



AUTORITA' PORTUALE TARANTO

Oggetto:

VASCA DI CONTENIMENTO DEI MATERIALI DI RISULTA DEI DRAGAGGI PROGETTO DEFINITIVO



Titolo:

STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO

Elaborato:

R8

Percorso:

Revisioni:

Data:

Scale:

File:

0

26 Aprile 20

Progettista

Ing. Marco Tartaglino

Collaboratori alla Progettazione:

Servizi di Ingegneria

MODIMAR S.r.l

Responsabile del Procedimento:

Ing. Domenico Daraio

PORTO DI TARANTO

VASCA DI CONTENIMENTO DEI MATERIALI PROVENIENTI DAGLI SCAVI DEL PORTO DI TARANTO

PROGETTO DEFINITIVO

STUDIO IDROLOGICO E DI VERIFICA IDRAULICA DELLE CONDIZIONI DI DEFLUSSO DEL CANALE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE E DEL CANALE FUGATORE

INDICE

1. Premesse.....	2
2. Studio idrologico.....	5
2.1. Introduzione	5
2.2. Caratteristiche geologiche del bacino imbrifero	6
2.3. Caratteristiche idrografiche e geomorfologiche del bacino	7
2.4. Determinazione del tempo di corrivazione del bacino (Metodo cinematico).....	8
2.4.1. Tempo o coefficiente di corrivazione	8
2.5. Determinazione delle intensità di pioggia.....	9
2.5.1. Regionalizzazione delle piogge intense	9
2.5.2. Metodo di regionalizzazione secondo il progetto VA.PI.....	10
2.5.3. Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri	11
2.5.4. Procedura modificata per la Puglia centro meridionale	12
2.5.5. Risultati della regionalizzazione	17
2.6. Determinazione delle portate di progetto.....	20
3. Studio idraulico del canale di raccolta delle acque meteoriche	23
3.1. Finalità dello studio di verifica idraulica	23
3.2. Definizione delle condizioni al contorno e metodologia di calcolo.....	24
3.3. Risultati delle simulazioni effettuate.....	25
3.4. Analisi dei risultati	26
4. Studio idraulico del canale fugatore.....	27
4.1. Risultati delle simulazioni effettuate.....	29
4.2. Analisi dei risultati	30
5. Verifica dell'erosione in corrispondenza del fondo e delle sponde delle sezioni di scorrimento.....	31
5.1. Verifica di stabilità del terreno soggetto all'azione della corrente	37
5.1.1. Sezione di verifica idraulica n° 4750	38
5.1.2. Sezione di verifica idraulica n° 3850	40
5.1.3. Sezione di verifica idraulica n° 562.5	41
Allegato A: Canale 1 – Tabulati di out-put	
Allegato B: Canale 2 – Tabulati di out-put	
Allegato C: Canale fugatore – Tabulati di out-put	
Allegato D: Modello matematico HEC-RAS – Descrizione sintetica	

1. Premesse

La presente relazione rappresenta la sintesi degli studi necessari alla definizione dei caratteri idrologici ed idraulici delle aree di competenza del canale di drenaggio delle acque meteoriche che delimita, lato terra, la vasca di colmata a mare da realizzare nel tratto di costa compreso tra lo Yard ex-Belleli e Punta Rondinella nel porto di Taranto.

In particolare la vasca ha una superficie di circa 285.000 m² ed una capacità volumetrica complessiva pari a circa 1.300.000 m³ (quota riempimento +3.00 m s.m.). Per la sua realizzazione è prevista la costruzione di una diga a scogliera con uno sviluppo di circa 900 m, che “chiude” completamente l’insenatura compresa tra il limite della colmata Belleli (c.d. ex Yard Belleli) e Punta della Rondinella. Inoltre lungo le sponde interne della vasca, attraverso un intervento di regolarizzazione ed elevazione delle stesse, verrà realizzato un argine continuo che si raccorda alla diga a scogliera.

A seguito della realizzazione delle opere di delimitazione della vasca, ed in particolare dell’intervento di regolarizzazione ed elevazione delle sponde interne, il naturale deflusso a mare delle acque meteoriche che precipitano sulle aree comprese tra l’attuale linea di riva ed i rilevati della linea ferroviaria Bari-Taranto e della S.S. N. 106 Jonica risulta impedito. Si tratta di un’area incolta e libera da insediamenti e/o infrastrutture. Nel progetto lungo l’argine che delimita a terra la vasca di contenimento, al piede della scarpata interna, è stata quindi prevista la realizzazione di un canale di raccolta a sezione trapezoidale, con larghezza alla base pari ad 1.00 m e sponde con pendenza 3/2, che drena le acque che precipitano sulle suddette aree e le recapita a mare. Il canale ($L_{tot} = 1500$ m circa) idraulicamente risulta suddiviso in due rami dei quali uno, denominato nel seguito canale 2, ha una lunghezza di circa 500 m e sfocia a mare in prossimità di punta Rondinella a fianco del nuovo manufatto di scarico delle acque di raffreddamento e delle acque bianche della raffineria E.N.I. di Taranto, mentre l’altro, denominato nel seguito canale 1, ha una lunghezza di circa 995 m e recapita le acque raccolte nel canale fugatore previsto a tergo dell’argine lato Colmata Belleli per lo scarico delle acque di esubero che “escono” dalla vasca durante le fasi di riempimento.

Nei paragrafi seguenti, dopo un’introduzione generale sui metodi di valutazione delle portate di piena associate a differenti tempi di ritorno, verranno esposti i concetti base relativi ai modelli di regionalizzazione delle grandezze idrologiche e successivamente saranno descritte, con un certo dettaglio, le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni naturali, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate per la determinazione delle portate di

progetto del bacino di raccolta del canale in esame con il “metodo della regionalizzazione”. Tale metodologia, recentemente molto utilizzata, è basata sull’analisi statistica delle piogge brevi che utilizza una legge di distribuzione probabilistica a due componenti e permette di ridurre l’incertezza legata alla stima dei parametri idrologici. Infatti la procedura di “*regionalizzazione*” consente di individuare i parametri necessari potendo contare su un notevole numero di dati (appartenenti a intere regioni geografiche di simili caratteristiche) ritenuti più affidabili rispetto a quelli ottenuti con singole serie provenienti da stazioni di misura ubicate talvolta anche molto lontano dal bacino di drenaggio preso in considerazione. In altre parole, il metodo di *regionalizzazione* permette di estendere sensibilmente le serie storiche di stazioni di misura disponibili, riducendo gli errori dovuti ad eventuali difetti di campionamento dei dati registrati dalle singole stazioni.

Una volta determinate le intensità di pioggia associate ai differenti tempi di ritorno, sono state individuate le portate di progetto per i due sottobacini che raccolgono le acque piovane dell’intera area di drenaggio considerata ed infine, nell’ultimo paragrafo, sono stati illustrati e sintetizzati, con grafici e tabelle, i risultati della verifica idraulica delle condizioni di deflusso del canale in esame, effettuate in condizioni di moto permanente.

La determinazione delle grandezze necessarie alla verifica delle condizioni di deflusso nelle varie sezioni del corso d’acqua esaminato, associate al tempo di ritorno centennale, è stata effettuata con l’ausilio di un apposito modello matematico (HEC-RAS), la cui descrizione viene allegata alla presente relazione.

Pertanto, nei paragrafi seguenti vengono riportati:

- lo studio idrologico necessario alla determinazione delle intensità di pioggia del paraggio preso in esame e la successiva valutazione delle portate di massima piena, associate a differenti tempi di ritorno, relative al bacino di drenaggio del canale;
- lo studio idraulico necessario per la determinazione dei profili di rigurgito lungo il canale in esame, per portate associate al tempo di ritorno $T_r = 100$ anni, utilizzando il modello matematico HEC-RAS di tipo monodimensionale alle differenze finite.

Successivamente sono riportate le verifiche idrauliche del canale fuggatore previsto a tergo dell’argine lato Colmata Belleli il quale, durante le fasi di riempimento della vasca con una draga di tipo idraulico (aspirante-refluente), raccoglie e scarica a mare le portate liquide in esubero che escono dalla vasca stessa, mentre durante l’evento meteorico estremo di progetto ($T_r = 100$ anni), oltre a raccogliere le acque del canale di raccolta “1”, raccoglie anche le acque che precipitano nella vasca.

Nella parte finale della relazione sono inoltre riportate le verifiche di stabilità del terreno naturale in corrispondenza del fondo e delle sponde del canale in occasione degli eventi meteorici estremi di progetto.

2. Studio idrologico

L'intento del presente studio è quello di determinare le portate da utilizzare nelle successive verifiche idrauliche delle condizioni di deflusso del canale di drenaggio e del canale fugatore, associate a differenti tempi di ritorno. In particolare, per la verifica dei deflussi idrici nei due canali si è fatto riferimento ad portate di piena associate ad un tempo di ritorno centennale, da ritenere rappresentative di condizioni di deflusso gravose per le opere idrauliche esaminati.

Occorre comunque precisare che la verifica idraulica su corsi d'acqua permanenti viene normalmente effettuata con una portata associata ad un tempo di ritorno duecentennale ($T_r = 200$ anni), come indicato nei P.A.I. e richiesto dalle vigenti normative in tema di prevenzione del rischio idrogeologico (D. L. 180/1998 e s.m.i.), ma tale verifica per i canali in esame non è stata effettuata in virtù della tipologia dei corsi d'acqua che non presentano caratteristiche di una vera e propria asta fluviale con presenza di acqua permanente, ma piuttosto come "canali di gronda" destinati a raccogliere e smaltire le acque meteoriche che si riversano nelle aree del bacino imbrifero di competenza. Per tale motivo la verifica delle condizioni di deflusso, in condizioni di moto permanente, è stata affrontata con le portate associate ad un tempo di ritorno centennale (Q_{Tr100}).

2.1. Introduzione

La determinazione delle portate meteoriche dei canali in esame è stata condotta tenendo conto del fatto che essi costituiscono un corso d'acqua artificiale avente un bacino di drenaggio con una superficie inferiore al 1 km^2 e quindi di molto inferiore ai 100 km^2 . Per tale motivo il bacino di drenaggio dei canali considerati può essere assimilato ad un "piccolo bacino".

In tali bacini l'evento di piena per deflusso delle acque meteoriche è dovuto a molteplici fattori. Da un punto di vista pluviografico nei piccoli bacini i deflussi più temibili derivano da precipitazioni intense, brevi e concentrate; inoltre la configurazione morfologica del bacino e lo stato del suolo possono alterare profondamente i caratteri del decorso della piena. Poiché è raro che si disponga di dati ed osservazioni idrometriche relativi ad eventi di piena nelle sezioni di interesse di corsi d'acqua minori appartenenti al reticolo idrografico limitrofo al sito in esame, occorre sovente ricorrere all'analisi di frequenza delle precipitazioni e delle portate di piena relative ad una stazione pluviometrica situata nelle vicinanze del bacino in questione oppure ad una regione più estesa, allo scopo di pervenire alla stima del periodo di ritorno da attribuire ad uno specifico valore assunto dalla portata o dal volume di piena in un certo sito del reticolo.

L'insieme delle procedure adatte a trasferire l'informazione idrologica proveniente dai dati registrati in un determinato sito ad un altro va sotto il nome di "*analisi regionale*"; ad essa si deve

ricorrere quando è richiesta la valutazione di grandezze idrologiche in un sito non dotato di stazioni di misura idrometriche oppure dove l'informazione non è disponibile oppure è insufficiente in confronto agli obiettivi dell'analisi stessa. Alla base del modello di regionalizzazione vi è, quindi, la preventiva individuazione del meccanismo fisico-stocastico che spiega la distribuzione, nello spazio e nel dominio di frequenza statistica, della variabile idrologica di interesse.

Per il caso in esame, non disponendo dei dati registrati in alcune stazioni pluviografiche vicine al sito di interesse, per la stima dei parametri necessari alla determinazione delle intensità di pioggia e quindi delle portate è stato applicato l'ormai collaudato metodo della regionalizzazione.

I parametri utilizzati nel metodo della regionalizzazione sintetizzano i legami esistenti tra le caratteristiche climatiche e fisiografiche misurabili nella zona o nella regione che comprende il sito di interesse e la grandezza idrologica della quale si richiede una corretta stima. Si tratta, in altre parole, di ricercare i complessi legami esistenti tra precipitazioni, deflussi e caratteristiche del bacino, non riferendosi a singoli eventi, bensì rivolgendo l'attenzione al comportamento statistico di detti legami. Questa legge di dipendenza risente, ovviamente, delle caratteristiche geolitologiche e di copertura del suolo, mentre per la valutazione della durata critica caratteristica del bacino idrografico in esame è spesso necessaria un'approfondita analisi delle caratteristiche geomorfologiche del reticolo idrografico.

In particolare, per la valutazione dei massimi tra gli eventi estremi, l'analisi regionale è praticamente necessaria allorché il modello probabilistico più adatto ad interpretare il comportamento statistico della grandezza di interesse possiede un numero di parametri maggiore di due. L'esperienza applicativa ha tuttavia evidenziato come questo sia sempre il caso, quando trattasi della valutazione delle piene dei corsi d'acqua italiani.

2.2. Caratteristiche geologiche del bacino imbrifero

Le caratteristiche geologiche della zona presa in esame sono state dedotte dalla cartografia disponibile in scala 1:25.000 (Carta geologica d'Italia, foglio n° 202). Come si potrà osservare dalla figura 1, nella quale viene riportato uno stralcio di detta cartografia, il bacino di drenaggio del canale oggetto di studio giace su formazioni costituite prevalentemente da sabbie gialle e argille sabbiose, giacenti su formazioni di tipo argilloso. Ne consegue che le caratteristiche di permeabilità del bacino risultino abbastanza ridotte considerando inoltre che la copertura vegetale è assimilabile ad una prateria.



Figure 1 - Formazioni geologiche del bacino di drenaggio del canale in progetto (stralcio della C.G. n° 202)

2.3. Caratteristiche idrografiche e geomorfologiche del bacino

Il bacino di drenaggio complessivo del canale (v. Fig. 2), costituito da tutta l'area compresa tra i rilevati della ferrovia e della Strada Statale n. 106 e l'argine interno della vasca e da buona parte della colmata Belleli, ha un'area complessiva di circa 0,365 km². Come evidenziato nelle premesse il canale di raccolta in oggetto è stato suddiviso in due aste, canale 1 e canale 2, aventi una lunghezza pari rispettivamente a 995 m e 500 m. L'estensione dei bacini sottesi dalle due aste del canale sono pari a circa 0,290 km² per il maggiore (canale 1) e a circa 0,075 km² per il minore (canale 2).

I due tratti di canale percorrono e racchiudono l'intervento della colmata a mare delimitato, lato terra, da un argine di protezione che è ubicato in aderenza a quest'ultimo, con quote di scorrimento variabili da +3.00 m s.m. in corrispondenza del displuvio dal quale hanno origine i due rami, alla quota +0.50 m s.m. nella sezione di chiusura del canale 1 (immissione nel canale fagatore) e alla quota 0.00 m s. m. nella sezione di chiusura in prossimità dello sbocco a mare per il

canale 2. Il canale presenta, nei due tronchi considerati, una pendenza media pari a circa 0,25% per il canale 1 e 0,6% per il canale 2.

2.4. Determinazione del tempo di corrivazione del bacino (Metodo cinematico)

Il metodo cinematico è sicuramente quello che meglio caratterizza i piccoli bacini e consiste nel calcolare le portate di piena a partire dai dati di pioggia. Esso si basa sul concetto che se la pioggia viene considerata distribuita uniformemente sul bacino, essa produce un colmo di piena dopo che è trascorso il tempo (*tempo di corrivazione*) necessario affinché la particella d'acqua caduta nel punto più lontano dalla sezione di chiusura raggiunga la predetta sezione. Pertanto per la stima della massima piena verrà assunto un tempo di pioggia (t_p) pari al tempo di corrivazione (t_c) che può essere maggiorato di un tempo di ritardo t_e dovuto all'effetto di invaso della rete idrografica.

2.4.1. Tempo o coefficiente di corrivazione

Per la stima del *tempo o coefficiente di corrivazione* sono disponibili in letteratura formulazioni diverse che vengono applicate in funzione delle dimensioni dei bacini imbriferi dei corsi d'acqua presi in esame. Ad esempio, l'espressione di Kirpich, ritenuta particolarmente adatta per i bacini inferiori ad 1 km², è espressa come segue:

$$\tau_b = 0,01953 (L_b)^{0,77} (i)^{-0,385} \text{ espresso in ore}$$

dove L_b è la lunghezza dell'asta principale misurata in m ed i è la pendenza dell'alveo. Essa fornisce dei tempi di corrivazione apprezzabilmente più bassi di quella di Giandotti, più adatta per bacini superiori a 100 Km²:

$$\tau_b = \frac{\alpha \sqrt{A_b} + \beta \cdot L_b}{\sqrt{y_m}} \quad \text{con } \alpha = 5 \text{ e } \beta = 1,875;$$

con A (superficie del bacino) espressa in Km², L_b (lunghezza dell'asta principale) in Km e y_m (altitudine media del bacino) in m.

