



# CITTA' DI MATERA



## REGOLAMENTO URBANISTICO

### STUDIO IDRAULICO - IDROLOGICO

TAV. N.	Elaborato:	Scala:	Data:
<b>I.1</b>	Relazione metodologica		

#### Il Tecnico

dott. ing. Giovanni MARTINO  
 Studio Tecnico - Via San G. Bosco, 100  
 75020 - Marconia (MT)

A termini di Legge è vietata la riproduzione totale e parziale e l'uso non autorizzato del presente elaborato

00	Ottobre 2014	Prima Emissione		
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Red.	Ver.

## INDICE

PREMESSA .....	4
1. ANALISI IDROLOGICA .....	5
1.1 VAPI IDROMETRIA.....	5
1.2 METODO RAZIONALE.....	7
2. DEFLUSSI .....	10
2.1 IL MODELLO DI CALCOLO USACE - HEC - RAS.....	11
BIBLIOGRAFIA .....	16



## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Zone omogenee al secondo livello di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998. ....	6
Figura 2 – VAPI Pluviometria. Suddivisione della Basilicata per aree omogenee. Livello II di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998. ....	8
Figura 3 - VAPI Pluviometria. Suddivisione al livello III di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998..	9



## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Coefficienti utilizzabili per le relazioni 2 e 3, PAI, 2013. ....	7
Tabella 2 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno. ....	7
Tabella 3 – Parametri della TCEV, Claps e Fiorentino, 1998.....	8
Tabella 4 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno. ....	8
Tabella 5 - Classi di pericolosità idraulica (2.2 DPCM 29/09/1998, Art. 7 comma 1 let. a, b, c. norme di attuazione PAI, Adb, agg 2013). ....	11



## PREMESSA

Su incarico del Comune di Matera di cui alla conv. Rep. N. 1 del 16.10.2014, il sottoscritto Giovanni MARTINO, Ingegnere Civile Idraulico, ha elaborato la presente documentazione al fine di corredare il redigendo Regolamento Urbanistico delle opportune indicazioni circa le criticità di carattere idrologico-idraulico relative alle aree ricomprese nel perimetro dello "Spazio Urbano" ed alcune limitate porzioni dello spazio extraurbano quali i "Borghi" e "l'Asse Matera Nord" del PRG del 1999 approvato con DPGR n 269 del 20.12.2006.

Tale documento si compone di una parte metodologica generale, di cui alla presente relazione, oltre che di una relazione e relativi allegati grafici inerenti i principali corsi d'acqua insistenti sul territorio oggetto di studio, quali il Torrente Gravina di Matera ed il Torrente Gravina di Picciano.

Tali relazioni sono state redatte nel rispetto delle Norme di Attuazione (NA) del *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico (PAI)* approvato con delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata (AdB) n. 13 del 4 ottobre 2013, attualmente in vigore (PAI-2013) e del DPCM 29/09/1998 "*Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del Decreto-Legge 11 giugno 1998, n. 180*".

All'uopo, sono stati esaminati i rapporti del Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico attualmente in vigore (agg. 2013), in particolare, con riferimento alle aree di interesse, le tavole relative alla perimetrazione delle fasce di pertinenza fluviale, agli eventi calamitosi e all'inventario delle intersezioni, degli insediamenti e delle opere in alveo.

Inoltre, dato che il territorio di competenza dell'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata ricade nel Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale di cui all'art. 64 del DLgs 152/2006, anche se non ancora vigenti, sono stati esaminati gli elaborati del "*Piano di gestione del rischio di alluvione*" del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale attestato presso l'Autorità di bacino nazionale Liri-Garigliano e Volturno.

Le analisi modellistiche sono state condotte prendendo a riferimento dati plano-altimetrici forniti direttamente dalla Committenza, nonché rilievi di dettaglio di sezioni significative eseguiti all'uopo dallo scrivente.

Le verifiche idrauliche sono state condotte su due livelli: innanzitutto è stata valutata la coerenza del RU in riferimento alle aree a rischio idraulico definite nel PAI vigente e, in secondo luogo, sono state perimetrate le aree a rischio lungo il reticolo idrografico secondario costituito dai torrenti e dai principali fossi e canali presenti sul territorio in questione al fine di fornire alla Committenza indicazioni sintetiche circa il livello di sicurezza idraulica delle aree ricomprese nel perimetro definito nel redigendo RU.

Si precisa che le Relazioni redatte hanno interessato esclusivamente il trasporto di massa liquida non contemplando le colate detritiche e le colate di fango.

