



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

**AUTOSTRADA A24
ROMA - L'AQUILA - TERAMO
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST**

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012
ART.1 COMMA 183**

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
PILETTA, FUGGETTO E LE MONACHE**

PROGETTO DEFINITIVO

**IDROLOGIA ED IDRAULICA
PARTE GENERALE**

VERIFICA ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	002	EG000	IDR	RE	001	A	-
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Feb 2018	Emissione				Russo	G. Furlanetto	F. Presta

FILE: 250D002EG000IDRRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
---	--	--	--



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

AUTOSTRADA A24
Interventi di adeguamento sismico
ai sensi del D.M. 14/01/2008

VERIFICA ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

1.	PREMESSA	3
2.	ANALISI IDROLOGICA	4
2.1	IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL	4
2.2	ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI	5
3.	DEFINIZIONE DELLE PORTATE IDROLOGICHE	10
3.1	INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI	10
3.2	CALCOLO DELLE PORTATE IDROLOGICHE	11
3.2.1	METODO DELL' IDROGRAMMA UNITARIO ISTANTANEO SCS	11
3.2.2	METODO RAZIONALE	17
3.2.3	PORTATE DI PROGETTO	20
4.	VERIFICA ATTRAVERSAMENTI	21
4.1	IL PROGRAMMA HY-8	21
4.1.1	IL CALCOLO IDRAULICO	22
4.2	RISULTATI VERIFICHE	25
4.2.1	TOMBINO PILETTA	26
4.2.2	TOMBINO FUGGETO	28
4.2.3	TOMBINO LE MONACHE	30

1. PREMESSA

Il presente progetto prevede l'adeguamento e la messa a norma di 15 viadotti nel tratto compreso tra lo svincolo di Tornimparte e lo svincolo Aquila Ovest (Figura 1).

I nuovi rilevati che sostituiscono i viadotti Piletta Fuggeto e le Monache interferiscono inevitabilmente con la rete idrografica esistente, da qui lo svolgimento di un'analisi idrologica-idraulica finalizzata alla quantificazione degli effetti che le opere da realizzare produrranno sul regime idraulico

Nel caso in esame le opere in progetto (viadotti Piletta, Fuggeto e Le Monache) non interferiscono con dei corsi d'acqua veri e propri ma con dei compluvi.

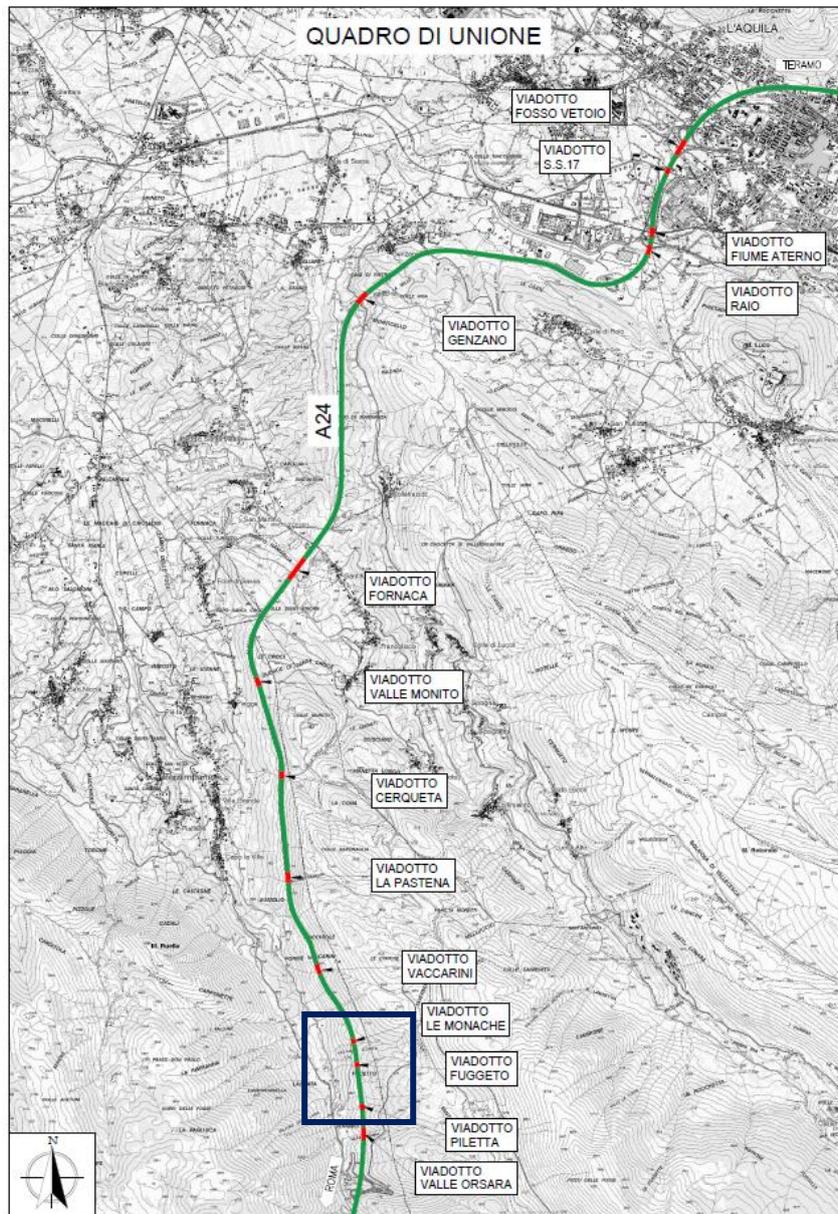


Figura 1: Inquadramento delle opere di progetto.

2. ANALISI IDROLOGICA

Il dimensionamento delle opere idrauliche previste nel presente progetto viene sviluppato a partire da un'analisi statistica delle precipitazioni della stazione di misura più vicina alle opere di progetto.

L'analisi statistica viene sviluppata utilizzando il modello probabilistico di Gumbel, di seguito descritto.

2.1 IL MODELLO PROBABILISTICO DI GUMBEL

Il metodo di Gumbel, prevede l'applicazione della distribuzione doppio-esponenziale (o di Gumbel, appunto) al campione di dati di precipitazione intesi come variabili indipendenti.

La funzione di probabilità cumulata che la definisce è:

$$F(x) = P(X \leq x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Introducendo la variabile ridotta y :

$$y = \alpha(x - u)$$

si ha la forma canonica:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

I parametri α e u sono legati alla media e alla varianza della popolazione. Sfruttando le informazioni contenute nel campione a disposizione si procede alla loro stima seguendo diversi metodi. Si otterranno parametri diversi per ogni durata di precipitazione.

Per una data durata di precipitazione, si ordinano le N altezze di precipitazione in ordine crescente e si numerano da 1 ad N . Ad ogni altezza di precipitazione si associa la relativa frequenza cumulata di non superamento, calcolata con la formula di plotting position di Weibull:

$$F_i = \frac{i}{N+1}$$

A denominatore si ha $N+1$ in luogo di N per evitare che il più grande evento verificatosi sia caratterizzato da una frequenza cumulata di non superamento pari a 1: valore che rappresenta l'evento impossibile da superare.

Il metodo di Gumbel per la stima dei parametri della distribuzione si fonda sull'ipotesi di confondere la probabilità di non superamento di una certa altezza di precipitazione (relativa ad una popolazione) con la sua frequenza cumulata di non superamento (che si riferisce, invece ad un campione della popolazione suddetta), cioè

$$F(h_i) \cong F_i$$

La variabile ridotta da associare ad ogni altezza di precipitazione viene quindi calcolata come:

$$F(h_i) = F_i = F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{e} \quad F_i = \frac{i}{N+1} \quad \Rightarrow \quad y_i = -\ln \left[-\ln \left(\frac{i}{N+1} \right) \right]$$

Con questa assunzione, la variabile ridotta y dipende solamente da h con la relazione lineare:

$$y = \alpha(h - u)$$

La stima dei parametri α e u si ottiene sfruttando il metodo dei momenti, in base al quale i parametri della distribuzione vengono ottenuti eguagliando la media campionaria alla media della distribuzione della popolazione. Otteniamo quindi per α e u le espressioni:

$$\alpha = \frac{1.283}{S_h} \quad u = m_h - \frac{0.577}{\alpha}$$

Introducendo ora il concetto di tempo di ritorno, T_r , cioè il tempo che mediamente trascorre tra la realizzazione di un evento e di un altro di entità uguale o superiore, si riesce ad ottenere l'espressione che esprime le altezze di precipitazione in funzione del tempo di ritorno:

$$T_r(h) = \frac{1}{1 - F(h)} \Rightarrow F(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

$$e^{-e^{-\alpha(h-u)}} = \frac{T_r - 1}{T_r} \Rightarrow h = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[-\ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right]$$

Grazie al metodo di Gumbel è stata ricavata un'espressione analitica della funzione $h(T_r, \tau)$ che fornisce il valore di h in funzione del tempo di ritorno per una prefissata durata di precipitazione. Si vuole ora trovare un'espressione analitica che, per un dato tempo di ritorno, fornisca l'altezza di precipitazione in funzione della durata.

A questo scopo, si assegna alla funzione $h(T_r, \tau)$ la seguente forma:

$$h(T_r, \tau) = a(T_r) \tau^n$$

Queste equazioni, una per ogni prefissato tempo di ritorno, sono dette curve di possibilità pluviometrica (o climatica).

L'intensità di precipitazione è definita come l'altezza di precipitazione per unità di tempo ed ha la forma:

$$j(T_r, \tau) = \frac{h(T_r, \tau)}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Passando alla notazione logaritmica, l'equazione della curva di possibilità pluviometrica assume la forma lineare, e viene ottenuta interpolando i valori per regressione lineare ai minimi quadrati. Gli scarti da minimizzare sono quelli verticali, in quanto la misura di h soffre di maggiori incertezze rispetto a quella del tempo di precipitazione.

$$\log h = \log a + n \log \tau$$

2.2 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI

Per sviluppare l'analisi statistica sopra descritta sono state individuate le stazioni pluviometriche più vicine al tratto stradale di progetto. La stazione più vicina all'area di interesse è quella di Tornimparte per la quale è possibile disporre di 61 osservazioni per le durate di pioggia orarie definite nel periodo compreso fra il 1933 e il 2002. La stazione è posta ad una quota di 886 m s.m.m., alle coordinate di Latitudine 42,28 e 13,30 di Longitudine, e dispone di dati registrati nel periodo 1933-1997. Le posizioni della stazione e dei viadotti sono riportati in Figura 2



Figura 2 : Posizione della stazione di misura di Tornimparte e dei viadotti.

