



# *Autorità di Bacino del Fiume Arno*

**CONVENZIONE CON L'AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI BARBERINO  
DI MUGELLO: “APPROFONDIMENTO DEL QUADRO CONOSCITIVO  
RELATIVO ALLA PERICOLOSITA' IDRAULICA DELLE AREE POSTE NEL  
TERRITORIO COMUNALE DI BARBERINO DI MUGELLO LUNGO LE  
ASTE FLUVIALI”, DA ATTUARE A CURA DELL'AUTORITA' DI BACINO  
DEL FIUME ARNO**

**DECRETO DEL SEGRETARIO GENERALE N.63 DEL 28/07/2009**

**APPENDICE 3 – MODELLISTICA IDRAULICA**

## INDICE

|   |    |
|---|----|
| 1 Modelli di propagazione delle piene.....                  | 2  |
| 2 Criteri di scelta.....                                    | 3  |
| 3 Descrizione del modello idraulico in moto permanente..... | 4  |
| Equazioni per il calcolo del profilo idraulico.....         | 6  |
| Calcolo della profondità di stato critico.....              | 7  |
| Calcoli idraulici per sezioni con singolarità.....          | 7  |
| 4 Descrizione del modello idraulico in moto vario.....      | 9  |
| Correnti miste.....   | 10 |
| Sezioni ordinarie.....                                      | 10 |
| Briglie e traverse.....                                     | 11 |
| Ponti.....  | 11 |
| Tombini.....  | 13 |
| Connessioni idrauliche tra diversi elementi funzionali..... | 13 |
| Settaggi principali.....                                    | 14 |
| Condizioni al contorno.....                                 | 14 |
| Aree di Potenziale Esondazione.....                         | 15 |

# 1 MODELLI DI PROPAGAZIONE DELLE PIENE

Le equazioni che reggono i fenomeni di propagazione a superficie libera sono state sviluppate nel secolo scorso con i lavori fondamentali di de St. Vénant e Boussinesq, ma soltanto negli anni '50 si sono resi disponibili gli strumenti di calcolo necessari ad una loro risoluzione numerica. Fino ad allora avevano trovato soluzione soltanto alcune semplici applicazioni di scarso interesse pratico. Alla base della maggior parte delle trattazioni analitiche e numeriche del fenomeno di propagazione delle piene c'è l'ipotesi di monodimensionalità. Si tratta di volta in volta di valutare quanto questa ipotesi si possa applicare al caso pratico. Le equazioni del moto vario monodimensionale si fondano inoltre su altre ipotesi, che sono le seguenti:

- il moto è monodimensionale, la velocità è uniforme nella sezione trasversale e la superficie libera nella sezione è orizzontale;
- la curvatura delle traiettorie è modesta e le accelerazioni verticali sono trascurabili, cosicché la distribuzione delle pressioni nella sezione è di tipo idrostatico;
- gli effetti degli sforzi trasversali e della turbolenza possono essere valutati attraverso leggi di resistenza analoghe a quelle utilizzate in condizioni di moto permanente;
- la pendenza media dell'alveo è modesta, cosicché è possibile sostituire il seno dell'angolo formato con l'orizzontale con l'angolo medesimo;
- l'alveo è rigido, con sezioni trasversali indeformabili;
- la densità del fluido è costante.

Sulla base di tali ipotesi, i processi di moto vario monodimensionale a superficie libera possono essere descritti da due variabili dipendenti: ad esempio la portata e la quota idrica rispetto ad un riferimento costante. Esse descrivono lo stato del moto del fluido lungo l'asta fluviale e nel tempo. La formulazione matematica di tali processi si basa sulle leggi fisiche di conservazione della massa, dell'energia e della quantità di moto. In questa sede non si vuole entrare nella formulazione matematica del problema, basta ricordare che esistono delle semplificazioni delle equazioni. Se si trascurano i termini inerziali si arriva alla cosiddetta *formulazione diffusiva*. Se si trascura il termine di variazione spaziale della profondità idrica, si arriva alla cosiddetta trattazione dell'*onda cinematica* che rappresenta l'estrema semplificazione dell'equazione del moto; essa ha il difetto di non poter rappresentare fenomeni di rigurgito causati dalla presenza di disturbi a valle e pertanto può dare dei risultati notevolmente errati quando questi non siano trascurabili. Inoltre, per quanto l'onda si deformi propagandosi, il valore della portata al colmo non subisce alcuna attenuazione lungo il percorso. La maggior parte dei modelli idraulici consente infine di simulare la presenza di strutture (dighe, chiuse manuali ed automatiche, sifoni, stazioni di pompaggio, ponti, cascate, canali coperti, ecc.) che possono in qualche modo influenzare il moto del fluido.

Per quanto riguarda i metodi normalmente utilizzati, essi si possono raggruppare nelle seguenti categorie: metodi alle differenze finite, metodi delle caratteristiche, metodi agli elementi finiti. Nella maggioranza dei casi il metodo utilizzato è quello alle differenze finite, che consiste nel sostituire alle derivate contenute nelle equazioni delle funzioni discrete delle stesse variabili. A seconda del modo con cui vengono discretizzati, gli schemi alle differenze finite si possono suddividere: in schemi impliciti, in cui le variabili al passo temporale  $t$  sono funzione sia dei valori delle stesse grandezze ricavati al passo temporale  $t-1$ , sia dei valori assunti al passo  $t$  nei punti adiacenti. Ne consegue che, ad ogni passo temporale, è necessario risolvere contemporaneamente un sistema di  $2N$  equazioni (dove  $N$  è il numero di punti di calcolo lungo l'asta fluviale) e schemi espliciti, in cui le variabili al

tempo  $t$  sono espresse sulla base dei valori delle stesse grandezze ricavati all'istante temporale  $t-I$ . Questi schemi permettono la soluzione di un punto alla volta e quindi di 2 equazioni contro le  $2N$  equazioni degli schemi impliciti. È importante conoscere lo schema utilizzato, in quanto, mentre gli schemi impliciti sono incondizionatamente stabili e quindi la lunghezza del passo di discretizzazione temporale può essere scelto in base all'effettiva dinamica del sistema, in quelli espliciti la stabilità della soluzione è legata alla lunghezza del passo temporale di discretizzazione che deve rispettare determinati criteri, il più comune dei quali è quello di Courant.