Nei paragrafi che seguono sono descritti nel dettaglio i modelli idrologici ed il modello idraulico utilizzati.



## 1. ANALISI IDROLOGICA

Ai fini della valutazione del rischio di piena, ossia per la stima delle massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno, sono disponibili differenti modelli probabilistici.

Nel presente studio, per i bacini principali, si è fatto riferimento al cosiddetto modello *VAPI* relativo all'idrometria (*Claps e Fiorentino, 1998*) realizzato dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (*GNDCI-CNR*).

Per i bacini secondari, invece, si è fatto riferimento sia al precedentemente citato modello *VAPI* relativo all'idrometria sia al *Metodo Razionale* tarato con i coefficienti del modello *VAPI* relativo alla pluviometria, selezionando la metodologia che garantisce il margine di sicurezza più elevato.

Il modello *VAPI*, utilizzato anche dall'AdB per la valutazione della pericolosità idraulica in ottemperanza al DPCM 29/09/1998 che, tra l'altro, fornisce i criteri generali per l'individuazione, la perimetrazione e la classificazione delle aree a rischio da alluvione, appare adeguato e sufficientemente cautelativo per l'analisi idrologica e se ne dà nel seguito una descrizione sintetica.

### 1.1 VAPI IDROMETRIA

Per la stima delle massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno si ricorre ad una analisi di frequenza usando tecniche geostatistiche (*kriging*) con schema gerarchico di regionalizzazione. La procedura utilizza la distribuzione *TCEV* (Two-Component Extreme Value, *Rossi et al., 1984*) per la stima di un evento estremo. Tale distribuzione, risultando la distribuzione di probabilità del massimo valore di due variabili distribuite secondo la legge di Gumbel, è atta a fornire la stima di un determinato evento estremo proveniente dalla popolazione statistica degli eventi ordinari ovvero straordinari. I parametri della distribuzione vengono stimati ai vari livelli di regionalizzazione (fig. 1).



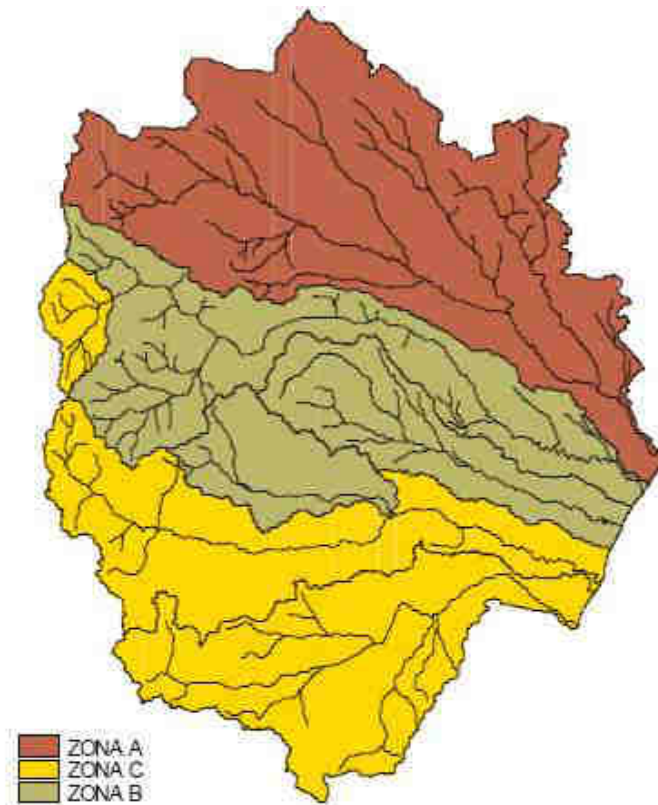


Figura 1 – Zone omogenee al secondo livello di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998.

Indicando con  $Q_T$  le massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno  $T$ , è possibile scrivere:

$$Q_T = K_T E(Q) \quad (1)$$

Nella (1)  $K_T$  rappresenta il fattore probabilistico di crescita, funzione di  $T$ , e  $E(Q)$  rappresenta il valore della piena indice ricavabile al II livello gerarchico di regionalizzazione. A tal riguardo in fig. 1 è mostrata la classificazione di Fiorentino e Claps, 1998.

Il fattore di crescita  $K_T$  può essere ricavato oltre che da rappresentazioni grafiche ottenute dall'espressione teorica della distribuzione TCEV anche mediante la seguente semplice relazione asintotica (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T \quad (2)$$

Tale relazione, oltre ad eliminare elementi di potenziale criticità legati essenzialmente all'utilizzo delle rappresentazioni grafiche del fattore di crescita, risulta abbastanza accurata in quanto conduce ad una leggera sottostima di  $K_T$  con errori che risultano superiori al 5% solo per  $T < 40$ anni (Claps e Straziuso, 1996).