I dati registrati alla stazione di Tornimparte sono stati analizzati con il modello probabilistico di Gumbel. I dati di interesse sono i valori storici del massimo annuo giornaliero della pioggia per le durate di precipitazione di 1,3,6,12,24 ore.

Anno	1 h	3h	6h	12h	24h	Anno	1 h	3h	6h	12h	24h
1933	17.8	32.4	40.8	50.0	70.2	1968	34.0	47.6	47.6	49.6	73.6
1934	26.4	37.0	39.4	48.5	55.6	1969	21.0	22.0	32.6	57.0	77.8
1935	33.0	43.0	68.0	75.4	90.0	1970	23.2	32.0	32.0	42.0	48.6
1938	20.0	28.6	51.2	69.0	81.2	1971	34.8	35.8	36.0	42.0	71.8
1940	9.8	23.4	44.4	65.4	72.4	1973	19.2	21.4	22.0	26.6	32.6
1941	9.6	24.4	31.0	35.2	58.2	1974	15.0	20.5	21.0	31.5	44.0
1942	13.0	24.6	33.0	33.0	60.0	1975	20.4	22.6	28.8	50.4	59.4
1943	12.4	30.0	46.0	90.4	128.6	1976	15.0	20.8	24.8	43.4	61.6
1944	12.4	22.8	40.6	59.2	73.6	1977	16.8	27.0	41.0	51.0	57.6
1945	18.2	27.0	27.4	41.6	46.6	1978	31.4	34.0	34.0	45.0	56.0
1946	38.4	38.4	40.0	53.4	66.0	1979	18.0	30.0	44.6	53.6	90.2
1947	20.2	26.2	36.8	61.2	74.6	1980	20.0	54.0	72.0	88.6	90.2
1948	25.2	31.2	35.4	41.8	57.2	1981	14.0	38.0	53.0	79.4	88.2
1949	15.6	30.0	42.2	62.2	85.4	1982	22.2	25.2	39.0	87.6	92.8
1950	18.0	23.8	37.4	55.8	79.6	1983	16.0	23.6	45.0	58.8	72.4
1951	29.6	29.6	30.2	43.0	53.0	1984	13.4	26.4	40.4	62.0	62.0
1952	19.6	25.0	44.8	71.0	88.0	1986	21.6	27.0	37.4	50.6	53.2
1953	14.0	16.6	26.6	38.6	48.6	1988	26.0	52.2	78.0	95.0	103.4
1954	15.6	20.0	29.0	41.6	41.6	1989	42.4	50.4	50.6	63.0	96.0
1955	38.0	44.6	45.0	45.0	57.0	1990	16.8	31.0	53.0	86.8	108.6
1957	11.8	20.2	29.2	35.6	60.8	1991	40.4	41.6	49.4	80.0	104.2
1958	16.6	23.0	35.6	59.8	82.0	1993	26.2	33.0	55.4	73.4	77.4
1959	17.2	27.2	40.0	59.8	73.6	1994	16.0	30.0	43.0	75.8	104.0
1960	17.0	23.6	36.0	48.0	59.4	1995	26.0	41.6	51.0	65.0	95.2
1961	16.6	27.8	50.6	76.6	102.4	1996	25.6	40.0	56.6	61.4	80.0
1962	19.0	26.8	35.6	49.2	74.4	1997	23.0	40.4	53.0	72.0	85.0
1963	29.6	35.4	36.2	53.8	88.4	1999	22.8	33.4	51.0	95.2	161.4
1964	20.8	28.4	40.4	58.4	72.8	2000	13.6	24.8	39.2	65.4	101.2
1965	16.6	24.6	37.6	60.0	79.8	2001	13.4	30.8	44.6	50.6	65.8
1966	23.2	26.6	32.0	42.4	68.0	2002	28	32.6	33.6	34	47
1967	22.6	23.2	40.4	67.6	85.6						

Tabella 2.1: Valori di pioggia di durata superiore all'ora registrati alla stazione di Tornimparte

Alla stazione di Tornimparte sono presenti anche alcune serie storiche delle massime precipitazioni registrate di durata inferiore all'ora (10, 20, 30 minuti), utili a stimare gli eventi di piena per bacini idrografici caratterizzati da tempi di corrivazione inferiore all'ora. I valori sono riportati nella tabella seguente.

Anno	10 min	20 min	30 min	1 h	Anno	10 min	20 min	30 min	1 h
1933	-	-	-	17.8	1967	17.6	20.0	-	22.6
1934	-	-	-	26.4	1968	-	20.0	-	34.0
1935	-	-	-	33.0	1969	-	14.0	-	21.0
1937	-	-	43.0	-	1970	-	16.0	20.4	23.2
1938	-	-	-	20.0	1971	17.0	33.8	-	34.8
1940	-	-	-	9.8	1973	10.0	-	-	19.2
1941	-	-	-	9.6	1974	-	-	16.2	15.0
1942	-	-	-	13.0	1975	15.2	-	-	20.4
1943	-	-	-	12.4	1976	10.8	-	-	15.0
1944	-	-	-	12.4	1977	10.6	-	-	16.8
1945	-	-	-	18.2	1978	-	29.2	-	31.4
1946	-	-	-	38.4	1979	16.2	-	-	18.0
1947	-	-	-	20.2	1980	-	11.8	-	20.0
1948	-	-	-	25.2	1981	-	-	9.0	14.0
1949	-	-	-	15.6	1982	-	16.8	-	22.2
1950	-	-	-	18.0	1983	-	13.4	-	16.0
1951	29.6	-	-	29.6	1984	9.6	-	-	13.4
1952	7.4	-	-	19.6	1986	14.0	-	-	21.6
1953	9.2	-	-	14.0	1988	-	15.6	-	26.0
1954	-	-	-	15.6	1989	-	-	31.4	42.4
1955	-	-	33.4	38.0	1990	-	-	14.8	16.8
1956	-	-	12.6	-	1991	-	-	35.0	40.4
1957	-	-	6.6	11.8	1993	-	-	24.6	26.2
1958	-	10.8	-	16.6	1994	-	-	15.8	16.0
1959	12.8	-	-	17.2	1995	-	-	16.0	26.0
1960	12.6	-	-	17.0	1996	-	-	22.4	25.6
1961	13.8	-	-	16.6	1997	-	-	12.0	23.0
1962	10.4	-	-	19.0	1999			17.2	22.8
1963	15.6	18.6	-	29.6	2000			8.4	13.6
1964	12.0	-	-	20.8	2001			8.4	13.4
1965	14.0	11.8	-	16.6	2002			20.0	28.0
1966	14.0	-	-	23.2					

Tabella 2.2: Valori di pioggia di durata inferiore all'ora registrati alla stazione di Tornimparte

Si è dunque sviluppata l'analisi statistica sopra descritta ai dati di pioggia della stazione di Tornimparte. Nelle tabelle seguenti sono riportati i parametri delle curve di possibilità pluviometrica che forniscono l'altezza delle precipitazioni in mm in funzione della durata dell'evento piovoso, espresso in ore, secondo la formula:

$$h = a \cdot \tau^n$$

Durata tau (ore)	Altezza di precipitazione h(Tr) (mm)						
	5	10	20	50	100	200	300
1	26.76	31.27	35.60	41.20	45.40	49.59	52.03
3	36.47	41.40	46.13	52.25	56.84	61.41	64.08
6	49.15	55.62	61.83	69.87	75.90	81.90	85.40
12	69.86	79.63	88.99	101.11	110.20	119.25	124.54
24	91.31	104.30	116.75	132.88	144.96	157.00	164.03
n	0.383	0.373	0.365	0.357	0.352	0.348	0.346
a	25.562	29.656	33.579	38.653	42.453	46.238	48.448

Tabella 2.3: Valori di a e n per eventi superiori all'ora, per la stazione di Tornimparte

Durata tau (ore)	Altezza di precipitazione h(Tr) (mm)						
	2	5	10	20	50	100	200
0.17	12.85	16.98	19.72	22.34	25.74	28.29	30.82
0.33	16.71	22.74	26.74	30.57	35.54	39.25	42.96
0.50	17.66	26.62	32.56	38.25	45.62	51.14	56.65
1.00	19.95	26.76	31.27	35.60	41.20	45.40	49.59
n	0.240	0.260	0.268	0.274	0.280	0.283	0.286
a	20.563	28.921	34.430	39.706	46.527	51.635	56.722

Tabella 2.4: Valori di a e n per eventi inferiori all'ora, per la stazione di Tornimparte

3. DEFINIZIONE DELLE PORTATE IDROLOGICHE

Per la definizione delle portate idrologiche sono stati inizialmente individuati i bacini afferenti alle opere di progetto mediante l'utilizzo di un modello digitale del terreno. Successivamente sono state calcolate le portate di progetto mediante il metodo dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS e il metodo razionale. Le verifiche idrauliche degli attraversamenti sono state svolte utilizzando il metodo di calcolo HY-8.

La definizione delle portate è descritta nei seguenti paragrafi.

3.1 INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI

Per individuare i bacini dei singoli attraversamenti si sono innanzitutto individuati i punti di intersezione tra i nuovi rilevati di progetto e i corsi d'acqua presenti nella zona.

I bacini di questi corsi d'acqua sono stati definiti grazie all'utilizzo del modello digitale del terreno alla risoluzione di 10 m, disponibile nel portale cartografico della Regione Abruzzo. Il modello digitale del terreno è stato realizzato interpolando i dati altimetrici desunti dalla C.T.R., realizzata in 2 lotti nell'arco degli anni 2001-2002 e 2004-2005. La dimensione delle celle del DTM è pari a 10 metri di lato ed il sistema di riferimento è UTM-WGS84. Il formato del file è GeoTIFF floating point 32bit.