L'uso della formula di Giandotti, idonea per bacini di dimensioni maggiori, conduce, per bacini di piccole dimensioni quale quello in esame, a una sensibile sopravvalutazione del tempo di corrivazione e conseguentemente ad sottovalutazione delle portate.

Pertanto per la definizione del tempo di corrivazione dei bacini sottesi dalle due aste del canale di drenaggio si è deciso di utilizzare la formula di Kirpich, sicuramente più adatta della formula di Giandotti per bacini di estensione limitata quale quelli in esame.

Introducendo i parametri relativi al sito preso in esame, per i bacini imbriferi sottesi dalle sezioni terminali dei due rami del canale di drenaggio si ottengono i seguenti valori del tempo di corrivazione:

$$\text{canale 1 - } S= 294.400 \text{ m}^2 - \tau_c = 0,49 \text{ ore}$$

$$\text{canale 2 - } S= 70.900 \text{ m}^2 - \tau_c = 0,22 \text{ ore.}$$

2.5. Determinazione delle intensità di pioggia

L'individuazione delle intensità di pioggia e quindi delle portate pluviali da esse derivate è stata svolta con il metodo della regionalizzazione (VA.PI.) che viene di seguito illustrato preceduto da un'introduzione generale sul metodo di valutazione delle massime portate di pioggia. L'utilizzo dell'analisi regionale si è reso necessario in quanto è sempre difficoltoso reperire le serie storiche delle altezze di pioggia delle più vicine stazioni pluviometriche presenti nella zona di interesse per poi effettuare l'elaborazione statistica. La procedura standard che viene seguita disponendo delle serie storiche degli eventi di pioggia delle stazioni più vicine è quella di confrontare i risultati ottenuti dall'elaborazione statistica di dette serie con i risultati della regionalizzazione in modo da poter confrontare e successivamente "validare" le intensità di pioggia ottenute con il metodo dell'analisi regionale.

Una volta note le intensità di pioggia ed individuati il valore della superficie del bacino e stimato il coefficiente di deflusso, si è proceduto alla determinazione delle portate di progetto con le quali sono state eseguite le verifiche idrauliche delle sezioni di deflusso.

2.5.1. Regionalizzazione delle piogge intense

Nel presente paragrafo sono state descritte nel dettaglio le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni naturali, le ipotesi semplificative assunte con il metodo di regionalizzazione delle grandezze ideologiche e il criterio di calcolo.

I dati pluviometrici cui si fa riferimento riguardano le precipitazioni di breve durata e di forte intensità. I valori più elevati registrati di anno in anno nelle stazioni gestite dal Servizio Idrografico Nazionale vengono riportati negli *annali idrologici*. La procedura seguita nell'elaborazione dei dati pluviometrici comporta la scelta delle stazioni pluviografiche più vicine e l'elaborazione statistico-

probabilistica dei dati registrati. È noto, peraltro, che le serie storiche di precipitazione relative alla stessa durata, per durate inferiori all'ora, consistono in un numero limitatissimo di dati.

Inoltre, poiché è raro disporre delle registrazioni pluviometriche nei luoghi di interesse, occorre sovente ricorrere all'analisi di frequenza di precipitazioni relative ad una regione più estesa, allo scopo di pervenire alla stima del periodo di ritorno da attribuire ad uno specifico valore assunto dall'altezza di precipitazione in un punto. L'insieme delle procedure adatte a trasferire l'informazione idrologica proveniente dai dati registrati in un determinato sito ad un altro va sotto il nome di “*analisi regionale*”; ad essa si deve ricorrere quando è richiesta la valutazione di grandezze idrologiche in un sito non dotato di stazioni di misura oppure dove l'informazione disponibile è insufficiente ai fini dell'analisi stessa.

Alla base di un modello di regionalizzazione vi è, quindi, la preventiva individuazione del meccanismo fisico-stocastico che spiega la distribuzione, nello spazio e nel dominio di frequenza statistica, della variabile idrologica di interesse. Pertanto, non disponendo di dati direttamente osservati nel sito di interesse, per il caso in esame si è ritenuto necessario ricorrere a tecniche di analisi regionale dell'informazione idrologica. Esse consistono nella ricerca dei legami esistenti tra le caratteristiche climatiche e fisiografiche misurabili nella regione che comprende il sito di interesse e la grandezza idrologica della quale si richiede una corretta stima.

La regionalizzazione delle piogge mira, quindi, a superare i limiti sopra citati, utilizzando in modo coerente tutta l'informazione pluviometrica disponibile sul territorio nelle aree limitrofe al luogo di interesse, e definire la distribuzione regionale delle caratteristiche delle precipitazioni.

2.5.2. Metodo di regionalizzazione secondo il progetto VA.PI.

Il progetto VA.PI. (VALutazione Plene) sviluppato dal *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche* (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche, ha per obiettivo la regionalizzazione delle piogge intense su tutto il territorio nazionale secondo criteri omogenei, che, allo stato attuale delle elaborazioni, sono riportati nel rapporto VA.PI. 1994 e vengono di seguito sintetizzati.

Procedura VA.PI.

Il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VA.PI. è basato sulla *distribuzione dei valori estremi tipo I a due componenti* (TCEV1), che rappresenta la distribuzione del massimo valore di una mistura di due popolazioni, costituite da:

- una *componente base*, contenente i valori medi e bassi;
- una *componente straordinaria*, contenente i valori più elevati;

ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (log-normale, Gumbel, Fréchet, ecc.) riescono a rendere conto.

La regionalizzazione viene eseguita sulle massime altezze giornaliere h_d , in modo da utilizzare anche i dati dei pluviometri ordinari. Indicando con il pedice b i parametri che si riferiscono alla componente base e con il pedice s quelli che si riferiscono alla componente straordinaria, la probabilità cumulata della distribuzione TCEV1 risulta:

$$P(h_d) = e^{-e^{-\alpha_{b,d}(h_d - \varepsilon_{b,d})} - e^{-\alpha_{s,d}(h_d - \varepsilon_{s,d})}}$$

che ponendo:

$$\alpha_{b,d} = \frac{1}{\Theta_{b,d}}, \quad \alpha_{s,d} = \frac{1}{\Theta_{s,d}}, \quad \varepsilon_{b,d} = \Theta_{b,d} \ln \Lambda_b, \quad \varepsilon_{s,d} = \Theta_{s,d} \ln \Lambda_s,$$

e:

$$\Theta^* = \frac{\Theta_{s,d}}{\Theta_{b,d}}, \quad \Lambda^* = \frac{\Lambda_s}{\Lambda_b^{1/\Theta^*}}$$

diventa:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_b} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta_{b,d}}\right)} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta^* \Theta_{b,d}}\right)} \quad (1)$$

È possibile dimostrare che:

- il coefficiente d'asimmetria $\xi(h_d)$ dipende soltanto dai parametri Λ^* e Θ^* ;
- il coefficiente di variazione $\gamma(h_d)$ dipende dai parametri Λ^* , Θ^* e Λ_b ;
- la media dipende da tutti e quattro i parametri Λ^* , Θ^* , Λ_b e $\Theta_{b,d}$ e si esprime con:

$$\mu_{hd} = \left[\ln \Lambda_b + 0,5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda^{*j}}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right) \right] \Theta_{b,d} = \beta \Theta_{b,d} \quad (2)$$

2.5.3. Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri

Con regionalizzazione delle altezze di pioggia $h_{d,k}$ nei diversi pluviometri $k = 1, 2, \dots, n$ s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Si richiede generalmente che i raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

Utilizzando le massime altezze di pioggia giornaliere secondo la procedura proposta da Versace e altri (1989), vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- *al primo livello, regioni omogenee* rispetto ai parametri Λ^* e Θ^* , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di asimmetria $\xi(h_d)$;

- *al secondo livello, zone omogenee* anche rispetto al parametro Λ_b , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione $\gamma(h_d)$;
- *al terzo livello, sottozone omogenee* rispetto alla dipendenza del parametro $\Theta_{b,d}$ (quindi della media μ_{hd}) da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

La grandezza geografica che nell'ambito di una sottozona omogenea ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni è la *quota* z della stazione.

2.5.4. Procedura modificata per la Puglia centro meridionale

Per quanto concerne l'analisi pluviometrica, "l'analisi regionale delle piogge massime annuali di durata compresa tra 1 ora e 1 giorno è stata effettuata per il territorio della Puglia centro-meridionale ad integrazione di quanto effettuato in Puglia settentrionale da Claps et al., (1994).

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). Per l'individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello si è fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Iiritano, 1994).

I risultati hanno evidenziato (Castorani e Iacobellis, 2001), per l'area esaminata, la consistenza di zona unica di primo e secondo livello. L'intero territorio di competenza del compartimento di Bari del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale risulta quindi diviso, al primo e secondo livello, in due sottozone. La prima comprende la Capitanata, il Sub-appennino Dauno, il Gargano e l'Alta Murgia, la seconda include la restante parte del Tavoliere e della Murgia e la penisola Salentina.

L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione, oltre alle quattro zone omogenee in Claps et al. (1994), di altre due zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.”^(*)

Dati utilizzati

I dati pluviometrici utilizzati sono quelli pubblicati sugli annali idrologici del Compartimento di Bari del S.I.M.N., le cui stazioni costituiscono una rete di misura con buona densità territoriale. Le osservazioni pluviometriche interessano il periodo dal 1932 al 1994 in tutte le stazioni di studio, con almeno quindici anni di misure dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere ed orarie. Si è potuto disporre, quindi, di serie variabili da un minimo di 19 dati ad un

^(*) Tratto da rapporto sintetico sulla Valutazione Piene redatto dal CNR-GNDICI, a cui si rimanda per ogni opportuno approfondimento e confronto.

massimo di 47 dati per un numero totale di stazioni pari a 66, appartenenti alla Puglia centro-meridionale.

Analisi di 1° e 2° Livello, individuazione delle zone omogenee.

L'analisi condotta sulle piogge giornaliere, consente di accogliere l'ipotesi che le 66 stazioni appartengano ad una zona unica, al primo livello, entro la quale si possono ritenere costanti i valori teorici dei parametri Θ^* e Λ^* . La stima, ottenuta utilizzando la procedura iterativa standard (Claps et al. 1994), ha fornito i seguenti risultati:

$$\Theta^* = 2.121 ; \quad \Lambda^* = 0.351$$

Anche nella procedura operata al 2° livello di regionalizzazione, la verifica dell'ipotesi di unica zona omogenea ha condotto ad un risultato positivo con valore costante di Λ_1 .

Di seguito, in tabella 1, sono riepilogati i risultati ottenuti nella regione di interesse:

Zona	Λ^*	Θ^*	Λ_1
Puglia Centro-meridionale	0.353	2.121	17.55

Tabella 1 - Parametri regionali TCEV di 1 e 2 livello.

Curva di crescita

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV (CV e G), è utile rappresentare la legge $F(X_t)$ della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra il suo valore medio $\mu(X_t)$ ed una quantità $K_{t,T}$ detta *fattore probabilistico di crescita*, funzione del periodo di ritorno T e della durata t, definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = X_{t,T} / \mu(X_t) \tag{1}$$

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto (1) corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV. La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile. Infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria, C_a , e dei coefficienti di variazione, C_v , alle diverse durate, si è osservata una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di $K_{t,T}$ (nel seguito indicato con K_T), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

Il valore di K_T può essere calcolato in funzione di T attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T \tag{2}$$

in cui :

$$a = (\Theta_* \ln \Lambda_* + \ln \Lambda_1) / \eta ; \quad b = \Theta_* / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_o \quad \text{con } T_o = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{g_*}\right)$$

$C = 0,5772$ (costante di Eulero)

Nella tabella 2 seguente sono riportati i valori dei parametri a e b , e i relativi valori η e T_o , che consentono di determinare nella formula (2) le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	T _o	η
Puglia centro-meridionale	0.1599	0.5166	-0.6631	4.1053

Tabella 2 - Parametri dell'espressione asintotica.

Va tuttavia osservato che l'utilizzo dei valori sopra indicati comporta una leggera sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per $T < 50$ anni e superiori al 5% per $T < 100$ anni.

Per semplificare la valutazione del fattore di crescita, nella tabella 3 sono riportati i valori di K_T relativi ai valori del periodo di ritorno più comunemente adottati nella pratica progettuale.

T	5	10	20	30	40	50	100	500	1000
K_T	1.26	1.53	1.82	2.00	2.13	2.23	2.57	3.38	3.73

Tabella 3 - Valori di K_T Puglia Centro-Meridionale

Terzo livello di regionalizzazione

Nella procedura VAPI standard, al terzo livello di regionalizzazione si ipotizza generalmente che per ciascuna sottozona omogenea sussista una relazione esponenziale tra l'altezza media giornaliera e la quota z in cui è ubicata la stazione.

Nel caso della Puglia la procedura prevede l'analisi della variabilità spaziale del parametro di posizione delle serie storiche in relazione a fattori locali. Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio

$\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a t^n \quad (3)$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di *curva di probabilità pluviometrica*.

Nell'area della Puglia settentrionale il VA.PI. Puglia fornisce l'individuazione di 4 aree omogenee dal punto di vista del legame fra altezza di precipitazione giornaliera $\mu(X_g)$ e la quota. Ognuna di esse è caratterizzata da una correlazione lineare con elevati valori dell'indice di determinazione tra i valori $\mu(X_g)$ e le quote sul mare h :

$$\mu(X_g) = C h + D \quad (4)$$

in cui C e D sono parametri che dipendono dall'area omogenea.

Lo studio condotto nell'area centro-meridionale della Puglia, ha portato alla individuazione di una analoga dipendenza della precipitazione giornaliera dalla quota s.l.m. per le 66 stazioni pluviometriche esaminate nella regione. Il territorio è suddivisibile in due sottozone omogenee individuate dal Nord-Barese-Murgia centrale, e dalla Penisola Salentina, contrassegnate rispettivamente come zona 5 e zona 6, in continuità con quanto visto in Puglia Settentrionale (vedi figura 3).



Fig. 3 - Zone omogenee, terzo livello

Alla luce di quanto fin qui esposto, la relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito, per le due aree in esame, viene generalizzata nella forma:

$$\mu(X_t) = a t^{\left(\frac{Ch+D+\log\alpha-\log a}{\log 24}\right)} \quad (5)$$

Nella quale a è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X_1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità.

Per la Puglia il valore del coefficiente α è praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per le due zone individuate i valori dei parametri sono riportati in tabella 4:

Zona	α	a	C	D
5	0.89	28.2	0.0002	4.0837
6	“	33.7	0.0022	4.1223

Tabella 4 - Parametri delle curve di terzo livello

per cui nell'area omogenea 6 ove è ubicato il sito in esame si ha:

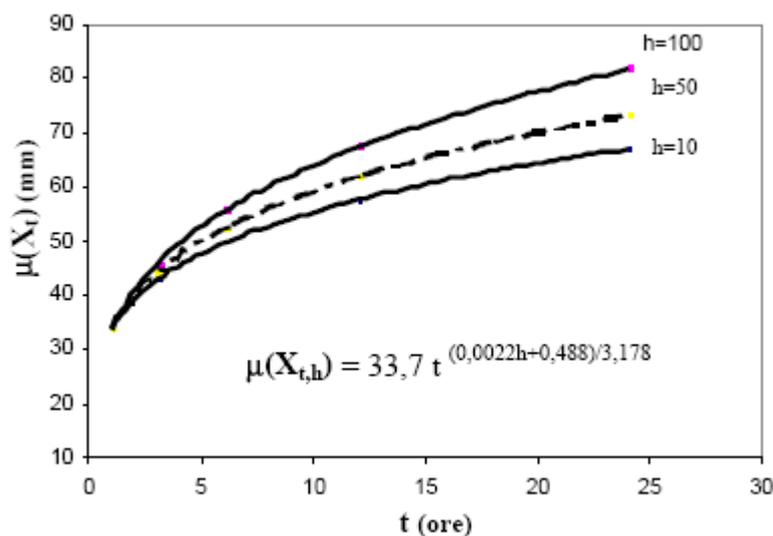


Fig. 4 - Curva di probabilità pluviometrica in zona 6 (penisola Salentina)

2.5.5. Risultati della regionalizzazione

L'applicazione della procedura VA.PI. precedentemente descritta conduce all'individuazione dei principali parametri necessari alla determinazione dell'intensità di pioggia corrispondente a differenti tempi di ritorno che risultano indispensabili per la determinazione della massima portata pluviale e quindi per il dimensionamento della rete di drenaggio in oggetto.

Una volta noti i valori del coefficiente di crescita K_T , per la determinazione dell'intensità di pioggia è necessario definire il valore assunto dalla media della massima altezza di pioggia giornaliera $\mu(X_g)$ (detta *pioggia indice*).

L'individuazione di tale parametro si ottiene utilizzando i parametri di regressione C e D , che caratterizzano la *zona omogenea* del terzo livello di regionalizzazione del metodo proposto dal VA.PI. Procedendo in tal senso ed esprimendo la legge di probabilità pluviometrica tramite la relazione (5) è facile determinare l'intensità di pioggia $i(t)$ relativa ad un tempo $t = 1$ ora.

