

**S.S. N.° 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"**  
**RETTIFICA DEL TRACCIATO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2**  
**DAL km 41+500 al km 51+500**  
**STRALCIO II - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2**  
**DAL km 45+700 al km 49+300**

PROGETTO DEFINITIVO

COD.

IMPRESSE :



R.T.P. :



PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.°8664 -Sez A

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca De Paolis

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Alessandro Spampinato  
Ordine dei Geologi della Regione Sicilia n° 236

VISTO IL DEC

Arch. Lara Eusanio

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE (CSP):

Ing. Antonino Guglielmino  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Catania n°3276 - Sez A

**STUDI E INDAGINI**  
**Idrologia e idraulica**  
**Relazione idrologica e idraulica**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PG0375 D 2301

NOME FILE

T00-ID00-IDR-RE01-A

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE01

REVISIONE

SCALA

A

-

A

EMISSIONE

Ottobre 2023

Ing. S.Tomei

Ing. A.M.Iordanescu

Ing. F.P.Bocchetto

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....</b>	<b>4</b>
2.1. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO .....	4
2.2. PIANIFICAZIONE DI ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	4
2.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....	4
2.4. INTERFERENZE IDRAULICHE .....	7
<b>3. ANALISI IDROLOGICA .....</b>	<b>9</b>
3.1. IL PROGETTO VAPI.....	9
3.1.1. La metodologia probabilistica adottata.....	9
3.1.2. Utilizzo della distribuzione TCEV .....	10
3.2. STIMA REGIONALE DEI PARAMETRI DELLA TCEV .....	11
3.1.3. Primo livello di regionalizzazione .....	13
3.1.4. Secondo livello di regionalizzazione .....	14
2.1.1. Terzo livello di regionalizzazione .....	14
3.3. PIOGGE DI MASSIMA INTENSITÀ E BREVE DURATA .....	16
3.4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI.....	19
<b>4. CALCOLO DELLE PORTATE.....</b>	<b>21</b>
4.1. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE .....	21
4.2. METODO DEL CN.....	22
4.3. CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO.....	25
<b>5. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE .....</b>	<b>27</b>
3.2. Verifica delle opere di attraversamento.....	27
3.3. Analisi dell'interazione con le piene del fiume Nera .....	29
<b>6. IDRAULICA DI PIATTAFORMA .....</b>	<b>31</b>
6.1. Stima delle piogge di progetto .....	31
6.2. Opere di drenaggio.....	32
6.2.1. Sezioni in rilevato .....	32
6.2.2. Sezioni in trincea .....	33
6.2.3. Sezioni in corrispondenza di muri .....	33
6.3. Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio.....	33
6.3.1. Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea .....	34
6.3.2. Verifica idraulica dei collettori.....	35

**Relazione idrologica e idraulica**

7. CONCLUSIONI .....	36
8. ALLEGATI .....	37

## **1. PREMESSA**

La presente relazione riporta lo studio idrologico ed idraulico eseguito nell'ambito dello studio di fattibilità tecnica ed economica dei "Lavori di adeguamento alla sez. tipo C2 della S.S. 685 "delle Tre valli umbre" dal km 41+500 al km 51+500", costituente il 2° stralcio funzionale dell'adeguamento della S.S.685 nel tratto che va dal km 45+700 al km 49+300.

Nella presente relazione viene fornita una prima caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e vengono individuate le principali problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali.

Verranno di seguito esposte le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni idrologici e idraulici, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate per la simulazione dei fenomeni fisici propri dell'interferenza tra le strutture di attraversamento e corso d'acqua.

Successivamente, tali metodologie saranno applicate allo studio della compatibilità idraulica degli attraversamenti stradali dei corsi d'acqua aventi criticità secondaria. Verrà inoltre analizzata l'interferenza idraulica tra l'infrastruttura di progetto ed il fiume Nera.

Infine verrà affrontato il tema dell'idraulica di piattaforma, definendo i criteri di progetto e le caratteristiche dimensionali e tecniche degli elementi idraulici previsti per il drenaggio della superficie stradale dell'infrastruttura.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

### 2.1. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

L'intervento di progetto ricalca sostanzialmente il tracciato dell'attuale SS685.

Il tracciato in progetto dell'alternativa selezionata si sviluppa a partire da sud all'altezza della di scuola Vallo di Nera al km 49+300, per poi proseguire in direzione nord fino al Km 45+700, per uno sviluppo complessivo di 3.605m. Laddove la strada si allarga verso il fiume Nera, andando oltre il limite del ciglio esistente, sono state realizzate delle opere di sostegno per mantenere il piede della scarpata lontano dal fiume Nera. In particolare sono realizzati una serie di muri di sostegno lato fiume Nera nei pressi dell'abitato di Piedipaterno, tra la progressiva 0+690 e la progressiva 1+625. A partire dalla progressiva 1+625 sino alla fine dell'intervento, l'allargamento della sede stradale avviene generalmente lato versante, con realizzazione di opere di contenimento e di strutture paramassi.

### 2.2. PIANIFICAZIONE DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza della Autorità Distrettuale dell'Appennino Centrale, ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere (ABT).

Per quanto attiene agli aspetti della pianificazione settoriale, l'ABT ha approvato negli anni scorsi diversi piani riguardanti l'assetto idrologico e idraulico del tratto fluviale in esame. Sono a tale riguardo di particolare rilevanza:

- la Prima elaborazione del Progetto del Piano di Bacino del Fiume Tevere, adottato dal Comitato Istituzionale dell'ABT con delibera n. 80 del 28 settembre 1999;
- il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, adottato con delibera n. 101 dal Comitato Istituzionale dell'ABT nella seduta del 1 agosto 2002 ed approvato con DPCM del 10 Novembre 2006, pubblicato nella G.U. n. 33 del 9 Febbraio 2007 e successivamente sostituito dal 6° stralcio funzionale - P.S. 6 - per l'assetto idrogeologico - PAI - primo aggiornamento, adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del fiume Tevere con deliberazione n. 125 del 18 luglio 2012 ed approvato con DPCM del 10 aprile 2013, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 12 agosto 2013;
- il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, redatto ai sensi della Direttiva Europea 2007/60/CE e del Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010, adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, costituito ai sensi dell'art.12, comma 3, della legge n. 183/1989 e integrato dai componenti designati dalle Regioni il cui territorio ricade nel Distretto Idrografico non già rappresentante nel medesimo Comitato, nella seduta del 17 dicembre 2015 ed approvato con DPCM 27 ottobre 2016, pubblicato sulla GU n.28 del 3 febbraio 2017

### 2.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento di progetto si colloca nella Valnerina, una stretta valle attraversata dal corso del fiume Nera affluente in sinistra idraulica del fiume Tevere.

Il bacino del fiume Nera presenta una superficie totale di 4.311 km<sup>2</sup>. Il bacino è prevalentemente montuoso e presenta la quota media più alta tra i vari bacini umbri (909 m s.l.m.). La quota massima viene raggiunta dal M. Vettore (2.476 m), ma anche le quote degli altri rilievi superano spesso i 1.500 m. E' caratterizzato dalla prevalenza di terreni calcarei ad elevata permeabilità, e solo su ridotte estensioni (meno

## Relazione idrologica e idraulica

del 15% del totale) sono presenti terreni poco permeabili. Il fiume Nera ha origine nei Monti Sibillini ad una quota di circa 1.800 m s.l.m. e scorre per circa 125 chilometri fino alla sua confluenza con il fiume Tevere nella porzione più meridionale della regione.

Nel suo tratto montano, riceve i contributi dei suoi affluenti principali: in sinistra idrografica, il fiume Velino e il fiume Corno (lunghezza complessiva 56 Km), che a sua volta riceve le acque del fiume Sordo, in destra idrografica, il torrente Vigi. A valle della confluenza con il fiume Velino, tra gli abitati di Terni e Narni, il fiume Nera scorre in un'ampia conca valliva denominata Conca Ternana, sede di un importante acquifero alluvionale. Più a valle, all'altezza di Narni, solca trasversalmente la struttura carbonatica dei monti di Narni e d'Amelia, incidendo profonde gole (Gole del Nera), per poi confluire nel Tevere dopo aver attraversato un'area valliva di modesta ampiezza. La pendenza media dell'alveo fino alla confluenza con il fiume Velino è di circa l'1%; a valle della confluenza la pendenza media scende a 0,3%. La densità di drenaggio è 1,12 km/km<sup>2</sup>.

Nella parte sud-orientale della porzione umbra del bacino si trova il Lago di Piediluco, che rappresenta il secondo lago della regione per estensione. Lo specchio lacustre, caratterizzato da una forma allungata, occupa una superficie pari a 1.7 km<sup>2</sup> e ha un perimetro di circa 15 km. La profondità media è di circa 10 metri e massima di 20 metri. In condizioni di massimo invaso, a quota 369 m s.l.m., il lago presenta una capacità di poco superiore a 17 Mm<sup>3</sup>, che scende a meno di 15 Mm<sup>3</sup> alla quota di minimo invaso, 367,5 m s.l.m.. Un canale artificiale di circa 400 metri collega il lago con il fiume Velino, che a sua volta confluisce nel fiume Nera dopo un salto di circa 200 metri, la Cascata delle Marmore. Una diga realizzata a monte della cascata, regola il deflusso delle acque del lago verso le centrali idroelettriche. Il lago di Piediluco funziona, pertanto, da bacino di ritenuta, mentre il fiume Velino agisce alternativamente da immissario o da emissario in funzione delle esigenze delle centrali. Il fiume Nera è interessato lungo il suo corso da alcune importanti derivazioni che ne modificano il deflusso naturale. Le principali sono, nel tratto montano, il Canale del Medio Nera e il Canale Recentino. Il Canale del Medio Nera ha origine a Triponzo nell'Alta Valnerina e dopo un percorso di 42 chilometri sfocia nel Lago di Piediluco, con funzione di derivare verso il Lago, per scopi idroelettrici, parte delle acque del fiume Nera e dei suoi affluenti Corno e Vigi. Con l'apertura del Canale del Medio Nera, nel 1932, il bacino imbrifero naturale del lago è stato ampliato dagli originari 74 km<sup>2</sup> a 2.097 km<sup>2</sup>. Il Canale Recentino, di lunghezza complessiva pari a circa 8 km, devia parte delle acque del fiume Nera nel tratto di attraversamento della Conca Ternana per andare ad alimentare il lago dell'Aia. Il lago dell'Aia, conosciuto anche come Lago di Narni o Lago di Recentino, è un piccolo invaso artificiale ottenuto dallo sbarramento del torrente omonimo. Posto a quota 110 m s.l.m., presenta un volume di invaso massimo di 2 Mm<sup>3</sup>. Nel tratto finale del fiume Nera è stato inoltre realizzato un invaso artificiale a scopi idroelettrici, il Lago di San Liberato, che presenta un volume di massimo invaso pari a circa 6 Mm<sup>3</sup>.

