Regione Piemonte

COMUNE DI AIRASCA

Provincia di Torino

ADEGUAMENTO P.R.G.C. AL PAI



LOCALIZZAZIONE

COMUNE DI AIRASCA

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

CODICE GENERALE ELABORATO

CODICE OPERA	LIVELLO PROGETTO	TIPO ELABORATO	N° ELABORATO	VERSIONE
02113	Z	ALL	001	0

CONSULENZA

IDENTIFICAZIONE FILE: \\Lavori\2002\02113\consulenza\allegati\001\02113_Z_ALL_001_0.Dwg

versione	data	oggetto	verifica	redazione
0	30/07/2015	1° emissione	RB	AL
1				
2				
3				
4				
5				

DATI PROGETTISTI

essebi INGEGNERIA

essebi INGEGNERIA - Studio Tecnico Associato Barra - Ruzzon -
- P.zzle C.A. Dalla Chiesa n. 2 - 10064 Pinerolo TO

Il consulente idraulico: Ing. Renato Barra

		FIRMA
VERIFICA:	Ing. R. Barra	
REDAZIONE:	Ing. R. Ruzzon	
CONSULENZA:		
CONSULENZA:		

TIMBRI - FIRME

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. RENATO BARRA n. 3737S

Il Responsabile del Procedimento: FIRMA

Questo elaborato è di proprietà dello Studio *essebi* Ingegneria. Qualsiasi divulgazione o riproduzione anche parziale deve essere espressamente autorizzata
P.zzle C.A.Dalla Chiesa 2 - 10064 Pinerolo TO - Tel 0121 374575 - Fax 0121 398260 - e-mail essebi.ingegneria@gmail.com

INDICE

1 PREMESSA 2
1.1 rispondenza alle prescrizioni 2
2 ANALISI IDROLOGICA 5
2.1 Caratteristiche fisiografiche dei bacini 5
2.2 Analisi pluviometrica 7
2.2.1 Dati utilizzati 7
2.2.2 Metodi di calcolo 7
2.3 Stima dei tempi di corrivazione 8
2.4 Valutazione delle portate al colmo di piena 10
2.4.1 Metodi empirici 11
3 VERIFICHE IDRAULICHE 14
3.1 Verifica sezioni in moto uniforme 15
3.1.1 Definizione della scabrezza 16
3.1.2 . – Risultati delle verifiche di moto uniforme 18
3.2 Verifica sezioni in moto uniforme (canale del nicola) 20
3.2.1 Geometria del corso d'acqua 21
3.2.2 Metodologia di calcolo 21
3.2.3 . – Risultati delle verifiche di moto permanente 22
3.3 ANALISI BIDIMENSIONALE E DEFINIZIONE DEI DISSESTI AREALI 23
3.3.1 Descrizione del metodo numerico utilizzato per le analisi 23
3.3.2 Individuazione dei valori di portata 25
3.3.3 Individuazione del pluviogramma di progetto e definizione del metodo di costruzione dell'idrogramma di piena 25
3.3.4 Individuazione del modello digitale del terreno 29
3.3.5 Definizione dei modelli bidimensionali 30
3.3.6 Analisi dei risultati 33
4 CONCLUSIONI 37
ALLEGATO 1: VERIFICHE IN MOTO UNIFORME 38
ALLEGATO 2: VERIFICHE IN MOTO PERMANENTE (CANALE DEL NICOLA) 39
5 ALLEGATO 3: MODELLAZIONI BIDIMENSIONALI 53
5.1 RIO DEL GINGO CONCENTRICO 1 53
5.2 RIO DEL GINGO CONCENTRICO 2 57
5.3 RIO MOLINO DELLE ACQUETTE 60
5.4 ALLAGAMENTI concentrico 63
5.5 ALLAGAMENTI ZONA NORE OVEST 66
5.6 ALLAGAMENTI ZONA NORd EST 69

1 PREMESSA

La presente relazione idraulica sintetizza gli elementi idrologici e idraulici volti ad individuare il quadro del dissesto legato alla dinamica di smaltimento delle acque superficiali e meteoriche del territorio comunale di Airasca.
La presente documentazione è allegata allo studio geologico-idraulico di adeguamento al P.A.I. del Piano Regolatore Comunale.
A seguito del ricevimento del parere coordinato del Gruppo interdisciplinare ai sensi della D.G.R. n. 31-3749 del 6/8/2001 e trasmesso dalla Regione Piemonte, Direzione Opere Pubbliche e Difesa assetto idrogeologico di Torino in data 23/01/2014 Prot 409 DB14/20 e alla luce delle prescrizioni in essa contenuto si è deciso di rivedere interamente il quadro del dissesto.
Il presente documento integra ed aggiorna quanto precedentemente proposto in sede studio geologico – idraulico adeguando le analisi e le verifiche allo stato di fatto e integrandole secondo quanto richiesto dal gruppo interdisciplinare.

1.1 RISPONDENZA ALLE PRESCRIZIONI

In merito al reticolo idraulico secondario ed artificiale si riassumono le osservazioni pervenute dalla Regione Piemonte, Direzione Opere Pubbliche:

1) Permangono dubbi sull'approccio idraulico adottato per la definizione e la perimetrazione dei processi areali lungo la rete idrica secondaria che attraversa il concentrico;
2) La carta dell'evento alluvionale del settembre 2002 non riporta alcune aree allagate lungo la Gora del Molino delle Acquette, al confine con il comune di None; ove venissero confermate dette aree, in assenza di interventi che ne abbiano risolto le criticità idraulica, occorre individuarle anche nella carta del dissesto attraverso il criterio storico geomorfologico, ovvero idraulico;
3) La cartografia del dissesto riferita al PRGC di None, tenuto conto degli allagamenti connessi all'evento alluvionale di riferimento, individua una vasta area Ema al confine con Airasca, oltre che n. 2 aree di laminazione controllata, gran parte ricadenti nel territorio del comune di Airasca, di cui tuttavia non si ha riscontro negli elaborati in esame: occorre pertanto che in tale ambito di confine sia adeguatamente verificato in termini di dissesto idraulico in atto e/o potenziale, in coerenza con i dati storici disponibili e con le analisi geomorfologico-idrauliche già condivise, completando la perimetrazione delle aree inondabili rispetto all'estensione degli allagamenti registrata durante l'evento, di cui al precedente punto, caratterizzando il dissesto nel suo insieme;
4) Non appare sufficientemente esplicitato se l'evento alluvionale del settembre 2002 possa ripetersi con le medesime caratteristiche di ampiezza delle aree allagate e di livelli idrici già occorsi, ovvero, se le opere nel frattempo realizzate quali il rilevato autostradale Torino-Pinerolo e le sistemazioni idrauliche lungo il Canale del Nicola/Rio Filonetto siano da sole sufficienti a garantire la messa in sicurezza delle aree medesime. Si richiede una verifica delle aree coinvolgibili nel caso in cui l'evento di riferimento possa ripetersi tenuto conto dei nuovi condizionamenti riferiti ai lavori eseguiti, trasponendo eventualmente le stesse in termini di processi areali nella cartografia del dissesto proposta;

5) Per contro, stabilito che l'estensione degli allagamenti non risulti più riproponibile nelle condizioni attuali, le zone di esondazione oggi attive corrisponderebbero, nella carta dei dissesti, alle aree EeA/EbA/EmA individuate lungo il rio Torto ed alle aree EmA, presenti lungo la rete idrica secondaria nel concentrico comunale e a N e NW dello stesso; ciò posto, non si evince chiaramente il criterio utilizzato per la perimetrazione delle medesime, per il rio Torto sembrerebbero desunte dagli studi idraulici della provincia di Torino, pur tuttavia modificate in estensione ed intensità del processo rispetto alla precedente carta del dissesto, mentre per la rete secondaria, risulterebbero dalle criticità individuate nello studio Essebi Ingegneria comunque modificate, anche in questo caso, rispetto alla precedente versione;
6) Alcune aree EmA poste lungo la rete idrografica secondaria risulterebbero connesse alla presenza di "sezioni idraulicamente insufficienti", queste ultime desunte dallo studio Essebi Ingegneria, altre non sarebbero associate ad alcuna sezione critica mentre non sono individuati analoghi processi areali in corrispondenza di altre sezioni critiche cartografate; in considerazione del sottodimensionamento delle suddette sezioni critiche e degli attraversamenti ivi localizzati, che potrebbero innescare esondazioni/tracimazioni delle acque di piena. Con battenti dell'ordine di 30-40 cm. Si ritiene necessaria una verifica del criterio utilizzato per la perimetrazione di dette aree EmA nel loro complesso, provvedendo eventualmente ad inserire e a caratterizzare, in termini di estensione e battenti, i processi areali più appropriati alle condizioni al contorno di tutte le sezioni idrauliche ritenute insufficienti.

Sulla base delle precedenti osservazioni si sottolinea che:

Lo studio idraulico è stato effettuato nel 2003 e quindi il quadro del dissesto e la metodologia per la valutazione dello stesso in questi anni si è molto affinata.

Il codice di calcolo da utilizzare per il profilo idrico in piena della corrente nel tratto di corso d'acqua dipende dall'estensione del territorio da analizzare, dal livello di approfondimento che è necessario e dalla base topografica che si ha a disposizione.

Le alternative di approccio teorico utilizzabili, che fanno riferimento a schematizzazioni progressivamente più complesse delle condizioni di moto, sono le seguenti:

- moto uniforme (portata costante e geometria dell'alveo costante);
- moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo variabile);
- moto vario monodimensionale o quasi-bidimensionale (portata variabile nel tempo e geometria variabile);
- moto vario bidimensionale, alle differenze o agli elementi finiti (portata variabile nel tempo e geometria variabile).

Nello studio del 2003 si è utilizzato uno schema di moto uniforme, sia a causa dell'estensione territoriale delle verifiche sia perché le verifiche idrauliche si riferiscono a singoli attraversamenti di corsi d'acqua o a singole sezioni che non richiedono la valutazione del profilo idrico.

Per quanto riguarda l'individuazione e la valutazione dei dissesti areali riferibili alle dinamiche di smaltimento delle portate di piena del reticolo minore , l'analisi si basava su analisi di tipo puntuale svolte nell'intorno dei nodi idraulici rappresentati dagli attraversamenti.

Tali analisi individuano l'adeguatezza o meno degli attraversamenti e delle relative sezioni libere di deflusso; individuano dunque i punti di potenziale tracimazione e, con metodo geomorfologico è dunque possibile individuare le potenziali aree allagabili.
Tale elaborazione non può dare informazioni in merito all'energia dei tiranti idraulici attesi nelle aree allagate, ne individuare la direzione e la velocità di deflusso. Trattandosi però di corsi d'acqua minori che convogliano le acque di drenaggio di aree modeste e pressoché pianeggianti, la metodologia dell'analisi puntuale del singolo nodo idraulico risultava, al momento della redazione del documento, ampiamente accettabile.

Lo studio idraulico del 2003 analizzava fondamentalmente le aree ritenute idraulicamente significative (soprattutto a seguito dell'evento alluvionale del settembre 20002)

- Durante gli anni sono stati realizzati numerosi interventi che hanno modificato la situazione del dissesto, tra cui la realizzazione del rilevato autostradale Torino-Pinerolo e la sistemazione del canale del Nicola con l'esclusione del tratto del concentrico.

Si sceglie dunque di approfondire l'analisi del dissesto precedente procedendo ad una nuova definizione del quadro generale del dissesto legato alla dinamica esondativa della rete minore.
Contestualmente all'analisi delle dinamiche di smaltimento della piena si esegue un'analisi di smaltimento del reticolo secondario con riferimento ad eventi di pioggia intensi paragonabili all'evento del settembre 2002.

Nello specifico si ritiene di rispondere alle osservazioni pervenute dal Gruppo interdisciplinare della Regione Piemonte nel seguente modo:

1) Per la definizione dei dissesti areali, le verifiche puntuali già effettuate sono state integrate con un'analisi di moto vario bidimensionale, alle differenze finite, eseguito su DTM della Regione Piemonte tramite software FLO2D;
2) Le aree lungo la Gora del Molino delle Acquette, al confine con il comune di None, sono state analizzate con metodologia bidimensionale sia per quanto riguarda le dinamiche di smaltimento delle portate di piena, sia per quanto riguarda lo smaltimento delle acque di pioggia di eventi piovosi intensi;
3) I dissesti areali individuati sono stati confrontati e ritenuti compatibili con quelli individuati dai comuni confinanti di None e Piscina;
4) Per poter rispondere adeguatamente al quesito generale circa l'approccio idraulico adottato per la perimetrazione dei dissesti areali è stata effettuata una simulazione bidimensionale sull'intero territorio comunale simulando un evento piovoso di intensità e durata pari a quello verificatosi nel settembre 2002, modellando la rete di smaltimento secondo lo stato di fatto attuale;
5) Le aree sondabili del concentrico sono state completamente riviste alla luce delle nuove simulazioni effettuate;
6) I dissesti areali sono stati individuati e caratterizzati da estensione, battenti attesi, velocità e direzione.

2 ANALISI IDROLOGICA

Nel seguito si riporta l'analisi idrologica eseguita per la determinazione delle portate al colmo dei corsi d'acqua considerati per i tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100 e 200 anni.
La prima parte dell'attività è consistita nella delimitazione dei bacini idrografici chiusi alle varie sezioni di interesse e nell'individuazione del reticolo idrografico superficiale interferente con i corsi d'acqua indagati.
In allegato si riportano le aste fluviali studiate, le sezioni di chiusura considerate ed i relativi bacini idrografici.
Una volta definiti i bacini ne sono state determinate le caratteristiche fisiografiche e pluviometriche (sotto forma di parametri della curva di possibilità climatica) e si è proceduto ad operare la trasformazione afflussi-deflussi con due metodi differenti:

- metodo cinematico mediante l'applicazione della formula razionale;
- metodi empirici.

2.1 CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE DEI BACINI

La delimitazione dei bacini è stata riferita a diverse sezioni di chiusura ubicate in corrispondenza dei punti maggiormente critici descritti nel seguito:

- sezione NB5: Canale Nicola Bassa all'attraversamento con Via del Nicola;
- sezione NB17: Canale Nicola Bassa all'attraversamento con la S.S.23;
- sezione NB20b: Canale Nicola Bassa all'attraversamento con Via Vigone;
- sezione NA7: Canale Nicola Alta all'attraversamento con Via Vigone;
- sezione F5: Rio Filonetto all'attraversamento con Via Vigone;
- sezione MA23: Gora del Mulino delle Acquette all'attraversamento con strada di accesso industria;
- sezione MA27: Gora del Mulino delle Acquette all'attraversamento con strada laterale alla discoteca e mobilificio Cosmocity;
- sezione MA29: Rio Filonetto all'attraversamento con la SS 23;
- sezione G3: Rio del Gingo all'attraversamento con Via della Stazione;
- sezione G5: Rio del Gingo all'attraversamento con Via Moriondo;
- sezione G9: Rio del Gingo all'attraversamento con Strada com.le Via Volvera;
- sezione G13: Rio del Gingo all'attraversamento con svincolo SP Airasca-Volvera;
- sezione DC6: Canale depuratore Comunale all'attraversamento con SP Airasca-Volvera;
- sezione C7: Rio Corniana all'attraversamento con Via della Stazione;
- sezione CS10: bealera del Centro Sportivo Comunale all'attraversamento con Via della Stazione;
- sezione MA4: Rio della Noa all'attraversamento con Via della Stazione;
- sezione MA12: Rio della Noa all'attraversamento con SP Airasca-Volvera;
- sezione NR1: Rio Nua Rua all'attraversamento con SP Airasca-Volvera;

- sezione B3: Rio Bailotto all'attraversamento con SP Airasca-Volvera;
- sezione MA20: Gora del Mulino delle Acquette all'attraversamento con la SS 23.

Per ciascun bacino in esame sono state stimate le seguenti caratteristiche geometriche:

S = superficie [km^2];

L = lunghezza dell'asta principale, ovvero del punto idrologicamente più distante dalla sezione di chiusura [km];

Hmax = altitudine massima [m s.m.];

Hmed = altitudine media [m s.m.];

Hsez = altitudine della sezione di chiusura [m s.m.];

i = pendenza dell'asta [m/m].

Bacini	***Sez. chiusura***	***S [km^2]***	***L [km]***	***Hmed [m s.m.]***
1	/	0.83	2.40	253
2A	/	1.03	1.87	256
2B	/	0.54	1.09	252
2C	NB5	1.47	1.90	253
2D	NA7	0.40	1.07	246
2E	NB20b	0.05	0.92	246
3	/	0.29	0.70	250
4	/	0.17	0.48	250
5	NB17	0.14	0.94	247
6	F5	0.02	0.21	244
7	MA23	0.33	1.58	242
8	MA27	0.09	0.48	240
9	MA29	0.04	0.38	240
10	G3	0.16	0.49	246
11	G5	0.07	0.22	245
12	DC6	0.18	0.72	244
13	C7	0.19	0.60	246
14	CS10	0.17	0.54	246
15	MA4	0.01	0.14	247
16	MA12	0.71	1.04	244
17	B3	0.24	1.14	243
18	G9	0.08	0.46	244
19	G13	0.01	0.14	244
20	NR1	0.08	0.51	242
21	MA20	0.31	0.75	241

Tab. 2.1 – caratteristiche fisiografiche dei sottobacini

E' necessario precisare che ogni superficie si riferisce esclusivamente al singolo sottobacino considerato.

2.2 ANALISI PLUVIOMETRICA

2.2.1 Dati utilizzati

I dati di base per l'analisi pluviometrica sono costituiti dalle serie storiche relative alle precipitazioni di massima intensità registrate per eventi piovosi aventi durata pari a 1, 3, 6, 12, 24 ore. I dati storici sono desunti dagli Annali dell'Istituto Idrografico e Mareografico Nazionale relativi alle stazioni di Cumiana Bivio e Lombriasco.

2.2.2 Metodi di calcolo

Per la valutazione della portata di massima piena associata ad un determinato tempo di ritorno, è necessaria la determinazione delle altezze di pioggia, rappresentative della piovosità del bacino in esame, in funzione del tempo.

La determinazione dell'altezza di pioggia è stata eseguita mediante un'analisi statistica delle serie storiche disponibili per le diverse stazioni.

L'altezza di pioggia h, rappresentativa della piovosità del bacino in esame, espressa in funzione del tempo assume, generalmente, la seguente espressione:

$$h = a\, t^n$$

che costituisce la curva di possibilità pluviometrica per un determinato tempo di ritorno TR.

Per tempo di ritorno si intende quel periodo di tempo entro il quale, statisticamente, si verifica il massimo evento una volta soltanto.

I calcoli sono stati eseguiti per tempi di ritorno pari a 10, 20, 50, 100 e 200 anni.

L'analisi statistica dei dati è stata eseguita applicando il modello di calcolo GUMBEL.

La funzione di distribuzione utilizzata è quella di Gumbel, la cui espressione risulta essere:

$$fc = exp(-exp\text{-}\alpha(h\text{-}\theta)$$

dove:

fc= 1/TR è la frequenza cumulata

h è l'altezza di pioggia

α e θ sono i parametri della curva di distribuzione.

Le piogge prese come riferimento per le durate sopracitate sono elaborate al calcolatore con un programma che, dopo aver ordinato la serie di dati per valori crescenti, calcola prima la frequenza relativa degli eventi e da questa risale alla frequenza cumulata.

Ogni frequenza cumulata "FI" con la sua rispettiva serie di precipitazioni "HI", andrà a formare nel piano (H,F) due distinti sciami di punti.

Per ogni sciame viene elaborata la retta interpolatrice col metodo dei minimi quadrati.

Si può allora determinare la probabilità di non superamento relativa al periodo di ritorno (TR), e determinare le altezze di pioggia "regolarizzate" relative ai periodi di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

I calcoli sono stati eseguiti sulle due stazioni e forniscono i seguenti risultati:

Stazione di Cumiana Bivio

	Tr=10 anni	Tr=20 anni	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=200 anni
a	39.516	45.273	52.725	58.315	63.881
n	0.351	0.356	0.359	0.361	0.363

Stazione di Lombriasco

	Tr=10 anni	Tr=20 anni	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=200 anni
a	52.424	63.616	78.13	89.030	99.894
n	0.198	0.179	0.161	0.151	0.143

Si ritiene opportuno considerare i valori forniti dalla stazione pluviometrica di Cumiana Bivio poiché posta nelle vicinanze dell'area in esame e in quanto presenta caratteristiche di similitudine. Questo porta ad ottenere valori di portata inferiori rispetto a quelli derivanti dall'impiego delle curve di possibilità pluviometrica dedotti dai dati della stazione di Lombriasco, alla quale si è fatto riferimento nelle precedenti analisi condotte dal Prof. Quaglia. E' da precisare che tale studio faceva riferimento ad un tempo di ritorno cinquantennale, mentre in questo caso si fa riferimento ad un tempo di ritorno duecentennale.

2.3 STIMA DEI TEMPI DI CORRIVAZIONE

Le formule più note in letteratura per la stima del tempo di corrivazione sono le seguenti:

formula di Giandotti:

$$T_c = \frac{a \cdot \sqrt{S} + b \cdot L}{c \cdot \sqrt{H}}$$

dove

Tc : tempo di corrivazione [h];

a, b, c: coefficienti che risultano dall'indagine e sono pari rispettivamente a 4, 1.5, 0.8;

S: superficie del bacino [km2];

H: altezza media del bacino [m];

L: lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [km].

formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

dove

S: superficie del bacino [km2];

i: pendenza dell'asta principale [m/m].

formula di Kirpich:

$$t_c = 0.066 \cdot L^{0.77} \cdot \left(\frac{1000 \cdot L}{H_{\max} - H_{med}} \right)^{0.385}$$

dove

S: superficie del bacino [km2];

Hmax: altitudine massima [m s.m.];

Hmed: altitudine media [m s.m.];

L: lunghezza dell'asta principale [km].

formula di Pasini:

$$t_c = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$$

dove

S: superficie del bacino [km2];

i: pendenza dell'asta principale [m/m];

L: lunghezza dell'asta principale [km].

formula di Pezzoli:

$$t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

dove

L: lunghezza dell'asta principale [km].

i: pendenza dell'asta principale [m/m].

Nella tabella seguente si riportano i valori calcolati per i bacini in esame.

Bacini	Giandotti	Ventura	Kirpich	Pasini	Pezzoli
1	0.569	0.115	0.821	0.121	0.129
2A	0.537	0.128	0.560	0.119	0.133
2B	0.361	0.093	0.300	0.081	0.018
2C	0.604	0.153	0.564	0.135	0.146
2D	0.328	0.079	0.284	0.072	0.053
2E	0.181	0.028	0.232	0.034	0.050
3	0.252	0.067	0.159	0.056	0.040
4	0.189	0.052	0.095	0.042	0.033

Bacini	Giandotti	Ventura	Kirpich	Pasini	Pezzoli
5	0.230	0.047	0.238	0.049	0.054
6	0.064	0.015	0.030	0.014	0.016
7	0.374	0.072	0.484	0.077	0.077
8	0.153	0.037	0.097	0.033	0.015
9	0.111	0.025	0.072	0.024	0.014
10	0.184	0.050	0.098	0.041	0.030
11	0.109	0.033	0.032	0.024	0.011
12	0.220	0.053	0.170	0.048	0.027
13	0.210	0.054	0.132	0.046	0.028
14	0.195	0.052	0.113	0.043	0.029
15	0.052	0.014	0.018	0.012	0.008
16	0.394	0.106	0.264	0.087	0.080
17	0.296	0.062	0.304	0.063	0.077
18	0.143	0.035	0.090	0.031	0.021
19	0.040	0.009	0.018	0.009	0.005
20	0.149	0.035	0.102	0.032	0.035
21	0.272	0.071	0.184	0.059	0.017

Tab. 2.2 – Tabella riassuntiva del valori di tempo di corrivazione calcolati

La scelta del valore di tempo di corrivazione più corretto per ciascun bacino va eseguita in base a considerazioni di carattere generale sui campi di applicabilità delle formule sperimentali utilizzate e sui valori ottenuti. Dalla letteratura sull'argomento si rileva che Giandotti ricavò la sua formula per bacini di dimensioni superiori ai 100 km2. Tutte le altre formule riportate sono state invece sviluppate per bacini naturali di dimensioni non troppo grandi. Da una media dei valori forniti dai metodi più adeguati ai bacini in esame si sono individuati i seguenti tempi di corrivazione.

Bacino	1	2A	2B	2C	2D	2E	3	4	5	6	7	8	9
Tc [h]	0.695	0.549	0.330	0.584	0.306	0.206	0.206	0.142	0.234	0.047	0.429	0.125	0.091
Bacino	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Tc [h]	0.141	0.000	0.195	0.171	0.154	0.035	0.329	0.300	0.117	0.029	0.126	0.228	

Tab. 2.3 – Tabella riassuntiva del valori di tempo di corrivazione utilizzati per le verifiche

2.4 VALUTAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA

Come specificato in premessa sono stati utilizzati due diversi metodi afflussi-deflussi; non sono stati utilizzati metodi di regionalizzazione in quanto non attendibili per bacini idrografici di modesta estensione, quali sono in genere i bacini relativi ai nodi critici.

Metodo cinematico

Il metodo cinematico si basa sul concetto di tempo di corrivazione, ovvero il tempo che la particella d'acqua posizionata nel punto più alto del bacino impiega a raggiungere la sezione di chiusura.

Ipotizzando che la pioggia mantenga un'intensità costante per tutta la durata dell'evento, la portata alla sezione di chiusura del bacino è data dalla seguente espressione empirica (formula razionale):

$$Q(T) = \frac{\Phi \cdot A \cdot i_c(T)}{360}$$

dove

Φ: coefficiente di afflusso;

ic(T): intensità della pioggia relativa al centro di scroscio di durata pari al tempo di corrivazione critico del bacino;

A: superficie del bacino in [km];

Q: portata al colmo di piena di tempo di ritorno T [m3/s].

Il coefficiente di afflusso deriva dall'analisi del processo idrologico nella sua globalità. E' un numero minore di 1 che tiene conto delle perdite per infiltrazione (φ1), del ragguaglio delle piogge all'area (φ2) e dell'effetto di laminazione del bacino (φ3).

La determinazione del coefficiente di deflusso può essere determinata attraverso l'impiego della formula:

$$\varphi = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3$$

Definiti i parametri di ingresso è possibile stimare il valore della portata di piena con riferimento alla relazione sopra riportata; ciò è stato eseguito con riferimento alle altezze di pioggia calcolate in base ai metodi descritti nei paragrafi precedenti.

Un'ulteriore espressione empirica che si basa sulla teoria del metodo della corrivazione è quella proposta da Giandotti:

$$Q_{max} = \lambda \cdot \varphi \cdot h \cdot \frac{S}{k \cdot t_c}$$

dove:

k : un multiplo del tempo di corrivazione;

λ : fattore di forma che esprime il rapporto fra la portata massima; al colmo di piena e la portata media durante tutto l'evento;

ϕ : il coefficiente di deflusso assunto;

h: altezza di massima pioggia relativa al tempo di corrivazione tc desunta dalle curve di massima possibilità climatica per un assegnato tempo di ritorno;

Tc : tempo di corrivazione;

S : superficie del bacino.

2.4.1 Metodi empirici

Ci si è riferiti ai risultati dello studio "Valutazione probabilistica delle portate di massima piena dei corsi d'acqua piemontesi". Per ogni bacino considerato nel lavoro citato, l'autore ha riportato in diagramma le portate massime annue al colmo, calcolate in base alla Log – normale a due parametri per assegnati tempi di ritorno, in funzione delle superfici S dei bacini stessi; si è notata una tendenza dei punti sperimentali a disporsi lungo una curva regolarmente crescente con S.

Sulla base di queste affinità si sono ricavate le espressioni Q = Q(S,T) valide rispettivamente per bacini con superficie superiore di 350 km2 e minore di 350 km2:

$$Q_{c,max} = e^{\sqrt{58.92 \cdot ln(ln\,S) - 76}} \cdot e^{e^{\left(0.155 \cdot ln^2 S + 0.6480\right)}} \qquad S \geq 350\ km^2$$

$$Q_{c,max} = e^{\left[-0.245 + 1.83 \cdot \sqrt{ln\left(\frac{T^2}{4T-4}\right)}\right] \cdot S^{0.948 - 0.161 \cdot \sqrt{ln\left(\frac{T^2}{4T-4}\right)}}} \qquad S < 350\ km^2$$

I metodi analizzati forniscono i risultati riportati nella seguente tabella:

Bacini	S [km2]	L [km]	Hmed [ms.m.]	Tc [h]	h [mm]	QGiandotti [m3/s]	QRazionale [m3/s]	QSordo [m3/s]
1	0.83	2.40	253	0.69	56	1.9	2.8	26.0
2A	1.03	1.87	256	0.55	51	2.8	4.0	29.9
2B	0.54	1.09	252	0.33	43	2.0	2.9	19.9
2C	1.47	1.90	253	0.58	53	3.8	5.5	37.2
2D	0.40	1.07	246	0.31	42	1.6	2.3	16.4
2E	0.05	0.92	246	0.32	42	0.2	0.3	4.4
3	0.29	0.70	250	0.21	36	1.4	2.1	13.3
4	0.17	0.48	250	0.14	31	1.1	1.6	9.7
5	0.14	0.94	247	0.23	38	0.6	0.9	8.4
6	0.02	0.21	244	0.05	21	0.2	0.3	2.1
7	0.33	1.58	242	0.43	47	1.0	1.5	14.5
8	0.09	0.48	240	0.12	30	0.6	0.9	6.3
9	0.04	0.38	240	0.09	27	0.3	0.5	3.9
10	0.16	0.49	246	0.14	31	1.0	1.4	9.1
11	0.07	0.22	245	0.07	24	0.7	1.0	5.4
12	0.18	0.72	244	0.20	35	0.9	1.3	9.8
13	0.19	0.60	246	0.17	34	1.1	1.5	10.2
14	0.17	0.54	246	0.15	32	1.0	1.5	9.5
15	0.01	0.14	247	0.04	19	0.2	0.3	1.8
16	0.71	1.04	244	0.33	43	2.7	3.8	23.5
17	0.24	1.14	243	0.30	41	1.0	1.4	12.1
18	0.08	0.46	244	0.12	29	0.6	0.8	5.8
19	0.01	0.14	244	0.03	18	0.1	0.1	1.1

Bacini	S [km2]	L [km]	Hmed [ms.m.]	Tc [h]	h [mm]	QGiandotti [m3/s]	QRazionale [m3/s]	QSordo [m3/s]
20	0.08	0.51	242	0.13	30	0.5	0.8	5.8
21	0.31	0.75	241	0.23	37	1.5	2.1	14.1

Tab. 2.4 – Tabella riassuntiva del valori di portata calcolati

Confrontando tale dati si evince che i valori ottenuti dalle formule Razionale e di Giandotti risultano analoghi, mentre la formula empirica del Prof. Sordo fornisce valori di portata decisamente elevati per le caratteristiche fisiografiche dei bacini in questione. Da tali considerazioni e confrontando i valori di portata ottenuti dal presente studio con quelli prodotti dallo Studio condotto sul "Nodo critico del Torrente Chisola in corrispondenza dell'abitato di None" dalla A.T.I. C.Lotti&Associati S.p.A. – Aquater S.p.A. – Hydrodata S.p.A., si evince che i dati ottenuti con le formule Razionale e di Giandotti risultano confrontabili. Come valore di riferimento per i calcoli idraulici si è quindi scelto di considerare la media tra questi due valori.

I valori di portata sono riassunti nella presente tabella:

Bacini	Sez. chiusura	Q200 singolo bacino [m3/s]	Bacini	Sez. chiusura	Q200 singolo bacino [m3/s]
1	/	2.3	10	G3	1.2
2A	/	3.4	11	G5	0.8
2B	/	2.5	12	DC6	1.1
2C	NB5	4.7	13	C7	1.3
2D	NA7	1.9	14	CS10	1.2
2E	NB20	0.2	15	MA4	0.2
3	/	1.8	16	MA12	3.2
4	/	1.4	17	B3	1.2
5	NB17	0.8	18	G9	0.7
6	F5	0.2	19	G13	0.1
7	MA23	1.3	20	NR1	0.6
8	MA27	0.7	21	MA20	1.8
9	MA29	0.4			

Bacini	Sez. chiusura	Q200 totale [m3/s]	Bacini	Sez. chiusura	Q200 totale [m3/s]
1	/	2.3	10	G3	1.4
2A	/	3.4	11	G5	2.2
2B	/	2.5	12	DC6	1.1
2C	NB5	6.8	13	C7	2.7
2D	NA7	2.2	14	CS10	1.2
2E	NB20	9.3	15	MA4	0.4
3	/	1.8	16	MA12	8.7
4	/	1.4	17	B3	1.2
5	NB17	6.8	18	G9	1.8
6	F5	0.7	19	G13	1.9
7	MA23	15.7	20	NR1	0.6
8	MA27	16.4	21	MA20	14.2
9	MA29	16.8			

Tab. 2.5 – Tabella riassuntiva del valori di portata di piena utilizzati per le successive verifiche

3 VERIFICHE IDRAULICHE

Ne seguito si riportano le verifiche svolte sul reticolo idraulico secondario, esse si suddividono in tre tipologie distinte:

1. Verifiche di moto uniforme (portata costante e geometria dell'alveo costante)

   Eseguite per la maggior parte degli attraversamenti in quanto costituiti da scatolari e tubazioni di modeste dimensioni

2. Verifiche di moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo variabile);

   Eseguiti per la valutazione delle dinamiche di smaltimento del Canale del Nicola

3. Verifiche in moto vario bidimensionale, alle differenze o agli elementi finiti, (portata variabile nel tempo e geometria variabile).

   Eseguite per la definizione dei dissesti areali.

3.1 VERIFICA SEZIONI IN MOTO UNIFORME

La valutazione della capacità di portata è stata effettuata in diversi punti degli alvei indagati ritenuti significativi per gli scopi del presente lavoro.

Per ciascuna delle sezioni rilevate è stata costituita la scala di deflusso in moto uniforme applicando la nota formula di Chèzy:

$$Q = C\,A\,R^{2/3}\,i^{1/2}$$

essendo:

C [$m^{1/3}/s$] coefficiente di scabrezza di Strickler;

A [m2] sezione;

R [m] raggio idraulico;

i [m/m] pendenza del fondo.

Per la definizione delle scabrezze si è fatto riferimento ai valori riportati in letteratura ed assumento per i calcoli i valori (uguali per fondo e sponde) pari a 25 ÷ 30 $m^{1/3}/s$ per alveo non rivestito, e pari a 50 ÷ 60 $m^{1/3}/s$ per alveo rivestito in c.a..

La verifica idraulica delle sezioni di deflusso è stata condotta mediante elaboratore elettronico; gli algoritmi secondo i quali opera il programma sono funzioni di variabili quali la portata, la sezione (definita dai parametri: area, contorno bagnato e raggio idraulico), la pendenza del tratto d'asta in esame, la natura del fondo alveo e delle sponde e fanno riferimento alla formula di Gauckler ed ai relativi valori del coefficiente di scabrezza. Il programma è stato concepito in modo da evitare, per il calcolo del raggio idraulico, le approssimazioni derivanti dal dover assimilare a sezioni regolari semplici, sezioni che in realtà si discostano da tali caratteristiche geometriche. Le fasi operative secondo le quali viene sviluppato il programma si possono così riassumere:

1) Introduzione dei dati di ingresso relativi alla sezione in esame:

1a) definizione del profilo per punti riferito ad un sistema di assi cartesiani;

1b) valori di portata di massima piena (per le quali è richiesta la verifica);

1c) pendenza del tratto d'alveo e coefficiente di scabrezza delle sponde e del fondo.

2) Con i dati precedentemente inseriti il calcolatore esegue automaticamente al "plotter" il disegno della sezione d'alveo nella scala grafica richiesta.

3) Calcolo e disegno della scala di deflusso della sezione considerata, mediante processo iterativo: il programma, attribuendo valori crescenti (con incremento costante di cm 2) di altezza d'acqua calcola analiticamente i valori di area e contorno bagnato delle sezioni risultanti dalla intersezione della retta orizzontale, rappresentante il pelo libero dell'acqua, con le curve di profilo della sezione. Con questi due dati vengono calcolati il raggio idraulico ed i valori di portata e velocità del liquido per le diverse altezze del pelo libero. Detti valori vengono quindi riportati su un diagramma avente come ordinata le altezze e come ascissa la portata e la velocità: si ottiene cosi' una curva che rappresenta la scala di flusso della sezione considerata per determinati valori di pendenza e coefficiente di scabrezza. Il programma completa l'operazione ricercando e scrivendo, per la portata richiesta, la velocità (media) e l'altezza del pelo libero dell'acqua.

E' in ogni caso da rilevare come non sia sufficiente, per considerare verificata una qualsiasi sezione, il fatto che questa sia in grado di smaltire la portata considerata senza incorrere in fenomeni di tracimazione. E' infatti necessario che la sezione oggetto di verifica presenti

argini o sponde di altezza superiore a quella del pelo libero dell'acqua di una quantità definita come altezza di franco.

Tale altezza è stata stimata considerando una percentuale di riempimento pari all'80% della sezione di deflusso, valore ritenuto cautelativo considerando che le portate in base alle quali sono state condotte le verifiche idrauliche fanno riferimento ad un tempo di ritorno duecentennale.

3.1.1 Definizione della scabrezza

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale è una misura globale della resistenza al moto; la scelta deve essere effettuata a seguito di un'accurata ricognizione dei luoghi, considerando le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e le caratteristiche delle sponde interessate dal deflusso.

A titolo orientativo per la scelta dei valori numerici si farà riferimento, utilizzando il coefficiente di scabrezza di Manning o di Strickler, alle indicazioni fornite dalle tabelle di "Open Channel Hydraulics", Ven Te Chow, McGraw Hill International Editions, oltre che a quanto pubblicato dal U.S. Geological Survey Water – "Roughness Characteristics of Natural Channels".

Strickler: $v = K_s R^{2/3} i^{1/2}$

Manning: $v = (1/n) R^{2/3} i^{1/2}$

dove:

v = velocità media della corrente (m/s)

R = raggio idraulico (m)

i = pendenza di fondo (m/m)

Ks = coefficiente di Strickler

n = coefficiente di Manning

dove:

n = (n0 + n1 + n2 + n3 + n4) m5

Condizioni dell'alveo		**Valori**	
Materiale costituente l'alveo	Terra	n_0	0.020
	Roccia		0.025
	Alluvione grossolana		0.028
	Alluvione fine		0.024
Irregolarità della superficie della sezione	Trascurabile	n_1	0.000
	Bassa		0.005
	Moderata		0.010
	Elevata		0.020
Variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale	Graduale	n_2	0.000
	Variazione occasionalmente		0.005
	Variazione frequente		0.010-0.015
Effetto relativo di ostruzioni	Trascurabile	n_3	0.000

Condizioni dell'alveo		Valori	
	Modesto		0.010-0.015
	Apprezzabile		0.020-0.030
	Elevato		0.040-0.060
Effetto della vegetazione	Basso	n_4	0.005-0.010
	Medio		0.010-0.025
	Alto		0.025-0.050
	Molto alto		0.050-0.100
Grado di sinuosità dell'alveo	Modesto	m_5	1.000
	Apprezzabile		1.150
	Elevato		1.300

Tab. 3.1 - Metodo per il calcolo del coefficiente di scabrezza n nei corsi d'acqua

La tab. 3.1 presenta i valori di riferimento per i coefficienti di scabrezza, secondo le formule di Strickler e di Manning, riferiti alle situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali.

