

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 III

**Sistemazioni montane, torrentizie e fluviali,
opere sui corsi d'acqua naturali**

appunti tratti dalle lezioni tenute nella A.A. 1987/88

INDICE

1.	Generalità e cenni storici.....	4
2	I corsi d'acqua naturali.....	11
2.1.1	Fiumi o torrenti, un tentativo di classificazione.....	11
2.1.2	Nomenclatura, Leggi di Baer e di Fargue.....	22
2.1.3	Il trasporto solido, generalità.....	28
2.2	I corsi d'acqua naturali dagli altri punti di vista.....	30
3	Le Piene.....	33
3.1	Le piene generalità e determinazione quantitative.....	33
3.1.1	Generalità.....	33
3.1.2	Le portate di Piena (vedi anche Capitolo I paragrafo.5).....	34
3.1.3	La propagazione delle piene.....	36
3.2.	La difesa dalle piene.....	37
3.2.1	Classificazione dei metodi di difesa dalle piene.....	37
3.2.2	Interventi di tipo strutturale.....	39
3.2.2.1	Interventi estensivi.....	39
3.2.2.1.1	Sistemazioni idraulico-forestali.....	41
3.2.2.1.2	Sistemazioni idraulico agrarie.....	42
3.2.2.2	Provvedimenti intensivi.....	43
3.2.2.2.1	I serbatoi e le casse di espansione.....	43
3.2.2.2.2	Le arginature.....	53
3.2.2.2.3	I diversivi e gli scolmatori.....	57
3.2.2.2.4	Le sistemazioni d'alveo.....	61
3.2.3	Provvedimenti di tipo non strutturale.....	62
3.3	Confronto critico tra i vari metodi di controllo e difesa dalle piene.....	63
4	Interventi a difesa della morfologia.....	69
4.1	Generalità sulla dinamica idromorfologica.....	69
4.2	Cenni sulle trasformazioni dovute alle piene nei vari tipi di tronchi d'alveo.....	70
4.3	Cenni sui tempi delle trasformazioni dovute alle piene nei vari tipi di tronchi d'alveo.....	77
4.4	Questioni metriche sul trasporto solido al fondo e sulla forza di trascinamento limite.....	80
4.4.1	Forza di trascinamento e velocità limite.....	80
4.4.2	Trasporto solido e portata di modellamento.....	83
4.4.3	La pendenza di compensazione.....	87
4.4.4	Imbrigliamento del torrente.....	89
4.5	La sistemazione dei fiumi torrentizi.....	96
4.5.1	Ulteriori questioni metriche sul trasporto solido.....	96
4.5.2	La progettazione dei pennelli.....	106
4.5.2.1	I pennelli insommergibili.....	110
4.5.2.2	I pennelli sommersibili.....	113
4.6	Esempi d'interventi.....	115
4.7	Sistemazione del tronco inferiore di un corso d'acqua (fume incassato).....	118
4.8	Arginature e sistemazione dell'ultimo tronco.....	124
4.9	Le arginature urbane.....	127
4.10	Le arginature suburbane.....	129
5.	Azione della acque fluviali sulle pile dei ponti.....	131

1. Generalita e cenni storici

.c.1.1 Generalita

Con il termine corsi d'acqua naturali si intendono una vasta categoria di colatori naturali che vanno dai ruscelli montani, ai torrenti, ai fiumi torrentizi sino ai grandi corsi d'acqua di pianura; tutti accomunati dal medesimo compito che è quello di convogliare ad un recipiente (altro corso d'acqua, lago, mare od oceano) le acque di origine meteorica che precipitano sulla superficie terrestre e quelle che dal sottosuolo vengono restituite, tramite sorgenti alla detta superficie.

Dopo questa doverosa premessa circa il medesimo compito che assolvono i corsi d'acqua naturali è subito da precisare che diversi sono i comportamenti dei vari tipi di corso d'acqua. In quanto segue noi ci soffermeremo con maggior dettaglio sui cosiddetti corsi d'acqua minori cioè sui ruscelli, sui torrenti e sui fiumi torrentizi accennando appena ai grandi corsi d'acqua di pianura, peraltro modesti sul territorio nazionale.

Infatti con riferimento al compito preminente dei corsi d'acqua è evidente che essi saranno tanto più importanti (dal punto di vista dello sviluppo idrografico: estensione del bacino superficiale, lunghezza delle aste, portata ecc...) tanto maggiore sarà la distanza delle aree da drenare dal recipiente finale.

Orbene nella situazione orografica italiana che è circondata da due mari distanti tra loro solo qualche centinaio di chilometri (si riducono a qualche decina in Calabria) è evidente che lo sviluppo idrografico non può in generale che essere modesto. Per tali motivi è anche modesto il nostro maggiore fiume nei confronti degli altri del continente Europeo, dove la distanza tra zona interna da drenare e recipiente finale è molto più grande da richiedere sviluppi maggiori della rete idrografica.

E' tuttavia doveroso precisare che sullo sviluppo idrografico non incide solo la distanza della zona da drenare dal recipiente finale (per esempio mare), ma anche l'orografia (catene montuose) che a volte impediscono un drenaggio più immediato a vantaggio di uno più esteso.

E', per esempio, il caso del fiume Po: dalla sua origine al mar Ligure la distanza é molto minore che dall'Adriatico, tuttavia è la catena degli Appennini che lo costringe a tale ultimo percorso. Stessa osservazione, mutatis mutandi, vale per il Danubio.

Gli esempi possono essere numerosi. Dopo ogni sconvolgimento di carattere geologico (per ultima: l'attuale fase post-glaciale) l'acqua di origine meteorica deve crearsi un nuovo percorso verso il recipiente finale (ovviamente se non esiste più, od è interrotto quello precedente).

La forza motrice è gravitazionale: le particelle d'acqua presenti sulla superficie terrestre tendono a scendere a quota sempre minore e ovviamente lungo linee di minore resistenza (quelle ortogonali alle curve di livello).

Lungo tale percorso l'acqua, che è dotata di una forza cinetica, dovuta alla trasformazione in tale specie dell'energia iniziale di posizione, e sovente anche di aggressività fisico-chimica, procede alla escavazione del percorso praticato; escavazione che sarà tanto più incisiva quanto più favorevole a ciò saranno le condizioni geologiche ed atmosferiche locali.

Rocce fratturate, presenza di faglie, grandi variazioni termiche con possibilità di congelamento, solubilità ad acque aggressive favoriscono l'azione di escavazione dell'acqua e sono poi la causa delle creazioni delle vallate.

Da quanto sopra deriva chiaramente che il corso d'acqua esercita anche un altro tipo di azione quello di erosione e conseguentemente di trasporto, del materiale solido eroso. Tale trasporto avviene sin tanto che l'acqua che emerge è sufficiente ad assolvere a tale compito. Quando invece o per

modestia temporale della portata (e della velocità) o per inadeguatezza della pendenza (e pertanto sempre per modestia velocità) tale capacità di trasporto viene a mancare se si ha un deposito del materiale sin lì pervenuto e quindi ulteriori e diverse trasformazioni morfologiche.

Senza entrare nel merito di tali fenomeni morfologici a grande scala che riguardano più da vicino l' Idrogeomorfologia che l' Idraulica (fenomeni, per i quali si rimanda a testi specialistici) qui si è voluto porre in evidenza che, oltre all'aspetto idraulico, cioè quello del trasporto di determinate quantità d'acqua, è necessario tener presente anche l'aspetto geomorfologico ed inoltre che, tale aspetto, non è di fatto cristallizzato ma in continua evoluzione.

Quindi non si non si possono trattare gli aspetti relativi al deflusso dell'acqua prescindendo da quelli sulla morfologia locale quindi sull' escavazione, sul deposito che possono produrre variazioni di percorso, franamenti ecc....

A tale proposito è appena il caso di ricordare che sconvolgimenti morfologici e repentini non sono, come a volte ci induce a credere la stampa, opera dell'antropizzazione "selvaggia" (ci si riferisce ad esempio all'evento del franamento di un costone di roccia in Valtellina nell'estate del 1988) ma fenomeni naturali come testimonia il fatto che eventi analoghi sono quelli di formazione originaria dei laghi. Alcuni esempi: lago di Molveno sul fiume Toce (bacino Sarca) frana di circa 8000 anni a.c.; lago di Scanno (ex bacino fiume Sagittario, dopo gli eventi bacino endoreico) frana di circa 3000 anni fa; lago di Alleghe bacino del Cordevole affluente del Piave , formatosi a seguito di un movimento franoso nel 1771).

Dalle condizioni sopra riportate circa la genesi dei corsi d'acqua naturale si può dedurre anche la loro classificazione in fiumi e torrenti od in altre denominazioni. Invero di tali classificazioni è possibile farne diverse nel senso che l'uso dell'una o dell'altra denominazione può essere fatto sulla base

di criteri diversi da quelli morfologici ma basati, ad esempio, sulla diversa velocità della corrente idrica o sulla pendenza oppure sulla perennità o meno di certi livelli di portata.

Nel seguito faremo riferimento alla classificazione idromorfologica tratta dal Trevisan.

Sempre dal punto di vista dello studio idromorfologico di un corso d'acqua è evidente che questo, durante il suo percorso può cedere acqua al sottosuolo, o riceverne, a seconda della natura e della conformazione della formazione geologica che attraversa.

Da quanto sopra è ovvio che qualsivoglia intervento su di un corso d'acqua naturale non può essere visto solo dal punto di vista dell'acqua trasportata, ma che occorre tener presente un ventaglio molto ampio di altri fattori quali :

- il trasporto solido (sia sul fondo che in sospensione);
- il rapporto con le acque sotterranee;
- il rapporto con la dinamica evolutiva dello stesso corso d'acqua.

A questi parametri ne vanno poi aggiunti parecchi altri, se effettivamente si intende operare in maniera corretta, cioè senza stravolgere gli equilibri naturali ma assecondandoli.

Infatti è da tener presente che sul corso d'acqua superficiale ed ai suoi margini esiste un modo animale e vegetale di cui occorre tener conto.

I rapporti tra opere dell' Uomo ed corsi d'acqua naturali sono remotissimi, ne esistono testimonianze datate oltre un millennio a.c.

Possiamo distinguere detti rapporti in due grandi classi :

- a) quelli tendenti allo sfruttamento delle risorse del corso d'acqua:
 - quale fonte di materia essenziale ai fini della vita e delle culture: l'acqua;

- come mezzo di comunicazione: navigazione fluviale;
- come contenitore di risorse commestibili: pesca ed itticoltura;
- come contenitore di materie prime non commestibili (quali gli inerti da costruzione);
- e non ultimo, come risorsa energetica: mulini ad acqua e, in tempi più recenti centrali di produzione di forza motrice sia meccanica che elettrica.

- b) quelli relativi alla difesa ed alla regimazione dei corsi d'acqua a protezione di insediamenti urbani od agricoli (e più recentemente industriali) di fronte ai pericoli di esondazione ed allagamenti che sono insiti nella naturale dinamica fluviale, nonché a quelli relativi a fenomeni di erosione od escavazione

.c.1.2 cenni storici

Opere idrauliche lungo i fiumi furono fatti dai primissimi abitanti della Terra per trarre da esso l'acqua per l'alimentazione e per l'irrigazione.

Ne abbiamo esempi eloquenti in Egitto: sul Nilo, poi nell'attuale Irak: sul Tigre e sull' Eufrate.

I romani deviavano il Tevere per simulare battaglie navali ove oggi sorge piazza Navona che, a tale uso, deve il nome.

I mulini ad acqua solo esempi eloquenti dello utilizzo nel passato dell' acqua come forza motrice.

La difesa degli abitati ha portato alla costruzione di argini e perfino alla deviazione di taluni corsi fluviali, tra i più rilevanti casi é il caso di citare la deviazione dell' Adige verso occidente per dar spazio alla citta di Trento, opera eseguita dal Negrelli ¹ intorno alla metà del secolo scorso.

¹ Lo stesso tecnico che progettò il Canale di Suez

Leonardo progettò diverse opere per facilitare la navigazione fluviale, quali alcune chiuse.

Diversi sono stati gli interventi già da epoche molto lontane, per trarre energia motrice dai corsi d'acqua.

L'Italia, ed il mondo mediterraneo, vantano una lunga esperienza ed attenzione ai corsi d'acqua, nè è prova, come già detto che tutte le civiltà antiche sono sorte lungo i fiumi

In termini scientifici, in linea generale ancora attuali, i primi studi delle leggi fisiche dell'Idraulica fluviale risalgono ad Antonio Benedetto Castelli [1577-1643] ed a Domenico Guglielmini [1655-1710]².

Uno dei problemi commessi con i corsi d'acqua é quello della difesa dalle piene, e tuttavia nonostante sia forse l'aspetto da più tempo affrontato, il pericolo di esondazioni è ancora reale.

Tale pericoli sono stati recentemente accentuati da una disattenzione, in parte forse voluta, sui problemi dei corsi d'acqua.

Dopo gli interventi degli anni 50 e 60, con l'introduzione nell'ordinamento del nostro paese delle autonomie regionali si è verificato un vuoto di competenze Amministrative in merito ai problemi dei corsi d'acqua.

Tale situazione di stallo è stata poi favorita dalle polemiche innescate da taluni interventi, non certo dei migliori, che hanno, ed a volte giustamente, scaturito le ire ed i veti degli ambientalisti.

Pertanto gli ultimi anni sono stati caratterizzati da una quasi mancanza di interventi o da interventi del tipo "parco fluviali" che tutto hanno, meno che la funzione di una sistemazione fluviale se non, a volte, quella di costituire, seppure senza che per ciò siano state progettate, una cassa di espansione.

2 Il primo posto ha le basi sull'Idrometria con l'opera "Della misura delle acque correnti" del 1628 ed il secondo dell'Idraulica fluviale vera e propria con "La natura dei fiumi" del 1697.

Risultato di tale status sono le conseguenze degli eventi di piene che periodicamente si riscontrano

E' qui anche il caso di affrontare una risposta al quesito che pongono gli ambientalisti :

"ma e proprio necessario intervenire sui corsi d'acqua?"

La risposta a tale quesito è indubbiamente positiva ma nel contempo è da tener presente che vi è modo e modo d'intervenire.

Circa la necessità dell'intervento valgono le seguenti considerazioni: l'uomo, che da sempre ha edificato nelle vicinanze dei corsi d'acqua, ha avuto ben presto la necessità di difendersi dalle piene degli stessi, di utilizzarne le acque, di captarne l'energia, ecc... .

E' infatti da tener presente che ove il fiume, come prima di qualsivoglia intervento antropico sia insediativo che a difesa di questo, potesse esondare senza fare danni, non sarebbero necessari interventi, ma oggi la situazione non è tale vi sono da difendere:

- campi,
- insediamenti antropici,
- insediamenti industriali,
- infrastrutture ecc..

Spesso la gravità del rischio è dovuta anche a sistemazioni del passato che, nel tempo, da tali, si sono modificate in peggiorative dello status fluviale.

2 I corsi d'acqua naturali

.c.2.1 I corsi d'acqua naturali dal punto di vista dell'idraulico

2.1.1 Fiumi o torrenti, un tentativo di classificazione

In uno schema estremamente semplificato è d'uso distinguere i corsi d'acqua superficiali in torrenti e fiumi.

I primi si definiscono come corsi d'acqua di montagna, a pendenza notevole e percorso non lungo, con portate limitate nella maggior parte dell'anno, soggetti a piene improvvise, molto forti e di breve durata.

I secondi come corsi d'acqua di pianura con pendenze e velocità molto limitate e con acqua perenne.

Alcuni Idraulici del passato distinguono i fiumi dai torrenti a seconda che la pendenza del fondo sia minore o maggiore della critica.

Esistono poi alcune classificazioni intermedie quali fiume torrentizio, ecc.

Pertanto una simile classificazione oggi non soddisfa più.

Meglio risponde quella proposta dal Trevisan³ nella comunicazione "I diversi tipi di alveo fluviale e la loro evoluzione" del 1967 al convegno "Le scienze della natura di fronte agli eventi idrogeologici" indetto dalla Accademia dei Lincei dopo l'alluvione di Firenze del novembre 1966 che qui di seguito si riporta sinteticamente

Con riferimento ai corsi d'acqua italiani si schematizza un modello senza affluenti in cui si distinguono diversi tipi di alveo

Alvei tipo A: In essi si verifica soltanto erosione, il corso tipico é il **talweg**, inciso nella roccia in posta;

³ Eminente geomorfologo dell' Università di Pisa negli anni '60

può essere sinuoso o meno a seconda della pendenza e della eterogenità della roccia. Può avere aspetti diversi se questa è costituita da antichi terrazzi alluvionali o terrazzi climatici.

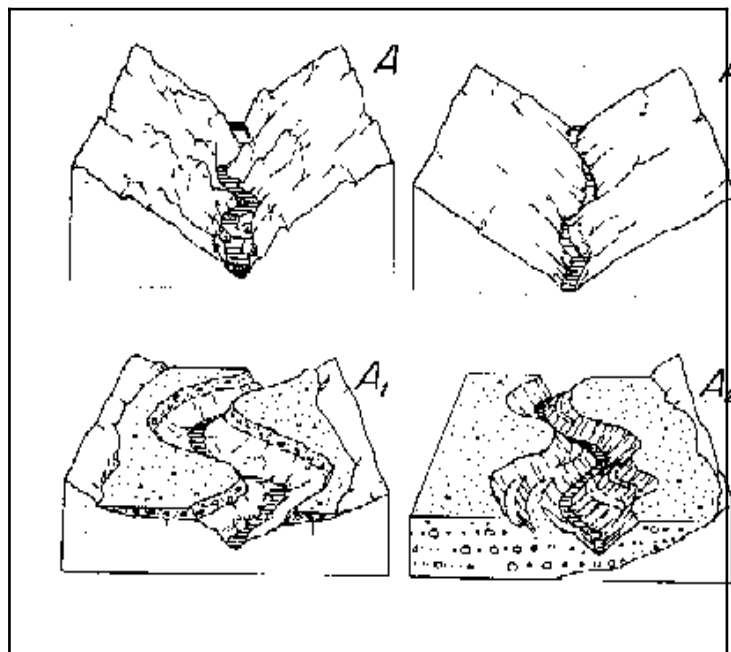


Fig. 1 - Possibili schemi di alvei di tipo A. Gli schemi A_1 ed A_2 sono relativi alla evoluzione su di precedente alluvionamento, con formazione dei classici terrazzi (gradini morfologici)

Alvei tipo B: Essi sono alvei di transizione: si comincia a presentare, oltre l'erosione, anche il deposito (alluvionamento).

Il tronco tipo B cessa al "punto neutro" cioè dove esiste compenso tra erosione e deposito.

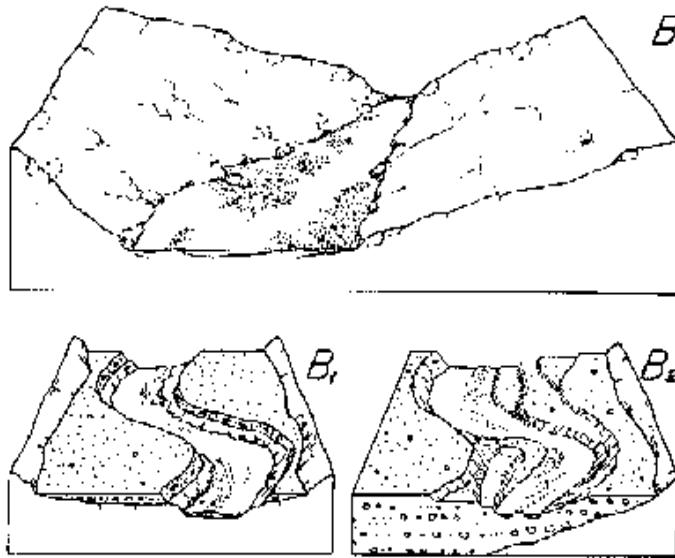


Fig. 2 - Possibili schemi di alvei di tipo B. Gli schemi B₁ ed B₂ sono relativi alla evoluzione su di precedente alluvionamento, con formazione dei classici terrazzi (gradini morfologici)

Alvei tipo C: E' il tipico alveo di alluvioni ciottolose di alcuni fiumi dell'appennino emiliano e marchigiano e delle fiumare calabresi.

Nelle piene tutto l'alveo è inondato e nelle magre il corso d'acqua scorre in alcuni rigagnoli. Le alluvioni sono sovrabbondanti sulla erosione.

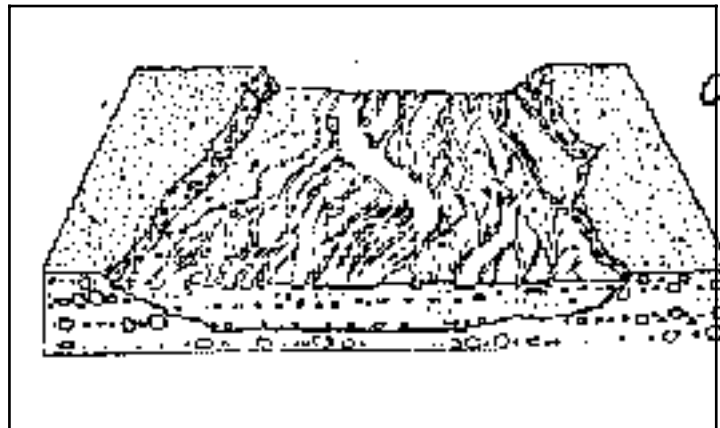


Fig. 3 - Schemi di alveo di tipo C

I tre tipi su esposti sono tipici del torrente.

Alvei tipo D: Anche in tal caso le alluvioni prevalgono sull'erosioni però la prevalenza è meno netta.

L'alveo è caratterizzato da un andamento rettilineo e dalla presenza di isolotti abbastanza

stabili che però possono essere sommersi o modificati dalle piene.

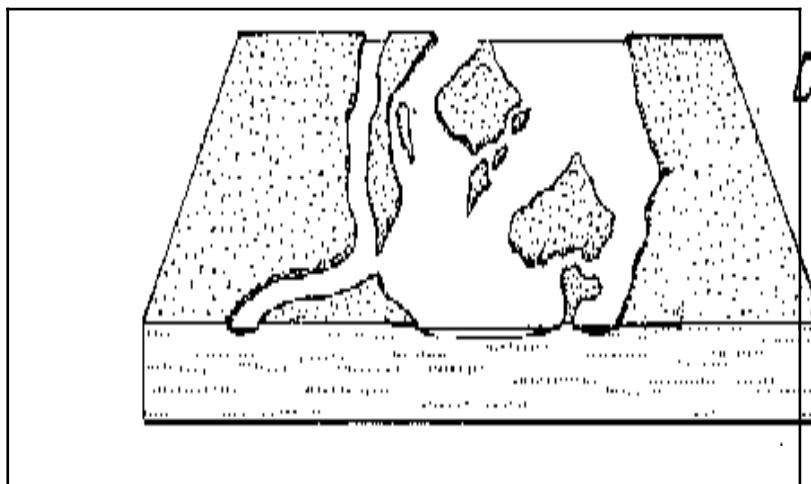


Fig. 4 - Schema di alvei di tipo C

Alvei tipo E: Compaiono i meandri dovuti all'erosione ed alla sempre diminuita pendenza con tendenza a variare spesso a causa della grande erodibilità della pianura alluvionale che può essere inondata durante le piene.

Le inondazioni provocano l'innalzamento della stessa sull'alveo a causa del deposito di materiale.

A sua volta questo innalzamento della pianura provoca l'innalzamento del fondo dell'alveo e pertanto l'altezza tra fondo e sponda tende a mantenersi inalterata, cioè è un processo di autolivellamento.

L'intervento dell'uomo con la creazione di arginature evita l'inondazione delle pianure ma non il sollevamento del fondo che anzi risulta accelerato con conseguente formazione di fiumi pensili, cioè con alveo a quota più alta della pianura alluvionale circostante.

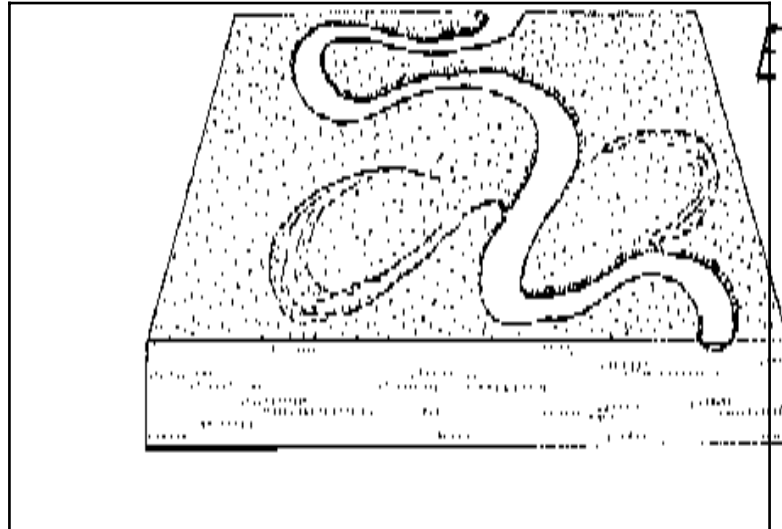


Fig. 5 - Schema di alveo di tipo E (si vedono i meandri o lanche, abbandonate)

Alvei tipo F Sono le foci, per noi hanno scarso interesse.

Questi ultimi tre tipi appartengono ai fiumi.

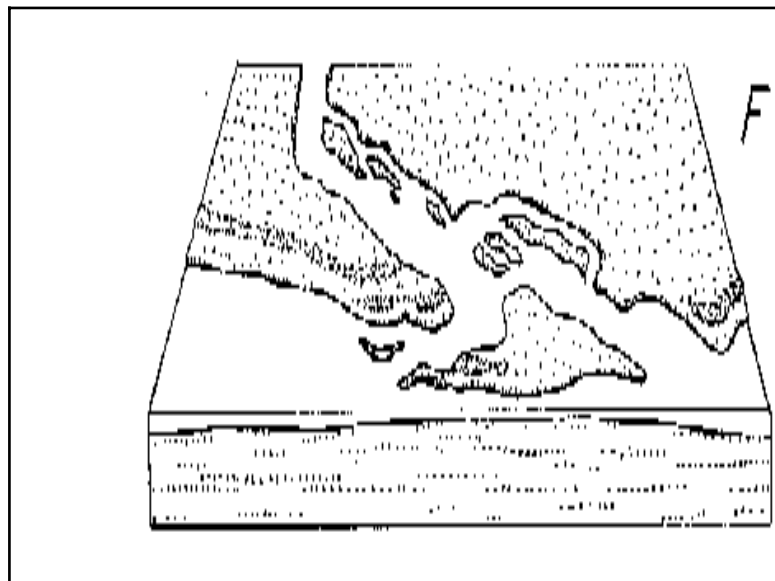


Fig. 6 - Schema di alveo di tipo F (si vede una foce a delta)

Ovviamente a seconda della natura litologica ecc.... in un corso d'acqua reale uno o piu' di questi tipi di alvei puo' venire a mancare.

L' importanza di questa classificazione sta nel fatto che il corso d'acqua si comporta e si evolve in modo diverso nei suoi esposti tipi di alveo allorquando e' interessato da piene.

Per comprendere meglio il meccanismo della evoluzione di un corso d'acqua facciamo riferimento alle tre figure qui di seguito riportate ed alle relative didascalie

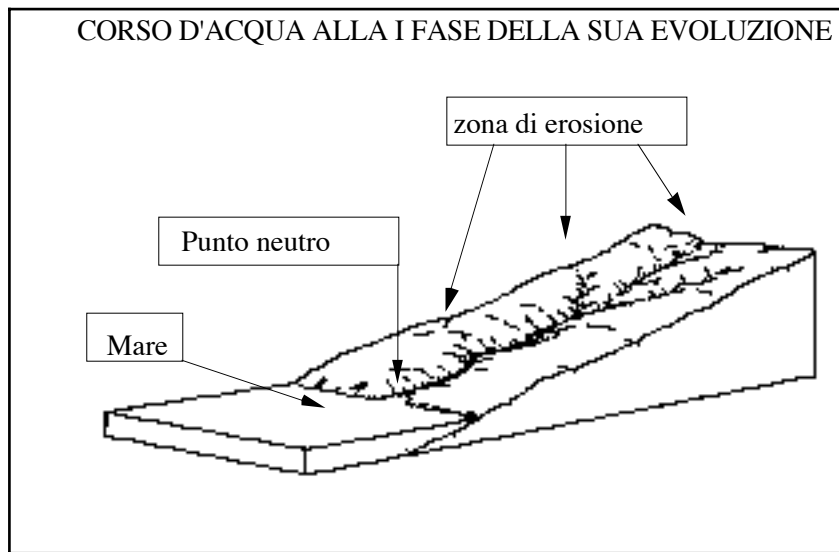


fig.7 - In questa fase é presente solo 'alveo di tipo A, tutto il materiale eroso viene trasportato e depositato nel mezzo recipiente, qui schematizzato con il mare. Il punto neutro (cioé la sezione dove tra erosione e deposito c'è compensazione) é di fatto inesistente, per comodità può essere assunto come tale, la foce. La foce é di norma ad estuario.

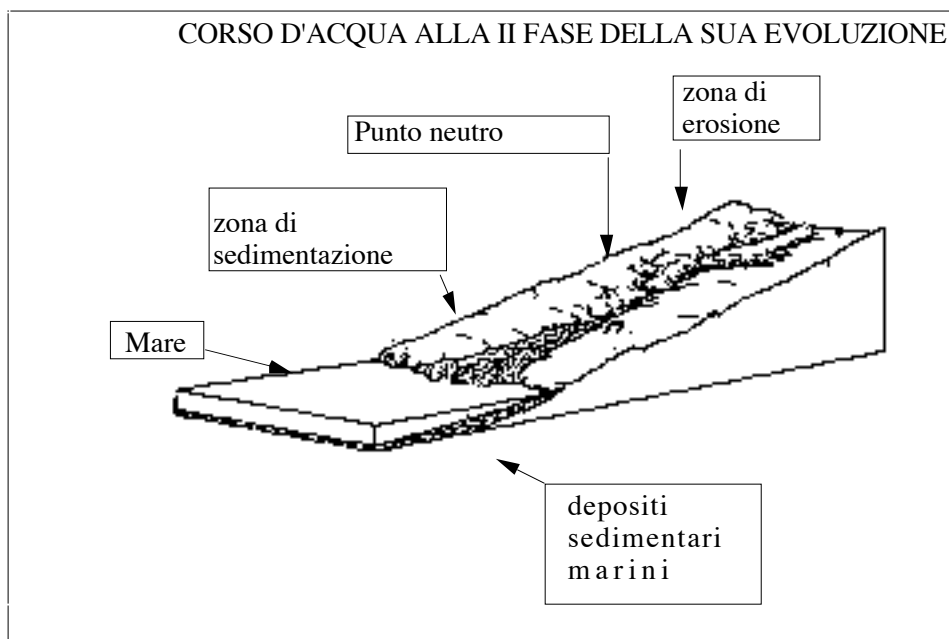


fig.8 - In questa fase é presente non solo 'alveo di tipo A ma anche quello tipo B ed in C, si ha cioè una zona a monte di sola erosione (A), una zona di transizione (B), il punto neutro e quindi la zona di quasi esclusivo solo deposito (alluvionamento), cioè un alveo di tipo C. Il punto neutro é reale.