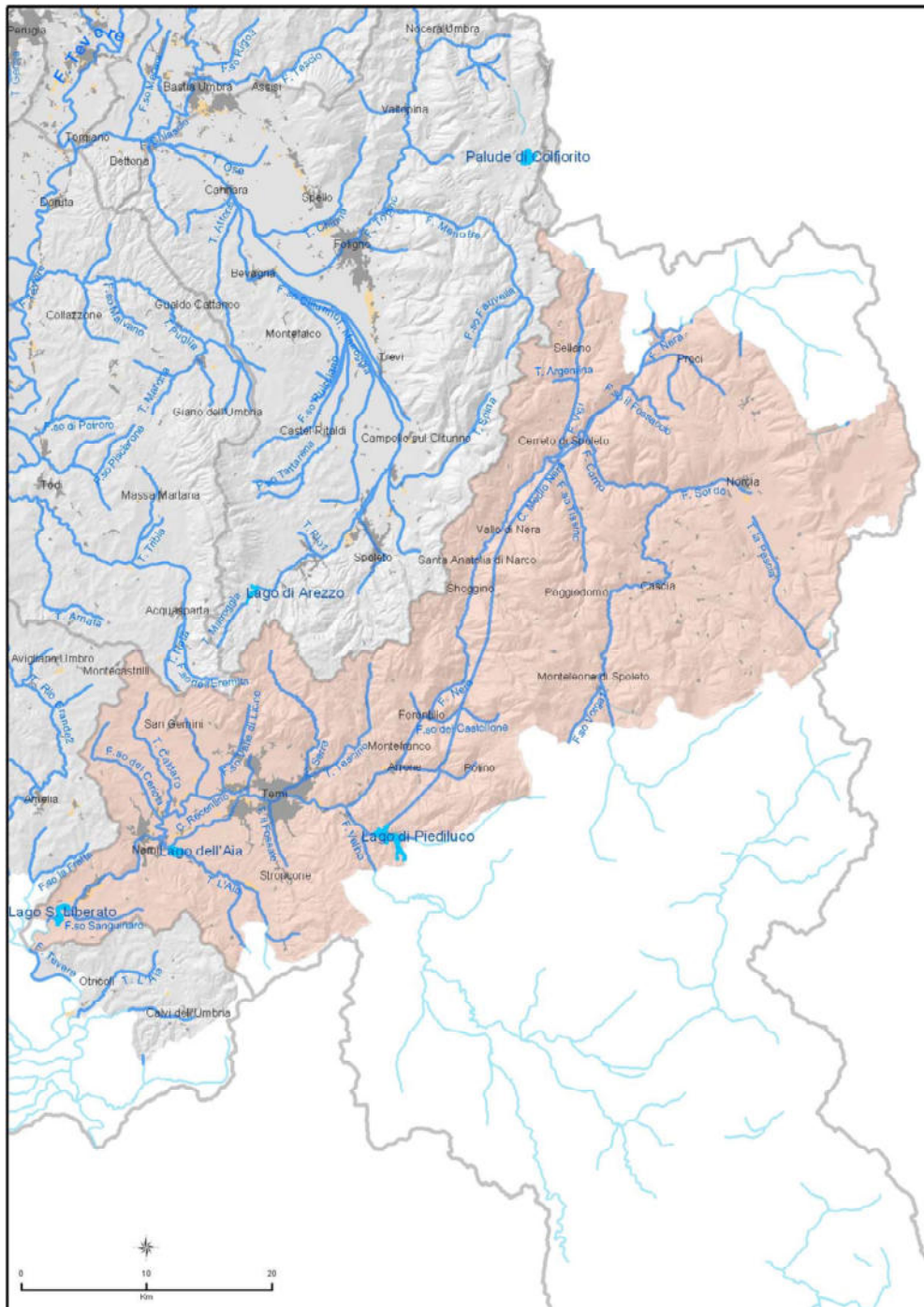


Figura 1 – Corografia dei bacini

Per quanto riguarda le acque sotterranee, oltre all’acquifero alluvionale della Conca Ternana, il bacino comprende alcuni corpi idrici carbonatici tra i più importanti della regione. Il tratto montano della porzione umbra del bacino è costituito dalla struttura dei Monti della Valnerina sede di risorse idriche sotterranee di grande interesse. La porzione centrale del bacino comprende parte della struttura dei Monti Martani e nella sua parte sud occidentale quella dei Monti di Narni e d’Amelia.

Data la predominanza dei terreni permeabili, la circolazione idrica sotterranea è molto diffusa nei rilievi che caratterizzano la maggior parte del bacino del F.Nera. Di conseguenza, in generale si evidenziano

dorsali montuose praticamente asciutte e stretti fondivalle ricchi di corsi d'acqua. Questi talora assumono l'aspetto di vere e proprie forre, impostate su faglie trasversali alle pieghe appenniniche.

I corsi d'acqua, seppure non numerosi, presentano una portata scarsamente variabile nel tempo in virtù della forte permeabilità del bacino; le precipitazioni, spesso sotto forma di neve che normalmente permane per lungo tempo sulle dorsali più alte del bacino, vengono restituite con continuità senza risentire di annate particolarmente siccitose.

Da quanto detto si evince come i vari corsi d'acqua che compongono il reticolo idrografico del bacino del fiume Nera non subiscono, per quanto riguarda la portata, variazioni di rilievo nel corso delle diverse stagioni; infatti, il reticolo idrografico considerato è caratterizzato da corsi d'acqua a regime quasi costante, che apportano al F.Nera il loro contributo di acque fresche.

## **2.4. INTERFERENZE IDRAULICHE**

Il tracciato di progetto si sviluppa parallelamente all'alveo del Fiume Nera per l'intero tratto di intervento. Inoltre il tracciato interferisce, dal punto di vista idrologico, con una serie di fossi e corsi d'acqua affluenti allo stesso Fiume Nera. Viene di seguito riportata l'analisi delle interferenze idrauliche con il tracciato allo stato attuale.

Per i fossi ed i corsi d'acqua minori sono previsti attraversamenti con tombini con dimensioni e sezioni variabili. Lungo il tracciato sono presenti allo stato attuale n° 17 opere di attraversamento idraulico di varie forme e dimensioni.

Per quanto riguarda l'interferenza dell'infrastruttura con le piene fiume Nera, sono state analizzate le cartografie tematiche delle fasce fluviali redatte dall'Autorità di Bacino del Fiume Tevere all'interno del Piano stralcio di Assetto Idrogeologico.

L'analisi delle cartografie del PAI ha evidenziato una situazione di criticità in prossimità dell'abitato di Piedipaterno, nell'interazione tra l'infrastruttura e le fasce di pericolosità idraulica del fiume Nera. Tramite i dati cartografici disponibili, è stato possibile ricostruire i livelli di piena riportando l'informazione planimetrica sul territorio. In questo modo, è stato possibile operare una serie di valutazioni sul livello di pericolosità insistente sull'infrastruttura di progetto.

In corrispondenza dell'abitato, il tracciato stradale infatti abbandona la tipica configurazione a mezza costa sul versante, attraversando il piano di fondo valle sul quale è sito l'abitato di Piedipaterno. In questo tratto, la viabilità è caratterizzata da un andamento a corda molle, presentando un punto di minimo altimetrico e correndo in adiacenza all'alveo del fiume Nera.

Allo stato attuale, il tracciato stradale esistente risulta interessato dalle piene di riferimento del PAI che determinano l'allagamento della sede stradale in corrispondenza della piena con tempo di ritorno duecentennale. Anche per la piena frequente con tempo di ritorno cinquantennale, l'infrastruttura esistente risulta lambita dalla piena con franchi di sicurezza inferiori al metro.

In particolare, l'infrastruttura esistente viene sormontata dalla piena duecentennale tra le progressive di progetto 0+780 e 1+110. L'entità del battente idrico sulla sede stradale esistente, secondo le valutazioni esperite con i dati resi disponibili dall'Autorità di Bacino, raggiunge il valore massimo pari a 1.1 m.

La piena con tempo di ritorno cinquantennale definita dal PAI, lambisce l'infrastruttura esistente senza apparentemente interessare la sede stradale. La ricostruzione dei livelli di piena, ha tuttavia evidenziato la materializzazione di un franco di sicurezza ridotto rispetto alla sede stradale ed inferiore al metro. Nel punto di minimo il franco si attesta pari a circa 70 cm.



### **Relazione idrologica e idraulica**

Il tracciato dell'infrastruttura di progetto esterno all'abitato di Piedipaterno, non risulta interessato dalle aree di esondazione delle piene del fiume Nera, o ne viene lambito marginalmente con adeguati franchi di sicurezza.

Sono state riportate sinteticamente le interferenze idrauliche riscontrate rispetto al tracciato dell'infrastruttura di progetto, nelle condizioni allo stato di fatto. Nel proseguo della relazione, verranno descritte le opere previste per la risoluzione delle interferenze evidenziate, le metodologie di calcolo e verifica adottate, e le verifiche delle stesse.

### 3. ANALISI IDROLOGICA

Per la determinazione delle portate di progetto nelle sezioni d'interesse è stato necessario caratterizzare dal punto di vista idrologico l'area in esame.

In particolare, per la stima dell'intensità di pioggia associata a prefissati tempi di ritorno è stato utilizzato il sistema di regionalizzazione proposto da Calenda e Cosentino (L'Acqua n.1 - 1996) nell'ambito del progetto VAPI. Tale metodologia è largamente utilizzata ed indicata dalle Autorità di Bacino per la redazione di studi di compatibilità idraulica.

#### 3.1. IL PROGETTO VAPI

Il progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR, 1994) ha come obiettivo la regionalizzazione delle piogge intense su tutto il territorio nazionale secondo criteri omogenei.

La metodologia adottata nel progetto VAPI fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione degli estremi idrologici, sicché non esiste un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore viene associato una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. Per ridurre le incertezze legate alla presenza di eventi estremi molto rari in ogni singolo punto ed alla variabilità da sito a sito del valore indice, si adotta una metodologia di analisi regionale. Tale approccio consente di utilizzare tutta la pluviometrica posseduta su un dato territorio.

In particolare, viene adottato un modello probabilistico a doppia componente (TCEV) che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma spesso catastrofici.

Si è fatto riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica, in cui i diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso. In particolare, per i parametri di ordine più elevato (forma e scala), si analizzano ampie regioni che si suppongono omogenee nei suoi confronti. Le analisi svolte nel presente Rapporto mostrano che, qualunque sia la durata delle precipitazioni, da 5 min a 5 giorni, quasi ovunque tali parametri sono unici e non si può rigettare l'ipotesi che le corrispondenti regioni siano omogenee a tale livello, per cui i parametri di forma e di scala assumano valore unico non solo con le durate ma anche da sito a sito nella regione. Tali conclusioni portano a dire che il rapporto fra il valore con generico rischio di una variabile ed il valore indice (o media), detto coefficiente probabilistico di crescita, assume una legge di variazione con il rischio unica per l'intera regione.

L'ampia variabilità da sito a sito del valore indice necessariamente richiede la considerazione dell'ipotesi che tale variabilità sia il risultato di fattori causali, differenti nei siti. Per quanto riguarda le precipitazioni, usualmente si cerca di identificare delle aree pluviometriche omogenee, in ognuna delle quali valga un'unica legge multiregressiva (legge di probabilità pluviometrica) di variazione del massimo annuale dell'intensità di pioggia con la durata e con altri parametri del bacino (ad es. la quota, la distanza dal mare, ...).

##### 3.1.1. La metodologia probabilistica adottata

L'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni è stata effettuata attraverso una metodologia di analisi regionale di tipo gerarchico, basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (o, con un acronimo inglese, TCEV, Two-Component Extreme Value) [per i dettagli sulla TCEV si veda Rossi et al., 1984; sull'approccio gerarchico Fiorentino et al., 1987; sull'applicazione in Italia Versace et al., 1990]. Tale procedura si basa sulla considerazione che esistono zone geografiche via via più

**Relazione idrologica e idraulica**

ampie che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione, man mano che il loro ordine aumenta.

Indicando con  $X$  il massimo annuale di una delle grandezze idrologiche di interesse, come le altezze di pioggia di durata  $d$ ,  $h(d)$ , e con  $X_T$  il valore massimo di  $X$  corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno  $T$  in anni, si può porre:

$$X_T = K_T m(X)$$

ove:

$K_T$  = fattore probabilistico di crescita, costante su ampie aree omogenee;

$m(X)$  = media della distribuzione dei massimi annuali della variabile  $X$ .

Per una pratica utilizzazione della relazione occorre:

- identificare una sottozona omogenea (SZO);
- specificare la legge di variazione con il periodo di ritorno del coefficiente di crescita;
- stimare il valor medio della distribuzione.