Poiché i tempi di corrivazione dei bacini in esame sono inferiori ad un'ora e considerando che la maggior parte delle stazioni pluviometriche italiane non dispongono di tali osservazioni, per la determinazione dell'intensità di pioggia si è fatto riferimento ad uno studio (Bell, 1969) che mette in relazione le altezze di pioggia di durata molto breve (pari a 5 minuti) e quelle orarie. Dalle elaborazioni effettuate nel citato studio si è constatato che il rapporto $r = i(5')/i(60')$ varia in misura molto modesta per le diverse località prese in esame. Tale risultato è stato poi confermato dagli studi effettuati per le zone di Roma (Calenda et altri, 1993) e Milano (Piga et altri, 1990) dai quali risulta che i rapporti dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata rispetto al valor medio della massima altezza di pioggia oraria sono praticamente indipendenti dalla località per la quale viene eseguito lo studio.

Facendo riferimento ai risultati dei suddetti studi, per i due bacini imbriferi sottesi dai due rami del canale di drenaggio, per durate di precipitazione pari ai corrispondenti tempi di corrivazione calcolati in precedenza, il valore del rapporto r tra i valori dell'intensità di precipitazione di durata t_c ed il valore dell'intensità di pioggia individuato con il metodo VA.PI. per una durata di 1 è pari a 1,10 per il canale 1 ($t_c = 0,49$ ore) e a 1,50 per il canale 2 ($t_c = 0,22$ ore)

Nelle tabelle allegate, per ciascuno dei due rami del canale di drenaggio, è riportato il calcolo delle intensità di precipitazione $i(T)$ di durata d pari al tempo di corrivazione (t_c) del corrispondente bacino imbrifero raccolto, associate a tempi di ritorno di 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 e 200 anni, a cui è stato attribuito il medesimo coefficiente correttivo precedentemente indicato. Dalle suddette tabelle si ricava che per i due rami del canale di drenaggio le altezze di precipitazione di durata t_c associate al tempo di ritorno di 100 anni sono pari a $i_1(T_{100}) = 95,27$ mm/h per il canale 1 e $i_2(T_{100}) = 130,78$ mm/h per il canale 2.

Tabella 5 – Canale 1

Stima regionale dei parametri di pioggia per il canale 1

Parametri caratteristici delle regioni omogenee

Primo livello di regionalizzazione: zona omogenea Puglia centro meridionale

Valore del parametro	Λ^*	0.353	
Valore del parametro	ϑ^*	2.121	

Parametri caratteristici delle zone omogenee

Secondo livello di regionalizzazione: zona omogenea Puglia centro meridionale

Valore del parametro	Λ_j	17.550	
----------------------	-------------	--------	--

Parametri caratteristici delle sottozone omogenee

Terzo livello di regionalizzazione: sottozona 6

Valore del parametro	α	0.89000	
Valore del parametro	a	33.700	
Valore del parametro	C	0.0022	
Valore del parametro	D	4.1223	

Caratteristiche del bacino e determinazione tempo di pioggia

Lunghezza asta principale	L	990.00	m	
Dislivello altimetrico	ΔH	5.50	m	
Pendenza media	i_m	0.0056		
Superficie bacino imbrifero	A	294000	m ²	
Tempo di corrivazione (LV)		0.28	ore	V = 1 m/s
Tempo di concentrazione (Kirpich)	τ_{ck}	0.49	ore	per bacini < 1 km ²
Tempo di concentrazione (Giandotti)		2.75	ore	per bacini > 100 km ²
Durata pioggia	d	0.49	ore	per d = τ_c

Determinazione dell'intensità di precipitazione

Quota massima sul mare del bacino urbano	z_{max}	6.00	m s.l.m.
Quota minima sul mare del bacino urbano	z_{min}	0.50	m s.l.m.
Quota media sul mare del bacino urbano	z_m	3.25	m s.l.m.

Valore del coefficiente probabilistico di crescita K_T

Costante di Eulero	C	0.5772
Valore del parametro	T_0	-0.6631
Valore del parametro	η	4.1054
Valore del parametro	a	0.1599
Valore del parametro	b	0.5166
per T	2	0.91
per T	5	1.26
per T	10	1.53
per T	20	1.82
per T	30	2.00
per T	50	2.23
per T	100	2.57
per T	200	2.90

Pioggia indice (massima altezza di pioggia giornaliera) $\mu_{hd} = C h + D$ 4.13

Tempo di pioggia ($t_p = 1$ ora) t_p 1.00 h

Probabilità pluviometrica per un tempo di pioggia di 1 ora $\mu_{(x)} = at^{\frac{(Ch+D+\log \alpha - \log a)}{\log(24)}}$ 33.70

Intensità di pioggia oraria $i_1(T) = K_T \mu(XT)$

per T	2	30.67	mm/h
per T	5	42.46	mm/h
per T	10	51.56	mm/h
per T	20	61.33	mm/h
per T	30	67.40	mm/h
per T	50	75.15	mm/h
per T	100	86.61	mm/h
per T	200	97.64	mm/h

Tempo di pioggia sottobacino 1 $t_p = d$ 0.49 h

Intensità di pioggia per $d = \tau_c$ $i(\tau_c) = 1.10 i_1(T)$

per T	2	33.73	mm/h
per T	5	46.71	mm/h
per T	10	56.72	mm/h
per T	20	67.47	mm/h
per T	30	74.14	mm/h
per T	50	82.67	mm/h
per T	100	95.27	mm/h
per T	200	107.40	mm/h

Tabella 6 – Canale 2

Stima regionale dei parametri di pioggia per il canale 2

Parametri caratteristici delle regioni omogenee

Primo livello di regionalizzazione: zona omogenea Puglia centro meridionale

Valore del parametro	λ^*	0.353	
Valore del parametro	β^*	2.121	

Parametri caratteristici delle zone omogenee

Secondo livello di regionalizzazione: zona omogenea Puglia centro meridionale

Valore del parametro	λ_1	17.550	
----------------------	-------------	--------	--

Parametri caratteristici delle sottozone omogenee

Terzo livello di regionalizzazione: sottozona 6

Valore del parametro	α	0.89000	
Valore del parametro	a	33.700	
Valore del parametro	C	0.0022	
Valore del parametro	D	4.1223	

Caratteristiche del bacino e determinazione tempo di pioggia

Lunghezza asta principale	L	500.00	m
Dislivello altimetrico	ΔH	5.50	m
Pendenza media	i_m	0.0110	
Superficie bacino imbrifero	A	70900	m ²
Tempo di corrivazione (LM)		0.14	ore
Tempo di concentrazione (Kirpich)	τ_{ck}	0.22	ore
Tempo di concentrazione (Giandotti)	τ_{ck}	1.37	ore
Durata pioggia	d	0.22	ore

V = 1 m/s
per bacini < 1 km²
per bacini > 100 km²
per d = τ_c

Determinazione dell'intensità di precipitazione

Quota massima sul mare del bacino urbano	z_{max}	6.00	m s.l.m.
Quota minima sul mare del bacino urbano	z_{min}	0.50	m s.l.m.
Quota media sul mare del bacino urbano	z_m	3.25	m s.l.m.

Valore del coefficiente probabilistico di crescita K_T

Costante di Eulero	C	0.5772	
Valore del parametro	T_0	-0.6631	
Valore del parametro	η	4.1054	
Valore del parametro	a	0.1599	
Valore del parametro	b	0.5166	
per T		2	0.91
per T		5	1.26
per T		10	1.53
per T		20	1.82
per T		30	2.00
per T		50	2.23
per T		100	2.57
per T		200	2.90

Pioggia indice (massima altezza di pioggia giornaliera)

$\mu_{hd} = C h + D$		4.13
----------------------	--	------

Tempo di pioggia (tp = 1 ora)

tp		1.00	h
----	--	------	---

Probabilità pluviometrica per tempo di pioggia di 1 ora

$\mu_{(X)} = at^{\frac{(C h + D + \log \alpha - \log a)}{\log(24)}}$		33.70	mm/h
--	--	-------	------

Tempo di pioggia

tp		1.00	h
----	--	------	---

Intensità di pioggia oraria

$i(T) = K_T \mu(X_T)$			
per T		2	30.67 mm/h
per T		5	42.46 mm/h
per T		10	51.56 mm/h
per T		20	61.33 mm/h
per T		30	67.40 mm/h
per T		50	75.15 mm/h
per T		100	86.61 mm/h
per T		200	97.64 mm/h

Tempo di pioggia sottobacino 2

tp		0.22	h
----	--	------	---

Intensità di pioggia per d = τ_c

$i(t) = 1.5i(1h)$			
per T		2	46.31 mm/h
per T		5	64.12 mm/h
per T		10	77.86 mm/h
per T		20	92.61 mm/h
per T		30	101.77 mm/h
per T		50	113.48 mm/h
per T		100	130.78 mm/h
per T		200	147.43 mm/h

2.6. Determinazione delle portate di progetto

Il calcolo delle portate del colmo di piena per i due rami del canale di drenaggio presi in esame è stato condotto attraverso il metodo cinematico che individua la relazione esistente fra l'intensità di pioggia, la superficie del bacino e la portata attraverso la seguente espressione:

$$Q = \Psi \times I \times A$$

dove:

- ψ – coefficiente di deflusso,
- I – intensità di pioggia calcolata per tempo di pioggia uguale al tempo di corrivazione,
- A – Area del bacino.

La determinazione delle portate di piena richiedono quindi la preventiva individuazione del coefficiente di deflusso e della superficie del bacino imbrifero.

Il coefficiente di deflusso è stato determinato utilizzando il collaudato metodo SCS (Soil Conservation Service). Tale metodologia prende in esame le caratteristiche del volume di deflusso V , della precipitazione netta P_n , del volume idrico immagazzinato dal suolo W e dal massimo valore dell'invaso operato dal suolo S . La determinazione dei precedenti parametri può essere facilmente effettuata ricordando che:

- la precipitazione netta è fornita dalla precipitazione totale P oraria (intensità di precipitazione oraria con $T_r = 100$ anni) cui vanno sottratte le perdite iniziali I_a dovute all'immagazzinamento superficiale:

$$P_n = P - I_a \quad \text{dove } I_a = 0,2S \text{ e } P = 86,61 \text{ mm}^{(***)}$$

- il valore del massimo invaso è espresso da:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

dove CN denominato *curve number* assume valori compresi tra 0 e 100 (vedi tabella 7 riportata di seguito). Nel caso specifico di CN è stato assunto pari a 71 che corrisponde ad un terreno con caratteristiche di modesta permeabilità e condizioni di media umidità antecedenti l'evento meteorico (AMCI II).

- il valore del volume di deflusso V è espresso come:

$$V = \left[\frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \right]$$

- il valore del volume idrico immagazzinato dal suolo W è legato alle altre grandezze dalla seguente espressione:

(***) Per la definizione del valore della precipitazione totale P si è fatto riferimento all'altezza di precipitazione oraria caratterizzata da un periodo di ritorno $T_r = 100$ anni calcolata in precedenza..

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

Tabella 7

Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCI)

Destinazione	Sistemazione	Condizione idrica	A	B	C	D
Incolto			77	86	91	94
Coltivazioni in filari	Rittochino	Povera	72	81	88	91
		Buona	67	78	85	89
	Girapoggio	Povera	70	79	84	88
		Buona	65	75	82	86
	Terrazzato	Povera	66	74	80	82
		Buona	62	71	78	81
Cereali da granella	Rittochino	Povera	65	76	84	88
		Buona	63	75	83	87
	Girapoggio	Povera	63	74	82	85
		Buona	61	73	81	84
	Terrazzato	Povera	61	72	79	82
		Buona	59	70	78	81
Prati di leguminose o a rotazione	Rittochino	Povera	66	77	85	89
		Buona	58	72	81	85
	Girapoggio	Povera	64	75	83	85
		Buona	55	69	78	83
	Terrazzato	Povera	63	73	80	83
		Buona	51	67	76	80
Prato permanente		Buona	30	58	71	78
Boschi		Povera	45	66	77	83
		Discreta	36	60	73	79
		Buona	25	55	70	77
Strade sterrate			74	84	90	92
Superfici impermeabili e superfici d'acqua			100	100	100	100

Una volta calcolati i parametri sopra riportati è possibile stimare il valore del coefficiente di deflusso ψ che è pari al rapporto tra il volume di deflusso V e la pioggia netta caduta nell'area in esame. Dai calcoli eseguiti applicando la metodologia di calcolo sopra esposta risulta che il coefficiente di deflusso dei bacini imbriferi in oggetto è pari a $\psi = 0,39$.

Pertanto, per i bacini imbriferi sottesi dalla sezione terminale dei due rami del canale di drenaggio, rispettivamente di superficie pari a circa $A_1 = 294.000$ e $A_2 = 70.900 \text{ m}^2$, le portate di piena associate ai differenti tempi di ritorno considerati assumono i seguenti valori:

T_r (anni)	$i_1(t_c)$ (mm/h)	$i_2(t_c)$ (mm/h)	ψ	Q_1 (sottobacino 1) (m^3/s)	Q_2 (sottobacino 2) (m^3/s)
2	33.73	46.31	0,35	1.07	0.36
5	46.71	64.12	0,35	1.49	0.49
10	56.72	77.86	0,35	1.81	0.60
20	67.47	92.61	0,35	2.15	0.71
30	74.14	101.77	0,35	2.36	0.78
50	82.67	113.48	0,35	2.63	0.87
100	95.27	130.78	0,35	3.03	1.00
200	107.40	147.43	0,35	3.42	1.13

I valori di portata sopra ottenuti, corrispondenti ai diversi tempi di ritorno, costituiscono i valori delle portate attese corrispondenti ad eventi di pioggia associati a differenti probabilità di accadimento.

La portata di progetto utilizzata nelle simulazioni per la verifica dei deflussi all'interno delle sezioni trasversali del canale di drenaggio è quella corrispondente al tempo di ritorno centennale.

3. Studio idraulico del canale di raccolta delle acque meteoriche

Come evidenziato in precedenza la realizzazione dell'intervento di regolarizzazione ed elevazione delle stesse delle sponde lato terra della vasca di contenimento interromperà il naturale deflusso a mare delle acque meteoriche che precipitano sulle aree comprese tra l'attuale linea di riva ed i rilevati della linea ferroviaria Bari-Taranto e della S.S. N. 106 Jonica.

Nel progetto lungo l'argine che delimita a terra la vasca di contenimento, al piede della scarpata interna, è stata quindi prevista la realizzazione di un canale di raccolta a sezione trapezoidale, con larghezza alla base pari ad 1.00 m e sponde con pendenza 3/2, che drena le acque che precipitano sulle suddette aree e le recapita a mare. Il canale ($L_{tot} = 1500$ m circa) idraulicamente risulta suddiviso in due rami dei quali uno, denominato nel seguito canale 2, ha una lunghezza di circa 500 m e sfocia a mare in prossimità di punta Rondinella a fianco del nuovo manufatto di scarico delle acque di raffreddamento e delle acque bianche della raffineria E.N.I. di Taranto, mentre l'altro, denominato nel seguito canale 1, ha una lunghezza di circa 995 m e recapita le acque raccolte nel canale fugatore previsto a tergo dell'argine lato Colmata Belleli per lo scarico delle acque di esubero che "escono" dalla vasca durante le fasi di riempimento.

Lo studio del deflusso delle portate di massima piena nei due rami del canale di drenaggio è stato esteso dal punto idraulicamente più alto fino allo sbocco a mare, considerando un evento di piena corrispondente al tempo di ritorno di 100 anni, in condizioni di deflusso in moto permanente.

3.1. Finalità dello studio di verifica idraulica

Le verifiche di deflusso con la successiva determinazione dei profili di rigurgito sono state effettuate con il modello matematico HEC-RAS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dello U.S.A.F. e successivamente reso user-friendly dalla Boss, considerato uno standard internazionale nel campo delle verifiche di idraulica fluviale.

Il modello simula le condizioni di deflusso, sulla base di dati di input idrologici e valori di portata risultanti dallo studio idrologico e calcola il profilo idrico in moto permanente monodimensionale (vedi in allegato la descrizione del modello).

Le elaborazioni del citato modello, i cui algoritmi seguono le usuali metodologie di calcolo della letteratura scientifica specializzata, sono state sintetizzate in:

- un profilo longitudinale del tronco investigato dal cui esame è possibile verificare la congruenza del profilo di rigurgito del corso d'acqua per le diverse condizioni di deflusso,

- nel tracciamento delle sezioni trasversali con l'individuazione dei livelli idrici raggiunti nelle differenti condizioni di calcolo considerate,
- tabulati contenenti numerosi parametri di output ottenuti dalle simulazioni con il citato modello matematico.

Per entrambi i rami del canale di drenaggio sono stati definiti gli andamenti dei livelli idrici (profili di rigurgito) per ciascuna sezione di calcolo corrispondente alle relative portate al colmo (vedi figure e tabelle seguenti) aventi un tempo di ritorno di 100 anni, al fine di ottenere le indicazioni sugli effetti di rigurgito provocati rispettivamente da elevati livelli del l.m.m. e del battente idrico del canale fugatore nel quale si immette il canale 1.

