

Studio Associato d'Ingegneria
Ing. Antonio Pellegrini - Ing. Dario Pagni
via Ho Chi Min 50 - 56029 Santa Croce sull'Arno - PI
tel. 0571 366557 - fax 0571 1979179

Dott. Ing. Antonio Pellegrini
cell. 335 6227723
mail: antonio.pellegrini@ordineingegneripisa.it
pec: antonio.pellegrini@ingpec.eu

COMUNE DI CASTELFRANCO DI SOTTO (Pisa)



Elaborato
UNICO

STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO RIO TRE FONTINE (Prescrizioni scheda norma Er16 R.U. comunale)

Il Tecnico:
Ing. Antonio Pellegrini
Collaboratore:
Geol. Vito Bruno

Ubicazione:
S.P. Valdinievole - Fraz. Staffoli

Committenti:
BOZZOLINI IVANO
PIERACCI DONATELLA

Data:
Gennaio 2015

Scala:

Indice rev.	Data	Oggetto
0	26/01/2015	Prima emissione

Indice rev.	Data	Oggetto

Progettista:

Committente:

Indice

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO E GEOLOGICO DELL'AREA.....	2
3. STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO	4
3.1 ANALISI E TRATTAZIONE DEI DATI PLUVIOMETRICI	4
4. TEMPO DI CORRIVAZIONE BACINO RIO TRE FONTINE.....	7
5. PORTATE DI MASSIMA PIENA DEL RIO TRE FONTINE/BOTRA AMARA	9
6. MODELLAZIONE IDRAULICA ED ANALISI MEDIANTE SOFTWARE HEC-RAS	10
7. CONCLUSIONI	23

Allegati

Appendice 1. Planimetria quotata scala 1:1.250 (con perimetrazione della zona allagata
Tr=200)

Appendice 2. Vista schematica tridimensionale modello idraulico Tr = 200 anni

1. PREMESSA

Questa relazione espone i risultati di uno studio idrologico-idraulico effettuato sul Rio Tre Fontine al fine di valutare il rischio e definire la fattibilità del Piano di Recupero di iniziativa privata disciplinato dalla scheda norma Er16 del R.U..

L'area oggetto di indagine si trova nel comune di Castelfranco di Sotto, in adiacenza alla strada provinciale Valdinievole, sulla destra idrografica del rio. Nella carta di pericolosità idraulica dello S.U. comunale è caratterizzata da fasce a diverso grado di rischio che scalano da P.I.4 a P.I.2 allontanandosi dall'alveo del rio. La zonazione è basata su notizie storiche e osservazioni geomorfologiche a grande scala.

Premesso che l'intervento edilizio consiste nella demolizione e ricostruzione con cambio d'uso (e modesta traslazione) di un edificio posizionato a cavallo tra le attuali zone P.I.3 e P.I.2, l'analisi si concentra sulle problematiche insorgenti durante l'evento di piena duecentennale. Nello studio idrologico-idraulico si procede pertanto a valutare i livelli idrometrici attesi e le aree allagabili con la massima piena caratterizzata da tempo di ritorno statistico duecentennale che interessa il bacino imbrifero del Rio Tre Fontine. L'analisi effettuata si basa su dati pluviometrici acquisiti dal SIR Toscana (ex Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa) e su sezioni altimetriche rilevate dai progettisti.

2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO E GEOLOGICO DELL'AREA

I fabbricati interessati dal Piano di Recupero sono ubicati poco a sud della frazione di Staffoli, sul fondovalle in destra idrografica del Rio Tre Fontine. Essi distano circa 150 metri dalla S.P. Valdinievole, dalla quale avviene l'accesso alla proprietà, mediante una strada bianca sub-parallela al rio che per tutto il suo percorso mantiene una direttrice media Sud-Est/Nord-Ovest. La strada provinciale oltrepassa il rio su un vecchio tombino in muratura di mattoni con volta ad arco ribassato. Pochi metri a monte di esso il rio Tre Fontine riceve da destra il fosso Botra Amara al quale afferisce un sottobacino esteso circa la metà del bacino imbrifero che convoglia le acque verso la sezione di chiusura ubicata a valle dei fabbricati in oggetto. Il tronco del rio a valle della confluenza e del tombino originato dalla s.p. Valdinievole ha uno sviluppo quasi rettilineo ed alveo di ampiezza pressochè costante.

Sul fondovalle ad ovest della provinciale il terreno ha un'altitudine media di 13-14 m s.l.m. e risale in direzione nord-est con pendenza dapprima lieve e poi più accentuata verso la scarpata che sfalsa il fondovalle del rio dalla spianata su cui si attesta l'abitato di Staffoli. Nell'area a monte della provinciale i due rami del rio si spingono verso sud-est in due valli parallele separate dalla dorsale collinare percorsa dalla strada provinciale 34 che collega Staffoli a Castelfranco di Sotto. La pendenza longitudinale dell'alveo diventa mediamente più accentuata mentre la morfologia del territorio diventa più irregolare e soprattutto presenta vallecole piuttosto incise confinate tra versanti acclivi. Il confine sud-est del bacino imbrifero segue grossomodo l'orlo di scarpata che separa l'altopiano delle Cerbaie dal

versante molto ripido degradante verso la pianura del fiume Arno (cfr. Inquadramento geografico C.T.R. scala 1:20.000 all.). Lo spartiacque che limita la fascia di monte del bacino imbrifero manifesta quote che vanno da +93 a +112 m s.l.m.

Dal punto di vista geologico il bacino si estende interamente sui terreni pleistocenici ascrivibili alla Formazione di Casa Poggio ai Lecci. I litotipi comunemente presenti nel substrato più superficiale sono rappresentati da sabbie limo-argillose assai compatte, generalmente arrossate per ossidazione, e sabbie limose con lenti di ghiaie fluviali arrotondate, che si possono osservare frequentemente in affioramento lungo le scarpate raccordanti i pianori sommitali. Sui fondovalle, come nel caso dell'area su cui si attestano i fabbricati di proprietà Bozzolini, i sedimenti pleistocenici sono coperti da terreni colluviali a prevalente composizione limo-sabbiosa e limoso-argillosa, rimaneggiati e ridepositati per spessori proporzionali all'ampiezza delle incisioni vallive. Raramente questi sedimenti eccedono i 7-8 metri di spessore.

Nel bacino imbrifero del rio Tre Fontine il territorio è quasi interamente coperto a bosco dal momento che i fossi scorrono all'interno della tenuta di Montefalcone (cfr. Fig. 1).

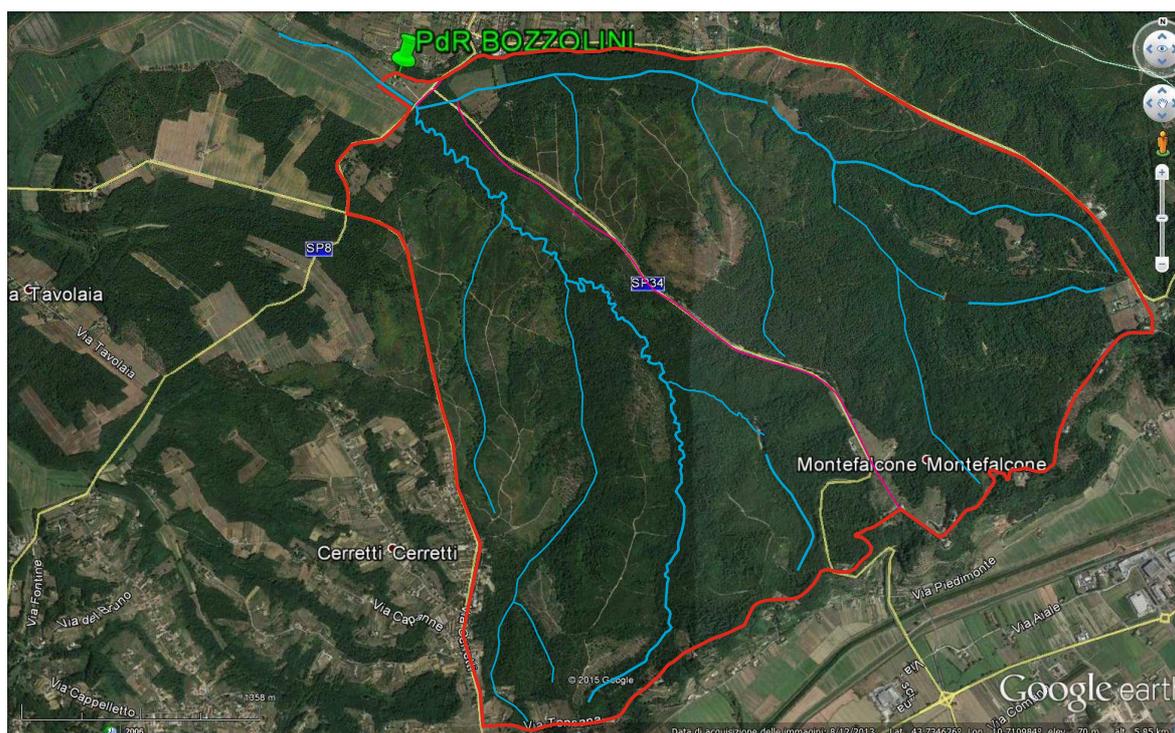


Fig. 1 – Immagine da satellite del bacino imbrifero a monte della sezione di chiusura

3. STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO

Relativamente allo studio idrologico del rio Tre Fontine, non potendo disporre di sezioni topografiche di dettaglio, dati di portate e livelli idrometrici, è stato elaborato un modello di trasformazione afflussi-deflussi. Al fine di svolgere questo lavoro sono stati acquisiti dal S.I.R. della Regione Toscana (ex Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa) i dati pluviometrici della stazione di Staffoli (Cod. TOS10001900, coord. U.T.M. 637120 E, 4846115 N, quota 27,96 m s.l.m.), risultata la stazione pluviografica con continuità di registrazione e caratteristiche morfo-climatiche simili più vicina al bacino in oggetto. Considerate le caratteristiche e dimensioni del bacino sono state ritenute idonee le piogge di durata compresa tra 1 e 24 ore per le quali sono riportati sugli annali i massimi relativi a ciascun anno di osservazione.

3.1 Analisi e trattazione dei dati pluviometrici

Nella tabella 1 sottostante sono elencate le altezze pluviometriche delle piogge di notevole intensità del periodo 1969-1996, reperibili per la stazione di Staffoli. Tali dati sono largamente confacenti allo scopo dello studio in quanto le caratteristiche “torrentizie” del Rio Tre Fontine e la limitata estensione del bacino imbrifero rendono significativa l’analisi di fenomeni temporaleschi localizzati e di durata media.