Il valore della piena indice è funzione dell'area del bacino ed è bene rappresentata da una relazione del tipo:

$$E(Q) = kA^\alpha \quad (3)$$



I parametri  $a$  e  $b$  nella (2),  $k$  e  $\alpha$  nella (3) sono stati stimati (Claps e Fiorentino, 1998) per aree omogenee del territorio della Regione Basilicata, i valori di dettaglio relativi alle aree di interesse per il presente studio vengono riportati nelle successive tabb. 1 e 2.

Tabella 1 - Coefficienti utilizzabili per le relazioni 2 e 3, PAI, 2013.

<i>Bacino</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>k</i>	$\alpha$
BRADANO	-0.5673	0.9930	2.13	0.766

Tabella 2 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno.

<i>Bacino</i>	<i>T[anni]</i>		
	30	200	500
	$K_T$		
BRADANO	2.81	4.69	5.60

## 1.2 METODO RAZIONALE

Oltre al metodo precedentemente menzionato, nel presente lavoro è stato utilizzato il *Metodo Razionale* la cui relazione di base, la formula razionale, è riportata di seguito

$$Q = \varphi \cdot i_{d,T} \cdot A \quad (4)$$

Nella (4)  $Q$  rappresenta la portata incognita,  $i_{d,T}$  è l'intensità di pioggia di assegnata durata  $d$  e periodo di ritorno  $T$ , mentre  $\varphi$  è il coefficiente di afflusso.

L'intensità di pioggia è esprimibile in funzione dei parametri della legge di probabilità pluviometrica per mezzo della (5.a).

$$i_{d,T} = K_T a d^{n-1} \quad (5.a)$$

Nel presente lavoro sono stati imposti i valori dell'intensità di pioggia stimati con il metodo VAPI relativo alla pluviometria (Claps e Fiorentino, 1998).

La procedura per la stima dell'altezza di pioggia di un evento estremo utilizza la distribuzione TCEV. I parametri della distribuzione vengono stimati a vari livelli di regionalizzazione. Il // livello di regionalizzazione è mostrato in figura 2.





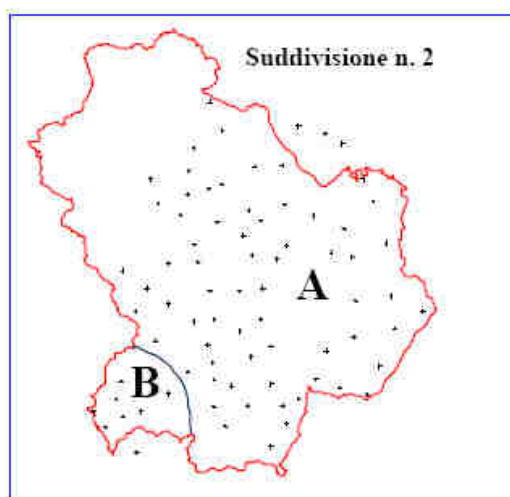


Figura 2 – VAPI Pluviometria. Suddivisione della Basilicata per aree omogenee. Livello II di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998.

Indicando con  $h_{d,T}$  le curve di possibilità pluviometrica media (d=1, 3, 6, 12 e 24 ore) con assegnato periodo di ritorno  $T$  è possibile scrivere:

$$h_{d,T} = K_T E[h_d] \quad (5.b)$$

Nella quale, per il nostro Paese, per il parametro  $E[h_d]$  è ben rappresentativa la:

$$E[h_d] = m[h(d)] = ad^n \quad (5.c)$$

Il fattore di crescita  $K_T$  viene stimato attraverso l'uso dell'espressione teorica della distribuzione TCEV (6).

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 \exp(-\eta k) - \Lambda_* \Lambda_1^{\frac{1}{\theta_*}} \exp\left(\frac{\eta k}{\vartheta_*}\right)\right)} \quad (6)$$

I valori dei parametri riportati nella relazione (6), stimati al I ed al II livello di regionalizzazione e ricavati nel progetto VAPI per il territorio dell'Italia meridionale e per la regione Basilicata sono riportati nella tabella 4. In tabella 5 sono riportati i valori del coefficiente di crescita.

Tabella 3 – Parametri della TCEV, Claps e Fiorentino, 1998.

Sottozona	$\Lambda_*$	$\theta_*$	$\Lambda_1$	$\eta$
A	0.104	2.632	20.64	3.841

Tabella 4 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno.

