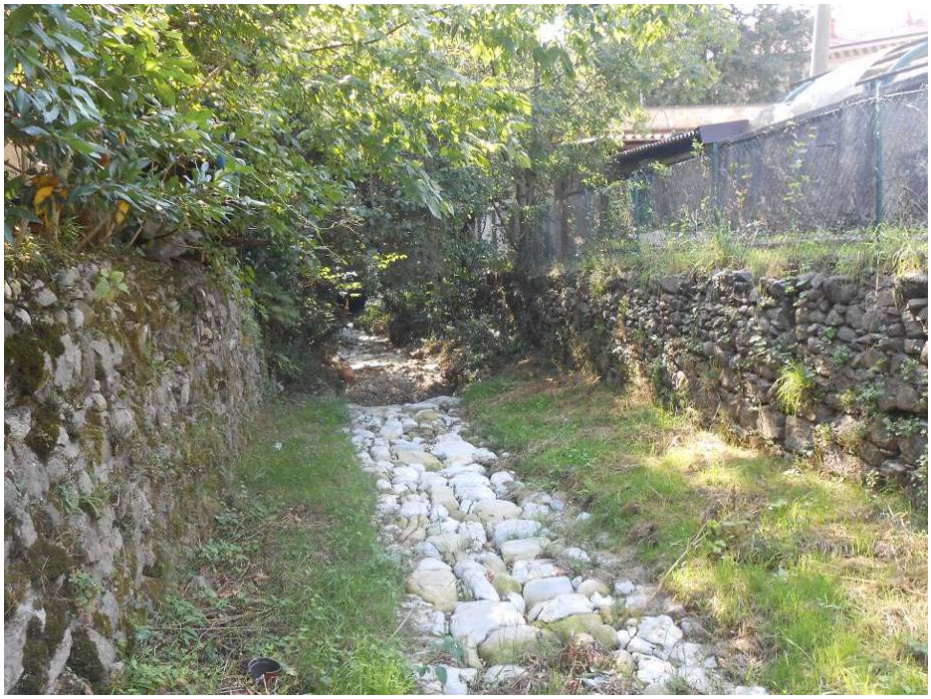
COMUNE DI CITTIGLIO
Via Provinciale 46 - 21033 – Cittiglio (VA)
TEL. 0332 601467– FAX 0332 601141

Studio idraulico del Torrente Vallone (Val Farezza o Riale Località Chiosi) e proposta di parziale riduzione della fascia di rispetto idraulico



Num. Rif. Lavoro		15-119	**N. copie consegnate**	
	Data	**Redatto (RT)**	**Revisionato (RC)**	**Approvato (RC)**
rev00	10/02/2016	Ing. D. Spartà	Dott. Ing. C. Farioli	Dott. Geol. D. Fantoni
rev01				
rev02				
Gruppo di lavoro		Geom. G. Rossi		
Progettisti				
Nome file		15-119_st idraulico t vallone		

Idrogea servizi S.r.l.
Società di ingegneria
Cert.n.6181
Via Lungolago di Calcinate, 88 – 21100 Varese - P.IVA : 02744990124
Tel. 0332 286650 – Fax 0332 234562 - idrogea@idrogea.com – idrogea@pec.it
www.idrogea.com

SOMMARIO

1 PREMESSA 3
2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO 4
2.1 STATO MANUTENTIVO 8
3 RILIEVO TOPOGRAFICO 10
4 STUDIO IDROLOGICO E MODELLO IDRAULICO 12
4.1 TEMPI DI CORRIVAZIONE 13
4.2 ELABORAZIONE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA 14
4.3 IETOGRAMMA PIOGGIA LORDA 18
4.4 IETOGRAMMA DI PIOGGIA NETTA 19
4.5 IDROGRAMMA DI PIENA 21
4.5.1 MODELLO DI NASH 21
4.5.2 CONVOLUZIONE DELL'IDROGRAMMA UNITARIO 21
4.6 PORTATE CALCOLATE 22
4.7 DATI GEOMETRICI MODELLO IDRAULICO 22
4.7.1 COEFFICIENTE DI SCABREZZA 23
4.8 SIMULAZIONE DELL'ONDA PIENA 24
4.9 CONDIZIONI AL CONTORNO 26
5 ANALISI PROFILI CORRENTE 27
6 CONCLUSIONI E PROPOSTA DI PARZIALE RIDUZIONE DELLA FASCIA DI RISPETTO FLUVIALE 34

Tavole

Tavola 1 – Corografia – scala 1:5.000, 1:10.000
Tavola 2 – Ubicazione di sezioni di verifica idraulica – scala 1:2.000
Tavola 3 – Proposta di ridelimitazione fasce di rispetto – scala 1:4.000

1 PREMESSA

Il Comune di Cittiglio (VA) ha incaricato Idrogea Servizi Srl di eseguire lo studio idraulico del torrente Vallone, detto anche Val Farezza o Riale Località Chiosi, appartenente al reticolo idrico minore del Comune, al fine di valutare un'eventuale ridefinizione della fascia di polizia idraulica definita dal RD 523/1904.

La presente relazione descrive:

- il rilievo geomorfologico del torrente,
- il rilievo topografico effettuato nel settembre 2015,
- lo studio idrologico necessario alla determinazione della portata di piena di riferimento (Tr=100 anni),
- i risultati dello studio idraulico effettuato con un modello di moto permanente.
- La proposta di parziale e localizzata riduzione della fascia di polizia idraulica

2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il Rio Vallone appartiene al reticolo idrico minore del Comune di Cittiglio (Tavola 1), così come definito dallo studio di *Determinazione del reticolo idrico minore* affidato dalla Comunità Montana della Valcuvia (ora C.M. Valli del Verbano) ad un'associazione temporanea di professionisti (Carimati, Zaro, Bai e Nicoloso). Il lavoro, redatto nel 2007 e parzialmente integrato e modificato nel giugno 2008, è stato approvato dalla Regione Lombardia in data 21/12/2012 con protocollo numero AE12.2012.0003649.

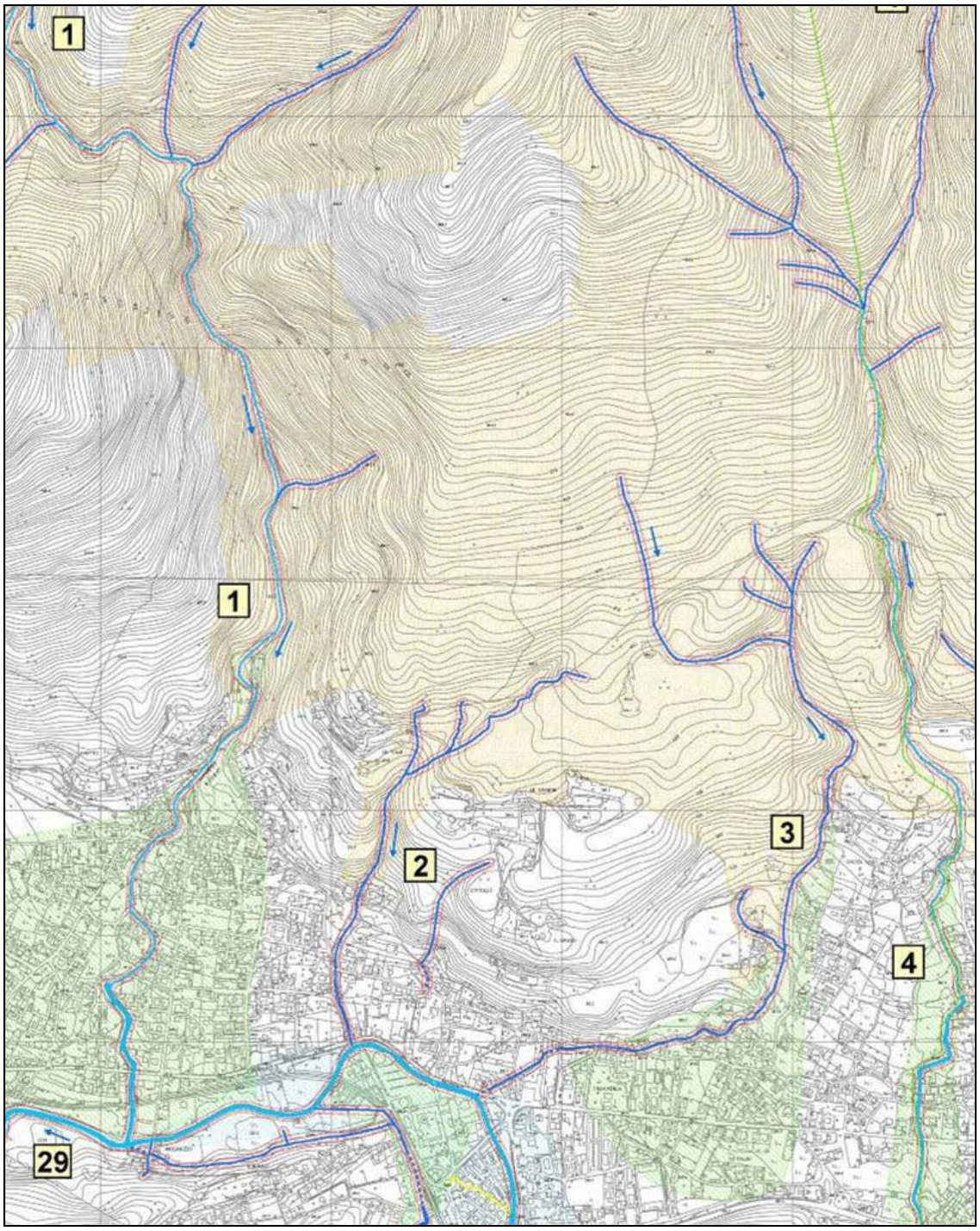


Figura 1 – estratto allegato 1 tavola 1, "*Determinazione del reticolo idrico minore*" della Comunità Montana della Valcuvia

Lo studio della Comunità Montana ha identificato il torrente con il numero 3, denominandolo Riale Località Chiosi. Il ramo principale torrente nasce a quota 550 m slm circa e scorre per circa 3 km sino allo sbocco nel torrente Boesio (Figura 1), che avviene in sponda destra all'altezza dell'ospedale a quota 240 m slm circa.

Il Rio Vallone è un torrente prevalentemente a carattere temporaneo, con circolazione idrica irregolare e strettamente dipendente dalla durata e dall'intensità degli eventi meteorici. Le piene, dati i bassi tempi di corrivazione, sono intense e di breve durata.
Il tratto di monte del torrente è naturale e scorre in ambiente boschivo su roccia affiorante o sub-affiorante in depositi glaciali grossolani (Figura 2).

Figura 2 – esempio granulometria dell'alveo, tratto boschivo di monte

Il tratto di valle è artificiale: dalla quota 270 m slm muri di proprietà e recinzioni arginano il torrente, e si alternano tratti in cui l'alveo è cementato (Figura 3) e tratti con fondo naturale.
Sono inoltre presenti diversi attraversamenti dell'alveo e 3 tratti tombinati, 2 in via Oberdan e uno sotto la S.P.394. Si segnala che dall'analisi di studi pregressi (Idrogea, 1999) il tratto tombinato di via Oberdan risultava più corto rispetto all'attuale. Le lunghezze attuali dei tratti tombinati erano già state rilevate però nello *Studio relativo alla componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (P.G.T.) ai sensi della L.R. 12/2005 e secondo i criteri della D.G.R. N.8/7374/08* del novembre 2010.

