punto F e quindi il momento rispetto ad F. Definito con M_i , il momento delle forze ribaltanti e con M_s quello delle forze stabilizzanti, si definisce coefficiente di sicurezza al ribaltamento η_r , il rapporto:

$$(31) \quad M_s/M_i$$

Per l'equilibrio, è necessario che sia $\eta_r \geq 1$, cioè $M_s \geq M_i$.

Per opere modeste, è sufficiente che sia $\eta_r \geq 1,3$; maggiori cautele devono essere prese per sbarramenti di rilevante importanza.

Tale verifica presuppone che la fondazione sia sufficientemente rigida, quindi che la soletta di base abbia sporgenza non superiore allo spessore.

Recentemente sono stati fatti studi ed esperienze anche su opere di sostegno aventi la soletta di base più allungata: in questi tipi di struttura, essendo trascurabile la rigidità flessionale della soletta, occorre in ogni caso assumere il centro di rotazione F come indicato nella fig. 70 e considerare come elemento stabilizzante al ribaltamento, solo il peso del terreno che insiste sulla porzione di soletta estesa, a monte, per una lunghezza pari allo spessore (compreso tra le rette aa-bb di fig. 70); la restante parte di soletta ed il relativo terreno sovrastante vengono considerati efficaci ai soli fini della verifica a scorrimento (par. 3.6.2).

E' evidente che quanto detto a proposito delle strutture con soletta allungata è valido solo se è certo che il rilevato che incide sulla soletta non sarà mai tolto (per pulizia alveo, per ricavare inerti, etc.).

Per maggiori dettagli sulle opere in gabbioni con soletta allungata si rimanda alla bibliografia [55].

La verifica al ribaltamento va ripetuta anche per sezioni orizzontali dello sbarramento più alte del piano di fondazione, sebbene questa risulti in genere la sezione più pericolosa.

2.3.5.2 Stabilità allo scorrimento orizzontale

Con riferimento ancora allo schema di fig. 69, l'equilibrio dello sbarramento può mancare anche per un suo possibile scorrimento in direzione orizzontale. Ciò avviene quando le forze esterne orizzontali agenti sopra il piano di fondazione non sono compensate dalle forze di attrito e di coesione che agiscono su tale piano.

La valutazione delle forze orizzontali va eseguita ricercando al solito la situazione di esercizio più gravosa ai fini della verifica allo scorrimento orizzontale. Si devono considerare in genere le spinte dell'acqua H_{wM} ed H_{wV} quelle del terreno H_{tM} ed H_{tV} calcolate secondo i criteri già esposti in precedenza, oltre a spinte eccezionali (ghiaccio, ecc.).

La forza stabilizzante è dovuta essenzialmente all'attrito, dovendosi considerare nulla la coesione fra gabbioni e terreno di fondazione. Questa forza è data dal prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente di attrito fra struttura e terreno. Alla risultante delle forze verticali contribuiscono il peso proprio della struttura W_g , il peso dell'acqua sulla gaveta W_{w1} i pesi di acqua W_{w2} e terreno W_t , gravanti sulle riseghe a monte e a valle dell'opera, la sottospinta idraulica S_w , le spinte eccezionali (ad esempio, quelle dovute ad azioni sismiche). Al solito, va ricercata la situazione di esercizio più gravosa, cioè quella che produce il minor carico verticale sul suolo e le maggiori spinte orizzontali.

L'equilibrio allo scorrimento orizzontale è assicurato quando sia:

$$\sum H < \sum H \times \text{tg} \dots \dots \dots \quad (32)$$

dove $\sum H$ é la risultante delle spinte orizzontali, $\sum H$ quella delle spinte verticali e $\dots \dots \dots$ l'angolo di attrito fra gabbionata e terreno di fondazione.

In analogia con la verifica al ribaltamento, anche per lo slittamento può essere definito un coefficiente di sicurezza

$$\dots \dots \dots s = \frac{\sum H \times \text{tg} \dots \dots \dots}{\sum H} \quad (33)$$

per il quale si ammettono valori non inferiori a 1,3 per opere modeste, e valori convenientemente superiori per sbarramenti di notevole importanza.

Per il coefficiente di attrito $\text{tg} \dots\dots\dots$ ¹³ si può assumere un valore prossimo a 0,7 corrispondente ad un angolo di attrito di 35° (valore certamente cautelativo se il materiale di fondazione è formato da roccia o da depositi ghiaiosi e sabbiosi).

Nel caso di struttura con soletta di base allungata, nel computo delle forze orizzontali si tiene anche conto, come già detto, dell'azione di ancoraggio della parte di monte della soletta esterna alla retta bb (fig. 70, punto 3): la verifica di tale ancoraggio viene effettuata considerando efficaci i soli teli di rete orizzontali (coperchi e basi dei gabbioni).

I teli verticali dovranno trasmettere l'incremento di trazione per ancoraggio che si sviluppa tra aa e bb, e trasmetteranno inoltre, in collaborazione con la resistenza per ingranamento del pietrame, la sollecitazione di flessione e taglio nella sezione aa [55].

Nel caso che sotto l'opera si abbiano strati di terreno la cui resistenza reciproca allo scorrimento sia inferiore a quella fra struttura e terreno di appoggio, la verifica allo scorrimento ovviamente dovrà essere estesa anche a questi piani di scorrimento profondi, valutando rispetto ad essi le forze di attrito e di coesione.