T[anni]	30	200	500
$K_T$	1.91	2.91	3.50



Per la stima delle curve di probabilità pluviometrica media areale (5.b) si ricorre al III livello di regionalizzazione mediante la definizione su base matematica di aree omogenee (fig. 3). Tali aree sono costituite da celle di 10 km di lato per le quali, nel progetto VAPI, sono stati stimati i parametri statistici.

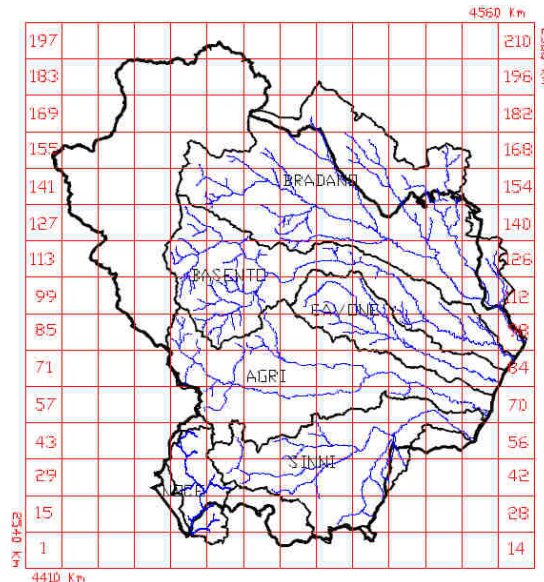


Figura 3 - VAPI Pluviometria. Suddivisione al livello III di regionalizzazione, Claps e Fiorentino, 1998.

La durata di riferimento  $d$  da inserire nella (5.a) è data dal tempo di corrivazione  $t_c$  del bacino idrografico sotteso dalla sezione di chiusura. Come noto, la stima del tempo di corrivazione riveste un punto cruciale nel calcolo della massima portata pluviale ed è stimabile per via iterativa allorché l'accurata conoscenza delle caratteristiche geometriche del canale lo consenta, ad esempio per i collettori fognari o i canali di bonifica, ovvero può essere desunta da formule fisicamente basate o empiriche. Tuttavia nei casi che si discostano dagli schemi di deflusso da cui tali relazioni sono state ricavate, è lecito non assegnare a tali stime un elevato grado di precisione.

Alcune delle formulazioni circa  $t_c$  sono riportate nelle relazioni che seguono, nelle quali  $p$  [m/m], rappresenta la pendenza media,  $A$  [km<sup>2</sup>] l'area del bacino,  $L$  [km] la lunghezza dell'asta principale e  $H$  la quota media del bacino.

$$\text{Turazza} \quad \tau_c [\text{giorni}] = 1.085\sqrt{A} \quad (7.a)$$

$$\text{Ventura} \quad \tau_c [\text{giorni}] = 0.0053\sqrt{\frac{A}{p}} \quad (7.b)$$

$$\text{Pasini} \quad \tau_c [\text{giorni}] = \frac{0.0045}{\sqrt{p}}\sqrt[3]{AL} \quad (7.c)$$

$$\text{Giandotti-Visentini} \quad \tau_c [\text{ore}] = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H - Z_0}} \quad (7.d)$$



$$\text{Pezzoli} \quad \tau_c [\text{ore}] = 0.055 \frac{L}{\sqrt{P}} \quad (7.e)$$

$$\text{Chow} \quad \tau_c [\text{ore}] = 0.161 \left( \frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.64} \quad (7.f)$$

Le relazioni (7.a), (7.b) e (7.c) sono state introdotte nei primi del secolo scorso per le bonifiche. La (7.d) è la formula più nota ed utilizzata in Italia nella quale  $\bar{H}$  rappresenta la quota media del bacino: essa è valida per bacini idrografici di superficie  $A$  variabile tra 170 e 70000 km<sup>2</sup>. La (7.e) è stata invece proposta da Pezzoli valutando il comportamento di piccoli bacini piemontesi; la (7.f), infine, deriva dall'analisi di 20 piccoli bacini americani di superficie variabile tra 0.012 e 18.5 km<sup>2</sup>.

Il valore della pendenza media attribuito ad ogni bacino idrografico indagato nel presente lavoro ed adottato nella sua modellazione idraulica, è stato stimato attraverso l'utilizzo della formula di Taylor-Schwartz:

$$\frac{L}{\sqrt{P}} = \sum_{i=1}^{n_L} \frac{L_i}{\sqrt{P_i}} \quad (8)$$

L'utilizzo della (8) è molto semplice, la pendenza globale  $P$  si determina ipotizzando di suddividere il bacino idrografico indagato in  $n_L$  sottobacini, per l' $i$ -esimo dei quali  $L_i$  rappresenta la lunghezza del canale principale di deflusso di pendenza  $P_i$ .