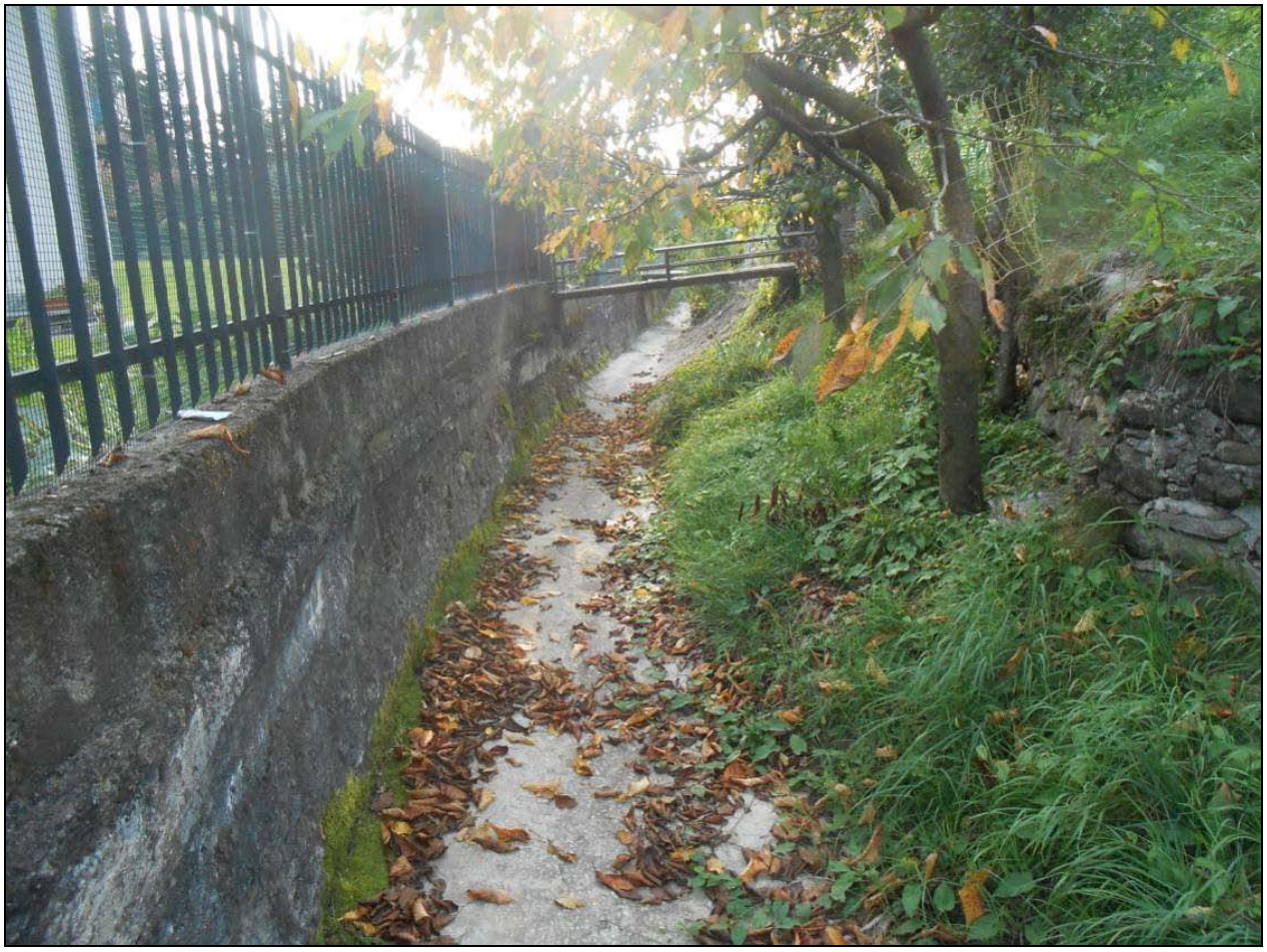


Figura 3 – tratto di alveo cementato, a valle del Ponte di via Pianazza

I dati di estensione del bacino sono stati desunti dalla cartografia digitale disponibile (DBT). Una volta nota la forma e l'estensione del bacino è stato ritagliato il DEM (Digital Elevation Model) in modo da ottenere i dati di altimetria minima, media e massima nel bacino; la Figura 4 riporta il DEM del bacino.

Si può notare come sulla base di questa cartografia il torrente nasca a quota 750 m slm, nonostante lo studio della Comunità Montana ne registri l'esistenza da quota 550 m slm. Si sottolinea tuttavia come l'estensione del bacino e i tempi di corrivazione non siano influenzati da questa incongruenza in quanto ai fini dei calcoli idrologici si considera tutta l'area percorribile da una singola particella d'acqua e non il solo corso vero e proprio del torrente.

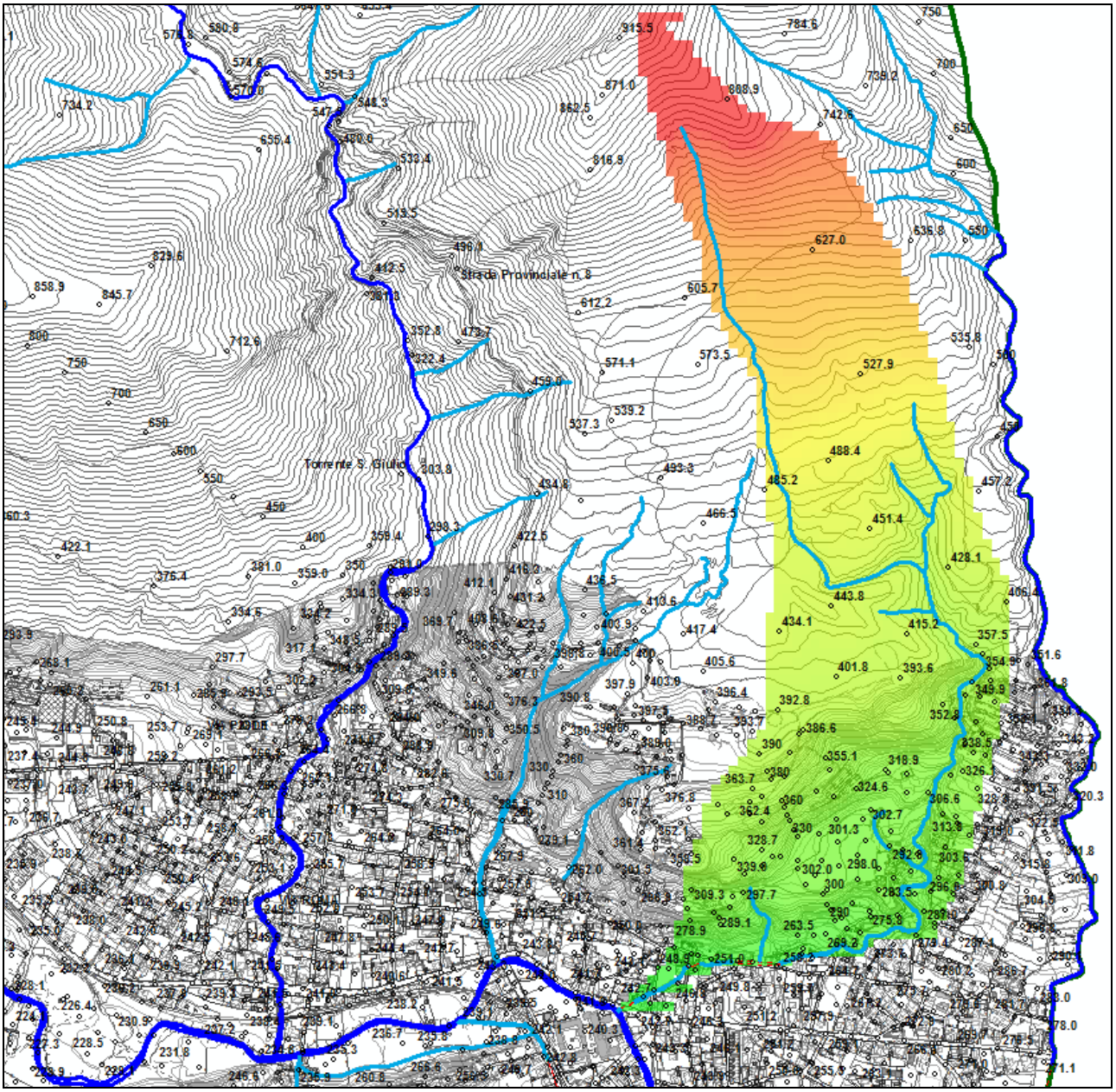


Figura 4 – DEM bacino Rio Vallone

Nella tabella seguente vengono riassunti i dati morfometrici calcolati relativi al bacino del Rio Vallone.

Parametri bacino	Torrente
L (km)	3.24
A (km^2)	0.9465
H_0 (m s.l.m.)	246.77
Hmax (m s.l.m.)	912.85
Hm (m s.l.m.)	461.29
D (km)	1.0981
i_a	0.2056

I parametri riportati in tabella corrispondono a:

- L [km] è l'estensione del percorso più lungo che deve compiere la singola particella d'acqua;
- A [km^2] l'area del bacino;
- H0 [m s.l.m.] è la quota minima che corrisponde alla sezione di chiusura;
- Hmax [m s.l.m.] è la quota massima del sottobacino;
- Hm [m s.l.m.] è la quota media del bacino;
- D [km] è il diametro del cerchio con area equivalente a quella del sottobacino;
- i_a [-] è la pendenza media dell'alveo.

2.1 STATO MANUTENTIVO

Lo stato di manutenzione del corso d'acqua, nel tratto oggetto di rilievo è variabile. Si alternano tratti ove l'alveo è pulito, ad esempio dalla sezione 14 alla 11 (vedi paragrafo 3), a tratti dove è presente una fitta vegetazione infestante, come nel tratto a monte del ponte di via Pianazze (Figura 5) e l'uscita del tratto tombinato di via Oberdan (Figura 6).

Figura 5 – Vegetazione in alveo, a monte del Ponte di via Pianazza

Figura 6 – Vegetazione in alveo, a valle della 1° tombinatura di via Oberdan (foto settembre 2015)

All'imbocco dei tratti tombinati si incontrano depositi di materiale fine che riducono la sezione di alveo disponibile al deflusso (Figura 7).

Figura 7 – Depositi di materiale, a monte della 1° tombinatura di via Oberdan (foto feb.'15)

3 RILIEVO TOPOGRAFICO

In data 9 e 10 settembre 2015 è stato effettuato il rilievo topografico di 17 sezioni del torrente, a partire dal tratto di alveo che scorre poco più a monte dell'inizio del tratto abitato (quota 281 m slm tra via Pianazza e via Cascine), e lo sbocco nel Boesio (quota 240 m slm).

Per il rilievo topografico è stata utilizzata una stazione totale modello Nikon DTM-720 costituita da un teodolite elettronico abbinato ad un distanziometro che consente la lettura sul display sia della distanza sia delle misure angolari (Figura 8).

Figura 8 - Stazione totale utilizzata e operazioni di rilievo topografico

La Figura 9 mostra l'ubicazione delle sezioni rilevate in planimetria.

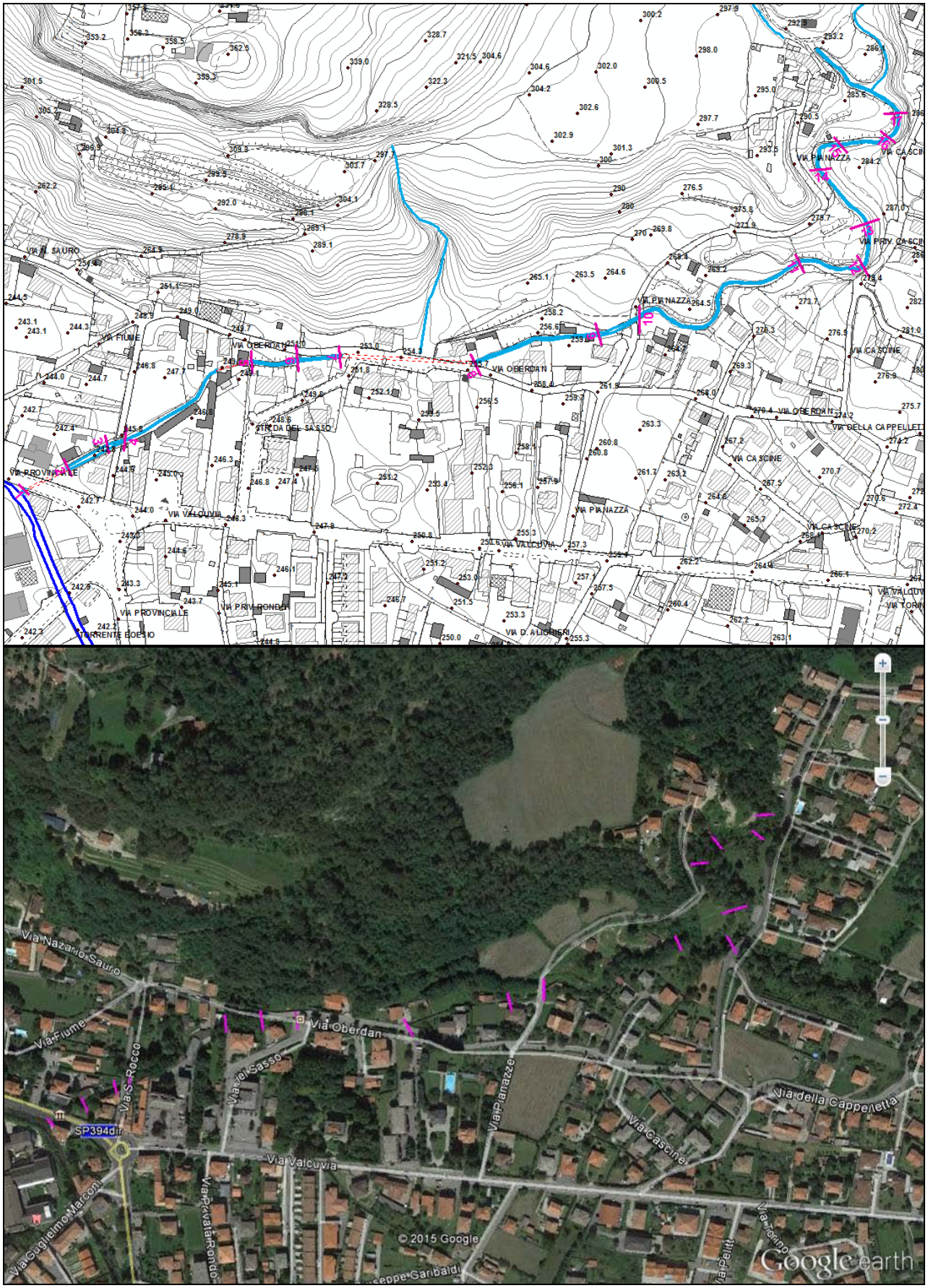


Figura 9 – ubicazione sezioni rilevate

4 STUDIO IDROLOGICO E MODELLO IDRAULICO

Il presente capitolo descrive lo studio idrologico e il modello idraulico realizzati per il tratto del Rio Vallone in esame.
Lo studio di compatibilità idraulica, effettuato ai fini di supporto della proposta di ridefinizione del vincolo di polizia idraulica (ex R.D. 503/1904) lungo il Rio Vallone, ha previsto una modellazione idraulica di moto permanente tramite software dedicato *HEC-RAS.*
La portata di piena utilizzata in *HEC-RAS* è la massima piena raggiungibile statisticamente in un periodo di 100 anni, ovvero quella calcolata per un periodo di ritorno Tr=100 anni, secondo la metodologia indicata nell'Allegato 4 alla direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino, dove sono indicati i *criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B"*.

