PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

RECUPERO DEL CORSO DELLA ROGGIA DELL'ORRIDO DI INVERIGO CON SEPARAZIONE COLLETTORE FOGNARIO – LOTTO 1

Convenzione tra Regione Lombardia, Parco Regionale della Valle del Lambro e Comune di Inverigo del 4 dicembre 2014

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA

I progettisti

Ing. Stefano Minà

Ing. Chiara Vellani

Triuggio, novembre 2015

INDICE

1. PREMESSA 4

2. STATO DI FATTO 5

3. OPERE IN PROGETTO 11

3.1. AREA 1 (TRA VIA SANT'AMBROGIO E VIA MARTIRI DI FIESOLE): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE 12

3.2. AREA 2 (TRA VIA ROCCHINA E LA FERROVIA): RINATURAZIONE, STOMBINAMENTO E POSA DI NUOVO CONDOTTO DEDICATO ALLA ROGGIA 14

3.3. AREA 3 (TRA FERROVIA E VIA MONTE BARRO): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE 17

3.4. AREA 4 (TRA VIA MONTE BARRO E SCOLMATORE NELL'ORRIDO): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE 19

4. INDAGINI PRELIMINARI SULLA QUALITÀ DELLE ACQUE E SULLO STATO DELLA RETE FOGNARIA 20

5. STUDIO IDROLOGICO 26

5.1. MODELLAZIONE IDROGEOMORFOLOGICA DELLE CARATTERISTICHE DEL BACINO 26

5.2. PLUVIOMETRIA 29

5.3. MODELLO DI INFILTRAZIONE 31

5.4. PREDISPOSIZIONE DEL MODELLO NUMERICO IN HEC-HMS 34

5.5. SIMULAZIONI EFFETTUATE E RISULTATI 39

6. STUDIO IDRAULICO 42

6.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS 42

6.1.1. Procedura di calcolo 45

6.1.2. Equazione di conservazione della quantità di moto 46

6.2. VERIFICA DELLO STATO DI FATTO 47

6.3. IMPLEMENTAZIONE E VERIFICA DELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 51

6.4. DIMENSIONAMENTO DEL DIAMETRO MEDIO DEL LETTO D'ALVEO 56

7. STUDIO DEI SOTTOSERVIZI E RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE 62

7.1. DESCRIZIONE DELLE INTERFERENZE ATTESE 62

7.1.1. Area 1: lungo roggia del Valletto 62

7.1.2. Area 2: attraversamento roggia sotto Viale dei Cipressi 63
7.1.3. Area 3: attraversamento tubo sotto via IV Novembre 65
7.1.4. Area 4: attraversamento roggia a valle della ferrovia 66
7.1.5. Area 5: attraversamento roggia sotto via monte Barro 68
7.2. QUANTIFICAZIONE DEI COSTI DI RISOLUZIONE 70
8. INDAGINI GEOLOGICHE - GEOTECNICHE 71

1. PREMESSA

La presente relazione ha l'obiettivo di descrivere nel dettaglio gli aspetti più tecnici e specialistici relativi alla presente progettazione definitiva – esecutiva degli interventi ed in particolare:

- Indagini preliminari sulla qualità delle acque e sullo stato della rete fognaria;
- Studio idrologico del bacino drenato;
- Studio idraulico delle aste fluviali e delle condotte;
- Verifica delle strutture in calcestruzzo;
- Indagine sulle interferenze e sulla loro risoluzione;
- Indagini geologiche – geotecniche;

Il progetto presenta una duplice finalità: dal punto di vista ambientale, la riapertura della roggia come canale a cielo aperto recepisce, almeno indirettamente, la volontà dell'amministratore – espressa nel regolamento di polizia idraulica contenuta nel Piano delle Regole – che vieta la tombinatura dei corsi d'acqua. Inoltre, la concomitanza di questo progetto e del progetto di separazione delle reti fognarie, consentirà la riqualificazione dell'elemento di pregio naturalistico dell'Orrido di Inverigo, al momento deturpato dall'afflusso costante di acque reflue miste da monte provenienti da uno scolmatore di piena oltretutto non funzionante e non grigliato; in secondo luogo, il progetto assume valenza anche a livello idraulico, dal momento che, allo stato attuale, il tratto intubato della roggia risulta insufficiente in conseguenza anche di precipitazioni poco più che ordinarie, andando ad allagare l'esedra di Inverigo, causando significativi danni. L'attuale situazione di insufficienza della rete di smaltimento delle acque meteoriche verrà risolta convogliando queste ultime all'interno della roggia, dimensionata per contenere portate cinquantennali.

2. STATO DI FATTO

La zona di intervento è situata nel Comune di Inverigo nella zona di Santa Maria della Noce. Gli interventi relativi al lotto 1 oggetto del presente studio riguardano

- Area 1: Roggia del Valletto per il suo tratto compreso tra via Sant'Ambrogio e via Martiri di Fiesole, oggi intubata in mezzo a prati;
- Area 2: Roggia del Valletto nel prato che ospita il viale dei cipressi, dove la roggia è in un primo tratto canalizzata in canaletta di calcestruzzo, quindi corre intubata sotto l'Esedra e prima di sottopassare la ferrovia si mischia con i reflui fognari;
- Area 3: Roggia del Valletto e reflui fognari a valle della ferrovia trasportati da una condotta che nell'area a fondo chiuso corre sotto la strada quindi ha un manufatto di sfioro malfunzionante che permette il recapito di buona parte delle portate nere nell'Orrido di Inverigo.

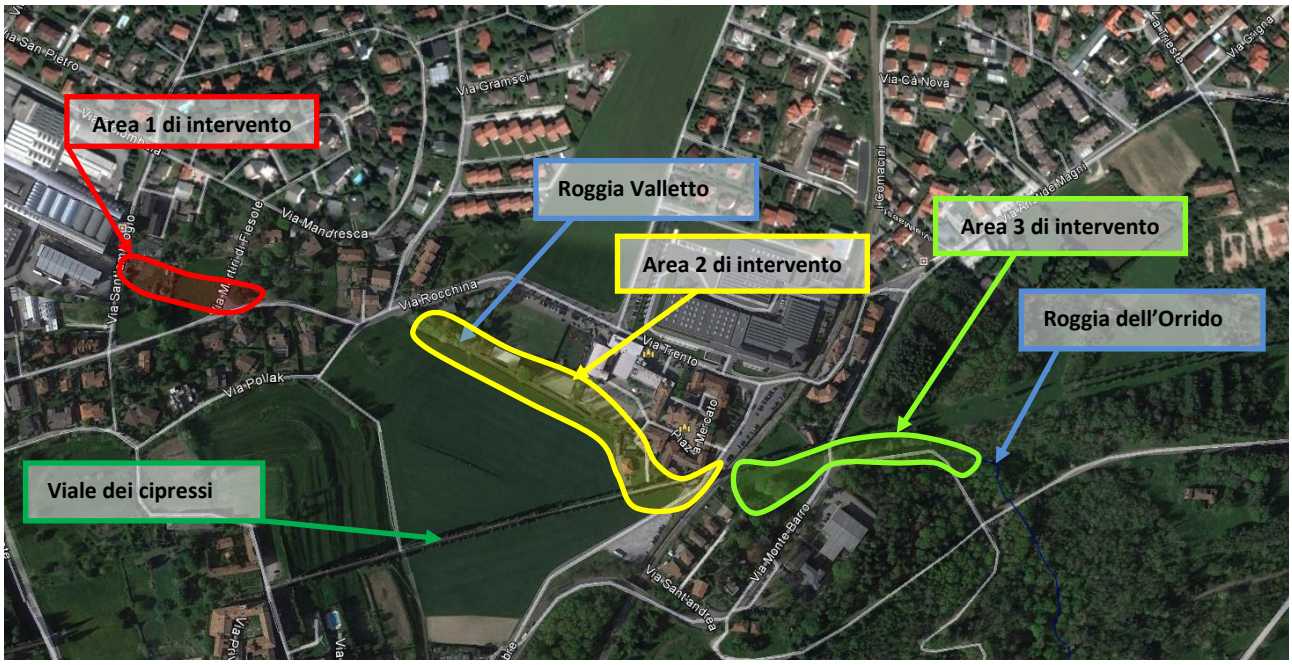

Figura 1 – Inquadramento territoriale delle aree di intervento

A monte di via Sant'Ambrogio la roggia Valletto è a cielo libero e scorre in mezzo all'area produttiva tra via al Gigante e via Colombaio. A partire da Via Sant'Ambrogio viene intubata e da quel punto è ispezionabile solo attraverso alcune camerette aperte che si intravedono in mezzo ai prati o alla boscaglia. A monte di via Sant'Ambrogio la roggia ha una larghezza massima di 2 metri ed una profondità di 1,5, mentre a valle prosegue in un tratto intubato di diametro massimo di 1 metro.

Figure 2 e 3 – Roggia Valletto a monte e a valle di via Sant'Ambrogio

Nel tratto compreso tra via Sant'Ambrogio e via Martiri di Fiesole la roggia attraversa prati intervallati da macchie arboree, fino ad attraversare via Rocchina poco prima dell'incrocio con via Martiri di Fiesole. Complessivamente in questo tratto sono stati rinvenute 4 camerette di ispezione.

Figure 4 e 5 – Roggia Valletto tra via Sant'Ambrogio e via Martiri di Fiesole

Nel tratto successivo la roggia corre sotto via Rocchina fino all'altezza di via Pollak, quindi, sempre intubata per la prima parte, entra nel parco della villa Crivelli prima di riuscire a cielo aperto. Complessivamente fino a questo punto è stata intubata per circa 300 metri.

Nel parco di Villa Crivelli prosegue in una canaletta di calcestruzzo per circa 200 metri prima di essere nuovamente intubata. Qui costeggia i prati che costituiscono il parco senza rilevante naturalità, annullata dalla completa banalizzazione dell'alveo e per nulla vegetata lungo le sponde. In questo tratto è presente anche un manufatto che consente l'eventuale attraversamento per dirigersi verso la baita del CAI e l'Oratorio della Parrocchia di Sant'Ambrogio.

Figure 6 e 7 – Tratto tra via Martiri di Fiesole e via Rocchina

Figure 8 e 9 – Roggia Valletto all'uscita della tombinatura di via Rocchina

Figure 10 e 11 – Attraversamento sulla Roggia Valletto e nuova ritombinatura nel parco di villa Crivelli

Nel tratto successivo la roggia corre intubata in direzione prima NW-SE quindi N-S, sempre costeggiando l'abitato di Santa Maria della Noce; quindi intercetta il viale dei cipressi e vi scorre sotto per circa 60 metri prima di giungere nell'Esedra.

Figure 12 e 13 – Tratto intubato a monte e lungo il viale dei cipressi

La roggia presumibilmente sotto il viale dei cipressi riceve alcuni contributi di acque nere dalle abitazioni prospicienti; quindi nell'Esedra riceve le acque meteoriche di tutto il quartiere di Santa Maria della Noce. Infine, sempre intubata in un condotto di diametro di 1 metro, attraversa la via IV novembre convergendo in un pozzetto, posto a monte della linea ferroviaria, dove riceve altri contributi di acque miste (bianche e nere).

Figure 14 e 15 – Pozzetto su via IV novembre e passaggio sotto la ferrovia

In tutto il tratto sopra descritto la roggia è rimasta intubata. A valle della ferrovia torna in superficie per alcuni metri, ma oramai è completamente compromessa dalle portate nere che di fatto si tratta a tutti gli effetti di un tratto di fognatura a cielo aperto. Viene successivamente nuovamente intubata e attraversa il campo a prato compreso tra la ferrovia e la via monte Barro, sempre dentro un condotto del diametro di 1 metro; quindi sottopassa la via monte Barro ed entra nella proprietà ex-Victory. Qui il condotto segue la strada interna e sulla curva, dopo avere ricevuto altre acque miste (con forte componente di nera), lo sfioratore reimmette le portate in eccesso nella valle dell'Orrido. Da questo punto in poi la roggia corre in un ambito boscato all'interno del fondo chiuso.

Figure 16 e 17 – Vista del tratto tra la ferrovia e via IV Novembre ed uscita dello sfioratore nell'Orrido

Nella sezione di chiusura corrispondente all'ultimo tratto dell'area 2 confluiscono diversi tratti di rete fognaria mista provenienti da Via IV Novembre (Nordest e Sudovest) e Piazza Mercato/Area del Valletto (Nordovest). Questo nodo rappresenta un consistente elemento di criticità del sistema fognario urbano: l'area dell'esedra (anch'esso elemento di pregio architettonico) è infatti spesso soggetta ad allagamenti dovuti principalmente al deflusso superficiale proveniente dal bacino da essa drenato, che si estende oltre l'area del Valletto, comprendendo una vasta fascia di territorio, piuttosto acclive e a tratti totalmente impermeabile, inclusivo di parte del Comune di Lurago d'Erba, a cavallo della SP41. La risposta idrologica è dominata dalla presenza della roggia del Valletto, a tratti intubata e a tratti a pelo libero (comunque a fondo alveo artificiale) che, fungendo da collettore per le acque dell'intero bacino, trasla rapidamente l'onda di piena verso valle, abbreviandone i naturali tempi di corrivazione. A facilitare ulteriormente il verificarsi di una situazione di insufficienza idraulica, intervengono poi due ulteriori fattori: in primis, lo stato di frequente intasamento delle tombinature presenti nell'area dell'Esedra, a causa della quantità di materiale vegetale proveniente dalle coltivazioni limitrofe; in secondo luogo, la presenza di un significativo restringimento della sezione traversa (dell'ordine del 40-50%) della roggia intubata, pochi metri a valle dell'esedra stessa, messo in luce da una serie di videoispezioni effettuate come indagini preliminari alla progettazione e probabilmente causato da un parziale cedimento della struttura di sostegno soprastante.

Nella figura alla pagina seguente viene riportata una planimetria del bacino affluente allo scolmatore dell'orrido di Inverigo.

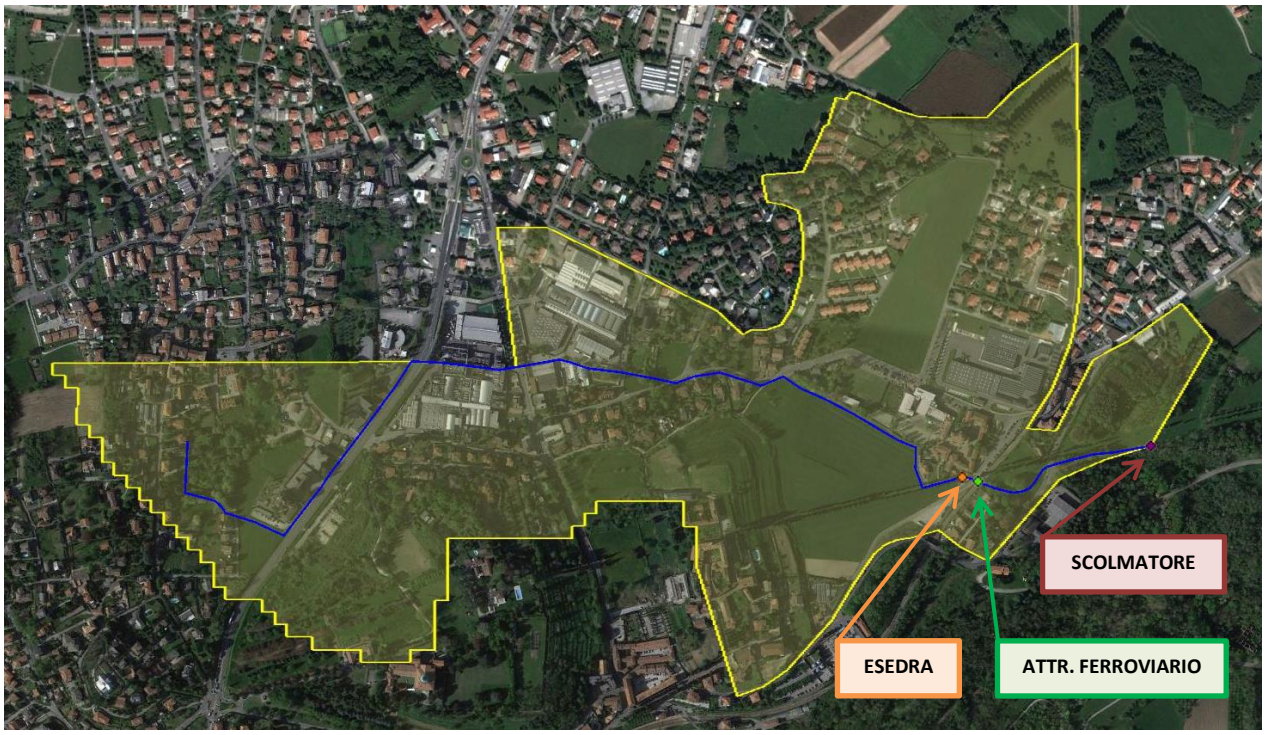

Figura 18 – Estensione del bacino drenato dalla roggia del Valletto alla sezione di chiusura dello scolmatore in area ex-Victory

3. OPERE IN PROGETTO

Il presente progetto nasce, in prima istanza, dall'esigenza di risanare un'area di interesse naturalistico, quella dell'Orrido di Inverigo, da una situazione di inquinamento divenuta ormai cronica.

Al momento, la bellezza incontaminata dell'Orrido di Inverigo è almeno parzialmente inficiata dalla presenza, proprio nel suo tratto iniziale (interno all'area "ex-Victory"), di uno scolmatore di piena della rete fognaria mista proveniente da monte. L'attuale condizione di insufficienza idraulica di quest'ultima, unita a una probabile manutenzione lacunosa del tratto di valle, porta a frequenti tracimazioni di acque reflue nella zona prospiciente al manufatto, anche per eventi di precipitazione considerabili come ordinari. Ciò si traduce in una fonte di inquinamento cronica per l'area in esame (presenza di pozze maleodoranti con accumulo di rifiuti), come constatato da visite effettuate in loco, e confermato da analisi speditive effettuate sulla qualità delle acque.

L'area obiettivo del progetto si presenta quindi problematica sotto due aspetti differenti: il primo, di ordine ambientale/paesaggistico, relativo alla deturpazione da inquinamento della zona dell'Orrido, e il secondo, di carattere idrologico/idraulico, dovuto all'insufficienza del sistema fognario attuale nello smaltimento degli eventi di piena.

Nella duplice ottica di voler restituire a un'area del Parco Valle Lambro un'immagine più naturale, rimuovendo gli elementi di artificializzazione più impattanti, e di ottenere un incremento della sicurezza passiva nei confronti degli eventi di piena, è stato pensato di riportare alla luce quanti più tratti possibili della roggia del Valletto, oggi per lo più intubata o canalizzata, ricostruendo un corso d'acqua naturale, per lo più funzionante a pelo libero – fatta eccezione per i tratti interrati obbligati. Questo, unito ad alcuni interventi di separazione delle reti di fognatura nell'area di Santa Maria della Noce, consentirà di convogliare all'Orrido le sole acque meteoriche del bacino del valletto e di condurre le acque nere al collettore consortile. L'intervento sulla roggia consentirà altresì di smaltire con maggiore efficacia le portate di piena e di condurle in maniera più sicura verso la valle dell'Orrido di Inverigo predisponendo un nuovo attraversamento della zona dell'esedra ed un allargamento della sezione idraulica della roggia.

Gli interventi di rinaturazione che costituiscono il progetto possono essere sintetizzati come segue:

1) Stombinamento e rinaturazione della roggia Valletto nel tratto tra via Sant'Ambrogio e via Martiri di Fiesole (lavori indicati nel progetto ma non finanziati);

2) Rinaturazione e dove necessario stombinamento del tratto canalizzato della roggia Valletto tra Via Rocchina e l'Esedra;

3) Posa di nuovo tubo dedicato alla roggia e chiusura delle immissioni fognarie tra l'Esedra e la ferrovia;

4) Stombinamento e rinaturazione del tratto della roggia Valletto tra la ferrovia e via monte Barro con nuovo attraversamento sotto quest'ultima;

5) Creazione di nuovo percorso per il tratto della roggia Valletto tra via monte Barro e lo scolmatore nell'Orrido in area ex-Victory;

6) Completa separazione delle acque della roggia da tutti gli scarichi oggi insistenti su di essa con chiusura degli elementi di connessione con la rete fognaria come presso l'Esedra (pozzetto di ispezione subito a monte della ferrovia), via Martiri di Fiesole (connessione tra rete nera e roggia) e lo sfioratore sull'Orrido di Inverigo (in area privata ex-Victory). Su tutto questo si veda anche la relazione tecnica nella parte dedicata alle videoispezioni effettuate;

Il quadro sinottico degli interventi inseriti nel presente progetto può essere ricavato dall'immagine che segue.

Figura 19 - Quadro sinottico degli interventi

Qui di seguito sono forniti alcuni dettagli sulle lavorazioni che saranno effettuate.

3.1. AREA 1 (TRA VIA SANT'AMBROGIO E VIA MARTIRI DI FIESOLE): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE

In questo tratto è prevista la completa rimozione del tubo per una lunghezza complessiva di 70 metri e la ricostruzione di una sezione naturale a cielo aperto. Il fondo dell'alveo sarà largo 50 cm per consentire il passaggio un una portata di magra con un sufficiente tirante idraulico, avrà un'altezza massima di 1 metro

necessaria per consentire il transito della portata di piena cinquantennale (si veda la parte relativa al dimensionamento idraulico), e date le caratteristiche geotecniche del terreno sarà necessario adottare una pendenza delle sponde non superiore a 2 su 3 (circa 30°). In corrispondenza dello sbocco a monte del tratto intubato e dell'imbocco a valle nel tratto intubato successivo saranno previste opere di rinforzo della sponda realizzate in muretti a secco che consentiranno il graduale passaggio dalla blanda pendenza del tratto naturale alla subverticale per una lunghezza complessiva di 3 metri. Per quanto riguarda la protezione del fondo saranno rimaneggiati i manufatti esistenti riempiendo il fondo con massi cementati.
In questo tratto il fondo sarà costituito dal substrato locale mentre le sponde saranno inerbite e vegetate con piccoli arbusti. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "A").

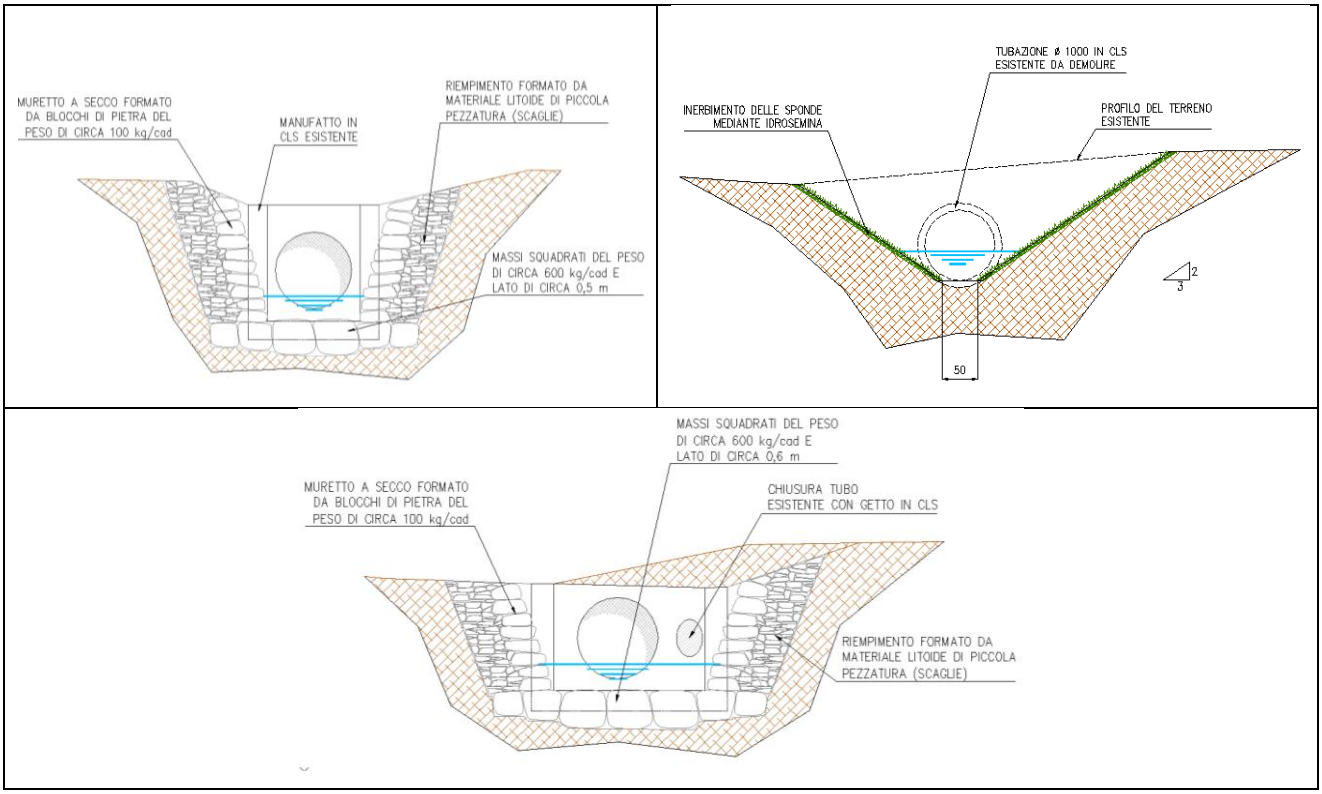

Figure 20 – a) sezione di sbocco dal tratto intubato a monte di via Sant'Ambrogio, b) sezione rinaturalizzata e c) sezione di imbocco nel tratto intubato di via Martiri di Fiesole

Si fa presente che questa parte di lavorazioni non trovano copertura nel finanziamento concesso. Si ricorda che questa zona è però interessata da un Piano di Lottizzazione ancora in vigore. Qui sono previsti un parcheggio nella parte più a monte e un'area giochi attrezzata in quella di valle. Tutta l'area interessata da convenzione sarà ceduta al Comune di Inverigo come aree standard. Non essendo oggi finanziata questa parte la configurazione di progetto potrebbe essere adottata dal Comune ed inserita nelle opere previste

dal Piano di Lottizzazione a carico dei Lottizzanti. Si fa presente inoltre che questa soluzione è compatibile con gli usi futuri dell'area e anche gli standard di sicurezza sono assicurati dal momento che la debole pendenza delle sponde consentirà un'agevole risalita da parte di chi dovesse accidentalmente cadere nel fosso. L'accesso all'alveo sarà comunque ostacolato dalla presenza degli arbusti posti sul ciglio della sponda.