3.2. Definizione delle condizioni al contorno e metodologia di calcolo

Per la ricostruzione dei profili di rigurgito che si realizzano lungo i due rami del canale in esame al defluire dell'evento di piena centennale, si è assunta come sezione di controllo (cerniera idraulica) rispettivamente la sezione di immissione del canale 1 nel canale fugatore e del canale 2 in mare. Per il canale 1 le verifiche sono state eseguite in due condizioni: nella prima condizione, più gravosa nei riguardi delle velocità e quindi delle verifiche di stabilità del materiale costituente le sponde ed il fondo del canale, si è ipotizzato che il canale fugatore sia vuoto e che dalla vasca non venga scaricata alcuna portata, mentre nella seconda, più gravosa nei riguardi dei livelli idrici, si è ipotizzato che contemporaneamente dalla vasca, attraverso il canale di raccolta della vasca secondaria, venga immessa nel canale fugatore una portata pari a $7.73 \text{ m}^3/\text{s}$ (v. paragrafo 4). Pertanto nelle simulazioni effettuate nelle sezioni di controllo sono stati assunti:

- per il canale 1, condizione 1: un livello idrico di valle pari al tirante idrico corrispondente all'altezza critica della sezione di immissione nel canale di scarico,
- per il canale 1, condizione 2: un livello idrico di valle pari al tirante idrico corrispondente al deflusso all'interno del canale fugatore di una portata pari a quella scaricata dal canale 1 + la portata scaricata dalla vasca (quota livelli idrici in corrispondenza della sezione di immissione nel canale fugatore pari a +1.99 m s.m.),
- per il canale 2, che riversa le portate direttamente in mare, un valore del l.m.m. pari a + 0,5 m s.m.m., corrispondente a condizioni di mare estreme.

I livelli assunti rappresentano le condizioni al contorno più gravose per il deflusso delle portate di progetto nei due rami di canale considerati e quindi sono da considerare ampiamente cautelative per le simulazioni di deflusso prese in esame.

I due tronchi di canale interessati dalla verifica sono stati discretizzati numericamente per mezzo delle sezioni trasversali di calcolo a cui è stata assegnata un'opportuna scabrezza ^(****) del contorno bagnato al quale è stato attribuito un coefficiente di Manning pari a $n = 0,030$ (alvei in terra ed in assenza di arbusti).

Sotto queste ipotesi è stato possibile definire le caratteristiche idraulico-cinematiche della corrente idrica (con particolare riferimento a velocità e tirante idrico in corrispondenza delle sezioni trasversali di calcolo) applicando la legge di Bernoulli (o di equilibrio dei carichi totali) risolta alle differenze finite.

Per la situazione di progetto è stato tracciato il profilo di rigurgito corrispondente alle portate transitive nei tratti esaminati, relative ad un evento di piena contraddistinto da un tempo di ritorno di 100 anni e di conseguenza individuati i livelli idrici raggiunti nelle varie sezioni trasversali.

Cautelativamente per il canale 2, vista la modesta lunghezza, il tracciamento del profilo di rigurgito è stato eseguito considerando, su tutta l'asta, una portata costante pari alla portata massima di progetto ($Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$); mentre per il canale 1, vista la maggior lunghezza e le maggiori dimensioni del bacino raccolto, è stata considerata una portata variabile lungo il suo tracciato.

I risultati delle elaborazioni svolte sono riassunti nei profili e nelle tabelle riportati negli Allegati A e B.

3.3. Risultati delle simulazioni effettuate

Dalle verifiche idrauliche effettuate risulta che, per entrambi i rami del canale di drenaggio delle acque meteoriche che precipitano nelle aree incolte comprese tra i rilevati della ferrovia e della S.S. 106 e la vasca di contenimento, le sezioni di progetto sono in grado di consentire il transito delle portate massime di progetto ($T_r = 100$ anni) precedentemente individuate, evitando il verificarsi di fuoriuscite dalle sezioni trasversali.

I risultati delle verifiche di deflusso sono riportati per semplicità di comprensione, negli allegati A e B, sotto forma di profili longitudinali e di tabelle sintetiche dei principali parametri idraulici (portata, velocità, quota minima del thalveg, quota raggiunta dal livello idrico, area di deflusso e numero di Froude) relativi alle simulazioni effettuate.

^(****) Per la determinazione della scabrezza del thalveg e degli alvei golenali si è fatto riferimento ai valori determinati in base a numerose esperienze pratiche e riportate in "Open channel hydraulics" Ven Te Chow – Mc Graw Hill.

3.4. Analisi dei risultati

Dalle simulazioni effettuate, si è potuto constatare che le dimensioni delle sezioni del canale di drenaggio adottate risultano adeguate e consentono il regolare deflusso delle diverse portate prese in esame per entrambi i rami di canale esaminati.

Da un'analisi dei risultati ottenuti si evince che nelle condizioni di progetto le condizioni di deflusso si sviluppano all'interno delle sezioni trasversali proposte in assenza di fenomeni esondativi.

I franchi di sicurezza risultano generalmente accettabili nella maggior parte delle sezioni di calcolo prese in esame, anche se in alcuni casi puntuali, pur essendo le portate contenute all'interno delle sezioni di calcolo, si osserva un valore limitato a poche decine di centimetri.

Per entrambe le simulazioni effettuate l'effetto di rigurgito esercitato dai livelli imposti nelle sezioni di sbocco si sviluppa per tratti di lunghezza limitata, partendo dal punto di immissione ed annullandosi completamente proseguendo verso monte.

Infine, le velocità raggiunte in corrispondenza delle sezioni di calcolo risultano abbastanza contenute nei tratti simulati, con valori che generalmente si mantengono al disotto di 1,0 m/s.

Ciò porta ad affermare che nella sistemazione proposta non sembra necessario adottare misure di protezione del fondo e delle sponde del canale utilizzando sistemi che prevedono l'impiego di materassi tipo Reno o gabbioni metallici riempiti di materiale lapideo di opportuna pezzatura. Per maggiori dettagli sulla stabilità del terreno naturale che costituisce le sponde ed il fondo del canale si rimanda al paragrafo 4.

4. Studio idraulico del canale fugatore

Il canale fugatore previsto a tergo dell'argine lato Colmata Belleli durante l'evento meteorico estremo di progetto ($T_r = 100$ anni), oltre a raccogliere le acque convogliate dal canale di raccolta "1", attraverso il canale di raccolta della vasca di sedimentazione secondaria, raccoglie anche le acque che precipitano nella vasca. Inoltre, durante le fasi di riempimento della vasca con una draga di tipo idraulico (aspirante-refluente), raccoglie e scarica a mare le portate liquide in esubero che devono uscire dalla vasca stessa a seguito dell'immissione al suo interno della miscela di acqua-sedime.

Nel primo caso ipotizzando cautelativamente che in occasione dell'evento meteorico estremo di progetto il livello idrico all'interno della vasca principale coincida con la quota di sfioro del manufatto che la mette in comunicazione con la vasca secondaria e che all'interno della vasca secondaria i livelli idrici coincidano con la quota di sfioro del canale di raccolta, la portata che viene immessa nel canale fugatore coincide esattamente con il volume medio orario che precipita nella vasca. La superficie dello specchio acqueo interno alla vasca, misurata in corrispondenza della quota +2.00 m s.m., è pari a 276.361 m² circa, mentre la superficie della vasca di sedimentazione secondaria è pari a circa 15860 m², pertanto considerando una intensità di precipitazione pari a 95.27 mm/h (corrispondente a quella relativa al bacino di raccolta del canale 1) si ricava che la portata oraria massima che precipita sulla superficie della vasca e che, attraverso il canale di raccolta della vasca secondaria, viene convogliato nel canale fugatore è pari a:

$$Q = (276.361 + 15860) * 0.09527 / 3600 = 7.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto in queste condizioni la portata complessiva che deve essere scaricata dal canale fugatore (portata canale di raccolta 1 + canale di raccolta vasca secondaria) è pari a:

$$Q = 3.03 + 7.73 = 10.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

Durante le fasi di riempimento della vasca con una draga idraulica la portata massima della miscela acqua-sedime che può essere immessa dalla draga è condizionata dalla necessità che la sedimentazione della frazione solida della miscela immessa si completi all'interno della vasca stessa e che le acque in esubero che "escono" dalla vasca siano "pulite".

Ovviamente la portata di miscela che può essere immessa nella vasca, le dimensioni della vasca e le caratteristiche del sistema di sfioro e di scarico delle acque in esubero devono essere dimensionati sulla base della velocità di sedimentazione della fase solida della miscela stessa.

Nel caso in esame il materiale che deve essere dragato è costituito da una miscela di sabbia e limo la cui velocità di sedimentazione è condizionata dalla frazione più fine (limo). Facendo riferimento a delle prove di laboratorio effettuate recentemente sui sedimi del porto di Livorno, che hanno caratteristiche granumometriche e quindi sedimentologiche simili ai sedimi da dragare, in occasione di uno studio sulle modalità di gestione della vasca di contenimento realizzata all'esterno della diga del Marzocco, risulta che le velocità di sedimentazione della componente a minor granulometria della fase solida della miscela che verrà immessa nella vasca ad opera delle draghe aspiranti-refluenti e/o da parte degli impianti di sollevamento da posizionare a fianco della diga a scogliera è pari a 0.021 m/ora.

Come evidenziato nelle tavole progettuali all'interno della vasca, nella porzione settentrionale della stessa, è stata prevista la realizzazione di un bacino secondario di superficie pari a circa 15.860 m² che è messo in comunicazione con la vasca principale attraverso un argine in terra lungo circa 200 m dotato di un dispositivo di sfioro con labbro sfiorante posto a quota +2.00 m s.m. che si estende su tutto lo sviluppo dell'argine stesso.

Pertanto durante le fasi di riempimento della vasca i livelli liquidi al suo interno, per effetto della presenza del suddetto argine, si manterranno a quota +2.00 m s.m.

La superficie dello specchio acqueo interno alla vasca, misurata in corrispondenza della quota +2.00 m s.m., è pari a 276.361 m² circa e quindi la portata massima di miscela che può essere immessa nella vasca in modo che sia garantita la sedimentazione della frazione solida della miscela nella vasca stessa è pari a:

$$Q = \text{Superficie vasca} \times \text{velocità di sedimentazione} = 276.361 \times 0,021 = 5.803 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pertanto nelle fasi di riempimento della vasca la portata massima che "esce" attraverso il canale fagatore è pari a:

$$Q = 5.803 / 3.600 = 1,61 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto ai fini della verifica idraulica del canale fagatore la condizione più gravosa è quella relativa al verificarsi di un evento meteorico estremo.

Il canale fagatore è un canale a sezione trapezoidale alla base largo 4.00 m e con sponde con pendenza 3/2. La quota di fondo lungo il suo sviluppo, pari a circa 382 m, varia tra +0.50 m s.m. in corrispondenza dell'immissione del canale di raccolta "1" e 0.00 m s.m. in corrispondenza dello sbocco. Pertanto la pendenza media del canale è pari allo 0.131%.

Per la ricostruzione dei profili di rigurgito che si realizzano lungo il canale fugatore in esame al defluire dell'evento di piena centennale, si è assunta come sezione di controllo (cerniera idraulica) la sezione di immissione in mare.

Nella simulazione effettuata nella sezione di controllo (sezione di sbocco a mare) è stato assunto un valore del l.m.m. pari a + 0,50 m, corrispondente a condizioni di mare estreme (v. studio meteomarinario).

Il livello assunto rappresenta la condizione al contorno più gravosa per il deflusso delle portate di progetto nel canale fugatore e quindi è da considerare ampiamente cautelativo per la simulazione di deflusso presa in esame.

Il canale interessato dalla verifica è stato discretizzato numericamente per mezzo delle sezioni trasversali di calcolo a cui è stata assegnata un'appropriata scabrezza ^(****) del contorno bagnato al quale è stato attribuito un coefficiente di Manning pari a $n = 0,030$ (alvei in terra ed in assenza di arbusti).

Sotto queste ipotesi è stato possibile definire le caratteristiche idraulico-cinematiche della corrente idrica (con particolare riferimento a velocità e tirante idrico in corrispondenza delle sezioni trasversali di calcolo) applicando la legge di Bernoulli (o di equilibrio dei carichi totali) risolta alle differenze finite.

Per la situazione di progetto è stato tracciato il profilo di rigurgito corrispondente alla portata transitante nel tratto esaminato, relative ad un evento di piena contraddistinto da un tempo di ritorno di 100 anni e di conseguenza individuati i livelli idrici raggiunti nelle varie sezioni trasversali.

I risultati dell'elaborazione sono riportati nell'Allegato C.

4.1. Risultati delle simulazioni effettuate

Dalle verifiche idrauliche effettuate risulta che le sezioni di progetto sono in grado di consentire il transito delle portate massime di progetto ($T_r = 100$ anni) precedentemente individuate, evitando il verificarsi di fuoriuscite dalle sezioni trasversali.

I risultati delle verifiche di deflusso sono riportati per semplicità di comprensione, nell'allegato C, sotto forma di profilo longitudinale e di tabella sintetica dei principali parametri idraulici (portata, velocità, quota minima del thalveg, quota raggiunta dal livello idrico, area di deflusso e numero di Froude) relativi alla simulazione effettuata.

^(****) Per la determinazione della scabrezza del thalveg e degli alvei golenali si è fatto riferimento ai valori determinati in base a numerose esperienze pratiche e riportate in "Open channel hydraulics" Ven Te Chow – Mc Graw Hill.

4.2. Analisi dei risultati

Dalle simulazioni effettuate, si è potuto constatare che le dimensioni della sezione del canale fuggatore risulta adeguata e consente il regolare deflusso delle portate di piena anche in condizioni estreme.

Da un'analisi dei risultati ottenuti si evince che nelle condizioni di progetto le condizioni di deflusso si sviluppano all'interno delle sezioni trasversali proposte in assenza di fenomeni esondativi.

I franchi di sicurezza, superiori ad 1.50 m, risultano sicuramente accettabili in tutte le sezioni di calcolo prese in esame.

5. Verifica dell'erosione in corrispondenza del fondo e delle sponde delle sezioni di scorrimento

Le correnti idriche, in relazione ai valori di velocità ed ai caratteri della loro turbolenza, sono in grado di trasportare materiali solidi di differente granulometria. Questo fenomeno fisico, denominato trasporto solido, costituisce il punto di congiunzione tra i fenomeni erosivi e quelli di deposito. Il trasporto solido riguarda oltre i sedimenti originati dall'erosione dei versanti dei corsi d'acqua anche quelli provenienti dalla evoluzione naturale del reticolo idrografico (fenomeni di scavo del fondo alveo e di erosione delle sponde) e pertanto lo studio di tali fenomeni rappresenta la base di partenza per la scelta di eventuali interventi di stabilizzazione dell'asta fluviale.

Nella meccanica del trasporto solido viene sostanzialmente distinta la modalità di trasporto per trascinamento sul fondo da quella in sospensione. Nel primo caso, che riguarda le particelle di dimensioni più grossolane (ghiaie e massi) i materiali si muovono per rotolamento o strisciamento sul fondo senza mai abbandonarlo, mentre nel trasporto in sospensione le particelle solide di dimensioni più piccole (argille, limi e sabbia fine), si muovono insieme alla corrente fluida sostenute dalla sua agitazione turbolenta.

Qualunque sia la modalità di trasporto di interesse è definibile una portata solida volumetrica Q_s pari al volume delle particelle solide che attraversano una fissata sezione nell'unità di tempo. Inoltre la portata solida ha una maggiore variabilità rispetto alla portata liquida in quanto il trasporto solido di un corso d'acqua naturale è rilevante durante gli eventi di piena, ma è del tutto trascurabile nei periodi di magra.

Nel caso generale di una corrente a pelo libero avente un moto non uniforme, la trattazione matematica dell'argomento è piuttosto complessa anche se alcune informazioni qualitative possono essere derivate dallo studio del legame funzionale che esprime l'equazione del trasporto solido per trascinamento di fondo:

$$f(Q_s, Q, i, d) = 0$$

dove

Q portata liquida della corrente,

Q_s portata solida,

i pendenza del fondo alveo

d diametro caratteristico delle particelle trasportate

Dall'analisi del precedente legame funzionale è facile dedurre che esiste un preciso regime di trasporto solido, quando ai tre valori di Q , i e d corrisponde una determinata portata solida Q_s . Infatti, perché tale legame risulti soddisfatto, alla variazione di una qualunque delle quattro grandezze deve corrispondere una variazione di almeno una delle altre variabili in modo da determinare una nuova situazione di regime che soddisfi l'equazione precedente.

Infatti si supponga la variazione di portata di una corrente fluida in una determinata sezione trasversale del corso d'acqua senza che vi sia variazione della portata solida. Riducendosi la portata liquida la corrente, a valle della sezione, non è più in grado di trasportare il materiale solido e quindi una quota parte del suddetto materiale si deposita sul fondo provocando un innalzamento del fondo stesso. Tale sollevamento del fondo tenderà a propagarsi verso monte e la nuova condizione di regime sarà raggiunta quando il fondo diverrà parallelo a quello persistente; in questa nuova situazione essendo rimaste invariate a monte della sezione le condizioni del moto della corrente continua a valere l'equazione sopra espressa. Invece a valle della sezione considerata si viene a verificare una variazione della pendenza del fondo alveo (maggiore di quella originaria) che determina un incremento dell'azione di trascinamento tale da consentire alla corrente liquida, di minore portata, di trasportare una portata solida Q_s rimasta inalterata.