Tale portata di piena è stata stimate a partire dalla linea di segnalatrice di possibilità pluviometrica per lo stesso periodo di ritorno mediante elaborazione statistica dei dati di pioggia per mezzo di un programma di calcolo denominato *Urbis*, che prevede sei fasi successive:

- selezione del passo temporale di calcolo;
- inserimento parametri delle curve di possibilità pluviometrica;
- determinazione ietogramma di progetto;
- calcolo delle piogge nette;
- determinazione dell'idrogramma unitario istantaneo;
- calcolo portata di piena.

4.1 TEMPI DI CORRIVAZIONE

Per le analisi di trasformazione afflussi deflussi, descritte nei paragrafi seguenti, viene calcolato un intervallo di tempo caratteristico, definito tempo di corrivazione.
Il tempo di corrivazione corrisponde al tempo necessario affinché una particella d'acqua caduta nel punto più lontano della superficie scolante raggiunga la sezione di chiusura del bacino in analisi.
Inoltre la determinazione del tempo di corrivazione definito come t_c immesso nella legge di pioggia per quel determinato tempo di ritorno $h= a*t^n$ ponendo $t=t_c$, permetterà di determinare l'altezza di precipitazione $h=h_{critica}$ con la quale poi calcolare la portata massima.

Il tempo di corrivazione può essere calcolato attraverso diverse formule.

La più nota è la formulazione di GIANDOTTI:

$$t_c=[4*(A^{0.5})+1.5*L]/[0.8*(H_m-H_0)^{0.5}]$$

dove:

- A [km^2] rappresenta l'area del bacino sottesa alla sezione di calcolo;
- L [km] è l'estensione del percorso più lungo che deve compiere la singola particella d'acqua per raggiungere la sezione suddetta;
- Hm [m s.l.m.] è la quota media del bacino;
- H0 [m s.l.m.] è la quota della sezione di chiusura;
- (Hm-H0) [m] è la quota media del bacino riferita alla sezione di calcolo

Per bacini con estensione inferiore a 40 km^2 possono essere utilizzate inoltre le formule di

VENTURA: $t_c=0.127 * (A / i_a)^{0.5}$

PASINI: $t_c=0.108 * (A / L)^{1/3} * i_a^{(-0.5)}$
dove i_a è la pendenza media dell'asta.

KIRPICH: $t_c(\text{minuti})=0{,}0195*(L/(p^{0.5})^{0.77})$
dove:
- L [km] rappresenta la lunghezza di thalweg, cioè della linea che segue il fondo della vallata;
- p è la pendenza pesata del thalweg ricavata dal rapporto Dh/L, essendo Dh il dislivello tra il punto più alto e la sezione considerata.

VIPARELLI: $t_c = L / 3.6$
che ha ottenuto la formula ipotizzando una velocità media di deflusso pari a 1 m/s.

La tabella seguente indica i tempi di corrivazione calcolati per il bacino in esame.

Tempo di corrivazione (t_c)	
Giandotti [h]	0.7469
Ventura [h]	0.2725
Pasini [h]	0.1580
Viparelli [h]	0.9000
Kirpich [h]	0.3017

4.2 ELABORAZIONE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

La stima delle portate di piena transitanti nell'alveo in esame per un determinato periodo di ritorno, sono stimate a partire dalla linea di segnalatrice di possibilità pluviometrica dello stesso periodo di ritorno (Tr=100) mediante elaborazione statistiche dei dati di pioggia per mezzo di un programma di calcolo denominato *Urbis*.
Nel presente studio le analisi pluviometriche sono state basate sulla ricostruzione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica elaborate a cura di ARPA Lombardia.
La dipendenza di tali linee, espresse in mm di pioggia, dalla durata D dell'evento pluviometrico è funzione di tre parametri secondo la formula:

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

Sul sito internet http://idro.arpalombardia.it, ARPA Lombardia ha calcolato e messo a disposizione per tutto il territorio regionale i parametri a_1, n e w(Tr) attraverso i quali è possibile ricavare le curve di possibilità pluviometrica (di seguito CPP) per il Tempo di ritorno desiderato.

L'immagine seguente (Figura 10) mostra l'andamento qualitativo del coefficiente pluviometrico orario parametro a_1 calcolato secondo le elaborazioni dei dati pluviometrici sulle principali stazioni presenti nel territorio regionale.

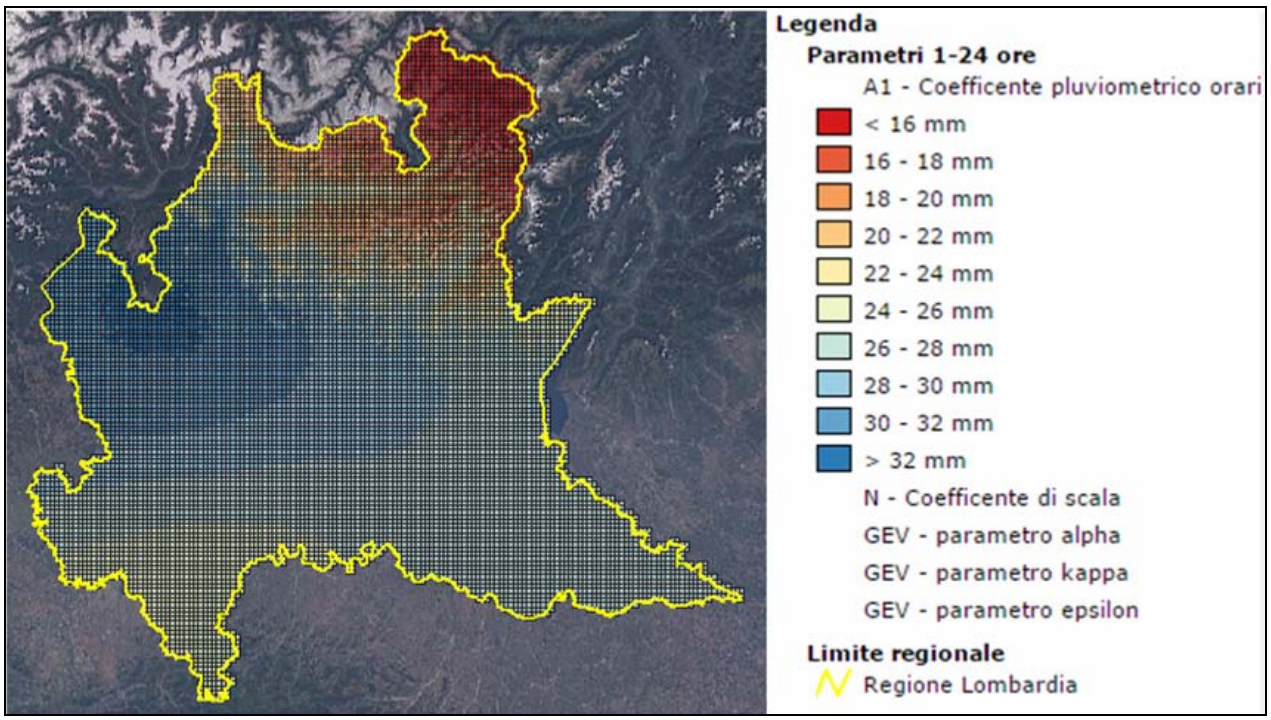


Figura 10 - andamento qualitativo del parametro a_1 per la definizione delle linee di possibilità pluviometrica per durate tra 1 e 24 ore sull'intero territorio regionale (ARPA Lombardia)

Il Parametro n (esponente di scala) è fortemente influenzato dalla quota. La Figura 11 mostra l'andamento qualitativo su tutto il territorio della regione Lombardia:

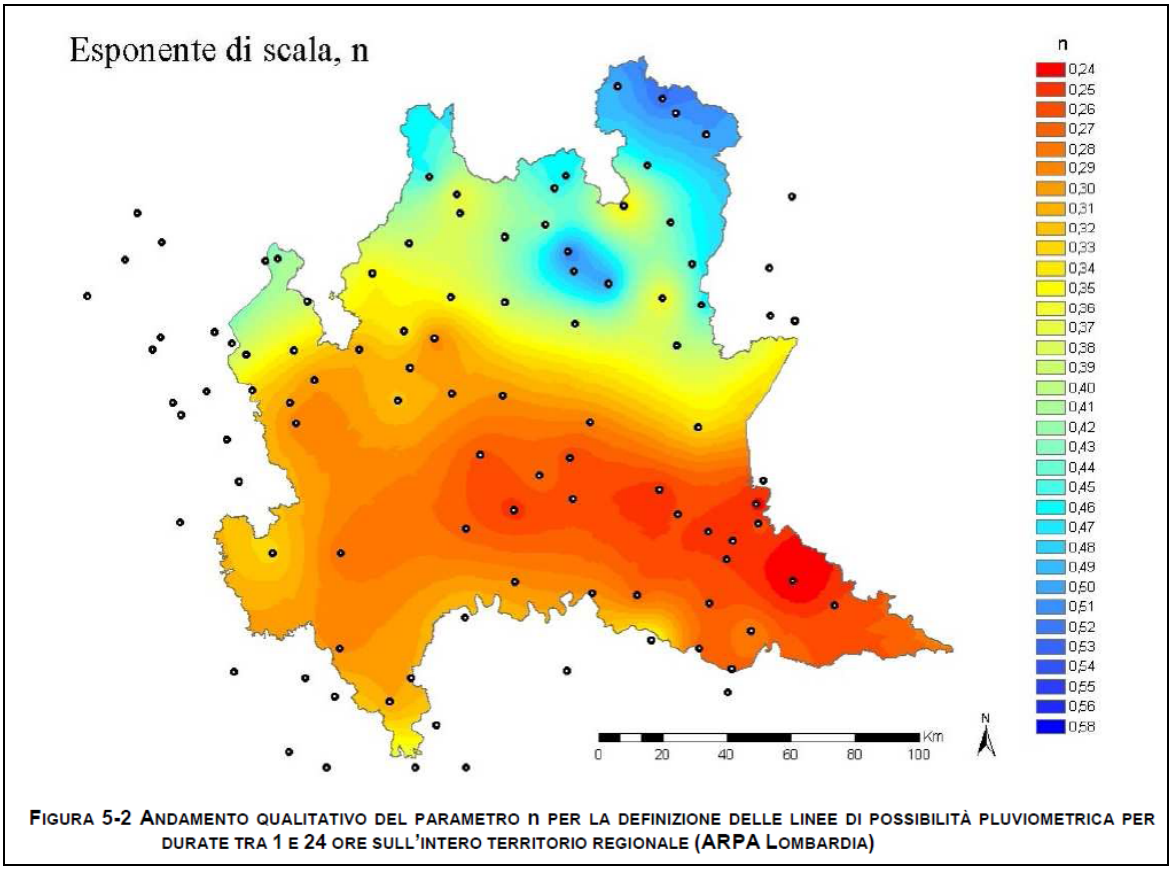


Figura 11 - andamento qualitativo del parametro n per la definizione delle linee di possibilità pluviometrica per durate tra 1 e 24 ore sull'intero territorio regionale (ARPA Lombardia)

Dalla correlazione empirica dei parametri di locazione ε, del parametro di scala α e del parametro di forma k la Regione Lombardia, ha definito il quantile dell'altezza di precipitazione normalizzata, parametro w, espresso in funzione del tempo di ritorno (Tr).

Per le elaborazioni idrauliche di seguito descritte sono stati considerati i parametri propri del quadrante evidenziato in Figura 12.

