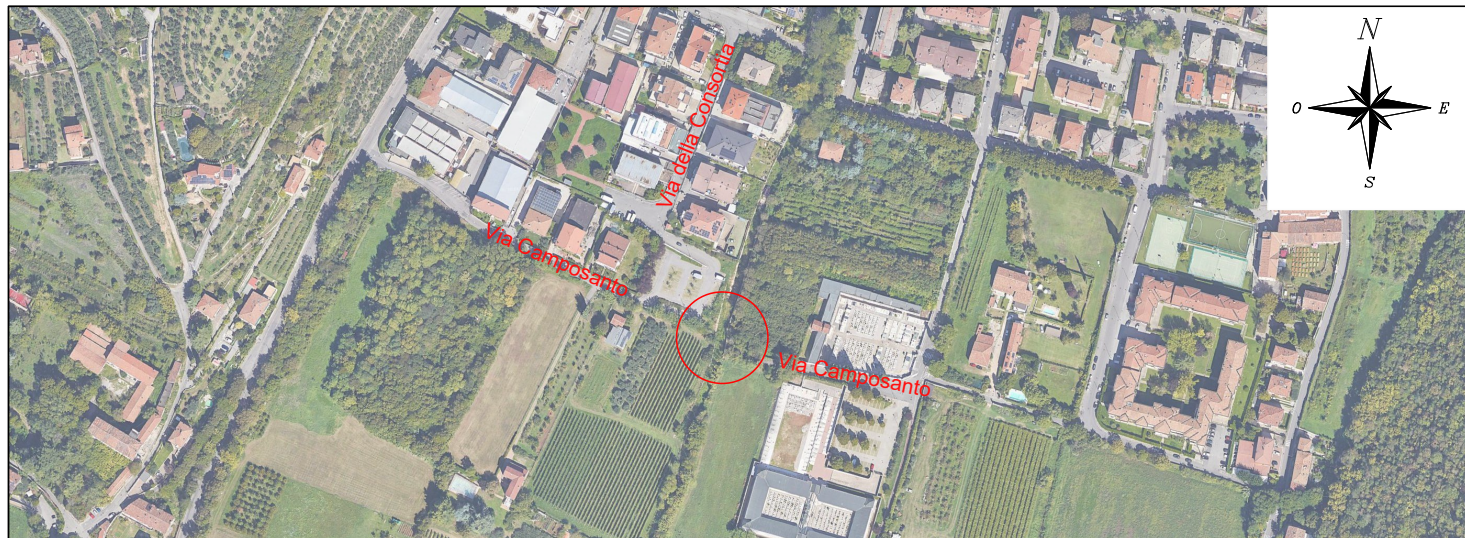


PROVINCIA DI VERONA
COMUNE DI VERONA



MESSA IN SICUREZZA DI VIA CAMPOSANTO CON LA REALIZZAZIONE
DI UN PONTE SUL PROGNO DI AVESA DI COLLEGAMENTO CON VIA
DELLA CONSORTIA - CUP: I31B23000080001

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COMMITTENTE

COMUNE DI VERONA
Piazza Bra, 1
37121 Verona (VR)

RIFERIMENTI INTERNI

DATA	DESCRIZIONE
redatto	ing. Elisa Recchia
verificato	ing. Massimo Merzari
approvato	ing. Fabio Erbisti
nome file	

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

SCALA	DATA	N. ELABORATO
-	09/05/2025	06.0
COMMESSA	TIPOLOGIA ELABORATO	CODIFICA
L4423	SPECIALISTICO	F RS004

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Michele Fasoli

PROGETTISTA E DIREZIONE LAVORI

INTECH
INGEGNERI
ASSOCIATI



F A B I O
E R B I S T I

I N G E G N E R E

Via Mons. Egidio Peroni, 18 - 37036 SAN MARTINO BUON ALBERGO (VR)
Tel.: 045/990691 - Fax: 045/990691 - e.mail: info@intech-net.it

INDICE

1	PREMESSE	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
2.1	Normativa Comunità Europea	2
2.2	Normativa Nazionale	2
2.3	Normativa Regionale.....	2
2.4	Strumenti di pianificazione territoriale ed ambientale	3
2.5	Norme in materia di sicurezza:.....	3
2.6	Progettazione idraulica	3
2.7	Materiali.....	4
2.8	Norme dei Lavori pubblici.....	4
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	5
3.1	UBICAZIONE GEOGRAFICA	5
3.2	IDROGRAFIA	7
3.2.1	Rio Lorì.....	7
3.2.2	Progno Avesa	7
3.3	ASPETTI GEOLOGICI	8
4	ANALISI IDROLOGICA	9
4.1	Definizione delle precipitazioni caratteristiche	9
4.2	Tempo di ritorno di progetto	11
4.2.1	Parametri della distribuzione probabilistica di Gumbel	11
4.2.2	Calcolo delle variabili probabilistiche “a”, “n”	13
4.3	Tempo di corrivazione del bacino	14
4.3.1	Metodo Mambretti Paoletti	14
4.3.2	Metodo del Maryland	15
4.3.3	Metodo Giandotti	16
4.3.4	Scelta del tempo di corrivazione	16
4.4	Definizione della superficie scolante	17
5	ANALISI IDRAULICA	20

5.1	Portata massima - metodo cinematico	20
5.2	Risultati dell'analisi	22
6	MODELLAZIONE IN HEC-RAS	23
6.1	Descrizione dei luoghi	23
6.2	Scabrezza di riferimento – coefficiente di Manning	25
6.3	Criteri per la taratura del modello	27
6.4	Risultati del modello con geometria alveo stato attuale.....	27
6.5	Risultati del modello con geometria alveo ribassato e sezioni d'alveo regolarizzate	30
7	INVARIANZA IDRAULICA.....	34
7.1	Trincea disperdente e volume di invaso.....	35
8	OSSERVAZIONI E CONSIDERAZIONI FINALI.....	39

1 PREMESSE

Il presente progetto riguarda la realizzazione di un nuovo ponte stradale per l'attraversamento dell'alveo del Progno di Avesa e per il ripristino della continuità di Via Camposanto nella frazione di Avesa del Comune di Verona, interrotta a seguito della chiusura del guado da parte della Regione Veneto - Geno Civile di Verona.

Il Comune di Verona ha incarico lo studio INTECH Ingegneri Associati per la redazione del progetto e per la Direzione dei Lavori dell'opera.

In queste fasi preliminari dell'attività progettuale è stato condotto un dibattito con il Genio Civile di Verona per la definizione degli aspetti e dei vincoli idraulici necessari per la definizione plani-altimetrica dell'opera. In particolare, l'opera è vincolata dal franco di sicurezza idraulico imposto nel punto 5.1.2.3 delle Norme Tecniche delle Costruzioni emanate nel 2018. In particolare, *“Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo”*. Tale franco va calcolato con una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno (TR) pari ad almeno 200 anni.

Nel caso specifico del Progno di Avesa lo studio idraulico elaborato e rivisto con i tecnici del Genio Civile mostra che con tale portata l'alveo del corso d'acqua risulta impegnato fino alla sommità arginale mentre in alcuni tratti a monte e a valle esonda in modo consistente.

Mantenendo l'attuale alveo sarebbe quindi necessario attestare l'intradosso del ponte ad una quota superiore a 1.50 metri rispetto alla sommità arginale con la necessità di realizzare due impattanti rampe in destra e sinistra idrografica. Inoltre, poiché il corso d'acqua esonda a monte in un tratto con arginature lievemente pensili sarebbe necessario garantire la continuità idraulica del territorio vallivo in destra e sinistra idrografica realizzando dei forni per il passaggio delle eventuali acque di esondazione o quelle di sgrondo dei versanti.

Nella riunione del 5 settembre 2024 presso la sede del Genio Civile di Verona si proponeva di valutare anche la possibilità di una riduzione delle quote dell'alveo nel tratto del corso d'acqua a cavallo del nuovo ponte in modo da limitare i rilevati delle rampe del nuovo ponte, adeguare le sezioni d'alveo e ridurre il grado di pensilità del corso d'acqua.

Sono state quindi sviluppate due soluzioni progettuali, una che prevedeva il mantenimento dell'alveo attuale con un ponte con rilevati delle rampe corposi dotati di forni per la continuità idraulica tale e una che prevedeva la riduzione dell'alveo per un tratto di circa 115 metri che permetteva di contenere le rampe del ponte.

Per la prima soluzione si valutava sommariamente un costo dei lavori pari a € 735.902,17, mentre per la seconda € 959.798,55.

Tenuto conto del contesto paesaggistico dell'area periurbana all'interno dell'abitato di Avesa e del miglioramento della sicurezza idraulica del corso d'acqua si stabiliva di procedere con la soluzione con abbassamento del fondo dell'alveo del Progno di Avesa.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa Comunità Europea

- Direttiva 91/271/CEE;
- Direttiva 2000/60/CE del Consiglio 23/10/2000 modificata da decisione 2445/2001/CE - Direttiva quadro nel settore delle acque.

2.2 Normativa Nazionale

- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 – Riordino coordinamento e integrazione norme in materia ambientale e s.m.i.;
- Decreto Legge n°152 del 11/05/1999 – “Disposizioni sulla tutela delle acque dall’inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall’inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole”;
- Legge n°267 del 3 agosto 1998;
- Decreto ministeriale 08 gennaio 1997, n. 99: "Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature";
- Legge n°36 del 1994 – “Disposizioni in materia di risorse idriche”;
- Legge n°183 del 1989 – “Disposizioni in materia di difesa del suolo” (relativamente alla parte vigente nel periodo transitorio di cui al D.Lgs. 152/06);
- Decreto 12.12.1985 Normativa tecnica per le tubazioni;
- Regio Decreto n° 1775 del 11/12/1933 – “Testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e impianti elettrici”;
- Delibera del "Comitato dei ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento" del 04/02/77.

2.3 Normativa Regionale

- Linee Guida applicative del Piano di tutela delle acque, approvate con DGR n. 80 del 27/1/11;
- Deliberazione del Consiglio Regionale del Veneto n. 107 del 05/11/2009 – Approvazione del Piano di Tutela delle Acque;
- D.G.R. 2948 del 6/10/2009 - Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici;
- D.G.R. n°1841 del 19/06/2007 - “L. 3 agosto 1998, n° 267 – individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici”. Modifica D.G.R. 1322 del 10/05/2006, in attuazione della sentenza TAR del Veneto n°1500/07 del 17/05/2007;

- D.G.R. n°1322 del 10/05/2006 – “L. 3 agosto 1998, n. 267 – individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici”;
- Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto adottato con D.G.R. n. 4453 del 29/12/2004;
- D.G.R. n°3637 del 13/12/2002 – “L. 3 agosto 1998, n. 267 – individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici”;
- L.R. Veneto n°5 del 27/03/1998 – Disposizioni in materia di risorse idriche. Istituzione del Servizio Idrico Integrato ed individuazione degli ambiti territoriali ottimali, in attuazione della Legge n°36/1994;
- Piano Regionale di Risanamento delle Acque - Norme di attuazione;
- L.R. Veneto n° 33/1985 e ss. mm.ii – “Norme per la tutela dell'ambiente”.

2.4 Strumenti di pianificazione territoriale ed ambientale

- D.Lgs n°152 del 03 aprile 2006 – Norme in materia ambientale;
- DGR nr. 1400 del 29 agosto 2017 – Guida metodologica per la valutazione di incidenza ambientale.

2.5 Norme in materia di sicurezza:

- D.Lgs. n. 528 del 18.11.1999 concernente le "Modifiche ed integrazioni al Decreto Legislativo 14 agosto 1996, n. 494, recante attuazione alla Direttiva 92/57/CEE in materia di prescrizioni minime di sicurezza e di salute da osservare nei cantieri temporanei o mobili”;
- D.P.R. n. 222 del 3 luglio 2003 “Regolamento sui contenuti minimi dei piani di sicurezza nei cantieri temporanei o mobili, in attuazione dell'articolo 31, comma 1, della legge 11 febbraio 1994, n. 109;
- D.Lgs 9 aprile 2008, n. 81 “Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”;
- D.P.R. 14 settembre 2011, n. 177 “Regolamento qualificante imprese e lavoratori autonomi operanti in ambienti sospetti di inquinamento o confinati a norma dell'art. 6, comma 8, lettera g), del D.Lgs 9 aprile 2008 n. 81”;
- D.Lgs. n. 178 del 1° ottobre 2012 “Modifiche al decreto legislativo 9 aprile 2008, n. 81 in materia di sicurezza sul lavoro per la bonifica degli ordigni bellici”.

2.6 Progettazione idraulica

- Circolare Min. LL.PP. n.11633 del 7.01.1974, “Istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognature”;

- Circolare Min. LL.PP. n. 27291 del 20.03.1986, “Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni (Decreto Min. LL.PP. 12.12.85)”;
- D. M. del 12 dicembre 1985 - Normativa collaudo reti idriche;
- UNI EN 1610:1999.