Da quanto appena affermato si intuisce come il trasporto solido per trascinamento di fondo dipende dalle condizioni di inizio del moto delle particelle solide disposte sul fondo dell'alveo. Lo studio di questa condizione di "equilibrio limite", denominata di moto incipiente, può essere condotto facendo ricorso ad equazioni in cui figura la velocità critica o la tensione tangenziale critica di trascinamento. In altri termini, la condizione di moto incipiente è definita tramite un'equazione in cui compaiono, oltre alle caratteristiche fisiche e geometriche del materiale trasportato, anche i valori critici delle variabili del moto.

Come caratteristica cinematica della corrente si utilizza la velocità critica V_c definita come il valore medio della velocità della corrente che discrimina lo stato fisico del non movimento del materiale solido da quello di trasporto.

Dal punto di vista dinamico, invece, il movimento del materiale solido presente sul fondo dell'alveo è considerato dipendente dalla tensione di trascinamento τ , il cui valore minimo τ_c perché abbia inizio il suo movimento individua appunto una situazione critica.

La determinazione delle due formulazioni relative alla determinazione della velocità e della tensione di trascinamento è stata condotta da numerosi autori che si sono avvalsi di sperimentazioni di laboratorio necessarie a riprodurre i fenomeni in questione.

Per quanto attiene alla determinazione della velocità critica, dagli esperimenti effettuati si è potuto constatare che essa dipende sia dalle caratteristiche fisiche del fluido (ovvero dalla densità e viscosità dell'acqua) che dalle caratteristiche fisiche e geometriche del materiale solido (cioè dal peso specifico γ_s e dal suo diametro d), a cui si devono aggiungere le condizioni di deflusso presenti in alveo ovvero il tirante idrico h .

La formulazione maggiormente utilizzata nelle applicazioni pratiche è quella ottenuta da Neill che assume la seguente forma:

$$V_c = \left[2.5g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{1/2} h^{1/10} d^{2/5}$$

Anche lo studio dell'aspetto dinamico è stato affrontato da numerosi autori sempre per via sperimentale. Uno degli approcci più utilizzati per i corsi d'acqua naturali è quello di Shields in cui il fenomeno del trasporto solido di fondo, relativamente alla condizione di moto incipiente, si fonda sulla teoria della turbolenza. Tale teoria per dedurre la condizione di equilibrio limite utilizza le seguenti ipotesi:

- la spinta esercitata dalla corrente su una particella solida è proporzionale alla superficie investita, che dipende dal quadrato del diametro e dal quadrato della velocità;
- la forza resistente dipende esclusivamente dalla forma del letto (alveo piano, la cui scabrezza è rappresentata dal diametro delle particelle) e dal peso immerso delle particelle.

Sotto queste ipotesi, per un letto orizzontale e particelle di uguale diametro lo stato di moto incipiente si può esprimere come segue:

$$\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} = f\left(\text{Re}_*, \frac{h}{d}\right)$$

dove

$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = Y_c$ rappresenta il valore critico del raggruppamento dimensionale $\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} = Y$, ed è

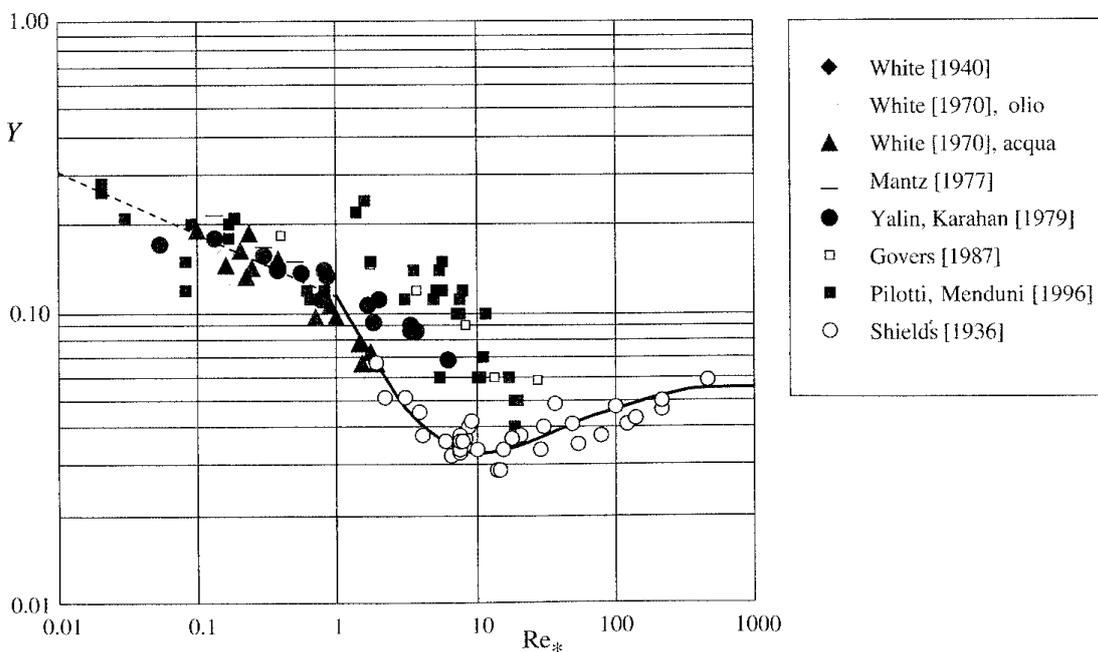
denominato parametro o numero di Shields

$\text{Re}_* = u_* \frac{d}{\nu}$ è il numero di Reynolds, con $u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$

$\frac{h}{d}$ rappresenta la sommersa relativa ed è l'inverso della scabrezza relativa.

L'esatta formulazione matematica del legame funzionale $\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = Y_c$ determinata sperimentalmente da Shields viene rappresentata in un diagramma che prende il nome di "abaco di Shields". Nell'abaco si distinguono tre regioni a comportamento distinto:

- la prima valida per valori di $Re_* < 1$ è denominata laminare;
- la seconda valida per $1 < Re_* < 400$ denominata zona di transizione;
- la terza valida per $Re_* > 400 - 500$ è detta turbolenta in cui Y_c assume un valore costante pari a 0.056-0.060



Abaco di Shields con indicazione del complesso dei dati sperimentali disponibili

I punti della curva sono rappresentativi di condizioni di equilibrio limite, cioè di situazioni in cui la tensione tangenziale della corrente τ misurata sul fondo è pari al valore critico τ_c , i punti ubicati al di sopra della curva rappresentano situazioni di *trasporto* ($\tau > \tau_c$), mentre quelli situati al di sotto sono relativi a condizioni di *deposito*.

Numerose sperimentazioni successive a quelle effettuate da Shields hanno portato alla definizione di espressioni della curva Y_c come quello riportato di seguito (J. Guo – 1997) espresso in funzione del numero di Reynolds:

- per valori di $Re_* < 1$: $Y_c = \frac{0.1150}{Re_*^{0.2104}}$

- per valori di $Re_* > 1$:
$$Y_c = \frac{0.009148}{x} + 0.05449 \left[1 - e^{(-0.5661x^{0.5224})} \right] \quad \text{con } x = \frac{Re_*}{11.6}$$

La teoria di Shields e le sue numerose applicazioni successive hanno ricevuto numerose conferme sperimentali, anche se occorre sottolineare che nella sua pratica applicazione è necessario fare ricorso ad un diametro caratteristico rappresentativo della miscela di sedimenti presenti sul fondo dell'alveo. Per tale motivo si ricorre, generalmente, al d_{50} cioè al diametro corrispondente nella curva granulometrica del materiale costituente il terreno a una percentuale di passante del 50% in modo tale che la condizione di moto incipiente delle singole particelle che costituiscono la miscela tenga conto dell'influenza della disuniformità delle dimensioni degli elementi costituenti il terreno.

Per il caso in esame dei due canali di drenaggio delle acque meteoriche e del canale fagatore si deve osservare che i terreni in cui verranno eseguiti sono costituiti da due livelli stratigrafici principali:

- un primo strato di depositi marini recenti costituito da sabbie e ghiaie con presenza di limi ed argille (vedi successioni stratigrafiche e analisi granulometriche) con angoli di attrito superiori ai 35° ;
- un secondo strato classificabile come argille marnose, caratterizzate da elevate frazioni limose e sabbiose che si presentano compatte e di buona consistenza. I parametri geotecnici di tale formazione, desunti dalle prove effettuate sui campioni prelevati, hanno fornito valori medi dell'angolo di attrito $\phi = 27^\circ$ e della coesione efficace $c' = 20$ kPa.

Dalle stratigrafie realizzate ai fini della progettazione della vasca di contenimento in oggetto (vedi sondaggi S12 e S13) si può osservare che la potenza dello strato alluvionale è di circa 5 m dal piano campagna e viene sostituito successivamente dalla formazione argillosa con altezza della formazione maggiori di 10 m. Pertanto le sponde ed il fondo dei canali previsti nel presente progetto saranno costituiti da sabbie e ghiaie con presenza di limi ed argille. La presenza della frazione limoso-argillosa conferisce ai terreni una coesione che ne miglior sensibilmente le caratteristiche di resistenza al trascinamento.

Occorre osservare che la teoria di Shields e la formula di Neil non tengono conto della presenza di ciottoli e dell'esistenza della frazione limosa ed argillosa, ovvero della coesione del terreno esaminato.

Infatti dalle analisi di laboratorio effettuate su campioni del terreno che costituirà le sponde ed il fondo dei canali in oggetto risulta una discreta percentuale della frazione limosa ed argillosa la quale, grazie alla coesione, rispetto ad un terreno monogranulare incoerente (sabbia e ghiaia) a cui fa riferimento le teorie descritte in precedenza, aumenta sensibilmente la resistenza del terreno in situ alle azioni tangenziali della corrente liquida.

Infatti considerando il valore medio della coesione $c' = 20 \text{ kPa} = 2000 \text{ kg/m}^2$ ottenuto dalle prove di laboratorio e ricordando che per un materiale coesivo $\tau_f = c$, si può affermare che le azioni resistenti dei terreni interessati dagli interventi, considerando anche un modestissimo contributo dovuto alla coesione dei materiali di natura argillosa, garantiscono adeguate caratteristiche di resistenza al moto di trascinamento delle particelle (tensione tangenziale massima 1.35 kg/m^2).

Comunque per completezza di trattazione nelle pagine seguenti viene riportato anche il calcolo dei suddetti valori critici. Per tener conto della presenza nel terreno di ciottoli e della frazione limosa-argillosa il terreno in situ è stato assimilato ad una formazione incoerente (ghiaia) caratterizzata da un diametro medio pari a $d_{50}=30 \text{ mm}$ e da un angolo di attrito interno pari a 40° , mentre per quanto riguardale caratteristiche della corrente fluida si è fatto riferimento alle velocità desunte dalle verifiche in moto permanente.

5.1. Verifica di stabilità del terreno soggetto all'azione della corrente

Nella tabella di seguito riportata, estratta dal testo "Open Channel Hydraulics" di Ven Te Chow, per i diversi tipi di terreno, sono riportati i valori limite delle velocità medie della corrente, ottenuti sperimentalmente, nei quali si tiene conto del fatto che la velocità media nella sezione non è propriamente quella che investe le particelle e della necessità di un'azione supplementare occorrente per permettere il distacco delle particelle dal terreno.

Valori indicativi di V_e per suoli naturali standard

Tipo di suolo	Velocità limite V_e (m/s)	Angolo di attrito suggerito (gradi)
Sabbia fine	0.760	30 – 32
Sabbia e ghiaia	1.500	32 – 35
Ghiaia grossolana	1.800	35 – 38
Ciottoli e ghiaia	1.670	35 – 38
Argilla e crostoni di argilla (coesivi)	1.800	25 – 30
Limo e ciottoli (coesivi)	1.670	20 – 30

Valori standard della velocità limite e dell'angolo di attrito per suoli terreni naturali (Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill)

Nel caso in esame, sabbie e ghiaie con presenza di ciottoli, limi ed argille, sia per il canale di drenaggio che per il canale fugatore la velocità media limite della corrente che discrimina lo stato fisico del non movimento del materiale solido da quello di trasporto è pari a 1.67 m/s.

Dai risultati dello studio idraulico condotto risulta che per il canale di drenaggio delle acque meteoriche (canale 1 e canale 2 – v. Allegati A e B), ad eccezione della sezione di immissione del canale 1 nel canale fugatore nella condizione, peraltro eccezionalmente rara, che in occasione dell'evento meteorico estremo di progetto ($T_r = 100$ anni) il deflusso della portata nel canale fugatore non rigurgiti il deflusso della portata di piena nel canale 1 (passaggio nella sezione attraverso le condizioni di corrente critica), la velocità media della corrente si mantiene sempre abbondantemente al disotto del valore limite di 1.67 m/s, e quindi la stabilità del terreno naturale che costituisce le sponde ed il fondo del canale è sempre assicurata. Per quanto riguarda il canale fugatore, nella condizione meteorica estrema di progetto, ad eccezione del tratto terminale (sviluppo circa 30 m) prossimo alla foce a mare, la velocità media della corrente, anche nella condizione estrema di progetto, nella quale il canale oltre a raccogliere le acque del canale 1 raccoglie anche le acque meteoriche che precipitano sulla vasca di contenimento, risulta inferiore al suddetto valore limite e quindi anche in questo caso la stabilità del terreno naturale che costituisce le sponde ed il

fondo del canale risulta verificata. Peraltro nel tratto terminale del canale fugatore, dove la velocità media della corrente risulta eccessiva, al fine di proteggere le sponde ed il fondo del canale dall'azione erosiva del moto ondoso, è stato previsto un rivestimento in massi naturali.

Nelle pagine seguenti, per completezza di trattazione, per due sezioni ritenute rappresentative delle condizioni di deflusso del canale fugatore, viene riportato il calcolo della tensione tangenziale agente sul fondo e sulle sponde del canale ed i relativi valori critici e della velocità limite di trascinamento utilizzando la formulazione di Shields descritta in precedenza.

In particolare il calcolo ha riguardato le sezioni 4750 e 3850 (vedi studio di verifica idraulica) ubicate in due tratti del canale di drenaggio "1" caratterizzato da una pendenza rispettivamente $i_1=0.005$ e $i_2=0.0005$ e da un tirante idrico pari a $h_1=0.27$ m e $h_2=1.30$ m, e la sezione 562.5 del canale fugatore caratterizzato da una pendenza $i=0.0013$ e da un tirante idrico pari a $h=1.23$ m, che sono rappresentativi di un valore minimo e massimo del battente d'acqua al di sopra del fondo alveo.

I risultati ottenuti utilizzando le formule di Neil e di Shields confermano che le dimensioni medie delle particelle di terreno costituenti il fondo e le sponde dei canali risultano sufficienti a contrastare le azioni tangenziali della corrente fluida.

Infine è necessario evidenziare che lo studio idraulico dei canali e le verifiche di stabilità del terreno che ne costituisce il fondo e le sponde sono state eseguite facendo riferimento alle portate associate al tempo di ritorno centennale, per cui le verifiche sugli effetti erosivi, associate alle maggiori velocità, potrebbero manifestarsi in occasione di eventi rari, assicurando per portate ordinarie, contraddistinte da velocità minori, condizioni di stabilità del fondo e delle sponde dei canali.

5.1.1. Sezione di verifica idraulica n° 4750

Calcolo delle tensioni di trascinamento

La tensione tangenziale che viene esercitata sul fondo del canale durante l'evento di piena di progetto è fornita dalla relazione:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot h \cdot i$$

ove:

- $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (peso specifico dell'acqua);
- $h = 0.27 \text{ m}$ (tirante idrico nella sezione 4750);
- $i = 0,005$ (pendenza del fondo);

sostituendo i valori numerico si ottiene un valore della tensione tangenziale al fondo pari a:

$$\tau_b = (1000 \times 0.27 \times 0.005) = 1,35 \text{ Kg/m}^2$$

La corrispondente tensione tangenziale critica sul fondo del canale viene calcolata attraverso la relazione:

$$\tau_c = Y_c (\gamma_s - \gamma_w) d_{50}$$

dove :

- $Y_c = 0.0545$ Coefficiente di Shields
- $\gamma_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$
- $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$
- $d_m = 0.03 \text{ m}$ (diametro medio particelle terreno)

sostituendo i valori numerico si ottiene un valore della tensione tangenziale critica sul fondo pari a:

$$\tau_c = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 = 2,699 \text{ Kg/m}^2 > 1,35 \text{ Kg/m}^2$$

La tensione tangenziale agente sulle sponde del canale in occasione dell'evento di piena di progetto vale:

$$\tau_m = 0.75 \gamma_w y i = 0.75 \times (1000 \times 0.27 \times 0.005) = 1.01 \text{ Kg/m}^2$$

mentre la corrispondente tensione tangenziale critica si ottiene mediante la relazione:

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

dove:

- $\tau_c = Y_c (\gamma_s - \gamma_w) d_{50}$
- $Y_c = 0.0545$ Coefficiente di Shields
- $\gamma_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$
- $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$
- $d_m = 0.03 \text{ m}$ (diametro medio particelle terreno)
- $\phi = 40^\circ$ angolo di attrito interno del terreno
- $\theta = 35^\circ$ angolo inclinazione sponde

sostituendo i valori numerico si ottiene un valore della tensione tangenziale critica sulle sponde del canale pari a:

$$\tau_s = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 \times 0.45 = 1.218 \text{ Kg/m}^2 < 1.01 \text{ Kg/m}^2$$

Calcolo della velocità limite di trascinamento

Dallo studio idraulico eseguito (v. Allegato A) risulta che, nella sezione in oggetto, la velocità media della corrente in occasione dell'evento di piena di progetto è pari a 0.83 m/s.