In particolare, per la specificazione della legge di variazione di  $K_T$  con il periodo di ritorno  $T$ , si farà riferimento alla espressione della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (TCEV), che nel passato si è dimostrata particolarmente adatta all'interpretazione statistica dell'occorrenza e della magnitudine degli eventi estremi eccezionali.

L'identificazione delle SZO viene effettuata, in genere, facendo riferimento all'informazione idrologica più diffusamente disponibile sul territorio italiano, in termini di densità spaziale di stazioni di misura e di numerosità campionaria delle serie storiche, le altezze di precipitazione giornaliera, rilevate alle stazioni pluviometriche.

Per la stima del valor medio si ricostruiscono le curve di probabilità pluviometriche, che esprimono la variabilità della media del massimo annuale dell'altezza di precipitazione in diversa durata  $d$ ,  $m[h(d)]$ , con la durata stessa.

**3.1.2. Utilizzo della distribuzione TCEV**

L'adozione della legge TCEV è stata introdotta a seguito della constatazione del fatto che in numerosi pluviometri si sono registrati alcuni eventi assolutamente straordinari, la cui intensità supera di gran lunga le intensità inferiori di pari durata. Tali eventi sono indicati nella letteratura anglosassone come *outliers*.

La distribuzione TCEV definisce la probabilità di non superamento di una mistura di due popolazioni di eventi definite come componente bassa, che include gli eventi che potremmo chiamare ordinari, e componente alta che include gli eventi che potremmo considerare straordinari, di cui fanno parte gli eventuali *outliers*.

La distribuzione TCEV si esprime:

$$P_X(x) = e^{-\lambda_1 e^{\frac{x}{\theta_1}} - \lambda_2 e^{\frac{x}{\theta_2}}} \quad (2.01)$$

dove  $X$  è la variabile,  $x$  è un generico valore di  $X$  e i parametri indicano:

**Relazione idrologica e idraulica**

- $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario, in questo caso l'anno, che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- $\Theta_1$  e  $\Theta_2$  il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, in cui è ovviamente:

$$\Theta_2 \geq \Theta_1.$$

La TCEV può essere messa nella forma:

$$P_X(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)}} \quad (2.02)$$

Avendo posto:

$$\alpha_1 = \frac{1}{\Theta_1}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{\Theta_2}, \quad \varepsilon_1 = \frac{\ln \Lambda_1}{\alpha_1} = \Theta_1 \ln \Lambda_1, \quad \varepsilon_2 = \frac{\ln \Lambda_2}{\alpha_2} = \Theta_2 \ln \Lambda_2 \quad (2.03)$$

Derivando la (2.01) rispetto a x si ottiene la densità di probabilità della TCEV:

$$p_X(x) = \left( \frac{\Lambda_1}{\Theta_1} e^{-\frac{x}{\Theta_1}} + \frac{\Lambda_2}{\Theta_2} e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \right) \cdot e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}}} \quad (2.04)$$

Sostituzione dei parametri  $\Theta_2$  e  $\Lambda_2$

Ponendo:

$$\Theta_* = \frac{\Theta_2}{\Theta_1} \quad (2.06)$$

$$\Lambda^* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\Theta^*}} \quad (2.07)$$

La (2.01) diventa:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*} e^{-\frac{x}{\Theta_* \Theta_1}}} \quad (2.08)$$

Si osservi che è sempre:

- Per la (2.02)

$$\Theta^* > 1$$

- Poiché è  $\lambda_1 \geq 0$  e  $\lambda_2 \geq 0$

$$\Lambda^* \geq 0$$

**3.2. STIMA REGIONALE DEI PARAMETRI DELLA TCEV**

Nel caso delle piogge intense il numero degli eventi straordinari registrati da un singolo pluviometro è molto basso, e ciò rende impossibile una stima efficace dei parametri della componente alta facendo

**Relazione idrologica e idraulica**

riferimento alle singole serie di osservazioni. È necessario quindi far ricorso a metodi regionali, in modo da utilizzare per la stima dei parametri tutte le osservazioni di una regione pluviometricamente omogenea. Il concetto di omogeneità pluviometrica risulterà definito dal modo in cui si sviluppa la procedura di regionalizzazione.

Con regionalizzazione delle variabili  $X_i$  ( $i = 1 \dots n$ ) s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Nel caso di variabili distribuite sul territorio, come le piogge, si richiede generalmente che tali raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

Secondo la procedura proposta da Versace e al. (1989) vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- Al primo livello regioni omogenee rispetto ai parametri  $\mathcal{L}^*$  e  $\Theta^*$ , da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al coefficiente di asimmetria;
- Al secondo livello zone omogenee anche rispetto al parametro  $\mathcal{L}_1$  da cui deriva l'omogeneità anche rispetto al coefficiente di variazione;
- Al terzo livello sottozone omogenee rispetto alla dipendenza del parametro e  $\Theta_1$  - e quindi della media - da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

Si procede come segue:

A. Al primo livello di regionalizzazione:

- In base ai valori dei coefficienti di asimmetria empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle regioni omogenee;
- In ciascuna regione viene eseguita la stima dei parametri  $\mathcal{L}^*$  e  $\Theta^*$  con il metodo proposto da Fiorentino e Gabriele (1985), applicando il criterio della massima verosimiglianza a tutte le variabili che ricadono in essa;
- Con la legge standardizzata si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività  $\alpha$ , del coefficiente di asimmetria, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le regioni individuate;
- Se tale condizione non è soddisfatta, si modificano le regioni e si riprende la procedura.

B. Al secondo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di  $\mathcal{L}^*$  e  $\Theta^*$  determinati al primo livello:

- In base ai valori dei coefficienti di variazione empirici, s'individuano, in prima approssimazione, delle zone omogenee;
- Si stimano con il criterio della massima verosimiglianza i parametri  $\mathcal{L}_1$ , i relativi a ciascuna stazione;
- Si determinano i coefficienti di variazione della componente base di ciascuna stazione tramite la:

$$\gamma_{1,i} = \frac{1,2825}{\ln \Lambda_{1,i} + 0,57722} \quad (2.09)$$

- In ciascuna zona omogenea si calcola il coefficiente di variazione della zona  $\gamma_1$  come media dei  $\gamma_1$ , relativi a quella zona;
- Per ciascuna zona omogenea si calcola la stima di  $\Theta_1$  introducendo  $\gamma_1$  nella (2.09);

- Con la legge standardizzata si determinano gli intervalli di confidenza, con livello di significatività  $\alpha$ , del coefficiente di variazione, e si verifica se l'ipotesi di omogeneità è verificata, con quel livello di significatività, per le zone individuate;
- Se questa condizione non è soddisfatta, si modificano le zone e si riprende la procedura.

C. Al terzo livello di regionalizzazione, avendo fissato i valori di  $\Lambda^*$ ,  $\Theta^*$  e  $\Lambda_1$  determinati ai precedenti livelli, per cui risulta fissato il parametro  $\beta$ :

- S'individuano, in prima approssimazione, in base all'andamento della media con la quota  $z$ , le sottozone omogenee;
- S'interpolano gli andamenti di  $\mu(z)$  con la legge prescelta, e si verifica l'adattamento;
- Se l'adattamento non risulta soddisfacente, si modificano le sotto zone e si riprende la procedura.

In questa relazione si fa riferimento alla regionalizzazione delle piogge intense svolta nell'ambito del progetto VAPI su un'ampia fascia dell'Italia Centrale, comprendente tra l'altro, tutti i bacini del Compartimento di Roma del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, ossia il bacino del Tevere e i bacini minori con foce lungo il litorale del Lazio (Calenda e al. 1994; Calenda e Cosentino, 1996).

### Piogge giornaliere

Per meglio definire le aree omogenee è stata preventivamente effettuata la regionalizzazione dei massimi annuali delle altezze di pioggia giornaliera  $h_d$ , in modo da utilizzare anche i pluviometri ordinari, utilizzando tutte le serie con almeno 30 dati. Le stazioni complessivamente utilizzate sono 628 (626 con numerosità di almeno 30 anni e 2 con numerosità di almeno 20 anni). La numerosità delle serie è distribuita come segue:

numerosità della serie	< 20	20 ÷ 29	≥ 30
numero di stazioni	206	131	627

Per la regionalizzazione si è utilizzato un criterio geografico, ed è sempre stato possibile conservare la continuità territoriale delle aree omogenee.

Ricordando la (2.04) la distribuzione di probabilità del massimo giornaliero si scrive:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_1 e^{-\left(\frac{h_d}{\mu_{hd}} - \beta\right)}} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta_* \mu_{hd}} - \beta\right)} \quad (2.10)$$

dove con  $\mu_{hd}$  si è indicata il valore medio delle massime altezze giornaliere.

### 3.1.3. Primo livello di regionalizzazione

Al primo livello di regionalizzazione si è dovuta respingere l'ipotesi di un'unica regione omogenea rispetto al coefficiente d'asimmetria, che non è risultata accettabile. Il territorio è stato quindi suddiviso in tre regioni omogenee, che si potrebbero definire: *regione tirrenica* (regione A, con 154 stazioni), *regione appenninica* (regione B, con 353 stazioni) e *regione adriatica* (regione C, con 120 stazioni).

I valori regionali dei parametri.  $\Lambda_*$  e  $\Theta_*$  sono riportati nella tabella 2.1.

Relazione idrologica e idraulica

Tabella 2.1 - Parametri del primo livello di regionalizzazione

regione	$A_*$	$\Theta_*$
A	0,174	3,490
B	0,762	1,241
C	0,795	2,402

**3.1.4. Secondo livello di regionalizzazione**

Al secondo livello di regionalizzazione sono state considerate le stesse tre regioni individuate al primo livello. L'ipotesi che Ciascuna fosse omogenea anche rispetto al coefficiente di variazione è risultata accettabile.

I valori regionali dei parametri  $\mathcal{L}_1$  e  $\beta$  sono riportati nella tabella 2.2.

Tabella 2.2 - Parametri al secondo livello di regionalizzazione

Regione=zona	A	B	C
$\mathcal{L}_1$	29,314	22,017	27,806
$\beta$	4,480	4,359	5,301

**2.1.1. Terzo livello di regionalizzazione**

Al terzo livello di regionalizzazione si è ipotizzato che la media dell'altezza giornaliera  $\mu_{hd}$  dipenda linearmente dalla sola quota  $z$  della stazione:

$$\mu_{hd} = cz + d \quad (2.11)$$

Sono state individuate 78 sottozone in cui i parametri della regressione e il coefficiente di correlazione assumono i valori indicati nella tabella 2.3.

