

SISTEMAZIONE IDRAULICA DI UN CORSO D'ACQUA TORRENTIZIO

Generalità sulla sistemazione dei bacini montani

La sistemazione dell'asta di un torrente è generalmente ottenuta diminuendone la pendenza con opere trasversali come briglie e soglie per fissare l'alveo. In particolare, le prime sono sporgenti mentre le seconde risultano fissate nell'alveo stesso. L'obiettivo degli interventi è quello di ridurre l'attitudine al **trasporto solido** di fondo e di proteggere, quando sia adottata la soluzione a briglie, le sponde.

Dovendo programmare e progettare opere di sistemazione idraulico forestale è indispensabile conoscere con accuratezza sia lo stato dei versanti che quello dei corsi d'acqua: è dunque sempre necessario effettuare una serie completa di indagini sul territorio mediante una campagna di rilevamenti ed ispezioni, appoggiata ad una cartografia sufficientemente precisa e, possibilmente, a foto aeree. Il rilevamento deve portare all'individuazione dei dissesti in atto, delle frane potenziali e dei fenomeni di erosione in atto sui versanti e nel reticolo idrografico. E' inoltre importante rilevare e stimare la quantità ed il tipo di trasporto solido nei corsi d'acqua: un'ispezione accurata permetterà poi di individuarle le zone in cui il letto viene scavato, le erosioni spondali e localizzate, gli eventuali tratti in cui la corrente tende a depositare ed il torrente a diventare pensile.

La presenza durante le piene di una grande quantità di materiale solido trasportato è indice dell'esistenza, a monte, di dissesti sui versanti o di tratti del torrente in fase di scavo. Infatti il materiale non può che provenire dal rilascio di sedimento dei versanti o da erosione del letto dei corsi d'acqua. Un altro indice dell'esistenza di queste situazioni di dissesto è la presenza, nel conoide finale di deiezione del torrente, di depositi recenti o la nascita di nuovi conoidi, in corrispondenza delle immissioni dei corsi d'acqua secondari, ogni qualvolta si abbia una piena abbastanza sostenuta.

Gli interventi che devono essere effettuati sui versanti sono sempre interventi distribuiti che interessano zone più o meno ampie: sistemazione di frane, regimazione delle acque superficiali, rimboschimento. Sono tutti interventi mirati ad impedire o a limitare i dissesti, eliminandone la causa oppure a riportare i pendii in una condizione di stabilità. Essi richiedono un tempo abbastanza lungo di realizzazione e quindi fanno sentire il loro effetto con un certo ritardo. Questo vale soprattutto per il rimboschimento e la forestazione, quando è necessario ricostituire la copertura vegetale.

Lungo i torrenti si realizzano interventi localizzati volti a risolvere di volta in volta i particolari problemi che si presentano. Si tratta di opere (di dimensioni a volte anche notevoli) che richiedono progettazioni più complesse.

Gli interventi sui versanti e sui torrenti sono sempre collegati: i dissesti in atto sui versanti hanno un effetto sul comportamento dei corsi d'acqua attraverso il controllo che essi esercitano sui fenomeni erosivi distribuiti, che contribuiscono al trasporto solido in alveo. I fenomeni erosivi in alveo, d'altra parte, possono compromettere la stabilità dei pendii innescando frane superficiali al piede dei versanti. Una buona programmazione dovrà dunque prevedere livelli di priorità e modalità di esecuzione ben precise.

Classificazione dei torrenti

Torrenti di trasporto

La presenza di elevato trasporto solido in un torrente, senza che vi siano segni visibile di erosione nel letto, è indice dell'esistenza di un forte dissesto nei versanti a monte con conseguente degradazione superficiale.

Caratteristica dei torrenti in fase di trasporto è la tendenza ad interrarsi, alzando la quota del fondo. Questo fatto diventa dannoso solo in corrispondenza di manufatti (come i ponti) o nell'attraversamento dei centri abitati, e si fa sentire particolarmente nel conoide di deiezione ed alla confluenza con il corso d'acqua principale. L'immissione di una grande quantità di materiale solido nel fiume recipiente, la cui capacità di trasporto (per unità di portata liquida) è di solito inferiore (data la minore pendenza) di quella del torrente, fa sì che il materiale tenda a depositarsi, producendo una riduzione della sezione e fenomeni di rigurgito a monte, in particolar modo in corrispondenza delle piene.

Gli interventi da effettuare in questi torrenti consistono in opere localizzate, la cui funzione è quella di ridurre il trasporto solido verso valle, trattenendo il materiale trasportato dalla corrente. Le opere consistono in *briglie di trattenuta* lungo il torrente e in piazze di deposito, per lo più localizzate nel tratto terminale prima della confluenza.

Queste opere in genere hanno una funzione limitata nel tempo: quella di eliminare temporaneamente gli inconvenienti dovuti al trasporto solido finché non si è intervenuti a monte eliminando o riducendo la produzione e il rilascio di materiale con interventi di sistemazione sui versanti in cui è in atto il degrado o lungo il corso d'acqua nei tratti in erosione. La loro realizzazione crea infatti un volume, disponibile per la trattenuta del

materiale solido, che viene gradualmente riempito fino all'esaurimento. Se esiste la possibilità e la convenienza è possibile provvedere periodicamente all'asportazione del materiale, che può essere utilizzato come inerte per costruzione: questo provvedimento prolunga la durata dell'opera.

.

Torrenti di scavo

Nei torrenti in fase erosiva l'erosione può manifestarsi sia sul fondo che sulle sponde. Nel primo caso si verifica un approfondimento del letto che, protraendosi nel tempo, può provocare il franamento al piede dei versanti che si appoggiano sulle sponde del torrente ed innescarne il dissesto. In questa situazione le pendici sono instabili e per stabilizzarle è necessario consolidare il letto del fiume.

Il consolidamento può essere realizzato in due modi: o riducendo l'azione erosiva della corrente o rendendo resistente il letto del torrente. Nel primo caso gli interventi classici portano alla diminuzione della pendenza del fondo mediante la cosiddetta sistemazione a gradinata, ottenuta con *briglie di consolidamento*. Nel secondo caso la corazzatura dell'alveo viene realizzata mediante la cosiddetta sistemazione a cunetta, che consiste nel rivestire l'alveo totalmente o solo in parte con materiale che resista all'azione erosiva della corrente, modificando anche, talvolta, la forma della sezione.

Se l'erosione è a prevalente componente orizzontale e si manifesta solo sulle sponde (di solito in punti o zone dove l'azione della corrente è particolarmente intensa) è necessario intervenire con opere di protezione spondale.

Sistemazione a cunetta (rivestimento dell'alveo)

L'erosione e il conseguente approfondimento dell'alveo di un torrente possono essere evitati rendendo inderodibile, mediante rivestimenti, il letto del torrente stesso. Questo sistema è consigliabile quando non si voglia alzare con briglie il fondo del torrente, come, ad esempio, nell'attraversamento dei paesi. Il sistema a cunetta è anche adottato nei torrenti di trasporto (o nei tratti, anche brevi, ove il torrente assume questa caratteristica) per facilitare il movimento del materiale, che si muove più facilmente sul fondo liscio, e

in sezioni raccolte, evitando così pericolosi accumuli. Ciò si rende necessario, ad esempio, quando la pendenza si riduce.

Si adotta in questi casi una sezione piuttosto profonda e stretta (Fig.1), così che da una parte si ha una maggiore forza di trascinamento, dall'altra si occupa meno spazio in un centro abitato.

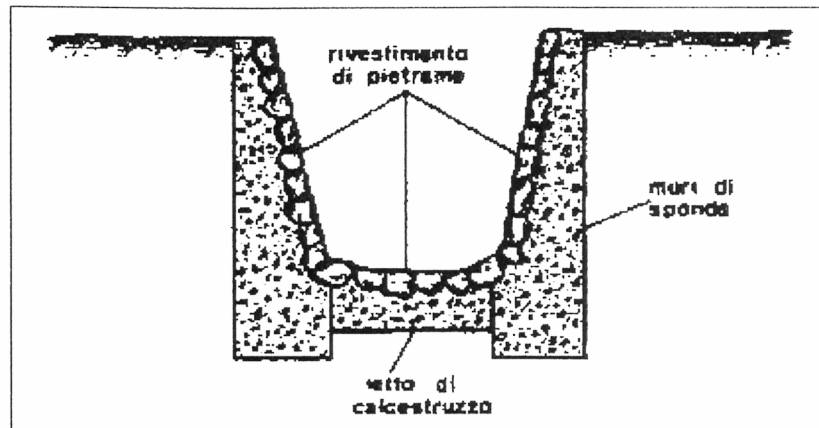


Fig.1 Sezione trasversale di una cunetta

Queste canalizzazioni possono essere realizzate in diverso modo, a seconda delle condizioni locali.

Con pendenze (e quindi velocità) forti, si adottano sezioni completamente rivestite con pietrame, che può essere sia secco, sia, preferibilmente, legato con malta di cemento. Considerando una sezione trasversale, il fondo non si farà né completamente orizzontale, per favorire il trasporto del materiale anche con portate non forti, né eccessivamente incavato per evitare un eccessivo logoramento. E' bene che il fondo presenti una striscia centrale piana. Il materiale di costruzione è il pietrame, oggi di solito posto sopra un letto di calcestruzzo, e legato con malta di cemento.

Sistemazione a gradinata

L'assegnazione delle pendenze e la distribuzione spaziale delle opere rappresentano problemi ai quali dedicare particolare attenzione. La ricerca della cosiddetta pendenza di compensazione o quella di equilibrio, cui usualmente si fa riferimento nella sistemazione, prospetta un modo d'intendere, per così dire, deterministico, come le definizioni di queste pendenze significative farebbero immaginare. Vale a dire con un compenso tra volumi erosi e depositati nel primo caso, con nessuna mobilitazione di volumi, nel secondo,

essendo già raggiunta la stabilità. La variabilità degli eventi climatici e meteorici che mobilitano i materiali nei versanti e nel torrente, la varietà granulometrica dei materiali stessi e le loro interazioni, la conformazione geometrica dell'asta rendono incerta, se non impossibile, la determinazione di queste pendenze. Infatti è possibile parlare, al più, di assetti o pendenze più probabili di altri, ma senza certezza della loro permanenza nel tempo. In tema di sistemazione con briglie un'altra riflessione appare importante. Immaginando o progettando una sistemazione, che, con riferimento ad una assegnata e ricorrente (in media) piena di progetto, preveda la mobilitazione di materiali al di sotto d'una certa dimensione, non è infondato ritenere che eventi più rari possono porre in movimento materiali di maggiore pezzatura prelevandoli da una certa parte del torrente o del bacino.

In queste non improbabili condizioni, la sistemazione con soglie con il solo obiettivo di fissare l'alveo nello stato naturale, senza provocare lo scavo a valle di esse, appare forse più opportuna di quella con briglie. Ad essa è da associare naturalmente la difesa delle sponde e, se necessario, la stabilizzazione dei versanti.

La scelta di una sistemazione a soglie od a briglie di un torrente, pur con le riserve sopracitate, è anche da vedersi in una prospettiva diversa in dipendenza dallo stato dell'asta: se la sua pendenza è prossima a quella desiderata si utilizzano le soglie altrimenti le briglie. La sistemazione con briglie, quale che possa essere l'evoluzione del loro riempimento a monte (nasce da ciò la differenza tra le briglie classiche e le briglie selettive) favorisce la stabilizzazione dei versanti, i quali, in aggiunta, sono resi più protetti contro le erosioni al piede dal fatto che le portate del torrente, sfiorano sulla briglia nella parte centrale della sezione -la cosiddetta gàveta-, dove si concentra la corrente allontanandola dalle sponde. Le briglie selettive permettono una selezione granulometrica del materiale, trattenendo solamente i materiali di maggior diametro, rendendo quindi meno incisivo l'intervento di sistemazione. Sostanzialmente questo tipo di briglia è dotata di una apertura di notevoli dimensioni nella parte centrale; tale apertura può essere fornita di una griglia a maglie molto larghe quando la briglia è utilizzata anche per la trattenuta del materiale trasportato in superficie dalle acque di piena: tronchi, arbusti.

In quest'ultimo caso è necessario provvedere alla sua manutenzione periodica, specialmente dopo le piene di buona entità.

I risultati che la sistemazione con briglie si propone di ottenere possono conseguirsi distribuendo le opere lungo l'asta con un appropriato criterio.

Esso è dedotto dalla opportunità di mediare le necessità legate all'andamento altimetrico dell'asta, più o meno ripido, ed al fabbisogno di protezione e di sicurezza di eventuali insediamenti posti in prossimità del torrente, con l'obiettivo di non concentrare in breve spazio una cascata di briglie: in concreto, una scala di stramazzi. In questi casi, se inevitabili, l'intervento di sistemazione richiede una notevole attenzione: per i problemi legati ai moti di filtrazione (aggiramenti e sifonamenti), ai processi di dissipazione ed alle strutture di fondazione e di elevazione, che, pur sempre importanti, con l'adozione delle briglie assumono un rilievo particolare. Al di fuori di questi casi, la distribuzione delle briglie lungo l'asta dovrebbe consentire l'instaurarsi di deflussi regolari, compatibili con gli obiettivi posti a base della sistemazione. Vale a dire che si possa realizzare, per la portata di progetto, uno stato di moto prossimo a quello uniforme.

Le condizioni altimetriche non hanno la stessa rilevanza per la distribuzione delle soglie che quando non inducono scavi a valle, garantiscono, fissando lo stato naturale, una maggiore stabilità della sistemazione nel tempo: che è l'obiettivo da perseguire, forse non in alternativa a quello di produrre una riduzione della pendenza, secondo gli antichi schemi. In queste condizioni, mentre con le briglie l'assetto desiderato può conseguirsi in modo relativamente certo trattandosi di un processo di riempimento, con le soglie l'esito è più incerto, legato com'è ad un processo di scavo. Questa ragione consiglia, a parità di pendenza di adottare nella distribuzione delle soglie un passo o modulo rapportato all'altezza dell'opera minore di quello proprio delle briglie.

In una sistemazione a gradinata le briglie debbono essere legate fra loro attraverso la *pendenza di compensazione*, facendo in modo che una retta, che parte dalla sommità della briglia a valle, e inclinata della pendenza di compensazione, incontri la briglia posta immediatamente a monte circa 20cm al di sopra del profilo originario del torrente (Fig.2a). Si tratta perciò di opere poste "in cascata": in un certo modo si sostengono l'una con l'altra, in quanto la briglia inferiore protegge, quasi come una controbriglia, quella a monte dallo scalzamento. Nella sistemazione dei torrenti di scavo non sono concepibili briglie isolate, non legate fra loro attraverso la pendenza di compensazione. L'insuccesso di molte sistemazioni di torrenti di scavo è dovuto proprio a non aver rispettato questo basilare principio. Di tanto in tanto, nella serie di briglie, dove si troveranno buone

condizioni di fondazione, si inserirà una briglia dimensionata in modo da resistere anche come opera isolata ("briglia cardine").

Salvo casi del tutto particolari, si inizierà la costruzione dalla briglia posta a valle, procedendo verso monte, in modo che, se durante la fase costruttiva si verificherà un'alluvione, le briglie già costruite avranno il piede protetto. La sistemazione a gradinata può farsi oltre che con le briglie, anche con le soglie.

La differenza tra briglie e soglie è che, mentre le briglie sporgono (di qualche metro) sopra l'alveo, le soglie hanno lo scopo di fissare l'altimetria, in modo che il profilo non possa abbassarsi in corrispondenza della soglia (Fig.2b).