A volte i modelli idraulici commerciali consentono anche di modellizzare i fenomeni di allagamento causati da esondazioni fluviali: in questo caso l'approccio monodimensionale deve essere lasciato da parte ed è necessario applicare le equazioni di moto bidimensionali. Alcuni codici di calcolo implementano la risoluzione numerica di queste equazioni, ma data la loro complessità e l'elevata potenzialità di calcolo richiesta, essi sono in genere applicati a brevi tratti di fiume. Molto più applicabile è invece l'approccio cosiddetto quasi-bidimensionale, basato su una schematizzazione del territorio del tipo a celle variamente interconnesse.

## 2 CRITERI DI SCELTA

Per la determinazione del profilo della superficie libera del corso d'acqua si possono utilizzare le equazioni del moto permanente monodimensionale di una corrente a pelo libero in alveo quasi cilindrico con portata costante o quelle del moto vario.

La scelta ricadrà sulla prima tipologia qualora il corso d'acqua non risulti confinato da argini tali, in modo tale che rilevando una sezione sufficientemente estesa sia possibile ricavare il livello idrico non solo per la sezione stessa ma anche per il territorio circostante. Inoltre la scelta del moto permanente è praticabile anche in tutti i casi di torrenti situati in territori non di pianura, con aree potenzialmente esondabili esterne all'alveo di estensione limitata e generalmente caratterizzate da una pendenza tale da determinare sostanzialmente processi di scorrimento e non di accumulo.

In pratica si ipotizza che il letto del fiume e le fasce perifluviali si comportino come un unico macroalveo nel quale la corrente di piena, anche una volta esondata dal letto fluviale, conserva un assetto ragionevolmente monodimensionale. Sotto tale ipotesi è possibile descrivere il problema con un modello di moto stazionario, applicato all'insieme dell'alveo e della fascia adiacente, considerando la portata di assegnata frequenza che sollecita il sistema in moto permanente.

Lo schema è semplice, sia per quanto riguarda l'idrologia che l'idraulica. È difatti indipendente dall'idrogramma e, in particolare, dal volume di piena che non interviene a determinare le aree inondabili. La sola portata di piena, eventualmente derivata da modelli regionali, è sufficiente a definire la forzante meteorologica. Allo stesso modo non richiede la definizione di schemi idraulici di tracimazione arginale né procedure per la descrivere il meccanismo bidimensionale di inondazione. È anzi possibile derivare facilmente le velocità ed i livelli idraulici sul territorio dalle caratteristiche della corrente sulle sezioni.

Questo approccio richiede una accurata descrizione della fascia perifluviale attraverso accurati rilievi.

Questo schema monodimensionale della corrente mal si presta a descrivere l'inondazione di aree pianeggianti, con alvei pensili o fortemente arginati e la presenza di edificato continuo o elementi infrastrutturali. In tali casi si può utilizzare un modello completo.

Si parte da un idrogramma di piena opportunamente valutato per la frequenza prefissata. Un codice di calcolo in moto vario provvede a descrivere il flusso in alveo con i relativi afflussi dovuti agli apporti laterali. La tracimazione, una volta che la capacità di smaltimento di un tronco è saturata, viene descritta con opportuni schemi idraulici di

stramazzo. Il volume derivato dall'alveo viene propagato nelle fasce perifluviali attraverso modelli a diverso livello di concettualizzazione.

Il modello idraulico prevede una schematizzazione del moto in alveo di tipo monodimensionale vario e una schematizzazione delle aree laterali non direttamente connesse al corso d'acqua con un classico sistema a celle. Le celle laterali definite in funzione delle opere che le delimitano (argini o rilevati) e caratterizzate ciascuna da una specifica legge di invaso, sono connesse tra di loro e con l'alveo attraverso elementi idraulici tipo stramazzo o luce a battente. Le aree inondabili sono perimetrate in alveo sulla base dei livelli forniti dal modello di moto vario e nelle aree laterali sulla base dei livelli nelle celle su cartografia di base in scala 1:10000.

### **3 DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO IN MOTO PERMANENTE**

Le equazioni che governano il moto permanente sono state risolte applicando il codice di calcolo HEC-RAS, sviluppato da Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers (vers. 4.1.0). Tale software è in grado di effettuare simulazioni di tipo monodimensionale del fenomeno di propagazione dell'onda di piena sui corsi d'acqua.

La simulazione dei fenomeni di esondazione da alvei fluviali e la relativa inondazione delle aree limitrofe è piuttosto complessa. L'adozione di una schematizzazione semplificata, come la soluzione in condizioni di moto monodimensionale e permanente delle equazioni che governano il moto della corrente, trova giustificazione nella necessità di giungere in maniera speditiva alla perimetrazione delle zone da classificare "a rischio di piena". Tale approccio permette di delineare gli aspetti essenziali dei possibili scenari di piena che possono verificarsi sui tratti di corso d'acqua oggetto dell'analisi, consentendo di definire in maniera fisicamente attendibile i livelli idrometrici nella piana alluvionale, valutando l'ampiezza delle aree allagabili ad assegnata frequenza.

La disponibilità di rilievi affidabili della geometria dell'alveo e della pendenza media dei vari tratti consente di attribuire un buon grado di accuratezza al profilo di moto permanente calcolato per i diversi eventi di piena previsti.