Sono invece in genere superflue le verifiche allo scorrimento per le sezioni orizzontali attraverso la gabbionata, poiché, a differenza del piano di fondazione che separa lo sbarramento del terreno su cui esso poggia, esse tagliano la struttura in gabbioni: allo scorrimento della parte superiore della struttura si oppone quindi non soltanto l'attrito fra gli elementi litoidi di riempimento, ma anche la resistenza delle legature effettuate fra ciascun corso di gabbioni e quelli adiacenti e superiori. Con le sezioni trasversali usualmente impiegate, la verifica allo scorrimento dello

¹³ Può essere utile ricordare i risultati di prove eseguite dall'"Istituto Costaricense de Electricidad" [56] durante lo studio della sistemazione del Rio Reventado. In quell'esperimento il gabbione fu posto sopra un letto di argilla satura di acqua, e quindi fu misurata la forza necessaria per muoverlo orizzontalmente: fu così ricavato un coefficiente di attrito pari a 0,75.

sbarramento sulla base di fondazione garantisce anche la stabilità allo scorrimento sulle sezioni soprastanti che tagliano la struttura.

E consigliabile, nelle opere di maggiore importanza, eseguire le verifiche a scorrimento tenendo conto della resistenza a taglio dei teli di rete [55].

2.3.5.4 Stabilità al galleggiamento della platea del bacino di dissipazione

Nel paragrafo 3.5, trattando dei pericoli di sifonamento del terreno di fondazione, si è parlato della utilità del rivestimento dei bacini di dissipazione nei confronti del sifonamento.

Nel caso che, sia per prevenire tale fenomeno, sia per avere la miglior protezione meccanica a valle dello sbarramento, questo sia dotato di bacino di dissipazione in gabbioni o materassi impermeabilizzati con mastice di bitume o poggiati su un filtro rovescio o su un geotessile permeabile, è necessario verificare la stabilità della platea al galleggiamento, poiché le sottospinte idrauliche possono prevalere sul peso proprio della platea e sul carico d'acqua che vi grava.

A tal fine, occorre valutare la distribuzione delle sottopressioni idrauliche sotto la platea, mediante il tracciamento del reticolo idrodinamico di filtrazione o coi metodi più semplici dei quali si è già trattato, (ad esempio, supponendo una variazione lineare del carico piezometrico lungo il perimetro di fondazione, supposto impermeabile, dal valore a monte dello sbarramento a quello a valle della platea).

Se p è la sottopressione così calcolata in un punto della platea, h la profondità dell'acqua sulla platea, s lo spessore della stessa, si definisce coefficiente di sicurezza S_g al galleggiamento della platea il rapporto:

$$S_g = (\gamma_{g1}s + (\gamma_w h))/p; \quad (34)$$

dove con riferimento alla fig. 67 si ha

$$p = \gamma_w \left[\left(z_o - \frac{z_o - z_3}{L_f} * y \right) - z_x \right]$$

Si ritengono di norma accettabili per questo coefficiente valori di $1,1 \div 1,2$.

2.3.5.5 Verifiche di resistenza per la sezione sotto la gaveta

Come per le verifiche di stabilità, anche per quelle di resistenza la sezione più sollecitata è di solito quella situata nella zona centrale della gaveta.

Per questa sezione, si impongono di solito sia la verifica allo schiacciamento del terreno sul piano di fondazione, sia le verifiche di resistenza dei gabbioni sui limiti di monte e di valle delle sezioni orizzontali in cui si presentano le riseghe della struttura.

2.3.5.6 Resistenza del terreno di fondazione

Eseguita l'analisi dei carichi agenti sul piano di fondazione, su una striscia unitaria di struttura e con riferimento alla situazione più gravosa di esercizio, si determina in intensità e linea d'azione la risultante R delle forze agenti (H_{wM} , H_{wV} , H_{tM} , W_{w2} , W_{w1} , W_t , W_g , S_w , di fig. 69, nonché di altre forze eccezionali) ed il centro di pressione X.

Nell'ipotesi, generalmente cautelativa, che il terreno di fondazione sia molto meno rigido della struttura in gabbioni (di fatto, i risultati di recenti indagini sperimentali [54, 55] mostrano valori di rigidezza dei gabbioni confrontabili con quelli dei terreni in natura), e che sia verificata la conservazione delle sezioni piane, se il centro di pressione X è interno al terzo medio MN (fig. 71), la sezione di base risulta interamente compressa, e la tensione massima di compressione σ_B in Kg/cm^2 nel lembo di valle B vale:

$$(35) \quad \sigma_B = 6 \times \frac{N \times \overline{XM}}{100 \times \overline{AB}^2}$$

ove N è la componente verticale della risultante R , in kg, e le lunghezze \overline{XM} ed \overline{AB} sono espresse in cm. Se in particolare, il centro di pressione X coincide con l'estremo del nocciolo N , la tensione massima σ_B vale:

$$(36) \quad \sigma_B = 2 \times \frac{N}{100 \times \overline{AB}}$$

E' preferibile evitare che il centro di pressione X sia esterno al terzo medio MN (fig. 72), poiché in tal caso la sezione, con le ipotesi fatte, risulterebbe in parte scarica e solo nella parte restante graverebbe sul terreno (tale ipotesi appare poco credibile per una struttura in gabbioni, in virtù della sua grande flessibilità).

In tal caso, la tensione σ_B risulterebbe comunque:

$$(37) \quad \sigma_B = 2 \times \frac{N}{3 \times \overline{XB} \times 100}$$

FIGURA 71

FIGURA 72

TABELLA N. 5 - CARICHI DI SICUREZZA DEI TERRENI [57].

Qualità del terreno	Carico di sicurezza K_t (Kg/cm²)
1) Terreni smossi, non compatti, di riporto..:	0 ÷ 1
2) Terreni incoerenti compatti:	
a) sabbia con grani inferiori a 1 mm	2
b) sabbia con grani fra 1 e 3 mm	3
c) sabbia e ghiaia (con almeno 1/3 di ghiaia)	4

3) Terreni coerenti (in base al contenuto in acqua allo stato naturale):

a) fluido; fluido plastico	0
b) molle-plastico	0,4
c) solido-plastico	0,8
d) semisolido	1,5
e) solido	3,0

4) Rocce in buone condizioni fisiche (se fessurate o disgregabili i carichi indicati vanno ridotti a meno della metà):

a) arenarie, calcari, rocce vulcaniche, ecc.