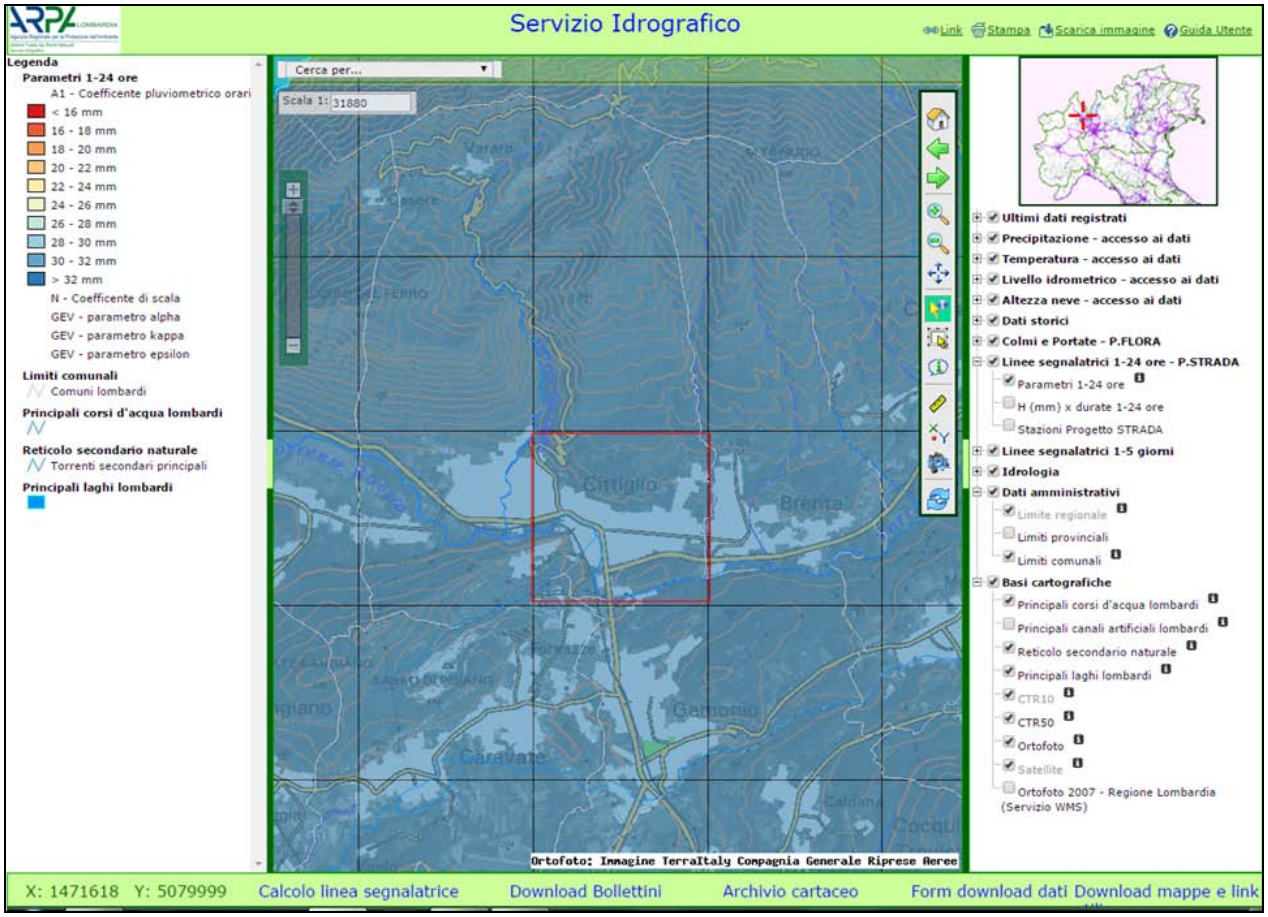


Figura 12 - Individuazione dei quadranti di interesse per il caso di studio

I parametri di riferimento, inseriti nel software *Urbis* per la creazione degli ietogrammi, sono riassunti nella seguite Tabella:

A1	31.7300
N - Coefficente di scala	0.3724
GEV alpha	0.2777
GEV kappa	-0.0176
GEV epsilon	0.8346
wT (Tr=100 anni)	2.1652
a1*wT (Tr=100 anni)	68.7018

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k}\left\{1 - \left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^k\right\}$$

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200	500
wT	0.93671	1.25668	1.47207	1.68136	1.95624	2.16520	2.37596	2.65800521
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR anni
1	29.7	39.9	46.7	53.3	62.1	68.7	75.4	84.3385054
2	38.5	51.6	60.5	69.1	80.3	88.9	97.6	109.169009
3	44.7	60.0	70.3	80.3	93.4	103.4	113.5	126.957436
4	49.8	66.8	78.3	89.4	104.0	115.1	126.3	141.30998
5	54.1	72.6	85.0	97.1	113.0	125.1	137.3	153.550924
6	57.9	77.7	91.0	104.0	120.9	133.9	146.9	164.335583
7	61.3	82.3	96.4	110.1	128.1	141.8	155.6	174.042735
8	64.5	86.5	101.3	115.7	134.6	149.0	163.5	182.913729
9	67.4	90.4	105.8	120.9	140.7	155.7	170.8	191.113069
10	70.0	94.0	110.1	125.7	146.3	161.9	177.7	198.758587
11	72.6	97.4	114.1	130.3	151.6	167.8	184.1	205.937956
12	75.0	100.6	117.8	134.6	156.6	173.3	190.1	212.71841
13	77.2	103.6	121.4	138.6	161.3	178.5	195.9	219.152793
14	79.4	106.5	124.8	142.5	165.8	183.5	201.4	225.283491
15	81.5	109.3	128.0	146.2	170.1	188.3	206.6	231.145092
16	83.4	111.9	131.1	149.8	174.3	192.9	211.6	236.766236
17	85.3	114.5	134.1	153.2	178.2	197.3	216.5	242.170943
18	87.2	117.0	137.0	156.5	182.1	201.5	221.1	247.379584
19	89.0	119.3	139.8	159.7	185.8	205.6	225.6	252.409598
20	90.7	121.6	142.5	162.7	189.4	209.6	230.0	257.276055
21	92.3	123.9	145.1	165.7	192.8	213.4	234.2	261.992069
22	93.9	126.0	147.6	168.6	196.2	217.1	238.3	266.569136
23	95.5	128.1	150.1	171.4	199.5	220.8	242.3	271.017399
24	97.0	130.2	152.5	174.2	202.6	224.3	246.1	275.345857

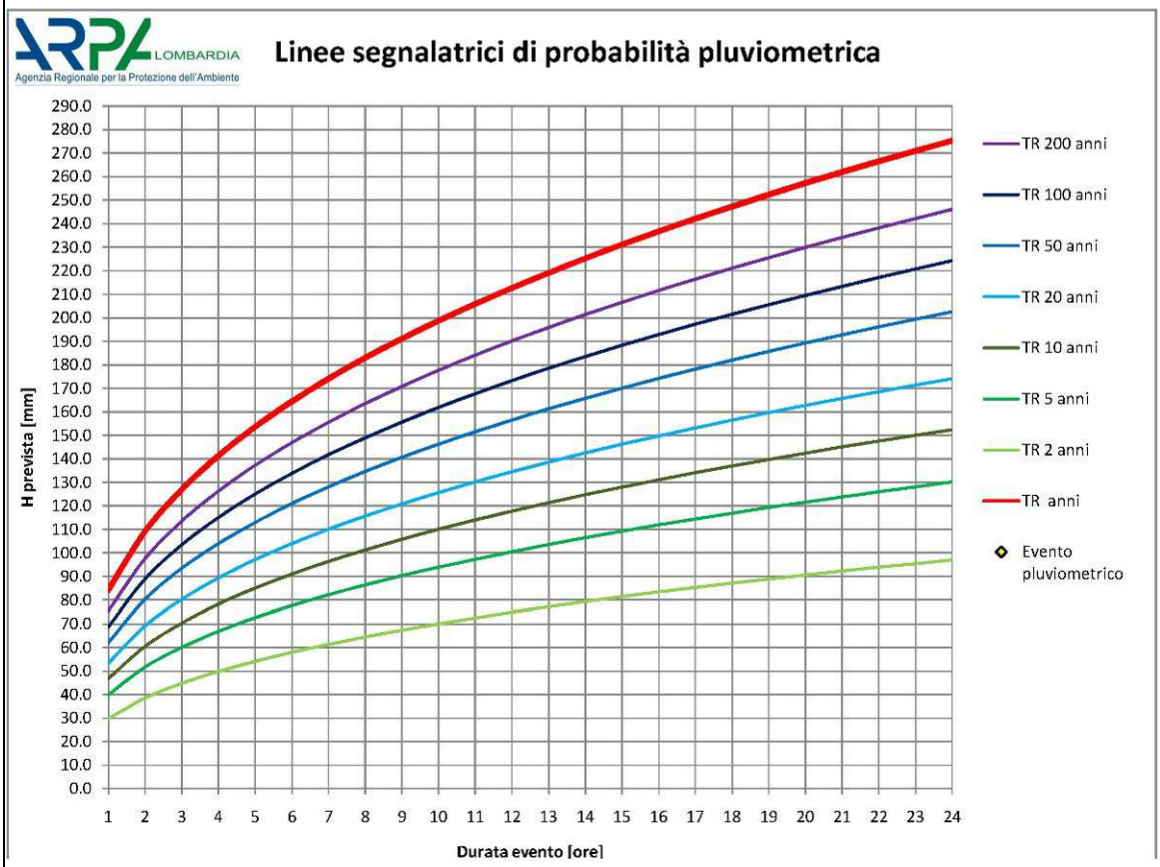


Figura 13 - Esempio di Ispp per diversi Tempi di ritorno

4.3 IETOGRAMMA PIOGGIA LORDA

Per la definizione dello ietogramma di pioggia lorda è stato utilizzato lo ietogramma Chicago, uno degli ietogrammi implementati in *Urbis*. Principale caratteristica di questo ietogramma consiste nel fatto che per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione dedotta è congruente con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.
La costruzione dello ietogramma può essere effettuata come segue:

il volume di pioggia di assegnata durata T è individuato dalla curva di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h=a*t^n$$

nell'ipotesi di voler definire l'andamento temporale di una precipitazione di progetto con il picco all'inizio dell'evento e con volume congruente, per ogni durata parziale T, a quello deducibile dalla curva di possibilità pluviometrica, deve sussistere la relazione:

$$\int_0^T i*dt=a*T^n \quad \text{per ogni } T$$

Differenziando l'espressione sopra scritta si ottiene:

$$i(t)=n*a*t^{(n-1)}$$

Lo ietogramma ha la stessa intensità media per ogni durata di quella fornita dalla curva di possibilità pluviometrica da cui è stato dedotto.
Dividendo la durata T in due parti dove $T_b=r*T$ è la parte precedente il picco di intensità $(0<r<1)$ e $T_a=(1-r)*T$ è la parte seguente il picco, e sostituendo nella $i(t)=n*a*t^{(n-1)}$ le espressioni $T=T_b/r$ e $T=T_a/(1-r)$ si ottengono due equazioni che descrivono l'andamento dell'intensità di pioggia nel ramo ascendente prima del picco e in quello discendente dopo il picco:

$i(t)=n*a*(t_b/r)^{n-1}$ *prima del picco*
$i(t)=n*a*(t_a/1-r)^{n-1}$ *dopo il picco*

dove t_b è il tempo contato dal picco verso l'inizio della pioggia, t_a è il tempo contato dal picco verso la fine della pioggia e r è il rapporto tra il tempo prima del picco di intensità e la durata totale T dell'evento.
Le equazioni sopra riportate forniscono un andamento temporale delle intensità, il cui valore medio è congruente per ogni durata con quello dedotto dalla curva di possibilità pluviometrica.

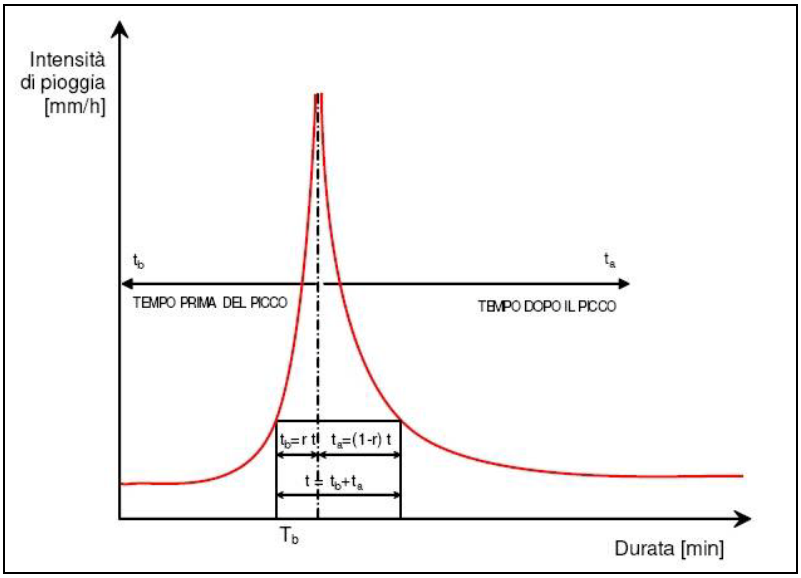


Figura 14 - Ietogramma Chicago.

Lo ietogramma Chicago è poco sensibile alla variazione della durata di base T. Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due code all'inizio e alla fine dell'evento. Pur essendo dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica, se la durata complessiva è sufficientemente lunga, risente in minima parte della sottostima dei volumi insita nel procedimento di definizione delle curve stesse.

Per avere uno ietrogramma il più cautelativo possibile la durata di pioggia utilizzata è stata considerata corrispondente al tempo di corrivazione del bacino in considerazione.

4.4 IETOGRAMMA DI PIOGGIA NETTA

Solo una parte dell'acqua delle precipitazioni contribuisce alla formazione del deflusso idrico superficiale, definito runoff. La quantità d'acqua superficiale di runoff dipende da diversi fattori: dal tipo di terreno, dal suo grado di saturazione, dal tipo di copertura vegetale, dalla pendenza dei versanti.
Per la valutazione dello ietogramma netto e quindi del runoff, nel presente studio è stato utilizzato il metodo del Curve Number di seguito descritto.