Il modello adottato fornisce come risultato l'altezza del pelo libero, calcolata sotto l'ipotesi di moto permanente. Per giungere alla delimitazione delle aree allagabili per assegnata frequenza è necessario utilizzare dei metodi che permettano di passare dai livelli idrometrici calcolati alla definizione delle aree allagabili.

Il metodo più semplice è rappresentato dal *metodo delle curve di livello*, che deve la sua denominazione al fatto che la conformazione della linea che delimita le aree soggette al medesimo rischio è del tutto simile a una curva di livello, che raccordi i punti aventi uguale probabilità di esondazione. Alla base di tale metodo vi è l'ipotesi che, in moto permanente e in un tempo potenzialmente infinito, si possa arrivare ad avere il livello del pelo libero orizzontale in tutta la sezione. In moto permanente le caratteristiche del moto sono indipendenti dal tempo e, quindi, si può supporre che la corrente abbia il tempo sufficiente ad inondare tutte le aree circostanti il corso d'acqua fino a giungere ad una condizione di pelo libero orizzontale sezione per sezione.

L'applicazione di tale metodo richiede diverse procedure di calcolo a seconda del contesto morfologico nel quale sono calcolate le aree soggette ad esondazione. Per quanto riguarda i tratti montani (prevalentemente incassati) e pedemontani, è possibile accettare l'ipotesi di calcolare il profilo di rigurgito supponendo gli argini infinitamente alti e in grado di contenere al loro interno qualsiasi livello idrico. Valutato il profilo della corrente per ogni periodo di ritorno, la determinazione delle aree inondabili viene eseguita prolungando, orizzontalmente nel piano al di fuori degli argini fino a incontrare il piano campagna, la quota del pelo libero di quelle sezioni insufficienti ad un regolare deflusso della portata.

L'area compresa fra gli argini e il raccordo di tutti i punti così calcolati definisce l'area soggetta a esondazione.

Questa ipotesi diventa poco verosimile nei tratti di pianura, specialmente quelli compresi fra argini elevati rispetto al piano campagna. In questo caso, infatti, l'estensione dei livelli alla piana alluvionale può comportare la sovrastima dell'estensione delle aree esondabili: è possibile adottare allora il *metodo del volume eccedente*.

Questo approccio metodologico richiede non solo la conoscenza dell'andamento del profilo di rigurgito di una corrente, ma anche dell'idrogramma di piena (la curva che rappresenta l'andamento della portata al variare del tempo). L'integrale dell'idrogramma fornisce il volume d'acqua che defluisce per quell'assegnata sezione nel tempo. Per eseguire il calcolo delle aree inondabili occorre conoscere, per ogni sezione, il valore massimo della portata convogliabile in alveo. Noto questo valore, si "taglia" l'idrogramma relativo al periodo di ritorno considerato con una retta parallela all'asse delle ascisse e avente ordinata pari al valore di portata precedentemente determinato: l'area compresa fra questa retta e la parte superiore dell'idrogramma permette di determinare il volume di acqua che non trova capienza nell'alveo e che, di conseguenza, va ad allagare le aree limitrofe. Ripetendo questo procedimento per ciascuna sezione di calcolo, si determina il volume fuoriuscito dall'alveo che trova recapito nelle depressioni topografiche delle zone perfluviali. L'involuppo dei punti più lontani dal corso d'acqua così raccordati permette di definire l'estensione delle aree inondabili. Ripetendo questa procedura per i periodi di ritorno di interesse si ottiene la mappatura delle aree inondabili richiesta dalla normativa.

La complessità nella determinazione dell'idrogramma di piena e la necessità di rilievi topografici estesi non solo alla sezione dell'alveo, ma anche ai transetti laterali comporta incrementi di tempo e di spesa che spesso non sono sostenibili da chi è chiamato a eseguire la perimetrazione delle aree a rischio. Per questo motivo, l'utilizzo di questo metodo, che risulta certamente il più attendibile e verosimile tra quelli utilizzabili, è difficilmente praticabile, specialmente se si devono analizzare lunghi tratti di un corso d'acqua.

Alla luce delle considerazioni precedenti, la valutazione speditiva delle aree allagabili e la definizione delle corrispondenti fasce fluviali può essere condotta mediante l'utilizzo di ambedue le procedure descritte, a seconda del contesto morfologico incontrato. La valutazione delle portate critiche è stata condotta mediante l'ausilio di un codice per il calcolo dei profili idraulici in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali (o artificiali), che consente anche la valutazione degli effetti della corrente dovuti all'interazione con ponti, briglie, stramazzi, aree golenali. Il software funziona in ambiente Windows® ed è di facile apprendimento e utilizzo, permettendo l'inserimento dei dati attraverso l'apertura di numerose finestre di dialogo.

In primo luogo occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (*geometric data*), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (*reach*), la geometria delle sezioni (*cross section geometry*), la distanza fra le sezioni (*reach length*) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning. In questa sezione sono disponibili altre opzioni, fra le quali la procedura di interpolazione fra una sezione e l'altra (*XS Interpolation*), molto utile quando occorre infittire il numero di sezioni, qualora i rilievi originali siano troppo distanti fra loro; inoltre, è possibile definire la quota delle sponde (*left and right elevations*) e degli argini (*levees*) e inserire nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (*ineffective flow areas*) e delle coperture (*lids*).

Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria dei ponti in una sezione (*bridge and culvert data*) nella quale è possibile definire per ogni ponte l'impalcato (*deck/roadway*), le pile (*piers*), le spalle (*sloping abutments*) e le condizioni di calcolo (*bridge modelling approach*).

Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (*steady flow data*), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (*boundary conditions*). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata *steady flow analysis*. I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso tabelle riepilogative (*cross-section table e profile table*) e grafici delle sezioni geometriche (*plot cross-section*) e del profilo longitudinale (*plot profile*) e, infine, tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (*x, y, z perspective plot*).

### **Equazioni Per Il Calcolo Del Profilo Idraulico**

L'ipotesi alla base delle formulazioni per la determinazione del profilo idraulico è che il moto dell'acqua nel canale si considera uniforme. Questo significa che tutte le grandezze caratterizzanti la corrente (altezza idrica, velocità media nella sezione, portata, ecc.) risultano costanti nel tempo e nello spazio. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile  $i_m$ , definita come il rapporto fra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla pendenza piezometrica  $J$ , che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza. La relazione  $i_m = J$  costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

La determinazione del profilo teorico in moto permanente è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto *Standard Step Method*, basato appunto sull'equazione monodimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove  $H_1(m)$  ed  $H_2(m)$  sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato,  $h_f(m)$  sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde mentre  $h_e(m)$  è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente.

In particolare,  $h_f$  dipende principalmente dalla scabrezza del tratto di alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = JxL$$

con  $J$  pendenza motrice nel tratto di lunghezza  $L(m)$ .

Il calcolo di  $J$  è effettuabile con diverse formulazioni in funzione della pendenza motrice in corrispondenza delle sezioni di inizio e fine di ciascun tratto. Il calcolo del termine  $J$  nella singola sezione è effettuato mediante la:

$$J = \left[ \frac{Q}{K} \right]^2$$

dove  $Q(m^3/s)$  è la portata di calcolo e  $K$  (denominato *conveyance*) rappresenta un parametro di conducibilità, ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove  $A(m^2)$  l'area della sezione liquida,  $R(m)$  il raggio idraulico e  $n(m^{-1/3} s)$  è il parametro rappresentativo della scabrezza, espresso in termini di coefficiente di Manning.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro  $n$  di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata *main channel*) e due zone laterali golenali (denominate *right and left overbanks*).

Per il calcolo della scabrezza equivalente  $n_c$  il codice di calcolo utilizza la formula

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \left( P_i \cdot n_i^{\frac{3}{2}} \right)}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

dove  $P(m)$  rappresenta il perimetro bagnato dell'intera sezione,  $P_i$  e  $n_i$  il perimetro bagnato e il coefficiente di Manning della sezione  $i$ -esima.

Per rappresentare la macro-scabrezza, in particolare nei tratti urbani dove si possono trovare edifici in prossimità del corso d'acqua, il codice di calcolo permette di inserire dei blocchi (denominati *blocked obstruction*), che sono aree della sezione permanentemente bloccate, le quali diminuiscono l'area della sezione e aggiungono perimetro bagnato quando l'acqua giunge a contatto con esse.

Il termine  $h_e$  dipende, invece, dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} \right|$$

dove  $\beta$  è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato,  $V_1$  e  $V_2$  (m/s) sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

### **Calcolo Della Profondità Di Stato Critico**

Al tirante idrico in condizioni di stato critico corrisponde la massima portata teoricamente smaltibile dalla sezione, indipendentemente dalla natura del fondo e delle pareti, nonché dall'inserimento della sezione stessa in un tronco fluviale. Esso è stato valutato imponendo che il numero di Froude, indicato con  $Fr$ , assuma valore unitario. In termini di portata e per le sezioni in esame, si scrive:

$$Fr = \frac{VA}{\sqrt{A^2 gh_m}}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $h_m$  il tirante idrico,  $A$  l'area bagnata della sezione, e  $V$  la velocità media della sezione. L'equazione permette la determinazione dell'altezza di stato critico tramite il valore  $h_m$  che soddisfa la relazione in esame tra l'altezza di piene rive e il fondo.

### **Calcoli Idraulici Per Sezioni Con Singolarità**

Il codice di calcolo consente la simulazione del deflusso attraverso ponti (*bridge*), tombature (*culvert*), briglie e traverse (*weir*), mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato dei ponti, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo). In quest'ultimo caso vengono utilizzate le stesse formulazioni usate per la simulazione del comportamento delle traverse e delle briglie.

Per il deflusso a pelo libero il modello utilizza il metodo dei momenti (*Momentum Balance*) che consiste nell'eguagliare i momenti fra la sezione di monte e di valle del manufatto attraverso tre passi successivi:

- 1) tra sezione esterna di valle e sezione interna di valle:



$$(my)_D + (mq)_D = (my)_2 - (my)_p + (mq)_2 + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

2) tra sezione interna di valle e sezione interna di monte:

$$(my)_U + (mq)_U = (my)_D + (mq)_D + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

3) tra sezione interna di monte e sezione esterna di monte:

$$(my)_1 + (mq)_1 = (my)_U + (mq)_U + (my)_p + \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \left( \frac{A_p}{A_1} \right) \cdot (mq)_1 + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

avendo indicato con:  $m_y = A \times Y =$  prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità delle sezioni di deflusso;

$$mq = \frac{Q^2}{g \cdot A}$$

$C_D =$  coefficiente di "drag" variabile in funzione della forma delle pile

$F_f =$  forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti

$W_x =$  forza peso nella direzione del flusso

$g =$  peso specifico dell'acqua

$p =$  pedice di riferimento della sola sezione bagnata delle pile

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$$

dove  $Q$ (mc/s) è la portata defluita attraverso la luce di area  $A$ (mq),  $H$ (m) è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e  $C$  è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

dove  $Q$ (mc/s) è la portata defluita sulla soglia di larghezza  $L$ (m) e  $H$ (m) è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e  $C$  è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia. Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalcamento del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzeanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

Nella verifica di sezioni particolari, quali, ad esempio, le zone di confluenza, dove non sono applicabili le relazioni precedenti, è stato applicato il teorema della quantità di moto.

