



**COMUNE DI FASANO**  
(Provincia di Brindisi)

**Lavori presso la Masseria  
Mileto in località Pozzo Faceto**

ACCORDO DI PROGRAMMA ai sensi dell'art.34 della L.267/2000

**STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**

**Redatto da:**



Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI  
Ordine degli Ingegneri di Bari n.7288

Ing. Luigi FANELLI  
Ordine degli Ingegneri di Bari n.7428

**Committente:**

Amm. Unico  
Sig. Wilhelm Frederik Maarten Van Gelderen

**Relazione di compatibilità idraulica**

**A1**

Fasano, Febbraio 2012

## INDICE

1	Premessa .....	2
2	Descrizione dei luoghi .....	3
3	Studio idrologico.....	7
3.1	Procedure regionali di valutazione della precipitazione. ....	7
3.1.1	Terzo livello di regionalizzazione.....	10
3.2	Analisi idrologica .....	12
3.3	Determinazione della portata al colmo di piena e dei volumi di piena.....	14
4	Analisi idraulica .....	19
4.1	Teoria del modello idraulico .....	19
4.2	Applicazione modello idraulico .....	22
Geometria del modello .....	22	
4.3	Risultati.....	24
5	Definizione degli interventi di mitigazione del rischio idraulico.....	26
6	Conclusioni.....	29

## **1 Premessa**

La presente relazione di compatibilità idraulica è redatta in accompagnamento alla pratica dei lavori inerenti la Masseria Mileto sita in Fasano (BR) in contrada Pozzo Faceto, di proprietà della società Parco di Mileto s.r.l. in quanto le aree di pertinenza della masseria risultano essere prospicienti ad una lama.

In base all'art. 6 comma 1 e 8, delle N.T.A. del P.A.I., essendo tale lama definibile come alveo nella fascia di pertinenza fluviale (75 m in destra e sinistra, in mancanza di studi di dettaglio) vige il divieto di edificabilità.

Preso atto delle N.T.A. del P.A.I. è stato dato incarico a questa Società per lo studio idraulico del corso d'acqua che interessa la zona ai fini dell'individuazione dell'effettiva area a rischio di inondazione in maniera da attestare che le aree di pertinenza della masseria Mileto risultano completamente esterne alle aree classificabili a pericolosità idraulica.

Il presente studio, quindi, è stato condotto al fine di valutare le effettive situazioni di rischio, sulla base di rilievi di dettaglio ed indagini in situ, utilizzando le procedure di calcolo proposte nei documenti tecnici che accompagnano il Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Puglia.

## 2 Descrizione dei luoghi

La porzione di territorio del comune di Fasano oggetto di studio, compresa tra la S.S.16 e l'asse ferroviario FFSS Bologna – Lecce, risulta essere attraversata da diverse lame che hanno origine sul promontorio della Valle d'Itria e poi sfociano nel mare Adriatico.

La zona oggetto di interesse, risulta essere attraversata in affiancamento da due impluvi naturali: uno di maggiore importanza essendo il suo bacino imbrifero di estensione pari a circa 10 km<sup>2</sup> che lambisce le aree oggetto di studio ad est e una secondo impluvio che dovrebbe congiungersi con quello principale e che corre ad ovest.

I sopralluoghi effettuati in situ hanno messo in evidenza come l'impluvio in sinistra idraulica alla lama, pur essendo rappresentato sulle carte come confluyente nella lama principale, in realtà non presenta alcun elemento di continuità. Da dati raccolti dai residenti in prossimità della zona di interesse è emersa la possibile presenza di un tombino posto al disotto della strada privata di accesso all'area di studio. Tuttavia dai diversi sopralluoghi effettuati non è emersa la presenza di detta struttura idraulica che metterebbe in collegamento l'impluvio minore e la lama.

Stante questa incertezza a vantaggio di sicurezza, così come meglio si dirà nel paragrafo relativo all'analisi idraulica, si è considerato l'impluvio in sinistra idraulica completamente obliterato.



*Foto 1: Lama in destra idraulica alla zona di studio – Vista da valle verso monte*



*Foto 2: Impluvio in sinistra idraulica alla zona di studio – Vista da monte verso valle*



*Foto 3: Sbarramento dell'impluvio in sinistra idraulica alla zona di studio*

L'impluvio in sinistra idraulica, inoltre, a differenza della lama principale che ha origine dal promontorio della Valle d'Itria, nasce in corrispondenza della strada vicinale che fiancheggia il limite di proprietà della masseria Mileto.

Lungo il suo percorso sino a quella che dovrebbe essere la confluenza con la lama principale non si rilevano opere di attraversamento con la viabilità esistente.

Per un tratto di circa metri, l'impluvio si presenta sistemato con un canale a sezione rettangolare di base di circa 1 m e altezza minima di 0,8 m.

Diversamente lungo la lama principale, nel tratto oggetto di studio si rileva la presenza di alcune opere di attraversamento rispettivamente in corrispondenza dell'intersezione con la strada vicinale, con la strada comunale via delle Grotte e più a valle con la strada comunale via delle Poste.

Nel dettaglio il primo attraversamento, ovvero quello della strada vicinale, risulta essere costituito da un tombino scatolare a sezione rettangolare avente base di 3,5 m, altezza netta interna di 1,6 m e spessore della soletta di 1 m.



*Foto 4: Attraversamento strada vicinale*

Proseguendo più a valle si incontra il secondo attraversamento in corrispondenza dell'intersezione con la prosecuzione della strada comunale via delle Grotte. Detta infrastruttura è costituita da un ponte a tre luci di base pari a 4 m, altezza di 5,5 m con uno spessore dell'impalcato di 1,5 m.



*Foto 5: Attraversamento strada comunale via delle Grotte*

In ultimo, proseguendo verso valle verso la sezione terminale della lama per la quale si è provveduto ad effettuare lo studio idraulico, si rileva la presenza del tombino di attraversamento afferente la strada comunale via delle Poste.

Questo risulta costituito da un tombino a sezione rettangolare avente base di 4,5 m, altezza di 4 m e spessore della soletta di 1,5 m.



*Foto 6: Attraversamento strada comunale via delle Poste*

### 3 Studio idrologico

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, interessano un bacino idrografico e, di conseguenza, le sue infrastrutture, centri abitati, elementi vulnerabili.