Stazione Staffoli [TOS10001900]
 UTM [m] E 637120 N 4846115 GB [m] E 1637067 N 4845935
 Quota slm [m] 27.96

A N N O	Precipitazioni di notevole intensità e breve durata					INTERVALLO DI ORE				
	5'	10'	15'	20'	30'	1	3	6	12	24
						mm	mm	mm	mm	mm
1969		12.0				18.4	25.0	32.0	34.2	47.6
1970				22.0		26.0	47.8	51.8	56.0	56.0
1971		10.0				20.0	32.8	38.6	64.8	88.4
1972		11.2				26.2	32.0	32.0	35.2	63.2
1973				21.2		24.0	48.0	70.2	86.8	99.8
1974				7.4		16.8	27.6	29.6	45.0	47.4
1975			18.8			26.8	41.0	45.0	67.0	72.0
1976				11.4		14.2	20.6	30.2	49.8	60.2
1977			13.4			26.8	28.0	30.6	43.6	60.6
1978			10.2			20.2	31.8	40.4	40.4	44.4
1979				20.4		26.2	35.2	44.0	46.4	79.2
1980				10.6		12.4	20.0	25.2	31.2	40.2
1981		13.2				36.0	48.4	48.4	48.8	58.2
1982		14.6				23.6	24.0	50.0	57.4	65.4
1983			20.0			27.0	36.6	37.0	65.0	75.0
1984		14.4				22.6	41.2	41.4	46.2	58.4
1985			18.0			37.0	41.6	44.6	44.6	44.8
1986	12.0	15.6	19.2	26.6	34.6	65.4	102.2	105.6	105.6	114.8
1987	10.4	11.8	13.2	14.6	16.6	21.2	39.0	45.2	58.4	75.6
1988	10.7	12.5	14.6	16.7	22.9	35.8	53.4	57.6	66.5	95.2
1989	7.1	10.4	11.1	11.9	13.3	18.0	21.0	28.3	40.0	40.0
1990		11.0		16.0	21.0	35.4	41.4	41.4	41.6	55.8
1991		11.8		15.4	21.2	37.2	67.2	79.2	96.2	106.2
1992		14.0		26.2	35.8	49.2	91.0	108.4	140.8	147.8
1993		19.2		26.6	33.4	43.4	49.4	49.6	49.6	59.0
1994		7.0		12.8	17.2	28.8	51.6	82.0	82.0	95.0
1995		6.4		12.0	14.4	20.4	25.4	32.4	41.0	46.8
1996		9.0		16.8	19.6	23.6	25.0	41.4	66.8	90.4

Tabella 1 – Altezze piogge di massima intensità alla stazione di Staffoli

I dati acquisiti sono stati sottoposti ad analisi statistica utilizzando la relazione di Gumbel. Il metodo consente, nota la serie cronologica delle altezze di pioggia, di calcolare tanto i valori corrispondenti ad un prefissato tempo di ritorno T_r quanto, viceversa, il tempo corrispondente ad un dato valore della grandezza considerata.

Per ciascuna durata si dispongono i dati della serie storica su un piano cartesiano e, interpolando i valori, si ottiene una *curva di primo caso critico*, una *curva di secondo caso critico*. Il tracciamento di queste curve avviene pertanto senza alcuna connotazione probabilistica. Le curve di possibilità climatica si ottengono, invece, trattando il campione di dati h_1, \dots, h_n come estratto casualmente da una funzione continua $h(t)$. Ad ogni valore di questa variabile viene fatto corrispondere il valore di una funzione detta *distribuzione di probabilità* $p(h)$.

Il valore del tempo di ritorno è legato a quello della **probabilità di superamento** dalla seguente relazione:

$$P(X \geq x) = 1/T_r$$

Il valore della **probabilità di non superamento** è quindi il seguente:

$$P(X \leq x) = 1 - P(X \geq x) = 1 - 1/T_r$$

La distribuzione di probabilità di Gumbel, o *distribuzione asintotica del massimo valore tipo I* è detta anche EV1. Essa è caratterizzata dai parametri quali la media μ_p e la varianza s_p^2 e può essere espressa dalla seguente relazione:

$$p(h) = e^{-e^{\alpha(h-u)}}$$

dove α e u sono parametri che possono essere determinati, con il metodo dei momenti, dalle seguenti relazioni:

$$\alpha_t = 1,2825/s_p$$

$$u_t = \mu_p - 0,450 s_p$$

Determinati i parametri α_t e u_t si fissa un valore del tempo di ritorno T legato alla probabilità di non superamento. Successivamente si determina il valore $h_t(T)$ dalla relazione ottenuta esplicitando la distribuzione di probabilità di Gumbel rispetto ad h :

$$h_t(T) = u_t - \ln(\ln(1 - P(X \geq x))) / \alpha_t = u_t - \ln(-\ln(1 - 1/T)) / \alpha_t$$

Applicando questo procedimento a ciascuna serie storica di 1, 3, 6, 12 e 24 ore si ottengono, per ogni durata t , una serie di coppie di valori $T, h_t(T)$. Le coppie relative agli stessi tempi di ritorno T , cioè $t, h_T(t)$, riscalate rispetto ad una durata t , vengono interpolate attraverso l'espressione di Massari con il metodo dei minimi quadrati, ottenendo le curve di

possibilità pluviometriche relative ai vari tempi di ritorno T. Queste possono essere espresse in tal modo espresse dalla relazione:

$$h_T(t) = at^n$$

I valori delle piogge per le varie durate e per i diversi valori del tempo di ritorno sono riportati nella tabella 2.

Tr	P(x)	$h_i(T)$	1h	3h	6h	12h	24h
5	0.8	1.5	36.1	57.4	66.7	79.5	92.6
10	0.9	2.25	42.8	68.6	79.4	93.7	107.3
20	0.95	2.97	49.2	79.5	91.6	107.3	121.4
50	0.98	3.90	57.5	93.5	107.3	124.9	139.6
75	0.9867	4.31	61.1	99.7	114.2	132.7	147.6
100	0.990	4.60	63.7	104	119.1	138.2	153.3
200	0.9950	5.70	69.9	114.5	130.9	151.3	166.9

Tabella 2 – Altezze piogge di massima intensità alla stazione di Staffoli

Nella seguente fig. 2 si evidenzia con tratto di colore azzurro la curva di massima possibilità climatica corrispondente al tempo di ritorno $Tr = 200$ anni.

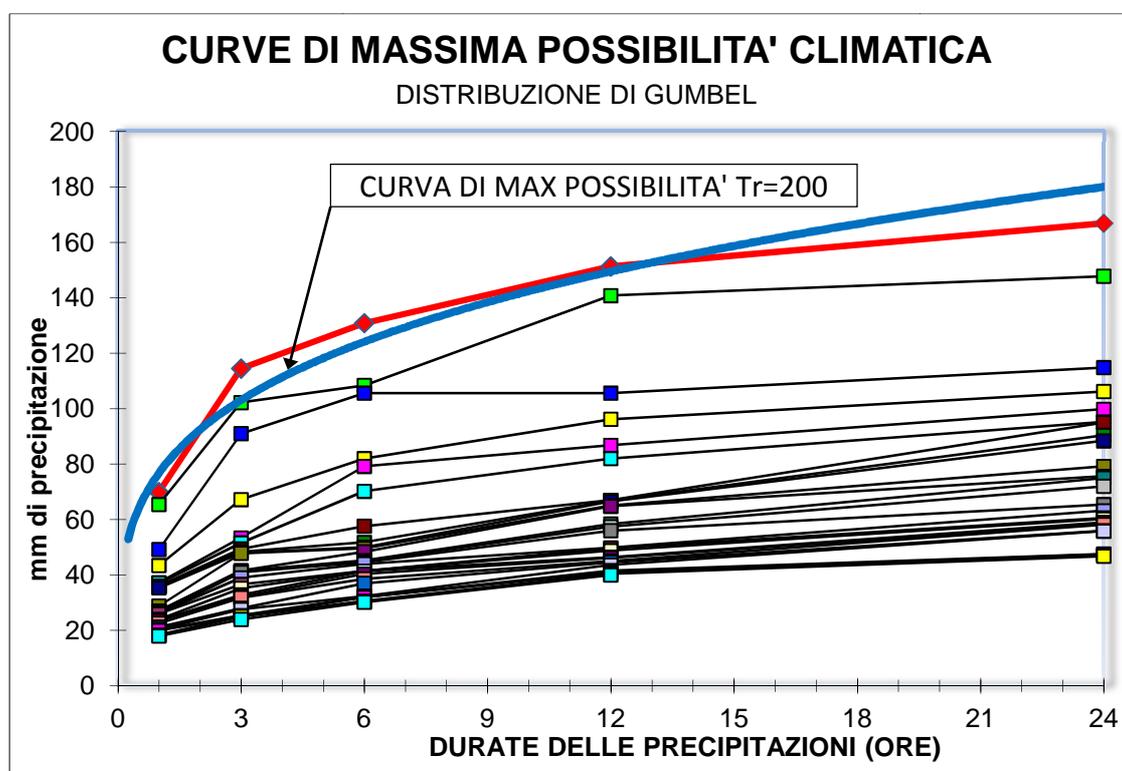


Fig. 2 – Curva di massima possibilità duecentennale (dati stazione di Staffoli)

La relazione matematica della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica

ottenuta mediante regressione con il metodo dei minimi quadrati per il tempo di ritorno $T_r = 200$ anni è la seguente:

$$h_{T_r200} = 76,84 t^{2.268}$$

con t espresso in ore e h in mm di pioggia.

4. TEMPO DI CORRIVAZIONE BACINO RIO TRE FONTINE

Il calcolo del tempo di corrivazione delle acque del bacino imbrifero del rio Tre Fontine fino alla sezione di chiusura è stato eseguito con il metodo di Giandotti. Ciò significa che, considerando la modestia del bacino, si utilizza un modello di piena cinematico nel quale la formazione della piena è dovuta unicamente al trasferimento della massa liquida ed alle caratteristiche plano-altimetriche del bacino. Non sono pertanto considerati i contributi negativi dovuti ad infiltrazione ed evaporazione, tenendo conto che il bacino è di modeste dimensioni, per cui si è assunto che le acque dovute alle piogge di notevole intensità e durata medio/breve che originano le fasi di piena più critiche scorrono prevalentemente in superficie.