In particolare, è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione:

$$F_s + G = I + M_u - M_e$$

dove  $F_s$  è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo,  $G$  è la risultante delle forze di massa (in genere la forza peso),  $I$  la risultante delle inerzie locali  $M_u$  e  $M_e$  le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

Il codice di calcolo permette di considerare anche gli effetti di ostruzione delle pile dei ponti durante gli eventi particolarmente intensi.

## 4 DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO IN MOTO VARIO

La modellistica idraulica di moto vario consente di trasformare le portate, associate agli eventi di piena definiti nella fase di modellazione idrologica, in livelli idrometrici nelle sezioni fluviali. Nel caso in cui l'alveo inciso e le aree golenali risultino insufficienti al transito dell'onda di piena, la modellistica adottata deve consentire la stima dei volumi tracimati, utile alla definizione del livello di *rischio idraulico* nei territori interessati dalle esondazioni del corso d'acqua.

Per la trasformazione delle portate in livelli viene utilizzato il software HEC-RAS 4.1.0. Nella simulazione di moto vario il software utilizza il motore di calcolo UNET (Unsteady NETwork model), che risolve le equazioni complete di De S. Venant, discretizzando le equazioni nel dominio spazio-temporale mediante uno schema di risoluzione implicito alle differenze finite. La soluzione viene definita solo nei punti di discretizzazione e non con continuità su tutto il dominio. Tali punti sono rappresentati dalle sezioni trasversali (discretizzazione spaziale) e dalla scansione temporale utilizzata nella rappresentazione dei fenomeni (discretizzazione temporale). Il grado di risoluzione che si ottiene deriva quindi dalla densità delle sezioni rilevate e dal passo temporale adottato.

Si ipotizza che il moto sia *gradualmente variato*, ovvero che, in corrispondenza di ciascuna sezione, vi sia una distribuzione idrostatica delle pressioni. In prossimità di singolarità, dove il moto diventa rapidamente variato (improvvisi variazioni spaziali, ponti, etc.), il programma utilizza in automatico, invece dell'equazione dell'energia, l'equazione dell'equilibrio delle spinte o altre equazioni empiriche. Si ricorda che le *equazioni di De S. Venant* descrivono il flusso non stazionario monodimensionale delle correnti a superficie libera e vengono utilizzate per descrivere i fenomeni di trasferimento e laminazione dell'onda di piena. Si riportano rispettivamente l'equazione di continuità per fluidi incomprimibili e l'equazione del moto per le correnti gradualmente variate,

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q(x) = 0$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - J$$

in cui:

- A è l' area della sezione liquida [m<sup>2</sup>];
- Q la portata [m<sup>3</sup>/s];
- q(x) la portata laterale (positiva se entrante) [m<sup>2</sup>/s];
- H il carico totale della corrente [m];
- g l'accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>];
- U la velocità media della corrente [m/s];
- J le perdite di carico effettivo per unità di lunghezza;
- x l'ascissa corrente lungo l'alveo [m];
- t il tempo [s].

La soluzione delle equazioni di moto monodimensionale gradualmente variato presenta talvolta problemi di stabilità, specialmente in presenza di passaggi da corrente lenta a veloce e viceversa. I principali fattori che contribuiscono all'instabilità della soluzione sono:

- brusche variazioni delle caratteristiche delle sezioni;
- brusche variazioni di pendenza longitudinale;
- caratteristica dell'onda di piena;
- opere come argini, soglie sfioranti, luci a battente, sfioratori che provochino variazioni brusche nella geometria dell'alveo o delle condizioni del moto.

### Correnti Miste

La transizione di stato della corrente da veloce a lenta determina note difficoltà matematiche legate alle condizioni di stabilità degli algoritmi di risoluzione delle equazioni di De Saint-Venant in moto vario. In HEC-RAS, viene adottato il metodo denominato della "Local Partial Inertia" (LPI), secondo il quale viene applicato un fattore di smorzamento  $\sigma$  riduttivo dei due termini inerziali dell'equazione della quantità di moto, via via crescente secondo l'esponente  $m$  all'aumentare del numero di Froude oltre un prescelto valore di soglia  $F_T$  (def=1.0), i.e. (Fig. 1):

$$\sigma \left( \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right)}{\partial x} \right) + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma &= F_T - F_r^m && \text{se } F_r \leq F_T ; m \geq 1 \\ \sigma &= 0 && \text{se } F_r \geq F_T \end{aligned}$$

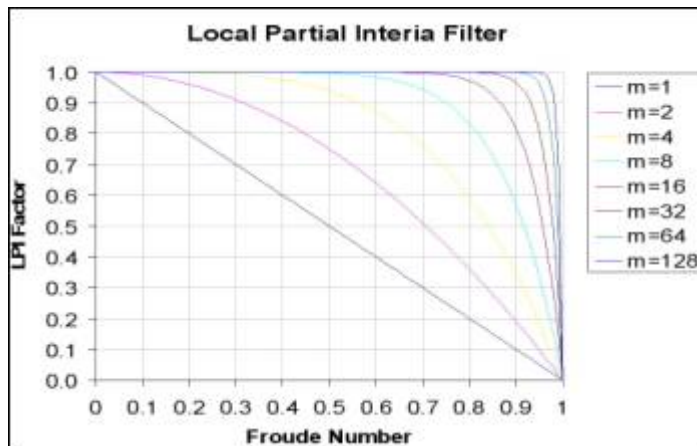


Fig. 1. LPI Factor al variare di  $m$  e  $Fr$ .