In Figura 3 si riporta un inquadramento dei bacini idrografici per gli attraversamenti di progetto.

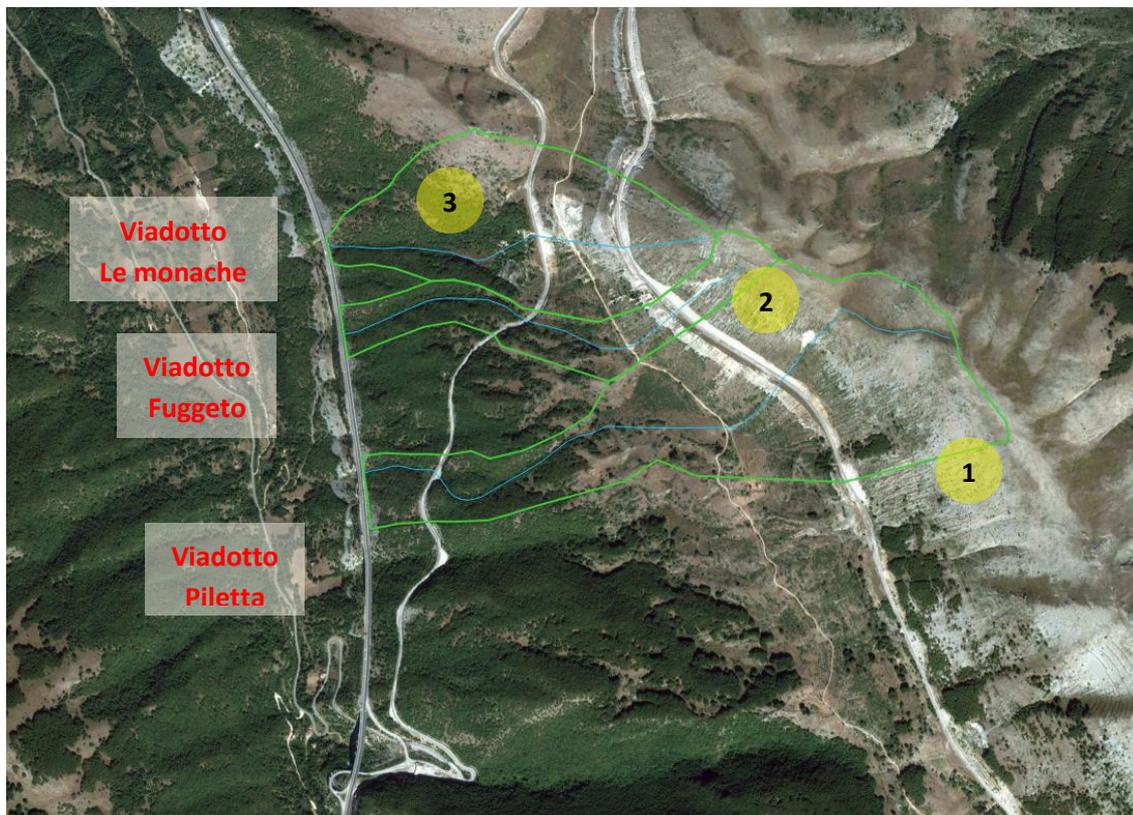


Figura 3 : Bacini idrografici

Per tutti i bacini oggetto di studio sono state determinate, attraverso software GIS in grado di processare i dati territoriali tridimensionali ed effettuare analisi spaziali, le distribuzioni rispetto alla superficie dei bacini stessi delle principali caratteristiche morfologiche, fisiche ed idrologiche, utili o necessarie all'analisi idrologica che si intende condurre.

Le caratteristiche topografiche dei bacini in termini di altimetria, pendenza locale dei versanti e lunghezza delle canalizzazioni sono state ottenute con la suddetta procedura di analisi spaziale.

In particolare sono state ricostruite sulla base dei dati disponibili:

- la superficie del bacino
- la lunghezza dell'asta idrografica principale
- la quota alla sezione di chiusura e la quota massima del bacino
- la pendenza dell'asta idrografica principale
- la pendenza media del bacino

Le caratteristiche dei bacini sono riportate nella

ID	ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO	Area del bacino	Lunghezza asta principale	Quota alla sezione di chiusura	Quota massima del bacino	Pendenza dell'asta principale	Pendenza media del bacino
		[km ²]	[km]	[m s.m.m.]	[m s.m.m.]	[m/m]	[%]
1	Viadotto Piletta	0.87	2.24	1090.0	1795.0	0.29	22.0
2	Viadotto Fuggeto	0.23	1.40	1095.0	1615.0	0.34	22.0
3	Viadotto Le Monache	0.51	1.30	1075.0	1580.0	0.38	25.0

Tabella 3.1: Caratteristiche morfometriche dei bacini interessati

3.2 CALCOLO DELLE PORTATE IDROLOGICHE

Nel presente studio si sono applicati due metodi per la valutazione delle portate di piena:

- il metodo dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS;
- il metodo razionale.

I due metodi sono descritti nei capitoli seguenti.

La portata di dimensionamento è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a **200 anni**.

3.2.1 METODO DELL' IDROGRAMMA UNITARIO ISTANTANEO SCS

L'idrogramma unitario istantaneo SCS è stato ottenuto da una serie di idrogrammi unitari di numerosi bacini di caratteristiche dimensionali e geografiche diverse tra loro. Nella Figura 4 si riportano la curva dell'idrogramma e le coppie di punti (t/tp,Q/Qp) che permettono di tracciare tale idrogramma.

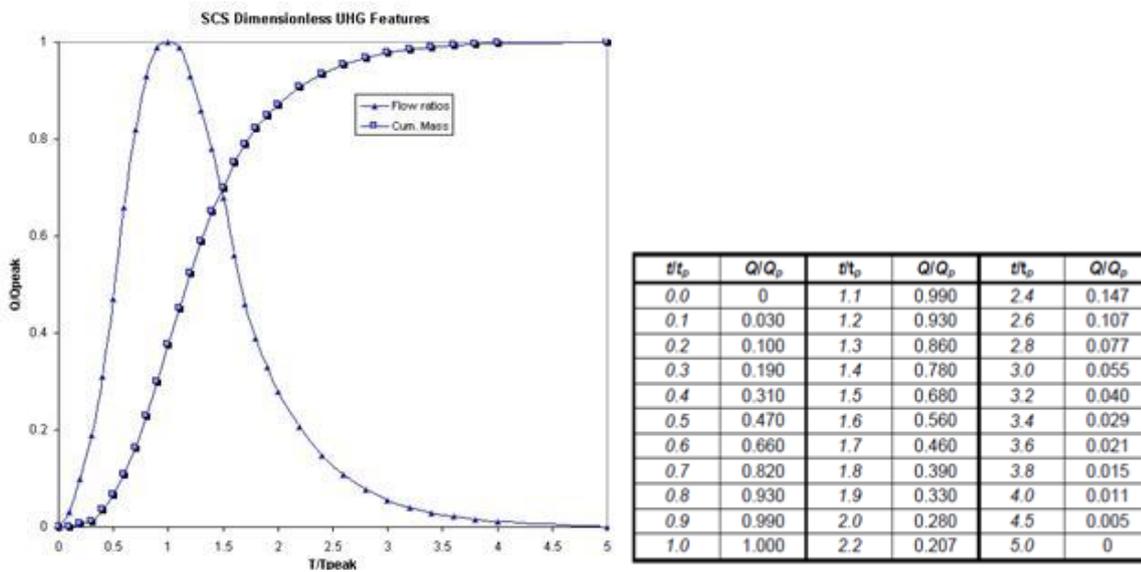


Figura 4 : Idrogramma Unitario SCS adimensionalizzato

I parametri dell'idrogramma sono i seguenti:

- D = durata della precipitazione efficace unitaria;
- Q_p = portata di picco derivante dalla precipitazione efficace;
- T_l = tempo di ritardo, intervallo temporale tra il baricentro della precipitazione efficace e l'istante temporale in cui si verifica la portata di picco;
- T_p = tempo di picco, intervallo temporale compreso tra l'inizio della precipitazione e l'istante temporale in cui si verifica la portata di picco;
- T_c = tempo di concentrazione, calcolato sulla base delle caratteristiche del bacino, rappresenta il tempo che intercorre tra la fine della precipitazione efficace e il punto di flesso della curva di discesa dell'idrogramma;
- T_r = tempo di recessione, l'intervallo temporale tra il tempo di picco e la fine dell'idrogramma, dato dal rapporto $r=T_r/T_p$.
- T_b = durata totale dell'idrogramma, $T_b=T_r+T_p$.
- P_e = Runoff o precipitazione efficace.

Il tempo di ritardo, T_l è pari a circa $0.6 T_c$ e può essere calcolato dalla seguente formula:

$$T_l = \frac{L^{0.8} \cdot (S + 1)^{0.7}}{1900 \cdot Y^{0.5}}$$

Dove:

L = lunghezza dell'asta principale (ft),

S = massima ritenzione potenziale, calcolata secondo il metodo del Curve Number, di seguito esposto,

Y = pendenza media del bacino (%).

Il tempo di picco, T_p può essere calcolato come:

$$T_p = \frac{D}{2} + T_l$$

La portata di picco è calcolata come:

$$Q_p = \frac{p \cdot A_w \cdot P_e}{\frac{D}{2} + T_l}$$

con p fattore di picco; e coefficiente di controllo del volume dell'idrogramma nella fase di crescita e decrescita. I fattori di picco sono riportati in Tabella 3.2.

Tipo di bacino	Fattore di picco	Coefficiente della curva di esaurimento
Bacini urbani, forti pendenze dei versanti	575	1.25
SCS "standard"	484	1.67
Bacini misti urbani/rurali	400	2.25
Bacini rurali, buone pendenze dei versanti	300	3.33
Bacini rurali, dolci pendenze dei versanti	200	5.5
Bacini rurali, versanti piatti	100	12.0

Tabella 3.2: Fattore di picco e coefficiente per la definizione della curva di esaurimento (Wanielista, et al. 1997).

Nel caso in esame, i bacini sono prevalentemente coperti da vegetazione boschiva e da prati e sono caratterizzati da pendenze elevate. Si ritiene cautelativo dunque assumere un fattore di picco di **400** e un coefficiente della curva di esaurimento di 2.25.