Applicando la formula di Neil si ricava un valore della velocità limite di trascinamento pari a:

$$V_c = \left[2.5 g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{1/2} h^{1/10} d^{2/5} = 6.36 h^{1/10} d_{50}^{2/5} = 1.372 \text{ m/s} > 0.83 \text{ m/s}$$

5.1.2. Sezione di verifica idraulica n° 3850**Calcolo delle tensioni di trascinamento**

La tensione tangenziale che viene esercitata sul fondo del canale durante l'evento di piena di progetto è fornita dalla relazione:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot h \cdot i$$

Nel caso in esame:

- $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (peso specifico dell'acqua);
- $h = 1.30 \text{ m}$ (tirante idrico nella sezione 4750);
- $i = 0,0005$ (pendenza del fondo);

da cui si ottiene un valore della tensione tangenziale al fondo pari a:

$$\tau_b = (1000 \times 1.3 \times 0.0005) = 0.65 \text{ Kg/m}^2$$

mentre la corrispondente tensione tangenziale critica sul fondo calcolata con la relazione richiamata in precedenza, assumendo per il coefficiente di Shields (Y_c) il valore 0.0545, è pari a:

$$\tau_c = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 = 2.699 \text{ Kg/m}^2 > 0.65 \text{ Kg/m}^2$$

La tensione tangenziale che viene esercitata sulle sponde del canale durante l'evento di piena di progetto è pari a:

$$\tau_m = 0.75 \gamma_w y i = 0.75 \times (1000 \times 1.3 \times 0.0005) = 0.49 \text{ Kg/m}^2$$

mentre la corrispondente tensione tangenziale critica sulle sponde calcolata con la relazione richiamata in precedenza, assumendo per il coefficiente di Shields (Y_c) il valore 0.0545, è pari a:

$$\tau_s = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 \times 0.45 = 1.218 \text{ Kg/m}^2 > 0.49 \text{ Kg/m}^2$$

Calcolo della velocità limite di trascinamento

Dallo studio idraulico eseguito (v. Allegato B) risulta che, nella sezione in oggetto, la velocità media della corrente in occasione dell'evento di piena di progetto è pari a 0.30 m/s.

Applicando la formulazione precedentemente citata, nel caso in esame, si ottiene un valore della velocità critica di trascinamento pari a:

$$V_c = \left[2.5 g \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{1/2} h^{1/10} d^{2/5} = 6.36 h^{1/10} d_{50}^{2/5} = 1.606 \text{ m/s} > 0.30 \text{ m/s}$$

5.1.3. Sezione di verifica idraulica n° 562.5**Calcolo delle tensioni di trascinamento**

La tensione tangenziale che viene esercitata sul fondo del canale durante l'evento di piena di progetto è fornita dalla relazione:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot h \cdot i$$

Nel caso in esame:

- $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (peso specifico dell'acqua);
- $h = 1.23 \text{ m}$ (tirante idrico nella sezione 4750);
- $i = 0,0013$ (pendenza del fondo);

da cui si ottiene un valore della tensione tangenziale al fondo pari a:

$$\tau_b = (1000 \times 1.23 \times 0.0013) = 1.60 \text{ Kg/m}^2$$

mentre la corrispondente tensione tangenziale critica sul fondo calcolata con la relazione richiamata in precedenza, assumendo per il coefficiente di Shields (Y_c) il valore 0.0545, è pari a:

$$\tau_c = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 = 2.699 \text{ Kg/m}^2 > 1.60 \text{ Kg/m}^2$$

La tensione tangenziale che viene esercitata sulle sponde del canale durante l'evento di piena di progetto è pari a:

$$\tau_m = 0.75 \gamma_w y i = 0.75 \times (1000 \times 1.23 \times 0.0013) = 1.20 \text{ Kg/m}^2$$

mentre la corrispondente tensione tangenziale critica sulle sponde calcolata con la relazione richiamata in precedenza, assumendo per il coefficiente di Shields (Y_c) il valore 0.0545, è pari a:

$$\tau_s = 0.0545 \times (2650 - 1000) \times 0.03 \times 0.45 = 1.218 \text{ Kg/m}^2 > 1.20 \text{ Kg/m}^2$$

Calcolo della velocità limite di trascinamento

Dallo studio idraulico eseguito (v. Allegato C) risulta che, nella sezione in oggetto, la velocità media della corrente in occasione dell'evento di piena di progetto è pari a 1.59 m/s.

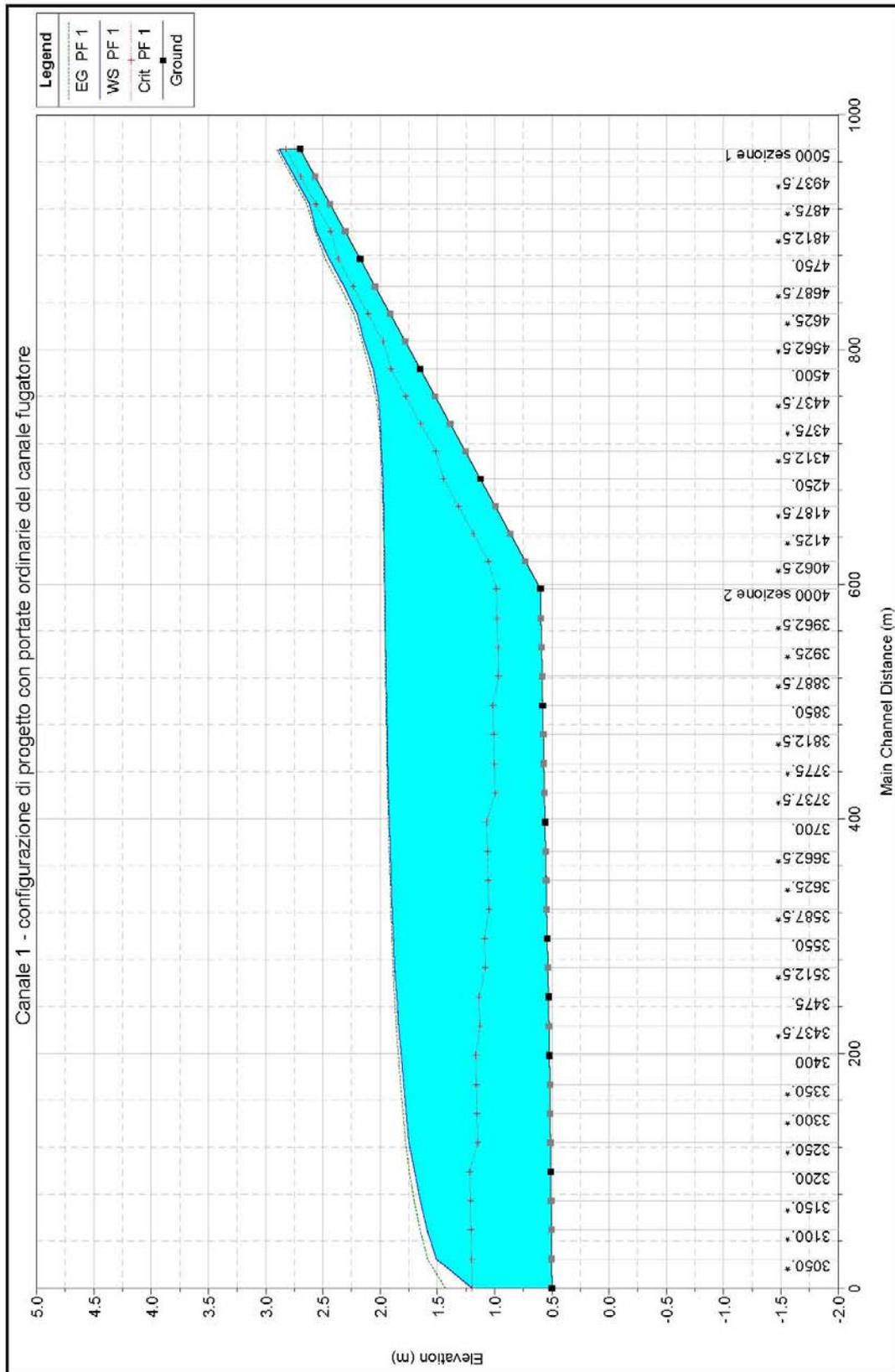
Applicando la formulazione precedentemente citata, nel caso in esame, si ottiene un valore della velocità critica di trascinamento pari a:

$$V_c = \left[2.5 g \frac{(y_s - \gamma)}{\gamma} \right]^{1/2} h^{1/10} d^{2/5} = 6.36 h^{1/10} d_{50}^{2/5} = 1.597 \text{ m/s} > 1.59 \text{ m/s}$$

ALLEGATO A
CANALE 1
TABULATI DI OUT-PUT

Configurazione di progetto del canale 1

Condizione 1

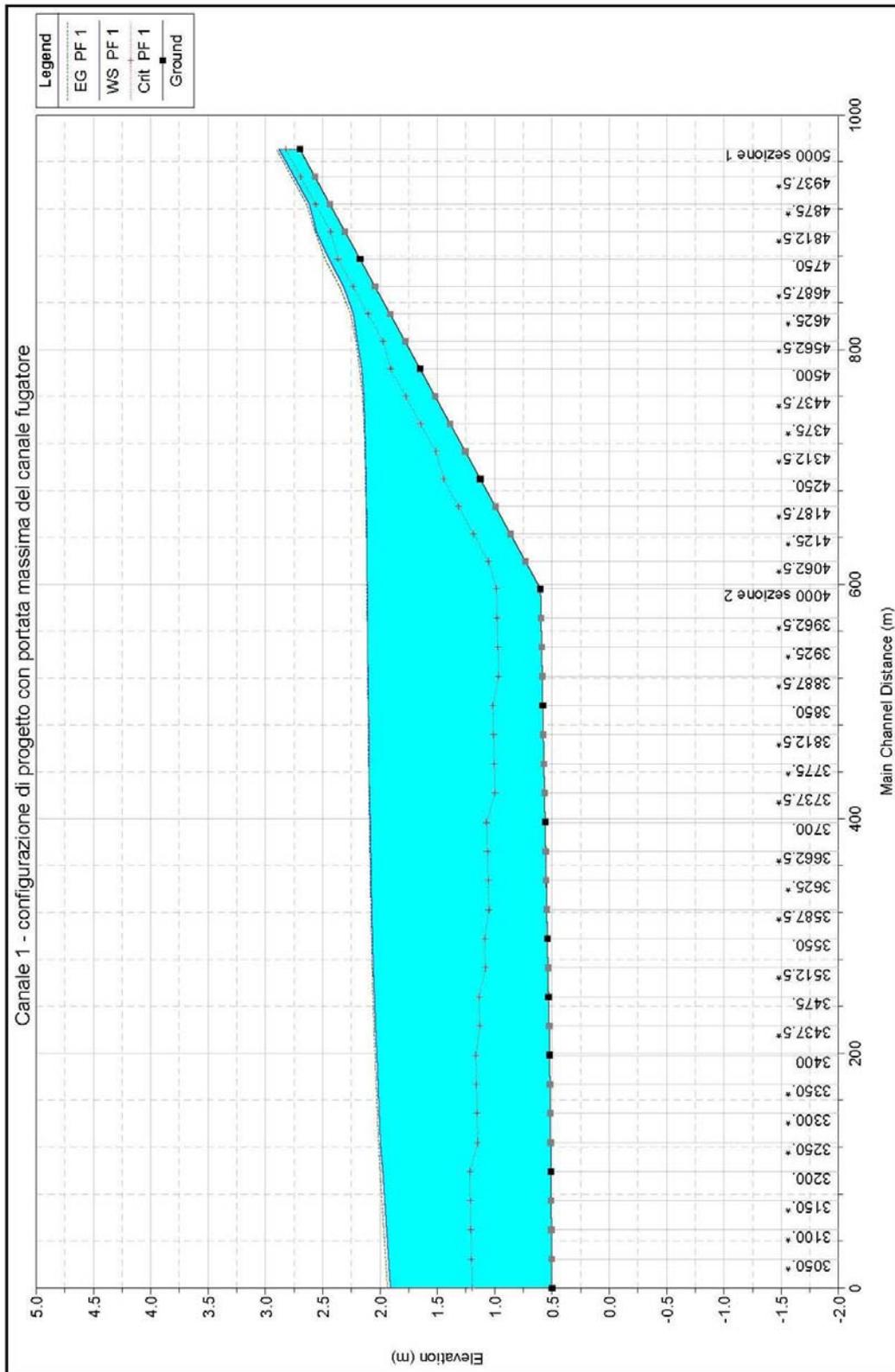


HEC-RAS Plan: can1 due hc River canale Reach: trapezio Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit.W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
trapezio	5000	PF 1	0.15	2.70	2.88	2.82	2.90	0.005470	0.67	0.23	1.49	0.54
trapezio	4937.5*	PF 1	0.15	2.57	2.75	2.69	2.77	0.005595	0.67	0.22	1.47	0.55
trapezio	4875 *	PF 1	0.15	2.44	2.62	2.56	2.64	0.005824	0.68	0.22	1.46	0.56
trapezio	4812.5*	PF 1	0.15	2.31	2.56	2.45	2.57	0.001826	0.46	0.33	1.63	0.33
trapezio	4750.	PF 1	0.30	2.18	2.45	2.37	2.48	0.005560	0.83	0.36	1.67	0.57
trapezio	4687.5*	PF 1	0.30	2.04	2.31	2.24	2.35	0.005589	0.83	0.36	1.66	0.57
trapezio	4625 *	PF 1	0.30	1.91	2.20	2.11	2.23	0.004507	0.77	0.39	1.69	0.52
trapezio	4562.5*	PF 1	0.30	1.78	2.14	1.97	2.16	0.002057	0.59	0.51	1.84	0.36
trapezio	4500.	PF 1	0.48	1.65	2.06	1.91	2.09	0.003265	0.79	0.61	1.94	0.45
trapezio	4437.5*	PF 1	0.48	1.52	2.02	1.78	2.04	0.001632	0.62	0.78	2.12	0.33
trapezio	4375 *	PF 1	0.48	1.39	2.00	1.65	2.01	0.000780	0.47	1.02	2.33	0.23
trapezio	4312.5*	PF 1	0.48	1.26	1.99	1.51	1.99	0.000395	0.37	1.30	2.56	0.16
trapezio	4250.	PF 1	0.68	1.13	1.98	1.45	1.98	0.000454	0.43	1.60	2.76	0.18
trapezio	4187.5*	PF 1	0.68	0.99	1.97	1.32	1.98	0.000273	0.35	1.93	2.95	0.14
trapezio	4125.*	PF 1	0.68	0.86	1.97	1.19	1.97	0.000173	0.30	2.28	3.14	0.11
trapezio	4062.5*	PF 1	0.68	0.73	1.96	1.05	1.97	0.000116	0.26	2.65	3.30	0.09
trapezio	4000	PF 1	0.90	0.60	1.96	0.98	1.96	0.000143	0.30	3.01	3.44	0.10
trapezio	3962.5*	PF 1	0.90	0.59	1.96	0.98	1.96	0.000136	0.29	3.07	3.52	0.10
trapezio	3925.*	PF 1	0.90	0.59	1.95	0.97	1.96	0.000130	0.29	3.13	3.60	0.10
trapezio	3887.5*	PF 1	0.90	0.58	1.95	0.97	1.95	0.000125	0.28	3.19	3.67	0.10
trapezio	3850.	PF 1	1.14	0.58	1.94	1.02	1.95	0.000194	0.35	3.23	3.74	0.12
trapezio	3812.5*	PF 1	1.14	0.57	1.94	1.01	1.94	0.000187	0.35	3.28	3.81	0.12
trapezio	3775.*	PF 1	1.14	0.57	1.93	1.00	1.94	0.000180	0.34	3.33	3.88	0.12
trapezio	3737.5*	PF 1	1.14	0.57	1.93	1.00	1.94	0.000175	0.34	3.37	3.94	0.12
trapezio	3700.	PF 1	1.54	0.56	1.92	1.07	1.93	0.000315	0.45	3.39	3.99	0.16
trapezio	3662.5*	PF 1	1.54	0.56	1.91	1.06	1.92	0.000308	0.45	3.42	4.05	0.16
trapezio	3625.*	PF 1	1.54	0.55	1.90	1.06	1.91	0.000302	0.45	3.45	4.10	0.16
trapezio	3587.5*	PF 1	1.54	0.54	1.90	1.05	1.91	0.000297	0.44	3.48	4.16	0.15
trapezio	3550.	PF 1	1.78	0.54	1.88	1.09	1.90	0.000395	0.51	3.49	4.20	0.18
trapezio	3512.5*	PF 1	1.78	0.53	1.87	1.08	1.89	0.000391	0.51	3.51	4.24	0.18
trapezio	3475.	PF 1	2.18	0.53	1.85	1.14	1.87	0.000601	0.63	3.48	4.26	0.22
trapezio	3437.5*	PF 1	2.18	0.52	1.84	1.13	1.86	0.000608	0.63	3.48	4.29	0.22
trapezio	3400	PF 1	2.46	0.52	1.81	1.16	1.84	0.000807	0.72	3.43	4.29	0.26
trapezio	3350.*	PF 1	2.46	0.52	1.79	1.16	1.82	0.000833	0.73	3.39	4.31	0.26
trapezio	3300.*	PF 1	2.46	0.52	1.77	1.15	1.80	0.000866	0.73	3.35	4.33	0.27
trapezio	3250.*	PF 1	2.46	0.51	1.75	1.15	1.78	0.000903	0.74	3.30	4.34	0.27
trapezio	3200.	PF 1	3.03	0.51	1.70	1.22	1.75	0.001592	0.97	3.13	4.27	0.36
trapezio	3150.*	PF 1	3.03	0.51	1.65	1.21	1.70	0.001838	1.02	2.97	4.20	0.39
trapezio	3100.*	PF 1	3.03	0.51	1.59	1.21	1.65	0.002245	1.10	2.76	4.09	0.43
trapezio	3050.*	PF 1	3.03	0.50	1.51	1.20	1.59	0.003017	1.22	2.48	3.92	0.49
trapezio	3000	PF 1	3.03	0.50	1.20	1.20	1.43	0.013814	2.15	1.41	3.05	1.01