### Sezioni Ordinarie

La geometria delle sezioni è descritta per punti ed è, quindi, non vincolata nella forma. Per sezioni ordinarie si intendono quelle in cui non è presente un manufatto che interferisca con la corrente alterandone "localmente" in maniera significativa lo stato energetico (ad es. ponti, traverse, salti di fondo, tombini, bruschi restringimenti, ...).

I principali attributi delle sezioni sono limiti del canale principale, scabrezza, argini, limiti delle aree "inefficaci". La definizione del canale principale dalle aree golenali e di espansione, determina la discretizzazione primaria all'interno della sezione, poiché essa è quella direttamente impiegata nella modellistica adottata. Il tratto fluviale è dunque suddiviso in 3 canalizzazioni ideali principali, cui corrispondono dissipazioni energetiche semi-indipendenti. La scabrezza è variabile nella sezione, diversificata secondo la copertura prevalente del suolo e i livelli idrici raggiunti dalla corrente (Tab. 1).

| Caratteristiche del corso d'acqua  |  | $n$<br>[s/m <sup>1/3</sup> ] |
|--|--|------------------------------|
| Assetto morfologico  | Assetto ambientale   |                              |
| Canale artificiale in calcestruzzo   | con ghiaia e ciottoli sul fondo                                | 0.025                        |
| Canale artificiale in muratura di pietra   | con ghiaia e ciottoli sul fondo                                | 0.030                        |
| Canale artificiale in terra a sezione regolare   | con vegetazione assente  | 0.030                        |
| Canale artificiale in terra a sezione regolare   | con vegetazione bassa  | 0.035                        |
| Canale artificiale in terra a sezione regolare   | con erbacee e arbusti non tagliati                             | 0.040                        |
| Canale artificiale in terra a sezione regolare   | con arbusti non tagliati e vegetazione arborea                 | 0.045                        |
| Alveo semi-naturale in ghiaia a sezione irregolare per mobilità del fondo                  | con ciottoli ed erbacee  | <b>0.040</b>                 |
| Alveo largo naturale in ghiaia e sabbia a sezione irregolare per mobilità del fondo        | con arbusti non tagliati e vegetazione arborea                 | 0.050                        |
| Alveo stretto semi-naturale in ghiaia e sabbia a sezione irregolare per mobilità del fondo | con arbusti non tagliati e vegetazione arborea ad alta densità | 0.080                        |
| Aree di inondazione extra alveo  | con vegetazione varia  | 0.080-0.100                  |
| Aree di inondazione extra alveo  | in ambito urbano   | 0.080-0.100                  |

Tab. 1. Valori adottati del coefficiente di scabrezza secondo Manning.

### **Briglie E Traverse**

L'equazione adottata per il deflusso sulle traverse utilizza il valore del carico totale e non del solo tirante idrico. Nel caso di sommergenza, il calcolo della portata totale defluente viene effettuato discretizzando l'area attiva sulla traversa e quindi sommando i contributi parziali. Sono computate correzioni riduttive per effetto sommergenza oltre il 75%. Oltre il 95% di sommergenza l'equazione di bilancio sulla traversa passa a quella ordinaria dell'energia.

### **Ponti**

Le perdite di carico in prossimità dei ponti sono costituite da due componenti: quella costituita dalle perdite di carico immediatamente a valle [monte] della struttura per effetto dell'allargamento [restringimento] della sezione, e quella delle perdite di carico che si realizzano per effetto della struttura stessa. Quest'ultima comprende sia le normali perdite per attrito che quelle particolarmente dovute alle pile (assenti nel caso specifico).

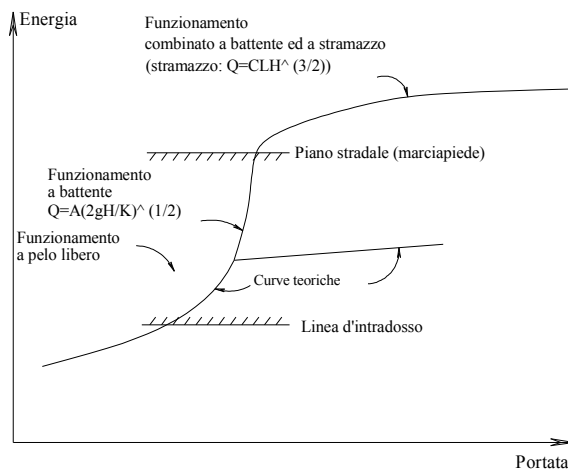


Fig. 1. Andamento della portata in presenza di un ponte al crescere del carico totale a monte.

Il deflusso attraverso il ponte può avvenire a pelo libero, in pressione, a stramazzo per sormonto dell'impalcato o in condizioni ibride tra le precedenti. Ciascun regime viene modellato adottando diverse specifiche equazioni di deflusso. Le transizioni attraverso le possibili condizioni di moto, in relazione alla portata e all'energia totale della corrente, sono schematicamente descritte in Fig. 1.

I metodi più frequentemente utilizzati sono quello dell'Energia e della Quantità di Moto, di seguito brevemente descritti.

Metodo dell'Energia.

L'equazione di bilancio dei carichi è la medesima già riportata, con le uniche differenze -rispetto alle sezioni fluviali ordinarie- che viene decurtata la superficie del ponte al di sotto del livello idrico e che il perimetro bagnato è incrementato tenendo conto dell'intera geometria del ponte a contatto con la corrente.