In Puglia le stazioni di misura idrometriche sono in numero assai limitato, se confrontato con quelle di misura pluviometriche; pertanto il calcolo della portata di piena deve spesso essere realizzato attraverso un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

Ai sensi del DPCM 29 settembre 1998, ai fini della perimetrazione e valutazione dei livelli di rischio, *“ove possibile, è consigliabile che gli esecutori traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena con assegnato tempo di ritorno...dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal GNDICI-CNR”*. Nel caso dei bacini idrografici oggetto di tale studio, si è fatto quindi ricorso ai risultati del progetto VAPI (VALutazione Plene), per la determinazione delle altezze critiche di precipitazione e delle curve di possibilità pluviometrica, utilizzate per il calcolo della portata al colmo di piena.

Il primo step, per poter procedere con lo studio idrologico, è quello di individuare i bacini idrografici relativamente al reticolo idrografico esistente.

A tal fine ci si è avvalsi della cartografia tecnica regionale in scala 1:5.000 del comune di Fasano e dei rilievi di dettaglio effettuati in sito.

Nella tabella seguente si riportano alcune grandezze caratteristiche del bacino idrografico afferente la lama oggetto del presente studio (cfr. allegato A2):

Bacino	A (Km <sup>2</sup> )	L <sub>asta</sub> (Km)	L <sub>asta al displuvio</sub> (Km)	Z <sub>med</sub> (m)	i <sub>media</sub>	I <sub>asta</sub>
Impluvio sinistro	0,50	0,50	2,70	75	2,59 %	3,00 %
Asta principale	7,63	6,50	8,50	145	3,94 %	6,80 %
Asta a valle della confluenza dell'impluvio sinistro	8,93	7,00	9,00	140	3,78 %	6,50 %

Tab. 1: caratteristiche geomorfologiche del bacino scolante afferenti gli impluvi oggetto di studio

#### 3.1 Procedure regionali di valutazione della precipitazione.

Nelle applicazioni idrologiche, come detto, si presenta spesso la necessità di stimare valori di una determinata grandezza, per esempio la precipitazione, in siti privi di stazioni di misura, oppure con dati misurati che si giudicano insufficienti per numero e qualità.

A ciò rispondono le procedure regionali, sia quelle classiche, sia quelle proposte con i più recenti studi inerenti l'elaborazione statistica di dati spaziali.

Questi ultimi tendono a definire modelli matematici finalizzati ad una interpretazione delle modalità con cui variano nello spazio le diverse grandezze idrologiche.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi, può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche omogenee nei confronti dei parametri statistici che si è deciso di adottare.

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). In questa distribuzione i parametri fondamentali sono:  $\Theta_1$ ,  $\Lambda_1$ ,  $\Theta_2$ ,  $\Lambda_2$ , che rappresentano il parametro di scala ed il numero medio di osservazioni della variabile casuale Y provenienti dalla componente ordinaria e dalla componente secondaria. Si ottiene:

$$\Theta^* = \Theta_2 / \Theta_1 \qquad \Lambda^* = \Lambda_2 / \Lambda_1^{\Lambda_1 / \Theta^*}$$

La procedura di regionalizzazione comporta che al primo livello si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali si possano considerare costanti i valori dei parametri  $\Theta$  e  $\Lambda^*$ . Tali parametri devono essere stimati da un elevato numero di dati; questo comporta l'assunzione di una regione omogenea molto ampia. Le sottozone omogenee, caratterizzate oltre che dalla conoscenza di  $\Theta^*$  e  $\Lambda^*$  anche dalla conoscenza di  $\Lambda_1$ , sono individuate nel secondo grado di regionalizzazione; anche in questo livello si ipotizza che l'area indagata costituisca una zona omogenea. Si considerano solo le serie più numerose, in quanto la stima dei parametri suddetti è condizionata dalla presenza di dati di pioggia straordinari che hanno probabilità molto bassa di verificarsi in un periodo molto breve.

L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione di sei zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

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

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

La curva di distribuzione di probabilità del rapporto precedente corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria,  $C_a$ , e dei coefficienti di variazione,  $C_v$ , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di  $K_{t,T}$  (nel seguito indicato con  $K_T$ ), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

In base ai valori regionali dei parametri  $\Theta^*$ ,  $\Lambda$  e  $\Lambda_1$ , si ottiene la curva di crescita per la zona della Puglia centro – meridionale riportata in fig. 1.

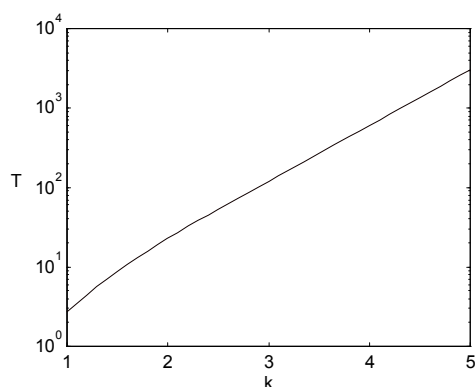


Fig 1: fattore di crescita al variare del tempo di ritorno

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

$$KT = a + b \ln T$$

in cui :

$$a = (\Theta \cdot \ln \Lambda^* + \ln \Lambda_1) / \eta ;$$

$$b = \Theta^* / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_0$$

$$C = 0.5772, \text{ (costante di Eulero),}$$

$$T_0 = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda^*{}^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\Theta^*}\right)$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri  $a$  e  $b$ , e i relativi valori  $\eta$  e  $T_0$ , che consentono di determinare le leggi di crescita relative all'area in esame:

Zona omogenea	a	b	To	$\eta$
Puglia centro-meridionale	0.1599	0.5166	-0.6631	4.1053

Tab. 2: Parametri dell'espressione asintotica

Va tuttavia osservato che l'uso di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per T<50 anni e superiori al 5% per T<100 anni.

Per semplificare la valutazione del fattore di crescita, nella tabella 3 sono riportati i valori di  $K_T$  relativi ai valori del periodo di ritorno adottati nella determinazione delle aree soggette a rischio di inondazione.

anni	<b>30</b>	<b>200</b>
$K_t$	1.92	2.90

Tab. 3: Valori di  $K_T$  Puglia Centro-Meridionale

### 3.1.1 Terzo livello di regionalizzazione

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio  $\mu(X_t)$  dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata  $t$  alle durate stesse, attraverso la relazione:

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

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

La relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito viene generalizzata nella forma:

$$\mu(X_t) = a t^{(Ch+D+\log \alpha - \log a) / \log 24}$$

in cui  $\alpha$  è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di  $\mu(X_1)$  relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea;  $\alpha = x_g/x_{24}$  è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità. Per la Puglia il valore del coefficiente  $\alpha$  è praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per la zona di interesse i valori dei parametri sono riportati in tabella 4.

Zona	a	a	C	D	N
6	"	33.7	0.0022	4.1223	-

Tab. 4: Parametri delle curve di 3° livello

Nella figura 2 si riporta la suddivisione della regione in aree omogenee.