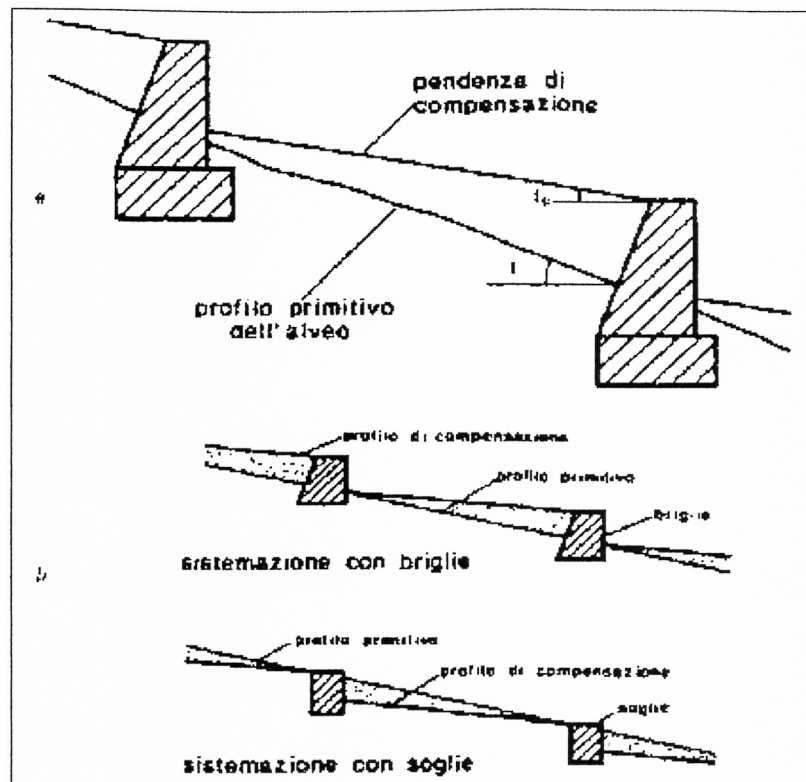


Fig.2 Pendenza di compensazione (a) e confronto tra sistemazione con briglie e sistemazione con soglie (b).

Tipi di briglie

Le briglie, come già detto, sono opere trasversali di varia foggia ed altezza, realizzate col principale obiettivo di modificare la pendenza generale del tratto sistemato. Le briglie

possono, infatti, essere costruite, oltre che in muratura di calcestruzzo o di pietrame, vale a dire le classiche briglie, anche con materiali e con sezioni diverse da quelli classiche.

Il tipo classico presenta numerosi fori di drenaggio nel corpo della struttura. I nuovi tipi esaltano, in qualche modo, questa funzione, con l'obiettivo, accanto a quello di consentire il deflusso, di dare modo a una certa parte di materiale trasportato di essere convogliato verso valle, ritardando o evitando un rapido riempimento; ed il pericolo di riproporre, con il fondo originario traslato verso l'alto, gli stessi problemi a cui sono soggette le briglie classiche.

Sono così nate, accanto alle briglie chiuse, quelle aperte, variamente denominate: filtranti, selettive: con apertura a finestra, a fessura, a pettine, reticolari, quelle per ridurre la velocità delle colate, ecc. La Fig.3 illustra i vari possibili schemi indicati di briglia. Le briglie reticolari ed a pettine tendono come tipo alle soglie più che alle briglie vere e proprie, infatti fissano la quota d'alveo ed arrestano di fatto il solo materiale fluitato: i tronchi e gli arbusti. Il materiale da adottare in questa tipologia di opera è per la parte reticolare l'acciaio.

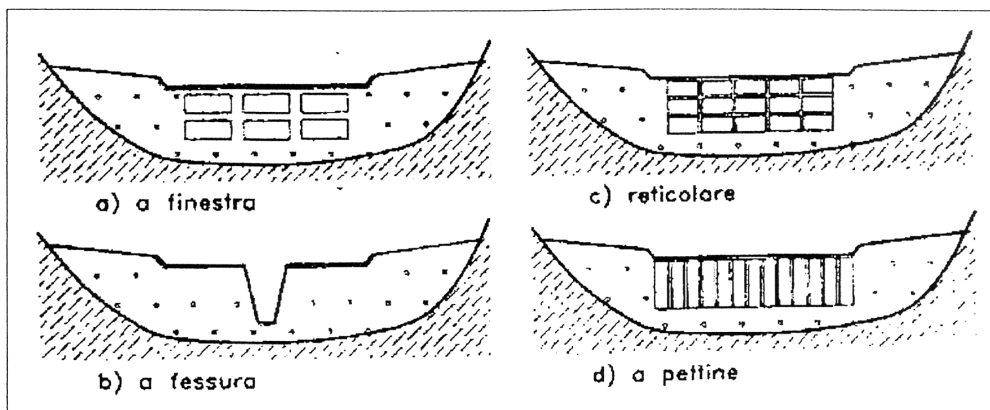


Fig.3 Schemi di briglie aperte: a finestra; a fessura; reticolare; a pettine.

Le azioni dinamiche che investono la struttura della briglia sono determinate principalmente dagli urti e dal rotolamento dei materiali trasportati. L'intensità puntuale di queste azioni può essere di tale rilievo da intaccare, specie sulla gàveta, la compattezza del calcestruzzo. Alla protezione del quale si deve provvedere, quando il ricoprimento non sia fatto con durevole pietra da taglio, con l'uso di profilati metallici: cantonali, per esempio, per proteggere gli spigoli orizzontali e verticali del bordo d'ingresso e di quello d'uscita.

Le briglie in materiali sciolti - di terra e di pietrame - sono da sconsigliare a causa della loro scarsa affidabilità rispetto agli eventi cui possono essere esposte. Possono invece considerarsi in qualche caso con interesse le briglie a struttura mista: in calcestruzzo, ad esempio, la parte centrale sede del deflusso; in materiali sciolti le parti laterali. L'applicazione di una siffatta struttura può farsi quando la larghezza della valle sia relativamente ampia, in modo da ottenere anche il riempimento delle parti controllate dalle ali della briglia.

Briglia classica a gravità e ad arco

Le normali indagini di natura geologica e geotecnica devono accompagnare il progetto di una briglia per potere assicurare, non solo la stabilità dell'opera nel rapporto col terreno o con la roccia, ma per potere anche indicare quale forma strutturale sia da adottare: se a gravità o ad arco.

I normali e noti criteri di stabilità sono da impiegarsi per le strutture a gravità: il risultante di tutte le azioni, nella più onerosa delle condizioni di carico, deve essere contenuto entro il cosiddetto terzo medio della base.

Quando le formazioni geologiche dei fianchi o dei versanti siano rocciose e in buono stato, ed anche la forma della sezione da sbarrare con la briglia sia appropriata - il rapporto, cioè, tra la corda massima C ed altezza H sia non maggiore di circa 2, si può adottare una soluzione ad arco.

La struttura si può calcolare come composta da un insieme di archi sovrapposti. Indicata con p la pressione agente alla profondità dell'arco considerato, lo spessore s dell'arco di altezza unitaria può facilmente calcolarsi con la nota formula di E.Mariotte (o dell'anello rigido sottile). Indicato con r il raggio della fibra media e con σ il carico ammissibile per il calcestruzzo, lo spessore è: $s = pr/\sigma$. Il valore di σ è assunto basso (2.5-3MPa) rispetto alle risorse resistenti del calcestruzzo.

Le figure 4 e 5 mostrano due strutture ad arco, una di tipo classico ed una di tipo aperto.

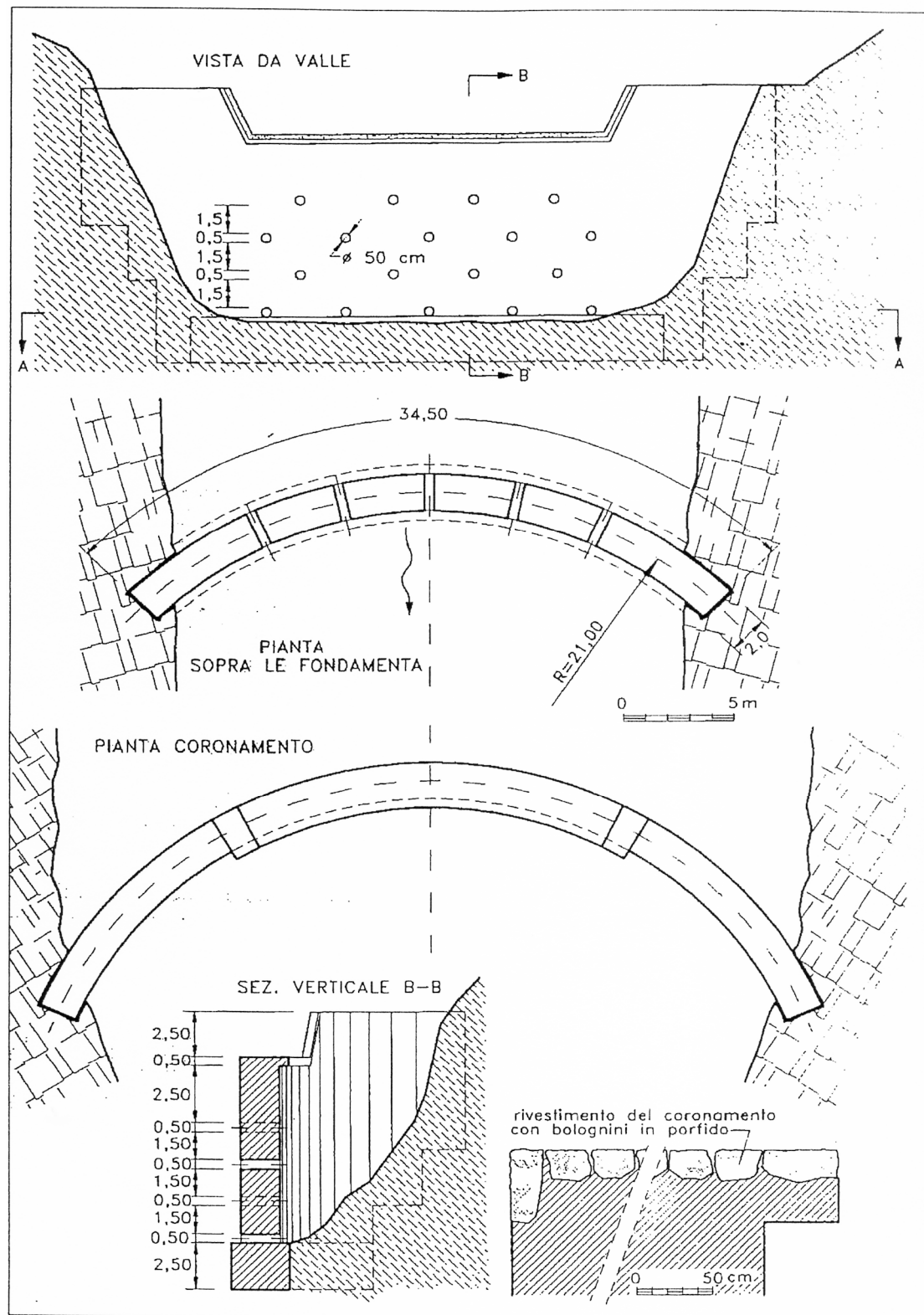


Fig.4 Briglia ad arco di tipo classico

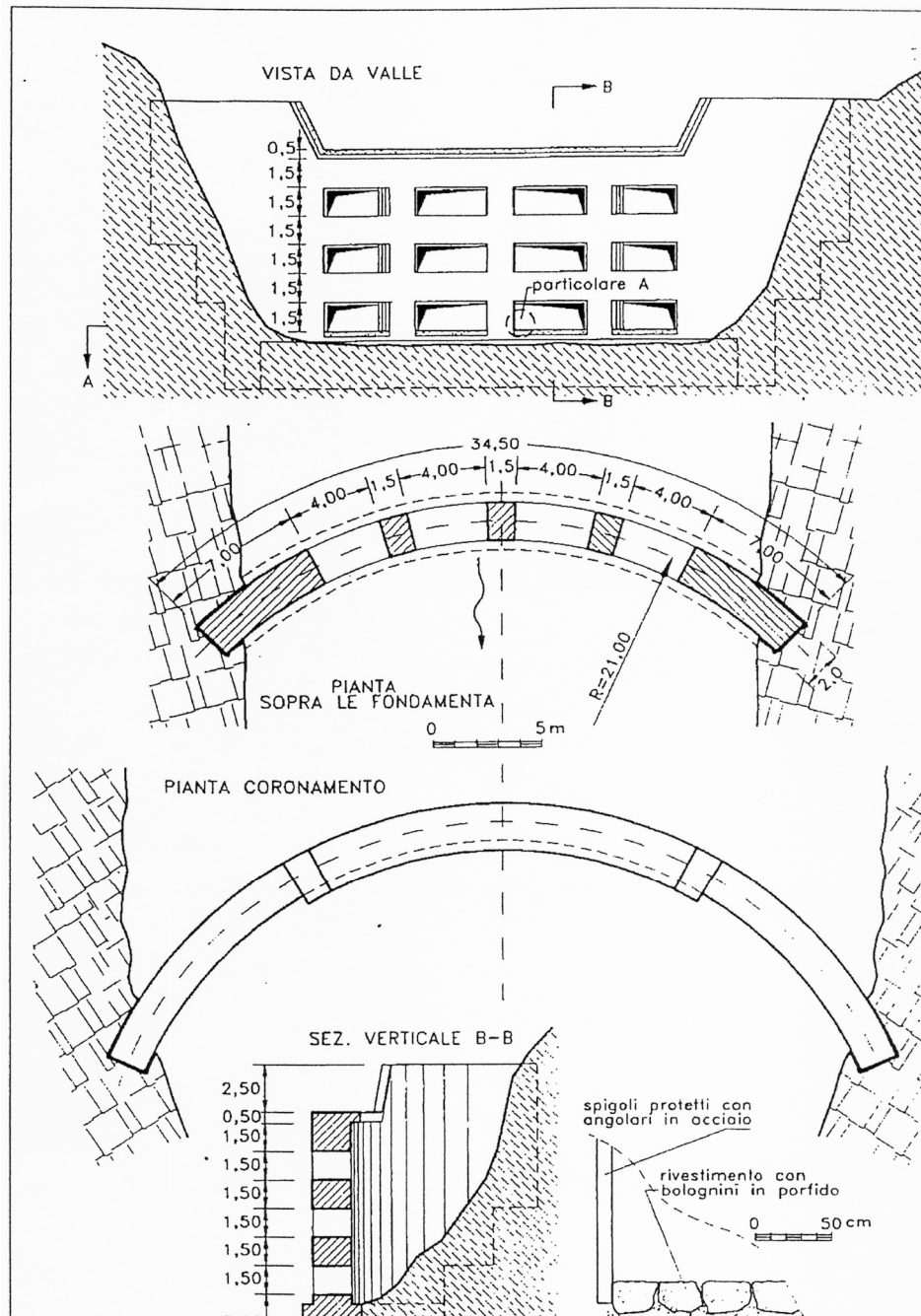


Fig.5 Briglia ad arco di tipo aperto

Briglie selettive

Nella vita di una briglia di tipo classico si possono distinguere due periodi di funzionamento: nel primo periodo, generalmente di durata limitata, la quasi totalità del materiale solido trasportato dalla corrente è trattenuto dalla briglia; mentre nel secondo periodo, che inizia quando si è esaurito il volume di invaso a monte, il trasporto del

materiale si svolge in modo conforme alla nuova pendenza del corso d'acqua e quindi alla minore capacità di trasporto della corrente.

Le briglie selettive a differenza di quelle classiche che trattengono tutto il materiale trasportato, permettono, invece, una selezione granulometrica del materiale, trattenendo solamente i materiali di maggior diametro, rendendo quindi meno incisivo l'intervento di sistemazione.

Una briglia selettiva è sostanzialmente una briglia di tipo classico dotata di un'apertura di notevoli dimensioni nella parte centrale. Tale apertura può essere fornita di una griglia a maglie molto larghe quando la briglia sia utilizzata anche per la trattenuta del materiale trasportato in superficie dalle acque di piena: tronchi, arbusti ecc; In quest'ultimo caso è necessario provvedere alla sua manutenzione periodica, specialmente dopo le piene di qualche entità.

Una briglia selettiva ben dimensionata deve provocare, con le maggiori portate, un regime idraulico del secondo tipo. Si ha quindi la formazione di un tratto di corrente lenta con velocità relativamente modesta a monte della briglia. In questa zona si produce il deposito del materiale solido: in particolare, diminuendo la velocità dell'acqua da monte verso valle, a causa della pendenza del fondo, prima si depositano i materiali di maggior diametro e poi quelli sempre più fini.