La stima delle piogge efficaci viene operata utilizzando un metodo sperimentato dal Servizio Statunitense di Conservazione del Suolo (SCS-CN). Tale metodo noto come 'Curve Number' (Chow, 1988) consente di tenere conto delle perdite di volumi di pioggia che avvengono all'inizio dell'evento precedentemente descritte attraverso la seguente equazione:

$$P_{netta} = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia + S)}$$

dove P_{netta} [mm] è la pioggia efficace che genera il deflusso superficiale, P [mm] è l'afflusso meteorico lordo, Ia [mm] rappresenta le perdite iniziali ed S [mm] il massimo assorbimento potenziale; da relazioni empiriche ricavate da numerosi casi sperimentali si ha inoltre:

$$Ia = 0.2S$$

$$CN = \frac{1000}{10 + S}$$

Nella Tabella seguente sono riassunti i valori di CN per diverse tipologie di copertura dei suoli. Per i tipi di suolo si fa riferimento alla classificazione del Soil Conservation Service:

GRUPPO	DESCRIZIONE
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi, anche se se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

USO DEL SUOLO	A	B	C	D
Terreno coltivato senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Terreno coltivato con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo - cattive condizioni	68	79	86	89
Terreno da pascolo - buone condizioni	39	61	74	80
Praterie-buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestali - terreno sottile sottobosco povero senza foglie	45	66	77	83
Terreni boscosi o forestali - sottobosco e copertura discreti	36	60	73	79
Spazi aperti, prati rasati, parchi - buone cond, con >75% area con copertura erbosa	39	61	74	80
Spazi aperti, prati rasati, parchi - cond, normali con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali - impermeabilità 85%	89	92	94	95
Distretti industriali - impermeabilità 72%	81	88	91	93
Aree residenziali - impermeabilità media 65%	77	85	90	92
Aree residenziali - impermeabilità media 38%	61	75	83	87
Aree residenziali - impermeabilità media 30%	57	72	81	86
Aree agricole eterogenee	58	73	82	87
Aree estrattive, discariche e cantieri	46	69	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
Aree incolte	77	86	91	94

La maggior parte del torrente è naturale e scorre in ambiente boschivo su roccia affiorante o sub-affiorante in depositi glaciali grossolani, la classe di suolo più idonea è quindi la D (potenzialità di deflusso molto alta); il Curve Number (CN) valutato più idoneo è 79 (Terreni boscosi o forestali – sottobosco e copertura discreti).

4.5 IDROGRAMMA DI PIENA

Urbis prevede per la trasformazione afflussi netti-deflussi modelli di tipo lineare che affrontano il problema con un approccio di tipo sintetico-concettuale.
Si ipotizza che il bacino si comporti come un serbatoio e se ne individua la funzione di risposta a meno dei parametri definiti caso per caso.
Il legame tra la portata uscente q(t) e la pioggia netta p(t) è del tipo:

$$q(t) = {}_0\int^t h(t-u)*p(u)*du$$

dove l'integrale è detto integrale di convoluzione e la funzione h(t) si chiama genericamente funzione impulsiva del sistema, che in Idrologia prende il nome di Idrogramma Unitario Istantaneo (IUH).

4.5.1 MODELLO DI NASH

Per il calcolo dell'idrogramma di piena è stato utilizzato il modello di Nash. Il bacino è schematizzato come una cascata di 3 serbatoi lineari.
L'IUH del modello assume la forma:

$$h(t)=[1/K*(n-1)!]*(t/k)^{n-1}*e^{-(t/k)}$$

dove k è la costante d'invaso di ciascuno degli n serbatoi, supposti tutti uguali. L'andamento qualitativo dell'IUH del modello di Nash viene qui sotto riportato.

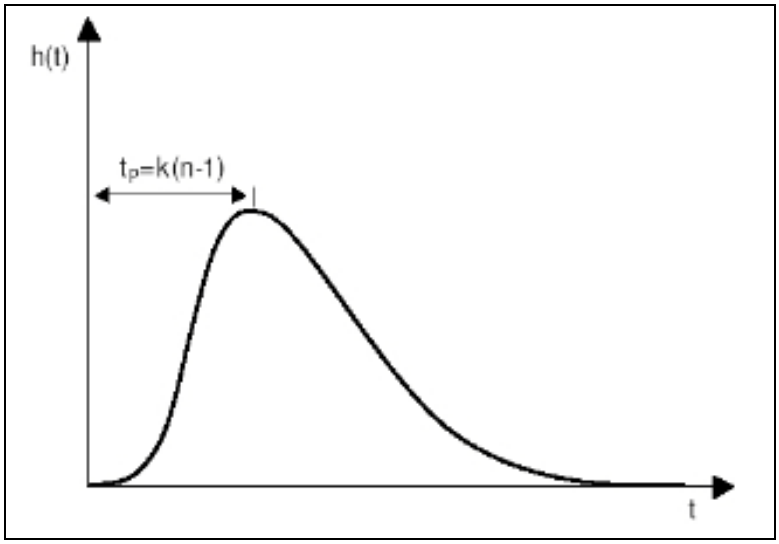


Figura 15 - IUH del modello di Nash

4.5.2 CONVOLUZIONE DELL'IDROGRAMMA UNITARIO

Ottenuto l'idrogramma unitario moltiplicandolo per l'area del bacino in considerazione (convoluzione) si ottiene l'idrogramma "vero e proprio" dell'evento di piena per il Tempo di ritorno considerato.

4.6 PORTATE CALCOLATE

Per mezzo di *Urbis* sono state calcolate le portate derivanti dagli apporti superficiali per il tempo di ritorno di 100 anni, utilizzando tre diversi tempi di corrivazione: Giandotti, Pasini e Viparelli.

Q [m^3/s]	Tr=100 anni
t_c di Giandotti	6.73
t_c di Pasini	**6.90**
t_c di Viparelli	6.48

I risultati ottenuti sono molto simili tra loro, per la simulazione idraulica in HEC-RAS sono stati comunque i valori più cautelativi, ovvero la portata di 6.9 m^3/s calcolata con il metodo di Pasini.

4.7 DATI GEOMETRICI MODELLO IDRAULICO

Il software *HEC-RAS* utilizzato per la simulazione di tipo monodimensionale del fenomeno di propagazione dell'onda di piena, presuppone che siano fornite tutte le informazioni geometriche necessarie, ed in particolare:

- disegno del torrente;
- geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali;
- interpolazione delle sezioni inserite per ottenere un passo di discretizzazione spaziale sufficiente;
- inserimento delle strutture trasversali, quali briglie e ponti.

La simulazione idraulica ha riguardato il tratto oggetto di rilievo topografico (paragrafo 3).

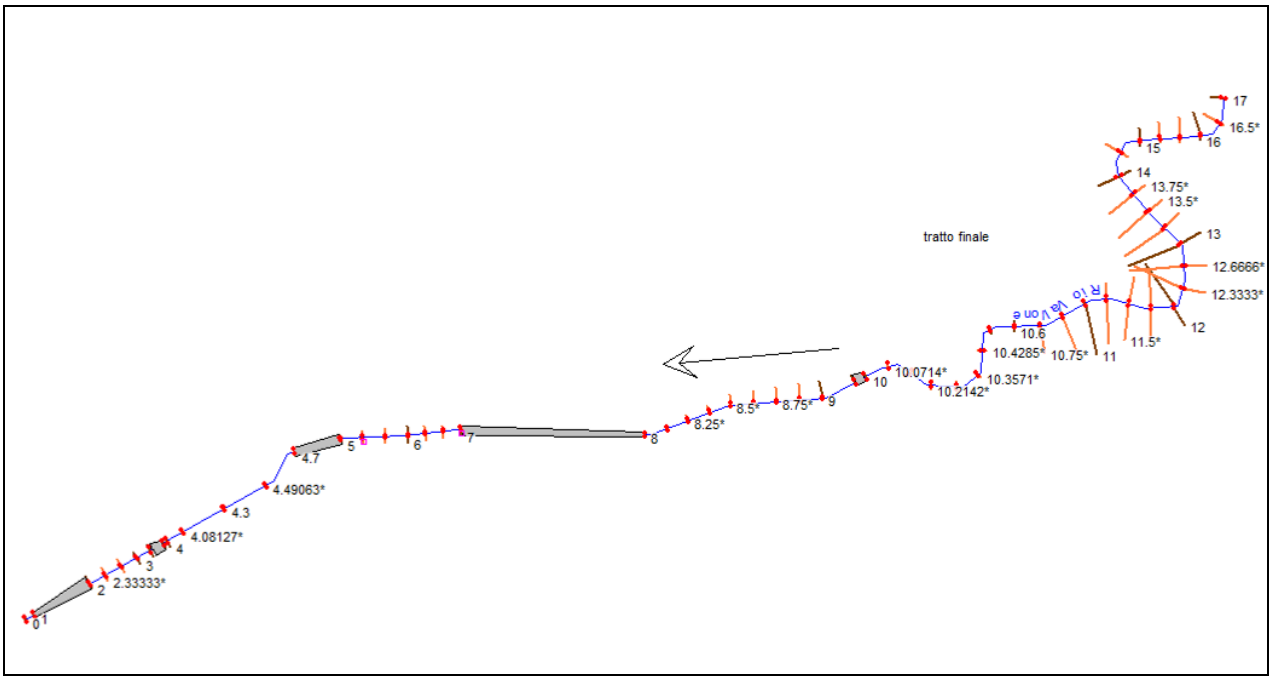


Figura 16 - schematizzazione sezioni in *Hec Ras*

4.7.1 COEFFICIENTE DI SCABREZZA

In corrispondenza di ogni sezione, per alveo e golene, è stato indicato il numero di Manning (pari all'inverso del numero di Strickler) caratteristico della scabrezza. Nella seguente tabella sono riportati i valori tabulati, per le diverse tipologie di alveo.

TIPOLOGIA DEL CORSO D'ACQUA	STRICKLER Ks = 1/n ($m^{1/3}$ s^{-1})
CORSI D'ACQUA MINORI	
(Raggio idraulico < 2 m; larghezza in piena < 30 m)	
CORSI D'ACQUA DI PIANURA	
alvei con fondo compatto, senza irregolarità	45-40
alvei regolari con vegetazione erbacea	30-35
alvei con ciottoli e irregolarità modeste	25-30
alvei fortemente irregolari	25-15
TORRENTI MONTANI	
fondo alveo con prevalenza di ghiaia e ciottoli, pochi grossi massi	30-25
alveo in roccia regolare	30-25
fondo alveo con ciottoli e molti grossi massi	20-15
alveo in roccia irregolare	20-15
ALVEO ARTIFICIALE IN TERRA	
materiale compatto, liscio	60
sabbia compatta, con argilla o pietrisco	50
sabbia e ghiaia, scarpata lastricata	50-45
ghiaietto 10-30 mm	45
ghiaia media 20-60 mm	40
ghiaia grossa 50-150 mm	35
limo in zolle	30
grosse pietre	30-25
sabbia, limo o ghiaia, con forte rivestimento vegetale	25-20
ALVEO ARTIFICIALE IN ROCCIA	
con lavorazione accurata	30-25
con lavorazione media	25-20
con lavorazione grossolana	20-15
ALVEO ARTIFICIALE IN MURATURA	
muratura in pietra da taglio	80-70
muratura accurata in pietra da cava	70
muratura normale in pietra da cava	60
pietre grossolanamente squadrate	50
scarpate lastricate, fondo in sabbia e ghiaia	50-45
ALVEO ARTIFICIALE IN CALCESTRUZZO	
pavimentazione in cemento	100
calcestruzzo con casseforme metalliche	100-90
calcestruzzo con intonaco	95-90
calcestruzzo lisciato	90
intonaco di cemento intatto	90-80
calcestruzzo con casseforme in legno, senza intonaco	70-65
calcestruzzo costipato, superficie liscia	65-60
calcestruzzo vecchio, superficie pulita	60
rivestimento in calcestruzzo ruvido	55
superfici irregolari in calcestruzzo	50

4.8 SIMULAZIONE DELL'ONDA PIENA

Ai fini del presente studio è stata effettuata una simulazione in moto permanenete dell'onda di piena centennale.

Per l'analisi in moto permanente *HEC-RAS* determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata standard step, risolvendo l'equazione del bilancio energetico,

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 V_2^2/2g = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2/2g - h_e$$

dove:

- Y_1 e Y_2 sono le altezze d'acqua riferite al fondo dell'alveo;
- Z_1 e Z_2 sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;
- V_1 e V_2 sono le velocità medie della corrente nelle due sezioni estreme del tronco fluviale considerato;
- α_1 e α_2 sono coefficienti di ragguaglio delle potenze cinetiche;
- h_e è la perdita di carico tra le due sezioni considerate.

Il termine h_e dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione. Si può valutare mediante la relazione:

$$h_e = L*S_f + C * \left| \alpha_2 V_2^2/2g - \alpha_1 V_1^2/2g \right|$$

dove:

- L è la lunghezza del tronco considerato;
- Sf è la cadente media tra le due sezioni;
- C è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o espansione.

Il primo termine rappresenta la perdita totale per attrito, prodotto tra la distanza tra le due sezioni e la cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione dell'alveo in sottosezioni all'interno delle quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante.
Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell'area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente *C* varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinata mediante una risoluzione iterativa delle due equazioni sopra riportate. Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali.
Qualora si verifichino transizioni da corrente lenta e veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico.

Il modello HEC-RAS consente di modellare l'effetto indotto sulla corrente dalla presenza di attraversamenti fluviali, nel caso che il deflusso attraverso il ponte avvenga a pelo libero ma anche in pressione.

La perdita di energia causata dal ponte è divisa in tre parti:

- perdite che si hanno nella zona immediatamente a valle del ponte dove, generalmente, si ha un'espansione della corrente

- perdite di energia che si verificano durante l'attraversamento del ponte
- perdite che si hanno immediatamente a monte, ove la corrente subisce una contrazione.

Per lo studio del deflusso attraverso un ponte HEC-RAS fa riferimento a quattro sezioni fluviali trasversali: sezione a monte del ponte, sezione di ingresso al ponte, sezione in uscita al ponte e sezione a valle del ponte.