2.7 Materiali

- UNI EN 14364 (Tubazioni in PRFV);
- EN 14844:2006 +A2:2011 (Scatolari Prefabbricati).

2.8 Norme dei Lavori pubblici

- D.Lgs. 36 del 31/03/2023 - Codice dei contratti pubblici in attuazione dell'articolo 1 della legge 21 giugno 2022, n. 78, recante delega al Governo in materia di contratti pubblici;
- D.M. 145/2000 - Capitolato generale d'appalto dei lavori pubblici.

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

3.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA

La città di Verona è situata a 59 m s.l.m., al margine settentrionale della Pianura Veneta Occidentale, ai piedi dei Monti Lessini e in prossimità dello sbocco della valle dell'Adige. Il territorio del comunale si trova tra l'alta pianura pedemontana veronese e le colline più meridionali del promontorio dei Monti Lessini. La Città è attraversata dal fiume Adige che in epoche geologiche diverse ha seguito più percorsi, conformando la morfologia del territorio dove è sorta la città.

L'intervento di progetto è ubicato nella frazione di Avesa, a circa 3 km a nord-ovest dalla città di Verona, all'imbocco della Val Borago e della Val Galina.

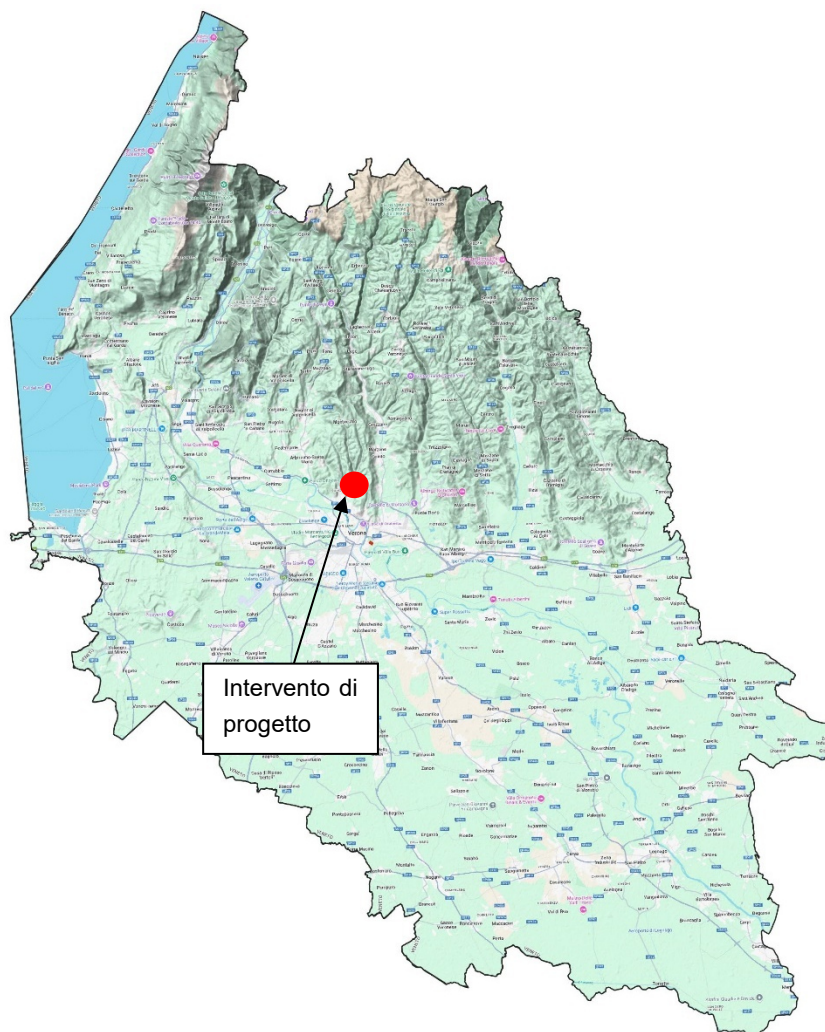


Figura 1: Individuazione dell'intervento nel contesto provinciale

La frazione di Avesa fa parte della Circoscrizione 2^a del Comune di Verona, è attraversata dal Progno di Avesa, affluente di sinistra del fiume Adige, e dal rio Lari, brevissimo corso d'acqua la cui risorgiva si trova nel centro abitato di Avesa, noto soprattutto in relazione alle lavandare di Avesa. L'intervento di progetto riguarda un guado sul Progno Avesa, in prossimità del cimitero nell'odierna via Camposanto, che è sempre stato un punto di passaggio e di attraversamento del corso d'acqua, come si evince dalle mappe d'impianto del 1892.

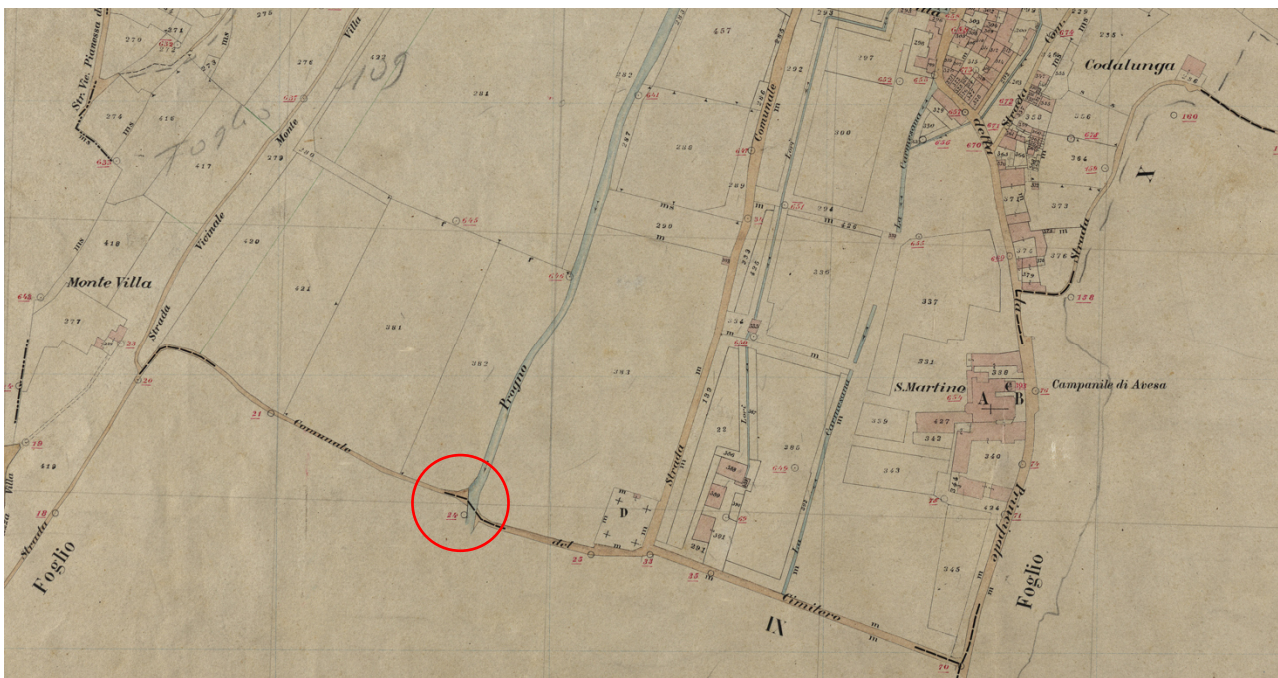


Figura 2: Mappa di impianto del 1892 di Avesa con evidenziato il sito di intervento

Si riporta un estratto su foto satellitare del sito di intervento.



Figura 3: Inquadramento nel contesto cittadino

L'area di intervento è collocata in prossimità del cimitero della frazione in un'area periurbana caratterizzata sia dalla presenza di edifici civili, sia di fondi agricoli in parte coltivati ed in parte incolti. Via Camposanto è stata interrotta recentemente dai lavori di adeguamento delle murature arginali del Prognò di Avesa svolti dal Genio Civile di Verona.

3.2 IDROGRAFIA

Il reticolo idrografico che solca la valle di Avesa è caratterizzato principalmente dal rio Lorì e dal Progno di Avesa. Se nello specifico si considerano i corsi d'acqua presenti tutto l'anno, il campo si restringe al rio Lorì in quanto il Progno di Avesa risulta essere interessato da scorrimento d'acqua in alveo nelle occasioni di eventi meteorici significativi.

3.2.1 Rio Lorì

Nasce dalla risorgiva in corrispondenza dell'incrocio tra via Sorgente Lorì e via F. Paiola, non a caso il nome deriva dal latino “aves” che sta a significare “sorgente” o “risorgiva”, a circa 121 m s.l.m. in sinistra idrografica del Progno di Avesa. La sorgente risulta essere perennemente alimentata dalle acque sotterranee provenienti dalla porzione a monte dei monti Lessini grazie al forte carsismo caratterizzante l'intera area montana. La sorgente Lorì risulta, pertanto, caratterizzata da numerose vie di drenaggio sotterranee.

Dagli studi di Giuseppe Corrà si può affermare che fino a circa il 1978, con un dislivello totale di 65 m e con una portata variabile tra 0,05-0,07 m³/s, scaricava in Adige in prossimità della chiesa di san Giorgio a Verona. Attualmente, questo scarico non è più in funzione ma è ancora esistente e visibile dalla riva opposta di San Giorgio: nell'angolo ai piedi della torre vicina alla chiesa.

Nel corso degli ultimi quarant'anni, il Lorì ha subito delle variazioni nel suo percorso. Oggi, infatti, dopo aver attraversato la frazione di Avesa intubato per quasi tutto questo tratto, all'incrocio con via la Reciproca e via delle Agostiniane, ritorna a cielo aperto fino al C.U.S Verona Hockey. Da qui si sa per certo che viene nuovamente intubato dividendosi su due tracciati: uno procede verso sud di cui si è persa la memoria storica del tracciato, per cui non si conosce più né il suo percorso, né dove finisce, il secondo invece, si sviluppa verso sud-ovest parallelamente a via Santini, via Achille Sacchi per scaricare nel torrente Avesa sotto al ponte in via Nicolò Tommaseo e finire, quindi, in Adige all'incrocio tra Lungadige Attiraglio e via Monte canino.

3.2.2 Progno Avesa

Il progno di Avesa viene anche definito Avesa-Galina in quanto continuazione di uno dei due progni che alimentano da monte il corso d'acqua. A monte dell'abitato di Avesa, infatti, due incisioni vallive solcano il margine meridionale dei Monti Lessini Veronesi: la Val Borago e la Val Galina. Per ognuna si sviluppa un progno lungo la valle. Il progno Borago prende origine dalla confluenza del Vajo Sponda Grande con il Vajo delle Carbonare mentre il progno Galina, in prossimità di località Righi, riceve il contributo del Vajo dei Casotti. I settori meridionali dei due progni si raccordano dolcemente in corrispondenza del Monte Spigolo, monte che divide le due valli fino alla loro confluenza, dalla cui unione si procede verso valle come Progno di Avesa o Progno Avesa-Galina.

3.3 ASPETTI GEOLOGICI

A livello geologico e geomorfologico il sito si trova nella valle di Avesa, ove negli strati superficiali del sottosuolo sono presenti dei depositi alluvionali a matrice fine dovuti al conoide del corso d'acqua.

La relazione geologica elaborata dal dott. geol. Mauro Mancini indica la presenza di depositi limo-argillosi con scarso scheletro detritico e si alternano approfondendosi con i depositi alluvionali grossolani (sabbie e ghiaie); la struttura alluvionale resta comunque complessa in quanto nell'area in esame si sono alternate fasi a diversa energia di trasporto e deposizione, di fatto si rilevano spesso interdigitazioni di sedimenti fini (limo-argillosi) con lenti grossolane (ghiaie).

I rilievi presenti in prossimità del sito sono costituiti da rocce calcaree marnose (calcareniti e calcari nummulitici) di epoca eocenica appartenenti alla normale serie sedimentaria lessinea; queste formazioni calcaree affiorano sui versanti delle vallate.

La valle degrada verso sud ovest con una pendenza compresa nel range 1÷2%.