Struttura della briglia

Una briglia classica, in muratura di calcestruzzo o di pietrame, è costituita da un muro a sezione generalmente trapezia, con paramento di monte spesso verticale, con adeguate fondazioni in alveo e sulle sponde nelle quali il muro stesso è immorsato. Il bordo superiore del muro è interessato dal deflusso di piena solo nella parte centrale, la cui sommità è quindi più depressa. La sezione di deflusso trapezia, è detta gàveta. Le parti del muro poste a fianco della gàveta sono denominate ali della briglia (fig. 6).

La gàveta, orizzontale o leggermente concava, si chiude sulle ali con due raccordi generalmente a 45°, mentre il bordo superiore delle ali è inclinato verso il centro di circa il 10%. La funzione della gàveta è quella di mantenere concentrato il deflusso di piena nella parte centrale del torrente, evitando che la corrente di piena possa produrre, a monte del manufatto, per erosione delle sponde, l'aggiramento delle ali: con l'ulteriore obiettivo

di tenere il getto stramazzante dalla gàveta contenuto nell'alveo di valle, eventualmente allargato, ancora impedendo l'erosione delle sponde nelle quali sono immorsate le ali. E' importante che le ali si ammorsino alla stessa quota, onde evitare che, nel caso di piene eccezionali che producono il sormonto delle ali, la corrente trovi una via preferenziale, concentrandosi dalla parte dell'ala più bassa ove l'erosione più accentuata potrebbe provocarne lo scalzamento e quindi la distruzione della briglia. In caso quindi di gàveta non simmetrica la pendenza delle ali può variare ed essere differente a destra e a sinistra. La gàveta deve essere dimensionata per consentire il passaggio della portata di progetto, senza essere sormontata. E' buona cosa inoltre che il passaggio attraverso la gàveta concentri la corrente verso il centro del torrente, lontano dalle sponde, che potrebbero più facilmente essere erose. Nel caso che a valle siano presenti affioramenti rocciosi particolarmente resistenti è però conveniente costruire la gàveta in modo di dirigere il getto dell'acqua in caduta sulla zona più protetta e più resistente, anche se questo comporta lo spostamento della gàveta verso una sponda.

Il bordo superiore della gàveta è leggermente sporgente rispetto al muro d'elevazione per poter allontanare dal paramento di valle e dal blocco di fondazione la zona d'impatto della lama stramazzante, evitando così gli urti del materiale solido trasportato e le azioni distruttive sul blocco stesso. La gàveta è quindi esposta alle azioni d'urto e di abrasione, per difendersi dalle quali essa può essere protetta da una lamiera d'acciaio o utilizzando dei masselli o bolognini di pietra dura (ben più durevoli e resistenti dell'acciaio), molto usati in passato. Talvolta i bordi sono protetti da profilati in acciaio ed il conglomerato cementizio impiegato della parte centrale della briglia è, per la sua maggiore esposizione alle azioni dinamiche, migliorato con l'aggiunta di speciali fibre metalliche.

Le fondamenta della briglia, specie nella parte centrale, devono essere profonde a sufficienza perché non abbiano a soffrire a causa dello scavo che il getto può produrre nella zona d'impatto. L'approfondimento del blocco di fondazione verso monte con un piccolo taglione in calcestruzzo o dente di ancoraggio è spesso adottato per migliorare la condizione di stabilità allo scorrimento.

Il corpo murario della briglia è attraversato in un discreto numero di punti con fori di drenaggio, la cui funzione è quella di ridurre la spinta prodotta dall'acqua. Il diametro dei dreni deve essere dell'ordine del d_{90} del materiale d'alveo. La distribuzione dei fori, a quinconce con interasse su una stessa fila non maggiore di circa 1,50m, deve essere più

fitta nella parte bassa della briglia per il maggior carico che vi insiste e per la maggior efficacia che la disposizione ha nei riguardi delle sottopressioni. A valle della briglia è generalmente realizzata una vasca di dissipazione delimitata verso valle da una controbriglia a quinte che ha il compito di localizzare il risalto. La fig.6a rappresenta la sezione maestra d'una briglia classica: su un lato di fondazione a sezione rettangolare s'eleva il muro a sezione trapezia. La struttura, è tracimata in sommità da una lama defluente in parete grossa. A valle il deflusso avviene con altezza h_v .

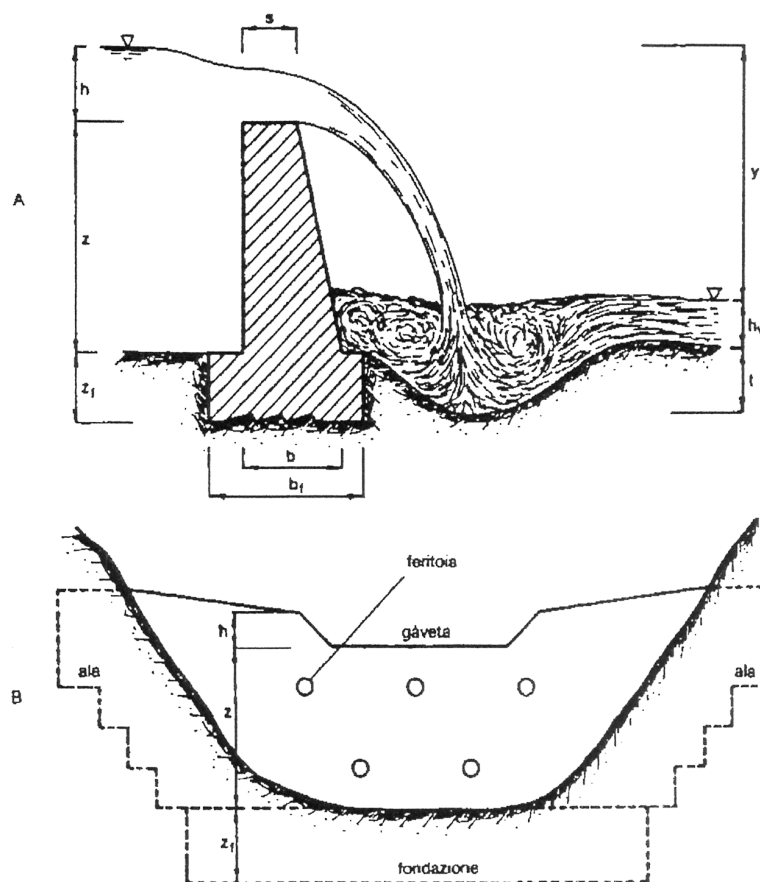


Fig.6 Briglia vista in sezione (a) e frontalmente (b).

Pendenza di progetto (compensazione)

La pendenza di sistemazione di un torrente (v. Fig.7), può essere determinata una volta noti il valore della portata Q di progetto ed il diametro d del materiale cui fare riferimento. Di seguito vengono proposti tre metodi di calcolo.

Chèzy

Un primo metodo si fonda sulla relazione di Chèzy (o altre analoghe) e sulla velocità critica che determina il movimento del granulo di diametro d :

$$u = C\sqrt{R_H \cdot i} \quad \text{e} \quad u_{cr} = c\sqrt{d} \quad (1)$$

in cui:

- R_H è raggio idraulico della sezione del torrente;
- C e c sono rispettivamente due coefficienti che dipendono dalla scabrezza dell'alveo.

Dato che u_{cr} è proporzionale a u si ha:

$$c \cdot \sqrt{d} \propto C \cdot \sqrt{R_H i} \Rightarrow i \propto \left(\frac{c}{C}\right)^2 \cdot \frac{d}{R_H}$$

Da cui la relazione finale:

$$i = k \frac{d}{R_H} \quad (2)$$

Il coefficiente k assume diversi valori e può dedursi da osservazioni su tratti sufficientemente stabilizzati, assegnando a d la dimensione media del materiale più grossolano.

Shields

Un secondo procedimento, meno empirico, è quello che utilizza l'equazione relativa al terzo tratto della curva di Shields (per $d \ll h$ con h tirante idrico):

$$\vartheta_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{\rho g \Delta d} = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \cong 0.057 \quad (3)$$

e la formula di Chèzy:

$$Q = AK_s R_H^{1/6} \sqrt{R_H i} \quad (4)$$

Dove il coefficiente k_s , è dal punto di vista dimensionale $m^{1/3}/s$, ed è pari a

$$k_s = \frac{26}{(d_{90})^{1/6}} \quad (5)$$

con d_{90} (in metri) la dimensione della maglia del setaccio che dovrebbe lasciar passare il 90% in peso del materiale che costituisce il fondo.

Essendo $\tau = \gamma R_H i$, l'equazione del moto uniforme può scriversi come:

$$u = k_S R_H^{2/3} \cdot \sqrt{\frac{\tau}{\gamma \cdot R_H}} \quad (6)$$

o equivalentemente

$$Q = k_S R_H^{7/6} P \sqrt{\frac{\tau}{\gamma}} \quad (7)$$

con P perimetro bagnato. Il valore del raggio idraulico proprio della corrente che fa defluire la portata Q a moto uniforme è allora pari a:

$$R_H = \left(\frac{Q}{k_S \cdot P \cdot \sqrt{\tau / \gamma}} \right)^{6/7} \quad (8)$$

Fissato il valore del diametro critico d_{cr} che condiziona la sistemazione, posto

$$\tau_{cr} = 0.057 \cdot (\gamma_S - \gamma) \cdot d_{cr} \quad (9)$$

la (8) diventa:

$$R_H = \left(\frac{Q}{K_S P \sqrt{0.057 \frac{(\gamma_S - \gamma)}{\gamma}} d_{cr}} \right)^{6/7} \quad (10)$$

Infine ponendo $\tau = \tau_{cr}$ (condizione di equilibrio limite) si ottiene il valore della pendenza di compensazione o pendenza di progetto del torrente dalla seguente relazione:

$$i_c = \frac{\tau_{cr}}{\gamma \cdot R_H} \quad (11)$$

Poiché compare al denominatore della (10) il perimetro bagnato P , il valore di R_H è da determinarsi per tentativi, ad esempio assumendo P uguale alla larghezza b al fondo del torrente, salvo che non si tratti di una sezione rettangolare larga a sufficienza perché possa ritenersi $R_H \cong h$ e $P \cong b$.

Fissando, come riferimento, un $d_{cr} < d_{90}$, il passo successivo è quello di calcolare il valore di R_H attraverso la (10), quindi il valore della portata Q relativa al valore P di tentativo attraverso l'equazione (4) e confrontare quest'ultimo con il valore reale della portata di progetto. Se si ottiene un valore diverso si procede al calcolo del nuovo P e si procede in modo analogo fino ad ottenere un nuovo valore di portata pari a quella di progetto.

A questo punto si determina il valore definito di P che consente di calcolare il valore di R_H attraverso la (8) o la (10) e quindi il valore della pendenza di progetto tramite la (11).

Di seguito viene riportato un esempio di calcolo.

Sia dato un alveo a sezione rettangolare largo $b = 10 \text{ m}$ percorso da una portata $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$. Siano inoltre $d_{90} = 0,10 \text{ m}$, $d_{cr} = 0,05 \text{ m}$, $\gamma_s = 26000 \text{ N/m}^3$. Calcolare la pendenza di compensazione i_c .

Primo tentativo: assumiamo come perimetro bagnato la base dell'alveo. $P = b$

$$K_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} = \frac{26}{0,1^{1/6}} \cong 38 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$R_H = \left(\frac{Q}{K_s P \sqrt{0,06 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) d_{cr}}} \right)^{6/7} = \left(\frac{60}{38 \cdot 10 \sqrt{0,06 \left(\frac{26000}{9810} - 1 \right) 0,05}} \right)^{6/7} \cong 2 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{A}{P} = \frac{bh}{2h + b} \Rightarrow 2hR_H + bR_H = bh \Rightarrow 2hR_H - bh = -bR_H \Rightarrow h(2R_H - b) = -bR_H \Rightarrow h(b - 2R_H) = bR_H$$

$$h = \frac{bR_H}{b - 2R_H} = \frac{10 \cdot 2}{10 - 2 \cdot 2} = \frac{20}{6} \cong 3,33 \text{ m}$$

$$\tau_{cr} = \gamma R_H i_c \Rightarrow i_c = \frac{\tau_{cr}}{\gamma R_H} = \frac{0,06(\gamma_s - \gamma)d_{cr}}{\gamma R_H} = \frac{0,06(26000 - 9810)0,05}{9810 \cdot 2} = 2,48 \cdot 10^{-3}$$

Per verificare se il valore di i_c è corretto, calcoliamo di nuovo Q .

$$Q = AK_s R_H^{1/6} \sqrt{R_H i} = 10 \cdot 3,33 \cdot 38 \cdot 2^{1/6} \sqrt{2 \cdot 2,48 \cdot 10^{-3}} \cong 100 > 60$$

La portata calcolata con l'equazione (4) è diversa dalla portata di progetto, quindi si procede con una nuova iterazione.

Secondo tentativo: ipotizzando un'altezza $h = 2 \text{ m}$ e sarà $P = 2h + b = 2 \cdot 2 + 10 = 4 + 10 = 14 \text{ m}$



1,50m

$$R_H = \left(\frac{Q}{K_s P \sqrt{0,06 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) d_{cr}}} \right)^{6/7} = \left(\frac{60}{38 \cdot 14 \sqrt{0,06 \left(\frac{26000}{9810} - 1 \right) 0,05}} \right)^{6/7} \cong$$

$$h = \frac{bR_H}{b - 2R_H} = \frac{10 \cdot 1,5}{10 - 2 \cdot 1,5} = \frac{15}{7} \cong 2,14 \text{ m}$$

$$i_c = \frac{\tau_{cr}}{\gamma R_H} = \frac{0,06(\gamma_s - \gamma)d_{cr}}{\gamma R_H} = \frac{0,06(26000 - 9810)0,05}{9810 \cdot 1,5} = 3,3 \cdot 10^{-3}$$

$$Q = AK_s R_H^{1/6} \sqrt{R_H i} = 10 \cdot 2,14 \cdot 38 \cdot 1,5^{1/6} \sqrt{1,5 \cdot 3,3 \cdot 10^{-3}} \cong 61 \cong 60 \text{ m}^3/s .$$

La velocità della corrente.

$$v = K_{gs} R_H^{1/6} \sqrt{R_H i} = 38 \cdot 1,5^{1/6} \sqrt{1,5 \cdot 3,3 \cdot 10^{-3}} \cong 2,85 \text{ m/s}$$

Il calcolo può comunque essere affinato, e con successive iterazioni si ottengono i seguenti valori:

$$P = 14.2m$$

$$h = 2,1 \text{ m}$$

$$A = 21 \text{ m}^2$$

$$R_H = 1.48m$$

$$i_c = 0,0033$$

Relazione empirica

Il terzo metodo per il calcolo della pendenza di progetto consiste nell'utilizzare la seguente relazione empirica:

$$i_c = \frac{1}{3 + \frac{1 - 1.5i_f}{i_f + i_f^3} \cdot \left(\frac{d_{\max}}{d_c} \right)^2 \cdot \left(\frac{l}{l_c} \right)^2}, \quad (12)$$

in cui:

- i_f = la pendenza originale dell'alveo;
- $d_{\max}$ = la dimensione massima dei sassi trasportati;
- d_c = diametro critico;
- l = lunghezza dell'alveo prima della sistemazione;
- l_c = lunghezza dell'alveo dopo la sistemazione.