3.2. AREA 2 (TRA VIA ROCCHINA E LA FERROVIA): RINATURAZIONE, STOMBINAMENTO E POSA DI NUOVO CONDOTTO DEDICATO ALLA ROGGIA

In questo tratto è prevista una rinaturazione mediante la completa rimozione della canaletta in calcestruzzo quindi del successivo tubo e la ricostruzione di una sezione naturale a cielo aperto per una lunghezza complessiva di circa 620 metri. Il fondo dell'alveo anche in questo caso sarà largo 50 cm, avrà un'altezza massima di 1 metro, e le sponde avranno una pendenza di 2 su 3 (circa 30°). In corrispondenza dello sbocco a monte del tratto sono previste opere di raccordo tra il manufatto in calcestruzzo e la sponda naturale. Anche in questo caso questo sarà realizzato con muretti a secco per una lunghezza complessiva di 3 metri. Per quanto riguarda la protezione del fondo sarà rimaneggiato il manufatto esistente riempiendo il fondo con massi cementati.

Nella parte compresa fra lo sbocco da via Rocchina ed il viale dei Cipressi sarà necessario apporre sul fondo uno strato bentonitico per l'impermeabilizzazione del fondo, dal momento che su quest'area insiste un vincolo di protezione delle acque ad uso potabile e si preferisce, per motivi prudenziali, non mettere in connessione le acque della roggia con quelle della falda. Fino al viale dei Cipressi il fondo sarà costituito principalmente da sassi di pezzatura compresa tra 5 e 10 cm per consentire una adeguata dissipazione dell'energia della corrente e per garantire la stabilità del fondo (vedi relazione idraulica). Le sponde saranno semplicemente inerbite in ossequio alle prescrizioni giunte dalla Sovrintendenza dei Beni Architettonici e Monumentali.

In questa prima porzione della lunghezza di circa 240 metri è previsto anche il rifacimento dell' attraversamento pedonale esistente, realizzato mediante la posa di tubi prefabbricati di 2 m di diametro, interrati per la metà del diametro in modo da realizzare di fatto una sezione ad arco fuori terra, e la posa di un attraversamento nuovo a circa 210 metri a valle del precedente. Il primo avrà una lunghezza di 4 metri, il secondo di 2 metri e saranno entrambi dotati di staccionate anticaduta lato monte e valle. Per il passaggio dalla sezione naturale a quella ad arco (a monte) e viceversa (a valle) saranno previste opere di raccordo realizzate in muretti a secco e rinforzo del fondo in analogia con quanto già visto per imbocchi e sbocchi dai tratti intubati. Inoltre vengono costruiti dei paramenti di monte e valle sopra alla volta realizzati in mattoni di pietra cementati con modalità simili a quelle previste per l'opus incerta. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure alla pagina seguente e negli elaborati grafici (sezione tipologica "B").

In corrispondenza della curva destrorsa e fino al viale dei cipressi l'alveo assume la granulometria del terreno esistente e le sponde vengono inerbite, pur mantenendo la stessa sezione di monte. Questo tratto ha una lunghezza di circa 50 metri e qui viene meno la necessità dell'impermeabilizzazione del fondo: termina infatti il vincolo di protezione del pozzo e la granulometria del fondo garantisce adeguata impermeabilità per il mantenimento di una sufficiente quantità d'acqua in alveo.

L'attraversamento in corrispondenza del viale dei Cipressi è realizzato secondo modalità analoghe a quanto previsto per il precedente attraversamento: tubo di calcestruzzo di 2 m di diametro che funge da cassaforma per le opere in pietra al contorno. Anche in questo caso a monte e a valle sono previste opere di raccordo: a monte occorre passare dalla sezione naturale (2 su 3) ad una subverticale in una distanza di circa 3 metri; a valle occorre passare dalla sezione subverticale ad una naturale (1 su 1) sempre in circa 3 metri. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "C").

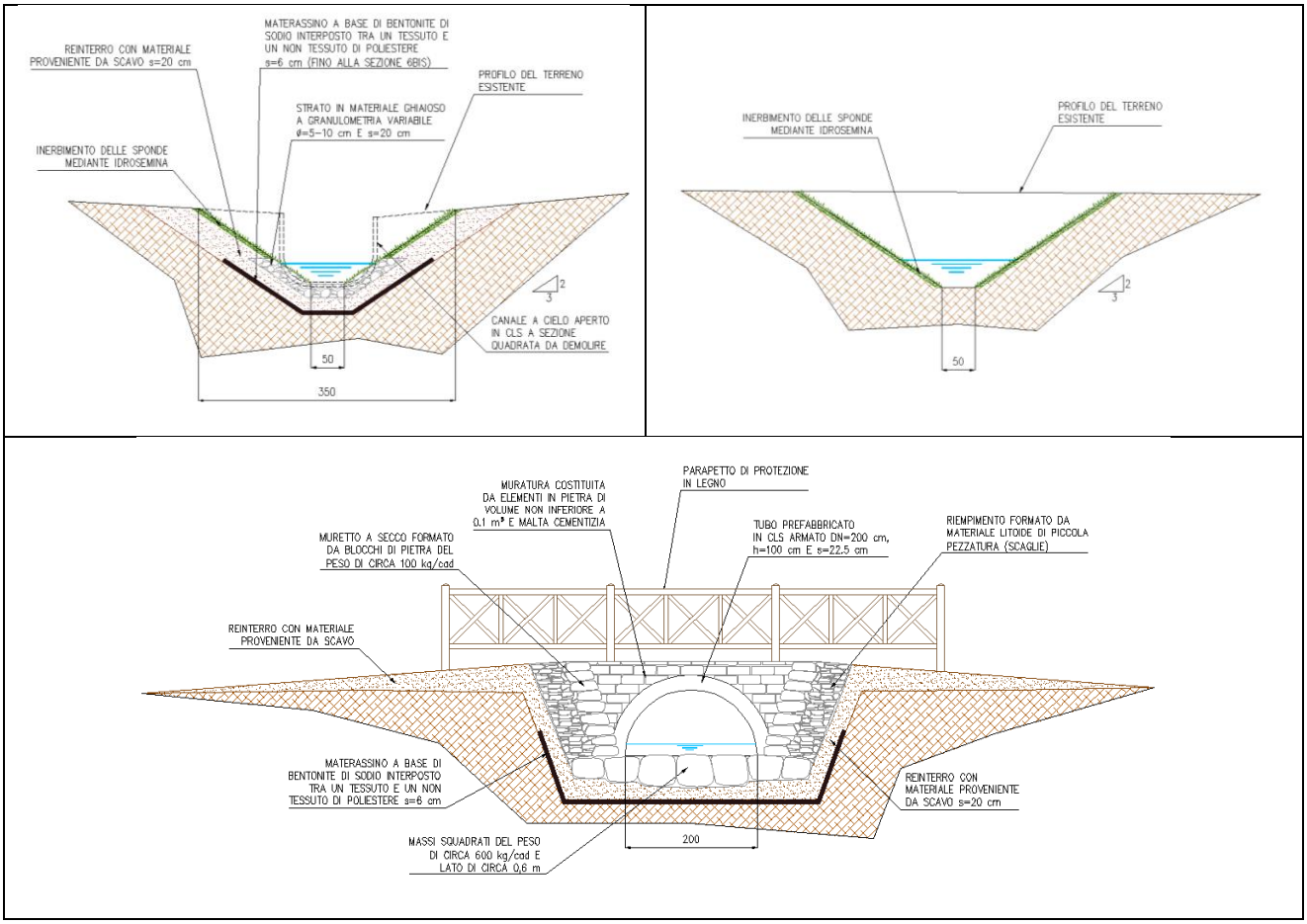

Figure 21 – a) sezione tipologica "B" di rinaturazione del tratto a canaletta con fondo impermeabilizzato; b) sezione tipologica "C" di rinaturazione del tratto intubato; c) attraversamento pedonale sulla roggia

In ossequio alle prescrizioni giunte dalla Sovrintendenza dei Beni Architettonici e Monumentali il condotto che costituisce l'attraversamento dovrà iniziare 5 metri prima dell'asse dei cipressi lato monte e terminare 5 metri dopo lato valle.

Nel tratto compreso tra il viale dei Cipressi e l'Esedra la sezione cambia forma: il fondo rimane largo 0.5 metri e l'ingombro complessivo alla quota campagna viene ridotto dall'adozione di una pendenza maggiore e pari ad 1 su 1. Anche in questo caso le sponde verranno semplicemente inerbite.

Questo ultimo tratto fino all'imbocco sotto l'Esedra ha una lunghezza complessiva di circa 60 metri, una profondità massima di 2 metri ed un ingombro massimo di 4,5 metri al piano campagna. Il nuovo alveo è stato posizionato in modo che i cigli si trovino ad una distanza minima di 5 metri dal viale dei Cipressi, in ossequio alle prescrizioni giunte dalla Sovrintendenza dei Beni Architettonici e Monumentali, e di 3 metri dalla via IV novembre, di modo tale da evitare l'installazione di guardrail che potrebbero costituire elementi estranei al paesaggio. Il passaggio di sezione dallo sbocco dal viale dei Cipressi è realizzato con modalità analoghe a quanto previsto per gli altri attraversamenti (muretto in pietra in fronte e muretti a secco lungo le sponde), mentre l'imbocco nel tubo che attraversa via IV Novembre sarà caratterizzato dalla presenza di un muretto in pietra cementato sulla parete del tubo e dalla formazione di un selciatone e di sponde in massi squadrati di dimensioni non inferiori a 60 cm di lato. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "D").

Tra l'esedra e la ferrovia, non essendo tecnicamente praticabile alcuna soluzione a cielo aperto, verrà posato sotto via IV Novembre un nuovo tubo del diametro di 1200 mm in calcestruzzo armato prefabbricato, per una lunghezza complessiva di circa 40 metri. Su questo verrà innestato il tratto di tubazione che oggi recapita le acque della roggia miste alle nere e domani continuerà a portare le acque bianche del quartiere di Santa Maria della Noce, mentre verranno chiusi, nella cameretta posta subito a monte della ferrovia, gli altri 2 condotti che adducono le acque miste da via Trento e da via IV Novembre; queste saranno collettate secondo quanto previsto dal lotto 2 dell'intervento complessivo. Il nuovo tubo sarà collegato alla cameretta esistente sul lato sudovest; la cameretta dovrà essere adattata al nuovo ingresso, ne sarà verificata la tenuta idraulica su tutte le pareti infine sarà levigata per consentire il passaggio più agevole e senza intoppi alle portate in arrivo dalla roggia. L'imbocco del tubo è stato allungato verso monte per evitare l'installazione di guardrail che potrebbero costituire elementi estranei al paesaggio. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "E").

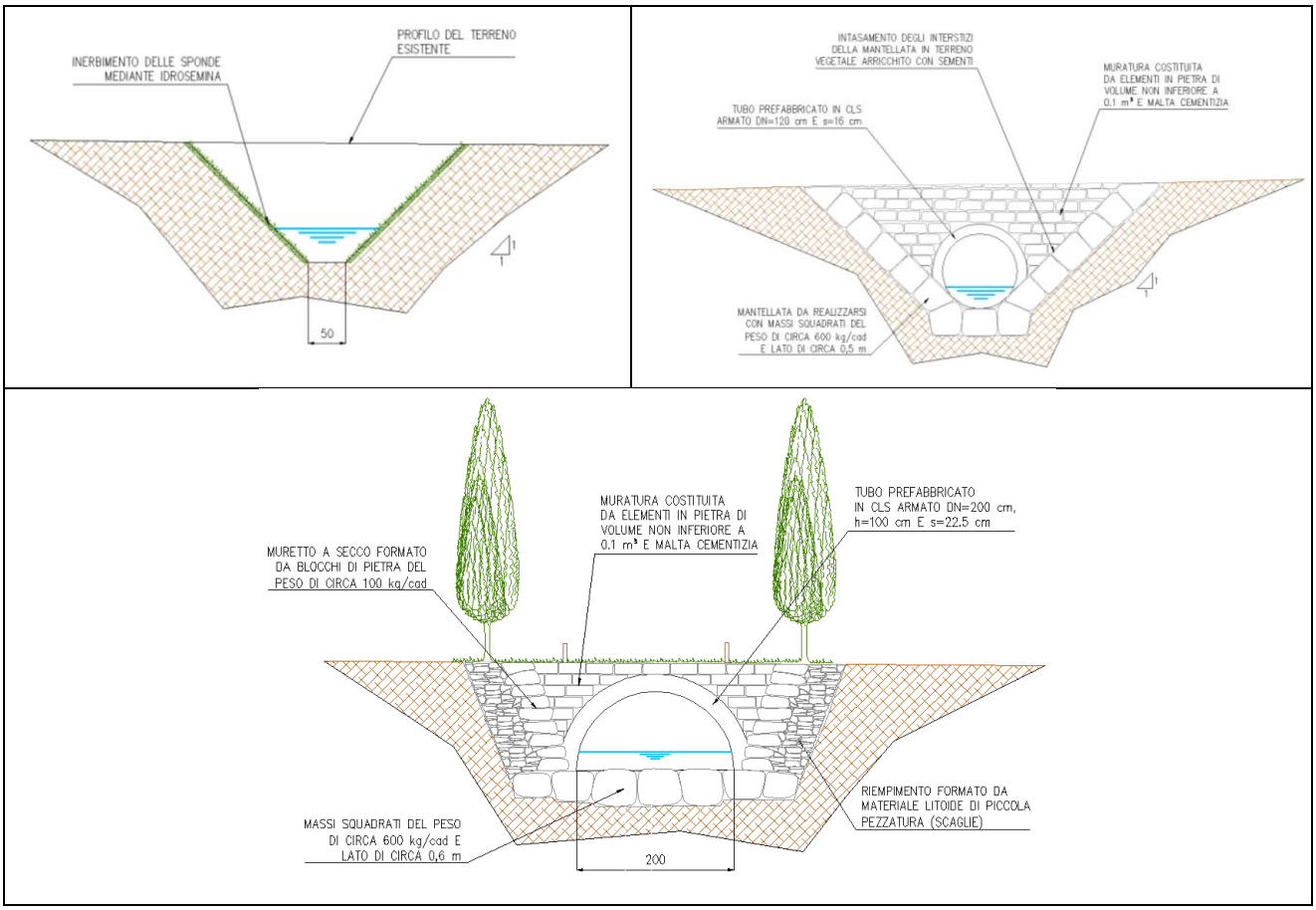

Figure 22 – a) sezione tipologica "D" di rinaturazione del tratto a valle del viale dei Cipressi; b) sezione tipologica "E" - nuovo tubo sotto via IV Novembre; c) attraversamento della roggia sotto il viale dei Cipressi

3.3. AREA 3 (TRA FERROVIA E VIA MONTE BARRO): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE

In questo tratto, lungo circa 125 metri, è previsto l'abbandono del tubo che veicola le acque miste della roggia e delle fognature e la ricostruzione di una sezione naturale a cielo aperto mediante riprofilatura del terreno, sfruttando in parte avvallamenti già esistenti. Il fondo dell'alveo sarà largo nuovamente 50 cm, avrà un'altezza massima di 1 metro e le sponde avranno pendenza non superiore a 2 su 3 (circa 30°). L'attraversamento in corrispondenza di via monte Barro sarà realizzato con uno scatolare in calcestruzzo armato prefabbricato di dimensioni interne pari a 300 cm di larghezza e 100 di altezza. Subito a monte di questo attraversamento è prevista anche l'immissione del condotto proveniente dallo sfioratore di piena delle portate miste di cui al lotto 2 dell'intervento complessivo. Sui nuovi cigli che si affacceranno sulla roggia da via monte Barro è prevista la posa di un guardrail in metallo corten e legno ammorsati su un cordolo di calcestruzzo a sua volta vincolato allo scatolare.

In corrispondenza dello sbocco a monte dell'attraversamento sotto la ferrovia e dell'imbocco a valle sotto a via monte Barro saranno previste opere di rinforzo della sponda realizzate in muretti a secco che consentiranno il graduale passaggio dalla blanda pendenza del tratto naturale alla subverticale per una

lunghezza complessiva di 3 metri. Per quanto riguarda la protezione del fondo sarà adottato in entrambi i casi un selciatone costituito da massi squadrati di 50 cm di lato per la medesima lunghezza dei muretti. Per il resto sponde e fondo saranno costituiti da sassi di pezzatura compresa tra 10 e 20 cm per consentire una adeguata dissipazione dell'energia della corrente e garantire la stabilità del fondo (vedi relazione idraulica). I cigli delle sponde non saranno vegetati in ossequio alle prescrizioni giunte dalla Sovrintendenza dei Beni Architettonici e Monumentali. In questo tratto è previsto anche il ricoprimento di una vallecola laterale con l'utilizzo di una parte delle terre scavate. A monte dell'attraversamento di via monte Barro è previsto un rinforzo di fondo e sponde costituito da un selciatone in massi analogo a quanto adottato a monte dell'imbocco nella zona dell'Esedra, per una lunghezza complessiva di 9 metri a partire dal manufatto. Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "F").

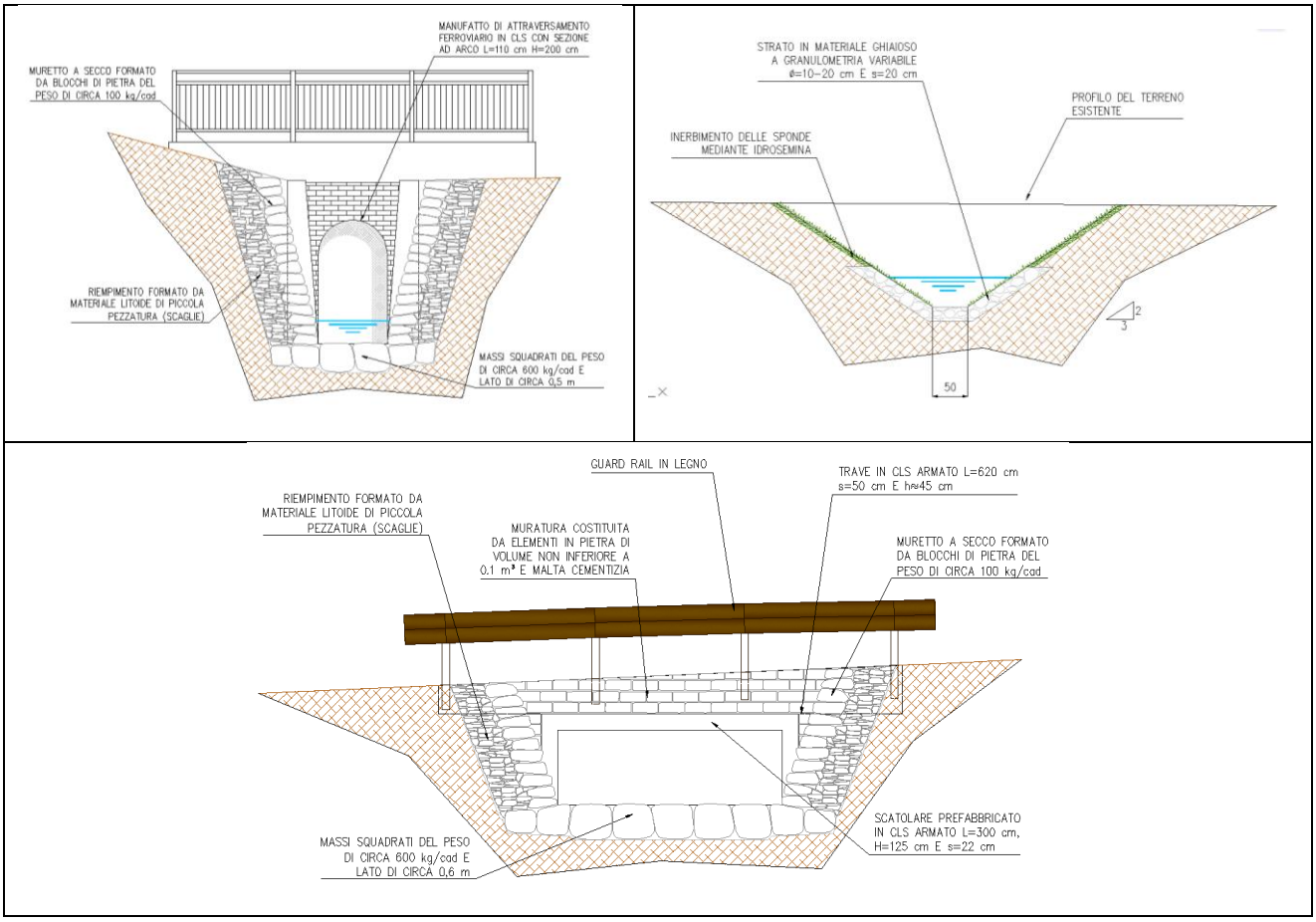

Figure 23 – a) sezione di sbocco dalla ferrovia; b) sezione tipologica "F" tra la ferrovia e via monte Barro; c) attraversamento della roggia sotto via monte Barro

3.4. AREA 4 (TRA VIA MONTE BARRO E SCOLMATORE NELL'ORRIDO): STOMBINAMENTO E RINATURAZIONE

In questo tratto, lungo complessivamente circa 145 metri, prosegue l'intervento precedente di abbandono del tubo che veicola le acque miste della roggia e delle fognature (con chiusura dei punti a monte e a valle dei tagli) e la ricostruzione di una sezione naturale a cielo aperto mediante riprofilatura del terreno. Il fondo dell'alveo sarà largo ancora 50 cm, avrà un'altezza massima di 1 metro e le sponde avranno pendenza non superiore a 2 su 3 (circa 30°). In corrispondenza dello sbocco a valle sotto via monte Barro saranno previste opere di rinforzo della sponda realizzate in muretti a secco che consentiranno il graduale passaggio dalla blanda pendenza del tratto naturale alla subverticale per una lunghezza complessiva di 3 metri. Per quanto riguarda la protezione del fondo sarà adottato in entrambi i casi un selciatone costituito da massi squadrati di 50 cm di lato per la medesima lunghezza dei muretti. Per il resto sponde e fondo saranno costituite da sassi di pezzatura non inferiore a 60 cm per consentire una adeguata dissipazione dell'energia della corrente e garantire la stabilità del fondo (vedi relazione idraulica). Ulteriori particolari sono forniti nelle figure che seguono e negli elaborati grafici (sezione tipologica "G").

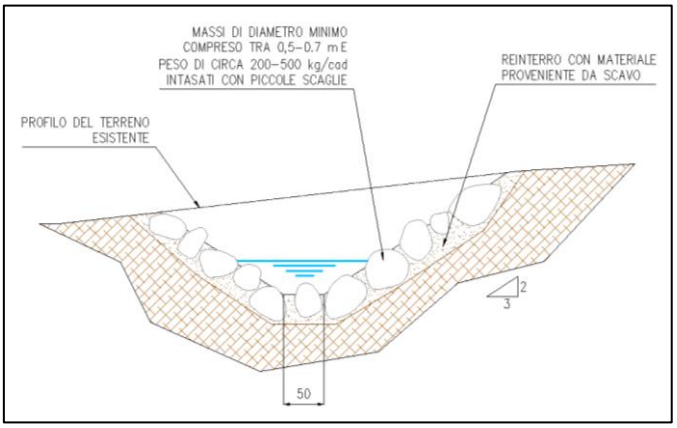

Figura 24 – sezione tipologica "F" a valle di via monte Barro

4. INDAGINI PRELIMINARI SULLA QUALITÀ DELLE ACQUE E SULLO STATO DELLA RETE FOGNARIA

Allo scopo di verificare l'effettiva presenza di allacciamenti di fognatura nera lungo il tratto attualmente intubato della roggia del Valletto, sono state effettuate diverse misure speditive di alcuni parametri indicatori della qualità delle acque. I rilevamenti sono stati effettuati su campioni di acqua prelevati nei tratti di roggia indicati nella figura seguente mediante l'utilizzo di sonda multiparametrica YSI Quadro Professional plus in campo e mediante kit colorimetrico Visocolor ECO in studio. In particolare la sonda multiparametrica ha consentito di rilevare in continuo i seguenti parametri:

- Pressione in kPa;
- Temperatura in °C;
- Conduttività in mS/cm e conduttanza in uS/cm;
- Resistività in Ohm;
- Salinità in PPT;
- Ossigeno disciolto in mg/l e % a saturazione;
- Concentrazione di ioni $\mathrm{NH_4^+}$ in mg/l;
- Concentrazione di ioni $\mathrm{NO_3^-}$ in mg/l;
- Solidi sospesi totali TDS in mg/l;

Il kit colorimetrico ha permesso invece di rilevare in studio i seguenti parametri:

- PH;
- Concentrazione di ioni $\mathrm{NH_4^+}$ in mg/l;
- Concentrazione di ioni $\mathrm{NO_2^-}$ in mg/l;
- Concentrazione di ioni $\mathrm{NO_3^-}$ in mg/l;
- Concentrazione di ioni PO_4^- in mg/l;
- Durezza totale in °D;
- Durezza ai carbonati in °D.