Tabella 2.3 - Terzo livello di regionalizzazione: parametri della regressione della media sulla quota

Sottozona	N	c (mm/m)	d (mm)	sottozona	N	c (mm/m)	D (mm)
A1	10	0,01892	55,64	B19	6	0,01418	36,02
A2	8	0,02785	59,22	B20	5	0,01098	57,23
A3	9	0,02738	64,43	B21	6	0,15691	16,83
A4	13	0,03390	67,67	B22	7	0,01890	76,65
A5	7	0,03031	60,09	B23	5	0,04972	60,54
A6	8	0,13518	66,15	B24	7	0,07960	30,38
A7	7	0,03582	67,72	B25	10	0,02089	64,28
A8	16	0,01680	62,79	B26	9	0,13532	-48,29
A9	7	0,02671	61,61	B27	5	0,05786	67,35
A10	5	0,06301	67,83	B28	12	0,03599	63,48
A11	3	0,07624	41,70	B29	5	0,03152	87,30
A12	6	0,01510	72,77	B30	4	0,05066	68,93
A13	9	0,02714	50,42	B31	11	0,00116	60,07
A14	4	0,02517	62,33	B32	7	0,04004	27,64
A15	4	0,03647	68,78	B33	6	0,01264	54,93
A16	4	0,02592	52,00	B34	4	0,25615	-85,09
A17	7	0,10165	15,14	B35	5	0,07432	15,64
A18	11	0,02208	58,80	B36	7	0,05270	40,46
A19	5	0,03408	41,11	B37	2	0,03513	33,42
A20	7	0,03637	49,62	B38	10	0,01874	40,79
A21	4	0,02854	43,38	B39	4	0,04514	38,13
B1	13	0,03028	43,52	B40	8	0,04250	58,21
B2	5	0,02250	42,59	B41	4	0,08894	34,37
B3	11	0,03478	49,18	B42	9	0,02237	71,20
B4	10	0,02747	62,61	C1	19	0,00482	57,46
B5	13	0,03136	53,96	C2	34	0,02822	64,04
B6	6	0,03764	44,54	C3	8	0,05900	42,12
B7	9	0,01863	49,36	C4	5	0,06381	49,63
B8	4	0,02219	50,91	C5	6	0,01574	61,16
B9	16	0,04546	46,32	C6	5	0,01374	58,39
B10	9	0,04145	37,12	C7	5	0,00985	62,40
B11	44	0,02300	35,60	C8	7	0,07690	50,19
B12	13	0,04292	45,49	C9	6	0,02767	51,23
B13	2	0,01793	20,47	C10	7	0,11377	38,98
B14	13	0,05343	55,04	C11	5	0,02573	57,44
B15	6	0,00153	69,69	C12	4	0,02395	44,17
B16	12	0,02565	22,88	C13	3	0,04634	-5,21
B17	5	0,00722	64,41	C14	4	0,03330	32,01
B18	3	0,00128	62,43	C15	4	0,00655	57,57



### 3.3. PIOGGE DI MASSIMA INTENSITÀ E BREVE DURATA

Per l'elaborazione delle precipitazioni intense di breve durata si è adottata quindi la legge intensità-durata-frequenza a tre parametri:

$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b+t)^m} \quad (2.12)$$

dove:

- T è il tempo di ritorno,
- b è un parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata t, sia dal tempo di ritorno T.
- m è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno,
- a (T) è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata.

La (2.1.16) può essere messa nella forma:

$$i_t(T) = i_0(T) \left( \frac{b}{b+t} \right)^m \quad (2.13)$$

dove  $i_0(T)$  è l'intensità istantanea con tempo di ritorno T. La media di  $i_t$  risulta allora:

$$\mu_{it} = \mu_{i0} \left( \frac{b}{b+t} \right)^m \quad (2.14)$$

dove  $\mu_{i0}$  è la media dell'intensità istantanea.

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- a) l'intensità media di 24 ore  $\mu_{i24}$  è proporzionale all'intensità media giornaliera  $\mu_{id}$ :

$$\mu_{i24} = \delta \cdot \mu_{id} \quad (2.15)$$

dove il coefficiente di proporzionalità, costante su tutta l'area esaminata, vale  $\delta = 1,15$ ;

- b) il rapporto tra l'intensità media della pioggia di 5' e quella della pioggia oraria è costante su tutta l'area esaminata, assunto pari al valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma (Macao):

$$r = \frac{\mu_{45'}}{\mu_{41}} = \left( \frac{b+1}{b+0,0833} \right)^m = 3,36$$

Ricavando b:

$$b = \frac{1 - 0,0833r^{1/m}}{r^{1/m} - 1} \quad (2.16)$$

- c) l'esponente m e il parametro di trasformazione temporale b sono indipendenti dal tempo di ritorno T, in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno;

Relazione idrologica e idraulica

d) l'intensità istantanea media  $\mu_{i0}$  è dipendente dalla quota  $z$  della stazione pluviometrica secondo la relazione:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\bar{\mu}_{hd}} \quad (2.17)$$

L'ipotesi a) è confermata con buona approssimazione dall'esame dei rapporti  $\delta$  di tutte le stazioni della area studiata. Da essa discende che anche per  $\mu_{i24}$  vale una relazione lineare con la quota:

$$\mu_{i24} = \delta \frac{cz + d}{24} \quad (2.18)$$

L'ipotesi b) è suffragata da ricerche condotte su scala mondiale da diversi autori (Calenda e al., 1995). Da essa si può ricavare il valore del parametro di trasformazione temporale  $b$  per ciascuna stazione.

L'ipotesi c) è confermata con buona approssimazione dall'analisi delle curve di caso critico empiriche.

L'ipotesi d) è stata dedotta dai dati, anche se il numero molto ridotto delle stazioni pluviografiche presenti in ciascuna sottozona non autorizza conclusioni definitive.

Dalla (2.17), tenuto conto della (2.18), si ricava:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{i24}(z)}{\bar{\mu}_{i24}} = \frac{\delta(cz + d)}{24\bar{\mu}_{i24}} \quad (2.19)$$

da cui:

$$\mu_{i0}(z) = \frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}} \delta \frac{(cz + d)}{24} \quad (2.20)$$

Dalla (2.04') si ottiene:

$$\mu_{i0}(z) = \mu_{i24}(z) \left( \frac{b + 24}{b} \right)^m \quad (2.21)$$

Per cui, uguagliando la (2.20) alla (2.21), ricavando  $m$  e ricordando la (2.18) si ottiene:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{\ln\left(\frac{b + 24}{b}\right)}$$

che sostituendo secondo la (2.20) diventa:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\mu}_{i0}}{\bar{\mu}_{i24}}\right)}{\ln\left[1 + \frac{24(r^{1/m} - 1)}{1 - 0,0833r^{1/m}}\right]} \quad (2.22)$$

che costituisce un'equazione implicita, la cui soluzione fornisce il valore di  $m$ . Sostituendo a sua volta questo nella (2.16) si ottiene  $b$ .

I valori regionali dei parametri  $b$ ,  $m$  e  $\mu_{i0}/\mu_{i24}$  che compaiono nella (2.22) sono riportati nella tabella 2.4.

Tabella 2.4 - Regionalizzazione delle piogge intense: parametri regionali delle relazioni IDF

Sottozona	<i>b</i> ( <i>h</i> )	<i>m</i>	$\mu_{i0}/\mu_{i24}$	sottozona	<i>b</i> ( <i>h</i> )	<i>m</i>	$\mu_{i0}/\mu_{i24}$
A1	0,1660	0,7810	4,890	B19	0,1135	0,6951	4,148
A2	0,1528	0,7597	4,683	B20	0,1170	0,7010	4,190
A3	0,1454	0,7478	4,574	B21	0,1585	0,7690	4,772
A4	0,1705	0,7881	4,962	B22	0,1101	0,6895	4,108
A5	0,1621	0,7748	4,828	B23	0,1398	0,7387	4,494
A6	0,1137	0,6955	4,150	B24	0,1040	0,6792	4,038
A7	0,1054	0,6816	4,054	B25	0,0986	0,6700	3,980
A8	0,1323	0,7263	4,389	B26	0,0908	0,6565	3,902
A9	0,1502	0,7555	4,645	B27	0,1366	0,7335	4,449
A10	0,1415	0,7415	4,518	B28	0,1168	0,7007	4,188
A11	0,1744	0,7943	5,026	B29	0,0895	0,6542	3,889
A12	0,1251	0,7145	4,293	B30	0,1222	0,7097	4,256
A13	0,1484	0,7526	4,618	B31	0,0902	0,6555	3,896
A14	0,1521	0,7586	4,673	B32	0,1071	0,6844	4,073
A15	0,1326	0,7269	4,393	B33	0,0806	0,6389	3,813
A16	0,1427	0,7434	4,535	B34	0,0940	0,6620	3,933
A17	0,1728	0,7917	5,000	B35	0,0977	0,6684	3,971
A18	0,1498	0,7549	4,639	B36	0,1434	0,7446	4,545
A19	0,1729	0,7919	5,002	B37	0,1141	0,6962	4,156
A20	0,1456	0,7482	4,577	B38	0,1670	0,7826	4,906
A21	0,1437	0,7450	4,549	B39	0,0971	0,6674	3,965
B1	0,1168	0,7006	4,188	B40	0,1136	0,6953	4,149
B2	0,1603	0,7718	4,799	B41	0,1673	0,7830	4,911
B3	0,1252	0,7146	4,294	B42	0,1279	0,7190	4,329
B4	0,1015	0,6748	4,010	C1	0,1408	0,7403	4,508
B5	0,1302	0,7230	4,361	C2	0,1107	0,6905	4,115
B6	0,1354	0,7314	4,431	C3	0,1156	0,6986	4,173
B7	0,1275	0,7185	4,325	C4	0,1123	0,6932	4,134
B8	0,1768	0,7981	5,066	C5	0,1281	0,7195	4,333
B9	0,1455	0,7479	4,575	C6	0,0957	0,6650	3,950
B10	0,1136	0,6953	4,149	C7	0,1129	0,6942	4,141
B11	0,1035	0,6782	4,032	C8	0,1001	0,6725	3,996
B12	0,1097	0,6887	4,102	C9	0,1076	0,6852	4,079
B13	0,0685	0,6173	3,730	C10	0,1034	0,6781	4,031
B14	0,1380	0,7357	4,468	C11	0,1101	0,6895	4,108
B15	0,1048	0,6804	4,047	C12	0,1100	0,6894	4,107
B16	0,1051	0,6811	4,051	C13	0,0821	0,6414	3,825
B17	0,0889	0,6532	3,884	C14	0,0897	0,6547	3,892
B18	0,1167	0,7005	4,187	C15	0,0863	0,6488	3,861

**Relazione idrologica e idraulica**

È ovviamente:

$$\frac{h_d}{\mu_{hd}} = \frac{\delta h_{24}}{\delta \mu_{h24}} = \frac{i_0 \left( \frac{b}{b+24} \right)^m}{\mu_{i0} \left( \frac{b}{b+24} \right)^m} = \frac{i_0}{\mu_{i0}} \quad (2.22)$$

che sostituito nella (2.01) dà la distribuzione di probabilità dell'intensità di pioggia istantanea:

$$P(i_0) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left( \frac{i_0}{\mu_{i0}} \right)^\beta} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*} e^{-\left( \frac{i_0}{\Theta_* \mu_{i0}} \right)^\beta} \quad (2.23)$$

Sostituendo ancora nella (2.10)  $i_0$  secondo la (2.04) si ottiene la distribuzione di probabilità dell'intensità  $i_t$  relativa alla durata  $t$  generica:

$$P(i_t) = e^{-\Lambda_1} e^{-\left[ \frac{i_t}{\mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*} e^{-\left[ \frac{i_t}{\Theta_* \mu_{i0}(z)} \beta \left( \frac{b+t}{b} \right)^m \right]} \quad (2.24)$$

Dove  $z$  è la quota del punto,  $\mu_{i0}(z)$  è dato dalla (2.21),  $m$  si ricava dalla (2.22),  $b$  dalla (2.16), e i parametri  $\Lambda_*$ ,  $\Theta_*$ ,  $\Lambda_1$  e  $\beta$  sono dati dalla procedura TCEV.

**3.4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI**

I parametri da inserire nella relazione IDF sono stati ottenuti a partire della perimetrazione delle zone omogenee dell'Italia centrale, scaturite dai risultati della trattazione precedentemente richiamata.

L'area di intervento ricade nella zona B, sottozona B12, da cui derivano i seguenti parametri caratteristici per la costruzione delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche.

- $b = 0.110$
- $m = 0.689$

Tr (anni)	25	100	200
a(Tr)	48.046	58.660	63.987

Di seguito si riportano le curve di possibilità pluviometrica ricavate per l'area di studio mediante la procedura VAPI, unitamente alle curve Intensità-durata-frequenza.