Metodo della Quantità di Moto

Viene ricercato il bilancio della quantità di moto tra le sezioni di estremità di valle e monte tra le 4 che definiscono il ponte. Tale bilancio avviene attraverso tre successive applicazioni dell'equazione della quantità di moto:

1- tratto compreso tra le sezioni a valle del ponte e di valle sul ponte (sezz. 1-2)

$$A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \beta_2 \cdot \frac{Q_2^2}{g \cdot A_2} = A_1 \cdot \bar{Y}_1 - A_{p1} \cdot \bar{Y}_{p1} + \beta_1 \cdot \frac{Q_1^2}{g \cdot A_1} + F_f - W_x$$

2- tratto compreso tra le sezioni di valle e di monte sul ponte (sezz. 2-3)

$$A_3 \cdot \bar{Y}_3 + \beta_3 \cdot \frac{Q_3^2}{g \cdot A_3} = A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \beta_2 \cdot \frac{Q_2^2}{g \cdot A_2} + F_f - W_x$$

3- tratto compreso tra le sezioni di monte sul ponte e a monte del ponte (sezz. 3-4)

$$A_4 \cdot \bar{Y}_4 + \beta_4 \cdot \frac{Q_4^2}{g \cdot A_4} = A_3 \cdot \bar{Y}_3 + \beta_3 \cdot \frac{Q_3^2}{g \cdot A_3} + A_{p4} \cdot \bar{Y}_{p4} + \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \frac{A_{p4} \cdot Q_4^2}{g \cdot A_4^2} + F_f - W_x$$

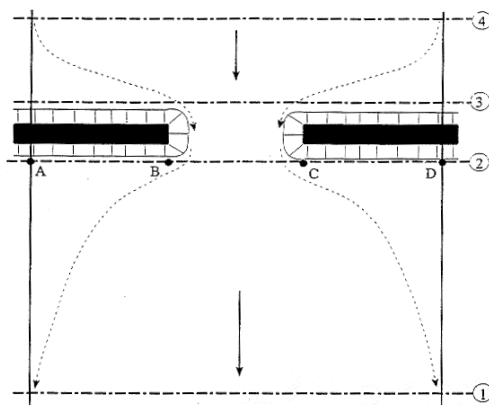


Fig. 2. Schema della discretizzazione longitudinale nell'intorno di un ponte.

dove (il pedice i indica la generica i-esima sezione):

$A_i$  superficie attiva [m<sup>2</sup>]

$A_{pi}$  superficie di ostruzione delle pile [m<sup>2</sup>]

$Y_i$  distanza verticale tra il pelo libero ed il baricentro della  $A_i$  [m]

$Y_{pi}$  distanza verticale tra il pelo libero ed il baricentro della  $A_{pi}$  [m]

- $b_i$  coefficiente riduttore della quantità di moto (1.00-1.05) []
- $Q_i$  portata [m<sup>3</sup>/s]
- $g$  accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]
- $F_f$  termine dovuto alla forza di attrito sul perimetro bagnato [m<sup>3</sup>]
- $W_x$  termine dovuto al peso dell'acqua nella direzione del flusso [m<sup>3</sup>]
- $C_D$  coefficiente di resistenza al moto delle pile []

Le sezioni che complessivamente caratterizzano ciascun ponte sono 4 (Fig. 2). Le numero 2 e 3 definiscono le sezioni di monte e valle sul ponte, mentre le 1 e 4 individuano i limiti di perturbazione locale indotti dal ponte per effetto della riduzione della sezione di deflusso e/o delle perdite di carico concentrate.

**Tombini**

Analogamente ai ponti il deflusso attraverso i tratti tombati può avvenire a pelo libero, in pressione, a stramazzo per sormonto dell'impalcato o in condizioni ibride tra le precedenti. Il tipo di deflusso può essere imposto dalle condizioni di valle (outlet control) o dalle condizioni di monte (inlet control). Nei due diversi casi vengono adottate differenti equazioni. Per caratterizzare il tratto tombato vengono definite 4 sezioni che sono posizionate come indicato in Fig. 3. La sezione trasversale del tombino, definita tramite forma e dimensioni principali (H, L), è costante su tutta la lunghezza.

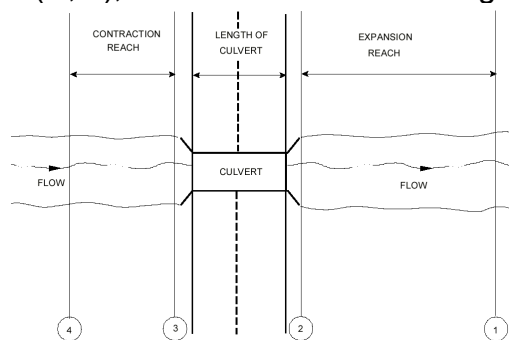


Fig. 3. Schema della discretizzazione longitudinale nell'intorno di un tombino (culvert).

**Connessioni Idrauliche Tra Diversi Elementi Funzionali**

Il collegamento tra le diverse unità funzionali del modello idraulico (tratti idrografici, casse d'espansione, ...) può essere modellato secondo diversi schemi concettuali: efflusso sotto paratoie, stramazzo su soglia libera, propagazione lineare, idrovore, .. Di seguito vengono brevemente descritti soltanto quelli utilizzati principalmente nella connessione reach-storage area e storage area-storage area, i.e. stramazzo in parete grossa ed il linear routing.

In particolare, è stato di regola adottato lo schema di soglia a stramazzo ovunque, a meno delle connessioni bidirezionali con casse d'espansione di notevole estensione. Per il calcolo idraulico degli sfioratori laterali secondo lo schema di stramazzo in parete grossa sono necessarie due sezioni trasversali, l'una in corrispondenza dell'inizio dell'opera o a breve distanza da essa e l'altra a valle, come schematizzato in Fig. 4.

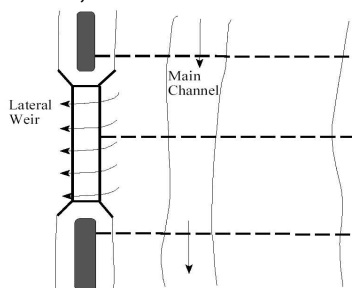


Fig. 4. Schema in pianta di sfioratore laterale.