Il kit colorimetrico ha consentito tra l'altro di verificare la correttezza dei parametri misurati anche dalla sonda (principalmente ammoniaca e nitrati).

Sono state effettuate 6 misurazioni lungo l'asta della roggia Valletto; le stazioni sono indicate di seguito procedendo da monte verso valle:

0 - Via Martiri di Fiesole

1 - Imbocco tombinatura Valletto

2 - Post Attr. Ferroviario

3 - Scolmatore Victory

4 - Orrido

5 - Vasche pietrificanti

E vengono anche riportate nell'immagine seguente:

Figura 25 – Punti di campionamento acque sulla roggia Valletto e Orrido

Nel grafico che segue sono riportati i parametri più significativi misurati dalla sonda multiparametrica procedendo da monte verso valle.

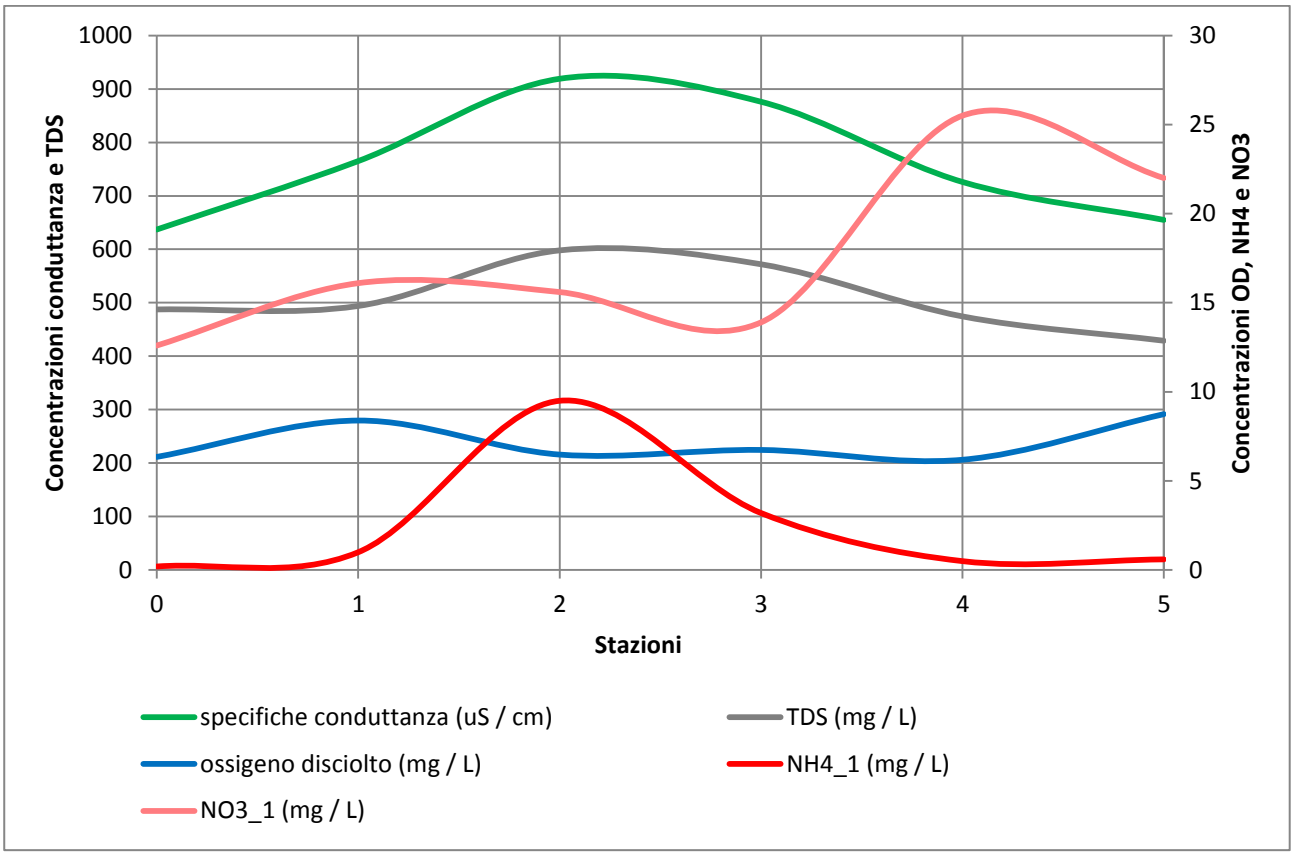

Figura 26 – Parametri misurati dalla sonda multiparametrica

I parametri più interessanti sono le concentrazioni di ione ammonio (NH_4^+) e lo ione nitrato (NO_3^-), rappresentativi rispettivamente dell'intensità di inquinamento provenienti da reflui neri e del suo prodotto di degradazione in ambiente aerobico. Le misurazioni effettuate hanno portato ai seguenti valori di concentrazione schematizzati nel grafico a seguire:

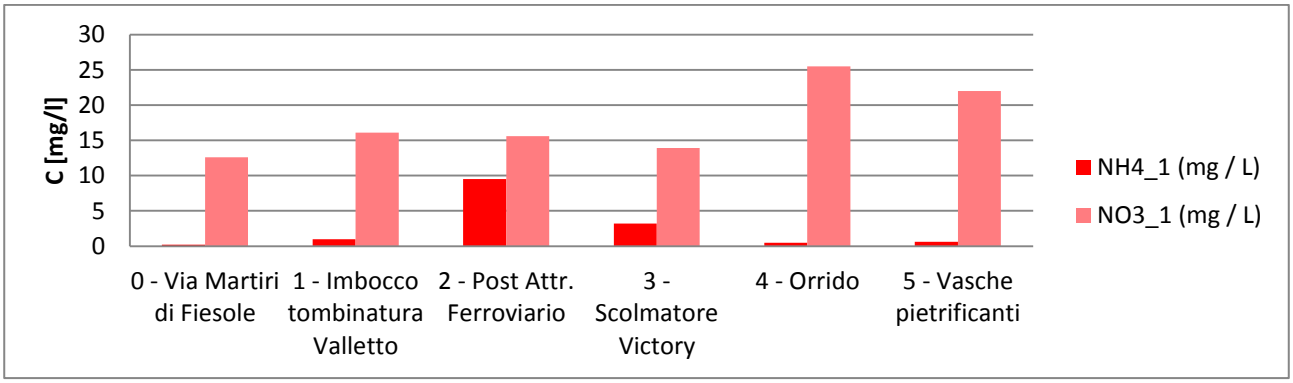

Figura 27 – Dettaglio delle concentrazioni di NH4 e NO3 misurate lungo il Valletto e l'Orrido

L'osservazione dei risultati ottenuti conferma le ipotesi precedentemente introdotte circa la significatività del ruolo svolto nell'inquinamento dell'Orrido dall'area urbana di monte, dove la roggia del Valletto si intuba. Infatti:

- La concentrazione di ione ammonio, pressoché nulla fino all'intubazione nell'area del Valletto, evidenzia un picco a valle dell'attraversamento ferroviario, proprio laddove si miscela con i reflui neri provenienti dalla Piazza del mercato e da Via IV Novembre, per poi diminuire gradualmente in direzione dello scolmatore, sino a tornare pressoché nulla all'altezza dell'Orrido;
- i nitrati invece si mantengono relativamente contenuti sino allo scolmatore dell'area ex-Victory, per poi quasi raddoppiare all'Orrido e nelle vasche più a valle.

Questa dinamica è perfettamente interpretabile con il processo di autodepurazione del corso d'acqua che oltretutto in questo tratto è assai favorito dalla presenza di numerosi salti: grazie alla notevole disponibilità di ossigeno data dalla turbolenza fornita da questi si verifica un quasi completo strippaggio dell'ammoniaca e la sua nitrificazione. Non può avvenire invece la denitrificazione, cioè la trasformazione del nitrato in azoto gassoso, per l'assenza di condizioni anaerobiche che ne favoriscono la produzione; e difatti la concentrazione di nitrato alla fine dell'Orrido è più alta della concentrazione di fondo (22 mg/l contro circa 16). Una ulteriore conferma viene dall'andamento della quantità di ossigeno disciolto che, come si può osservare dal grafico, subisce una diminuzione nel tratto centrale dell'Orrido (da 9 mg/l a circa 6): questo perché probabilmente viene consumato per il processo di nitrificazione.
Anche la quantità di solidi sospesi (e della conseguente salinità e conducibilità) è un sintomo di presenza di reflui fognari: questi aumentano consistentemente nella parte centrale e tendono a tornare a valori naturali di fondo solo nella parte terminale del corso d'acqua. La presenza di un contributo di carichi organici è confermato anche dalla concentrazione di fosforo in forma di fosfato, misurata rispettivamente a 0.1 mg/l a monte della tombinatura e prima dell'immissione in fognatura (valore di fondo) e a 0.6 mg/l a valle dello scolmatore sull'Orrido, dopo il miscelamento con i reflui.

Le deduzioni fatte sulla base dei risultati delle analisi di qualità delle acque hanno trovato conferma negli esiti delle videoispezioni effettuate tra Giugno e Settembre su estesi tratti delle condotte fognarie del bacino di interesse, al fine di chiarirne la tipologia (chiare, nere, miste). È infatti risultato che:

- a monte dell'area del Valletto la roggia si presenta essenzialmente come canale di scolo di acque chiare, a eccezione di un numero limitato di probabili allacciamenti presenti lungo la sua destra idrologica, in via Martiri di Fiesole. Tali connessioni sarebbero derivanti dagli scarichi di troppo pieno delle fosse biologiche delle relative abitazioni, e possono essere considerate esistenti con ragionevole certezza, pur non avendo potuto videoispezionare direttamente il relativo tratto di roggia a causa di impedimenti geometrici locali. Infatti lungo la medesima via un ramo di fognatura nera corre parallelamente alla roggia, ma su questo, a seguito di una completa ispezione del tratto di interesse, non sono stati evidenziati allacciamenti;

- la massima parte dei contributi “neri” al deflusso che attualmente raggiunge l’Orrido di Inverigo attraverso il reticolo della roggia del Valletto deriva dalle aree di Piazza del Mercato/Viale dei Cipressi, di Via Trento/Via Rocchina e dall’area storica della Villa Crivelli, drenata lungo via IV Novembre. Queste tre aree scaricano tutte in roggia immediatamente a valle dell’esedra, confluendo come tre rami di rete mista alla cameretta d’ispezione a monte dell’attraversamento ferroviario, in via IV Novembre. Tale concentrazione di scarichi in un solo nodo trova riscontro nel notevole incremento della concentrazione di ione ammonio misurato esattamente a valle dell’attraversamento stesso, a pochi metri dalla citata cameretta (si veda la parte relativa alle analisi chimiche).

Di seguito sono riportate alcune immagini relative ai tratti di rete videoispezionata e ad alcune condotte.

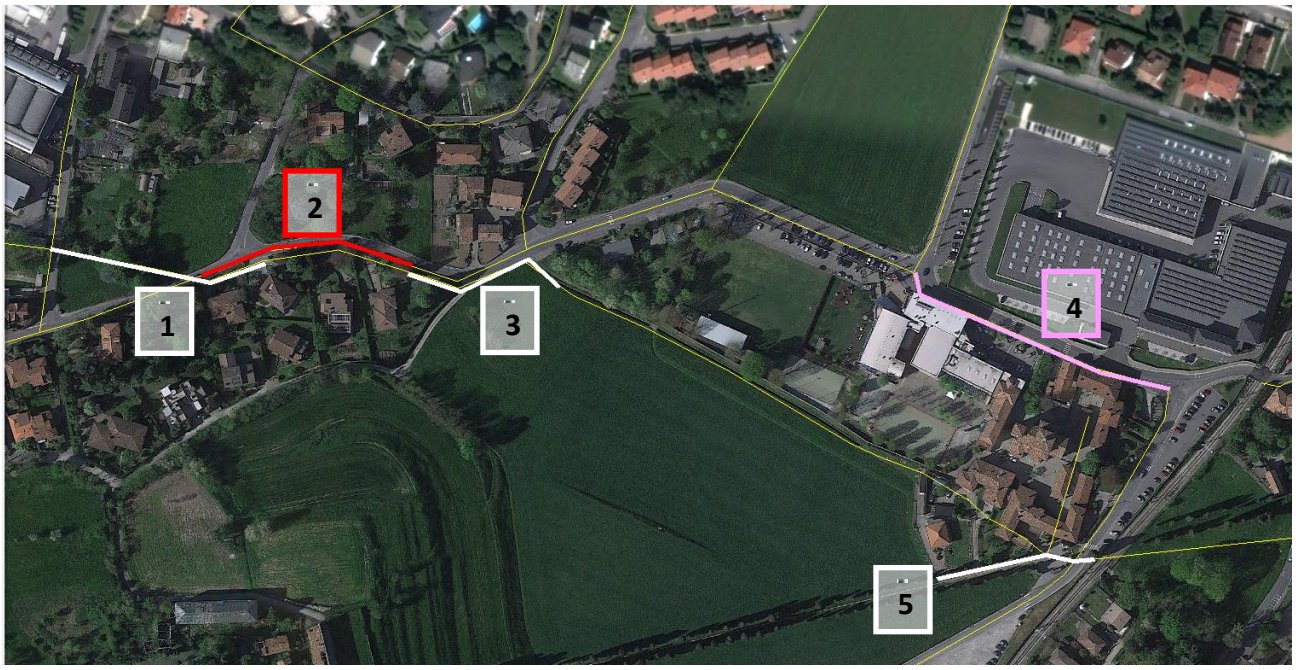

Figura 28 – Tratti di cui è stata effettuata videoispezione. Legenda dei colori: rosso = nera; rosa = mista; bianca = bianca.

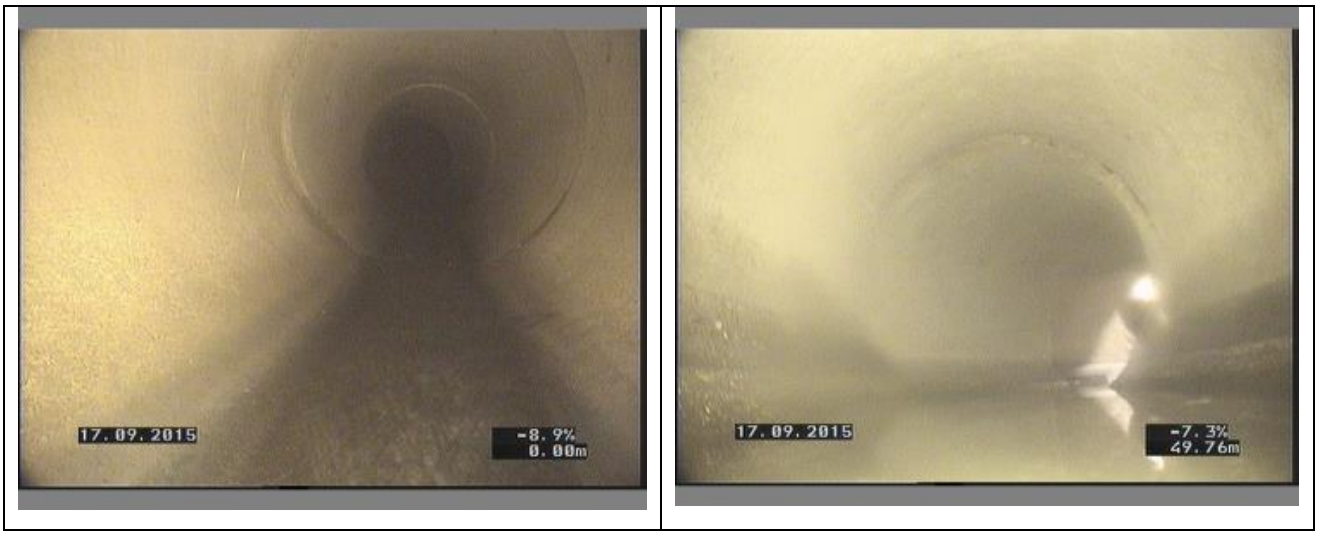

Figura 29 – Due tratti videoispezionati: a) condotta DN 800 da via Martiri di Fiesole verso valle; b) condotta DN 800 su via Trento incrocio via IV Novembre

5. STUDIO IDROLOGICO

Questa sezione della relazione tecnica si pone l'obiettivo di quantificare le portate di piena attese a varie sezioni di chiusura del bacino con il duplice fine di:

- valutare l'effettiva capacità di risposta idraulica della rete fognaria, allo stato attuale, nelle sue aree più critiche;
- dimensionare opportunamente i vari tratti della roggia a cielo aperto in progetto, in modo che sia in grado di smaltire in sicurezza portate a tempi di ritorno cinquantennali.

La zona di interesse per il progetto, ovvero il bacino idrologico a monte dello scolmatore dell'Orrido di Inverigo, è un'area situata lungo la sponda idrologica destra del fiume Lambro, la cui sezione di chiusura si trova a circa un chilometro di distanza dal fiume stesso, e appartenente ai Comuni di Inverigo e Lurago d'Erba. Visto il significativo livello di urbanizzazione le analisi effettuate per lo studio di un evento di piena non potevano prescindere da un adattamento di un approccio di modellazione "classico", utilizzato per bacini e alvei naturali, al contesto di progettazione in cui ci si è trovati a operare, la cui risposta idrologica è dominata maggiormente dalla disposizione del reticolo fognario comunale, e dunque da elementi di origine antropica, che non dalle caratteristiche idromorfologiche del bacino stesso.
Per la determinazione delle portate di piena attese, e visto il livello di dettaglio dei dati a disposizione, si è deciso di adottare un modello afflussi-deflussi di tipo concettuale, ovvero in cui le caratteristiche idrologiche di un bacino sono sintetizzate in una serie di parametri, atti a definirne la risposta a una certa precipitazione, ma semi-distribuito: vista la notevole varietà delle caratteristiche idrogeomorfologiche e di urbanizzazione presenti al suo interno, il bacino chiuso allo scolmatore dell'Orrido è stato suddiviso in una serie di sottobacini omogenei, modellati singolarmente, in modo da poter valutare con maggior precisione e livello di dettaglio le tempistiche di corrivazione e l'entità degli afflussi che progressivamente drenano nella rete di smaltimento delle acque.

5.1. MODELLAZIONE IDROGEOMORFOLOGICA DELLE CARATTERISTICHE DEL BACINO

Il primo punto dell'analisi è stato la caratterizzazione proprietà geomorfologiche e idrauliche del bacino in esame. I dati di partenza a tal proposito sono stati:

- DTM 20*20 metri dell'area di interesse, ottenuto dall'archivio cartografico del Sistema Informativo Nazionale Ambientale (SINAnet);
- Carta geologica e carta di uso del suolo (scala 1:50000) dell'area di interesse, ottenute dall'archivio cartografico della Regione Lombardia;
- Rilievo aerofotogrammetrico e mappa della rete fognaria del comune di Inverigo (scala 1:2000), ottenuto presso gli uffici comunali;

- Immagini satellitari dell'area di interesse, ricavate dal software GoogleEarthPro.
- Relazione geologico-tecnica realizzata per il presente progetto.

Si è subito notato che, a livello altimetrico, il DTM a disposizione e il rilievo aerofotogrammetrico comunale, pure avendo risoluzioni simili, presentavano diverse incongruenze. Di conseguenza, per la delimitazione del bacino drenante allo scolmatore dell'Orrido, sono stati presi in considerazione entrambi, risolvendo via via le differenze riscontrate mediante sopralluoghi diretti dell'area d'interesse (vedi figura seguente).

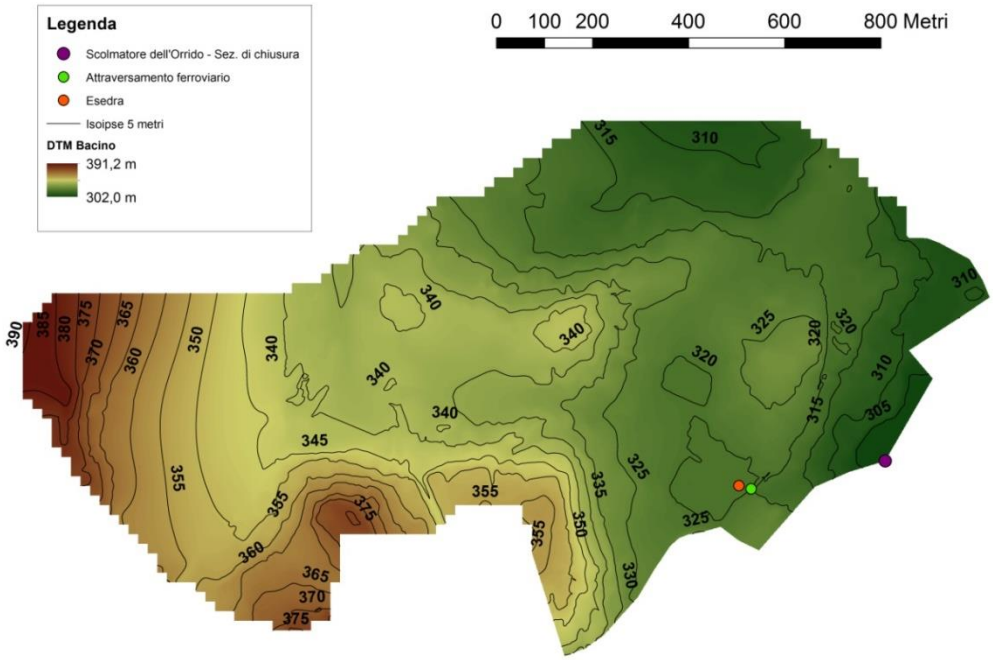

Figura 30 – DTM a colori del bacino idrologico della roggia del Valletto ed indicazione dei principali punti di chiusura

Considerando poi il fatto che l'area di interesse è servita dalla rete fognaria – funzionante a gravità – in maniera abbastanza uniforme, si è deciso di adottare quest'ultima come reticolo idrografico, piuttosto che ricavare un reticolo idrografico "naturale" da un modello digitale del terreno non in grado in riprodurre i vincoli urbanistici presenti, e che avrebbe comportato significativi sovradimensionamenti del sistema. Una volta noti l'andamento altimetrico dell'area e il reticolo idrografico, si sono dunque definiti (vedi figura seguente):

- il bacino effettivamente drenante allo scolmatore dell'Orrido, che, rispetto all'immagine precedente, perde:
    a) tutta la parte settentrionale, drenata dalla rete fognaria in parte verso Lurago d'Erba e in parte verso un'area umida situata a Nord-Est della zona di interesse;
    b) la zona orientale a Sud della ferrovia, recapitata comunque all'interno dell'area ex-Victory, ma a valle dello scolmatore, e dunque non rilevante per il progetto;

- inoltre, l'area a valle dell'attraversamento ferroviario di via IV Novembre viene considerata come un sottobacino a parte, totalmente ininfluente allo stato di fatto (la roggia è infatti attualmente intubata lungo quel tratto);
- l'asta principale del bacino, coincidente, in massima parte, con la roggia Valletto.