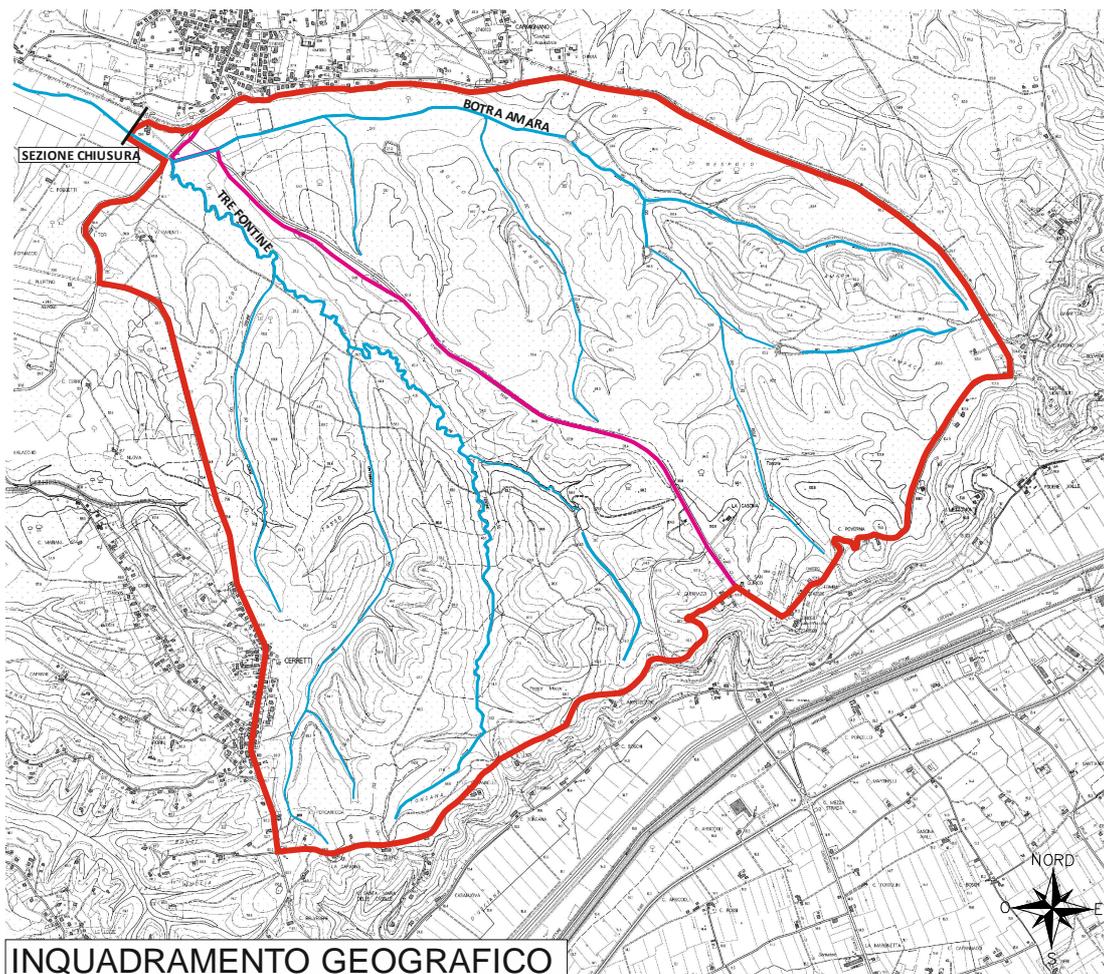


Fig. 3 – Bacino imbrifero rio Tre Fontine-Botra Amara

Nel caso in esame il bacino imbrifero ha le seguenti caratteristiche:

<i>Superficie sottobacino Botra Amara</i>	<i>5,36 km²</i>
<i>Superficie sottobacino Tre Fontine (tronco monte)</i>	<i>5,24 km²</i>
<i>Superficie totale</i>	<i>10,6 km²</i>
<i>Percorso idraulico più lungo (Tre Fontine)</i>	<i>5300 mt = 5,3 km</i>
<i>Quota media bacino</i>	<i>67,4 m s.l.m.</i>
<i>Quota sezione chiusura</i>	<i>13 m s.l.m.</i>

L'altezza media sulla sezione di chiusura è stata calcolata dalla relazione:

$$H_m = \frac{\sum S_i * h_i}{S}$$

dove:

S_i = Superficie della zona compresa tra due curve di livello o isoipse

h_i = quota media della superficie i-esima compresa tra la isoipsa i e i+1

S = Superficie complessiva del bacino

facendo riferimento ad un reticolo di 265 maglie in cui è stato suddiviso il bacino imbrifero, per ciascuna delle quali è stata calcolata la quota media.

Il tempo di corrivazione T_c è definito dalla seguente relazione :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5L}{0.8 H_m}$$

dove:

T_c = Tempo di corrivazione (in ore)

A = Superficie bacino (in kmq)

L = Lunghezza del percorso idraulico più lungo (in km)

H_m = Altitudine media bacino rispetto alla sezione di chiusura

Sostituendo i parametri nella relazione precedente si quantifica il tempo di corrivazione in circa 3,55 ore, cui corrisponde, per il tempo di ritorno Tr = 200, la seguente altezza di pioggia:

$$h_{200} = 107,8 \text{ mm} \quad Tr = 200 \text{ anni}$$

5. PORTATE DI MASSIMA PIENA DEL RIO TRE FONTINE/BOTRA AMARA

Introducendo l'altezza pluviometrica relativa al tempo di ritorno $T_r = 200$, è stata determinata la portata di massima piena per la sezione di chiusura a valle del ponticello o tombino della s.p. Valdinievole mediante la relazione analitica derivata dal metodo della corrivazione:

$$Q_{\max} = \frac{\Psi (h_{tc}/T_c) S}{3.6}$$

ove :

Q_{\max} = Portata di massima piena (in m^3/sec)

Ψ = coefficiente di deflusso (uguale a 0,6 per bacino coperto integralmente a bosco)

γ = rapporto tra portata media e portata massima dell'idrogramma di piena (uguale a 4 per bacini < 300 kmq)

λ = coefficiente legato alla durata della piena (uguale a 10 per bacini < 300 kmq)

h_{tc} = altezza di pioggia corrispondente al T_c

T_c = Tempo corrivazione

S = Superficie bacino

Sostituendo i valori si determinano le seguenti portate di massima piena duecentennale per i due sottobacini e per il bacino imbrifero che li ingloba:

$Q_{\max} = 30,1 m^3/sec$ Botra Amara (affluente)

$Q_{\max} = 29,4 m^3/sec$ Tre Fontine (tronco 1 monte s.p. Valdinievole)

$Q_{\max} = 59,5 m^3/sec$ Tre Fontine (tronco 2 valle s.p. Valdinievole)

6. MODELLAZIONE IDRAULICA ED ANALISI MEDIANTE SOFTWARE HEC-RAS

La morfologia di dettaglio del terreno in destra idrografica, nonché dell'alveo del rio Tre Fontine nel tratto adiacente la proprietà (tronco 2 del modello elaborato con il software HEC-RAS), sono stati ricostruiti mediante un rilievo topografico allacciato alla quota C.T.R. riportata sulla s.p. Valdinievole all'imbocco della strada bianca privata (+14,9 m s.l.m.). Il rilievo si è spinto anche, fin dove è stato possibile, nel bosco a monte del tombino di attraversamento, dove sono state rilevate le sezioni del tronco 1 del rio Tre Fontine e del Botra Amara (o fosso Bottaccio), che in esso confluisce pochi metri a monte del tombino.

Il piano quotato, nel quale si riportano schematicamente anche i principali manufatti dell'area di studio e le tracce delle sezioni topografiche, è riportato nella tavola allegata alla presente relazione tecnica. La sezione n. 6 del tronco 1 (tratto a monte del tombino) del rio Tre Fontine, posizionata molto addentro al bosco della tenuta di Montefalcone, alla confluenza con il primo fosso laterale, è stata misurata con rotella metrica e quotata, per quanto riguarda il p.c., dal Lidar della Regione Toscana. Le sezioni rilevate sono state poi inserite nel software HEC-RAS 4.1.0 attraverso il quale è stato predisposto il modello idraulico per il quale è stato determinato il profilo di rigurgito della portata duecentennale.

Il modulo HEC-RAS, sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers sulla base del codice di calcolo UNET nel 2002, offre notevoli potenzialità ed affidabilità; esso ha inoltre una notevole diffusione grazie alla distribuzione freeware di cui gode. Il software HEC-RAS è in grado di simulare l'andamento idraulico monodimensionale del tirante in canali artificiali o corsi d'acqua naturali su alveo ipotizzato a talweg costante, sia per quanto riguarda la verifica a regime di moto permanente sub-critico e supercritico che per quella a moto vario.

Il modello matematico è basato, fundamentalmente, sulle classiche equazioni del moto e di continuità, ben note dall'idraulica:

a) Equazione del moto (derivata dall'applicazione del principio di conservazione dell'energia)

$$\frac{dE}{dx} = -J$$

b) *Equazione di continuità* (equivalente al *principio di conservazione della massa fluida*, nell'ipotesi, reale, di costanza della densità del fluido)

$$\frac{dQ}{dx} = q$$

A tali equazioni risultano accoppiate una serie di relazioni, a carattere teorico e/o sperimentale, atte a valutare alcune delle grandezze e dei coefficienti presenti in funzione delle due grandezze "V" velocità media di portata, ed "h", tirante idrico, che nella routine di

moto permanente sono considerate quali *incognite principali* del problema, da calcolare sezione per sezione.