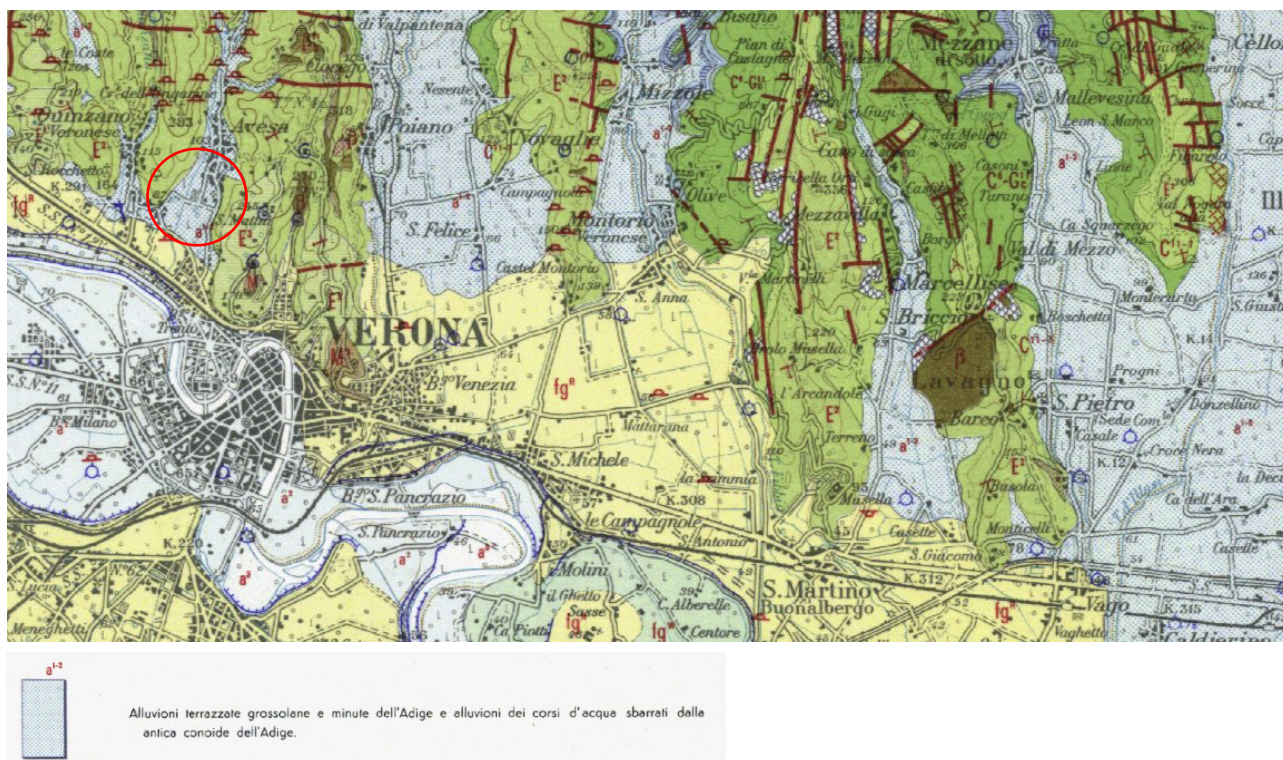


Figura 4: Carta geologica d'Italia - fg. 49 Verona

4 ANALISI IDROLOGICA

4.1 Definizione delle precipitazioni caratteristiche

Ai fini del presente studio sono state dapprima individuate le stazioni pluviometriche più vicine alle aree oggetto di intervento, in quanto nella frazione di Avesa non si trovano stazioni pluviometriche che possano fornire dei dati di pioggia diretti del territorio. In secondo luogo sono state analizzate le precipitazioni delle stazioni pluviometriche di Grezzana (VR), i cui dati sono forniti da ARPAV e si riferiscono a una serie di dati relativi a 32 anni di misure, fino all'anno 2023, e di Verona - Parco Adige Nord (VR) con uno storico dati di 13 anni.

I dati sono forniti per tempi di ritorno di 2, 5, 10, 20 e 50 anni.

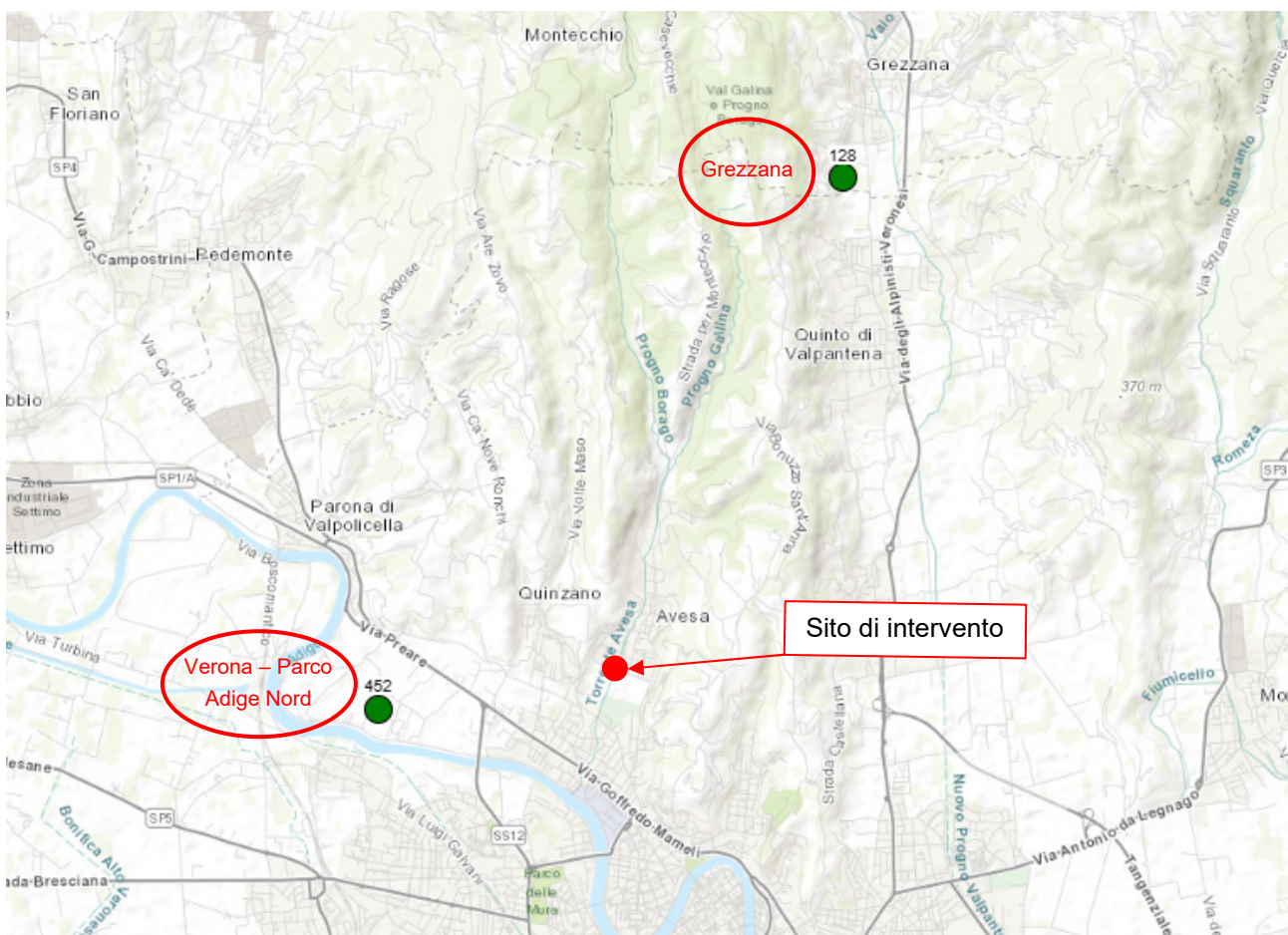


Figura 5. Ubicazione delle stazioni pluviometriche in relazione alle aree di intervento

La stazione di Verona - Parco Adige Nord è situata a 67 m s.l.m. e dista circa 2,50 km in linea d'aria dagli interventi, mentre quella di Grezzana è situata a 156 m s.l.m. e dista circa 5,50 km.

Di seguito sono riportati i parametri "a" e "n" forniti da ARPAV, riferiti a precipitazioni inferiori a 1 ora, delle due stazioni pluviometriche individuate:

Tempo di ritorno (anni)	a (mm)	n
2	39.538	0.531
5	57.476	0.55
10	69.364	0.558
20	80.773	0.563
50	95.546	0.568

Tabella 1. Parametri della curva pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora. Stazione di Verona - Parco Adige Nord

Tempo di ritorno (anni)	a (mm)	n
2	41.339	0.522
5	58.74	0.583
10	70.333	0.61
20	81.488	0.629
50	95.96	0.648

Tabella 2. Parametri della curva pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora. Stazione di Grezzana

Risulta evidente che i dati forniti dalla stazione pluviometrica di Grezzana sono più elevati, quindi più sfavorevoli e cautelativi, su cui a rigor di logica bisognerebbe dimensionare i manufatti di progetto. Diverso invece è il parametro della distanza dal sito dell'intervento. Infatti, la stazione di Grezzana risulta essere più distante dal sito di interesse. Per tal motivo risulterebbe preferibile la stazione Verona - Parco Adige Nord.

Sulla base di queste considerazioni si è scelto di optare per la stazione pluviometrica di **Grezzana** in quanto documenta 32 anni di registrazioni, oltre il doppio di quella di Verona - Parco Adige Nord e la distanza che divide il sito di interesse dalla posizione della stazione non risulta essere sufficientemente grande dal definire l'evento meteorico registrato ininfluenza per l'area di intervento.

Nel caso in esame però, data la natura dell'opera di progetto, i valori delle variabili "a" e "n" forniti da ARPAV non sono sufficienti in quanto sono calcolati per un tempo di ritorno massimo pari a 50 anni. Per questo motivo di seguito viene riportato il metodo utilizzato per calcolare tali valori per tempi di ritorno maggiori.

4.2 Tempo di ritorno di progetto

La valutazione del tempo di ritorno di progetto per le opere di controllo degli effetti dell'urbanizzazione dipende dai rischi che potrebbero scaturire dal sottodimensionamento dell'opera stessa ma anche dalle correlazioni con eventuali dissesti idraulici presenti o potenziali nella rete di scolo. Le aree in oggetto dovranno essere tutelate dalle proprie acque meteoriche di ruscellamento, progettando le opere in modo che non risultino danni alle strutture per tempi di ritorno sufficientemente lunghi.

In questo caso, data la natura dell'opera di progetto le norme tecniche NTC 2018 al paragrafo 5.1.2.3 del capitolo 5.1 "Ponti stradali" recita:

"Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T_r = 200$ anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati."

Data le circostanze in cui si verrà a trovare l'opera si è valutata la non necessità di utilizzare un valore maggiore a quello proposto dalla norma.

Per questo motivo si è scelto un tempo di ritorno pari a **200 anni**.

4.2.1 Parametri della distribuzione probabilistica di Gumbel

I dati forniti dall'ARPAV per le stazioni presenti sul territorio forniscono i valori delle variabili probabilistiche " a " e " n " per tempi di ritorno fino a 50 anni. Ciò significa che, come in questo caso, per valori del tempo di ritorno maggiori a quelli forniti è necessaria l'estrapolazione delle variabili probabilistiche mediante distribuzione di Gumbel.

Disponendo di una lunga serie di dati osservati si può determinare il periodo di anni nel quale un determinato evento è stato uguagliato o superato: ovvero il *tempo di ritorno* (T_r).

Il procedimento che caratterizza gli eventi pluviometrici in senso statistico consente, per i casi critici, di definire il legame tra altezza h e la durata t con la consueta relazione monomia $h = a \cdot t^n$.

I procedimenti usati permettono di estendere il campo delle previsioni oltre il periodo d'osservazione, con attendibilità dei dati che, però, vanno riducendosi con l'aumentare del tempo di ritorno, specialmente in rapporto all'estensione del periodo di osservazione.

Tra i metodi statistico-probabilistici disponibili c'è anche quello di Gumbel che gode di largo credito. Alle precipitazioni massime di data durata può applicarsi la seguente relazione statistica comune a molte serie idrologiche:

$$X(T_r) = \bar{X} + FS_X$$

essendo:

- $X(T_r)$ il valore dell'evento caratterizzato da un periodo di ritorno, ovvero l'evento che viene uguagliato o superato mediamente ogni T_r anni;

- $\bar{X}$ il valore medio degli eventi considerati;
- F fattore di frequenza;
- S_X scarto quadratico medio della variabile in esame.

Una delle più usate distribuzioni di probabilità dei valori estremi è la distribuzione *doppio esponenziale* di Gumbel. Essa assegna al fattore di frequenza F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

essendo:

- $Y(T_r)$ la variabile ridotta (funzione del tempo di ritorno);
- $\bar{Y}_N$ la media della variabile ridotta;
- S_N lo scarto quadratico medio della variabile ridotta (o deviazione standard media)
- " N " corrisponde al numero di osservazioni disponibili.