Le curve di possibilità pluviometrica, come precedentemente detto, sono state stimate per durate pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore e l'utilizzo delle medesime relazioni al di fuori del campo dei valori su cui esse sono state tarate può condurre ad un'elevata sovrastima dell'intensità di precipitazione che, come noto, cresce esponenzialmente al diminuire della durata.

In caso di valori modesti del tempo di corrivazione, pertanto, per la ricerca di  $i_{d,T}$  si è scelto di utilizzare la formulazione di Bell (1969), riportata nell'equazione 9.

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5 \quad (9)$$

Nell'equazione 9,  $d$  rappresenta la durata in minuti e  $T$  il tempo di ritorno.

## 2. DEFLUSSI

Attraverso l'utilizzo dei modelli summenzionati, contestualizzati con i parametri statistici relativi alle aree di indagine, risulta teoricamente possibile stimare i deflussi, con assegnata probabilità di accadimento in ognuna delle sezioni dei canali che compongono il reticolo idrografico, nota l'area scolante.

I livelli di probabilità di accadimento, ossia di  $T$ , sono legati al concetto di pericolosità idraulica.



**Tabella 5 - Classi di pericolosità idraulica (2.2 DPCM 29/09/1998, Art. 7 comma 1 let. a, b, c. norme di attuazione PAI, Adb, agg 2013).**

T[anni]	Classe di pericolosità idraulica	Probabilità di inondazione
30	<b>MOLTO ELEVATA</b>	<b>MOLTO ELEVATA</b>
200	<b>ELEVATA</b>	<b>MODERATA</b>
500	<b>MODERATA</b>	<b>BASSA</b>

La valutazione della pericolosità idraulica viene in genere condotta attraverso l'applicazione di un modello idrodinamico 1-D sotto le ipotesi di moto permanente o vario. Una modellazione 1-D, in condizioni di moto permanente ( $Q=Q_T$ ) e in alveo a fondo fisso viene utilizzata anche dall'AdB (PAI, AdB, agg. 2013).

L'ipotesi di moto 1-D è probabilmente adeguata in quanto, alle scale spaziali e temporali relative alla problematica in oggetto, è possibile individuare una direzione prevalente del moto, l'asse longitudinale del corso d'acqua, dunque è possibile mediare significativamente le grandezze caratteristiche del moto sull'intera sezione.

Per quanto attiene il moto permanente è noto che, per ragioni idrologiche legate alla naturale durata degli eventi di piena, alla variabilità spaziale e temporale dell'intensità di pioggia etc., condizioni di costanza della portata non possono perdurare nel tempo. Allo stesso tempo, per ragioni idrauliche, legate ad esempio alla variabilità spaziale delle fonti di alimentazione, i.e. i bacini idrografici, continua variabilità di forma delle sezioni, pendenze e resistenze al moto etc., il moto permanente non può di norma presentarsi negli alvei fluviali. Tuttavia considerando valori delle portate al colmo riferite ad eventi eccezionali è lecito ritenere, per tratti relativamente brevi dei corsi d'acqua, che in tutte le sezioni la portata sia costante.

Dunque, anche l'ipotesi di moto permanente non è limitativa in quanto, se opportunamente utilizzata, consente di operare speditamente e comunque con un adeguato livello di sicurezza. Infatti sul tratto di fiume indagato, sotto tale ipotesi, transiterebbe costantemente la portata stimata, mediante il VAPI, alla sezione di chiusura. Tale portata risulterebbe la massima nel dominio del tempo, in quanto portata al colmo e la massima anche nel dominio dello spazio in quanto riferita alla sezione di chiusura.

Pertanto, in tutte le simulazioni condotte nel presente studio, la portata di verifica adottata è stimata sempre ad una sezione di chiusura del bacino idrografico a valle dell'area in studio. Inoltre, le verifiche idrauliche sono state condotte con riferimento a tutte le probabilità di inondazione di cui al DPCM 29.09.1998.

## **2.1 IL MODELLO DI CALCOLO USACE - HEC - RAS**

Il modello numerico di simulazione utilizzato nel presente lavoro è il modello HEC-RAS (River Analysis System) sviluppato presso l'Hydrologic Engineering Center, dall'United States Army Corps of Engineers.