Il profilo della superficie libera viene calcolato a partire da una sezione alla successiva, posta a monte o a valle a seconda che il regime prescelto sia, rispettivamente, sub-critico o supercritico, risolvendo con procedura iterativa denominata “*standard step*”, l’equazione che esprime il bilancio dell’energia della corrente. Questa è definita dalla nota relazione di Bernoulli (cfr. Fig.4):

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 v_1^2}{2g} + h_e$$

ove:

Y = Tirante nelle sezioni di valle e di monte (pedici 1 e 2 o viceversa)

Z = Quota del fondo dell’alveo rispetto ad un riferimento prefissato

v = Velocità media nelle sezioni

α = Coefficiente di Coriolis

g = accelerazione di gravità

h_e = perdita di energia tra la sezione di valle e di monte

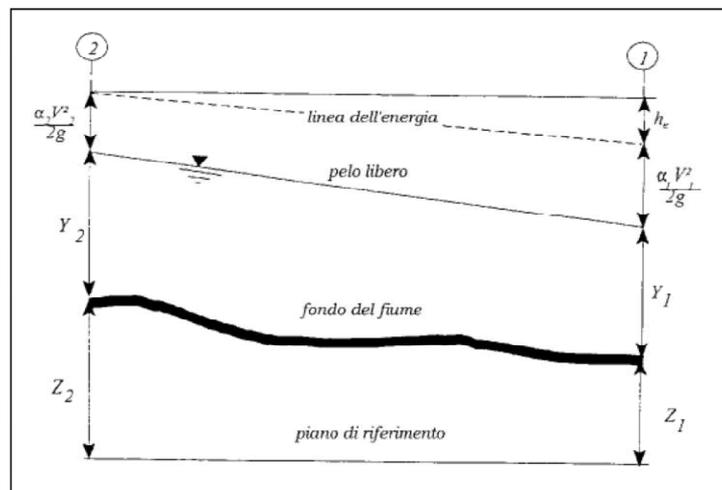


Fig. 4 – Schema per la determinazione del profilo della superficie libera

Le perdite complessive di energia h_e tra due sezioni successive sono ascrivibili sia alle perdite distribuite, derivanti dagli attriti interni alla massa fluida, sia a quelle concentrate, causate dalla presenza di strutture in alveo che producono restringimento ed espansione del flusso con creazione di moti turbolenti che dissipano energia .

La perdita di carico tra due sezioni viene in tal modo valutata come somma di due termini ed è espressa dalla seguente relazione:

$$h_e = LJ + C \left(\frac{a_2 v_2^2}{2g} - \frac{a_1 v_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L = Distanza tra le sezioni di calcolo

J = Cadente media dell'energia specifica nel tratto tra le sezioni

C = Coefficiente di perdita dovuto alla contrazione o espansione della vena fluida

Per valutare la perdita di carico si utilizza la formula di Manning:

$$Q = \frac{1}{n} AR_h^{2/3} \sqrt{J}$$

dalla quale si ottiene:

$$J = \frac{nv}{R_h^{4/3}}$$

dove:

Q = Portata

A = Area della sezione bagnata

R_h = Raggio idraulico della sezione

n = Coefficiente di scabrezza di Manning, pari a $1/K_s$, con K_s coefficiente di scabrezza

Si calcolano, quindi, il coefficiente di Coriolis α e le perdite di energia h_e . L'equazione del bilancio di energia permette di calcolare $Y_2 + Z_2$ nella sezione di monte, essendo noto il valore dell'energia totale nella sezione di valle $Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 v_1^2}{2g}$ quando ci si trovi in condizione di corrente lenta (subcritical). Viceversa, in condizioni di corrente veloce (supercritical) l'incognita è la quota del pelo libero all'estremità di valle del tronco, essendo noti i valori a monte.

Dal momento che l'equazione del bilancio di energia non è lineare la soluzione viene ottenuta con ciclo iterativo che parte da una soluzione iniziale approssimata di primo tentativo.

Il modulo software HEC-RAS utilizza, come accennato in precedenza, anche l'equazione del bilancio della quantità di moto. Questa viene utilizzata particolarmente in tutte quelle situazioni in cui il profilo della corrente varia con rapidità, come nei salti idraulici o nelle confluenze, casi nei quali non risulta più possibile applicare in maniera affidabile il principio di conservazione dell'energia. Ogni volta che si verifica il passaggio da un regime di corrente veloce ad uno di corrente lenta, e viceversa, il programma HEC-RAS applica in automatico l'equazione della quantità di moto.

L'equazione della quantità di moto deriva dalla seconda Legge di Newton:

$$\sum F_x = ma$$

L'applicazione di tale legge al volume indicato nella sottostante figura 5, riferita all'unità di tempo, consente di ricavare l'equazione della quantità di moto:

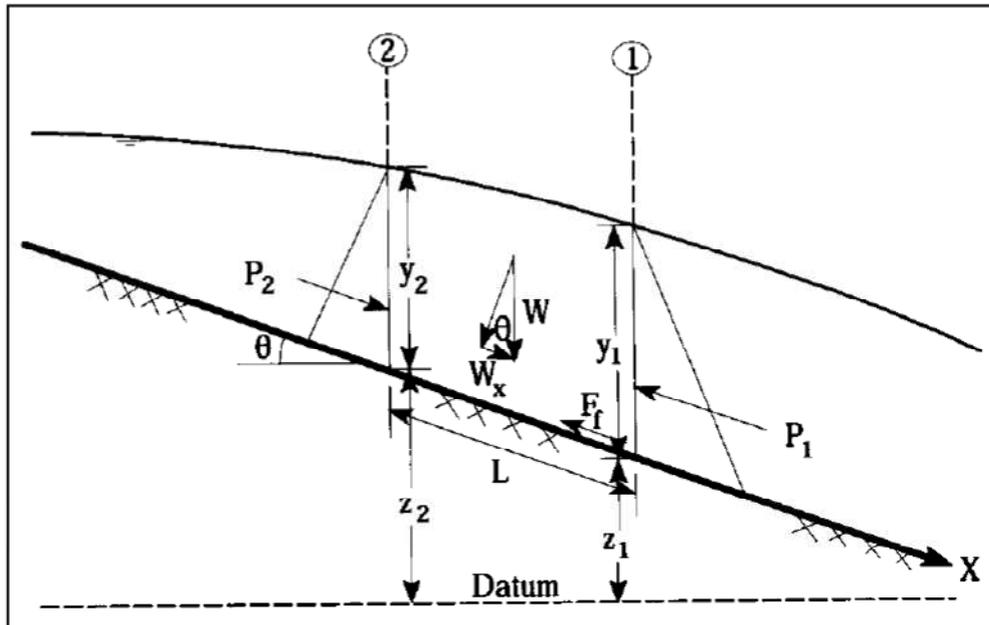


Fig. 5 – Forze in gioco nell'applicazione del principio della quantità di moto

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta v_x$$

dove:

P = pressione idrostatica nelle sezioni 1 e 2

W_x = forza peso proiettata nella direzione del moto

F_f = risultante degli sforzi tangenziali agenti sulla superficie bagnata del tratto considerato

Q = portata

ρ = densità dell'acqua

Δv_x = variazione di velocità tra le sezioni 2 e 1

Esplicitando i vari termini dell'equazione si ottiene:

$$\gamma A_2 \bar{Y}_2 - \gamma A_1 \bar{Y}_1 + \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_f = \frac{Q_1 \gamma}{g} \beta_1 V_1 - \frac{Q_2 \gamma}{g} \beta_2 V_2$$

dove:

γ = peso specifico acqua;

A_1, A_2 = area bagnata delle sezioni 1 e 2;

\bar{Y}_1, \bar{Y}_2 = profondità acqua dal pelo libero al baricentro della sezione;

L = distanza tra le sezioni 1 e 2 misurata lungo l'asse x;

S_0 = pendenza dell'alveo tra le sezioni 1 e 2;

S_f = pendenza della linea dei carichi;

β_1, β_2 = coefficienti correttivi della quantità di moto per tenere conto delle non uniformi distribuzione della velocità nella sezione;

I valori di input che devono essere assegnati nel programma HEC-RAS per la simulazione dei profili d'acqua a talweg fisso comprendono sia dati di tipo geometrico che di tipo idraulico riferiti al tratto oggetto di analisi.

La geometria fluviale viene dapprima schematizzata su apposita interfaccia grafica. Nel caso specifico sono stati distinti tre tronchi:

Tronco n. 1	→ Tratto rio Tre Fontine a monte della confluenza (tombino)
Affluente	→ Tratto Botra Amara a monte della confluenza (tombino)
Tronco n. 2	→ Tratto rio Tre Fontine a valle della confluenza (tombino)

Successivamente sono state inserite una per una le geometrie delle sezioni topografiche rilevate definendo su ciascuna di esse i limiti dell'alveo (*bank stations*). A monte ed a valle del ponticello o tombino della s.p. Valdinievole sono state infine aggiunte due sezioni equivalenti di ingresso ed uscita necessarie a consentire al programma la valutazione degli effetti di compressione ed espansione del flusso di piena causati dalla presenza del passaggio obbligato ubicato poco a valle della confluenza tra le aste principali dei due sottobacini.

Alla confluenza tra i due tronchi di monte sono state caricate le due portate di massima piena in precedenza determinate, mentre per la sezione n. 3 a monte del tombino è stata considerata una portata globale derivante dalla somma delle due. Sono stati infine assegnati i coefficienti di scabrezza di Manning, distinguendo un valore per l'alveo ed un secondo valore per flusso esterno alle *bank stations*.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno il software HEC-RAS richiede l'assegnazione, in una determinata sezione, di un valore del livello idrico dal quale far procedere il calcolo dei livelli incogniti. In aggiunta richiede la definizione di un regime di flusso.

Le possibili condizioni al contorno sono quindi essenzialmente tre:

- a) un livello idrico noto, partendo da valle se la corrente è lenta (subcritical flow) o da monte se la corrente è veloce (supercritical)
- b) il livello idrico di monte per l'assegnata portata e pendenza di fondo nota
- c) il livello di stato critico per l'assegnata portata

La prima condizione si verifica quando il corso d'acqua è collegato, a monte o valle, ad un recipiente idrico (lago, mare ecc...) il cui livello possa essere considerato invariante

nel tempo. La stessa condizione si applica quando si conosce il livello da assegnare perché misurato in situ.

Quando non sia noto il livello è possibile ipotizzare l'instaurarsi delle condizioni di moto uniforme nel tratto a valle (per le correnti lente) o in quello a monte (per le correnti veloci), anche se, data la natura variabile delle correnti, i corsi d'acqua naturali sono sempre molto lontani dalle condizioni ideali del moto uniforme. Più facilmente nei corsi d'acqua naturali si possono trovare situazioni morfologiche per le quali si stabiliscono condizioni di deflusso in stato critico che costituiscono sezioni di controllo dal punto di vista idraulico.

Nel caso in oggetto la scelta è stata orientata sulla profondità critica in quanto il programma ne prevede automaticamente il calcolo con metodo parabolico senza la necessità di inserire informazioni aggiuntive. La scelta è legata al fatto di non conoscere l'altezza dell'acqua a monte ed a valle. Riguardo al regime di corrente è stata impostata la condizione sub-critica (corrente lenta).