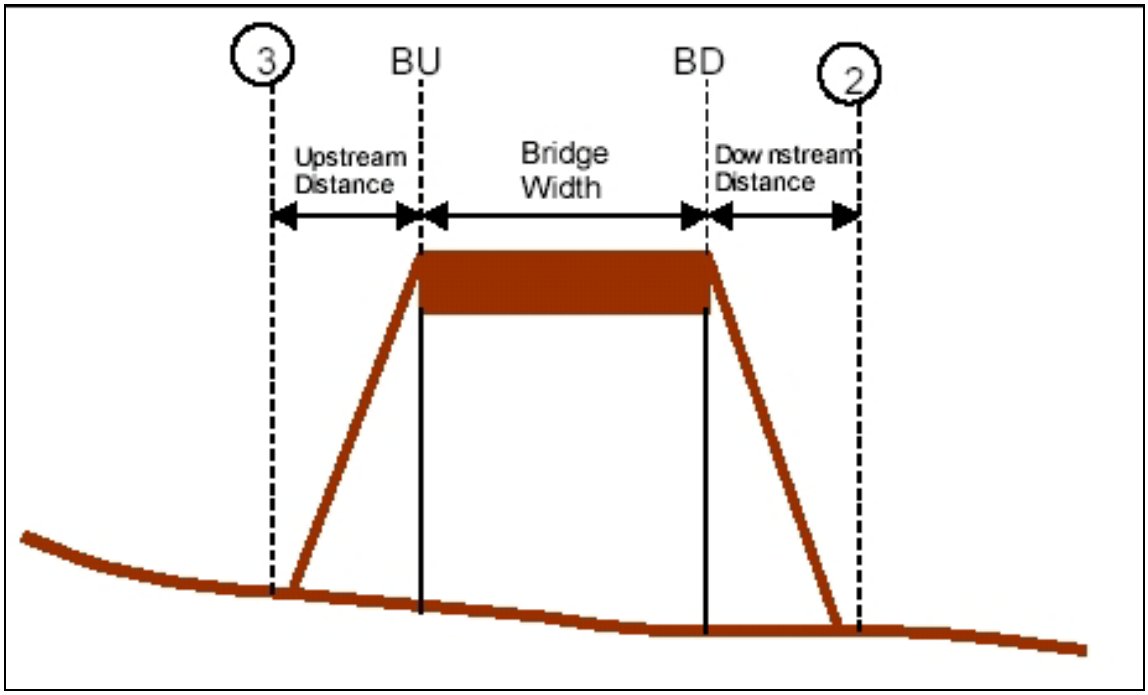


Figura 17 - modellazione di un ponte

Il calcolo può essere effettuato utilizzando diverse soluzioni, di seguito vengono illustrati il metodo standard step e il metodo del bilancio della quantità di moto.

METODO STANDARD STEP

Il metodo del bilancio energetico tratta la sezione in cui è presente il ponte esattamente come le altre, ad eccezione del fatto che l'area occupata dalla struttura viene sottratta dall'area totale e che il perimetro bagnato risulta incrementato per via del contributo dato dal ponte stesso. Poiché le perdite totali sono funzione delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione ed espansione, occorre definire in questa fase i coefficienti necessari per il calcolo. In particolare, essendovi variazioni di velocità anche notevoli, il coefficiente di contrazione e soprattutto quello di espansione risulteranno sensibilmente maggiori dei valori assunti per i normali tronchi fluviali.

METODO DEL BILANCIO DELLA QUANTITÀ DI MOTO

Il metodo del bilancio della quantità di moto si basa invece sull'applicazione dell'omonima equazione tra le quattro sezioni fluviali in precedenza descritte. Il modello permette all'utente di utilizzare, per lo studio di ogni ponte, ciascuno dei metodi sopra citati o eventualmente di selezionarli entrambi; il software provvede a restituire il profilo che prospetta la situazione caratterizzata da maggior criticità.

4.9 CONDIZIONI AL CONTORNO

Assegnato il valore di portata di moto permanente, nel caso di corrente lenta occorre specificare una condizione al contorno di valle; viceversa, per correnti veloci, è richiesta la definizione di una condizione al contorno di monte. Per un regime transcritico, invece, si rende necessaria la specifica di entrambe le condizioni, ovvero a monte e a valle.
HEC-RAS ammette la definizione delle condizioni al contorno attraverso la specifica di un valore di altezza assegnato, oppure imponendo il passaggio del profilo per l'altezza critica, oppure ancora per l'altezza di moto uniforme.
Nel presente studio come condizione al contorno di monte è stata utilizzata l'altezza critica calcolata dal software.
Come condizione al contorno di valle è stata inserita un altezza di 242 m slm, corrispondente alla massima altezza del torrente Boesio calcolata per un tempo di ritorno di 100 anni nello "*Studio di approfondimento del grado di pericolosità del torrente Boesio finalizzato alla mappatura di possibili aree di esondazione (D.G.R. 8 NOVEMBRE 2002 N°7/11047)*" della Provincia di Varese.

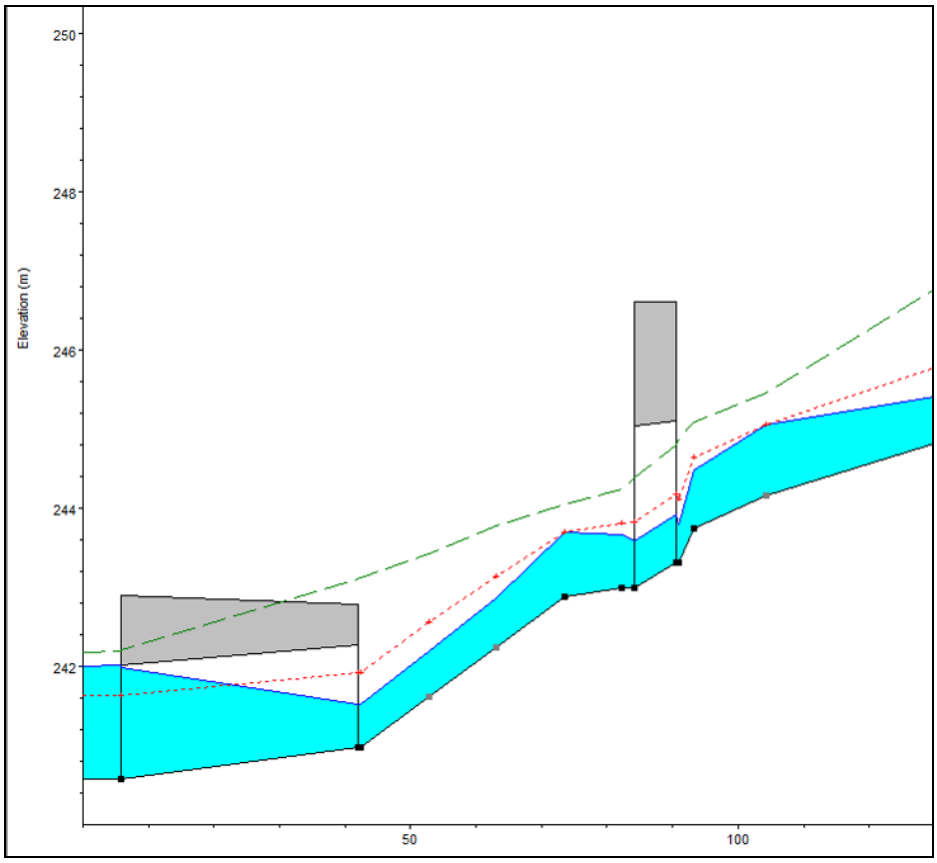


Figura 18 – Condizione al contorno di valle (h max altezza Boesio)

5 ANALISI PROFILI CORRENTE

I risultati della simulazione idraulica sono stati analizzati secondo la metodologia indicata nell'Allegato 4 alla direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino, dove sono indicati i *criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B"*.
In particolare sono state individuate le sezioni insufficienti al deflusso della piena simulata e le sezioni in cui non sono rispettati i franchi di attraversamento delle opere trasversali all'alveo fluviale (ponti e tratti tombinati).
Secondo la direttiva citata infatti il franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.0 m. Tale valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore.

La Figura 19 rappresenta il profilo di corrente in moto perrmanente per il periodo di ritorno considerato (100 anni).

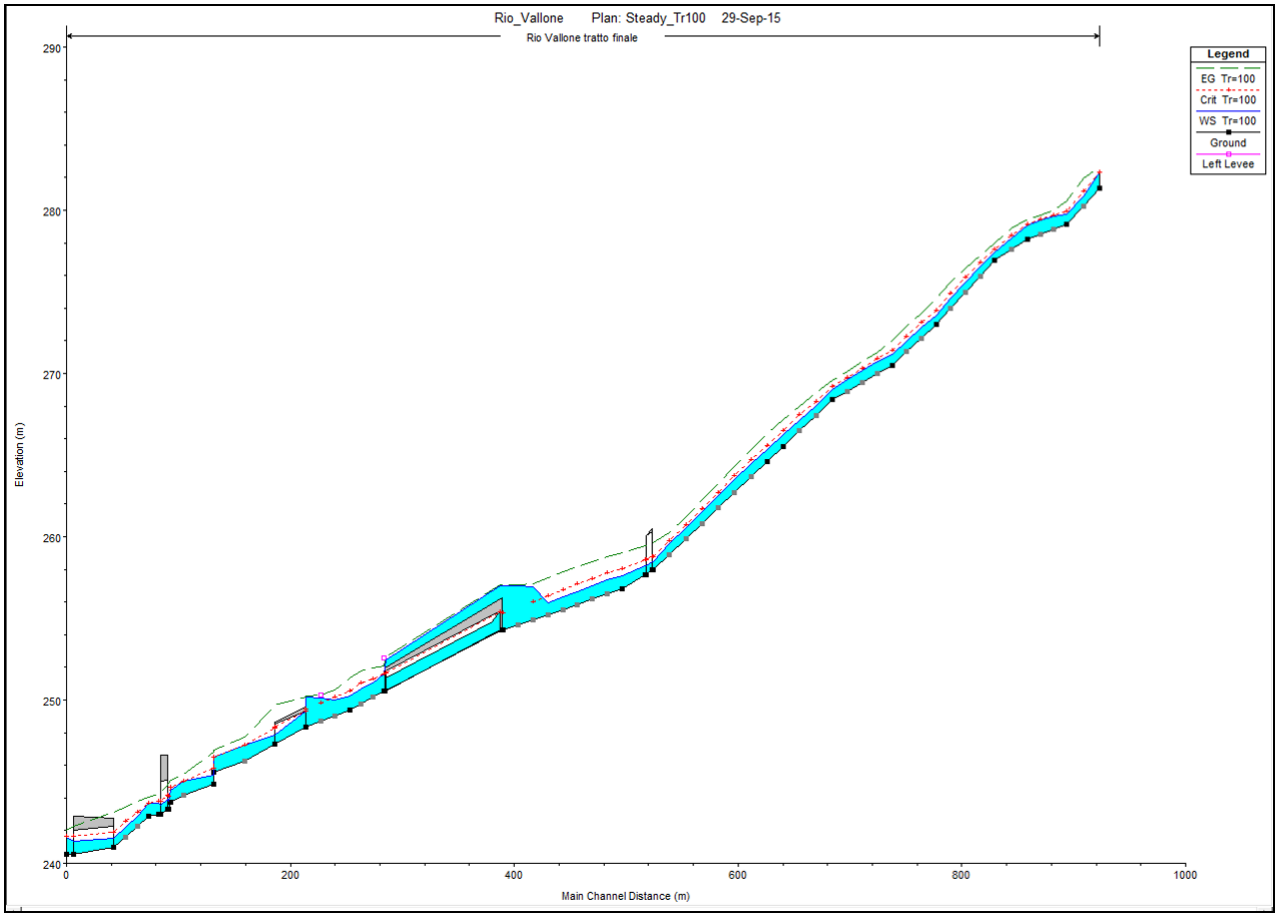


Figura 19 – Profilo simulazione Tr=100 anni

Nel seguito vengono riportati i risultati delle sezioni più significative percorrendo il torrente da monte verso valle. Le maggior parte delle foto mostrate risale alle date di rilievo (settembre 2015), alcune sono precedenti (febbraio 2015).

La simulazione idraulica ha indicato che le sezioni dalla 17 alla 9 risultano sufficienti a smaltire la piena centennale (Figura 20÷Figura 23).

In particolare il primo attraversamento che si incontra, ponte di via Pianazze (Figura 22), è in grado di smaltire la piena con i franchi di sicurezza dettati dalla normativa di riferimento, si segnala tuttavia la forte presenza di vegetazione in alveo (Figura 5) che potrebbe aggravare la situazione, la simulazione è stata effettuata infatti in condizioni di alveo pulito.