10 ÷ 15

La verifica allo schiacciamento del terreno risulta soddisfatta se $\sigma_B < K_t$, ove K_t è il carico di sicurezza del terreno. (Si veda la tabella n. 5).

Per sbarramenti di rilevante importanza, è opportuno approfondire la verifica di resistenza del terreno di fondazione considerando non soltanto la comprimibilità del suolo, ma verificando anche la sua resistenza al taglio. Infatti, allorché lo sbarramento (considerato come sempre rigido) carica eccessivamente la sua fondazione, il terreno tende a slittare insieme alla soprastante struttura lungo le superfici di rottura aventi la forma approssimativamente indicata in fig. 73.

FIGURA 73

Il carico limite che il suolo può sopportare sopra la base di fondazione AB senza provocare una simile rottura è definito «portanza» Q del terreno, la quale dipende dalla resistenza al taglio del materiale τ_f :

$$(38) \quad \tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \alpha$$

Si ha slittamento laterale del terreno in conseguenza della formazione di una superficie di rottura, in ogni punto della quale viene raggiunta la resistenza al taglio τ espressa dalla (38) (teoria di Coulomb).

Ad ogni possibile superficie di slittamento BE è associato un valore della resistenza al taglio del terreno:

$$Q = \int_B^E \tau_f ds = \int_B^E (c + \sigma \operatorname{tg} \alpha) ds \quad (39)$$

Esiste una superficie di rottura per la quale è minimo il valore di Q : tale valore rappresenta un valore approssimato della portanza del terreno.

Si definisce coefficiente di sicurezza S_r alla rottura statica del suolo il valore:

$$(40) \quad S_r = Q_v / N$$

ove Q_v è la componente verticale della portanza N è la componente verticale della risultante R dei carichi. Si consiglia per S_r un valore minimo di 2.

Per maggiori ragguagli sulla ricerca della superficie critica di rottura del suolo e della portanza ad essa associata si rimanda all'esame di testi specializzati [58, 59, 60].

2.3.5.7 Resistenza della struttura in gabbioni

Per gli sbarramenti in gabbioni di modesta altezza, se sono assicurate con conveniente margine di sicurezza le condizioni di stabilità dell'opera, ed i carichi trasmessi al terreno di fondazione, avente di solito caratteristiche di resistenza meccanica molto peggiori di quelle della struttura, sono compatibili con la sua portanza, è garantita con ampio margine anche la resistenza della struttura, tanto che questa verifica risulta solitamente superflua.

Essa può essere comunque condotta con criteri analoghi a quelli già esposti a proposito della verifica di resistenza del terreno di fondazione: tracciata una generica sezione orizzontale A-B che tagli la striscia orizzontale di lunghezza unitaria presa sotto la gaveta, si considera la componente verticale N della risultante R delle forze agenti sopra tale sezione orizzontale ed il centro di pressione X. Le (35), (36) e (37) forniscono la tensione massima di compressione sui gabbioni, nei casi che il centro di pressione X cada entro il terzo medio, nel suo estremo N o fuori dal terzo medio, e nella ipotesi, in genere cautelativa, che la struttura in gabbioni non resista a sforzi di trazione.

La tensione massima deve ovviamente essere confrontata con il carico di sicurezza assunto per la gabbionata. Quest'ultimo è difficilmente definibile, a meno di fare ricorso a prove sperimentali. Esso infatti dipende da una serie di 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, ecc.

Le già citate [54, 55] prove sperimentali recentemente eseguite presso l'Università di Bologna, effettuate su campioni in vera grandezza confezionati secondo gli usi correnti con ciottoli di fiume, hanno confermato la grande deformabilità della struttura e le sue elevate risorse di resistenza. In particolare, le prove a schiacciamento con contrazione laterale impedita su due facce opposte, atte a rappresentare uno stato pieno di deformazione, mostrano che la struttura è in grado di raggiungere schiacciamenti relativi $\Delta h/h$ (ove h è l'altezza iniziale del provino) dell'ordine del 20% con valori di carico P applicato per unità di superficie A della sezione iniziale di circa 10 kg/cm^2 , e conservando un modulo d $(\Delta P/A)/d(\Delta h/h)$ prossimo a 50 kg/cm^2 ; l'assestamento della struttura avviene senza rottura di fili della maglia metallica, che si osserva solo per valori del carico unitario superiori a $30\div 40 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.5.7 Verifiche di stabilità e resistenza delle sezioni in corrispondenza delle ali

Come si è accennato al paragrafo 3.6, le peggiori condizioni riguardo alla stabilità e resistenza dello sbarramento si riscontrano di solito in corrispondenza della parte centrale della struttura, cioè sotto la gaveta, poiché in tale zona è massima l'altezza dello sbarramento sull'alveo, mentre l'innalzamento del coronamento della struttura dal centro verso le ali è compensato e superato dall'innalzamento dell'alveo dall'asse verso le sponde del corso d'acqua.

Inoltre, quando non vi siano rischi che le ali possano essere tracimate dalle acque di piena, la loro sezione può essere sgradonata verso valle (a differenza della parte centrale dello sbarramento, sottostante la gaveta, che è preferibilmente a parete di valle verticale) con notevoli vantaggi per l'assetto statico dell'opera.

E comunque opportuno verificare se si presentino effettivamente, nei diversi casi, tali condizioni, e, in caso contrario, eseguire anche per le strisce verticali di lunghezza unitaria prese sotto le ali dello sbarramento le stesse verifiche di stabilità e di resistenza già esaminate in dettaglio per la striscia centrale.