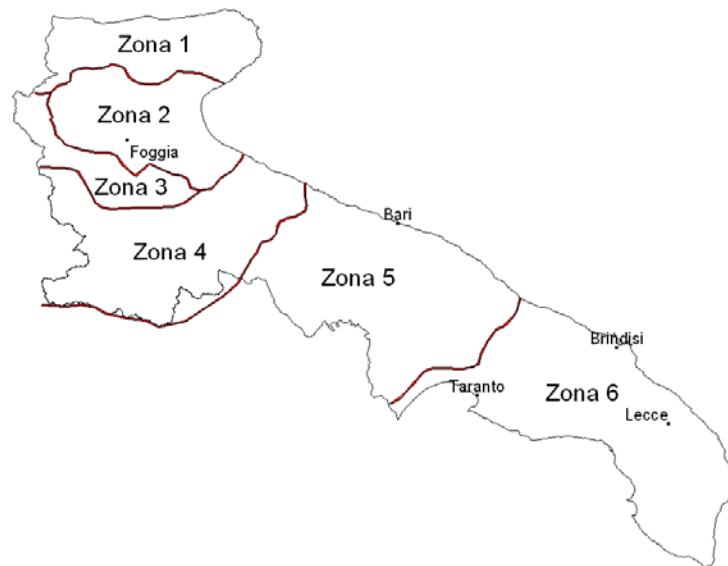


Fig. 2: Zone omogenee, 3° livello

L'area in oggetto si inquadra, quindi, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 6; pertanto, l'equazione da applicare è la seguente:

$$x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488 + 0.0022 z)/3.178]}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti, in funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare; per questo studio si è utilizzata la quota relativa alla stazione di misura di Ostuni, pari a 257 m s.l.m..

Ai valori così ottenuti vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al fattore di crescita  $K_T$  (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al fattore di riduzione areale  $K_A$  (funzione della superficie del bacino espressa in  $Km^2$ , e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore). La dimensione areale dei bacini in studio comporta che il relativo fattore di riduzione tenda all'unità; pertanto, a vantaggio di sicurezza, tale parametro non viene preso in considerazione nella valutazione della Curva di Possibilità Pluviometrica

### 3.2 Analisi idrologica

Per giungere alla valutazione della portata nelle sezioni di interesse, congruentemente con la modellazione realizzata dalla AdB nella analisi del rischio idraulico, si è utilizzato il metodo CN SCS.

Il metodo usualmente denominato “curve number” ed elaborato dal Soil Conservation Service assume che la produzione del volume di deflusso superficiale,  $Q$ , sia data dalla seguente espressione:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{(P - I)}$$

in cui:  $F$  = volume specifico infiltrato;

$S$  = volume specifico di saturazione di un terreno;

$P$  = precipitazione;

$I$  = assorbimento iniziale;

quindi, tenendo conto dell'equazione di continuità:

$$F = P - I - Q$$

dalla precedente, si ottiene :

$$Q = \frac{(P - I)^2}{(P - I + S)}$$

Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, fattori che vengono espressi, per mezzo del CN, attraverso la seguente relazione:

$$S = S_0 \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

in cui:

$S_0$  è un fattore di scala, pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm;

CN è il parametro di cui sopra, che può essere un valore compreso fra zero e cento.

Tale modello, quindi, prende in considerazione le due variabili  $I$  ed  $S$ . In realtà, il termine  $I$  rappresenta un volume specifico di pioggia, generalmente sottratto a priori al bilancio in esame, che descrive in modo globale diversi processi, quali l'intercettazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali, l'imbibimento iniziale del terreno. Nella procedura SCS-CN standard,  $I$  viene valutato come una quota parte di  $S$ , specificatamente il 20%.

Resta, infine, da definire come si determina il parametro CN. Tale parametro, come abbiamo già accennato, è funzione della permeabilità, dello stato di umidità del suolo al momento dell'evento meteorico in esame e dell'uso del suolo.

Nel presente studio, la valutazione di tale parametro è stata eseguita secondo le indicazioni del Maione sia per quel che riguarda le espressioni matematiche, sia per la tabella

uso del suolo-permeabilità, sia per la valutazione dell'umidità del suolo, supportate da valutazioni conseguenti ad indagini effettuate in loco. Riportiamo di seguito uno schema della metodologia adottata:

- 1) Classificazione del suolo secondo quattro classi di permeabilità ottenute dal confronto delle formazioni geologiche presenti nel bacino con tabelle di conversione estratte da studi precedenti:
  - A: molto permeabile,
  - B: poco permeabile,
  - C: quasi impermeabile,
  - D: impermeabile,
- 2) Determinazione dell'uso del suolo;
- 3) Determinazione dell'umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico e riconoscimento di tre classi (classi AMC, Antecedent Moisture Condition), in funzione della pioggia caduta nei cinque giorni precedenti.
- 4) Tenendo conto della stagione in cui ricade l'evento in esame, rispetto al periodo di crescita delle piante, si hanno le seguenti espressioni per la valutazione del CN:

$$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Il CN(II) è definito dalla tabella a doppio ingresso uso del suolo-permeabilità.

Per lo studio in oggetto, attraverso l'utilizzo di tecniche GIS, sono stati calcolati i seguenti valori relativi alle diverse condizioni di umidità del suolo antecedenti l'evento (AMC I, II e III):

BACINO	CN (I)	CN (II)	CN (III)
Impluvio sinistro	47	68	83
Asta principale	41	62	79
Asta a valle della confluenza dell'impluvio sinistro	40	61	78

Tab 5 – Valori del CNI, CNII e CNIII

Tali valori consentono di ricavare il valore della pioggia netta e dell'afflusso nelle ipotesi di ietogramma rettangolare di durata pari al tempo di ritardo del bacino, nel seguito definito e determinato.

### **3.3 Determinazione della portata al colmo di piena e dei volumi di piena.**

La durata della precipitazione che è critica per il bacino, cioè che mette in crisi la rete idrografica perché per essa si raggiunge il valore più elevato di portata, dipende dall'estensione del bacino stesso. Questa circostanza è una logica conseguenza del fenomeno di trasferimento che impone che ogni particella liquida che cade in un punto del bacino deve seguire un suo percorso per giungere alla sezione di chiusura, impiegando, a parità di velocità di trasferimento, un tempo tanto maggiore quanto più lungo è il percorso da effettuare.