Relazione idrologica e idraulica

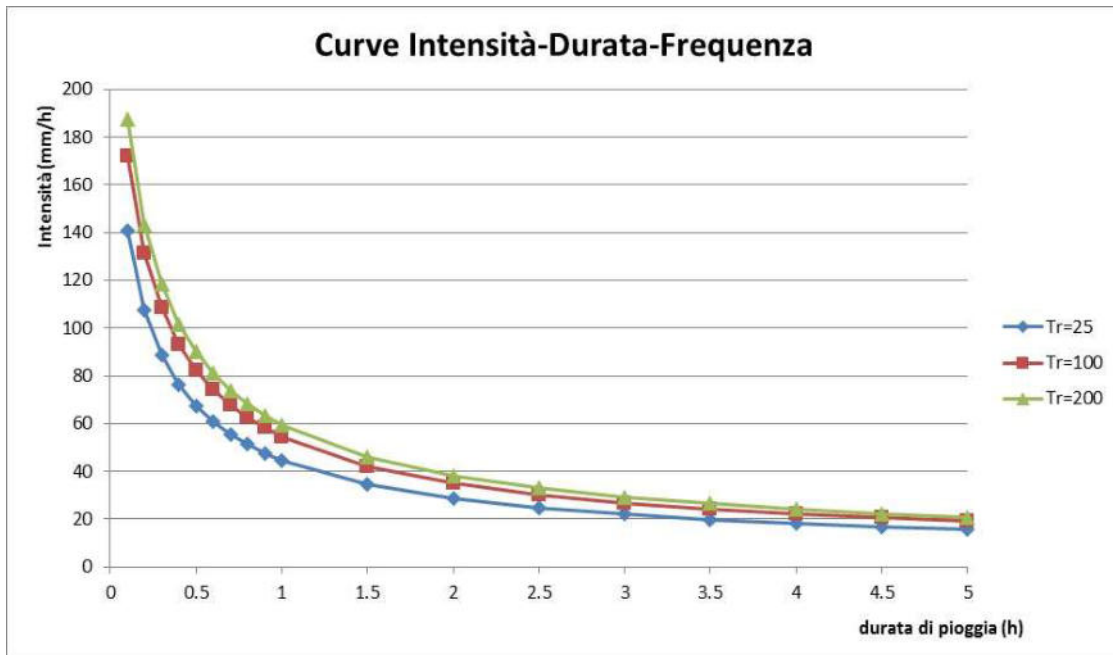


Figura 2 – Curva intensità-durata-frequenza

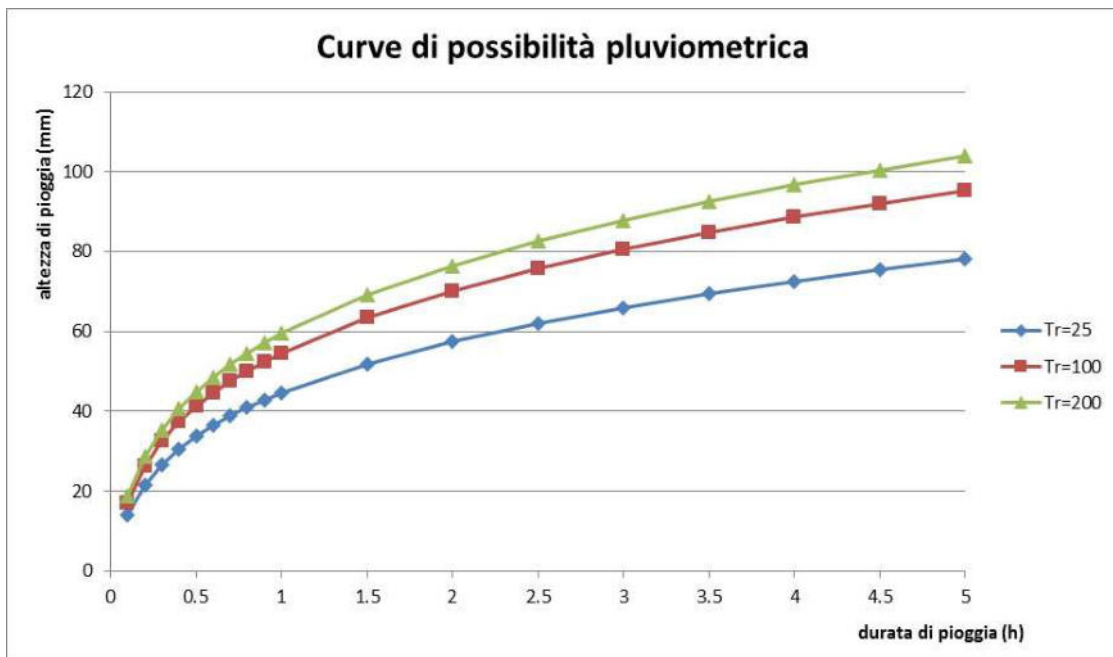


Figura 3 – Curva di possibilità pluviometrica

## 4. CALCOLO DELLE PORTATE

Il modello afflussi – deflussi, che si è ritenuto di utilizzare nell'ambito del presente studio idrologico, è un modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse, che combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni, effettuata mediante le metodologie esposte, con il metodo del Curve Number per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

Tale modellazione si basa sulle seguenti ipotesi:

- la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvengano senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza.

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma

Da un punto di vista operativo la procedura si articola nei seguenti passi:

- Perimetrazione e determinazione caratteristiche geomorfologiche e fisiologiche dei bacini;
- calcolo del tempo di corrivazione;
- calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
- calcolo della pioggia netta;
- calcolo della portata al colmo.

### 4.1. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il calcolo del tempo di corrivazione ( $t_c$ ) individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a tre diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di estensione confrontabile con quelli in esame.

Per la valutazione del tempo di corrivazione dei bacini di superficie sono state prese a riferimento diverse formulazioni quali:

formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 (A / I)^{0.50}$$

dove:

- $t_c$ : tempo di corrivazione espresso in ore;
- A: area del bacino in kmq;
- I: pendenza media dell'asta fluviale in m/m.

formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108(A * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$$

dove:

- $t_c$ : tempo di corrivazione in ore;
- A: area del bacino in km<sup>2</sup>;
- L: lunghezza dell'asta fluviale in km;
- I: pendenza media del reticolo idrografico in m/m.

formula di Puglisi:

$$t_c = 6L^{2/3} (h_{\max} - h_{\min})^{-1/3}$$

dove:

- $t_c$ : tempo di corrivazione espresso in ore;
- $h_{\max}$ : quota massima bacino in m;
- $h_{\min}$ : quota sezione chiusura in m;
- L: lunghezza dell'asta principale in km;

#### 4.2. METODO DEL CN

La pioggia lorda è stata depurata dalle perdite attraverso il coefficiente di afflusso  $\Phi$ . Il calcolo è stato eseguito con il metodo del Curve Number, proposto dal Soil Conservation Service del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti. La formulazione usata permette di ricavare la pioggia netta depurata in base all'espressione:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I)^2}{(h_{lorda} + S - I)}$$

dove  $h_{lorda}$  è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (in mm) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

ed I è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione  $I = 0.2 \cdot S$ .

---

## Relazione idrologica e idraulica

In particolare il metodo del CN sintetizza le caratteristiche idrologiche di un bacino attraverso un unico parametro CN che definisce la relazione precipitazione–volume di deflusso in bacini idrografici di cui è nota, oltre che la morfologia, la copertura vegetale e il tipo idrologico di suolo presenti nelle carte tematiche.

Il parametro CN, ricavato dall'analisi qualitativa delle carte tematiche, rappresenta la capacità di una porzione di terreno del bacino imbrifero di produrre deflusso ed è stato calcolato sulla base delle caratteristiche geopedologiche e vegetazionali del bacino stesso.

La valutazione del CN è stata realizzata sulla base delle informazioni fornite dalla carta idrogeologica regionale della Regione Umbria, e dalla carta dell'uso del suolo del Progetto CORINE.

Il valore del CN si ottiene per incrocio delle caratteristiche del suolo (quattro tipi A, B, C, D) a permeabilità decrescente e delle caratteristiche di uso prevalente.

- Gruppo A: suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, in condizioni di saturazione, molto levata; comprende sabbie profonde, con bassa percentuale di limi e argille molto permeabili.
- Gruppo B: suoli aventi moderata potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, anche in condizioni di saturazione, elevata; comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi rispetto al gruppo A;
- Gruppo C: suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta e scarsa capacità di infiltrazione e saturazione; comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argille e colloidali.
- Gruppo D: Suoli aventi potenzialità di deflusso molto elevate e scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione; comprende argille ad elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

I valori del CN normalmente utilizzati per i tipi di suolo A, B, C e D e per una condizione standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) sono riportati nella seguente tabella.

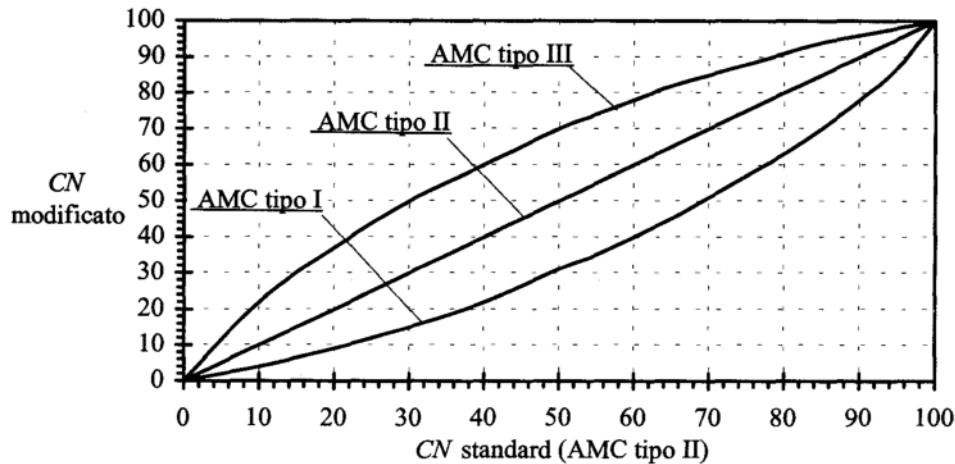


*Valori del parametro CN per i diversi tipi di suolo A, B, C, D e per AMC di classe II.*

COPERTURA (USO DEL SUOLO)	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
Suolo coltivato:				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
Suolo da pascolo:				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie in buone condizioni	30	58	71	78
Suoli boscosi o forestati:				
suolo sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi:				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con impermeabilità media:				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade:				
pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	98
inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

La valutazione del valore di Curve Number da adottare per i bacini idrografici di calcolo è stata condotta, come anticipato, utilizzando le evidenze della carta idrogeologica della Regione Umbria per la valutazione della classe di permeabilità del suolo. Date le caratteristiche pressoché omogenee delle aree costituenti i bacini di calcolo, è stato adottato un unico valore di calcolo nella valutazione delle portate di progetto. La tipologia dei complessi idrogeologici costituenti i bacini idrografici di calcolo, costituiti prevalentemente da calcari, calcari marnosi ed in minor misura depositi alluvionali ha condotto a caratterizzare il suolo, secondo le classi proposte dal metodo del Curve Number, di tipo C.

Per condizioni antecedenti l'evento molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati, secondo il Soil Conservation Service, in relazione alle curve riportate nella seguente figura.



*Curve di conversione dei valori CN per le diverse condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento.*

Nella presente trattazione si sono ipotizzate, cautelativamente, umide le condizioni antecedenti di umidità del suolo (Antecedent Moisture Conditions, AMC, di tipo III, secondo la classificazione del SCS).

#### 4.3. CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

La forma dell'idrogramma qui proposta è quella del Ghirardelli, ossia il classico idrogramma triangolare, avente tempo di risalita e tempo di discesa pari al tempo di corrivazione.