La posizione delle sezioni sulle quali è stato costruito il modello è rappresentata nella sottostante fig. 6.

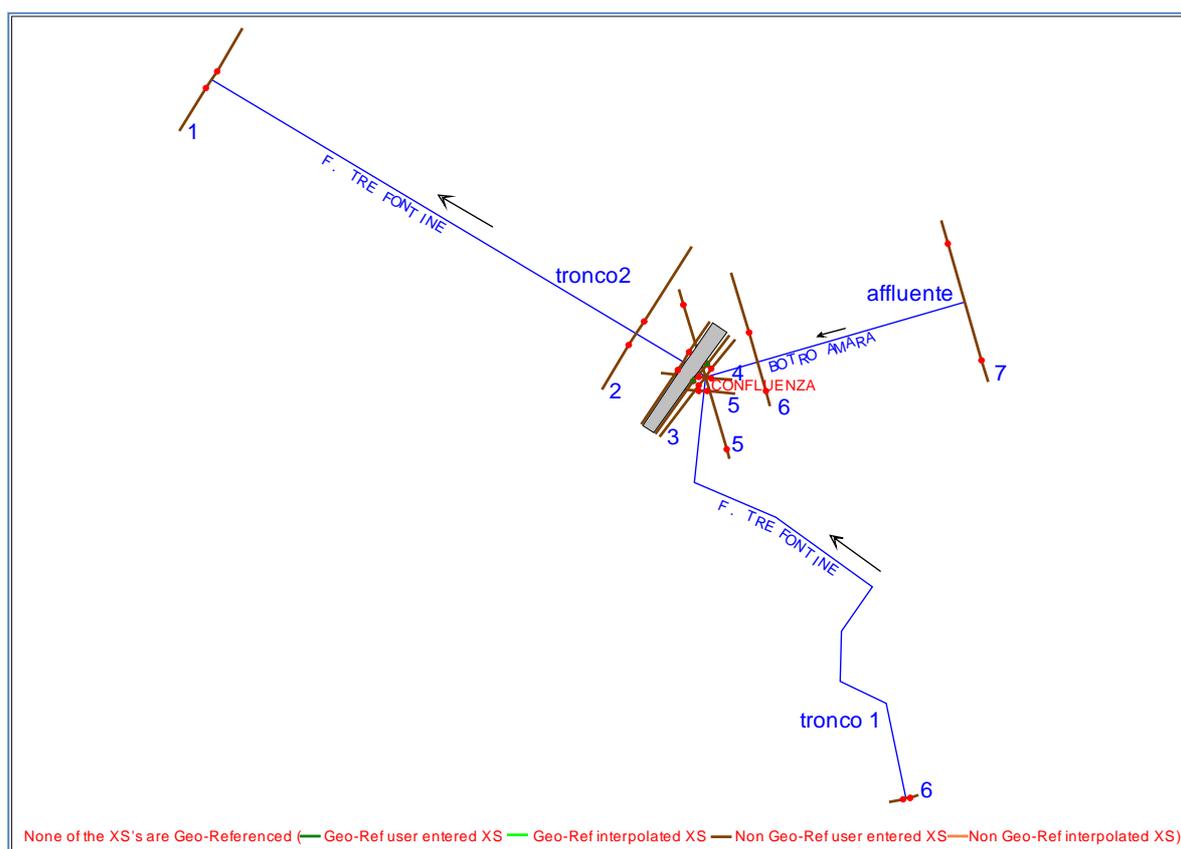
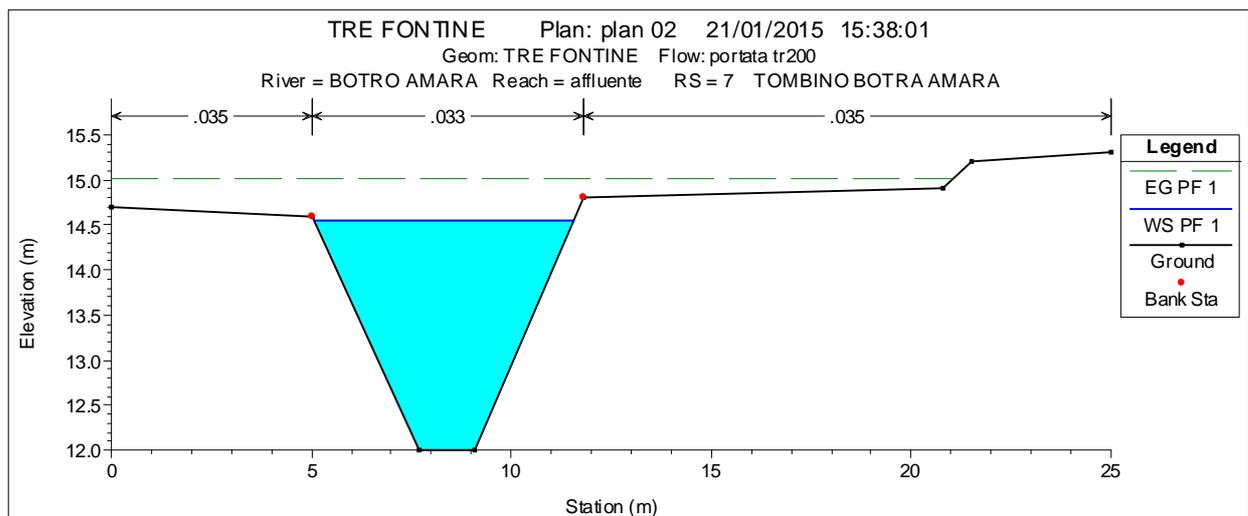


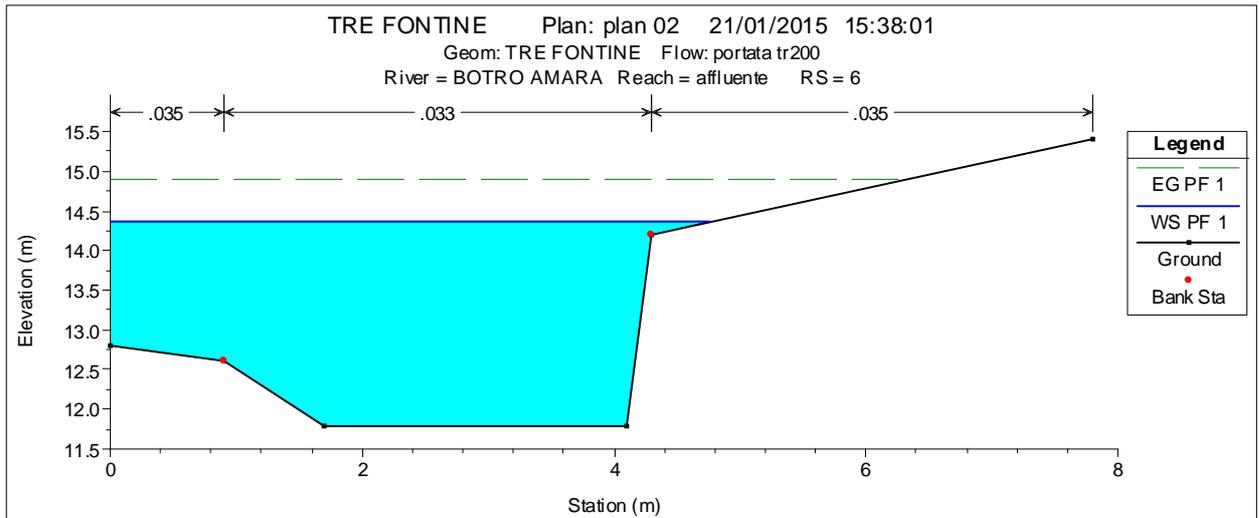
Fig. 6 – Schema del modello idraulico sull'editor dei dati geometrici di HEC-RAS

La verifica idraulica sviluppata per il “sistema” rio Tre Fontine/Botra Amara nel tratto a monte e a valle dell’area interessata dal P.d.R. ha determinato i risultati elencati nelle seguenti tabelle e figure:

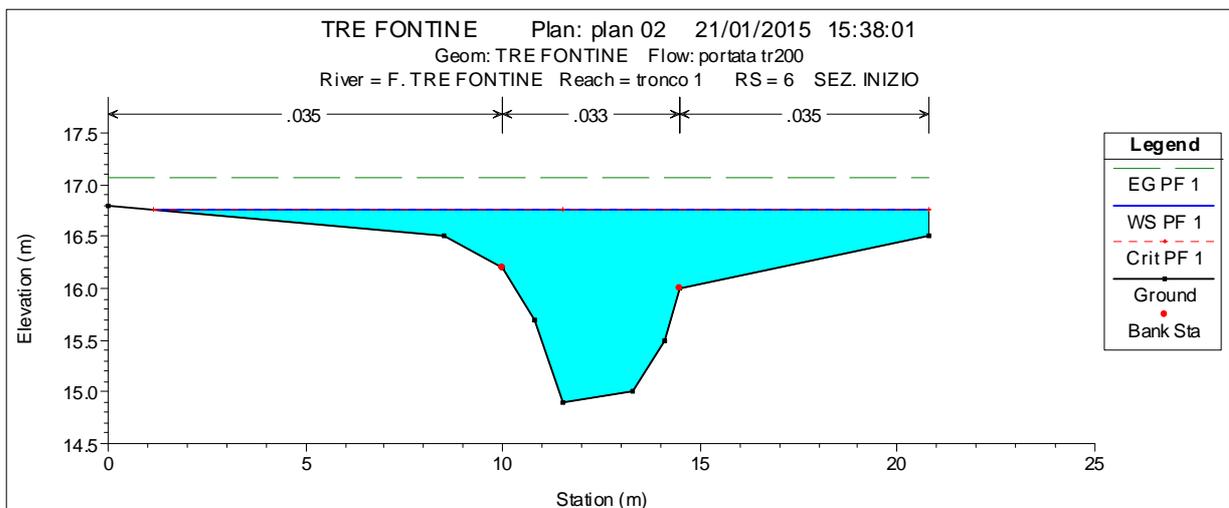
Plan: VER-PONTE BOTRO AMARA affluente RS: 7 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	15.01	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.45	Wt. n-Val.		0.033	
W.S. Elev (m)	14.55	Reach Len. (m)	12.00	12.00	12.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		10.10	
E.G. Slope (m/m)	0.00784	Area (m2)		10.10	
Q Total (m3/s)	30.10	Flow (m3/s)		30.10	
Top Width (m)	6.51	Top Width (m)		6.51	
Vel Total (m/s)	2.98	Avg. Vel. (m/s)		2.98	
Max Chl Dpth (m)	2.55	Hydr. Depth (m)		1.55	
Conv. Total (m3/s)	339.9	Conv. (m3/s)		339.9	
Length Wtd. (m)	12.00	Wetted Per. (m)		8.63	
Min Ch El (m)	12.00	Shear (N/m2)		90.05	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		1196.95	0.00 0.00
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)		0.02	0.16 0.01
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)		0.04	0.08 0.03