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della frazione di pioggia che defluisce direttamente alla rete idrografica, è stata effettuata mediante il metodo SCS del Curve Number (CN).

Il metodo sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS, 1972) è basato sull'assunzione che all'inizio dell'evento pluviometrico parte del volume piovuto, indicato nel seguito come V_0 , sia necessario a saturare il terreno e quindi non contribuisca alla formazione del deflusso superficiale. Quanto il volume cumulato della precipitazione caduta eccede tale volume V_0 , ha inizio il processo di ruscellamento superficiale, secondo un paradigma di tipo hortoniano. Per queste assunzioni, il metodo SCS può essere ritenuto un metodo di tipo misto dunniano-hortoniano in quanto considera sia un volume iniziale di saturazione sia un limite alla capacità di infiltrazione del terreno.

Il valore V_0 sintetizza la condizione del bacino negli istanti precedenti l'evento pluviometrico ed è definita in accordo con la altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni antecedenti l'evento considerato, condizione usualmente indicata con l'acronimo inglese AMC (Antecedent Moisture Content). La condizione del terreno del bacino può essere classificata come inizialmente asciutta, (AMC-I), caratterizzata da una condizione di umidità intermedia (AMC-II), oppure prossima alla saturazione a causa di un evento pluviometrico accaduto in precedenza (AMC-III). Di conseguenza, lo stato del terreno caratterizzato da una condizione AMC-I sarà quella che potenzialmente genererà il contributo al ruscellamento superficiale più

contenuto, mentre la condizione AMC-III il più elevato.

L'equazione proposta dal SCS definisce il ruscellamento superficiale come:

$$P_e = \frac{(P - V_0)^2}{(P + S - V_0)}$$

in cui:

- P_e : altezza di precipitazione che partecipa al ruscellamento superficiale (in mm) all'istante temporale t ;
- P : altezza di precipitazione (in mm) piovuta sino all'istante t ;
- S : massima ritenzione potenziale del terreno, calcolata mediante la relazione:

$$S = 25400/CN - 254$$

dove CN è il coefficiente di ruscellamento, denominato Curve Number, che dipende dalla tipologia di terreno, dall'uso del suolo e dal contenuto di umidità del terreno.

Il Soil Conservation Service, ed altri autori, forniscono valori empirici di CN a seconda delle caratteristiche idrogeologiche del tipo di suolo, dell'uso del suolo congiuntamente alle pratiche agricole o ai trattamenti dei terreni e della condizione di umidità iniziale (condizioni I, II, o III). La Tabella 3.3 riporta i valori di CN per diverse tipologie di uso del suolo, trattamento, condizione idrologica e caratteristiche idrogeologiche. Queste ultime sono specificate suddividendo i terreni in quattro gruppi (A, B, C e D) in dipendenza dalla loro capacità di infiltrazione (Tabella 3.4).

Tipo di copertura o uso del suolo	A	B	C	D
Terreno coltivato, senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Terreno coltivato, con trattamenti di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo in cattive condizioni	68	79	86	89
Terreno da pascolo in buone condizioni	39	61	74	80
Praterie in buone condizioni (prati tagliati)	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati su terreno sottile, con sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Terreni boscosi o forestati con sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi in buone condizioni, con almeno il 75% di superficie coperta da manto erboso	39	61	74	80
Spazi aperti, prati rasati, parchi in condizioni normali, con circa 50% di superficie coperta da manto erboso	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con impermeabilità media 65%	77	85	90	92
Aree residenziali con impermeabilità media 38%	61	75	83	87
Aree residenziali con impermeabilità media 30%	57	72	81	86
Aree residenziali con impermeabilità media 25%	54	70	80	85
Aree residenziali con impermeabilità media 20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Strade inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
Strade bianche (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 3.3: Fattore Valori di Curve Number per diverse tipologie di uso del suolo, condizione idrologica e gruppo di terreno

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Comprende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 3.4: Esempi di suoli ricadenti nella classificazione secondo SCS.

Tipicamente possono verificarsi numerose combinazioni di tipo d'uso del suolo e caratteristiche geopedologiche del terreno. Il modo più immediato per determinare il CN è stimare ciascun gruppo idrologico come percentuale della area totale di drenaggio. Gli usi del suolo dovranno quindi essere calcolati a loro volta come percentuale dell'area totale di drenaggio e tabulati assieme ai corrispondenti valori di CN. Infine, moltiplicando i valori di CN per le corrispondenti percentuali e sommando per tutti i diversi complessi di uso del suolo si determina il CN medio.

Nel caso di studio i bacini sono molto omogenei tra loro, e hanno tutti una copertura mista costituita da boschi e prati. I terreni sono tendenzialmente poco permeabili. Si sono scelte dunque le 2 categorie più rappresentative delle tipologie di terreno sottese dai bacini idrografici degli attraversamenti di progetto alle quali è stato associato un CN. In Tabella 3.5 si riportano i CN scelti.

CN	
Bosco	Spazi aperti con circa 50% di superficie coperta da manto erboso
77	84

Tabella 3.5: Parametri CN delle due tipologie di suolo più rappresentative dei bacini individuati.

Con l'adozione del CN e la determinazione delle caratteristiche topografiche dei bacini (riportate in Tabella 3.6) si hanno tutti i parametri per calcolare i valori per la definizione dell'Idrogramma Unitario Istantaneo per ogni bacino in analisi.

ID	ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO	Area del bacino	Lunghezza asta principale	Pendenza dell'asta principale	Pendenza del bacino	CN	S	Ia	Tc	L
		[km ²]	[km]	[m/m]	[%]					
1	Piletta	0.87	2.20	0.29	22.0	81	59.58	11.92	0.53	19.14
2	Fuggeto	0.23	1.4	0.34	22.0	81	59.58	11.92	0.37	13.34
3	Le Monache	0.51	1.3	0.37	25.0	81	59.58	11.92	0.33	11.79

Tabella 3.6: Parametri per la definizione dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS per ogni bacino analizzato.

Una volta definito l'Idrogramma Unitario Istantaneo per ogni bacino, si utilizza il software HEC-HMS per effettuare la convoluzione degli idrogrammi unitari istantanei generati dalla precipitazione efficace di progetto. Il software HEC-HMS permette di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note con diversi modelli idrologici.

Il modello HEC-HMS è stato sviluppato utilizzando le curve di possibilità pluviometrica di Tornimparte, il metodo del Curve Number per la determinazione della precipitazione efficace (e quindi per la definizione del runoff) e l'idrogramma unitario SCS come modello di trasformazione afflussi – deflussi. Le curve di possibilità pluviometrica di Montereale sono state utilizzate per definire uno idrogramma sintetico, definito "frequency storm", che garantisce le altezze di precipitazione definite dalla curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno 200 anni per le durate di 5 e 15 minuti e 1, 2, 3, 6, 12 e 24 ore.

3.2.2 METODO RAZIONALE

L'altro metodo utilizzato per la stima delle portate in corrispondenza degli attraversamenti idraulici è quello definito come razionale o del ritardo di corrivazione. Il metodo razionale permette il calcolo della portata conseguente ad un'assegnata precipitazione e si basa sulle seguenti ipotesi:

1. la formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
2. ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
3. la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse è indipendente dalle altre;
4. la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura;
5. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Dalle ipotesi (1) e (2), sopra formulate, il tempo impiegato da ciascuna goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, definito come tempo di corrivazione puntuale, risulta essere necessariamente univoco per ogni punto del bacino stesso; il tempo di corrivazione massimo viene a coincidere con il tempo di corrivazione del bacino.

Nella Figura 5 è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quello di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

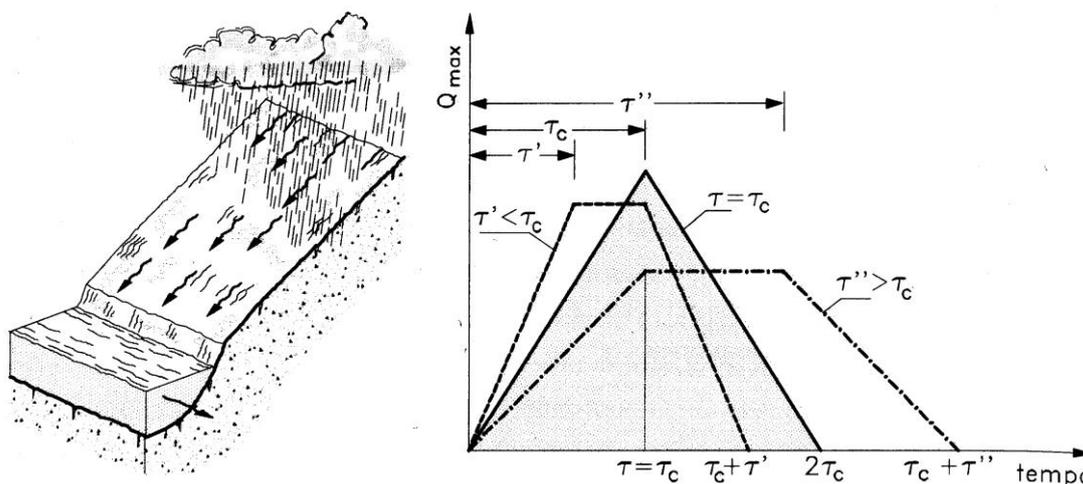


Figura 5 : Metodo cinematico: schema del bacino e idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

La definizione della portata di piena avviene tramite la formula:

$$Q = \frac{1000}{3600} \cdot \frac{\phi \cdot A \cdot h(\tau, T)}{\tau}$$

Dove

- ϕ = coefficiente adimensionale di deflusso (o di riduzione), per la verifica delle opere si è adottato un coefficiente di deflusso pari a 0.55, valore ritenuto cautelativo per la tipologia di bacini studiati;
- A = superficie del bacino [km²];
- $h(\tau, T)$ = altezza di pioggia netta di durata e tempo di ritorno prefissati [mm];
- τ = tempo di corrivazione del bacino [ore].