Pertanto il valore della portata al colmo risulta:

dove:

$$Q_c = \frac{r * h_n * A}{3,6 * T_c}$$

- $Q_c$ : portata al colmo;
- $R$ : fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino;
- $h_n$ : pioggia netta;
- $A$ : superficie del bacino;
- $T_c$ : tempo di corrivazione.

Il calcolo ed i valori delle portate al colmo portate al colmo per il tempo di ritorno pari a  $T_r = 200$  anni, utilizzato per le verifiche delle opere di attraversamento, sono riportati nelle tabelle seguenti.

Relazione idrologica e idraulica

OPERA	PK	A Km <sup>q</sup>	L Km	Hmax m	i m/m	tc				a(Tr) mm	i (Tr) mm/h	h <sub>lorda</sub> mm
						Ventura	Pasini	Puglisi	assunto			
						ore	ore	ore	ore			
1	0+105	0.03	0.1	520	0.010	0.23	0.16	0.22	0.16	63.99	157.45	25.33
2	0+257	0.04	0.1	520	0.011	0.25	0.16	0.20	0.16	63.99	156.89	25.46
3	0+430	0.07	0.1	630	0.011	0.32	0.19	0.18	0.18	63.99	151.19	26.80
4	0+516	0.01	0.1	500	0.014	0.13	0.09	0.18	0.09	63.99	193.55	17.58
5	0+675	0.54	1.1	1050	0.300	0.17	0.16	0.69	0.16	63.99	156.57	25.53
6	0+842	0.13	0.2	505	0.079	0.17	0.12	0.40	0.12	63.99	175.06	21.41
7	1+196	2.45	2.6	1218	0.320	0.35	0.35	1.16	0.35	63.99	109.05	38.33
8	1+495	0.11	0.4	610	0.003	0.81	0.71	0.46	0.46	63.99	93.77	43.56
9	1+895	0.04	0.2	560	0.005	0.36	0.32	0.34	0.32	63.99	115.38	36.37
10	2+120	3.28	3.5	1218	0.223	0.49	0.52	1.44	0.49	63.99	91.18	44.53
11	2+302	0.07	0.1	590	0.007	0.41	0.28	0.26	0.26	63.99	127.43	32.90
12	2+468	0.11	0.2	618	0.025	0.26	0.18	0.27	0.18	63.99	151.91	26.63
13	2+544	0.03	0.1	500	0.024	0.14	0.11	0.27	0.11	63.99	183.13	19.70
14	2+675	0.37	0.9	905	0.316	0.14	0.13	0.66	0.13	63.99	170.47	22.40
15	2+775	6.20	4.0	1324	0.156	0.80	0.80	1.52	0.80	63.99	68.34	54.62
16	3+225	0.05	0.2	535	0.007	0.33	0.25	0.29	0.25	63.99	129.38	32.36
17	3+492	0.15	0.2	652	0.007	0.61	0.38	0.25	0.25	63.99	130.19	32.14

OPERA	PK	CN <sub>II</sub>	CN <sub>III</sub>	S	I	h <sub>netta</sub>	r	Q <sub>200</sub>
						mm		mc/s
1	0+105	77	89	31.4	6.3	7.2	0.98	<b>0.40</b>
2	0+257	77	89	31.4	6.3	7.3	0.97	<b>0.54</b>
3	0+430	77	89	31.4	6.3	8.1	0.97	<b>0.88</b>
4	0+516	77	89	31.4	6.3	3.0	0.98	<b>0.13</b>
5	0+675	77	89	31.4	6.3	7.3	0.94	<b>6.31</b>
6	0+842	77	89	31.4	6.3	4.9	0.96	<b>1.44</b>
7	1+196	77	89	31.4	6.3	16.2	0.92	<b>28.81</b>
8	1+495	77	89	31.4	6.3	20.2	0.98	<b>1.29</b>
9	1+895	77	89	31.4	6.3	14.7	0.98	<b>0.50</b>
10	2+120	77	89	31.4	6.3	21.0	0.92	<b>36.15</b>
11	2+302	77	89	31.4	6.3	12.2	0.97	<b>0.93</b>
12	2+468	77	89	31.4	6.3	8.0	0.97	<b>1.30</b>
13	2+544	77	89	31.4	6.3	4.0	0.97	<b>0.30</b>
14	2+675	77	89	31.4	6.3	5.5	0.94	<b>4.01</b>
15	2+775	77	89	31.4	6.3	29.3	0.92	<b>57.97</b>
16	3+225	77	89	31.4	6.3	11.8	0.98	<b>0.58</b>
17	3+492	77	89	31.4	6.3	11.7	0.97	<b>1.97</b>

## 5. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE

Di seguito si riportano le analisi condotte in merito alle interferenze idrauliche dell'infrastruttura di progetto con il reticolo idrografico esistente.

Come già descritto, lungo il tracciato sono presenti una serie di interferenze con corsi d'acqua risolte da opere di attraversamento esistenti. Per i fossi ed i corsi d'acqua minori sono previsti attraversamenti con tombini con dimensioni e sezioni variabili. Lungo il tracciato sono presenti allo stato attuale n° 17 opere di attraversamento idraulico di varie forme e dimensioni. I lavori di adeguamento del tracciato comportano la necessità di eseguire un adeguamento anche sulle strutture dei tombini, che verranno più sostituiti con nuovi elementi. In particolare si adotteranno le seguenti soluzioni progettuali:

- Tombini circolari in cls con dimensioni DN1200, DN1500
- Scatolari in c.a. con le seguenti sezioni nette: 2.50x2.50, 5.00x2.50, 9.00x3.00 m

Per tali corsi d'acqua, caratterizzati da bacini imbriferi inferiori ai 10 kmq, è stata effettuata sia la verifica della sezione di attraversamento in regime di moto uniforme, sia la valutazione delle condizioni all'imbocco e allo sbocco in base alle caratteristiche della corrente (verifica in moto permanente localizzato). Gli attraversamenti sono stati verificati per la piena con tempo di ritorno duecentennale.

In seguito, è stata condotta un'analisi in merito alla interazione dell'infrastruttura di progetto con le piene del fiume Nera.

### 3.2. Verifica delle opere di attraversamento

Per la verifica idraulica dei tombini è stato elaborato un foglio elettronico di calcolo in grado di fornire a partire dai dati di progetto (portata, geometria dell'attraversamento, pendenza del fondo, scabrezza e caratteristiche a valle) i valori del grado di riempimento e del livello del carico totale a monte, sulla base delle formule classiche della letteratura in materia.

Il foglio di calcolo, a partire dai dati di progetto, determina il valore della pendenza critica ( $i_c$ ), avendo fissato la portata ( $Q$ ) e la geometria dell'opera. Dal confronto della pendenza critica ( $i_c$ ) con la pendenza di progetto ( $i$ ), e dal confronto tra l'altezza critica della corrente ( $y_c$ ) e l'altezza idrica imposta a valle ( $y_o$ ) si determina la tipologia del regime di funzionamento idraulico:

- 1) Corrente veloce (condizione in cui  $i > i_c$ );
- 2) Corrente lenta (condizione in cui  $i < i_c$ );
- 3) Corrente rigurgitata (condizione in cui  $y_o > y_c$ )

Determinato il regime di funzionamento idraulico, si procede ad individuare l'altezza massima del pelo libero all'interno del tombino ed il carico totale a monte dello stesso.

La portata di calcolo  $Q$  è espressa in maniera implicita a partire dal carico totale a monte ( $H$ ), ed è dipendente dal regime della corrente all'interno del tombino, in particolare:

- Nel caso 1) la portata può essere calcolata imponendo che nella sezione di imbocco si formi l'altezza critica

$$H - \Delta h_i = h_c + \frac{A_c}{2 \cdot B_c}$$

dove

- $H$  è il carico totale a monte dell'imbocco;
- $\Delta h_i$  è la perdita di carico all'imbocco pari
- $h_c$ ,  $A_c$ ,  $B_c$  sono rispettivamente l'altezza, l'area bagnata, e la larghezza del pelo libero critico.

**Relazione idrologica e idraulica**

- Nei casi 2. e 3. la portata può essere calcolata applicando la nota relazione dello stramazzo rigurgitato

$$Q = (0,59 \cdot S_2 + \frac{2}{3} \cdot 0,66 \cdot S_1) \sqrt{2g \cdot y_1}$$
$$H = y_1 + y_2$$

Dove:

- $S_1$  e  $S_2$  sono rispettivamente l'area bagnata corrispondente alla parte superiore funzionante come stramazzo libero e alla parte inferiore funzionante come luce a battente;  $y_1$  e  $y_2$  sono le corrispondenti altezze idriche;

Il calcolo del valore (H) viene quindi condotto iterativamente mediante il risolutore iterativo, ponendo come obiettivo l'annullamento della differenza tra la portata di progetto fissata inizialmente e quella di calcolo, facendo variare il termine H.

Le caratteristiche del tombino devono essere tali che:

- A) il grado di riempimento sia inferiore al 70%
- B) il franco sia superiore a 1,0 m nel caso di sezione scatolare
- C) il rapporto tra il carico totale della corrente a monte del tombino, e l'altezza dello stesso sia minore o al massimo uguale a 1,2, condizione necessaria e sufficiente perché il tombino non vada in pressione.

Nell'ambito del modello idraulico sopra descritto il calcolo dell'altezza di moto uniforme è stato condotto utilizzando l'espressione di Chezy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

nella quale:

- $Q$  (m<sup>3</sup>/s) è la portata;
- $A$  (m<sup>2</sup>) è l'area della sezione utile di deflusso
- $R$  (m) è il raggio idraulico
- $i$  (-) è la pendenza del canale

Per quel che riguarda il coefficiente  $\chi$  è stata adottata l'espressione di Manning:

$$\chi = (1/n) \cdot R^{1/6}$$

Nelle seguenti verifiche è stato utilizzato un valore di  $n$  pari a 0.015.

I tabulati di calcolo relativi alle elaborazioni di cui sopra sono riportati in allegato.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle caratteristiche geometriche di progetto dei tombini. Le sezioni di progetto delle opere risultano verificate secondo le metodologie descritte in precedenza.

Relazione idrologica e idraulica

OPERA	PK	Sezione di progetto
1	0+105	TUBO IN CLS DN1200
2	0+257	TUBO IN CLS DN1500
3	0+430	TUBO IN CLS DN1500
4	0+516	TUBO IN CLS DN1200
5	0+675	SCATOLARE 5.0x2.5
6	0+842	SCATOLARE 2.5x2.5
7	1+196	SCATOLARE 5.0x2.5
8	1+495	TUBO IN CLS DN1500
9	1+895	TUBO IN CLS DN1500
10	2+120	SCATOLARE 9.0x3.0
11	2+302	TUBO IN CLS DN1500
12	2+468	TUBO IN CLS DN1500
13	2+544	TUBO IN CLS DN1200
14	2+675	SCATOLARE 2.5x2.5
15	2+775	SCATOLARE 9.0x3.0
16	3+225	TUBO IN CLS DN1500
17	3+492	TUBO IN CLS DN1500

### 3.3. Analisi dell'interazione con le piene del fiume Nera

L'analisi dell'interferenza dell'infrastruttura di progetto con le piene del fiume Nera è stata condotta a partire dai dati e dalla cartografia tematica messa a disposizione dall'Autorità di Bacino del Fiume Tevere all'interno del Piano stralcio di Assetto Idrogeologico.

La configurazione di progetto della viabilità è stata definita con l'obiettivo di mitigare la pericolosità idraulica sul tracciato stradale, incrementando il livello di sicurezza idraulica dell'infrastruttura. I vincoli territoriali esistenti connessi all'interazione tra l'infrastruttura e l'adiacente abitato, hanno imposto una definizione degli obiettivi di compatibilità idraulica vincolata alle esigenze del territorio.