Tale modello consente il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente variato, in reti di canali naturali o artificiali, con esso possono essere simulate condizioni di moto subcritico (corrente lenta), supercritico (corrente veloce) e misto, e possono essere valutati gli effetti di immissioni o emissioni laterali di portata, briglie e salti di fondo (weir), paratoie, brevi



condotti in pressione (culvert), ponti (bridge), ostacoli al flusso e costruzioni edificate nelle zone golenali.

Il modello dispone di una interfaccia grafica che facilita le operazioni di definizione della geometria del problema, dei parametri di calcolo e dell'analisi dei risultati esprimibili sia in termini di tabelle che di grafici. Questi ultimi includono la visualizzazione del tirante idrico relativo a ciascuna sezione, la visualizzazione dei profili di moto permanente (con l'indicazione del pelo libero, dei limiti arginali, della quota della linea dell'energia, ecc...) e grafici in prospettiva tridimensionali che consentono di evidenziare le aree soggette ad inondazione nelle differenti condizioni idrometriche.

Nelle ipotesi di condizioni di moto permanente unidimensionale, corrente gradualmente variata (fatta eccezione per le sezioni in cui si risente della presenza di strutture, quali ponti o tombini per attraversamento) e pendenze longitudinali del fondo dell'alveo non eccessive, per un dato tratto fluviale elementare, di lunghezza finita, il modello si basa sulla seguente equazione di conservazione dell'energia tra le generiche sezioni trasversali di monte e di valle, rispettivamente indicate coi pedici 2 e 1:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + \Delta H \quad (9)$$

Nella (9),  $Y_2$  e  $Y_1$  sono le profondità d'acqua,  $Z_2$  e  $Z_1$  le quote dei punti più depressi delle sezioni trasversali rispetto a un piano di riferimento,  $V_2$  e  $V_1$  le velocità medie,  $\alpha_2$  e  $\alpha_1$  coefficienti di Coriolis di ragguaglio delle potenze cinetiche,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\Delta H$  le perdite di carico nel tratto considerato.

Le perdite energetiche per unità di peso che subisce la corrente fluida fra due sezioni trasversali sono espresse a mezzo della (9.a).

$$\Delta H = L J_m + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (9.a)$$

Nella espressione precedente  $L$  è la lunghezza del tratto in analisi,  $J_m$  è un valore medio rappresentativo della cadente nel tratto medesimo e  $C$  è il coefficiente di contrazione o espansione: in tal modo, si tiene conto sia delle perdite di carico continue o distribuite, rappresentate dal primo addendo del membro di destra, sia delle perdite di carico localizzate o concentrate, rappresentate dal secondo addendo del membro di destra e dovute alle variazioni di sezione trasversale e/o alla presenza di ostacoli strutturali.

Negli alvei naturali, si suole suddividere la sezione trasversale in tre parti, caratterizzate da differenti valori della scabrezza, in cui la velocità si possa ritenere uniformemente distribuita: la parte centrale o canale principale, interessata dalle portate più basse, e le banchine laterali o golene, interessate dalle portate più alte. La determinazione della cadente,  $J$ , sezione per sezione è effettuata per mezzo dell'equazione di Chezy nella quale il coefficiente di resistenza  $K$  è espresso a mezzo della relazione di Manning.

$$Q = \chi A \sqrt{R_i J} \quad (10)$$

$$\chi = \frac{1}{n} R_i^{1/6} \quad (11)$$

$$K = \frac{A}{n} R_i^{2/3} \quad (12)$$

in cui  $A$  è l'area bagnata della sezione trasversale,  $R_i$  il raggio idraulico (rapporto tra area e perimetro bagnato),  $n$  un coefficiente di scabrezza.



Il coefficiente di trasporto,  $K$ , viene valutato separatamente per il canale principale di deflusso e le golene; il suo valore per l'intera sezione trasversale è la somma delle tre aliquote. La cadente è quindi esprimibile come  $J=(Q/K)^2$  in ciascuna sezione; ma il suo valore rappresentativo,  $J_m$ , nel tratto considerato è valutato con una delle seguenti formule (13.a.b.c.d).

$$\text{media dei coeff. di trasporto} \quad J_m = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right) \quad (13.a)$$

$$\text{media aritmetica} \quad J_m = \left( \frac{J_1 + J_2}{2} \right) \quad (13.b)$$

$$\text{media geometrica} \quad J_m = \sqrt{J_1 J_2} \quad (13.c)$$

$$\text{media armonica} \quad J_m = 2 \frac{J_1 J_2}{(J_1 + J_2)} \quad (13.d)$$

Il programma HEC-RAS seleziona automaticamente l'equazione più appropriata per il calcolo di  $J_m$ , secondo che, nel tratto di volta in volta considerato, l'alveo sia a forte o debole pendenza e la corrente sia lenta o veloce, accelerata o decelerata.