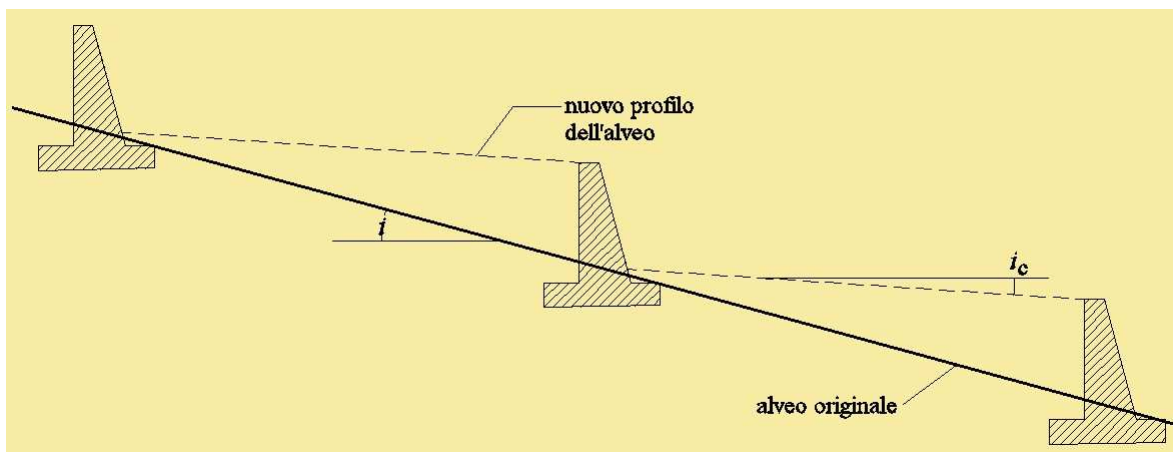


Fig.7 Schema della pendenza dell'alveo dopo la sistemazione con briglie.

Tutte le formule proposte per la determinazione della pendenza di compensazione danno un risultato che deve essere ritenuto soltanto indicativo. Infatti, vi sono molti gradi di incertezza nella determinazione dei valori da assegnare ai parametri che compaiono nella trattazione; dall'altra le ipotesi fatte sono spesso molto vincolanti, poco realistiche o imprecise.

Una difficoltà ancora maggiore si incontra quando si deve definire il valore di d . Non esistono indicazioni precise in proposito: in genere si considera la dimensione del materiale che costituisce l'ossatura del letto, scartando il più minuto ed il più grossolano. Si suppone che questo materiale possa essere eroso in corrispondenza di piene che si verificano con frequenza non elevata.

Un altro notevole grado di incertezza è introdotto dalla forma della sezione. E' già di per sé difficile definire una forma "media" valida per tutto il tratto, ma bisogna anche considerare che questa forma, in base alla quale si ricavano R_H e C che compaiono nelle formule utilizzate, verrà poi modificata in conseguenza dell'interramento e del successivo consolidamento del letto. Un discorso analogo si può fare per l'indice di scabrezza, che dipende dalle dimensioni del materiale che ricopre il letto e dalla quantità trasportata dalla corrente durante le piene, grandezze anch'esse variabili nel tempo.

Ragionamenti simili possono essere fatti quando si considera il metodo basato sulla teoria di Shiels; bisogna infatti ricordare che il valore limite $\vartheta_{cr} = 0.057$ è stato ricavato in laboratorio su canaletta orizzontale di sezione rettangolare con materiale monogranulare omogeneo e con un rapporto di sommergezza (rapporto tra il tirante e la dimensione del sedimento) molto elevato, situazioni assolutamente diverse da quelle naturali di un

torrente montano. In definitiva sembra ragionevole considerare il valore di i_c calcolato come valore di prima approssimazione, sul quale poi può essere necessario intervenire modificando le opere realizzate. Ricordiamo infatti che se la pendenza ricavata è minore di quella vera (errore per difetto), in una sistemazione a gradinata costituita da più briglie, si verificherà un parziale interrimento del piede delle briglie intermedie, mentre, se è maggiore (errore per eccesso), il torrente tenderà a scavare ancora il letto al piede delle briglie intermedie, potendone provocare il collasso.

La realizzazione della sistemazione a gradinata deve sempre procedere da valle verso monte e dovrebbe essere effettuata in modo graduale, attendendo che si verifichi l'interrimento di un'opera, prima di realizzare la successiva. In questo modo sarebbe possibile verificare che la pendenza calcolata, il cui valore è, come detto, considerato soltanto indicativo, sia effettivamente una condizione di "equilibrio". Questa procedura, in teoria consigliabile, richiede di attendere che si siano verificate alcune piene con valori di portata abbastanza grandi perché si realizzi l'interrimento, cosa che normalmente avviene in (almeno) un paio di anni, anche se è difficile che in questo periodo si verifichi una piena simile, se non uguale, a quella di progetto. La procedura comporta dunque ritardi nella realizzazione delle opere, mentre, dati i costi attualmente elevati della manodopera e la più facile meccanizzazione dei cantieri che accelera i tempi di costruzione, le esigenze economiche spingono verso la realizzazione di tutte le opere in rapida successione, esaurendo il finanziamento disponibile. L'alternativa è quella di effettuare un monitoraggio continuo e costante nei primi anni di vita dell'intervento. Questo consentirà di intervenire, nel caso si verifichino ancora fenomeni erosivi, o alzando alcune briglie della gradinata, o realizzandone altre intermedie

CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE BRIGLIE

Dalla conoscenza della pendenza di compensazione i_c e della pendenza originale i è possibile ricavare il valore Δz dell'innalzamento del fondo che è necessario realizzare mediante la sistemazione a gradinata del tratto di alveo di lunghezza L . L'altezza complessiva fuori terra delle briglie sarà proprio Δz :

$$\Delta z = (i - i_c) \cdot L \quad (13)$$

Se il valore di Δz è piccolo l'innalzamento del fondo può essere realizzato con una sola briglia. In caso contrario il dislivello dovrà essere distribuito su più briglie. Osserviamo che se l'altezza della briglia supera i 15 m essa rientra nella categoria delle dighe di ritenuta e come tale è soggetta alla legislazione vigente in merito, che prevede norme molto severe per il progetto la costruzione e l'esercizio dell'opera. Anche per queste ragioni, oltre che per considerazioni di natura più strettamente economica, quando il dislivello da coprire è elevato si cerca di non superare i 5÷6 m di altezza massima per briglia, anche se in pratica l'altezza della singola opera viene valutata in base alla situazione locale, che può imporre scelte costruttive e quindi costi particolari (per esempio per quanto riguarda le fondazioni). Definiti quindi il numero di briglie e la loro altezza, esse verranno posizionate dapprima sulla carta e poi con precisione mediante indagini sul posto, che consentiranno di scegliere il sito in modo ottimale sia dal punto di vista della forma dell'alveo, che della consistenza, stabilità e portanza del fondo e delle sponde. Una serie di briglie di consolidamento deve essere costruita, come già detto, partendo da valle e risalendo verso monte, in modo che l'interramento che si verifica in seguito alle piene protegga il piede delle nuove briglie dallo scalzamento. La briglia situata più a valle, sulla quale in pratica poggia tutta la serie, è una briglia cardine e dovrà essere costruita con cura particolare (soprattutto per quanto riguarda le fondazioni) in modo da resistere, in particolare, all'azione di scalzamento al piede. E' buona norma, se il numero di briglie è elevato, inserire nella serie ogni tanto una briglia cardine, ove le condizioni dell'alveo siano particolarmente favorevoli (affioramenti rocciosi, o altro) per l'ammorsamento nelle sponde e nel letto.

Il dimensionamento della briglia presenta due aspetti: l'aspetto idraulico e l'aspetto strutturale.

Dimensionamento delle briglie: problematiche idrauliche

Solitamente, per il dimensionamento idraulico delle briglie, si utilizza una portata di progetto Q_p con tempo di ritorno superiore a quello utilizzato per il calcolo della pendenza di compensazione. Il dimensionamento delle briglie, per quanto riguarda l'aspetto idraulico, è finalizzato a:

- a) consentire il passaggio della portata attraverso la gàveta al di sopra del corpo della briglia evitando eccessivi rigurgiti, danni alla struttura ed erosione alle sponde;

- b) favorire la dissipazione dell'energia cinetica posseduta dalla lama liquida stramazzante, evitando fenomeni di erosione localizzata al piede che potrebbe danneggiare la stabilità della struttura attraverso lo scalzamento del para-mento di valle;
- c) controllare il moto di filtrazione al di sotto dell'opera, evitando che si verifichi sifonamento al piede a scapito della stabilità della struttura.

Il primo problema riguarda essenzialmente il dimensionamento della gàveta. Se la gàveta è ben dimensionata il passaggio della portata si realizza con la concentrazione della corrente verso il centro dell'alveo (se la gàveta è centrata) o verso una zona meno erodibile (cunetta spostata lateralmente) evitando, durante le piene, il sormonto delle ali e l'occupazione dell'intera sezione dell'alveo. Questi due fatti potrebbero comportare erosione e scalzamento dell'opera nei punti di innesto nelle sponde.

Il secondo problema riguarda il controllo dell'erosione localizzata causata dall'azione della lama d'acqua che, attraversando la gàveta, va a colpire il fondo e dissipa la sua energia residua attraverso un risalto. La distanza $x(m)$ percorsa dal getto che cade è facilmente ricavabile in funzione della velocità media del getto sulla gàveta $V(m/s)$ e dell'altezza della briglia $Z(m)$. La si ottiene considerando che il tempo di percorrenza t , da parte della vena, della distanza verticale pari all'altezza della briglia si calcola con la relazione:

$$Z=0.5 \, g t^2 \text{ ovvero } t = \sqrt{\frac{2Z}{g}},$$

dalla quale si ricava che

$$x = V t = V \sqrt{\frac{2Z}{g}} \quad (14)$$

dove V è la velocità orizzontale di uscita dalla gàveta della vena liquida, la quale si calcola assumendo che l'altezza della vena all'uscita sia pari a $0.7 \cdot k$ (k altezza critica). Nota la portata di progetto Q_p e nota la relazione $Q_p = V \cdot A$, ove A è la sezione bagnata della vena all'uscita, è possibile stimare V .

Se si considera la velocità corrispondente alla portata di progetto si ricaverà la distanza massima, in corrispondenza della quale si avrà la maggior dissipazione e conseguente escavazione. In realtà lo scavo avrà inizio prima, anche se non proprio al piede della briglia, in corrispondenza di portate con valore inferiore a quella di progetto.

Un primo accorgimento, relativamente a questo aspetto del problema, è quello di verificare che l'escavazione che si verificherebbe progressivamente fino a raggiungere un valore limite non provocherà danni alla stabilità della briglia stessa (in assenza di

qualunque tipo di intervento di protezione del fondo). L'esistenza di un valore limite di escavazione è legata al fatto che, all'erosione progressiva, si associa la formazione di un gorgo, in pratica di un cuscino d'acqua che smorza l'azione del getto.

Una valutazione della profondità massima t (m) dello scavo, del tutto indicativa, perché ogni briglia costituisce un caso a sé, può essere ricavata con la formula di Schoklitsch (1932):

$$t = 4,75 \frac{y^{0,2} q^{0,57}}{d_{90}^{0,32}} - h_v \quad (15)$$

ove y (m) è il dislivello tra i peli liberi a monte e a valle della briglia (dopo il gorgo), h_v (m) è il tirante in questa sezione, q è la portata specifica (m^2/s^{-1}) sulla cunetta e d_{90} (mm) è la dimensione della maglia del vaglio che trattiene il 10% (in peso) del materiale di cui è costituito il fondo del torrente a valle della briglia (v. Fig 11).

Se dal valore di x trovato con la (14) e di t trovato con la (15) si hanno sufficienti garanzie che la fondazione non venga scalzata si può ritenere che il fenomeno dissipativo sia sufficientemente controllato. Solitamente si assume per la fondazione una profondità z_f compresa fra 0.3 e 0.5 volte la somma dell'altezza della briglia Z e del tirante h_0 sulla cunetta in corrispondenza della portata di progetto. Se si trova $t > z_f$ occorre intervenire in modo da proteggere il piede della briglia. La protezione può essere effettuata rivestendo la platea immediatamente a valle della briglia e per un tratto sufficientemente lungo con materiale resistente all'azione erosiva (di solito pietra); il rivestimento deve essere fermato a valle da uno sbarramento trasversale, sufficientemente profondo anche se a filo della platea o poco sporgente. In questo modo la dissipazione, che avviene tramite la formazione del risalto, non provoca escavazione del fondo.

Un altro sistema è quello di realizzare un cuscino d'acqua artificiale, facendo risalire il risalto a monte mediante la costruzione a valle della briglia di un'opera simile, ma di dimensioni più piccole, chiamata controbriglia. Essa interesserà tutta la larghezza dell'alveo, avrà la gàveta del tutto simile, se non uguale a quella della briglia, ma altezza nettamente inferiore. È necessario dimensionare correttamente la distanza tra briglia e controbriglia, nonché l'altezza di quest'ultima. Infatti, una controbriglia troppo ravvicinata può essere investita direttamente dal getto d'acqua che cade dalla briglia e quindi da sollecitazioni dinamiche molto forti. Se, invece, la controbriglia risulta troppo lontana dalla briglia, a causa della pendenza dell'alveo la sua altezza deve essere notevole

per garantire la formazione del cuscino d'acqua di sufficiente spessore nel punto di caduta del getto.

Dimensionamento idraulico della controbriglia

In fase di progetto le grandezze da determinare sono:

- 1) la distanza della controbriglia dalla briglia;
- 2) l'altezza della controbriglia.

I valori di queste grandezze devono essere tali che il risalto che si forma tra briglia e controbriglia in conseguenza del rigurgito provocato da quest'ultima sia un risalto annegato, in modo che il getto in caduta trovi in pratica un cuscino d'acqua nel quale dissipare la sua energia. La distanza teorica a cui deve essere costruita la controbriglia è data dalla somma della distanza L_1 maggiore della x ricavata dalla (14) e della distanza L_2 sufficiente perché il risalto possa realizzarsi. Per determinare quest'ultima è necessario conoscere il valore delle due altezze coniugate h_1 e h_2 .

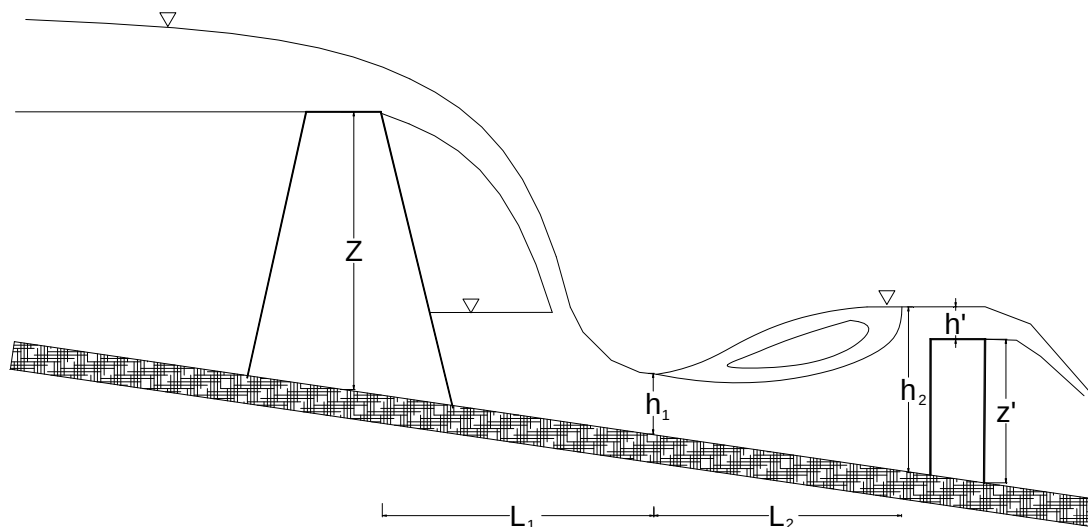


Fig. 8: *schema idraulico del sistema briglia-controbriglia*

Perché il risalto si sviluppi completamente (Fig. 8) di norma si ritiene sufficiente una distanza: $L_2 = 5 \div 6(h_2 - h_1)$. Attraverso la gòveta della controbriglia deve passare la stessa portata che passa attraverso la briglia: l'altezza h' di questa gòveta può essere facilmente determinata in funzione della sua larghezza B' . Pertanto a monte della controbriglia il tirante sarà $h_m = h' + Z'$ essendo Z' l'altezza della controbriglia. Questo valore dovrà essere

maggiore o uguale ad h_2 . Conoscendo quindi h_2 ed h' si ricava per differenza l'altezza (minima) $Z' = h_2 - h'$ che dovrà avere la controbriglia. Quest'altezza dovrà essere aumentata per tener conto dell'abbassamento $\Delta z = i \cdot (L_1 + L_2)$ dovuto alla pendenza i del fondo.