Configurazione di progetto del canale 1

Condizione 2

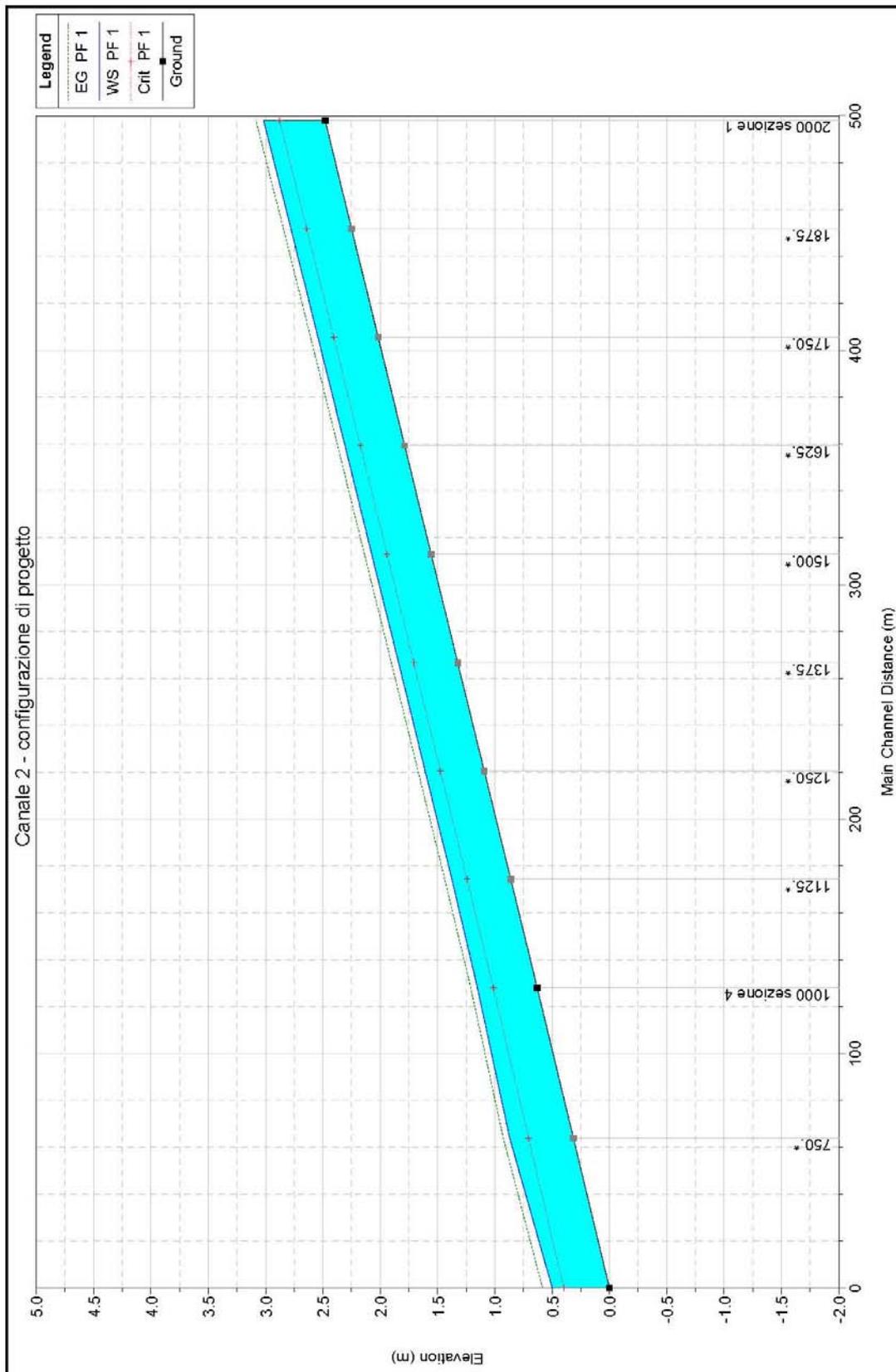


HEC-RAS Plan: Can1 2penrig River: canale Reach: trapezio Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
trapezio	5000	PF 1	0.15	2.70	2.88	2.82	2.90	0.005470	0.67	0.23	1.49	0.54
trapezio	4937.5*	PF 1	0.15	2.57	2.75	2.69	2.77	0.005996	0.67	0.22	1.47	0.55
trapezio	4875.*	PF 1	0.15	2.44	2.62	2.56	2.64	0.005824	0.68	0.22	1.46	0.56
trapezio	4812.5*	PF 1	0.15	2.31	2.56	2.43	2.57	0.001826	0.46	0.33	1.63	0.33
trapezio	4750.	PF 1	0.30	2.18	2.45	2.37	2.48	0.005664	0.83	0.36	1.67	0.57
trapezio	4687.5*	PF 1	0.30	2.04	2.32	2.24	2.35	0.005329	0.82	0.37	1.67	0.56
trapezio	4625.*	PF 1	0.30	1.91	2.23	2.11	2.26	0.003072	0.68	0.44	1.77	0.43
trapezio	4562.5*	PF 1	0.30	1.78	2.20	1.97	2.21	0.001195	0.48	0.62	1.98	0.28
trapezio	4500.	PF 1	0.48	1.65	2.16	1.91	2.18	0.001475	0.59	0.81	2.17	0.31
trapezio	4437.5*	PF 1	0.48	1.52	2.14	1.78	2.15	0.000704	0.45	1.06	2.40	0.22
trapezio	4375.*	PF 1	0.48	1.39	2.13	1.65	2.14	0.000959	0.36	1.35	2.63	0.16
trapezio	4312.5*	PF 1	0.48	1.26	2.12	1.51	2.13	0.000198	0.29	1.68	2.86	0.12
trapezio	4250.	PF 1	0.68	1.13	2.12	1.45	2.13	0.000241	0.34	2.02	3.06	0.13
trapezio	4187.5*	PF 1	0.68	0.99	2.12	1.32	2.12	0.000154	0.28	2.39	3.25	0.11
trapezio	4125.*	PF 1	0.68	0.86	2.12	1.19	2.12	0.000103	0.25	2.77	3.43	0.09
trapezio	4062.5*	PF 1	0.68	0.73	2.11	1.05	2.12	0.000072	0.21	3.17	3.58	0.07
trapezio	4000	PF 1	0.90	0.60	2.11	0.98	2.11	0.000092	0.25	3.56	3.71	0.08
trapezio	3962.5*	PF 1	0.90	0.59	2.11	0.98	2.11	0.000087	0.25	3.64	3.80	0.08
trapezio	3925.*	PF 1	0.90	0.59	2.11	0.97	2.11	0.000083	0.24	3.71	3.89	0.08
trapezio	3887.5*	PF 1	0.90	0.58	2.11	0.97	2.11	0.000079	0.24	3.79	3.98	0.08
trapezio	3850.	PF 1	1.14	0.58	2.10	1.02	2.11	0.000122	0.30	3.85	4.06	0.10
trapezio	3812.5*	PF 1	1.14	0.57	2.10	1.01	2.10	0.000116	0.29	3.92	4.14	0.10
trapezio	3775.*	PF 1	1.14	0.57	2.10	1.00	2.10	0.000112	0.29	3.98	4.22	0.09
trapezio	3737.5*	PF 1	1.14	0.57	2.09	1.00	2.10	0.000107	0.28	4.05	4.30	0.09
trapezio	3700.	PF 1	1.54	0.56	2.09	1.07	2.09	0.000191	0.38	4.09	4.36	0.12
trapezio	3662.5*	PF 1	1.54	0.56	2.08	1.06	2.09	0.000185	0.37	4.15	4.43	0.12
trapezio	3625.*	PF 1	1.54	0.55	2.08	1.06	2.08	0.000179	0.37	4.20	4.50	0.12
trapezio	3587.5*	PF 1	1.54	0.54	2.07	1.05	2.08	0.000174	0.36	4.26	4.57	0.12
trapezio	3550.	PF 1	1.78	0.54	2.07	1.09	2.07	0.000228	0.41	4.30	4.63	0.14
trapezio	3512.5*	PF 1	1.78	0.53	2.06	1.08	2.07	0.000222	0.41	4.34	4.69	0.14
trapezio	3475.	PF 1	2.18	0.53	2.05	1.14	2.06	0.000331	0.50	4.36	4.74	0.17
trapezio	3437.5*	PF 1	2.18	0.52	2.04	1.13	2.05	0.000326	0.50	4.39	4.79	0.17
trapezio	3400	PF 1	2.46	0.52	2.03	1.16	2.04	0.000415	0.56	4.40	4.83	0.19
trapezio	3350.*	PF 1	2.46	0.52	2.02	1.16	2.03	0.000410	0.56	4.42	4.89	0.19
trapezio	3300.*	PF 1	2.46	0.52	2.01	1.15	2.02	0.000408	0.55	4.44	4.95	0.19
trapezio	3250.*	PF 1	2.46	0.51	2.00	1.15	2.01	0.000404	0.55	4.47	5.01	0.19
trapezio	3200.	PF 1	3.03	0.51	1.98	1.22	2.00	0.000633	0.69	4.42	5.03	0.23
trapezio	3150.*	PF 1	3.03	0.51	1.96	1.21	1.98	0.000641	0.69	4.41	5.07	0.24
trapezio	3100.*	PF 1	3.03	0.51	1.94	1.21	1.97	0.000653	0.69	4.39	5.10	0.24
trapezio	3050.*	PF 1	3.03	0.50	1.93	1.20	1.95	0.000664	0.69	4.37	5.13	0.24
trapezio	3000	PF 1	3.03	0.50	1.91	1.20	1.93	0.000679	0.70	4.34	5.15	0.24

ALLEGATO B
CANALE 2
TABULATI DI OUT-PUT

Configurazione di progetto del canale 2

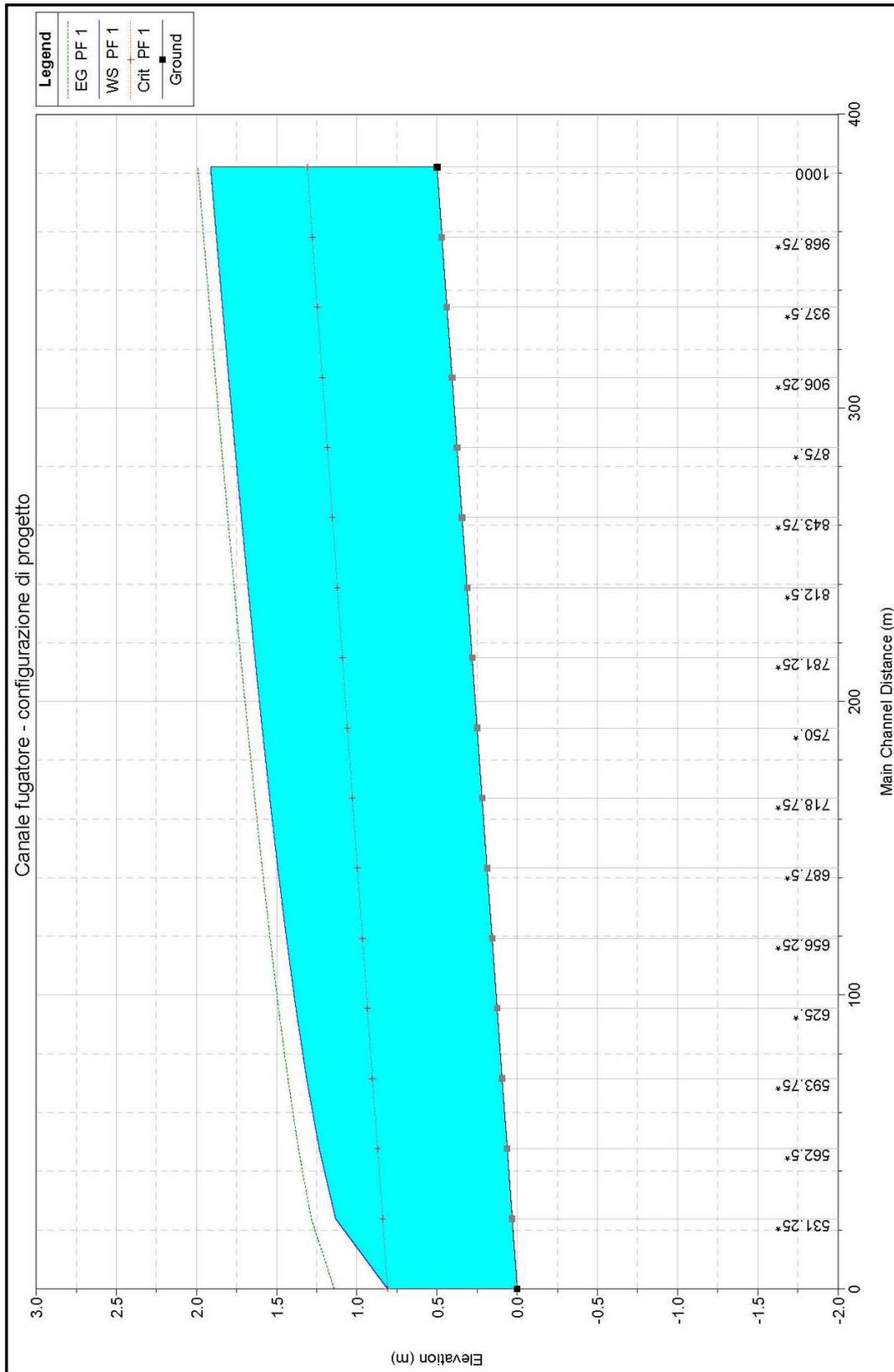


HEC-RAS Plan: can 2 River: canale Reach: 2 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
2	2000	PF 1	1.00	2.48	3.02	2.88	3.08	0.005230	1.15	0.87	2.25	0.59
2	1875.*	PF 1	1.00	2.25	2.78	2.64	2.84	0.005148	1.13	0.88	2.34	0.59
2	1750.*	PF 1	1.00	2.02	2.54	2.41	2.61	0.005065	1.12	0.89	2.40	0.59
2	1625.*	PF 1	1.00	1.79	2.31	2.17	2.37	0.005078	1.12	0.90	2.44	0.59
2	1500.*	PF 1	1.00	1.56	2.07	1.94	2.14	0.005025	1.11	0.90	2.47	0.59
2	1375.*	PF 1	1.00	1.32	1.84	1.71	1.90	0.005060	1.11	0.90	2.49	0.59
2	1250.*	PF 1	1.00	1.09	1.61	1.47	1.67	0.004999	1.10	0.91	2.52	0.59
2	1125.*	PF 1	1.00	0.86	1.37	1.24	1.44	0.005026	1.10	0.91	2.53	0.59
2	1000	PF 1	1.00	0.63	1.15	1.01	1.21	0.004674	1.07	0.93	2.57	0.57
2	750.*	PF 1	1.00	0.31	0.87	0.71	0.93	0.004213	1.05	0.95	2.42	0.54
2	500	PF 1	1.00	0.00	0.50	0.40	0.58	0.007044	1.29	0.78	2.11	0.68

ALLEGATO C
CANALE FUGATORE
TABULATI DI OUT-PUT

Configurazione di progetto del canale 2



HEC-RAS Plan: canflug River: canale Reach: fugato Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
fugato	1000	PF 1	10.76	0.50	1.91	1.31	1.99	0.001494	1.25	8.64	8.24	0.39
fugato	968.75*	PF 1	10.76	0.47	1.87	1.28	1.95	0.001519	1.25	8.59	8.22	0.39
fugato	937.5*	PF 1	10.76	0.44	1.84	1.25	1.92	0.001546	1.26	8.53	8.20	0.39
fugato	906.25*	PF 1	10.76	0.41	1.80	1.21	1.88	0.001572	1.27	8.48	8.18	0.40
fugato	875.*	PF 1	10.76	0.37	1.76	1.18	1.84	0.001606	1.28	8.42	8.16	0.40
fugato	843.75*	PF 1	10.76	0.34	1.72	1.15	1.80	0.001648	1.29	8.34	8.13	0.41
fugato	812.5*	PF 1	10.76	0.31	1.68	1.12	1.76	0.001691	1.30	8.26	8.10	0.41
fugato	781.25*	PF 1	10.76	0.28	1.64	1.09	1.72	0.001747	1.32	8.17	8.06	0.42
fugato	750.*	PF 1	10.76	0.25	1.59	1.06	1.68	0.001815	1.34	8.06	8.02	0.43
fugato	718.75*	PF 1	10.76	0.22	1.54	1.03	1.64	0.001900	1.36	7.92	7.97	0.43
fugato	687.5*	PF 1	10.76	0.19	1.49	1.00	1.59	0.002006	1.38	7.77	7.91	0.45
fugato	656.25*	PF 1	10.76	0.16	1.44	0.96	1.54	0.002135	1.42	7.60	7.85	0.46
fugato	625.*	PF 1	10.76	0.12	1.38	0.93	1.49	0.002316	1.46	7.38	7.76	0.48
fugato	593.75*	PF 1	10.76	0.09	1.31	0.90	1.43	0.002575	1.51	7.11	7.66	0.50
fugato	562.5*	PF 1	10.76	0.06	1.23	0.87	1.36	0.002972	1.59	6.75	7.52	0.54
fugato	531.25*	PF 1	10.76	0.03	1.13	0.84	1.28	0.003740	1.73	6.22	7.30	0.60
fugato	500	PF 1	10.76	0.00	0.81	0.81	1.14	0.011328	2.55	4.22	6.43	1.01

ALLEGATO D
MODELLO MATEMATICO HEC-RAS

*Modello per il calcolo dei profili di corrente
a superficie libera in canali naturali o artificiali*

DESCRIZIONE SINTETICA

Premesse

Nell'ipotesi di condizioni di deflusso in moto permanente in alveo a sezione gradualmente variabile (steady gradually varied flow) può essere utilizzata la nuova versione del modello monodimensionale HEC-2 sviluppato (1982) dallo Hydrologic Engineering Center (HEC) dello U.S. Army Corps of Engineers (USACE).