Utilizzando, per il calcolo dell'altezza di pioggia, un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione, si ottengono le portate maggiormente critiche in quanto sono tali da mettere tutto il bacino in condizione di contribuire al deflusso attraverso la sezione considerata ed allo stesso tempo sono quelle più intense in quanto di ridotta durata.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

In letteratura esistono diverse formulazioni che permettono di stimare il valore del tempo di corrivazione sulla base delle caratteristiche geomorfologiche del bacino idrografico.

Di seguito si riportano le relazioni più comunemente utilizzate:

Giandotti: Una relazione frequentemente utilizzata per tale calcolo è la formula di Giandotti (1934) che tiene conto della morfologia del bacino ed è valida per superfici variabili fra 170 e 70'000 km²:

$$\tau_c = \frac{(4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L)}{0.8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)}}$$

Con

- A = area del bacino sottesa alla sezione di calcolo [km²];
- L = lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua principale [km];
- H_m = quota media del bacino [m s.m.m.];
- H₀ = quota della sezione di chiusura [m s.m.m.].

La formula di Giandotti ha il pregio, rispetto ad altre relazioni, di comprendere nei parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione diverse caratteristiche dei bacini analizzati. Questo garantisce una ricostruzione dei tempi di corrivazione basata sui principali parametri dei bacini.

Questa relazione è stata successivamente modificata da **Aronica e Paltrinieri** per consentirne l'applicazione nel caso di piccoli bacini (minori di 10 km²):

$$\tau_c = \frac{1}{M \cdot d} \cdot \frac{\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)}}$$

In cui M e d sono due costanti numeriche che assumono funzione, rispettivamente, del tipo di utilizzazione del suolo e della permeabilità dei terreni i valori riportati nella seguente tabella.

Tipo di copertura	<i>M</i>
Terreno nudo	0.667
Terreni coperti con erbe rade	0.250
Terreni coperti da bosco	0.200
Terreni coperti da prato permanente	0.167
Permeabilità	<i>d</i>
Terreni semi-impermeabili	1.270
Terreni poco permeabili	0.960
Terreni mediamente permeabili	0.810
Terreni molto permeabili	0.690

Tabella 3.7: Valori delle costanti *M* e *d* della formula di Giandotti modificata.

Pasini: la formulazione si specializza nella seguente espressione:

$$\tau_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot A}}{\sqrt{i_m}}$$

dove i_m è la pendenza media dell'asta principale.

Pezzoli: sviluppata sulla base di dati relativi a piccoli bacini montani di dimensioni inferiori a 20 km²:

$$\tau_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}}$$

Ventura (1905): la formulazione si specializza nella seguente espressione:

$$\tau_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$$

Kirpich: la formula valuta il tempo di corrivazione in base al rapporto tra la lunghezza dell'asta principale (dalla sezione di chiusura al punto più elevato) e la sua pendenza media. Tale metodo ben si adatta a bacini di modesta estensione (qualche chilometro quadrato) e, come nei bacini in esame, con pendenze elevate del corso d'acqua.

$$\tau_c = 0.0195 \cdot k \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0.77}$$

Con *k* coefficiente di riduzione legato all'uso del suolo (1.0 per suolo nudo, 2.0 per suolo inerbito).

In questo studio, nello sviluppo del metodo razionale, si calcola il tempo di corrivazione con le diverse formule sopra esposte e si prende come riferimento il valore medio.

3.2.3 PORTATE DI PROGETTO

Si riportano di seguito i valori di portata individuati con il metodo dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS e con il metodo razionale per un Tempo di ritorno di 200anni.

ID	ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO	Area del bacino	Q (SCS)	Q (RAZIONALE)
		[km ²]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
1	Piletta	0.87	13.7	13.2
2	Fuggeto	0.23	4.8	4.9
3	Le Monache	0.51	11.8	10.1

Tabella 3.8: Valori di portata individuati con il metodo dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS e il metodo Razionale.

Dal confronto tra i risultati ottenuti con il metodo dell'Idrogramma Unitario Istantaneo SCS e quelli dati dall'applicazione del metodo razionale si può stabilire che le portate ottenute con la prima analisi sono sempre uguali o superiori. A favore di sicurezza, nel seguito si adottano come portate di riferimento i valori ottenuti con il metodo SCS.

4. VERIFICA ATTRAVERSAMENTI

La verifica degli attraversamenti idraulici secondari è stata effettuata utilizzando il metodo di calcolo HY-8 illustrato nei paragrafi seguenti.

4.1 IL PROGRAMMA HY-8

Il programma HY-8 è un software implementato dall'Università della Pennsylvania in collaborazione con la Federal Highway Administration (FHWA) ed ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica dei canali tombinati.

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

- determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;
- calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.
- determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura.
- determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

I dati di ingresso sono i seguenti:

- *Culvert Data*
- *project name : nome del progetto*
- *the station or location : progressiva*
- *the date (automatically set) : data*

I dati di portata sono :

- *minimum discharge : portata minima di deflusso*
- *design discharge : portata di progetto*
- *maximum discharge : portata massima di deflusso*
- *number of barrels : numero di manufatti*

La portata di progetto deve essere sempre maggiore della minima, mentre quella massima sarà di norma maggiore o pari a quelle di progetto. Tali dati sono utilizzati solo nel caso si vogliano determinare le scale di deflusso del manufatto ed eseguire analisi di sensitività.

Nel caso specifico è stata condotta solo l'analisi per la portata di progetto.

I dati del tombino prevedono:

- *culvert shape : forma del tombino*
- *size : dimensioni*
- *inlet : tipo di imbocco*
- *material : materiale*
- *roughness coefficients : scabrezza di Manning.*

I dati di output sono i seguenti:

- *headwater depth : carico idraulico totale in coordinate relative, della corrente nel tombino. Tale valore è stato assunto come livello idrico all'imbocco nel caso in cui il tombino preveda acqua ferma (es. un pozzo) all'ingresso.*
- *inlet control elevation : quota assoluta del carico all'imbocco*
- *outlet control elevation : quota assoluta del carico allo sbocco*
- *inlet depth : altezza idrica all'imbocco nel caso di imbocco senza pozzo di ingresso, ovvero considerando il carico cinetico all'ingresso*
- *break control elevation : carico idraulico in termini di quote assolute*
- *critical depth : altezza critica*
- *tailwater depth : altezza idrica nel canale di valle*
- *occurrence of a hydraulic jump : presenza di risalto idraulico*
- *hydraulic jump location (if occurred) . posizione del risalto*
- *hydraulic jump length (if occurred) lunghezza del risalto*
- *outlet depth : altezza idrica nella sezione di sbocco*
- *outlet velocity : velocità nella sezione di sbocco*
- *outlet Froude number : numero di Froude nella sezione di sbocco.*

4.1.1 IL CALCOLO IDRAULICO

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perchè può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Come già accennato, per affrontare il calcolo idraulico il programma BCAP segue le indicazioni del manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5, Hydraulic Design of Highway Culverts (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per il moto: l'ingresso (Inlet control) e l'uscita (Outlet control).

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

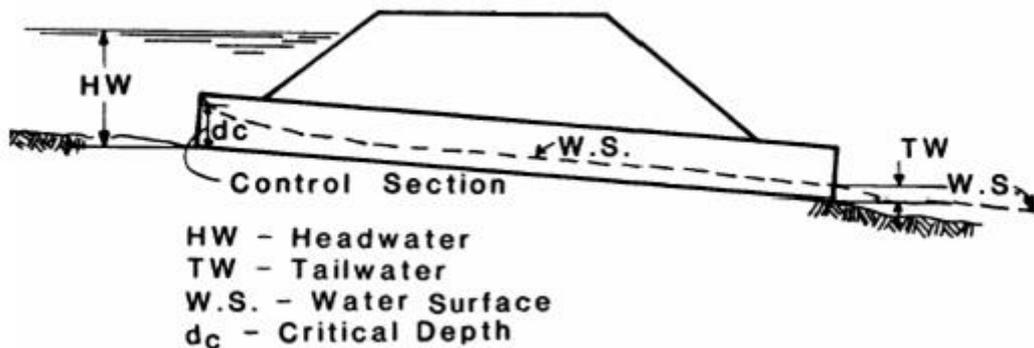


Figura 6 : Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

Sezione di controllo all'uscita. Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione

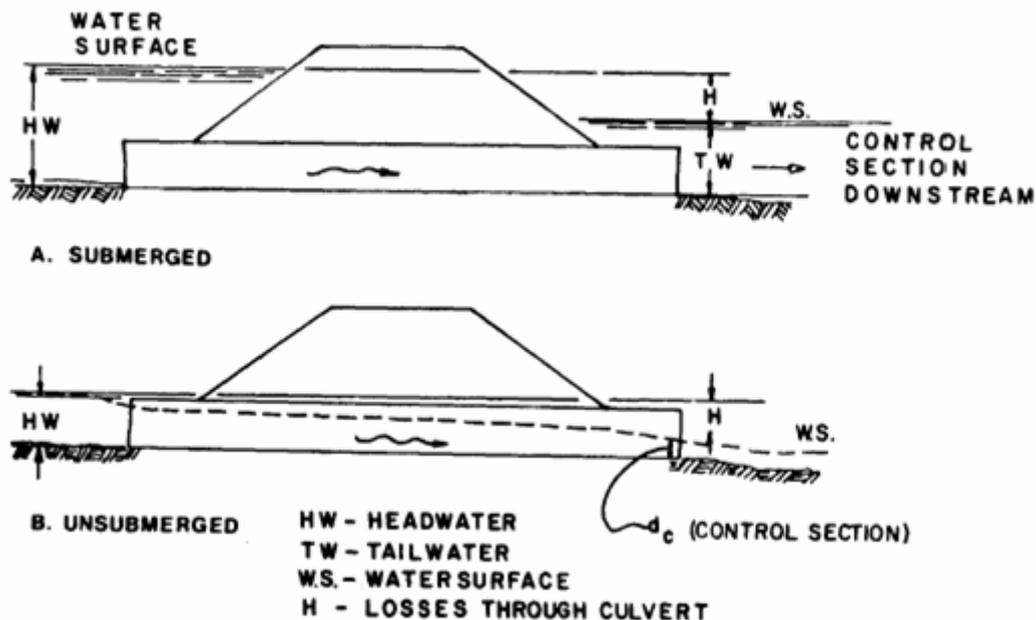


Figura 7 : Esempio di moto controllato dalla sezione a valle del tombino

➤ **Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso**

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno. Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} \text{ (ft}^0.5\text{/s)}$$

dove $Q(\text{ft}^3/\text{s})$ è la portata, $A(\text{ft}^2)$ è la sezione del tombino e $D(\text{ft})$ l'altezza interna.