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
CORSI D'ACQUA MAGGIORI (Raggio idraulico ~ 4 m; larghezza in piena > 30 m)	
* sezioni con fondo limoso, scarpate regolari a debole copertura erbosa	45-40
* sezioni in depositi alluvionali, fondo sabbioso, scarpate regolari a copertura erbosa	35
* sezioni in depositi alluvionali, fondo regolare, scarpate irregolari con vegetazione arbustiva e arborea	25-30
* in depositi alluvionali, fondo irregolare, scarpate irregolari con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea	20-25
AREE GOLENALI (Raggio idraulico ~ 1 m)	
* a pascolo, senza vegetazione arbustiva	40-20
* coltivate	50-20
* con vegetazione arbustiva spontanea	25-10
* con vegetazione arborea coltivata	30-20
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

Tipologia del corso d'acqua	Strickler Ks = 1/n ($m^{1/3}$ s^{-1})
* 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

Tab. 3.2 - Valori del coefficiente di scabrezza per i corsi d'acqua naturali

3.1.2 . – Risultati delle verifiche di moto uniforme

Sono state complessivamente verificate 26 fra sezioni d'alveo e attraversamenti.

Nel seguito sono riportate:

- le caratteristiche geometriche e tipologiche delle sezioni e delle opere verificate;
- i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo precedentemente descritto per la valutazione della capacità di portata;
- le portate che (idrologicamente) possono interessare le sezioni verificate;
- i deficit di capacità di portata, indicativi delle criticità riscontrate;
- l'indicazione della sezione di progetto per le opere non verificate.

In allegato sono invece riportate le sezioni d'alveo verificate con la scala di deflusso in moto uniforme.

Per i manufatti verificati, quale portata di riferimento è stata assunta la portata di piena per un tempo di ritorno duecentennale.

Sez	*Dimensioni*	*Materiale*	*i %*	*C* $[m^{1/3}/s]$	Q_{Tr200} $[m^3/s]$	*Battente - % riempimento*	*Verifica*	*Note*
MA4	3.00x3.00m + DN0.6 m	c.a.	0.35	30	0.4	0.25 m	SI	OK
MA12	arco h=1.4m l=4.5 m	muratura	0.6	30	8.7	1.07	NO	ESTRADOSSO A +2.22 m > 1.07m; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
MA20	arco h=2.2m l=3.6 m	muratura	0.6	30	14.2	1.16	NO	ESTRADOSSO A +2.50 m > 1.16m; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
MA23	8.00X3.00m	c.a.	0.24	30	16.2	1.36	SI	OK
MA26	arco h=5.1m l=8.7 m	c.a.	0.1	30	16.4	1.04	SI	OK
MA27	4.00X1.00	c.a.	0.1	30	16.4	>1.5	NO	DISSESTO AREALE ASSOCIATO
MA29	6.00X2.60m	c.a.	0.13	30	16.8	1.36	SI	OK
CS10	0.5X1.00m	muratura	0.29	25	1.2	>1.00	NO	DISSESTO AREALE ASSOCIATO
C7	2.5X1.50M	c.a.	0.15	25	2.7	>1.50	NO	DISSESTO AREALE ASSOCIATO
G3	3.0X1.20m	c.a.	0.39	45	1.4	0.37	SI	OK
G4	1.7X0.8m	c.a.	0.28	50	1.4	0.6	NO	ESTRADOSSO A +1.00 m > 0.6 m; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
G5	2.15x1.15m	c.a.	0.28	50	2.2	0.65	SI	OK
G9	arco h=0.8m l=1.9 m	muratura	0.22	30	1.8	>2	NO	DISSESTO AREALE ASSOCIATO
G13	2xDN1.00m	c.a.	0.14	60	1.9	1.5	NO	ESTRADOSSO A +2.00 m > 1.50m; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :

Sez	Dimensioni	Materiale	i %	C [$m^{1/3}/s$]	Q_{Tr200} [m^3/s]	Battente - % riempimento	Verifica	Note
NR1	arco h=1.25m l=2.0m	muratura	0.47	30	0.6	0.41	SI	OK
DC6	2 DN0.80 m	cls	0.14	60	0.55	0.55	NO	ESTRADOSSO A +1.5 m > 0.55 m; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
F5	DN 1.00 m	cls	0.61	35	0.3	0.35	SI	OK
BR1	180x120	cls	0.29	30	3	<1.2	NO	ESTRADOSSO A +1.5 m ; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
BR4	2.30x1.20	paratoia	0.16	25	3	>1.2	NO	ESTRADOSSO A +1.5 m ; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
BR7	180x120	cls	0.29	30	3	<1.2	NO	ESTRADOSSO A +1.5 m ; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :
BR8	arco1.50x1.85	muratura	0.29	30	3	>1.85	NO	ESTRADOSSO A +3.00 m ; assenza di franco con battenti contenuti nella sezione incisa :

Tab. 3.3 – verifica delle sezioni idrauliche effettuate con moto uniforme

3.2 VERIFICA SEZIONI IN MOTO UNIFORME (CANALE DEL NICOLA)

Il canale del Nicola è stato oggetto di un intervento di sistemazione costituito da

- Adeguamento delle sezioni libere del canale e rimbotto di sponda
- Rifacimento attraversamento del Canale del Nicola Basso lungo Via Vigone (NB20)
- Chiusura della diramazione che si immetteva nel concentrico (NB10)
- Regolazione della ripartizione tra Canale del Nicola Basso dal Canale del Nicola Alto.
- Realizzazione di un partitore di portata nel punto di ingresso del Rio Filonetto (F1), al fine di modulare adeguatamente le portate del Canale del Nicola Basso in occasione

di eventi di piena significativi ed impedire l'allagamento della zona a ridosso dell'incrocio tra Strada Torino e Via Vigone.

Le verifiche di compatibilità idraulica dell'intervento in progetto sono state effettuate mediante l'utilizzo del codice di calcolo "HEC RAS River Analysis System" del "US Army Corps of Engineers", ricostruendo il profilo di piena in condizioni di moto stazionario permanente per il tratto di corso d'acqua in corrispondenza del tratto analizzato.

3.2.1 Geometria del corso d'acqua

Obiettivo della verifica idraulica è quello di verificare gli effetti prodotti dagli interventi previsti in perizia di variante.

Per procedere alla verifica è necessario definire prima la geometria del corso d'acqua permettendo una descrizione dettagliata del tratto d'alveo nell'intorno delle opere esistenti ed in progetto, definendo le singolarità e le variazioni delle dimensioni.

Il complesso di ramificazioni costituenti la geometria del corso d'acqua oggetto di studio è stato ricostruito in base ad un rilievo topografico di dettaglio costituito da 67 sezioni trasversali, per uno sviluppo complessivo di circa 1680 metri lungo il Canale del Nicola Bassa, di circa 340 metri lungo la bretella artificiale S.K.F. Industrie S.p.A. e di circa 890 metri lungo il Canale del Nicola Alta.

In allegato alla presente si propongono i tabulati completi

3.2.2 Metodologia di calcolo

L'analisi qui presentata è finalizzata alla quantificazione delle caratteristiche idrauliche del moto della corrente in condizioni di piena, rappresentate dai valori dei livelli idrici e delle velocità di corrente all'interno dell'alveo inciso e delle eventuali aree golenali o inondate.

L'esecuzione dei calcoli idraulici per la determinazione delle modalità di deflusso comporta la definizione dei seguenti punti principali:

metodo di calcolo;

condizioni al contorno;

condizioni di riferimento.

Per quanto riguarda il metodo di calcolo seguito per l'analisi idraulica si è fatto riferimento alle condizioni di moto stazionario monodimensionale permanente che considera portata costante e geometria dell'alveo variabile (questo tipo di moto rappresenta una buona approssimazione di quello che si manifesta negli alvei naturali dei corsi d'acqua durante gli eventi di piena).

Tale metodologia permette pertanto una valutazione dei livelli di piena nelle sezioni del torrente più raffinata di quanto non lo consenta la schematizzazione del moto uniforme nelle singole sezioni dell'alveo. Con essa, infatti, è possibile calcolare i livelli idrici considerando l'influenza della variazione della geometria e le singolarità idrauliche presenti nel tratto d'asta del corso d'acqua analizzato.

Il problema del tracciamento del profilo di superficie libera di un corso d'acqua naturale in moto permanente con una data portata Q si risolve con procedimenti di calcolo numerico.

L'operazione richiede la suddivisione del corso d'acqua in tronchi di lunghezza Δs, tali da poter confondere i valori medi della sezione e della velocità in ciascun tronco con i valori ad un estremo. La natura dell'alveo deve conservarsi, entro certi limiti, in ciascun tronco.

Siano i e i + 1 due sezioni consecutive, distanti · x in asse, nella prima delle quali siano note tutte le grandezze idrauliche.

$$\Delta H = -[j]_i \cdot \Delta x$$

La variazione di carico idraulico ΔH tra le due sezioni si può calcolare mediante la seguente relazione alle differenze finite:

Si può ottenere così il carico H_{i+1} della sezione i + 1 e conseguentemente il carico piezometrico h_{i+1}, che rappresenta la quota del pelo libero rispetto ad un piano di riferimento orizzontale, risolvendo l'equazione:

$$H_{i+1} = h_{i+1} + \frac{Q^2}{2g \cdot \Omega_{i+1}^2}$$

È possibile in questo modo ricavare il carico piezometrico della corrente nelle sezioni di rilievo e da questo calcolare le caratteristiche idrauliche che il torrente ha nel tratto in esame.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, i valori da assegnare sono:

- il valore della portata al colmo di riferimento;
- l'altezza del livello del pelo libero dell'acqua ad una delle estremità o ad entrambe, in funzione del tipo di corrente (lenta o veloce) che si viene ad instaurare sul corso d'acqua.

In relazione alla seconda condizione al contorno si è prima verificato il tipo di corrente che si instaura sul tratto di corso d'acqua esaminato conducendo nelle sezioni di estremità l'analisi in moto uniforme. Stabilita la natura della corrente, si assume come condizione al contorno, nel caso essa sia lenta, l'altezza d'acqua di moto uniforme nella sezione di valle, mentre nel caso di corrente veloce si assume l'altezza d'acqua nella sezione di monte.

Per il Canale del Nicola si prevede che il moto nel tratto analizzato possa subire variazione passando da corrente lenta a veloce e viceversa, pertanto nel modello numerico si andrà ad inserire l'altezza d'acqua di moto uniforme sia nella sezione di monte che in quella di valle.

L'altezza d'acqua di moto uniforme è determinata direttamente dal programma di calcolo introducendo le pendenze dell'alveo nelle sezioni di estremità rispettivamente di monte e di valle.

Questa approssimazione non pregiudica i risultati che si ottengono in quanto gli errori derivanti dalla scelta di un livello idrico inesatto si riduce con sufficiente rapidità procedendo con il calcolo verso monte o verso valle fino ad annullarsi completamente a distanza non eccessivamente grande. Si deve ancora ricordare che le approssimazioni che derivano da tali posizioni si possono ritenere di entità non superiore a quella con cui si riescono a valutare le altre grandezze (coefficiente di scabrezza ecc.).

Le scabrezze dell'alveo che sono state adottate per il calcolo sono dedotte dall'analisi del terreno e dalla letteratura (Hec Ras Hydraulic reference manual):

Per l'alveo naturale: n = 0,03 secondo Manning.

Per le aree golenali: n = 0,05 secondo Manning.

3.2.3 . – Risultati delle verifiche di moto permanente

Per quanto riguarda le verifiche degli attraversamenti si richiede che il franco minimo tra quota di massima piena di progetto (comprensiva del trasporto solido) e quota d'intradosso del ponte sia pari a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1,00 m.

L'altezza cinetica della corrente é pari a:

$$h_{cin} = \alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

V = velocità media della corrente m/s (valore desunto dalle tabelle allegate)

α = coefficiente di ragguaglio per tenere conto della non uniforme distribuzione della velocità nella sezione; a favore di sicurezza si assume α = 1,2.

Di seguito si riportano le verifiche effettuate sugli attraversamenti del Canale del Nicola

Sez	*Tipologia*	*QTr200 [m3/s]*	*Quota fondo sezione [m]*	*Livello idrometrico [m]*	*Quota intradosso [m]*	*Velocità [m/s]*	*Franco richiesto [m]*	*Franco esistente [m]*	*Verifica*
	Strada del Nicola	6.8	258.6	259.95	260.1	1	1	0.15	NO
	FF.SS	6.8	258.57	259.53	260.37	2.18	1	0.84	NO
	passerella orti	6.8	258.06	259.02	259.59	2.37	1	0.57	NO
	ripartitore Bretella SKF	6.8	256.92	258.6	259.04	2.37	1	0.44	NO
	passerella orti	6.8	256.44	258.31	258.33	2.37	1	0.02	NO
	Via Vigone	6.8	256.23	258	258.45	2.37	1	0.45	NO
	passerella ENEL	6.8	255.98	257.46	257.75	2.37	1.5	0.29	NO

Tab. 3.4 – verifica delle sezioni idrauliche effettuate con moto uniforme

Gli attraversamenti analizzati sono privi del franco idraulico di sicurezza, tuttavia le verifiche eseguite considerano come passante lungo il canale del Nicola tutta la portata attesa, si ricorda che è attualmente in fase di valutazione progettuale la proposta di esecuzione di una vasca di laminazione all'interno dell'area di stabilimento SKF, opera che permetterebbe la riduzione della portata attesa da 6.8 mc/sec a 3.8 mc/sec.

Tuttavia, le verifiche effettuate mostrano che i tiranti idrometrici risultano contenuti all'interno della sezione incisa e non si prevedono tracimazione dei profili di rigurgito nelle aree circostanti.

3.3 ANALISI BIDIMENSIONALE E DEFINIZIONE DEI DISSESTI AREALI

3.3.1 Descrizione del metodo numerico utilizzato per le analisi

Per la valutazione delle dinamiche di piena nell'area si è scelto di utilizzare il software FLO2d, emesso da FLO-2D Software Inc. a cura di Jimmy O'Brian e Reinaldo Garcia.

FLO-2D è un semplice modello di conservazione del volume. La simulazione bidimensionale si realizza attraverso una integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume di liquido sia per inondazioni di acqua sia per quelle riguardanti il flusso di sedimenti. Le equazioni che regolano i fenomeni fisici sono le seguenti:

1) $$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial h V_x}{\partial x}=i$$

2) $$S_{fx}=S_{0x}-\frac{\partial h}{\partial x}-\frac{V_x}{g}\cdot\frac{\partial V_x}{\partial x}-\frac{V_x}{g}\cdot\frac{\partial V_x}{\partial x}-\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial V_x}{\partial t}$$

Dove h è il battente idrico e Vx è la componente della velocità mediata lungo la verticale; i è l'intensità della precipitazione (che può essere nulla), Sfx è la pendenza della linea dell'energia (friction slope component) determinata sulla base dell'equazione di Manning, mentre Sfo è la pendenza di fondo (del terreno).

Il sistema di equazioni differenziali è risolto con il metodo delle differenze finite attraverso un algoritmo esplicito; questi schemi numerici sono semplici da formulare, ma di solito sono limitati a piccoli timesteps da severi criteri di stabilità numerica; lo schema delle differenze finite può comportare alti tempi computazionali in particolare quando vi sono canali con sezioni molto variabile, bruschi cambiamenti di pendenza, ecc.

La soluzione nel modello FLO-2D è discretizzata all'interno della griglia uniforme di elementi, costituenti il campo di esistenza. La procedura di calcolo del deflusso overland comporta la determinazione del flusso uscente in ciascuno dei confini, nelle otto direzioni del flusso potenziale e inizia con una stima lineare del flusso lungo la verticale negli elementi di confine della griglia.

In condizioni dinamiche, il termine di accelerazione locale è dato dalla differenza tra la velocità per una data direzione di flusso, rispetto al suo valore al passo precedente; per esempio, relativamente al termine di accelerazione locale (1/g*∂V/∂t), per il generico elemento di griglia 251 si ha:

$$\Delta(V_t - V_{t-1})_{251}/(g*\Delta t)$$

Analoghe considerazioni si possono fare per la determinazione del termine convettivo

dell'accelerazione (Vx/g*∂V/∂x), ammettendo che V2 è la velocità in direzione est e V4 è la velocità nella direzione ovest per il generico elemento di griglia 251:

$$V_2*\Delta(V_2 - V_4)_{251}/(g*\Delta x)$$

In sostanza, l'algoritmo solutore procede secondo i seguenti passi:

- Vengono determinati i valori medi geometrici, tra due elementi della griglia, di rugosità, pendenza e portata.

- Il battente d, utilizzato per il calcolo della velocità attraverso un elemento di confine della griglia, per il passo temporale successivo (i+1) è stimato dal passo precedente sulla base di una stima lineare (il battente medio tra due elementi).

$$d_x^{i+1}=d_x^i+d_{x+1}^i$$

- La prima stima della velocità è determinata utilizzando l'equazione dell'onda diffusiva;

l'unica variabile ignota dell'equazione dell'onda diffusiva è la velocità.

- La portata Q che fluisce lungo la zona di confine è calcolata moltiplicando la velocità per il valore della sezione di flusso. Il deflusso overland viene corretto mediante un fattore riduzione della larghezza (WRFs).

- Vengono sommati i valori di portata relativi agli otto elementi di bordo per il passo temporale (a monte e a valle degli elementi channel):

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_s + Q_w + Q_e + Q_{ne} + Q_{nw} + Q_{se} + Q_{sw}$$

Dove ΔQx è dato dalla somma algebrica delle portate nelle 8 direzioni spaziali per il passo temporale · t fra l'istante i e i+ 1.

$$\Delta d_x^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \cdot \Delta t / Area$$

- Viene effettuato il controllo della stabilità numerica. Se uno dei criteri di stabilità è superato, il tempo di simulazione viene reimpostato al valore precedente, viene ridotto l'incremento del tempo di calcolo, tutti i precedenti tempi computazionali vengono scartati e la velocità di calcolo inizia nuovamente

- La simulazione progredisce fino a che le condizioni di stabilità non sono rispettate.

3.3.2 Individuazione dei valori di portata

Per la valutazione dei valori di piena da utilizzare per la modellazione si approssima l'idrogramma di piena con un triangolo.

Il Soil Conservation Service dell'USDA (UnitedStatesDepartmentof Agricolture) propone di semplificare la piena di progetto con un idrogramma triangolare asimmetrico. Infatti nelle numerose piene che costituiscono la base sperimentale il SCS ha rilevato che mediamente i 3/8 (ovvero il 37.5%) del deflusso diretto transitano durante la fase di concentrazione della portata (ramo ascendente dell'idrogramma) e i restanti 5/8 durante la fase di esaurimento.

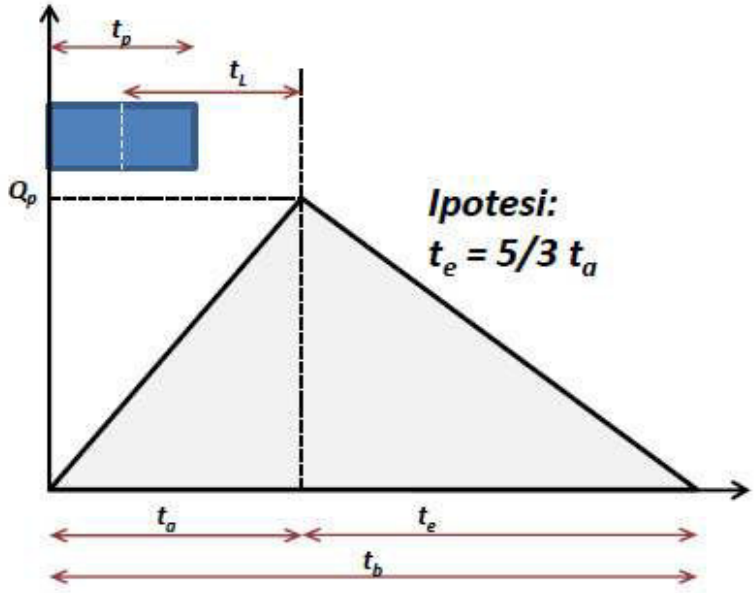


Fig 3.1 – Idrogramma triangolare creato con metodo SCS

3.3.3 Individuazione del pluviogramma di progetto e definizione del metodo di costruzione dell'idrogramma di piena

Per la valutazione dello smaltimento delle acque piovane derivanti da un evento piovoso intenso, volto a simulare quali-quantitativamente le condizioni di precipitazione verificatesi durante l'evento alluvionale del settembre 2002, si è reso necessario , sulla base dei dati misurati dal pluviometro di Cumiana durante l'evento, schematizzare l'evento secondo una distribuzione temporale teorica.

Il modello matematico utilizzato schematizza la formazione delle portate di piena secondo il metodo Numero di Curva (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti.

I metodo del Numero di Curva permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace (Pe) cioè la frazione della pioggia totale (P) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena. Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone la seguente equazione:

$P_e = P_n^2 / (P_n+S)$ $P_n = P - IA$ $IA = k_{ia}S$

dove:

P = pioggia totale (mm)

P_e= pioggia efficace o deflusso diretto (mm),

P_n= la pioggia netta (mm),

S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm),

IA = perdite iniziali (mm),

k_{ia}= coefficiente di perdite iniziali.

Le perdite iniziali (IA) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). La procedura proposta dal SCS, per l'ambiente agrario degli Stati Uniti, stima le perdite iniziali uguali ad un quinto del volume specifico di saturazione del terreno (S). Per la realtà italiana, si adotta un valore delle perdite iniziali pari alla decima parte della capacità idrica massima del suolo (S).

L'equazione proposta dal S.C.S è rappresentabile sul piano P-Pe, con un numero infinito di curve comprese tra la bisettrice dove S è uguale a zero, e l'asse delle ascisse dove S assume il teorico valore infinito. È facilmente intuibile la difficoltà nell'assegnare ad S un valore che sia il più possibile rappresentativo alla realtà. Data la notevole variabilità del parametro S, si fa ricorso ad un artificio con il quale si determina il Numero di Curva (CN) utilizzando la seguente equazione che rappresenta sul piano P-Pe una famiglia di curve:

$CN = 25400 / (254 + S)$ $S = 25.4 [(1000/CN)-10]$

I due parametri (CN e S) sono inversamente correlati in modo non lineare: la capacità idrica massima del suolo (S) varia teoricamente da 0 a infinito e con tale equazione si ottiene un campo di variazione del parametro CN, compreso tra 0 e 100. Il parametro CN esprime le condizioni, dal punto di vista della formazione del deflusso, del complesso suolo-soprassuolo considerate le condizioni di umidità nei cinque giorni antecedenti l'evento di piena. In altri termini riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso.

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso tra 0 e 100, funzione dunque della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale e delle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda il primo fattore, S.C.S. ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D), sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di un prolungato adacquamento:

GRUPPO A - Suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde, con scarsissimo limo ed argilla e ghiaie profonde, molto permeabili. Capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.

GRUPPO B - Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.

GRUPPO C - Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta.

Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi. Scarsa capacità si infiltrazione e saturazione.

GRUPPO D - Potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.

La tabella seguente riporta, per questi gruppi, i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di uso del suolo.

TIPO DI COPERTURA		***TIPO DI SUOLO***			
		A	**B**	**C**	**D**
TERRENO COLTIVATO					
Senza trattamento di conservazione		72	81	88	91
Con intervento di conservazione		62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO					
Cattive condizioni		68	79	86	89
Buone condizioni		39	61	74	80
PRATERIE					
Buone condizioni		30	58	71	78
TERRENI BOSCOSI E FORESTATI					
Terreno sottile, sottobosco povero		45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni		25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI					
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area di copertura erbosa		39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno il 50%		49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (impermeabilità		89	92	94	95
AREE INDUSTRIALI (impermeabilità 72%)		81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI					
Impermeabilità media	%	77	85	90	92
	65	61	75	83	87
	38	57	72	81	86
	30	54	70	80	85
	25	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI		98	98	98	98
STRADE					
Pavimentate con cordoli e fognature		98	98	98	-

TIPO DI COPERTURA	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 3.5: valori di CN

Si è dunque utilizzato la cartografia dell'IPLA, regione Piemonte Agricoltura e sviluppo rurale, Carta dei suoli e carte derivate 1:50.000 disposta cartograficamente all'interno del modello 2D e sulla base della quale sono state desunte le caratteristiche di infiltrazione e scabrezza associate alla tipologia di terreno.

Per quanto riguarda la distribuzione delle piogge si inserisce una distribuzione semplificatamente uniforme su tutta l'area di analisi ed una distribuzione temporale cumulata che riproduca quanto registrato durante l'evento del settembre 2002.

Si utilizzano i dati ufficiali registrati dal Pluviometro di Cumiana – Pieve – Scuole Comunali come pubblicato nel "Rapporto sull'evento meteorologico del 1-2 Settembre 2002" dalla Direzione Regionale Servizi tecnici e Prevenzione della Regione Piemonte.

Si considera un valore di altezza di pioggia massima registrata nell'ambito delle 24 ore pari a 128.6 mm secondo la distribuzione cumulata riportata nella figura seguente.

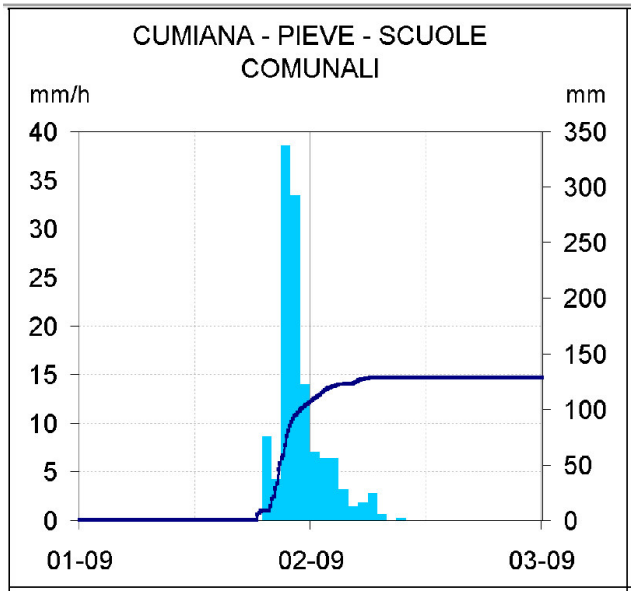


Fig 3.2: Misurazione dell'evento 1-2/09/2002

Il software prevede la discretizzazione di una distribuzione temporale della pioggia secondo la tipologia proposta dall SCS e che risulta il seguente:

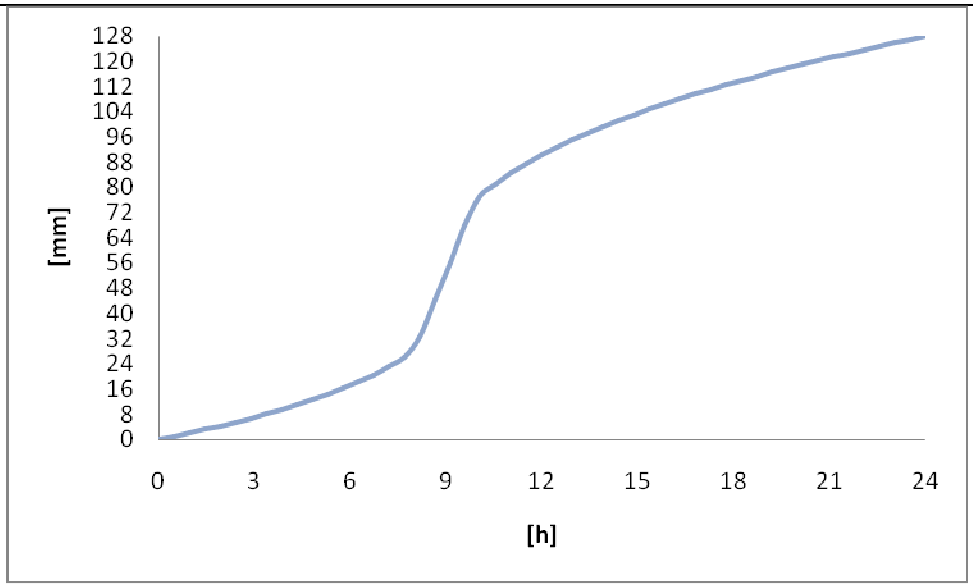


Fig. 3.3: Ricorstruzione della distribuzione temporale dell'evento tipo SCS usata per le simulazioni

3.3.4 Individuazione del modello digitale del terreno

Si è scelto di utilizzare il dataset contenete i dati vettoriali della Carta Tecnica Regionale Numerica (CTRN) alla scala 1:10.000 acquisita dal Servizio Cartografico della Regione Piemonte negli anni 1991-2005. I dati sono sono georiferiti nel sistema di riferimento WGS84 UTM 32 Nord, e suddivisi per sezione; nello specifico sono state utilizzate le sezioni 173060 e 173070

3.3.5 Definizione dei modelli bidimensionali

Sono stati eseguiti due tipologie di modellazione:

- Modellazioni di deflusso delle portate di piena, così come calcolate al paragrafo 2 e distretizzate con idrogramma triangolare come indicato nel paragrafo 3.3.2 inserite all'interno del reticolo idrografico ricreato sulla base dtm.
- Modellazioni di deflusso delle portate di deflusso generate da un evento piovoso di durata pari a 24 ore con distribuzione cumulata individuata come nel paragrafo 3.3.3 inserite su tutta l'area di studio.

Per quanto riguarda nello specifico sono state effettuate le seguenti modellazioni:

- **Analisi dell'esondabilità del Rio del Gingo all'interno del Concentrico:**

L'analisi è stata effettuata all'interno di un'area definita fondamentalmente dl concentrico discretizzato con una griglia di elementi quadrati a base 10 m.

Tale dimensione, dopo analisi iterative di carattere numerico, è risultata essere la più consona data l'estensione dell'area analizzata e l'accuratezza dei risultati ricercata.

Al'interno di questa maglia sono state individuate le seguenti singolarità::

- Presenza degli alvei attivi del canale del Gingo e delle sue diramazioni a valle del concentrico, caratterizzati dimensionalmente sulla base di rilievi sul posto tramite la definizione di sezioni tipologiche omogenee da assegnare ai diversi tratti.
- Presenza dei rilevati stradali, recinzioni, parapetti e quant'altro risulti un ostacolo naturale alla propagazione del deflusso superficiale di entità tale da non essere individuato dal DTM della regione Piemonte. Tali limiti sono stati individuati manualmente e puntualmente in prossimità di determinati nodi idraulici sulla base di misurazioni dirette.
- Gli attraversamenti esistenti sono individuati puntualmente attraverso la loro scala di deflusso.
- Presenza di edifici e aree urbanizzate individuate come celle che non partecipano al trasporto dei battenti idraulici

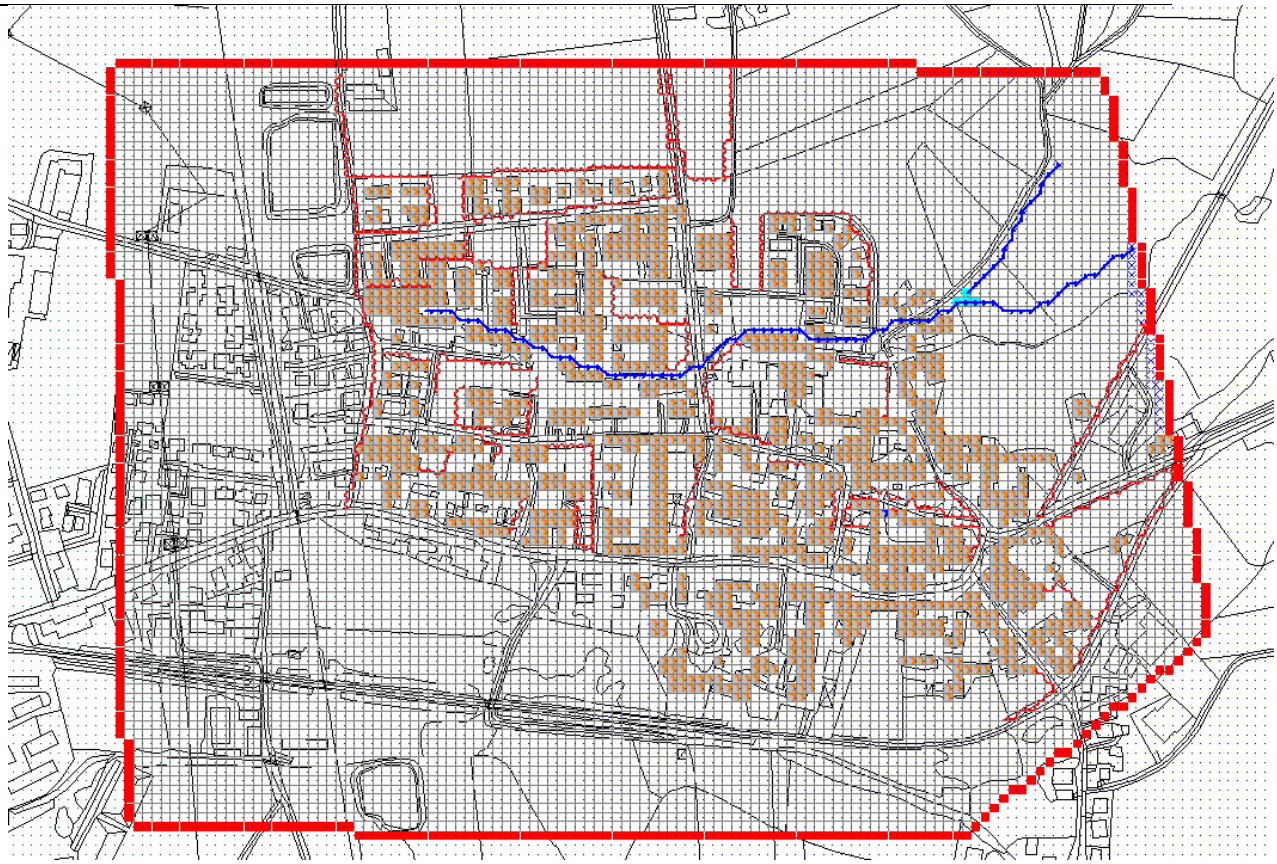


Fig. 3.4: Schema di input del modello bidimensionale Rio del Gingo

Per una maggiormente corretta definizione degli areali di esondazione si è scelto di eseguire due modellazioni distinte:

- Una modellazione che impone un idrogramma con picco pari 1.4 mc/sec (Bacino 10, sezione di chiusura G3) a partire dal punto apicale del canale
- Una modellazione che impone un idrogramma con picco pari a 2.2 mc/sec (Bacino 11, sezione di chiusura G5) in corrispondenza dell'attraversamento G5
- **Analisi dell'esondabilità del Rio Molino delle Acquette al di fuori dal concentrico**

L'analisi è stata effettuata all'interno di un'area definita a nord dalla ferrovia e che si sviluppa verso sud-est fino oltre i confini comunali a valle del concentrico, tale area è stata suddivisa con una griglia di elementi quadrati a base 15 m.

Tale dimensione, dopo analisi iterative di carattere numerico, è risultata essere la più consona data l'estensione dell'area analizzata e l'accuratezza dei risultati ricercata.

Al'interno di questa maglia sono state individuate le seguenti singolarità::

- Presenza degli alvei attivi del canale del Molino elle Acquette caratterizzato dimensionalmente sulla base di rilievi sul posto tramite la definizione di sezioni tipologiche omogenee da assegnare ai diversi tratti.
- Presenza dei rilevati stradali, recinzioni, parapetti e quant'altro risulti un ostacolo naturale alla propagazione del deflusso superficiale di entità tale da non essere individuato dal DTM della regione Piemonte. Tali limiti sono stati individuati manualmente e puntualmente in prossimità di determinati nodi idraulici sulla base di misurazioni dirette.
- Gli attraversamenti esistenti sono individuati puntualmente attraverso la loro scala di deflusso.

- Presenza di edifici e aree urbanizzate individuate come celle che non partecipano al trasporto dei battenti idraulici
- Sono stati realizzati modelli successivi volti a individuare dove e come il sistema di scolo poteva dare luogo a fenomeni esondativi, l'analisi dell'area posta a monte della SP 139 e SP23R le sezioni incise sono in grado di smaltire le portate di piena senza l'esondazione dei battenti idraulici. Il modello finale si è dunque concentrato sul tratto finale del canale, a partire dal tratto a valle della congiunzione col canale del Nicola.
- Si impone un idrogramma con picco pari a 15.7 mc/sec (Bacino 7, sezione di chiusura MA23) a monte dell'attraversamento MA23

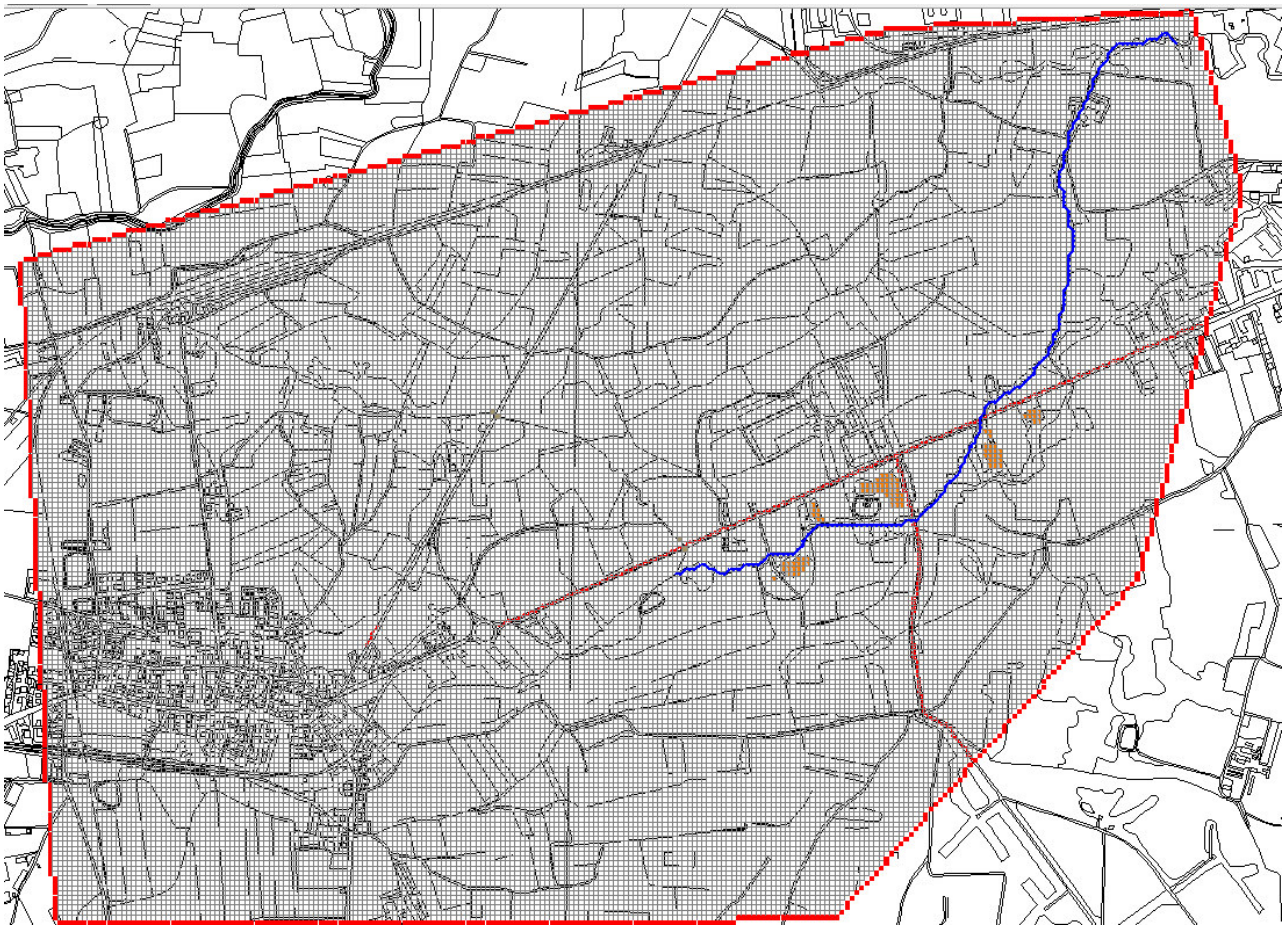


Fig. 3.4: Schema di input del modello bidimensionale Rio Molino delle Acquette

- **Analisi delle aree allagabili a seguito di eventi piovosi intensi**

L'analisi è stata effettuata all'interno dell'area posta a valle del rilevato autostradale e a monte del concentrico e della SP23R con particolare attenzione alle aree agricole non urbanizzate. L'area è suddivisa con una griglia di elementi quadrati a base 50 m.