Si ritiene superfluo ripetere ora le considerazioni già svolte, e si preferisce rimandare direttamente il lettore ai precedenti paragrafi 3.6 e 3.7.

Il tipo di sbarramento descritto nel seguito trova in genere applicazione nella realizzazione di piccoli invasi artificiali, con ritenute da 5 a 15 m circa, o di opere di derivazione o stabilizzazione di alvei fluviali (fig. 74).

Esso viene impiegato anche per sbarramenti di altezza inferiore a 5 m quando, per le cattive qualità del terreno di imposta, sia richiesta una larga base di fondazione ed una distribuzione di tensioni sul suolo pressoché uniforme. In questi casi, ovviamente, uno sbarramento con pareti di valle e di monte inclinate offre maggiori garanzie sotto l'aspetto statico e idraulico di uno sbarramento con parete di valle verticale¹⁴.

Gli sbarramenti in esame sono in genere rivestiti e impermeabilizzati lungo la soglia sfiorante e l'intero bacino di dissipazione, al fine sia di evitare moti filtranti attraverso i gabbioni, sia di fornire un'adeguata protezione meccanica alla rete metallica contro l'azione abrasiva del materiale solido trasportato dall'acqua, e contro l'azione dinamica dell'acqua stessa al piede dello scivolo.

Anche le ali, non interessate dal passaggio della corrente, vengono impermeabilizzate o, quando ciò sia possibile, vengono protette dal sifonamento con membrane o filtri sintetici.

Oltre al rivestimento in calcestruzzo (fig. 75), che può risultare di delicata e difficile esecuzione su questo tipo di briglie, e che va comunque messo in opera

¹⁴ Per altezze di ritenuta superiori ai 15 m, l'impiego di sbarramenti realizzati completamente in gabbioni, sebbene offra ancora le più ampie garanzie sotto l'aspetto tecnico anche nel caso di terreni di fondazione con modeste riserve di resistenza, non risulta in genere conveniente sul piano economico rispetto agli sbarramenti in materiale sciolto di tipo tradizionale. Per questi ultimi si va peraltro diffondendo l'uso dei gabbioni e dei materassi, completamente penetrati di mastice di bitume, sia per il rivestimento e l'impermeabilizzazione del paramento di monte in sostituzione del nucleo centrale, sia per la realizzazione dello scaricatore di superficie [61, 62].

soltanto dopo che la struttura in gabbioni si sia definitivamente assestata, è preferibilmente impiegato il rivestimento dei gabbioni o materassi Reno con mastice di bitume idraulico (fig. 76).

FIGURA 74

Le caratteristiche di eccezionale resistenza e flessibilità del mastice si uniscono ottimamente alle analoghe caratteristiche dei gabbioni e materassi Reno e la struttura che ne deriva riassume in sé, nel migliore dei modi, i requisiti che si richiedono di solito nelle opere di difesa fluviale.

Esempi di briglie e traverse rivestite con mastice di bitume sono illustrati al Cap. VI.

I criteri di progettazione degli sbarramenti in gabbioni e materassi Reno con scivolo a valle non si discostano sensibilmente da quelli già trattati a proposito degli sbarramenti con parete di valle verticale, e si ritiene pertanto superfluo richiamarli di nuovo per esteso nel seguito.

Nei paragrafi successivi si ricorderanno invece succintamente i passi principali del dimensionamento di tali opere, lasciando maggior spazio soltanto ai punti per i quali si presentano più rilevanti differenze.

FIGURA 75

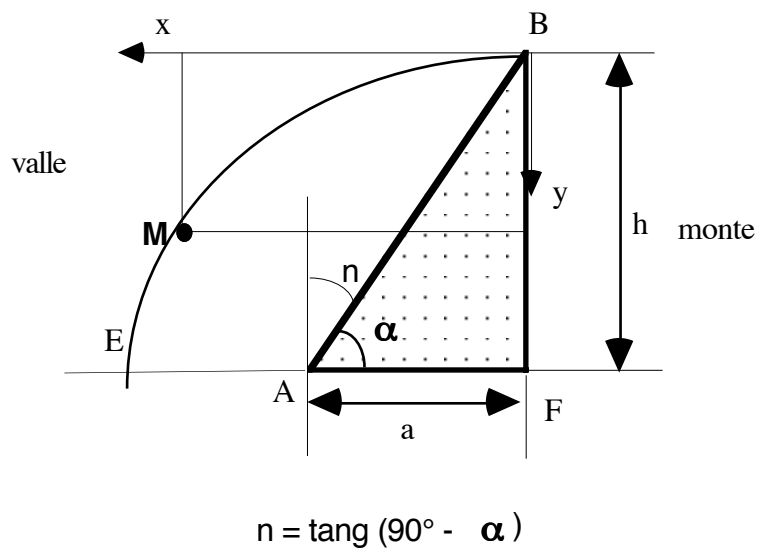
2.4.1 Dimensionamento della soglia sfiorante e del bacino di dissipazione

Dal punto di vista idraulico uno sbarramento in gabbioni con scivolo a valle differisce da quelli descritti nelle figg. 31 e 32 soltanto per il fatto che la vena trascinante, anziché defluire libera dalla gaveta al bacino di dissipazione, viene invece accompagnata e si adagia sul paramento di valle. L'inclinazione normalmente data al paramento bitumato di valle (1:2, 2:3 al più, per consentire una omogenea distribuzione del mastice di bitume sulla superficie inclinata) è solitamente sufficiente a consentire che la vena si adagi sul paramento, anche nel caso di forti portate specifiche (per unità di sviluppo della gaveta).

Per il dimensionamento della gaveta e del bacino di dissipazione, da realizzarsi in depressione o in rilevato, si rimanda ai paragrafi 3.3.1 e 3.3.2 ed in particolare alle formule (3), (6), (8), (10), (21).