Il ragionamento fatto trascura l'interramento a monte della controbriglia. In effetti parte del materiale trasportato attraverso la briglia si deposita a monte della controbriglia con l'effetto di ridurre l'area bagnata a monte della cunetta della controbriglia aumentando la velocità della corrente in arrivo e riducendo il tirante sulla cunetta. Il risalto si sposta quindi in una nuova posizione di equilibrio avvicinandosi alla controbriglia.

Un metodo utilizzabile per la determinazione delle grandezze in gioco fa riferimento ai criteri di dimensionamento dello sfioratore a salto dritto (straight drop spillway) a cui può essere assimilata la briglia (Fig.9).

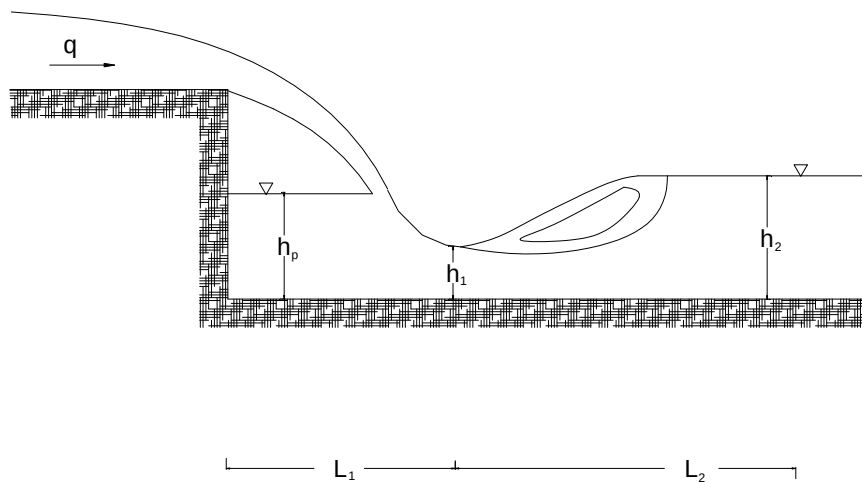


Fig. 9: schema del funzionamento idraulico del salto dritto (bacino di dissipazione)

Il comportamento idraulico della corrente a valle del salto può essere definito in funzione del numero di salto (drop number):

$$D = \frac{q^2}{gZ^3} = \frac{k^3}{Z^3}, \quad (16)$$

Dove k è l'altezza critica che per un alveo a sezione rettangolare è pari a:

$$k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (17)$$

q la portata per unità di larghezza sulla sommità del salto di altezza Z .

Rand (1955) ha trovato le seguenti relazioni, verificate sperimentalmente dalle prove da lui effettuate e da quelle fatte da altri Moore (1943):

$$L_1 = Z \times 4,30 \times D^{0,270} \quad (18)$$

$$h_p = Z \times D^{0,220} \quad (19)$$

$$h_1 = Z \times 0,54 \times D^{0,425} \quad (20)$$

$$h_2 = Z \times 1,66 \times D^{0,270} \quad (21)$$

Osserviamo che queste relazioni sono state ricavate considerando uno sfioratore di larghezza uguale a quello del canale a monte e quindi sono tanto più vere quanto più è ridotta la contrazione (cioè quanto maggiore è la larghezza della gàveta).

La determinazione di h_1 può anche essere fatta con la relazione trovata da White:

$$h_1 = k * \frac{\sqrt{2}}{1.06 + \sqrt{\frac{Z}{k} + 1}} \quad (22)$$

in cui k è l'altezza critica sulla cunetta e Z l'altezza della briglia.

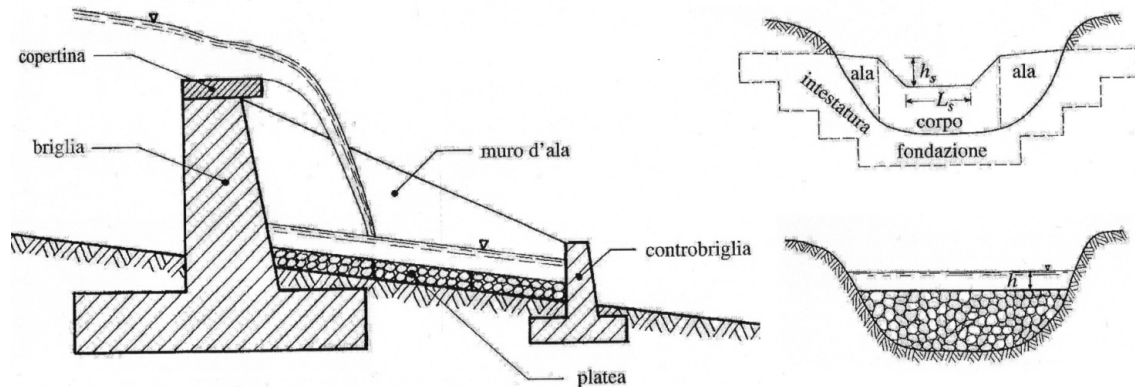


Fig. 10 Parti di una briglia

Dimensionamento statico della briglia

Una volta determinata l'altezza Z della briglia in base al valore complessivo ΔZ ed al numero di briglie, si tratta di determinare le altre dimensioni, cioè lo spessore del corpo alla base b , lo spessore s dell'opera al coronamento, l'altezza della fondazione z_f ed il valore da assegnare alle scarpe a monte ed a valle a_m e a_v .

Per il dimensionamento della briglia si farà riferimento allo schema riportato in fig.11.

Dove B rappresenta la larghezza fondazione, a larghezza mensolotti, z_f altezza fondazione, s larghezza coronamento, y gradiente idraulico, h_v altezza idrica a valle, calcolabile con l'equazione di Chezy $Q = AK_s R_H^{1/6} \sqrt{R_H i_c}$, (i_c pendenza di

compensazione) t escavazione massima (dovuta alla caduta del getto d'acqua), h_0 è l'altezza d'acqua al di sopra del coronamento funzione della portata di progetto: $Q = Q(h_0)$

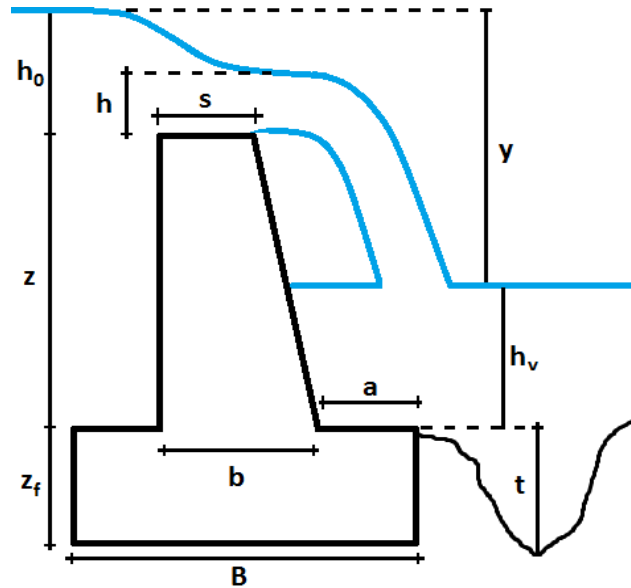


Fig.11 Schema sezione briglia.

I fase: predimensionamento della briglia

La prima parte da dimensionare è la gaveta, affinché attraverso di essa possa transitare la portata di piena. La gaveta verrà progettata in funzione di h_0 , che è l'altezza dell'acqua a monte della briglia.

Per capire come si calcola h_0 si può seguire il seguente ragionamento:

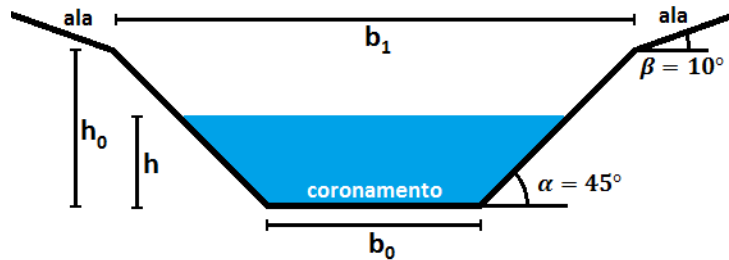
- A monte, ad una certa distanza dalla briglia, la corrente a pelo libero si muove di moto uniforme.
- Quando la corrente incontra la briglia, il profilo si solleva: non potendo superare l'ostacolo, la velocità della corrente diminuisce (e quindi diminuisce la sua energia cinetica) e aumenta la sua energia potenziale.
- L'energia potenziale raggiunge il valore di **energia minima h_0** tale da superare la briglia. $E = h_0$; in questo stato energetico l'acqua è quasi ferma, poiché l'energia è tutta potenziale.

- Infine la corrente attraversa il coronamento **con la massima portata di piena** e la minima altezza $h = k$, con k altezza critica. Di conseguenza in caso di sezione rettangolare:

$$h_0 = E = \frac{3}{2} h \quad (23)$$

Prima dell'interrimento:

Fissata quindi la portata di progetto Q , i modi di deflusso della predetta portata sono due: l'uno, transitorio, al primo impianto, prima cioè che il tronco di monte sia riempito di materiale trasportato e trattenuto; l'altro, a riempimento avvenuto, quando il tronco di monte abbia assunto la pendenza di progetto. Il deflusso sulla gàveta è, nel primo caso quello proprio degli stramazzi in parete grossa. Essendo la gàveta a sezione trapezia, la



portata si calcola mediante l'espressione:

$$Q = \frac{C_q}{15} \cdot (11b_0 + 4b_1) \cdot h_0 \sqrt{2gh_0}, \quad (24)$$

dove: b_0 e b_1 sono, rispettivamente le basi minore, in genere metà della larghezza dell'alveo, e maggiore della gàveta

$$b_1 = b_0 + 2h_0 \cot \alpha; \quad (25)$$

h_0 il carico di monte; $C_q = 0.385$ il coefficiente di portata.

Fig.12 sezione gàveta

L'altezza:

$$h_0 = \left[\frac{15Q}{\sqrt{2g}C_q(11b_0+4b_1)} \right]^{2/3} \quad (26)$$

si calcola per tentativi.

Dopo l'interrimento:

Dopo l'interrimento si ripristinano le condizioni di moto uniforme, e si può considerare la formula di Chezy:

$$J = \frac{V^2}{C^2 R} \Rightarrow V = C\sqrt{JR} = C\sqrt{i_c R}$$

$$Q = AV = AC\sqrt{i_c R} = AK_s R^{1/6} \sqrt{i_c R} \quad (27)$$

Da questa formula si calcola h_0 per tentativi. i_c = pendenza di compensazione

Fra i due valori di h_0 trovati prima e dopo l'interrimento, per sicurezza, si sceglie quello maggiore.

Altezza di fondazione

La fondazione ha lo scopo di trasmettere le sollecitazioni al terreno, distribuendole su una superficie sufficiente perché rientrino nei limiti ammissibili. Come struttura deve essere in grado essa stessa di resistere alle forze applicate. Inoltre, la possibilità che a valle il letto venga scavato dall'azione della lama d'acqua che attraversa l'opera impone dei controlli sulla sua profondità z_f (dimensione verticale).

Nel caso in cui la $\sigma_{\max}$ risultasse maggiore del carico ammissibile sul terreno si può ridurre lo sforzo allargando la base di fondazione mediante riseghe. Data l'eccentricità della risultante delle forze agenti, solitamente spostata verso valle, anche l'allargamento deve essere effettuato verso valle. E' consigliabile che la scarpa non superi il 70% dell'altezza z_f della fondazione, in modo che la distribuzione delle tensioni lungo l'aggetto sia buona, eliminando lo stato di trazione. Queste considerazioni non valgono se la fondazione è costruita in calcestruzzo armato.

Se il terreno non è comunque in grado di resistere alla sollecitazione bisognerà consolidarlo con interventi opportuni, per esempio con palificazioni. Per quanto riguarda la possibilità che la fondazione venga scalzata alla base si è già detto come si possa effettuare una stima della possibile erosione e come si debba intervenire.

Lo spessore della fondazione è calcolato in funzione del salto di valle y , ovvero il dislivello tra il profilo di monte e il profilo di valle.

$$y = Z + h_0 - h_v \quad (28)$$

Per evitare lo scalzamento, il piano di posa delle fondazioni va posto ben al di sotto della profondità massima di escavazione a valle t (v. eq. 15). L'altezza della fondazione deve essere opportunamente dimensionata allo scopo di ripartire i carichi sul terreno ed evitare

lo scalzamento al piede. $z_f > t$ è una condizione indispensabile, poiché quando è verificata non c'è pericolo di scalzamento al piede.

Per il calcolo di z_f si può adottare la seguente espressione:

$$z_f \cong 0,3 \div 0,5(Z + h_0). \quad (29)$$

Per una maggiore stabilità e solidità dell'opera si realizzano mensolotti.

a_m la larghezza del mensolotto di monte

a_v la larghezza del mensolotto di valle

Bisogna che siano verificate le seguenti condizioni:

$$a_m > a_v \quad (30)$$

$$1 < a_m < 1,5 \text{ m} \quad (31)$$

$$a_v = 0,7z_f \quad (32)$$

Determinazione dello spessore al coronamento

Il Calcolo lo spessore del coronamento, s può essere effettuato attraverso una relazione di tipo empirico Zoli (1952)

$$s \geq 0,70 + (0,10 \div 0,20)Z. \quad (33)$$

La scelta del valore del coefficiente oscilla a seconda delle dimensioni dei massi trasportati dalla corrente: 0,10 piccoli, 0,20 grandi.

Determinazione spessore corpo della briglia

Il calcolo lo spessore del corpo della briglia alla base, b .

$$b = Z \sqrt{\frac{Z+3h_0-\frac{s^2}{Z}}{Z+h_0+4,55}} \quad (34)$$

La larghezza della fondazione e quindi calcolabile sommando la larghezza del mensolotto di monte, la larghezza del mensolotto di valle e la larghezza del corpo della briglia.

$$B = a_m + b + a_v.$$

Determinazione della pendenza dei paramenti

La sezione della briglia può essere di forma rettangolare oppure trapezia con uno od entrambi i paramenti inclinati. Possono esistere anche briglie a gradoni. Quest'ultima soluzione è sempre limitata alle briglie costruite in pietrame o in gabbioni a causa della impossibilità o della difficoltà o del costo connesso, in questi casi, alla costruzione del paramento inclinato. La pendenza del paramento di monte viene definita soltanto in funzione della stabilità della briglia: infatti il paramento inclinato aumenta il volume e quindi il peso dell'opera. Il paramento inclinato resiste anche meglio all'urto del materiale trasportato, ma questo beneficio vale soltanto prima dell'interramento.

La pendenza del paramento di valle deve essere tale da evitare che i ciottoli e i massi trasportati dalla corrente lo colpiscano danneggiandolo. Di conseguenza il valore massimo della scarpa può essere facilmente calcolato con la (14). In Italia la normativa (1912) impone ancora che il paramento di valle sia verticale. Negli altri paesi si adotta abitualmente una scarpa di $0.1 \div 0.2$. Anche l'inclinazione del paramento di valle è conveniente dal punto di vista statico.

In pratica la pendenza dei paramenti, che contribuisce alla stabilità dell'opera, ne aumenta i costi di costruzione. Il valore da assegnare alle scarpe deve quindi essere scelto anche in base a considerazioni di tipo economico

Verifiche di stabilità della briglia a gravità

La fase successiva consiste nel verificare se la briglia resiste alle situazioni limiti:

- 1) Prima dell'interrimento
- 2) In esercizio, caso drenato: è avvenuto l'interrimento e sono presenti dreni volti a ridurre la pressione dell'acqua sul paramento di monte.
- 3) In esercizio, caso non drenato: è avvenuto l'interrimento e i dreni sono ostruiti.

Di seguito sono riportate le condizioni che ogni verifica deve soddisfare.