Tale dimensione, dopo analisi iterative di carattere numerico, è risultata essere la più consona data l'estensione dell'area analizzata e l'accuratezza dei risultati ricercata.

Al'interno di questa maglia sono state individuate le seguenti singolarità::

- Presenza dei rilevati stradali, recinzioni, parapetti e quant'altro risulti un ostacolo naturale alla propagazione del deflusso superficiale di entità tale da non essere individuato dal DTM della regione Piemonte. Tali limiti sono stati individuati

manualmente e puntualmente in prossimità di determinati nodi idraulici sulla base di misurazioni dirette.

- Gli attraversamenti esistenti sono individuati puntualmente attraverso la loro scala di deflusso.
- Al terreno è stata assegnata una classe di permeabilità (CN Number) pari a terreni coltivati
- La presenza di edifici e aree urbanizzate sono state individuate come celle che non partecipano al trasporto dei battenti idraulici

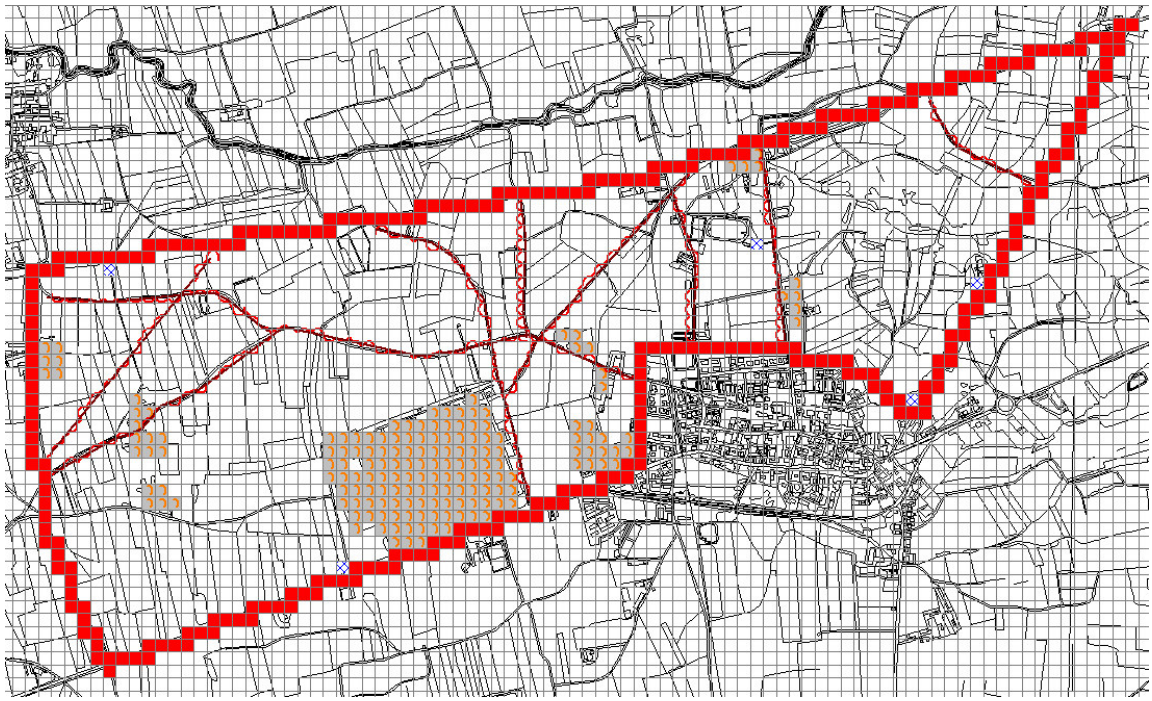


Fig. 3.5: Schema di input del modello bidimensionale valutazione aree di allagamento

Oltre a questo modello si è costruito un modello analogo di valutazione delle aree allagabili utilizzando la stessa base cartografica utilizzata per valutare la dinamica esondativa del tratto finale del rio Molino delle Acquette in modo da coprire nella sua interezza il territorio comunale.

Inoltre è stata effettuata una simulazione simile anche nell'area del concentrico(Fig. 3.4)

I risultati delle modellazioni sono riportati in allegato alla presente relazione, sulla base dei quali si sono definiti i disseti areali previsti.

3.3.6 Analisi dei risultati

- **Rio del Gingo all'interno del Concentrico:**

Il rio del Gingo è naturalmente alimentato dai fontanili naturali denominati Laghi del Gingo posti a monte della viabilità comunale. Il tratto urbano funge da colatore delle acque bianche dell'area, la quale risulta completamente impermeabilizzata. Considerato le esigue dimensioni della sezione di deflusso esso può andare in crisi facilmente a causa di un ostruzione anche artificiale della sezione libera in prossimità di qualche attraversamento.

Il limite del modello numerico utilizzato è rappresentato dal dover individuare una cella da cui si origina l'idrogramma di piena. In una situazione assimilabile al drenaggio urgano tale

semplificazione risulta non particolarmente adesa alla realtà in quanto durante eventi di piena l'afflusso massimo si raggiunge gradualmente al discendere del profilo idraulico.

La modellazione si è dunque focalizzata nell'individuare due casi estremi, andando a concentrare il picco di portata in determinati punti dell'asta ed in particolare alla sezione di chiusura dei vari sottobacini.

I risultati della modellazione mostrano molto bene quali sono le dinamiche di allagamento del centro cittadino, individuando quali sono i punti maggiormente depressi in cui si possono verificare i maggiori ristagni delle acque e quali sono le direzioni principali che le acque di allagamento possono imboccare.

La modellazione mostra anche che si tratta comunque di eventi che al massimo possono comportare battenti di massimo 30 cm e solamente nelle aree intercluse o depresse.

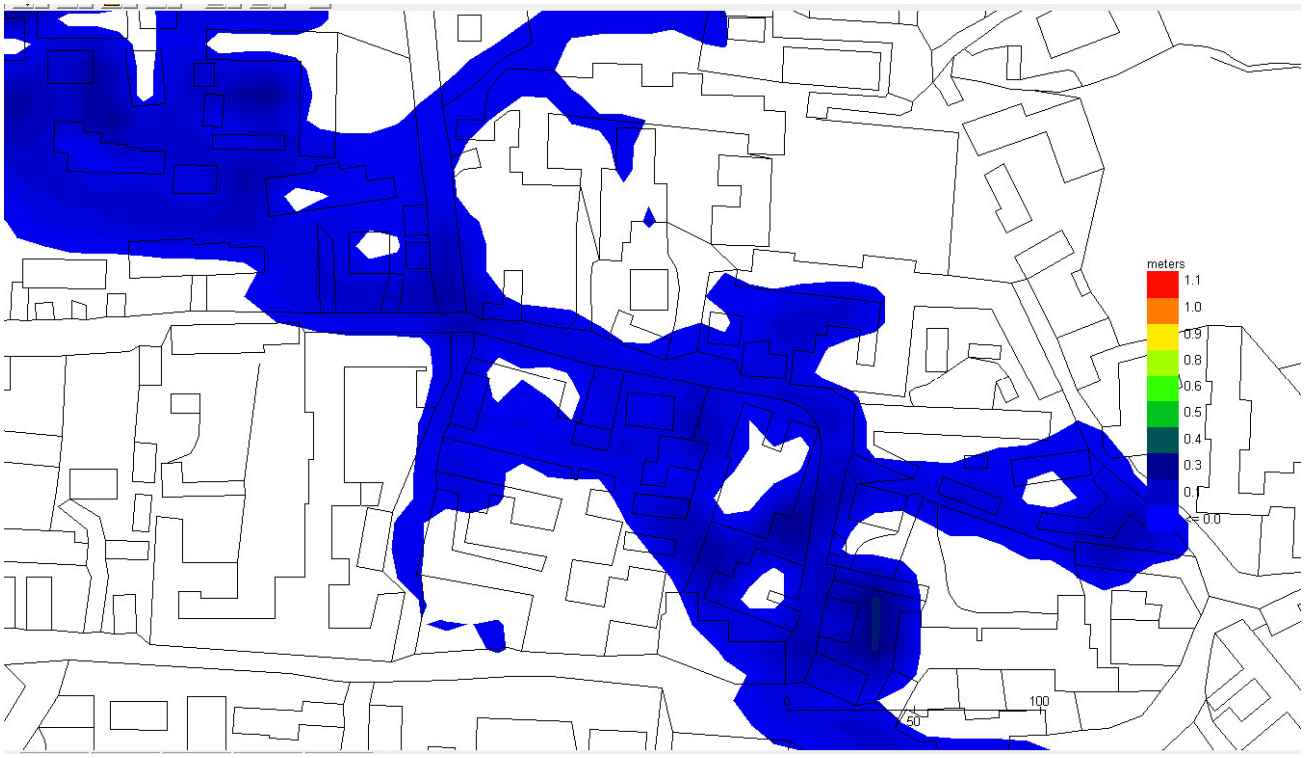


Fig. 3.5: Stralcio della modellazione delle aree sondabili nel concentrico

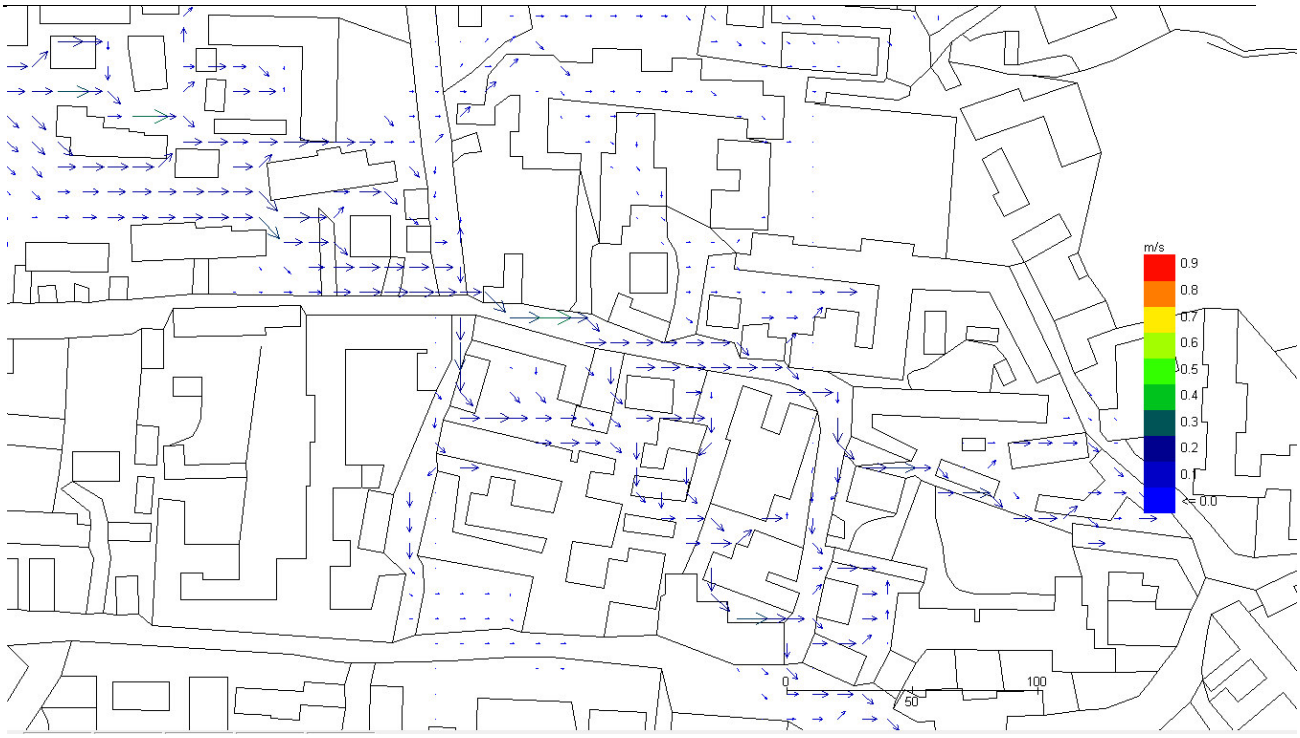


Fig. 3.6: Stralcio della modellazione (vettori velocità e direzione) dell'esondabiltà legata al rio del Gingo

La modellazione della stessa area relativamente allo smaltimento delle pioggie intense mostra la tendenza ad allagare delle aree più depresse

- **Rio Molino delle Acquette**

La modellazione dello smaltimento delle portate di piena del rio Molino delle Acquette ha fondamentalmente indicato che i fenomeni di allagamento dell'area posta a monte della SP23R sono da associarsi non all'esondazione diretta dal rivo ma dal cattivo drenaggio delle acque di ruscellamento.

Il modello relativo alla dinamica torrentizia individua aree sondabili in corrispondenza degli attraversamenti MA23 E MA27. Si tratta comunque di esondazioni minime inferiori a 10 cm di battente.

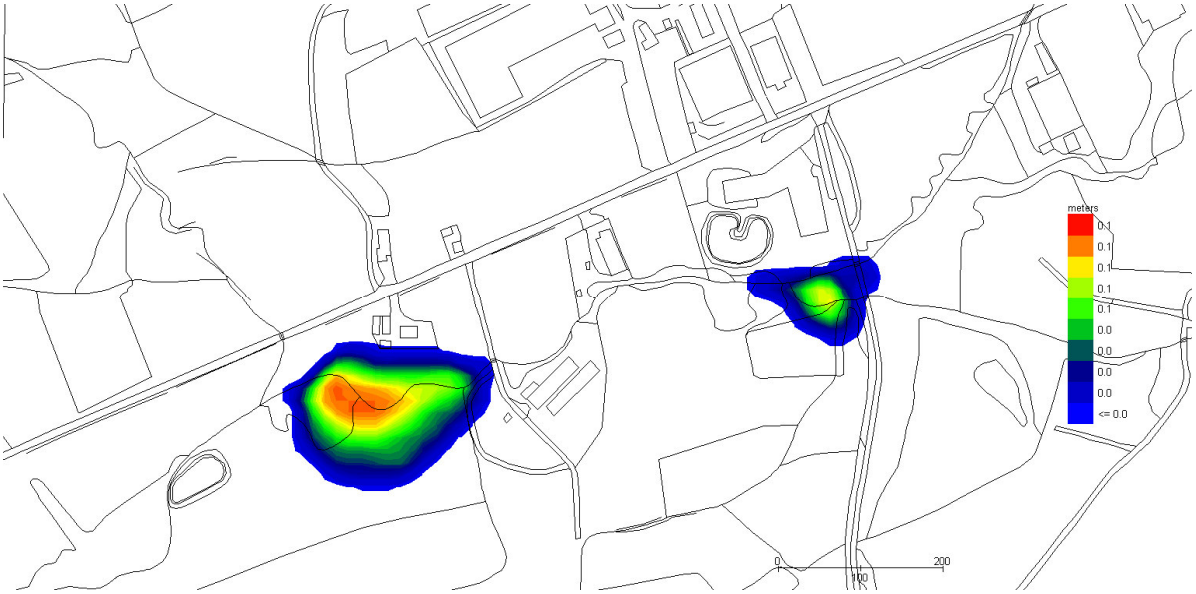


Fig. 3.6: Stralcio della modellazione delle aree esondabili Rio Mulino delle Acquette

Per quanto riguarda invece il drenaggio dell'area rispetto agli eventi piovosi intensi si osserva come sono presenti aree depresse che possono essere interessate da allagamenti anche moltio estesi e con battenti anche superiori ai 30 cm.



Fig. 3.6: Stralcio della modellazione delle aree allagabili zona est del territorio comunale

Queste analisi, inoltre, confermano che la posizione delle aree di laminazione previste dal comune di None nell'ambito degli studi di adeguamento al PAI del PRGC ricadono effettivamente in aree potenzialmente allagabili e/o esondabili.

- **Aree allagabili area nord ovest**

Il modello indivdua aree depresse e prive di scolo che possono risultare allagate a seguito di eventi piovosi intensi.

Interesante come la modellazione individui il percorso a maggior pendenza del bacino del rio Molino delle Acquette il cui tracciato risulta però pensile.

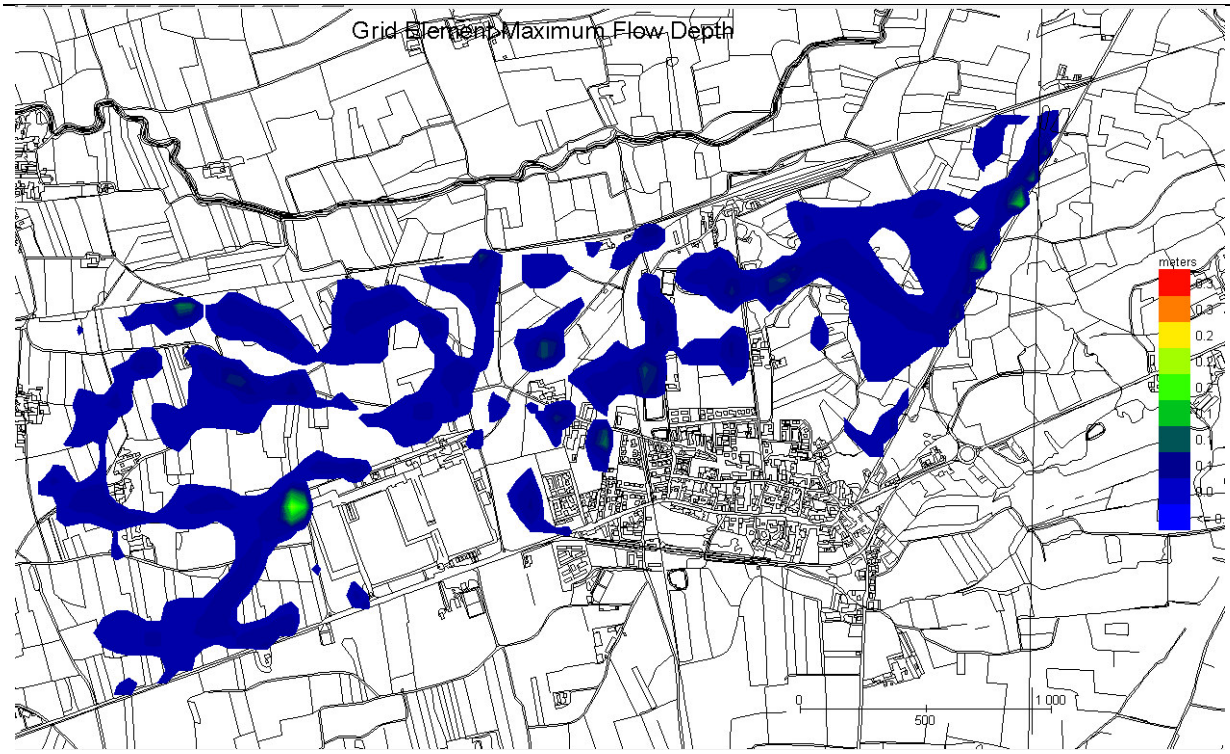


Fig. 3.7: Stralcio della modellazione delle aree allagabili zona nord ovest del territorio comunale

4 CONCLUSIONI

Il presente documento riprende ed amplia lo studio idraulico svolto nel 2003 a supporto del PRCG del comune di Airasca.

Nello specifico si specifica quanto segue:

- I dissesti areali sono stati rivisti e ridefiniti mediante modellazione bidimensionale alle differenze finite
- Le analisi svolte coprono tutto il territorio comunale e ne definiscono in maniera globale la dinamica del dissesto anche in accordo a quanto espresso dai comuni limitrofi.

  A tal proposito si osserva che il rio Bussonrondo che solo parzialmente ricade nel territorio comunale di Airasca non risulta caratterizzato da dissesti areali particolari anche in vista del fatto che nell'ambito della realizzazione del rilevato autostradale esso sia stato parzialmente rimaneggiato. La modellazione bidimensionale dell'area non ha mostrato evidenze di esondazione.
- Le aree di laminazione controllata proposte dal comune di None all'interno del territorio comunale di Airasca sono effettivamente all'interno di zone depresse e potenzialmente esondabili-allagabili



ALLEGATO 1: VERIFICHE IN MOTO UNIFORME

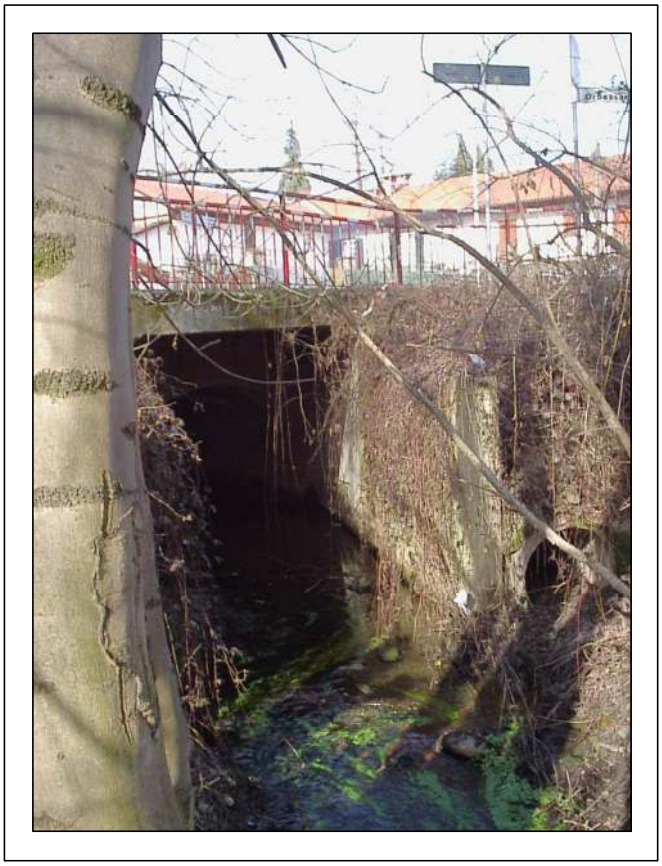
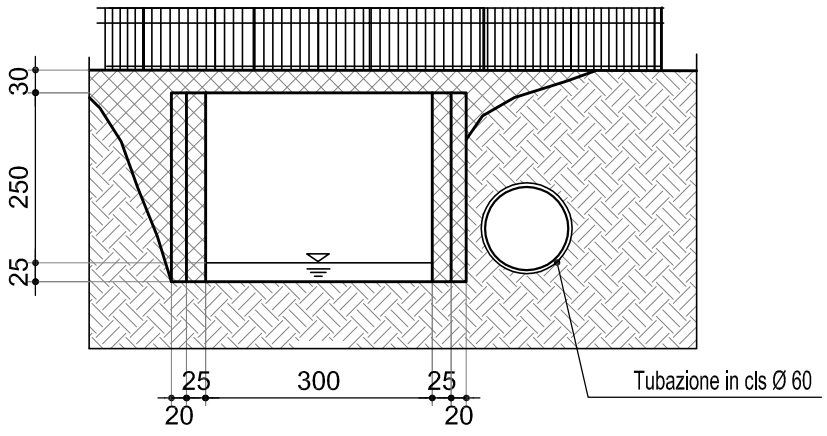


Foto MA4 - Ponte visto da valle, in prossimità della stazione ferroviaria. Costruito in cemento armato, si trova in un buono stato di conservazione, ma con i muri d'ala invasi dalla vegetazione.

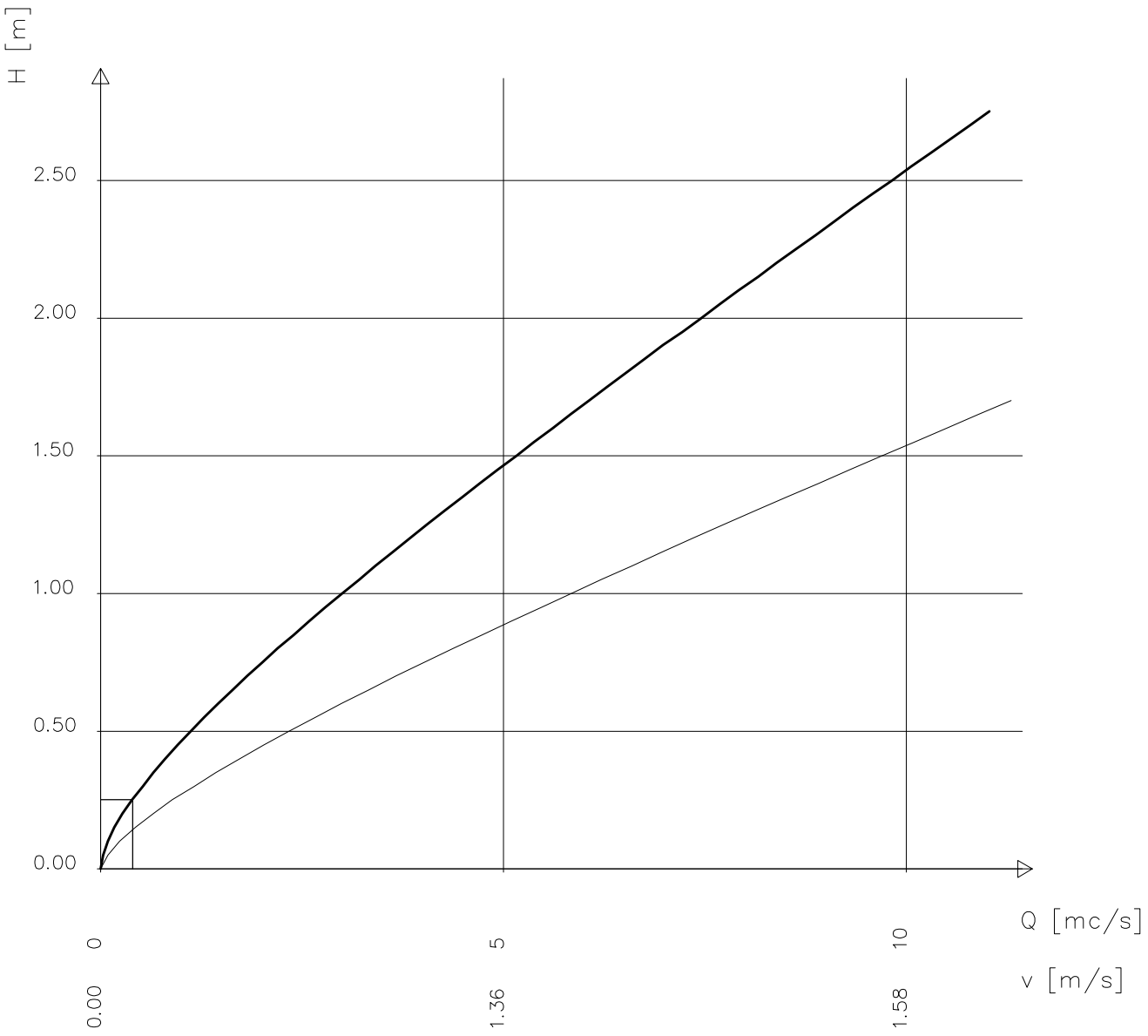
Scala 1:100



Rio Noa–MA4–Stato attuale

scabrezza: 30
pendenza: 0.35 %

portata: 0.40 mc/s
velocita': 0.63 m/s
altezza: 0.25 m

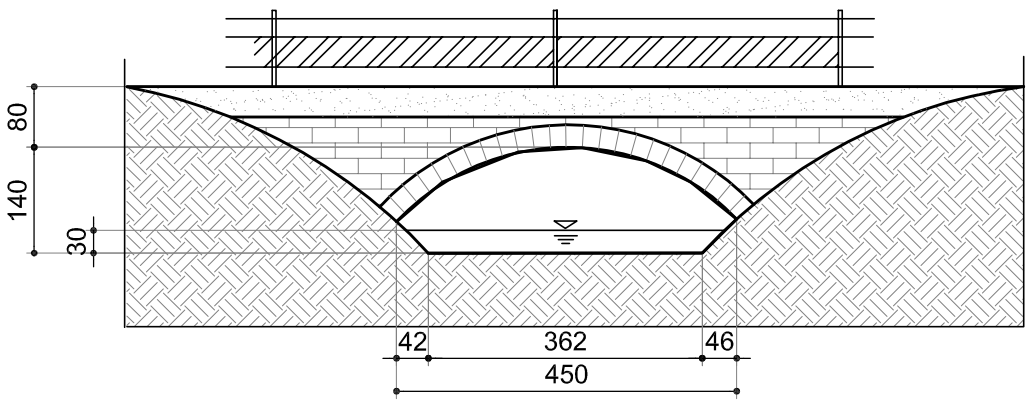


02113



Foto MA12 - Ponticello di attraversamento della S. P. Airasca-Volvera, visto da valle, in muratura, con evidenti segni di degrado e con apertura parzialmente ostruita da terra e vegetazione.

Scala 1:100



RIO NOA MA12

Scabrezza: 30

Pendenza: 0.60%

Portata 8.70 mc/sec

h = 1.07 m

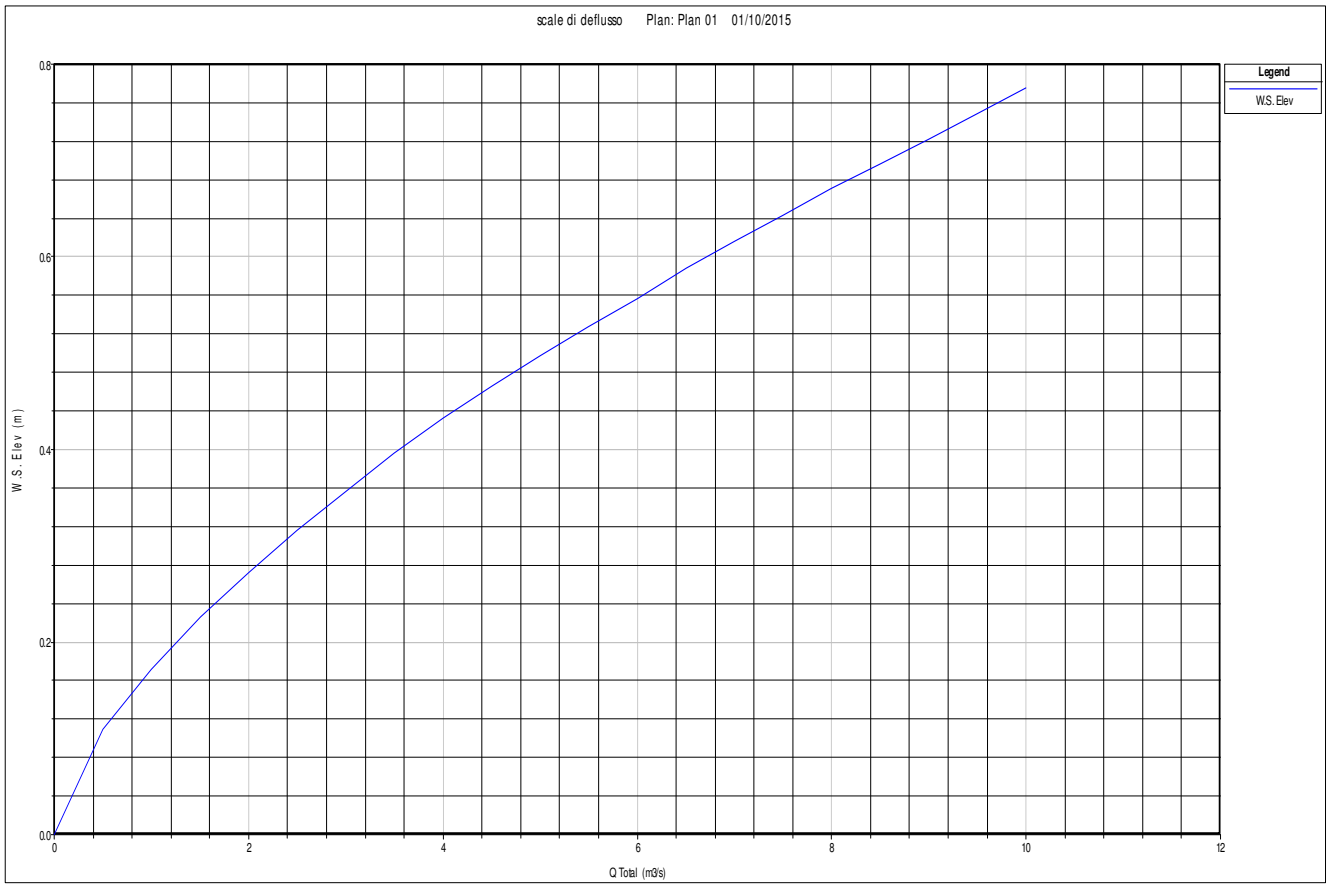
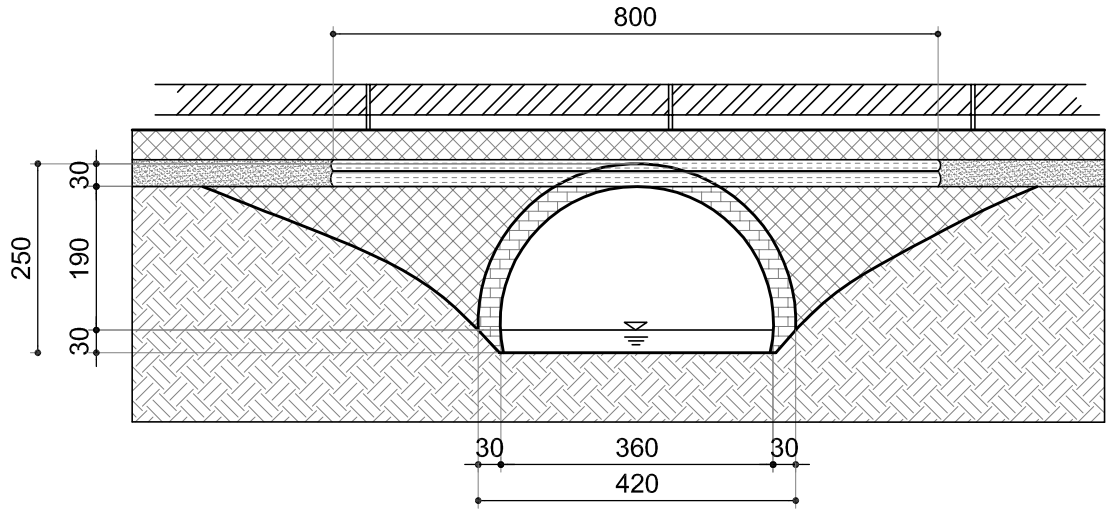




Foto MA20 - Ponte lungo la S.S. Torino - Pinerolo, visto da monte, in cemento armato e arco in muratura in non perfette condizioni di manutenzione.

Scala 1:100



RIO NOA MA20

Scabrezza: 30

Pendenza: 0.60%

Portata 14.20 mc/sec

h = 1.16 m

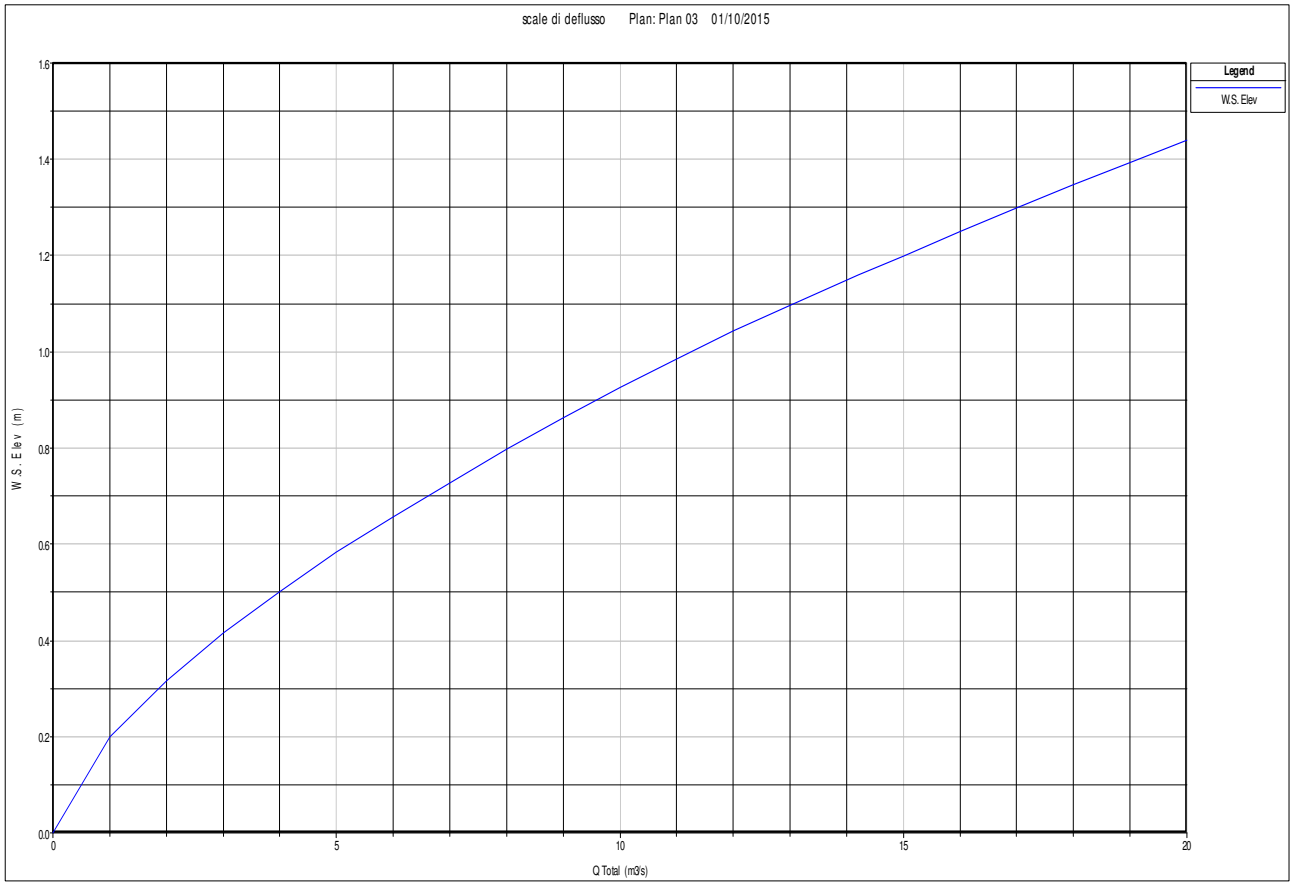
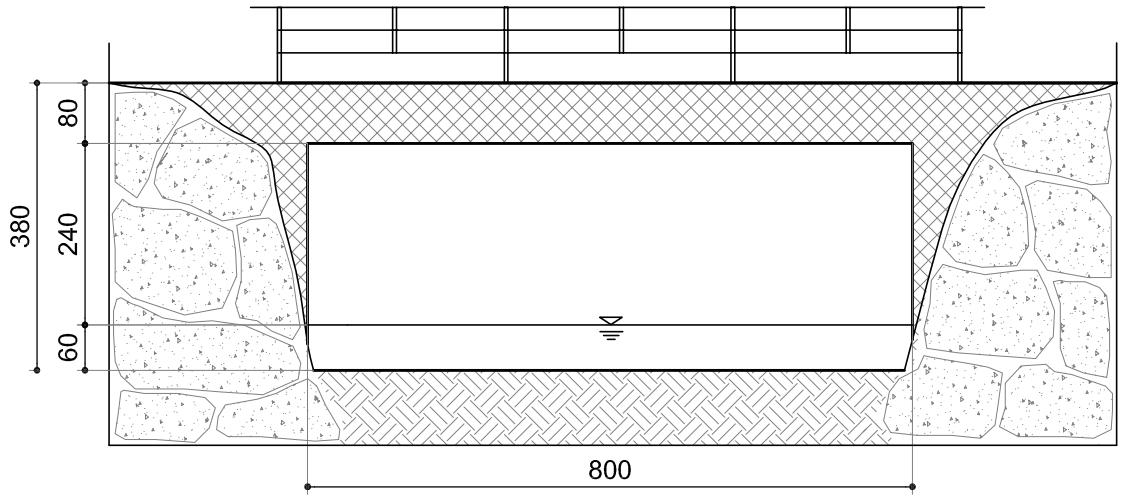




Foto MA23 - Ponte d'accesso alla fabbrica So.Ver.Plast, visto da monte, in cemento armato e in buone condizioni di manutenzione.