La lunghezza del bacino di dissipazione si assume cautelativamente pari a 6,9 $(z_2 - z_1)$ si fa riferimento alla fig. 77.

Per quanto concerne il problema del sifonamento del terreno di fondazione, le verifiche da eseguirsi e gli accorgimenti da utilizzare per evitarlo, si rimanda direttamente al paragrafo 3.5.



2.4.2 Verifiche di stabilità e di resistenza

Rispetto agli sbarramenti con parete di valle verticale che vengono considerati come sbarramenti murari, quelli con scivolo a valle possono essere assimilati agli sbarramenti in muratura a secco.

Il calcolo riesce così alquanto semplificato, poiché non ha più senso parlare di verifiche di ribaltamento, mentre le verifiche di resistenza della struttura in gabbioni sono superflue una volta che sia soddisfatta la verifica allo schiacciamento del terreno di fondazione. Per opere di notevole altezza e con terreni di fondazione

cattivi, è bene che la distribuzione delle tensioni sul suolo sia pressoché uniforme in ogni condizione di esercizio dello sbarramento.

Ricapitolando, le verifiche di stabilità e resistenza dello sbarramento, in corrispondenza della gaveta e delle ali, si limitano alla verifica allo scorrimento orizzontale (si veda il par. 3.6.2) ed alla verifica di resistenza del terreno di fondazione (par. 3.7.1), da eseguirsi al solito nelle condizioni più gravose di esercizio; le analisi dei carichi vanno condotte seguendo i criteri ricordati al par. 3.6. Rimane infine da effettuare la verifica al galleggiamento della platea del bacino di dissipazione (par. 3.6.3).

2.5 MANUTENZIONE E MODALITÀ COSTRUTTIVE

Si vuole porre in evidenza il fatto che, in opere di questo tipo, anche se costruite interamente in cls, c'è necessità di frequente manutenzione, a causa dei possibili assestamenti del terreno e dell'abrasione dello strato superficiale causata dal trasporto solido.

Anche le opere con scivolo a valle costruito in gabbioni ricoperti di mastice di bitume richiedono periodiche manutenzioni che, tuttavia, sono sempre meno frequenti ed onerose di quelle necessarie in opere costruite con materiali rigidi.

Per quanto riguarda le raccomandazioni sulle modalità costruttive, si suggerisce di evitare l'accoppiamento dei rivestimenti in cls e bitume nella stessa struttura, onde evitare interruzioni nella continuità del rivestimento che potrebbero favorire l'abrasione da parte della corrente.

Ad esempio, è da evitare di rivestire lo scivolo in mastice di bitume ed il bacino di dissipazione in lastroni di calcestruzzo.

3 I PENNELLI

Anticamente i pennelli si facevano con la cresta completamente emergente dalle piene; ma si formava un vortice ad asse verticale sulla punta del pennello, che spesso ne provocava la rovina.

Oggi i pennelli si fanno con la cresta inclinata, ossia con la punta, poco emergente sul livello di massima magra, e con la radice di poco al di sopra della massima piena.

fig.

In tal modo si hanno vertici ad asse inclinato e meno violenti.

L'angolo planimetrico, secondo cui si dirige a monte l'asse del pennello, con l'asse del corso d'acqua, è di $70\div 80^\circ$; la cresta si fa inclinata del $5\div 10^\circ$ di base per 1 di altezza; infine il pennello emerge sul livello della massima piena di $50\div 60$ cm.

4 GLI ARGINI

Dicesi petto dell'argine, la scarpata volta verso l'acqua, unghia interna, l'intersezione della scarpata interna del terreno; ciglio interno l'incontro della scarpata interna con la cresta dell'argine; spalla la scarpata esterna; analogamente unghia esterna, ciglio esterno.

fig.

Facendo arginature con il materiale delle vicinanze, è probabile che esse non sempre riescano impermeabili, perchè con le piene le terre si inumidiscono e le scarpate tendono a scoscendere.

Le argille non sono il migliore materiale per le arginature, perchè sono pregevoli per la (vedi fine pag. 89) d'altra parte smaltiscono difficilmente le acque una volta assorbite, e allora il terreno scoscende, non mantenendo più l'inclinazione assegnata.

Inoltre, le argille asciugandosi durante la stagione estiva, vanno soggette a fenditure pericolosissime.

Conviene usare materia impermeabile, che non si contragga l'estate e che mantenga la propria forma.

L'ideale sarebbe un miscuglio di arena e di argilla; quest'ultima in quantità tale da riempire i vani che lascia l'arena, i quali sono dal 30 al 40% del volume (distinguiamo a tale proposito le arene argillose dalle argille arenose, a seconda del materiale prevalente).

Con materia così proporzionata, potremo teoricamente costruire scarpata a 45° ciò che è strettamente indispensabile, ma per tener conto dell'imbibizione delle terre durante le piene, è bene per sicurezza dare 1,5 di base per 1 di altezza, ed anche 2 per 1.

Le scarpate verso terra potrebbero mantenersi a 45° , non venendo a contatto con l'acqua corrente.

Le acque tendono sempre a penetrare nell'argine, e durante piene che durano parecchi giorni, si portano più internamente, inzuppando la massa terrosa, secondo una linea, che dicesi linea di saturazione: essa è una curva, ma noi per semplicità, la riterremo una retta, con inclinazione di 3 di base per 1 di altezza, per argini compatti, a 5 di base per 1 di altezza per quelli più porosi.

Se questa linea uscisse dalla spalla, l'acqua affluirebbe all'esterno e l'argine potrebbe franare: bisogna quindi fare in modo che la linea di saturazione resti internamente all'argine.