Il deflusso attraverso lo sfioratore laterale avviene, in ogni sezione, in modo analogo ad una traversa, per cui, nell'ipotesi che la superficie libera e la soglia dello stramazzo laterale siano paralleli, la portata sfiorata viene calcolata come:

dove

C: coefficiente di stramazzo

L: lunghezza dello sfioratore

Y: tirante d'acqua medio sopra lo sfioratore laterale.

La superficie libera però, attraversando la soglia –in generale con profilo a spezzata-, risulta inclinata; per il calcolo della portata sfiorata viene quindi utilizzato lo schema in Fig. 5, in cui l'equazione generale è derivata dall'integrazione dell'equazione classica di stramazzo libero, essendo  $a_{ws}$  e  $a_w$ , rispettivamente, la pendenza della superficie libera e della soglia dello stramazzo e  $C_{ws}$  e  $C_w$  le altezze idriche iniziali.

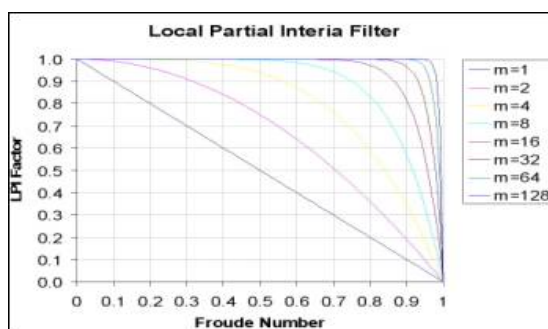


Fig. 5. Discretizzazione longitudinale dell'equazione di stramazzo.

Alternativamente, con il semplice schema concettuale di linear routing (metodo dell'invaso) può essere implicitamente tenuto conto dell'inerzia di propagazione della corrente all'interno degli elementi funzionali non modellati dinamicamente (es. grandi casse d'espansione con legge d'invaso). La costante d'invaso  $k$  (unico parametro) è, normalmente, ottenuta per calibrazione.

### **Settaggi Principali**

I principali parametri liberi del metodo di risoluzione delle equazioni di moto e continuità sono descritti di seguito.

- $\theta$  [0.6 - 1.0]: fattore di peso dei fattori inerziali nella risoluzione alle differenze finite delle equazioni del moto vario
- water surface calculation tolerance [ $10^{-3}$  -  $10^{-1}$  m]: limite di convergenza del metodo iterativo di soluzione delle equazioni di moto vario, sul pelo libero
- $\Delta t$  [ $10^0$  -  $10^3$  s]: intervallo temporale di calcolo
- weir flow submergence decay exponent [1 - 3]: utilizzato per stabilizzare la soluzione numerica in corrispondenza di stramazzi il cui deflusso avviene in condizioni rigurgitate, allorchè si possono verificare delle oscillazioni divergenti. Il parametro è un fattore amplificatore della legge base di smorzamento.

### **Condizioni Al Contorno**

Al fine di implementare le simulazioni idrauliche, devono essere definite le *condizioni al contorno* (Boundary Conditions), di monte e di valle, del sistema esaminato. La condizione

al contorno di *monte* è nota dalla modellazione idrologica; il software HEC-RAS consente di inserire:

- un idrogramma delle portate;
- un idrogramma dei livelli idrometrici;
- una condizione mista costituita dall'andamento temporale di livelli e portate.

Come condizione al contorno di *valle* possono essere inserite, oltre alle tre precedenti:

- una scala di deflusso;
- un'altezza di moto uniforme.

### **Aree Di Potenziale Esondazione**

La schematizzazione dei processi di propagazione dell'idrogramma di piena comunemente adottata è quella *quasi-bidimensionale*, del tipo proposto da Cunge; ad un modello idraulico non stazionario, è associata una rappresentazione "a celle d'accumulo" delle *Aree di Potenziale Esondazione*, APE, adiacenti al corso d'acqua.

Si definiscono APE tutte quelle aree potenzialmente soggette a fenomeni esondativi, per le quali risulta prevalente il processo di invaso rispetto a quello di trasporto. La caratterizzazione geometrica delle APE si attua secondo i seguenti criteri:

- individuazione delle aree di potenziale esondazione su base cartografica;
- suddivisione delle aree di potenziale esondazione in celle elementari;
- caratterizzazione morfologica delle aree di potenziale esondazione, mediante una legge di riempimento volumi-quote d'inondazione  $V = V(H)$ ;
- definizione delle connessioni idrauliche alveo-cella e cella-cella, attraverso le quali avviene il trasferimento dei volumi trascinati, secondo la legge di stramazzo.

Dal punto di vista strettamente numerico, l'associazione allo schema di moto vario di una rappresentazione a celle di accumulo, comporta lo studio di fenomeni non stazionari di propagazione ed accumulo attraverso la sola legge di invaso:

$$A_{ck} \frac{\partial h_k}{\partial t} = \sum_i Q_{ki}(h_k, h_i)$$

ove  $A_{ck}$  e  $h_k$  rappresentano rispettivamente l'area e il livello idrico della cella k-esima,  $h_i$  il livello idrico nella generica cella i-esima circostante, e  $Q_{ki}$  la portata scambiata con detta cella.

Per ogni tempo di ritorno, vengono quindi simulati i processi di propagazione dell'onda di piena, ottenendo un output nei punti della discretizzazione spazio-temporale adottata. Dall'analisi dei battenti idraulici emersi dalla verifica idraulica di moto vario si evidenziano le sezioni fluviali insufficienti ed i volumi di esondazione; dalla caratterizzazione morfologica delle aree adiacenti il corso d'acqua, è possibile simulare il comportamento idraulico dei volumi esondati. In particolare essi potranno essere di transito o di ristagno.