Dato che $1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$ possiamo dire calcolare il fattore di conversione $1 (\text{m}^0.5/\text{s}) = 1.81 (\text{ft}^0.5/\text{s})$ per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

Se $\frac{Q}{AD^{0.5}} < 1.932$ - Imbocco non sommerso

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[1.81 \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

Se $\frac{Q}{AD^{0.5}} > 2.208$ - Imbocco sommerso

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[1.81 \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Se $1.932 < \frac{Q}{AD^{0.5}} < 2.208$ - Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove HW_i è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla; H_c è l'energia critica; S è la pendenza della condotta; K , M , Y e c sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.

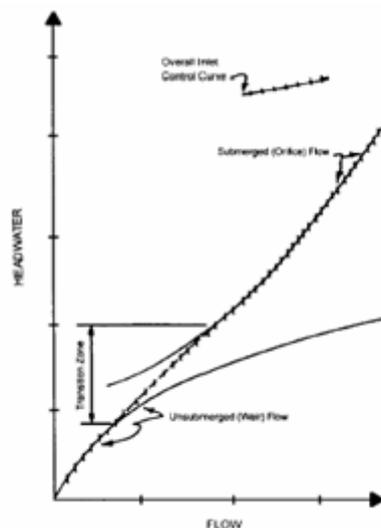


Figura 8 : Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte

➤ **Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle**

Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$HW_0 + \frac{V_u^2}{2g} = TW + \frac{V_d^2}{2g} + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.

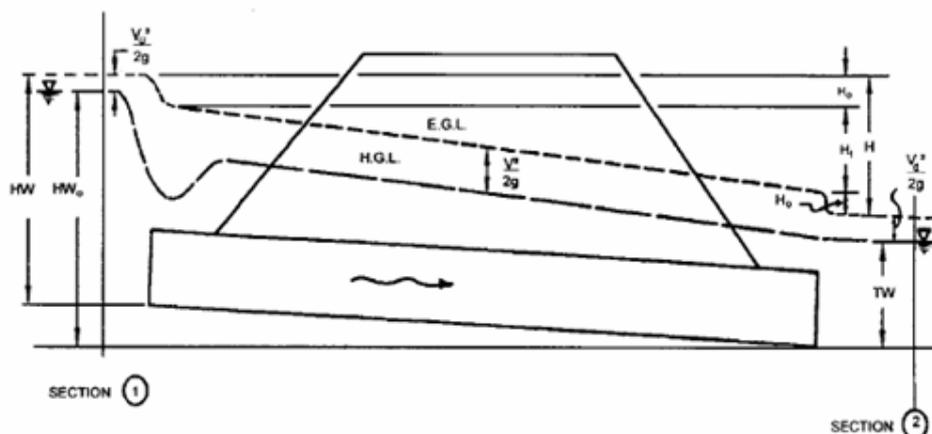


Figura 9 : Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

TAILWATER – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

dove v (m/s) è la velocità media della corrente; R (m) è il raggio idraulico; S è la pendenza della linea dell'energia ed n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo:

- nel caso di canali rivestiti in massi pari a 0.03
- nel caso di canali in cls pari a 0.014

Per tutti gli attraversamenti secondari sono state effettuate le verifiche idrauliche per tempi di ritorno duecentennali.

4.2 RISULTATI VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche delle tre opere di progetto.

4.2.1 TOMBINO PILETTA

Il tombino Piletta, posto in corrispondenza di un compluvio esistente, garantisce la continuità idraulica del corso d'acqua, attraversato dall'attuale viadotto, tra monte e valle del nuovo rilevato di progetto. Il bacino considerato è indicato nella Figura 3 con il numero 1.

Parte delle acque che defluiscono nel bacino confluiscono direttamente nel tombino di progetto, parte vengono raccolte dai fossi di guardia a monte del nuovo rilevato e portate verso il tombino.

Le caratteristiche degli scatolari in progetto sono riportati in Tabella 4.1, in cui vengono indicati i valori della portata di progetto (Q), la larghezza (B), l'altezza (H), la lunghezza (L) la pendenza (i) e le quote di scorrimento dei tombini.

ID	Q	B	H	L	i	Quota in	Quota out
	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	%	m s.m.m.	m s.m.m.
Piletta_a (monte del salto)	14.00	5.00	3.00	25.2	0.50	1084.6	1084.48
Piletta_b(valle del salto)	14.00	5.00	3.00	15.40	0.50	1080.58	1080.50

Tabella 4.1: Caratteristiche Tombino Piletta

Per limitare la velocità che si verrebbe a creare tra monte e valle del rilevato a causa del dislivello topografico sono stati realizzati dei pozzetti di salto. Il primo subito a monte del rilevato presenta una sezione quadrata 5.00x4.00 m e un salto di altezza pari a circa 7.85 m. Il secondo pozzetto di dimensioni 5.0x5.0m presenta un salto di 3.90 m (Figura 10).

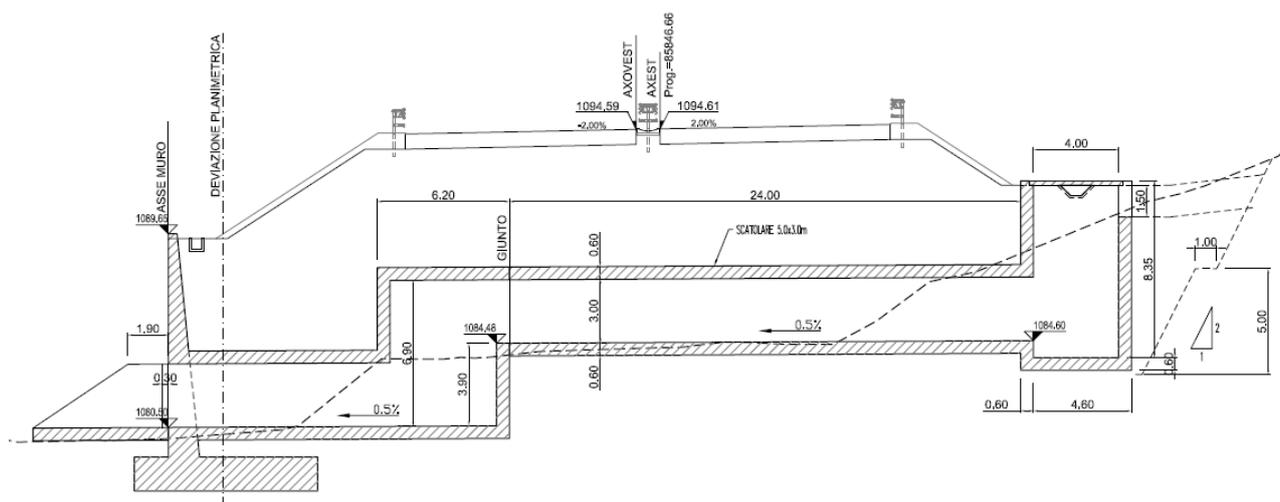


Figura 10 : Sezione Tombino Idraulico Piletta

A valle del tombino è prevista una protezione in massi di dimensioni minime 80 cm per una lunghezza di 6 m.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi idraulica effettuata con il programma HY-8.

Tombino	Total Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
Monte del salto	14.0	1086.21	1.59	1.61	0.98	0.93	0.93	0.99	3.02	2.84
Valle del salto	14.0	1082.38	1.42	1.85	0.90	0.93	1.68	1.68	1.67	1.67

Tabella 4.2: Risultati HY-8 Tombino Piletta

In Figura 11 viene riportato il profilo idraulico per il tombino idraulico a monte del salto. Il profilo è stato ottenuto utilizzando il programma HY-8. Per la verifica è stato considerato il tirante che si viene a creare a monte del tombino (Head water elevation). Il tombino risulta quindi verificato con un Grado di Riempimento pari al 54%

In Figura 11 viene riportato il profilo idraulico per il tombino idraulico a valle del salto. Il profilo è stato ottenuto utilizzando il programma HY-8. Per la verifica è stato considerato il tirante che si viene a creare a monte del tombino (Head water elevation). Il tombino risulta quindi verificato con un Grado di Riempimento pari al 62%

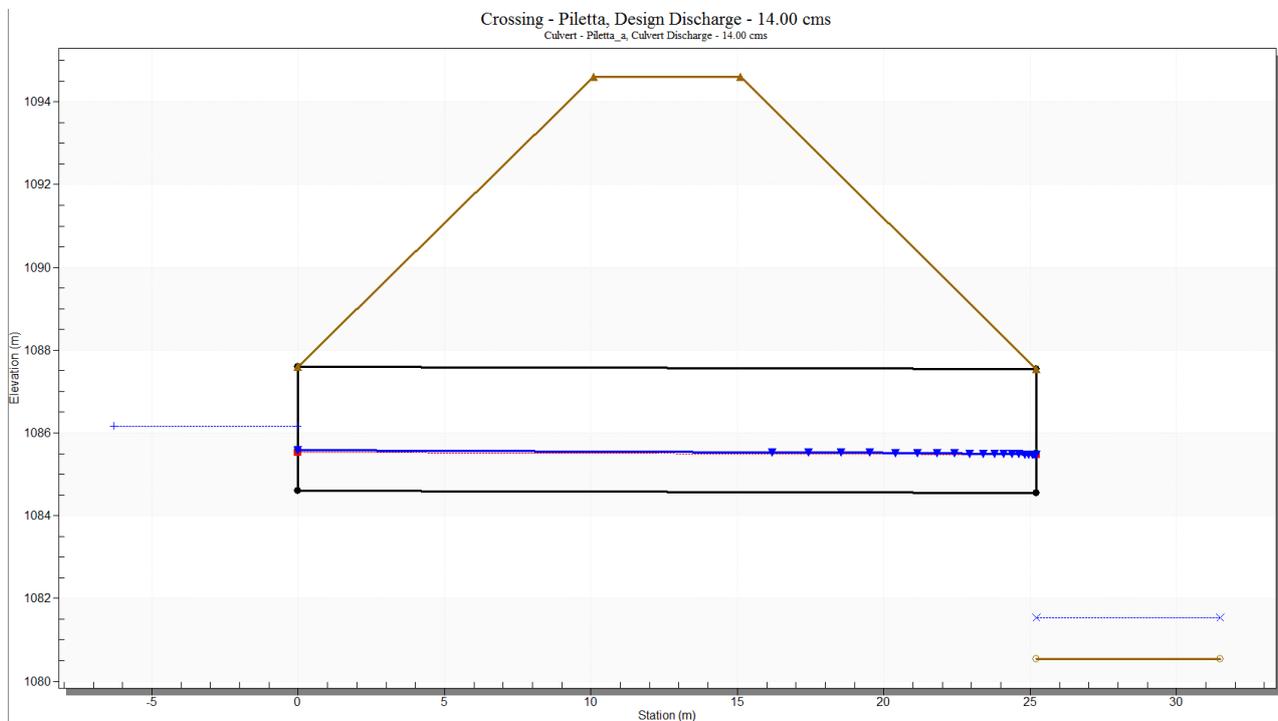


Figura 11 : Risultati HY-8 Tombino Piletta (monte del salto)