La soluzione progettuale è stata definita perseguendo la messa in sicurezza dell'infrastruttura rispetto alla piena di riferimento cinquantennale, mediante il sollevamento della livelletta stradale nel tratto in esame.

Il tracciato di progetto è stato dunque interessato da una rettifica altimetrica, estesa all'incirca tra la progressiva 0+700 e la progressiva 1+175. Tale rettifica, che ha comportato il sollevamento della livelletta stradale fino a circa 70 cm sul punto di minimo, consente la mitigazione della corda molle esistente. Il sollevamento della livelletta stradale è stato previsto mediante muri di sostegno posti su ambo i lati, per mitigare l'inserimento delle opere sia rispetto al fiume Nera, che all'abitato di Piedipaterno.

La rettifica operata consente di mettere in sicurezza la viabilità sia rispetto alla piena cinquantennale, che ad eventi con pericolosità idraulica associata a tempi di ritorno superiori. Di seguito si riportano i franchi di sicurezza riscontrati in corrispondenza del punto di minimo altimetrico, posto alla progressiva 0+875.

**Relazione idrologica e idraulica**

	Tr	Quota stradale	Livello di piena	Franco idraulico
		m	m	m
Ante Operam	50	311.72	311	0.72
	200		312.86	-1.14
Post Operam	50	312.36	311	1.36
	200		312.86	-0.5

La tabella evidenzia come la rettifica altimetrica consenta all'infrastruttura di ottenere un franco di sicurezza idoneo ai livelli di piena cinquantennale.

Permane l'allagamento della sede stradale in corrispondenza della piena con tempo di ritorno duecentennale, seppure con magnitudo notevolmente ridotta. Per garantire la sicurezza dell'utenza stradale, si renderà necessario implementare un apposito sistema di monitoraggio dei livelli idrici e delle condizioni meteo a livello di bacino in modo da interdire preventivamente il transito veicolare nel tratto in esame.

## 6. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento sono studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato e/o interferenti.

In merito al dimensionamento, è opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto dovrà essere quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

### 6.1. Stima delle piogge di progetto

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di pre-assegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, può essere utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad (l/s)$$

in cui:

- $Q_p$  = portata massima di pioggia (l/s)
- $\phi_c$  = 0.9 coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);
- $\phi_s$  = 0.5 coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);
- $\phi_e$  = 0.4 coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);
- $b_c$  = larghezza della piattaforma stradale (mq);
- $b_s$  = larghezza della scarpata stradale (mq);
- $b_e$  = larghezza della fascia esterna (mq);
- $L$  = lunghezza tratto (m):



**Relazione idrologica e idraulica**

- $i_c$  = intensità della pioggia critica (mm/h) ( $T_r=25$  anni,  $T_c=5$  minuti e  $T_r=50$  anni,  $T_c=10$  minuti per i fossi di guardia dell'asse principale).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si farà riferimento alla metodologia regionalizzata proposta dal VAPI, e già descritta in precedenza.

La formula della curva di possibilità pluviometrica è del tipo:

$$h(\text{mm}) = a t^n$$

e quindi

$$i(\text{mm/h}) = h/t = a t^{n-1}$$

dove:

- $t$  è la durata della pioggia critica;
- $a$  è coefficiente della curva di possibilità climatica
- $n$  è l'esponente della curva di possibilità climatica

**6.2. Opere di drenaggio**

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

**6.2.1. Sezioni in rilevato**

La soluzione adottata consiste nell'allontanamento delle acque di piattaforma mediante collettore in PEAD interrato al margine della carreggiata. La raccolta delle acque sarà realizzata mediante pozzetti con caditoia grigliata disposti ad interasse di 15m.

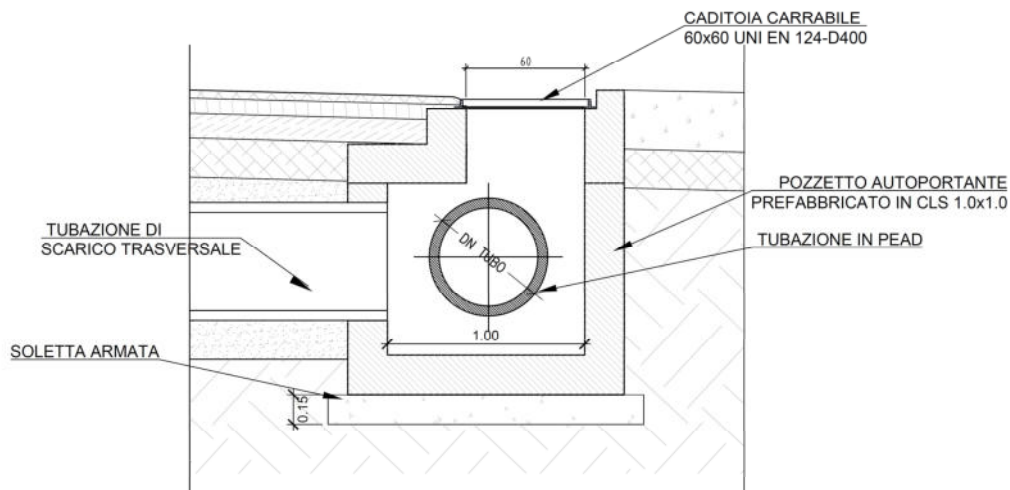


Figura 4 – Particolare idraulica di piattaforma sezioni in rilevato

### 6.2.2. Sezioni in trincea

Nei tratti al piede delle trincee è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 1.0 m, con eventuale sottostante tubazione di collettamento in PEAD.

Le acque raccolte dalla cunetta, saranno trasferite per mezzo di caditoie poste ad interasse pari a 25 m, protette da griglie carrabili sagomate come la stessa cunetta, alla sottostante tubazione di allontanamento. Per i particolari costruttivi dei pozzetti di raccolta si rimanda ai relativi allegati grafici.

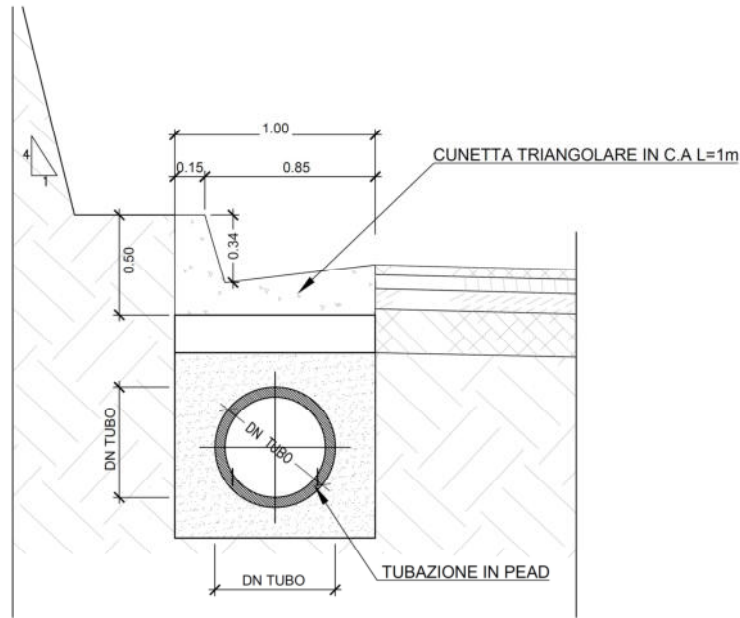


Figura 5 – Particolare idraulica di piattaforma sezioni in trincea

Nel caso in cui sia previsto un muro di controripa, verrà realizzata una canaletta a tergo del muro per la raccolta delle acque scolanti lungo la scarpata stessa.

### 6.2.3. Sezioni in corrispondenza di muri

In corrispondenza dei muri la raccolta delle acque di piattaforma sarà effettuata mediante collettore in PEAD interrato al margine della carreggiata. Il collettore riceverà le acque meteoriche mediante pozzetti con caditoia grigliata disposti ad interasse di 15m. Questo consente di recapitare in posizione opportuna senza in generale interferire con l'opera di sostegno di progetto.

### 6.3. Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio dovrà essere effettuata, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V= velocità media del flusso (m/s)
- K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ( $m^{1/3}/s$ )
- $R_i$  = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica  $A(m^2)$  e contorno bagnato  $C(m)$ ;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

**Relazione idrologica e idraulica**

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- $Q_p$  = portata ( $m^3/s$ )
- $A$  = area bagnata ( $m^2$ ).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=70 m^{1/3}/s$  per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $K=83 m^{1/3}/s$  per le tubazioni in PEAD.

**6.3.1. Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea**

Le cunette sono previste sul margine esterno della strada ed hanno le caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo. La loro funzione è quella di raccogliere le sole acque provenienti dalla piattaforma stradale.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler, avendo fissato il massimo riempimento  $y = 10$  cm.

La portata vale:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_l^{2/3} \cdot j_c^{1/2};$$

$K = 70 m^{1/3}/sec$  (Coefficiente di Gauckler - Strickler);

$j_c$  = pendenza longitudinale

$A_c$  = Area Bagnata in mq con

$$A_c = \frac{b \cdot y}{2};$$

dove  $b$  è la larghezza della cunetta

$R$  = Raggio idraulico in m, con

$$R_l = \frac{A_c}{C} \text{ e}$$

$$C = y \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{j^2}} \right) = \text{Contorno bagnato}$$

La portata affluente è stata calcolata con la formula seguente:

$$Q = \frac{(\Phi_1 \cdot l + \Phi_2 \cdot S) \cdot L \cdot i(25, \tau)}{3600 \cdot}$$

dove:

$L$  = sviluppo massimo assegnabile alla cunetta in m;

$Q$  = portata massima di smaltimento in l/s;

$l$  = larghezza di piattaforma più cunetta in m;

$S$  = larghezza media, in proiezione orizzontale, della scarpata verticale;

## Relazione idrologica e idraulica

$\Phi_1$  = coefficiente di deflusso della superficie pavimentata = 0.9;

$\Phi_2$  = coefficiente di deflusso della scarpata = 0.5.

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, la canaletta non sarà più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui si dovrà prevedere una caditoia, che consenta di deviare le acque defluenti nel tubo collettore posto al di sotto della cunetta.

Con questo procedimento si ricava l'interasse tra i pozzetti di raccolta; il calcolo dell'interasse massimo prima dello scarico può essere determinato per ciascuna pendenza longitudinale.

In ogni caso per provvedere alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui, nel caso sotto la cunetta ci sia una tubazione corrente tale interasse viene limitato a 25 m a prescindere dalla pendenza longitudinale di progetto.

### 6.3.2. Verifica idraulica dei collettori

Il diametro D dei tubi di collegamento tra i pozzetti di raccolta sottostanti la cunetta o attraversanti la carreggiata e quelli di allontanamento, dovrà essere effettuata con la formula di Gauckler-Strickler con

$K = 1/n = 83 \text{ m}^{1/3} \text{ s}$  - per le tubazioni in PEAD

ed ipotizzando un riempimento massimo delle tubazioni pari a 0.7 h al fine di garantire un sensibile margine di sicurezza (la portata corrispondente è circa l'80% della portata a tubo pieno).

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \frac{\text{mc}}{\text{sec}}$$

con:

$i$  = pendenza longitudinale della tubazione

$A = \pi D^2/4$  = Area bagnata in mq

$C = \pi D$  = Contorno bagnato in m

$R = D/4$  = Raggio idraulico in m

I collettori usati hanno diametri minimi pari a  $\phi 400$  mm.

Per permettere l'ispezionabilità dei collettori si è posto pari a circa 25 metri l'interasse massimo dei pozzetti.

## 7. CONCLUSIONI

Nella presente relazione presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Nella presente Relazione, partendo dall'inquadramento del territorio interessato dalle opere di progetto, sono state definite le caratteristiche idrologiche dei bacini interferenti.