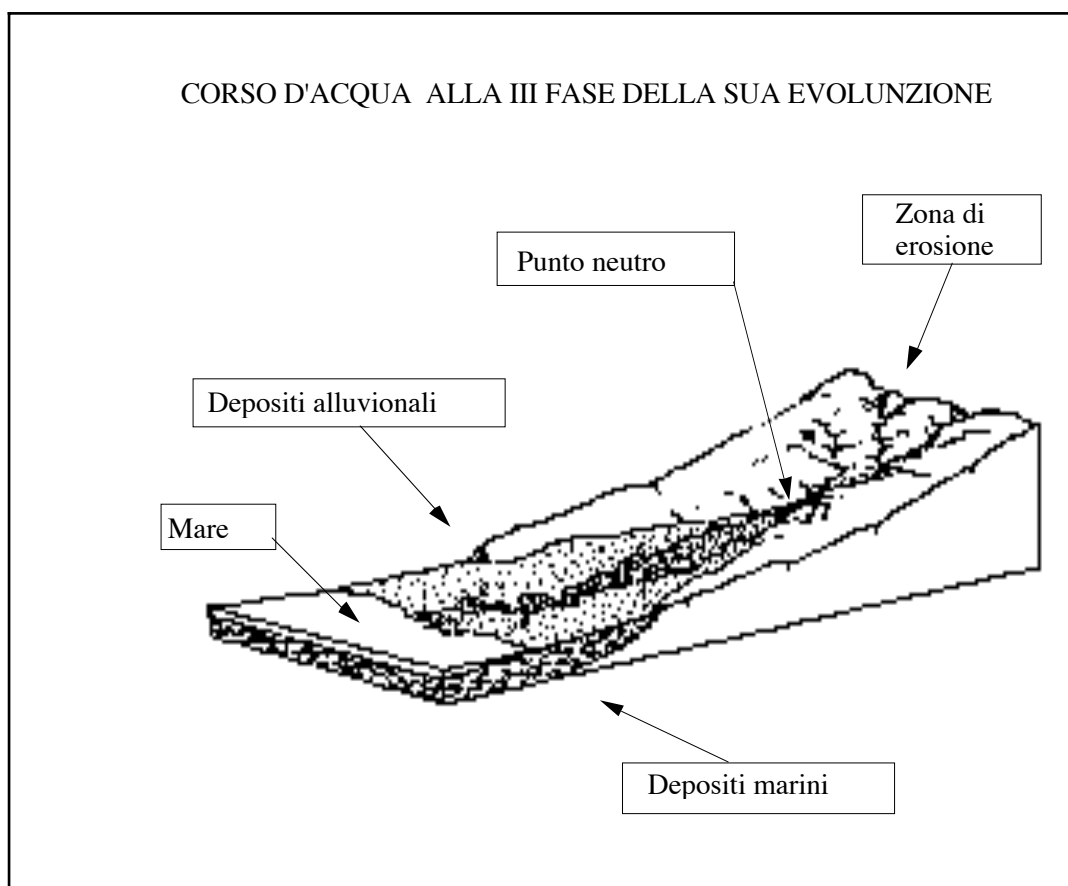


fig.9 - In questa fase é presente l'intero sviluppo del corso d'acqua. Il punto neutro é spostato ancora a monte, iniziano a presentarsi zone pianeggianti con alvei di tipo D (cioé rettilinei e con isolotti, nel trasporto solido cominciano a presentarsi le sabbie ed a scomparire le ghiaie) e di tipo E (cioé con meandrri, il trasporto solido é limitato a elementi fini, sabbie e limi). Il corso d'acqua presenta le classiche foci a delta, tipiche dei corsi d'acqua che hanno, prima della foce, una pianura alluvionale e basse pendenze.

La precedente schematizzazione é invero molto semplicistica, molte volte in pratica il corso d'acqua scorre su terreni interresati da precedenti eventi alluvionali, cioé da zone dove, nel passato si sono già avuti depositi fluviali. Con il termine *in passato* si fa riferimento ad eventi precedenti la varie fasi glaciali dell' attuale era geologica.

In linea molto generale i corsi degli attuali fiumi sono sovrapposti a quelli di tale passato, pertanto transitano sui depositi lasciati da questi.

Nelle figure che seguono viene schematizzato l'effetto di una tale oscillazione climatica.

EVOLUZIONE DEI CORSO D'ACQUA A SEGUITO DELLE GRANDI MUTAZIONI CLIMATIC
(effetto p. es. delle glaciazioni)

Fase Iniziale Con Punto Neutro Fissato In N

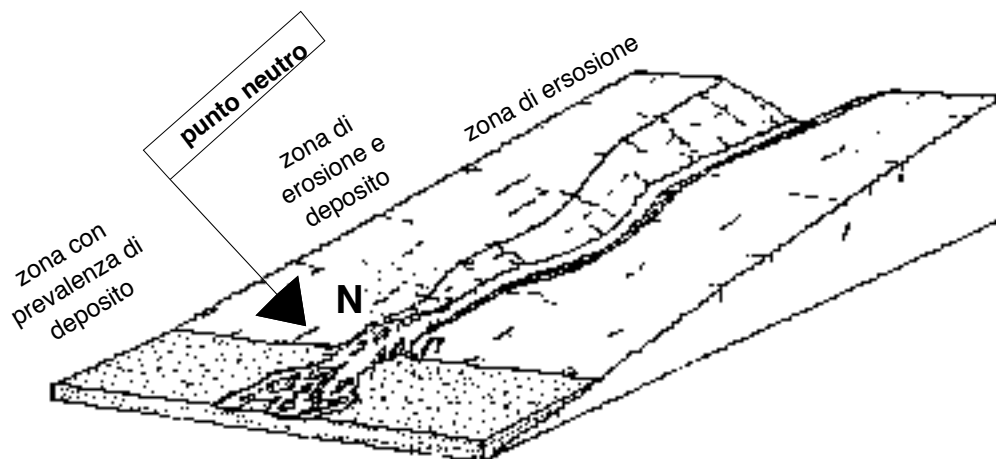


fig.10 - La presente illustrazione, unitamente alle seguenti 11 e 12 illustra l'evoluzione di un corso d'acqua in presenza di una "oscillazione climatica". Partendo dalla fig. 10 come status iniziale, dove il punto neutro é ben definito, la fig. 11 illustra la migrazione del punto neutro verso l'interno in conseguenza di un periodo di abbondanti piovosità.

EVOLUZIONE DEI CORSO D'ACQUA A SEGUITO DELLE GRANDI MUTAZIONI CLIMATIC

(effetto p. es. delle glaciazioni)

Fase susseguente ad un periodo di intensa piovosità. Il punto neutro arretra (cioè migra verso monte ed aumentano i depositi alluvionali)

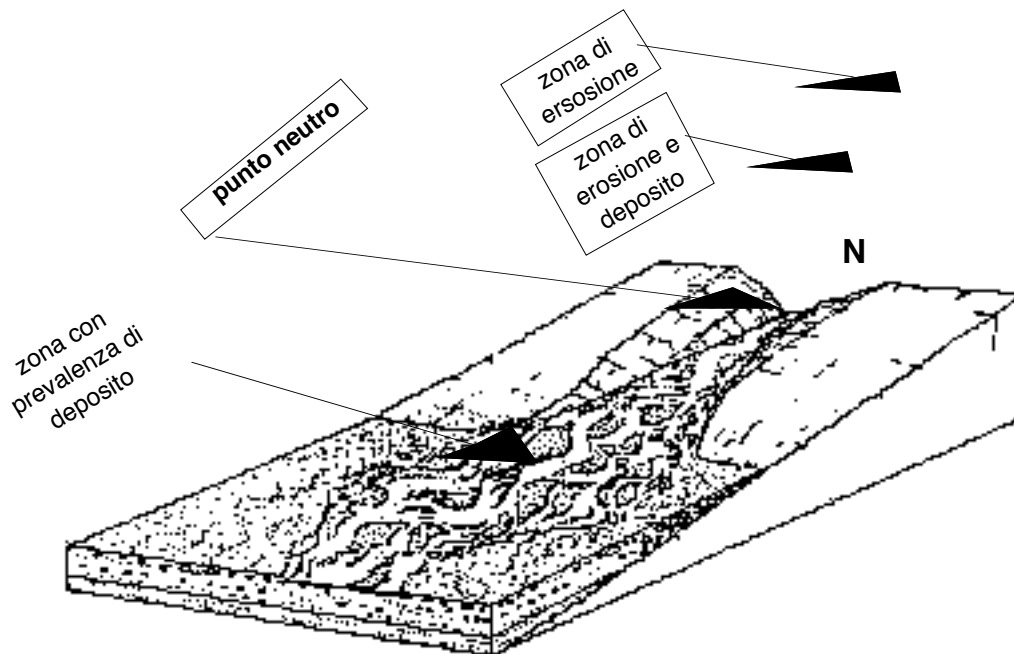


fig.11 - Le piogge abbondanti, che hanno portato ad un aumento di trasporto solido e di alluvionamento hanno fatto migrare molto a monte il punto neutro di cui alla fig. 10 assunta come status iniziale,. Un successivo periodo di siccità (fig.12) riporterà il punto neutro quasi nella zona iniziale (fig. 10) ma diverso sarà l'aspetto morfologico.

EVOLUZIONE DEI CORSO D'ACQUA A SEGUITO DELLE GRANDI MUTAZIONI CLIMATICHE
(effetto p. es. delle glaciazioni)

Fase susseguente ad un periodo di diminuzione della piovosità. Il punto neutro avanza (cioé migra verso valle erodendo i depositi alluvionali di precedenti periodi piovosi)

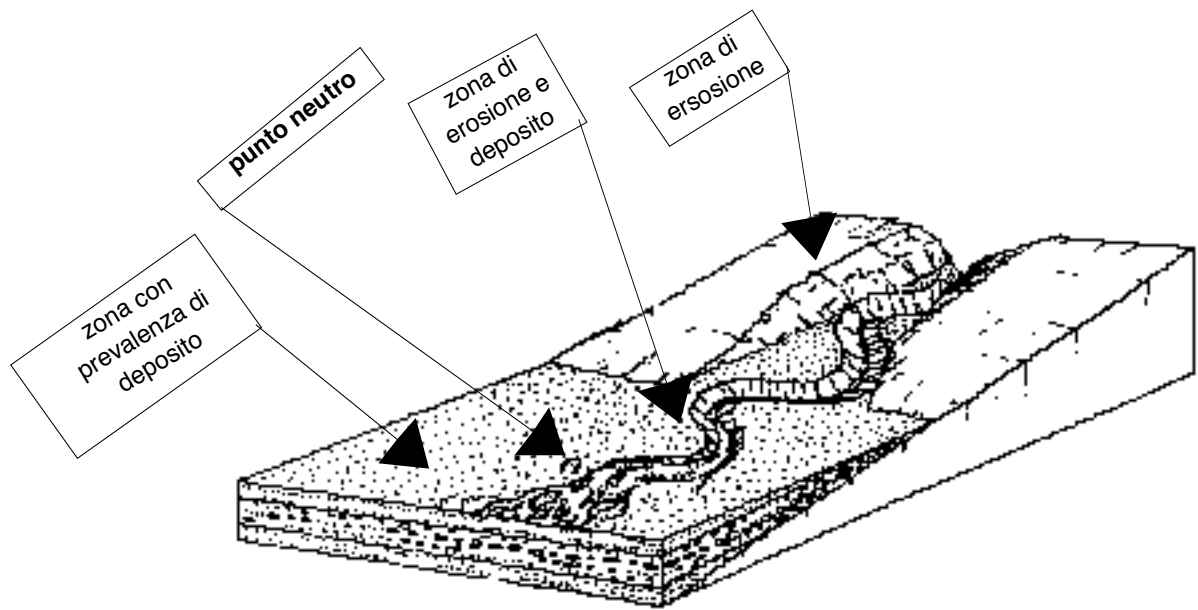


fig.12 - La siccità riporterà il punto neutro quasi nella zona iniziale (fig. 10) pertanto si ripresenterà il fenomeno dell' erosione, ma questa volta sarà praticata sui depositi alluvionali per precedente periodo (fig.11) pertanto diverso sarà l'aspetto morfologico.

Prima di abbandonare tale interessante argomento che meriterebbe approfondimenti che tuttavia vanno oltre il corso di Costruzioni idrauliche, ma richiederebbero quanto meno un corso di Idraulica fluviale, é necessario fare un cenno, sia pur solo schematico, anche al rapporto esistente tra i vari tipi di alveo il relativo trasporto solido e la pendenza dell' alveo.

**ANDAMENTO INDICATIVO DELLE PENDENZE
IL FUNZIONE DEI VARI TIPI DI ALVEO**

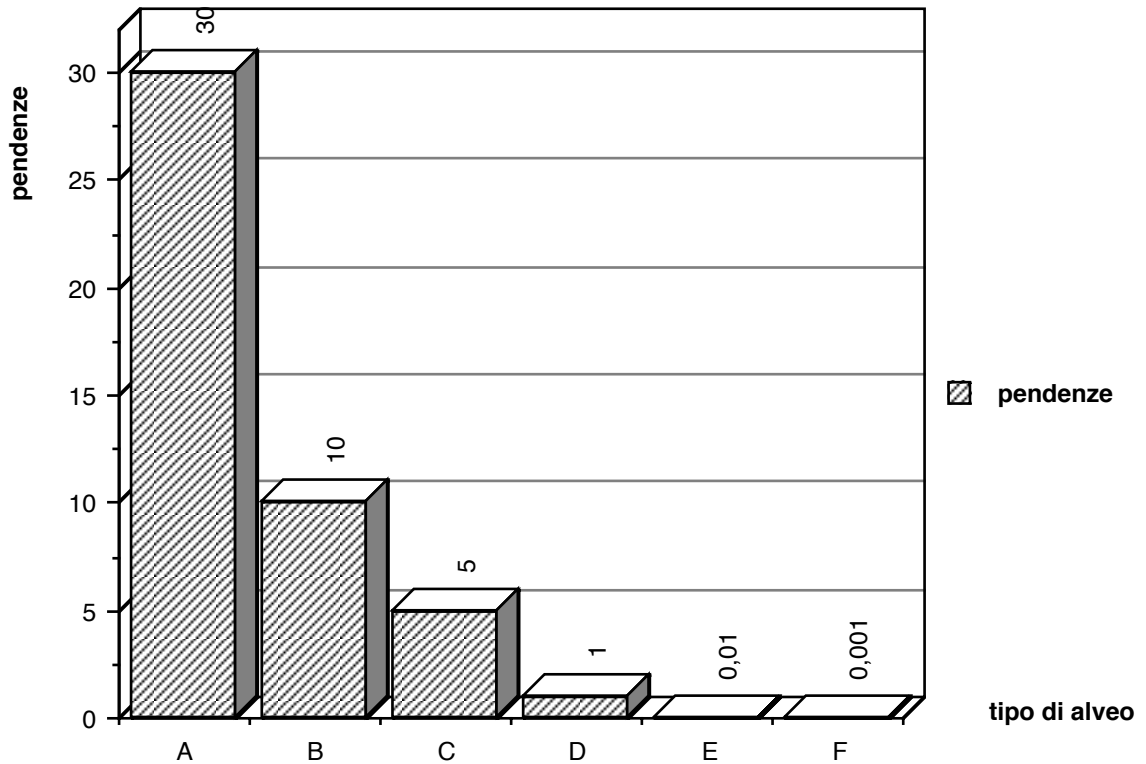


fig.13 - Il grafico mostra il possibile andamento delle pendenze in funzione dei vari tipi di alveo, classificati secondo il Trevisan (come già detto i primi tre appartengono al torrente, i secondi ai fiumi)

RAPPORTO TRA ALLUVIONI E DEPOSITI

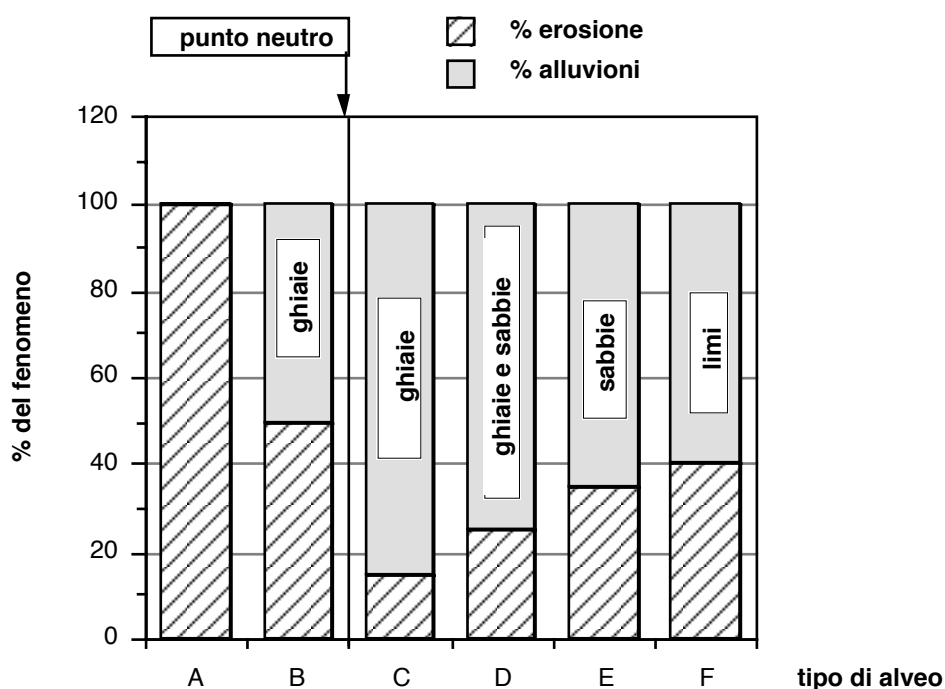


fig.14 - Il grafico precedente mostra :

- il rapporto tra erosione e deposito (alluvionamento) per i vari tipi di corso d'acqua
- il tipo di materiale eroso e trasportato nei vari tronchi fluviali

2.1.2 Nomenclatura, Leggi di Baer e di Fargue

Prima tuttavia di addentrarci in tali aspetti di morfologia fluviale é opportuno avere presenti alcune nozioni di nomenclatura fluviale ed alcune leggi di base.

Se un corso d'acqua presenta (in pianta) una curva tende, come si è visto per l'alveo di tipo E, a modificarsi.

Questo fenomeno si può spiegare ammettendo che nella sezione trasversale la pendenza motrice sia la stessa per tutti gli elementi di una stessa verticale e che invece la velocità vari da punto a punto.

In curva gli elementi liquidi hanno una componente della velocità che giace sul piano della stessa sezione trasversale, diversa da punto a punto e dovuta a forze centrifughe.

Si può dimostrare che preso un prisma verticale AD di Fig.15 questo risulterà in equilibrio solo se la superficie libera della sezione non sarà orizzontale ma inclinata tanto da generare una forza che eguaglia la componente centrifuga.

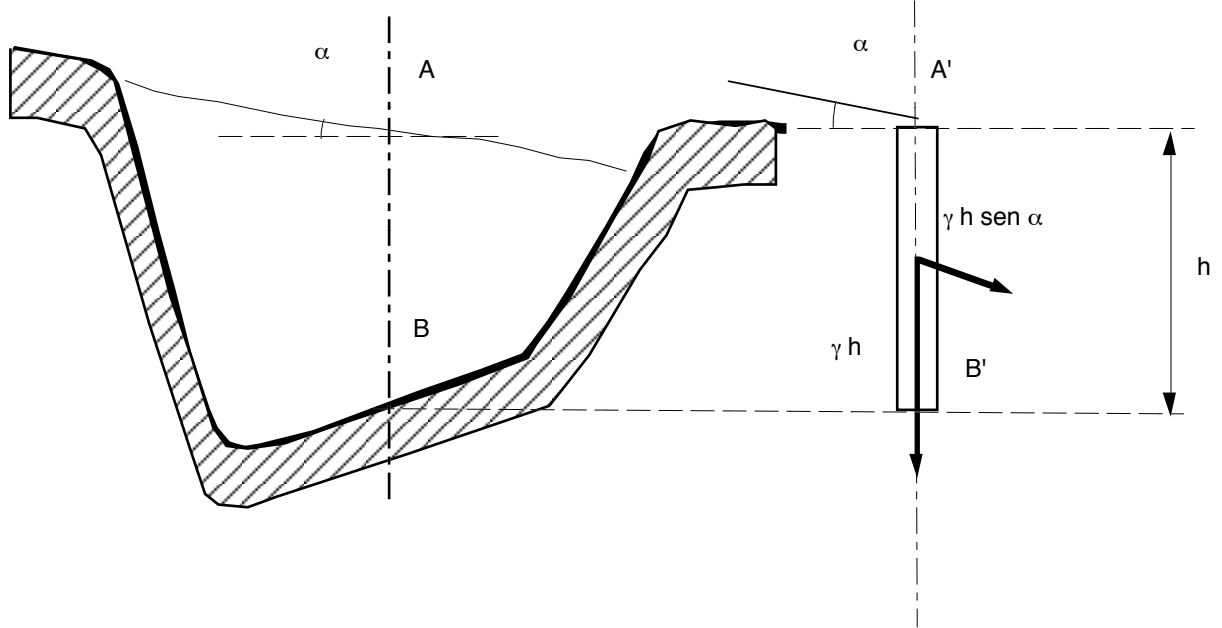


fig.15 - Equilibrio di un prisma liquido in un corso d'acqua in curva, posizione del pelo libero

D'altra parte, assicurato l'equilibrio dinamico, osserviamo che la distribuzione delle velocità sulla verticale non è uniforme e pertanto ciò genera un moto nella sezione trasversale che va in superficie verso l'esterno e viceversa sul fondo ne consegue un'escavazione maggiore verso l'esterno (Fig.16).

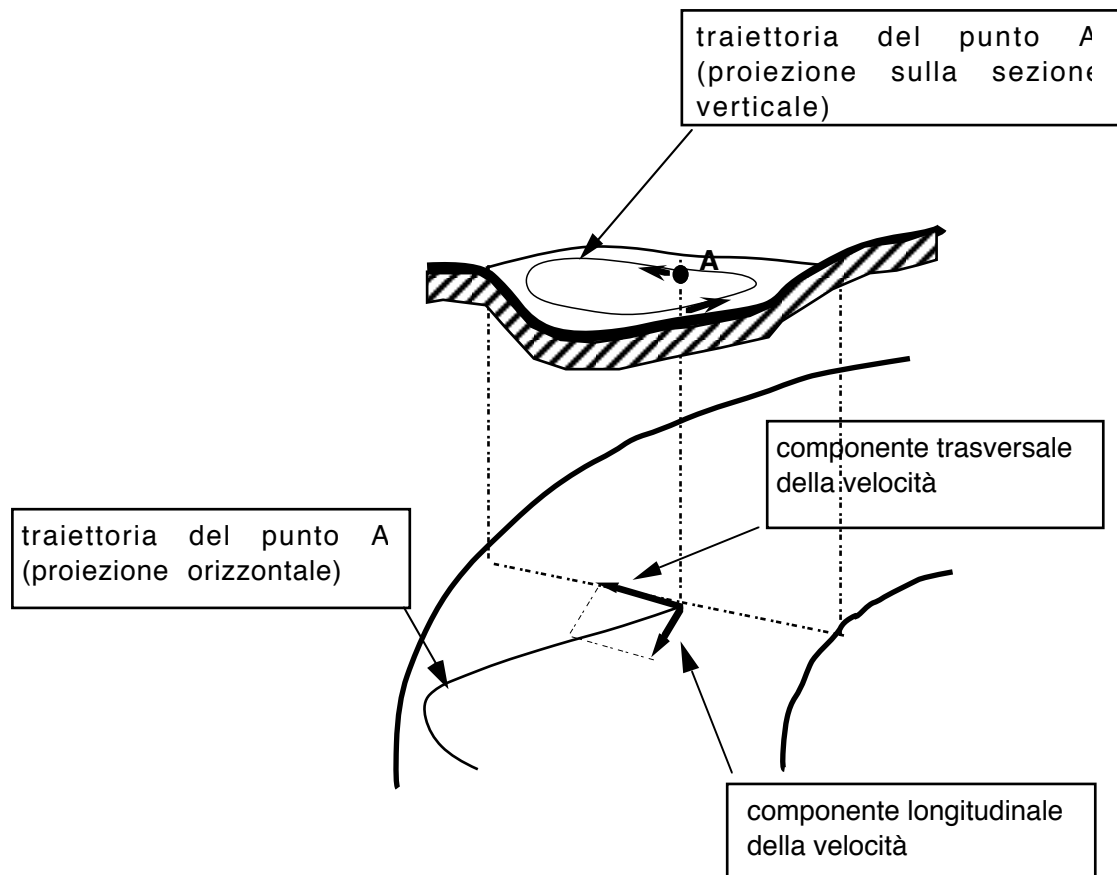


fig.16 - traiettoria di una particella liquida di un corso d'acqua (é evidente l'andamento a vite secondo la regola del "cavatappi" con erosione, quindi, in generale, della sponda destra)

Analogo comportamento, ma molto più lento, avviene anche in tratti fluviali rettilinei a causa del moto rotazionale della Terra che genera sugli elementi dell'acqua la "accelerazione complementare o di Coriolis" pari a $2\mathbf{w} \wedge \mathbf{u}$, dove:

\mathbf{w} = vettore della rotazione della Terra

ed

\mathbf{u} = vettore della velocità della particella e diretta come terzo elemento della regola della mano sinistra (i primi due sono \mathbf{w} ed \mathbf{u}),

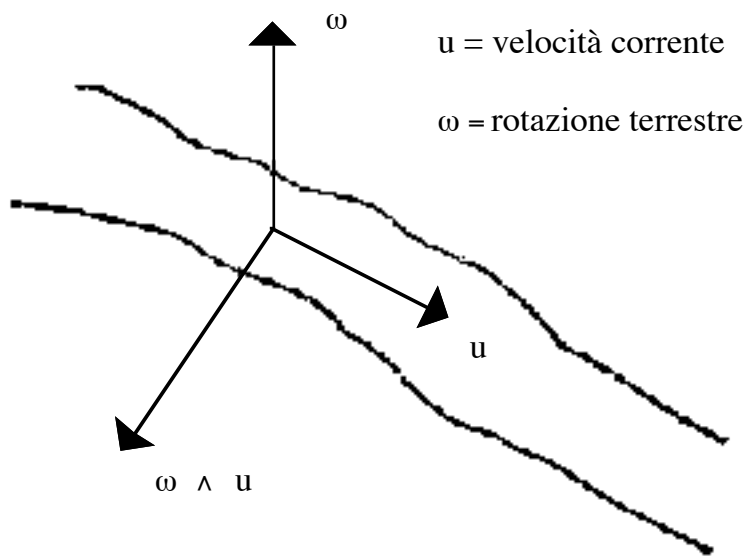


fig.17 - vettori agenti su una particella liquida (legge di Baer)

Ne segue la legge di BAER:

"i corsi d'acqua dell'emisfero boreale corrodono maggiormente la loro sponda di destra, quelli dell'emisfero australe la loro sponda sinistra"

la legge è valida salvo particolarità tettoniche (Fig 18 e 19).

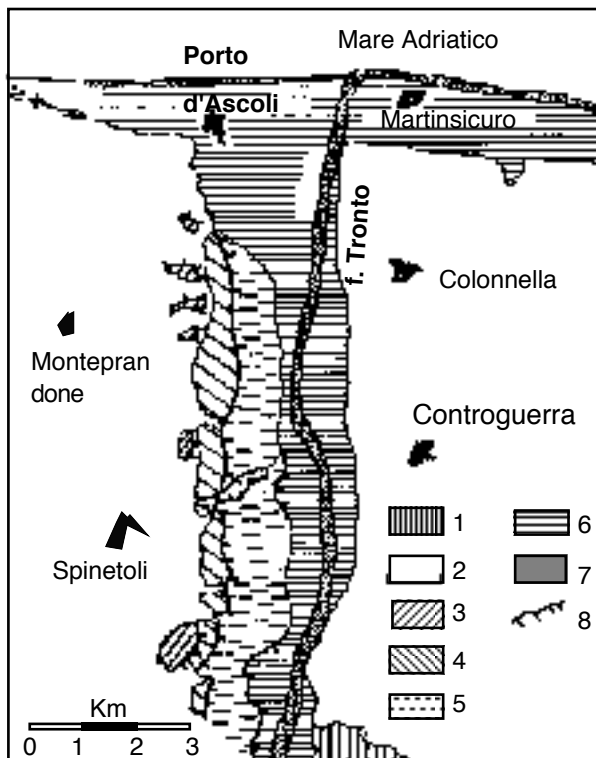


Fig. 18 - Schema planimetrico della parte finsale dell' asta del f. Tronto

Dove :

- 1 Terreni del Pliocene
- 2 Terreni del Pleisocene
- 3 Terreni alluvionali dei terrazzi del 1° ordine
- 4 Terreni alluvionali dei terrazzi del 2° ordine
- 5 Terreni alluvionali dei terrazzi del 3° ordine
- 6 Terreni alluvionali dei terrazzi del 4° ordine
- 7 Terreni alluvionali e spiagge attuali
- 8 Terrazzi

[da Crescenti,1972]

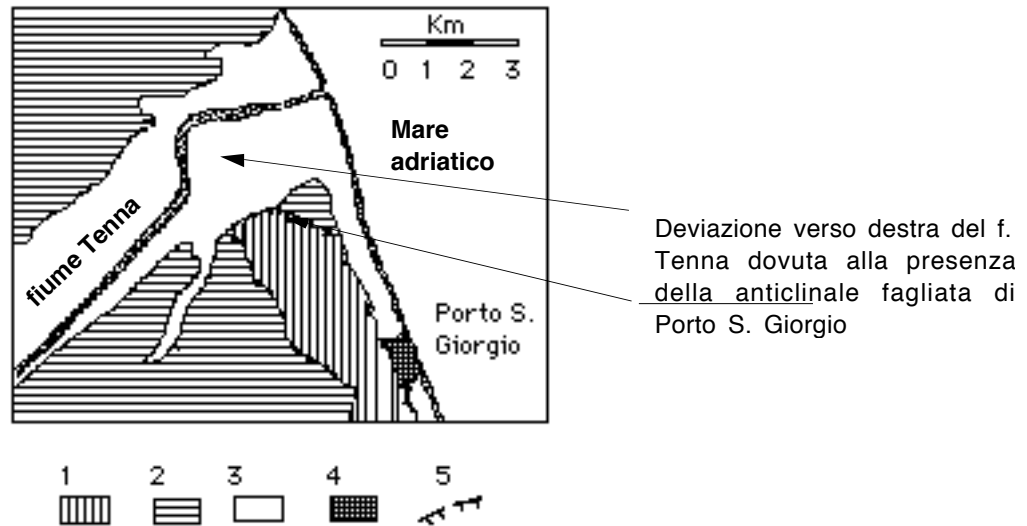


Fig. 19 - Schema planimetrico della parte finsale dell' asta del f. Tenna

Dove :

- 1 Terreni del Pliocene
- 2 Terreni del Pleisocene
- 3 Terreni alluvionali dei terrazzi del 4 ordine
- 4 Terreni alluvionali e spiagge attuali
- 5 Faglie

[da Crescenti,1972]

Si è accennato che per alcuni tipi di alveo esistono dei tratti "stabili", in tal caso valgono in generale le leggi dedotte dal FARGUE per la Garonna.

Con riferimento alla Fig.20 si definiscono:

tratto di inflessione	il tratto fluviale tra due curvature opposte;
tratto di suflessione	il tratto fluviale, tra due curve di egual verso, con minor curvatura;
vertice	il punto di massima curvatura di una curva;
soglia	il punto di minima profondità;
gorgo	il punto di massima profondità.