Questo modello è in grado di simulare le condizioni di deflusso in corrente lenta e/o veloce calcolando i profili di corrente a superficie libera di una portata costante in canali naturali o artificiali, operando una discretizzazione di estremo dettaglio delle caratteristiche geometriche del canale e di eventuali opere (ponti; restringimenti; tombini) interessate dalla corrente liquida.

Il codice del modello HEC-2 è stato recentemente inserito all'interno di un nuovo pacchetto di calcolo (software-package) denominato HEC-RAS (River Analysis System) corredato di funzioni di editing e di stampa e disponibile per ambienti PC-DOS/WINDOWS. Questo software-package attualmente supporta le sole routine di calcolo ereditate dal programma HEC-2 ma è in corso di implementazione da parte dell'HEC anche il trasferimento dei codici relativi alle simulazioni delle condizioni di deflusso in moto vario (modello UNET) e di trasporto solido (modello HEC-6).

Descrizione del codice di calcolo HEC-2

Il procedimento di calcolo è basato sulla soluzione dell'equazione (monodimensionale) dell'energia, valutando le perdite di carico ripartite (dissipazioni per attrito) con l'espressione di Manning e quelle concentrate (in corrispondenza di brusche variazioni di sezioni) tenendo conto di un coefficiente di espansione ed uno di contrazione. In corrispondenza di tratti ove il profilo liquido varia rapidamente viene utilizzata l'equazione del momento; è possibile così simulare risalti idraulici che si realizzano in corrispondenza di restringimenti (ponti o tombini) ed eventuali punti di confluenza/derivazione di correnti liquide.

Le informazioni necessarie per l'esecuzione del programma vengono introdotte utilizzando procedure corredate di fogli elettronici per la generazione di file di input relativi a:

caratteristiche geometriche:

- rappresentazione planimetrica dei canali con individuazione delle sezioni trasversali di discretizzazione, dei punti di confluenza o derivazione, dei ponti od eventuali opere di restringimento;
- coordinate dei vertici del generico poligono della sezione trasversale al corso d'acqua;
- lunghezza dei tronchi di canale fra sezioni contigue;

- coefficienti che esprimono le perdite di carico (concentrate e ripartite);
- delimitazioni delle aree realmente interessate dal deflusso idraulico;

condizioni di deflusso nelle sezioni di estremità:

- definizione del regime di deflusso (corrente lenta e/o veloce);
- livello idrico iniziale;
- portata di deflusso.

Il programma HEC-RAS è corredato delle seguenti utili funzioni che agevolano le procedure di input ed output: introduzione e correzione dei dati tramite l'uso di fogli elettronici con funzioni di controllo in linea; visualizzazione e stampa dell'andamento planimetrico e dei profili trasversali e longitudinali; predisposizione e stampa di una relazione riassuntiva dei tabulati di input ed output.

Il calcolo del profilo inizia da una sezione caratteristica (che definiamo di controllo in quanto per questa vengono definite le condizioni di partenza) e procede, secondo un metodo iterativo alle differenze finite, alla definizione della quota del pelo libero della sezione contigua (individuata a monte nel caso di corrente lenta o a valle nel caso di corrente veloce). Questa ultima versione del codice di calcolo individua in maniera automatica i tratti, all'interno del canale in esame, ove si realizza il passaggio attraverso l'altezza critica (moto permanente con variazioni rapide delle condizioni di deflusso). In qualsiasi caso è fondamentale la corretta definizione e successiva verifica di validazione delle condizioni di deflusso per le sezioni di estremità.

Nelle condizioni di moto permanente con variazioni graduali delle sezioni, il calcolo del tirante idrico in una sezione trasversale viene eseguito risolvendo le due seguenti equazioni:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} + h_e \quad (1)$$

$$h_e = L \cdot \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right| \quad (2)$$

ove (vedi fig. 1):

WS_1, WS_2	esprimono la quota idrica alle due estremità
V_1, V_2	velocità media nelle due sezioni (definita in funzione del rapporto Q/A)
α_1, α_2	coefficiente di coriolis nelle due sezioni
g	accelerazione di gravità
h_e	perdita di carico totale
L	lunghezza (media pesata) del tratto di canale compreso tra le sezioni 1 e 2
\bar{S}_f	pendenza della linea dei carichi per attrito ripartito
C	coefficiente di perdita di carico per brusco allargamento o restringimento

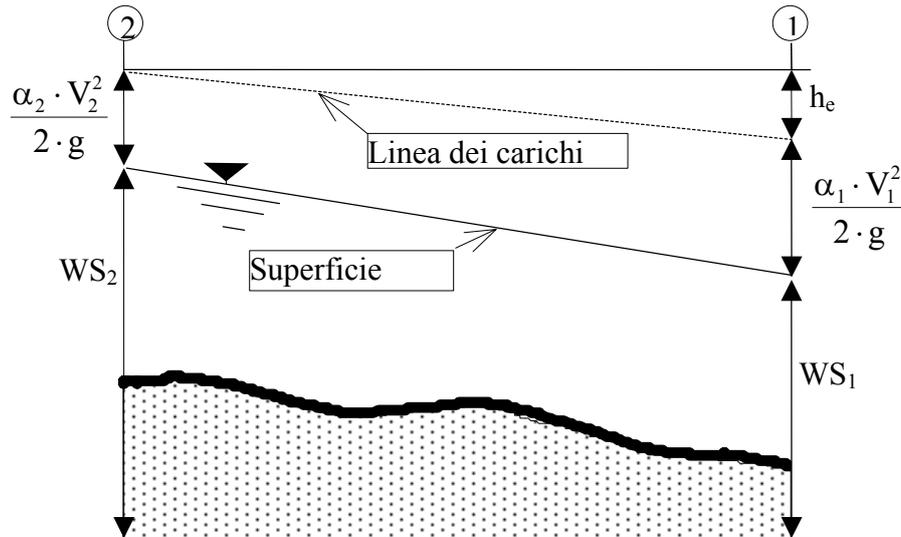


Fig.1 - Schematizzazione dei termini di calcolo tra due sezioni

La lunghezza L è definita come media pesata in funzione della portata media che si realizza nei tratti centrale (ch asse canale) e laterali (argine/golena destra rob right overbank e sinistra lob left overbank) della sezione idraulica:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3)$$

ove:

L_{lob}, L_{rob}, L_{ch} lunghezza del tronco in corrispondenza della golena sinistra, destra e del canale

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{rob}, \bar{Q}_{ch}$ portata media di deflusso nella golena sinistra, destra e del canale

Nella simulazione delle caratteristiche di deflusso in corrispondenza di ogni sezione trasversale di calcolo il modello definisce la capacità di trasporto totale $K=Q/(S_f^{0,5})$ ed il coefficiente di coriolis α . Per un'attenta valutazione di questi termini è necessario suddividere la generica sezione trasversale in parti contraddistinte da una velocità di deflusso pressoché uniforme (vedi fig.2).

La capacità di trasporto (conveyance) per la generica zona i -esima (a velocità uniforme) K_i è calcolata con l'equazione:

$$K_i = \frac{1,486}{n_i} \cdot A_i \cdot R_i^{2/3} \quad (4)$$

ove:

n_i coefficiente di scabrezza (o indice di Manning)

A area liquida della porzione di sezione trasversale

R raggio idraulico (rapporto tra l'area A ed il perimetro bagnato)

La capacità di trasporto della sezione trasversale è data dalla somma dei contributi parziali.

Il coefficiente di Coriolis α è definito in funzione della seguente equazione:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \cdot \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad (5)$$

con:

- A_t area bagnata totale della sezione trasversale
- A_{lob}, A_{rob}, A_{ch} area bagnata nel canale e nelle golene
- K_t capacità di trasporto totale della sezione
- K_{lob}, K_{rob}, K_{ch} capacità di trasporto nel canale e nelle golene

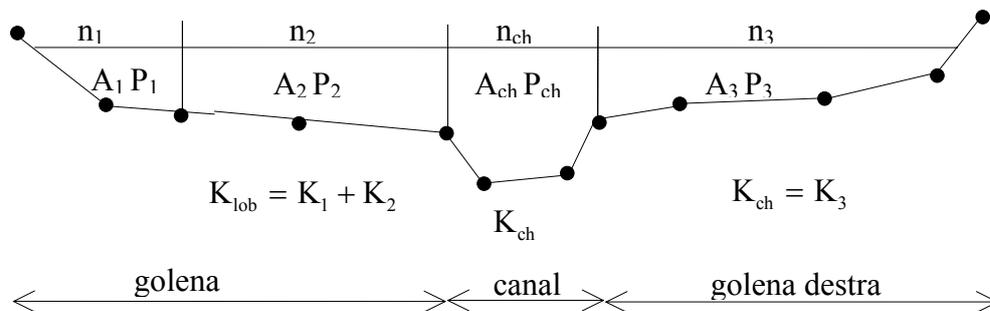


Fig. 2 - Schematizzazione della sezione trasversale

Le perdite di carico per attrito vengono calcolate come prodotto di \bar{S}_f ed L; L è definito tramite l'equazione (3); per il calcolo di \bar{S}_f tra due sezioni è possibile utilizzare quattro espressioni alternative comunque derivate dall'equazione di Manning $S_f=(Q/K)^2$:

Capacità media di trasporto:
$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (6.1)$$

Pendenza piezometrica media:
$$\bar{S}_f = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2} \quad (6.2)$$

Media geometrica della pendenza:
$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f_1} \cdot S_{f_2}} \quad (6.3)$$

Media armonica della pendenza:
$$\bar{S}_f = \frac{2 \cdot S_{f_1} \cdot S_{f_2}}{S_{f_1} + S_{f_2}} \quad (6.4)$$

Per ogni sezione di calcolo viene individuata l'altezza critica WS_{crit} definita come il tirante idrico cui compete la condizione di minimo del carico totale $H_{min}=WS_{crit} + \alpha \cdot V^2/(2 \cdot g)$; per l'individuazione dell'altezza critica l'algoritmo di calcolo segue una procedura iterativa di tipo misto combinando i metodi parabolico e secante.

La procedura di calcolo del profilo inizia da una sezione di estremità del canale in esame e procede, secondo un metodo iterativo alle differenze finite, alla definizione della quota del pelo libero della sezione contigua utilizzando le equazioni precedentemente descritte. La sequenza di calcolo è del tipo SSM (standard step method):

- a) - note le condizioni di deflusso in corrispondenza della sezione **2** di partenza (tirante idrico WS_2 portata Q_2); viene prefissato un valore del tirante idrico (WS_1) per la sezione contigua **1** (individuata, rispetto alla sezione di partenza, a monte nel caso di corrente lenta o a valle nel caso di corrente veloce);
- b) - in funzione del tirante idrico WS_1 viene calcolata la capacità di trasporto K_1 e la velocità Q_1/A_1);
- c) - con i valori desunti ai punti a) e b) viene calcolata (con le equazioni 6.1÷6.4) la pendenza piezometrica \bar{S}_f relativa al tratto compreso tra la sezione di partenza **2** e quella contigua **1** e successivamente la perdita di carico in funzione dell'equazione (2);
- d) - viene risolta l'equazione (1) esplicitata in funzione del tirante idrico nella sezione **2** (termine incognito WS_1);
- e) - il valore di WS_1 così calcolato viene comparato a quello assunto al punto a); se lo scarto tra i due valori supera un livello prefissato (come default il programma assume una tolleranza di 0,003 m ma è possibile imporre valori anche più contenuti) vengono ripetuti i passi di calcolo sino a verificare la condizione di tolleranza.

Nei tratti ove si individua il passaggio del profilo idraulico attraverso l'altezza critica (moto permanente con variazioni rapide delle condizioni di deflusso) l'impiego dell'equazione dell'energia (1) cade in difetto; queste condizioni si manifestano in corrispondenza di: a) tratti di risalto idraulico (corrispondenti a drastiche variazioni delle sezioni trasversali del canale); b) punti di confluenza o divergenza di canali; c) restringimenti in corrispondenza di opere in alveo (ponti e tombini). Il codice di calcolo di HEC-RAS è in grado di gestire in modo automatico queste specifiche condizioni di deflusso utilizzando l'equazione del momento derivata applicando il teorema della quantità di moto al volume di controllo compreso tra due sezioni confinanti il tratto ove avviene il singolare passaggio attraverso l'altezza critica:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (7)$$

ove (vedi fig. 3):

P_1, P_2 Spinta idrostatica lungo le sezioni di controllo = $\gamma \cdot A \cdot Y \cdot \cos\theta$

$W_x = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L$ Componente longitudinale della risultante delle forze di massa

$F_f = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot \bar{S}_f \cdot L$ Risultante degli sforzi di attrito

$Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x = \frac{Q \cdot \gamma}{g} \cdot (\beta_2 \cdot V_2 - \beta_1 \cdot V_1)$ Quantità di moto della massa fluida

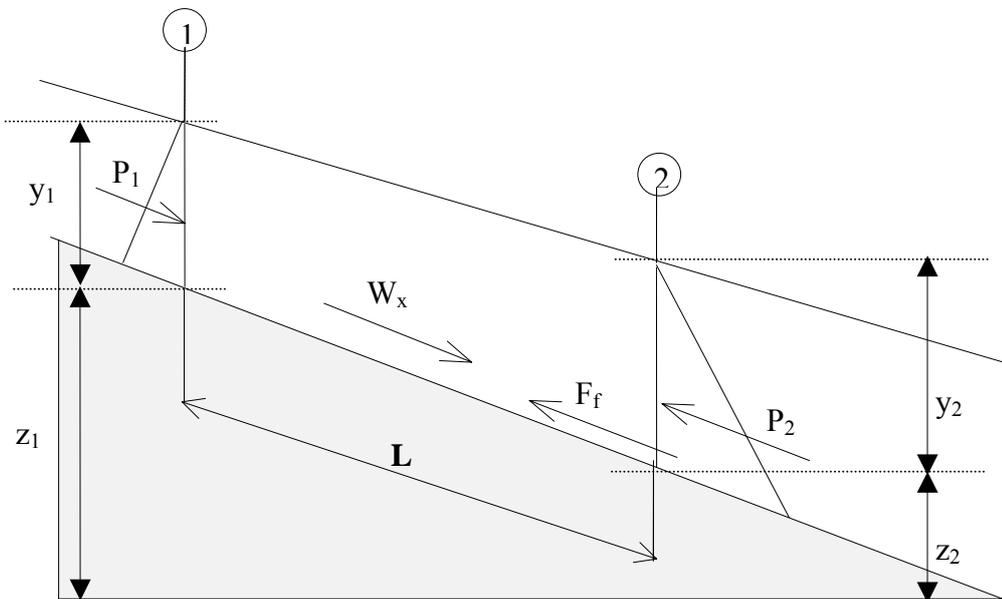


Fig. 3 Schematizzazione del volume di controllo

Limiti di applicabilità del modello HEC-RAS:

- 1) Portata costante (flusso stazionario)
- 2) Moto permanente gradualmente vario (ad eccezione dei tratti in corrispondenza di brusche variazioni di sezione in queste condizioni il programma utilizza l'equazione del momento)
- 3) Condizioni di deflusso prevalentemente monodimensionali
- 4) Pendenza del canale contenuta (inferiore ad 0,1%)