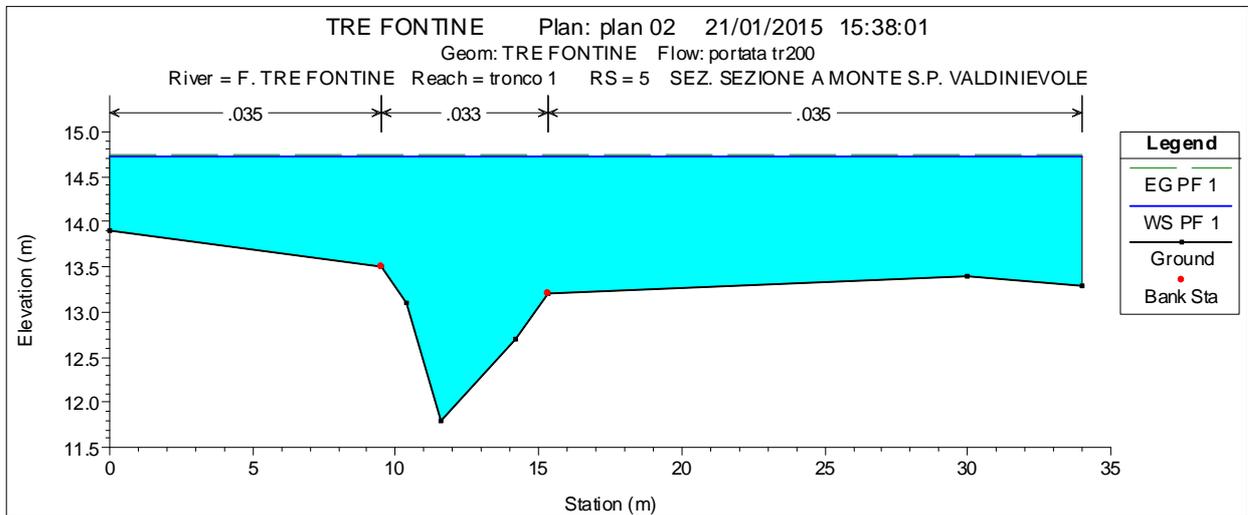
Plan: VER-PONTE BOTRO AMARA affluente RS: 6 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	14.90	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.54	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	14.36	Reach Len. (m)	3.00	3.00	3.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	1.49	8.14	0.04
E.G. Slope (m/m)	0.008072	Area (m2)	1.49	8.14	0.04
Q Total (m3/s)	30.10	Flow (m3/s)	2.73	27.35	0.02
Top Width (m)	4.76	Top Width (m)	0.90	3.40	0.46
Vel Total (m/s)	3.11	Avg. Vel. (m/s)	1.83	3.36	0.46
Max Chl Dpth (m)	2.56	Hydr. Depth (m)	1.66	2.39	0.08
Conv. Total (m3/s)	335.0	Conv. (m3/s)	30.4	304.4	0.2
Length Wtd. (m)	3.00	Wetted Per. (m)	2.48	5.94	0.49
Min Ch El (m)	11.80	Shear (N/m2)	47.65	108.50	5.96
Alpha	1.09	Stream Power (N/m s)	373.45	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.01	0.05	0.01
C & E Loss (m)	0.15	Cum SA (1000 m2)	0.03	0.02	0.02



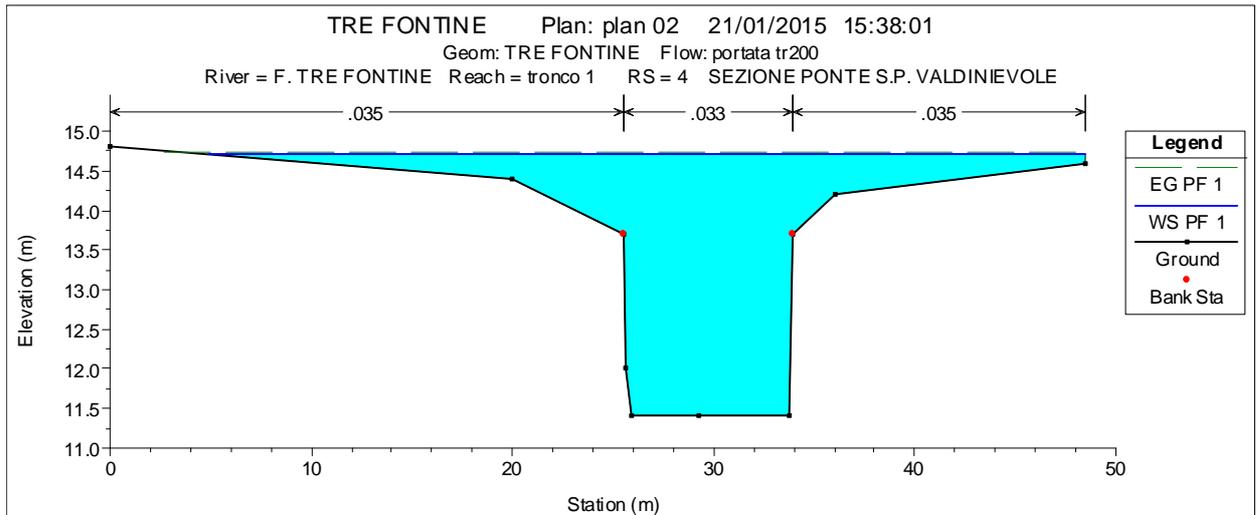
Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco 1 RS: 6 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	17.07	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.31	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	16.76	Reach Len. (m)	375.00	375.00	375.00
Crit W.S. (m)	16.76	Flow Area (m2)	1.57	6.54	3.21
E.G. Slope (m/m)	0.006295	Area (m2)	1.57	6.54	3.21
Q Total (m3/s)	23.50	Flow (m3/s)	1.12	17.87	4.51
Top Width (m)	19.65	Top Width (m)	8.85	4.50	6.30
Vel Total (m/s)	2.08	Avg. Vel. (m/s)	0.71	2.73	1.41
Max Chl Dpth (m)	1.86	Hydr. Depth (m)	0.18	1.45	0.51
Conv. Total (m3/s)	296.2	Conv. (m3/s)	14.1	225.2	56.9
Length Wtd. (m)	375.00	Wetted Per. (m)	8.89	5.39	6.58
Min Ch El (m)	14.90	Shear (N/m2)	10.89	74.84	30.12
Alpha	1.41	Stream Power (N/m s)	995.85	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.25	Cum Volume (1000 m3)	2.21	3.75	5.74
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	3.58	2.00	4.85



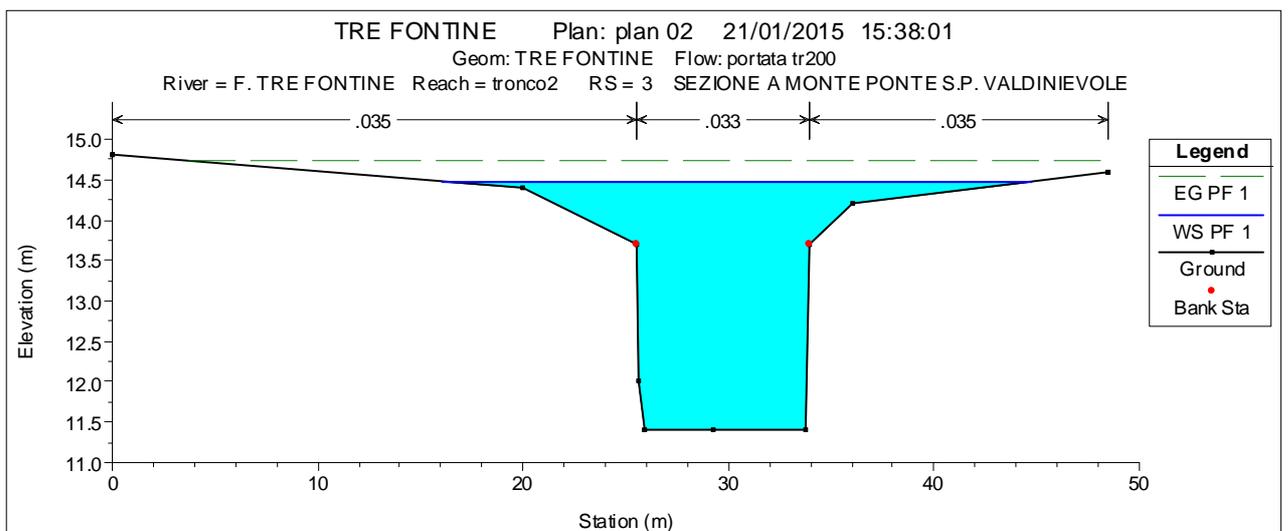
Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco 1 RS: 5 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	14.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.02	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	14.73	Reach Len. (m)	9.50	9.50	9.50
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	9.80	12.44	26.57
E.G. Slope (m/m)	0.000282	Area (m2)	9.80	12.44	26.57
Q Total (m3/s)	29.40	Flow (m3/s)	4.53	9.54	15.33
Top Width (m)	34.00	Top Width (m)	9.50	5.80	18.70
Vel Total (m/s)	0.60	Avg. Vel. (m/s)	0.46	0.77	0.58
Max Chl Dpth (m)	2.93	Hydr. Depth (m)	1.03	2.14	1.42
Conv. Total (m3/s)	1751.9	Conv. (m3/s)	270.1	568.5	913.3
Length Wtd. (m)	9.50	Wetted Per. (m)	10.34	6.71	20.13
Min Ch El (m)	11.80	Shear (N/m2)	2.62	5.12	3.64
Alpha	1.10	Stream Power (N/m s)	1627.85	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.07	0.19	0.15
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.14	0.07	0.16