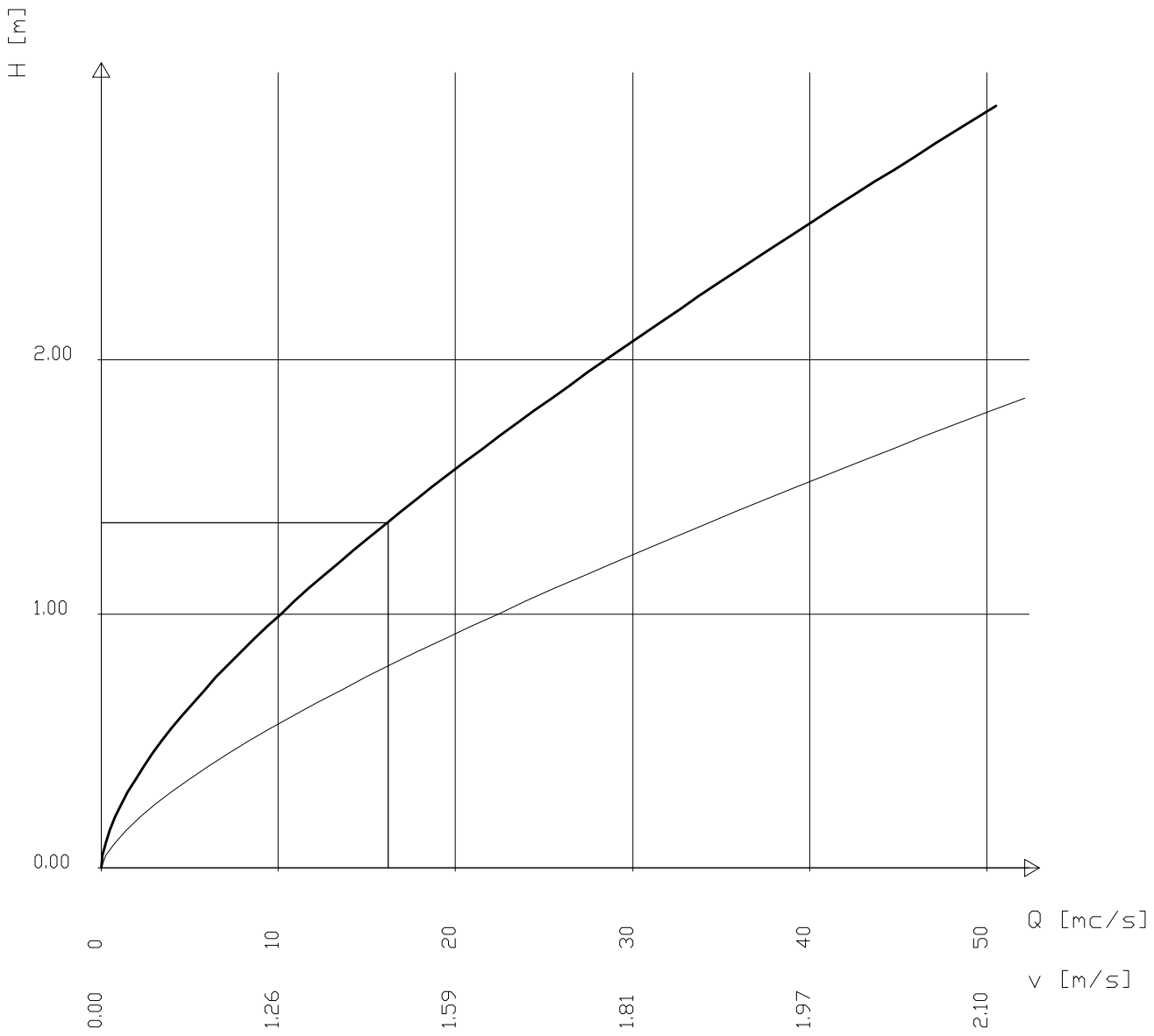
Scala 1:100



Rio Noa-MA23-Stato attuale

scabrezza: 30
pendenza: 0,24 %

portata: 16,20 mc/s
velocita': 1,49 m/s
altezza: 1,36 m



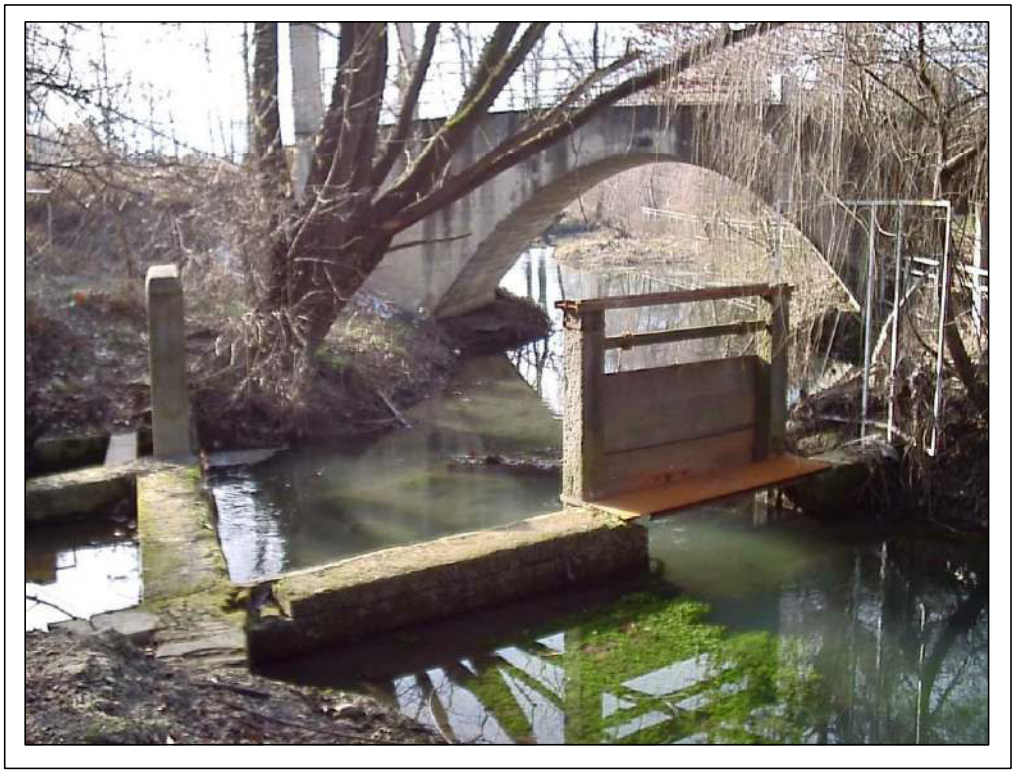
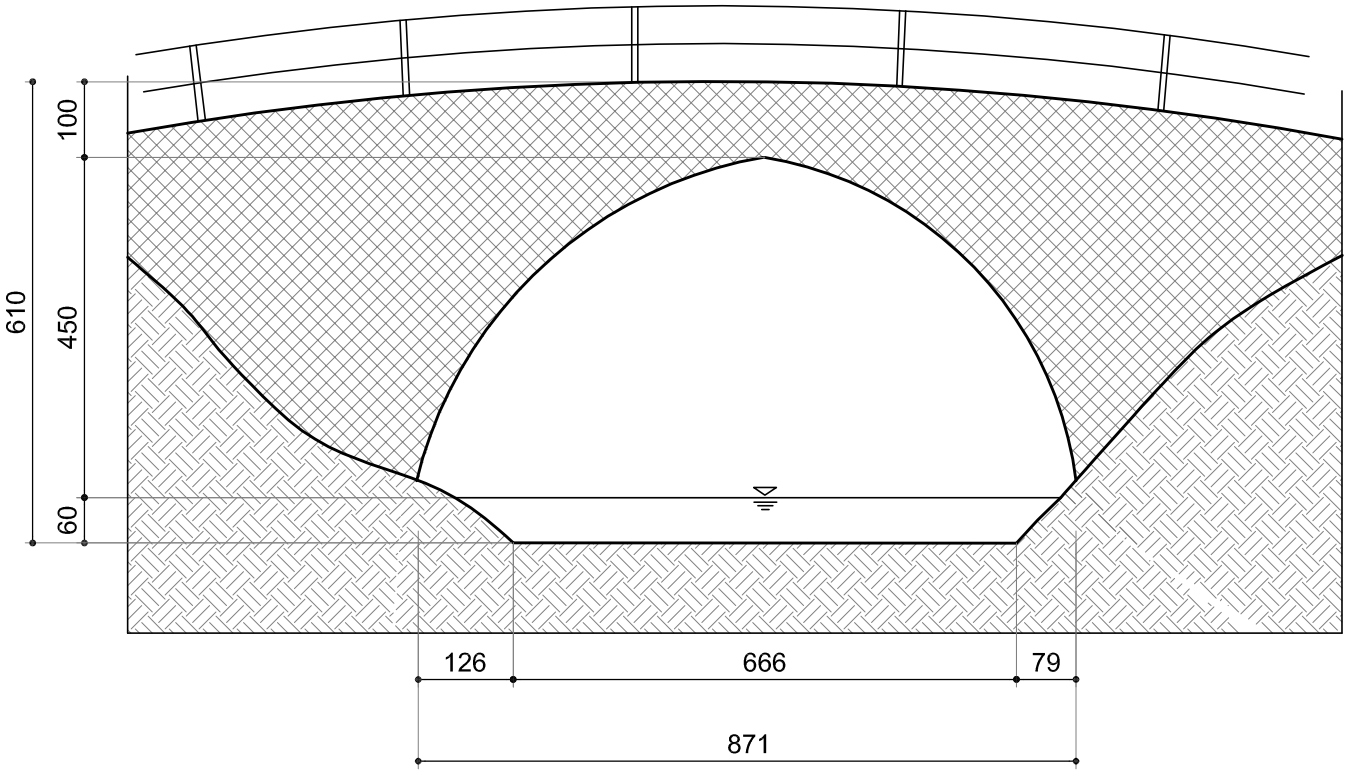


Foto MA26 - Ponte visto da valle, costruito in cemento armato in condizioni di manutenzione non buone. Immediatamente a valle sono presenti due paratoie funzionanti.

Scala 1:100



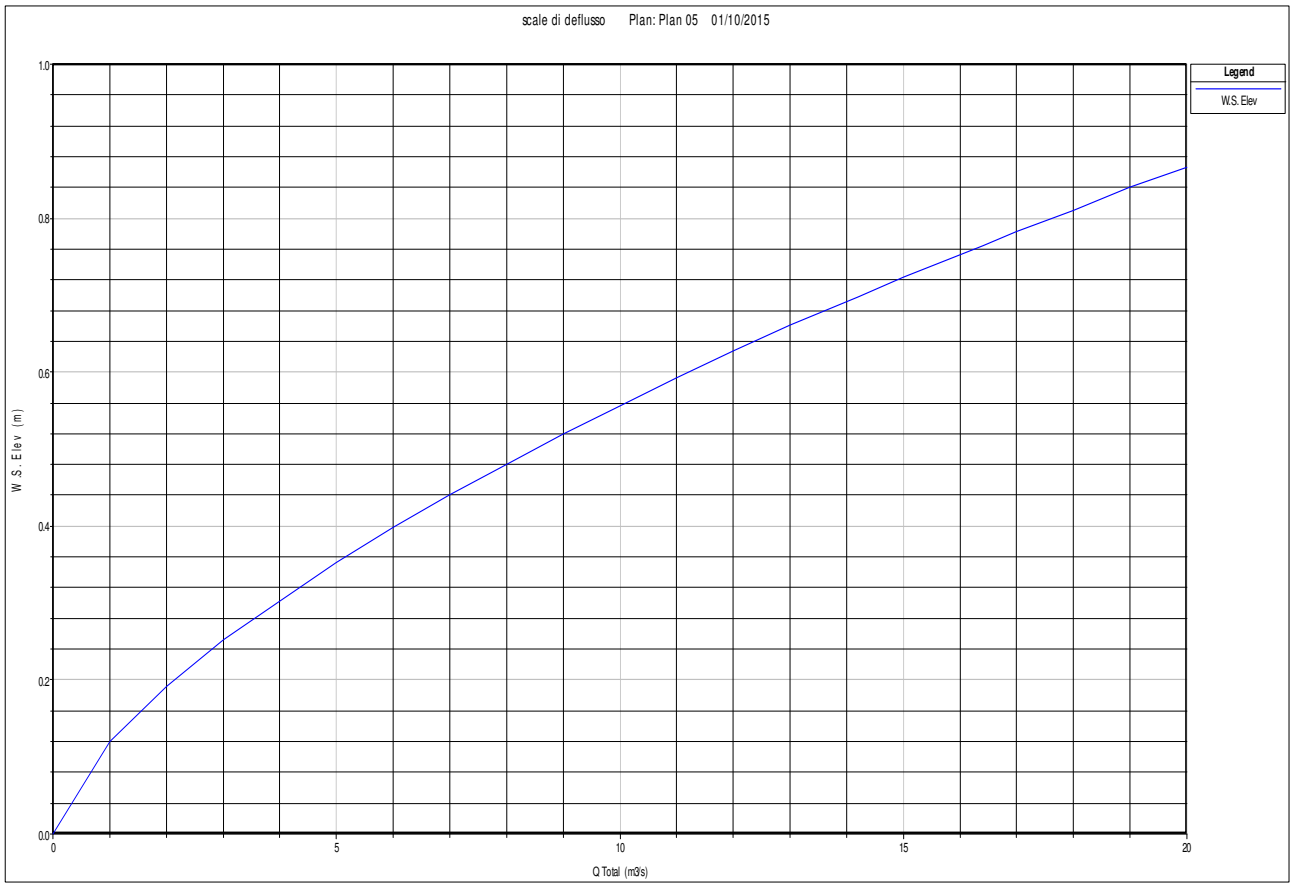
RIO NOA MA26

Scabrezza: 30

Pendenza: 0.10%

Portata 16.40 mc/sec

h = 1.04 m



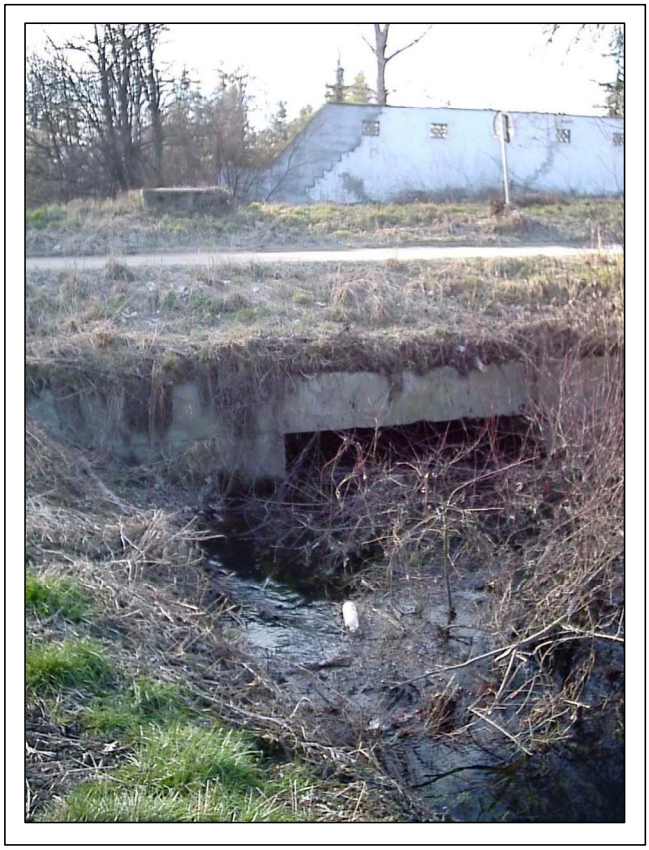
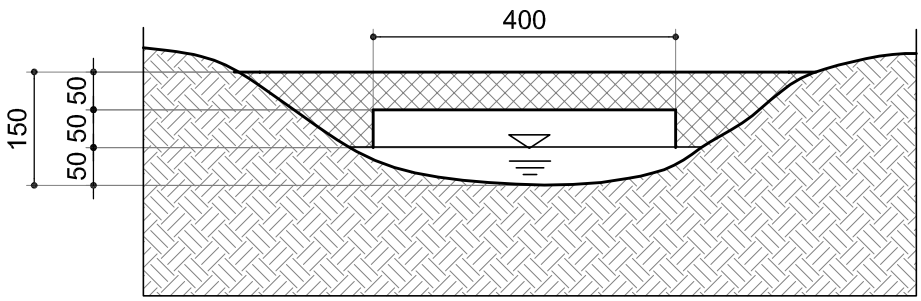


Foto MA27 - Attraversamento , visto da valle, in cemento armato in pessime condizioni di manutenzione. In particolare, la sezione di deflusso è quasi totalmente ostruita da terra e vegetazione morta.

Scala 1:100



Rio Noa-MA27-Stato attuale

scabrezza: 35
pendenza: 0.10 %

portata: 16.90 mc/s
esonda

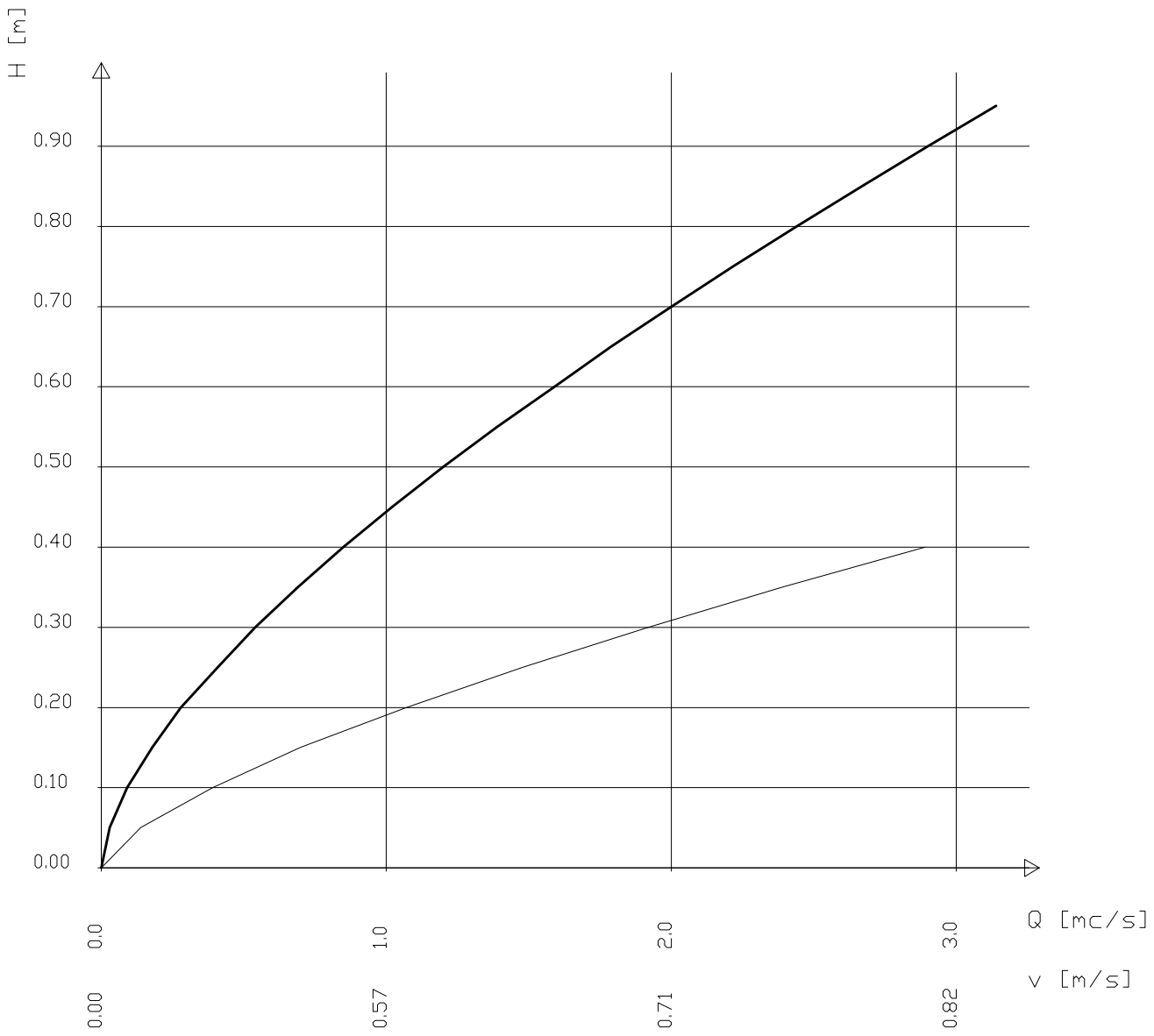
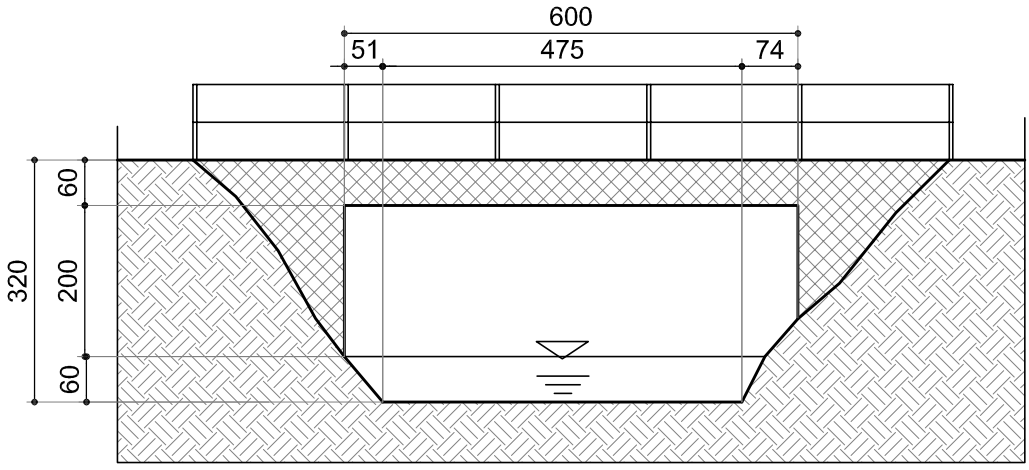




Foto MA29 - Ponte lungo la S.S. Torino - Pinerolo, visto da monte, costruito in cemento armato. Il ponte risulta in buone condizioni di manutenzione.

Scala 1:100



Rio Noa-MA29-Stato attuale

scabrezza: 60
pendenza: 0.13 %

portata: 17.30 mc/s
velocita': 2.09 m/s
altezza: 1.38 m

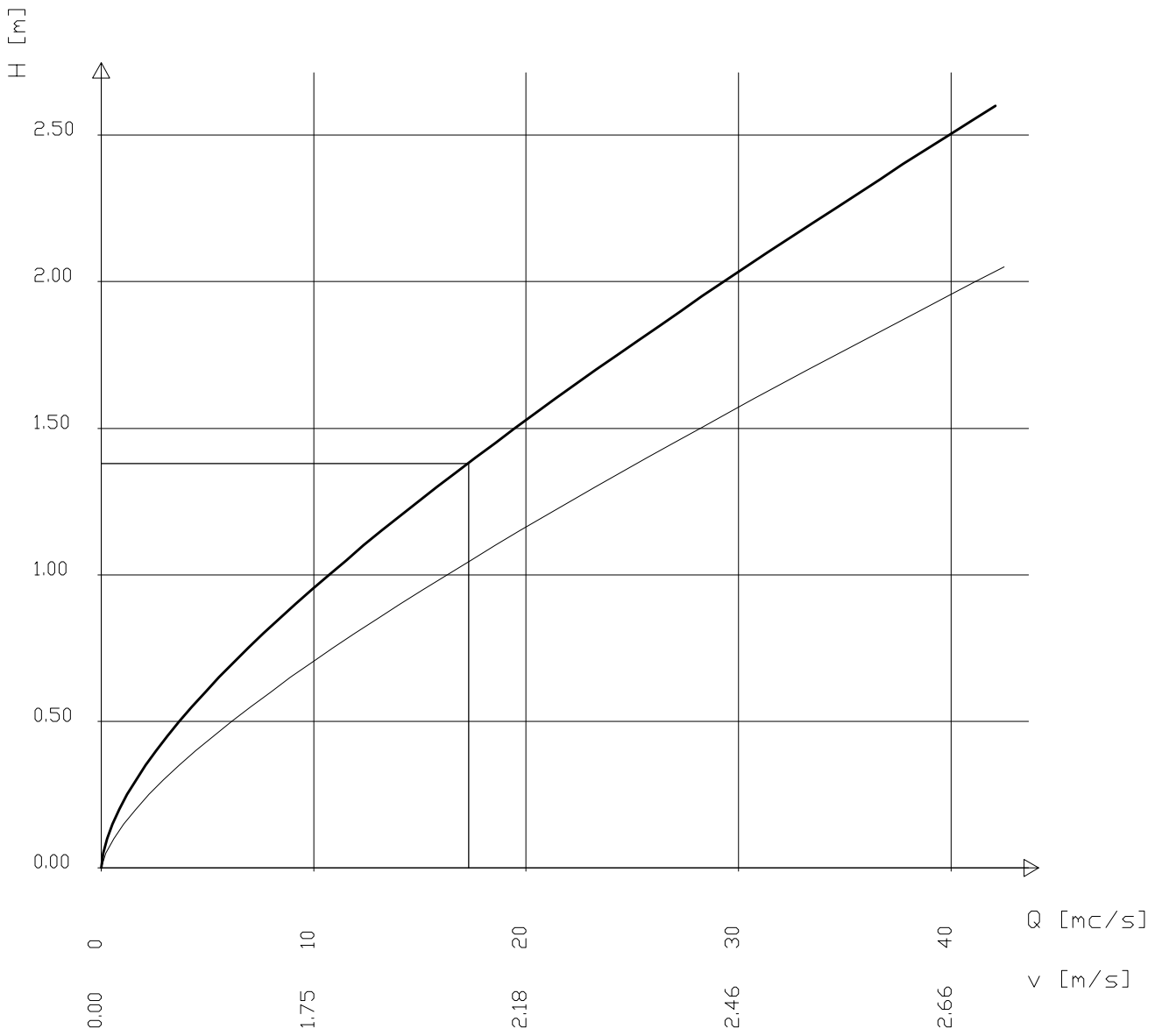
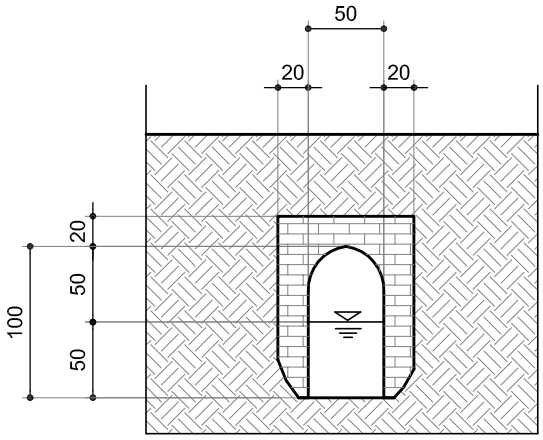




Foto CS10 - Ponte lungo la Strada della Stazione, visto da monte. Si tratta di un ponte in muratura in condizioni pessime oltre ad avere la luce quasi completamente ostruita da accumuli di vegetazione.

Scala 1:50



Fosso Campo Sportivo-CS10-Stato attuale

scabrezza: 25
pendenza: 0.29 %

portata: 1.20 mc/s
esonda

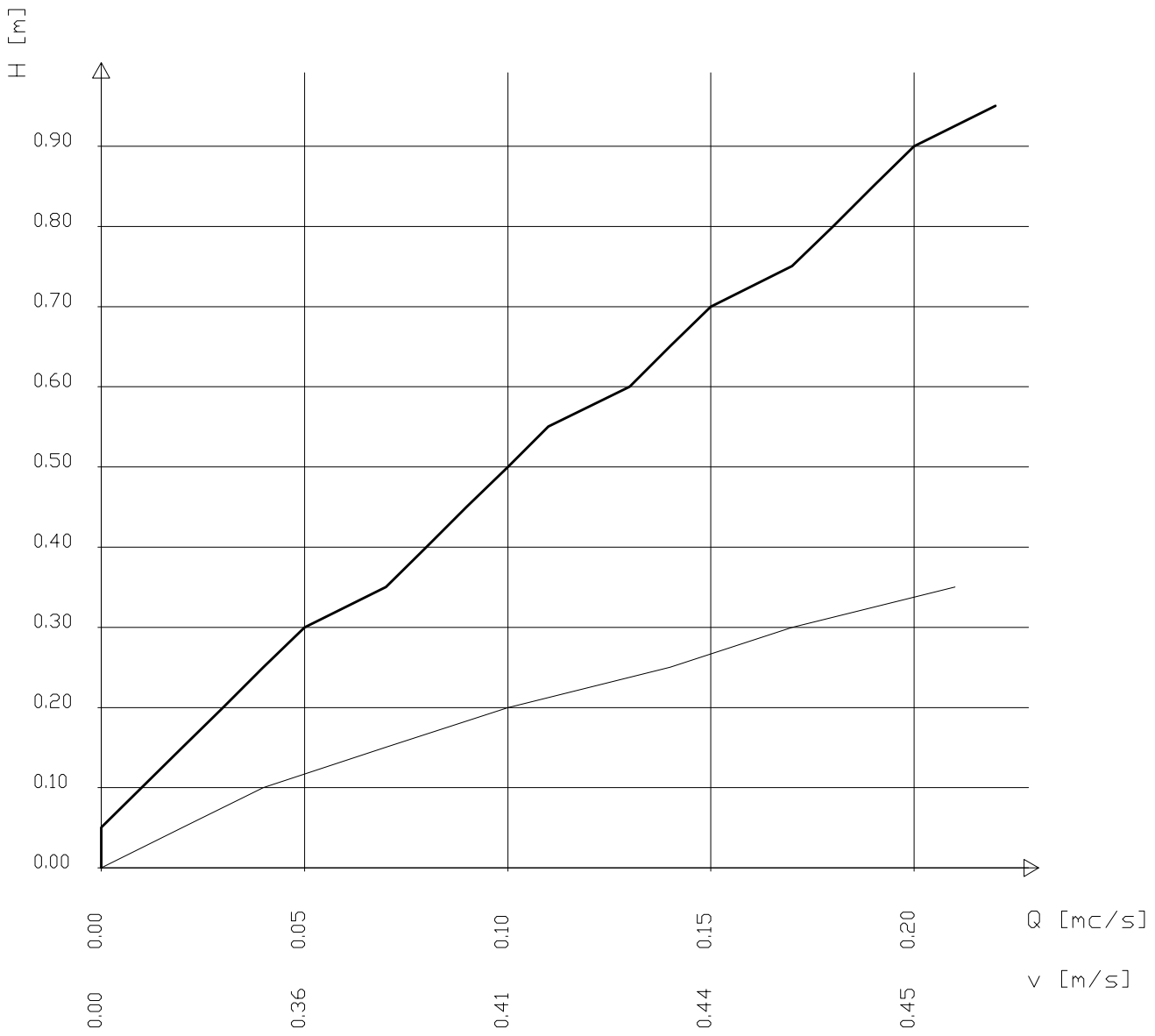
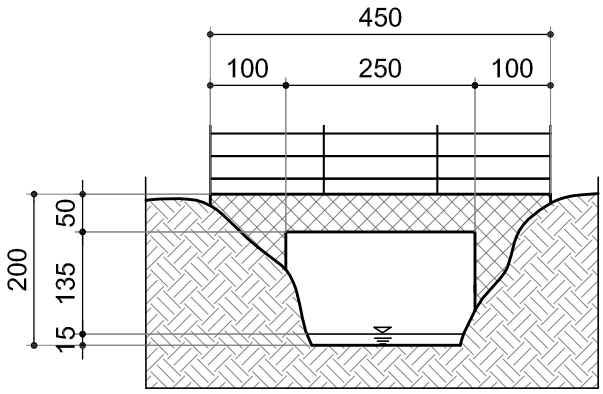




Foto C7 - Ponte lungo la Strada della Stazione, visto da monte, costruito in cemento armato. Il ponte coincide con l'inizio del tratto intubato. Il manufatto, in buono stato di conservazione, presenta la sezione di deflusso parzialmente ostruita da accumulo di terra e vegetazione.

Scala 1:100



Rio Corniana-C7-Stato attuale

scabrezza: 25
pendenza: 0.15 %

portata: 2.70 mc/s
esonda

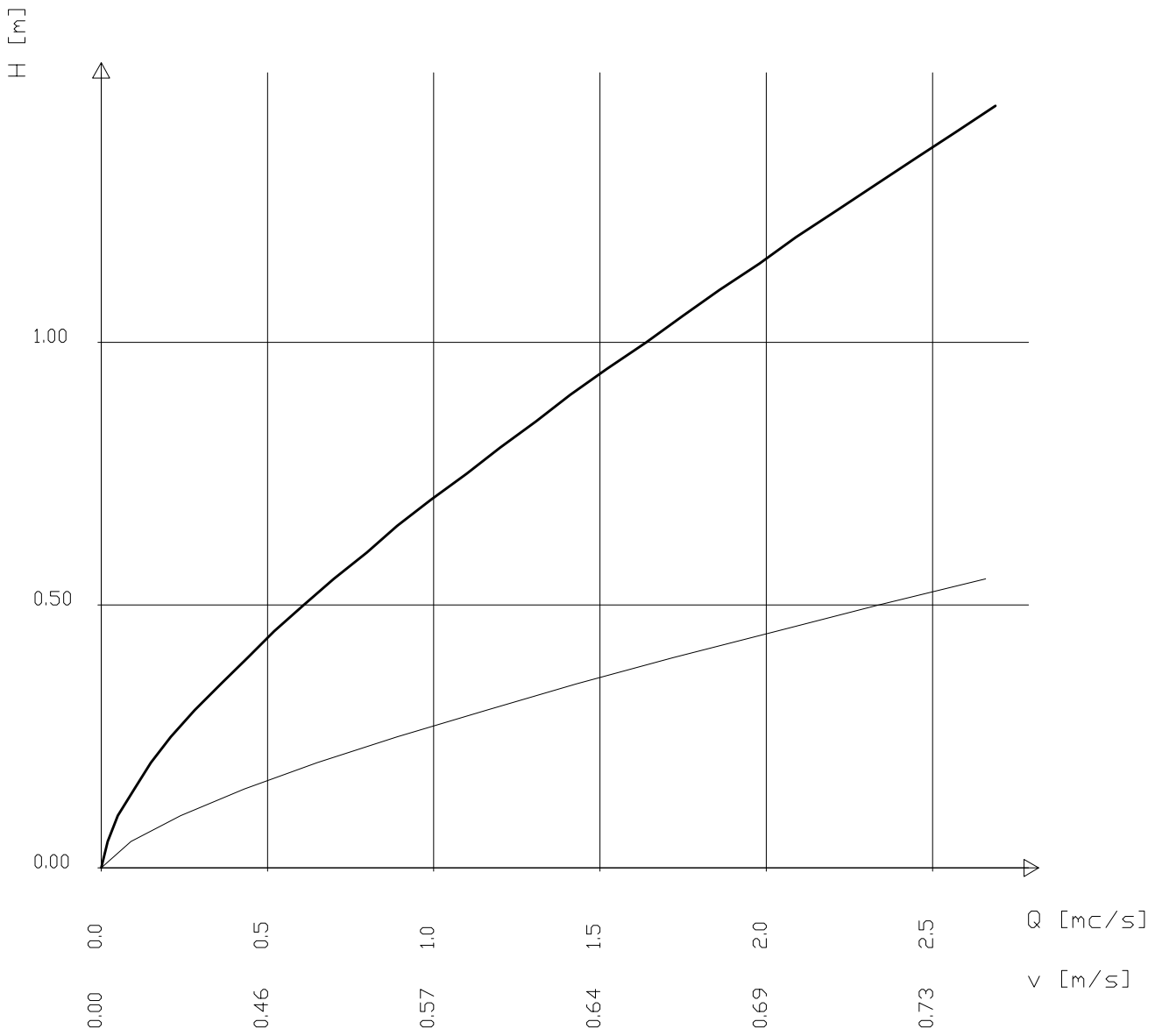
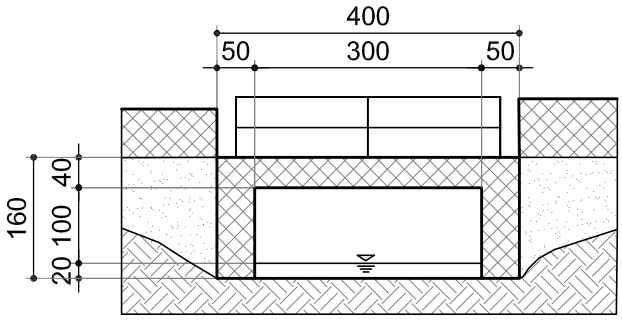




Foto G3 - Ponte, lungo la Strada della Stazione, che attraversa il Rio del Gingo. La foto è stata scattata dal ponte stesso verso valle. Il manufatto è costruito in cemento armato ed è in un buono stato di conservazione

Scala 1:100



Rio Gingo-G3-Stato attuale

scabrezza: 50
pendenza: 0.39 %

portata: 1.40 mc/s
velocita': 1.34 m/s
altezza: 0.35 m

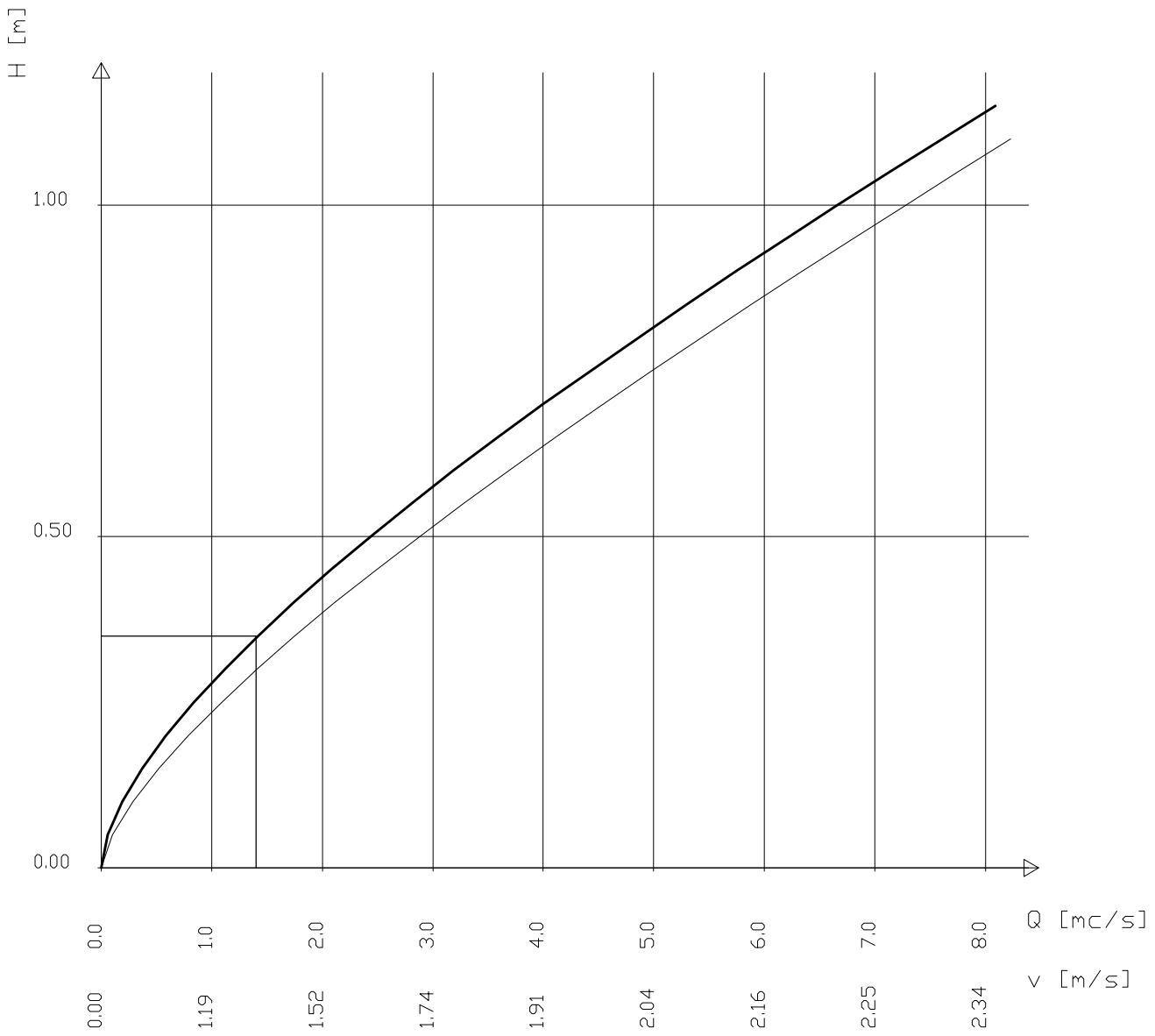
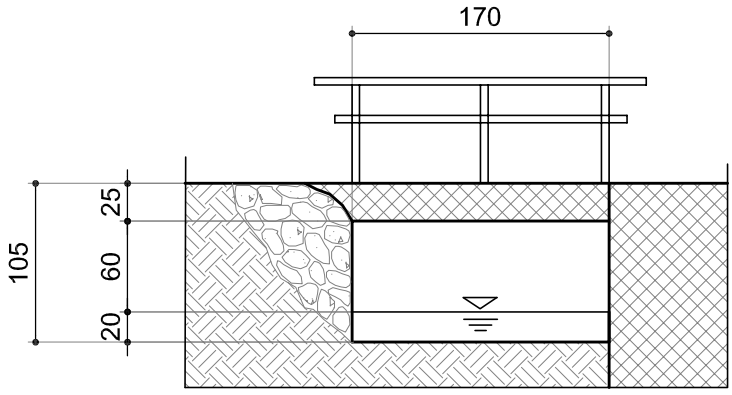




Foto G4 - Ponticello d'acccesso ad un cortile di proprietà privata, visto da monte. Costruito in cemento armato, è in un buono stato di conservazione.