Effettuando la sostituzione nella prima equazione si ottiene:

$$X(T_r) = \bar{X} + S_X \cdot \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N} = \bar{X} - \bar{Y}_N \cdot \frac{S_X}{S_N} + \frac{S_X}{S_N} \cdot Y(T_r) = \beta + \alpha h$$

dove:

- β è chiamata *moda* e rappresenta il valore con massima frequenza probabile;
- $\alpha = \frac{S_X}{S_N}$
- $\bar{Y}_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i$
- $S_N = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y}_N)^2 \right]^{1/2}$

I valori della media della variabile ridotta e della deviazione standard (scarto quadratico medio) dipendono solo dal numero N di elementi della serie. Quindi possono calcolarsi oppure utilizzare quelli delle tabelle forniti da Gumbel:

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5154	0,5177	0,5198	0,5217
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5282	0,5296	0,5309	0,5321	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5411	0,5417	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5472	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5532	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5571	0,5573	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5584
90	0,5586	0,5588	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5605	0,5606	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Figura 6: valori della media ridotta $\bar{Y}_N$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,001	1,0148	1,027	1,0378	1,0476	1,0564	1,0644	1,0717	1,0785	1,0847
20	1,0904	1,0958	1,1008	1,1055	1,1098	1,114	1,1178	1,1215	1,125	1,1283
30	1,1314	1,1344	1,1372	1,1399	1,1425	1,1449	1,1473	1,1496	1,1518	1,1538
40	1,1559	1,1578	1,1597	1,1614	1,1632	1,1649	1,1665	1,168	1,1696	1,171
50	1,1724	1,1738	1,1752	1,1765	1,1777	1,1789	1,1801	1,1813	1,1824	1,1835
60	1,1846	1,1856	1,1866	1,1876	1,1886	1,1895	1,1904	1,1913	1,1922	1,1931
70	1,1939	1,1947	1,1955	1,1963	1,1971	1,1978	1,1986	1,1993	1,2	1,2007
80	1,2014	1,202	1,2027	1,2033	1,2039	1,2045	1,2052	1,2057	1,2063	1,2069
90	1,2075	1,208	1,2086	1,2091	1,2096	1,2101	1,2106	1,2111	1,2116	1,2121
100	1,2126	1,213	1,2135	1,2139	1,2144	1,2148	1,2153	1,2157	1,2161	1,2165

 Figura 7: valori della deviazione standard S_N

La funzione $Y(T_r)$ è legata al tempo di ritorno dalla seguente relazione:

$$Y(T_r) = -\ln \left[-\ln \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right]$$

4.2.2 Calcolo delle variabili probabilistiche “a”, “n”

Per il calcolo delle variabili probabilistiche “a” e “n” sono stati considerati i valori raccolti dalle osservazioni delle precipitazioni di durata inferiori all’ora della stazione pluviometrica di Grezzana che, ad oggi, registra uno storico di 32 anni. Inoltre, per la natura dell’opera da realizzare, il tempo di ritorno scelto è di 200 anni.

Di seguito il calcolo delle due variabili.

PARAMETRI DELLA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA DI GUMBEL

DATI DI INPUT

Stazione pluviometrica:

Grezzana

Quota:

156,00 m s.l.m.

Durata		5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti
Numerosità	[i]	32	32	32	32	32
Media	$\bar{h}$ [mm]	10,74	17,99	22,69	30,52	35,05
Deviazione standard media	S_h [mm]	2,452	4,309	6,304	10,581	13,294
Media ridotta Gumbel	Y_N^- [mm]	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538
Deviazione standard Gumbel	S_N [mm]	1,1372	1,1372	1,1372	1,1372	1,1372

Tempo di ritorno	T_r [anni]	5	10	50	30	200
Variabile ridotta	$Y(T_r)$	1,50	2,25	3,90	3,38	5,30

$$Y(T_r) = -\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

$$h(t; T_r) = \bar{h} + [Y(T_r) - Y_N] \cdot \left(\frac{S_h}{S_N} \right)$$

5 anni	10 anni	50 anni	30 anni	200 anni	t
$h(t;T_r)$	$h(t;T_r)$	$h(t;T_r)$	$h(t;T_r)$	$h(t;T_r)$	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[ore]
12,812	14,430	17,992	16,875	20,998	0,0833
21,639	24,483	30,742	28,780	36,024	0,1667
28,026	32,185	41,340	38,471	49,066	0,2500
39,469	46,452	61,819	57,002	74,788	0,5000
46,295	55,067	74,373	68,322	90,667	0,7500

Tempo di ritorno scelto	T_r	200	anni
-------------------------	-------	-----	------

$\log h(t;T_r)$	$\log t$
1,322170	-1,07918
1,556588	-0,77815
1,690783	-0,60206
1,873833	-0,30103
1,957451	-0,12494

$$\begin{aligned}
 \overline{\log h(t;T_r)} &= 1,68017 \\
 \overline{\log t} &= -0,57707 \\
 S_{\overline{\log h(t;T_r)}} &= 0,253938 \\
 S_{\overline{\log t}} &= 0,378746
 \end{aligned}$$

$$\log a = \overline{\log h(t;T_r)} - \overline{\log t} \cdot \frac{S_{\overline{\log h(t;T_r)}}}{S_{\overline{\log t}}} = \overline{\log h(t;T_r)} - \overline{\log t} \cdot n$$

$$\log a = 2,067075 \quad \rightarrow$$

a	$=$	116,701	mm/ora ⁿ
n	$=$	0,670	

4.3 Tempo di corrivazione del bacino

Data la variabilità dell'estensione delle aree scolanti e l'eterogeneità delle superfici interessate, le formule empiriche proposte in letteratura, usualmente impiegate per il calcolo del tempo di corrivazione, devono assumersi con la dovuta cautela ed intese come indicative. In sede di progettazione dell'opera si dovranno eseguire studi più approfonditi, considerando l'impiego di codici di calcolo per la modellazione fisicamente basata del drenaggio dell'area.

Tuttavia, in questa fase, i metodi convenzionali universalmente riconosciuti per il calcolo delle reti di drenaggio, definiscono, con buona approssimazione le caratteristiche dimensionali dell'intervento e quindi una stima dei costi adeguata.

4.3.1 Metodo Mambretti Paoletti

Per superfici scolanti è applicabile l'espressione di Mambretti e Paoletti (1996) che introduce il concetto del condotto equivalente, sviluppato partendo dalla considerazione che il deflusso superficiale è in realtà un deflusso in una rete di piccole canalizzazioni incognite. Si ottiene quindi l'espressione:

$$t_a = \left[\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0.30}}{s_i^{0.375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{n+3}}$$

dove:

- t_a – tempo di accesso alla rete [s];
- S_i – superficie del sottobacino [ha];
- φ_i – coefficiente di deflusso;
- a – parametro della curva di possibilità pluviometrica [m];
- n - parametro della curva di possibilità pluviometrica;
- s_i – pendenza media della superficie scolante [m/m], da assumersi comunque superiore a 0,003 m/m.

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo ed è di norma calcolato con la seguente espressione:

$$t_r = \sum \left(\frac{L_i}{V_i} \right)$$

con L la lunghezza del tratto e V la velocità della corrente all'interno della condotta.

Dagli studi condotti presso il Politecnico di Milano nel 1995 da Becciu ed altri si è evidenziato come questa tenda a sovrastimare il valore di t_r . A tal fine si è introdotto un ulteriore termine correttivo arrivando alla seguente espressione:

$$t_r = \sum \left(\frac{L_i}{1,5 \cdot V_i} \right)$$

Il tempo di concentrazione t_c è determinato dalla somma del tempo di accesso t_a e del tempo di rete t_r . Il t_c del sistema di drenaggio alla sezione di chiusura viene assunto pari al massimo t_c dei tratti confluenti.

4.3.2 Metodo del Maryland

È applicabile altresì la seguente espressione proposta da Civil Engineering Department del Maryland, 1971:

$$t_c = 26.3 \cdot \frac{(L / K_s)^{0.6}}{j^{0.4} \cdot i^{0.3}} \Rightarrow t_c = \left[26.3 \cdot \frac{(L / K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4 \cdot n)}$$

dove:

- t_c – tempo di corruzione [s];
- L – lunghezza della superficie scolante [m];
- K_s – Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$];
- j – intensità della precipitazione [m/h];
- a – parametro della curva di possibilità pluviometrica [m];
- n - parametro della curva di possibilità pluviometrica;
- i – pendenza media della rete della superficie scolante [m/m].

Di seguito è riportata la tabella di riferimento per la scelta del coefficiente di scabrezza (L. Da Deppo, 2000):

Qualità della superficie	ks (m ^{1/3} /s)
Aree servite da una rete fognaria costituita da tubi in cls.	75
Aree coltivate a cereali, prato, etc..	40
Aree coltivate a frutteto	20
Aree con vegetazione spontanea	25

Tabella 3: coefficiente di scabrezza di riferimento (Da Deppo, 2000)

Per l'area in oggetto è stato assunto un valore di 40 (m^{1/3}/s), valore tipico per terreni coltivati, adibiti a prato e più in generale con erba sul fondo.

4.3.3 Metodo Giandotti

Molto utilizzata per percorsi torrentizi e fluviali di medie e grosse dimensioni, è l'espressione di Giandotti (1934) che utilizza i parametri morfologici dell'area di interesse, quali superficie, lunghezza dell'asta fluviale e quota media del bacino. La formula di Giandotti restituisce il valore del tempo di corrivazione del bacino in ore.

Si ottiene quindi l'espressione:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - z_0}}$$

dove:

- t_c – tempo di corrivazione [h];
- S – superficie del bacino [km²];
- L – lunghezza asta fluviale [km];
- H_m – quota media del bacino [m];
- z₀ – quota della sezione di chiusura [m].

4.3.4 Scelta del tempo di corrivazione

Si riportano di seguito i risultati del tempo di corrivazione.

T _c	T_c [s]	T_c [min]
<i>Maryland</i>	5410	90.17
<i>Paoletti</i>	5526	92.10
<i>Giandotti</i>	6189	103.16

Verrà assunto il valore più cautelativo, ovvero il tempo di corrivazione calcolato con il metodo Maryland pari a 5410 secondi.

4.4 Definizione della superficie scolante

Per identificare il volume d'acqua interessante l'area oggetto di studio è necessario suddividere il bacino scolante in sub-aree, ognuna caratterizzata da coefficienti di deflusso differenti a seconda della loro destinazione d'uso. Per le superfici destinate a verde, per esempio, parte del volume di pioggia verrà assorbito dal terreno, il restante genererà il volume che verrà captato dal sistema di raccolta e finirà nelle condotte di fognatura. Differentemente, le superfici stradali, piazzali, parcheggi, data la loro alta impermeabilità, sono caratterizzati da capacità di assorbimento molto basse, quasi nulla. Ciò implica una maggiore percentuale di volume che contribuirà alla formazione della portata finale.

Per questo motivo, in questo caso studio sono state individuate due tipologie principali di superfici a cui è stata assegnata un coefficiente di deflusso: maggiore se più impermeabile, minore nel caso opposto.

1. Area a verde: aree coltivate, giardini, prati, parchi e boschi, ovvero aree non impermeabilizzate a cui sono stati attribuiti coefficiente di deflusso pari al 10%, ovvero la porzione di pioggia che non riesce a filtrare per vari motivi, tra cui la saturazione del terreno o forti pendenze.
2. Tetti/superfici coperte e strade/piazzali: porzioni di bacino quasi completamente impermeabili con coefficiente di deflusso pari al 90%. In questo caso, data l'estensione della superficie impermeabile ed alla sua scabrezza urbanistica che comporta maggiori difficoltà all'acqua di raggiungere il torrente, si è scelto di diminuire al 60% la porzione contribuente alla formazione della portata. In altre parole tale scelta permette di tenere conto della parte che non raggiungerà mai il corso d'acqua.

Analisi idrologica relativa all'intero bacino scolante

Lo studio del panorama orografico ed urbanistico permette di capire nel complesso l'intera area di scolo, andando a sottolineare la reale problematica nel caso in cui anche la goccia caduta nel punto più distante del bacino riuscisse a raggiungere il luogo dell'intervento. Ai fini pratici, ciò è utile per conoscere e programmare gli interventi nel breve e nel lungo periodo, non solo del luogo oggetto di studio, ma anche per le zone ricadenti all'interno della superficie individuata.

Nel caso in esame, dall'analisi morfologica del territorio è stato ricavato il bacino scolante che contribuisce alla formazione della portata alla sezione di chiusura che, in questo caso, coinciderà con il luogo dove verrà realizzato l'attraversamento del torrente. Per confermare la forma del bacino ottenuta dallo studio, si è attinto alla cartografia proposta dal Distrettuale delle Alpi Orientali che, oltre a mappare l'idrografia del territorio, mette a disposizione anche i bacini scolanti individuati per ogni corso d'acqua. La sovrapposizione è risultata coincidente.

Data la conformazione del territorio, la definizione dell'area scolante non è stata difficile. Infatti, come già anticipato in precedenza, la posizione del territorio all'interno di importanti incisioni vallive nella

parte più a nord e più dolci a sud, successivamente all'elaborazione dei raster DTM e la conseguente estrazione delle curve di livello, ha permesso di definire facilmente i bordi esterni del bacino scolante, ovvero le linee di dislivello esterne.