A questo si provvede, formando la spalla a scaglioni, i quali prendono il nome di banca, sottobanca, piè di banca, piazza bassa.

fig.

4.1 GEOMETRIA DELLE ARGINATURE

Sostituite il ciglio, tiriamo la scarpata da 1,5 di base per 1 di altezza, a 2 di base per 1 di altezza, secondo che le terre sono più o meno compatte; la cresta, teoricamente, potrebbe avere ampiezza nulla; in pratica la si fa perlomeno di 1 m, anzi in generale si utilizza pur il transito, costruendovi una strada larga da 4 a 5 m (sui grandi argini del Po è larga 8÷10 m).

fig.

In alcuni tratti, la cresta si amplia di altri 2 o 3 m, per avere sottomano materiale disponibile per eventuali rinforzi, nel caso di tracimazione dell'argine; generalmente in questi casi, si ricorre ad un tipo di difesa che prende il nome di soprassoglio, fatto con sacchi riempiti di pietra e di sabbia.

4.2

REALIZZAZIONE DELLE ARGINATURE

Tracciamo con picchetti il ciglio interno; il materiale si prende nella golena, ossia nella parte anteriore dell'argine, a ~ 50 m da esso, creando le cosiddette casse di prestito, le quali debbono farsi a scacchiera (v. fig. seguente), in modo da impedire che il fiume si incanali lungo esse.

Il materiale è disposto a strati di 15÷30 cm di spessore, inclinato del 10 di base per 1 di altezza, come nella figura precedente costipato per il passaggio degli operai, delle carriole al servizio ed anche dell'uso delle mezzerranghe.

fig.

Gli strati assumono una forma incurvata e debbono essere messi in opera un poco umidi per agevolare il costipamento.

Conviene infine dare all'argine un aumento di 1/6÷1/8 dell'altezza calcolata, per tener conto degli abbassamenti di assestamento.

E' necessario preparare il terreno in cui posa, ripulendolo molto bene: si adopereranno poi le zolle divelte per rivestire l'argine ad opera compiuta.

4.3

ESEMPI DI ARGINATURE IMPORTANTI

Descriveremo con qualche dettaglio, le grandi arginature italiane del Po e del Reno.

Gli argini del Po hanno una cresta alta 1 m, sopra il livello di massima piena, e larga da 5 a 10 m. (però l'esperienza ha dimostrato che poco, per quanto siano costruiti col miglior materiale; infatti si è dovuto rivestire la scarpata con una mantellatura di scogliera), la spalla ha 2 di base per 1 di altezza, la banca è larga 4 m, alta 3.

fig.

Sul Reno, ove si hanno argini di 14÷15 m di altezza sul piano delle campagne, la pendenza delle scarpate è di 1,5:1; in alcuni punti si è aggiunto l'antipetto (rinforzo) largo 2 m; la cresta ha 5 m di larghezza e le banche, come per il Po sono alte 3 m.

fig.

Per i fiumi tedeschi si ha un franco di 3 m., il petto di pendenza 3:1, la scarpata verso terra di 1,5:1, la cresta larga 5 m.

fig.

Come si vede, queste arginature hanno dimensioni maggiori delle nostre e ciò è dovuto alla qualità del materiale (meno argillose di quelle usate da noi); ed anche ai forti venti di quelle regioni, i quali producono onde notevoli che corrodono l'argine e possono tracimarlo.

Par. 39 – Danni a cui sono soggette le arginature e modo di ripararli

1) Corrosione del petto dell'argine

Il punto che più generalmente subisce la corrosione è là, dove in planimetria si ha una curva, ed in modo speciale nella parte concava (botta).

fig.

I danni si riparano, costruendo un antipetto mediante burghe, disposte lungo le linee di massimo pendio, oppure, nel caso di bisogno estremo, gettando tronchi d'albero, con la chioma rivolta verso il fondo, e il tronco verso la sommità.

2) Tracimazione dell'argine

E' questo un inconveniente che consiste in una diminuzione del franco per cedimento od altre cause; nelle piene si potrà avere passaggio dell'acqua e quindi corrosione dell'opera, e talvolta larghi squarci di essa.

Si rimedia costruendo rapidamente un soprassoglio con sacchi pieni di terra e provvedendo in seguito alla sistemazione completa.

Es: il Guà (Veneto) ha il fondo 4 m più alto del piano di campagna; l'argine ha scarpata 2:1, cresta larga 5v m; per una rotta, in seguito ad una piena, si dovette rialzare l'argine di m 1,50, aggiungendo banca, sottobanca, piè di banca.

3) Rammollimento dell'argine

Esso è dovuto ad imbibizione durante piene, persistenti molti giorni, e che si succedono frequentemente; per esso, l'argine si gonfia e "fa pancia" come si dice.

Si rimedia, costruendo una sottobanca e possibilmente anche un piè di banca.

4) Trapelamento

L'ultimo e più grave pericolo, si manifesta quando in qualche parte della spalla affluisce acqua, chiara e torbida.

Nel 1° caso, può il trapelamento essere causato da spaccature dell'argine, per opera delle argille, contratte durante l'estate e si rimedia facendo scendere sul fondo, lungo il petto fascioni di strama, ostruendo così i fori esistenti.

Nel 2° caso, si ha certo indizio della formazione di un cosiddetto fontanazzo (vulcano d'acqua), incanalato lungo gallerie create da radici d'alberi marcite, e da animali (talpe, topi d'acqua ecc....).

Anche qui si ricorre come primo rimedio, a quello già accennato, costruendo rapidamente un contro argine (lavoro di coronella).

Con esso si raccolgono le acque che con la loro pressione ostacolano l'uscita di quelle del fiume.

fig.

Questi lavori di riparazione, richiedono la presenza di vigili, oppure un servizio speciale, pronto non appena si dubiti di un pericolo imminente.