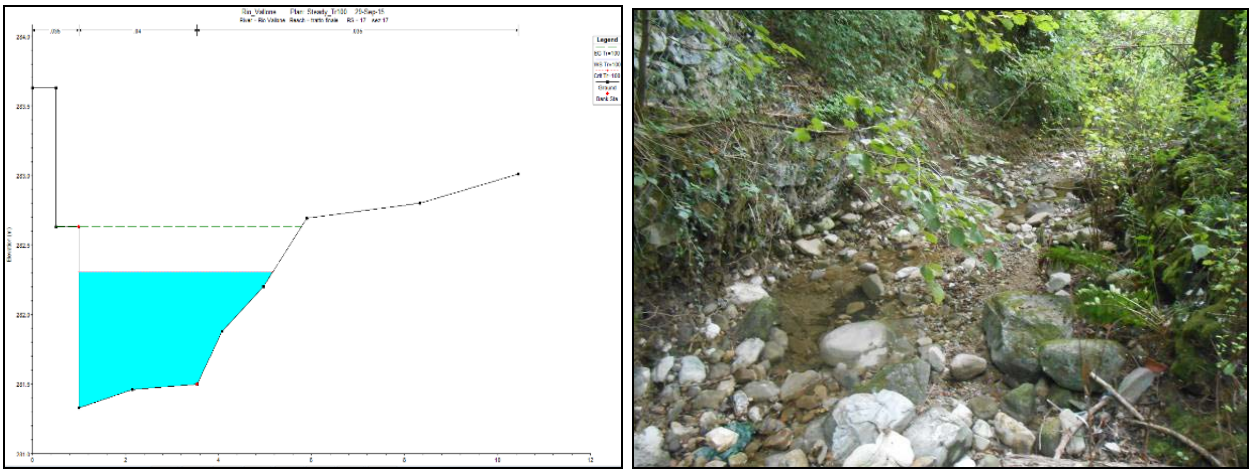


Figura 20 – Sez.17

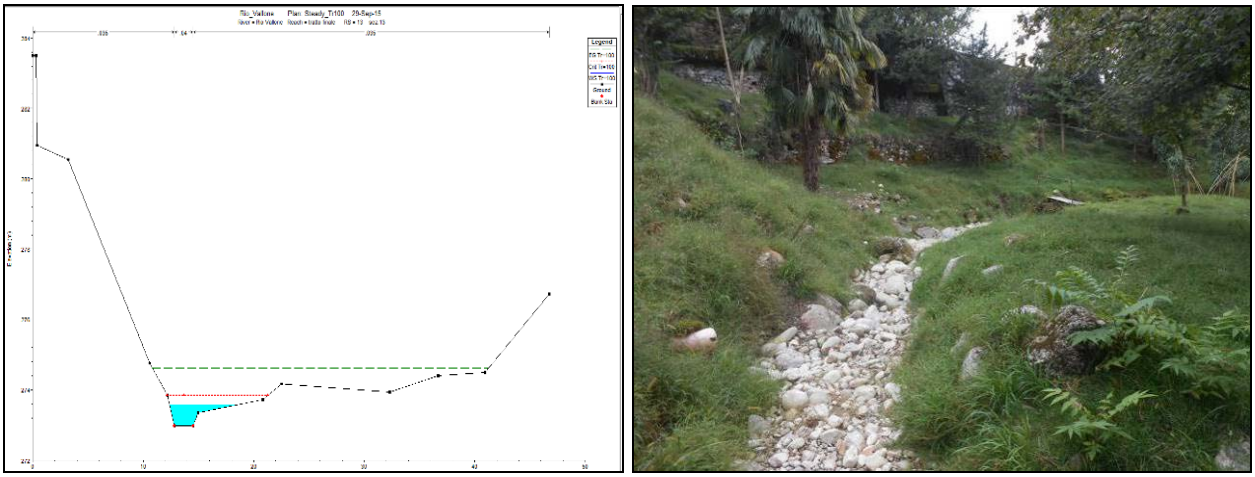


Figura 21 – Sez.13

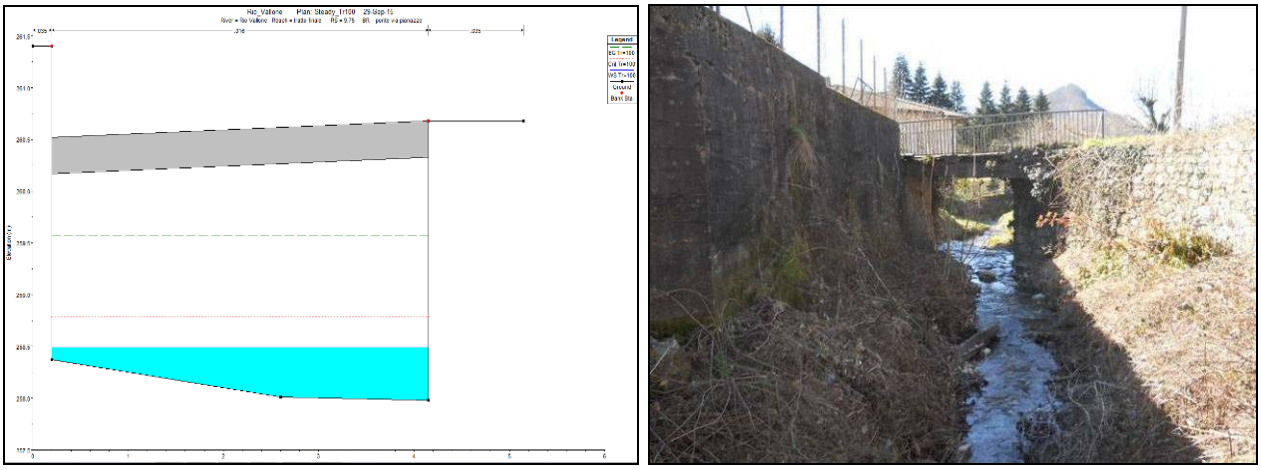


Figura 22 – Sez.10, monte ponte via Pianazze (foto feb.'15)

Figura 23 – Sez.9

La prima sezione a risultare critica è la numero 8, a monte dell'imbocco del tratto tombinato di via Oberdan (Figura 24). Questa sezione non è sufficiente a smaltire la portata simulata e quindi può causare una esondazione di circa 70 cm di acqua in via Oberdan. Dalla simulazione risulta insufficiente anche l'uscita della tombinatura (Figura 25). Si sottolinea che la simulazione è stata effettuata a sezione pulita, sono però presenti depositi di materiale fine che possono aggravare ulteriormente la situazione.

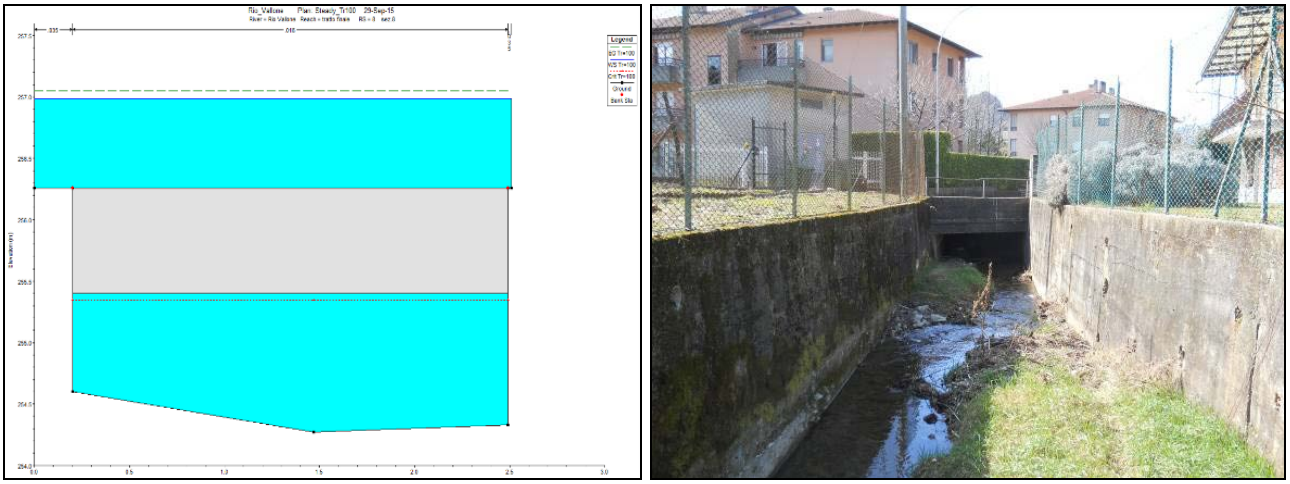


Figura 24 – Sez.8, imbocco 1° tombinatura via Oberdan (foto feb'15)

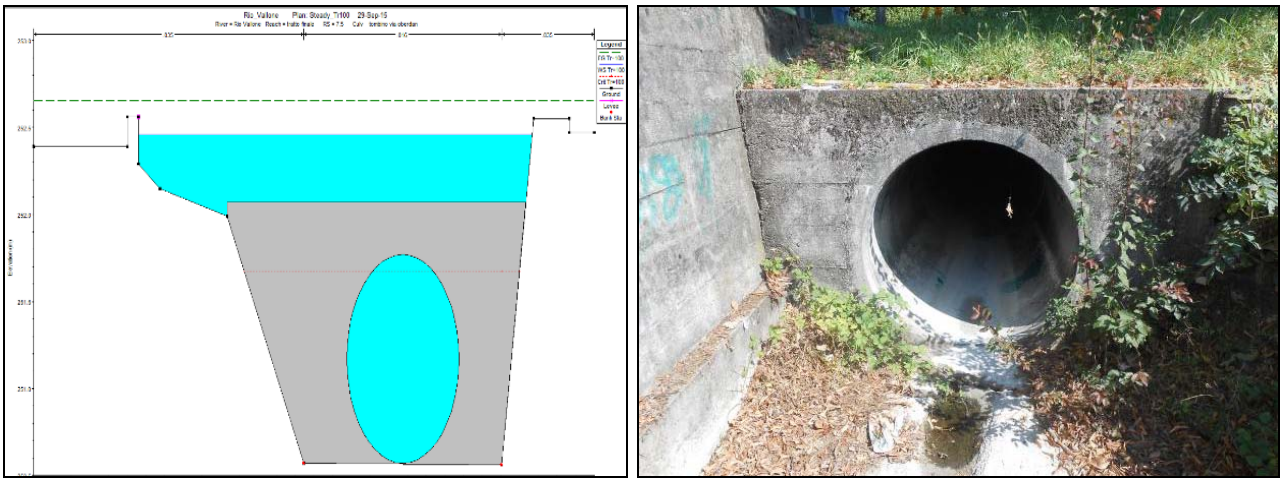


Figura 25 – Sez.7.5, uscita1° tombinatura via Oberdan

A valle della 1° tombinatura di via Oberdan l'alveo è arginato da un muro in sponda destra e una scogliera in massi a sinistra (Figura 26).
La sezione 6 risulta sufficiente al contenimento della piena; l'imbocco della seconda tombinatura, sezione 5, è completamente riempita dalla piena e non è in grado quindi di smaltirla con franco di sicurezza (Figura 27).

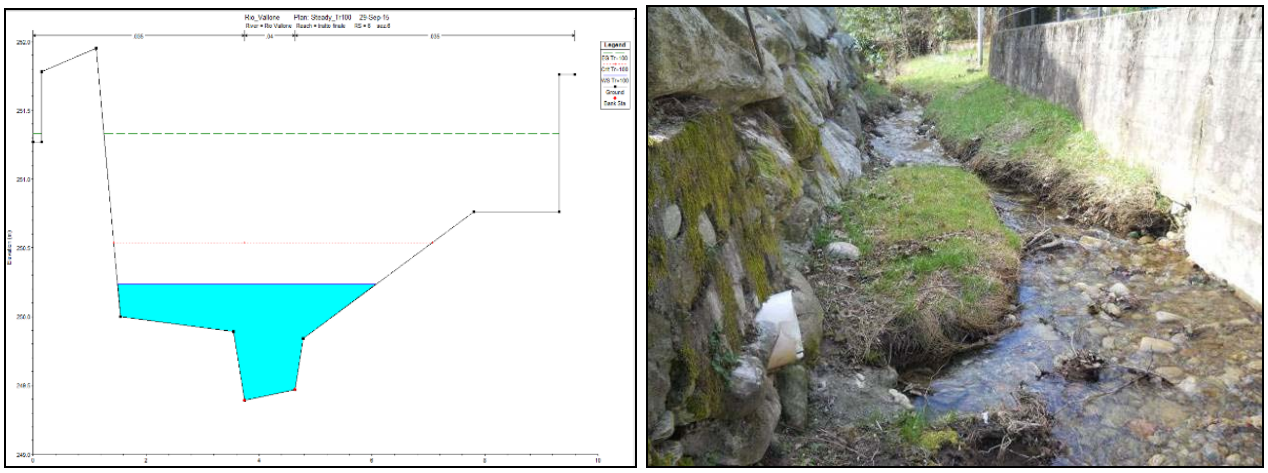


Figura 26 – Sez.6, a valle dell'uscita 1° tombinatura via Oberdan

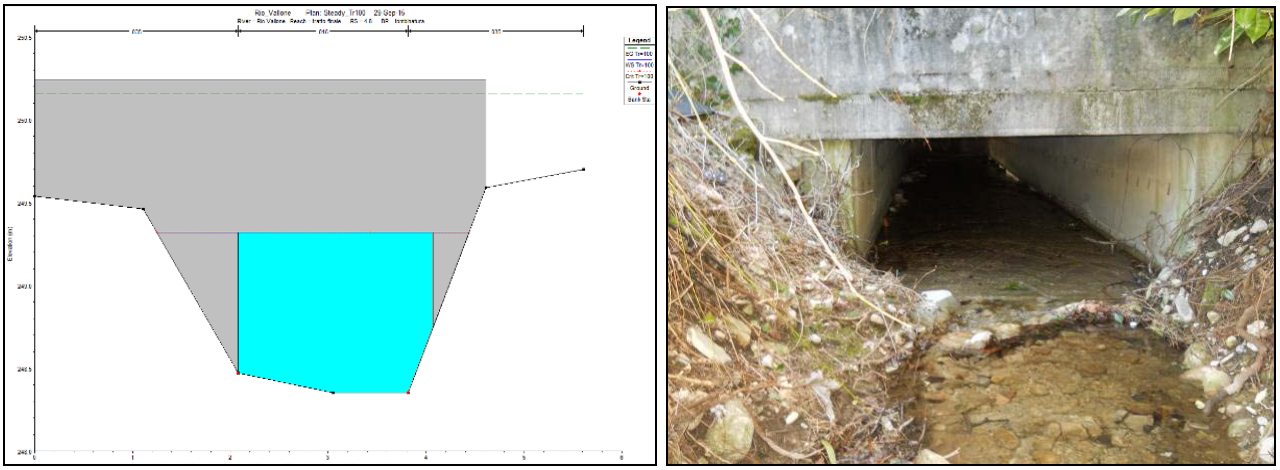


Figura 27 – Sez.5, imbocco 2° tombinatura via Oberdan

Infine le sezioni dell'ultimo tratto del fiume, sono più ampie e in grado di smaltire la piena centennale. Il ponte di via San Rocco (Figura 28) rispetta il franco di sicurezza di 1 m per almeno 2/3 della luce come dettato dalla normativa di riferimento, invece il ponte sulla S.P.394 ha un franco minore di 1 metro (Figura 29).