Per ciascun tronco fluviale compreso tra due sezioni trasversali si considerano la lunghezza del canale centrale,  $L_c$ , e le lunghezze delle banchine laterali,  $L_{sx}$  e  $L_{dx}$  rispettivamente per la golena sinistra e quella destra. Per la determinazione delle perdite di carico continue, si adopera un valore della lunghezza pari alla media pesata di  $L_c$ ,  $L_{sx}$  e  $L_{dx}$  sulle portate medie riferite anch'esse all'alveo centrale e alle golene ( $Q_{c,m}$ ,  $Q_{sx,m}$  e  $Q_{dx,m}$ ):

$$L = \frac{L_{sx} Q_{sx,m} + L_c Q_{c,m} + L_{dx} Q_{dx,m}}{Q_{sx,m} + Q_{c,m} + Q_{dx,m}} \quad (14)$$

Il coefficiente di Coriolis è espresso in funzione dei coefficienti di trasporto,  $K_i$ , e delle aree bagnate,  $A_i$ , del canale principale e delle golene:

$$\alpha = \frac{A^2}{K^3} \sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \quad (15)$$

La procedura di calcolo per la determinazione del tirante idrico in ogni sezione utilizza la procedura iterativa dello Standard Step Method.

Assegnata una condizione iniziale a valle o a monte (tirante di moto uniforme, altezza critica, profondità d'acqua nota, ecc.), il calcolo procede verso monte o verso valle a seconda che si stia ricostruendo un profilo di corrente lenta o veloce.

Assunto un valore del tirante di primo tentativo

$$WS^I = Y^I + Z^I \quad (a)$$

nella sezione in cui essa è incognito; si determinano  $K$  e  $V$ ; dunque  $J_m$  e  $\Delta H$ ; mediante l'equazione dell'energia si ottiene un secondo valore della quota dell'acqua,  $WS''$ , da confrontare con quello assunto inizialmente; si ripetono i passi suddetti finché la differenza tra le quote della superficie libera risulti inferiore alla tolleranza prestabilita (3 mm).

La profondità d'acqua ottenuta

$$Y = WS - Z \quad (b)$$



È confrontata con l'altezza critica,  $Y_{cr}$ , da cui il regime di moto.

Negli alvei naturali, si possono presentare situazioni in cui la curva dell'energia, la funzione  $H(WS)$ , presenta più di un minimo, ad esempio in presenza di ampie golene o di superamento di argini. HEC-RAS può individuare fino a tre minimi tra i quali seleziona il valore più piccolo.

Note la profondità d'acqua e l'altezza critica in una data sezione, si stabilisce se nella sezione stessa il regime è di corrente lenta o veloce. Se tale regime è differente da quello che si è verificato nella sezione precedente, la profondità d'acqua appena determinata perde di significato e alla sezione si assegna l'altezza critica.

Nel caso di passaggio da regime supercritico a subcritico tramite risalto idraulico, la corrente perde il carattere gradualmente variato, pertanto l'equazione dell'energia non può essere applicata. In tal caso, HEC-RAS ricorre all'equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{gA_2} + A_2 Y_{2,b} + \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot i - \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot J_m - \frac{\beta_1 Q_1^2}{gA_1} - A_1 Y_{1,b} = 0 \quad (c)$$

Nella (c) si sono indicate con i pedici 2 e 1 rispettivamente la sezione di monte e di valle del tratto considerato; il primo e il quinto termine della (c) rappresentano le spinte idrodinamiche dovute alle quantità di moto (con  $\beta$  coefficiente di ragguglio dei flussi di quantità di moto), il secondo e il sesto termine le spinte idrostatiche dovute alle pressioni (essendo  $Y_{2,b}$  e  $Y_{1,b}$  gli affondamenti dei baricentri delle sezioni bagnate), il terzo termine la componente del peso lungo la direzione del moto (essendo  $i$  la pendenza longitudinale del fondo dell'alveo, calcolata in base alle quote medie in ciascuna sezione) e il quarto termine la resistenza al moto.

Per ciascuno dei tratti oggetto di studio si indicheranno le stazioni identificative delle diverse sezioni trasversali (river stations), numerate in senso decrescente procedendo da monte a valle (le stazioni con asterisco indicheranno sezioni non rilevate, ma calcolate per interpolazione all'interno di HEC-RAS); accanto a ogni stazione sarà indicata la lunghezza in metri ( $L_c$ ,  $L_{sx}$  e  $L_{dx}$ ) che separa la sezione in questione dalla successiva a valle.