Possiamo affermare con soddisfazione che tale servizio lungo le arginature dei fiumi italiani (Po, Adige, ecc..) è organizzato egregiamente.

Ogni 10 Km circa, si hanno magazzini idraulici con tutti gli accessori necessari : zappe, picconi, torce a vento, sacchi, alternati con posti di guardia, in cui risiedono custoditi per l'ispezione continua dell'arginatura.

In vari punti a monte, sono installati idrometri, per lanciare i primi segnali, quando occorra intensificare la vigilanza.

Al primo dubbio, si chiamano operai già arruolati, e se la cava si presenta grave, si ricorre alla truppa.

Ma purtroppo, ciò malgrado, avvengono talvolta fatti dolorosi (dovuti agli abitanti, che rompono gli argini a velle, per salvare la loro proprietà), o disgrazie, sia per imprudenza, sia per i pericoli a cui sono esposti gli uomini addetti ai lavori.

Se l'argine si rompe, il pelo dell'acqua in corrispondenza di esso, si deprime, e parte dell'acqua a valle torna indietro, tendendo al livello più basso, formando così una zona quasi calma, dove il materiale sospeso si deposita (renaio); all'uscita poi della squarciatura dell'argine, passando le acque con violenza, si creano gorghi profondi.

Durante la piena, l'opera nostra è poco efficace. Se il fiume non è pensile in magra, ci limiteremo soltanto a rinforzare i corni della rotta, ossia le estremità dello squarcio, con getti di burghie, gabbioni, alberi con chioma in basso ecc...., in seguito si fa la presa della rotta con la massima rapidità.

Par. 40 - Presa della rotta

Dapprima si scava sul renaio una cosidetta savanella per facilitare lo scorrimento dell'acqua nel letto del fiume poi si riempie il gorgo, procedendo dal perimetro ed utilizzando il materiale dallo stesso renaio, o, non bastando questo, ricorrendo a quello delle campagne circostanti; infine si ricostruisce l'argine, più alto del precedente, per compensare il costipamento.

fig.

Se il fiume è pensile anche in magra, avvenuta la rottura, si costruisce prima il paradore per avviare l'acqua lungo il suo letto.

Esso consiste in una serie di pali, piantati a monte della rotta ed alquanto obliquamente ad essa, in modo da opporre resistenza al libero passaggio dell'acqua.

Si fa anche una savanella, ed infine attraverso la rotta stessa, si pone file di pali, attraversati da latri più piccoli, distanti tra loro di m 0,30, lunghi tanto da sporgere 1 m sull'acqua ed infissi nel terreno, di tanto, quanto è l'altezza tra il fondo e l'estremo superiore del palo.

Si legano le due file di pali con filagne (cassa delle volpare) in modo da formare un castello con tavole, sulle quali gli operai camminano per riempire il gorgo nel miglior modo.

Contemporaneamente, si preparano le volpare, cioè fagotti di zolle erbose legati da vimini.

Si procede allora al riempimento delle casse delle volpare.

Dapprima il lavoro è facile, ma restringendosi la sezione, aumenta la velocità dell'acqua, in modo da trascinar via il materiale gettato nella cassa delle volpare; si ricorre a questo punto ad un colpo di mano, ossia "si dà la stretta"; il getto del materiale che deve chiuderee, deve essere tanto rapido, da riuscire a deporre su fondo, maggiore quantità di volpare di quelle che sono portate via.

Il Filopanti ha inventato un sistema per agevolare tale lavoro.

Consta di una grande tela, appuntata al castello delle volpare e appoggiata su rete di corda; essa impedisce il passaggio dell'acqua e rende più facile il riempimento.

Se il fiume in magra, fosse più alto del piano delle campagne, di m 3, il castello delle volpare non resisterebbe; si rinforza allora, costruendogli dietro, il cosiddetto castello della rotta, costituito da una serie di pali che servono a puntellare la cassa e a non farla respingere;

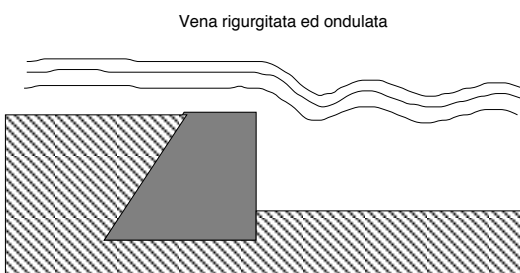
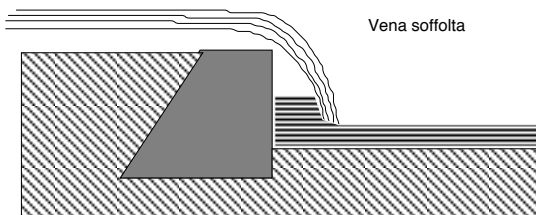
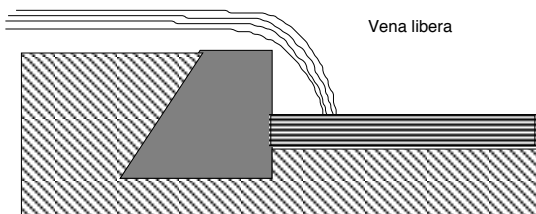
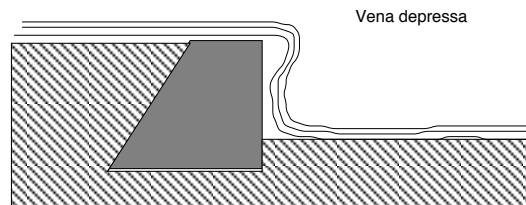
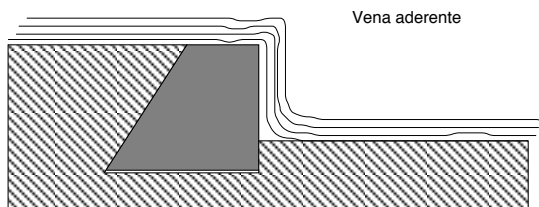
Così preparato il lavoro, si procede alla stretta della rotta; indi si rinforza l'argine così formato, con antipetto e contro argine ben solido.