Scala 1:50



RIO GINGO G4

Scabrezza: 50

Pendenza: 0.28%

Portata 1.40 mc/sec

h = 0.6 m

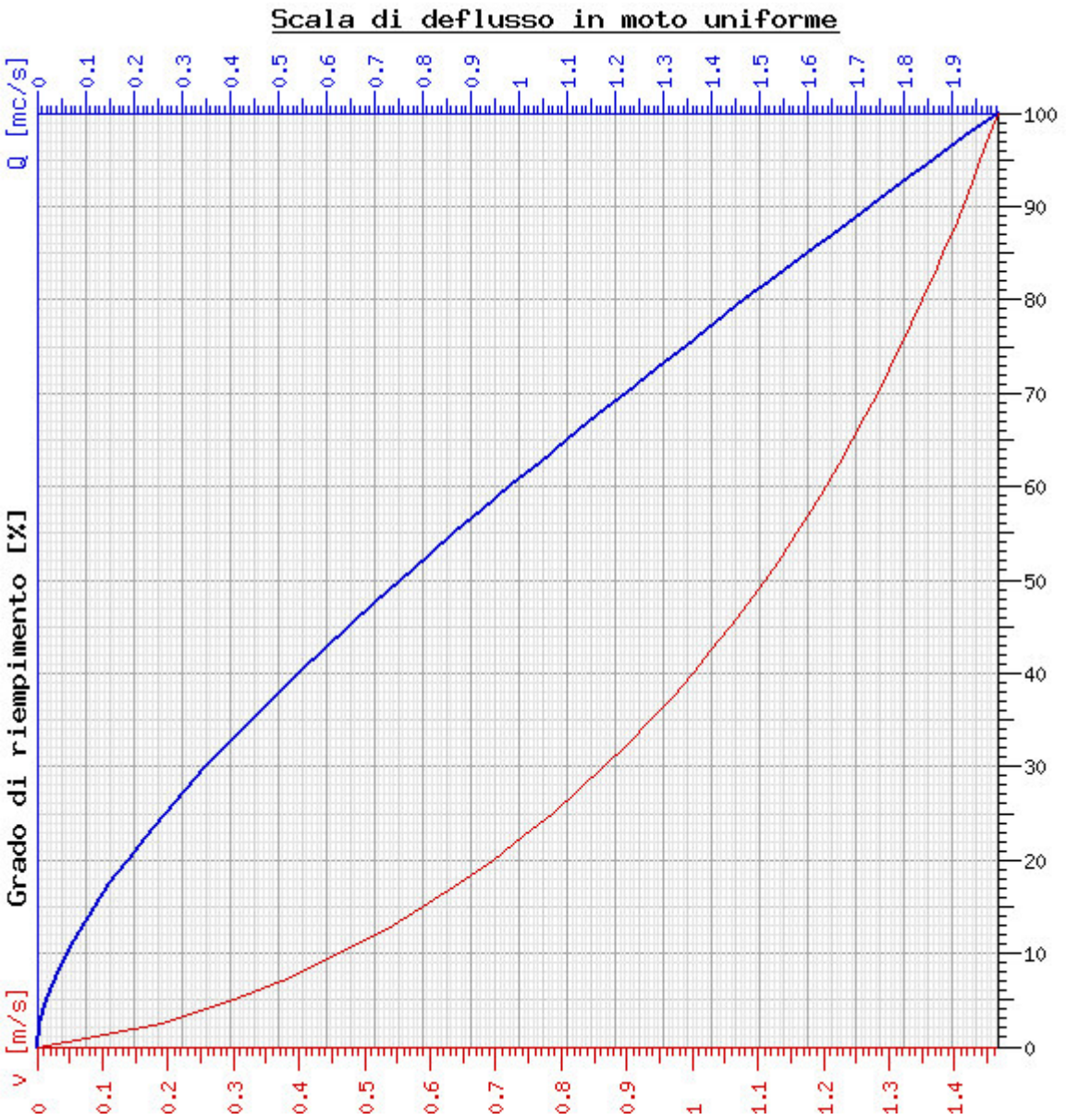
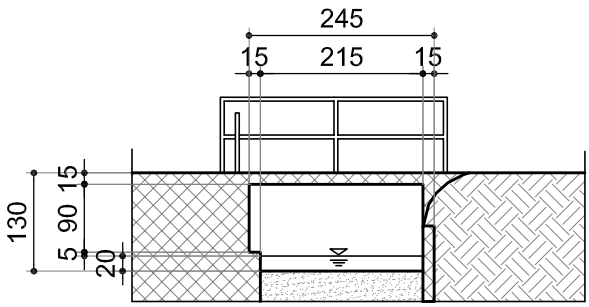




Foto G5 - Ponte lungo Via Moriondo, visto da monte, costruito in cemento armato. Il ponte coincide con il punto di imbocco del tratto intubato del Rio del Gingo. Il manufatto appare in buone condizioni (v = 0,4 m/s).

Scala 1:100



Rio Gingo-G5-Stato attuale

scabrezza: 50
pendenza: 0.28 %

portata: 2.20 mc/s
velocita': 1.47 m/s
altezza: 0.65 m

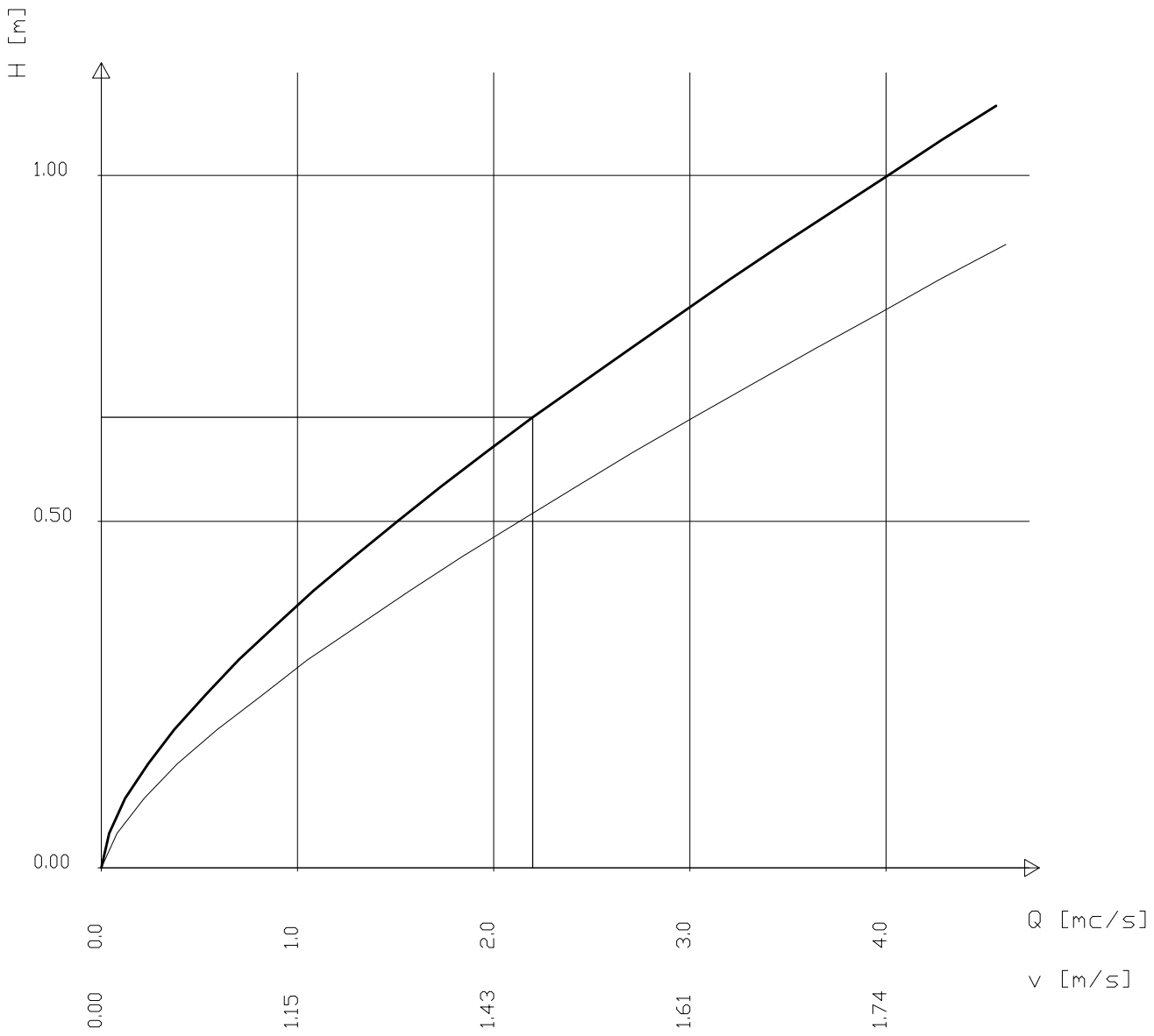
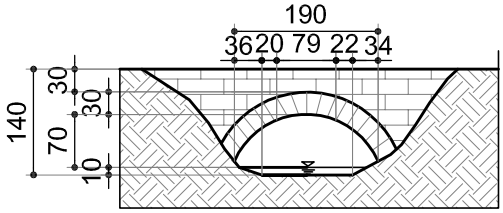




Foto G9 - Ponte lungo la strada comunale Via Volvera, visto da valle, costruito in muratura. Appare in pessime condizioni di manutenzione, la luce risulta pesantemente ostruita da accumulo di terra e vegetazione. A valle del ponte è presente quello che resta di un vecchia paratoia.

Scala 1:100



Rio Gingo-G9-Stato attuale

scabrezza: 25
pendenza: 0.22 %

portata: 1.80 mc/s
esonda

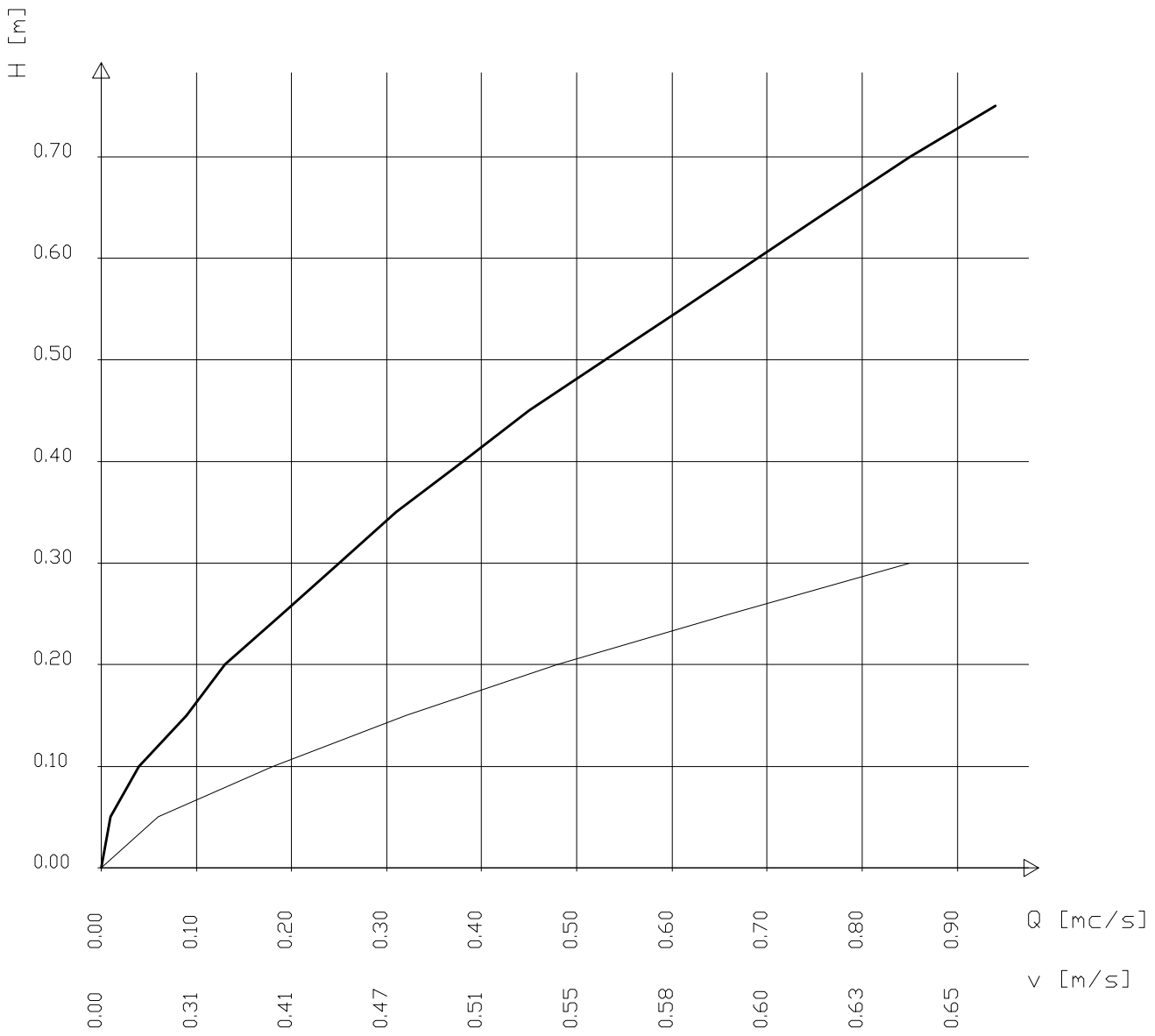
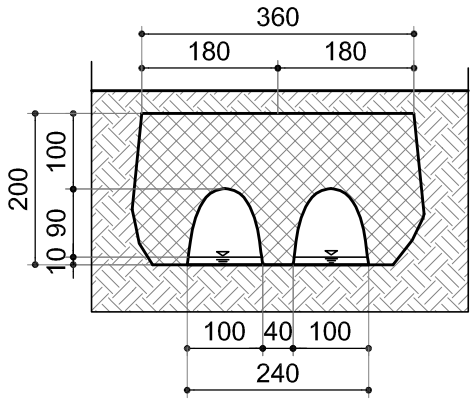




Foto G13 - Doppia tubazione in calcestruzzo, sotto l'incrocio che porta al concentrico di Airasca. Il manufatto non è in perfette condizioni di manutenzione, in quanto la sezione di deflusso risulta parzialmente ostruita da accumulo di vegetazione.

Scala 1:100



Rio Gingo-G13-Stato attuale

scabrezza: 60
pendenza: 0.14 %

portata: 0.95 mc/s
esonda

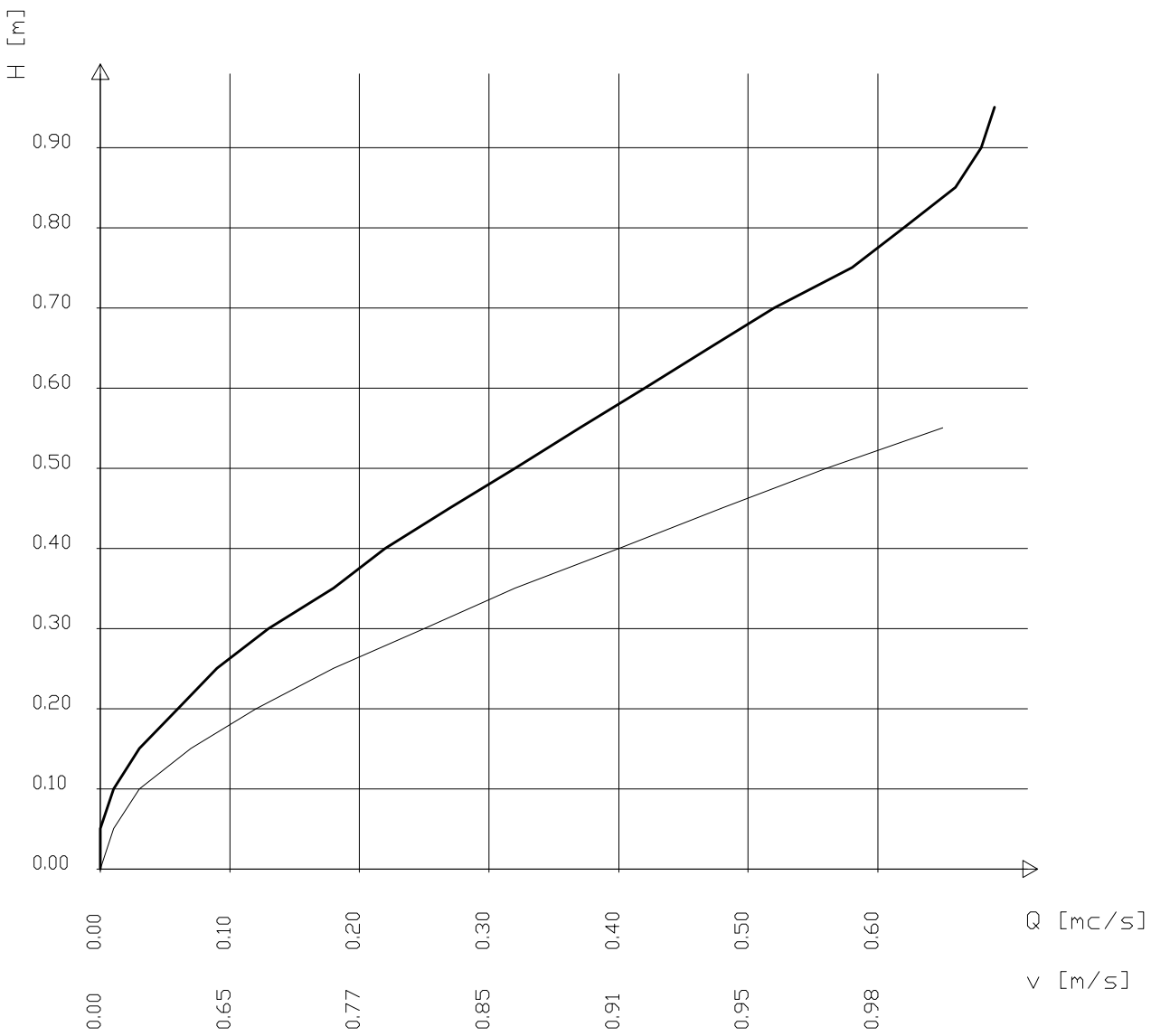
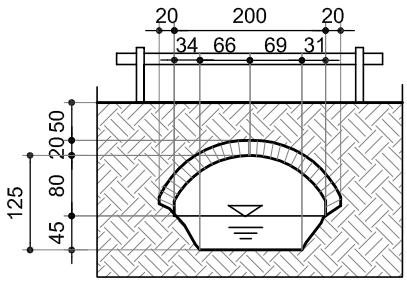




Foto NR1 - Ponte lungo la S.P. Volvera - Airasca, visto da monte, costruito in muratura, si trova in pessime condizioni con la luce parzialmente ostruita da accumulo di vegetazione.

Scala 1:100



Rio Noa_Rua-NR1-Stato attuale

scabrezza: 30
pendenza: 0.47 %

portata: 0.60 mc/s
velocita': 0.89 m/s
altezza: 0.41 m

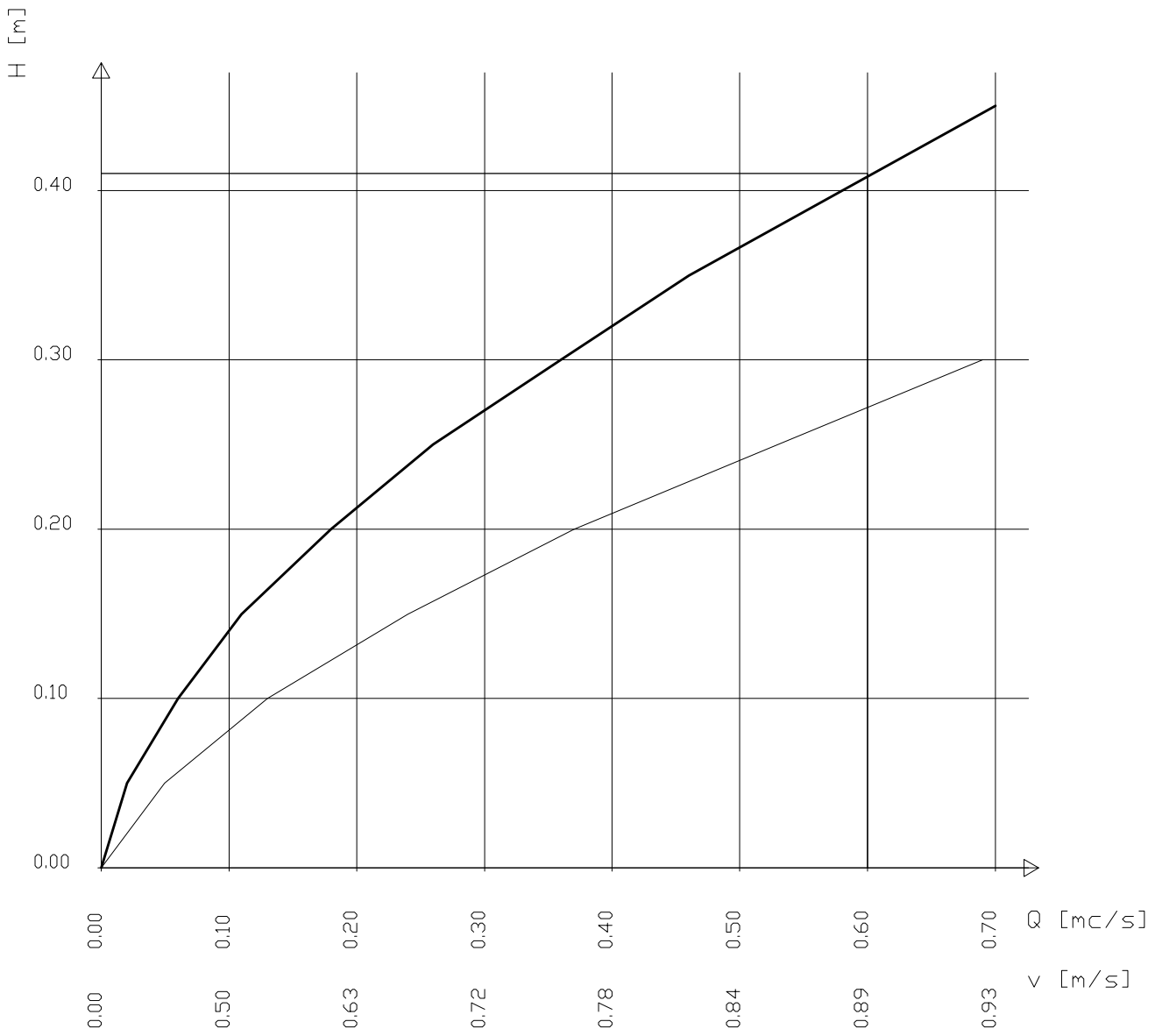
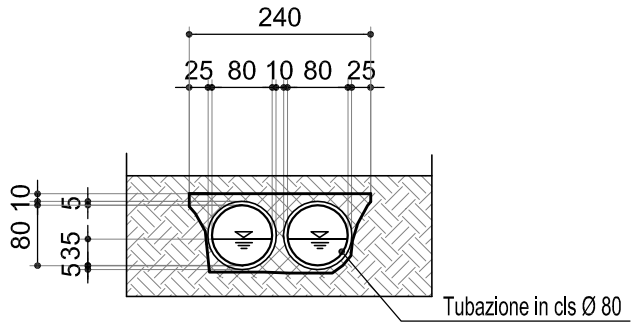




Foto DC6 - Doppia tubazione, in calcestruzzo, lungo la S. P. Volvera - Airasca, in prossimità della rotonda. Il manufatto risulta in precarie condizioni di manutenzione.

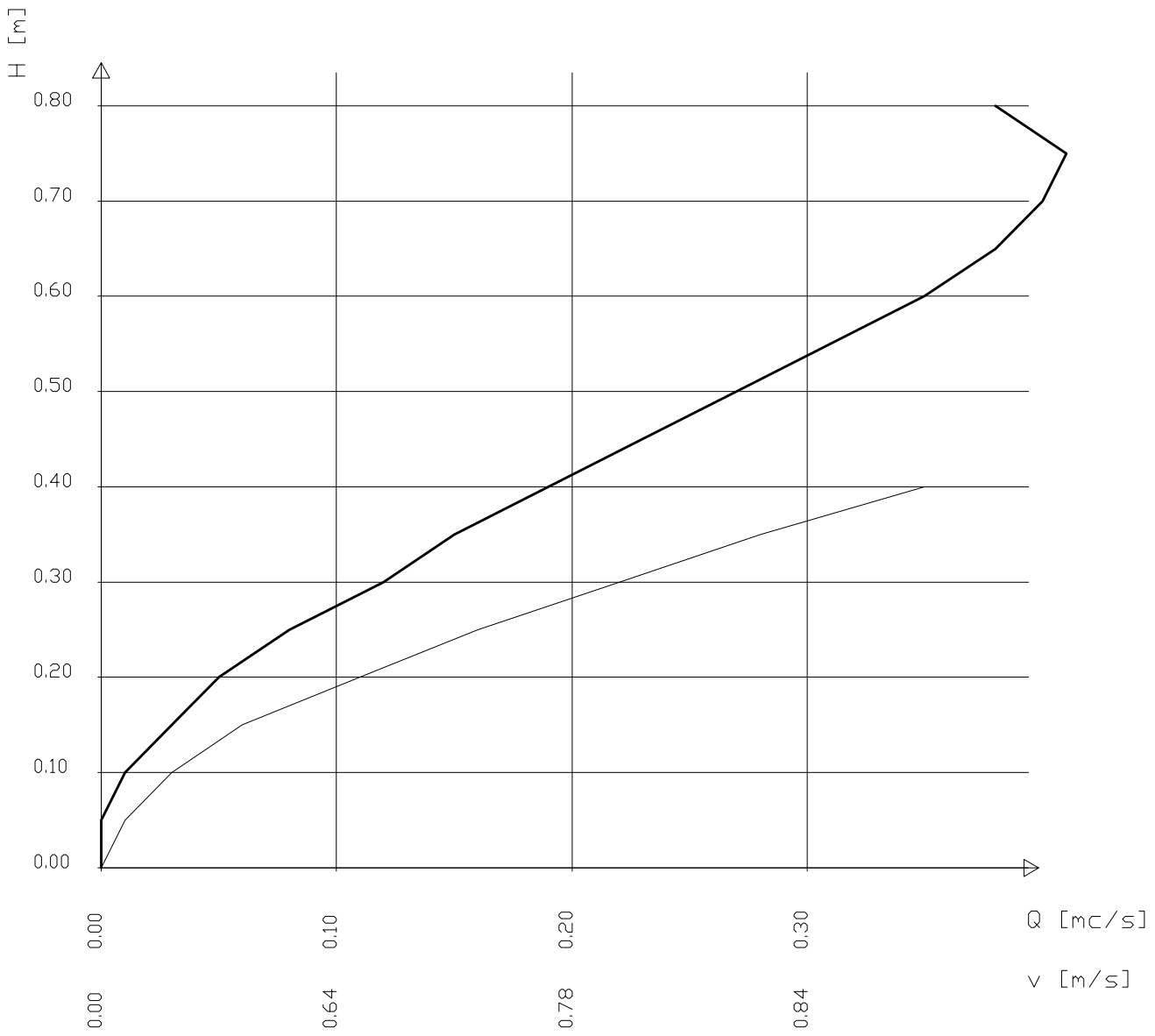
Scala 1:100



Canale Depuratore comunale-DC6-Stato attuale

scabrezza: 60
pendenza: 0.14 %

portata: 0.55 mc/s
esonda

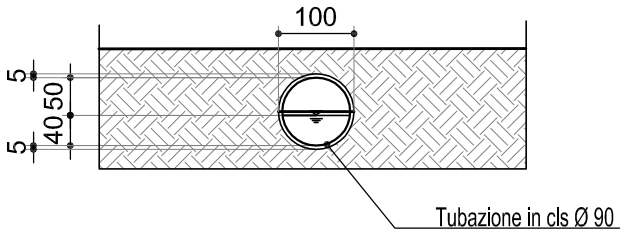


02113



Foto F5 - Inizio del tratto intubato sotto Via Vigone; la tubazione, costruita in calcestruzzo, è in pessime condizioni

Scala 1:100



Rio Filonetto-F5-Stato attuale

scabrezza: 35
pendenza: 0.61 %

portata: 0.30 mc/s
h=0.35 m

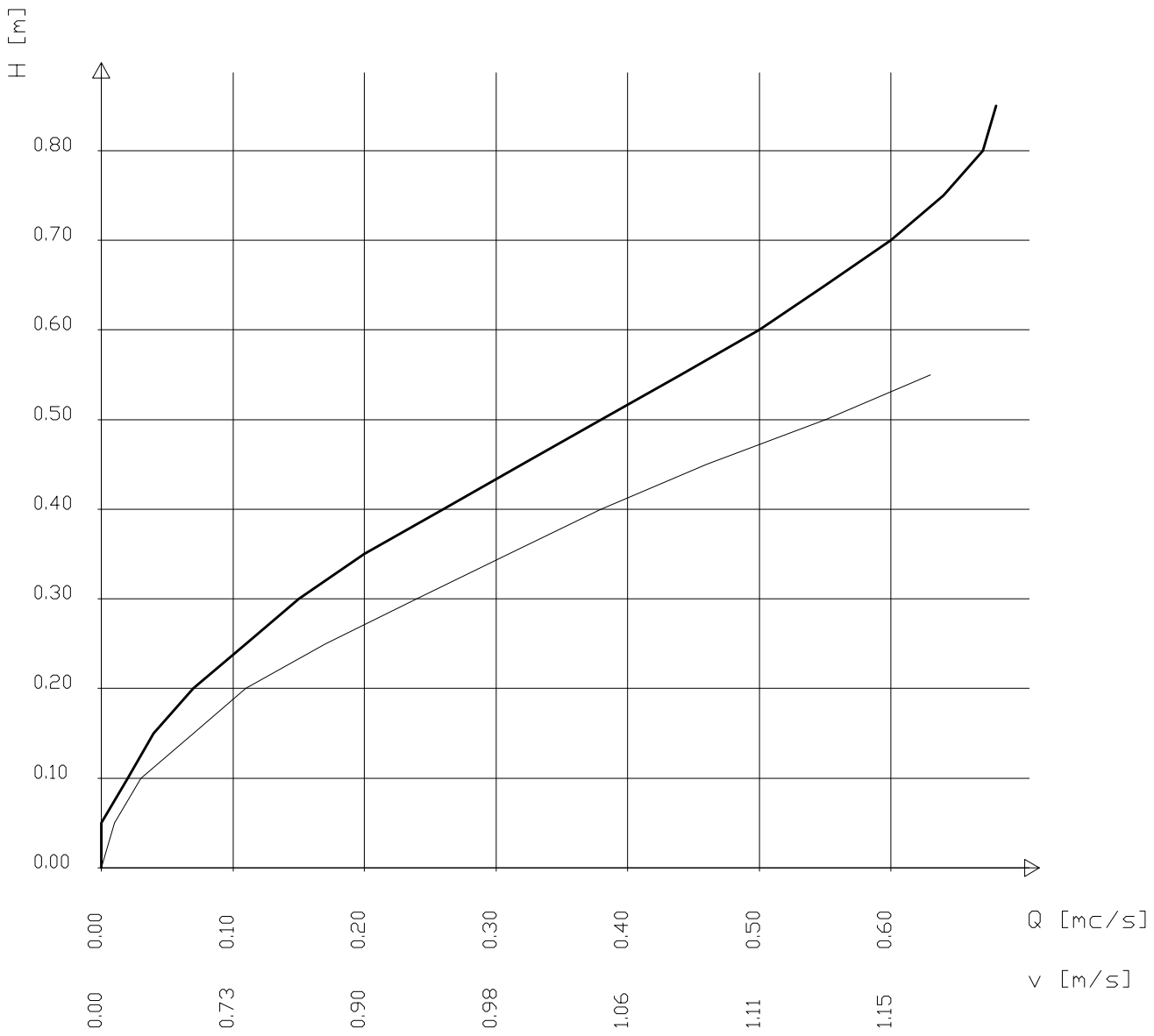
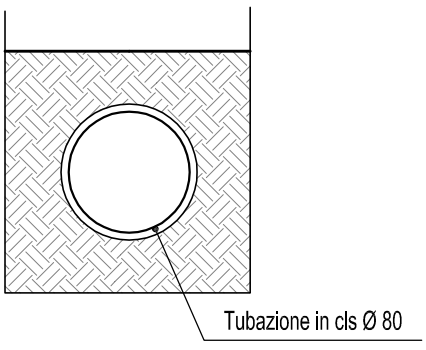
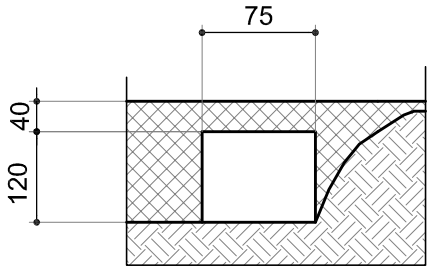




Foto B3 - Doppia tubazione vista da monte, quella cilindrica segue la S.P. Volvera - Airasca mentre quella rettangolare attraversa la strada stessa. I due manufatti sono in fase di ripristino.