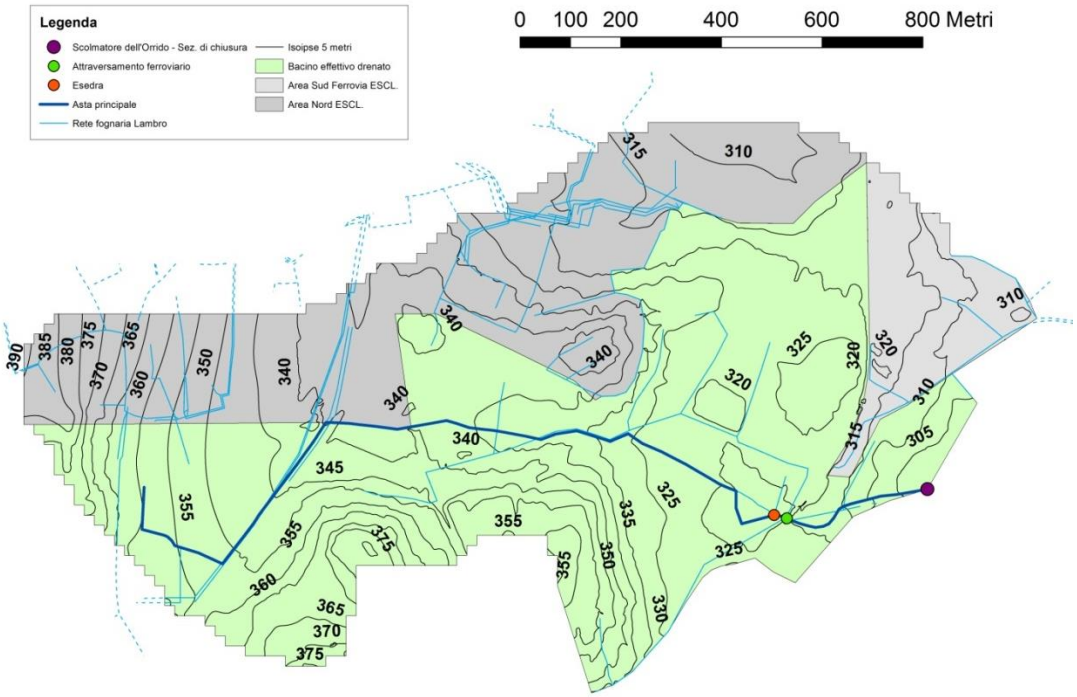

Figura 31 – Rappresentazione del bacino effettivamente frenato dalla rete scolante (in verde) e delle parti di bacino non drenato (in grigio)

Si riportano nella tabella che segue i parametri di caratterizzazione idrologica del bacino, necessari per la definizione dello ietogramma di progetto, per cui si rimanda al paragrafo successivo. Si è scelto, a tal fine, di considerare quale sezione di chiusura l'attraversamento ferroviario di via IV Novembre, in quanto sezione maggiormente critica e dal momento che l'ultima area a valle (successivamente identificata come "sottobacino 7") è del tutto ininfluente nell'analisi dello stato di fatto, rivestendo, a livello idrologico, solo una parte del tutto marginale nella conformazione di progetto.

	A [kmq]	A [ha]	L_{AP} [km]	$Z_{MAX\ AP}$ [m]	$Z_{MIN\ AP}$ [m]	i_{AP} [%]	i_{BAC} [%]
Bacino Attrav. Ferroviario	0,76	76,04	1,63	359,3	320	2,42%	9,60%

Tabella 1:

Il tempo di corrivazione, poi, è stato calcolato a partire dalle espressioni empiriche maggiormente utilizzate per bacini di piccole dimensioni (< 100 ha):

Relazione	Equazione [kmq]	$t_{corrivazione}$ [h]
Viparelli	$t_{VIP} = \frac{L_{AP}}{3.6 v_{can}}$; $v_{can} = 0.47 {i_{AP}}^{0.57}$	0,58
Ventura	$t_{VEN} = 0.1272 \sqrt{\frac{A}{i_{AP}}}$	0,71
Kirpich	$t_{KIR} = 0.066 {L_{AP}}^{0.77} \left[\frac{1000 L_{AP}}{0.8(Z_{MAX\ AP} - Z_{MAX\ AP})}\right]^{0.385}$	0,44
Pasini	$t_{PAS} = 0.108 \frac{(A L_{AP})^{1/3}}{0.8\sqrt{i_{AP}}}$	0,93
Pezzoli	$t_{PEZ} = 0.055 \frac{L_{AP}}{\sqrt{i_{AP}}}$	0,58
Tournon	$t_{TOU} = 0.369 \frac{L_{AP}}{\sqrt{i_{AP}}} \left[\frac{A}{{L_{AP}}^2 \sqrt{i_{AP}/i_{BAC}}}\right]^{0.72}$	0,96
Media:		**0,68**

Tabella 2: calcolo del tempo di corrivazione con le principali formule in uso

5.2. PLUVIOMETRIA

Dal punto di vista meteorologico, si è deciso di adottare come pioggia di riferimento quella avente tempo di ritorno pari a 50 anni, con lo scopo di ottenere una situazione di sicurezza idraulica per le aree adiacenti alla roggia per un evento di piena significativamente maggiore di quello ordinario (in ipotesi di linearità nel passaggio precipitazioni-portate), nonché del livello di probabilità per cui si solitamente si dimensionano i sistemi fognari (10 – 15 anni).

È stata presa come riferimento la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP), cinquantennale ricavata per interpolazione dai parametri delle equivalenti, a tempo di ritorno 10 e 200 anni, contenute nel Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del fiume Po per l'area di interesse. I valori così ottenuti sono stati:

- Valore atteso dell'altezza di pioggia lorda di durata unitaria a_50 = 72.26 mm;
- Esponente di scala della LSPP n_50 = 0.297;

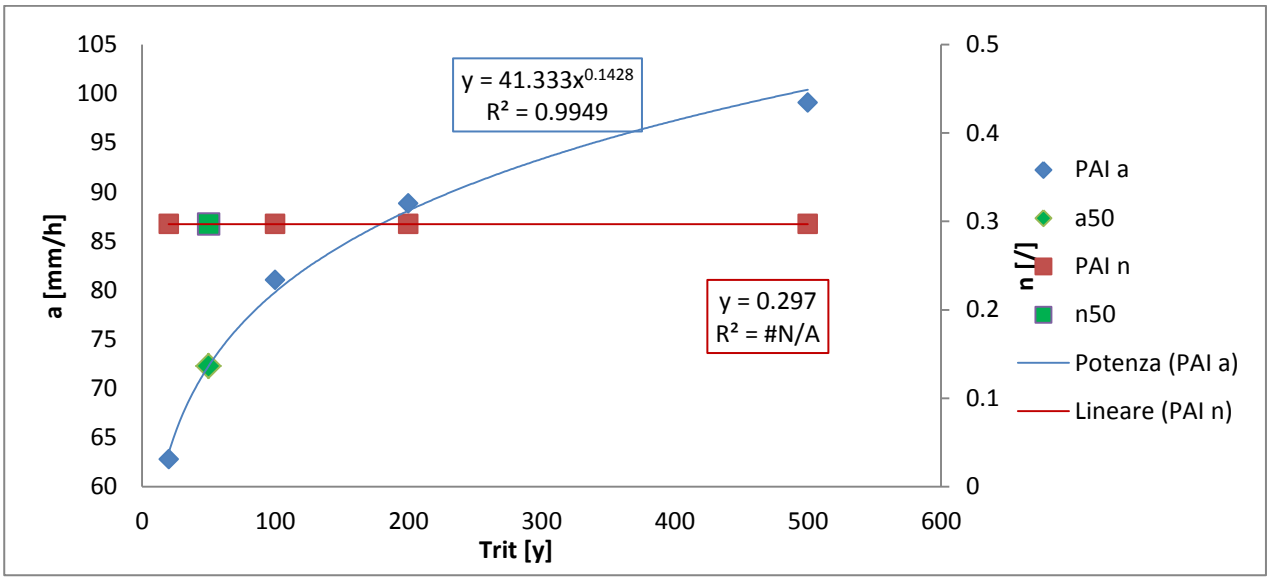

Figura 32 – Interpolazione parametri LSPP

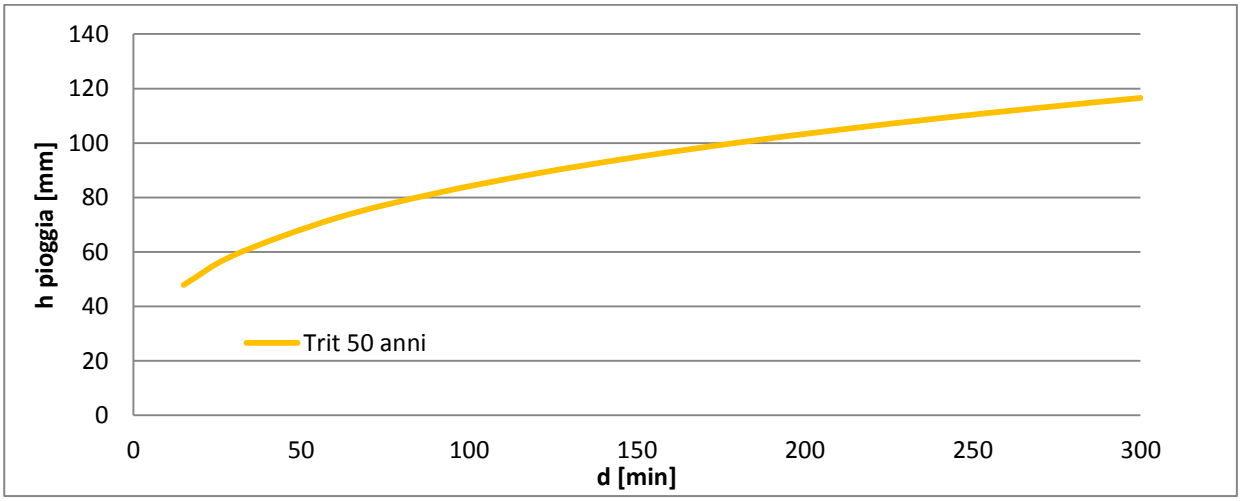

Figura 33 – Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica PER Tr = 50 anni

Vista l'esiguità della superficie areale in esame, si è deciso di non applicare l'Area Reduction Factor (ARF) alla pioggia lorda in ingresso, assumendo su tutto il bacino un tasso di precipitazione identico a quello del centro di scroscio.

Volendo poi adottare un approccio cautelativo, si è optato per preferire al classico ietogramma costante, uno ietogramma a forma triangolare di volume pari al precedente, ma che fornisce una portata al colmo più elevata. In particolare, la formula utilizzata è quella proposta da Yen e Chow (1980):

$$\begin{cases} i(t) = 2a(T)\theta^{n-2}\left(\frac{t}{k}\right) & t \leq t_P \\ i(t) = 2a(T)\theta^{n-2}\left(\frac{\vartheta - t}{1-k}\right) & t > t_P \\ t_P = k\vartheta \end{cases}$$

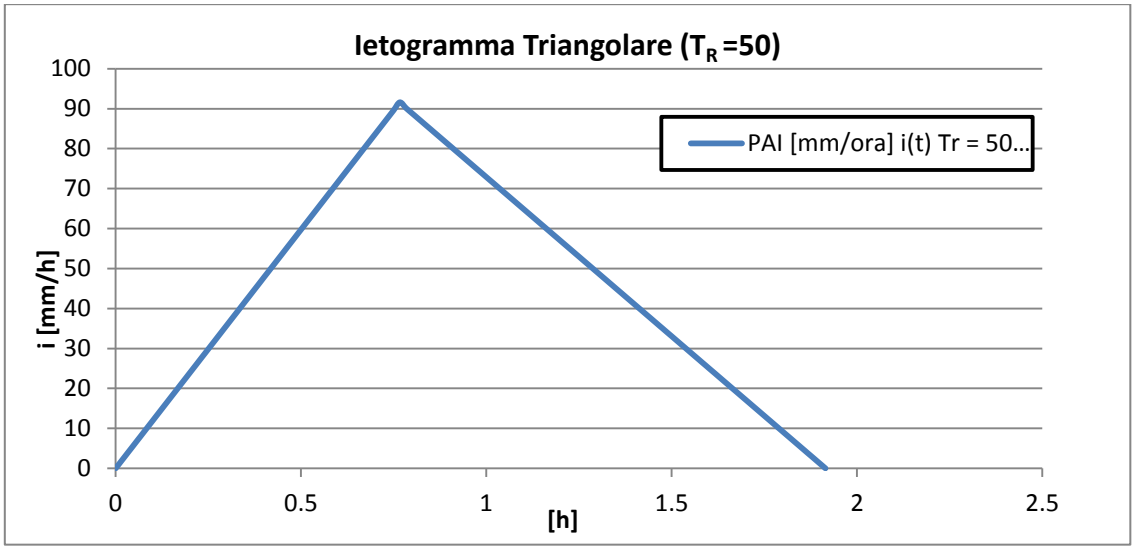

Figura 34 Ietogramma tipo di pioggia triangolare per Tr = 50 anni

Dove $a(T)$, n sono gli stessi parametri dello ietogramma costante, θ è la durata della precipitazione, in ore, k un valore costante assunto pari a 0.4, t_P l'istante di massima intensità di pioggia, in ore.

5.3. MODELLO DI INFILTRAZIONE

Per determinare la quota di precipitazione lorda in ingresso contribuente al deflusso superficiale e dunque alla formazione dell'onda di piena, è stato adottato il metodo SCS-Curve Number, sviluppato dal "Soil Conservation Service, United States Department of Agricolture". Tale metodologia, semi-empirica, lega il coefficiente di afflusso della pioggia in maniera non lineare alla sua durata, sulla base di due relazioni fondanti:

- continuità. L'altezza di pioggia lorda (I) viene bilanciata nel modello dalla somma di imbibimento iniziale (Ia), infiltrazione (F) e deflusso superficiale (P), tutte espresse in mm:

$$I = I_a + F + P\ ;$$

- "moto". In realtà è un'equazione empirica di proporzionalità, che stabilisce che il deflusso superficiale sta alla precipitazione lorda, depurata dell'imbibimento iniziale, come la quantità di acqua filtrata sta potenziale di ritenzione idrica del terreno (S):

$$\frac{P}{I - I_a} = \frac{F}{S} \; ;$$

Combinando le due equazioni, si ottiene l'altezza di pioggia netta in funzione di quella lorda:

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

Dal momento che, in genere, si considera l'imbibimento iniziale come una quota parte di S (in generale vale Ia = 0.2S), il potenziale di ritenzione del terreno rimane l'unico parametro da stabilire all'interno del modello. Lo si ottiene attraverso la seguente formula:

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

dove $\mathrm{S_0}$ è il massimo potenziale di ritenzione idrica di un terreno, pari a 254 mm, e CN è il Curve Number, un indice empirico che, sulla base delle caratteristiche geologiche e di uso del suolo, definisce il grado di rifiuto del terreno nei confronti della pioggia in ingesso. È compreso tra 1, infiltrazione massima, e 100, deflusso massimo.

Per valutare il CN, dapprima si stabilisce una classe idrologica per il bacino, sulla base delle informazioni ottenute dalla carta geologica (si va da A a D al decrescere della permeabilità del suolo), calcolando poi il valore del Curve Number complessivo come media pesata dei singoli valori assegnati alle varie aree di destinazione di uso dei suoli. Il risultato così ottenuto è il cosiddetto $\mathrm{CN_{II}}$, o CN medio, a sua volta modificabile, a seconda delle condizioni di imbibimento iniziale del terreno, attraverso alcune relazioni empiriche.

In merito al bacino in esame, rispetto alla carta geologica regionale, le indagini geologiche svolte (carotaggi e prove di conducibilità idraulica in sito) hanno evidenziato un profilo di suolo piuttosto eterogeneo, con alternanza di terreni sciolti e zone di conglomerato, scarsamente permeabile. Si è dunque optato per una classe idrologica intermedia, tra B e C, che mediasse le due condizioni rispetto all'intera superficie, dal momento che un'analisi locale delle varie situazioni risulterebbe impraticabile in termini di oneri economici e tempistiche. Sulla base della carta di uso dei suoli, si è infine assegnato un valore di CN per ciascuna area a uso omogeneo (vedi immagini seguenti)

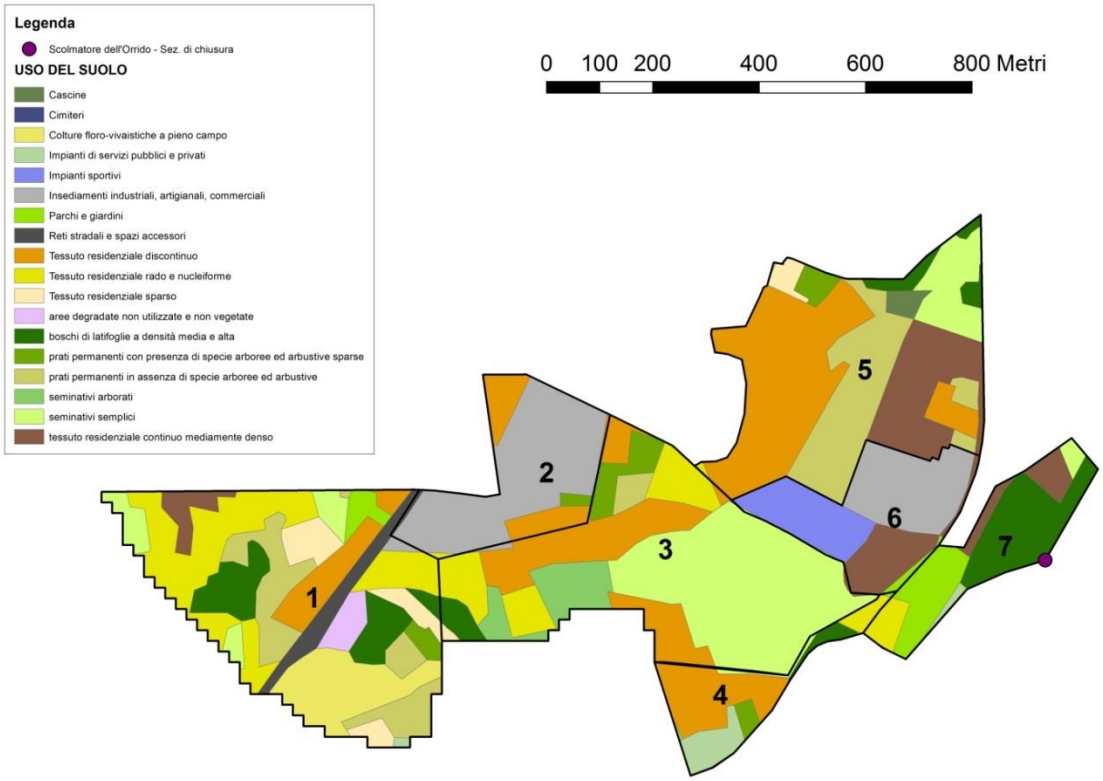

Figura 35 – Usi del suolo sul bacino depurato dell'Orrido

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

Figura 36 – Classi di tipo idrologico di suolo e relativa descrizione

Valori del parametro CN (adimensionale)	*←Tipo idrologico Suolo →*			
↓ Tipologia di Uso del Territorio	*A*	*B*	*C*	*D*
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m^2 (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m^2 (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m^2 (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali , lotti di 1500÷2000 m^2 (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m^2 (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m^2 (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ...	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terrra	72	82	87	89

Figura 37 – tabella dei Curve Number assegnati a determinati usi del suolo e tipi idrologici

La successiva suddivisione in sottobacini, alla base della modellazione semi-distribuita del problema, illustrata nel paragrafo successivo, si è principalmente basata sulla tipologia di risposta idrologica delle varie aree del bacino, come risultato del modello di infiltrazione adottato.

5.4. PREDISPOSIZIONE DEL MODELLO NUMERICO IN HEC-HMS

Dai dati ottenuti in seguito alle elaborazioni illustrate nei paragrafi precedenti, è stato impostato un modello afflussi-deflussi di tipo lineare (ossia i cui parametri descrivono interamente la risposta del sistema) e semi-distribuita (in cui più sottobacini concentrati sono collegati tra loro – in cascata o in parallelo – fino al raggiungimento della sezione di chiusura), per valutare l'onda di piena attesa alla sezione di chiusura dell'Area del Valletto per l'evento di durata critica, avente in ingresso la precipitazione a tasso costante con un tempo di ritorno cinquantennale.

HEC-HMS è un software che produce in output idrogrammi di piena, una volta ricevute come input una serie di informazioni. In particolare, il programma è costituito dalle seguenti sezioni:

a. *Basin Model*. Contiene tutti i dati relativi alla rappresentazione fisica del bacino, quali:

a.1. *Elementi del bacino*: sottobacini, tratti di canale, confluenze, invasi, etc;

a.2. *Perdite di bacino*: scelta del modello di infiltrazione nel terreno per ciascun sottobacino;

a.3. *IUH*: scelta del tipo di risposta idrologica da associare a ciascun sottobacino;

a.4. *Deflusso a pelo libero*: scelta del modello di trasporto delle acque all'interno dei tratti di canale.

In questo caso, il bacino drenante allo scolmatore dell'Orrido è stato suddiviso in sette sottobacini risultanti dall'analisi della conformazione geomorfologica e dell'utilizzo del territorio, nonché dalla disposizione della rete fognaria.

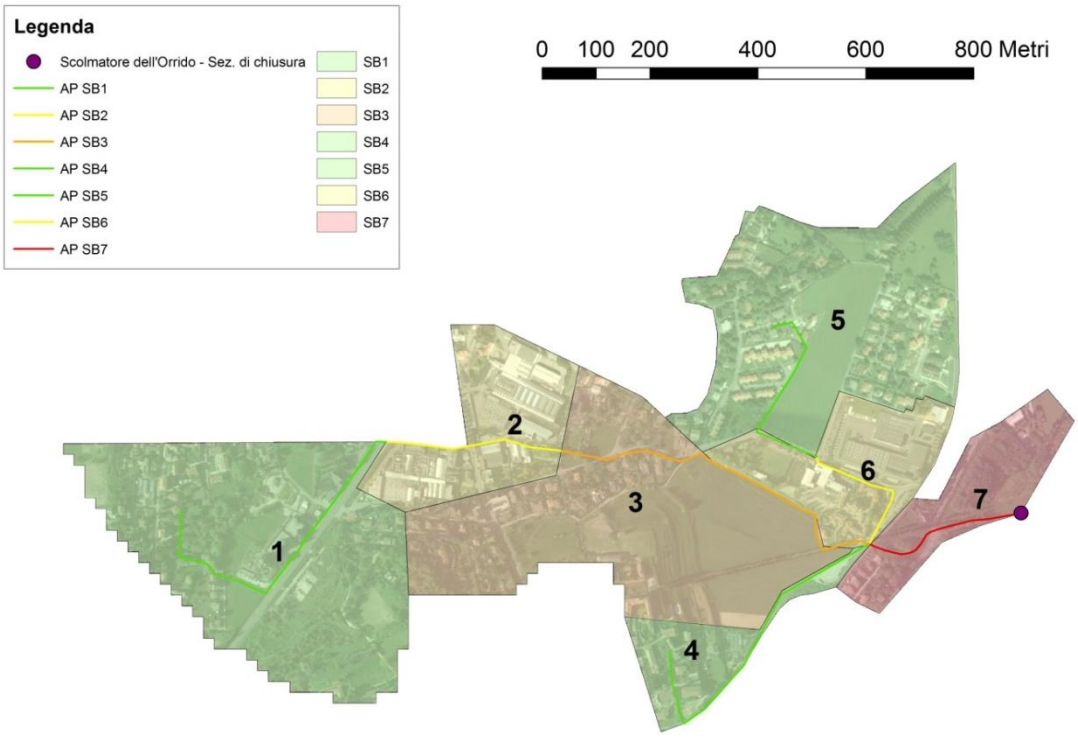

Figura 38 – Suddivisione in sottobacini per l'implementazione della geometria in HEC-HMS

In particolare:

- i sottobacini 1, 2 e 3 sono quelli direttamente drenanti all'esedra di Santa Maria della Noce, il punto idraulicamente più critico di tutta l'area. Il primo comprende tutta l'area, a monte della SP41 (in comune di Iurago d'Erba), che drena al principio della roggia del Valletto, posto prima dell'area industriale, che costituisce il secondo sottobacino, attraversata dalla roggia in parte intubata e in parte a cielo libero. Il

terzo, invece, segue il percorso della roggia da via Martiri di Fiesole, fino a includere tutta l'area verde del Valletto e a recapitare direttamente nei pressi dell'esedra (J2). La portata complessiva viene poi convogliata alla cameretta d'ispezione a monte dell'attraversamento ferroviario (J4) tramite un condotto parzialmente occluso;

- il sottobacino 4 consiste nell'area storica a Ovest della Villa Crivelli, e affluente alla roggia alla stessa cameretta d'ispezione situata a valle dell'esedra, in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario di via IV Novembre;
- i sottobacini 5 e 6 consistono nella zona di territorio, a nordest dell'esedra, che recapita anch'essa alla roggia in corrispondenza della cameretta dei casi precedenti;
- infine, il sottobacino 7 include tutta l'area, a valle dell'attraversamento ferroviario, che al momento raggiunge direttamente lo scolmatore dell'Orrido ma che, in conformazione di progetto, sarà drenata dalla roggia, ripristinata come canale a cielo aperto.