APPENDICE I

Richiami sugli stramazzi a parete grossa

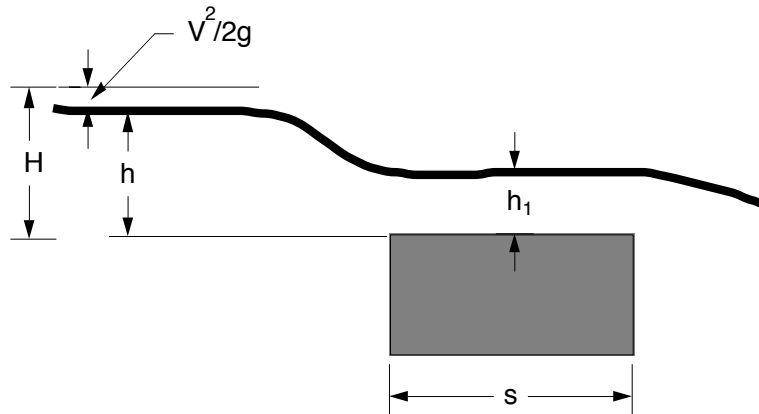
Generalità

A seconda che si verificano le configurazioni qui rappresentate avremo relativamente agli stramazzi le seguenti dizioni:



Questioni idrauliche

In corrispondenza di uno stramazzo a sezione grossa il profilo della vena liquida é quello rappresentato nella figura che segue.



Applicando il teorema di Bernoulli tra le sezione A e B e trascurando l' altezze cinetica iniziale (cioé nella sezione A) avremo:

$$V = \sqrt{2g(h-h_1)} \quad (\text{I-1})$$

La portata corrispondente, per un metro di larghezza, sarà:

$$q = V h_1 = h_1 \sqrt{2g(h-h_1)} \quad (\text{I-2})$$

quindi applicando il principio della portata massima, avremo:

$$\frac{dq}{dh_1} = \sqrt{2g} \left(\sqrt{h-h_1} + h_1 \frac{d\sqrt{h-h_1}}{dh} \right) = 0 \quad (\text{I-3})$$

che porta alla

$$\sqrt{h-h_1} - \frac{h_1}{2\sqrt{h-h_1}} = 0 \quad (\text{I-4})$$

moltiplicando ambo i termini del primo membro per $2\sqrt{h-h_1}$ avremo:

$$2(h-h_1) - h_1 = 0 \quad (\text{I-5})$$

ergo

$$h_1 = \frac{2}{3} h \quad (I-6)$$

che sostituita nella (I-2) avremo:

$$q = \frac{2}{3} h \sqrt[3]{2 g \frac{1}{3} h} \quad (I-2')$$

da cui

$$q = \frac{2}{3\sqrt[3]{3}} h \sqrt[3]{2 g h} = 0,385 h \sqrt[3]{2 g h} \quad (I-2'')$$

In termini più generali la precedente si scrive

$$q = \frac{2}{3\sqrt[3]{3}} h \sqrt[3]{2 g h} = \mu h \sqrt[3]{2 g h} \quad (I-7)$$

e μ assume il nome di coefficiente d' efflusso

Il coefficiente μ può in generale variare tra 0,385 (Belanger sino a 0,6), in particolare il valore di $\mu = 0,4342$ risponde allo stramazzo in parete sottile (Bazin).

Di fatto valori più elevati del valore di μ consentono di tener conto della velocità di arrivo dell' acqua senza che per questo si cambi la formula da applicare.

Infatti nel caso, che verosimilmente sempre si verifica nei corsi d'acqua in rispondenza di piene, la portata dello stramazzo dovrebbe essere data non dalla (I-2) ma dalla:

$$Q_{\max} = \mu AV = \mu L h_1 * (\sqrt[3]{2 g h_1 + V_0}) \quad (I-8)$$

o, che é lo stesso dalla:

$$Q_{\max} = \mu AV = \mu L h_1 \sqrt[3]{2 g h_1 + V_0^2} \quad (I-9)$$

che può ancora essere approssimata con la

$$Q_{\max} = \mu L h_1 \sqrt[3]{2 g h_1} \quad (I-9')$$

purché sia opportunamente valutato il valore di μ

Altro modo per tener conto della velocità iniziale é in ricondursi alle esperienze di Blackwell (U.S. Department Waterways Board) , Bazin (U.S. Geological Survey) secondo i quali si ha che:

$$Q = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (I-10)$$

Dove ovviamente:

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} \quad (I-11)$$

mentre:

$$h_c = \frac{2}{3} H \quad (I-12)$$

In genere la grandezza misurabile o determinabile con maggiore facilità è h, questa nel caso specifico va misurata almeno ad una distanza dallo spigolo a monte della soglia pari a 2.5 h

La tabella che segue da il valore di μ della (I-10)

valore di H	larghezza s della soglia										
	0,15	0,23	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,20	1,50	3,00	4,50
0,06	0,349	0,343	0,335	0,327	0,317	0,309	0,034	0,297	0,292	0,310	0,334
0,12	0,364	0,349	0,339	0,329	0,325	0,324	0,322	0,317	0,312	0,319	0,337
0,30	0,414	0,391	0,371	0,343	0,332	0,329	0,330	0,333	0,334	0,334	0,328
0,60	0,414	0,413	0,411	0,378	0,355	0,344	0,339	0,334	0,330	0,329	0,328
1,20	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,383	0,348	0,337	0,329	0,328
1,50	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,384	0,348	0,329	0,329