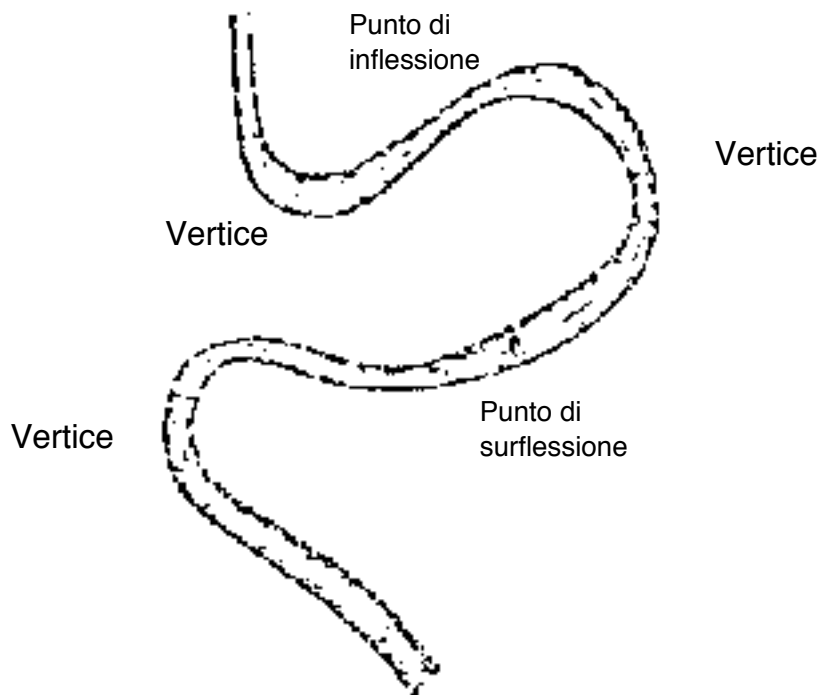


fig.20 - Indicazione grafica della nomenclatura fluviale

Le leggi di FARGUE si enunciano:

"ad ogni punto di inflessione o suflessione corrisponde una soglia"

"ad ogni vertice corrisponde un gorgo"

"il gorgo è tanto più profondo quanto più è accentuata la curvatura nel vertice"

"sia la soglia che il gorgo sono spostati a valle del rispettivo punto di inflessione (o suflessione) o di vertice."

2.1.3 Il trasporto solido, generalità

Si definisce portata solida di un corso d'acqua superficiale la quantità di materiale solido che attraversa la sezione trasversale di un corso d'acqua nell'unità di tempo.

Si distingue in:

materiali trascinati (o rotolati) sul fondo;

materiali sospesi (detti torbide)

Per noi riveste interesse l'uno o l'altro a seconda del tipo di intervento che occorrerà eseguire sul corso d'acqua o sul suo entourage:

Riveste maggiore interesse:

- il materiale trasportato sul fondo nel caso di sistemazioni torrentizie e di fenomeni di erosione o deposito
- il trasporto di materiali sospesi cioè le torbide per le bonifiche per colmata.

Quest'ultimo aspetto verrà trattato in un apposito capitolo e non in questo che é dedicato alle sistemazioni fluviali

Lo studio del moto di tale materiale trasportato sul fondo si affronta da due diversi punti di vista:

- a) in relazione alla velocità limite di trascinamento;
- b) in termini quantitativi circa la quantità di materiale trasportato da una corrente di data velocità.

2.2 I corsi d'acqua naturali dagli altri punti di vista

Non bisogna trascurare che i fiumi ed i corsi d'acqua naturali, in generale, possono essere visti anche da altri punti di vista da quello idraulico di cui sopra.

Di fatto l'Idraulico del passato anche se forse incoscientemente, almeno in parte aveva avuto riguardo per tali diversi punti di vista, ma sembra invece che poi se ne sia del tutto dimenticato nei primi decenni dell'immediato dopoguerra, dando luogo a sistemazioni non rispettose dell'ambiente, spesso di fatto trasformando il fiume in un canale con fondo e pareti impermeabili, costruendo enormi briglie di calcestruzzo ecc...

Ciò ha comportato le giuste proteste da parte dei così detti "ambientalisti" e quindi una sensibilizzazione a riguardo della opinione pubblica.

Tale sensibilizzazione nata dalle esigenze più che giuste, si è sovente trasformata in un intendimento di voler bloccare⁴ tutte le iniziative a riguardo dei corsi d'acqua e spesso con danni per l'economia e le popolazioni rivierasche anche maggiori, comunque diverse ma egualmente importati, che quelle di una sistemazione sbagliata.

Da tali considerazioni l'opportunità che anche in una sede come la nostra, di Idraulici, si abbia presente comunque il problema ambientale, e gli altri legati alla presenza di corsi d'acqua, e la necessità che gli interventi progettati e/o realizzati rispettino, o quanto meno siano verificati con le esigenze ed i vincoli di natura non idraulici

E' da ricordare che nell'ambito del corso d'acqua si sviluppa una interessante, ed a volte, unica, vita animale, vegetale e comunque biologica.

Gli animali presenti sono sia a livello di invertebrati, individuabili spesso solo da esperti che da vertebrati.

⁴ In questo senso è da ricordare l'emanazione dei così detti decreti Galasso tendenti appunto ad impedire interventi in una fascia di rispetto dei corsi d'acqua fin tanto che non fossero state emanate opportune regolamentazioni ambientalistiche e paesagistiche

Questi ultimi sono spesso rappresentati da

- **mammiferi** (ad esempio le lontre, animale che ha uno stretto legame con l'ambiente acquatico, sono quasi scomparse nel nostro paese a causa di interventi errati sui corsi d'acqua, mentre i topi ed altri animali quanto meno usano l'acqua per abbeverarsi, fuori dalle nostre latitudini altri mammiferi acquatici sono, ad esempio i castori, gli orsi, gli ippopotami ecc....)
- **uccelli**, basti pensare a tutte le specie migratorie ed in specie a quelli acquatici (cicogne, aironi, germani, oche, papere, ecc....)
- **rettili** (tartarughe, biscie e serpenti, lucertole, gechi ed ovviamente a latitudini diverse, coccodrilli, caimani, gaviali, alligatori, iguane ecc.....)
- **pesci** (carpe, lucci, barbi, trote, tinche, ecc.....)
- **anfibi** l'ambiente fluviale ed quello degli stagni é l'habitat degli anfibi (rane, raganelle, salamandre, tritoni ecc.....)

Cospicua é la presenza di invertebrati ed in particolare di insetti

I vegetali presenti nell' entourage di un corso d'acqua potremmo distinguerli in:

- A) Specie agrarie coltivate, sia arboree che erbacee;
- B) Specie erbacee, infestanti e non associate alle colture;
- C) Specie arboree ed arbustive, spontanee;
- D) Specie che vegetano in proximita' del corso d'acqua di cui solo una parte si puo' definire tipicamente ripariale.

Tra quelle di tipo spontaneo hanno particolare importanza le piante acquatiche tipiche di superficie (canne, giughi, ninfee, ecc.....) e quelle di fondo.

Da non trascurare é poi l'aspetto biologico con particolare riguardo alla presenza dei microrganismi di tipo aerobico che presiedono al potere di autodepurazione delle acque.

Tale ultimo aspetto é fondamentale se si desidera che un qualunque intervento sul fiume non trasformi questo in una cloaca a cielo aperto.

Infatti le così dette cementificazioni che portano alla scomparsa della vita animale e vegetale sul corso d'acqua provocano anche una mancanza di ossigenazione, mancanza che può essere acuita dalla immissione (seppur oggi proibita e pertanto abusiva) di scarichi con alto contenuto di B.O.D. (cioé con alta richiesta di ossigeno) che consuma il poco presente nell'ambiente fluviale (disciolto nell' acqua) e trasforma l'ambiente acquatico in un ambiente anaerobico, dove si sviluppano i batteri che presiedono non a fenomeni di mineralizzazione e di vita, bensì a quelli putrefattivi, con emanazione di cattivi odori e nessun potere di autodepurazione.

Ciò comporta la scomparsa di ogni vita nel corso d'acqua e l'inquinamento dei mezzi recipienti, laghi, mari od altri fiumi con ingenti danni sia all' ambiente che economici: basti pensare alle conseguenze della immissione in mare di un fiume con alto carico di BOD che implica divieti di balneazione, perdita di valore turistico di intere zone costiere ecc...

Da quanto sopra é ovvia la necessità che qualunque intervento su un corso d'acqua sia affrontato in sede interdisciplinare con l'intervento non soltanto del geologo (oltre che del geotecnico) da sempre partner degli ingegneri, ma anche di botanici, biologi, faunisti.

Ovviamente, sebbene di minore importanza un'altro aspetto di cui tener conto sarà quello paesagistico, cioè quello meramente estetico.

Quanto sopra comporta ovviamente delle complicazioni all' attività dell' ingegnere che per salvaguardare l'ecosistema fluviale deve rinunciare a scelte banali ma studiare a fondo ipotesi di intervento che comportino il mantenimento o la possibilità di ripristino, in breve del cennato ecosistema.

A volte uno studio approfondito può portare anche a soluzioni che migliorino le capacità di autodepurazione tramite sistemi artificiali per migliorare la filtrazione e l'aerazione dell' ambiente (piccoli salti di fondo, materassi filtranti, ecc.....)

Non é da escludersi la necessità di studiare varie ipotesi alternative e passarle al vaglio di una V.I.A., utilizzando quest'ultima come strumento di analisi decisionale per scegliere la soluzione piú vantaggiosa.

3 Le Piene

3.1 Le piene generalità e determinazione quantitative

3.1.1 Generalità

Come già accennato le opere di difesa dalle piene sono tra le più antiche. Certamente le prime sistemazioni sono consistite solo in alcuni argini senza alcuna pretesa di valutare le portate massime ecc....

Da tempo però il problema della difesa dalle piene non prescinde né dagli studi sulle portate massime che solleciteranno il tronco da proteggere, né, a volte, dalla conoscenza della così detta onda di piena.

D'altra parte agli argini si sono col tempo aggiunti altri metodi di difesa dalla piene.

Si é pertanto ritenuto opportuno, suddividere l'argomento in due paragrafi, l'uno con riferimento alla sollecitazione, l'altro con riferimento alla progettazione dei vari metodi di difesa.

In un'altro capitolo saranno poi trattati gli aspetti tecnico-costruttivi delle opere di difesa di cui qui si dà idea della sola progettazione idraulica.

3.1.2 Le portate di Piena (vedi anche Capitolo I paragrafo.5)

Nel paragrafo che segue ci occuperemo della progettazione delle opere di difesa dalle piene.

Come ogni altro problema di ingegneria ci troviamo di fronte a dover confrontare due grandezze misurabili con la stessa unità: si tratta in generale della portata.

- da una parte avremo le portate di piena, sulle quali ci si è già intrattenuti nel cap I, pertanto qui di seguito faremo soltanto delle brevi osservazioni;
- dall'altra le portate che possono transitare nell' alveo;

Non ci soffermeremo molto su questo parametro perché è un argomento già trattato nel capitolo I al quale si rimanda.

Tuttavia sono importanti alcune considerazioni.

Nel I capitolo sono stati trattati diversi metodi di valutazione della portata di massima piena, nasce allora spontanea la domanda: quale di questi metodi applicare?

E poi, conseguentemente, l'altra:

La valutazione della portata di massima piena è indipendente dal metodo adottato?

Non è facile dare una risposta alla prima delle precedenti domande, banale è, invece, la risposta alla seconda.

Infatti ben difficilmente due differenti metodi danno valori eguali, al più i valori possono essere dello stesso ordine di grandezza.

Per applicare il metodo di Giandotti, corvazione, occorre non solo conoscere, od essere in grado di stimare i parametri γ λ e ψ che compaiono nella (36) del cap I ma che il bacino sia di dimensioni e forma tali che abbia senso l'applicazione di tale metodo, in maniera estremamente riduttiva ed approssimativa una verifica della applicabilità è dall' estensione, in quanto in bacini di estensione rilevante (di diverse centinaia di Km²) ben difficilmente poverà su tutto il

bacino, e quand'anche ciò accadesse sarà ancora più difficile che la precipitazioni sia uniforme.

Tuttavia anche tali remote eventualità possono verificarsi: ad esempio, nel novembre del 1966, piovve contemporaneamente sia sul bacino dell' Arno che su quello della Sieve, suo importante affluente a monte di Firenze, ed ebbe come conseguenza un piena dal tempo di ritorno millenario.

Le formulazioni di Mongiardini, del Gherardelli e del Marchetti, meglio si adattano ai bacini dell' ordine delle centinaia di Km² ma anche per essi non sempre è facile poter individuare i coefficienti giusti.

Per i bacini piccoli ben si adattano le formule empiriche.

Il ricorso a metodi probabilistici che permetterebbero anche una più coerente interpretazione dei diversi valori dati da formulazioni deterministiche, sono sovente inficiati dall' esiguo numero di stazioni per le quali esistono osservazioni. Giocoforza due possibilità:

- il non prenderli in considerazione
- il far riferimento alla così detta similitudine idrologica, cioè estrapolare i dati valutati per una determinata sezione di un corso d'acqua ad un'altra sezione dello stesso corso od addirittura a sezioni di un diverso corso'acqua.

E' ovvio che tale metodologia ha del volo pindarico: è utile a dare solo ordini di grandezza e non valori di qualche attendibilità.

Osservazioni analoghe alle precedenti valgono per i metodi basati sui modelli cioè sulla ricostruzione dell' onda di piena.

Infatti qualora non si disponga di idonee stazioni di misura delle portate sulla cui base tarare i modelli di qualunque natura esse siano, i risultati ottenibili con le dette elaborazioni potrebbero essere del tutto sbagliati.

D'altra parte questi sono i metodi che le attuali conoscenze ci mettono a disposizione, pertanto occorrerà fare di necessità, virtù ed accontentarsi dei valori ottenibili con i

metodi prima richiamati, facendone, tuttavia un' analisi critica, ove ciò fosse possibile.

3.1.3 La propagazione delle piene

Anche questo argomento é già stato trattato nel capitolo I, ma viene qui richiamato perché di sovente é collegato alla difesa dalla piene e/o alla valutazione della massima portata sollecitante un determinato tronco fluviale.

Infatti possono, ad esempio verificarsi i seguenti casi:

- si conoscono le piene in una sezione di monte, allora é possibile, tramite lo studio delle leggi di propagazione, valutare le stesse nei vari tronchi a valle;
- stimata una piena in una determinata sezione si può verificare come essa transiterà nell' alveo di valle, sia esso sistemato o meno, e quindi verificare ipotesi di sistemazione;
- stimare il propagarsi a valle di onde di piena non naturali (p.es. scarico di una diga tramite i suoi organi, o rottura della diga stessa.)

Da qui l'importanza di tali studi, tuttavia é da precisare che per applicare i metodi di calcolo numerico per la risoluzione delle equazioni di De Saint Venat, che reggono il fenomeno della propagazione delle piene, é necessario conoscere la geometria dell' alveo nonché le condizioni iniziali e quelle al contorno, conoscenze, queste che rendono spesso difficile l'applicazione di tali metodi, ma non tuttavia impossibile.

Esistono vari modi di discretizzare e semplificare le equazioni di De Saint Venant, per i quali si rimanda al Cap I.

3.2. La difesa dalle piene

3.2.1 Classificazione dei metodi di difesa dalle piene

Secondo il Maione [1] una classificazione dei sistemi di controllo delle piene è quello indicato nella Tabella I.

Invero possiamo distinguere due grandi categorie d'interventi:

a) **interventi strutturali**

e

b) **interventi non strutturali.**

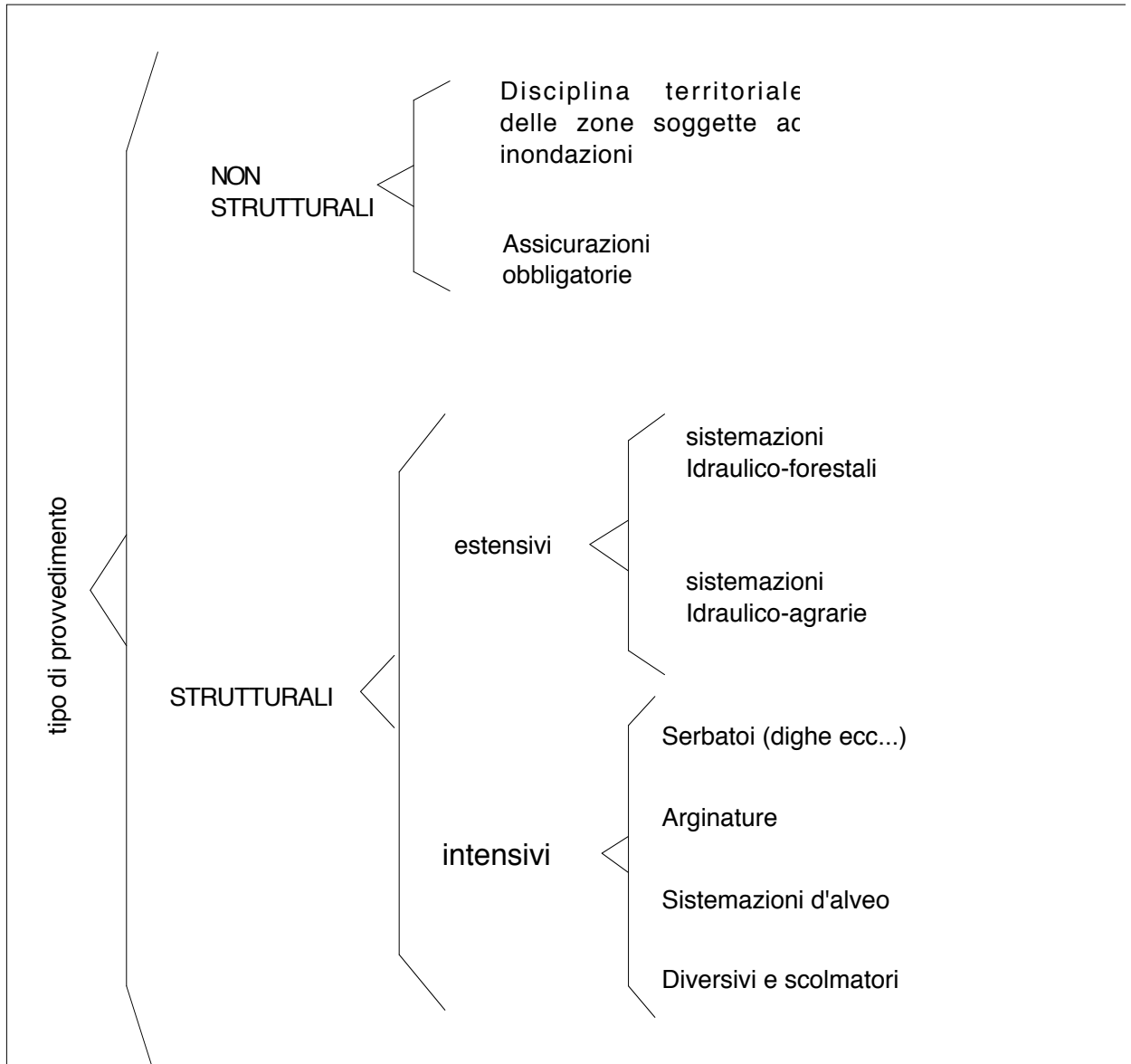
I primi, cioè **quelli strutturali**, a loro volta possono essere:

- a.1) **estensivi**, cioè che influenzano la struttura dell'intero bacino o di sua larga parte, mediante interventi diretti alla sua sistemazione idrogeologica e forestale,
- a.2) **intensivi** cioè interventi locali aventi lo scopo specifico di controllare il movimento delle acque.

I secondi cioè i **provvedimenti non strutturali** consistono invece in strumenti amministrativi atti a disciplinare l'uso dei territori soggetti alle inondazioni in modo da limitare i danni.

TABELLA I - Sistemi di controllo delle piene

ABACO DEI SISTEMI DI CONTROLLO DELLE PIENE



In una categoria intermedia si possono fare rientrare i sistemi basati sul preannuncio degli eventi di piena a mezzo di modelli matematici in "tempo reale", i quali consentono di prevedere l'evoluzione del fenomeno con qualche anticipo e quindi di far scattare i dispositivi di controllo predisposti: evacuazione della popolazione, sovrizzo di argini, abbattimento di argini, ecc...., in gergo attuale potremo parlare di **sistemi di monitoraggio**.

3.2.2 Interventi di tipo strutturale

Vediamo ora da vicino i vari possibili tipi di intervento esaminando dapprima gli interventi di tipo strutturale estensivo e poi quelli intensivi, in altro paragrafo saranno trattati gli interventi non strutturali ed il monitoraggio.

3.2.2.1 Interventi estensivi

Come già in precedenza accennato possiamo distinguere gli interventi estensivi cioè quelli che riguardano una parte considerevole del bacino imbrifero e non solo dell' asta fluviale in :

- interventi idraulico-forestali
- interventi idraulico-agrari

A seconda della zona e del tipo di intervento.

Va tenuto comunque presente che i provvedimenti strutturali estensivi hanno modesta efficacia e tanto più modesta quanto più intenso è l'evento meteorico e quanto più grande è il bacino fluviale.

Una piena eccezionale nel Polesine, ad esempio, difficilmente può essere attenuata attuando sistemazioni idraulico-forestale ed agrarie del Bacino del Po.

Ciò nonostante, dato che gli eventi meno intensi sono anche i più frequenti, i provvedimenti estensivi possono avere notevole importanza nel limitare i danni che si manifestano in occasione delle piene ordinarie nei piccoli bacini o nelle parti più alte dei grandi bacini.⁵

⁵ I Maione (loc cit.) riferisce che il dipartimento dell'Agricoltura Statunitense ha stimato che il 75% dei danni complessivi prodotti nelle regioni agricole orientali di quel paese è avvenuto nelle parti più elevate dei bacini e che il 75% di questa porzione di danni (e cioè circa il 55% dei danni totali) è stato prodotto da piene con tempo di ritorno inferiore od uguale a 5 anni. Ovviamente date le diverse condizioni geomorfologiche italiane tali dati non sono del tutto trasportabili alla nostra realtà, ma sono tuttavia significativi.

3.2.2.1.1 Sistemazioni idraulico-forestali

La sistemazione idraulica e forestale di un bacino produce benefici di diversa natura (stabilità dei pendii, riduzione del trasporto solido dei corsi d'acqua, etc.) che influiscono sul fenomeno di formazione dei deflussi con i seguenti meccanismi:

- a) aumento della capacità di infiltrazione del terreno e, conseguente riduzione dei deflussi superficiali che, come si è già detto, costituiscono la componente più importante delle portate di piena;
- b) riduzione della velocità media di scorrimento dell'acqua e incremento dei volumi idrici trattenuti temporaneamente dal suolo, con conseguente aumento dei tempi di corrivazione e della capacità di laminazione del bacino: l'onda di piena risulta, pertanto, più appiattita e la portata al colmo inferiore.

Nei riguardi del primo meccanismo, un limite alla sua efficacia deriva dal fatto che la quantità di acqua che riesce ad infiltrarsi nel terreno dipende soprattutto dalle caratteristiche geologiche del suolo e dal suo stato iniziale e molto meno dalle sistemazioni idrogeologiche.

L'aumento del tempo di corrivazione e del volume di invaso del bacino determinati dalla copertura vegetale sono anche essi molto modesti in quanto derivano dalle azioni che si esplicano nel breve tragitto (250 - 300 mt.) che l'acqua percorre sui pendii del bacino prima di raggiungere la rete idrografica.

E' comunque da tener presente la notevole importanza che hanno le sistemazioni idraulico-forestali nei riguardi della stabilità dei pendii, dell'erosione superficiale e della riduzione del trasporto solido; cioè di tutti quegli elementi che, se opportunamente controllati, come appunto con una tali sistemazioni, rendono le alluvioni meno pericolose.

Le sistemazioni idraulico-forestali si concretizzano oltre che con la piantumazione di apposite essenze arboree, con realizzazione di fascinate, viminate, qualche piccola briglia in legno od in pietrame non legato.

3.2.2.1.2 Sistemazioni idraulico agrarie

Le sistemazioni idraulico-agrarie non differiscono, dalle precedenti, ma sono realizzate non nelle zone boschive od incolte, bensì ove sussistono coltivazioni e sovente anche per scopi diversi quali quello del miglior rendimento dei campi.

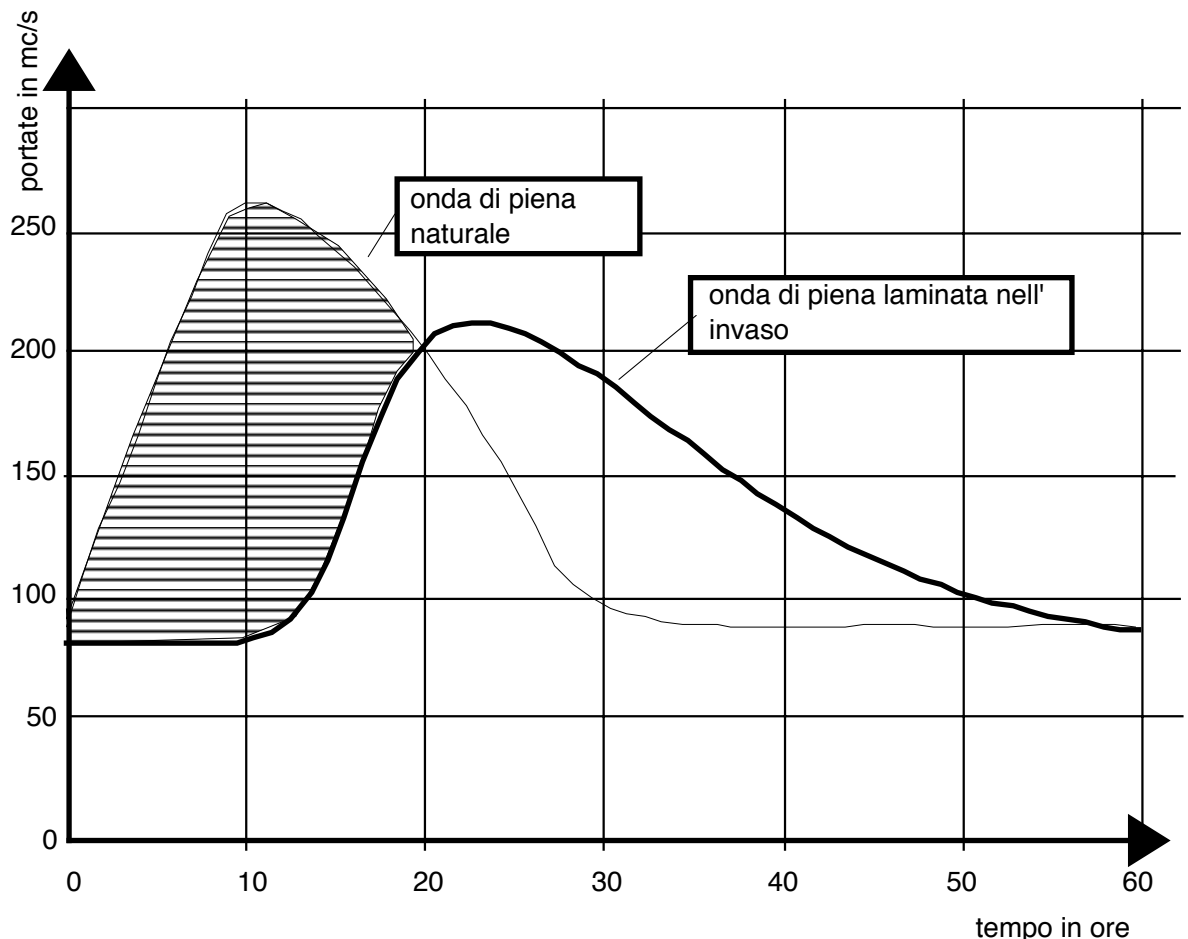
Per chi volesse approfondire l'argomento si rimanda ad appositi testi di idraulica agraria, qui accenniamo solo che con il termine sistemazione idraulica-agraria si intende la realizzazione di un insieme di canali, scoline e capifosso, che hanno come prima istanza quella di drenare il terreno agrario, cioè favorire il deflusso dell'acqua stagante nei primissimi decimetri di terreno, onde permettere alle radici, soprattutto di erbacee, di respirare (realizzare il così detto ***franco di buona coltivazione***), ma ovviamente costituiscono anche un volume artificiale ove le acque prima di arrivare incontrollate alla rete naturale di drenaggio (corso d'acqua) vengono prima invasate e quindi subiscono il fenomeno della laminazione, già studiato nel Cap. I

3.2.2.2 Provvedimenti intensivi

3.2.2.2.1 I serbatoi e le casse di espansione

I serbatoi e le Casse di espansione sfruttano il fenomeno della laminazione dell'onda di piena che come già visto ed appena ricordato, consiste nell'immagazzinamento, durante la fase di crescita dell'onda, di una parte del suo volume d'acqua, che verrà restituito solo successivamente

In tal modo l'onda di piena riduce il suo colmo, si allunga e quindi si appiattisce (Fig 21).



Un tempo, cioè allorquando sui corsi d'acqua non era stata realizzata nessuna opera ne vi era niente da difendere, tale fenomeno avveniva naturalmente

Tecnicamente si ottiene questo fenomeno o con l'interposizione di una diga, cioè creando un serbatoio ove si possa immagazzinare l'acqua o con delle casse di espansione a latere del corso d'acqua.

Nella sua più semplice struttura, la diga con cui si ottiene il serbatoio di laminazione è provvista di uno scarico di fondo privo di organi di controllo e di uno scarico superficiale (Fig.22).

Serbatoio a solo scopo di laminazione

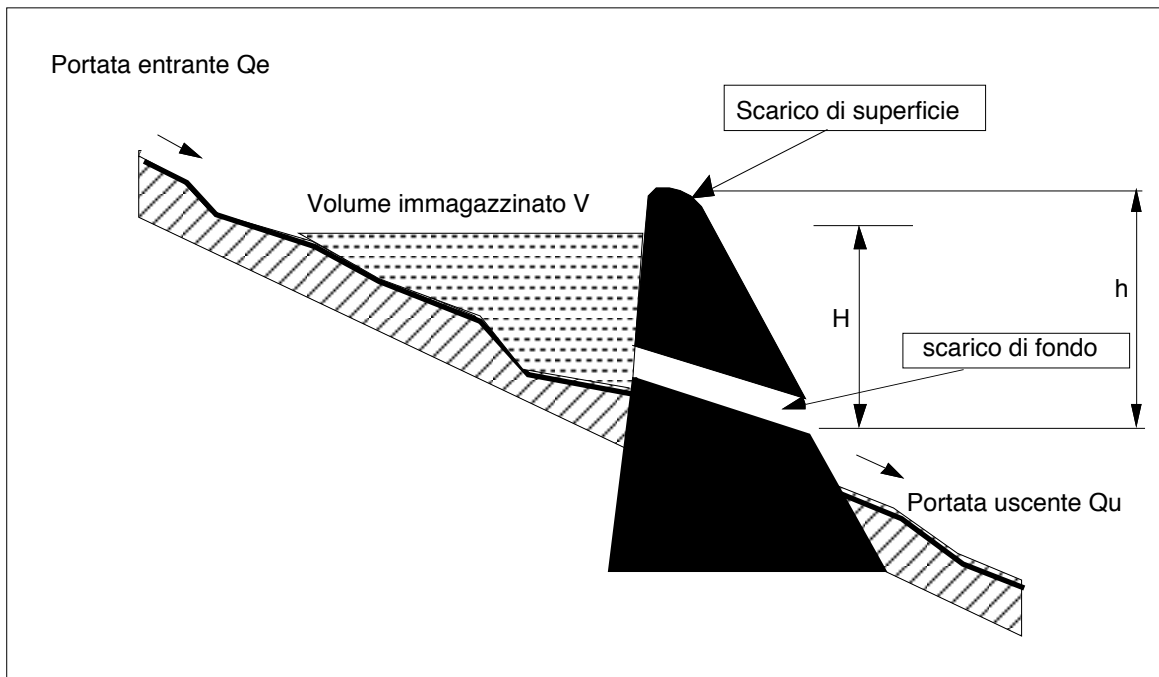


Fig.22 - Schema di una cassa di espansione

In condizioni normali le portate defluiscono per intero attraverso lo scarico di fondo, sicchè il serbatoio rimane pressochè vuoto.