Di seguito si presenta la schematizzazione dei sottobacini, effettuata in HEC-HMS:

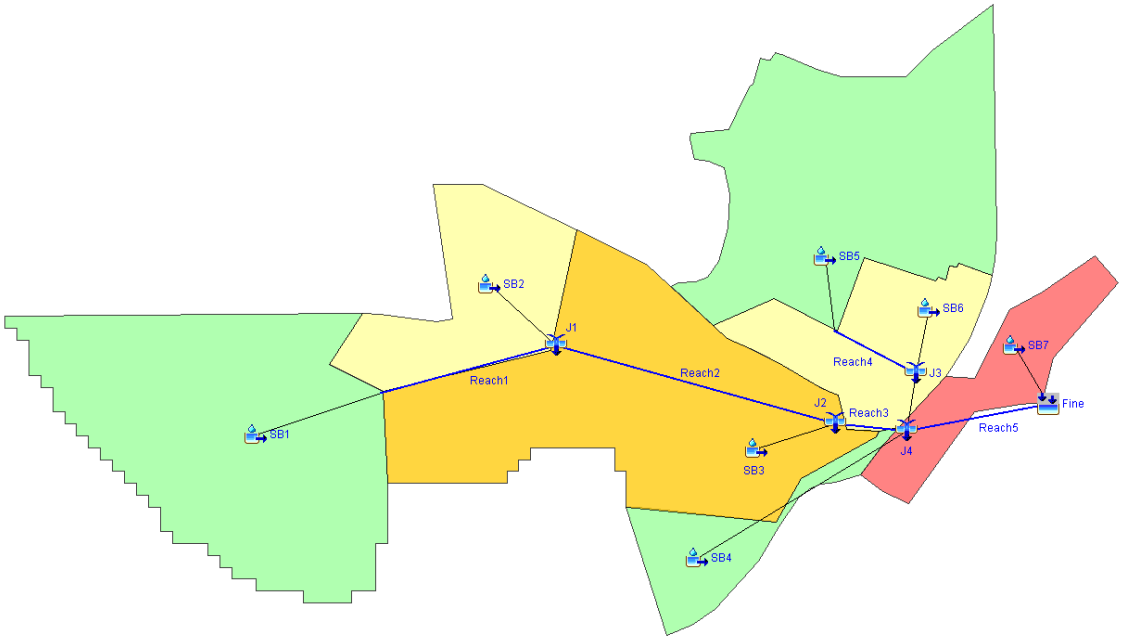

Figura 39 – Geometria dei sottobacini in HEC-HMS

Scelto il metodo SCS-CN con i valori indicati precedentemente per valutare le perdite di bacino, rimaneva da assegnare una tipologia di risposta idrologica, o idrogramma unitario istantaneo (IUH). Si è optato dunque per adottare l'idrogramma di Clark per ciascuno dei sottobacini: questo modello offre una risposta che tiene conto sia dei fenomeni corrivativi, sia di quelli diffusivi, che generalmente si sviluppano all'interno di un bacino idrografico durante un evento di precipitazione. Infatti, l'idrogramma di Clark è funzione di due parametri, ciascuno relativo a uno dei due processi fisici fondamentali simulati durante l'analisi di risposta:

- il tempo di concentrazione (T_C, in ore), è una leggera variante del tempo di corrivazione del bacino: definito come il tempo necessario alla cella idrologicamente più lontana dalla sezione di chiusura per raggiungere il primo tratto di canale, caratterizza la componente corrivativa del moto (quella che avviene dunque nella direzione di deflusso) degli eventi di piena. Calcolabile mediante varie formule empiriche, tarate per piccoli bacini soggetti a eventi di precipitazione intensa, per questo progetto è stata applicata quella di Merching e Marquadt (1996), che, diversifica la risposta a seconda della capacità di imbibimento del bacino:

$$T_C = 87.5L^{0.868}(I+1)^{-1.563}P^{0.78}$$

  dove L rappresenta la lunghezza dell'asta principale, in miglia, I la percentuale di area impermeabile, e P l'altezza di pioggia netta caduta durante l'evento, in pollici;

- Il coefficiente di immagazzinamento (R, in ore), ha la stessa valenza che nel modello del serbatoio lineare, definendo dunque il ritardo medio del deflusso in uscita, relativo a un ingresso impulsivo, per un modello di piena diffusivo, in cui cioè il bacino idrografico viene considerato alla stregua di un invaso di laminazione lineare. Anche per questo parametro è stata applicata la formula di Merching e Marquadt (1996)):

$$R = 81.1L^{0.759}(I+1)^{-0.994}$$

Il metodo di Clark funziona realizzando una prima onda di piena frutto del solo processo corrivativo, valutandola sulla base di una curva area-tempi realizzata a partire dal valore del tempo di concentrazione. In seguito, l'onda così ottenuta viene fatta passare attraverso il serbatoio lineare avente come tempo caratteristico il coefficiente di immagazzinamento, al fine di ottenere un'idrogramma finale laminato, che tenga conto di entrambi i fenomeni di deflusso della corrente.

Nella tabella che segue sono sintetizzati i parametri del modello di Clark, calcolati per i sette sottobacini dell'area considerata. (La pioggia netta P – e di conseguenza il tempo di concentrazione T_C – naturalmente varia nelle prove effettuate, al variare della durata dell'evento di precipitazione adottato: per non appesantire eccessivamente la trattazione, si riportano solo i valori corrispondenti alla durata critica.)

Sottobacino	L_{AP} [km]	L_{AP} [mil]	I [%]	P [mm]	P [in]	TC [h]	R [h]
1	0,63	0,39	27,10	23,58	0,93	0,20	1,44
2	0,33	0,20	91,50	50,04	1,97	0,03	0,27
3	0,67	0,42	23,40	21,36	0,84	0,24	1,74
4	0,63	0,39	43,30	28,64	1,13	0,11	0,92
5	0,39	0,25	19,70	21,30	0,84	0,20	1,37
6	0,27	0,17	70,00	35,72	1,41	0,03	0,30
7	0,31	0,19	11,10	14,91	0,59	0,28	1,94

Tabella 3: parametri del modello di Clark per i 7 sottobacini del Valletto

La portata di base della roggia, pari a pochi l/s, si è ritenuta trascurabile.

Infine, per la simulazione del deflusso all'interno della rete idrografica (ossia i tratti di canale/roggia), è stato adottato il modello dell'onda cinematica, particolarmente indicato per canali in aree urbani, con forme e pendenze piuttosto regolari. Anch'esso prevede la definizione di alcuni parametri, in particolare:

- la lunghezza e la pendenza dei vari tratti di asta, ricavabili dalle analisi e dalle ipotesi fatte in precedenza;
- il coefficiente di scabrezza di Manning, n, fissato per tutti i tratti pari a 0,014 (equvalente a un coefficiente di Strickler di 71,4), valore ragionevole per una tubazione in calcestruzzo non nuova.
- forma del canale, circolare;
- diametro dei vari tratti, variabile tra 800 e 1000 mm.

Nella tabella che segue sono sintetizzati i parametri del modello di Muskingum per i cinque tratti di canale modellati:

Canale	L_{AP} [km]	i_{AP} [m/m]	$n_{manning}$ [$s/m^{1/3}$]	D [mm]
1	0,329	0,018	0,014	1000
2	0,645	0,021	0,014	1000
3	0,023	0,003	0,014	1000
4	0,271	0,003	0,014	800
5	0,307	0,058	0,014	1000

Tabella 4: parametri del modello di Muskingum per i quattro tratti di canale nell'area del Valletto

b. *Meterologic Model e Times Series Data*. Insieme, forniscono il modello di precipitazione lorda adottato in ingresso a ciascun sottobacino della schematizzazione. Come accennato in precedenza, si è optato per un evento di precipitazione triangolare, uguale per tutti i sottobacini dell'area in esame, ricavato dalla LSPP scelta in configurazione di progetto (tempo di ritorno 50 anni).

c. *Control specifications*. Componente che gestisce la durata della simulazione, da calibrare in relazione alla durata critica dell'evento meteorologico.

5.5. SIMULAZIONI EFFETTUATE E RISULTATI

Una volta forniti tutti i dati e i parametri necessari al modello, sono state eseguite una serie di simulazioni al variare della durata della precipitazione, al fine di individuare l'evento critico, ossia la pioggia che genera la massima portata di picco alla sezione di chiusura maggiormente problematica per il caso in esame, ossia all'esedra di Santa Maria della Noce e alla cameretta d'ispezione immediatamente a valle della stessa, nei pressi dell'attraversamento ferroviario di via IV Novembre, denominate rispettivamente "J2" e "J4" nel modello numerico.

I risultati ottenuti sono illustrati in dettaglio all'interno della tabella e delle figure presentate di seguito.

	$d_{prec} = t_{corr\ medio}$ 0.68 h		$d_{prec} = t_{corr\ max}$ 0.96 h		$d_{prec} = 2t_{corr\ max}$ 1.92 h	
Sezione di chiusura	**t_P [h]**	**Q_P [m^3/s]**	**t_P [h]**	**Q_P [m^3/s]**	**t_P [h]**	**Q_P [m^3/s]**
Esedra	0,63	2,37	0,84	**2,44**	1,53	2,40
Attr. Ferroviario	0,63	3,91	0,84	**4,08**	1,53	4,07
Scolmatore	0,65	3,98	0,86	4,16	1,55	**4,18**

Tabella 5: parametri del modello di Muskingum per i quattro tratti di canale nell'area del Valletto

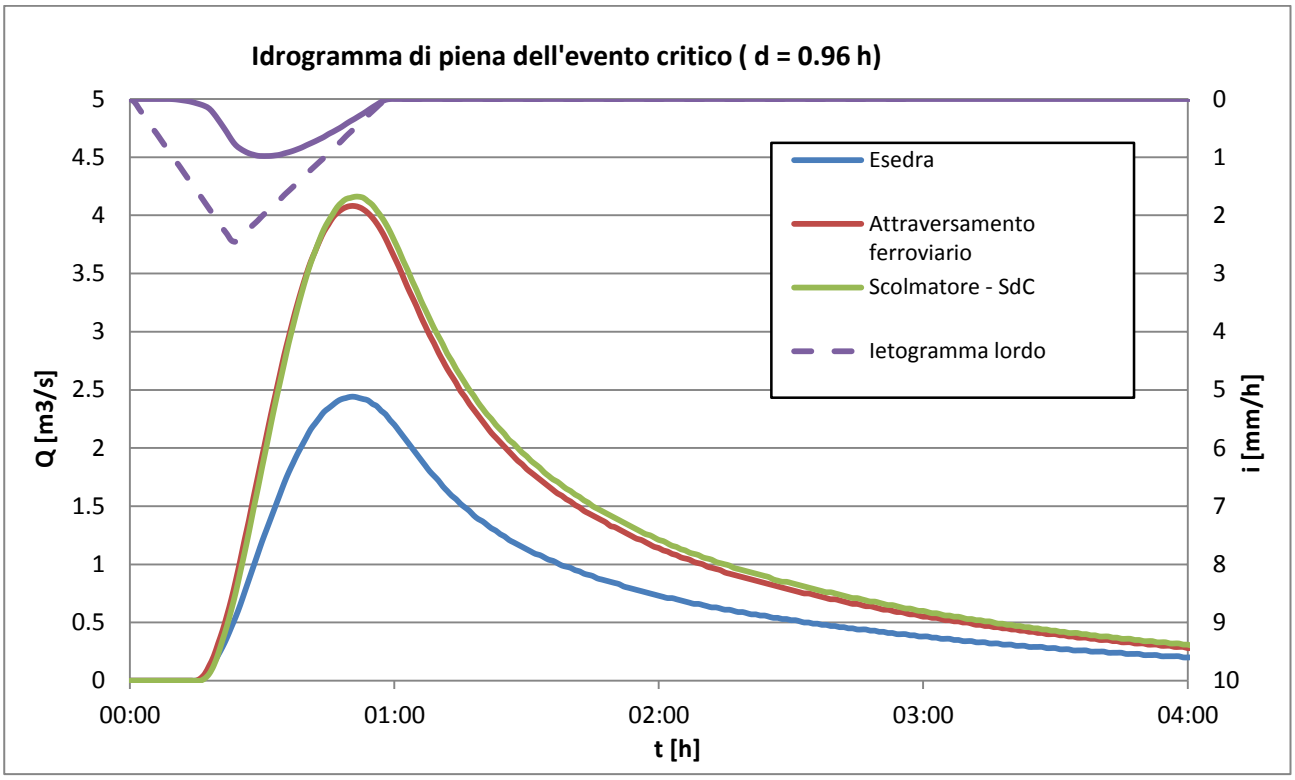

Figura 40 – Rappresentazione degli idrogrammi di piena critici corrispondenti ad una durata pari a 0.96 ore

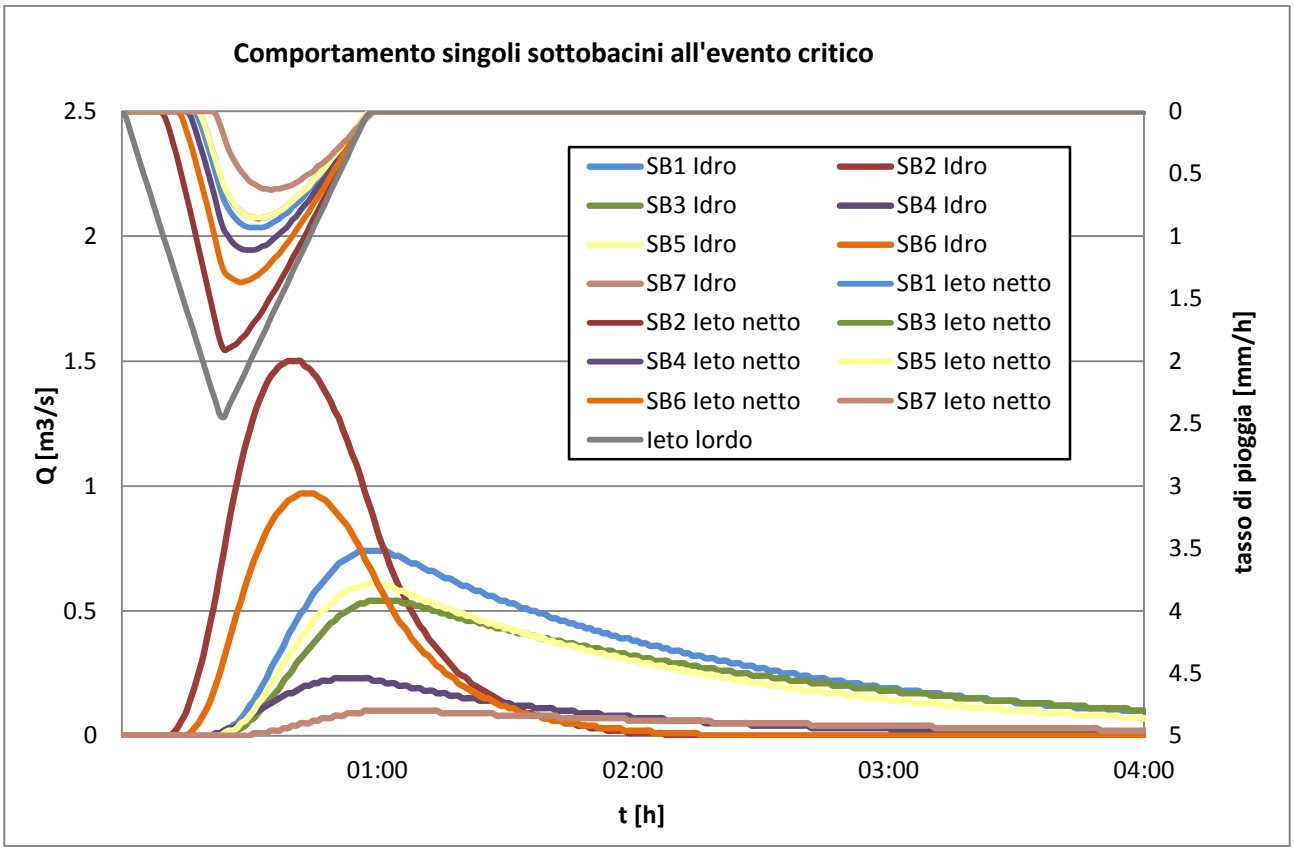

Figura 41 – Rappresentazione degli idrogrammi di piena critici nei vari sottobacini

Analizzando i risultati ottenuti, la risposta del bacino alle varie sollecitazioni metereologiche si è dimostrata in linea con il comportamento atteso: il picco di portata infatti si manifesta per una durata della precipitazione pari al massimo tra i tempi di corrivazione ottenuti in precedenza (0.96 ore, formula di Tournon). In realtà, per la sezione di chiusura del bacino, la portata massima continua a crescere – leggermente – anche per durate maggiori, ma le sezioni idraulicamente più rilevanti sono quelle poste più a monte, nell'area dell'esedra. Facendo poi riferimento al grafico che mostra la risposta all'evento da parte dei singoli sottobacini, si possono fare le seguenti, ulteriori osservazioni:

- i sottobacini 2 e 6 hanno comportamento principalmente corrivativo (2 e 6), con idrogrammi dalle bassa capacità di imbibimento iniziale, elevate portate al colmo e code molto ripide. A dispetto delle dimensioni relativamente contenute, sono le aree idraulicamente più dannose: il primo genera flussi consistenti in roggia già dal suo tratto di monte, compensati però, fino al Valletto, dalle elevate pendenze, per poi mettere in crisi l'esedra; il secondo, invece, contribuisce significativamente a rendere insufficiente anche la sezione di attraversamento ferroviario della roggia;
- i sottobacini 1, 3 e 5 presentano caratteristiche simili, quali superfici relativamente estese, ma pendenze mediamente più dolci e capacità d'imbibimento più elevate rispetto ai precedenti. Ne risulta un comportamento più assimilabile a quello di un invaso lineare, che li porta a ingrossare la coda dell'idrogramma complessivo, con un contributo abbastanza modesto al picco dell'onda;
- i sottobacini 4 e 7, per la posizione lungo l'asta della roggia, l'estensione contenuta e caratteristiche idrologiche non particolarmente severe, apportano un contributo abbastanza modesto all'evento di piena.

Le portate così ottenute lungo i vari tratti dell'asta principale costituiscono le condizioni al contorno alla base dei modello idraulici della roggia, in condizioni di stato di fatto e di progetto, presentati nel capitolo seguente.

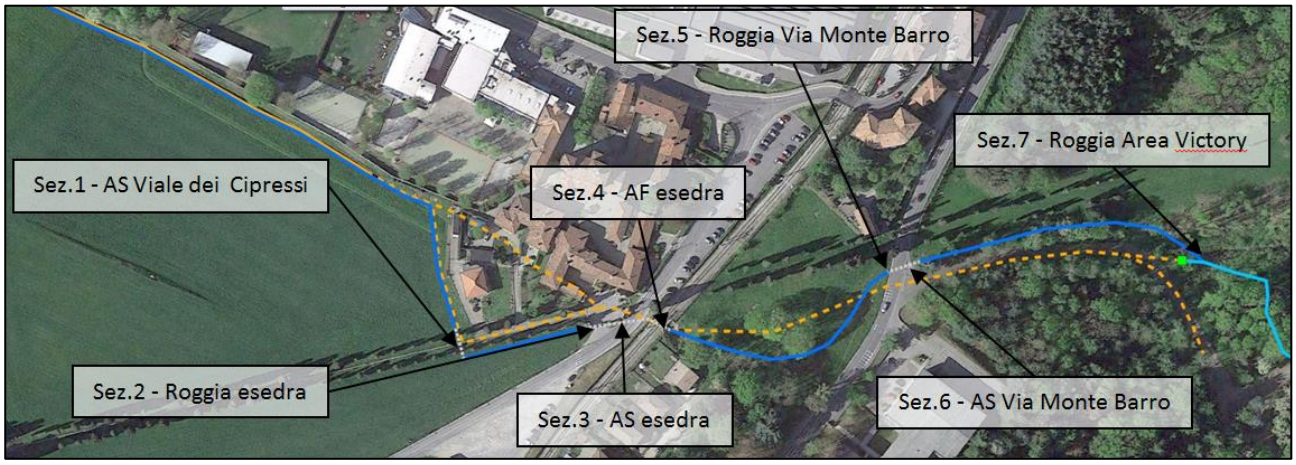

Figura 42 – Sezioni maggiormente critiche dal punto di vista idraulico

6. STUDIO IDRAULICO

In questo capitolo verranno affrontate le problematiche più specificamente idrauliche dell'intervento ed in particolare:

1. La verifica dell'insufficienza di alcune parti del sistema di drenaggio della roggia del Valletto;
2. Il dimensionamento delle sezioni di progetto;
3. La definizione delle scabrezze di progetto sulla base delle velocità della corrente;
4. La definizione delle granulometrie di fondo e sponde da adottare per garantire la stabilità limite in condizioni di piena;
5. Il dimensionamento e la verifica dei nuovi manufatti di attraversamento.

A tal fine sono stati implementati mediante software HEC-RAS dell'US Army Corps of Engineers un modello idraulico dello stato di fatto ed uno di progetto, utilizzati il primo per verificare le insufficienze del sistema, il secondo per dimensionare e verificare gli interventi di progetto.

6.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

I calcoli idraulici sono stati svolti mediante l'utilizzo del codice HEC-RAS (v. 4.1 sviluppato da U.S. Army Corps of Engineers), per il calcolo dei profili delle correnti a pelo libero. Il suddetto programma di calcolo esegue le verifiche idrauliche elaborando i dati in input quali:

- geometria delle sezioni considerate;
- caratteristiche fisico-morfologiche del corso d'acqua (coefficiente di scabrezza di Manning e pendenza media del fondo alveo) nonché eventuali condizioni idrometriche al contorno;
- portata effluente.

Le quote idrometriche di output vengono visualizzate sulle sezioni trasversali e longitudinali, e compendiate in apposite tabelle recanti tutti i parametri idraulici (altezza critica, velocità, numero di Froude, etc.) che regolano il deflusso della portata considerata.

Per le verifiche idrauliche si è utilizzata la teoria del moto permanente, che è caratterizzato da portate liquide costanti, mentre è consentita una variazione graduale della geometria lungo il tratto di corso d'acqua considerato.

Le equazioni che regolano il moto permanente sono l'equazione di continuità:

$$\partial(\rho Q)/\partial s = 0$$

che in caso di densità costante si riduce alla:

$$Q = \Omega \cdot U = cost$$

e l'equazione dinamica:

$$d/ds(z+p/\gamma+U^2/2g) = -j$$

dove:

Q = portata liquida

s = ascissa curvilinea

Ω = area di deflusso

U = velocità media

z = quota fondo alveo

p/γ = pressione idrostatica

j = perdita di carico distribuita

La cadente j del carico effettivo si valuta con le espressioni consigliate per il calcolo della perdita di carico nel moto uniforme, assumendo che gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni alla parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media.

In caso di corsi d'acqua naturali, o comunque per canali di sezioni complesse, il problema del tracciamento della superficie libera in moto permanente con una determinata portata Q si risolve con procedimenti di calcolo numerico, con i quali vengono discretizzate ad intervalli più o meno piccoli le grandezze infinitesimali di cui sopra.

Il corso d'acqua deve essere suddiviso in tronchi Ds più o meno brevi, ma tali da poter confondere i valori medi della sezione e della velocità in ciascun tronco con i valori ad un estremo; occorre quindi un rilievo topografico dettagliato.

Successivamente si applica il metodo alle differenze finite nella variabile indipendente Ds e nella variabile dipendente DH (carico totale). Eventuali variazioni rapide di forma vanno valutate a parte in quanto le perdite devono tenere conto anche degli eventi vorticosi localizzati. Il procedimento di calcolo è inoltre valido solo nell'ambito di variazioni graduali della corrente, nelle quali cioè il comportamento nei confronti della situazione di criticità è univocamente definito alla sezione iniziale e non può più cambiare, a meno di spezzettare il calcolo in tratti omogenei.

Come detto, per il calcolo del profilo di corrente in moto stazionario si è utilizzato il codice HEC-RAS, che utilizza un procedimento iterativo passo a passo basato sulla soluzione dell'equazione di bilancio energetico tra sezioni successive.

$$WS_2 + (\alpha_1 \cdot V_2^2)/2g = WS_1 + (\alpha_2 \cdot V_1^2)/2g + h_e$$

dove:

WS_1 = livello idrico sezione di valle;

WS_2 = livello idrico sezione di monte;

V_1 = velocità media sezione di valle;

V_2 = velocità media sezione di monte;

a_1 a_2 = coefficienti numerici di velocità;

g = accelerazione di gravità;

he = perdita di carico;

La perdita di carico tra due sezioni comprende una quota dovuta alla scabrezza del fondo ed una dovuta alla variazione della sezione trasversale di deflusso (contrazione/espansione), l'espressione che ne consente il calcolo risulta:

$$h_e = LI_f + C \cdot [(\alpha_2 \cdot V_2^2)/2g - (\alpha_1 \cdot V_1^2)/2g]$$

dove:

C = coefficiente di contrazione/espansione;

I_f = gradiente idraulico tra le sezioni;

$I_f = (Q_1 + Q_2)/(K_1 + K_2)$;

Q_1, Q_2 portate;

K_1, K_2 conveyance totale;

L = media pesata della distanza tra le sezioni;

$$L = (L_{lob} \cdot QM_{lob} + L_{ch} \cdot QM_{ch} + L_{rob} \cdot QM_{rob})/(QM_{lob} + QM_{ch} + QM_{rob})$$

L_{lob}, L_{ch}, Lr_{ob} distanza tra le due sezioni rispettivamente in golena sinistra, alveo e golena destra;

QM_{lob}, QM_{ch}, QM_{rob} media aritmetica delle portate defluite nelle due sezioni in golena sinistra, alveo e golena destra.

Il coefficiente di velocità a viene calcolato, sulla base del valore di conveyance relativo a ciascuna delle componenti di portata in cui è suddivisa una sezione (golena sinistra, alveo, golena destra), mediante la seguente equazione:

$$\alpha = \{(A_t)^2 \cdot [(K_{lob})^3/(A_{lob})^2 + (K_{ch})^3/(A_{ch})^2 + (K_{rob})^3/(A_{rob})^2]\}/(K_t)^3$$

dove:

A_t: area di deflusso totale della sezione;

A_{lob} A_{ch} A_{rob}: area di deflusso in golena sinistra, alveo e golena destra;

K_t: conveyance totale della sezione;

K_{lob} K_{ch} K_{rob}: componente di conveyance in golena sinistra, alveo e golena destra.