Prendendo come sezione di chiusura il punto in cui il torrente Avesa interseca via Camposanto, il bacino sale dapprima ortogonalmente lungo i versanti della dorsale della Valpantena e di quella tra Quinzano ed Avesa per poi correre sopra di esse lungo, appunto, i punti di maggior quota, quindi quelli fungenti da spartiacque tra le valli.

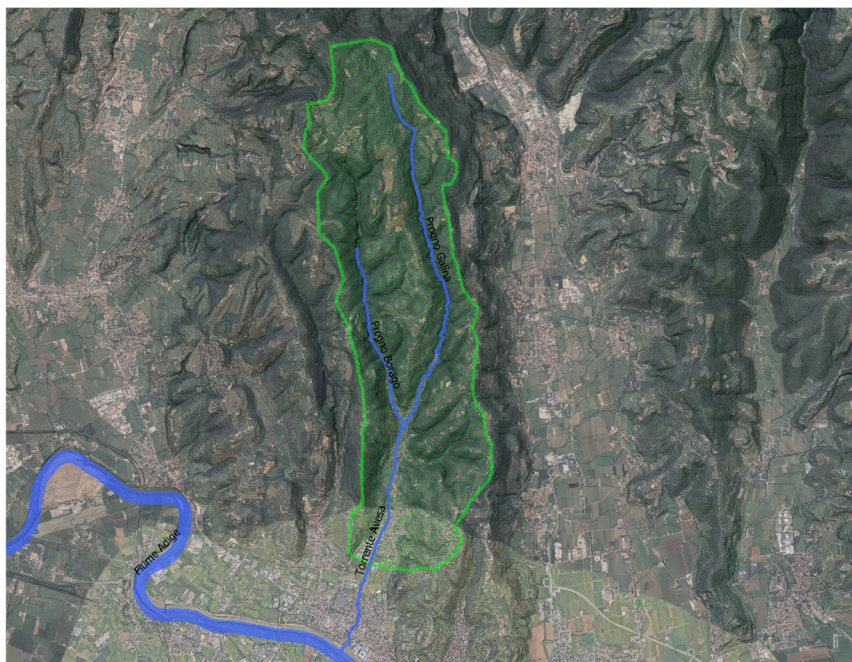


Figura 8: Bacino scolante contribuente alla portata sulla sezione di chiusura del torrente Avesa

Il bacino individuato si estende per un totale di 14,50 km² comprendendo l'intera Val Borago e Val Galina fino alla sezione terminale in via Camposanto.

L'intera area la si può dividere in due parti:

- a nord della confluenza dei progni Borago e Galina;
- a sud della confluenza dei progni Borago e Galina.

La prima risulta essere un sito di interesse comunitario (SIC IT3210012) caratterizzata da fitta vegetazione in un contesto completamente e fortemente naturale. Sono presenti strette forre alle quali sono collegate ripide scarpate rocciose, spesso subverticali, chiaro segno del lavoro millenario dell'erosione dell'acqua. In queste due valli il dislivello supera anche i 200 m inducendo ad affermare che qualunque goccia d'acqua ricadente all'interno del bacino finisca direttamente sul fondo valle, e quindi, direttamente trasportata dal progno verso valle.

La seconda, invece, si presenta maggiormente urbanizzata. In corrispondenza di Monte Spigolo si apre la valle di Avesa la cui forma "triangolare" è caratterizzata da una lieve ma costante pendenza verso sud e da versanti delle due dorsali laterali di pendenza inferiore. Il luogo dell'intervento si trova

proprio sul bordo della fine della dorsale che divide Quinzano da Avesa da cui si apre, quindi, un territorio perlopiù pianeggiante.

L'immagine seguente mostra chiaramente quanto finora descritto.

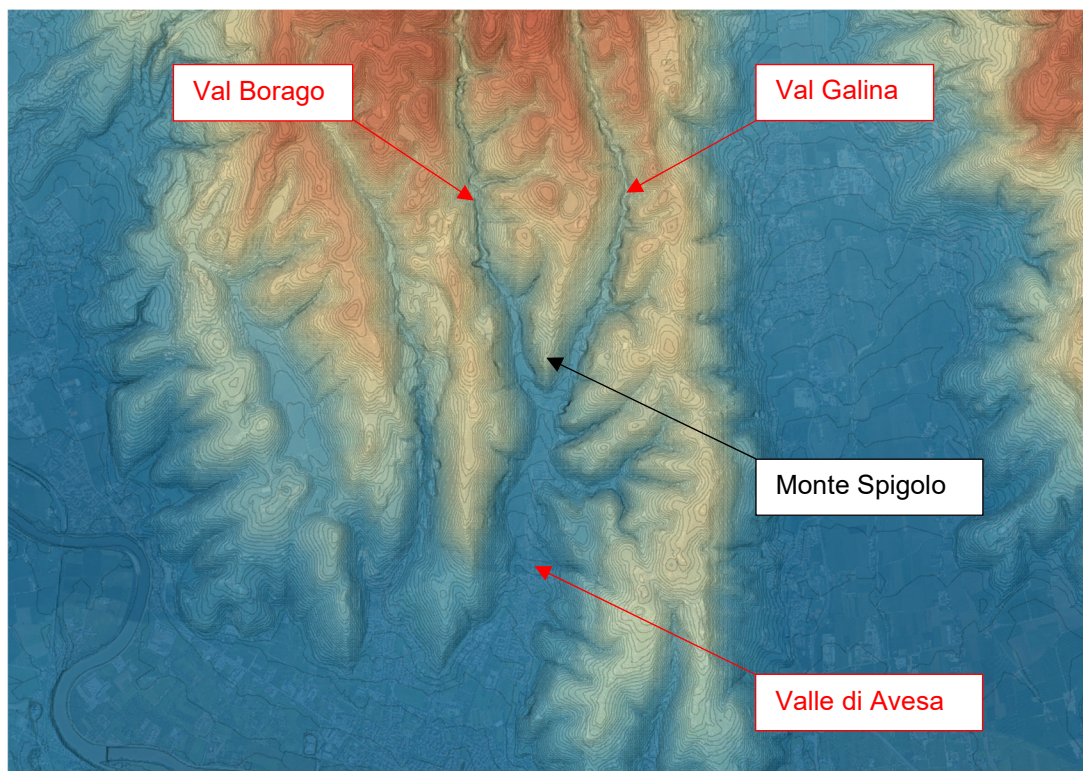


Figura 9: Morfologia del territorio della Val Galina, Val Borago e valle di Avesa

Di seguito viene riportata la tabella dei sottobacini e la loro estensione superficiale all'interno del bacino totale.

	Superficie (m ²)	Superficie (km ²)	Coeff. di deflusso
Area a verde	14.077.000,00	14,08	0,10
Tetti/superfici coperte	423.000,00	0,42	0,60
Sup. totale bacino	14.500.000,00	14,50	-

Nella valutazione dei valori da assegnare ai coefficienti di deflusso per il sottobacino caratterizzante le superfici coperte si è tenuto conto del contributo che questo ha sulla formazione della portata alla sezione di chiusura. Nel complesso infatti, rispetto all'estensione dell'intero bacino, la parte urbanizzata contribuisce in piccola parte rispetto alle zone boscate o comunque verdi. Inoltre se si considera la conformazione di tale area, la presenza di case ed ostacoli vari, senza considerare che si dovrebbe valutare anche le livellette delle varie strade, ovvero l'andamento delle pendenze all'interno del sottobacino, fanno in modo che una quota parte del deflusso superficiale che si viene

a creare all'interno di quest'area durante un evento meteorico importante contribuisce alla formazione della portata alla sezione di chiusura considerata.

Per questi motivi, anziché considerare un coefficiente di deflusso su superfici quasi impermeabili pari a 90% come da letteratura, si è optato per un valore pari a 60% (0,60).

5 ANALISI IDRAULICA

5.1 Portata massima - metodo cinematico

Per la determinazione della componente di ruscellamento superficiale verrà adottato il metodo cinematico o razionale ricordando comunque le assunzioni fatte per la determinazione del tempo di corrivazione e rimandando alle successive fasi progettuali una definizione più accurata dei modelli di calcolo da impiegare.

Le portate defluenti attraverso una sezione di chiusura di un bacino scolante dipendono dalle caratteristiche del bacino stesso e dall'evento pluviometrico. La formazione del deflusso dipenderà dalla durata (t) dell'evento meteorico e dall'intensità media ($j=h/t$). La portata sarà massima quando alla sezione considerata giungano insieme tutti i contributi idrici provenienti da tutte le parti che compongono il bacino e cioè per precipitazioni con durata superiore al tempo di corrivazione (t_c). Il metodo ipotizza che:

- la portata nella sezione considerata cresca in modo lineare;
- la superficie scolante sia piana, inclinata e di forma rettangolare (questa ipotesi risulta particolarmente adatta alle aree in esame);
- precipitazione costante e uniforme su tutta la superficie scolante.

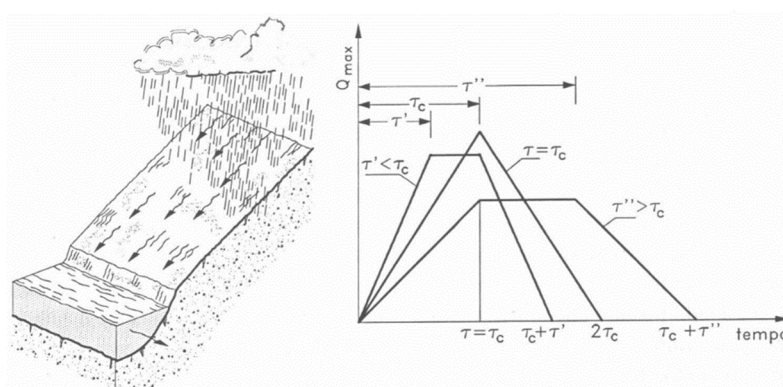


Figura 10. Metodo cinematico; schema di bacino e ideogrammi di piena.

il valore medio della portata sarà dato da:

$$\bar{Q} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{(t + t_c)}$$

dove: $\bar{Q}$ - valore medio della portata;
t – tempo di pioggia;
 φ - coefficiente di deflusso;
S – superficie scolante;
h – altezza di pioggia totale della precipitazione.

La portata massima si verifica per quelli eventi pluviometrici la cui durata è pari al tempo di corrivazione $t=t_c$.

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

Considerando un tempo di ritorno pari a 200 anni è risultata alla sezione di chiusura una portata pari a 47,10 m³/s.

5.2 Risultati dell'analisi

CALCOLO DELLA PORTATA DEL BACINO SCOLANTE

Metodo cinematico

DATI DI INPUT

Coeff. di scabrezza (Gauckler-Strickler)	K_s	20	$m^{1/3}/s$
Lunghezza della rete	L_{rete}	7000,00	m
Pendenza media della rete	i_{rete}	0,050	m/m
Pendenza media di accesso	i_{acc}	0,230	m/m
Tempo di ritorno	Tr	200	anni
Parametro a	a	116,701	mm-ore ⁻ⁿ
Parametro n	n	0,670	-
Velocità media nelle condotte	V_m	1,00	m/s

SUPERFICI SCOLANTI

Tetti/superfici coperte

Area	S_i	0,00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0,90	-
Tempo di ruscellamento nel bacino (Paoletti)	Tr_i	0	s
Tempo di percorrenza in rete	Tr_{pi}	4.667	s
Tempo di corrivazione ($Tr + Tp$)	T_{ci}	4.667	s
Intensità di pioggia	i_i	107	mm/h
Portata	Q_i	0,000	m^3/s

Area a verde

Area	S_i	14.077.000,00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0,10	-
Tempo di ruscellamento nel bacino (Paoletti)	Tr_i	883	s
Tempo di percorrenza in rete	Tr_{pi}	4.667	s
Tempo di corrivazione ($Tr + Tp$)	T_{ci}	5.550	s
Intensità di pioggia	i_i	101	mm/h
Portata	Q_i	39,568	m^3/s

Strade e piazzali

Area	S_i	423.000,00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0,60	-
Tempo di ruscellamento nel bacino (Paoletti)	Tr_i	172	s
Tempo di percorrenza in rete	Tr_{pi}	4.667	s
Tempo di corrivazione ($Tr + Tp$)	T_{ci}	4.839	s
Intensità di pioggia	i_i	106	mm/h
Portata	Q_i	7,463	m^3/s

RECAPITO FINALE RETE

Area totale	S_{tot}	14.500.000,00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale medio	Φ_m	0,11	-
Tempo di corrivazione scelto (metodo Maryland)	$T_{c\text{ scelto}}$	5.410	s
Intensità di pioggia	$i_{ottenuto}$	102	mm/h
Portata finale di progetto	Q_p	47,096	m^3/s

6 MODELLAZIONE IN HEC-RAS

La capacità di deflusso viene stimata nel presente studio idraulico attraverso una modellazione monodimensionale del torrente, che permette di ottenere la quota del tirante massimo in prossimità della sezione corrispondente a dove verrà realizzato il nuovo ponte per definire la quota dell'intradosso dell'impalcato considerando il franco idraulico di sicurezza.