Sulla base del valore di CN II determinato si è effettuato il calcolo della portata al colmo, utilizzando la formulazione proposta dal Soil Conservation Service per la determinazione dell'idrogramma, qui di seguito riportata:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{VA}{t_a}$$

in cui:

- V = volume di deflusso in mm;
- A = area del bacino in Km<sup>2</sup>;
- t<sub>a</sub> = tempo di accumulo in h;

la determinazione di t<sub>a</sub>, nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante, di durata t<sub>p</sub> e indicando con t<sub>L</sub> il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello istogramma ed il picco dell'idrogramma triangolare), si effettua con la semplice relazione:

$$t_a = 0.5 \cdot t_p + t_L$$

Per la determinazione del tempo di ritardo, espresso in ore, si utilizza la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \cdot \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

In cui s è la pendenza del bacino espressa in percentuale, L è la lunghezza dell'asta principale, prolungata fino alla displuviata espressa in Km.

Attraverso l'applicazione della metodologia innanzi richiamata i risultati contenuti nelle seguente tabella:

BACINO	T <sub>L</sub> (h)	Q <sub>30</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>200</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>500</sub> (m <sup>3</sup> /s)
Impluvio sinistro	1,15	1,82	4,60	6,17
Asta principale	2,95	5,78	14,92	20,13
Asta a valle della confluenza dell'impluvio sinistro	3,08	7,00	17,62	23,62

Tab 6: tempo di ritardo e portata al colmo di piena per i tempi di ritorno impiegati nello studio

I valori di portata così determinati sono stati utilizzati nelle operazioni di verifica della lame e degli attraversamenti con la viabilità esistente.

Definite le portate al colmo di piena si è passati a definire la forma dell'idrogramma di piena.

Nella definizione della forma dell'idrogramma di piena risulta importante determinare la relazione intercorrente tra i picchi di piena e i volumi transitanti in periodi di durata variabile. Dette relazioni sono di solito espresse ricorrendo alle cosiddette curve di riduzione dei colmi di piena che esprimono il rapporto tra la portata indice su durate variabili e la portata al picco:

$$\varepsilon_{D,T} = \frac{Q_{D,T}}{Q_T}$$

ove:

- $\varepsilon_{D,T}$  rappresenta il coefficiente di riduzione del colmo di piena;
- $Q_{D,T}$  è la massima portata media per il fissato tempo di ritorno e transitante nella finestra temporale D;
- $Q_T$  è la portata al colmo.

Nel caso in questione si è fatto riferimento alla formulazione della curva di riduzione proposta da Fiorentino (1985) e ottenuta in base all'ipotesi di invaso lineare per la trasformazione afflussi – deflussi:

$$\varepsilon_D = \left(\frac{k}{D}\right) \left[1 - e^{-\frac{D}{k}}\right]$$

ove:

D è la durata dell'evento di piena espressa in ore;

k è un parametro, espresso in ore, legato all'esponente  $n$  della curva di possibilità climatica pluviometrica ed al tempo di ritardo  $t_R$  tramite la seguente espressione:

$$k = 1.027 \cdot t_R \cdot e^{2.277 \cdot n}$$

A sua volta il tempo di ritardo  $t_R$  è legato al tempo di corrivazione  $t_c$  dalla relazione

$$\frac{t_R}{t_c} = 0,6 .$$

La valutazione del volume di piena è poi possibile tramite la seguente espressione:

$$V_{D,T} = Q_{D,T} \cdot D$$

Sostituendo l'espressione di  $\varepsilon_{D,T}$  nella relazione precedente, per la valutazione del volume risulta la seguente:

$$V_{D,T} = \varepsilon_{D,T} \cdot Q_T \cdot D$$

Applicando la formula suddetta al variare della durata dell'evento  $D$  il volume di piena tende ad aumentare sino a raggiungere un asintoto il quale rappresenterà il volume transitante durante il passaggio della piena.

Con riferimento ai bacini oggetto di studio risultano i seguenti volumi di piena calcolati ed utilizzati per la verifica (cfr. tabella 6):

<b>BACINO</b>	$t_c$ (ore)	$t_r$ (ore)	$n$	$k$ (ore)	$Q_{500}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{200}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{30}$ (m <sup>3</sup> /s)	$V_{500}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{200}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{30}$ (m <sup>3</sup> )
Impluvio sinistro	1,92	1,15	0,20	1,85	6,17	4,60	1,82	44424	33120	13104
Asta principale	4,92	2,95	0,26	5,41	20,13	14,92	5,78	392011	290552	112560
Asta a valle della confluenza dell'impluvio sinistro	5,14	3,08	0,26	5,65	23,62	17,62	7,00	480543	358474	142413

*Tabella 7: Tempo di corrivazione, tempo di ritardo, coefficiente n, parametro k, portata al colmo di piena per il bacino in esame e valori dei volumi all'asintoto.*

Determinati i volumi corrispondenti agli eventi di piena si è scelto, a vantaggio di sicurezza, una forma dell'idrogramma di piena che fornisce un valore del volume di piena maggiore di quello valutato con la formulazione sopra riportata.

In particolare si è assunto un idrogramma di piena triangolare con portata al colmo al tempo  $t_c$  e durata pari al doppio del tempo di corrivazione.

Nella seguente tabella si riportano i volumi di piena valutati con la formulazione sopra descritta e quelli valutati assumendo l'idrogramma di piena triangolare:

<b>BACINO</b>	<b>Volumi calcolati (m<sup>3</sup>)</b>			<b>Volumi idrogramma triangolare (m<sup>3</sup>)</b>		
	<b>Tr 30</b>	<b>Tr 200</b>	<b>Tr 500</b>	<b>Tr 30</b>	<b>Tr 200</b>	<b>Tr 500</b>
Impluvio sinistro	13104	33120	44424	13104	33120	44424
Asta principale	112560	290552	392011	114444	295416	398574
Asta a valle della confluenza dell'impluvio sinistro	142413	358474	480543	144900	364734	488934

*Tab. 8: Confronto tra volumi di piena calcolati e volume di piena assunti con l'idrogramma di forma triangolare*

Nel grafico seguente invece si riportano gli idrogrammi di piena impiegati nella simulazione.