Perdite di carico dovute a contrazione/espansione della corrente

Le perdite di carico dovute alle variazioni di velocità della corrente, conseguenti a restringimenti o allargamenti delle sezioni trasversali lungo l'asta, vengono valutate secondo la formula:

$$h_0 = C \cdot [(\alpha_2 \cdot V_2^2)/2g - (\alpha_1 \cdot V_1^2)/2g]$$

dove:

C = coefficiente di contrazione/espansione

Hec-Ras assume come C il coefficiente di contrazione quando il carico cinetico della sezione di valle è superiore a quello della sezione di monte, il coefficiente di espansione in caso opposto. Il coefficiente C, che rappresenta la quota di carico cinetico dissipata nel passaggio della corrente tra due sezioni, assume i seguenti valori:

	Contrazione	Espansione
Nessuna variazione di sezione	0.0	0.0
Variazioni graduali	0.1	0.3
Restringimento dovuto ad un ponte	0.3	0.5
Brusche variazioni di sezione	0.6	0.8

6.1.1. Procedura di calcolo

Per il calcolo del profilo di piena in moto stazionario il codice Hec-Ras utilizza un procedimento di tipo iterativo che, nel caso di due generiche sezioni, può essere riassunto secondo i seguenti passi:

1) assunzione di un valore di altezza d'acqua nella sezione a monte o in quella a valle, a seconda che si tratti di un profilo di corrente lenta o veloce;
2) calcolo dei corrispondenti valori di carico cinematico e conveyance totale;
3) determinazione del gradiente idraulico If e delle perdite di carico totali he tra le due sezioni;
4) risoluzione dell'equazione di bilancio energetico, calcolo del valore WS2;
5) confronto del valore WS2 calcolato con quello assunto al primo passo; ripetizione della sequenza di operazioni sino a quando l'errore rientra nel limite di tolleranza definito (0.003 m).

Il criterio utilizzato per l'assunzione di un valore di altezza d'acqua di tentativo varia nelle successive iterazioni. Nella prima iterazione viene assunto il valore definito per la sezione precedente, nella seconda il valore calcolato, corretto in funzione dell'errore riscontrato:

$$WS_{nuovo} = WS_{assunto} + 0.70 \cdot (WS_{calcolato} - WS_{assunto})$$

Nelle successive iterazioni viene applicato il metodo della secante:

$$WS_I = WS_{I-2} - Err_{I-2} \cdot Err_{ass} / Err_{diff}$$

dove:

WS_I nuovo valore del livello idrico;

WS_{I-1} valore di livello idrico assunto nell'iterazione precedente;

WS_{I-2} valore di livello idrico assunto nella penultima iterazione;

Err_{I-2} differenza tra il livello idrico calcolato e quello assunto nell'iterazione I-2;

Err_{ass} differenza tra i livelli idrici assunti nelle due iterazioni precedenti = WS_{I-2} - WS_{I-1};

Err_{diff} differenza tra il livello idrico assunto e quello calcolato nell'iterazione precedente, più l'errore definito nella penultima iterazione = WS_{I-1} -$WS_{CalcI-1}$ + Err_{I-2}

6.1.2. Equazione di conservazione della quantità di moto

L'equazione di bilancio energetico vale soltanto quando si hanno variazioni graduali di corrente, in particolare, quando il profilo idraulico presenta una sezione caratterizzata da una profondità di corrente pari all'altezza critica, l'equazione di bilancio energetico non è più applicabile. La presenza di una sezione con altezza critica d'acqua evidenzia una variazione rapida del moto, con passaggio da corrente lenta a veloce viceversa. Ciò può verificarsi in numerose situazioni: a seguito di un cambiamento della pendenza di fondo alveo, per la presenza di un restringimento in corrispondenza di un ponte, a causa della presenza di salti di fondo, o in corrispondenza di una confluenza tra due corsi d'acqua.

L'equazione di conservazione della quantità di moto ha la seguente espressione generale:

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

dove:

P = forze dovute alla pressione idrostatica nelle sezioni 1 e 2;

W_x = forza peso nella direzione x

F_f = forza di attrito tra le sezioni 1 e 2;

Q = portata;

r = densità dell'acqua;

DV_x = variazione di velocità tra le sezioni 1 e 2, nella direzione x

essendo:

$P = g\ A\hat{Y}\cos\theta$

g = peso specifico dell'acqua;

A = area di deflusso;

$\hat{Y}$ = profondità della corrente.

$W_x = g \cdot [(A_1 + A_2)/2 \cdot L \cdot \sin\theta$

L = distanza tra le due sezioni successive;

z_i = quota fondo della sezione i-esima

$\sin\theta = (z_1 - z_2)/L$

$F_f = t \cdot P_m \cdot L$

$t = g \cdot R \cdot S_f$ tensione superficiale d'attrito;

P_m = sviluppo medio del contorno bagnato nelle sezioni 1 e 2;

R = raggio idraulico;

S_f = gradiente idraulico

6.2. VERIFICA DELLO STATO DI FATTO

Lo stato di fatto è stato rappresentato sulla base di un modello basato sul rilievo topografico del terreno eseguito ad hoc, organizzato in 20 sezioni (da valle verso monte), ed in particolare:

- Da 0.1 a 1: primo tratto naturale dell'Orrido in area ex Victory, "coda" di valle del modello;
- Da 2 a 3: tratto intubato che va dalla ferrovia fino allo scolmatore nell'Orrido. Questo è stato modellato con un elemento "culvert" (canale sotterraneo) di diametro pari a 1 metro;
- Da 4 a 7: vari tratti che comprendono l'attraversamento della ferrovia (da 4 a 5, modellato come un "bridge", ponte, ad arco di dimensioni 100 cm di larghezza per 160 di altezza), la cameretta di confluenza delle condotte provenienti da via Trento, via IV Novembre e dall'Esedra (da 6 a 7, modellata come un tratto a cielo aperto);
- Da 7 a 10: tratto intubato della roggia dal parco del viale dei Cipressi fino alla confluenza nella cameretta di via IV Novembre. In questo tratto sono stati modellati anche la caditoia in corrispondenza del centro dell'Esedra ed il restringimento della sezione riscontrato proprio sotto la piazza;
- Da 11 a 18: tratto in canaletta in calcestruzzo;
- Da 18 a 19: tratto intubato sotto via martiri di Fiesole, modellato come "culvert" del diametro di 1 metro;
- 20: sezione di monte del modello.

Per il completamento delle geometrie delle sezioni è stato necessario definire anche:

1) La lunghezza del tratto rappresentato da ogni sezione verso valle (dal rilievo topografico);
2) I coefficienti di contrazione ed espansione da una sezione all'altra (assunti valori di default);
3) La posizione dei cigli di sponda o di eventuali aree non interessate dal flusso idrico;
4) Le scabrezze sulla base del materiale del fondo o delle sponde e degli usi del suolo. Nella figura che segue viene riportata la tabella contenente i valori adottati per il modello di stato di fatto nelle varie sezioni espresse in termini di n di Manning.

River: Roggi_SdF | Edit Interpolated XS's | Channel n Values have a light green background
Reach: 1 | All Regions
Selected Area Edit Options
Add Constant ... | Multiply Factor ... | Set Values ... | Replace ... | Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3	n #4	n #5
1	20	n	0.04	0.013	0.03		
2	19	n	0.04	0.013	0.03		
3	18.5	Culvert					
4	18	n	0.03	0.013	0.03		
5	17	n	0.03	0.013	0.03		
6	16	n	0.03	0.013	0.03		
7	15	n	0.03	0.013	0.03		
8	14.5	Bridge					
9	14	n	0.03	0.013	0.03		
10	13	n	0.03	0.013	0.03		
11	12	n	0.03	0.013	0.03		
12	11	n	0.03	0.013	0.03		
13	10	n	0.03	0.013	0.03		
14	9.5	Culvert					
15	9	n	0.014				
16	8	n	0.014				
17	7.5	Culvert					
18	7	n	0.014				
19	6	n	0.014				
20	5	n	0.014				
21	4.5	Bridge					
22	4	n	0.014	0.02	0.03	0.02	0.014
23	3	n	0.06	0.03	0.04	0.03	0.06
24	2.5	Culvert					
25	2	n	0.06	0.04	0.05		
26	1	n	0.06	0.04	0.06		
27	0.2	n	0.06	0.04	0.06		
28	0.1	n	0.06	0.04	0.06		

Figura 43 – tabella delle scabrezze nelle varie sezioni del modello di stato di fatto

Indicativamente i valori principalmente utilizzati si riferiscono a:

- 0.040 vegetazione alta, arbusti, cespugli;
- 0.030 prato;
- 0.013 calcestruzzo in discreto stato di conservazione;
- 0.014 calcestruzzo in cattivo stato di conservazione;
- 0.020 asfalto;
- 0.050/0.060 bosco fitto.

5) Le portate in transito. Le simulazioni sono state effettuate per condizioni di moto permanente con immissioni puntuali di portata; i valori sono quelli riportati nella figura seguente, dove alla colonna RS si legge la sezione dalla quale si verifica la portata (in mc/s) indicata alla colonna PF 1:

Flow Change Location				
	River	Reach	RS	PF 1
1	Roggi_SdF	1	20	1.99
2	Roggi_SdF	1	9	2.44
3	Roggi_SdF	1	6	4.08

Figura 44 – tabella delle portate nelle varie sezioni del modello di stato di fatto

In particolare: 1.99 mc/s è il colmo di portata in arrivo dai sottobacini 1 e 2, gli ulteriori 0.45 mc/s sono dati dal contributo del sottobacino 3 che è recapitato alla sezione di chiusura all'Esedra, mentre i restanti 1.64 mc/s vengono dal drenaggio dei sottobacini 4-6 che oggi recapitano a monte dell'attraversamento ferroviario.

6) Le condizioni idrauliche al contorno. Essendo dubbio il comportamento del tratto in questione, se sia a debole o a forte pendenza, sono state imposte condizioni sia a monte che a valle. A monte è stata imposta la condizione più "neutra" del passaggio allo stato critico mentre a valle quella di moto uniforme per una pendenza calcolata del 6.5%.

Il tempo di ritorno di verifica dello stato di fatto e di dimensionamento del progetto è stato scelto pari a 50 anni in considerazione del fatto che si tratta solo in parte di opere fluviali, che il bacino è molto urbanizzato ed il corso d'acqua in oggetto fortemente artificializzato, e che una parte importante dell'intervento è riconducibile ad un intervento di tipo fognario, e per questo tipo di opere i tempi di ritorno di progetto non superano i 10 anni, pena un eccessivo sovradimensionamento dei condotti. Si tratta pertanto di un compromesso tra un tempo ordinariamente utilizzato per corsi d'acqua (tipicamente Tr = 100) ed uno utilizzato con molta prudenza per opere fognarie (Tr = 10).

Ciò premesso il modello ha portato ai risultati che vengono qui di seguito sintetizzati.

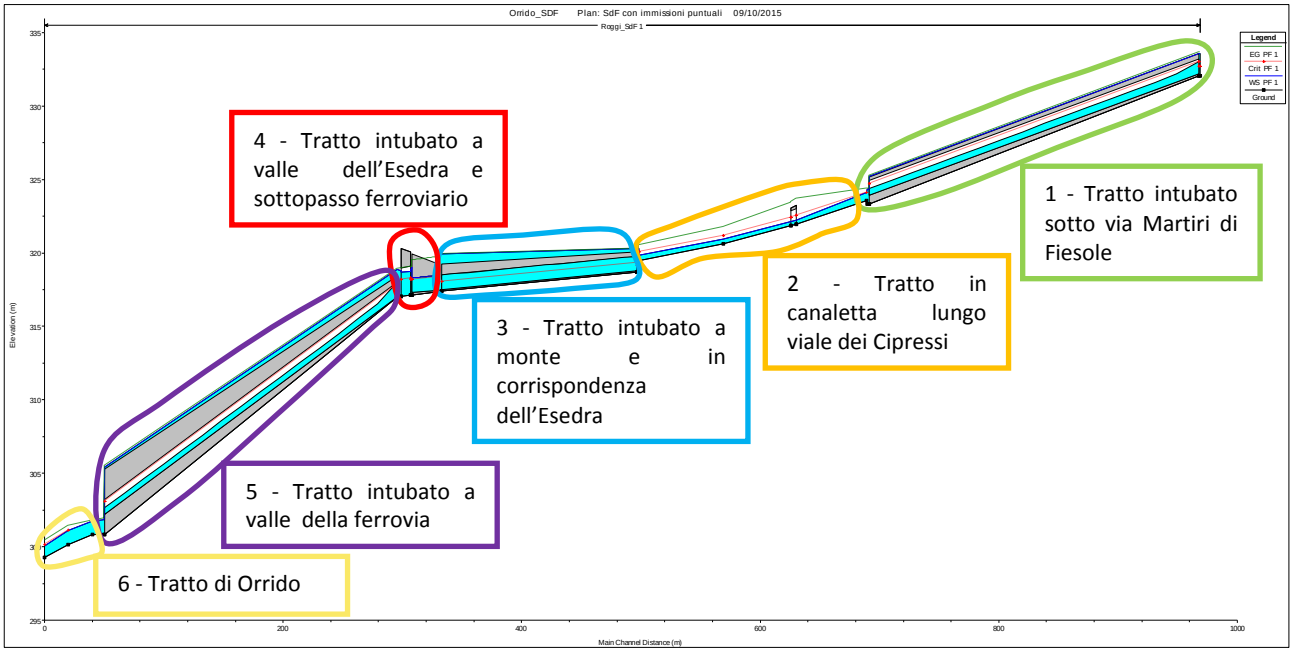

Figura 45 – andamento del profilo di piena Tr50 nelle condizioni di stato di fatto

In breve la situazione che si presenta è la seguente:

a) Nei tratti 1, 2, 5, 6 l'alveo, per la portata Tr50, si presenta a forte pendenza e si ha pertanto l'instaurazione di correnti veloci;

b) i tratti 3 e 4 per la portata di progetto sono a debole pendenza e si instaurano correnti lente che sono condizionate dalle condizioni di valle;

c) nei tratti 3 e 4 si manifesta l'insufficienza della rete scolante sotterranea e si verifica un allagamento del piano campagna di quasi 70 cm nel punto più critico (la piazza dell'Esedra in corrispondenza della caditoia), come si evince dalla figura seguente. Questo dato collima piuttosto bene con le testimonianze raccolte tra alcuni abitanti della zona e dalla segnalazione già citata della dott.ssa Avanzini, che a corredo delle sue ipotesi e proposte riporta le immagini di alcuni degli eventi alluvionali occorsi negli ultimi anni (in particolare 2010 e 2014).

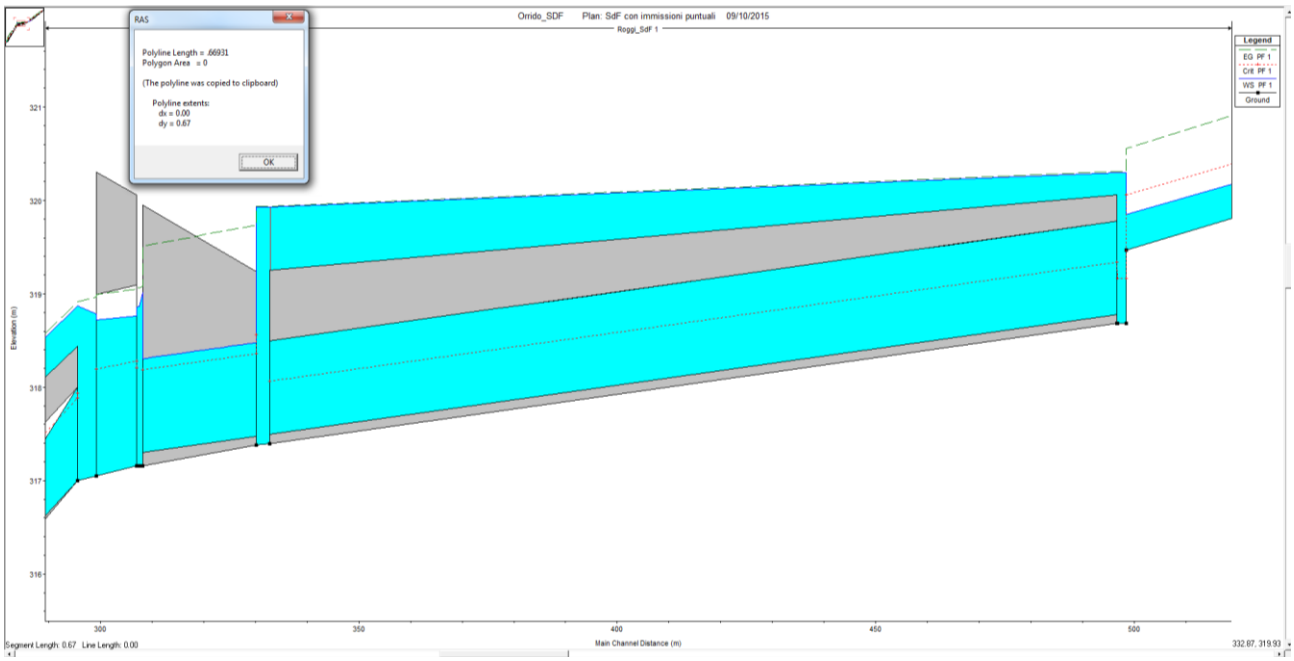

Figura 46 – dettaglio del tratto intubato a monte dell'Esedra e delle condizioni di insufficienza del reticolo sotterraneo per la piena Tr50 nelle condizioni di stato di fatto

d) In alcuni punti si instaurano velocità notevoli a causa principalmente della bassa scabrezza data dai materiali utilizzati. È il caso ad esempio della zona a canaletta, dove si raggiungono valori anche superiori ai 5 m/s, evidenziati nella figura che segue.

e) Anche il tratto intubato a valle della ferrovia manifesta una certa incapacità allo smaltimento delle portate di piena; probabilmente questo però passa più inosservato perché in un'area non utilizzata e l'acqua in eccesso ha la possibilità di spagliare in uno spazio più ampio.

La simulazione relativa allo stato di fatto ha in tal modo confermato le osservazioni fatte sul campo delle principali problematiche di carattere idraulico dell'area ed ha fornito inoltre alcuni spunti per la progettazione delle sezioni di progetto.

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)	
1	20	PF 1	1.99	332.08	333.59	332.72	333.65	0.000596	1.08	1.85	1.22	0.28
1	19	PF 1	1.99	332.05	333.59	332.69	333.65	0.000558	1.06	1.89	1.83	0.27
1	18.5		Culvert									
1	18	PF 1	1.99	323.33	324.37		324.41	0.000384	0.96	2.07	2.00	0.30
1	17	PF 1	1.99	323.33	324.36		324.41	0.000385	0.96	2.07	2.00	0.30
1	16	PF 1	1.99	323.54	324.10	324.10	324.39	0.004277	2.36	0.84	1.50	1.00
1	15	PF 1	1.99	321.96	322.22	322.54	323.68	0.044864	5.36	0.37	1.46	3.39
1	14.5		Bridge									
1	14	PF 1	1.99	321.86	322.12	322.42	323.45	0.039769	5.11	0.39	1.51	3.21
1	13	PF 1	1.99	320.64	320.97	321.20	321.78	0.019242	3.99	0.50	1.52	2.23
1	12	PF 1	1.99	319.46	319.85	320.06	320.55	0.014973	3.71	0.54	1.39	1.91
1	11	PF 1	1.99	318.69	320.29	319.16	320.31	0.000118	0.60	4.55	13.04	0.15
1	10	PF 1	1.99	318.69	320.29	319.16	320.31	0.000118	0.60	4.55	13.03	0.15
1	9.5		Culvert									
1	9	PF 1	2.44	317.40	319.93		319.93	0.000010	0.16	14.87	19.20	0.03
1	8	PF 1	2.44	317.38	319.93	318.56	319.93	0.000010	0.12	15.30	20.30	0.03
1	7.5		Culvert									
1	7	PF 1	2.44	317.15	319.02		319.08	0.000670	1.09	2.24	1.20	0.26
1	6	PF 1	4.08	317.15	318.86		319.06	0.002299	1.99	2.05	1.20	0.49
1	5	PF 1	4.08	317.15	318.86	318.21	319.06	0.002304	1.99	2.05	1.20	0.49
1	4.5		Bridge									
1	4	PF 1	4.08	317.05	318.78		318.97	0.005043	1.90	2.15	1.37	0.48
1	3	PF 1	4.08	317.00	318.87	317.93	318.91	0.001619	0.90	4.60	4.17	0.26
1	2.5		Culvert									
1	2	PF 1	4.08	300.82	301.84		301.95	0.017893	1.49	2.74	5.86	0.69
1	1	PF 1	4.08	300.82	301.73		301.81	0.009934	1.20	3.39	6.28	0.52
1	0.2	PF 1	4.08	300.14	301.12	301.12	301.43	0.040830	2.46	1.66	2.70	1.00
1	0.1	PF 1	4.08	299.29	300.03	300.12	300.42	0.061243	2.77	1.47	3.12	1.29

Figura 47 – principali caratteristiche della corrente per la piena Tr50 nelle condizioni di stato di fatto; vengono evidenziate le maggiori velocità riscontrate

6.3. IMPLEMENTAZIONE E VERIFICA DELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Per la descrizione e simulazione del progetto sono state utilizzate 29 sezioni (da valle verso monte) così suddivise:

- Da 1 a 3: primo tratto naturale dell'Orrido in area ex Victory, "coda" di valle del modello;
- Da 4 a 8: tratto a cielo aperto che va dal nuovo attraversamento sotto via monte Barro fino al recapito naturale nell'Orrido;
- Da 8 a 9: attraversamento sotto la via monte Barro realizzato con scatolare modellato con un elemento "culvert" (canale sotterraneo) di dimensioni 1.60 di larghezza per 1.00 di altezza;
- Da 9 a 13: tratto a cielo aperto che va dal sottopassaggio ferroviario esistente fino al nuovo attraversamento sotto via monte Barro;
- Da 13 a 14: attraversamento ferroviario esistente realizzato con un elemento di tipo "bridge" ad arco di dimensioni 100 cm di larghezza per 160 di altezza);
- Da 14 a 15: cameretta di confluenza del nuovo tratto intubato del Valletto e del vecchio tratto che recapiterà le acque di scolo dell'Esedra, simulata come sezione aperta;
- Da 15 a 16: tratto intubato della roggia dal parco del viale dei Cipressi fino alla confluenza nella cameretta di via IV Novembre, modellato come "culvert" del diametro di 120 cm di lunghezza complessiva pari a 33.61 metri;
- Da 16 a 18: nuovo tratto a cielo aperto tra il viale dei Cipressi e l'Esedra;

- Da 18 a 19: attraversamento sotto il viale dei cipressi modellato come “culvert” a forma di arco di altezza alla volta di 1 metro e larghezza di 2 metri al fondo;
- Da 19 a 22.4: nuovo tratto a cielo aperto e inerbito tra il secondo attraversamento pedonale ed il viale dei Cipressi;
- Da 22.4 a 22.6 nuovo attraversamento modellato come “culvert” a forma di arco di altezza alla volta di 1 metro e larghezza di 2 metri al fondo;
- Da 22.6 a 24: nuovo tratto a cielo aperto con fondo molto scabro;
- Da 24 a 25 nuovo attraversamento modellato come “culvert” a forma di arco di altezza alla volta di 1 metro e larghezza di 2 metri al fondo;
- Da 25 a 26: nuovo tratto a cielo aperto tra lo sbocco del tratto intubato di via Martiri di Fiesole e l’attraversamento;
- Da 26 a 27: tratto intubato della roggia da via Martiri di Fiesole a via Rocchina modellato come “culvert” del diametro di 100 cm di lunghezza complessiva pari a 214.28 metri;
- Da 27 a 29: nuovo tratto a cielo aperto tra lo sbocco di via sant’Ambrogio e l’imbocco di via martiri di Fiesole.