In questo tratto è stato eseguito un rilievo con strumentazione GPS Topcon GR5 e laser scanner portatile Geoslam Horizon, effettuato a più riprese al fine di estrarre le sezioni d'alveo e successivamente si è proceduto alla modellazione idraulica mono-dimensionale con il software HEC-RAS 6.2.

6.1 Descrizione dei luoghi

Il tratto del torrente Avesa oggetto di modellazione è ubicato a sud del centro abitato di Avesa, in prossimità di Via camposanto e del cimitero di Avesa. In sinistra idrografica si trova il cimitero e via Camposanto, in destra idrografica si trova il proseguimento di via Camposanto (originariamente vi era un guado), via della Consortia e un parcheggio.

Il tratto oggetto di modellazione ha previsto una lunghezza complessiva di 314,4 m, dove sono presenti due soglie con relativo salto di fondo: una di 90 cm sulla sezione 9 a 75 m a monte del parcheggio, l'altra di 65 cm sulla sezione 37 a 120 m a valle del parcheggio.

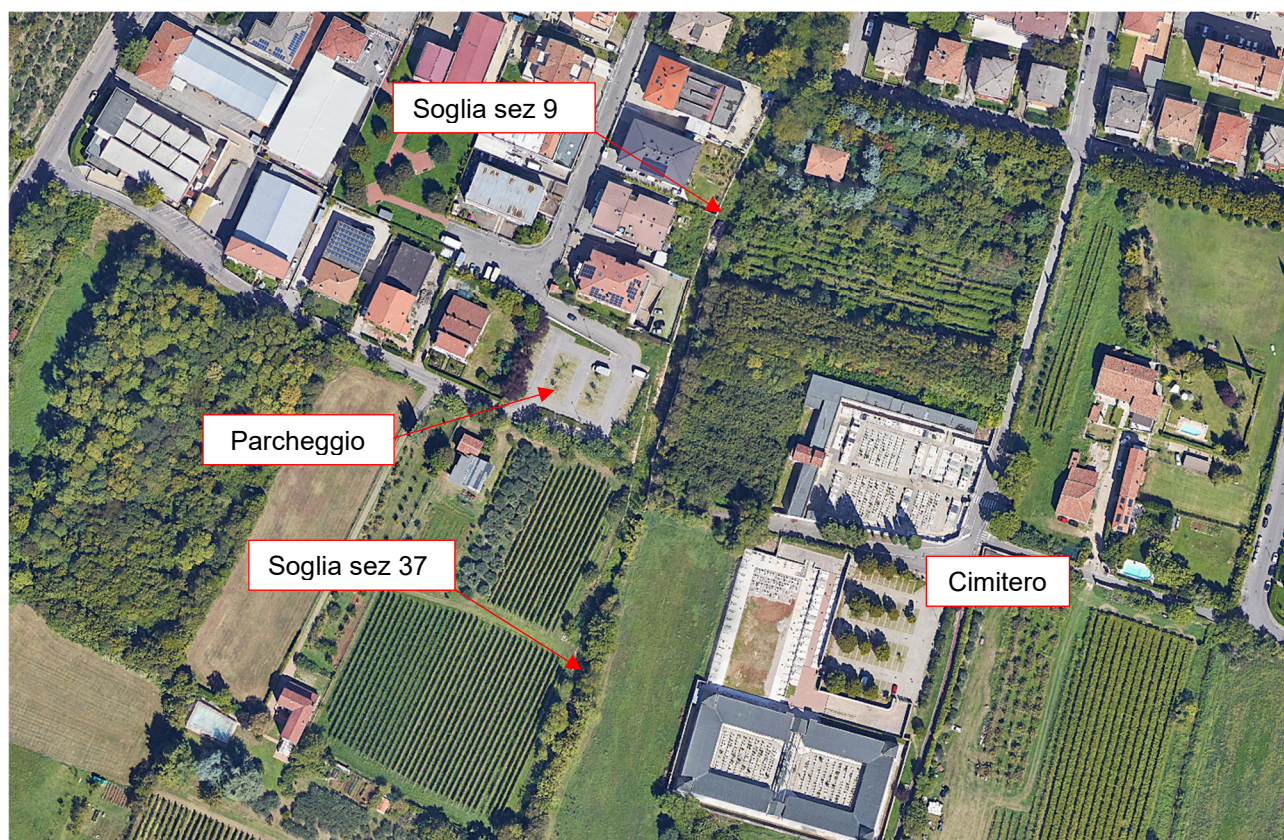


Figura 11: Tratto torrente Avesa oggetto di modellazione su ortofoto

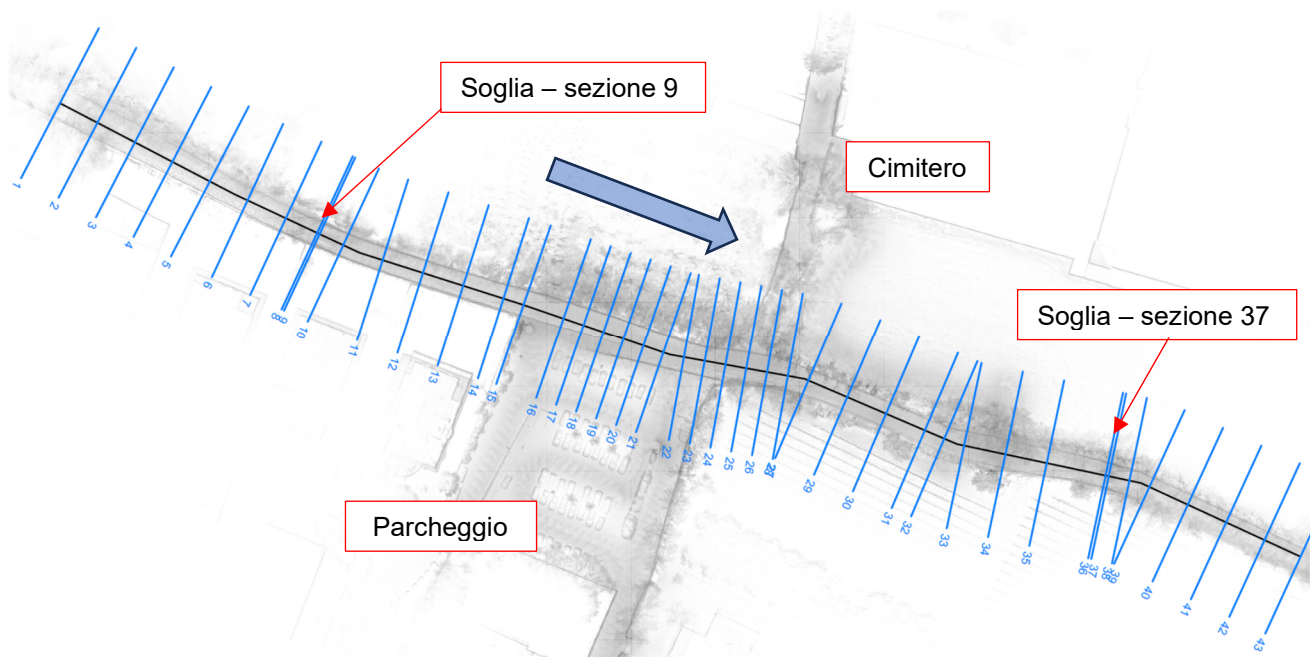


Figura 12: Individuazione delle sezioni idrauliche utilizzate nella modellazione 1D

Il fondo è costituito da ciottoli di dimensioni moderate e, contestualmente al tratto modellato, ha una pendenza del 1,8% nel tratto dalla sezione 1 alla 8, una pendenza del 1,2% dalla sezione 9 alla sezione 36.

Il torrente in questo punto risulta essere regimato da vari tipi di arginatura. A monte della sezione 9 gli argini si presentano in muratura in sasso in destra idrografica e in scogliera bassa in sinistra.

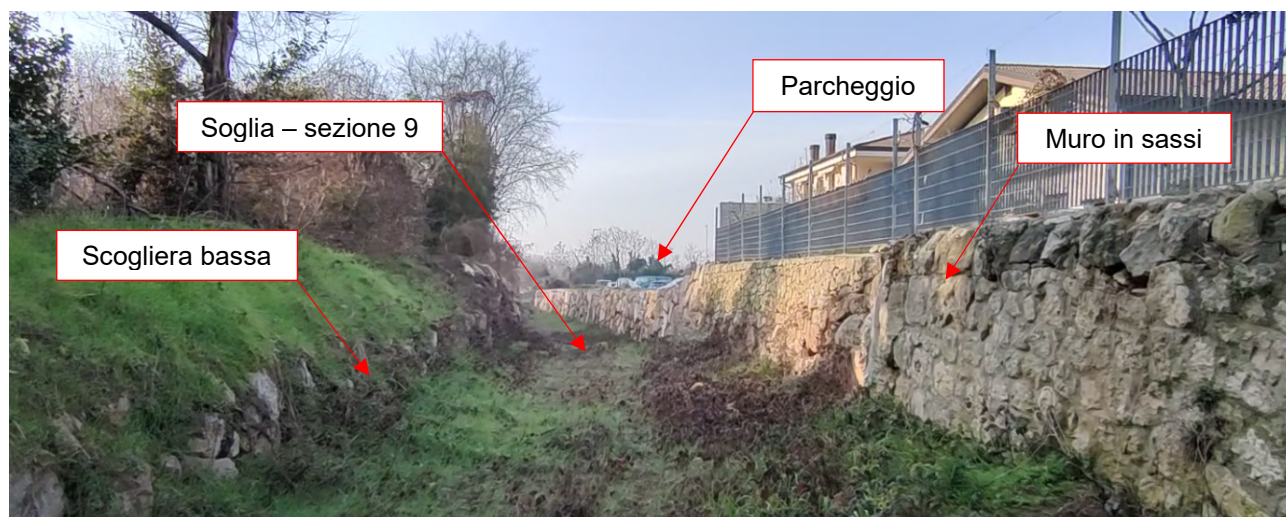


Figura 13: Argini tra la sezione 1 e la sezione 9

Tra la soglia di monte (sezione 9) e il punto dell'ex guado alla sezione 24, sia in sinistra che in destra idrografica sono presenti delle scogliere in massi ciclopici di recente realizzazione e una rampa di accesso all'alveo in destra idrografica in corrispondenza del parcheggio di via Consortia.



Figura 14: Argini tra la sezione 9 e la 24 in corrispondenza del parcheggio

Tra la sezione 24, dove era presente il guado in via Camposanto, e la sezione 37 della soglia di valle, un muro in c.a. prosegue in destra idrografica e un muro in sassi in sinistra.



Figura 15: Argini tra la sezione 24 e la 37

6.2 Scabrezza di riferimento – coefficiente di Manning

L'attribuzione del coefficiente di Manning è basata sulle rilevazioni visive dei sopralluoghi effettuati e fa riferimento ai valori caratteristici di letteratura.

Di seguito si riporta un'immagine rappresentativa del tratto interessato con l'indicazione del coefficiente di Manning attribuito agli elementi dell'alveo:



Figura 16: Alveo del torrente Avesa

Di seguito è riportata la tabella di riferimento per la scelta del coefficiente di scabrezza.

Descrizione del corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning ($m^{-1/3} \times s$)	ks Strickler ($m^{1/3} \times s^{-1}$)	m Kutter ($m^{1/2}$)	γ Bazin ($m^{1/3}$)
Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo	0.040÷0.033	25÷30	3.50÷3.00	3.00÷2.30
Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	0.033÷0.028	30÷35	3.00÷2.00	2.30÷1.75
Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo	0.025÷0.022	40÷45	1.50÷1.35	1.30÷1.00
Tratti tombinati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60
Aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni	0.050÷0.040	20÷25	≥3.50	≥3.00
Aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi	0.033÷0.025	30÷40	3.00÷1.50	2.30÷1.30
Aree urbane adibite a parcheggio o con strade abbastanza ampie	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60

Figura 17: Coefficienti di scabrezza di riferimento

Per l'area in oggetto è stato assunto un valore di Strickler pari a $30 m^{1/3}/s$, corrispondente a Manning 0,033 per il letto dell'alveo, mentre $35 m^{1/3}/s$, corrispondente a Manning 0,028 per le sponde. La scelta dell'ultimo valore considera anche le sponde poco a monte e a valle che differiscono da quelle dell'immagine essendo caratterizzate da scabrezze inferiori in quanto realizzati in parte in calcestruzzo ed in parte in sasso di dimensioni minori e quindi leggermente più regolari. Il valore, media le caratteristiche di scabrezza delle sponde.

Nella configurazione con geometria con alveo ribassato e sezioni d'alveo regolarizzate si è scelto un coefficiente di Strickler pari a $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, corrispondente a Manning 0,025 per le sponde.