Quando si verifica una piena con portate eccedenti la portata massima che può essere convogliata attraverso lo scarico di fondo, inizia la fase di immagazzinamento nel corso della quale aumentano i livelli idrici e, in concomitanza, anche le portate scaricate il cui valore è proporzionale alla radice quadrata del carico sulla luce.

Infatti, ricordato che:

$$Q_{uf} = \mu_f \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH} \quad (1)$$

dove:

H é l'altezza variabile col tempo raggiunta dall' acqua a monte dell' invaso

D é il diametro dello scarico

e con ovvio significato degli altri simboli, fintanto che la portata entrante nel serbatoio supera la portata uscente, il volume invasato continua ad aumentare, ma conseguentemente, per la (1) aumenta anche Q_u .

Quando il livello raggiunge la quota della soglia dello scaricatore di superficie, la portata uscente si incrementa notevolmente, infatti a quella calcolata con la (1) occorre aggiungere quello transitante dallo scarico di superficie, quest'ultima data dalla:

$$Q_{us} = \mu_s L (H-h) \sqrt{2g(H-h)} \quad (2)$$

Pertanto, in totale la portata uscente, per $H > h$ sarà:

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{us} = Q_{uf} = \mu_f \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH} + \mu_s L (H-h) \sqrt{2g(H-h)} \quad (3)$$

Quando l'acqua raggiunge il massimo livello nel serbatoio, e quindi il volume invasato è massimo, la portata uscente eguaglia quella entrante, come si ricava immediatamente dall'equazione di continuità:

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_u = 0 \quad (4)$$

Nella fase decrescente della piena, la portata uscente è maggiore di quella entrante e il serbatoio restituisce progressivamente l'acqua immagazzinata.

Il fenomeno è appunto quello illustrato graficamente nella precedente fig 21 nella quale l'area tratteggiata misura il volume complessivo invasato durante il passaggio dell'onda.

L'entità dell'attenuazione del colmo di piena è ovviamente legata al tipo degli organi di scarico.

In effetti, a seconda delle modalità con cui vengono smaltite le portate di piena dal serbatoio si può ottenere un

diverso effetto di laminazione (cioè una differente riduzione della portata al colmo) con la stessa capacità di invaso.

Come é evidente da quanto sopra la massima laminazione si ottiene quando il serbatoio viene lasciato vuoto fino al momento in cui la portata scaricata raggiunge il valore limite $Q_{max, valle}$ e, successivamente, consenta lo smaltimento costante nel tempo di tale portata.

Per avvicinarsi il più possibile a tale situazione ottimale sono stati studiati diversi tipi di scaricatori di piena, di alcuni dei quali diamo un rapido cenno.

Il tipo più semplice è costituito da un condotto nel quale è inserita una valvola di regolazione della portata che è tenuta completamente aperta dall'inizio del fenomeno fino all'istante in cui la portata raggiunge il valore massimo Q_{max} che si vuole scaricare.

Da tale momento via via che aumenta il carico sulla luce, la valvola viene progressivamente chiusa in maniera da mantenere la portata scaricata al valore massimo.

L'efficacia di questo sistema è tanto migliore quanto maggiori sono le dimensioni del condotto di scarico e, quindi, la capacità che esso ha di adeguarsi alle portate in arrivo.

E' però evidente che le dimensioni del condotto non possono eccedere certi limiti che si aggiungono quando ad un incremento del suo costo non corrisponde un netto miglioramento dei benefici traibili.

Va segnalato che in questo come negli altri sistemi dove si ha la presenza di organi di manovra quali valvole, paratoie, etc. va considerata attentamente la possibilità di inefficienza delle stesse e quindi di un fallimento della protezione o comunque del non raggiungimento completo delle aspettative, inoltre nella eventualità di irregolare funzionamento al momento dell' emergenza, potrebbero determinarsi situazioni più gravi di quelle che si avrebbero in assenza del serbatoio di laminazione.

Poiché il costo di un serbatoio é rilevante, il più delle volte, si abina allo scopo di laminazione qualche altro scopo quale raccolta d'acqua ad uso irriguo, idropotabile, energetico,...

In tali casi solo una parte di esso è destinata alla laminazione delle piene allora gli scaricatori sono generalmente costituiti da luci a stramazzo libere o regolate da paratoie variamente configurate (a pianta circolare, con canale collettore, in fregio alla diga, etc.) dimensionate in modo da smaltire la portata prefissata con il carico massimo stabilito.

In questo caso, per quanto detto in precedenza, per ottenere il migliore effetto di laminazione conviene progettare le opere di scarico in maniera che la scala di deflusso (cioè la relazione portata scaricata-carico sulla luce) si presenti come in fig.23 cioè con un primo ramo in cui la portata aumenta rapidamente all'aumentare del carico seguito da un altro in cui l'aumento della portata sia molto più contenuto.

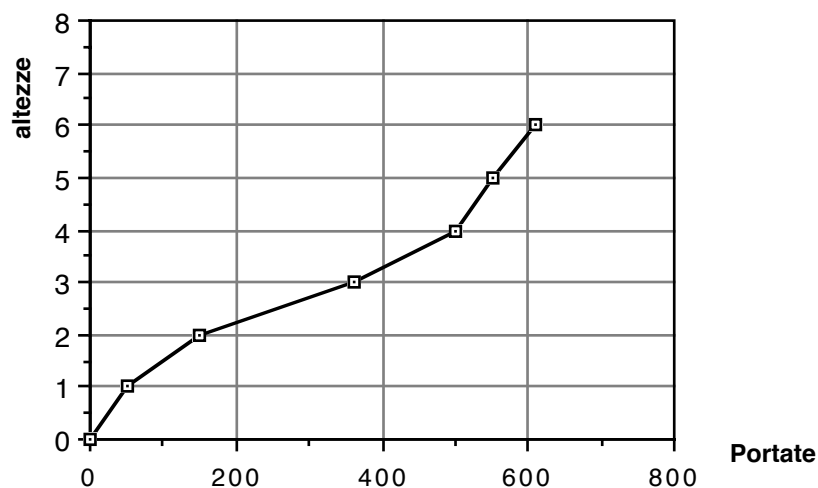


fig. 23 - andamento ottomane della scala di deflusso per lo scarico di una cassa d'espansione

Con l'adozione di scarichi superficiali regolati da paratoie è possibile una maggiore flessibilità della gestione del serbatoio attraverso la programmazione delle manovre sia delle paratoie che delle valvole dello scarico di fondo.

La progettazione di un serbatoio di laminazione consta nella definizione:

- dell'altezza della diga
- del tipo della stessa
- della sua ubicazione

- del tipo e dimensioni degli scarichi di fondo mezzofondo e di superficie

Ovviamente per dimensionare una tale opera non é sufficiente conoscere la sola portata do massima piena bensì necessita determinare l'onda di piena di progetto.

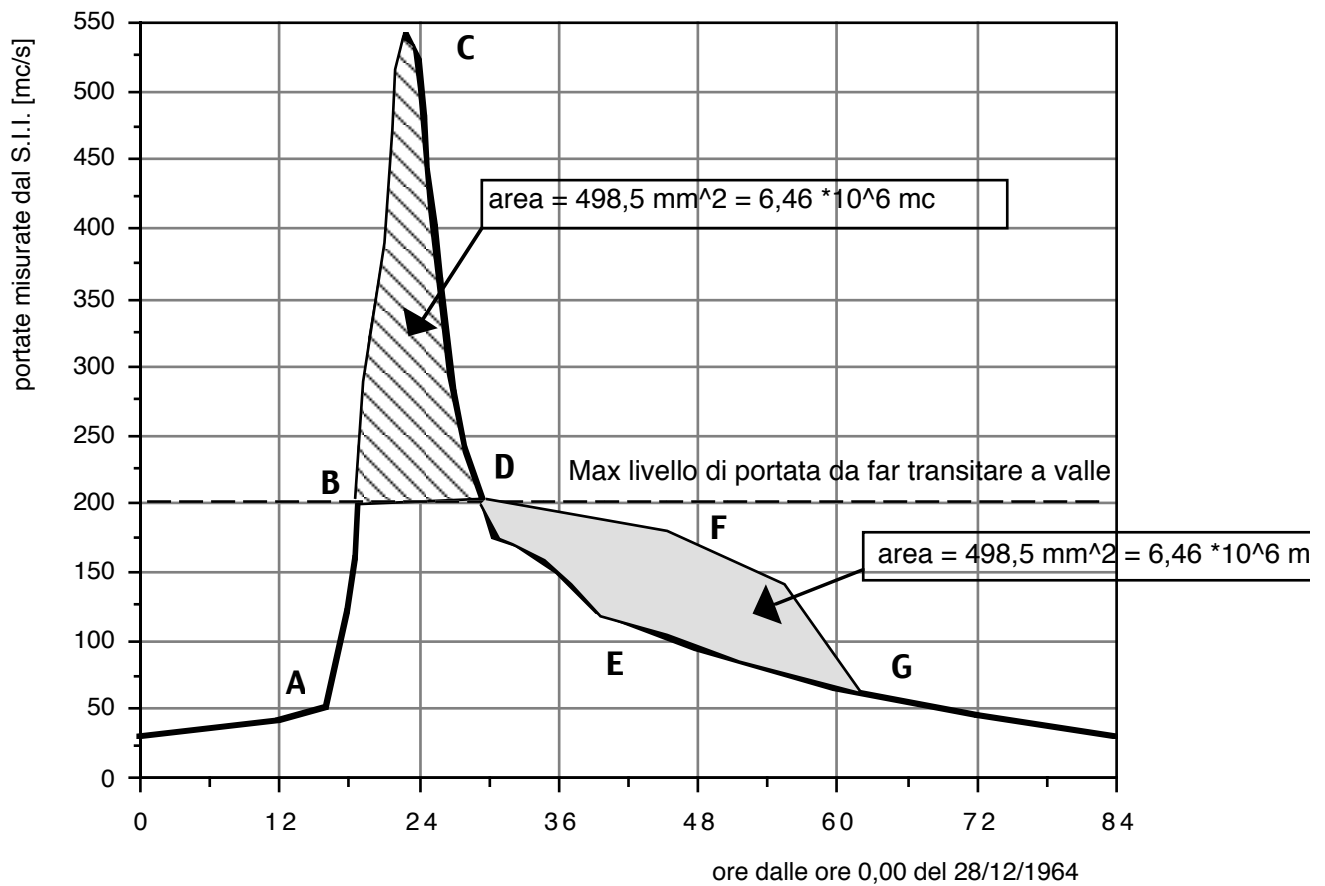
Per pervenire alla soluzione ottimale si confrontano numerose combinazioni di tali elementi e si valutano da un lato i costi delle opere e dall'altro i benefici che si ottengono, la scelta verrà fatta con i criteri che sono brevemente illustrati nel seguito.

Per una stima di larga massima della capacità necessaria per ottenere un certo effetto di laminazione a mezzo di serbatoi muniti di organi di scarico aventi scala delle portate proporzionale alla potenza $3/2$ del carico (soglie sfioranti) si può ritenere che il volume necessario per ottenere una assegnata riduzione della portata al colmo sia circa pari al volume dell'onda di piena moltiplicato per il rapporto percentuale che esprime tale riduzione.

In quanto segue vedremo più da vicino l'effetto di una cassa d'espansione con qualche esempio.

Se fosse possibile imporre un taglio netto alle portate uscenti in funzione del superamento o meno di un determinato valore prefissato della portata massima, le onde di piene entranti ed uscenti, ed il fenomeno, in generale, si presenterebbe come nella figura seguente, tratta dall' onda di piena naturale, verificatasi sul Candigliano ad Aqualagna tra il 28 ed il 29 dicembre 1964, nell' ipotesi di un possibile invaso a monte.

Onda di piena del Candigliano ad Acqualagna
evento del 28 e 29 dicembre 1964



Scala del disegno
 1 mm in ascissa = 2335 s
 1 mm in ordinata = 5,55 mc/s
 1 mm ² ≈ 13000 mc

Volumi immagazzinati dalla Cassa di nel periodo che la portata transitante maggiore di quella prefissata

Volumi restituiti dalla Cassa di espan che la portata transitante per via abt raggiunto valori inferiori a quelli prefis

ABCDEG = onda di piena naturale

ABDFG = onda di piena modificata dalla cassa d'espansione

fig. 24 - Possibile esempio di una laminazione di onda di piena

Tuttavia é da tener conto che la precedente é soltanto teorica, di fatto non tiene conto delle leggi fisiche che governano la portata a valle.

Se al precedente dato oggettivo, cioè l'onda di piena naturale, aggiungiamo:

- uno schema di funzionamento, per esempio quello di fig. 22 con:
 - scarico di fondo libero cioè senza paratoie, a sezione rettangolare di base di 3 m. ed altezza di 3.5 m, la cui soglia sia posta a quota 10,00 dal punto più depresso dell' invaso,
 - scarico di superficie libero cioè senza paratoie, a sezione rettangolare di base di 24 m. ed altezza max di 3.5 m, la cui soglia sia posta a quota 85,00 dal punto più depresso dell' invaso,

risulteranno le seguenti leggi di deflusso:

per $10,00 \leq h \leq 13,50$

$$Q_e = ,39 \cdot 3 \cdot (h-10) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h-10)}$$

per $13,50 < h \leq 85,00$

$$Q_e = ,62 \cdot 10,5 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h-11,75)}$$

per $85,00 < h \leq 90,00$

$$Q_e = ,62 \cdot 10,5 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h-11,75)} + ,39 \cdot 24 \cdot (h-85) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h-85)}$$

- un diagramma dei volumi invasati⁶ in funzione dell' altezza, rappresentato dalla curva di fig.25,

⁶ Circa la determinazione di tale diagramma si rimanda all' apposito capitolo sugli impianti idroelettrici.

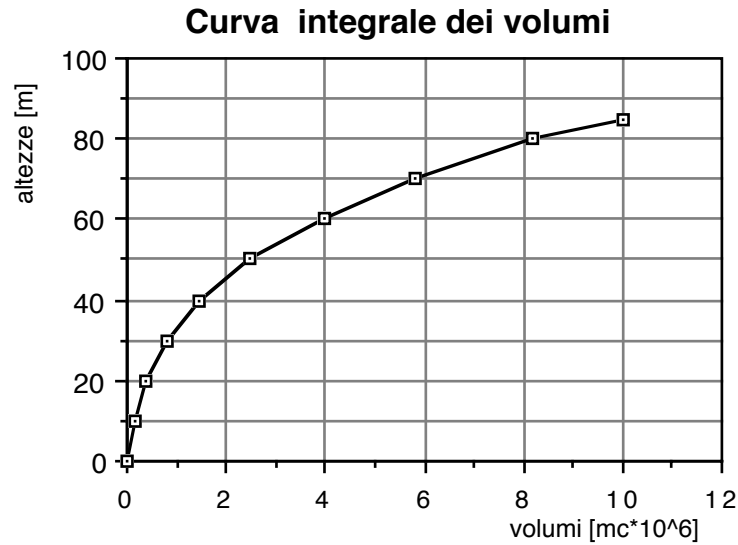


Fig. 25.- Diagramma integrale dei volumi di un ipotetico invaso a monte di Acqualagna.

Se ci si accontenta di una tale rappresentazione é giocoforza o ricorrere al calcolo grafico o, comunque a misurare graficamente le altezze raggiunte in funzione dei volumi invasati e viceversa. Di contro se si volesse usare un procedimento analitico é opportuno dare alla fig.25. una interpretazione in termini di equazione, pertanto si può, trasformare la precedente nella fig 26 dove l'asse delle ascisse é un asse logaritmico.

CURVA INTEGRALE DEI VOLUMI in scala logaritmica

$$y = 33,333 + 16,581x + 2,492x^2 \quad R = 1,00$$

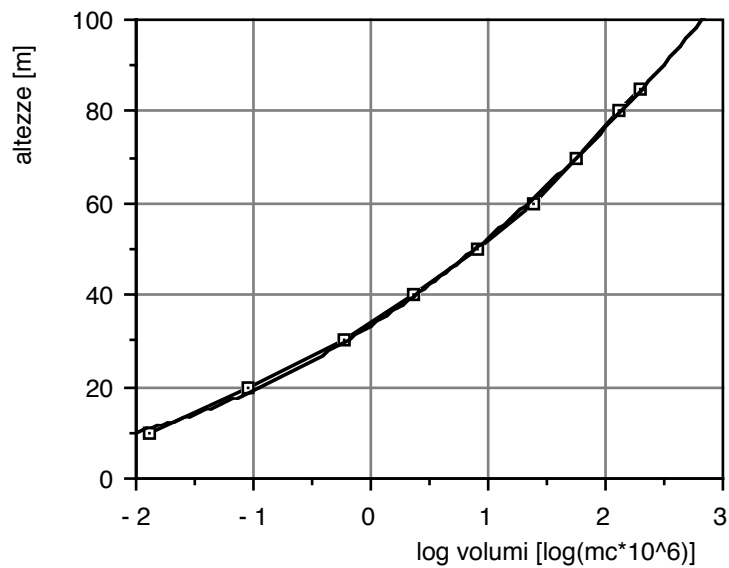


Fig. 26.- Diagramma integrale dei volumi di un ipotetico invaso a monte di Acqualagna.in scala logaritmica

Ne segue che nel nostro esempio la curva in tale rappresentazione é una parabola del secondo ordine, cui risponde l'equazione riportata in testata alla figura stessa.

avremo che:

- preliminarmente a qualunque laminazione, nell' invaso stazionerà un volume di 15200 mc (ovviamente nel caso in esame, pari al volume compreso tra la base dello scarico di fondo ed il fondo del lago);
- le portate uscenti saranno valutabili tramite la :

3.2.2.2.2 Le arginature

L'arginatura è probabilmente il più antico metodo di controllo delle piene.

Essa consiste nella costruzione lungo le sponde del fiume di argini di altezza tale da contenere le portate superiori ad un valore limite stabilito in progetto.

Con questo provvedimento si assicura in controllo completo delle piene aventi portate al colmo inferiori al limite stabilito, ma nessuna protezione delle portate che superando tale limite trascinano al di sopra degli argini.

L'altezza degli argini viene fissata imponendo che la portata contenuta nell'alveo sia superata con probabilità molto piccola.

L'ordine di grandezza da assumere per il tempo di ritorno è estremamente variabile in funzione delle caratteristiche dei territori da proteggere: normalmente viene assunto un tempo di ritorno dell'ordine del millennio se occorre proteggere territori con insediamenti umani (Polesine, Olanda, Valle del Mississippi, etc.), tale tempo si riduce sensibilmente (intorno al centinaio d'anni, ed anche meno) per arginature riguardanti campagne non abitate

Quanto sopra indicato è tuttavia oggetto di continua verifica e discussioni almeno per quanto riguarda i terreni agricoli per i quali le associazioni ambientaliste, a volte non ha torto, preferiscono nessuna opera ritenendo meno dannoso l'allagamento delle campagne a taluni tipi di opere arginali.

Le arginature possono essere realizzati secondo modalità e tecnologie molto diverse tra loro sia dal punto di vista dei materiali da impiegarsi che da quello della ubicazione degli argini e pertanto della sezione trasversale del corso d'acqua da arginare.

Sugli aspetti costruttivi si rimanda al successivo Capitolo IV

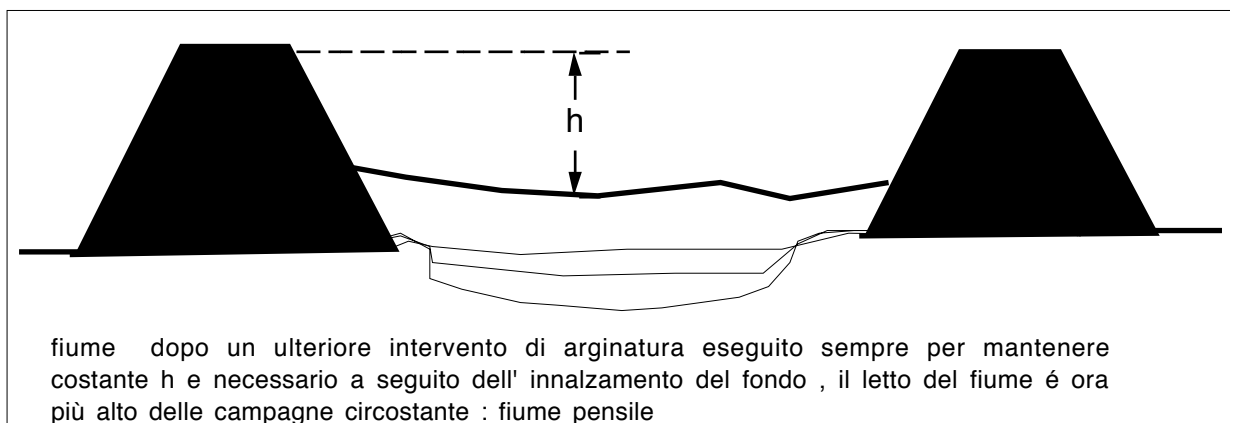
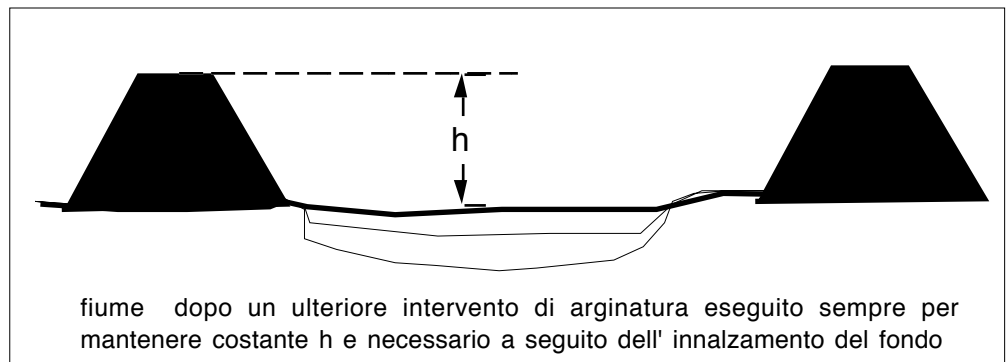
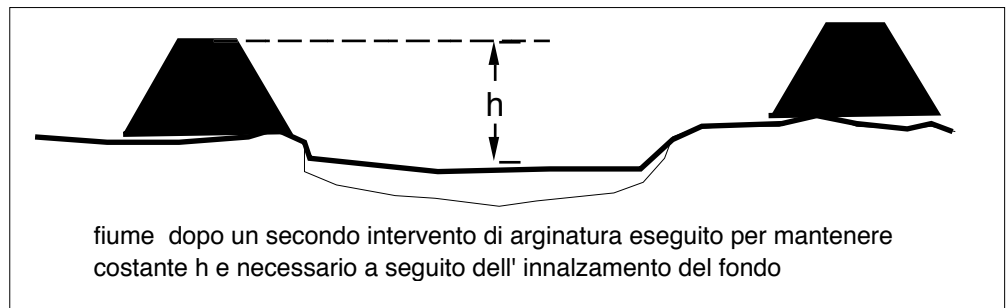
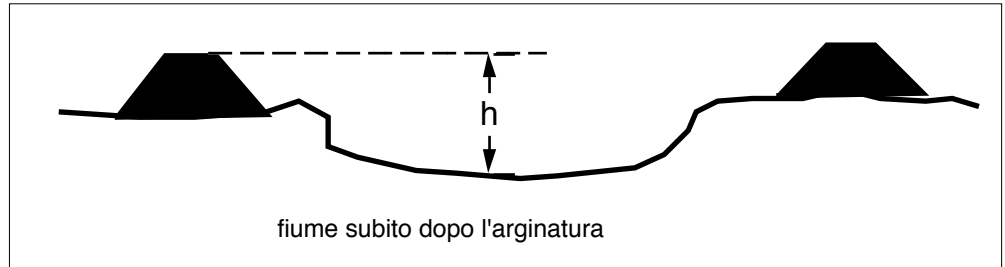
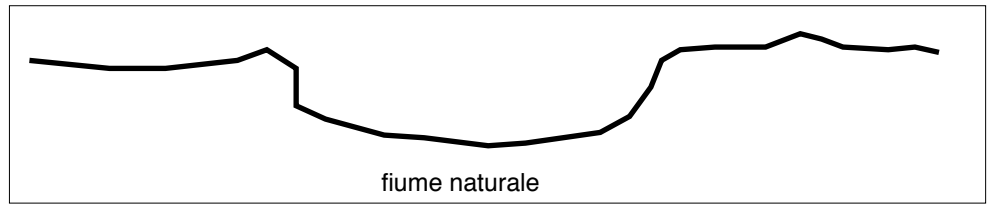
Un'altro aspetto da tener presente è quello a lungo termine dell'opera che si intende realizzare.

Gli argini impedendo, durante la piena, l'allagamento periodico della campagna circostante non permettono alla

sostanze trasportate in sospensione di essere depositate sui terreni allagati.

Esse invece vengono trasportate e depositati sul fondo della foce con conseguente diminuzione di pendenza ed avanzamento del corso d'acqua verso il mare.

Quindi si ha, col tempo, una sopraelevazione del fondo alveo ed il fiume arginato tende a diventare pensile così come rappresentato in figura 27.



Per quanto riguarda l'aspetto calcolistico ,é da dire che questo é estremamente semplice, almeno se si considera il fenomeno a se stante e non la globalità dei fenomeni differiti nel tempo che riguardano il fiume in generale ed un fiume arginato in particolare.

In questa sede ci soffermiamo al precedente primo aspetto.

Individuata la portata massima che deve transitare senza esondare, cioè in corrispondenza di un determinato tempo di ritorno, o, che é lo stesso, livello di rischio si tratta di determinare l'altezza h di fig.27 al fine che le portate suddette transitino in alveo e con un certo franco.

Si adopera all' uopo una delle varie formule di moto uniforme, ancorché il moto durante le piene non é affatto tale, per es. quella di Manning.

Pertanto avremo :

$$Q = A(h) K h^{2/3} j^{1/2}$$

dalla quale é possibile ricavare una scala di deflusso, l' h cercato, al quale é poi da aggiungersi il franco lo si trova in corrispondenza del prefissato valore limite di Q .

Il franco sarà minimo do 80 cm un metro ma in geberale dipenderà dal grado di ulteriore sicurezza che desideriamo raggiungere.

3.2.2.2.3 I diversivi e gli scolmatori

Per scolmatori e diversivi si intendono quei corsi d'acqua naturali o artificiali in cui viene deviata parte della portata di piena del corso d'acqua principale.

Gli scolmatori entrano in funzione quando la portata fluviale supera un prefissato valore limite.

La portata eccedente tale valore entra nel canale scolmatore ed è convogliata verso un recapito finale esterno al sistema idrico da cui esso prende origine.

I diversivi invece, sono sempre attivi e convogliano le portate derivate o nello stesso corso d'acqua in una sezione più a valle od ad un recipiente diverso

Un limite all'impiego dei diversivi, nel caso di restituzione alla stesso corso d'acqua, può derivare dal rigurgito provocato dal tronco d'alveo di valle che, se non ha sufficiente lunghezza potrebbe estendersi fino ad interessare la zona da proteggere.

Quindi anche se le caratteristiche costruttive, il funzionamento idraulico e le modalità di esercizio dei diversivi e degli scolmatori differiscono notevolmente tra loro, nei riguardi del controllo delle piene ambedue i sistemi rispondono al medesimo scopo che è quello di ridurre le portate di piena negli alvei fluviali che attraversano le zone da proteggere.

Importanti sono gli esempi dell' uno e dell' altro.

Per gli scolmatori é il caso di ricordare quelle dell' Arno a protezione della città di Pisa, illustrato nella figura seguente, tratta da esso ha origine nei pressi di Cascina é volge in direzione sud sfociando nel Tirreno a Nord di Livorno dopo un percorso di Km

Per i diversivi citiamo quelle dell' Ombrone a difesa di Grosseto, anch'esso con foce sul Tirreno.

Eloquenti esempi dell' uno e dell' altro sono nella piana del Volturno.

E l'uno e l'altro dei sistemi presentano numerosi inconvenienti dei quali qui di seguito diamo una breve disamina.

Scolmatori

In essi, come già visto, l' acqua transita di rado solo in occasione di piene con portate oltre un certo livello, dunque per gran parte del tempo l'alveo rimane inutilizzato.

Ciò comporta che:

- a) nel caso fosse realizzato in terra la necessità di opere manutentorie continue per evitare la crescita di vegetazione che, all' atto di una piena improvvisa, troverebbe ostacolo a transitare inficiandone i benefici;
- b) nel caso fosse realizzato in muratura, come talvolta é stato fatto onde evitare gli inconvenienti cui in a)⁷ , un notevole impatto ambientale anche se, in tal caso, potendo confidare, almeno in teoria, su coefficienti di scabrezza di minor entità, si ridurrebbero le sezioni.;
- c) in ogni caso vi é una tendenza ad utilizzare l'alveo quale ricettacolo di rifiuti⁸ e quindi con ostruzioni che consistono in restringimento della sezione libera ed aumento del coefficiente di scabrezza e conseguentemente perdita di efficienza;
- d) sovente l'imbocco dello scolmatore (incile), proprio perché questo deve entrare in funzione solo per determinati livelli di piena, non é libera bensì chiusa da appositi organi di intercettazione che vanno rimossi allorquando venga raggiunto il livello prefissato. Orbene in tali circostanze sovente si manifesta difficoltà nella manovra, manuale od automatica dei detti organi di interclusione in quanto gli stessi, a causa della non perfetta manutenzione, risultano difettosi;

⁷ Come nel caso di esempio dopo il fallimento degli esiti del precedente canale in terra

⁸ Ciò era tanto più vero in precedenza al D.P.R. 915/72 che disciplina lo scarico di rifiuti, tuttavia il detto decreto non ha comunque eliminato di fatto tale pessima abitudine;

Un metodo per limitare tali inconvenienti é quello di fissare la sogli di intervento in base al raggiungimento di un determinato livello idrometrico, in tal caso l'incile sarà libero, ma ciò porta ad altri inconvenienti qusli l'utiulizzo del canale scolmatore anche per tiranti modesti ed il conseguente deposito di torbide.

- e) un problema analogo al precedente consta nel dover contare anche sulla presenza degli addetti sall' incile nel momento della crisi. Esperienze del passato hanno dimostrato che talvolta tali addetti, presi dal panico, si allontanano dalla zona di intervento ;
- f) un altro problema, insito appunto nel fatto che per lunghi anni tali canali non vengono adoperati (si prenda ad esempio uno scolmatore progettato per la difesa da piene centenarie), consiste nella perdita di memoria circa le cause che hanno portato alla sua costruzione o a ragionamenti del tipo :

"lo scolmatore serviva una volta
quando il fiume andava in piena, ma
oggi non ci sono più le piene ergo
se ne può fare a meno"

Quindi la decisione, in genere politica, di ridurre o di eliminare del tutto il canale;

L' alluvione di Firenze del novembre1966 ed altre hanno dimostrato come é falso il precedente asserto, ma comunque tali errate scelte continuano con l' essere praticate.In merito sarebbe da affrontare un lungo discorso circa le competenze in materia di intervento sui corsi d'acqua ed in particolare circa il valzer delle stesse nell' ultimo ventennio⁹.

⁹ Si ricorda al' uopo che prima della introduzione nell' ordinamento Italiano delle Regioni ogni competenza era demandata direttamente od indirettamente al Ministero LL.PP. tamite gli Uffici del Genio Civile ed i Provveditorati alle OO.PP.

Con l'istituzione delle Regioni il Genio Civile divenne organo di quest' ultime anche se le competenze in materia di fiumi restarono allo Stato, ma in modo disorganizzato.