Sono stati inseriti nel modello tutti i dati necessari ed in particolare:

1) La lunghezza del tratto rappresentato da ogni sezione verso valle (dal rilievo topografico e dalla planimetria di progetto);
2) I coefficienti di contrazione ed espansione da una sezione all’altra (assunti valori di default);
3) La posizione dei cigli di sponda o di eventuali aree non interessate dal flusso idrico;
4) Le scabrezze sulla base del materiale del fondo o delle sponde e degli usi del suolo. Nella figura che segue viene riportata la tabella contenente i valori adottati per il modello di progetto nelle varie sezioni espresse in termini di n di Manning. Le scabrezze sono state dedotte dalla granulometria del fondo a sua volta dimensionata sulla base delle indicazioni fornite dallo studio della stabilità di fondo e sponde alle forze di trascinamento della corrente (vedi capitolo dedicato nel seguito).

i valori principalmente utilizzati si riferiscono a:

- 0.040 vegetazione alta, arbusti, cespugli o alveo in massi con diametro medio tra 10 e 20 cm;
- 0.030 prato;
- 0.046 alveo in ghiaione con diametro medio di 10-20 cm;
- 0.025 alveo in terreno naturale limo – sabbioso con presenza di ghiaia;
- 0.013 calcestruzzo in discreto stato di conservazione;
- 0.014 calcestruzzo in cattivo stato di conservazione;
- 0.020 asfalto;

- 0.058 alveo in massi con diametro medio di 35 cm
- 0.050/0.060 bosco fitto
- 0.091 alveo in massi con diametro medio di 60 cm

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3	n #4	n #5	n #6
29	n	0.025	0.03				
28	n	0.025	0.06	0.03			
27	n	0.03	0.025	0.02			
26.5	Culvert						
26	n	0.06	0.046	0.03			
25	n	0.06	0.046	0.03			
24.5	Culvert						
24	n	0.03	0.046	0.03			
23	n	0.03	0.046	0.03			
22.6	n	0.03	0.046	0.03			
22.5	Culvert						
22.4	n	0.03	0.046	0.03			
22	n	0.03	0.046	0.03			
21	n	0.03	0.046	0.03			
19	n	0.02	0.03	0.02	0.03		
18.5	Culvert						
18	n	0.03	0.03	0.02	0.03		
17	n	0.02	0.03	0.025	0.03	0.02	
16	n	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02	
15.5	Culvert						
15	n	0.02	0.014	0.02			
14	n	0.02	0.014	0.02			
13.5	Bridge						
13	n	0.02	0.058	0.02			
12	n	0.03	0.05	0.058	0.06		
11	n	0.03	0.05	0.058	0.06		
10	n	0.03	0.058	0.03			
9	n	0.03	0.058	0.03			
8.5	Bridge						
8	n	0.03	0.02	0.06	0.02		
7	n	0.03	0.091	0.06	0.02		
6	n	0.03	0.091	0.04	0.02		
5	n	0.03	0.091	0.05	0.02		
4	n	0.03	0.091	0.03	0.06	0.02	0.05
3	n	0.06	0.04	0.06			
2	n	0.06	0.04	0.06			
1	n	0.06	0.04	0.06			

Figura 48 – tabella delle scabrezze nelle varie sezioni del modello di progetto

5) Le portate in transito. Le simulazioni sono state effettuate per condizioni di moto permanente con immissioni puntuali di portata; i valori sono quelli riportati nella figura seguente, dove alla colonna RS si legge la sezione dalla quale si verifica la portata (in mc/s) indicata alla colonna PF 1. Rispetto allo stato di fatto l'immissione dell'ultima componente di portata slitta a valle della ferrovia ed in particolare avviene subito a monte dell'attraversamento di via monte Barro, dove sarà collocato lo sbocco dello sfioratore di piena previsto negli altri lotti dell'intervento:

Flow Change Location				
	River	Reach	RS	PF 1
1	Roggi_SdF	1	20	1.99
2	Roggi_SdF	1	9	2.44
3	Roggi_SdF	1	6	4.08

Figura 49 – tabella delle portate nelle varie sezioni del modello di progetto

6) Le condizioni idrauliche al contorno. Anche in questo caso sono state imposte condizioni sia a monte che a valle. A monte è stata imposta la condizione più "neutra" del passaggio allo stato critico mentre a valle quella di moto uniforme per una pendenza calcolata del 6.5%.

La simulazione dell'assetto di progetto ha portato ai risultati che vengono qui di seguito sintetizzati.

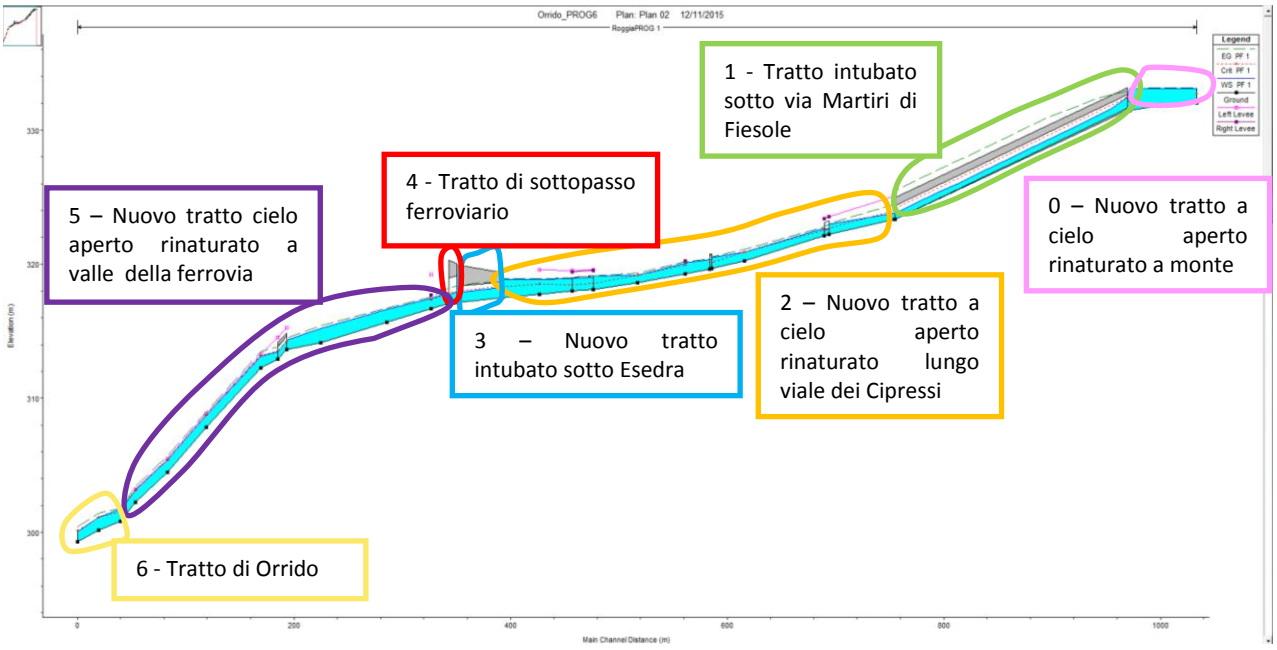

Figura 50 – andamento del profilo di piena Tr50 nelle condizioni di progetto

In breve la situazione che si presenta è la seguente:

a) Nel tratto 0 la sezione progettata risulta sufficiente al transito della portata di progetto con un sufficiente franco. La corrente è lenta a causa del rigurgito dato dall'intubamento a valle;

b) il tratto 1, esistente, risulta sufficiente per il transito della portata di progetto;

c) Nel tratto 2 la sezione progettata risulta sufficiente al transito della portata di progetto con un sufficiente franco. La corrente è lenta a causa dei rigurgiti dati dai tre attraversamenti che comunque consentono il passaggio della portata senza andare in pressione e dal rigurgito del tratto intubato a valle;

d) Il tratto 3, il nuovo condotto sotto l'Esedra, consente il transito della portata di progetto con una percentuale di riempimento inferiore al 70%;

e) Nel tratto 4 la portata di progetto transita con sufficiente franco;

f) Nel tratto 5 la sezione progettata risulta sufficiente al transito della portata di progetto con un sufficiente franco. La corrente è prima veloce poi lenta a causa del rigurgito dato

dall'attraversamento di via monte Barro che consente il passaggio della piena senza andare in pressione, quindi ancora veloce all'interno dell'area ex Victory;

g) Nell'area dell'Esedra la nuova configurazione consente un considerevole abbattimento dei livelli di piena locali che passano da 319.93 m.s.l.m. (stato di fatto) a 318.85 m.s.l.m. (progetto). Considerando che la quota più bassa dell'Esedra è pari a 319.22 m.s.l.m. ciò significa avere messo in sicurezza l'area con almeno 50 cm di franco.

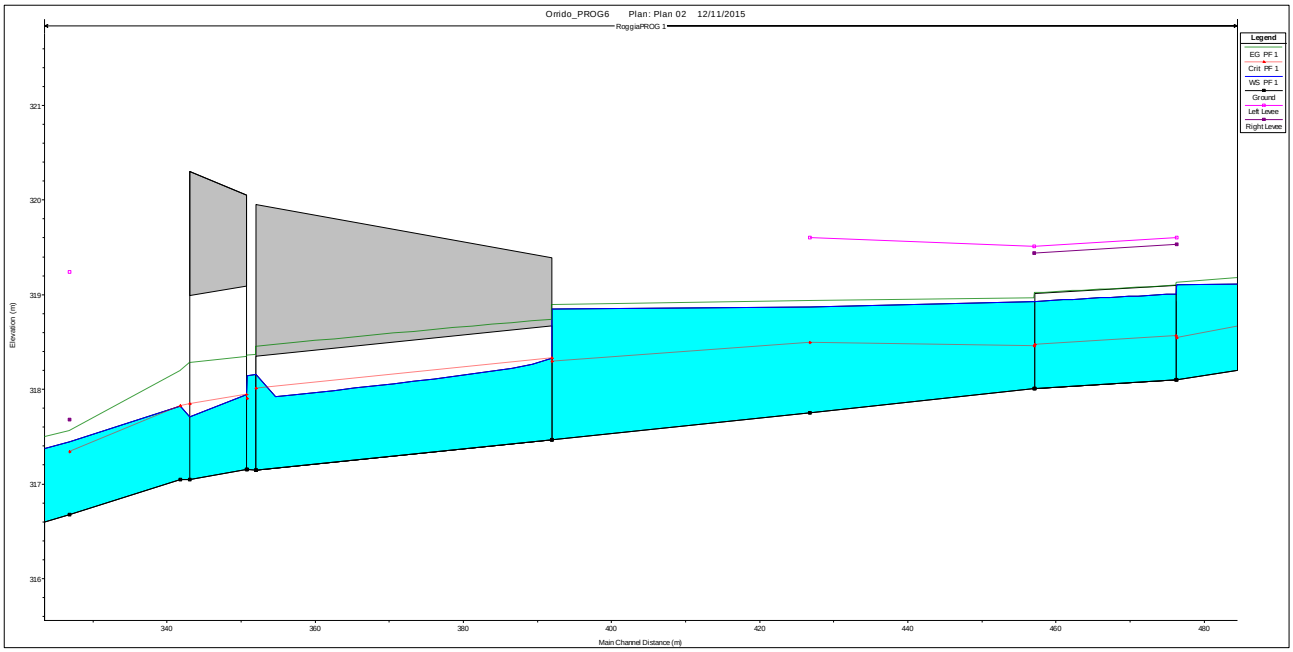

Figura 51 – dettaglio del tratto a monte della nuova condotta presso l'Esedra e delle migliorate condizioni di deflusso per la piena Tr50 nell'assetto di progetto

h) Per quanto riguarda le velocità queste sono notevolmente più basse delle precedenti e sono sempre comprese tra 0.41 e 3.62 m/s, questi ultimi evidenziati nella figura che segue.

Le simulazioni relative all'assetto di progetto hanno consentito di verificare le sezioni di progetto e di affinare talune caratteristiche dei tratti, come la scabrezza (e quindi di conseguenza la relativa granulometria da adottare nel tratto), le dimensioni degli attraversamenti e le pendenze locali, per quanto queste siano state fondamentalmente imposte dalle condizioni orografiche del terreno.

I risultati della simulazione dell'assetto di progetto in termini di livelli sono riportati negli elaborati grafici.

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RoggiaPROG Reach: 1 Profile: PF 1

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)	
1	29	PF 1	1.99	332.05	333.12	332.71	333.16	0.001172	0.88	2.26	3.72	0.36
1	28	PF 1	1.99	331.82	333.11		333.13	0.000526	0.66	3.03	4.21	0.25
1	27	PF 1	1.99	331.48	333.11	332.15	333.12	0.000138	0.41	5.27	8.53	0.13
1	26.5		Culvert									
1	26	PF 1	1.99	323.33	323.79	324.00	324.46	0.171883	3.62	0.55	1.89	2.14
1	25	PF 1	1.99	322.22	322.98	322.66	323.04	0.005776	1.04	1.91	3.02	0.42
1	24.5		Culvert									
1	24	PF 1	1.99	322.10	322.67	322.54	322.78	0.015743	1.48	1.34	2.76	0.68
1	23	PF 1	1.99	320.23	320.90	320.90	321.10	0.035144	2.00	0.99	2.48	1.01
1	22.6	PF 1	1.99	319.69	320.48	320.13	320.53	0.005130	1.00	2.00	3.04	0.39
1	22.5		Culvert									
1	22.4	PF 1	1.99	319.65	320.34		320.41	0.008353	1.19	1.68	2.90	0.50
1	22	PF 1	1.99	319.25	320.09	319.92	320.18	0.011930	1.33	1.49	3.04	0.61
1	21	PF 1	1.99	318.59	319.15	319.15	319.34	0.034242	1.96	1.01	2.63	1.01
1	19	PF 1	1.99	318.10	319.10	318.54	319.13	0.000417	0.73	2.71	3.41	0.26
1	18.5		Culvert									
1	18	PF 1	1.99	318.01	318.93	318.45	318.96	0.000560	0.82	2.44	3.30	0.30
1	17	PF 1	1.99	317.75	318.87	318.49	318.93	0.001880	1.09	1.83	2.76	0.43
1	16	PF 1	2.44	317.47	318.85	318.29	318.89	0.000721	0.94	2.59	3.26	0.34
1	15.5		Culvert									
1	15	PF 1	2.44	317.15	318.15		318.36	0.002961	2.02	1.21	1.20	0.64
1	14	PF 1	2.44	317.15	318.14	317.90	318.36	0.003073	2.05	1.19	1.20	0.66
1	13.5		Bridge									
1	13	PF 1	2.44	317.05	317.82	317.82	318.19	0.044997	2.70	0.90	1.23	1.00
1	12	PF 1	2.44	316.68	317.44	317.34	317.56	0.026069	1.52	1.61	3.61	0.73
1	11	PF 1	2.44	315.67	316.62		316.71	0.016297	1.33	1.84	3.36	0.57
1	10	PF 1	4.08	314.15	315.22		315.39	0.026154	1.80	2.27	3.72	0.74
1	9	PF 1	4.08	313.62	314.33	314.23	314.52	0.030309	1.89	2.15	3.65	0.79
1	8.5		Bridge									
1	8	PF 1	4.08	312.90	313.48	313.52	313.81	0.007980	2.53	1.61	3.16	1.13
1	7	PF 1	4.08	312.24	313.10	313.18	313.46	0.183979	2.67	1.53	3.07	1.21
1	6	PF 1	4.08	307.82	308.76	308.76	309.02	0.122574	2.29	1.78	3.31	1.00
1	5	PF 1	4.08	304.47	305.40	305.40	305.67	0.125006	2.31	1.77	3.29	1.01
1	4	PF 1	4.08	302.22	303.15	303.15	303.42	0.123894	2.30	1.77	3.29	1.00
1	3	PF 1	4.08	300.82	301.73	301.51	301.81	0.009934	1.20	3.39	6.28	0.52
1	2	PF 1	4.08	300.14	301.12	301.12	301.43	0.040830	2.46	1.66	2.70	1.00
1	1	PF 1	4.08	299.29	300.03	300.12	300.42	0.061899	2.78	1.47	3.12	1.29

Figura 52 – principali caratteristiche della corrente per la piena Tr50 nell'assetto di progetto; è evidenziata la massima velocità riscontrata

6.4. DIMENSIONAMENTO DEL DIAMETRO MEDIO DEL LETTO D'ALVEO

Per il dimensionamento del diametro medio del letto d'alveo si è fatto riferimento ad alcune formulazioni valide per gli alvei torrentizi. Sulla base delle esperienze di Neill e Ahida-Bayzait si è verificato che la condizione di incipiente movimento del sedimento dipende, posto $\beta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$, dai rapporti adimensionali $\frac{Fr}{\sqrt{\beta}}$ (essendo Fr il numero di Froude), e $\frac{Y}{d_{50}}$ legati dalle seguenti relazioni:

$$\frac{Fr}{\sqrt{\beta}} = \sqrt{2}\left(\frac{Y}{d_{50}}\right)^{-\frac{1}{3}} \qquad \text{per} \qquad \frac{Y}{d_{50}} > 6$$

$$\frac{Fr}{\sqrt{\beta}} = 1.75\left(\frac{Y}{d_{50}}\right)^{-0.45} \qquad \text{per} \qquad \frac{Y}{d_{50}} \leq 6$$

Per la verifica della stabilità , considerando che le formulazioni sopra indicate equivalgono ad un equilibrio limite, è stato esplicitato il diametro ed è stato imposto come valore minimo. Dal momento che il numero

di Froude è un valore che dipende dalle caratteristiche della corrente si è proceduto con uno schema iterativo, nel quale sono state assunte scabrezze di primo tentativo, basate su forme di fondo inizialmente ipotizzate, quindi si è proceduto a perfezionare i calcoli con i diametri ricavati dalla verifica. I risultati del primo dimensionamento sono riportati nella tabella che segue. I casi di bassa sommergenza $(\frac{Y}{d_{50}} \leq 6)$ sono stati evidenziati in giallo.

	Fiesole	Cipressi 1	Cipressi 2	Cipressi 3	Victory 1	Victory 2
Sezioni	**A**	**B**	**C**	**D**	**F**	**G**
Y/d	1640.00	5.43	247.50	710.00	3.25	1.28
F	0.36	1.07	0.73	0.4	1.37	2.08
b	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76
dmin	0.001	**0.140**	0.004	0.002	**0.320**	**0.750**

Tabella 6: calcolo dei diametri minimi di fondo dei tratti in assetto di progetto (in metri)

La simulazione delle condizioni di progetto di secondo tentativo non si discosta molto dai valori sopra indicati, pertanto i diametri previsti per i casi di bassa sommergenza, rispettivamente 14, 32 e 75 centimetri, risultano confermati.

Per quanto riguarda i casi di alta sommergenza, ovvero quelli in cui il diametro delle particelle è consistentemente più piccolo del tirante idraulico (A, C e D), può valere la pena, dato che la verifica sopra indicata non è passata, fare alcune considerazioni utilizzando il diagramma di Hjulstrom che mette in relazione speditamente i diametri delle particelle del fondo con la velocità critica per trasporto ed erosione.

I tratti orizzontali in rosso ed in verde indicano rispettivamente la più alta delle massime velocità nei vari tratti e la più bassa delle massime velocità, assunte prudenzialmente come valori di verifica sulla sezione più sollecitata. Si osserva che per avere condizioni di equilibrio, quindi assenza di trasporto solido, i diametri dovrebbero essere quelli riportati nella riga dminSED, quindi compresi tra 9 e 28 cm di diametro. Dal momento che la soluzione progettuale prevede l'utilizzo di sezioni naturali con fondo naturale locale senza l'apporto di ulteriore materiale, e questo materiale ha granulometria sempre minore di quella richiesta, si vuole allora verificare se in tal caso ci si trovi almeno in condizioni di trasporto di fondo o di trasporto in sospensione. La risposta viene fornita dalla riga successiva, dminBED, che infatti riporta diametri ancora superiori rispetto a quelli di progetto.

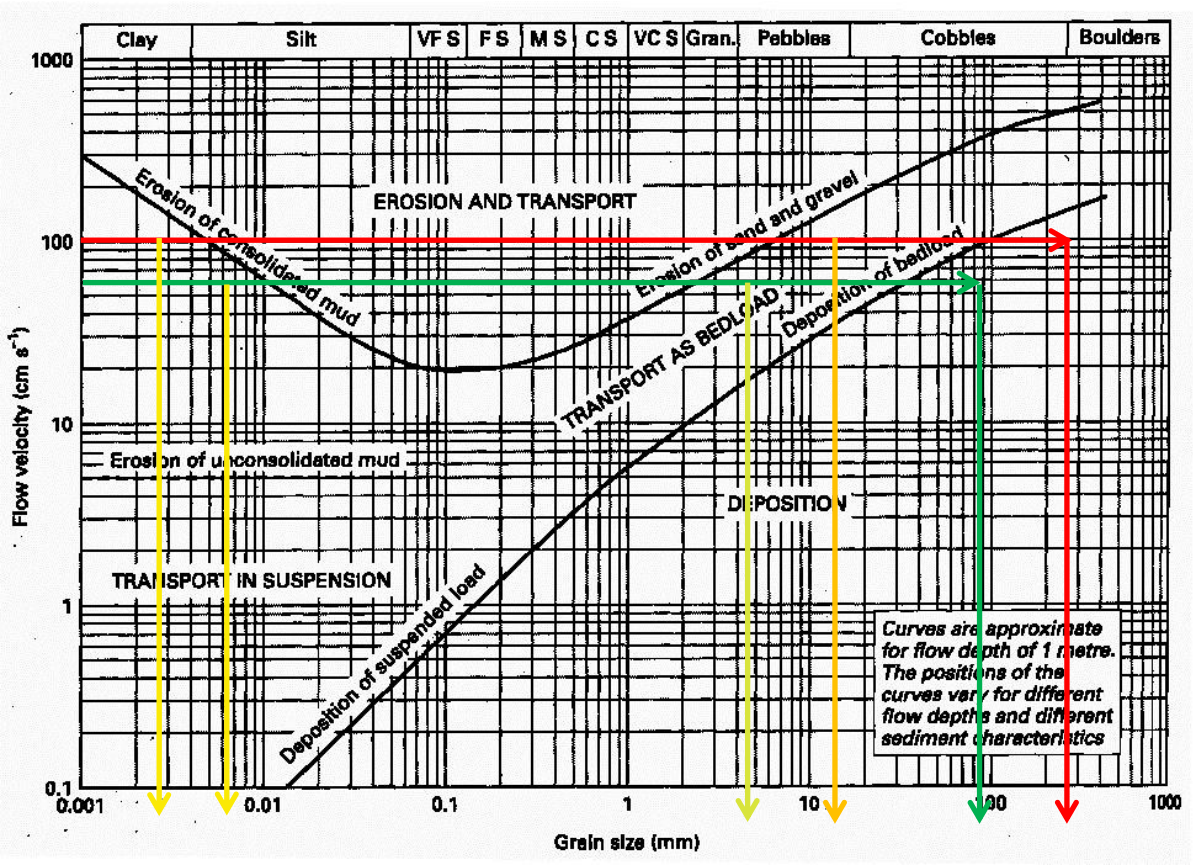

Figura 53 – Diagramma di Hjulstrom

	Fiesole	Cipressi 1	Cipressi 2	Cipressi 3	Victory 1	Victory 2
Sezioni	**A**	**B**	**C**	**D**	**F**	**G**
vmax	0.88	3.62	1.52	1.08	2.95	3.37
dminSED	0.090	-	0.280	0.100	-	-
dminBED	0.005	-	0.015	0.006	-	-
dprog	**0.001**	-	**0.004**	**0.002**	-	-

Tabella 7: tabella di confronto tra i diametri minimi e quelli previsti in assetto di progetto (in metri)

Risulta quindi che il fondo nei tratti nelle condizioni di piena Tr50 è mobile e soggetto ad erosione. Questo non è di per sé un male, dal momento che la ricostruzione di un alveo naturale può prevedere anche la ricostituzione di dinamiche di trasporto solido che nei corsi d'acqua non antropizzati sono assolutamente naturali. La ratio di questo intervento anzi deve essere improntata dalla volontà di mantenere il tratto riqualificato in equilibrio dinamico, ovvero imponendo solo in alcuni tratti (quelli più a forte pendenza) una certa stabilità di fondo e sponde anche in condizioni estreme e lasciando altri tratti, quelli con minore pendenza, ad una dinamica più spontanea che potrà anche modellare nel futuro il corso d'acqua in forme più naturali. Si ricorda altresì che le piene sono in ogni caso un evento traumatico per il corso d'acqua

anche per la movimentazione dei solidi, che in condizioni di portata ordinaria non sono soggetti alle medesime sollecitazioni.

Vale la pena in ogni caso fare una ulteriore precisazione. Il diagramma di Hjulstrom prevede per limi ed argille la possibilità di rimanere più stabili (trasporto in sospensione) anche in presenza di velocità più elevate (parte sinistra del grafico); questo è dovuto probabilmente alla capacità di coesione di queste matrici, assenti invece per pezzature più grossolane. Questo consentirebbe ad esempio (vedi freccia gialla) a particelle del diametro di 1 centesimo di millimetro di rimanere nel campo del trasporto di fondo anche per velocità dell'ordine di 1 m/s.

In ogni caso il dimensionamento secondo criteri di stabilità assoluti sarebbe stato improponibile per raggiungere lo scopo prefissato della ricostruzione di un habitat, portando alla scelta di diametri che sarebbero stati incompatibili con le dimensioni geometriche del corso d'acqua stesso o, peggio, alla scelta di modalità costruttive di valore ambientale nullo (ad esempio selciatoni, massi cementati) o di eccessivo costo (tecniche di ingegneria naturalistica generalizzate su tutta la lunghezza).

Da ultimo, per quanto riguarda le sponde inerbite e vegetate, si tenga in considerazione l'azione di trattenimento svolta dagli apparati radicali del tappeto erboso e dalle altre specie piantate.