6.3 Criteri per la taratura del modello

Le condizioni al contorno sono le seguenti:

- Tirante di moto uniforme a monte con pendenza pari a 0,018 m/m coincidente con quella dell'alveo;
- Tirante di moto uniforme a valle con pendenza pari a 0,12 m/m coincidente con quella dell'alveo.

La modellazione è stata eseguita con moto permanente/stazionario.

6.4 Risultati del modello con geometria alveo stato attuale

Di seguito si riporta il profilo idraulico relativo allo stato attuale con portata di $47,10 \text{ m}^3/\text{s}$ ottenuto dall'analisi idrologica riferita al tempo di ritorno di 200 anni. Si nota che, a partire dalla sezione 24, poco a valle di dove si realizzerà l'opera, e nelle sezioni a valle il torrente esonda in più punti.

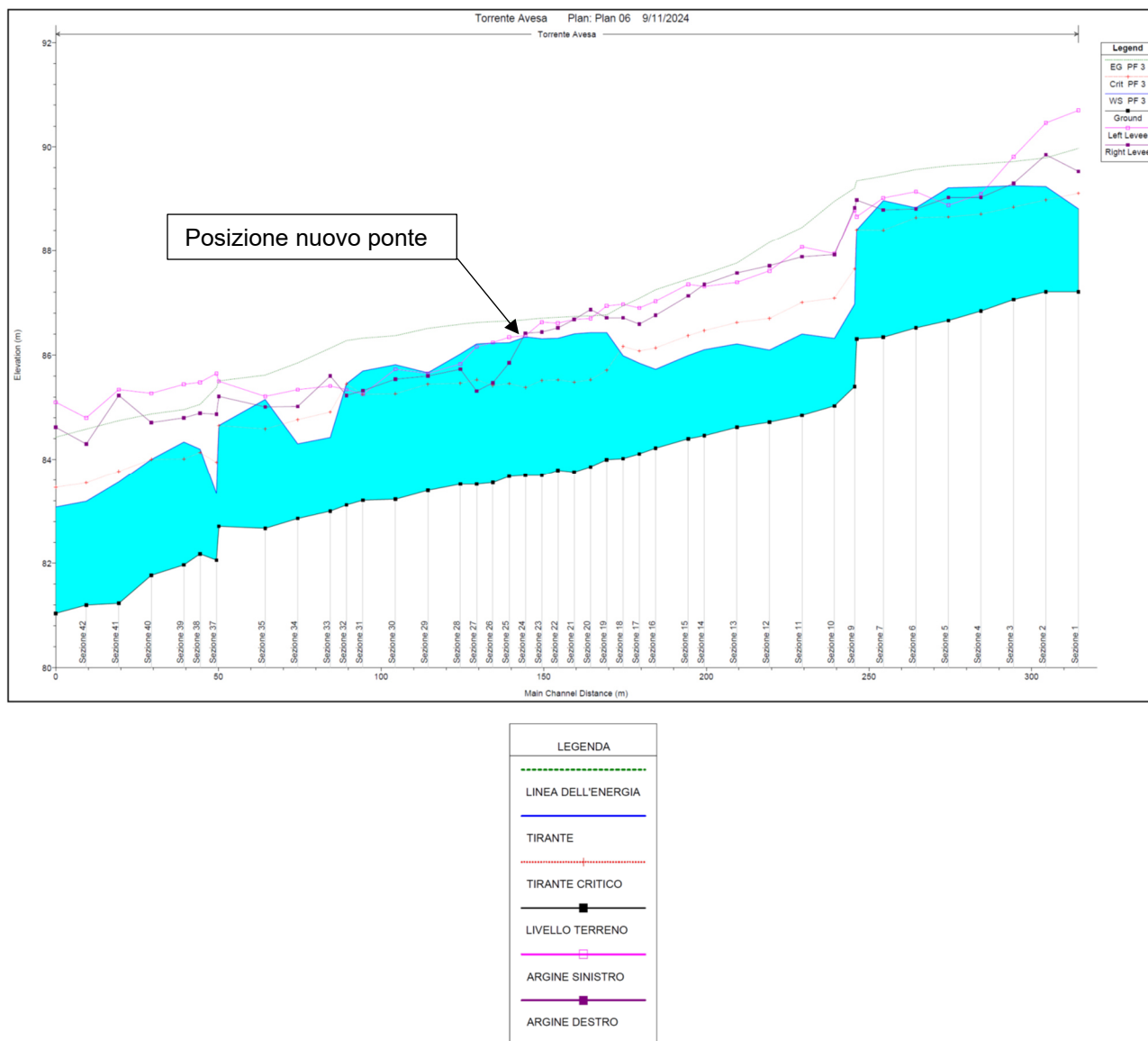


Figura 18: Profilo longitudinale dello stato attuale del torrente Avesa con portata pari a $47,1 \text{ m}^3/\text{s}$ riferito al tempo di ritorno dei 200 anni e relativa legenda

Di seguito è riportato il tabulato dei risultati ed il profilo risultato dalla modellazione:

Prog. River Station	Nome	Q _{ta} fondo	Q	Q _{ta} scorr	H _{critica}	V _{media}	Froude	T _{ensione tang}
[m]		[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m/s]		[N/m ²]
314.40	Sezione 1	87.21	47.1	88.81	89.11	4.82	1.33	173.68
304.40	Sezione 2	87.21	47.1	89.24	88.98	3.33	0.77	64
294.40	Sezione 3	87.06	47.1	89.26	88.85	3.08	0.68	52.43
284.40	Sezione 4	86.84	47.1	89.23	88.71	3.02	0.64	45.73
274.40	Sezione 5	86.66	47.1	89.22	88.66	2.96	0.61	38.9
264.40	Sezione 6	86.52	47.1	88.83	88.64	4.14	0.88	78.71
254.40	Sezione 7	86.34	47.1	88.97	88.4	3.28	0.66	45.85
246.22	Sezione 8	86.31	47.1	88.4	88.4	4.4	0.98	101.94
245.59	Sezione 9	85.4	47.1	86.97	87.65	6.72	1.75	282.07
239.40	Sezione 10	85.03	47.1	86.32	87.09	7.21	2.05	360.63
229.40	Sezione 11	84.85	47.1	86.4	87.01	6.49	1.69	263.3
219.40	Sezione 12	84.72	47.1	86.1	86.7	6.36	1.78	296.67
209.40	Sezione 13	84.62	47.1	86.21	86.62	5.52	1.42	198.97
199.40	Sezione 14	84.46	47.1	86.1	86.47	5.33	1.37	186.8
194.40	Sezione 15	84.4	47.1	85.99	86.37	5.38	1.4	193.86
184.40	Sezione 16	84.22	47.1	85.73	86.14	5.47	1.46	210.25
179.40	Sezione 17	84.11	47.1	85.84	86.08	4.93	1.21	145.65
174.40	Sezione 18	84.02	47.1	85.99	86.16	4.69	1.07	93.94
169.40	Sezione 19	84	47.1	86.43	85.71	2.87	0.59	41.12
164.40	Sezione 20	83.86	47.1	86.43	85.53	2.57	0.52	33.44
159.40	Sezione 21	83.76	47.1	86.4	85.48	2.59	0.52	32.92
154.40	Sezione 22	83.79	47.1	86.32	85.53	2.86	0.58	39.69
149.40	Sezione 23	83.69	47.1	86.31	85.51	2.79	0.56	37.14
144.40	Sezione 24	83.69	47.1	86.35	85.38	2.71	0.53	35.12
139.40	Sezione 25	83.67	47.1	86.23	85.46	3.07	0.61	44.95
134.40	Sezione 26	83.55	47.1	86.23	85.42	2.96	0.58	43.08
129.40	Sezione 27	83.52	47.1	86.21	85.53	3.23	0.63	48.56
124.40	Sezione 28	83.52	47.1	86.02	85.46	3.44	0.7	52.47
114.40	Sezione 29	83.4	47.1	85.66	85.44	4.42	0.94	88.19
104.40	Sezione 30	83.23	47.1	85.82	85.26	3.33	0.67	43.79
94.40	Sezione 31	83.21	47.1	85.7	85.25	3.71	0.75	61.73
89.40	Sezione 32	83.12	47.1	85.45	85.45	4.26	0.9	79.21
84.40	Sezione 33	83	47.1	84.43	84.91	5.9	1.61	240.39
74.40	Sezione 34	82.86	47.1	84.3	84.77	5.78	1.54	215.35
64.40	Sezione 35	82.67	47.1	85.15	84.59	3.33	0.68	46.75
50.16	Sezione 36	82.71	47.1	84.65	84.65	4.15	0.95	86.99
49.40	Sezione 37	82.06	47.1	83.34	83.95	6.33	1.79	276.89
44.40	Sezione 38	82.18	47.1	84.2	84.14	4.24	0.96	95.39
39.40	Sezione 39	81.97	47.1	84.34	84.02	3.62	0.76	62.95
29.40	Sezione 40	81.77	47.1	84	84	4.32	0.96	96.75
19.40	Sezione 41	81.23	47.1	83.56	83.77	5.76	1.22	139.79
9.40	Sezione 42	81.2	47.1	83.19	83.55	6.13	1.39	182.01
0.01	Sezione 43	81.04	47.1	83.08	83.46	5.62	1.28	161.82

Come si evince i livelli idrometrici si mantengono per lo più in corrente lenta con numeri di Froude < 1 e in corrente veloce a valle della prima soglia; là dove i numeri di Froude sono invece prossimi all'unità, sono coincidenti con la corrente critica.

6.5 Risultati del modello con geometria alveo ribassato e sezioni d'alveo regolarizzate

La posizione in planimetria delle sezioni della configurazione di progetto differisce da quella dello stato attuale in quanto è stata aggiunta una sezione sulla nuova briglia (sezione 20 briglia) ed è stata rimossa la sezione 24 su cui cade il nuovo ponte (che si estende tra la sezione 23 e la 25).

Nella presente configurazione di progetto si è previsto l'abbassamento e la regolarizzazione della sezione d'alveo nel tratto di fiume a cavallo del punto di realizzazione del nuovo ponte, ovvero tra la sezione 20 e la 37. Tale intervento è necessario per mettere in sicurezza l'alveo tra le sezioni 24 e 32, dove nello stato attuale il fiume non è in grado di contenere la portata di progetto, e per ridurre la quota dell'intradosso del nuovo ponte limitando quindi l'impatto visivo dell'opera.

Le sezioni tra la 20 e la 37 sono sagomate con una sezione rettangolare della larghezza di 7 metri. L'alveo viene quindi regolarizzato con la larghezza massima esistente nel tratto oggetto di intervento e questo comporta un allargamento medio rispetto alla geometria esistente di circa 50-100 cm che non necessita dell'acquisizione di nuove aree in quanto si utilizza lo spazio dell'arginatura pensile o delle sponde inclinate.

La briglia alla sezione 37 viene eliminata e più a monte, in corrispondenza della sezione 20, viene realizzata una nuova briglia (sezione 20briglia) con relativo salto di fondo (sezione 20) di 80 cm; da qui il fondo dell'alveo viene riprofilato con pendenza costante fino alla sezione 37. Alla sezione 20, il salto della briglia risulta quindi avere una quota di $83,91\text{m} - 0,8\text{m} = 83,11\text{ m}$, mentre l'alveo della sezione 37 mantiene la quota attuale del fondo di 82,06 m.

La pendenza del fondo dell'alveo tra la sezione 10 e la 20briglia è dell'1,5%, tra la sezione 20 e la 37 diventa dello 0,9%.