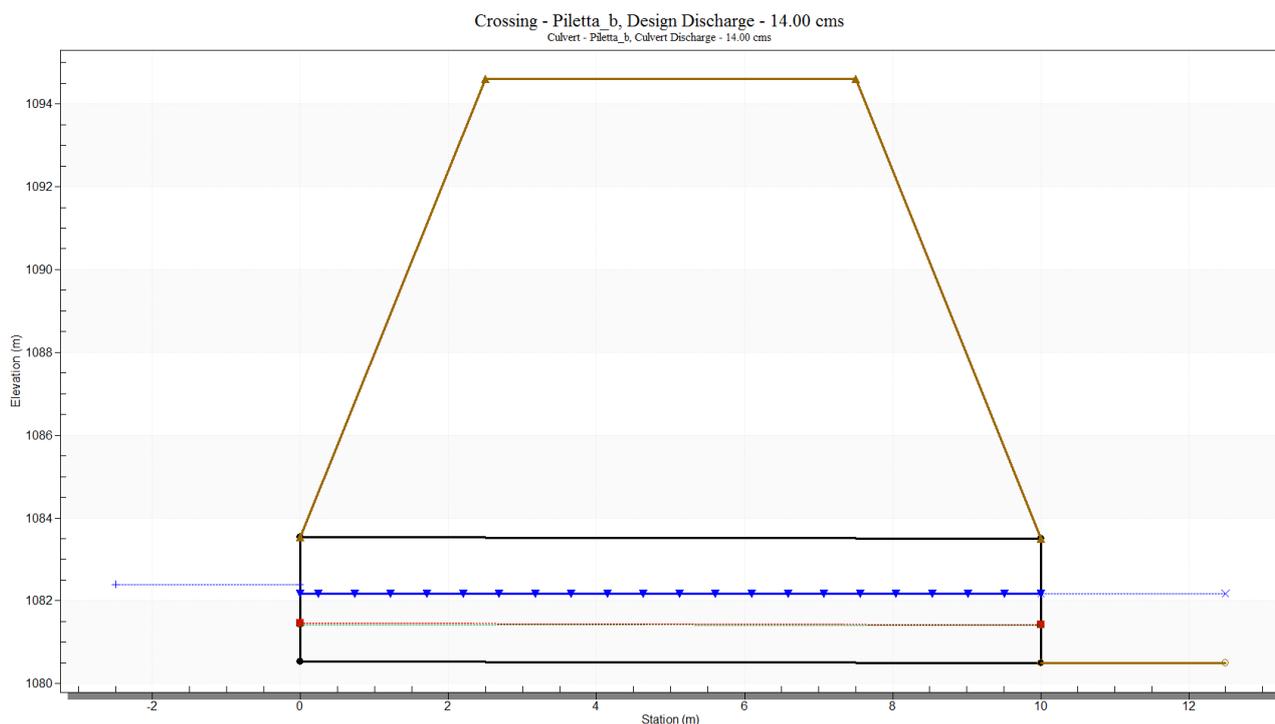


Figura 12 : Risultati HY-8 Tombino Piletta (valle del salto)

4.2.2 TOMBINO FUGGETO

Il tombino Fuggeto, posto in corrispondenza di un compluvio esistente, garantisce la continuità idraulica del corso d'acqua, attraversato dall'attuale viadotto, tra monte e valle del nuovo rilevato di progetto. Il bacino del corso d'acqua è indicato in Figura 3 con il numero 2.

Le caratteristiche degli scatolari in progetto sono riportati in Tabella 4.3, in cui vengono indicati i valori della portata di progetto (Q), la larghezza (B), l'altezza (H), la lunghezza (L) la pendenza (i) e le quote di scorrimento dei tombini.

ID	Q	B	H	L	i	Quota in	Quota out
	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	%	m s.m.m.	m s.m.m.
Fuggeto (Prima del salto)	5.00	2.00	2.50	7.55	0.25	1078.39	1078.37
Fuggeto (Dopo del salto)	5.00	2.00	2.50	14.50	0.25	1076.14	1076.10

Tabella 4.3: Caratteristiche Tombino Fuggeto

Per limitare la velocità che si verrebbe a creare tra monte e valle del tombino a causa del dislivello topografico è stato realizzato un pozzetto di salto. Il pozzetto presenta una sezione rettangolare 4.00x2.00 e un salto di altezza pari a circa 2.24 m (Figura 13).

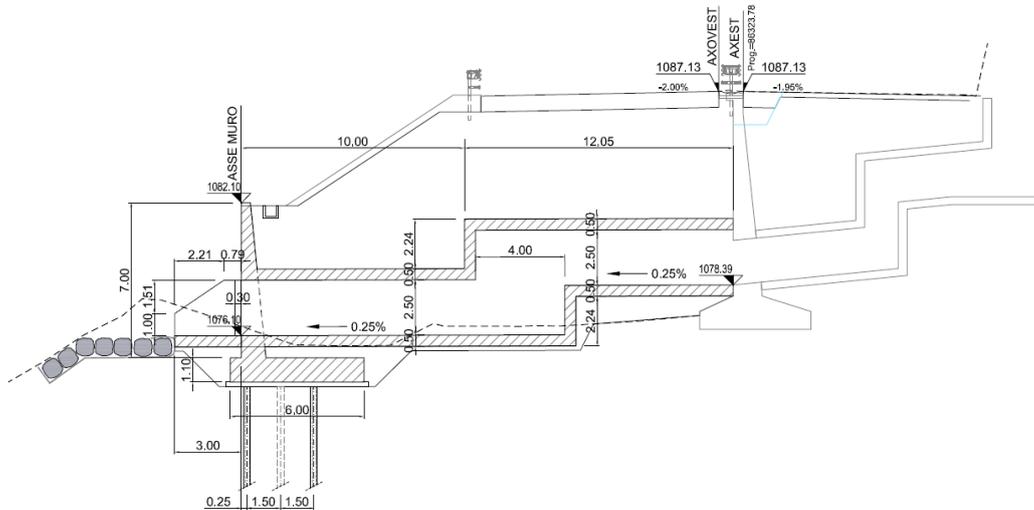


Figura 13 : Sezione Tombino Idraulico Fuggeto

A valle del tombino è prevista una protezione in massi legati di diametro minimo 80 cm per una lunghezza di 6 m.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi idraulica effettuata con il programma HY-8.

	<i>Total Discharge (cms)</i>	<i>Headwater Elevation (m)</i>	<i>Inlet Control Depth(m)</i>	<i>Outlet Control Depth(m)</i>	<i>Normal Depth (m)</i>	<i>Critical Depth (m)</i>	<i>Outlet Depth (m)</i>	<i>Tailwater Depth (m)</i>	<i>Outlet Velocity (m/s)</i>	<i>Tailwater Velocity (m/s)</i>
Prima del salto	5	1079.87	1.47	-	1.00	0.86	0.86	1.08	2.91	2.31
Dopo del salto	5	1078.17	1.32	1.54	1.00	0.86	1.28	1.28	1.95	1.3

Tabella 4.4: Risultati HY-8 Tombino Fuggeto

In Figura 14 viene riportato il profilo idraulico a monte del salto. Per la verifica è stato considerato il tirante che si viene a creare a monte del tombino (Head water elevation). Il tombino risulta quindi verificato con un grado di riempimento pari al 60%

In Figura 15 viene riportato il profilo idraulico a valle del salto. Per la verifica è stato considerato il tirante che si viene a creare a monte del tombino (Head water elevation). Il tombino risulta quindi verificato con un grado di riempimento pari al 62%

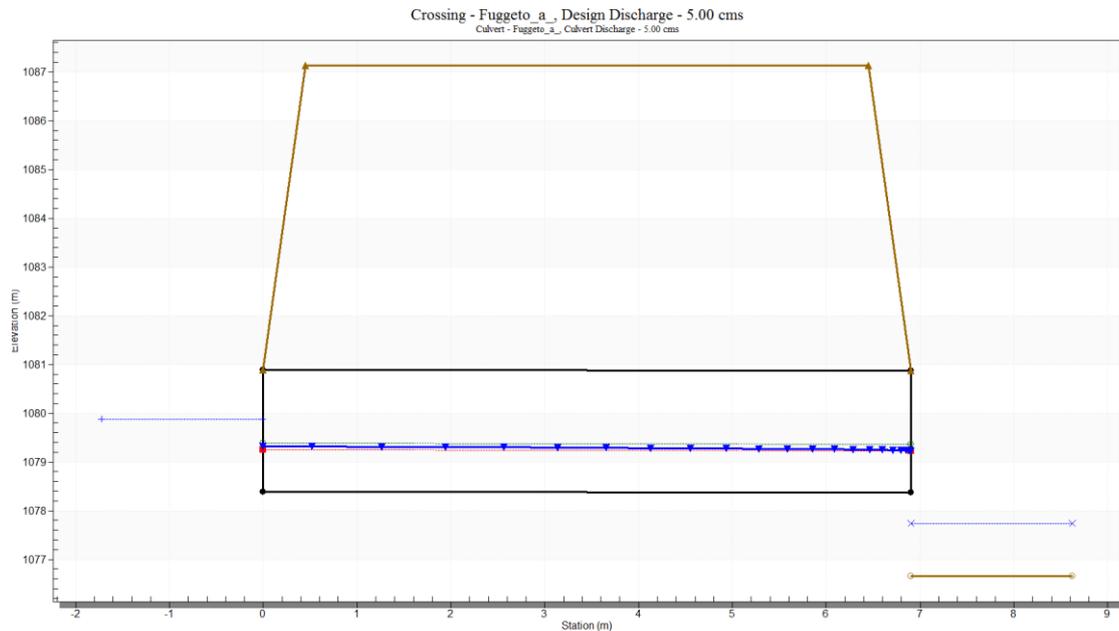


Figura 14 : Risultati HY-8 Tombino Fuggeto (monte del salto)