Scala 1:50





Rio Bailotto-B3-Stato attuale

scabrezza: 60
pendenza: 0.45 %

portata: 1.20 mc/s
velocita': 1.68 m/s
altezza: 0.95 m

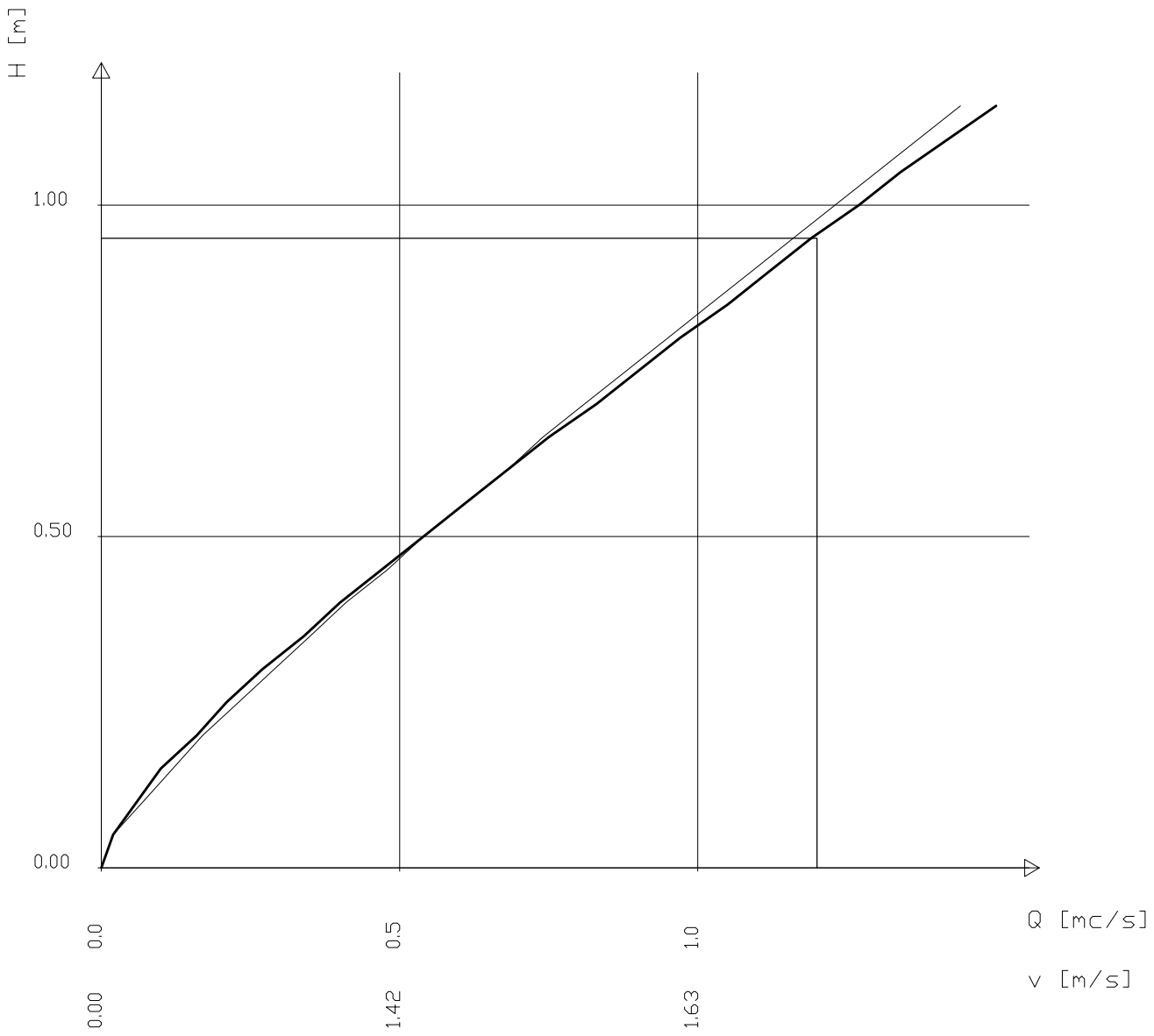
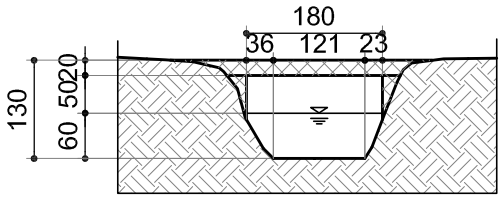




Foto BR1 - Ponticello lungo la strada che porta alle C.ne Gabellieri, visto da monte, costruito in cemento armato. Il manufatto si trova in precarie condizioni di manutenzione.

Scala 1:100



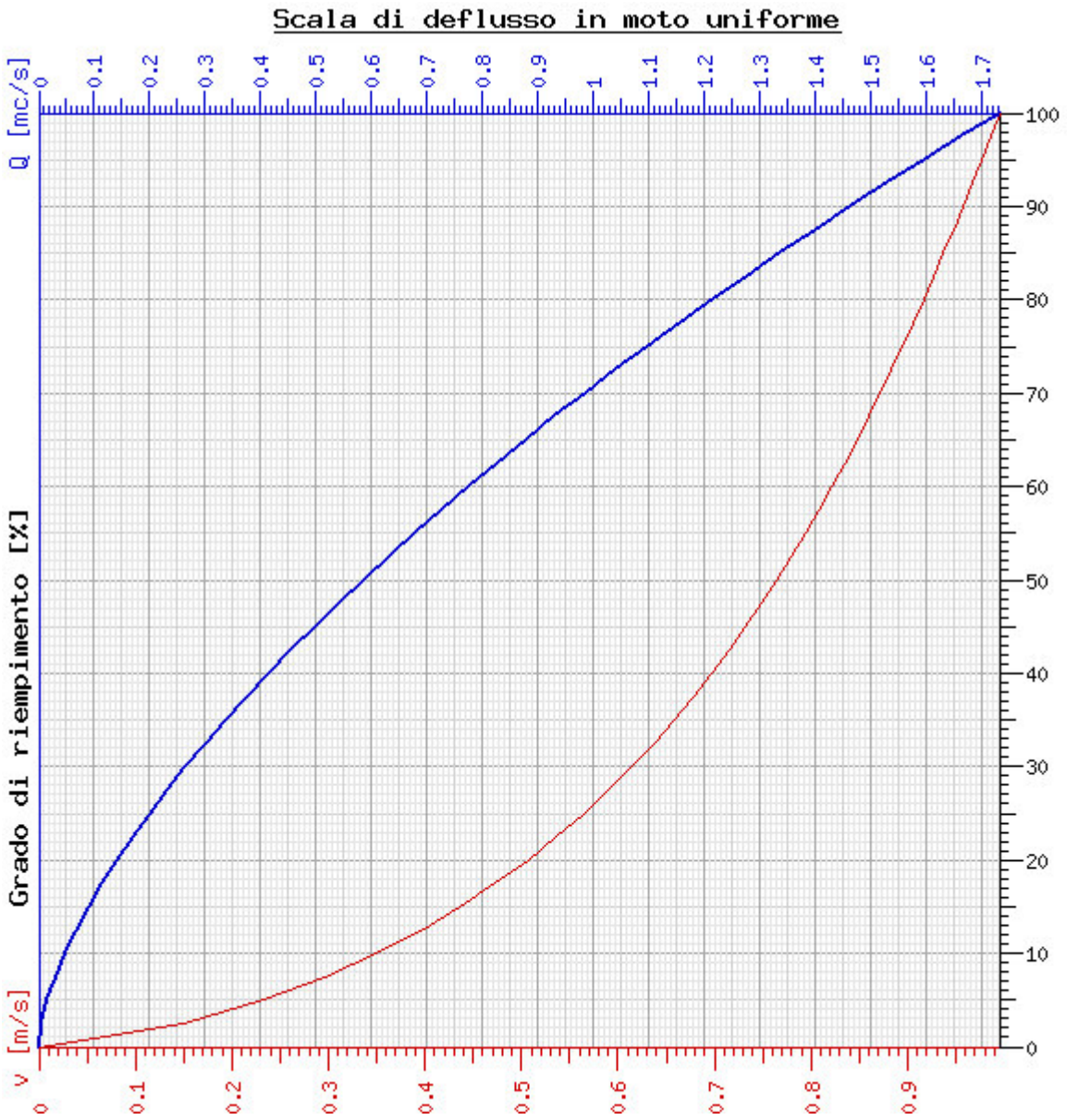
RIO BUSSONRONDO BR1

Scabrezza: 30

Pendenza: 0.29%

Portata 3 mc/sec

h > 1.20 m



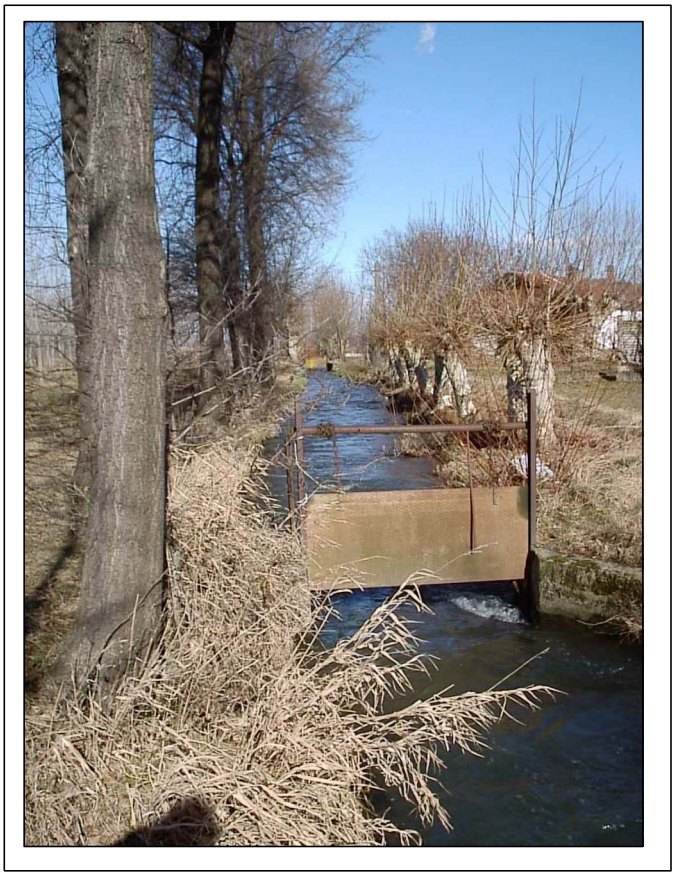
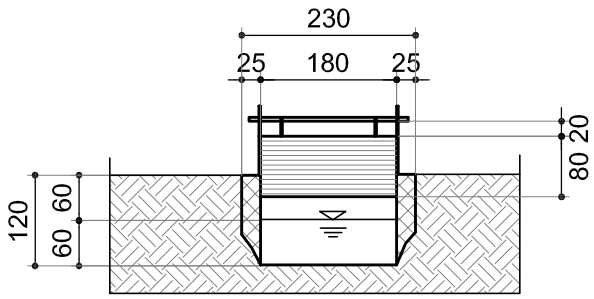


Foto BR4 - Paratoia funzionante, vista da monte, in ferro e cemento armato e in buone condizioni di manutenzione. Lungo il corso del Rio Busson Rotondo sono presenti altre tre paratoie identiche a quella descritta.

Scala 1:100



Rio Busson Rotondo-BR4-Stato attuale

scabrezza: 25
pendenza: 0.16 %

portata: 3.00 mc/s
esonda

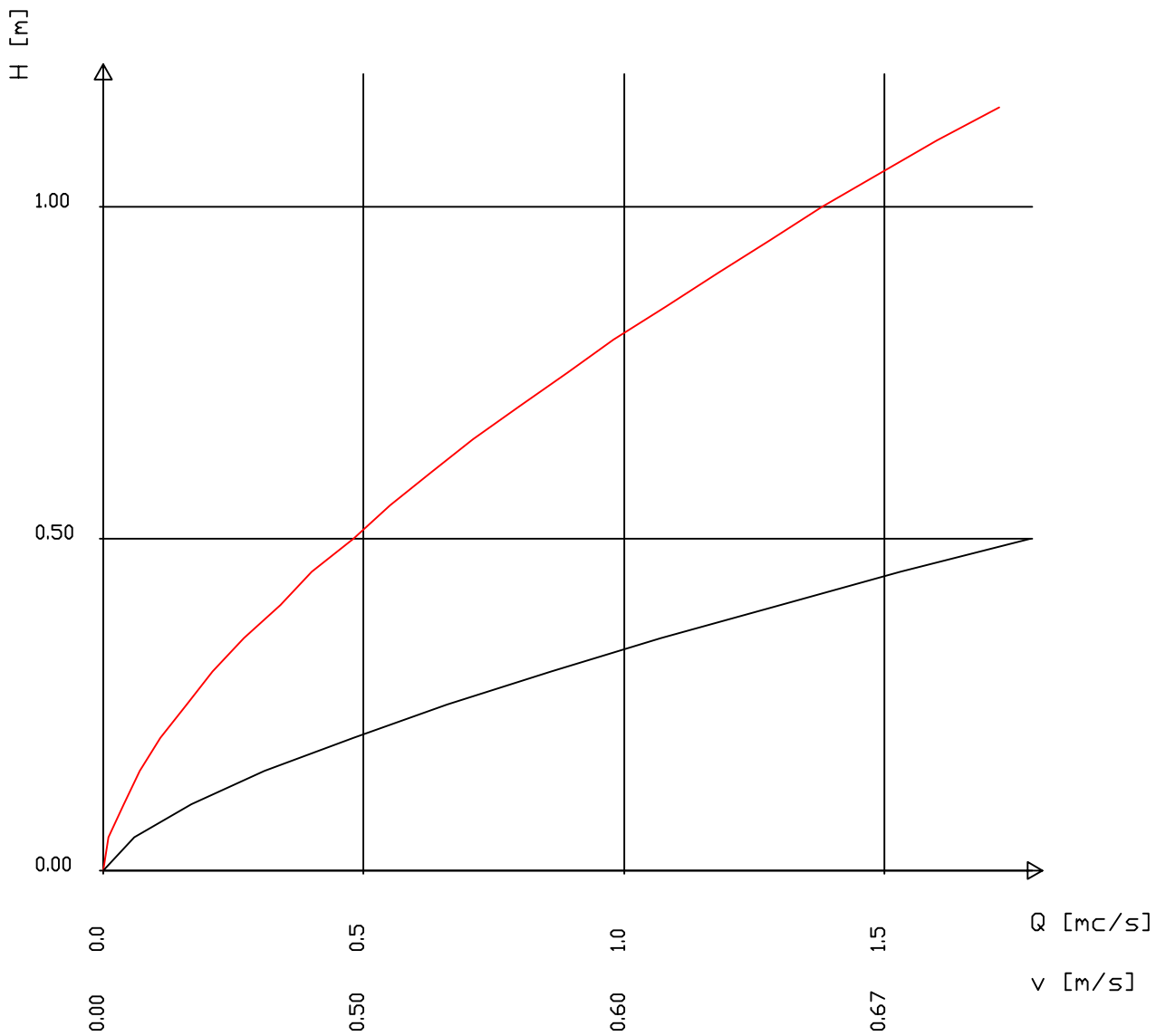
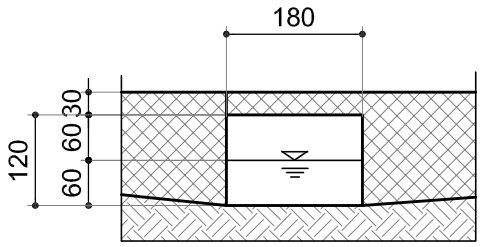




Foto BR7b - Ponticello lungo Via Piscina, visto da valle, in discrete condizioni.

Scala 1:100



RIO BUSSONRONDO BR7B

Scabrezza: 30

Pendenza: 0.29%

Portata 3 mc/sec

h > 1.20 m

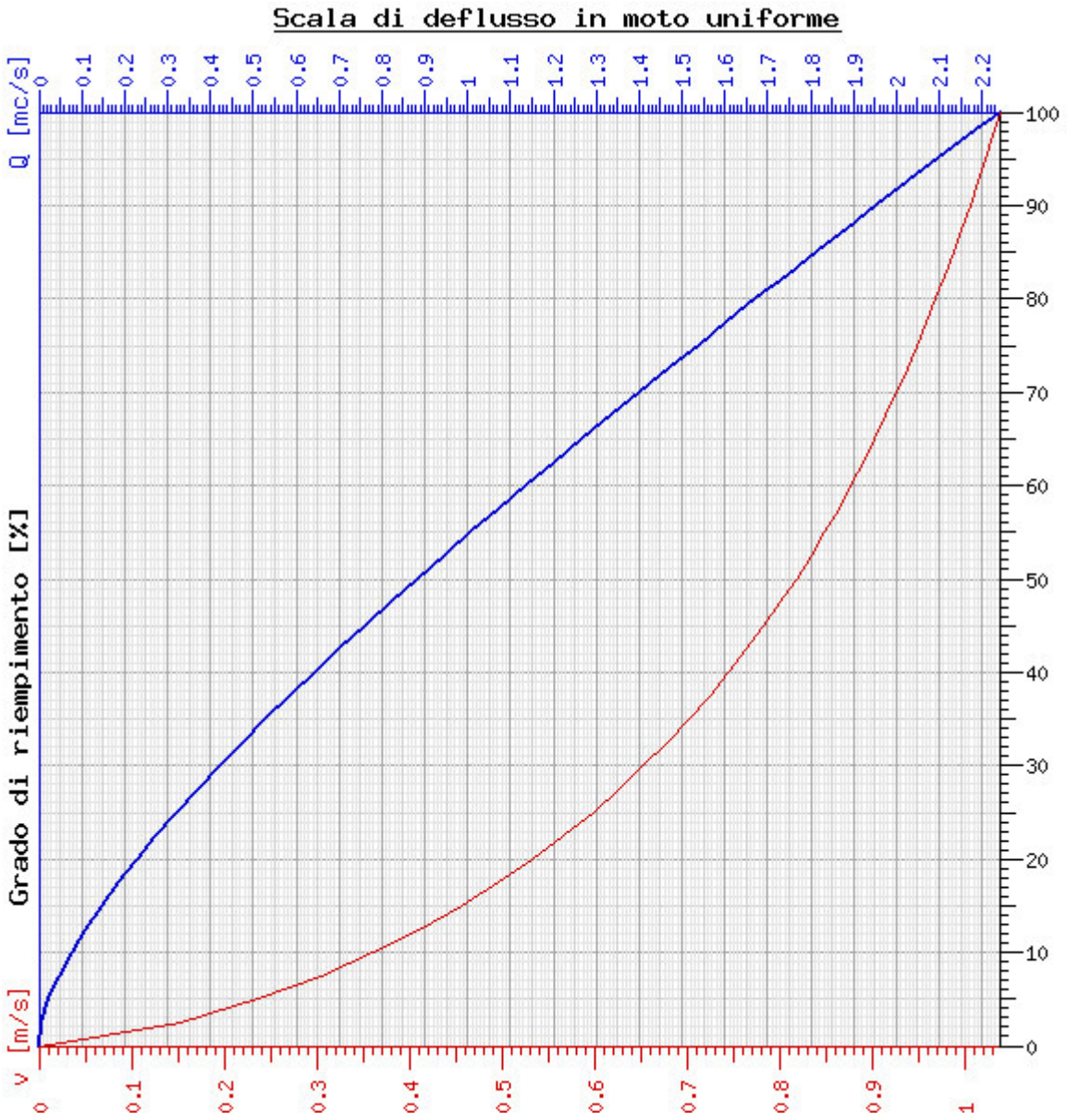
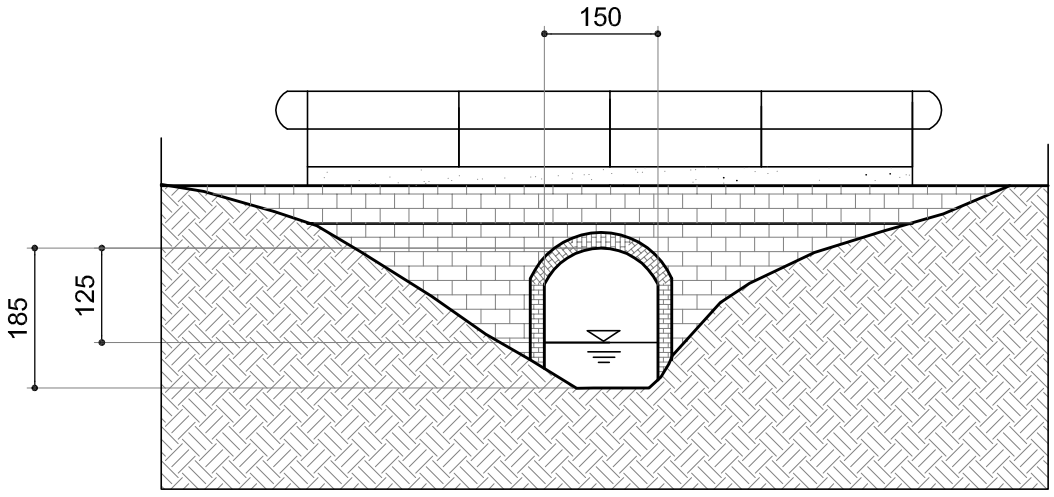




Foto BR8 - Sottopassaggio del rilevato ferroviario, costruito in muartura.

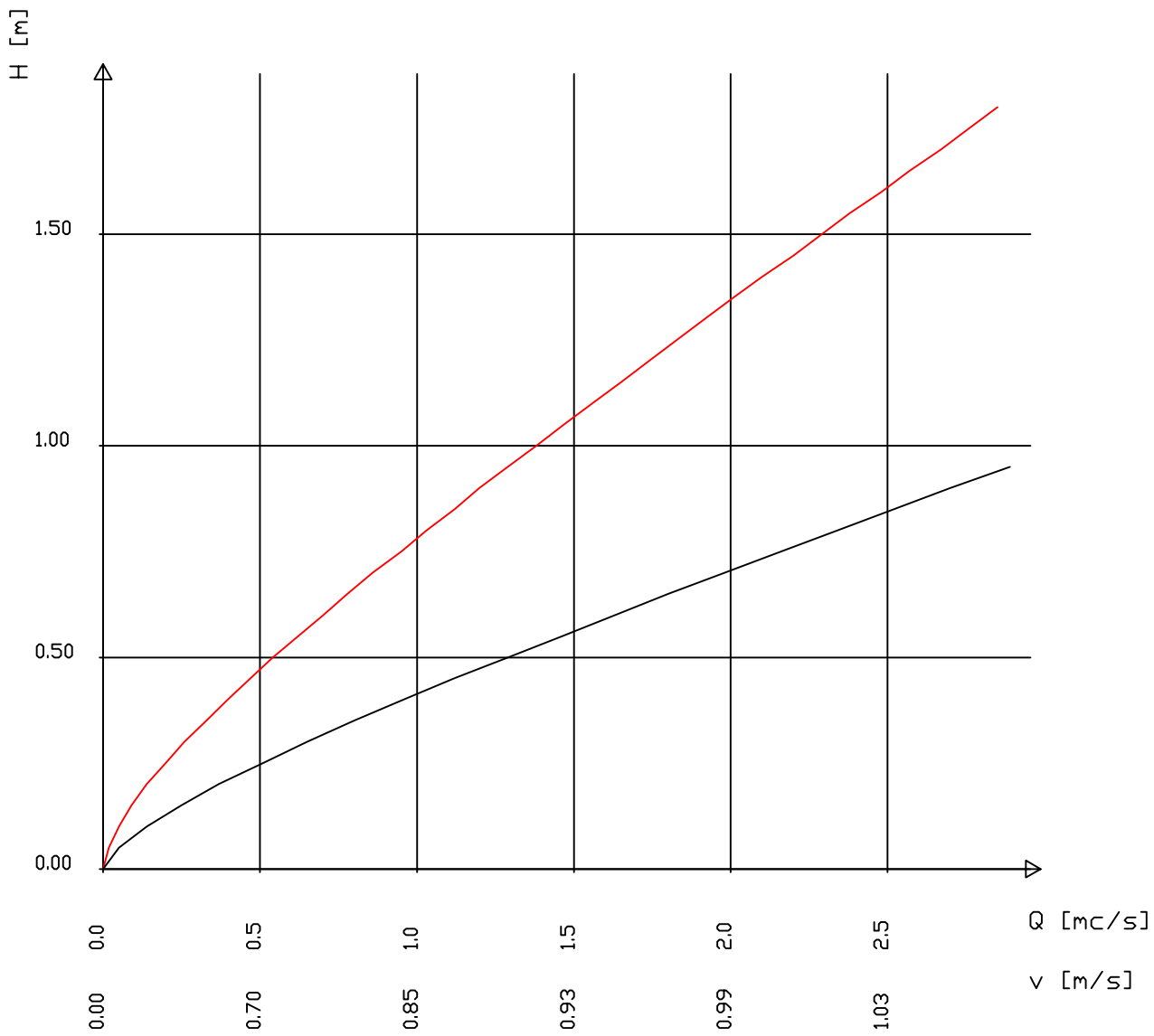
Scala 1:100



Rio Busson Rotondo-BR8-Stato attuale

scabrezza: 30
pendenza: 0.29 %

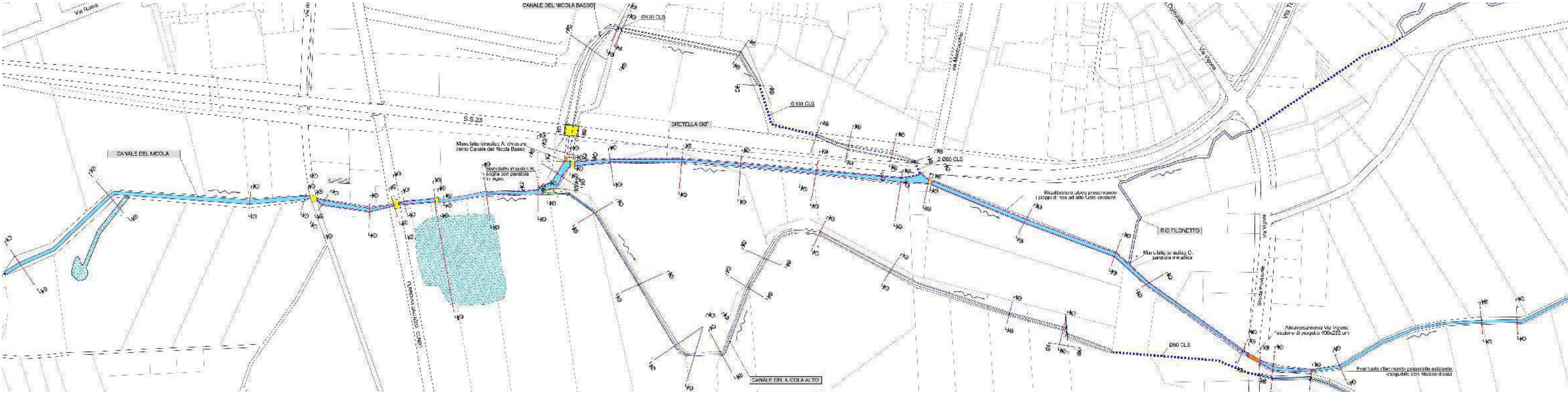
portata: 3.00 mc/s
esonda

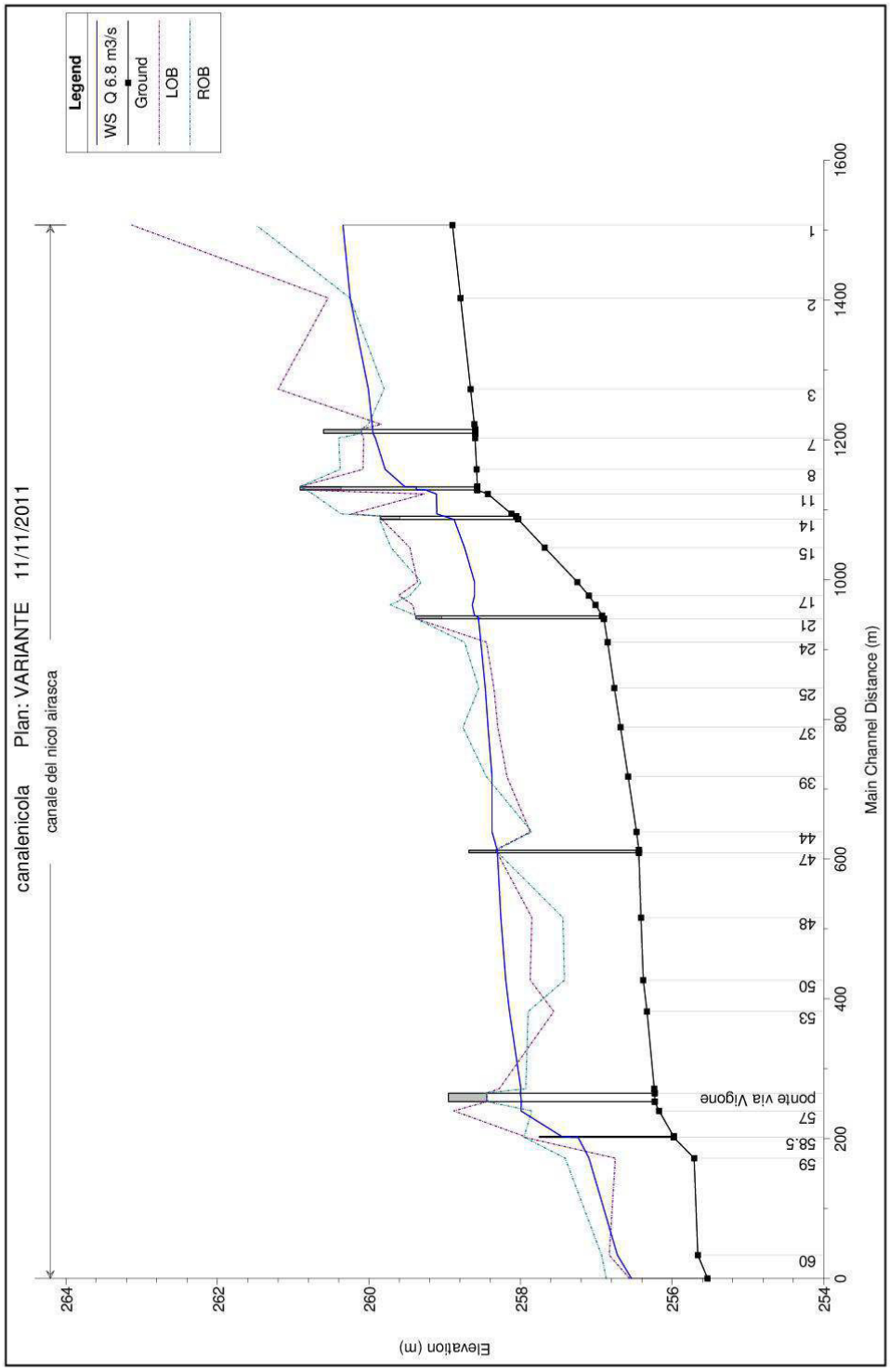


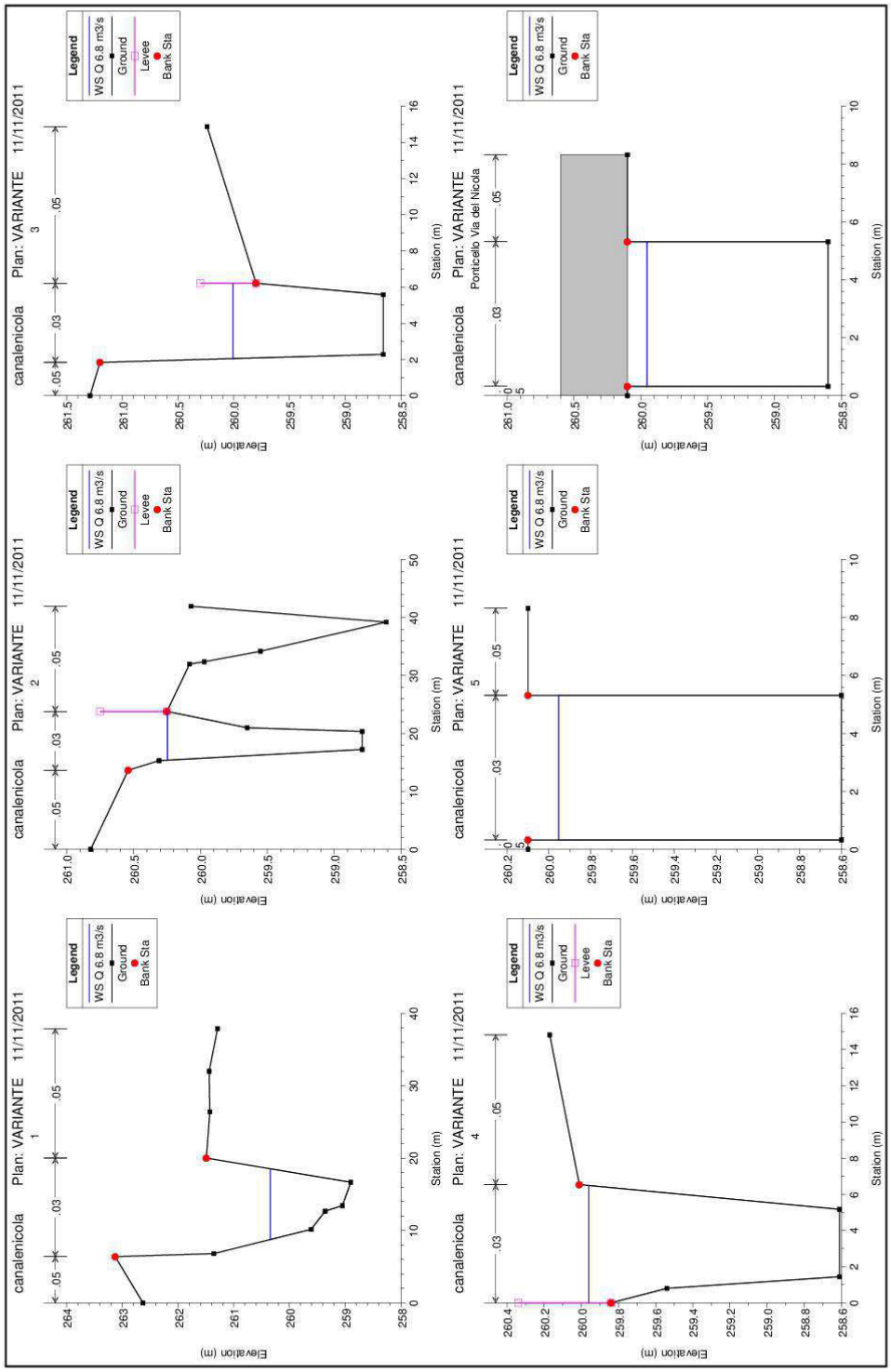
ALLEGATO 2: VERIFICHE IN MOTO PERMANENTE (CANALE DEL NICOLA)

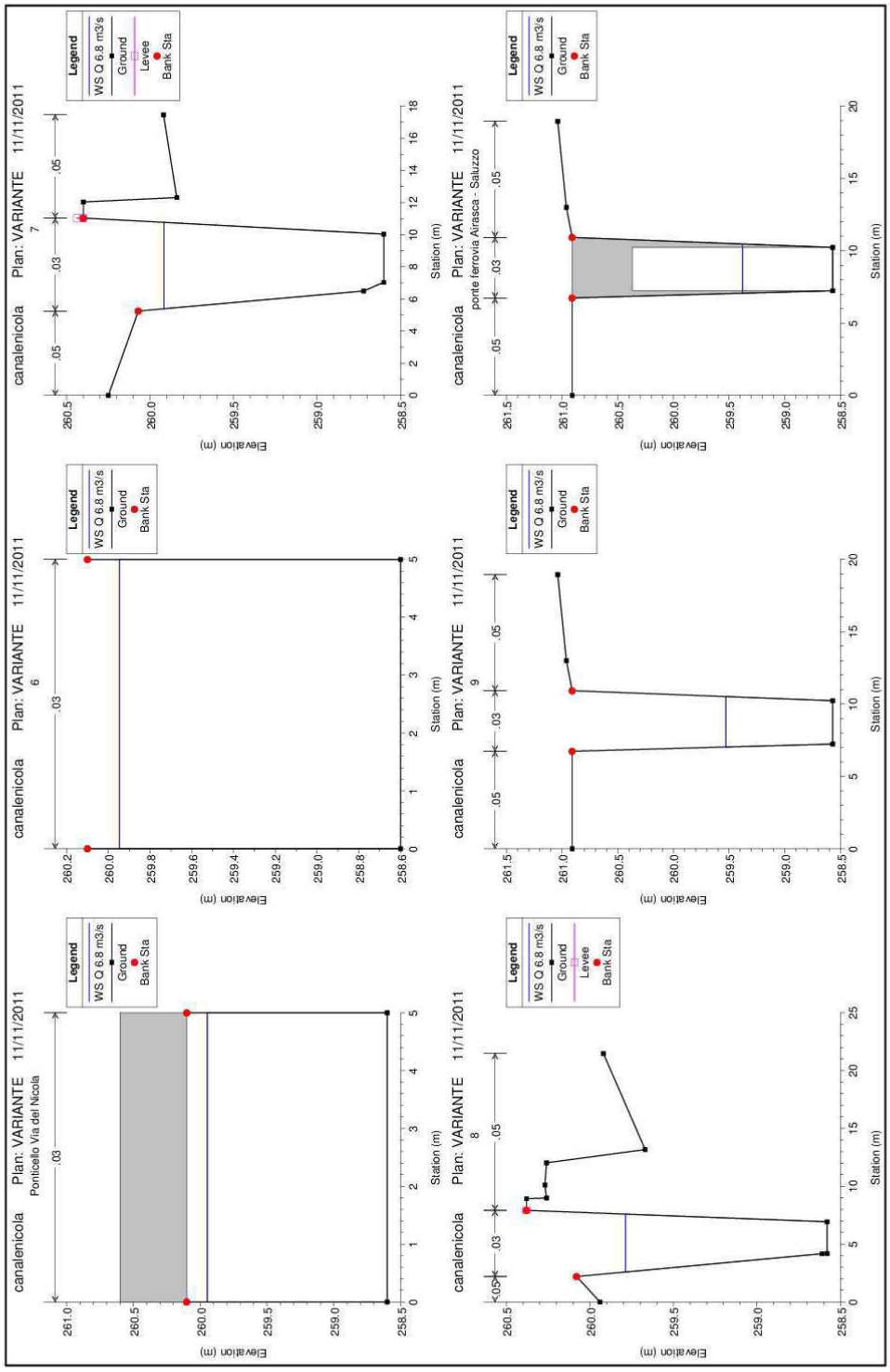
HEC-RAS Plan: VAR River: canale del nicol Reach: airasca Profile: Q 6.8 m3/s