I valori del coefficiente di scabrezza,  $n$ , di Manning sono tabulati su diverse pubblicazioni nella letteratura tecnica specializzata. Si farà riferimento ai valori riportati nei testi classici come Marchi-Rubatta (1981), e a quanto riportato nel PAI.

I coefficienti di contrazione e di espansione, rispettivamente pari a 0,1 e 0,3 nei casi più comuni di transizioni graduali in regime subcritico, possono assumere valori differenti in presenza di ponti (valori più elevati quali 0,3 e 0,5 rispettivamente).

A tal proposito occorre dire che il modello idraulico adottato da Hec-Ras valuta le perdite di energia causate da tale tipologia di strutture in 3 parti: la prima dovuta all'espansione del flusso che si verifica immediatamente a valle, la seconda dovuta all'opera stessa e la terza dovuta alla contrazione del flusso che si verifica immediatamente a monte. Dato che il ponte deve essere inserito tra due sezioni naturali, in tutte le simulazioni condotte si è provveduto innanzitutto ad inserire a monte ed a valle della struttura due sezioni (una delle quali fittizia) coincidenti con la sezione naturale presente immediatamente a monte del ponte e successivamente sono stati editati i dati geometrici relativi al ponte.

Per la modellazione dei ponti sono stati utilizzati:

- I dati relativi all'impalcato
  - distanza tra l'impalcato e la sezione naturale immediatamente a monte dello stesso;



- larghezza del ponte lungo la direzione della corrente;
- quote dell'estradosso e dell'intradosso;
- i dati relativi alle pile
  - posizione nella sezione;
  - larghezza;
  - lunghezza;
  - quote.

Il tecnico

Ing. Giovanni MARTINO





## BIBLIOGRAFIA

- AA.VV., 2003, *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale* IV ED., VOL. I, Zanichelli – ESAC.
- AA.VV., 2003, *Manuale dell'Ingegnere* – Nuovo Colombo, VXXXIV ed., Vol. II sez. H, Ed. Hoepli.
- Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Relazione, aggiornamento 2013.
- Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Norme di Attuazione, aggiornamento 2013.
- Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano di gestione del rischio di alluvioni - distretto appennino meridionale*.
- Caloiero D. e Mercuri T., 1982, *Le alluvioni in Basilicata dal 1921 al 1980*, CNR- IRPI, Geodata 16, Cosenza.
- Claps P. e Fiorentino M., 1998, *Rapporto di Sintesi per la Regione Basilicata (bacini del versante ionico), Valutazione delle Piene in Italia*, CNR-GNDCI, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.
- Claps p. e Straziuso, 1995, *Analisi regionale delle piogge brevi in Basilicata*, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.
- Da Deppo L., Datei C. e Salandin P., 2004, *Sistemazione dei corsi d'acqua* V Ed., Lib. Int. Cortina, Padova.
- Dingman S. L., 2002, *Physical Hydrology*, 2<sup>nd</sup> ed., Prentice Hall NY
- Ferro V., 2006, *La sistemazione dei bacini idrografici*, Ed. McGraw-Hill
- Maione U., 1999, *Le piene fluviali*, Ed. La Goliardica Pavese.
- Marchi E., Rubatta A., 1981, *Meccanica dei Fluidi. Principi e Applicazioni*. UTET. Torino
- Moisello U., 1985, *Grandezze e fenomeni idrologici*, Ed. La Goliardica Pavese.
- Moisello U., 1999, *Idrologia Tecnica*, Ed. La Goliardica Pavese
- Rossi F., Fiorentino M. e Versace P., 1984, *Two Component Extreme Value distribution for flood frequency analysis*, Water Resour. Res..
- Rossi F. e Villani P., 1995, *Valutazione delle Piene in Campania*, CNR-GNDCI, Pubbl. 1472, Grafica Metelliana & C., Cava de' Tirreni (SA).
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Computer Determination of Flow through Bridges*, 1970.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Flow transitions in Bridge Backwater Analysis*, 1995.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Bridge Hydraulic Analysis with HEC-RAS*, 1996.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual*, 2002.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS User's Manual*, 2002
- U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 1985 – ris. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-IP-85-15
- U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 2001 – rev. 2005. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-NHI-01-020
- U.S. Geological Survey, *Measurements of peak discharge by indirect methods*, Techniques of water resources investigations of the United States Geological Survey – Book 3 – Applications of Hydraulics – Chap. A3. 1982