A. Verificare che la briglia non scorra per azione delle spinte sul paramento di monte.

Alla spinta della corrente si oppongono:

- o Il peso della briglia;
- o L'azione dell'acqua a valle della briglia;
- o La terra che ricopre la base di fondazione a valle della briglia;

- B. Verificare che la briglia non ruoti attorno ad un punto critico detto polo.
- C. Verifica di schiacciamento. Il terreno deve resistere alle azioni di schiacciamento dovute al peso della briglia e alle forze agenti su di essa.
- D. Verifica idraulica a sifonamento. Il sifonamento è un fenomeno che avviene a causa della filtrazione al di sotto del piano di fondazione della briglia. Esso può:
 - o scalzare la fondazione della briglia
 - o oppure creare dei canali al di sotto della fondazione i quali, ingrandendosi, possono causare il crollo della briglia. A questo proposito uno dei possibili accorgimenti è la costruzione di un *taglione* a monte della fondazione.

Caso 1: prima dell'interrimento.

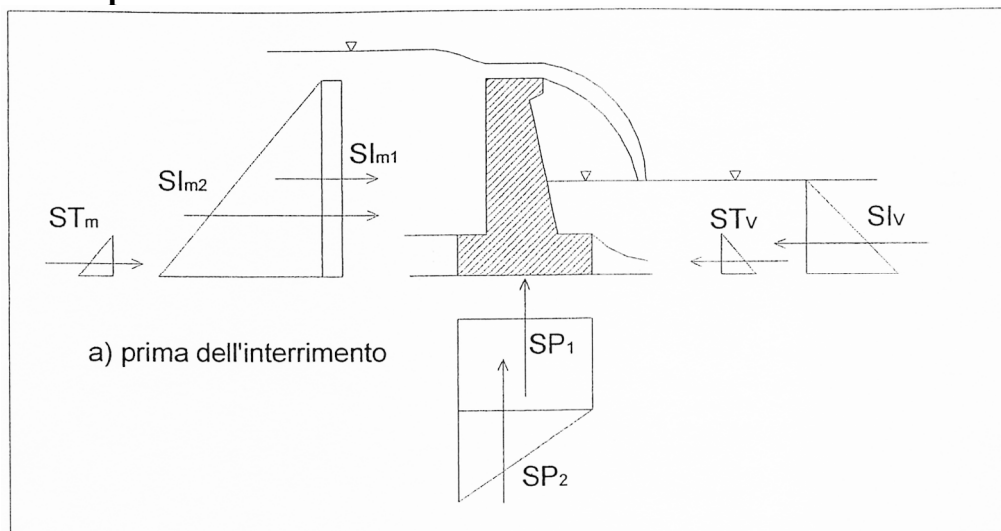


Fig.13 Schema delle forze prima dell'interrimento

Calcolata l'altezza h_o è possibile tracciare diagramma delle pressioni idrostatiche.

Calcolo SI_m = spinta idraulica di monte esercitata su una superficie rettangolare piana:

$SI_m = \gamma h_G A = \underline{p}_G A$ dove $h_G = h_o + \frac{H}{2}$ è l'affondamento del baricentro rispetto al PCI e γ è il peso specifico dell'acqua, con H si è indicato la somma dell'altezza della briglia e della fondazione.

$$\text{In modulo: } SI_m = p_{Gm} A = \gamma \left(h_o + \frac{H}{2} \right) (H \cdot 1) = \frac{1}{2} \gamma H (2h_o + H) \quad \left[\frac{N}{m} \right] . \quad (35)$$

Pari all'area del diagramma delle pressioni ($SI_{m1} + SI_{m2}$).

La spinta idrostatica su una superficie piana è pari al **volume** del diagramma delle pressioni. In questo caso, si dimensiona per metro di profondità ed il calcolo della spinta idrostatica si riduce al calcolo dell'area del diagramma delle pressioni.

La forza SI_m agisce in un punto, la distanza x_{C1} rispetto alla superficie della corrente è pari:

$$x_{C1} = x_G + e = x_G + \frac{I_0}{M} = \frac{I}{M} = \frac{I_0 + x_G^2 A}{M}$$

I momento d'inerzia rispetto alla retta di sponda.

$I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot H^3}{12} = \frac{H^3}{12}$ momento d'inerzia della superficie rispetto ad un asse baricentrico.

$x_G = h + \frac{H}{2}$ $M = Ax_G = (H \cdot 1) \left(h + \frac{H}{2} \right)$ momento statico rispetto alla retta di sponda.

$$\begin{aligned} x_{C1} &= \left(ho + \frac{H}{2} \right) + \frac{H^3}{12} \frac{1}{H \left(ho + \frac{H}{2} \right)} = ho + \frac{H}{2} + \frac{H^2}{12 \left(ho + \frac{H}{2} \right)} \\ &= ho + \frac{H}{2} + \frac{H^2}{6(2ho + H)} = \frac{6ho(2ho + H) + 3H(2ho + H) + H^2}{6(2ho + H)} \\ &= \frac{12ho^2 + 6hoH + 6hoH + 3H^2 + H^2}{6(2ho + H)} = \frac{12ho^2 + 12hoH + 4H^2}{6(2ho + H)} \\ &= \frac{4(3ho^2 + 3hoH + H^2)}{6(2ho + H)} = \frac{2(3ho^2 + 3hoH + H^2)}{3(2ho + H)} \end{aligned}$$

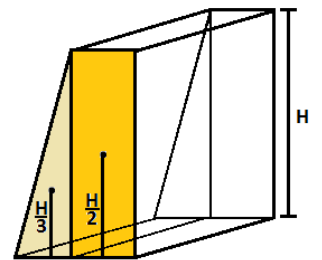
La distanza della forza SI_m rispetto al polo di rotazione

$$\begin{aligned} \text{Braccio } \overline{C_1 O} = dS_{im} &= \frac{H}{2} - e = \frac{H}{2} - \frac{I_0}{M} = \frac{H}{2} - \frac{H^3}{12} \frac{1}{H \left(ho + \frac{H}{2} \right)} = \frac{H}{2} - \frac{H^2}{6(2ho + H)} \\ &= \frac{3H(2ho + H) - H^2}{6(2ho + H)} = \frac{6Hho + 3H^2 - H^2}{6(2ho + H)} = \frac{6Hho + 2H^2}{6(2ho + H)} \\ &= \frac{2H(3ho + H)}{6(2ho + H)} = \frac{H(3ho + H)}{3(2ho + H)}. \end{aligned} \quad (36)$$

Oppure si calcola il braccio dSI_m considerando il baricentro del diagramma delle pressioni.

Trapezio = rettangolo + triangolo, quindi: $SI_m = SI_{ret} + SI_{tri}$

Il momento della forza rispetto al polo di rotazione o.



$$M_{SI_m} = SI_{ret} \frac{H}{2} + SI_{tri} \frac{H}{3} = (\gamma ho H) \frac{H}{2} + \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \frac{H}{3} = \gamma ho \frac{H^2}{2} + \frac{1}{3} \frac{H^3}{2} \gamma = \gamma \frac{H^2}{2} \left(ho + \frac{H}{3} \right)$$

$$dSI_m = \frac{M_{SI_m}}{SI_m} = \frac{\gamma \frac{H^2}{2} \left(ho + \frac{H}{3} \right)}{\frac{1}{2} \gamma H (2ho + H)} = \frac{H \left(ho + \frac{H}{3} \right)}{(2ho + H)} = \frac{H(3ho + H)}{3(2ho + H)} \quad (37)$$

Calcolo $\mathbf{ST}_m$ = spinta esercitata dal terreno di monte.

Il terreno che, con il defluire di piene, si ferma a ridosso della briglia è caratterizzato da un angolo d'attrito Φ e dalla porosità $n = V_v/V_t$. Se γ_d è il peso specifico del materiale, il peso di volume, per terreno asciutto, è:

$$\gamma_t = \frac{P}{V_t} = \frac{\gamma_d}{V_t} = \frac{\gamma_d(V_t - V_v)}{V_t} = \gamma_d - \gamma_d \cdot n \text{ per terreno saturo d'acqua } \gamma_{sat} = \gamma_t + n\gamma. \text{ Il}$$

coefficiente K_a di spinta attiva è pari a $K_a = tg^2(45 - \Phi/2)$; quello a riposo K_0 è compreso, ad esempio per le sabbie, tra 0,4 e 0,7; solo per le argille può raggiungere il valore 1 e superarlo se sovraconsolidate. In genere $K_0 > K_a$.

A monte la pressione del terreno nel fondo è $(\gamma_{sat} - \gamma)z_f K_a$ con z_f altezza della fondazione.

$$ST_m = K_a(\gamma_{sat} - \gamma) \frac{z_f}{2} (z_f \cdot 1) = K_a(\gamma_{sat} - \gamma) \frac{z_f^2}{2}; \quad (38)$$

$$dST_m = \frac{1}{3} z_f. \quad (39)$$

A valle:

$$SI_v = \gamma \frac{h_v}{2} (h_v \cdot 1) = \gamma \frac{h_v^2}{2}; \quad (40)$$

$$dSI_v = \frac{1}{3} h_v \quad (41)$$

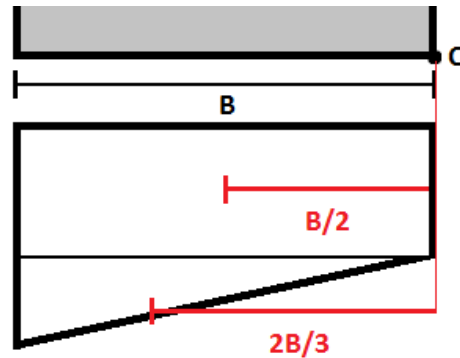
$$ST_v = K_0(\gamma_{sat} - \gamma) \frac{z_f}{2} (z_f \cdot 1) = K_0(\gamma_{sat} - \gamma) \frac{z_f^2}{2}; \quad (42)$$

$$dST_v = \frac{1}{3} z_f. \quad (43)$$

Al di sotto del piano di fondazione agisce una spinta dovuta alla sottopressione dovuta all'acqua:

$$\begin{aligned} \mathbf{SP} &= \gamma h_v B \cdot 1 + (\gamma H + \gamma ho - \gamma h_v) \frac{B}{2} \cdot 1 = \frac{\gamma B}{2} (2h_v + H + ho - h_v) \\ &= \frac{\gamma B}{2} (h_v + H + ho) \end{aligned}$$

dove $\gamma h_v B \cdot 1 = \text{area rettangolo}$ e $(\gamma H + \gamma h_o - \gamma h_v) \frac{B}{2} \cdot 1 = \text{area triangolo}$



Momento della spinta rispetto al polo O.,mbn

$$\begin{aligned} M_{SP} &= \gamma h_v B \frac{B}{2} + \left[\frac{\gamma B}{2} (H + h_o - h_v) \right] \frac{2}{3} B = \gamma h_v \frac{B^2}{2} + \gamma (H + h_o - h_v) \frac{B^2}{3} \\ &= \gamma B^2 \left(\frac{h_v}{2} + \frac{H}{3} + \frac{h_o}{3} - \frac{h_v}{3} \right) = \gamma B^2 \left(\frac{h_v}{6} + \frac{H}{3} + \frac{h_o}{3} \right) = \\ &= \frac{\gamma B^2}{6} (h_v + 2H + 2h_o) \end{aligned} \quad (44)$$

$$dSP = \frac{M_{SP}}{SP} = \frac{\frac{\gamma B^2}{6} (h_v + 2H + 2h_o)}{\frac{\gamma B}{2} (h_v + H + h_o)} = \frac{2}{6} B \frac{h_v + 2H + 2h_o}{h_v + H + h_o} = \frac{B}{3} \frac{h_v + 2H + 2h_o}{h_v + H + h_o}. \quad (45)$$

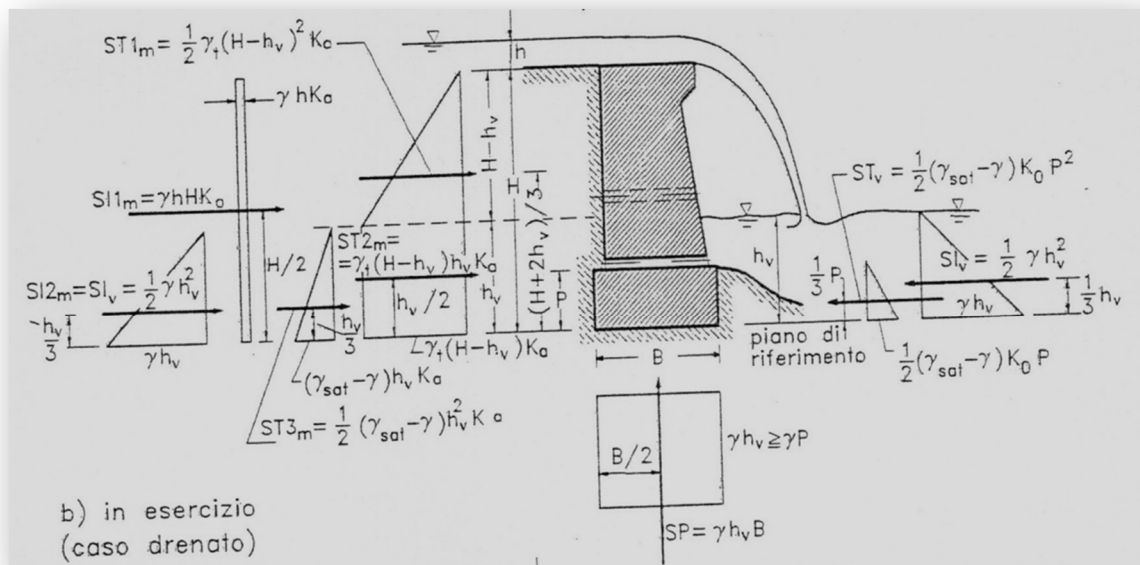


Fig.14 Schema delle forze in presenza di dreni.

Caso 2: in esercizio, drenato.

Nel corpo della briglia devono sempre essere presenti feritoie che consentano il drenaggio delle acque di subalveo in modo che, dopo l'interramento, non sia mai possibile la

formazione di un velo d'acqua continuo sul paramento di monte a cui corrisponderebbe la distribuzione idrostatica di pressione, con sollecitazioni sulla briglia notevolmente maggiori. I dreni comunque rischiano di intasarsi.

A monte si hanno cinque spinte (v. Fig.14):

$$SI1_m = \gamma h K_a H; \quad dSI1_m = \frac{H}{2} \quad (46)$$

$$SI2_m = \gamma h_v^2 \frac{1}{2}; \quad dSI2_m = h_v/3 \quad (47)$$

$$ST1_m = \frac{1}{2} \gamma_t (H - h_v) K_a (H - h_v) = \frac{1}{2} \gamma_t K_a (H - h_v)^2; \quad (48)$$

$$dST1_m = h_v + \frac{1}{3} (H - h_v) = \frac{2}{3} h_v + \frac{1}{3} H \quad (49)$$

$$ST2_m = \gamma_t (H - h_v) K_a h_v; \quad dST2_m = \frac{h_v}{2} \quad (50)$$

$$ST3_m = (\gamma_{sat} - \gamma) h_v^2 K_a \frac{1}{2}; \quad dST3_m = \frac{h_v}{3} \quad (51)$$

Osservazioni:

- Per le spinte $ST1_m$ e $ST2_m$ il peso specifico è pari ad γ_t e non $(\gamma_{sat} - \gamma)$ perché grazie al dreno l'acqua defluisce verso valle; dunque per le porzioni T1 e T2 non si considera la spinta di Archimede.
- La porzione T3 è in condizioni di saturazione.
- La pendenza del diagramma della porzione T3 è minore di quella della porzione T2 perché $(\gamma_{sat} - \gamma) < \gamma_t$.
- Sotto il dreno (cioè sotto la linea di saturazione) si considera la spinta idrostatica. Sopra il dreno si deve però tenere conto del contributo dovuto al livello idrico h sul coronamento. Si dovrebbe considerare quindi un carico uniformemente distribuito pari a γh agente sul paramento di monte della briglia. Siccome γh è troppo gravoso rispetto alla realtà, lo si moltiplica per K_a (è sempre $K_a < 1$).