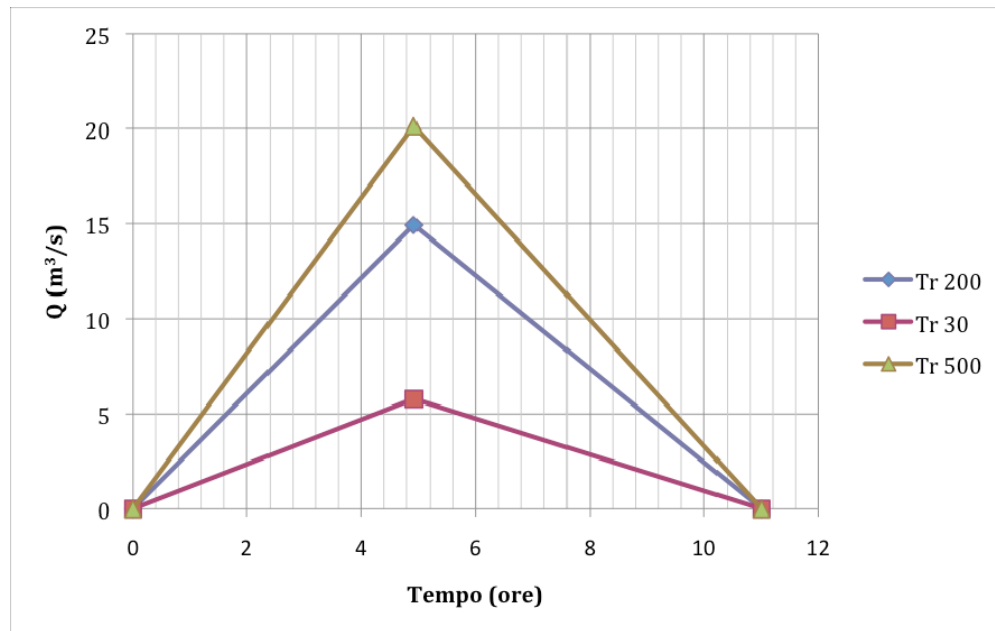


Grafico 1: Idrogramma relativi all'asta principale con sezione di chiusura del bacino a monte della confluenza dell'impluvio in sinistra idraulica

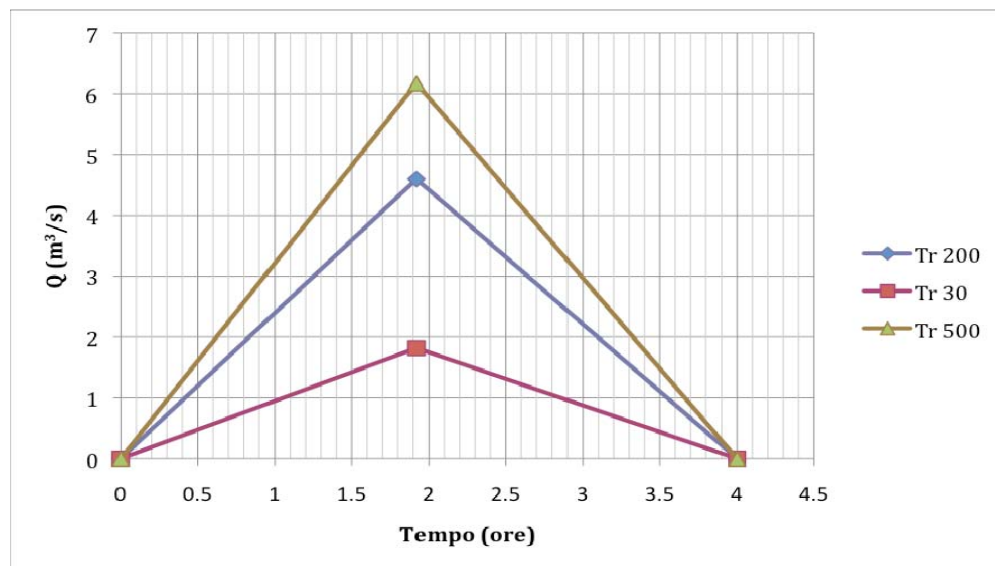


Grafico 2: Idrogramma relativi all'impluvio in sinistra idraulica

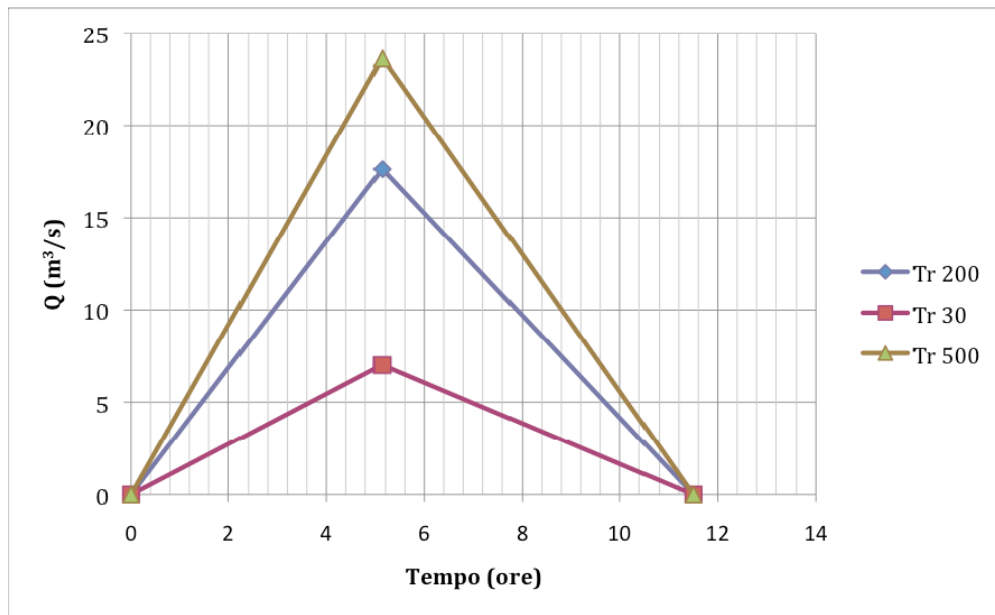


Grafico 3: Idrogramma relativi all'asta principale con sezione di chiusura del bacino a valle della confluenza dell'impluvio in sinistra idraulica

## **4 Analisi idraulica**

Definiti i valori delle portate massime, ovvero i picchi degli idrogrammi di piena relativamente ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, si è proceduto alla analisi idraulica dell'area oggetto di interesse.

Per l'individuazione delle aree di allagamento, si è fatto ricorso ad un modello bidimensionale ed in particolare al modello di calcolo FLO-2D.

### **4.1 Teoria del modello idraulico**

Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere e colate fangose e detritiche.

Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, che è fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena.

Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per predire il procedere dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

Questo software è una combinazione tra modello idrologico e modello idraulico e richiede per ogni simulazione di inondazione principalmente due tipi di informazione: quella associata alle quote (modello digitale del terreno, DTM) e quella pluviometrica distribuita.

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di griglie quadrate. Agli elementi di griglia sono assegnati le quote ricavate da un'interpolazione dei punti del DTM.

Un programma GDS (grid developer system) genera il sistema a griglia ed assegna le quote. Il GDS sovrappone le griglie sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari punti, detti filtri, determina le quote di ogni elemento di griglia.