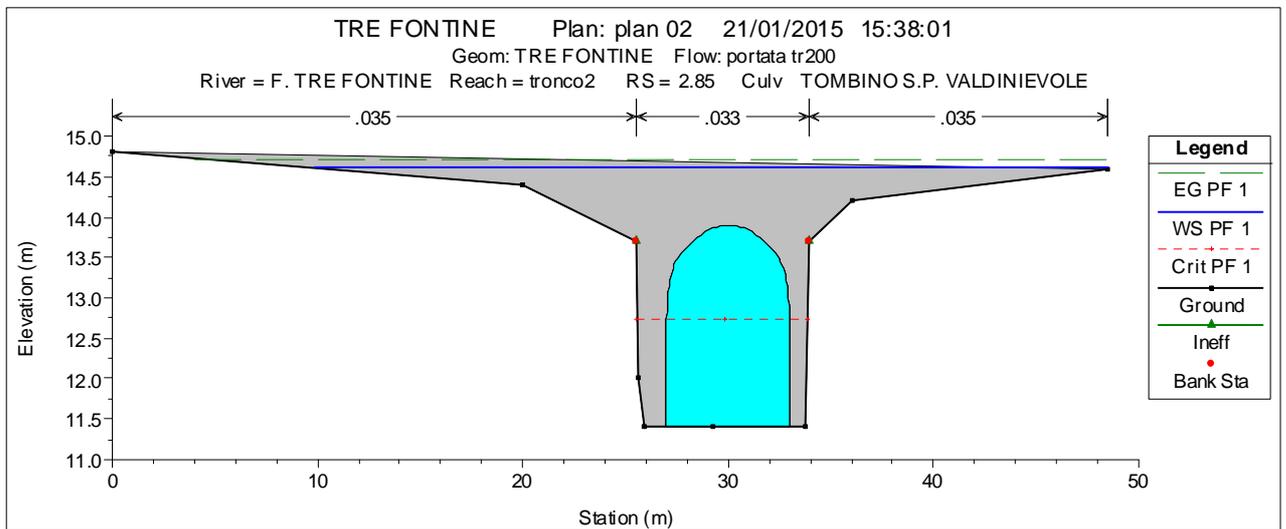
Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco 1 RS: 4 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	14.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	14.70	Reach Len. (m)	0.00	0.00	0.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	5.88	27.27	5.36
E.G. Slope (m/m)	0.000363	Area (m2)	5.88	27.27	5.36
Q Total (m3/s)	29.40	Flow (m3/s)	1.38	26.53	1.49
Top Width (m)	43.63	Top Width (m)	20.63	8.40	14.60
Vel Total (m/s)	0.76	Avg. Vel. (m/s)	0.24	0.97	0.28
Max Chl Dpth (m)	3.30	Hydr. Depth (m)	0.28	3.25	0.37
Conv. Total (m3/s)	1542.2	Conv. (m3/s)	72.6	1391.7	78.0
Length Wtd. (m)	0.00	Wetted Per. (m)	20.68	12.48	14.77
Min Ch El (m)	11.40	Shear (N/m2)	1.01	7.79	1.29
Alpha	1.48	Stream Power (N/m s)	2322.08	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)			



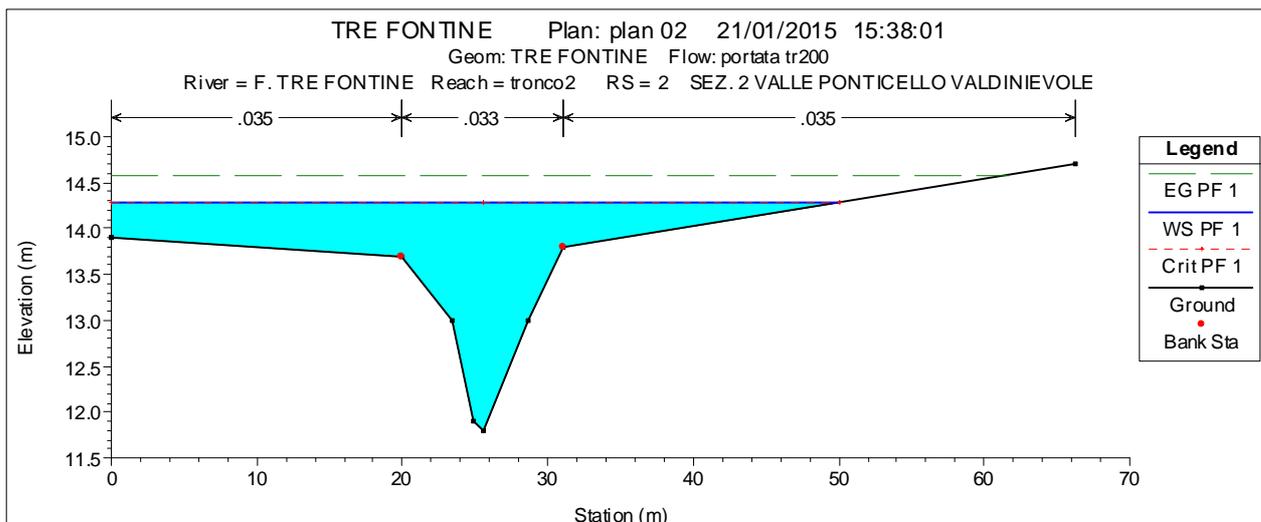
Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco2 RS: 3 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	14.73	Element Left OB	Channel	Right OB	
Vel Head (m)	0.25	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	14.48	Reach Len. (m)	2.50	2.50	2.50
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	2.52	25.40	2.33
E.G. Slope (m/m)	0.002129	Area (m ²)	2.52	25.40	2.33
Q Total (m ³ /s)	59.50	Flow (m ³ /s)	1.37	57.03	1.10
Top Width (m)	28.69	Top Width (m)	9.47	8.40	10.83
Vel Total (m/s)	1.97	Avg. Vel. (m/s)	0.54	2.25	0.47
Max Chl Dpth (m)	3.08	Hydr. Depth (m)	0.27	3.02	0.22
Conv. Total (m ³ /s)	1289.4	Conv. (m ³ /s)	29.7	1235.9	23.8
Length Wtd. (m)	2.50	Wetted Per. (m)	9.51	12.48	10.89
Min Ch El (m)	11.40	Shear (N/m ²)	5.53	42.49	4.47
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	2322.08	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m ³)	2.07	3.61	2.20
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m ²)	4.23	2.12	4.18



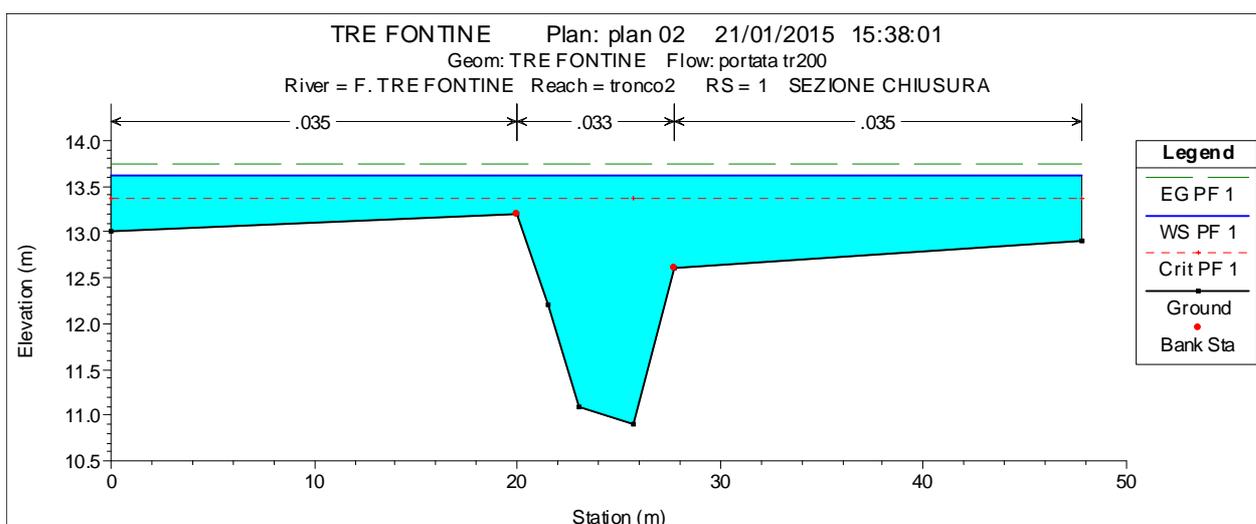
Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco2 RS: 2.85 Culv Group: Culvert #1 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	58.40	Culv Full Len (m)	6.00
# Barrels	2	Culv Vel US (m/s)	2.21
Q Barrel (m3/s)	29.20	Culv Vel DS (m/s)	2.21
E.G. US. (m)	14.72	Culv Inv El Up (m)	11.40
W.S. US. (m)	14.47	Culv Inv El Dn (m)	11.40
E.G. DS (m)	14.66	Culv Frctn Ls (m)	0.01
W.S. DS (m)	14.39	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.06	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)	0.08	Q Weir (m3/s)	1.10
E.G. IC (m)	13.75	Weir Sta Lft (m)	19.49
E.G. OC (m)	14.72	Weir Sta Rgt (m)	48.50
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.00
Culv WS Inlet (m)	13.90	Weir Max Depth (m)	0.12
Culv WS Outlet (m)	13.90	Weir Avg Depth (m)	0.06
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	1.73
Culv Crt Depth (m)	1.34	Min El Weir Flow (m)	14.60



Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco2 RS: 2 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	14.58	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.30	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	14.28	Reach Len. (m)	194.00	194.00	194.00
Crit W.S. (m)	14.28	Flow Area (m2)	9.69	15.60	4.59
E.G. Slope (m/m)	0.005728	Area (m2)	9.69	15.60	4.59
Q Total (m3/s)	59.50	Flow (m3/s)	12.77	42.87	3.86
Top Width (m)	50.06	Top Width (m)	20.00	11.10	18.96
Vel Total (m/s)	1.99	Avg. Vel. (m/s)	1.32	2.75	0.84
Max Chl Dpth (m)	2.48	Hydr. Depth (m)	0.48	1.41	0.24
Conv. Total (m3/s)	786.2	Conv. (m3/s)	168.7	566.5	51.0
Length Wtd. (m)	194.00	Wetted Per. (m)	20.39	11.89	18.97
Min Ch El (m)	11.80	Shear (N/m2)	26.71	73.68	13.61
Alpha	1.48	Stream Power (N/m s)	3174.31	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.65	Cum Volume (1000 m3)	1.93	2.98	2.13
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	3.88	1.82	3.79