Ne seguì un periodo di confusione. Le maglie si allentarono e molti Enti presero provvedimenti, il più delle volte tra loro sconnessi

Per citare un' esempio lo scolmatore "sciumariello" sul Volturmo a monte di Grazzanise ed a difesa di tale paese é in parte abbandonato e giorno dopo giorno viene reinterrato con materiale di risulta.

Diversivi

In essi, al contrario che per gli scolmatori, l' acqua transita di continuo e non solo in occasione di piene con portate oltre un certo livello, dunque spesso con portate molto modeste sia sul diversivo che sul corso d'acqua principale.

La diminuzione delle portate comporta anche una diminuzione di velocità e quindi di capacità di trasporto solido, da qui ne seguono depositi la dove si ha tale diminuzione di velocità e, quindi, col tempo la creazione di una soglia

L'acqua tenderà col tempo a dirigersi viepiù verso il nuovo letto abbandonando il naturale che diventerà sempre più sede di un rigagnolo con ovvie conseguenze estetiche ed ambientali.

Col tempo si manifesteranno opinioni del tipo di quelle sopra espresse per gli scolmatori che porteranno alla copertura del corso d'acqua ed a provvedimenti consimili, con stravolgimento dell' ambiente e con una aumento dei pericoli in quanto, in occasioni di piene é molto più pericoloso un corso d'acqua coperto che di uno a cielo aperto¹⁰.

Bisogna addivenire alla Legge 183/89 sulla "Difesa dei suoli" (allegata in appendice) per un riordino della materia. Ma a tutt'oggi (ottobre 1991) delle Autorità di bacino instaurate con la stessa si sono formate solo quelle nazionali, delle altre poche o punte, segno appunto della scarsa volontà politica di spogliarsi di questa parte di competenze sulla gestione del territorio.

¹⁰ Sovente la copertura, trattandosi di grandi luci, viene realizzata con travi in c.a.p. che nel caso sottoposte a pressioni dell' acqua dal basso, perdono il loro equilibrio strutturale: il calcestruzzo diventa la freccia di un' arco teso tra l'armatura di precompressione e la pressione dal basso.

3.2.2.2.4 Le sistemazioni d'alveo

Le sistemazioni d'alveo hanno lo scopo di diminuire i tiranti idrici del fiume.

Ciò può essere conseguito o rivestendo l'alveo al fine di ridurre la scabrezza e, quindi, le resistenze al moto, o aumentando la sezione bagnata con opportuni allargamenti o approfondimenti.

Tali provvedimenti devono essere adottati con molta cautela in quanto sono spesso causa di profonde alterazioni della dinamica del modellamento dell'alveo e, quindi, possono produrre seri inconvenienti.

Infatti un' allargamento di sezione può portare ad un rallentamento della corrente e quindi a minore capacità di trasporto con conseguente deposito sul fondo, innalzamento dell' alveo ecc...

Il rivestimento dell' alveo, escluse le cementificazioni, di moda anni or sono ma giustamente oggi messe al bando, porta comunque ad una artificializzazione del corso d'acqua con scomparsa di specie animali e vegetali presenti in loco.

Tali soluzioni possono essere tali solo nell' attraversamento di centri abitati ma, altrimenti sono da evitarsi.

3.2.3 Provvedimenti di tipo non strutturale

Per anni tali tipo di provvedimenti, anche se teoricamente trattati di fatto hanno avuto, almeno in campo ingegneristico, poco seguito.

Come già accennato in precedenza consistono in strumenti amministrativi tendenti a:

- od a disciplinare l'uso dei territori soggetti alle inondazioni in modo da limitare i danni;
- od ad indennizzare gli eventuali danneggiati

Esempi di tali provvedimenti sono i vincoli di tipo idrogeologico posti p.es. dagli strumenti urbanistici o da Enti diversi (Regioni, Genio Civile, Forestale ecc...).

Il secondo caso é la stipula di opportune assicurazioni o la scelta politica di non intervenire per sistemare un corso d'acqua bensì adottare dei provvedimenti di indennizzo nel caso di piene. Si veda ad esmpio recente D.L. n. 142 del 3 maggio 1991 convertito con modificazioni in legge del 3 luglio 1991 avente per oggetto "....."

3.3 Confronto critico tra i vari metodi di controllo e difesa dalle piene

Un confronto critico é estremamente difficile e complesso e richiederebbe spazi ben maggiori di quelli che gli si possono dedicare in questa sede.

Infatti detto confronto non può, nell' ottica attuale, basarsi esclusivamente sull' efficacia tecnica dell' opera ma deve riguardare anche altri aspetti, tra questi in particolare assumono rilevanza :

- l'analisi benefici-costi
- l'impatto ambientale.

Da qui la nasce anche una ulteriore complicazione, il tecnico dovrebbe scegliere non più o non solo il sistema tecnico adottare per difendere un territorio dalle piene fluviali ma anche un criterio che gli permetta di eseguire la detta scelta.

Ma tale complicazione é solo apparente.

Invero tra i tre criteri sopra elencati:

- l'analisi tecnico delle probabilità di crisi (efficacia dell' opera)
- l'impatto ambientale;
- l'analisi benefici-costi

quest'ultimo é in grado di compendiarsi tutti purché si riesca a dare una valutazione anche all' ambiente ed agli altri termini che concorrono ai vari confronti.

In estrema sintesi, fissata la durata della vita economica dell' opera occorre valutare anno per anno i costi sia di costruzione che quelli di manutenzione (sia ordinaria che straordinaria) che di gestione, nonché i rientri che l'opera può dare. attualizzando con le formule della matematica finanziaria si ottiene il VAN (Valore Attuale Netto) che é un indice sintetico del bilancio beneficio costi: un' opera porta tanto più benefici quanto maggiore é il VAN , ovviamente se positivo.

In tale ottica sono costi anche gli impatti ambientali così come sono rientri i danni che si evitano con la realizzazione della difesa fluviale.

E' evidente tuttavia la grande soggettività di una tale valutazione, almeno nella fase di impostazione e poi la interdisciplinarietà di una tale valutazione.

Senza dilungarci sull' argomento qui nel seguito facciamo solo riferimento alle questioni tecniche.

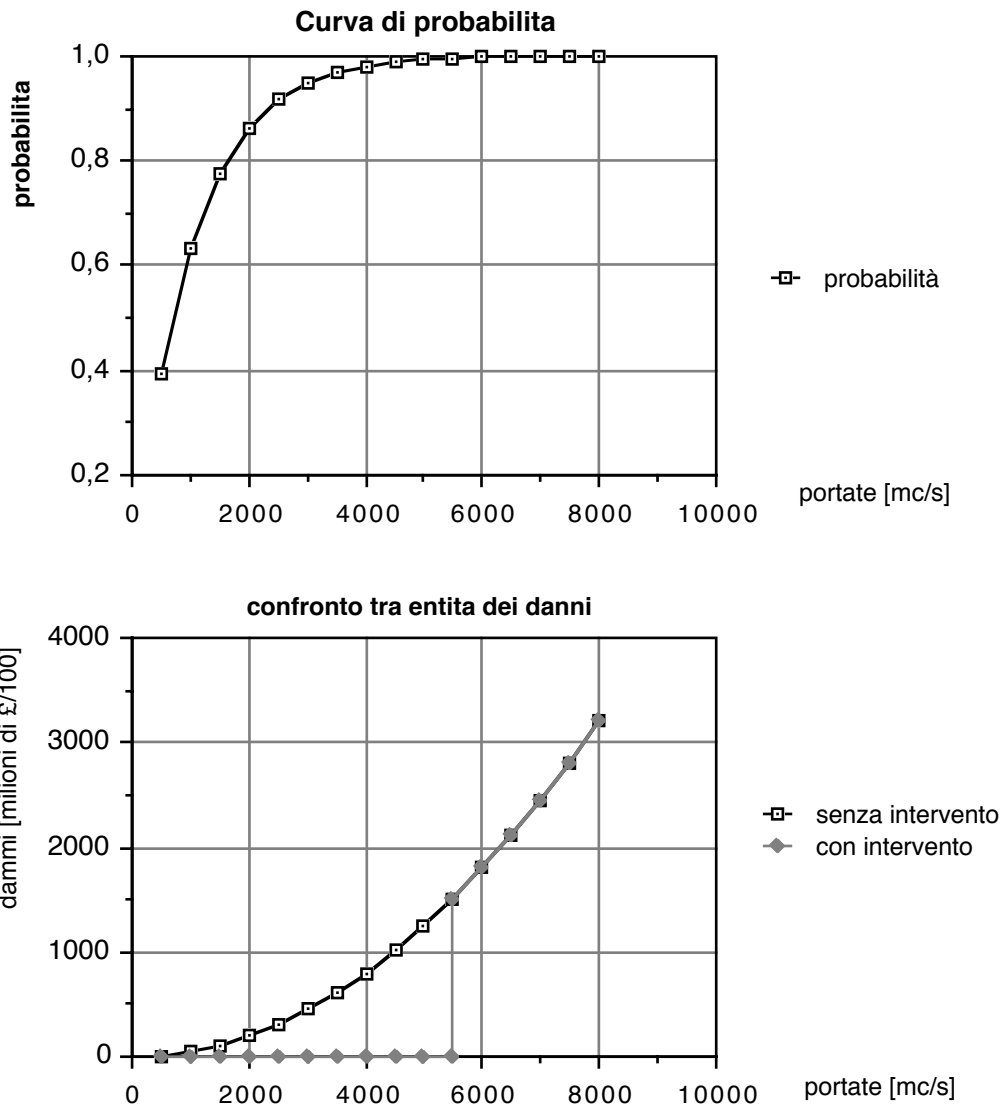
Da tale punto di vista i benefici connessi con il controllo delle piene sono legati alla probabilità di evitare esondazioni e danni, quindi alla trasformazione che l' opera realizzanda opera sulla legge di distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Rapidamente si ha seguente situazione:

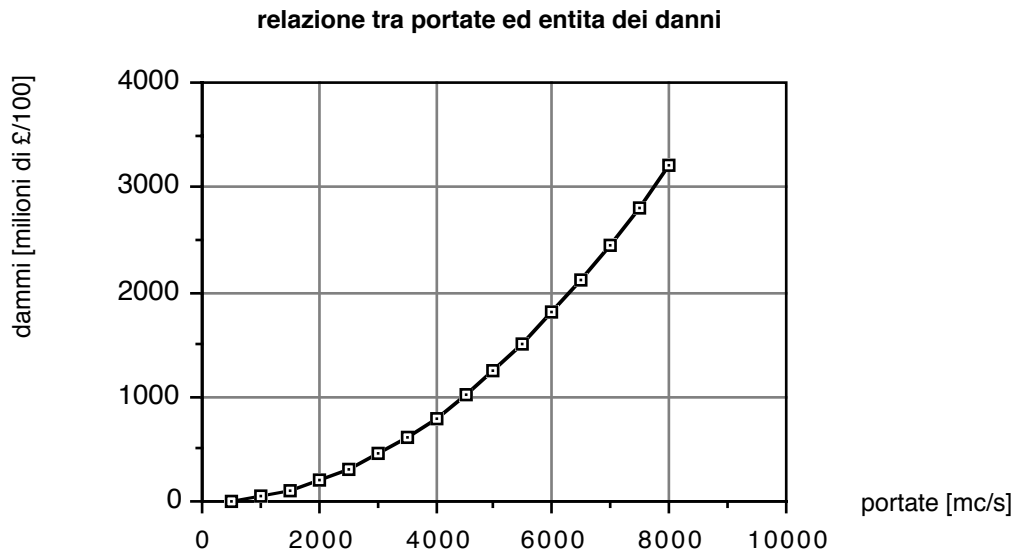
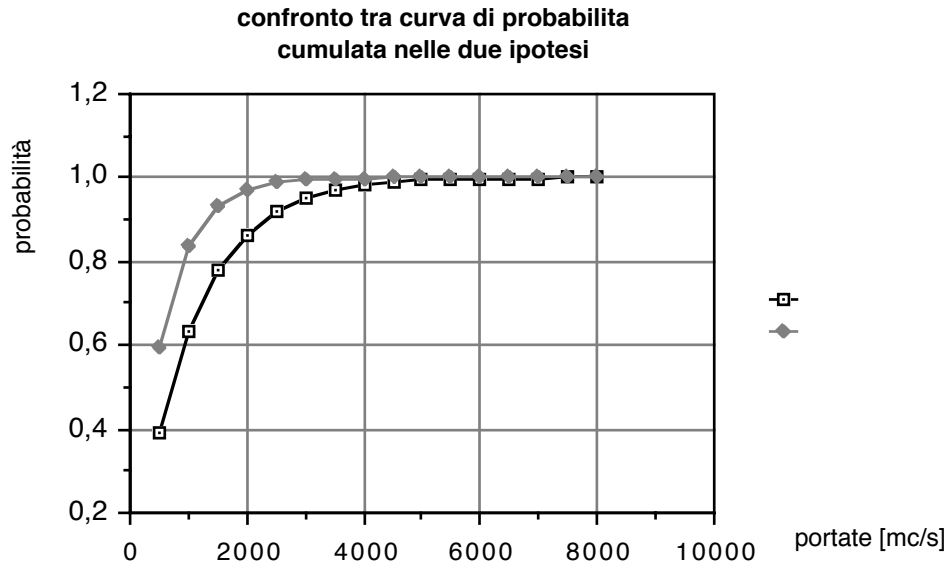
- un'arginatura impedisce che si verifichino danni a seguito di piene inferiori a quella di progetto Q^* ; mentre, per portate superiori, essa perde completamente la sua efficacia.

E poiché l'arginatura non modifica la portata fluviale, questa conserva la propria distribuzione di probabilità; dunque i danni che si producono quando la portata supera Q^* hanno la stessa probabilità di verificarsi delle corrispondenti portate.

Le figure seguenti mostrano l'andamento del tratto asintotico della curva di probabilità delle portate e delle dell' entità dei danni in funzione delle portate nelle due ipotesi (con o senza intervento).



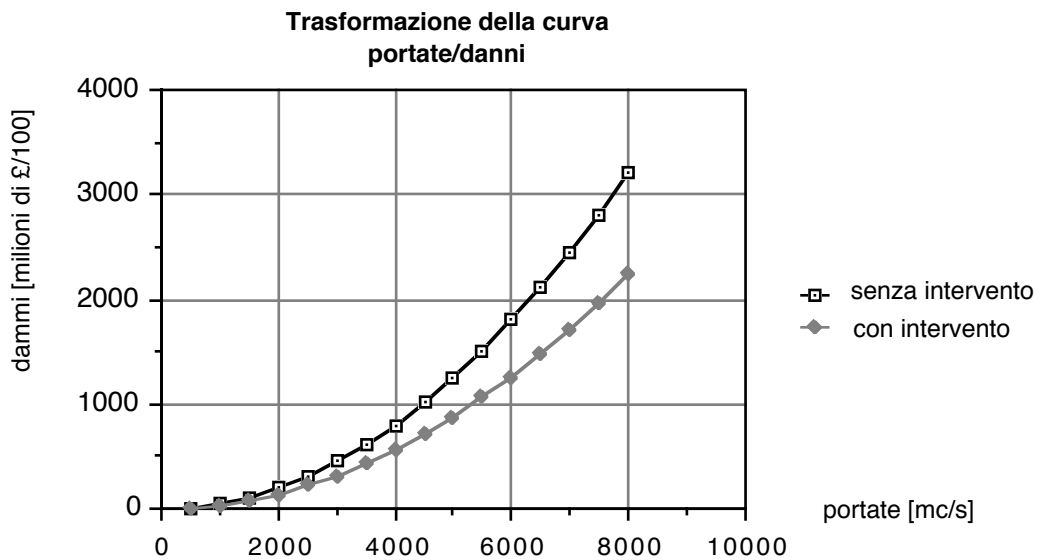
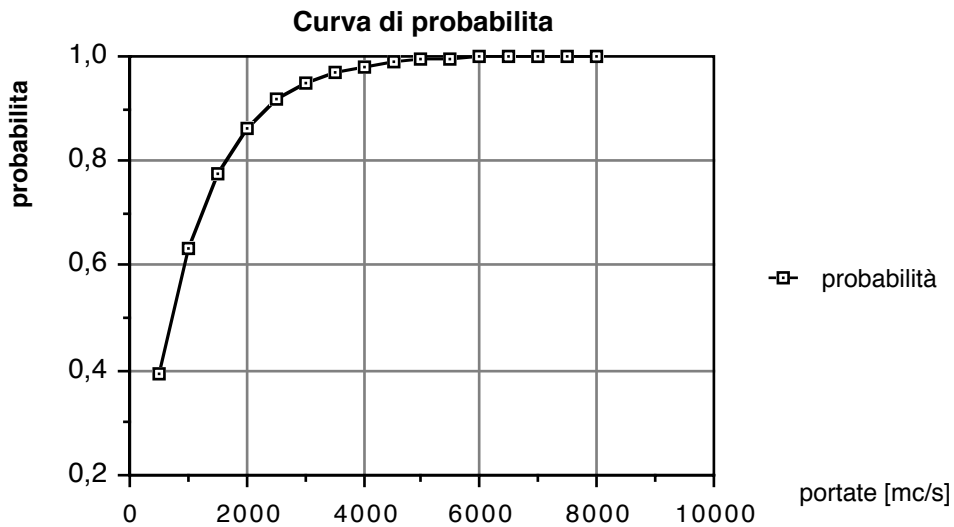
Gli scolmatori, invece, modificano la distribuzione di probabilità delle portate di piena dell'alveo di valle in quanto convoglia altrove le portate eccedenti il valore di soglia prefissato in progetto.



Dalle figure precedenti é evidente come varia la curva di probabilita, mentre rimane la medesima la legge tra portate e danni. Correlando le due figure é possibile legare probabilita e danni nelle due ipotesi.

Analogo é il caso del diversivo ma con una diversa modifica della legge di probabilita.

Nel caso, invece di sistemazione d'alveo la relazione portata-probabilita rimane immutata, ma varia la relazione portata danni, le successive figure illustrano un' esempio di tale caso.



Più complessa è la valutazione degli effetti di un serbatoio di laminazione i quali dipendono non solo dall'entità della portata al colmo ma anche dalla durata del fenomeno di piena, oltre che dalle condizioni iniziali del serbatoio

Infatti per pieno con parità di portata di colmo ma di durata diverse il serbatoio si riempie prima (e l'effetto di laminazione risulta inferiore a quello previsto) se la piena ha durata maggiore.

Analogamente si riduce tale effetto per lpiene della stessa durata ma con portate al colmo superiori.

Il Maione in merito conclude che *"in definitiva i benefici determinati da un serbatoio di laminazione si riducono via*

via che la piena eccede quella di progetto sia nei riguardi della durata che della portata di colmo".

4 Interventi a difesa della morfologia

4.1 Generalità sulla dinamica idromorfologica

L'argomento di questo paragrafo non rientra propriamente nell'idrografia tuttavia, data la notevole importanza che può avere la dinamica della morfologia fluviale che condiziona:

- l'evoluzione di un corso d'acqua;
- il suo trasporto solido;
- il rapporto con le falde idriche;
- il rapporto con insediamenti ed infrastrutture di origine antropica

verranno qui di seguito richiamate alcune nozioni di tale disciplina.

Per rendersi conto della relazione tra morfologia del corso d'acqua e falda basta fare riferimento ai loro rapporti seguenti:

- una falda freatica è alimentata o alimenta, in fasi alterne, il corso d'acqua superficiale.
- l'eventuale abbassamento del fondo di quest'ultimo comporta ovviamente una notevole diminuzione dell'acqua presente nell'acquifero e quindi una diminuzione della portata della falda.

Inoltre tra gli acquiferi più importanti vi sono le alluvioni fluviali (antiche o recenti che siano soprattutto quando costituite da materiale grossolano).

4.2 Cenni sulle trasformazioni dovute alle piene nei vari tipi di tronchi d'alveo

Le trasformazioni che hanno luogo in ogni tronco di alveo fluviale sono principalmente la risultante delle azioni che avvengono in fase di crescita di una piena e di quelle che avvengono in fase di decrescita.

E' pertanto necessario esaminarle separatamente.

Innanzitutto è opportuno ricordare la grandissima importanza che ha la velocità dell'acqua nel prendere in carico materiale solido mobile dal suo letto e mantenerlo in trasporto.

La potenza erosiva e di trasporto di una corrente d'acqua costituisce un gruppo di problemi estremamente complessi che non consentono, come testimonia una vastissima letteratura idraulica, soluzioni generali applicabili con sufficiente approssimazione alla enorme varietà dei casi reali.

La legge della sesta potenza, benchè molto discussa ed approssimata soltanto entro certi limiti, è utile comunque a dare un'idea dell'ordine di grandezza.

Essa recita:

il peso limite dei materiali trasportati da una corrente è approssimativamente proporzionale alla sesta potenza della velocità,

cioè ad una velocità doppia corrisponde il trasporto di materiali $2^6 = 64$ volte più grandi.

Quanto sopra vale a dare un'idea dell'influenza delle piene.

In regime di magra o di acque medie le trasformazioni possono essere minime o talmente lente da potersi trascurare alla scala dei tempi delle opere umane, mentre gli effetti delle piene, col crescere della velocità e della portata dell'acqua, crescono con un ritmo enormemente accelerato.

Vediamo ora più da presso e per ciascun tipo di alveo le
r e l a t i v e t r a s f o r m a z i o n i

Alvei di tipo A

Fase di crescita della piena.

L'erosione si accelera tanto più quanto la roccia ha minore coesione d'insieme; essa si esercita sia in senso verticale che laterale, con prevalenza dell'uno o dell'altro secondo la pendenza e varie circostanze locali.

Il modello senza affluenti per questo aspetto ha significato scarso, in quanto nei casi reali il materiale solido che l'acqua prende in carico proviene in gran parte dai versanti e dagli affluenti.

Fase di decrescita.

L'erosione rallenta, senza tuttavia che si formino depositi alluvionali di qualche continuità.

Alvei di tipo B

E' questo il tronco d'alveo dove si deposita il materiale piu' grossolano.

All'inizio della deposizione la rugosità aumenta ed il materiale tende a dividersi, a formare canali ed ad esercitare una forte azione erosiva laterale, dove minore è l'ingombro di materiali deposti.

Così, in questi tronchi è manifesta la tendenza ad un allargamento dell'alveo, che prelude al tipo C ove la larghezza diventa massima in rapporto alla profondità.

Fase di crescita.

Viene asportato progressivamente il materiale alluvionale dell'alveo e successivamente viene eroso il fondo roccioso. Rapporto tra erosione laterale e verticale variabile secondo le circostanze.

Fase di decrescita.

Viene deposto un nuovo materiale alluvionale piu' grossolano a monte, meno a valle.

Benchè l'alveo di tipo B sia vicino al punto neutro, ove statisticamente l'erosione equivale all'alluvionamento, i tronchi di questo tipo sono più degli altri sensibili a mutamenti morfologici rapidi e notevoli, in quanto le due azioni contrapposte (erosione ed alluvionamento) hanno intensità maggiore, sia perchè la pendenza dell'alveo determina velocità notevoli delle acque, sia perchè le valli sono generalmente strette e le piene si traducono in innalzamenti del livello delle acque maggiori che nei tronchi più a valle.

Occorre tuttavia distinguere diversi casi.

Una piena maggiore di una precedente, dopo aver asportato le alluvioni, ne deposita altre, teoricamente con elementi piu' grossi (se l'alveo a monte li può fornire), che cominciano a depositarsi più a monte delle precedenti, cosicchè il limite tra l'alveo A e l'alveo B viene a trovarsi più a monte.

Se al contrario la piena è minore della precedente le acque nella fase di crescita non possono asportare che una parte dei materiali precedenti e nella fase di decrescita depositeranno materiali più sottili.

In questo secondo caso il limite A-B avrà oscillazioni minori, in dipendenza anche dell'erosione durante i periodi di acque medie e basse

Alvei di tipo C

Fase di crescita.

In un primo tempo le acque si estendono fino ad occupare tutto l'alveo, che ordinariamente è in gran parte o del tutto secco.

Il carico solido proveniente da monte ed il rallentamento della corrente dovuto ai fattori prima ricordati ostacolano l'erosione verticale.

Relativamente maggiore è l'erosione laterale che tende ad allargare l'alveo.

A sua volta l'allargamento dell'alveo rallenta le correnti di piena

Anche in questo caso valgono, come per gli alvei di tipo B, le stesse considerazioni relative ai casi d'una piena maggiore o minore della precedente, con la differenza che la piena maggiore potrà in alcuni casi esercitare una sensibile erosione verticale, se sarà per qualche motivo incanalata in una parte dell'alveo, ma soprattutto produrrà un allargamento laterale dell'alveo.

Specialmente nel caso di piena maggiore successiva ad una minore il limite tra gli alvei B e C si troverà spostato a monte.

Fase di decrescita.

Deposito di alluvioni dapprima sui rilievi; quando la corrente comincia a limitarsi ai canali si ha certamente erosione laterale nei canali stessi testimoniata dal loro andamento sinuoso, lieve erosione verticale od interruzione dell'alluvionamento, ed infine alluvionamento parziale dei canali.

Alvei di tipo D

Fase di crescita.

L'erosione verticale anche in questo caso è frenata dalla larghezza dell'alveo e dalla sommersione parziale o totale delle isole, però in misura minore che negli alvei di tipo C, cosicchè il dislivello tra canali ed isole permane maggiore.

Fase di decrescita.

Come negli alvei di tipo C con la differenza che l'erosione nei canali (verticale e laterale) è di intensità di durata maggiore, perchè il materiale solido è meno grossolano e rimane in movimento anche con minore velocità dell'acqua.

Non è facile argomentare per via teorica se il limite tra C e D dopo una piena risulti spostato a monte o a valle.

In una prima approssimazione si può pensare che sarà spostato a valle se nel materiale trasportato dalle acque abbondano i materiali grossi e medi, sarà spostato a monte se il carico solido era più scarso nei materiali grossolani.

Per risolvere il problema occorreranno osservazioni ripetute in corsi d'acqua con diverso carico solido.

Forse il primo caso è più probabile.

Alvei di tipo E

Fase di crescita.

Erosione crescente sia in senso laterale che verticale, specialmente o esclusivamente nella parte concava dei meandri.

Se il fiume straripa sulla pianura si depositano alluvioni.

Fase di decrescita.

Deposizione progressiva dei materiali cominciando dai più grossolani, specialmente nelle parti convesse delle sponde.

In condizioni naturali questi alvei si trovano in una condizione pressochè stazionaria per le azioni autolimitanti che entrano in gioco, mentre si ha un lento e progressivo alluvionamento della pianura e conservazione del dislivello tra pianura e letto dei fiumi.

Spesso le vaste pianure alluvionali sono in lento movimento di subsidenza (per movimenti tettonici in corso, isostasi, per costipamento di depositi argillosi) che interferisce con l'innalzamento dovuto all'alluvionamento.

L'alterazione delle condizioni naturali con argini produce gli effetti troppo noti per essere qui riportati.

Si può tuttavia ricordare che gli argini determinano durante le piene livelli più alti del normale, e poichè la forza di trascinamento dell'acqua sui materiali mobili aumenta non soltanto con la velocità ma anche con l'altezza del tirante d'acqua¹¹, nella fase di crescita l'erosione dell'alveo diventa maggiore.

Per quanto riguarda lo spostamento dei limite tra i tronchi D-E dopo una piena valgono le stesse considerazioni e le stesse riserve esposte per il limite C-D.

¹¹ Giova, all'uopo ricordare che la forza di trascinamento é data dalla:

$$\tau = \gamma R_m j$$

dove R_m é confondibile in generale con la sola altezza o comunque molto prossimo al essa.

Alvei di tipo F

Possono valere le stesse considerazioni svolte sugli alvei D ed E, tenendo conto della composizione granulometrica più sottile dei materiali.

Le piene favoriscono il protendimento della foce e l'accrescimento del delta.

In questo caso è più difficile che nei precedenti prevedere le trasformazioni statisticamente più probabili durante le fasi di crescita e decrescita, per le varie interferenze con le maree, con le altre oscillazioni del livello marino e con l'erosione.

4 3 Cenni sui tempi delle trasformazioni dovute alle piene nei vari tipi di tronchi d'alveo

Per valutare la tendenza evolutiva dei diversi tronchi di un corso d'acqua occorre innanzitutto considerare la scala dei tempi avendo ben presente che vi sono almeno due diversi punti di vista:

- quello morfologico nella accezione più comune del termine
- quello della stabilità locale del corso d'acqua e delle sue prossimità

Dal punto di vista **morfologico** interessano i maggiori lineamenti dell'evoluzione, cioè quelli che si svolgono alla scala geologica dei tempi.

Dal punto della stabilità locale del corso d'acqua cioè da un punto di vista pratico interessano soprattutto i mutamenti che si svolgono alla scala dei tempi delle opere umane, cioè alcuni decenni.

Sono questi ultimi quelli di nostro interesse.

Nel campo pratico si può inoltre introdurre un'altra distinzione infatti può interessare:

- sia conoscere la tendenza evolutiva attuale di un determinato tratto di corso d'acqua e la velocità con la quale avvengono le trasformazioni morfologiche dell'alveo;
- che il suo comportamento durante piene eccezionali.

A scala geologica si può considerare l'evoluzione morfologica di una rete idrografica basata sulla risultante finale di tutti i fattori¹².

¹² Per darne una rapida e sommaria idea serve la Fig.43 in cui si vede che i vari tipi di alveo si differenziano successivamente nel tempo.

A questa tendenza in una sola direzione, cioè alla demolizione finale del rilievo montuoso, si sovrappongono trasformazioni cicliche dovute alle oscillazioni climatiche di lungo e breve periodo.

Per avere un'idea delle modificazioni a scala geologica é opportuno aver presente gli effetti delle oscillazioni climatiche.

Il punto neutro (limite tra alvei B e C) sia per tendenza evolutiva generale schematizzata nella Fig.43 sia per effetto di piene in successione di intensità crescente, tende a migrare verso monte.

Se ammettiamo che una variazione climatica con aumento di precipitazione provochi piene più frequenti e maggiori, essa porterà ad una migrazione del punto neutro verso monte e provocherà un forte sviluppo degli alvei di tipo C.

Una fase climatica opposta, cioè con diminuzione di precipitazione, porta una migrazione del punto neutro a valle, con incisione delle alluvioni precedenti e con la caratteristica scarpata dei terrazzi decrescente da monte a valle, dovuta alla progressiva migrazione verso valle del punto neutro.

La Fig.44 mostra gli effetti morfologici di un'intera oscillazione climatica.

Lo schema non è teorico ma rappresenta nello schizzo 3 la situazione di molti fiumi della fascia pedemontana alpina ed appenninica della pianura padana - veneta.

Il modello di corso d'acqua ideale della Fig.45 è stato scelto con un deposito di alluvioni terrazzate allo sbocco in pianura appunto per rappresentare la situazione attuale, quella cioè di un periodo successivo ad una oscillazione climatica (o meglio ad un gruppo di oscillazioni climatiche) con precipitazioni maggiori delle attuali.

In Europa una fase di maggior precipitazione, dedotta specialmente dalle ricerche sui pollini fossili, ha avuto il suo culmine attorno al 4500 a.C. (Fig.46).

Altre oscillazioni più antiche sono correlabili con le temporanee avanzate stadiali dei ghiacciai durante il ritiro dell'ultima glaciazione.

Nelle Alpi il sistema più recente di grandi terrazzi climatici allo sbocco in pianura fa capo alle morene frontali della fase di massima espansione dell'ultimo glaciale.

Un'altro problema riguarda la lunghezza relativa dei tronchi con alveo di carattere diverso.

I diversi rapporti di lunghezza che oggi si possono osservare nei corsi d'acqua dipendono indubbiamente anche dalla quantità e dalle dimensioni del materiale solido trasportato; pertanto è logico attendersi che in un singolo corso d'acqua i rapporti di lunghezza dovranno variare con le oscillazioni climatiche.