Esso genera automaticamente il "piano di piena" (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione) e gli altri dati per cominciare una simulazione di inondazione.

Qui di seguito (cfr. figura 3) si riporta uno schema del dominio computazionale utilizzato.



Fig. 3: Dominio computazionale nel FLO-2D.

Il procedere dell'onda di piena sul dominio di flusso è controllato dalla topografia e dalla resistenza al deflusso.

La simulazione dell'inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un'integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume fluido, sia per un'inondazione di acqua sia per un flusso di sedimento.

Quindi le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

1. l'equazione di continuità;

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hv_x}{\partial x} = i$$

2. l'equazione del moto (equazione del momento di un'onda dinamica).

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

dove  $h$  è la profondità di flusso e  $V_x$  è la componente della velocità mediata lungo la profondità. L'eccesso di pioggia può essere diverso da zero sulla superficie di flusso. La componente di attrito del pendio  $S_{fx}$  è basata sull'equazione di Manning.

Gli altri termini includono la pendenza del letto  $S_{ox}$ , variazione di pressione e termini di accelerazione convettivi e locali.

Le equazioni del moto in FLO-2D sono definite meglio come un quasi bidimensionale. L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta.

Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nordest, sudest, nordovest, sudovest).

Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni.

La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale".

La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante.

Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

– Termini dell'equazione:	$S_o$	$\delta y/\delta x$	$V\delta V/g\delta x$	$\delta V/g\delta t$
– Grandezza (ft/mi):	26	0.5	0.12-0.25	0.05

dove  $S_o$  rappresenta la pendenza del fondo,  $\delta y/\delta x$  è il gradiente di pressione,  $V\delta V/g\delta x$  è l'accelerazione convettiva,  $\delta V/g\delta t$  è l'accelerazione locale.

Egli dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'applicazione dell'onda cinematica ( $S_o=S_f$ ) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato.

L'aggiunta del gradiente di pressione migliorerà la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia.

L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche.

I termini dell'accelerazione locale e convettiva sono importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (*secche*) o con pendenze molto elevate.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del FLO-2D.

## 4.2 Applicazione modello idraulico

### Geometria del modello

Come primo passo per l'applicazione del modello idraulico, si è proceduto a definire il modello digitale del terreno con riferimento all'area in esame.

Per detta fase ci si è avvalsi del rilievo LIDAR del comune di FASANO. In questo modo è stato possibile definire un modello digitale del terreno con celle di calcolo aventi dimensioni di 8 m x 8 m.

Definito il modello digitale del terreno si è ricostruita la conformazione dei luoghi attraverso l'impiego di alcune funzioni del modello di calcolo.

In particolare si è fatto ricorso alle seguenti funzioni:

- *In condition*: per assegnare l'idrogramma di piena di piena relativo al bacino;
- *Out Condition*: per consentire il deflusso al di fuori del dominio computazionale, evitando erronei punti di accumulo.
- *Hydraulic Structures*: per simulare la presenza di tombini di attraversamento;
- *Channel*: per simulare il primo tratto dell'impluvio in sinistra idraulica che risulta canalizzato. La simulazione è stata effettuata considerando una canale a sezione rettangolare di base 1 m e altezza di 0,8 m.

In merito ai tombini di attraversamento presenti in corrispondenza delle intersezioni con la viabilità si è valutata per essi la relativa scala di deflusso che di seguito si riporta.