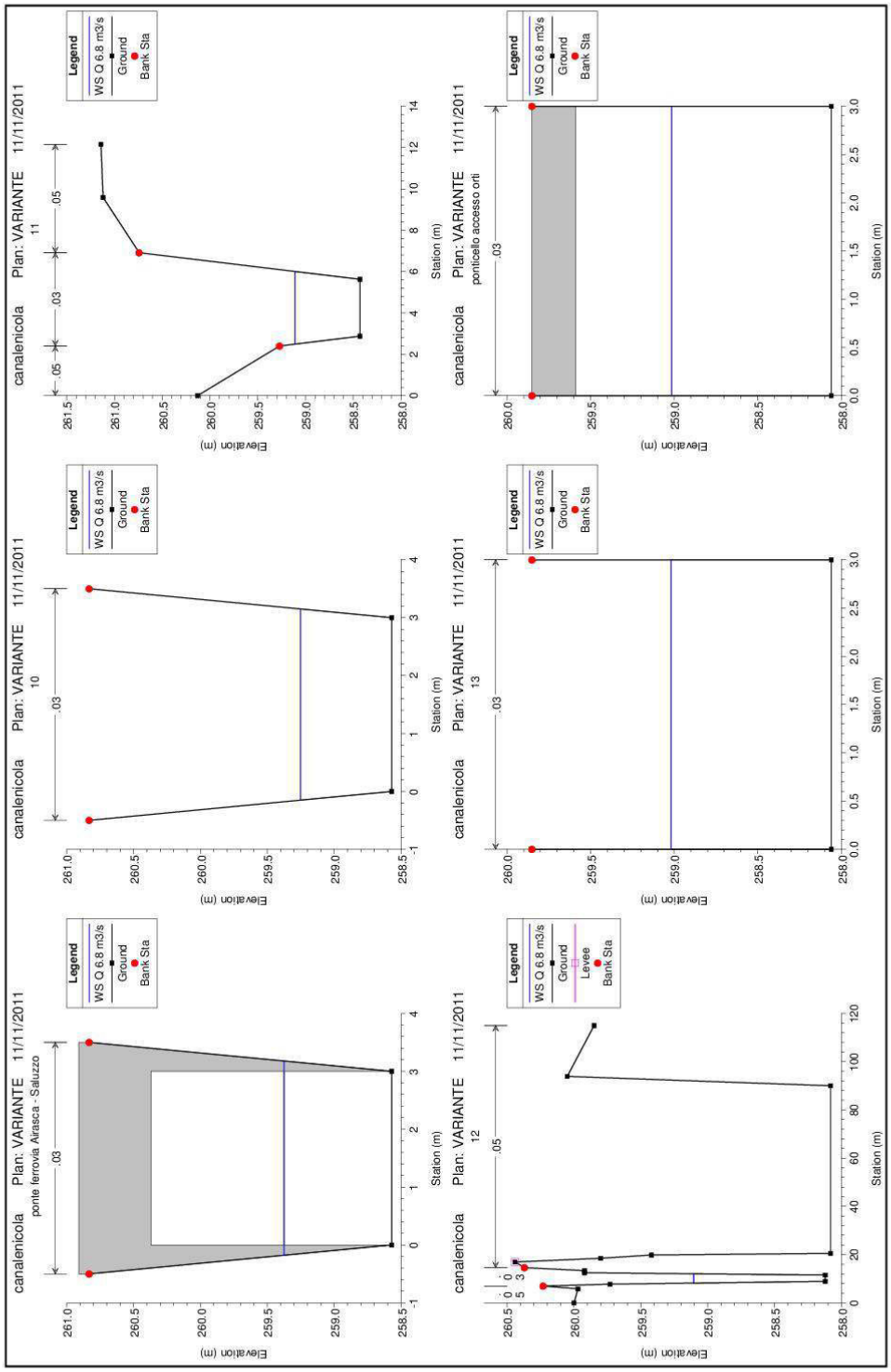
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
airasca	28	Q 6.8 m3/s	6.80	258.90	260.34	259.65	260.37	0.000566	0.73	9.31	9.79	0.24
airasca	27	Q 6.8 m3/s	6.80	258.79	260.25	259.51	260.29	0.001046	0.92	7.40	8.41	0.31
airasca	26	Q 6.8 m3/s	6.80	258.66	260.01	259.40	260.10	0.002071	1.33	5.10	4.16	0.38
airasca	25	Q 6.8 m3/s	6.80	258.61	259.96	259.27	260.01	0.001114	1.01	6.71	6.49	0.32
airasca	24.6	Q 6.8 m3/s	6.80	258.60	259.95	259.17	260.00	0.001081	1.00	6.77	5.00	0.28
airasca	24.5		Bridge									
airasca	24.4	Q 6.8 m3/s	6.80	258.60	259.95		260.00	0.001097	1.01	6.73	5.00	0.28
airasca	24	Q 6.8 m3/s	6.80	258.60	259.92	259.30	259.99	0.001518	1.18	5.78	5.38	0.36
airasca	23	Q 6.8 m3/s	6.80	258.58	259.79	259.36	259.89	0.002756	1.46	4.66	5.01	0.48
airasca	22.6	Q 6.8 m3/s	6.80	258.57	259.53	259.36	259.77	0.008013	2.18	3.12	3.49	0.74
airasca	22.5		Bridge									
airasca	22.4	Q 6.8 m3/s	6.80	258.57	259.25	259.36	259.76	0.023645	3.18	2.14	3.30	1.26
airasca	22	Q 6.8 m3/s	6.80	258.43	259.11	259.23	259.63	0.023552	3.20	2.13	3.51	1.31
airasca	21	Q 6.8 m3/s	6.80	258.12	259.10	258.95	259.34	0.007515	2.15	3.16	3.85	0.76
airasca	20	Q 6.8 m3/s	6.80	258.06	259.02	258.86	259.30	0.010297	2.37	2.87	3.00	0.77
airasca	19.5		Bridge									
airasca	19	Q 6.8 m3/s	6.80	258.03	258.88	258.83	259.24	0.014551	2.67	2.54	3.00	0.93
airasca	18	Q 6.8 m3/s	6.80	257.68	258.74		258.89	0.004222	1.72	3.96	4.47	0.58
airasca	17	Q 6.8 m3/s	6.80	257.25	258.61	258.03	258.72	0.002613	1.46	4.66	3.86	0.42
airasca	16.5	Q 6.8 m3/s	6.80	257.10	258.61		258.67	0.001253	1.11	6.12	5.13	0.32
airasca	16.4	Q 6.8 m3/s	6.80	257.01	258.64		258.65	0.000216	0.47	14.56	14.19	0.15
airasca	16.3	Q 6.8 m3/s	6.80	256.92	258.60	257.50	258.64	0.000602	0.82	8.28	4.97	0.20
airasca	16.2		Bridge									
airasca	16.1	Q 6.8 m3/s	6.80	256.90	258.55		258.62	0.001362	1.13	6.03	3.74	0.28
airasca	16	Q 6.8 m3/s	6.80	256.85	258.52	257.62	258.58	0.000986	1.03	6.63	5.29	0.28
airasca	15	Q 6.8 m3/s	6.80	256.76	258.47	257.52	258.52	0.000879	0.98	6.95	5.09	0.27
airasca	14	Q 6.8 m3/s	6.80	256.68	258.43	257.43	258.47	0.000696	0.89	7.61	5.63	0.25
airasca	12	Q 6.8 m3/s	6.80	256.58	258.37	257.34	258.42	0.000744	0.92	7.36	5.09	0.25
airasca	11	Q 6.8 m3/s	6.80	256.47	258.38	257.22	258.38	0.000153	0.45	27.86	46.90	0.11
airasca	9	Q 6.8 m3/s	7.14	256.44	258.31	257.20	258.37	0.001233	1.10	6.51	3.53	0.26
airasca	8.6		Bridge									
airasca	8.5	Q 6.8 m3/s	7.14	256.44	258.31		258.36	0.001096	1.06	6.73	3.84	0.26
airasca	8	Q 6.8 m3/s	7.14	256.41	258.26	257.19	258.29	0.000502	0.78	9.20	6.43	0.21
airasca	7	Q 6.8 m3/s	7.14	256.38	258.19	257.12	258.24	0.000681	0.90	7.91	4.97	0.23
airasca	6	Q 6.8 m3/s	7.14	256.33	258.15	257.13	258.20	0.000962	1.02	6.97	4.52	0.26
airasca	5	Q 6.8 m3/s	7.14	256.24	257.99	257.05	258.07	0.001489	1.20	5.96	3.76	0.30
airasca	4.5	Q 6.8 m3/s	7.14	256.23	258.00	256.92	258.05	0.000994	1.01	7.08	4.00	0.24
airasca	4.4		Bridge									
airasca	4.3	Q 6.8 m3/s	7.14	256.23	257.99		258.04	0.001015	1.02	7.03	4.00	0.24
airasca	4	Q 6.8 m3/s	7.14	256.17	257.99	256.91	258.02	0.000601	0.82	12.41	20.82	0.21
airasca	3.5	Q 6.8 m3/s	7.14	255.98	257.46	257.24	257.92	0.019267	3.00	2.38	1.61	0.79
airasca	3.4		Bridge									
airasca	3.3	Q 6.8 m3/s	7.14	255.98	257.24	257.24	257.87	0.028653	3.51	2.03	1.61	1.00
airasca	3	Q 6.8 m3/s	7.14	255.71	257.10	256.56	257.18	0.001886	1.34	6.30	11.64	0.41
airasca	2	Q 6.8 m3/s	7.14	255.66	256.72		256.83	0.003471	1.50	4.77	6.59	0.56
airasca	1	Q 6.8 m3/s	7.14	255.53	256.54	256.33	256.69	0.005004	1.75	4.07	5.75	0.67

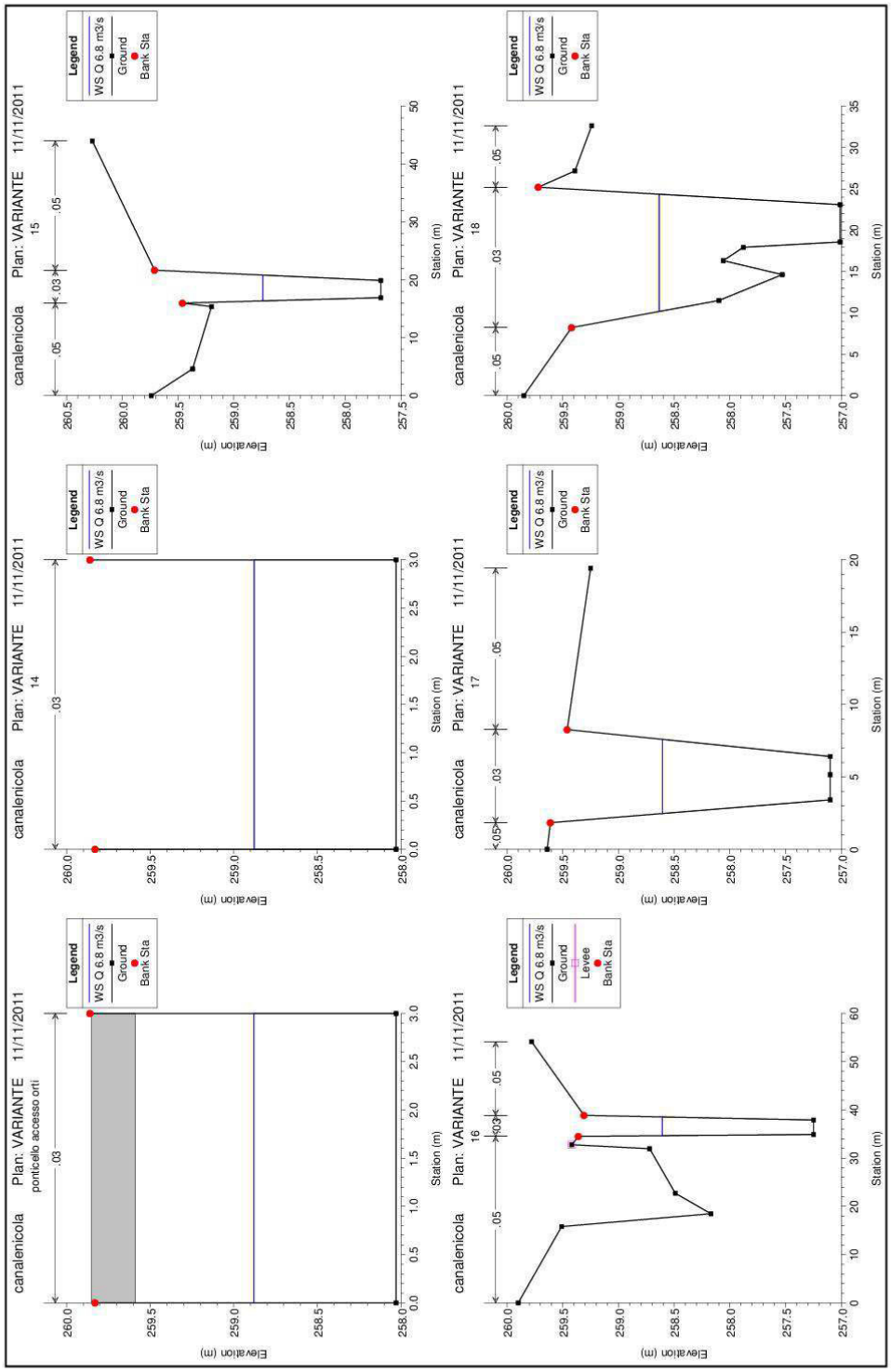

CANALE DEL NICOLA BASSO
Ø120 CLS
S.S.23
SBOCCO CANALE CURBO
CANALE DEL NICOLA
Manufatto idraulico A, chiusura ramo Canale del Nicola Basso
Manufatto idraulico B, soglia con paratoia a filo sfioro
SBOCCO CANALE CURBO
Ø100 CLS
SBOCCO CANALE CURBO
Ø60 CLS
Riqualificazione alveo preservando i pioppi di ripa ad alto fusto esistenti
RIO RONCHETTO
Manufatto idraulico C, paratoia mobile
Via Vigone
Attraversamento Via Vigone sezione di progetto 100x222 cm
Ø80 CLS
Eventuale rifacimento passerella esistente eseguibile con rilascio di cls
CANALE DEL NICOLA ALTO

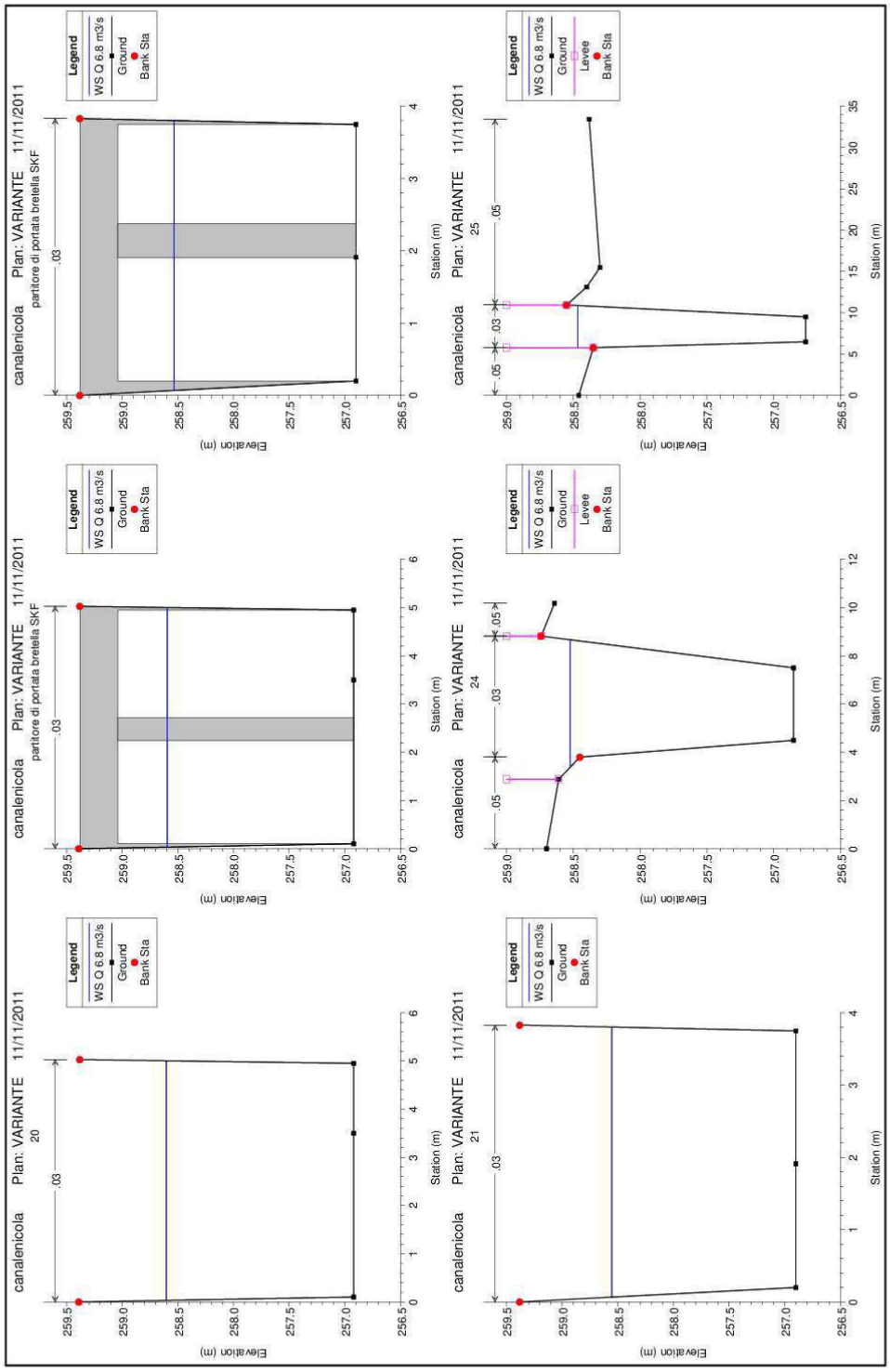

Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
LOB
ROB
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
canale del nicol airasca
ponte via Vigone
Elevation (m)
Main Channel Distance (m)
264
262
260
258
256
254
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
1
2
3
7
8
11
14
15
17
21
24
25
37
39
44
47
48
50
53
57
58.5
59
60

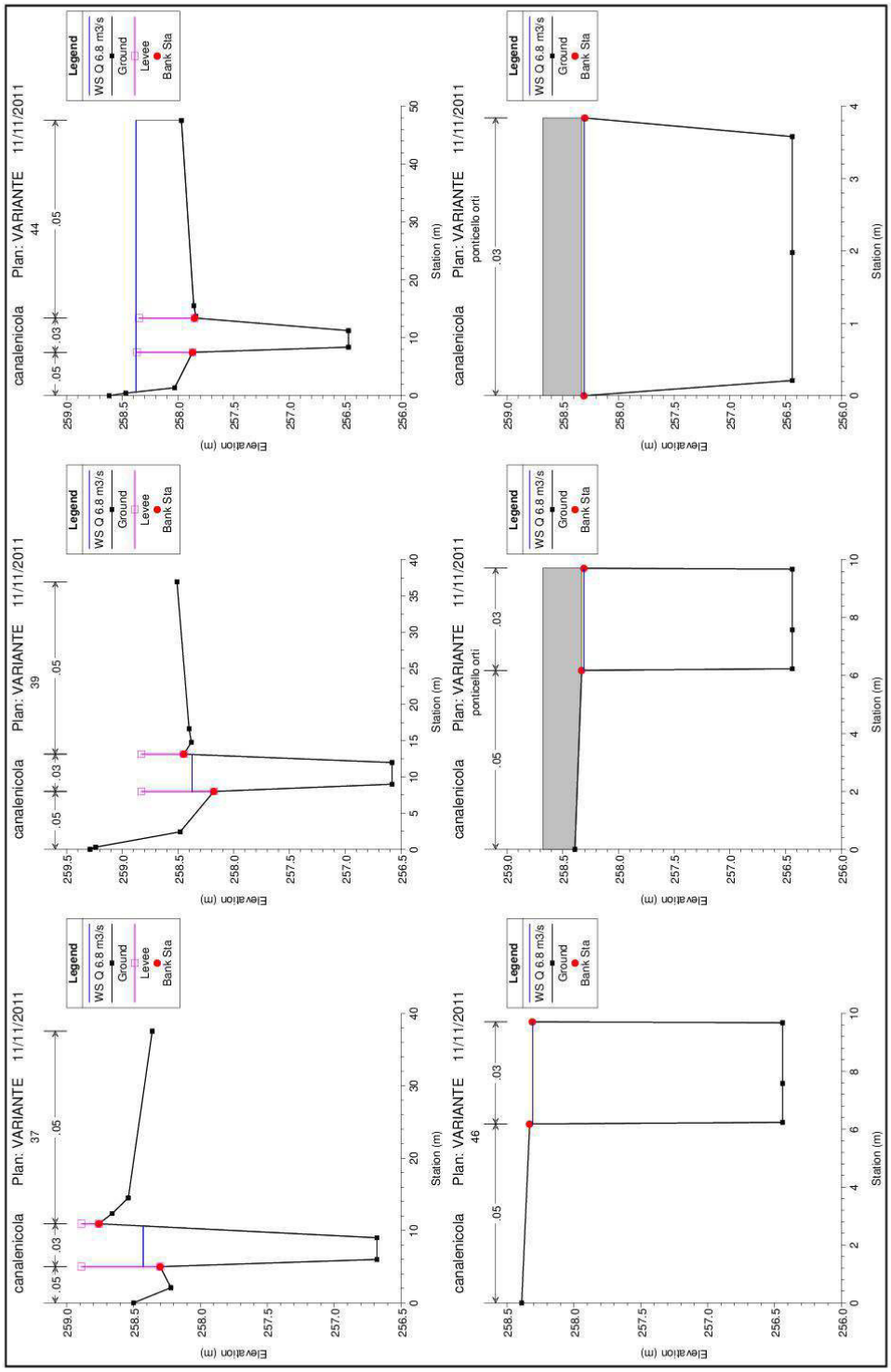

canalenicola Plan: VARIANTE 1 11/11/2011
canalenicola Plan: VARIANTE 2 11/11/2011
canalenicola Plan: VARIANTE 3 11/11/2011
canalenicola Plan: VARIANTE 4 11/11/2011
canalenicola Plan: VARIANTE 5 11/11/2011
Ponticello Via dei Nicola
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)

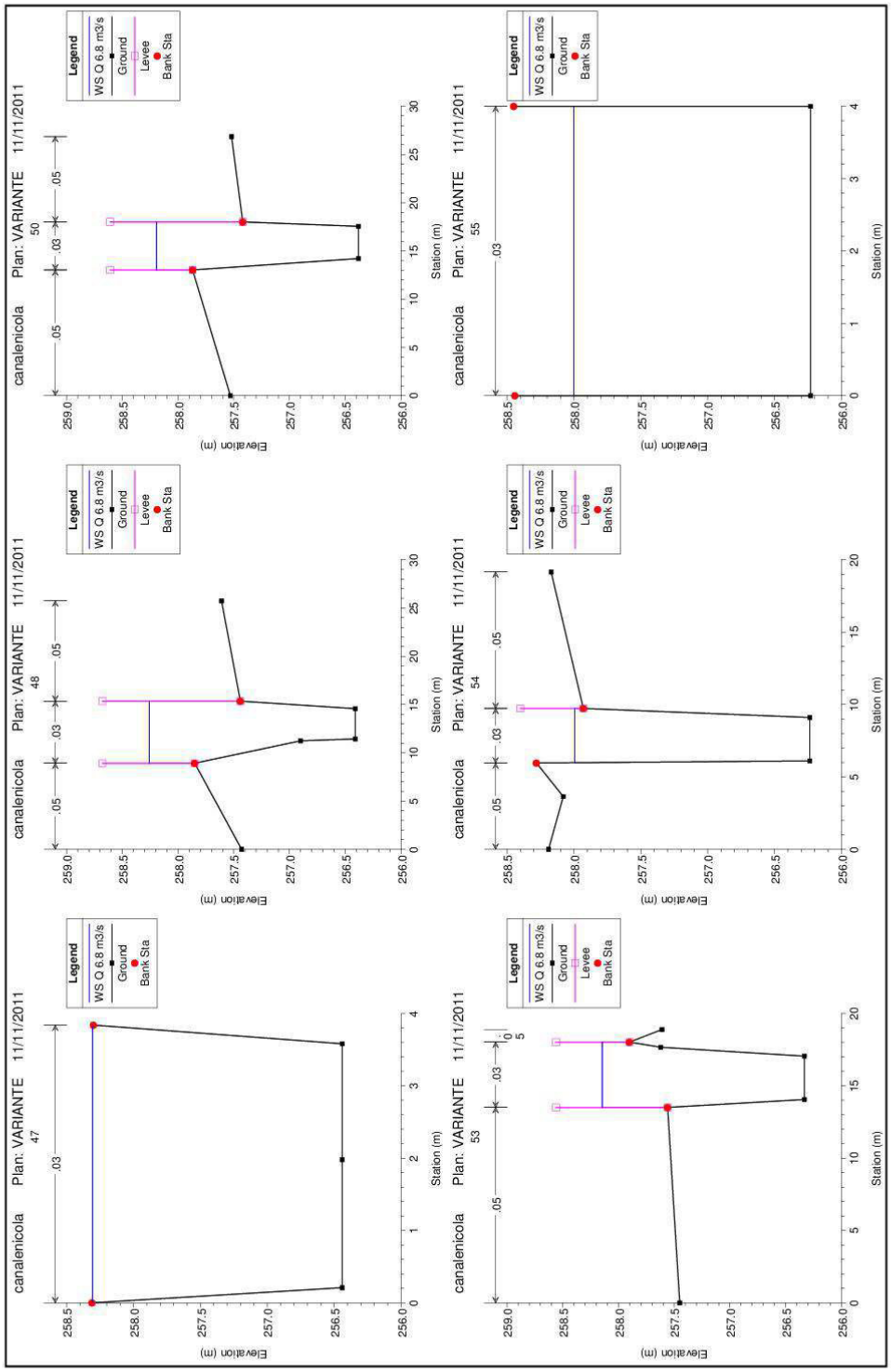

canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
7
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
ponte ferrovia Airasca - Saluzzo
7
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
6
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
9
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
Ponticello Via del Nicola
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
8

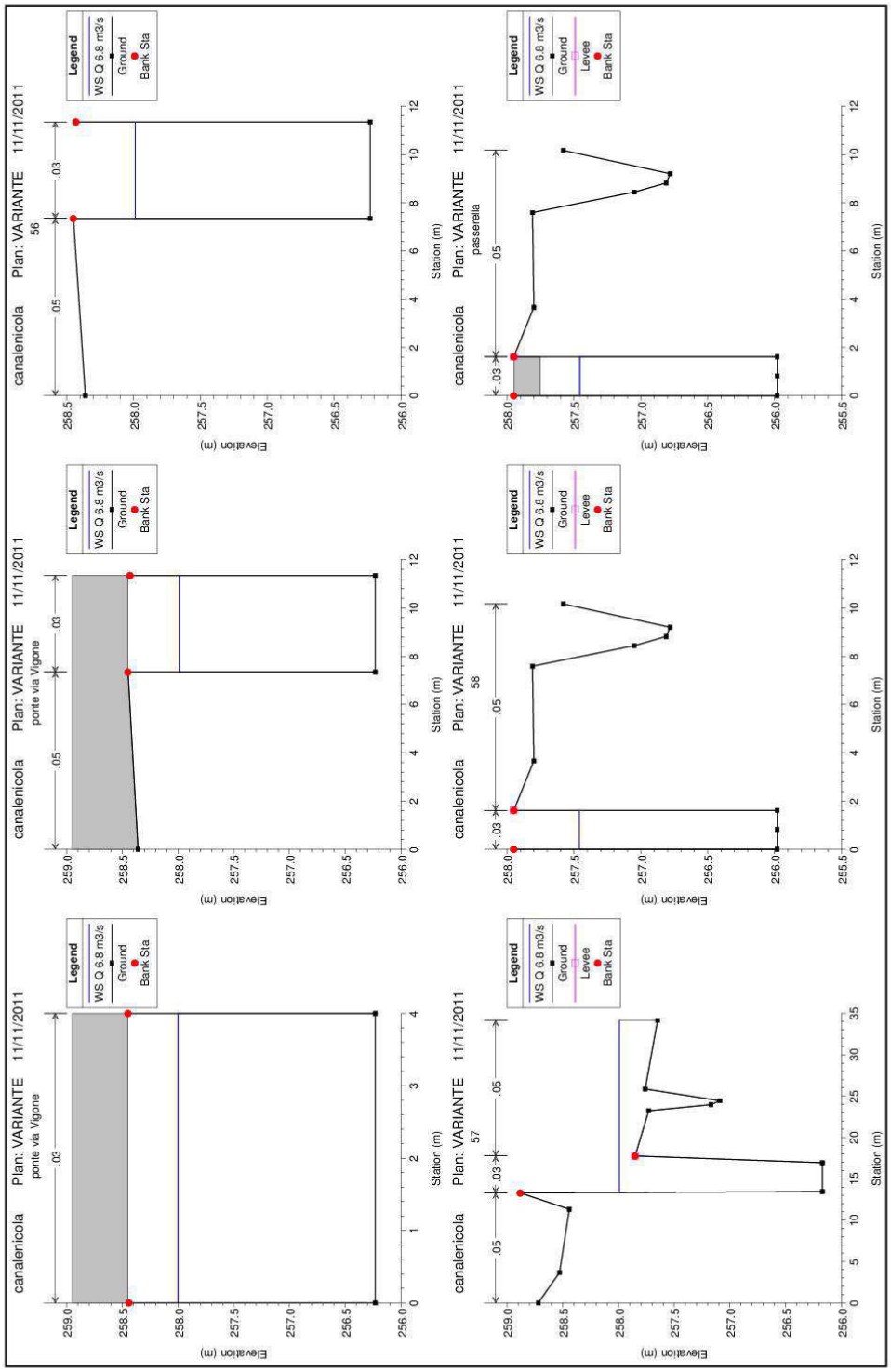

canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
11
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
ponticello accesso orti
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
10
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
13
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
ponte ferrovia Airasca - Saluzzo
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
12
Levee

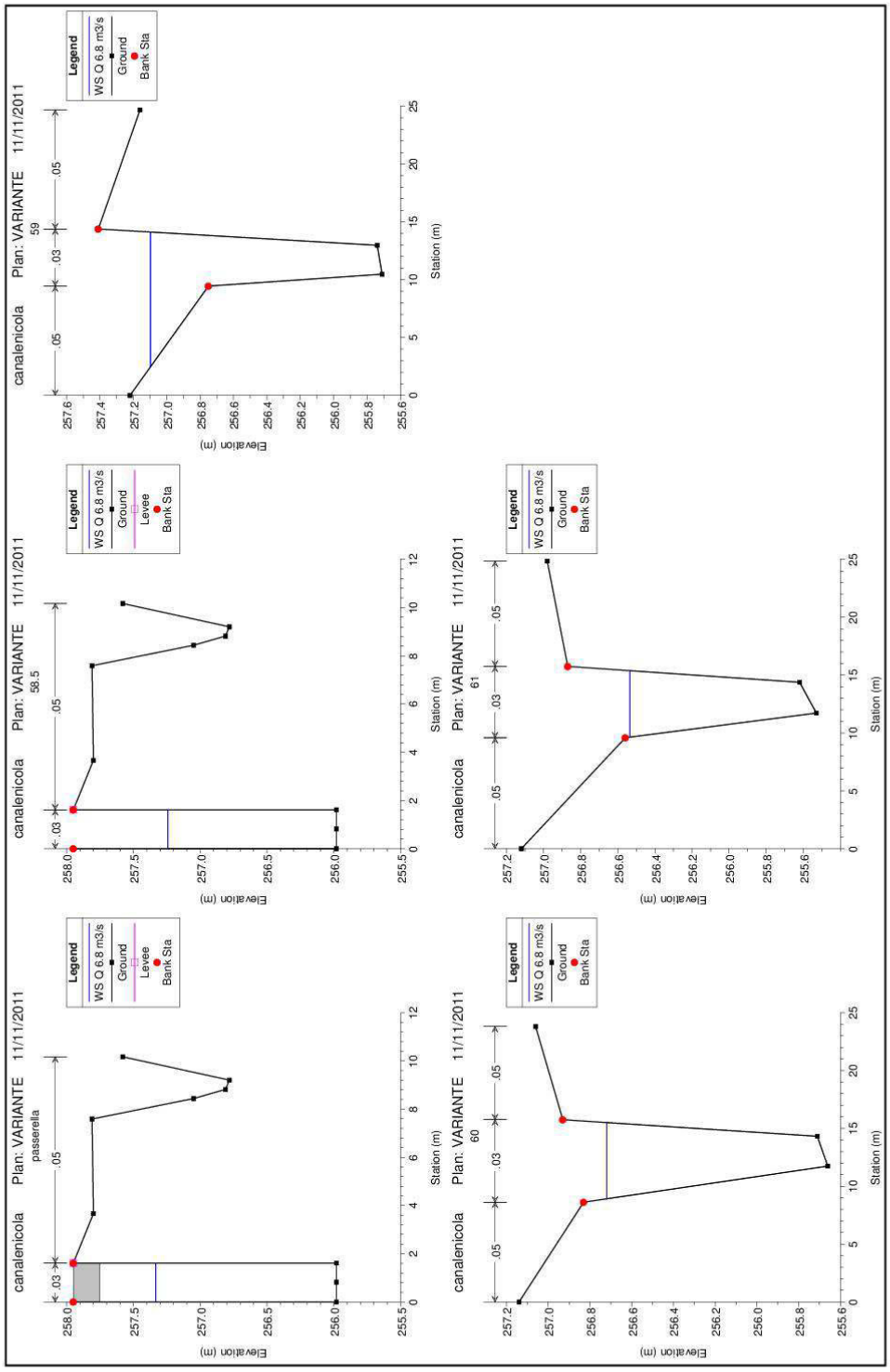

canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
15
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
18
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
14
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
17
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
pontcello accesso orti
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
16
Levee


canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
partitore di portata bretella SKF
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
44
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
ponticello orti
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
39
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
ponticello orti
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
37
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
46


canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
56
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
passerella
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
ponte via Vigone
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
58
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
ponte via Vigone
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)
canalenicola
Plan: VARIANTE
11/11/2011
57
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Station (m)
Elevation (m)


canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
59
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
58.5
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
61
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
passerella
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
canalenicola Plan: VARIANTE 11/11/2011
60
Legend
WS Q 6.8 m3/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

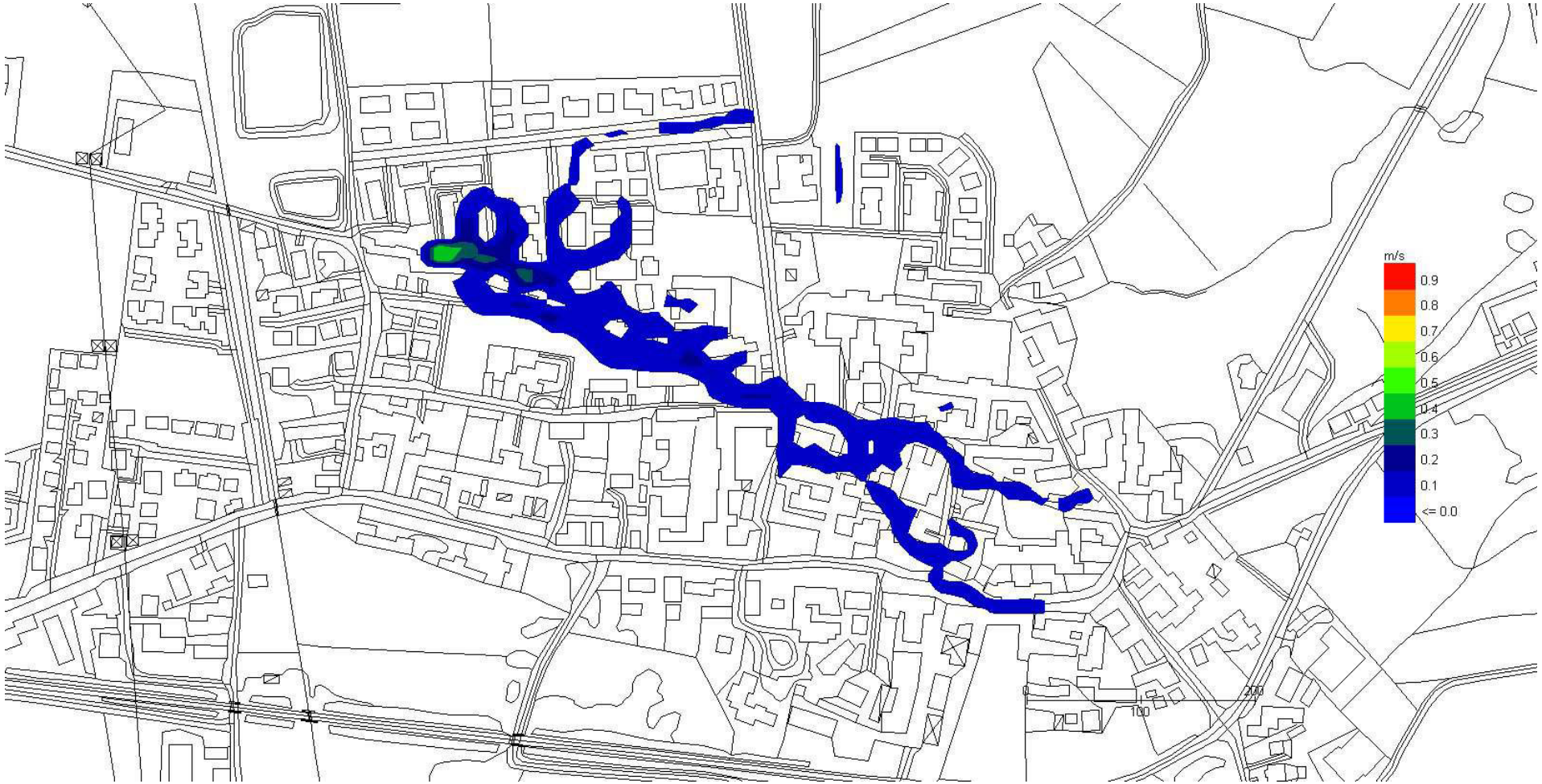
5 ALLEGATO 3: MODELLAZIONI BIDIMENSIONALI

5.1 RIO DEL GINGO CONCENTRICO 1

AREE DI MASSIMA ESONDAZIONE


meters
1.1
1.0
0.9
0.8
0.6
0.5
0.4
0.3
0.1
<= 0.0

DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'