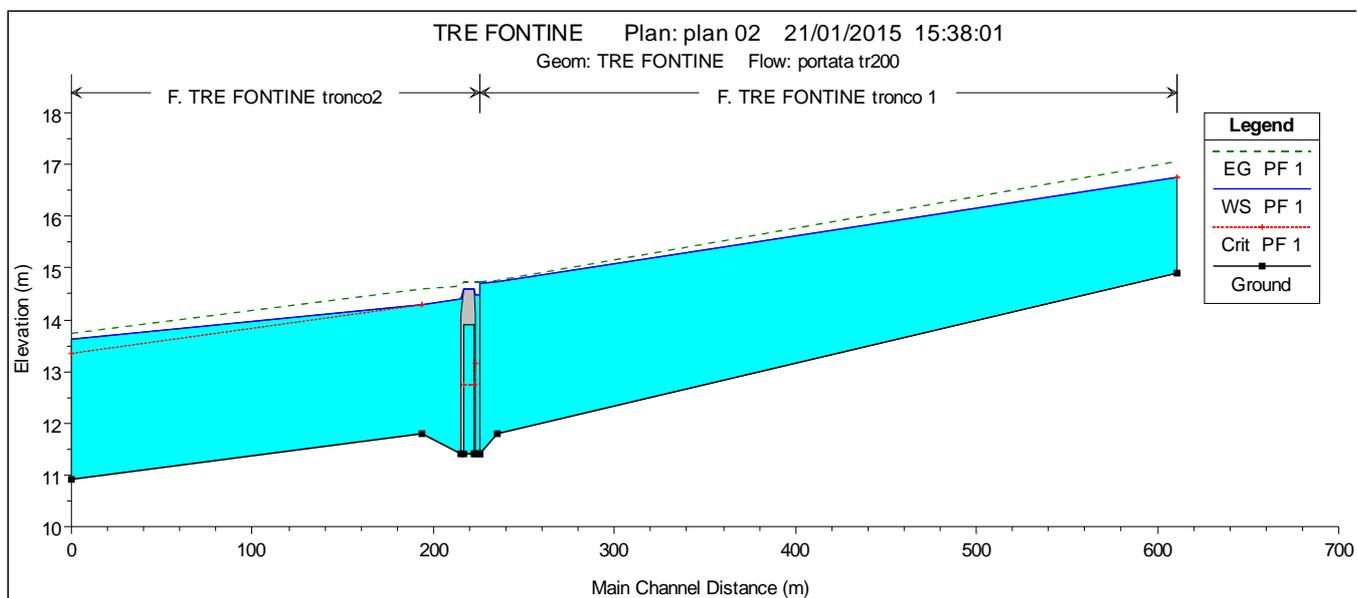


Plan: VER-PONTE F. TRE FONTINE tronco2 RS: 1 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	13.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.13	Wt. n-Val.	0.035	0.033	0.035
W.S. Elev (m)	13.61	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	13.36	Flow Area (m ²)	10.26	15.09	17.34
E.G. Slope (m/m)	0.002200	Area (m ²)	10.26	15.09	17.34
Q Total (m ³ /s)	59.50	Flow (m ³ /s)	8.63	30.30	20.57
Top Width (m)	47.80	Top Width (m)	20.00	7.70	20.10
Vel Total (m/s)	1.39	Avg. Vel. (m/s)	0.84	2.01	1.19
Max Chl Dpth (m)	2.71	Hydr. Depth (m)	0.51	1.96	0.86
Conv. Total (m ³ /s)	1268.4	Conv. (m ³ /s)	184.0	645.9	438.6
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	20.61	9.00	20.81
Min Ch El (m)	10.90	Shear (N/m ²)	10.73	36.21	17.98
Alpha	1.36	Stream Power (N/m s)	2288.56	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m ³)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m ²)			



Il profilo di piena duecentennale derivante dall'involuppo dei livelli lungo l'asse longitudinale del corso d'acqua, è invece riassunto dal punto di vista analitico nella tabella seguente e graficamente rappresentato nella figura sottostante.

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
F. TRE FONTINE	tronco 1	6	PF 1	23.50	14.90	16.76	16.76	17.07	0.006295	2.73	11.32	19.65
F. TRE FONTINE	tronco 1	5	PF 1	29.40	11.80	14.73		14.75	0.000282	0.77	48.81	34.00
F. TRE FONTINE	tronco 1	4	PF 1	29.40	11.40	14.70		14.75	0.000363	0.97	38.51	43.63
F. TRE FONTINE	tronco2	3	PF 1	59.50	11.40	14.48		14.73	0.002129	2.25	30.25	28.69
F. TRE FONTINE	tronco2	2.9	PF 1	59.50	11.40	14.47	13.17	14.72	0.002153	2.25	30.02	28.05
F. TRE FONTINE	tronco2	2.85	Culvert									
F. TRE FONTINE	tronco2	2.8	PF 1	59.50	11.40	14.39		14.66	0.002382	2.33	28.10	22.02
F. TRE FONTINE	tronco2	2	PF 1	59.50	11.80	14.28	14.28	14.58	0.005728	2.75	29.89	50.06
F. TRE FONTINE	tronco2	1	PF 1	59.50	10.90	13.61	13.36	13.75	0.002200	2.01	42.69	47.80
BOTRO AMARA	affluente	7	PF 1	30.10	12.00	14.55		15.01	0.007844	2.98	10.10	6.51
BOTRO AMARA	affluente	6	PF 1	30.10	11.80	14.36		14.90	0.008072	3.36	9.67	4.76
BOTRO AMARA	affluente	5	PF 1	30.10	11.40	14.70		14.75	0.000383	1.00	38.40	43.50



7. CONCLUSIONI

Lo studio finalizzato a valutare le condizioni di fattibilità nei riguardi del rischio idraulico del Piano di Recupero in attuazione alla scheda norma Er16 del R.U. di Castelfranco di Sotto, si è svolto secondo il seguente procedimento:

- Raccolta e trattamento dei dati pluviometrici relativi alle piogge estreme del periodo 1969-1996 misurate a Staffoli, risultata la stazione pluviografica con continuità di registrazione più vicina al sito in oggetto;
- Elaborazione statistica dei dati e costruzione della curva di massima possibilità climatica per tempo di ritorno $Tr = 200$ anni;
- Definizione del bacino imbrifero affluente alla sezione di chiusura sul Rio Tre Fontine posizionata a valle dei fabbricati e valutazione dei parametri altimetrico-morfologici necessari alle verifiche (superficie del bacino, lunghezza e pendenza dell'asta principale);
- Calcolo del tempo di corrivazione delle piogge presso la sezione di chiusura;
- Valutazione del coefficiente di deflusso sulla base dell'uso del suolo nel bacino imbrifero;
- Calcolo della portata di massima piena relativa all'evento con tempo di ricorrenza statistica duecentennale;
- Valutazione dei tiranti idrici o livelli idrometrici corrispondenti all'evento considerato tramite elaborazione di modello idraulico a regime transitorio con modulo software HEC-RAS;

Le considerazioni conclusive che emergono dallo studio idrologico-idraulico sono di seguito esposte:

- 1) L'evento di massima piena corrispondente alla pioggia duecentennale NON è contenuto nell'alveo del rio Tre Fontine. Nelle sezioni di output prodotte dal modulo HEC-RAS per la piena con tempo di ritorno $Tr = 200$ si nota, infatti, che il tirante idrico sormonta i cigli di sponda sia a monte che a valle della s.p. Valdinievole.
- 2) A monte della via Valdinievole la tracimazione provoca l'allagamento di una porzione di bosco relativamente limitata "sbarrata" dalla strada e dal tombino. L'altezza del livello di massima piena è appena più bassa ma assai vicina al livello stradale per cui non possono essere esclusi con certezza sormonti della strada stessa durante le fasi di picco della piena. Preso atto della conformazione morfologica dell'area e delle portate in gioco è assai verosimile che le acque di sormonto ridefluiscano nella fascia assiale più bassa dell'impluvio subito a valle del ponticello.
- 3) Nel tronco a valle del tombino creato dalla s.p. Valdinievole la massima piena duecentennale non è interamente contenibile tra i cigli di sponda del rio, pur essendo

la sezione di quest'ultimo sensibilmente più ampia. Le verifiche idrauliche effettuate per il tempo di ritorno $Tr = 200$ evidenziano laminazioni sia in destra che in sinistra idrografica con allagamenti parziali del fondovalle, specialmente localizzati nella fascia più depressa adiacente l'alveo del rio. Le altezze stimate del battente non eccedono gli 80-100 cm e si laminano a zero allontanandosi dall'alveo verso le zone altimetricamente più elevate.

- 4) Focalizzando l'attenzione sul tratto compreso tra la sezione di chiusura (Sez. 1) e il ponte/tombino della s.p. Valdinievole si rileva che il livello idrometrico di massima piena ha una quota compresa tra +14,3 e +13,6 m s.l.m. con gradiente grossomodo equivalente alla pendenza longitudinale del talweg. Ne consegue che gli allagamenti del fondovalle NON coinvolgono la strada bianca interna alla proprietà Bozzolini e tutto il settore a monte (nord-est) di essa, su cui si trova l'edificio principale. La porzione a valle della strada, dove è prevista la demolizione del fabbricato esistente e la ricostruzione di un nuovo edificio, risulta invece in buona parte allagabile.
- 5) Nel sito dove è prevista la costruzione del nuovo fabbricato il livello idrometrico stimato si aggira sui +13,90 m s.l.m. Considerando che il terreno attuale varia in quota tra +14,30 e +14,50 m il battente della piena duecentennale è compreso tra un massimo di 50 cm ed un minimo di 30 cm.

Alla luce dello studio idrologico-idraulico condotto per la messa in sicurezza del fabbricato dovrà essere previsto il rialzamento del piano terra a quota +14,30 m s.l.m. (+0,40m circa dal livello di massima piena), corrispondente ad una elevazione compresa tra 80 cm e 100 cm rispetto al p.c. locale, nonchè ad un rialzamento di 20-25 cm dal livello della strada bianca nel tratto antistante il futuro edificio.

Il rialzamento prospettato porta la quota di calpestio dell'edificio di nuova costruzione grossomodo al livello più basso dell'edificio principale ubicato a monte della strada bianca nella proprietà Bozzolini-Pieracci. Il dislivello tra il marciapiede esterno ed il p.c. attuale potrà essere agevolmente colmato con terra di riporto compattata raccordata a dolce pendenza senza indurre rischi di sorta per le aree adiacenti.

Cascina, 26/01/2015

I Tecnici