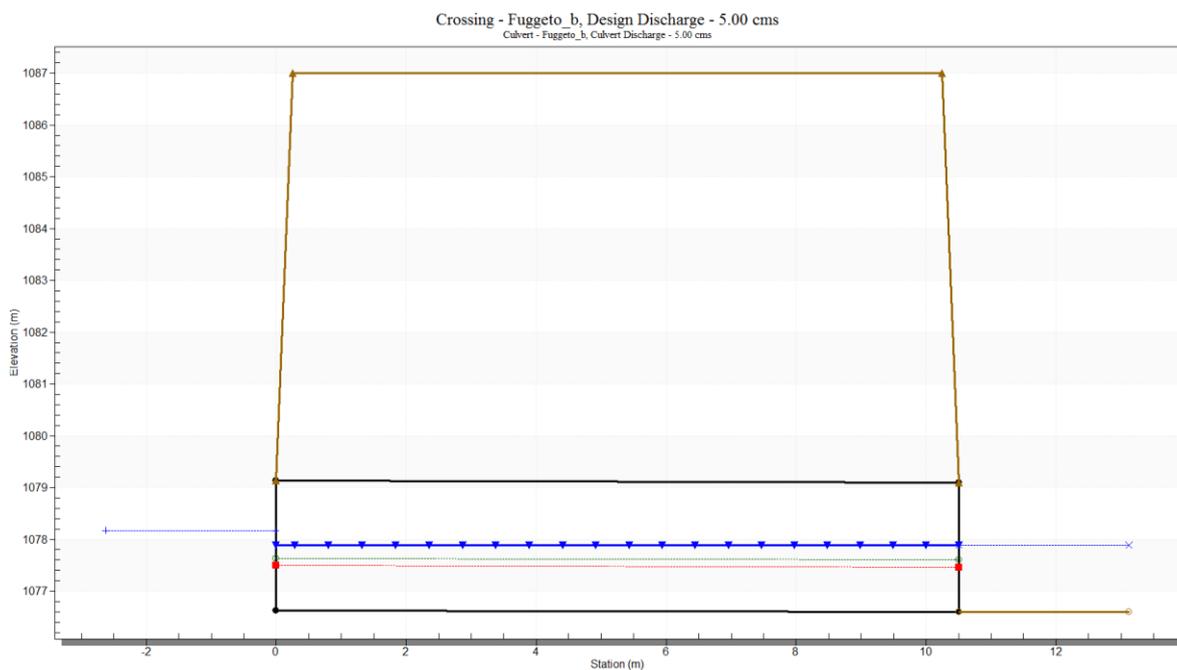


Figura 15 : Risultati HY-8 Tombino Fuggeto (valle del salto)

4.2.3 TOMBINO LE MONACHE

Il tombino Le Monache, posto in corrispondenza di un compluvio esistente, garantisce la continuità idraulica del corso d'acqua, attraversato dall'attuale viadotto, tra monte e valle del nuovo rilevato di progetto. Il bacino considerato è indicato nella Figura 3 con il numero 3.

Parte delle acque che defluiscono nel bacino confluiscono direttamente nel tombino in progetto, parte vengono raccolte dai fossi di guardia a monte del nuovo rilevato e portate verso il tombino.

Le caratteristiche del tombino in progetto sono riportate in Tabella 4.5, in cui vengono indicati i valori della portata di progetto (Q), la larghezza (B), l'altezza (H), la lunghezza (L) la pendenza (i) e le quote di scorrimento del tombino.

ID	Q	B	H	L	i	Quota in	Quota out
	[mc/s]	[m]	[m]	[m]	%	m s.m.m.	m s.m.m.
Piletta	12.00	5.00	3.00	40.30	0.50	1069.70	1069.50

Tabella 4.5: Caratteristiche Tombino Le Monache

Per limitare la velocità che si verrebbe a creare tra monte e valle del rilevato a causa del dislivello topografico è stato realizzato un pozzetto di salto subito a monte del rilevato. Il pozzetto presenta una sezione quadrata 5.00x4.00m e un'altezza pari a 7.00 m

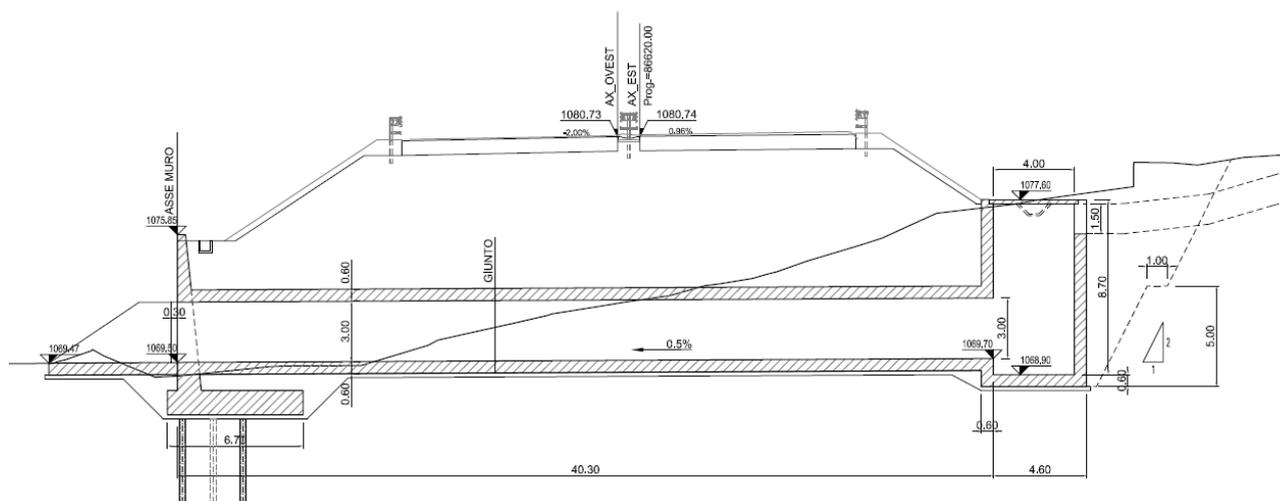


Figura 16 : Tombino Idraulico Le Monache

A valle del tombino è prevista una protezione in massi di diametro minimo 80 cm per una lunghezza di 6 m. Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi idraulica effettuata con il programma HY-8.

Total Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
12.0	1071.33	1.49	1.64	0.82	0.97	1.43	1.43	2.09	2.09

Tabella 4.6: Risultati HY-8 Tombino Le Monache

In Figura 17 viene riportato il profilo idraulico a monte del salto. Per la verifica è stato considerato il tirante

che si viene a creare a monte del tombino (Head water elevation). Il tombino risulta quindi verificato con un grado di riempimento pari al 55%

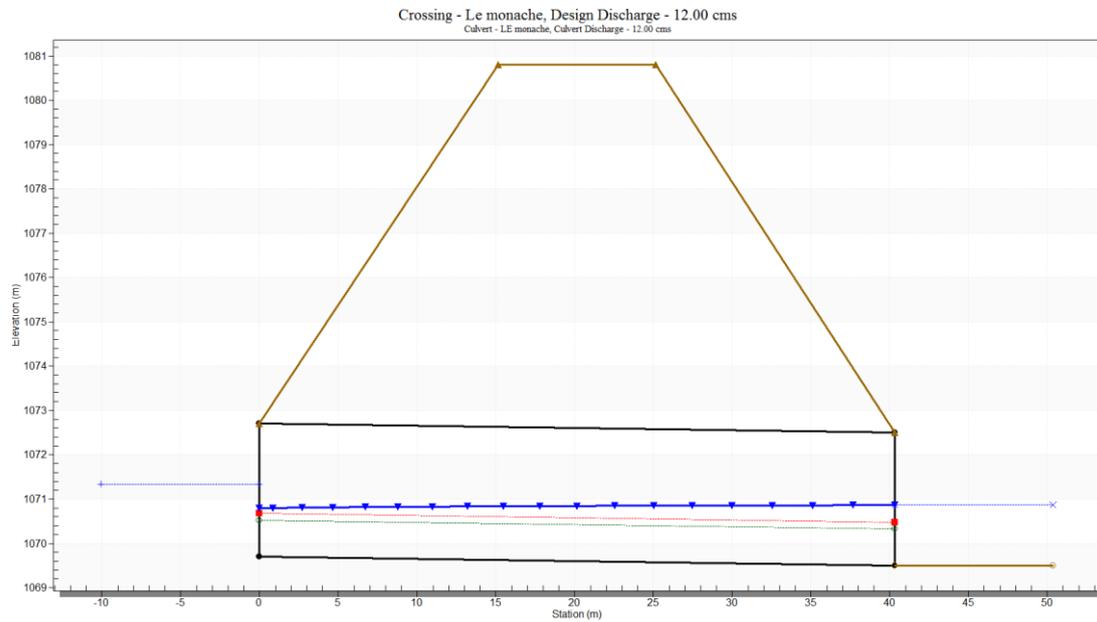


Figura 17 : Risultati HY-8 Tombino Le Monache