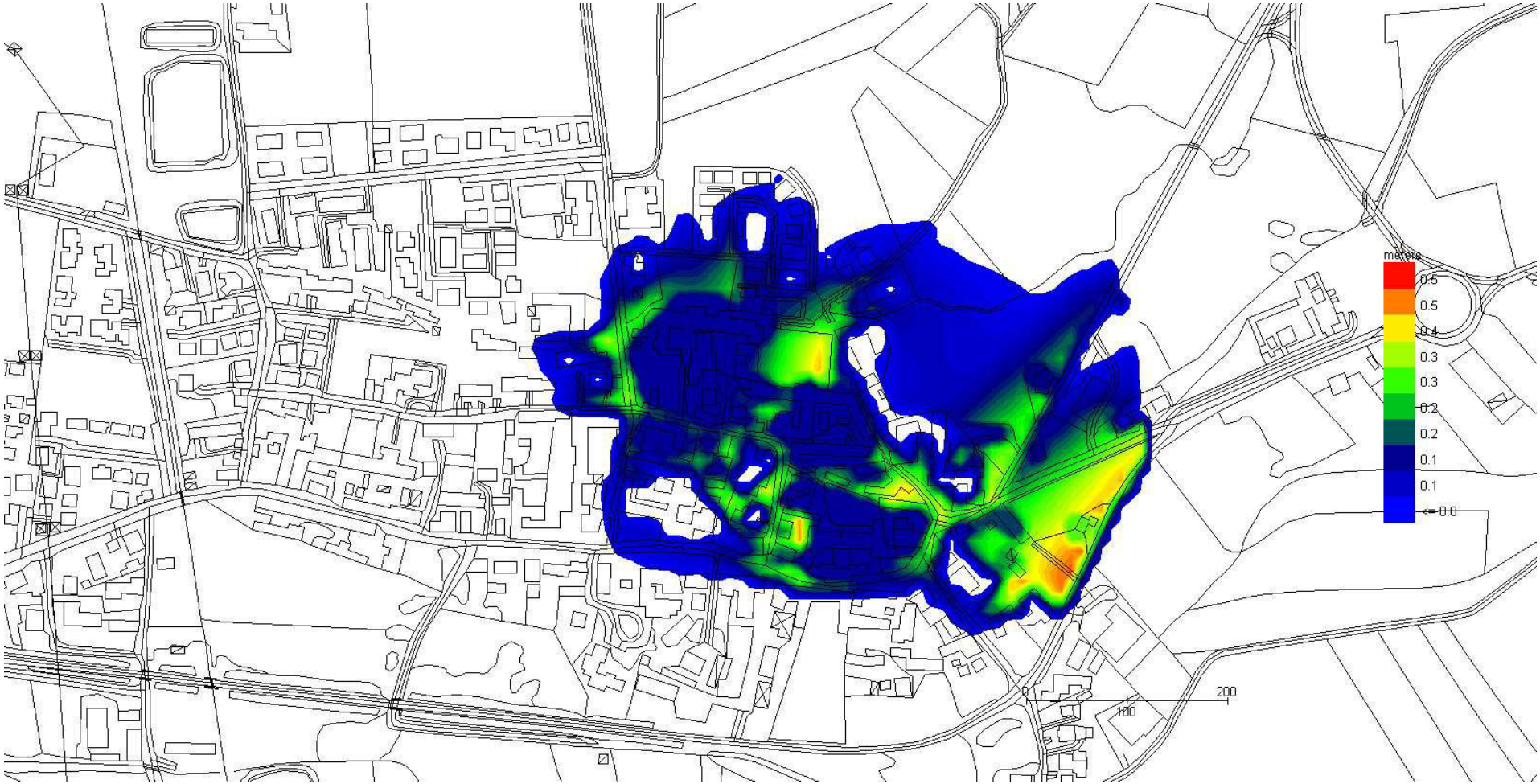


VETTORI VELOCITA'
MASSIMA

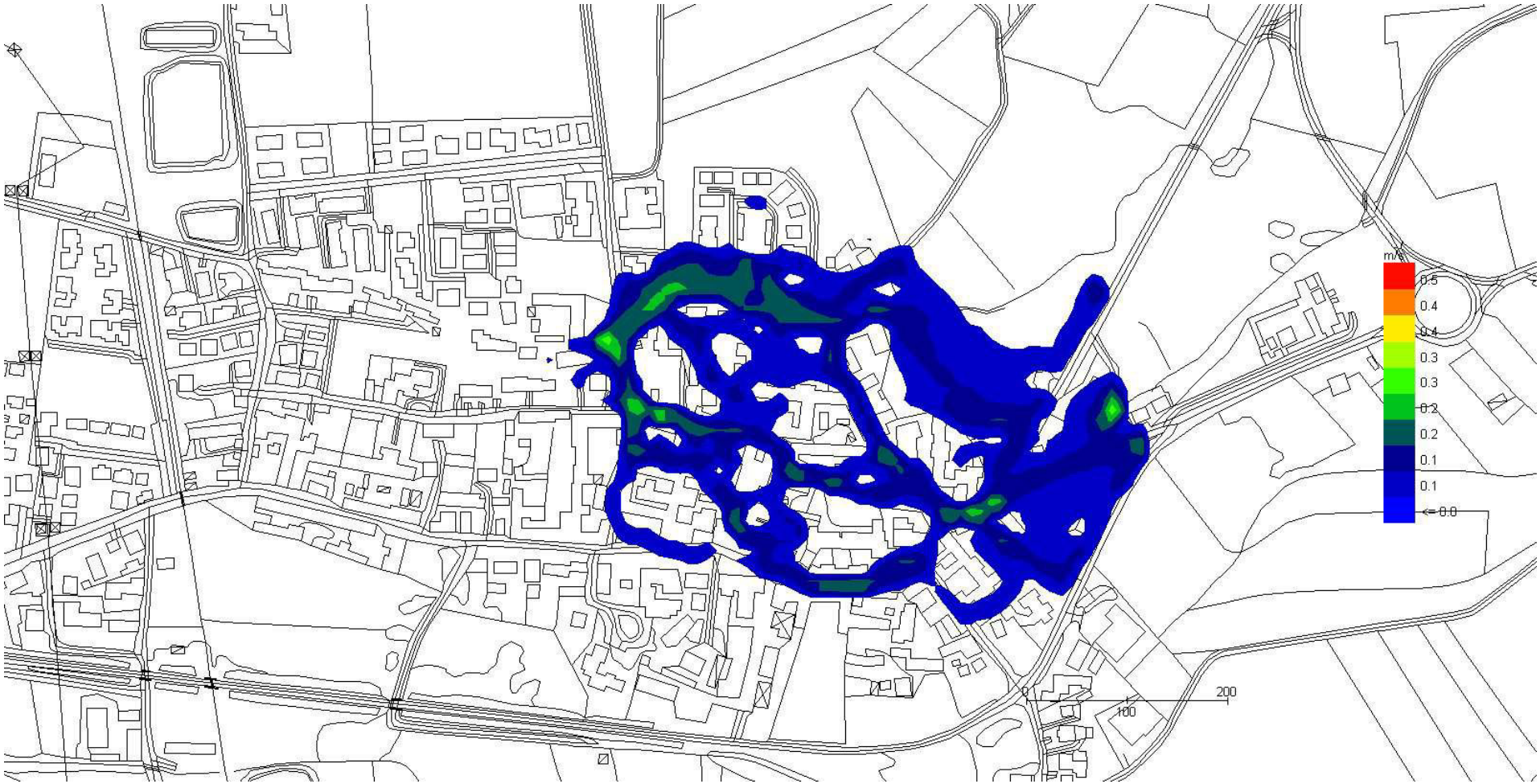


5.2 RIO DEL GINGO CONCENTRICO 2

AREE DI MASSIMA ESONDAZIONE



DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'

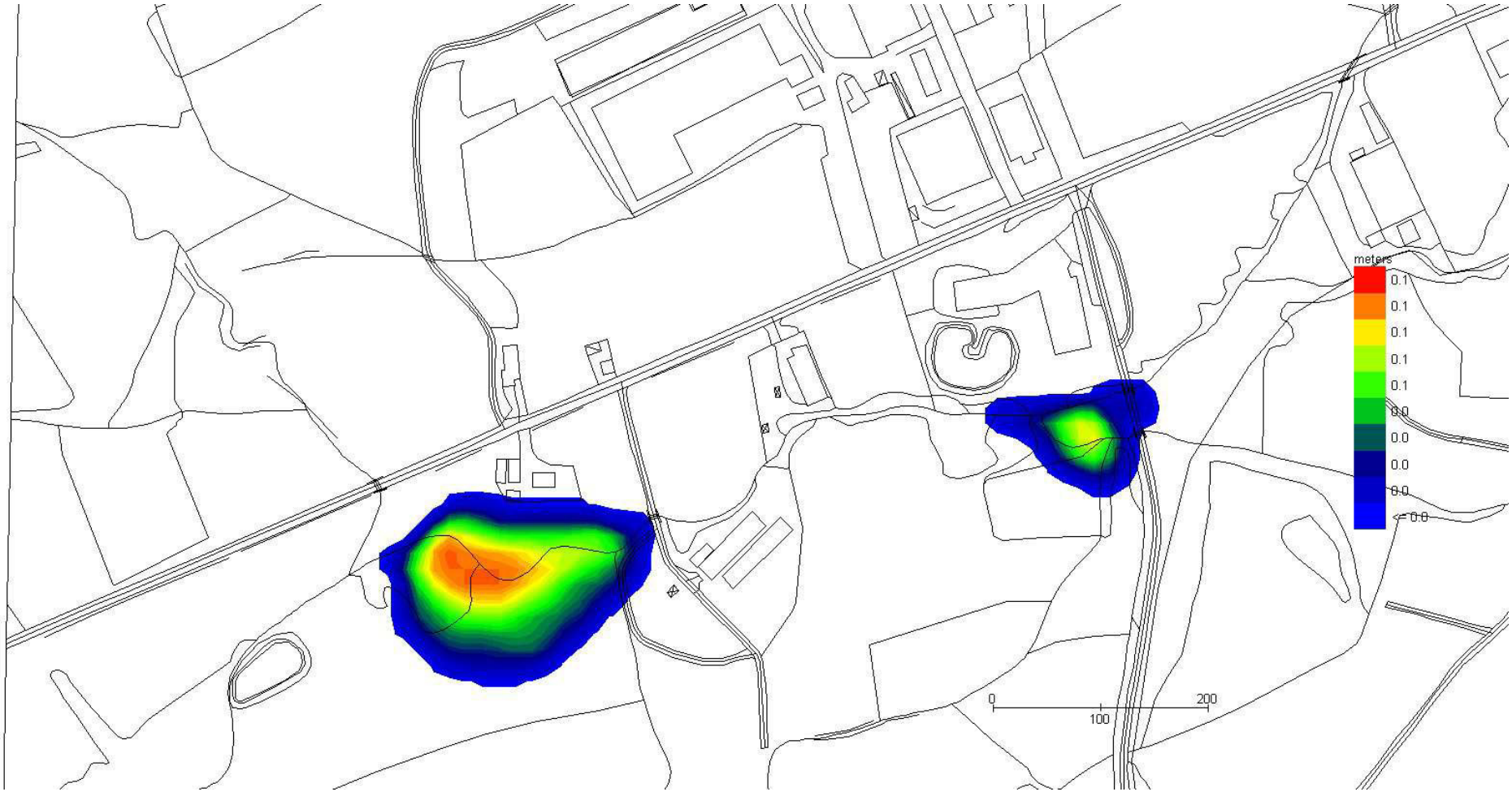


VETTORI VELOCITA' MASSIMA

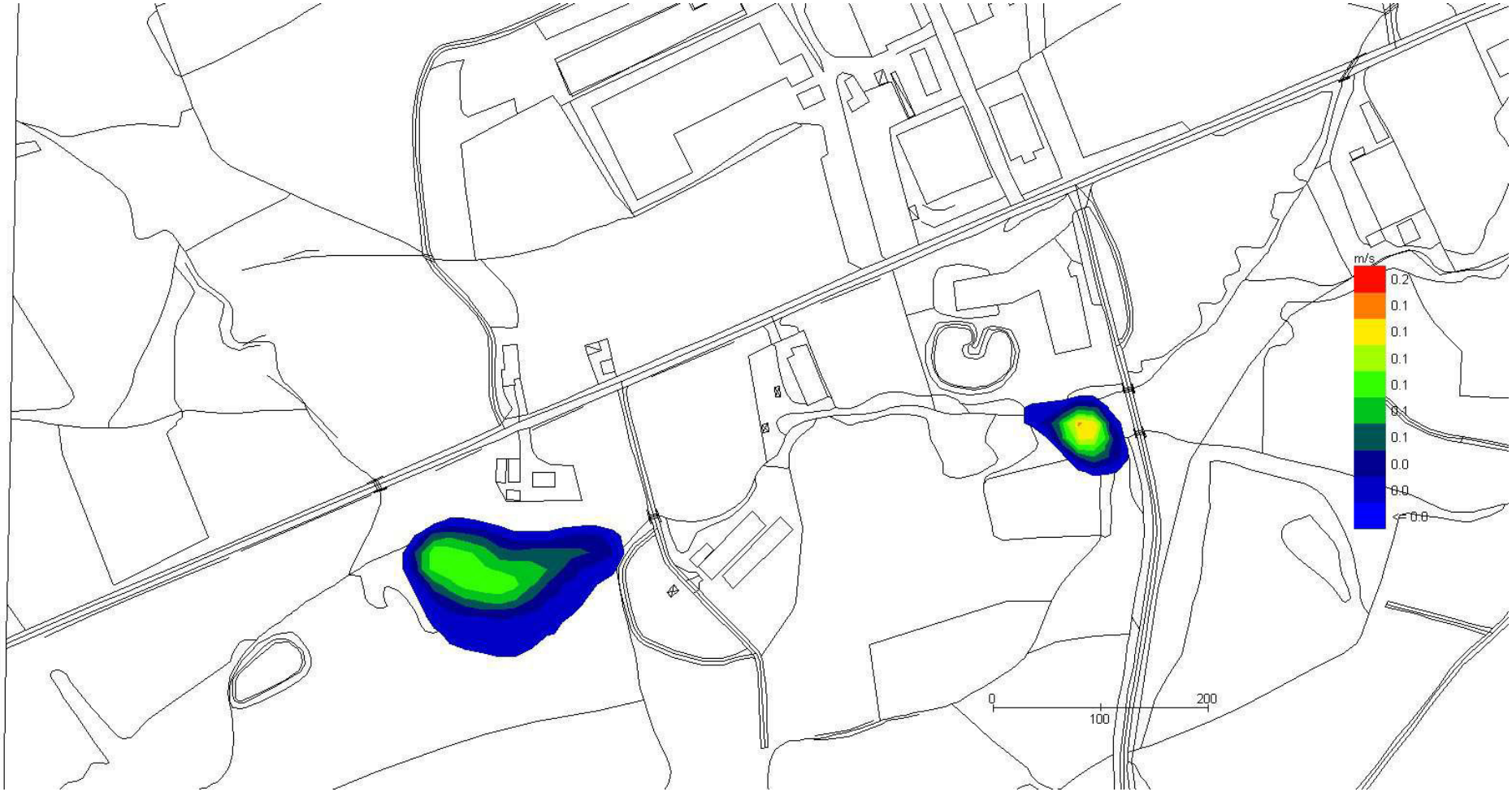


5.3 RIO MOLINO DELLE ACQUETTE

AREE DI MASSIMA ESONDAZIONE



DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'



VETTORI VELOCITA' MASSIMA

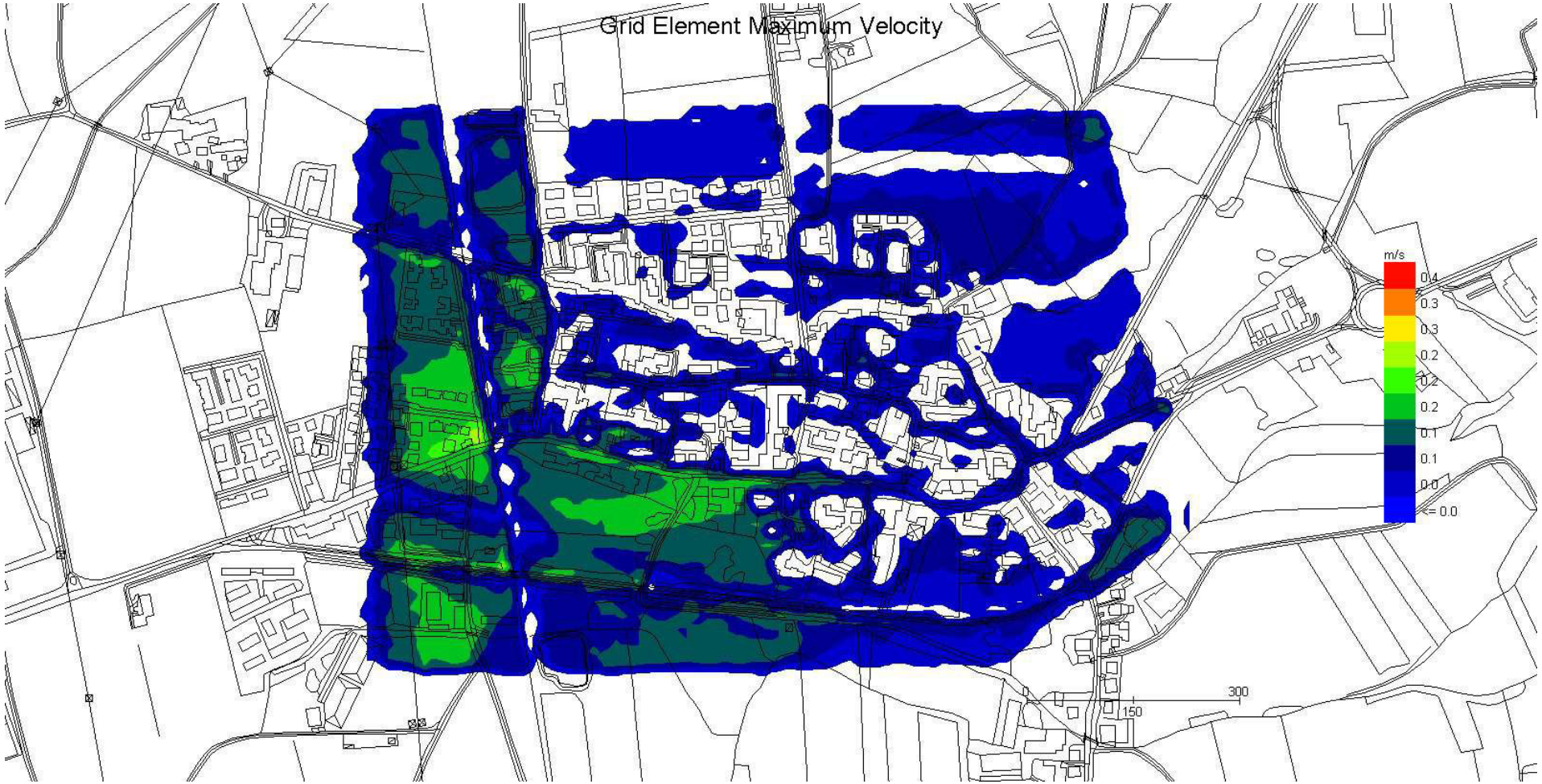


5.4 ALLAGAMENTI CONCENTRICO

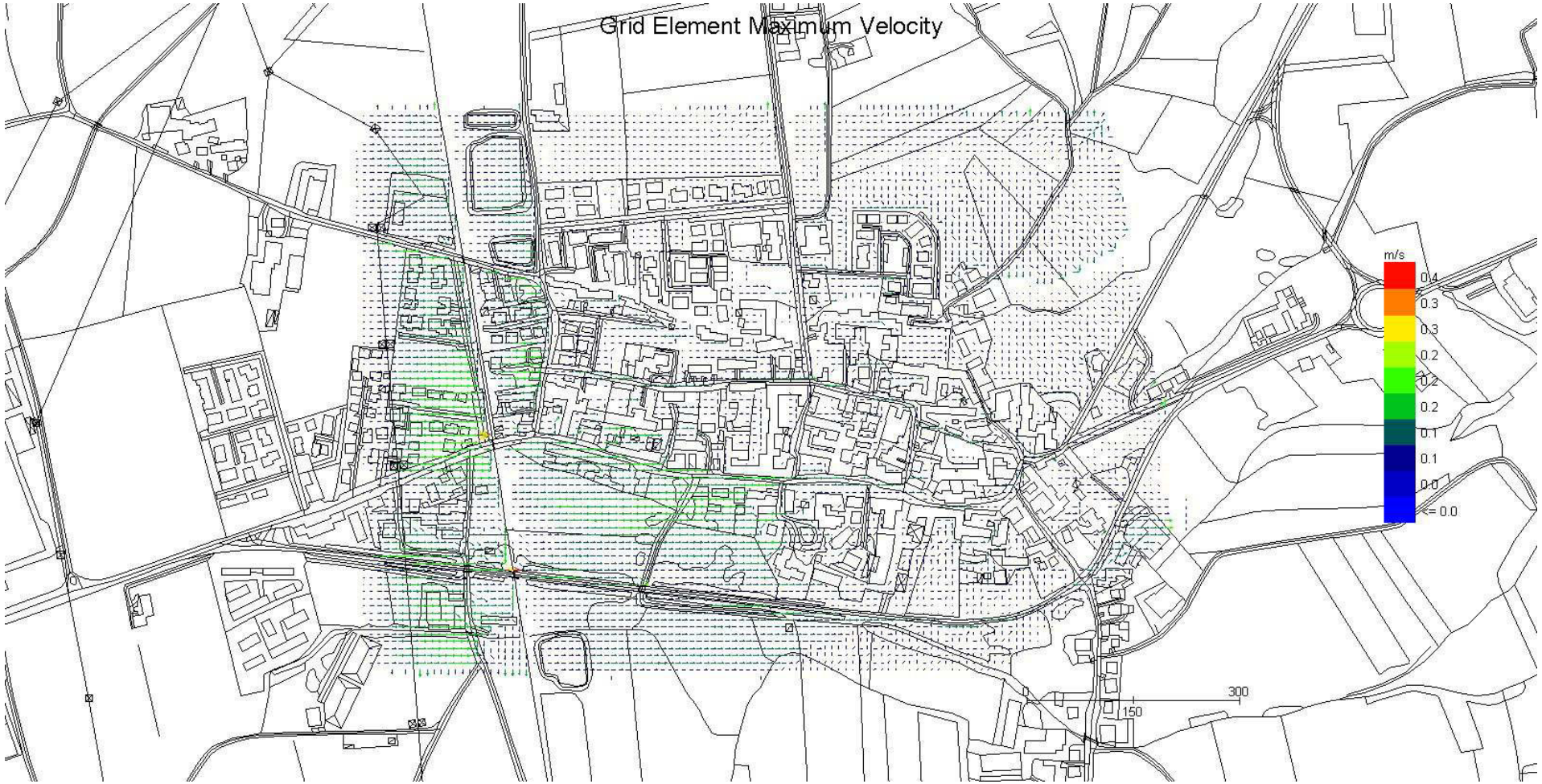
AREE DI MASSIMA ESONDAZIONE



DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'

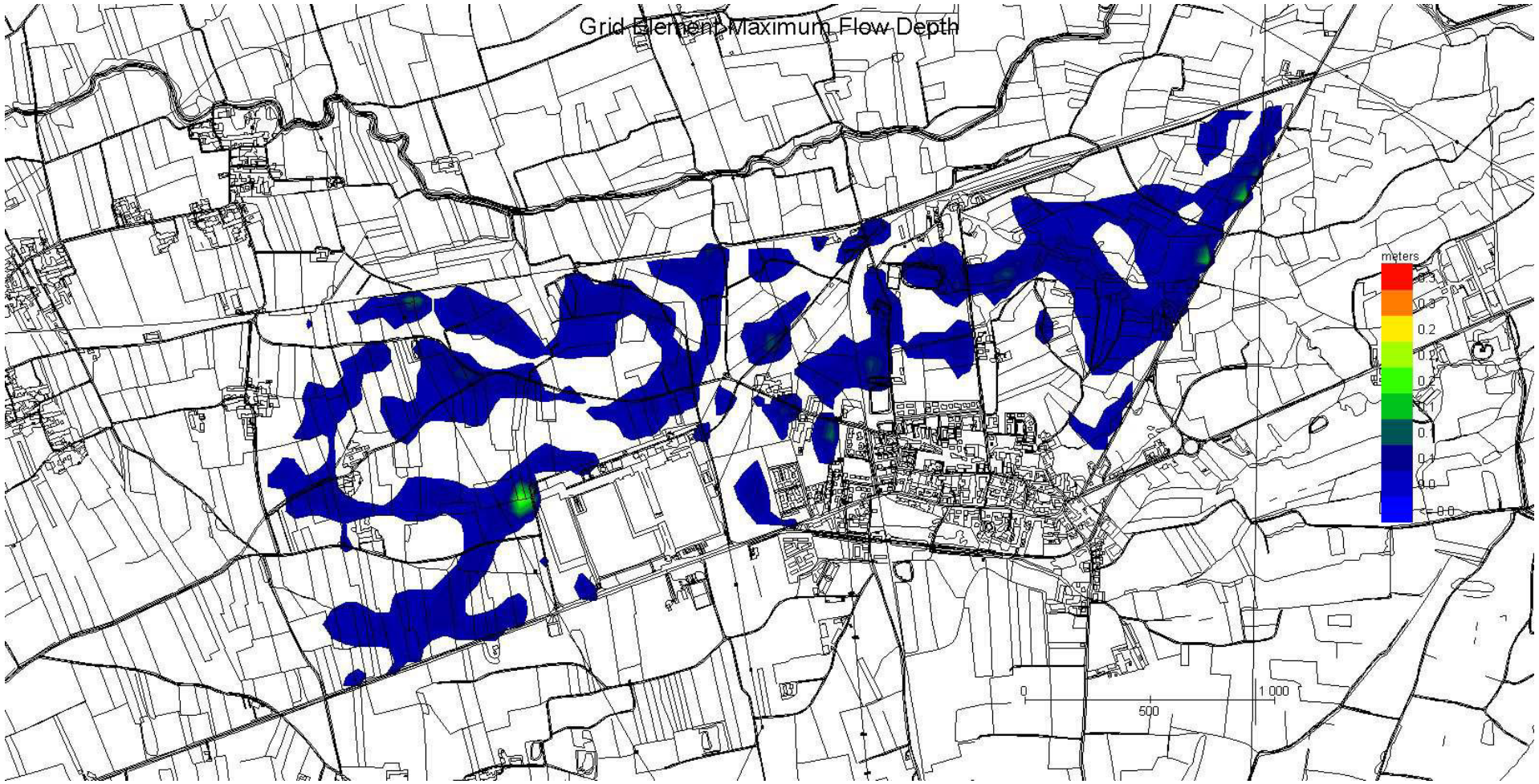


VETTORI VELOCITA' MASSIMA

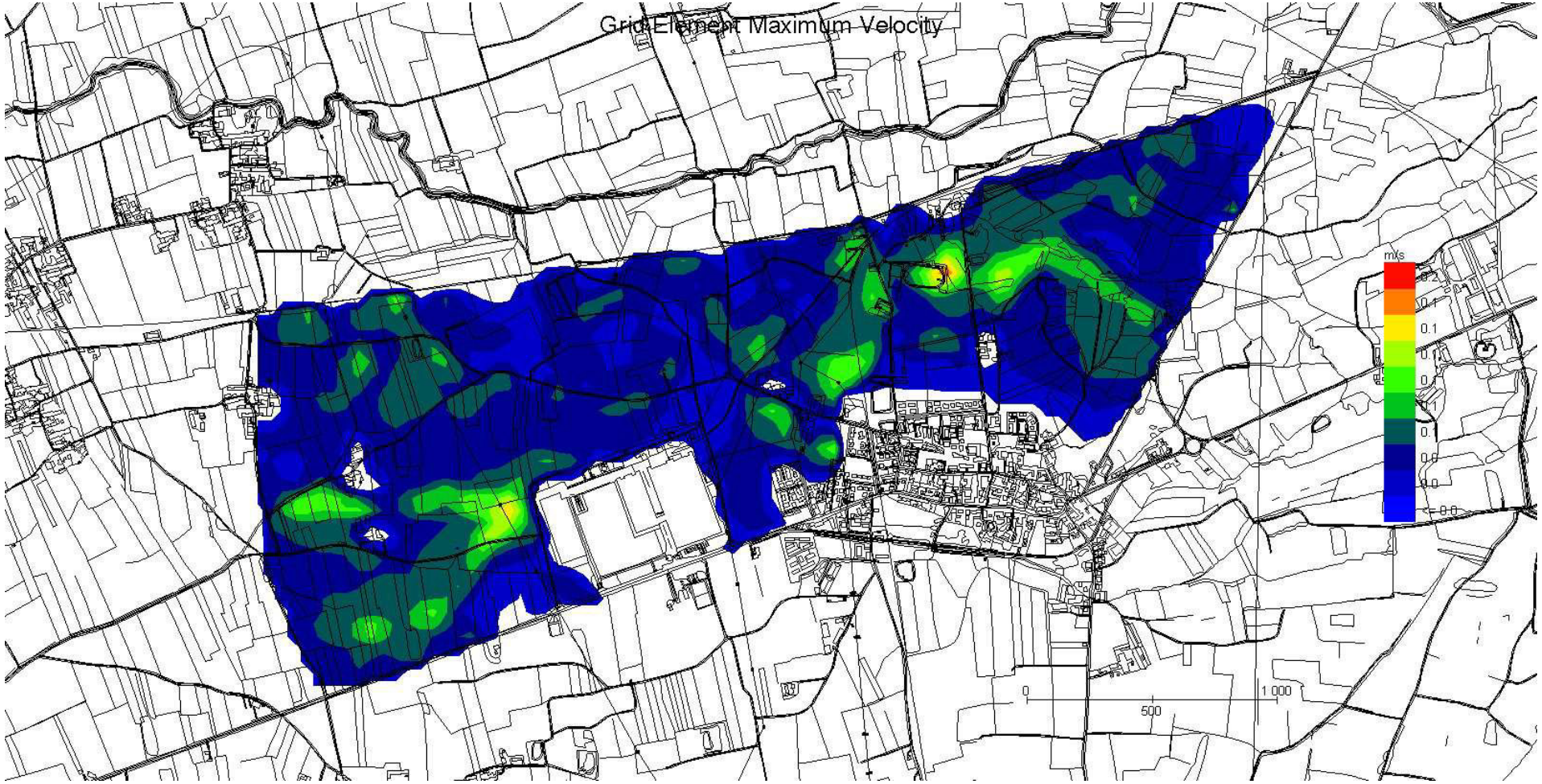


5.5 ALLAGAMENTI ZONA NORE OVEST

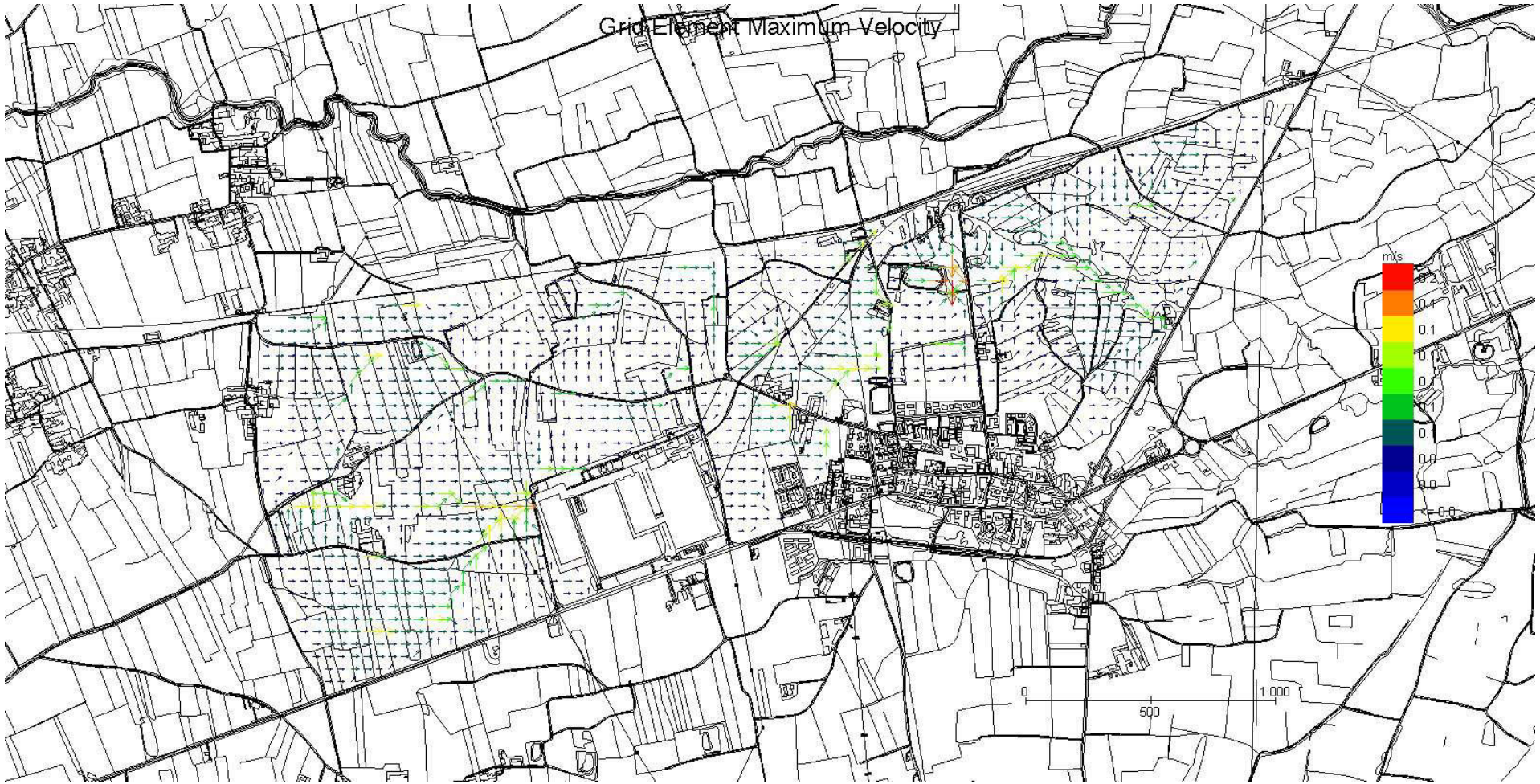
AREE DI MASSIMO ALLAGAMENTO



DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'

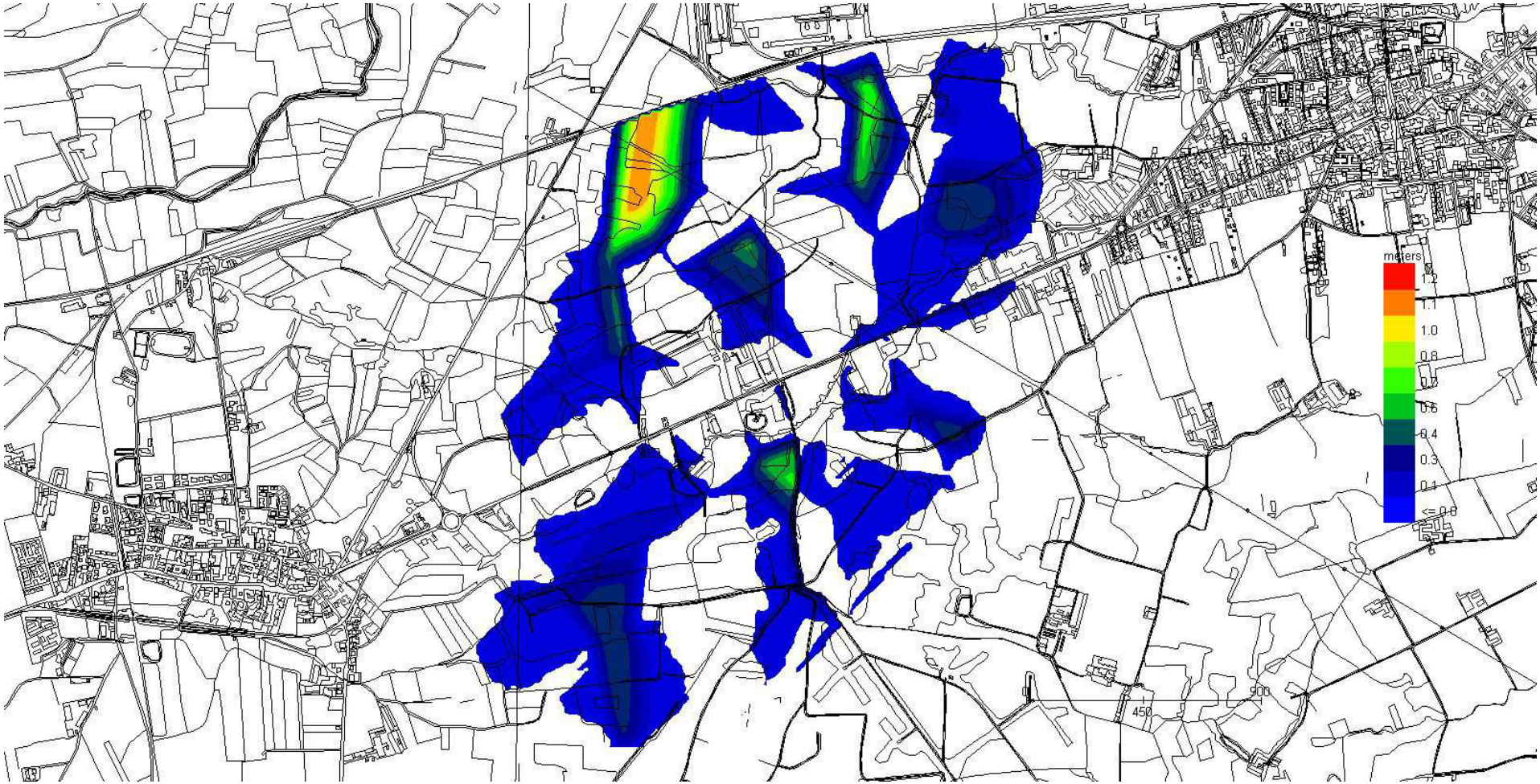


VETTORI VELOCITA' MASSIMA

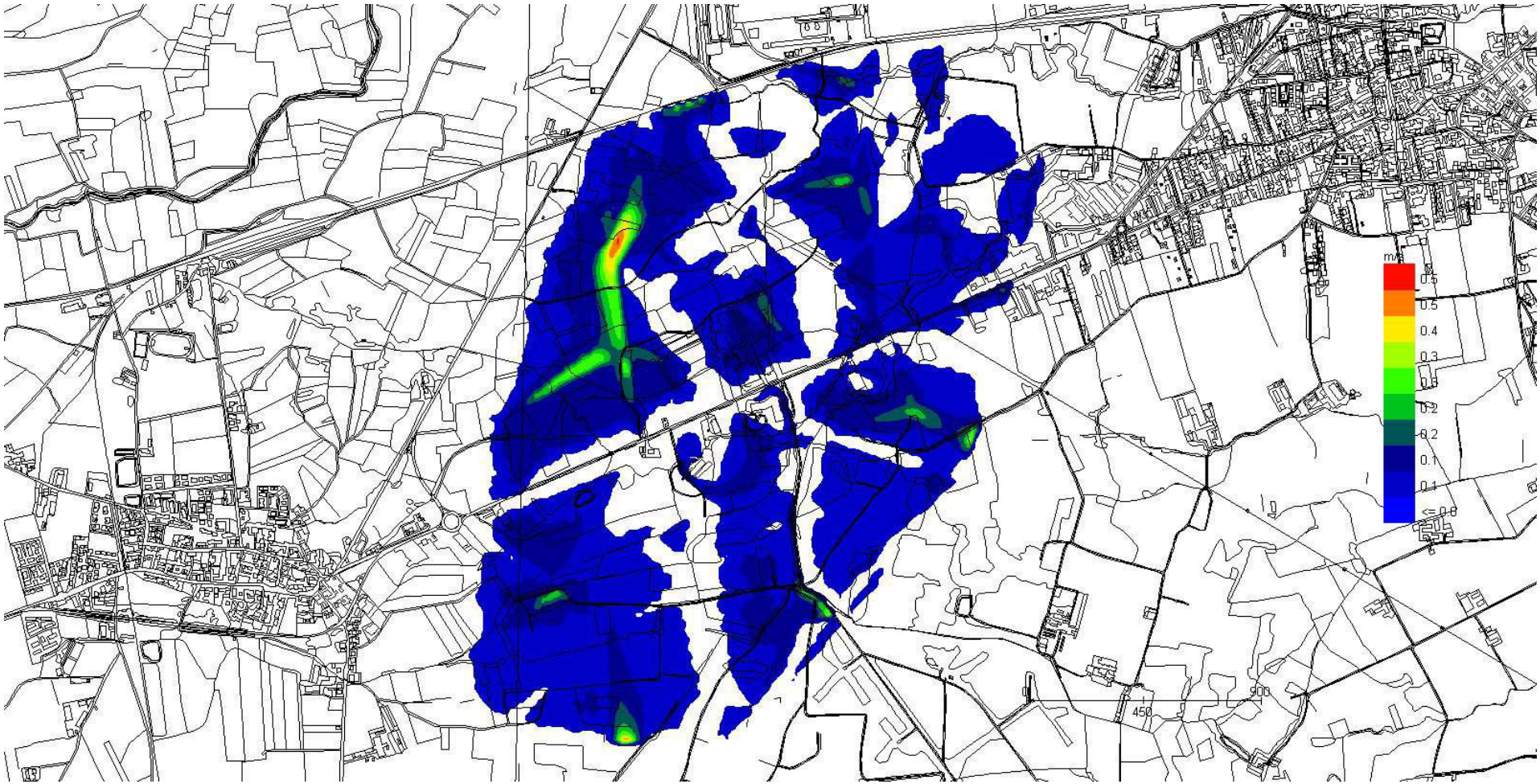


5.6 ALLAGAMENTI ZONA NORD EST

AREE DI MASSIMO ALLAGAMENTO PREVISTO



DISTRIBUZIONE AREALE DELLE VELOCITA'



VETTORI VELOCITA' MASSIMA