Per quanto riguarda la verifica della sponda in massi a monte dell'imbocco di via IV Novembre si ricorre alla formula di *Stevens et al*. (1976) di seguito riportata, solitamente impiegata per il dimensionamento di scogliere e massicciate su sponda inclinata. In base all'analisi delle forze agenti sull'elemento solido in condizioni di equilibrio limite è possibile verificare la stabilità dei massi scelti nelle condizioni più sfavorevoli:

$$\sigma = \frac{0.30V^2}{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_m}$$

$$\alpha = tg^{-1}\left(\frac{\cos\lambda}{\frac{2 sen\vartheta}{\sigma tg\varphi} + sen\lambda} \right)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + sen(\alpha + \lambda)}{2}$$

$$C_s = \frac{\cos\vartheta tg\varphi}{\sigma' tg\varphi + sen\vartheta \cos\alpha}$$

nelle quali:

d_m = diametro medio del masso [m];

C_s = coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto di rotazione (rapporto tra il momento della risultante delle forze stabilizzanti ed il momento della risultante delle forze ribaltanti);

ϑ = pendenza della scarpata;

φ = angolo di riposo in acqua dei massi;

α = angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;

λ = angolo diedro tra il piano orizzontale ed il piano inclinato del fondo alveo (tgλ=i=pendenza del fondo);

σ = numero di stabilità del masso su sponda inclinata;

σ' = numero di stabilità del masso sul fondo;

γ_s = peso specifico del masso [N/m^3];

γ = peso specifico dell'acqua [N/m^3];

V = velocità della corrente agente sul masso [m/s];

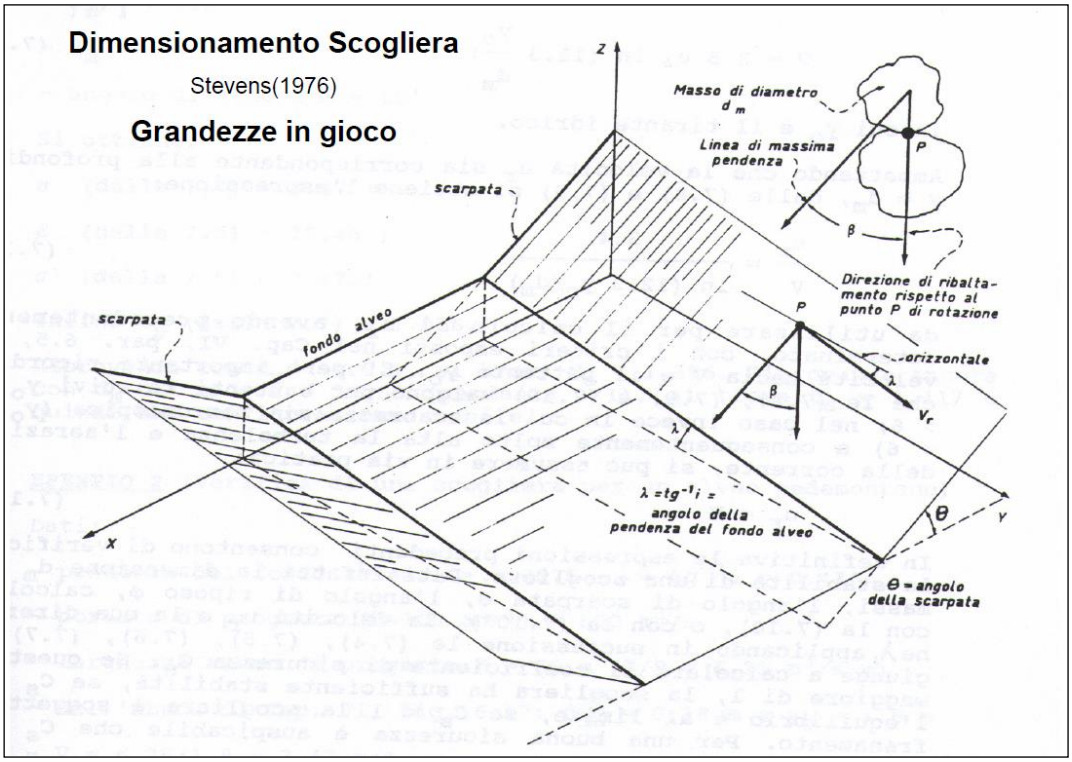

Figura 54 – Grandezze in gioco equazioni di Stevens (1976)

Per una buona sicurezza è auspicabile che C_s sia almeno pari a 1,3.

Nel caso specifico risulta:

i = 0,00805;

ϑ = 45°;

V = 0,94 m/s (calcolata al passaggio di una portata cinquantennale di 2,44 m^3/s);

φ = 50° (valore prudenziale considerando che per massi squadrati la pendenza può raggiungere anche i 90°) ;

γs = 27 kN/m^3;

γ = 10 kN/m^3;

Applicando in successione le espressioni dalla (1) alla (4) si può vedere come la scelta di massi del valore medio di diametro di 0,60 m (corrispondenti a massi del volume di 0,216 m^3 e del peso di circa 600 Kg/cad) garantisca sufficiente margine di sicurezza ai fini della sua stabilità poiché il coefficiente di sicurezza C_s risulta pari a 1,17, avendo fortemente sottostimato in ogni caso l'angolo d'attrito dei massi squadrati.

7. STUDIO DEI SOTTOSERVIZI E RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

Nella fase preparatoria del progetto definitivo-esecutivo sono stati censiti tutti i sottoservizi esistenti nell'area di intervento ed in particolare sono stati mappati i seguenti:

- Rete acquedottistica;
- Rete fognaria (Acque Nere, Acque Bianche, Acque Miste);
- Rete elettrica (Media Tensione e Bassa Tensione);
- Rete telefonica e telecomunicazioni;
- Rete gas (Media Pressione e Bassa Pressione).

Generalmente le profondità di posa di questi sottoservizi rispetto al piano campagna rispetta i seguenti intervalli:

Rete acquedottistica	1.20 – 1.80
Rete elettrica MT	0.90 – 1.20
Rete elettrica BT	0.70 – 1.00
Rete telefonica e telecomunicazioni	0.60 – 1.10
Rete gas MP	0.80 – 1.20
Rete gas BP	0.50 – 1.20

Tabella 8: range di profondità dei vari sottoservizi (in metri)

Per quanto riguarda la fognatura questa ha profondità più variabili che verranno discusse di volta in volta.

7.1. DESCRIZIONE DELLE INTERFERENZE ATTESE

Nel prosieguo verranno indagati i punti con la maggiore probabilità di intersezione di alcuni sottoservizi, ne verrà data una localizzazione il più possibile esatta in termini spaziali e di profondità, le modalità di risoluzione delle interferenze ed una quantificazione delle spese necessarie ad eventuali spostamenti o ripristini.

7.1.1. Area 1: lungo roggia del Valletto

Lungo il tratto della roggia che corre tra lo sbocco dal condotto di via Rocchina e la curva che porta il nuovo canale verso il viale dei Cipressi è presente in sponda idrografica sinistra un ramo di rete acquedottistica. Questo viaggia lungo la sponda sinistra in adiacenza alla traccia di scavo. Non si prevede pertanto il rifacimento di tutto il tratto ma sarà necessario prestare molta attenzione nelle lavorazioni a non

danneggiare l'infrastruttura né con sovraccarichi dati dallo stazionamento di mezzi né nelle operazioni di scavo e di rinterro.

Nelle figure che seguono si riportano una stralcio planimetrico dell'area interessata; la rete è stata evidenziata in tratto spesso.

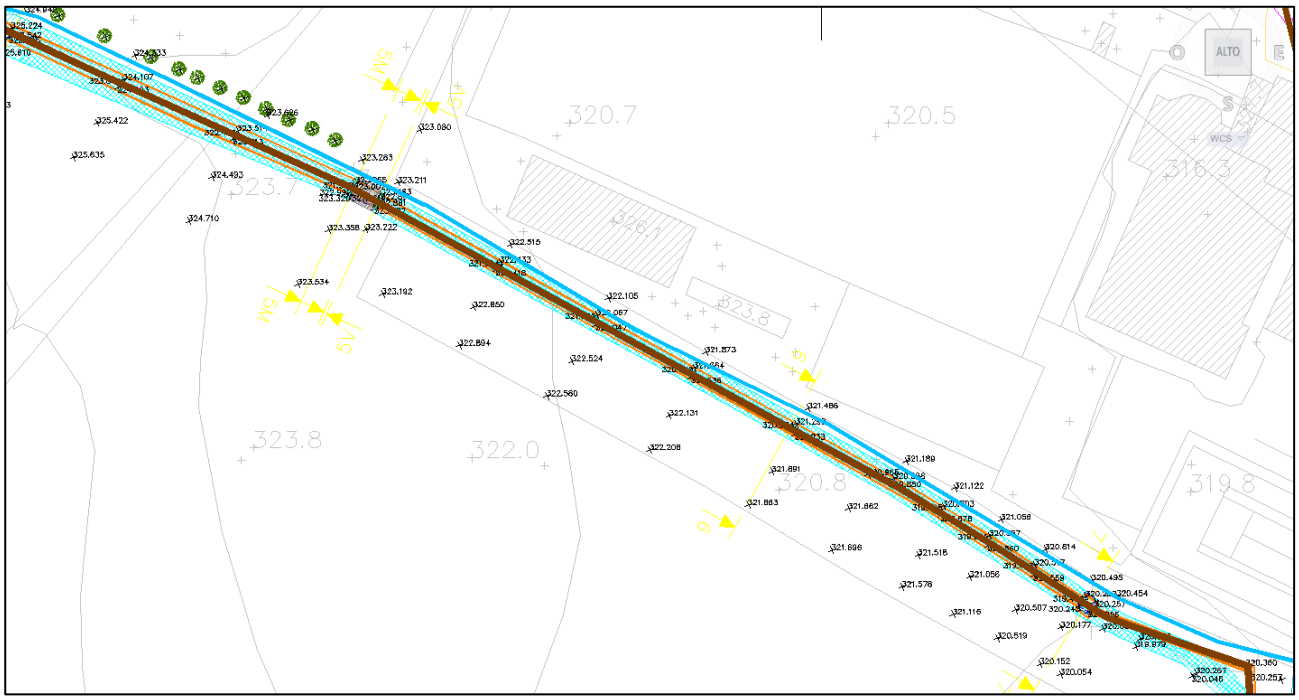

Figura 55 – Interferenze area 1 – stralcio planimetrico

7.1.2. Area 2: attraversamento roggia sotto Viale dei Cipressi

È stato individuato un ramo di rete acquedottistica che risale dall'Esedra lungo il viale dei Cipressi. Non è sicuro che attraversi l'alveo di progetto, tuttavia in via cautelativa si prevede la sistemazione del tratto in questione nel caso che attraversi l'alveo completamente.

Lo scavo avrà una larghezza di 8 metri, pertanto verrà computato il rifacimento completo del tratto di rete per questa lunghezza. Nelle figure che seguono si riportano una stralcio planimetrico dell'area interessata e alcune immagini di ausilio al posizionamento del servizio.

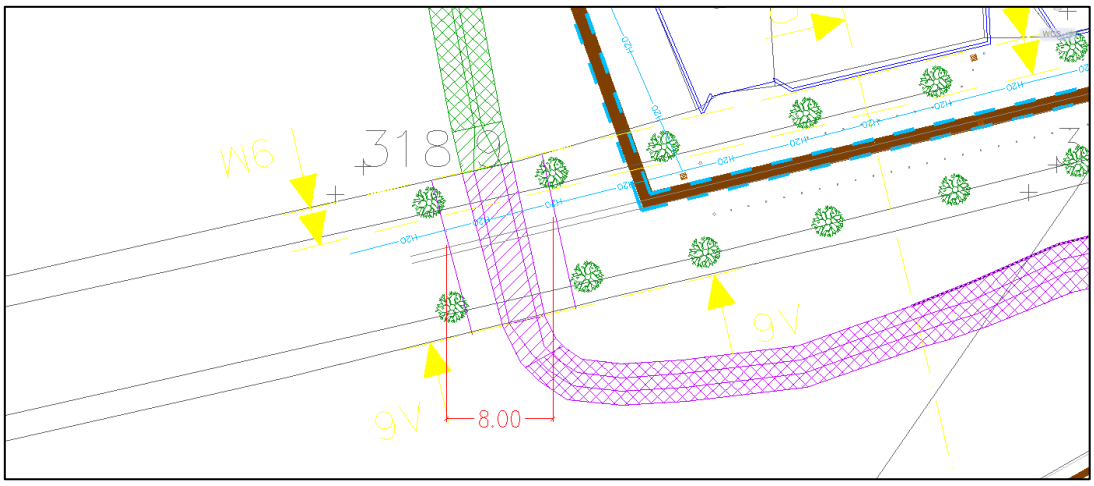

Figura 56 – Interferenza area 2 – stralcio planimetrico

Figura 57 – Interferenza area 2 – foto

7.1.3. Area 3: attraversamento tubo sotto via IV Novembre

Qui sono stati individuati:

1. un ramo della rete TELECOM che attraversa via IV novembre per entrare nell'Esedra;
2. un ramo di Media Pressione di Gas che corre lungo via IV Novembre;
3. un ramo di Bassa Pressione di Gas che corre lungo via IV Novembre ed entra nell'Esedra.

Questi verranno sicuramente interessati dagli scavi necessari per la posa del nuovo tubo da 1200 mm quindi si prevede il rifacimento completo dei tratti di rete per le lunghezze rispettivamente di 3.5, 7 e 3 metri. Non è invece oggetto di interesse il ramo di fognatura mista DN 500 che verrà interessato dallo scavo dal momento che questo dovrà essere dismesso, dovendo essere ripreso più a monte e collettato più a valle. Sarà invece sicuramente interferente con il nuovo condotto (previsto nel lotto 2) che incrocerà il DN1200 di progetto rimanendo più basso (circa 1 metro sotto il fondo): sarà cura delle rispettive DL e del CSE di fare in modo che le distinte lavorazioni avvengano con il massimo coordinamento.

Nelle figure che seguono si riportano una stralcio planimetrico dell'area interessata e alcune immagini di ausilio al posizionamento dei servizi.

In sede di conferenza dei servizi è emerso come il passaggio della Telecom sia particolarmente importante e sensibile, in quanto costituito da polifora a 12 cavi protetta da manufatto in calcestruzzo. Sarà compito della Direzione dei Lavori valutare le modalità più idonee per la risoluzione dell'intersezione, escludendo possibilmente il rifacimento della linea che comporterebbe eccessivi oneri e disagi per la popolazione servita.

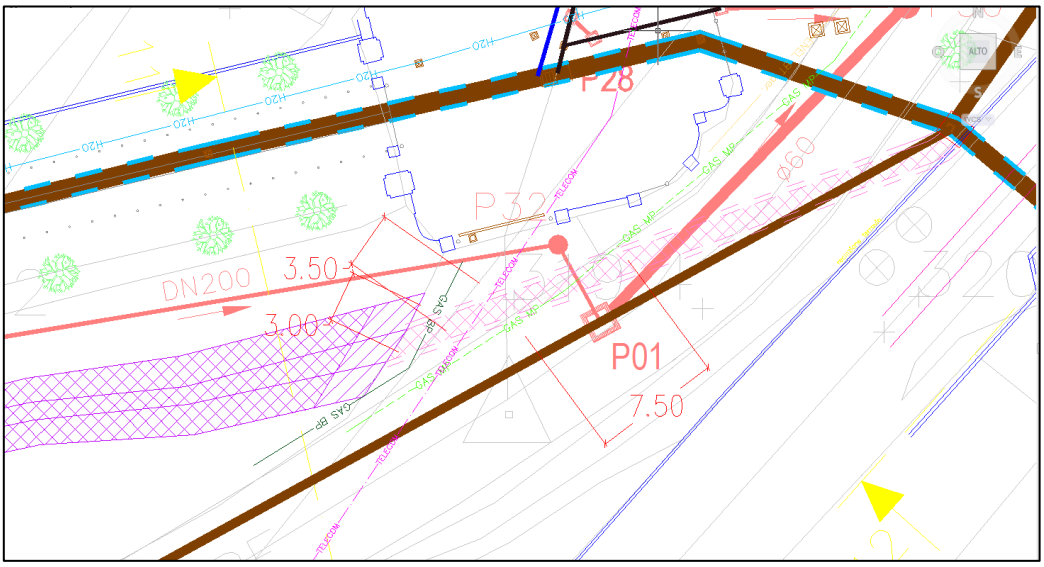

Figura 58 – Interferenze area 3 – stralcio planimetrico

Figura 59 – Interferenze area 3: a) rete gas MP; b) rete gas BP; c) rete Telecom

7.1.4. Area 4: attraversamento roggia a valle della ferrovia

Qui sono stati individuati:

1. un ramo di rete acquedottistica che attraversa trasversalmente la roggia;
2. un manufatto in calcestruzzo sulla destra idraulica di natura non accertata.

Questi verranno sicuramente interessati dagli scavi necessari per la formazione del nuovo letto d'alveo quindi si prevede il rifacimento completo del tratto di rete acquedottistica per una lunghezza di 4.5 metri mentre per quanto riguarda il manufatto in calcestruzzo sarà necessario accertarsi della sua natura quindi provvedere allo spostamento del servizio eventualmente contenuto. Prudenzialmente verrà calcolato il rifacimento di un tratto di acquedotto di lunghezza pari a 16 metri, dal momento che si ritiene probabile che si tratti di un ramo dismesso della rete di adduzione.

Più a valle è prevista anche una interferenza con il nuovo condotto (previsto nel lotto 2) che incrocerà l'alveo di progetto rimanendo più basso (qualche decimetro sotto il fondo): sarà cura delle rispettive DL e del CSE di fare in modo che le distinte lavorazioni avvengano con il massimo coordinamento.

Nelle figure che seguono si riportano una stralcio planimetrico dell'area interessata e alcune immagini di ausilio al posizionamento dei servizi.

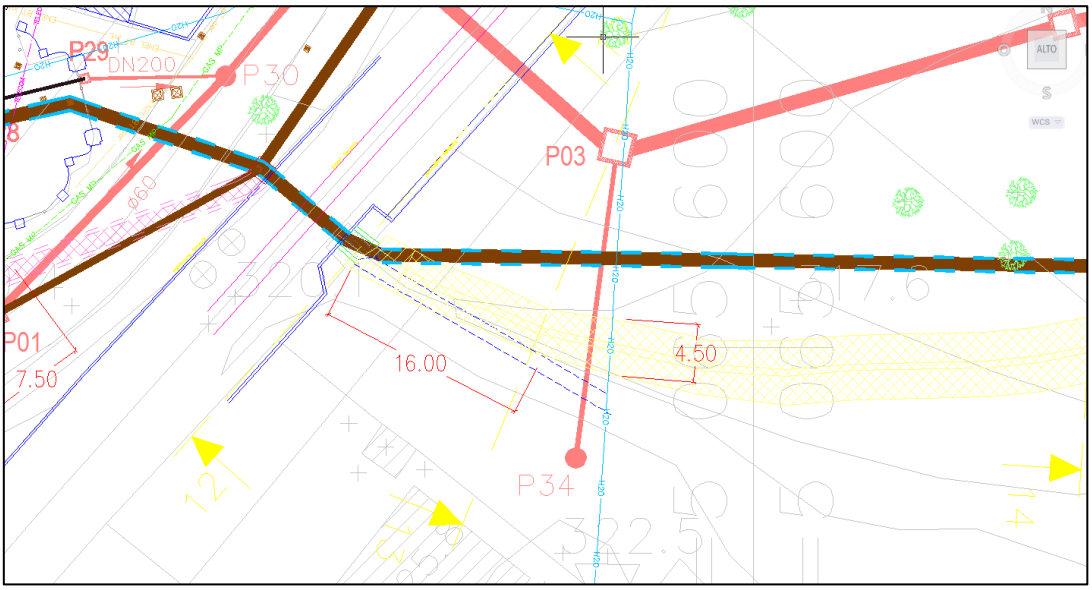

Figura 60 – Interferenze area 4 – stralcio planimetrico

Figura 61 – Interferenze area 4: a) rete acquedottistica; b) manufatto di natura non accertata

7.1.5. Area 5: attraversamento roggia sotto via monte Barro

L'attraversamento di via monte Barro richiederà la risoluzione di numerose interferenze:

1. un ramo di rete acquedottistica che corre lungo via monte Barro in banchina destra;
2. due linee Telecom che corrono lungo via monte Barro in banchina destra;
3. una linea di gas in Bassa Pressione che corre lungo via monte Barro in banchina sinistra;
4. una linea di gas in Media Pressione che corre lungo via monte Barro in banchina sinistra;
5. una linea elettrica in Media Tensione che corre lungo via monte Barro in banchina sinistra.

Questi impianti verranno sicuramente interessati dagli scavi necessari per la formazione del nuovo letto d'alveo e la ricostruzione sopra un attraversamento della via monte Barro. Prudenzialmente si computa il rifacimento completo di tutti questi tratti di rete per una lunghezza di 15 metri.

Poco a monte il tracciato della roggia incrocia il condotto che viene con essa sostituito. Non vi sarà interferenza dal momento che il condotto è molto più basso del fondo della roggia.

Infine sono previste due interferenze con le opere previste nel lotto 2 ed in particolare:

- l'attraversamento sotto il nuovo alveo del tubo provvisorio di scarico dallo sfioratore di piena;
- lo sbocco del condotto di scarico dallo sfioratore di piena.

Nel primo caso è stato previsto dai progettisti che il condotto passi sotto la quota di fondo del nuovo canale; nel secondo caso il condotto di sfioro avrà il fondo coincidente con quello della roggia. Sarà comunque cura delle rispettive DL e del CSE di fare in modo che le distinte lavorazioni avvengano con il massimo coordinamento.

Nelle figure che seguono si riportano una stralcio planimetrico dell'area interessata e alcune immagini di ausilio al posizionamento dei servizi.

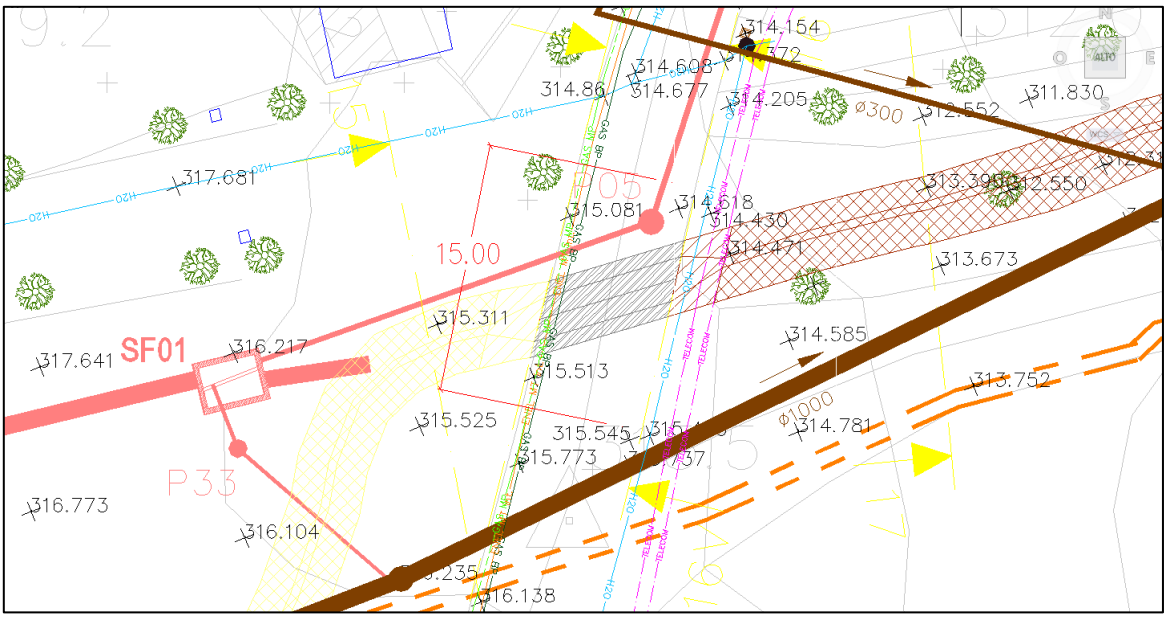

Figura 62 – Interferenze area 5 – stralcio planimetrico

Figura 63 – Interferenze area 5 – a) elettricità Media Tensione; b) gas Media Pressione (in verde) e Bassa Pressione (in fucsia)

Figura 64 – Interferenze area 5 – rete Telecom (in rosa) e rete acquedottistica (in azzurro)

7.2. QUANTIFICAZIONE DEI COSTI DI RISOLUZIONE

Al fine di rappresentare con buona approssimazione e sufficiente cautela i costi necessari alla risoluzione delle interferenze sopra descritte è stata effettuata una stima forfettaria pari a circa 2.000 euro per ogni tratto interessato da eventuale rifacimento; la somma complessiva accantonata per la risoluzione delle interferenze è pari quindi a 20.000 euro.

8. INDAGINI GEOLOGICHE - GEOTECNICHE

Vengono di seguito riportate la relazione e le relative tavole predisposte dal geologo Cesare Resnati di Monza.

In particolare sono state effettuare le seguenti indagini geognostiche:

- Per i lavori di cui al lotto 1:
    a) 7 prove penetrometriche dinamiche;
    b) 3 carotaggi geognostici;
    c) 5 microcarotaggi.

- Per i lavori di cui al lotto 2:
    a) 3 prove penetrometriche dinamiche;
    b) 3 carotaggi geognostici.

Sono state altresì effettuate o fornite:

a) 4 prove Lefranc di permeabilità;
b) 5 analisi granulometriche dei terreni in alcuni punti di campionamento;
c) 4 analisi per sui terreni per la ricerca di idrocarburi e metalli;
d) 1 test di cessione;
e) 2 sezioni geologiche.

I progettistI

Ing. Stefano Minà

Ing. Chiara Vellani

Triuggio, novembre 2015