Adottando la metodologia proposta dal VAPI, sono state definite le sollecitazioni pluviometriche di progetto per la verifica degli elementi progettuali.

Sono state analizzate le interferenze idrauliche dell'infrastruttura di progetto con le piene del fiume Nera, descrivendo gli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica previsti, in grado di mettere in sicurezza l'infrastruttura di progetto rispetto alla piena con tempo di ritorno cinquantennale.

È stato inoltre sottolineato il grado di pericolosità idraulico residuo associato all'infrastruttura di progetto. In particolare, permane seppur mitigata, la vulnerabilità dell'infrastruttura rispetto alla piena duecentennale. Per la sicurezza delle utenze stradali, si ritiene necessario implementare un apposito sistema di monitoraggio dei livelli idrici e delle condizioni meteo a livello di bacino in modo da interdire preventivamente il transito veicolare nel tratto in esame in concomitanza di eventi di piena critici.

Per quanto attiene gli attraversamenti dei corsi d'acqua minori si è altresì verificato che il deflusso nei manufatti sia garantito con adeguato franco di sicurezza anche per tenere conto del possibile trasporto solido e con sezioni tali da garantire la facilità di accesso per periodiche manutenzioni.

Infine sono state descritte le caratteristiche tecniche delle opere deputate al corretto drenaggio della piattaforma stradale, fornendo inoltre i criteri da utilizzare per il loro corretto dimensionamento.

## 8. ALLEGATI

- Verifiche opere di attraversamento

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+105 - OPERA N.1			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce (i>ic)			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.20	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.10000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.40	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.16	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.60	r	m	raggio tombino
0.26	Ac	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.08	Bc	m	larghezza pelo libero critico
1.35	Pc	m	contorno bagnato critico
0.34	error	m	altezza critica
1.51	vc	m/s	velocità critica
0.20	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00451	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.26	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
1.51	v	m/s	velocità all'imbocco
0.03	DH	m	perdita all'imbocco
0.50	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.42	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+257 - OPERA N.2			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	$y_0$	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.54	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.25	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.34	$A_c$	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.29	$B_c$	m	larghezza pelo libero critico
1.56	$P_c$	m	contorno bagnato critico
0.37	$y_c$	m	altezza critica
1.60	$v_c$	m/s	velocità critica
0.22	$R_c$	m	raggio idraulico critico
0.00443	$i_c$	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.34	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
1.60	v	m/s	velocità all'imbocco
0.04	DH	m	perdita all'imbocco
0.54	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.36	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )



Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+430 - OPERA N.3			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.10000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	$y_0$	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.88	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.22	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.48	$A_c$	$m^2$	area bagnata critica
1.39	$B_c$	m	larghezza pelo libero critico
1.79	$P_c$	m	contorno bagnato critico
0.47	$y_c$	m	altezza critica
1.84	$v_c$	m/s	velocità critica
0.27	$R_c$	m	raggio idraulico critico
0.00440	$i_c$	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.48	A	$m^2$	area deflusso all'imbocco
1.84	v	m/s	velocità all'imbocco
0.05	DH	m	perdita all'imbocco
0.70	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.46	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+516 - OPERA N.4			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.20	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.10000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.13	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.09	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.60	r	m	raggio tombino
0.11	Ac	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
0.88	Bc	m	larghezza pelo libero critico
0.98	Pc	m	contorno bagnato critico
0.19	yc	m	altezza critica
1.13	vc	m/s	velocità critica
0.12	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00506	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.11	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
1.13	v	m/s	velocità all'imbocco
0.02	DH	m	perdita all'imbocco
0.27	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.23	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+675 - OPERA N.5			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce (i>ic)			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
2.50	D	m	altezza tombino
5.00	B	m	larghezza tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.00800	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
6.31	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.40	y	m	altezza di moto uniforme
0.55	yc	m	altezza critica
2.31	vc	m/s	velocità critica
2.73	Ac	mq	area critica
0.45	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00306	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
2.73	A	mq	area deflusso all'imbocco
2.31	v	m/s	velocità all'imbocco
0.08	DH	m	perdita all'imbocco
0.90	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.36	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 0+842 - OPERA N.6			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
2.50	D	m	altezza tombino
2.50	B	m	larghezza tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.01000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
1.44	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.24	y	m	altezza di moto uniforme
0.32	yc	m	altezza critica
1.78	vc	m/s	velocità critica
0.81	Ac	mq	area critica
0.26	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00381	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.81	A	mq	area deflusso all'imbocco
1.78	v	m/s	velocità all'imbocco
0.05	DH	m	perdita all'imbocco
0.53	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.21	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 1+196 - OPERA N.7			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
2.50	D	m	altezza tombino
5.00	B	m	larghezza tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.01000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
28.81	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
1.01	y	m	altezza di moto uniforme
1.50	yc	m	altezza critica
3.84	vc	m/s	velocità critica
7.51	Ac	mq	area critica
0.94	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00314	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
7.51	A	mq	area deflusso all'imbocco
3.84	v	m/s	velocità all'imbocco
0.23	DH	m	perdita all'imbocco
2.48	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.99	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 1+495 - OPERA N.8			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.05000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	$y_o$	m	altezza pelo libero allo sbocco
1.29	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.31	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.63	$A_c$	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.46	$B_c$	m	larghezza pelo libero critico
2.01	$P_c$	m	contorno bagnato critico
0.58	$y_c$	m	altezza critica
2.05	$v_c$	m/s	velocità critica
0.31	$R_c$	m	raggio idraulico critico
0.00447	$i_c$	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.63	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
2.05	v	m/s	velocità all'imbocco
0.06	DH	m	perdita all'imbocco
0.86	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.57	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>				
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>				
TOMBINO ALLA Pr 1+895 - OPERA N.9				
<b>REGIME DI CORRENTE</b>				
veloce ( $i > i_c$ )				
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>				
1.50	D	m	diametro tombino	
10.00	L	m	lunghezza tombino	
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino	
0.015	n		scabrezza di Manning	
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>				
-	$y_0$	m	altezza pelo libero allo sbocco	
0.50	Q	mc/s	portata di progetto	
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>				
0.24	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino	
0.75	r	m	raggio tombino	
0.32	$A_c$	m <sup>2</sup>	area bagnata critica	
1.27	$B_c$	m	larghezza pelo libero critico	
1.52	$P_c$	m	contorno bagnato critico	
0.35	$y_c$	m	altezza critica	
1.57	$v_c$	m/s	velocità critica	
0.21	$R_c$	m	raggio idraulico critico	
0.00444	$i_c$	m/m	pendenza critica	
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>				
0.32	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco	
1.57	v	m/s	velocità all'imbocco	
0.04	DH	m	perdita all'imbocco	
0.52	H	m	carico a monte dell'imbocco	
<b>VERIFICA</b>				
0.34	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )	

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+120 - OPERA N.10			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce (i>ic)			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
3.00	D	m	altezza tombino
9.00	B	m	larghezza tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.01000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
36.15	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.75	y	m	altezza di moto uniforme
1.18	yc	m	altezza critica
3.40	vc	m/s	velocità critica
10.62	Ac	m <sup>2</sup>	area critica
0.94	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00248	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
10.62	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
3.40	v	m/s	velocità all'imbocco
0.18	DH	m	perdita all'imbocco
1.95	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.65	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)



Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+302 - OPERA N.11			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.93	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.33	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.50	Ac	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.41	Bc	m	larghezza pelo libero critico
1.82	Pc	m	contorno bagnato critico
0.49	yc	m	altezza critica
1.87	vc	m/s	velocità critica
0.27	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00440	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.50	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
1.87	v	m/s	velocità all'imbocco
0.05	DH	m	perdita all'imbocco
0.72	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.48	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+468 - OPERA N.12			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
1.30	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.39	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.63	Ac	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.46	Bc	m	larghezza pelo libero critico
2.01	Pc	m	contorno bagnato critico
0.58	yc	m	altezza critica
2.06	vc	m/s	velocità critica
0.31	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00448	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.63	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
2.06	v	m/s	velocità all'imbocco
0.06	DH	m	perdita all'imbocco
0.86	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.57	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D:1,2)

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+544 - OPERA N.13			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.20	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.30	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.20	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.60	r	m	raggio tombino
0.21	Ac	m <sup>2</sup>	area bagnata critica
1.03	Bc	m	larghezza pelo libero critico
1.23	Pc	m	contorno bagnato critico
0.29	yc	m	altezza critica
1.42	vc	m/s	velocità critica
0.17	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00477	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.21	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
1.42	v	m/s	velocità all'imbocco
0.03	DH	m	perdita all'imbocco
0.42	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.35	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+675 - OPERA N.14			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
2.50	D	m	altezza tombino
2.50	B	m	larghezza tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.01000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	$y_o$	m	altezza pelo libero allo sbocco
4.01	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.46	y	m	altezza di moto uniforme
0.64	$y_c$	m	altezza critica
2.51	$v_c$	m/s	velocità critica
1.60	$A_c$	$m^2$	area critica
0.42	$R_c$	m	raggio idraulico critico
0.00387	$i_c$	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
1.60	A	$m^2$	area deflusso all'imbocco
2.51	v	m/s	velocità all'imbocco
0.10	DH	m	perdita all'imbocco
1.06	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.42	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO SCATOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 2+775 - OPERA N.15			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce (i>ic)			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
3.00	D	m	altezza tombino
9.00	B	m	larghezza tombino
18.00	L	m	lunghezza tombino
0.01000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.014	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
57.97	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
1.02	y	m	altezza di moto uniforme
1.62	yc	m	altezza critica
3.98	vc	m/s	velocità critica
14.55	Ac	m <sup>2</sup>	area critica
1.19	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00247	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
14.55	A	m <sup>2</sup>	area deflusso all'imbocco
3.98	v	m/s	velocità all'imbocco
0.24	DH	m	perdita all'imbocco
2.67	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.89	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 3+225 - OPERA N.16			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce ( $i > i_c$ )			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.02000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	$y_o$	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.58	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.26	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.36	$A_c$	mq	area bagnata critica
1.31	$B_c$	m	larghezza pelo libero critico
1.59	$P_c$	m	contorno bagnato critico
0.38	$y_c$	m	altezza critica
1.63	$v_c$	m/s	velocità critica
0.22	$R_c$	m	raggio idraulico critico
0.00442	$i_c$	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.36	A	mq	area deflusso all'imbocco
1.63	v	m/s	velocità all'imbocco
0.04	DH	m	perdita all'imbocco
0.56	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.37	H/D		TOMBINO VERIFICATO ( $H/D < 1,2$ )

Relazione idrologica e idraulica

<b>TOMBINO CIRCOLARE</b>			
<b>IDENTIFICATIVO TOMBINO</b>			
TOMBINO ALLA Pr 3+492 - OPERA N.17			
<b>REGIME DI CORRENTE</b>			
veloce (i>ic)			
<b>CARATTERISTICHE TOMBINO</b>			
1.50	D	m	diametro tombino
10.00	L	m	lunghezza tombino
0.05000	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
<b>CONDIZIONI IMPOSTE</b>			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
1.97	Q	mc/s	portata di progetto
<b>CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE</b>			
0.38	y	m	altezza di moto uniforme interno tombino
0.75	r	m	raggio tombino
0.84	Ac	mq	area bagnata critica
1.50	Bc	m	larghezza pelo libero critico
2.30	Pc	m	contorno bagnato critico
0.72	yc	m	altezza critica
2.34	vc	m/s	velocità critica
0.37	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00473	ic	m/m	pendenza critica
<b>RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE</b>			
0.84	A	mq	area deflusso all'imbocco
2.34	v	m/s	velocità all'imbocco
0.08	DH	m	perdita all'imbocco
1.09	H	m	carico a monte dell'imbocco
<b>VERIFICA</b>			
0.72	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,2)