Infine, all'estremo opposto della scala dei tempi, stanno le oscillazioni stagionali di regime e le singole piene.

La Fig.47 mostra la tendenza allo spostamento dei limiti tra i vari tipi di alveo attraverso un'oscillazione climatica e la tendenza generale nel tempo.

La lunghezza relativa dei tronchi di vario tipo dipende appunto dalla diversa velocità con cui i limiti si spostano con le variazioni di regime dovuti alle oscillazioni climatiche.

Lo schema della Fig.47 è suggerito dalle trasformazioni morfologiche determinate dalle oscillazioni climatiche maggiori del Quaternario; e anche dall'osservazione che i corsi d'acqua con maggior carico solido e con regime più torrentizio presentano molto sviluppato il tronco di tipo C, mentre quelli con carattere opposto presentano molto sviluppato il tronco tipo E.

In ogni caso lo schema non ha la pretesa di essere valido in tutte le circostanze possibili e venne proposto dal TREVISAN come ipotesi da lavoro da verificare.

4.4 Questioni metriche sul trasporto solido al fondo e sulla forza di trascinamento limite

4.4.1 Forza di trascinamento e velocità limite

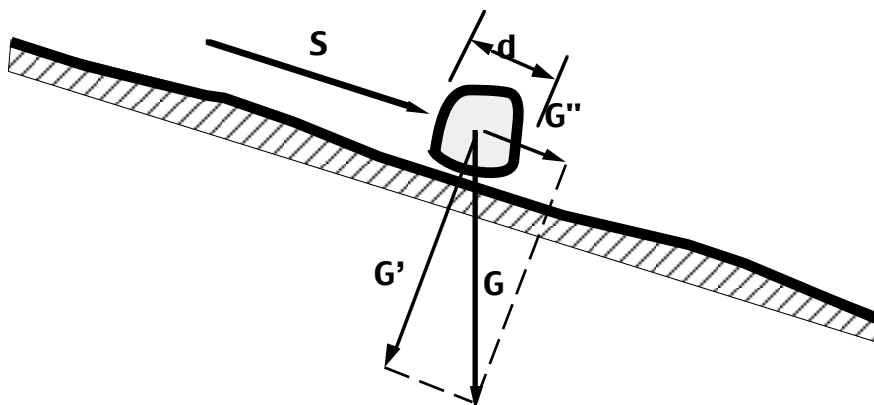
Strettamente legato all'erosione ed al deposito è il trasporto solido, cioè il trasporto di materiale solido da parte della corrente idrica.

Per le opere sugli alvei torrentizi ha particolare importanza il trasporto solido al fondo

Un'impostazione per la risoluzione del primo problema, ed ancora attuale, è data dal DUBUAT nel 1787.

Noi faremo riferimento tuttavia alla impostazione del DUBOIS del 1879 che si basa sul principio della conservazione della quantità di moto.

Con riferimento alla figura seguente



la spinta su di un masso di dimensione caratteristica " d "¹³ è data dalla:

¹³ questo può essere stabilito riempiendo totalmente una cassa stagna di pietre prelevate dal fondo dell'alveo in numero noto e poi completando il riempimento dei vuoti rimasti con acqua di cui se ne misura la quantità. Il rapporto tra: a) la differenza fra il volume della cassa e quello dell'acqua e b) numero dei sassi, da il volume medio del sasso. la radice cubica di tale volume medio è " d ".

$$S = \frac{K}{2} \rho d^2 V_f^2 = K d \gamma \frac{V_f^2}{2g} \quad (5)$$

dove:

$\frac{K}{2}$ è un coefficiente di forma

ρ è la densità dell'acqua

γ è il peso specifico dell'acqua

V_f è la velocità dell'acqua al fondo.

Lo stesso sasso è sottoposto ad una forza verticale verso il basso, data dalla

$$(\gamma - \gamma_m) d^3 \quad (6)$$

con

γ_m peso specifico del sasso.

Se l'alveo forma con l'orizzontale un angolo α questa forza verticale avrebbe una componente ortogonale all'alveo pari a:

$$(\gamma - \gamma_m) d^3 \cos(\alpha) \quad (7)$$

ed una parallela:

$$(\gamma - \gamma_m) d^3 \sin(\alpha) \quad (8)$$

Quest'ultima ha quindi direzione e verso di \vec{S} ma, per $\alpha \rightarrow 0$ essa diventa trascurabile.

La prima ha, invece, direzione ortogonale ad \vec{S} , ma genera, a sua volta, per attrito sul fondo, una sezione pari a:

$$f (\gamma - \gamma_m) d^3 \cos(\alpha) \quad (9)$$

con direzione uguale e verso opposto ad "S" e pertanto si oppone al moto del sasso di diametro "d".

Posto $\sin \alpha \rightarrow 0$ e $\cos \alpha \rightarrow 1$ evidentemente che se:

$$S > f (\gamma - \gamma_m) d^3 \cos(\alpha) \quad (10)$$

avremo erosione, altrimenti avremo equilibrio e deposito.

Dalla precedente possiamo quindi ottenere le condizioni per le quali non si verifica erosione. K, secondo le esperienze del DUBOIS varrà:

1,86 per piastre

1,46 per cubi

1,34 per prismi;

si assume mediamente $K = 1,50$.

Il coefficiente di attrito viene spesso assunto pari a 0,76.

Ponendo quindi:

$$\alpha = 0$$

e

$$\gamma_m = 2400 \quad [\text{Kg/m}^3]$$

si perviene ad un valore della velocità limite al fondo pari a:

$$v_f = 3,75 \sqrt{d} \quad (11)$$

che è la velocità, superata la quale, si ha trasporto dall'alveo di materiale sciolto di diametro "d" (o inferiore).

4.4.2 Trasporto solido e portata di modellamento

La valutazione del materiale solido trasportato dalla corrente è stato affrontato dal DUBOIS

Secondo questi la portata solida funzione della forza di trascinamento τ che notoriamente è data dalla:

$$\tau = \gamma R_m j \quad (12)$$

è esprimibile tramite la:

$$P_u = \psi \tau (\tau - \tau_0) \quad (13)$$

dove:

τ_0 è la forza di trascinamento limite per la quale non si verifica trasporto.

ψ è un coefficiente indicato da SCHOKLITSCH (1914):

$$\psi = 0,54 \frac{\gamma_m}{(\gamma_m - \gamma_a)} \quad (14)$$

Ne segue che la portata solida per un alveo di larghezza "b" sarà dato dalla:

$$P = \int_0^b \psi \tau (\tau - \tau_0) db \quad (15)$$

su questa torneremo nel seguito.

Lo stesso SCHOKLITSCH (1934) da, sempre per unità di larghezza di letto, l'espressione della portata solida media:

$$P_u = \frac{7000}{(\gamma_m \sqrt{d})} j^{3/2} (q - q_0) \quad (16)$$

dove:

q é la portata liquida per unità di larghezza di letto;

q_0 é la portata liquida per unità di larghezza di letto per la quale non si ha trasporto solido.

Per quest'ultima vale l'espressione, sempre dello SCHOKLITSCH:

$$q_0 = \frac{1944 \cdot 10^{-8}}{j^{3/2}} d \quad (17)$$

nell'ipotesi di materiali omogenei (si può, tuttavia, anche tener conto di granulometria diversificata).

Il problema di legare la portata solida all' altezza della sezione liquida ed ad altri parametri idraulici, quali la pendenza j , é a tutt' oggi ben lontano dall' essere risolto anche a causa delle relativamente modesta entità dei dati sperimentali disponibili e dalla certa influenza di innumerevoli altri fattori che ben difficilmente possono essere sintetizzati in una formula.

Pertanto, come succede ogni qual volta nin si posseghino interpretazioni certe, ne esistono di innumerevoli ognuna valida nel determinato campo specifico per il quale é stata sperimentata e ben difficilmente esportabile ad altri casi.

Tuttavia per il fine nostro di individuare una portata di modellamento possiamo ricorrere ad una qualunque di esse, coscienti che il valore di tale portata sarà valido solo come ordine di grandezza, a tal fine può andare bene é la precedente formula dello SCHOKLITSCH o quella più recente e più semplice del ROUSE (1950) che valuta la portata solida con la:

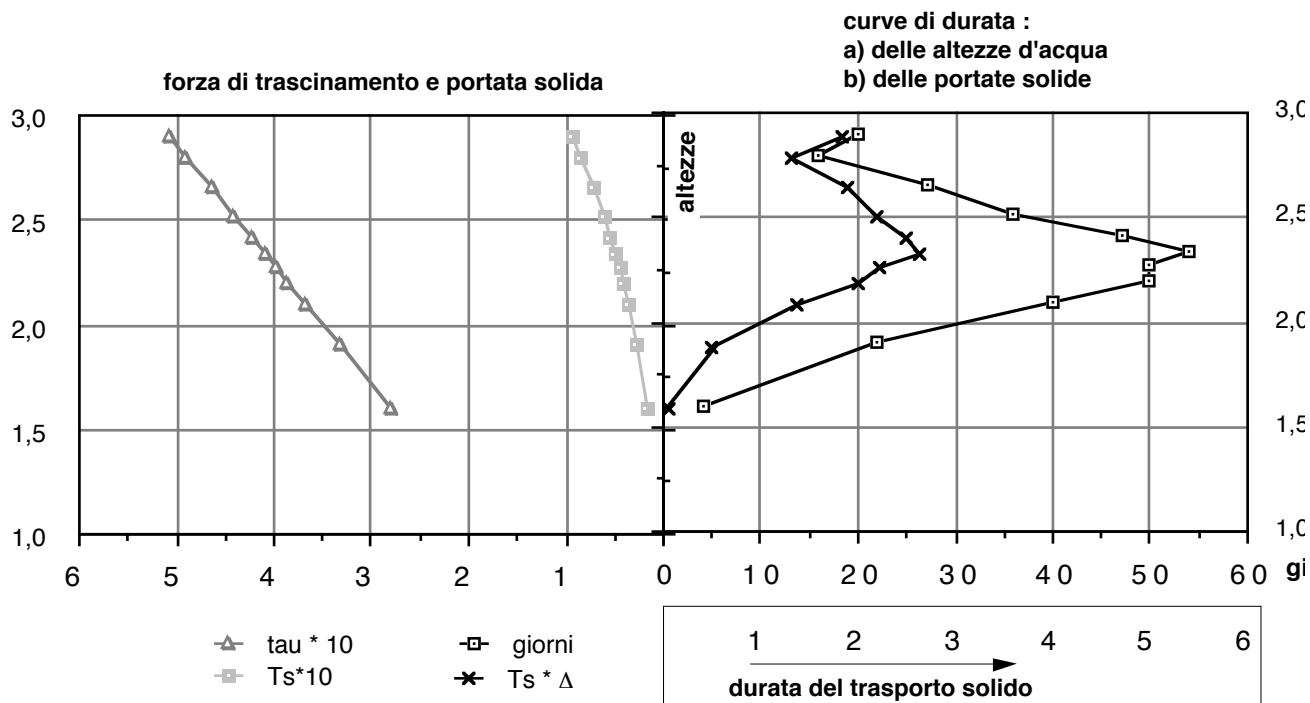
$$P = \frac{1}{2071} \frac{\tau^3}{d^{3/2}} \quad (18)$$

In precedenza si é parlato di portata di modellamento senza tuttavia definirla, prima di procedere oltre é dunque opportuno introdurre il cennato concetto.

Si definisce portata di modellamento quella portata liquida che, nell'arco dell' anno medio, maggiormente contribuisce al trasporto di materiale solido nel tronco considerato.

Affrontiamo ora il problema di individuare la portata di modellamento, allo scopo, con riferimento alla figura seguente si costruisca un grafico doppio dove sulle ascisse, positive verso destra si riportino le frequenze medie pluriennali delle

altezze d'acqua¹⁴ e, positive verso sinistra le portate solide¹⁵, avendo posto sull'asse delle ordinate, positivo verso l'alto, le altezze dell'acqua.



Sul quadrante di destra quindi avremo una curva di frequenze delle altezze e su quello di sinistra la legge della variazione della portata solida in funzione dell'altezza dell'acqua, secondo la formula adottata

Si costruisce quindi, un terzo grafico costituito da una curva che per ogni ordinata ha in ascisse il prodotto delle ascisse dei due grafici precedenti, cioè:

$$P * \Delta t_s$$

¹⁴ queste , se trattasi di un corso d'acqua per il quale nel tratto in esame esistono stazioni di misura della portata o stazioni idrometricografiche, sono tratte da tali osservazioni, altrimenti vengono ottenuti da similitudini idrologiche sulle portate e da calcoli sulle scale di deflusso.

¹⁵ Queste desunte da formule empiriche del tipo di quelle sopra citate (Rouse, Schoklitsch,.....)

essendo Δt_s le frequenze, in giorni, dell'anno.

Questa terza curva presenterà un massimo, di certo per un'altezza superiore a quella dell'altezza più frequente, tale massimo indicherà appunto l'altezza che dà il massimo apporto al trasporto solido e quindi in sua corrispondenza avremo la portata di modellamento.

4.4.3 La pendenza di compensazione

Vediamo ora come utilizzare le precedenti nozioni per la realizzazione di opere che evitano l'erosione dell'alveo del corso d'acqua e quindi utili e per evitare lo scalzamento di fondazioni di ponti e di altri manufatti, che per evitare il crollo di pareti prospicienti il corso d'acqua che per proteggere la falda sottostante, ecc.....

Da quanto precedentemente visto è evidente che occorre far sì che la velocità della corrente liquida si mantenga, sul fondo, al di sotto del valore di $v_f = 3,75 \sqrt{d}$ il che significa che la velocità media, tenendo conto che il rapporto tra velocità al fondo e quella media è di 0,75 dovrà essere:

$$V = 1,33 * 3,75 \sqrt{d} \quad (19)$$

Ma la velocità è variabile con il tempo, allora si pone il problema di quando la velocità media dovrà essere pari a quella appena sopra indicata.

E' da escludere l'applicazione al casi della portata massima, verificandosi, questa, solo in casi eccezionali, cioè con basse frequenze, e pertanto con influenze solo momentanee sul trasporto solido.

Ma, ovviamente, nemmeno per il valore corrispondente alla portata minima, di sovente nullo.

Né avrebbe senso parlare di quello medio, mentre avrebbe già più senso il riferirsi al valore più frequente.

L' optimum secondo le attuali tendenze è il riferirsi proprio alla portata che nel corso dell' anno medio trasporta il maggior volume di materiale solido cioè proprio la così detta portata di modellamento, di cui dianzi abbiamo visto come viene individuata.

Inserendo dunque nella formula di Manning (od in formule simili) il valore della velocità precedentemente calcolato e quello del raggio medio dedotto in corrispondenza dell'altezza di modellamento, segue:

$$i_c = \frac{(1,33 \ 3,75 \sqrt{d})^2}{K^2 R_m^{4/3}} \quad (20)$$

dove K è il coefficiente della formula di Manning posto nella forma di Strickler.

La pendenza i_c così calcolata è detta pendenza di compensazione; ad essa infatti, non corrisponde né erosione né deposito del materiale di diametro "d".

La pendenza di compensazione ha un limite superiore ed uno inferiore.

Il valore superiore dicesi pendenza di divagazione, ed ha luogo in corrispondenza del punto neutro ove il torrente sbocca dalla gola montana nella valle principale (cono di deiezione).

Qui infatti a parità di portata si avrà che la pendenza cresce col contorno bagnato, cioè in sostanza con la larghezza del corso d'acqua (formula 20).

Il limite inferiore è costituito invece dalla pendenza di equilibrio che è quella per cui non ha più luogo alcun trasporto di materiale (acqua limpida); infatti in corrispondenza del minimo valore di "d" avremo anche il minimo di "v", quindi di "i", in un determinato tronco.

La determinazione della pendenza di compensazione può essere anche fatta per confronto tutte le volte che si conosca il valore della pendenza di compensazione in qualche tratto, ove essa si sia già stabilita in modo naturale.

Infatti allora si conoscerà dall'esame del materiale in situ la dipendenza della "i" da "d" nei tratti predetti, quindi sarà facile dedurre la "i" di altri tratti ove la compensazione non è stata raggiunta

4.4.4 Imbrigliamento del torrente.

Un torrente lasciato in balia di se stesso tende a produrre la sua pendenza di compensazione, ma non può raggiungere questo stato di equilibrio che col tempo, in seguito a successivi franamenti ed erosioni.

Ora, con la sistemazione, si tende appunto a conseguire artificialmente ed in anticipo l'assetto del corso d'acqua, evitando le erosioni e i franamenti.

Non è però necessario sistemare tutti i torrenti, giacchè non tutti danneggiano, e, anche se danneggiano, non per tutti i danni hanno il carattere e l'entità della insopportabilità.

Molti torrenti infatti anche presentando caratteristiche simili, cioè egual pendenza, eguale altitudine delle sorgive, precipitazioni meteoriche pressochè di eguale intensità, di altri non trasportano eguali quantitativi di materiali solidi, ciò si verifica per la diversa natura geolitologica dei terreni.

Saranno così in condizioni assai precarie quei torrenti che scorrono in bacini costituiti da terreni franosi, come argille, marne, ecc. o peggio ancora quelli che hanno bacini impermeabili, che danno luogo a piene impetuose (graniti, gneiss, etc.). in tali casi bisognerà prendere in seria considerazione la necessità di sistemarli.

Non così sarà per i torrenti i cui bacini sono costituiti da terreni e rocce permeabili che favorendo l'assorbimento delle piogge danno luogo a piene meno forti e più lente (arenarie, sabbia, ghiaia, calcari fessurati).

La sistemazione del torrente viene effettuata in generale con opere trasversali al corso d'acqua dette briglie, più raramente con opere di difesa di sponda: opere radenti.

Le briglie sono costituite da sbarramenti di piccola altezza, attraverso l'alveo, posti a conveniente distanza tra loro: a monte delle briglie si accumulano i materiali disponendo il fondo alla pendenza voluta.

Il calcolo del numero e dell' altezza delle briglie si fa in base alla pendenza di compensazione.

Si divide il torrente in un certo numero di tronchi, isolando i tratti in roccia non erodibile; in ogni tronco

dovranno mantenersi raggio medio e dimensioni di materiali pressochè costanti; si calcola per ciascun tronco la pendenza di compensazione i_c in base alle dimensioni del materiale in moto che si vuole arrestare mediante le formule precedentemente dedotte.

A mezzo di opportuni recipienti stagni si può determinare il volume medio e quindi la dimensione media "d" dei sassi.

Basterà mettere i sassi nel recipiente riempirlo d'acqua, quindi dividere la differenza tra il volume della cassa e il volume dell'acqua occupante i vani fra i sassi stessi, per il numero di questi ultimi, per avere il volume medio di un sasso.

Nei primi tentativi si adotta questa pendenza calcolata i_c , e si stabilisce il numero e la posizione delle briglie oltre che la loro altezza al fine del raggiungimento del profilo di compensazione. Poiché l' altezza della briglia é funzione del tipo di materiale col quale sarà costruita occorrerà stabilire anticipatamente al calcolo del numero di briglie il campo di variabilità dell' altezza in funzione appunto del materiale prescelto. Se si tratta di briglie costruite a struttura mista (legnami e sassi) o in muratura a secco non conviene salire oltre i due metri.

E' poi da tener conto che in genere aumentando il numero delle briglie si ha un risparmio, ma non si possono mettere le briglie distanti tra loro meno di 60÷80 metri, onde permettere all'acqua di assumere il suo corso regolare.

Un ruolo ha anche la natura geologica dell'alveo che può consigliare e meno certe tipologia di briglie

Se:

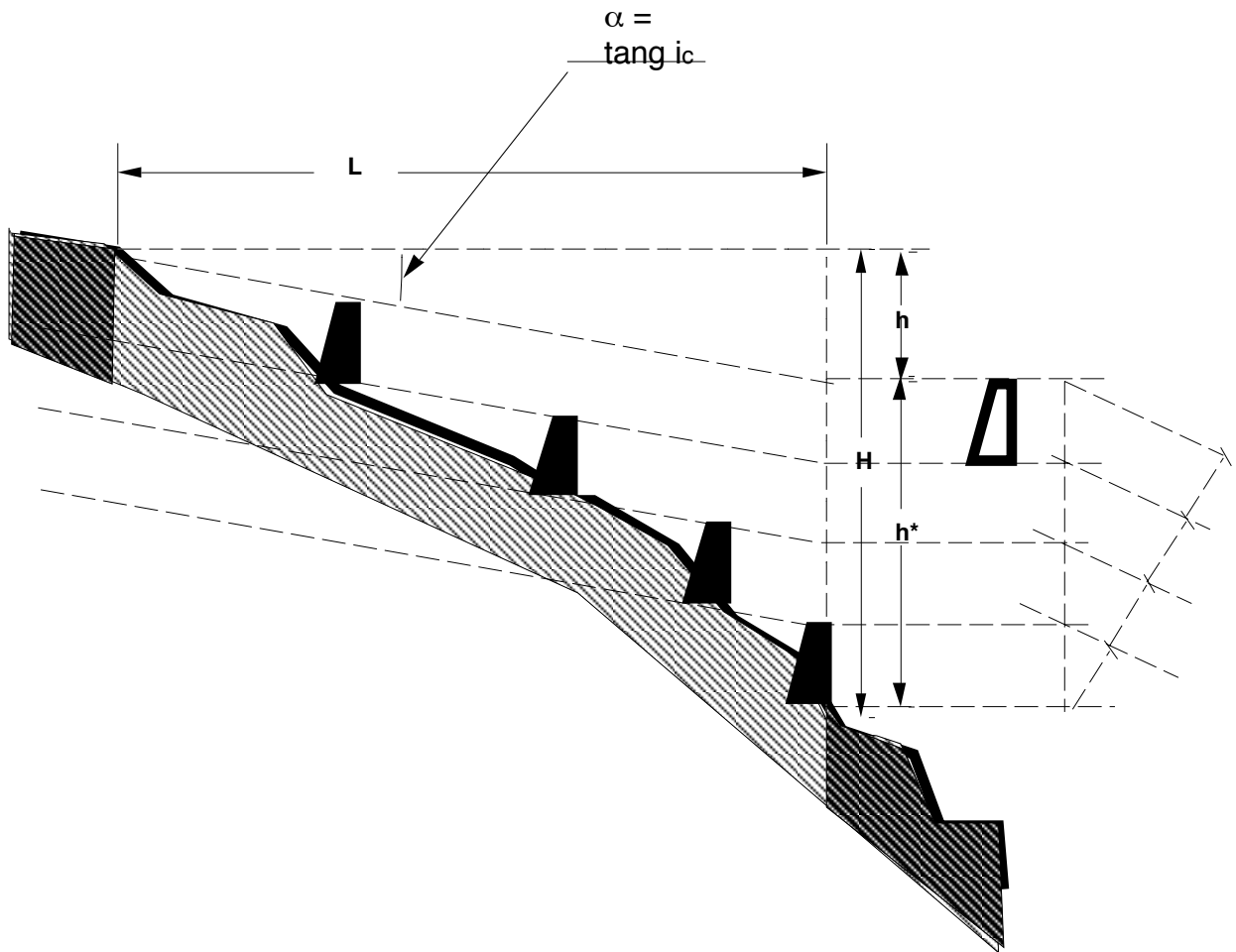
L è la lunghezza del tronco considerato;

H il dislivello tra gli estremi del detto tronco;

$$h = H - i_c * L \quad (21)$$

é l'altezza totale delle briglie

Nella figura seguente è schematicamente indicato il progetto di regolazione di un torrente.



Fissata la pendenza di compensazione i_c , per ciascun tronco del torrente, e quindi l'altezza totale delle briglie, per trovare la posizione che esse devono avere, si divide l'altezza totale h definita dalla (21) in n parti uguali in modo che l'altezza massima non superi quella che praticamente si assume per le briglie costruite in quel dato materiale

Dai punti di divisione (1, 2, 3) si tracciano le parallele alla i_c fino ad incontrare il profilo del fondo.

Nei punti d'incontro si costruiscono le briglie schematicamente segnate in figura.

Bisogna poi verificare se la distanza fra le briglie è compresa nei limiti stabiliti.

La disposizione di queste briglie costituisce il primo periodo di lavoro e dicesi di impianto o delle grandi briglie.

In questo periodo la pendenza di compensazione è stabilita in base ad un valore di i_c che, date le incertezze sulla sua scelta, potrà essere in eccesso o in difetto.

Se la scelta è avvenuta in difetto, che la i_c sarà minore della reale, e ne risulteranno briglie più alte del necessario quindi una soluzione antieconomica.

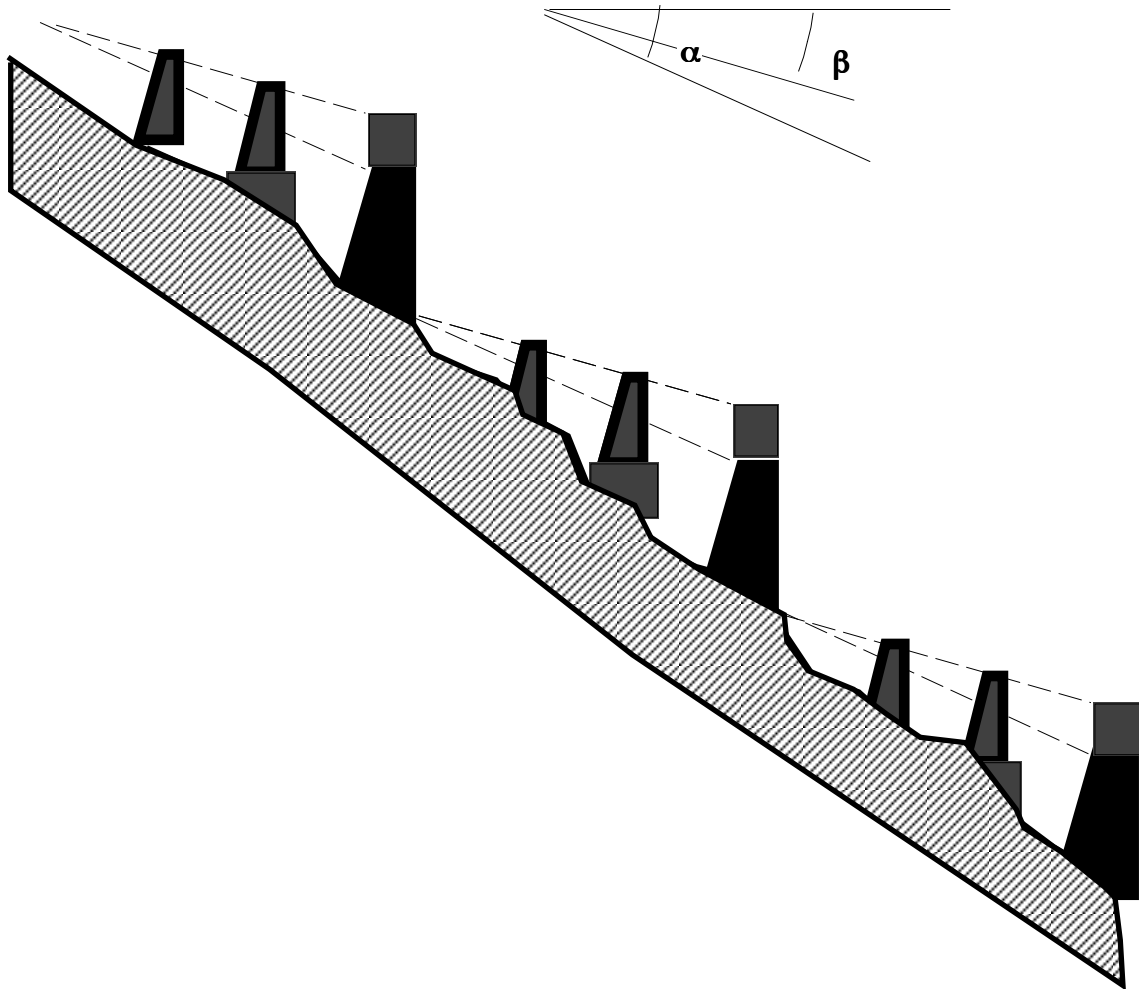
E' dunque preferibile fare previsioni in eccesso del valore di i_c : si avrà allora persistenza nella erosione (anzichè compensazione) che dovrà poi correggersi.

Quindi può verificarsi che la costruzione non risponda del tutto all' obiettivo nel senso che nonostante i calcoli e forse anche per il cennato sovradimensionamento di i_c continui a verificarsi erosione e trasporto, per verificarlo bisogna attendere uno o due anni e poi alzare la briglia od interporne delle altre, se questa ha altezza insufficiente.

Queste nuove traverse avranno naturalmente dimensioni più ridotte delle prime; anche per esse, però la linea guidata dalla sommità di una per il piede della prossima a monte, deve essere parallela alla nuova pendenza di compensazione.

Questo secondo periodo di opere dicesi periodo di formazione delle briglie di secondo ordine

α = Arctang pendenza di compensazione di primo tentativo
 β = Arctang pendenza di compensazione di secondo tentativo



Ma i lavori di rassodamento delle frane e di rimboschimento proseguiranno ancora nel frattempo fino ad essere completamente finiti e cioè fintantochè le acque del torrente non siano divenute chiare (si intendono per acque chiare quelle che trasportano limo, sabbia, o detrito di roccia).

Il fondo si avvierà allora verso la pendenza detta di equilibrio.

Analogamente può verificarsi che sia necessario intervenire di nuovo disponendo nuove traverse intermedie tra quelle di 2° ordine.

Quest'ultimo periodo detto di consolidamento o delle briglie minori è in genere caratterizzato dalla costruzione di semplici viminate, palizzate ecc. cioè di sbarramenti di altezza assai limitata.

Ciò non vuol dire però che tutta questa serie di opere sia sempre necessaria, perchè succede in pratica che, come vi sono i torrenti per i quali occorrono tutti e tre i suddetti distinti periodi lavorativi, per altri bastano solo i lavori del primo periodo, in quanto questi bastano a sopprimere affatto o quasi ogni pericolo sia d'erosione che di trasporti di materie.

Circa l'ordine con cui vanno eseguiti i lavori di imbrigliamento, si deve tener presente come regola generale, che bisogna innanzitutto cominciare a consolidare i tronchi superiori, perchè se non si correggono i disordini prodotti dalle frane ed erosioni nella parte alta, sussisterà un continuo pericolo per gli eventuali lavori eseguiti in basso.

Tuttavia questa regola presenta frequenti eccezioni; per esempio può accadere che per conseguire in minor tempo la sistemazione di tutto il bacino, convenga suddividere il torrente in un certo numero di tronchi separati da punti fissi (tratti dove affiora la roccia) onde poter effettuare contemporaneamente i lavori in tutti i tronchi.

Si sbarra allora in basso ogni tronco con una grande briglia e ciò perchè se una piena verrà a danneggiare i tronchi più alti resti per lo meno protetto il lavoro nei tronchi a valle.

Generalmente le briglie non superano i 4 metri d'altezza, ma in casi, nel passato, soprattutto in occasioni particolari se ne costruiscono di maggiore altezza (fino a 30 o 35 metri).

A riguardo delle briglie alte bisogna osservare che si va spesso incontro ad un inconveniente, cioè la vena stamazzante cadendo sul paramento a valle della briglia viene a guastarlo.

Per evitare questo fatto, di ordinario si riduce entro limiti opportuni l'inclinazione del paramento a valle della traversa oppure si costruiscono briglie munite di soglia protesa (es. briglia della Mandruzza sul torrente della Fersina).