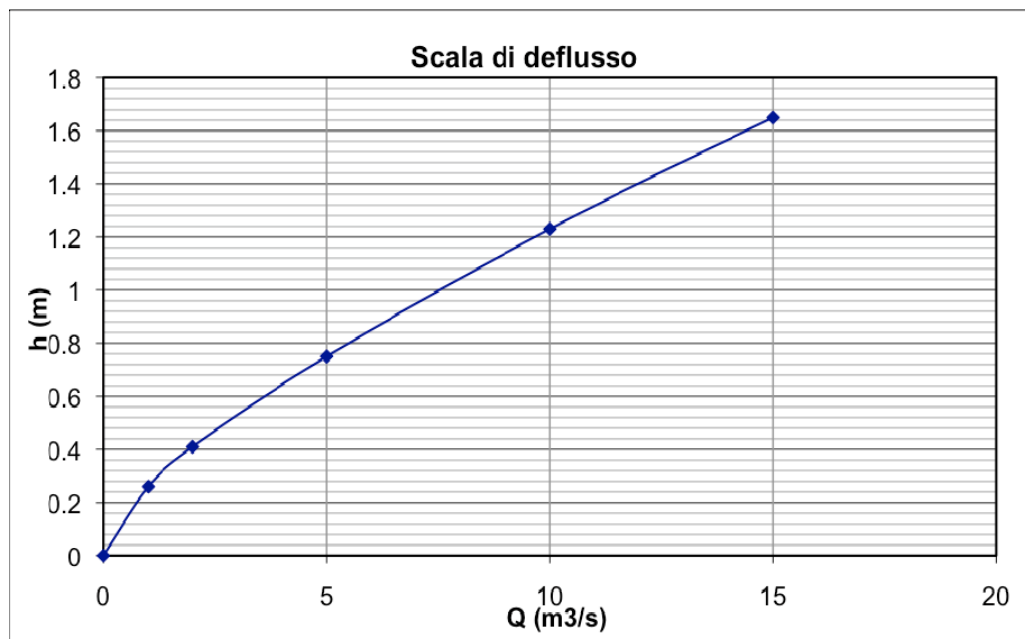


Grafico 4: Scala di deflusso tombino strada vicinale

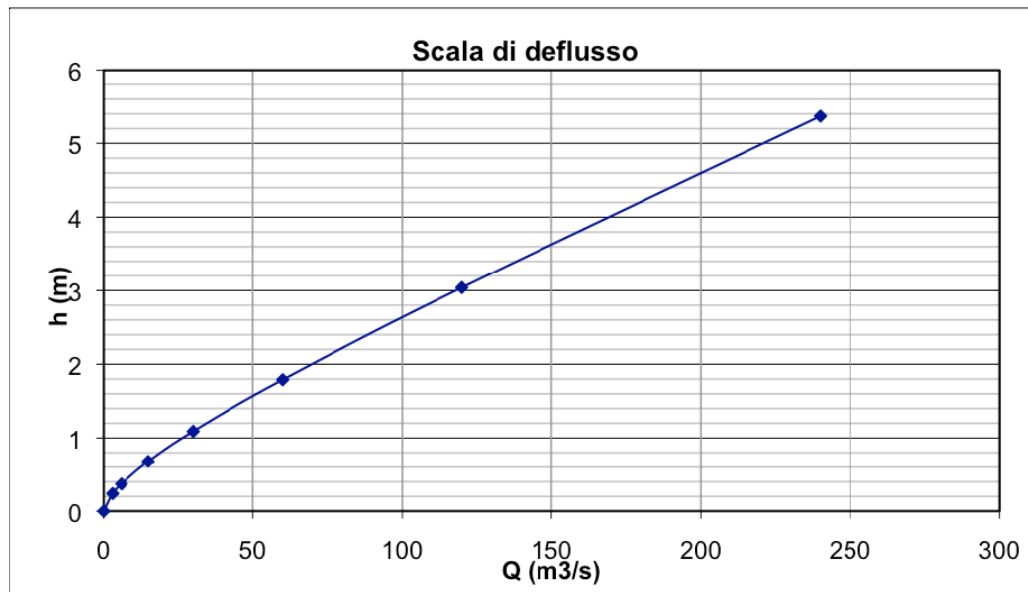


Grafico 5: Scala di deflusso ponte strada comunale via delle Grotte

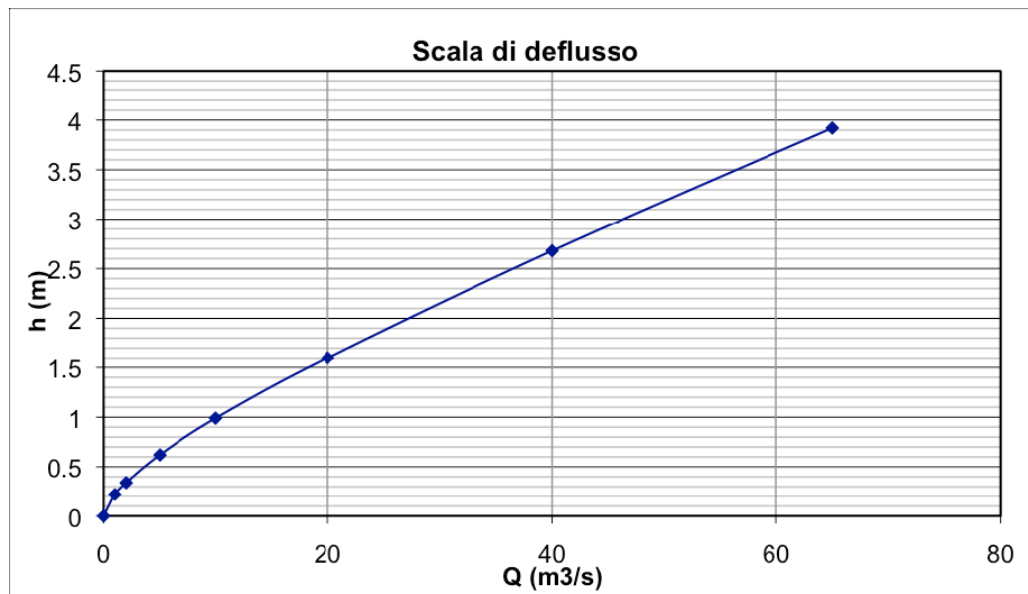


Grafico 6: Scala di deflusso tombino strada comunale via delle Poste

Per quanto attiene i valori di scabrezza, questi sono stati assunti pari a  $0,04 \text{ s/m}^{1/3}$  per le aree interne al dominio di studio (terreno e strade) e pari a  $0,03 \text{ s/m}^{1/3}$  per il canale in sinistra idraulica.

Per quanto attiene la portata immessa per la simulazione sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena ottenuti dall'analisi idrologica e riportati nel paragrafo precedente.

La simulazione dell'evento è stata condotta per una durata pari a 12 ore.

### 4.3 Risultati

Definite le geometrie dei modelli si è proceduto con le simulazione attraverso l'impiego del software Flo 2D.

La prima simulazione è stata condotta con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 200 anni. Nelle figure seguenti si riportano i risultati della modellazione con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena.



Fig. 4: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 200 anni.

Dall'analisi dei risultati si evince come le aree interessate dal passaggio della piena con tempo di ritorno di 200 anni risultano essere contenute nelle incisioni naturali. Per quanto attiene l'impluvio in sinistra idraulica, che come detto precedentemente risulta privo di continuità idraulica ovvero è completamente disconnesso dalla lama principale a causa della sbarramento determinato dalla strada comunale via delle Grotte, la modellazione evidenzia come a monte della strada stessa si crei un bacino di invaso con tiranti massimi di circa 4,6 m. I livelli raggiunti, pari a circa 68,48 m s.l.m., sono tali da determinare il sormonto della sede stradale posta a quota 68,22 m.

Inoltre sempre con riferimento all'impluvio in sinistra idraulica nel tratto sistemato il canale non risulta sufficiente a contenere le portate di piena e pertanto si registrano leggere esondazioni in destra e in sinistra idraulica.

Analoghi risultati sono stati ottenuti con le simulazioni degli eventi con tempo di ritorno di 30 e 500 anni.

In questi con riferimento al volume d'acqua che si accumula monte della strada comunale via delle Grotte si registrano tiranti di circa 4,1 m per gli eventi con tempo di ritorno di

30 anni e di circa 4,8 m per gli eventi con tempo di ritorno di 500 anni. Solo per eventi con tempi di ritorno di 500 anni si verifica il sormonto della sede stradale sulla quale si registrano tiranti di massimi di 30 cm.

Nelle figure che seguono si riportano i risultati delle modellazioni condotte con riferimento agli eventi con tempo di ritorno di 30 e 500 anni (cfr. figura 5 e 6).



Fig. 5: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 30 anni.



Fig. 6: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 500 anni.

## 5 Definizione degli interventi di mitigazione del rischio idraulico

Sulla scorta dei risultati ottenuti dalle simulazioni effettuate con il modello bidimensionale emerge la necessità di realizzare contemporaneamente agli interventi edilizi anche alcuni interventi di sistemazione idraulica che hanno l'obiettivo di ripristinare la continuità idraulica dell'impluvio in sinistra idraulica che come detto è caratterizzato da un vero e proprio sbarramento in corrispondenza della prosecuzione della strada comunale via delle Grotte.

In dettaglio quindi nell'ambito dei lavori di sistemazione edilizia si prevede la realizzazione in corrispondenza della prosecuzione della strada comunale via delle Grotte di un nuovo tombino di attraversamento che ripristini come detto la continuità idraulica e migliori il deflusso verso valle delle acque provenienti dall'impluvio.

Nello specifico si prevede la realizzazione di un tombino in cemento armato avente sezione rettangolare di base 2 m e altezza 2 m.