Figura 28 – Sez.3, valle ponte via San Rocco

Figura 29 – Sez.2, monte tombinatura S.P.394

La Tabella riporta i risultati in forma numerica di Hec-Ras sezione per sezione.

Stazione	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
17	281.33	282.3	282.3	282.63	0.0212	2.65	2.76	4.16	0.91
16.5*	280.23	280.87	281.18	281.96	0.1154	4.84	1.55	3.97	2.07
16	279.13	279.73	279.96	280.55	0.0738	4.56	1.86	5.71	1.96
15.66*	278.84	279.61	279.7	279.97	0.0229	3.07	2.73	5.94	1.14
15.33*	278.54	279.37	279.45	279.71	0.0210	2.98	2.82	6.05	1.1
15	278.25	279.08	279.17	279.44	0.0250	3.05	2.74	6.4	1.17
14.5*	277.6	278.27	278.47	278.9	0.0511	3.77	2.07	5.25	1.62
14	276.95	277.45	277.61	278	0.0715	3.53	2.19	7.8	1.81
13.75*	275.96	276.59	276.79	277.23	0.0476	3.66	2.03	4.73	1.57
13.5*	274.97	275.56	275.86	276.47	0.0669	4.34	1.7	3.67	1.86
13.25*	273.97	274.59	274.93	275.58	0.0664	4.61	1.67	3.78	1.89
13	272.98	273.58	273.85	274.62	0.0802	5.05	1.78	6.26	2.08
12.66*	272.15	272.81	273.15	273.7	0.0578	4.46	1.81	4.37	1.78
12.33*	271.33	271.98	272.26	272.89	0.0654	4.46	1.73	3.91	1.86
12	270.5	271.17	271.44	272.01	0.0656	4.26	1.77	4	1.84
11.75*	269.97	270.73	270.89	271.29	0.0368	3.42	2.17	4.21	1.36
11.5*	269.45	270.15	270.33	270.74	0.0448	3.5	2.06	3.95	1.43
11.25*	268.92	269.61	269.75	270.15	0.0421	3.35	2.15	3.99	1.37
11	268.39	269.05	269.19	269.58	0.0425	3.32	2.16	4.17	1.39
10.875*	267.44	268.05	268.3	268.84	0.0575	4.2	1.83	3.7	1.75
10.75*	266.49	267.14	267.46	267.99	0.0575	4.38	1.78	3.53	1.77
10.6	265.51	266.24	266.52	267.17	0.0552	4.55	1.72	3.29	1.75
10.5	264.6	265.31	265.61	266.31	0.0618	4.72	1.66	3.24	1.85
10.42*	263.65	264.46	264.75	265.35	0.0654	4.23	1.7	2.81	1.56
10.35*	262.71	263.49	263.73	264.31	0.0742	4.03	1.71	2.42	1.53
10.28*	261.76	262.5	262.71	263.26	0.0681	3.84	1.79	2.72	1.51
10.21*	260.82	261.51	261.72	262.25	0.0700	3.81	1.81	3.03	1.57
10.14*	259.87	260.54	260.73	261.23	0.0677	3.69	1.87	3.34	1.57
10.07*	258.93	259.57	259.76	260.24	0.0681	3.62	1.9	3.64	1.6
10	257.98	258.48	258.79	259.61	0.0260	4.71	1.47	3.95	2.47
9.5	257.69	258.25	258.58	259.43	0.0193	4.83	1.44	3.24	2.3
9	256.8	257.63	258.04	259.01	0.0190	5.51	1.54	2.28	1.96
8.875*	256.48	257.34	257.76	258.75	0.0196	5.41	1.45	2.23	1.91
8.75*	256.17	257.01	257.45	258.48	0.0214	5.39	1.34	2.09	1.93
8.625*	255.85	256.65	257.11	258.16	0.0249	5.45	1.27	1.75	2.02
8.5*	255.53	256.29	256.75	257.83	0.0258	5.49	1.26	1.83	2.11
8.375*	255.22	255.94	256.38	257.48	0.0261	5.5	1.26	1.94	2.18
8.25*	254.9	256.94	256.03	257.09	0.0010	1.7	4.3	4.7	0.39
8.125*	254.59	256.97		257.06	0.0005	1.35	5.59	3.61	0.29
8	254.27	256.98	255.34	257.05	0.0003	1.15	6.13	2.51	0.23

Stazione	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
7	250.56	251.58	251.58	252.06	0.0025	3.12	2.53	2.88	0.99
6.66*	250.17	251.03	251.29	251.97	0.0138	4.41	1.85	2.74	1.52
6.33*	249.78	250.7	251.02	251.76	0.0281	4.91	1.85	3.87	1.64
6	249.39	250.23	250.54	251.33	0.0672	5.58	1.75	4.57	1.99
5.66*	249.04	249.99	250.18	250.63	0.0303	4.12	2.22	4.44	1.37
5.33*	248.7	250.13	249.83	250.29	0.0044	2.07	4.47	5.9	0.56
5	248.35	250.15		250.23	0.0015	1.43	6.4	5.61	0.34
4.9	248.35	250.06	249.45	250.22	0.0005	1.96	5.87	5.61	0.48
4.7	247.3	247.83	248.29	249.65	0.1871	6.02	1.18	2.65	2.77
4.49*	246.25	247.25	247.25	247.73	0.0316	3.05	2.27	2.48	1
4.3	245.56	246.49	246.5	246.95	0.0257	3.02	2.35	2.79	1.05
4.2	244.86	245.42	245.8	246.83	0.1446	5.3	1.33	2.79	2.43
4.08*	244.16	245.06	245.06	245.46	0.0235	2.85	2.5	3.18	1.02
4	243.74	244.48	244.65	245.09	0.0460	3.51	2.02	3.5	1.42
3.6	243.32	243.79	244.11	244.89	0.0895	4.69	1.51	3.39	2.19
3.4	243	243.66	243.82	244.24	0.0325	3.39	2.09	4.13	1.47
3	242.88	243.7	243.7	244.05	0.0143	2.97	2.78	4.12	1.05
2.66*	242.25	242.87	243.14	243.78	0.0348	4.63	1.82	3.78	1.89
2.33*	241.61	242.2	242.56	243.42	0.0285	5.25	1.64	3.68	2.23
2	240.98	241.52	241.92	243.12	0.0219	5.9	1.54	4.15	2.64
1	240.57	242.01	241.63	242.19	0.0012	1.9	3.84	3.5	0.56
0	240.57	242	241.63	242.18	0.0078	1.89	3.8	3.5	0.56

6 CONCLUSIONI E PROPOSTA DI PARZIALE RIDUZIONE DELLA FASCIA DI RISPETTO FLUVIALE

La simulazione idraulica effettuata tramite software dedicato Hec-Ras e con tempo di ritorno pari a 100 anni ha restituito i valori sintetizzati dalla Figura 30 e dalla **tavola 2**:

- Le sezioni **non sufficienti al deflusso** della piena centennale sono **colorate di rosso** e corrispondono alle **2 tombinature di via Oberdan (sez 8-7 e sez 5)**;
- il **tratto tombinato sotto la strada provinciale (SP349 dir), ovvero le sezioni 1 e 2 (colorate in giallo),** è **sufficiente al deflusso ma non rispetta il franco di sicurezza** indicato dalla normativa di riferimento (pari a 1 m).
- **Tutte le altre sezioni**, indicate in **verde**, **sono sufficienti al deflusso della piena con T.R. centennale**.

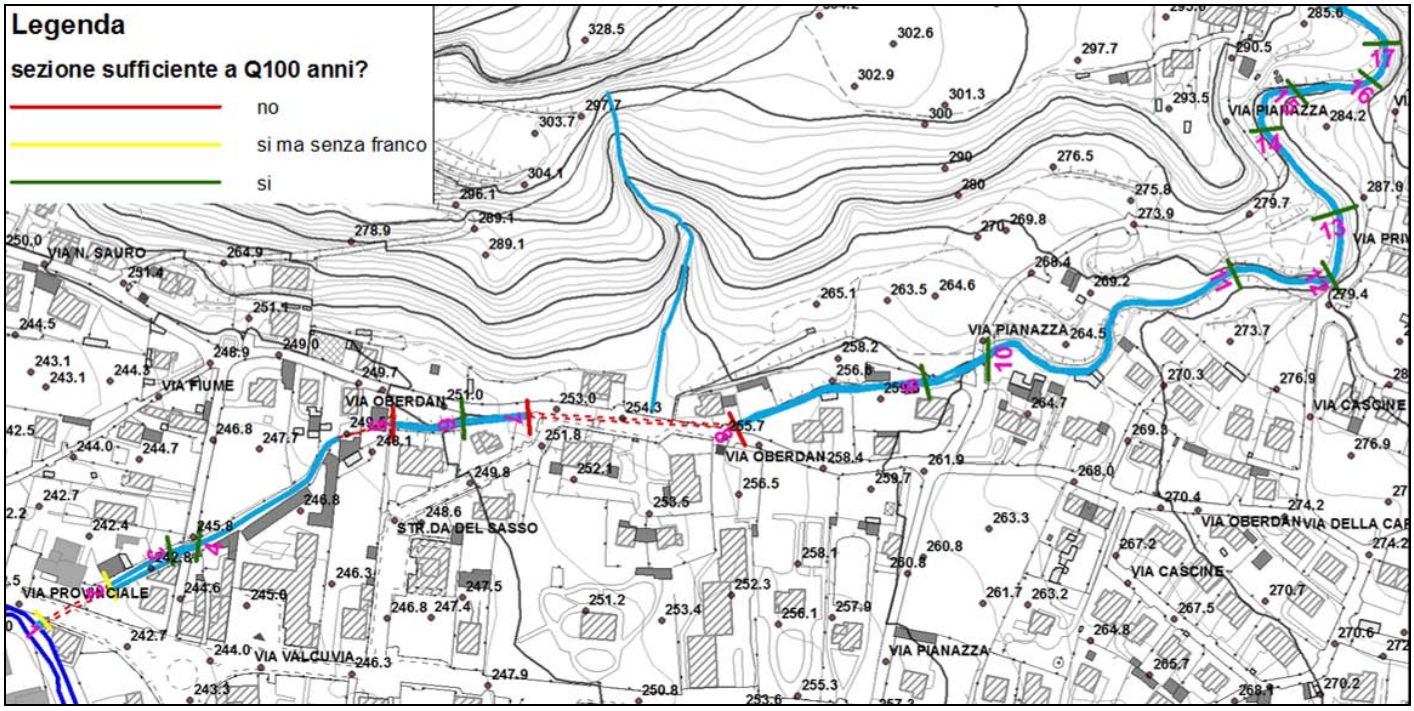


Figura 30 – Sintesi risultati simulazione

Sulla base dei risultati delle verifiche effettuate si ritiene idraulicamente compatibile la proposta di ridurre la fascia di polizia idraulica del tratto interessato dalla presenza continua di sezioni sufficienti al deflusso della piena centennale.

In particolare e in via conservativa si propone di ridurre da 10 a 5 m la fascia di rispetto fluviale del tratto posto a monte dell'attraversamento di Via Pianazza (sezione n.10) lasciando invariata la fascia di rispetto fluviale nel tratto a valle (compreso quello tra la sezione n.8 e la sezione n.10), così come indicato in Tavola 3.

Si ricorda che, ai sensi della normativa di riferimento (R.D. 523/1904, D.G.R. 7/7868 del 2002, D.G.R. 7/13950 del 2003 e D.G.R. 8/8127 del 2008 e s.m.i.) la fascia di rispetto (vincolo di Polizia Idraulica) comprende l'alveo, le sponde e le aree di pertinenza dalla sommità della sponda incisa o dal piede esterno dell'argine (in presenza di argini in rilevato).

Entro tale fascia vige, oltre che il vincolo di inedificabilità assoluta, il regolamento di attuazione del Reticolo Idrico Minore del Comune di Cittiglio così come approvato dalla Sede Territoriale di Regione Lombardia di Varese (STER) nel giugno 2012.

Varese, febbraio 2016

Dott. Geol. D. Fantoni

Dott. Ing. Chiara M. Farioli