A valle: non è cambiato nulla rispetto al caso 1.

$$SI_v = \gamma \frac{h_v^2}{2}; \quad dSI_v = \frac{h_v}{3} \quad (52)$$

$$ST_v = (\gamma_{sat} - \gamma) \frac{h_v^2}{2} K_0; \quad dST_v = \frac{h_v}{3} \quad (53)$$

Sottopressioni: diagramma rettangolare, le altezze sono uguali a valle e a monte.

$$SP = (\gamma h_v) B; \quad dSP = \frac{B}{2} \quad (54)$$

Caso 3: in esercizio, non drenato.

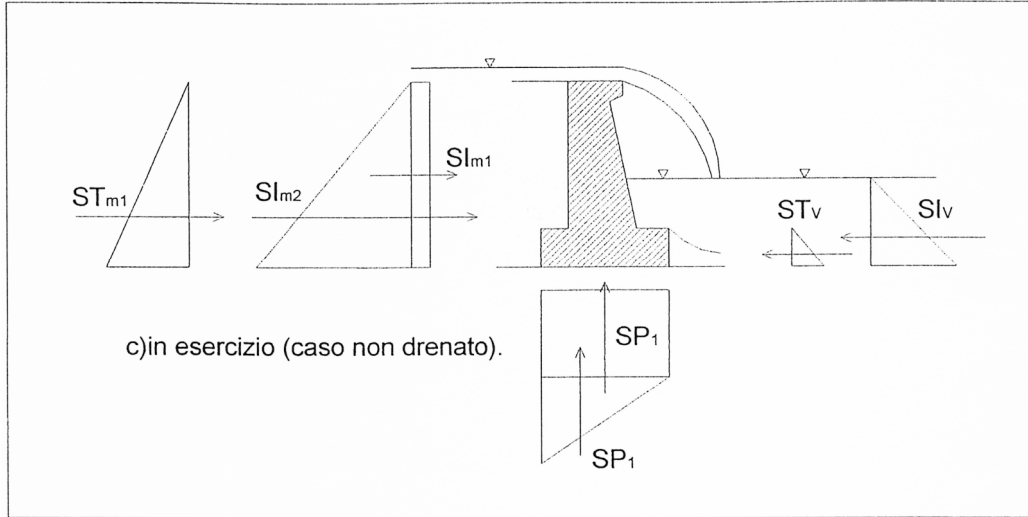


Fig.15 Schema delle forze dopo l'interrimento in assenza di dreni.

A monte:

$$SI_m = (\gamma ho)H + \gamma \frac{H^2}{2} = \frac{1}{2} \gamma H(2ho + H); \quad dSI_m = \frac{3hoH + H^2}{3(2ho + H)} \quad (55)$$

$$ST_m = K_a \frac{H^2}{2} (\gamma_{sat} - \gamma); \quad dST_m = \frac{1}{3} H \quad (56)$$

A valle: come per il caso 1.

$$\text{Sottopressioni: } SP = (\gamma h_v + \gamma H + \gamma ho) \frac{B}{2} = \gamma (H + h_v + h) \frac{B}{2}; \quad (57)$$

$$dSP = \frac{B}{3} \frac{(h_v + 2h + 2H)}{h_v + H + h} \quad (58)$$

Il caso 2 è più vantaggioso del caso 3, sia per la riduzione della pressione a monte, sia per le più basse sottopressioni che tendono ad alleggerire la struttura. Le forze a valle sono a vantaggio di stabilità: bloccano lo scorrimento e producono un momento stabilizzante.

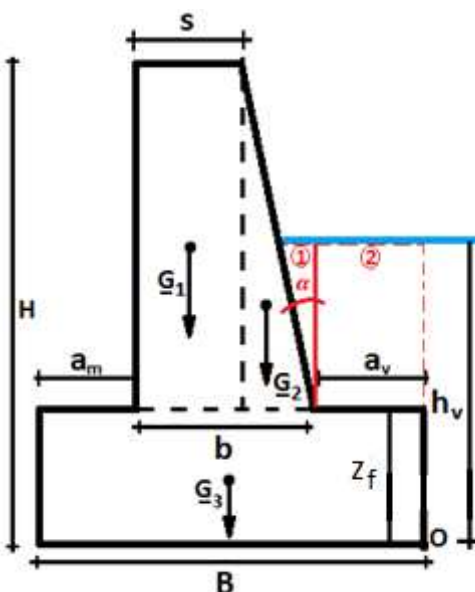
III fase: calcolo il peso della briglia ($\gamma_{cls} = 24000 \text{ N/m}^3$)

$$G_1 = \gamma_{cls} s (H - z_f); \quad dG_1 = B - a_m - \frac{s}{2} \quad (59)$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \gamma_{cls} (b - s) (H - z_f); \quad dG_2 = a_v + \frac{2}{3} (b - s) \quad (60)$$

$$G_3 = \gamma_{cls} B z_f; \quad dG_3 = \frac{B}{2} \quad (61)$$

Nei tre casi questi pesi restano costanti, cambia, invece, il peso che si scarica sui mensolotti a valle e a monte.



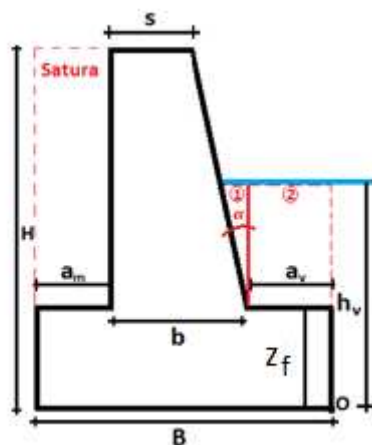
Caso 1: prima dell'interrimento si ha solo acqua a monte e a valle. Il peso dell'acqua sul mensolotto a monte e a valle e il relativo braccio rispetto al polo O è dato dalle seguenti equazioni.

$$W_m = \gamma a_m (H - z_f); \quad dW_m = B - \frac{a_m}{2} \quad (60)$$

$$W_{v2} = \gamma a_v (h_v - z_f); \quad dW_{v2} = \frac{a_v}{\gamma} \quad (61)$$

$$W_{v1} = \frac{\gamma}{2} (h_v - z_f) [(h_v - z_f) \tan \alpha] = \frac{\gamma}{2} (h_v - z_f)^2 \tan \alpha; \quad (62)$$

$$dW_{v1} = a_v + \frac{1}{3}(h_v - z_f) \tan \alpha. \quad (63)$$

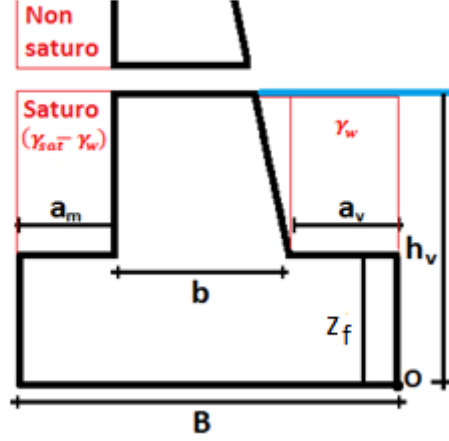


Caso 2: Il paramento di monte è a contatto con il terreno. Si considera un dreno posto all'altezza di h_n . Calcolo dei pesi sui mensolotti e relativi bracci rispetto al polo O.

$$W_m = \gamma_t a_m (H - h_v) + (\gamma_{sat} - \gamma) a_m (h_v - z_f) \quad dW_m = B - \frac{a_m}{2} \quad (64)$$

$$W_{v2} = \gamma a_v (h_v - z_f) \quad dW_{v2} = \frac{a_v}{2} \quad (65)$$

$$W_{v1} = \frac{\gamma}{2} (h_v - z_f)^2 \tan \alpha \quad dW_{v1} = a_v + \frac{1}{3} (h_v - z_f) \tan \alpha \quad (66)$$



Caso 3: Il terreno si trova in condizioni di saturazione per tutta l'altezza $(H - z_f)$ a monte.

$$W_m = (\gamma_{sat} - \gamma)(H - z_f)a_m; \quad dW_m = B - \frac{a_m}{2} \quad (67)$$

$$W_{v2} = \gamma a_v (h_v - z_f); \quad dW_{v2} = \frac{a_v}{2} \quad (68)$$

$$W_{v1} = \frac{\gamma}{2} (h_v - z_f)^2 \tan \alpha; \quad dW_{v1} = a_v + \frac{1}{3} (h_v - z_f) \tan \alpha \quad (69)$$

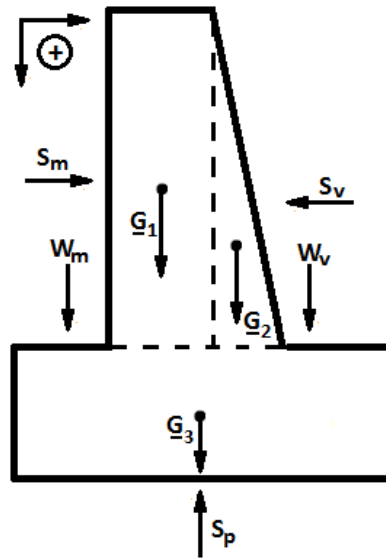


Fig. 16 Forze agenti sulla briglia

IV fase: verifiche.

Sono da effettuarsi 3 verifiche statiche e una idraulica, per tutti e tre i casi considerati.

Verifica a scorrimento. Si effettua l'equilibrio alla traslazione orizzontale fra le forze di monte e di valle; la risultante di tale forze R_o provoca lo scorrimento verso valle della briglia. Ad essa si oppone, nel piano fra la fondazione in cls e il terreno, una forza di verso opposto (forza d'attrito $\mu \cdot R_v$). Nel caso di fondazioni su terreni di ottime caratteristiche geotecniche (es. roccia), il coefficiente d'attrito μ struttura-terreno può assumere valori pari fino a 0.75. Per un terreno di fondazione incoerente e permeabile (ghiaia, sabbia), il coefficiente di attrito assume il valore pari a $\tan \emptyset$, con $\emptyset$ angolo di attrito del terreno. Con R_v si indica la risultante delle forze verticali. Fino a quando $R_o = \mu R_v$ si è in condizioni di equilibrio. Per la Normativa Italiana, la verifica a scorrimento è soddisfatta quando risulta che:

$$\mu R_v \geq C_s R_o \quad (70)$$

$C_s = 1.3$ è il coefficiente di sicurezza.

La verifica scorrimento deve essere soddisfatta per i tre casi limite.

Fissato un sistema di riferimento si valutano le risultanti R_o e R_v :

Caso 1

$$\begin{cases} R_o = SI_m + ST_m - ST_v - SI_v \\ R_v = G_1 + G_2 + G_3 - SP + W_m + W_{v1} + W_{v2} \end{cases} \quad (71)$$

Caso 2

$$\begin{cases} R_o = ST1_m + ST2_m + ST3_m + SI1_m + SI2_m - ST_v - SI_v \\ R_v = G_1 + G_2 + G_3 - SP + W_m + W_{v1} + W_{v2} \end{cases} \quad (72)$$

$SI1_m, SI_v$ sono uguali e opposte

SP, W_m, W_{v1}, W_{v2} cambiano rispetto al caso 1

Caso 3

$$\begin{cases} R_o = SI_m + ST_m - ST_v - SI_v \\ R_v = G_1 + G_2 + G_3 - SP + W_m + W_{v1} + W_{v2} \end{cases} \quad (73)$$

W_m cambia rispetto al caso 1.

Verifica a ribaltamento.

Noto che sia il valore delle forze ed il loro punto di applicazione si scrive l'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al punto più sfavorevole, che è il piede del paramento di valle (punto O v. figura). La condizione di stabilità impone che il rapporto tra il momento stabilizzante M_{stab} e il momento ribaltante M_{rib} sia maggiore di un coefficiente di sicurezza C_r il cui valore di solito è 1,5:

$$M_{stab} \geq C_r M_{rib} \quad \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq 1,5 \quad (74)$$

C_r coefficiente di sicurezza al ribaltamento

La verifica a ribaltamento deve essere soddisfatta per i tre casi limite.

Caso 1. $M_{stab} = G_1 \cdot dG_1 + G_2 \cdot dG_2 + G_3 \cdot dG_3 + W_m \cdot dW_m + W_{v1} \cdot dW_{v1} + W_{v2} \cdot dW_{v2} + SI_v \cdot dSI_v + ST_v \cdot dST_v;$ (75)

M_{stab} è il momento che ha generato una rotazione antioraria rispetto al polo di rotazione O.

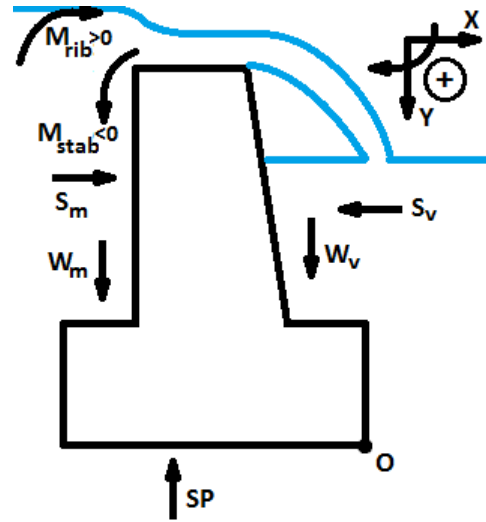
$$M_{rib} = SI_m \cdot dSI_m + ST_m \cdot dST_m + SP \cdot dSP \quad (76)$$

Caso 2. M_{stab} come nel caso 1; cambia solo il valore del prodotto $W_m \cdot dW_m$.

$$M_{rib} = SP \cdot dSP + SI1_m \cdot dSI1_m + SI2_m \cdot dSI2_m + ST1_m \cdot dST1_m + ST2_m \cdot dST2_m + ST3_m \cdot dST3_m \quad (76)$$

Caso 3. M_{stab} come nel caso 1; cambia solo il valore del prodotto $W_m \cdot dW_m$.

$$M_{rib} = SI_m \cdot dSI_m + ST_m \cdot dST_m + SP \cdot dSP \quad (77)$$



Verifica a schiacciamento.

La stabilità allo schiacciamento è verificata quando la sollecitazione massima di compressione, a cui può essere sottoposta qualsiasi parte del corpo della briglia, risulti inferiore al carico di sicurezza K_t del terreno (v. Tab.1).

Natura del terreno	Carico ammissibile (N/cm ²)	Osservazioni
Rocce dure	200	
Rocce tenere (calcari,tufi,arenarie)	70÷200	La presenza d'acqua diminuisce la resistenza
Ghiaia compatta, saldamente statificata, poco materiale legante	50÷70	come sopra
Sabbia saldamente stratificata	30÷50	come sopra
Sabbia di finezza media	20÷30	come sopra
Argilla sabbiosa e creta compatta	20÷30	solo se è assolutamente escluso un afflusso d'acqua
Terreno di riporto	5÷10	a seconda dell'assestamento
Terreno vegetale vergine	5	non usabile per costruzioni

Tab. 1: carico massimo ammissibile sui terreni

Poiché nel corpo della briglia la tensione massima si verifica in corrispondenza del lembo di valle, indicato con σ_v tale valore deve essere

$$\sigma_v \leq K_t \quad (78)$$

Alla determinazione di σ_v si perviene considerando che essa sia causata da una sollecitazione di pressoflessione, per cui in corrispondenza del piano di contatto della fondazione, larga B , con il terreno, considerando un metro lineare di opera, risulta:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (79)$$

Essendo R_v la risultante delle forze verticali effettive agenti sul piano di posa ed e l'eccentricità delle risultante R di tutte le azioni (orizzontali e verticali) effettive agenti sul piano di fondazione, ossia la distanza del punto di applicazione C della forza R , dal baricentro della fondazione stessa.