Per evitare l'urto dei massi sul paramento a valle, si costruiscono a volte, briglie impostate su una volta, ciò naturalmente quando la natura geologica e o la forma della gola montana lo permettono. Sotto la volta si fa allora un

semplice muro a secco per chiudere il vano dell' arco, muro detto vespaio (briglia del torrente Leno)

Circa le modalità costruttive, il dimensionamento particolareggiato e le problematiche costruttive si rimanda al capitolo VI

4.5 La sistemazione dei fiumi torrentizi

L'alveo di tipo C non richiede particolari metodologie per lo studio della sua sistemazione che viene affrontata con i metodi delle sistemazioni fluviali, di norma essi non erodono in quanto naturalmente dovrebbe prevalere il deposito ma purtroppo spesso e' l'intervento dell'Uomo a provocare guasti con l'escavazione delle alluvioni per ricavarne inerti da costruzione, materiali per rilevati ecc...

Ben diversa é la situazione per gli alvei tipo D ed E

4.5.1 Ulteriori questioni metriche sul trasporto solido.

Si e' visto che la portata solida e' esprimibile, con DU BOIS , tramite la (15) che qui per comodità riportiamo:

$$P = \int_0^b \psi \tau (\tau - \tau_0) db \quad (15)$$

ricordando che:

$$\tau = \gamma R_m j \quad (12)$$

nell'ipotesi di alveo rettangolare molto largo (ammissibile per i tipi di alveo in considerazione) si può assumere:

$$R_m = h_0$$

segue, sostituendo e tenendo presente che ψ e' una costante.

$$P = \psi \gamma^2 j^2 \int_0^b h (h - h_0) db \quad (22)$$

evidentemente si ha erosione solo dove $h > h_0$.

L'integrale :

$$\Sigma = \int_0^b h (h - h_0) db \quad (23)$$

si chiama massa di trasporto ed ha l'espressione di un volume.

La (23) puo' anche essere scritta nella forma

$$\Sigma = \int_0^b h^2 db + h_0 \int_0^b h db \quad (24)$$

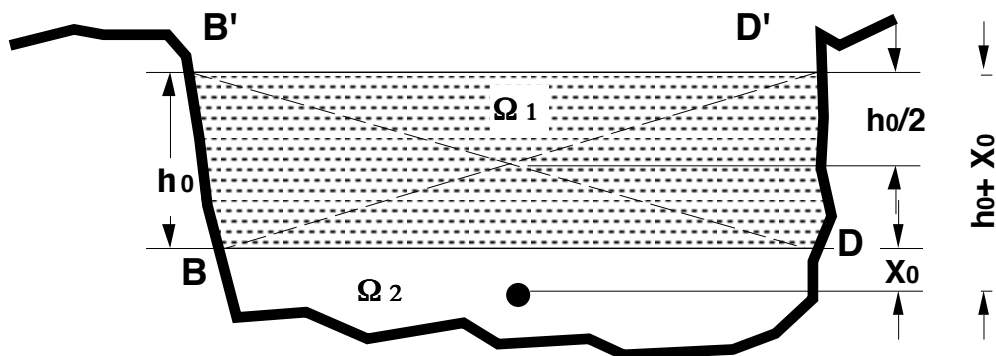
che si presta ad una facile interpretazione tramite la geometria delle masse.

Infatti il primo termine del secondo membro rappresenta il doppio del statico, rispetto alla retta che contiene il pelo libero dell'acqua, di quella parte della sezione trasversale per la quale si ha trasporto solido; mentre il secondo termine dello stesso membro rappresenta il volume di un cilindro che ha per base la parte della sezione trasversale dove si ha trasporto, e per altezza un segmento corrispondente all'altezza d'acqua per la quale non si ha trasporto.

Il calcolo di questi integrali puo' essere eseguito quindi senza difficoltà'.

Con riferimento alla figura seguente possiamo scomporre l'area erosa in due parti :

- il quasi rettangolo B'B D D'
- il triangolo mistilineo B C D.



Mentre il baricentro della prima e' di facile individuazione, trovandosi ad $\frac{h_0}{2}$ dal pelo libero dell'acqua quelle della seconda potra' essere ricavato graficamente tramite la geometria delle masse.

Indicando ora con $h_0 + x_0$ l'affondamento di questo baricentro dal pelo libero dell'acqua e con ed rispettivamente, le aree del rettangolo B'B D D' e del triangolo mistilineo B C D, avremo:

$$\Sigma = 2 \left[\Omega_1 \frac{h_0}{2} + \Omega_2 (h_0 + x_0) \right] - (\Omega_1 + \Omega_2) h_0 \quad (25)$$

che, semplificata, si riduce a

$$\Sigma = \Omega_2 (h_0 + 2 x_0) \quad (26)$$

Sostituendo la (16) nella (22) avremo:

$$P = \psi \gamma^2 j^2 \Sigma \quad (22')$$

e quindi

$$P = \psi \gamma^2 j^2 \Omega_2 (h_0 + 2 x_0) \quad (27)$$

che permette di legare la portata solida alla sezione ed alla pendenza.

Dalla quale é evidente che:

"a portata solida invariata, le pendenze sono inversamente proporzionali alle radici quadrate delle masse di trasporto"

cioe' se j diminuisce, per mantenere inalterato il trasporto solido devo aumentare:

sia Ω_2 che x_0 ;

oppure l'una o l'altra delle dette grandezze;

Cioe' deve in ogni caso avvenire un approfondimento dell'alveo.

Il coefficiente e' ψ quello gia' indicato e proposto da Schokligsch.

La portata solida P puo' essere ancora calcolata con formule empiriche, del tipo della (18) gia' vista per i torrenti.

Per i corsi d'acqua qui in esame si utilizza la formula proposta dal Rouse

$$P = \frac{1}{3010} \frac{\tau^3}{d^{3/2}} \quad (28)$$

Anche in questo caso vi saranno durante l'anno periodi con prevalenza di erosione o di deposito a seconda della quantità d'acqua che transita nel fiume.

Per stabilire quale delle due componenti prevalga nel tempo si ricorre ancora al concetto di altezza di modellamento che si definisce e si calcola in modo del tutto analogo a quanto precedentemente indicato per i torrenti.

Evidentemente se l'altezza di modellamento, che indichiamo con H_m sarà maggiore di h_0 si avrà erosione e viceversa.

Per stabilizzare un corso d'acqua, cioè evitare che questi eroda o depositi è pertanto necessario che

$$H_m \rightarrow h_0 \quad (29)$$

È opportuno tener presente che:

- H_m è funzione della forma della sezione trasversale;

mentre

- h_0 è una caratteristica del materiale trasportato e pertanto da ritenersi pressoché costante (almeno in prima approssimazione) infatti h_0 è fissata dalla:

$$\tau_0 = \gamma h_0 i.$$

dove $\tau_0 = 0,078 d$, cioè è noto una volta fissato il diametro d .

È anche da rimarcare che il concetto di stabilizzazione è, ovviamente, relativo al tempo, nel senso che non può esistere una effettiva stabilizzazione in quanto la variazione di sezione provoca altre variazioni:

- a breve: la scala di deflusso

od,

- a lunga scadenza: le dimensioni del materiale trasportato e quindi il valore di h_0 .

Al fine di eguagliare l'altezza di modellamento H_m ad h_0 si opera come già accennato, sulla sezione trasversale restringendola o allargandola.

In particolare se.

$$H_m > h_0. \quad (30)$$

il corso d'acqua tende ad approfondirsi

Per stabilizzarlo occorrerà allargare la sezione al fine di far tendere H_m ad h_0 .

Invece se.

$$H_m < h_0. \quad (31)$$

esso avrà una tendenza alla sedimentazione ed al fine di stabilizzare

il corso d'acqua sarà necessario restringere l'alveo, sempre per far sì che H_m ad h_0 .

Queste considerazioni qualitative si trasformano in calcoli che permettono di calcolare larghezza, che indichiamo con L_0 , che dovrà avere il corso d'acqua stabilizzato può essere ottenuta dalla scala di deflusso utilizzando, a tal proposito la formula di Manning:

$$Q = A K R_m^{2/3} j^{1/2} \quad (32)$$

dove:

Q= portata liquida

Rm = raggio medio (od idraulico)

K= coefficiente di Strickler della formula di Manning

j= pendenza piezometrica

tenendo conto che per alvei larghi, quali sono quelli cui supponiamo operare, si ha:

$$R_m = h \quad (33)$$

ed inoltre che

$$A = L h \quad (34)$$

dove:

h = altezza dell'acqua sul fondo

L = larghezza della sezione,

segue che:

$$Q = K L h^{5/3} j^{1/2} \quad (35)$$

Ma il primo e l'ultimo fattore del secondo membro sono o meglio possiamo considerarli costanti, per cui segue che, qualunque sia il valore di Q , avremo:

$$L_1 h_1^{5/3} = L_2 h_2^{5/3} \quad (36)$$

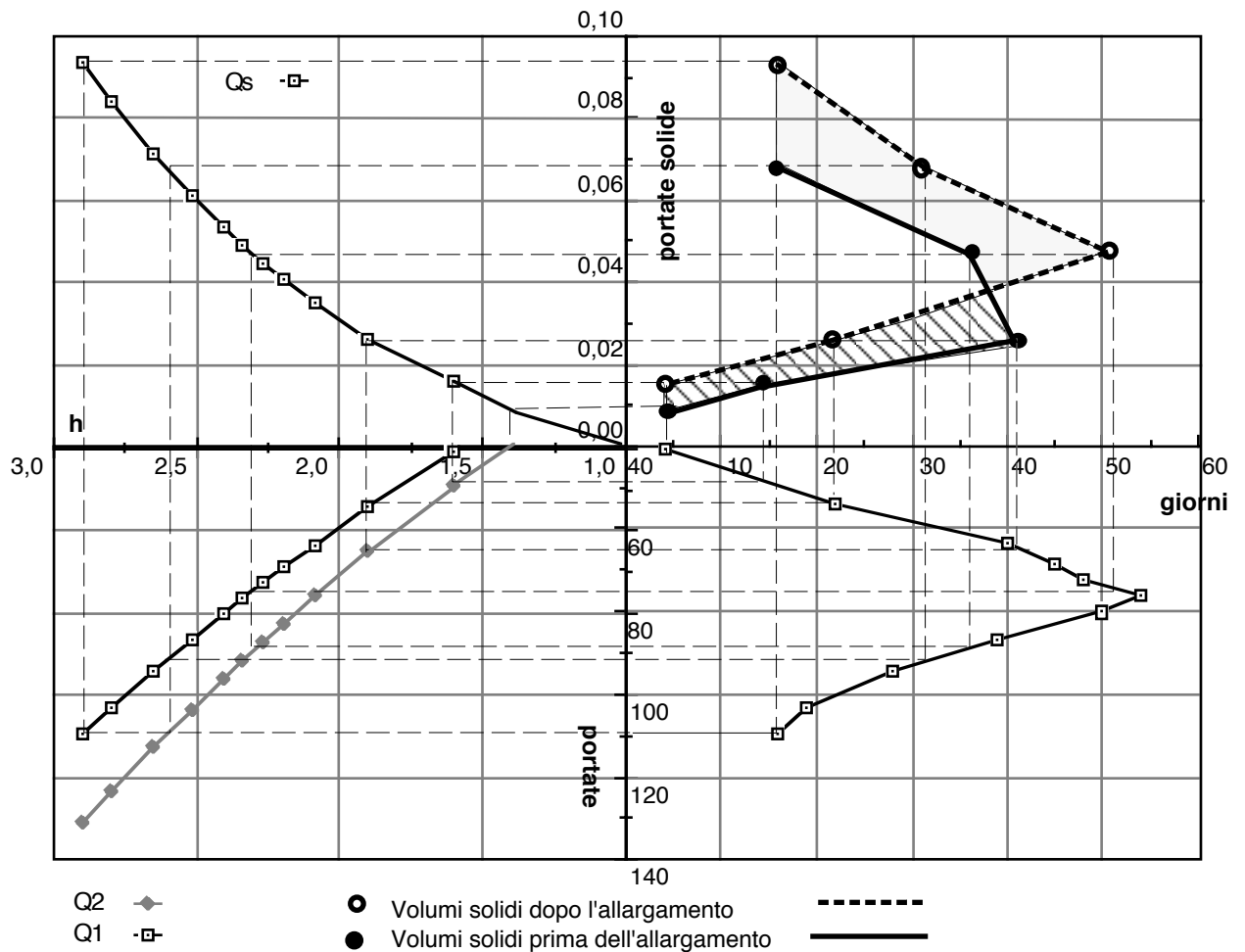
detta legge del Castelli, tramite la quale é possibile calcolare la larghezza L_2 da imporre al corso d'acqua nel tratto che si desidera stabilizzare noto h_2 ed ovviamente le condizioni h_1 e L_1 (attuali).

Evidentemente le opere che si eseguono per la stabilizzazione e di influenzano anche quei termini che noi abbiamo, prima, supposto costanti, cioè la scabrezza dell'alveo e, soprattutto la pendenza del fondo (e quindi la piezometrica) e pertanto operando esclusivamente con quanto sopra difficilmente si otterrà la stabilizzazione.

Al fine di renderci conto del precedente asserto e di studiarne le contromisure si opera come segue.

Si riportano, sul semiasse delle ascisse, positivo verso destra, la frequenza Δ delle portate liquide e sul semiasse positivo verso sinistra le altezze dell'acqua, mentre sul semiasse delle ordinate positivo verso l'alto si riportano le

portate solide e sul semiasse positivo verso il basso le portate liquide.



Per avere stabilizzazione, le aree differenza tra i maggiori volumi trasportati prima dell' allargamento ed i minori volumi trasportati dopo il detto, devono essere eguali alla differenza dei volumi trasportati dopo l' allargamento ed i minori volumi trasportati prima del detto, in corrispondenza delle portate alte

Pertanto, assunto come positivo il verso orario, avremo, per ciascun quadrante:

- I la curva delle portate solide in funzione delle frequenze
- II la curva di frequenze delle portate liquide
- III le scale di deflusso
- IV la curva delle portate solide in funzione delle altezze d'acqua

Si traccia dapprima la curva del quarto quadrante tramite, ad esempio l'espressione di Rouse della portata solida in funzione delle altezze d'acqua :

$$P = \frac{P^3}{3010 d^{1.5}} \quad (37)$$

quindi si procede al tracciamento, nel III quadrante, della scala di deflusso originaria

$$Q = K L_1 h_1^{5/3} j^{1/2} \quad (38)$$

e poi quella relativa al primo tentativo per la stabilizzazione:

$$Q = K L_2 h_2^{5/3} j^{1/2} \quad (39)$$

Si traccia quindi la curva di frequenza delle portate, al secondo quadrante, tramite i dati degli annali idrologici.

A ciascuna portata Q , corrispondono due diverse altezze d'acqua, una per l'alveo non stabilizzato h_1 ed una per quello di tentativo di stabilizzazione h_2 .

Quindi due diverse quantità di trasporto solido P_1 e P_2 .

D'altronde a detta Q corrisponde, nel secondo quadrante, una frequenza Δt .

Le coordinate:

$$\Delta t, P_1$$

e

$$\Delta t, P_2$$

determinano due punti sul primo quadrante appartenenti, rispettivamente, a due diverse curve di trasporto solido, la prima per l'alveo non stabilizzato e la seconda a quella dell'alveo di tentativo.

Le due curve possono quindi completamente tracciarsi per punti partendo da vari differenti di Q .

L'area racchiusa tra ciascuna di queste curve e l'asse delle ordinate rappresenta il volume solido trasportato dall'acqua nel corso dell'anno.

Evidentemente per la stabilizzazione è necessario che questo rimanga invariato, in caso contrario, infatti vi sarebbe erosione o deposito.

Per imporre la condizione che la quantità annua di trasporto solido rimanga invariata è necessario che le due curve del primo quadrante del grafico precedente abbiano almeno un punto in comune e che le due aree tratteggiate siano eguali.

Molto probabilmente ciò non si verificherà col valore di primo tentativo e si procederà per successivi tentativi tramite la costruzione prima descritta.

Il procedimento di cui sopra ci permetterà di determinare la larghezza da assegnare all'alveo per ottenere la stabilizzazione.

Stabilita così la larghezza da assegnare all'alveo ai fini della stabilizzazione è necessario individuare le opere da eseguire per imporla al corso d'acqua; unitamente studieremo le altre opere di sistemazione dei fiumi e dei fiumi torrentizi.

La sistemazione dei fiumi torrentizi ha importanza in sé ed anche in relazione con la bonifica delle terre, perchè durante le piene i materiali trasportati dalla corrente vanno ad invadere le campagne circostanti.

Non possiamo usare gli stessi metodi adoperati per il torrente perchè la costruzione delle briglie è inopportuna, data la larghezza eccessiva dell'alveo (questione statica ed economica) oltre che le stesse sono inadatte allo scopo infatti si è visto che servono per assegnare una certa pendenza e non per operare sulla larghezza

Nella sistemazione si ricorre ad opere radenti:

argini

e ad opere salienti:

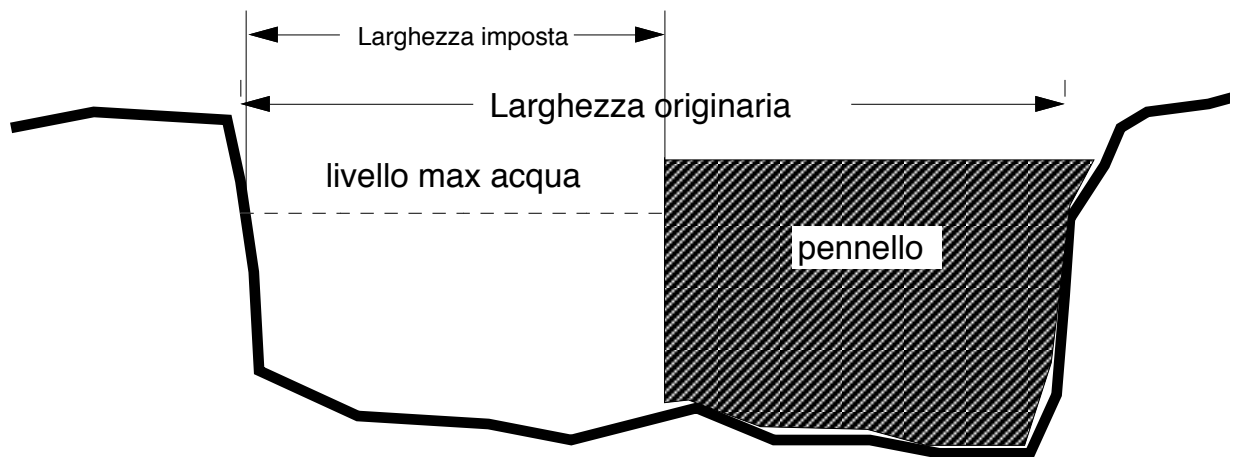
pennelli

Nei paragrafi che seguono esamineremo gli aspetti idraulici delle dette due opere mentre per que che riguarda gli aspetti costruttivi si rimanda al capitolo VI.

4.5.2 La progettazione dei pennelli.

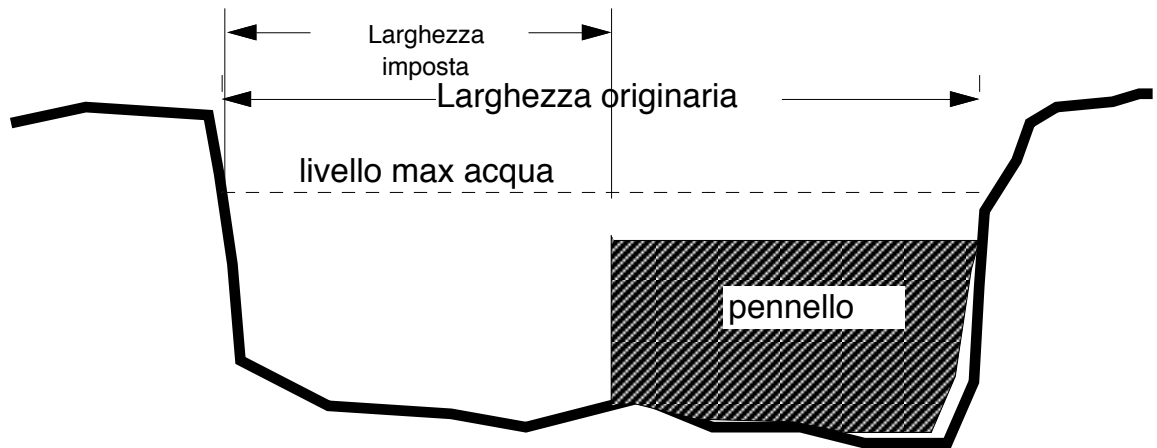
I pennelli sono opere trasversali, così come le briglie, ma a differenza di questi non interessano tutto l'alveo fluviale ma solo una sua parte e servono, sostanzialmente a fissare la larghezza del corso d'acqua la dove occorre procedere ad un restringimento di sezione

Con riferimento alla figura che segue avremo i seguenti possibili due casi qui rappresentati con sezioni trasversali in corrispondenza di un pennello.



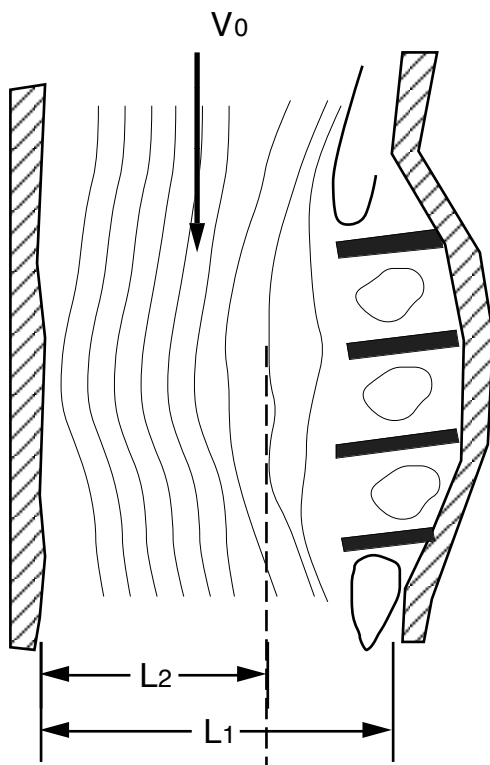
a) **opere insommergibili:**
viene superata dalla piene

la sommità del pennello non

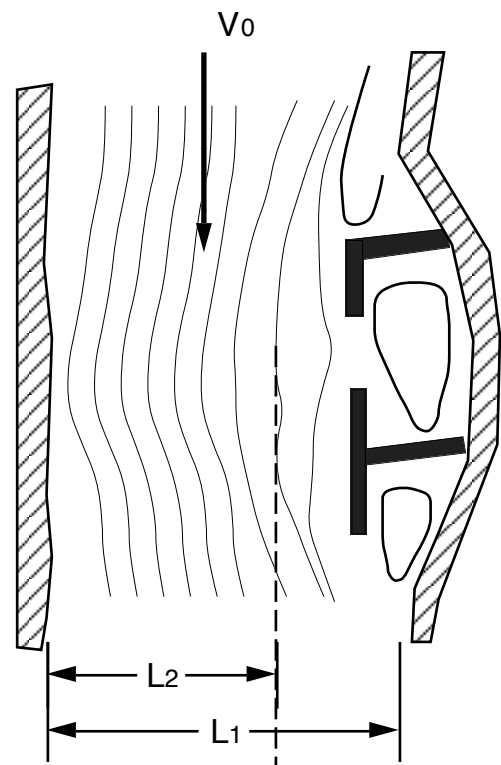


b) **opere sommergibili:** la sommità del pennello viene superata e sommersa dalla piena

In pianta invece possiamo avere le seguenti diverse scelte progettuali valide sia per i pennelli sommersibili che per gli insommersibili.

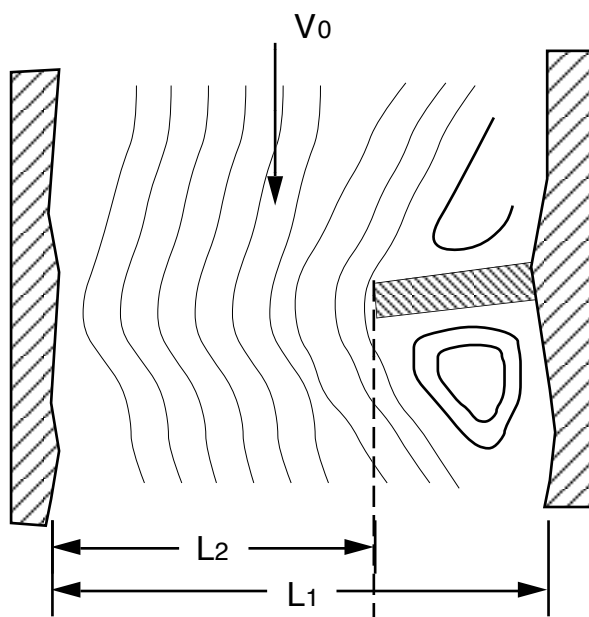
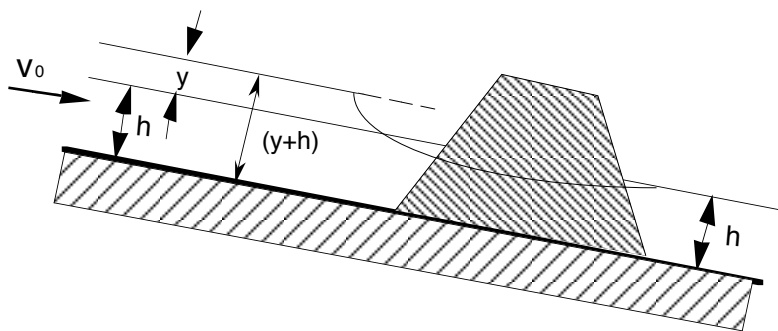


a) sistemazione con pennelli semplici



b) sistemazione con pennelli a martello

Il profilo di un'opera non sommersibile ha il seguente aspetto:



Ristretta la sezione, il fiume é obbligato a passare tra i pennelli.

4.5.2.1 I pennelli insommergibili

Il pelo dell'acqua, si alzerà di una certa quantità y , si tratta di determinare tale valore al fine di fissare l'altezza dei pennelli stessi.

Si può considerare la sezione come uno stramazzo rigurgitato. Con riferimento alla figura seguente:

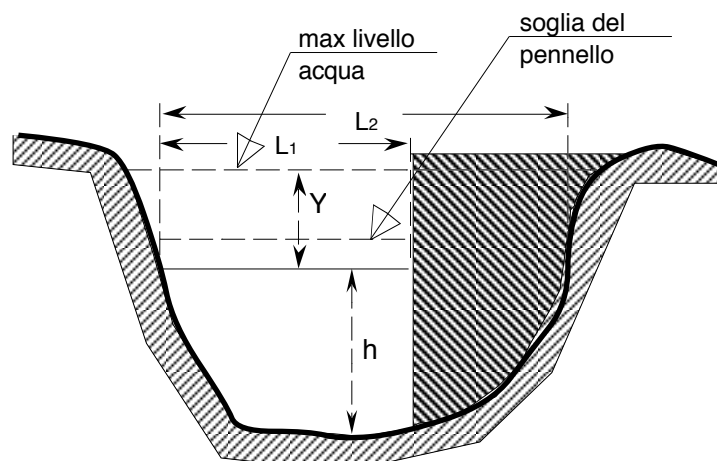


Fig - Con max livello d'acqua é inteso il livello rigurgitato dove y é l'altezza del rigurgito

possiamo calcolare le portate che transitano con la formula:

$$Q = \mu * L_2 * (h + y) \sqrt{2gy + V_0^2} \quad (40)$$

in essa μ vale da 0,42 a 0,45.

Fissando L_2 si determina y , che non conviene oltrepassi i 50 cm.

Nella precedente V_0 é il valore della velocità in arrivo, che di norma non é noto. Pertanto la (40) risulta di non immediata risoluzione. Se si tiene presente che :

$$V_0 = \frac{Q}{(h+y) L_2} \quad (41)$$

é possibile risolvere la (40) graficamente infatti, si può calcolare Q per vari valori di y e quindi costruire il grafico $Q=Q(y)$; in corrispondenza della Q_{max} si ricava la y cercata sulla cui base fissare l'altezza del pennello.

E' tuttavia possibile risolvere la (40) procedendo per successive approssimazioni, infatti posto dapprima che $V_0 = 0$ segue la:

$$Q = \mu L_2 (h + y) \sqrt{2 g y} \quad (42)$$

da cui:

$$Q^2 = \mu^2 L_2^2 (h + y)^2 2 g y \quad (43)$$

ergo:

$$y = \frac{Q}{\mu^2 L_2^2 2 g (h + y)^2} \quad (44)$$

Trascurando la y a secondo membro, risolviamo la:

$$y = \frac{Q}{\mu^2 L_2^2 2 g h^2} \quad (44)$$

Il valore di y sarà solo di prima approssimazione ma ci permette di calcolare la V_0 , tramite la (41) e poi di risolvere nuovamente in y , ma ora non la (44) ma la :

$$y = \frac{Q^2 - \mu^2 L_2^2 (h + y')^2 V_0^2}{\mu^2 L_2^2 (h + y')^2 2 g} \quad (45)$$

dove y' é il valore di y calcolato all' iterazione precedente, così come il valore di V_0 .

Per completare il dimensionamento bisogna poi tener conto dell'ampiezza del rigurgito al fine di fissare, dove esso cessa, il successivo pennello e poi così via per i successivi.

Nel tracciare la curva di rigurgito, é possibile sostituire la curva parabolica, l'arco di cerchio.

In generale, la distanza tra i vari pennelli non é mai maggiore di 3÷4 volte la lunghezza dei pennelli stessi, e mai minore di due volte.

Il franco varia da un minimo di 50 cm per piccole arginature e può arrivare ad 1 m come per quelle del Po e di altri grandi fiumi.

Nulla cambia nelle formule nel caso trattasi di pennelli a T (od a martello) fatto salva la considerazione che in tal caso la distanza tra i pennelli sarà da due a tre volte quella che ci sarebbe in assenza di tali opere radenti.

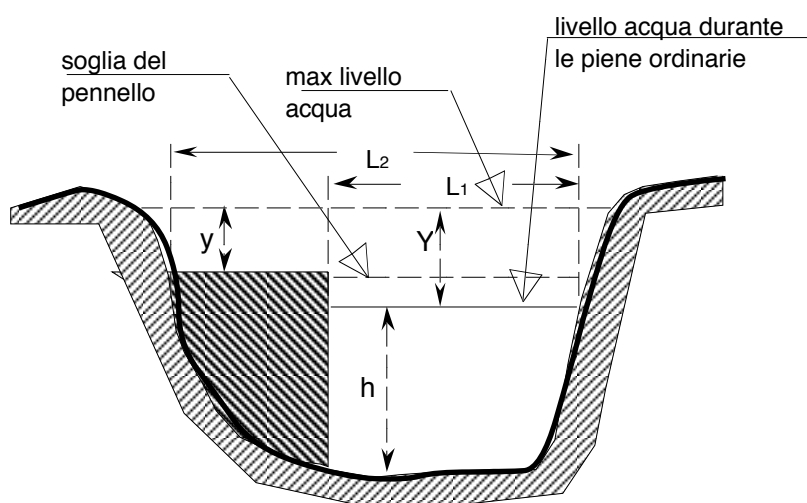
4.5.2.2 I pennelli sommergibili

In tal caso immaginiamo di dividere la sezione trasversale del fiume (e il suo alveo) in due parti:

nel rettangolo inferiore $h * L_1$

e

nel trapezio in alto, rettificato in un rettangolo $y * (L_2 - L_1)$



La portata transitata sarà allora data, per altezze maggiori del pennello, da:

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (46)$$

dove :

Q_1 può ancora essere calcolato con le formule degli stramazzi rigurgitati, cioè con la:

$$Q_1 = \mu_2 L_2 (h + Y) \sqrt{2gy + V_0^2} \quad (47)$$

μ è dunque quello dello stramazzo rigurgitato, cioè circa 0,42÷0,45

Q_2 può ancora essere calcolato con le formule degli stramazzi liberi, cioè con la:

$$Q_2 = \mu_2 (L_2 - L_1) y \sqrt{2gy + V_0^2} \quad (48)$$

μ é dunque quello dello stramazzo libero, cioè circa 0,385

Nell' una come nell' altra y , cioè l'altezza di rigurgito, é il carico idraulico.