Oltre a detto intervento si prevede anche la sistemazione del tratto di impluvio canalizzato posto immediatamente a valle della strada vicinale che fiancheggia il limite di proprietà della masseria Mileto. Nel dettaglio si prevede la realizzazione di un canale a sezione rettangolare in cemento armato avente base di 2 m e altezza minima di 1,2 m. Sia le pareti che il fondo di detto canale saranno rivestite con pietra calcarea disposta ad opus incertum al fine di mitigarne l'impatto.

Definiti gli interventi di mitigazione del rischio idraulico si è proceduto ad effettuare altre simulazioni con il modello bidimensionale per poterne validare l'efficacia. A tal proposito si è definita la scala di deflusso del nuovo attraversamento che si riporta nel grafico che segue.

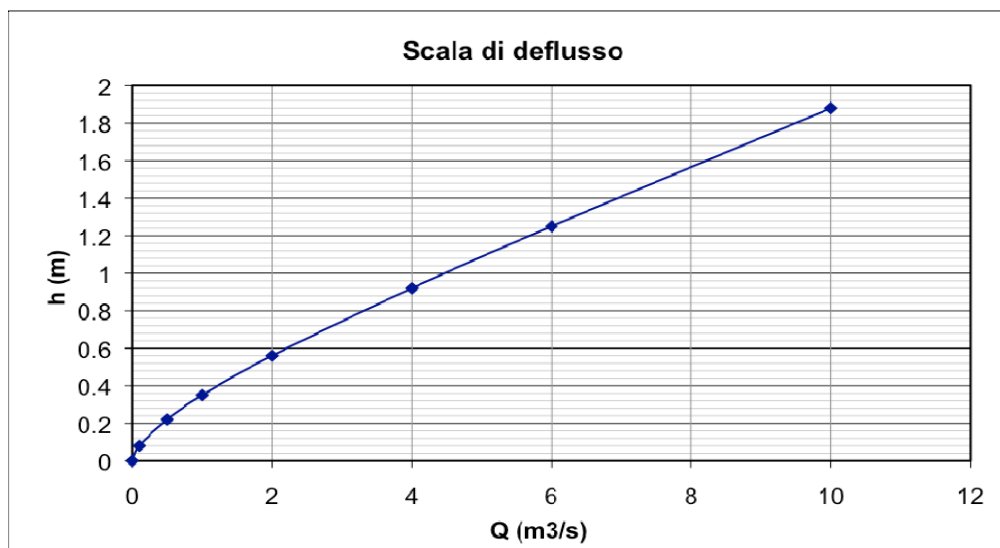


Grafico 4: Scala di deflusso nuovo tombino strada comunale Via delle Grotte

Le simulazioni condotte evidenziano come la realizzazione del tombino di attraversamento in corrispondenza dell'intersezione tra la strada via delle Grotte e l'impluvio in sinistra idraulica migliori notevolmente il regime idraulico dell'area. Si registrano infatti riduzioni dei tiranti a monte della strada che per i tre eventi analizzati (30, 200 e 500 anni) risultano rispettivamente pari a 1,4 m, 1,9 m e 2,2 m.

In corrispondenza dell'attraversamento il passaggio delle portate di piena con tempo di ritorno di 200 anni avviene con tiranti di 0,9 m garantendo quindi anche il rispetto del franco di sicurezza di 1 m.

Inoltre lungo il tratto iniziale dell'impluvio di cui si è prevista la sistemazione non si registrano più esondazioni in destra e/o in sinistra idraulica in quanto lo stesso è in grado di contenere le portate di piena in transtito.

Nelle figure seguenti si riportano i risultati della modellazione con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena.



Fig. 7: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 30 anni.



Fig. 8: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 200 anni.



Fig. 9: Planimetria Flo 2D con indicazione delle aree interessate dal passaggio della piena – Tr 500 anni.

## 6 Conclusioni

L'obiettivo del presente studio è quello di definire le aree oggetto di allagamento afferenti le due incisioni naturali prospiciente la Masseria Mileto sita in Fasano (BR) in contrada Pozzo Faceto, di proprietà della società Parco di Mileto s.r.l.

In base all'art. 6 comma 1 e 8, delle N.T.A. del P.A.I., essendo tale lama definibile come alveo nella fascia di pertinenza fluviale (75 m in destra e sinistra, in mancanza di studi di dettaglio) vige il divieto di edificabilità.

Pertanto al fine di verificare l'effettiva estensione dell'area soggetta ad allagamento, si sono svolte apposite analisi e verifiche idrauliche, in linea con quanto riportato e previsto dal P.A.I. dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Dall'analisi dei risultati si evince come le aree interessate dal passaggio della piena con tempo di ritorno di 200 anni risultano essere contenute nelle incisioni naturali. Per quanto attiene l'impluvio in sinistra idraulica, che risulta privo di continuità idraulica ovvero è completamente disconnesso dalla lama principale a causa della sbarramento determinato dalla strada comunale via delle Grotte, la modellazione evidenzia come a monte della strada stessa si crei un bacino di invaso con tiranti massimi di circa 4,6 m. I livelli raggiunti, pari a circa 68,48 m s.l.m., sono tali da determinare il sormonto della sede stradale posta a quota 68,22 m.

Inoltre sempre con riferimento all'impluvio in sinistra idraulica nel tratto sistemato il canale non risulta sufficiente a contenere le portate di piena e pertanto si registrano leggere esondazioni in destra e in sinistra idraulica.

Analoghi risultati sono stati ottenuti con le simulazioni degli eventi con tempo di ritorno di 30 e 500 anni. Solo per eventi con tempi di ritorno di 30 anni non si verifica il sormonto della sede stradale.

Sulla scorta dei risultati ottenuti dalla simulazioni effettuate con il modello bidimensionale è emersa la necessità di realizzare contemporaneamente agli interventi edilizi anche alcuni interventi di sistemazione idraulica che hanno l'obiettivo di ripristinare la continuità idraulica dell'impluvio in sinistra idraulica che come detto è caratterizzato da un vero e proprio sbarramento in corrispondenza della prosecuzione della strada comunale via delle Grotte.

Oltre a detto intervento si prevede anche la sistemazione del tratto di impluvio canalizzato posto immediatamente a valle della strada vicinale che fiancheggia il limite di proprietà della masseria Mileto.

**Le indagini condotte hanno evidenziato che la contestuale realizzazione delle opere di "mitigazione del rischio idraulico" garantisce la completa sicurezza idraulica delle aree oggetto di intervento della Masseria Mileto che, comunque, allo stato attuale risultano essere esterne alle aree a pericolosità idraulica a meno di alcune limitate zone prospicienti l'impluvio in sinistra idraulica.**