L'eccentricità e si calcola con la seguente relazione:

$$e = \frac{B}{2} - u \quad (80)$$

Essendo u la distanza del punto C dallo spigolo di valle, individuata calcolando il rapporto tra il momento risultante, pari alla differenza tra il momento stabilizzante M_s e quello ribaltante M_R , e la risultante R_v delle azioni effettive verticali:

$$u = \frac{M_s - M_R}{R_v} \quad (81)$$

La tensione in corrispondenza del lembo di monte, σ_m si determina con la seguente relazione:

$$\sigma_m = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (81)$$

La posizione C del punto di applicazione di R rispetto al nocciolo centrale d'inerzia, (nel caso di sezione rettangolare assumerà la forma di un rombo), permetterà di stabilire la distribuzione dello sforzo sulla base della fondazione (v. figura 17).

Si possono presentare diversi casi, di seguito elencati.

Caso a. Se C ricade all'interno del nocciolo centrale d'inerzia e $u = \frac{B}{2}$, si ha una situazione molto improbabile, si ha perfetto equilibrio tra M_s e M_R . R_v passa per il baricentro della fondazione, quindi si ha un diagramma delle pressioni rettangolare. $R_v = \sigma_v \cdot B$.

Caso b. se C ricade all'interno del nocciolo centrale e $\frac{B}{3} < u < \frac{B}{2}$ si ha una condizione che si realizza più di frequente nella realtà. Tutta la fondazione è collaborante: il diagramma degli sforzi ha la forma di un trapezio (v. Fig 17b), $R_v =$ area del diagramma di per metro lineare. Il centro di spinta si trova all'interno del nocciolo d'inerzia; σ_v ha un valore più piccolo che in tutti i casi successivi.

I valori di σ_m e σ_v possono essere anche ricavati analizzando il diagramma delle pressioni, $R_v = \frac{B}{2}(\sigma_m + \sigma_v)$. Dall'equilibrio dei momenti rispetto al polo O : $R_v u = \sigma_m B \frac{B}{2} + (\sigma_v - \sigma_m) \frac{B}{2} \frac{B}{3}$.

$$\begin{cases} R_v = \frac{B}{2}(\sigma_m + \sigma_v) \\ R_v u = \sigma_m B \frac{B}{2} + (\sigma_v - \sigma_m) \frac{B}{2} \frac{B}{3} \end{cases} \quad (82)$$

Dalla soluzione del sistema di due equazioni nelle due incognite σ_m e σ_v si ottiene:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right).$$

Caso c. Se il punto di applicazione della forza R ricade all'estremità del nocciolo centrale d'inerzia si ha un diagramma degli sforzi triangolare (v. Fig17c). In tale caso $e = \frac{B}{6}$, $u = \frac{B}{3}$ e la sezione risulta totalmente reagente a compressione, il diagramma delle tensioni σ è triangolare. $\sigma_m = 0$. R_v è sempre pari all'area del diagramma degli sforzi di conseguenza si ha:

$$\sigma_v = \frac{2R_v}{B} \quad (82)$$

$$\sigma_v \left(u = \frac{B}{3} \right) > \sigma_v \left(\frac{B}{3} < u < \frac{B}{2} \right).$$

Caso d. Infine se il punto di applicazione della forza R ricade fuori del nocciolo centrale d'inerzia si ha un diagramma di carico parzializzato (v. Fig17d).

$$\sigma_m < 0, \quad u < \frac{B}{3}; \quad \sigma_v \left(u < \frac{B}{3} \right) > \sigma_v \left(u = \frac{B}{3} \right).$$

In questa situazione la sezione non è tutta collaborante ma parzialmente reagente. Se il terreno reagisse a trazione questa condizione non sarebbe tanto grave. Ma il terreno ha una capacità di resistenza a trazione molto scarsa, quindi R_v è solo pari all'area del triangolo a destra, di compressione. Dunque una parte del terreno non collabora affatto a sostenere la briglia, ovvero una parte della fondazione non scarica le forze sul terreno. È buona norma fare in modo che la risultante R delle forze agenti sul piano di base della fondazione ricada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondazione. Infatti, come visto, quanto più la risultante delle forze che agiscono sull'opera è distante dal baricentro della suddetta base, tanto più le pressioni su di essa saranno disuniformi, e, nell'ipotesi di terreno elastico, anche i relativi cedimenti.

$$R_v = \frac{1}{2} 3u\sigma_v \Rightarrow \sigma_v = \frac{2R_v}{3u}. \quad (83)$$

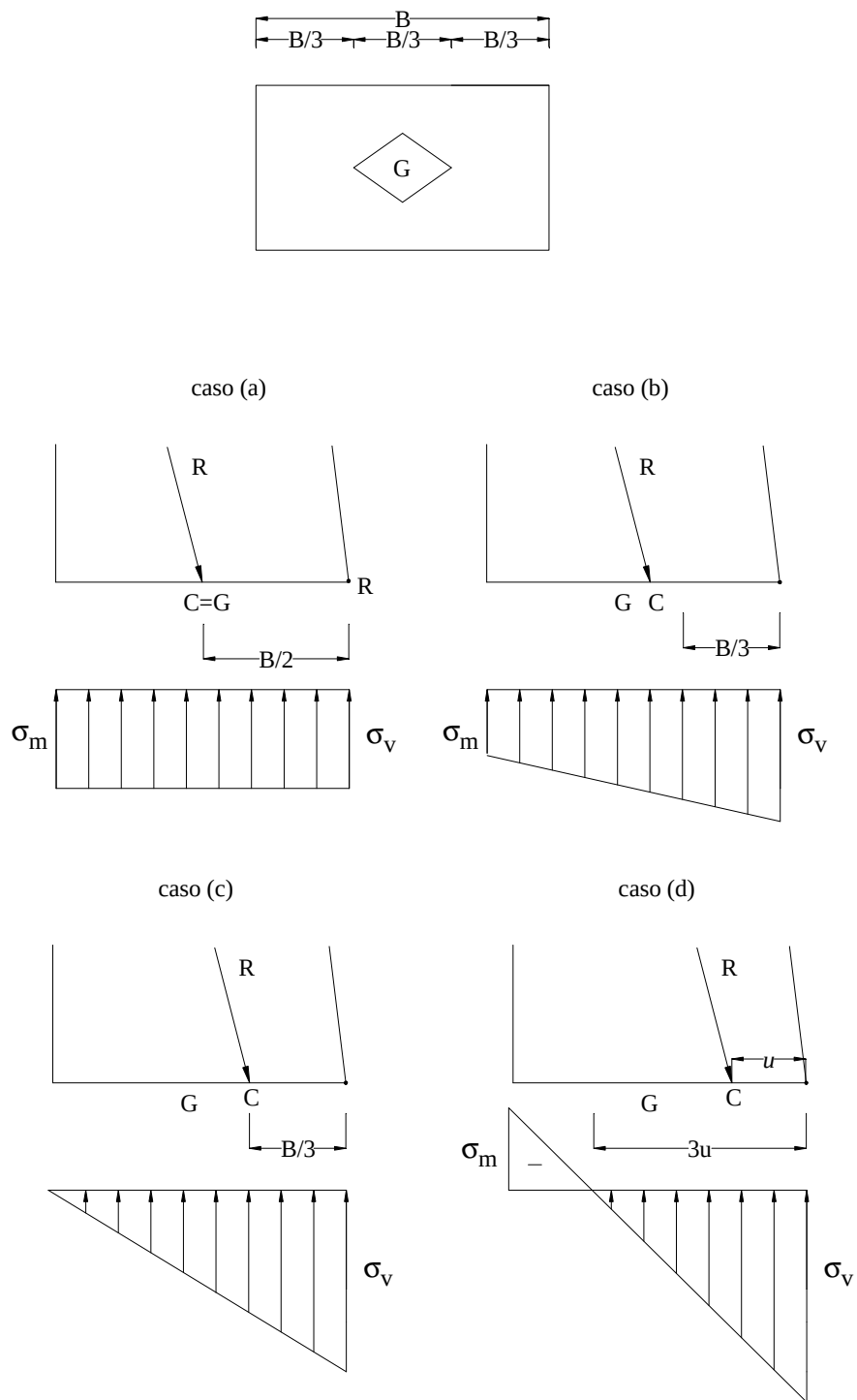


Fig. 17 *Tipi di sollecitazione sul piano di fondazione di una briglia.*

Verifica a schiacciamento attraverso il calcolo del carico limite sistema fondazione-terreno.

La verifica allo schiacciamento del terreno può essere condotta, piuttosto che facendo riferimento a un carico di sicurezza K_t del terreno, tenendo conto dell'effettivo meccanismo di rottura di una fondazione superficiale. La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare. Il carico limite del complesso terreno-struttura, viene determinato mediante l'espressione trinomia di Terzaghi valida per il caso di risultante R , sulla fondazione, verticale e centrata:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (84)$$

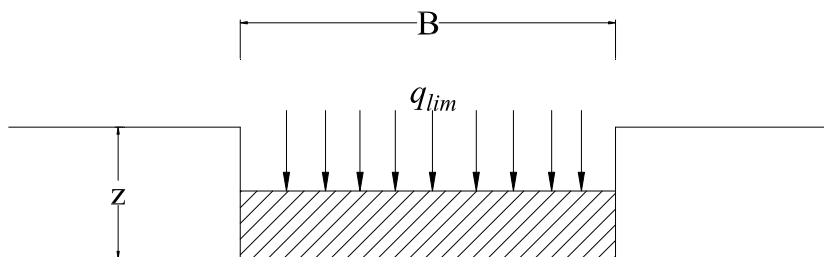
In cui γ_t è il peso specifico del terreno, B è la larghezza della fondazione, c è la coesione del terreno di fondazione, q è il sovraccarico agente ai lati della fondazione (pari al prodotto di $\gamma_t z$, essendo z la profondità del piano di posa della fondazione rispetto al fondo dell'alveo) e N_γ, N_c, N_q sono fattori di capacità portante adimensionali variabili in funzione dell'angolo di attrito φ .

Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità sono le seguenti:

$$N_q = e^{(\pi \cdot tg \varphi)} tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) c \cdot tg \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg \varphi$$



La formula di Brinch-Hansen generalizza il risultato di Terzaghi, considerando anche l'inclinazione e l'eccentricità del carico sulla fondazione, la profondità della fondazione rispetto al piano di campagna, l'inclinazione della base della fondazione e del piano di campagna e la forma della fondazione. Il carico limite viene calcolato con la formula:

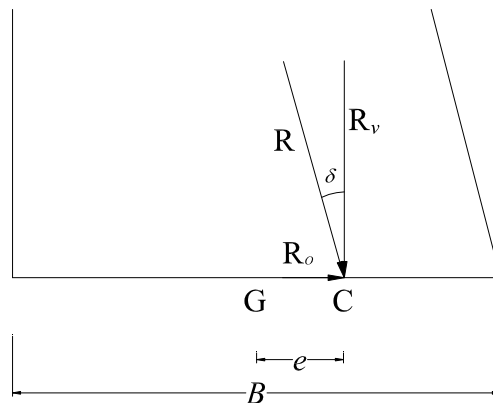
$$q_{lim} = \frac{1}{2}(\gamma_t - \gamma)(B - 2e)N_\gamma i_\gamma + cN_c i_c + (\gamma_t - \gamma)zN_q i_q$$

Nel caso delle briglie tenuto conto del moto di filtrazione che avviene nella formazione permeabile sotto la base di fondazione bisogna considerare il peso specifico efficace del terreno $\gamma_{t'} = (\gamma_t - \gamma)$. Essa viene correlata da vari coefficienti correttivi i_γ , i_c , i_q , che tengono conto dell'inclinazione del carico rispetto alla verticale.

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2$$

In cui l'angolo δ è pari a $\arctg(R_o/R_v)$ con R_o e R_v rispettivamente la componente orizzontale e verticale della risultante R . Il termine $(B-2e)$ tiene conto dell'eccentricità della risultante R



La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta: $q_{lim} \geq 3\sigma_{max}$

Verifica a sifonamento. Il fenomeno del sifonamento si ha per effetto del moto di filtrazione al di sotto della briglia. Tale moto di filtrazione è instaurato dalla differenza di quota y (v. eq. 28) del livello dell'acqua tra monte e a valle della briglia. Per sifonamento si intende la rimozione da parte del moto di filtrazione delle particelle più piccole costituenti il terreno di appoggio della base di fondazione con la conseguente formazione

di una zona a permeabilità maggiore che agisce da richiamo di acqua con conseguente aumento della velocità di filtrazione che diventa capace di erodere e trasportare via le particelle più grandi del mezzo creando veri e propri canali (piping). Il processo di erosione e trasporto del materiale si amplifica determinando il collasso della parte sovrastante..

La verifica a sifonamento è soddisfatta se il coefficiente F , calcolato con la regola empirica di Lane, è maggiore o uguale ad un coefficiente F^* tabellato (v. Tab.2).

$$F = \frac{\frac{1}{3}L_0 + L_v}{y} \geq F^* \quad \textbf{Regola di Lane}$$

$L_0 = \sum_i L_{0i}$ sommatoria di tutti i tratti orizzontali della fondazione

$L_v = \sum_i L_{vi}$ sommatoria di tutti i tratti verticali

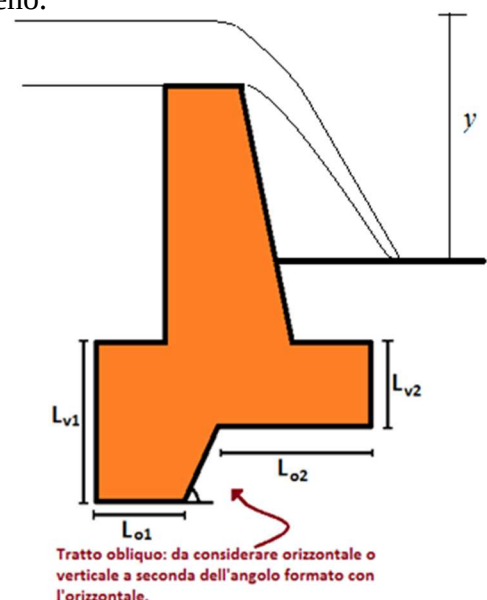
Se vi sono nella fondazione dei tratti inclinati si considera come tratto:

- o orizzontale il tratto inclinato rispetto all'orizzontale fino a un angolo di 45° ,
- o verticale il tratto con inclinazione superiore ai 45° .

Dato quindi il tirante idraulico e l'altezza della fondazione, si valuta il percorso che la particella compie per attraversare la fondazione. Se non risulta soddisfatta la verifica a sifonamento occorre incrementare la lunghezza del percorso filtrante in orizzontale, con platee, o in verticale mediante diaframmi infissi nel terreno.

Tab.2. valori riferimento di F^* .

Fanghi e limi	20
Limi e sabbia molto fine	18
Sabbia fine	15
Sabbia media	12
Sabbia grossa	10
Ghiaia da fine a grossa	9-4
Argilla molto compatta o dura	6-3



BIBLIOGRAFIA

ARMAMI NI A. Appunti dalle lezioni del Corso di Sistemazione dei Bacini Montani e Conservazione del Suolo. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Trento.

ARMAMI NI A.. Le opere di difesa e sistemazione montana: sicurezza idraulica e impatto ambientale. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Trento.

ARREDI F., 1988, Costruzioni idrauliche. Seconda Edizione UTET, Torino.

BENINI, G-, 1990, Sistemazioni idraulico-forestali. UTET, Torino

CITRINI D., NOSEDA G., 1987, Idraulica, Ambrosiana Milano, pag 177-224, 359-424.

FERRO V., 2006, La sistemazione dei bacini idrografici. McGraw-Hill, 848.

MAIONE, U. e BRATH, A., 1955, Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali. Atti del corso di aggiornamento, Politecnico di Milano, Ed. BIOS, Cosenza.

MINISTERO DELL'AGRICOLTURA E DELLE FORESTE, 1972, Opere per la correzione dei torrenti. Moderne tecniche costruttive e nuovi procedimenti di calcolo". Collana verde, n. 29.

SHIELDS. A., 1936, Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteil.,PVWES, Berlin.

SCHUMM, SA., 1971, Fluvial Geomorphology: Historical Perspective", River mechanics, H.W. Shen (Editor and publisher), vol. I, Fort Collins, Colorado, USA.

VIPARELLI, M., 1951/52, Complementi di idraulica, Istituto di idraulica e costruzioni idrauliche dell'Università di Napoli, Napoli.