Sostituendo la (47) e la (48) nella (46) avremo la (50) :

$$Q = \mu_2 L_2 (h + Y) \sqrt{2gy + V_0^2} + \mu_2 (L_2 - L_1) y \sqrt{2gy + V_0^2} \quad (50)$$

che andrà risulta graficamente nel senso che converrà redigere il grafico della funzione $Q = Q(y)$ e poi ricercare il valore di y in corrispondenza del Q_{\max}

4.6 Esempi d'interventi

Uno degli esempi più caratteristici di sistemazione di fiumi torrentizi, per mezzo di pennelli fatti di scogliera, è quello del Rodano, nel tronco torrentizio fra Brigne e Lago di Ginevra.

Nelle vicinanze del Brigne, avendo una larghezza di 700 m, vagava disordinata nel proprio alveo; si procede alla sua sistemazione, costruendo il piazzale, dove sorge ora l'importantissima stazione internazionale, con i materiali che uscivano dal traforo del Sempione. Era stato fissato, all'incirca, l'asse che avrebbe dovuto avere il fiume, in modo da adattarsi alle circostanze locali.

fig.

Nella sistemazione del Rodano, volendo accelerare il riempimento dello spazio fra i pennelli, senza aspettare l'opera naturale del fiume, si riunivano le punte dei pennelli stessi in senso longitudinale, da un argine frontale.

La punta del pennello sorpassava di 50 cm il livello di massima magra; fissata la cresta, lasciando un franco di $50 \div 100$ cm e dimensionando la sua larghezza fra 1 e 2 m, si costruivano le arginature longitudinali.

fig.

Per trattenere le acque sulla montagna, si misero i pennelli molto vicini tra di loro (in generale, la distanza a cui si pongono, è quella a cui si estende il rigurgito) ; da $20 \div 25$ m l'uno dall'altro.

Al tempo della loro costruzione, gli ingegneri rimasero incerti se porli ortogonali o inclinati a monte o a valle; e li misero ortogonali.

Siccome la corrente con i suoi vortici ad assi inclinati poteva scalzare, nei pennelli del Rodano si è rivestita la punta con pali di pino, del diametro di 25 cm, piantandoli nell'alveo,

o per proteggerli dall'azione erosiva, si è fatto un rivestimento di scogliera che va fin dove possono prodursi i gorghi.

Pennelli di questo tipo danno ottimi risultati.

Sul Rodano se ne contano per 60÷70 Km di corso, e grazie ad essi, l'alveo è ridotto regolare, con larghezza di 60÷70 m.

Ma questo genere di sistemazione non si può fare che dove si ha a disposizione pietra grossa.

Una volta, adottavano, dove si aveva pietra minuta, massi artificiali di ciottoli e calce idraulica o pozzolana, gettati in casse e lasciati consolidare; però questo sistema è molto costoso.

Adesso si ritiene più opportuno usare i gabbioni di rete metallica, d'uso generale in Italia e all'estero.

Sul Reno, a Casteldebole, c'è un altro lavoro di pennelli, molto ben riuscito.

Questo fiume nel 1890 minacciava di portar via l'intero paese, tanto aveva corroso la sponda. La difesa fu fatta con pennelli i quali con le loro punte raggiungevano l'antica linea del corso d'acqua, e si riuscì così a stabilire l'antica linea primitiva.

Alcuni di essi furono fatti con gabbioni metallici (3÷4 di lunghezza * 1 m * 1 m), riempiti di ciottoli presi sull'alveo.

fig.

Il pennello emerge di 50 cm sul livello della massima magra e la scarpata ha 5 di base per 1 di altezza.

Questo tipo di pennello è stato varlato, disponendo i gabbioni verticali, legati e riempiti dal disopra.

La facilità costruttiva ottenuta con questi ultimi, è di gran lunga superiore a quella ottenuta con altri mezzi; poichè i pennelli costruiti con altri sistemi, debbono essere messi a

posto nel periodo di massima magra, dovendo poi sospendere i lavori durante le piene.

4.7 Sistemazione del tronco inferiore di un corso d'acqua (fume incassato)

Passiamo alla sistemazione di quel tronco, in cui il fiume propriamente detto, scorre incassato e in modo che anche nelle grandi piene l'acqua non si alza al di sopra del piano di campagna.

La sua velocità potrà oscillare fra 1 m e 1,50, e i materiali sospesi non sono più ciottoli, ma piccole ghiaie e arena.

Le opere necessarie possono essere di difesa delle sponde.

Si potrebbe ricorrere ai pennelli, ma data la relativa ristrettezza dell'alveo, piuttosto che restringendo ancora, conviene adottare difese radenti, avendo da fare con velocità già ridotte e tali da non corrodere notevolmente il piede.

Chiameremo alveo di un fume tutta quella superficie alla quale arriva l'acqua nella piena ordinaria. In esso, nessuno può eseguire lavori, senza il consenso governativo.

Diremo letto quella superficie in cui scorre effettivamente l'acqua durante la massima magra.

La conoscenza del livello di massima piena e di massima magra è indispensabile, specialmente per i fiumi navigabili.

Prende il nome di opera in frodo quella eseguita vicino alla sponda, dove vi è tendenza a corrosione, e perciò è più ripida; opera in gola quella posta sulla sponda, dove v'è tendenza a interrimento, e dove perciò il terreno è meno ripido e più sicuro.

Vari sono i tipi di opere radenti. Queste opere di difesa, possono occorrere o in aperta campagna o traverso all'abitato specialmente a città.

In questo caso speciale si ricorre piuttosto a muri di sponda, come a Roma, Verona, Torino, ecc. dando ad essi larghezza in cresta da 0,12 a 0,15 dell'altezza e scarpata di 1:5

verso acqua, e riseghe verso terra, con la cresta, m $0,50 \div 1$, sopra il livello di massima piena.

Le fondazioni conviene siano eseguite durante il periodo di magra, proteggendo il lavoro mediante paratie ed è bene siano meno 1 m al disotto del fondo del fiume, e protette da una gettata di sassi, che evitino l'azione dannosa dei gorghi.

Se si tratta di opere in piena campagna, dove nell'alveo si trovano ancora ciottoli, può convenire di elevare un rivestimento di gabbioni metallici, fino al livello di massima piena, non trascurando un franco di m $0,5 \div 1$, grande beneficio, con tale sistema, è quello di poter lavorare anche d'inverno, in cui abbonda la mano d'opera.

Sul fondo si dispongono gabbioni lunghi 4 m e larghi 1 m; gli altri hanno le dimensioni di $2 \times 1 \times 1$

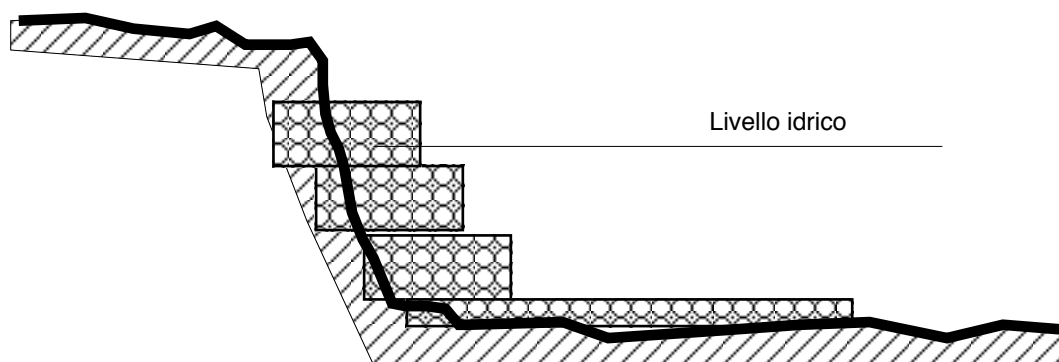


fig.- esempio di sistemazione delle pareti laterali con gabbioni e materassi tipo Reno

I vantaggi che essi presentano, sono dovuti specialmente alla loro flessibilità, per cui si adottano ai movimenti del fondo e accompagnano i cedimenti del terreno.

Nel caso in cui difettano ghiaia, si ricorre alle difese di vivo o di verde.

Taglieremo le sponde, secondo un pendio di $1,5 \div 2$ di base per 1 di altezza fino al livello della massima magra, e incominceremo ad adagiare sul fondo, delle fascine (lunghe $3 \div 4$ m con ~ 30 cm di diametro) fatte con rami verdi di salici, di pioppi, fissandole con paletti.

Così, con successi strati, si arriva a $40 \div 50$ cm. sopra il livello di massima piena; si possono anche internamente riempire di terra e di pietre, e si hanno allora i buzzoni; ed è bene infine rivestire la nostra opera di vegetazione, la quale faciliterà la deposizione dei materiali sospesi.

Questi buzzoni si dispongono talvolta orizzontalmente o secondo le linee di massimo pendio (burghe); e se vi è pericolo di corrosione al piede, si farà anche una gettata alla rinfusa delle stesse fascine o di pietrame.

Si ricorre in alcuni casi ai lavori di rosta, che consistono nel tagliare la sponda per una larghezza di $5 \div 7$ m, scavando fino al livello di massima magra.

Si piantano allora paletti lunghi circa 2 m emergenti $50 \div 60$ cm e distanti fra loro altrettanto; con vimini si legano fra loro in modo da farne una graticciata, che viene poi riempita di terra e di arena.

Con successivi piani (di rosta) si giunge fino a $50 \div 60$ cm. al disopra del livello di massima piena, raggiungendo la pendenza prefissata.

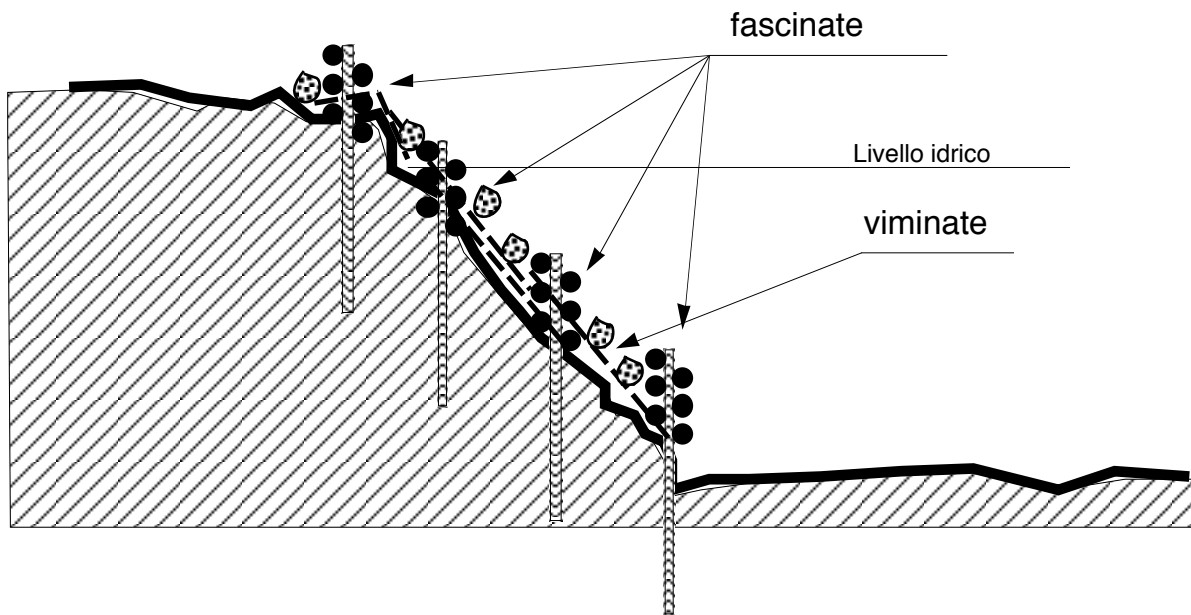


fig.- esempio di sistemazione delle pareti laterali con fascinate e viminate

Verso l'estuario, dove le acque del mare non permetterebbero i lavori di vivo, o si fa una gettata di sassi o di buzzoni

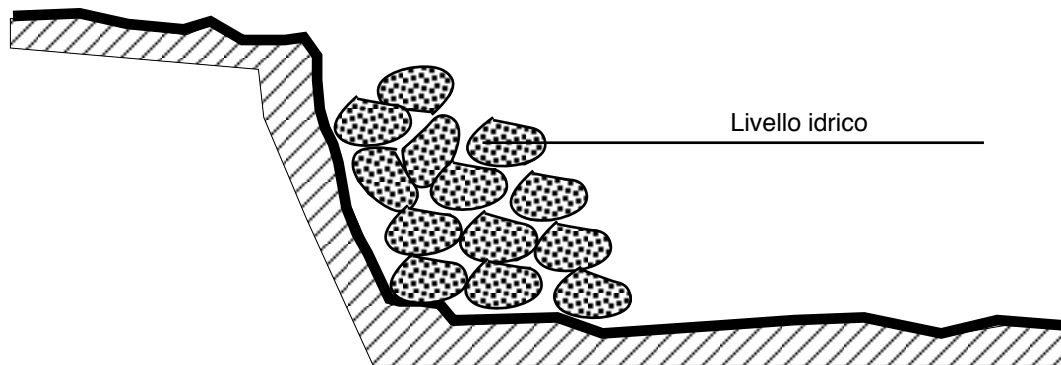


fig.- esempio di sistemazione delle pareti laterali con grandi massi o buzzoni

o si ricorre ai così detti materassi, consistenti in una serie di fascine legate fra loro e fissate al fondo per mezzo di picchetti.

Recentemente si é imposta un'altro tipo di sistemazione delle pareti laterali, basata sui geotessili, trattasi di appositi tessuti non tessuti circa i quali ci siamo soffermati nel precedente capitolo dedicato ai materiali, qui sinteticamente

diamo un cenno della modalità di posa in opera , rimandando per i dettagli alla apposita parte del Cap. IV.

Adagiato sul terreno il tessuto non tessuto, al di sopra e per circa 1/4 dello stesso, compreso tra il primo ed il secondo quarto, si dispone uno strato di terra e di materiale sciolto per circa 30 ÷ 50 cm, quindi si risvolta il non tessuto e sulla parte corrispondente al primo ed ultimo quarto, ora sovrapposti, si dispone dell' altro materiale sciolto.

Così come illustrato nella figura seguente

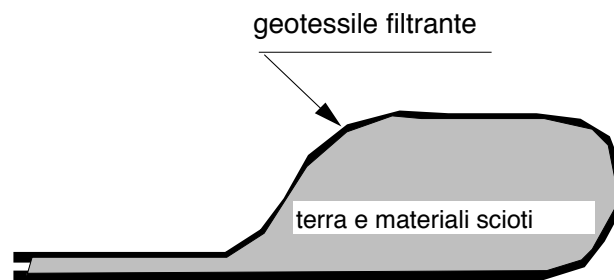


fig.- esempio di non tessuto semi pronto (manca il riempimento dove i due lembi estremi sono sovrapposti)

Si sovrappongono quindi vari strati di non tessuto come sopra predisposto , leggermente sfalzati per creare una scarpata onde facilitarne l'appoggio e nel contempo permettere a terreno naturale eventualmente tenuto insieme da altro geotessile (ma di caratteristiche diverse) di disporsi sulla scarpata e permettere la ripresa della normale vita ripariale sia animale e vegetale.

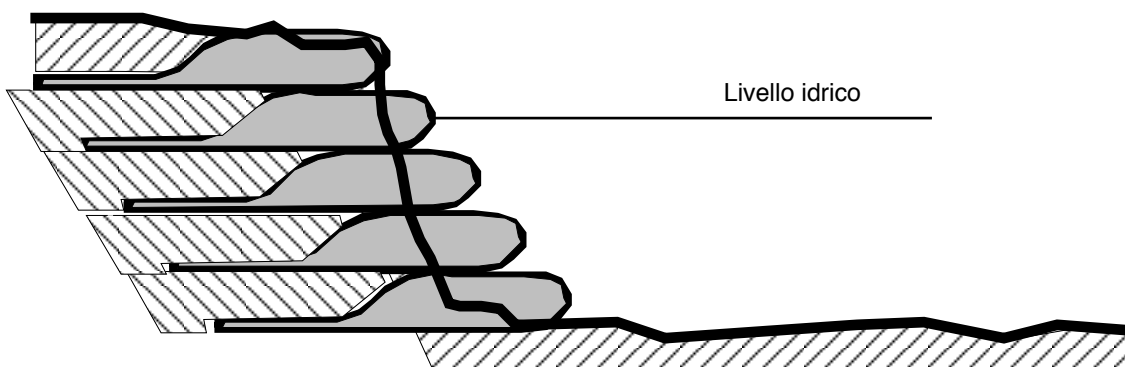


fig.- esempio di sistemazione delle pareti laterali tessute non tessute, nella figura non è stato posto l'ulteriore geotessile per il trattenimento della terra da porsi tra tessuti-non tessuti e sponda.

Tale soluzione, così come le precedenti, permette la filtrazione dell' acque e pertanto può considerarsi ecologica.

Per alcuni anni di sono realizzate soluzioni del tipo di quelle qui di seguito illustrate, cioè con *cementificazione* delle pareti laterali e del fondo.

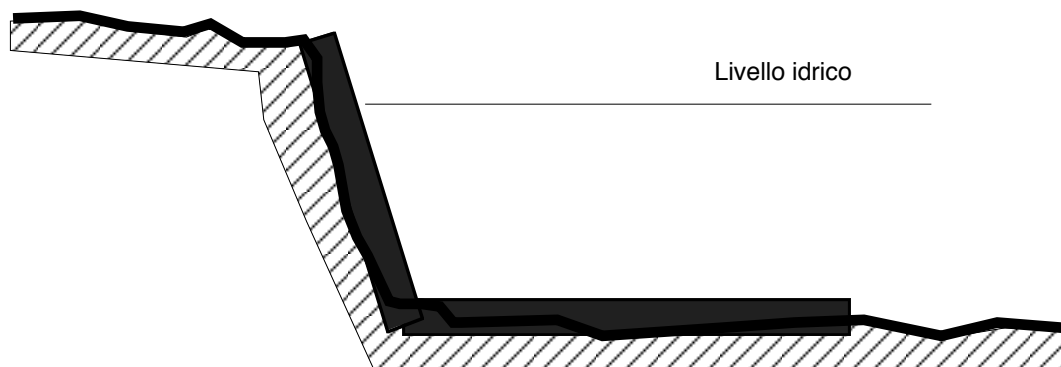


fig.- esempio di sistemazione delle pareti laterali con muri di cemento o di laterizio

Ma tale soluzione non solo é errata da un punto di vista ecologico (impedimento iniziale di qualsiasi forma di vita e poi sviluppo di vita indesiderato) ma anche dal punto di vista idraulico in quanto impedisce lo scambio, necessario, di acqua con il sottosuolo.

Può essere adottata solo in casi estremamente particolari e per tratti limitati.

4.8 Arginature e sistemazione dell'ultimo tronco

Un corso ad acqua chiara, col tempo sistemerebbe da sè il proprio letto: invece tutti i fiumi portano delle acque torbide, per cui siccome vicino ad un lago o al mare si spagliano¹⁶ o perdono di velocità, così depositano queste torbide e formano un cono di deiezione subacqueo, con pendenza molto più dolce, appunto perchè si tratta di materiali molto più fini, sabbie e limi¹⁷: avviene allora che lo sbocco s'interrisce in modo da portarsi sempre in avanti, ossia si forma il delta (si notano infatti tracce di piccoli delta dell'Adriatico ai piedi delle Prealpi, per cui si ha la prova materiale che la valle Padana, in tempi remotissimi, era un braccio del mare Adriatico).

In seguito a questi fenomeni, la pendenza del fiume nel suo ultimo corso diminuisce, diminuisce quindi la velocità dell'acqua, che deposita maggior copia di materiali, e così alza il suo letto, riducendo la sezione idrica, allora, durante la piena, il fiume trovando sezione minore, straripa, invadendo la campagna.

Essendo in generale il corso, ad acque torbide, con l'andare dei secoli, per i successivi depositi potrebbe di per sè costruire due argini laterali (spalti) sufficienti per la protezione della campagna, l' Uomo però non nei secoli ha preferito, forse erroneamente a questa sistemazione, diciamo automatica, ma molto lenta, dato il tempo considerevole che occorrerebbe, e durante il quale i terreni rimarrebbero inutilizzati; siostituendola con delle arginature.

¹⁶ Termine desueto nella lingua parlata attuale ma in uso tra gli Idraulici per indicare l'azione di un fiume che esonda ed allaga le campagne circostanti (proviene da sparpagliare, nel nostro calo, le acque)

¹⁷ In gergo Idraulico, un tempo i limi ed i limi argillosi venivano indicati con "bellette"

Non si possono le arginature, chiamare opere permanenti, perchè dato il progressivo interrimento e quindi l'elevazione del fondo, si dovranno convenientemente rialzare a periodi più o meno lunghi.

I francesi ritengono perciò queste opere non opportune, e dicono essere miglior cosa lasciare i fiumi straripare e depositare le melme così utili alla coltivazione ed attendere che le campagne si elevino per questi interrimenti.

Gli italiani però pur condividendo, nel principio, tale asserto hanno ritenuto, come detto, necessaria la costruzione degli argini giustificando ciò con la considerazione che l'entità della popolazione presente nelle campagne italiane e l'alto gradi di coltivazione delle stesse portava necessità impellenti di tali sistemazioni

In certi momenti, a causa del continuo depositarsi delle torbide, il fondo del letto può assumere un livello superiore a quello delle campagne, rendendo il fiume pensile (Reno, Adige, Po verso la foce).

Le arginature alle quali necessariamente si deve provvedere debbono essere fatte in modo da turbare il meno possibile il regime del corso d'acqua, ed inoltre si cercherà di rendere minima l'elevazione del fondo.

Relativamente alla pendenza dei fiumi, nel tronco di cui stiamo parlando, basterà accennare che il Po', vicino Cremona ha solo 10 cm per Km, il Nilo al Cairo, ha 5 cm per Km, il Volga ne ha 3, il Mississipi 2; nell'ultima parte poi, sono quasi orizzontali, in modo che risentono precedentemente il moto del mare (alte e basse maree).

Se le arginature occorrono dove la popolazione è densa, avranno diversa conformazione a seconda delle condizioni dei materiali disponibili e dei luoghi.

Distingueremo due tipi di arginature urbane e sub-urbane.

Per il loro studio dovremo conoscere:

- le portate Q dei tronchi di fiume da sistemare;
- le sezioni trasversali con i relativi particolari;
- il livello di magra ordinaria;
- il livello di magra minima;
- il livello di magra massima.

Interessa particolarmente conoscere il livello di magra ordinaria, dovendo regolare le opere di fondazioni soprattutto se subacquee in base ad esso.

Ovviamente diversi e più complessi sono i problemi nel caso di fiumi navigabili.

Le arginature dovranno essere più alte del livello di massima piena, e si deve curare di farle il più lontano possibile dal letto, perchè siano meno esposte a corrosione ed anche per diminuire meno che si può la sezione idrica.

Oltre agli elementi accennati, occorre determinare il rigurgito dovuto all'arginatura stessa e che apporta una sopra elevazione di pelo; infine si darà all'opera un franco più o meno accentuato, a seconda dell'importanza del corso, tenendo altresì presente l'azione dei venti, che producono talvolta onde trasversali tali da far straripare le acque, specialmente nelle forti curve, cagionando gravi danni.

4.9 Le arginature urbane

Tali arginature sono in generale il risultato di diversi interventi distribuiti in un tempo tempo lavori più o meno lungo

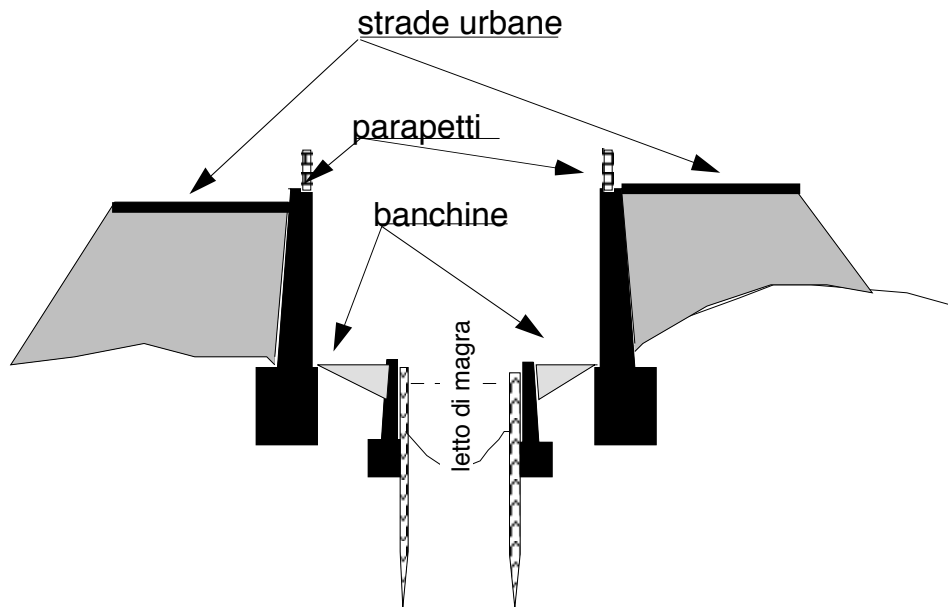
In generale si hanno due diversi ordini di muri:

- uno per il letto di magra l'uno,
- e
- l'altro per quello di piena,

Questi ultimi possono essere distanti dal letto ordinario e pertanto, in tal caso, non occorre che le fondazioni siano troppo profonde, i primi, invece devono essere, protetti per vincere l'azione dei gorghi, che minaccerebbero le stabilità dell'opera.

Le banchine interposte fra i due muraglioni possono essere variamente utilizzate, ciò in specie nel caso dei fiumi navigabili.

A Roma e a Londra, ragioni estetiche hanno portato a dare, a tali sistemazioni, anche un aspetto monumentale.



e fondazioni dei muri esterni vanno fissate ad almeno $40 \div 50$

cm. al di sopra del livello di magra, e portate a profondità di $8 \div 10$ m per metterle al sicuro dall'azione dei gorgi, tale sicurezza la si ottiene con paratie o diaframmi di vario tipo

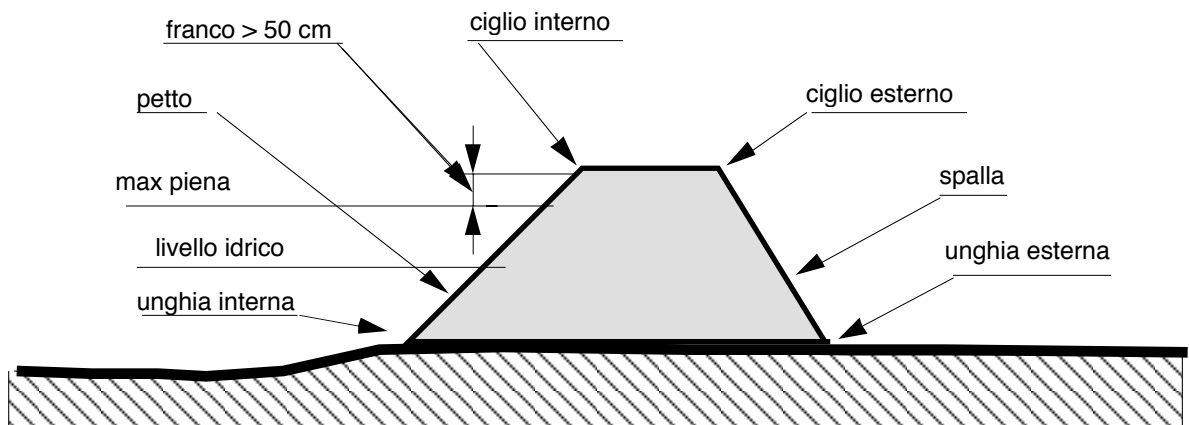
Un tempo, nel caso di corsi d'acqua che attraversino un abitato, si deve provvedeva allo scarico di tutti gli scoli , costruendo un collettore in modo tale che durante la piena, il suo sbocco a valle nel fiume, sia più alto del pelo d'acqua del fiume stesso.

Oggi tale prassi é superata per quanto riguarda le acque nere ma é da tener presente nel caso di collettore di sole acque bianche.

4.10 Le arginature suburbane

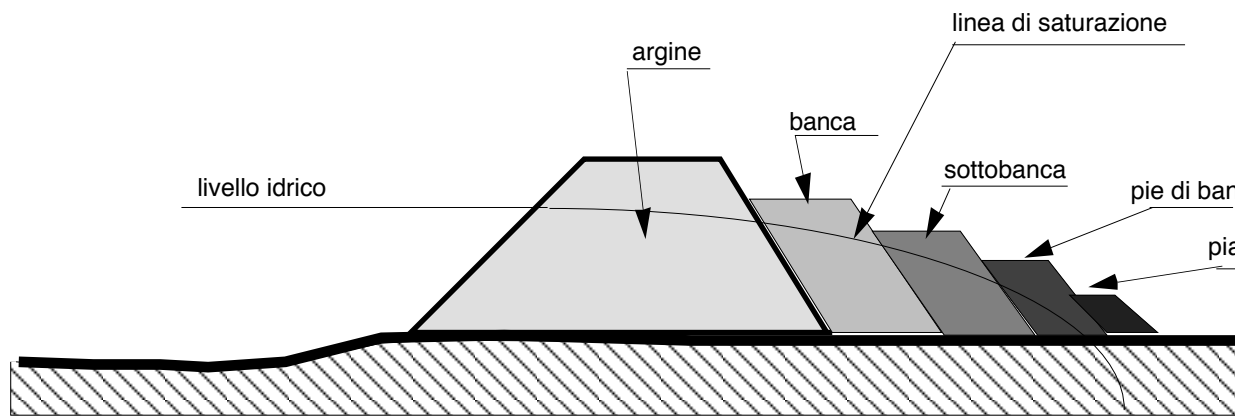
Per il loro studio, occorre una pianta del corso da sistemare.

Si tratterà allora l'andamento del fiume e quello dell'arginatura maestra, prossimamente parallelo ad esso; si fissa la distanza fra le due arginature, in modo che possa contenere la portata, relativa al tronco da sistemare, elevandola di 1 m, sul pelo di massima piena.



Così facendo, resterebbero zone ancora inondabili, che talvolta interesserebbe salvare.

Si provvede a questo, con arginature secondarie, le quali debbono essere tali da non turbare la piena straordinaria, e alte in modo da emergere sulla piena ordinaria (50 cm di franco)



Prevedendo la piena straordinaria, gli abitanti e il bestiame avranno il tempo di ritirarsi sulle arginature maestre.

Restano ancora altre piccole plaghe o relitti, che vengono inondata durante le piene usuali, e che vengono coltivate allorchè tornano asciutti, con pianta di 3 o 4 mesi di sviluppo; però per proteggerli dalle eventuali intumescenze o morbide, causate da piccole piogge che cadono tra la primavera e l'autunno, si fanno argini terziari.

Con queste opere, le campagne circostanti non potrebbero più scaricare le acque di scolo: si ricorre allora alla divisione del terreno, retrostante alle arginature, in zone o comprensori, in modo che ognuno di esse, possa scolare per proprio conto, mediante chiaviche.

5. Azione della acque fluviali sulle pile dei ponti

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Maione (1981) Appunti di Idrologia, vol III Le Piene.
La goliardica Pavese
- [2]ALIVERTI, FEA.....
- [3] Crescenti (1972) Sulla deviazione dei fiumi marchigiani
Geologia applicata e idrogeologia, Vol
VII