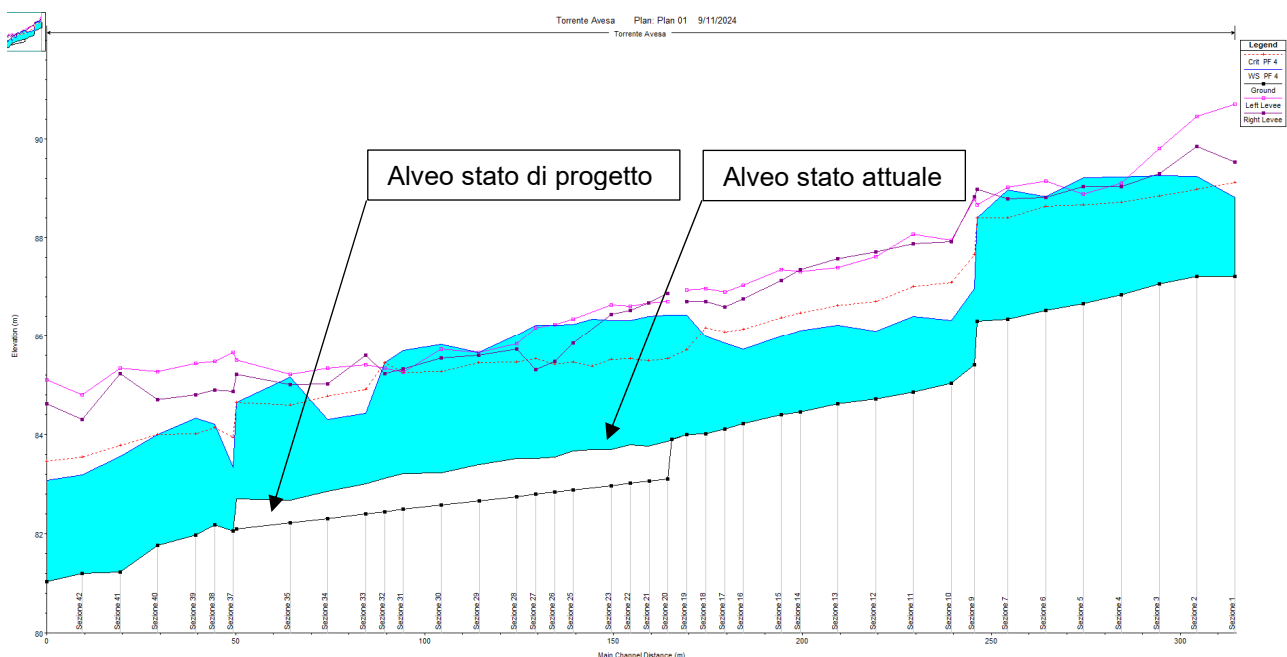


Figura 19: Confronto alveo stato attuale e di progetto ribassato

Il nuovo ponte è posizionato tra la sezione 23 e la 25 (ovvero sulla sezione che nello stato attuale corrisponde alle 24 e che nello stato di progetto è stata rimossa per lasciar spazio al ponte). Sulla base della modellazione idraulica è stata definita l'altezza degli argini in modo da rispettare il franco minimo di sicurezza idraulica di un metro: gli argini sono stati abbassati tra la sezione 22 e la 37, sono stati alzati tra la sezione 16 e la 22.

Tale configurazione di progetto permette di rispettare il franco di sicurezza e contestualmente di abbassare la quota di progetto del ponte che altrimenti verrebbe piuttosto elevata rispetto alla quota del terreno.

Di seguito si riporta il profilo idraulico relativo allo stato di progetto con geometria del fondo ribassato e argini modificati, riferito alla portata dei 200 anni di $47,10 \text{ m}^3/\text{s}$.

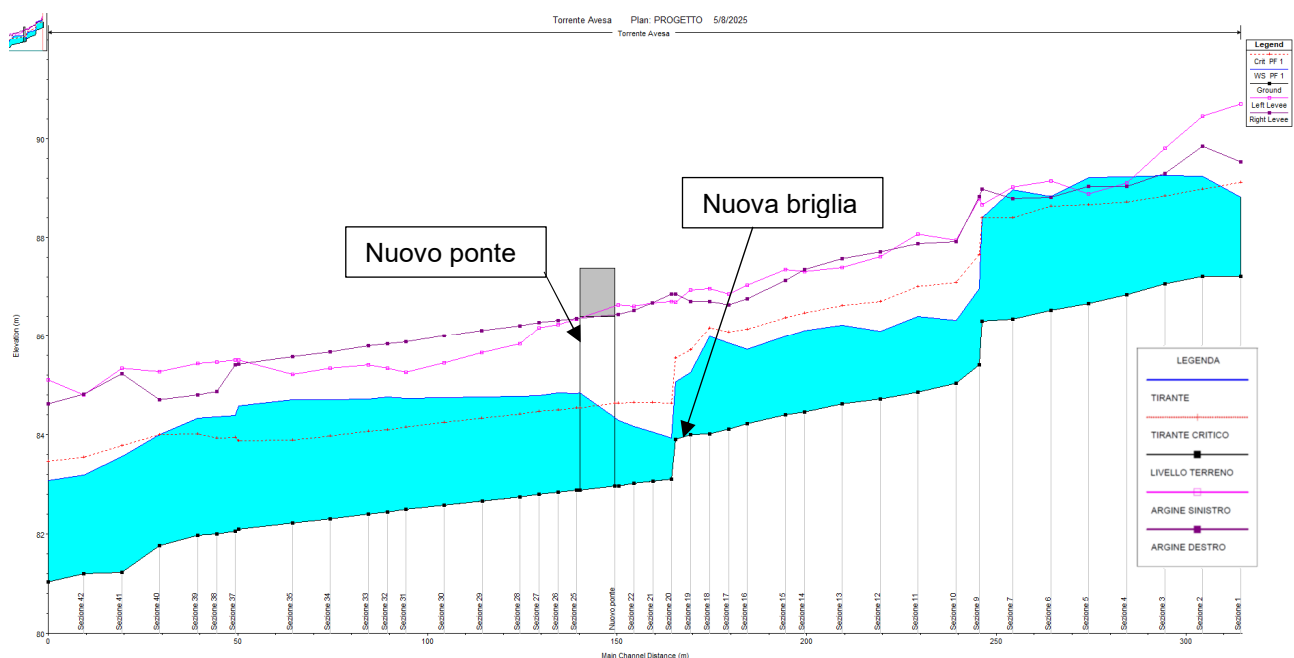


Figura 20: Profilo longitudinale dello stato di progetto con alveo ribassato del torrente Avesa con portata pari a $47,1 \text{ m}^3/\text{s}$ riferito al tempo di ritorno dei 200 anni e relativa legenda

Di seguito è riportato il tabulato dei risultati ed il profilo risultato dalla modellazione:

Prog. River Station	Nome	Q _{ta} fondo	Q	Q _{ta} scorr	H _{critica}	V _{media}	Froude	T _{ensione tang}
[m]		[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m/s]		[N/m ²]
314.40	Sezione 1	87.21	47.10	88.81	89.11	4.82	1.33	173.68
304.40	Sezione 2	87.21	47.10	89.24	88.98	3.33	0.77	64.00
294.40	Sezione 3	87.06	47.10	89.26	88.85	3.08	0.68	52.43
284.40	Sezione 4	86.84	47.10	89.23	88.71	3.02	0.64	45.73
274.40	Sezione 5	86.66	47.10	89.22	88.66	2.96	0.61	38.90
264.40	Sezione 6	86.52	47.10	88.83	88.64	4.14	0.88	78.71
254.40	Sezione 7	86.34	47.10	88.97	88.40	3.28	0.66	45.85
246.22	Sezione 8	86.31	47.10	88.40	88.40	4.40	0.98	101.94
245.59	Sezione 9	85.40	47.10	86.97	87.65	6.72	1.75	282.07
239.40	Sezione 10	85.03	47.10	86.32	87.09	7.21	2.05	360.63
229.40	Sezione 11	84.85	47.10	86.40	87.01	6.49	1.69	263.30
219.40	Sezione 12	84.72	47.10	86.10	86.70	6.36	1.78	296.67
209.40	Sezione 13	84.62	47.10	86.21	86.62	5.52	1.42	198.97
199.40	Sezione 14	84.46	47.10	86.10	86.47	5.33	1.37	186.80
194.40	Sezione 15	84.40	47.10	85.99	86.37	5.38	1.40	193.86
184.40	Sezione 16	84.22	47.10	85.73	86.14	5.47	1.46	210.25
179.40	Sezione 17	84.11	47.10	85.84	86.08	4.93	1.21	145.65
174.40	Sezione 18	84.02	47.10	85.99	86.16	4.69	1.07	93.94
169.40	Sezione 19	84.00	47.10	85.26	85.71	6.03	1.73	249.29
165.40	Sezione 20 briglia	83.91	47.10	85.05	85.53	5.74	1.74	273.57
164.40	Sezione 20	83.11	47.10	83.93	84.63	7.14	2.51	484.10
159.40	Sezione 21	83.06	47.10	84.05	84.65	6.32	2.02	340.15
154.40	Sezione 22	83.02	47.10	84.17	84.64	5.64	1.68	247.86
149.40	Sezione 23	82.97	47.10	84.29	84.64	5.07	1.41	183.31
149.00	Nuovo ponte							
139.40	Sezione 25	82.88	47.10	84.83	84.54	3.44	0.78	65.64
134.40	Sezione 26	82.84	47.10	84.84	84.49	3.32	0.75	61.44
129.40	Sezione 27	82.80	47.10	84.79	84.47	3.38	0.77	62.60
124.40	Sezione 28	82.75	47.10	84.78	84.41	3.32	0.74	59.00
114.40	Sezione 29	82.66	47.10	84.76	84.32	3.20	0.70	53.72
104.40	Sezione 30	82.58	47.10	84.74	84.25	3.11	0.67	49.78
94.40	Sezione 31	82.49	47.10	84.73	84.16	3.00	0.64	45.06
89.40	Sezione 32	82.44	47.10	84.75	84.09	2.85	0.60	41.42
84.40	Sezione 33	82.40	47.10	84.71	84.07	2.91	0.61	41.58
74.40	Sezione 34	82.31	47.10	84.71	83.97	2.79	0.58	36.81
64.40	Sezione 35	82.22	47.10	84.70	83.89	2.71	0.55	33.32
50.16	Sezione 36	82.10	47.10	84.58	83.88	2.98	0.60	40.04
49.40	Sezione 37	82.06	47.10	84.39	83.95	3.49	0.73	54.46
44.40	Sezione 38	82.00	47.10	84.36	83.94	3.62	0.75	59.81
39.40	Sezione 39	81.97	47.10	84.34	84.02	3.62	0.76	62.95
29.40	Sezione 40	81.77	47.10	84.00	84.00	4.32	0.96	96.75
19.40	Sezione 41	81.23	47.10	83.56	83.77	5.76	1.22	139.79
9.40	Sezione 42	81.20	47.10	83.19	83.55	6.13	1.39	182.01
0.01	Sezione 43	81.04	47.10	83.08	83.46	5.62	1.28	161.82

Come si evince i livelli idrometrici si mantengono per lo più in corrente lenta con numeri di Froude < 1. Là dove i numeri di Froude sono invece maggiori dell'unità sono coincidenti con la corrente veloce; ciò in particolare è visibile per la presenza del salto idraulico che si viene a creare a monte del ponte che si realizza tra la sezione 9 e la 23, ovvero dal primo salto di fondo esistente fino alla sezione immediatamente a monte di dove verrà realizzato il ponte.

Definizione della quota minima dell'intradosso del ponte

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di un ponte di attraversamento del Progno di Avesa per il collegamento dei due tratti di via Camposanto e via della Consortia.

Data la natura dell'intervento la normativa NTC 2018 indica che deve essere garantito un franco normale minimo di sicurezza pari a 1,50 m. Ciò significa che dal pelo libero del tirante massimo all'interno dell'alveo all'intradosso del ponte deve esserci almeno 1,50 m.

Per questo motivo, la definizione della quota minima a cui deve essere posto l'intradosso dell'impalcato viene definita a partire dalla portata ottenuta dallo studio idrologico relativo al torrente in esame.

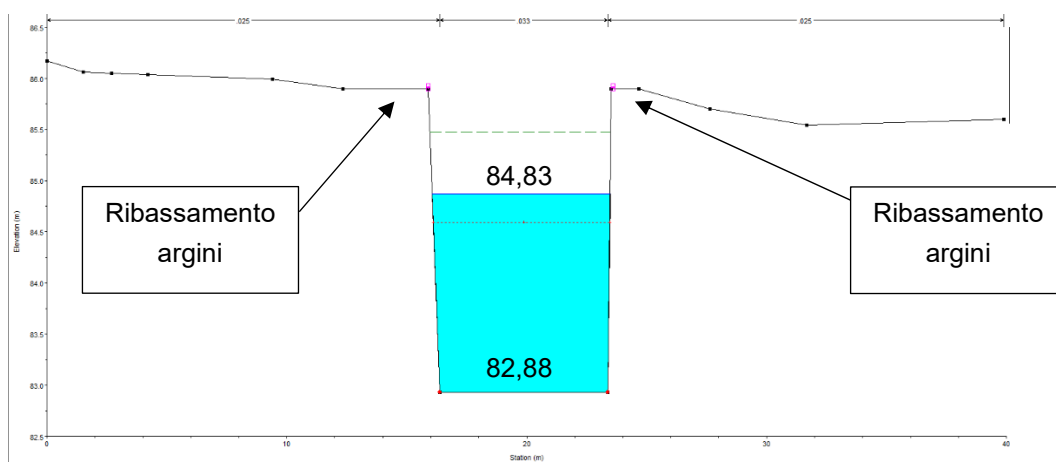


Figura 21: Sezione dove verrà realizzato il ponte – stato di progetto

In questo caso, in corrispondenza della sezione 25 (dove a monte dalla quale si prevede che verrà realizzato il ponte), il tirante raggiunge la quota di 84,83m s.l.m. e la quota del fondo di 82,88 m. Considerando un franco di sicurezza di 1,5 m, la quota del sotto impalcato del ponte è pari a 86,33 m. Nella scelta progettuale il franco viene incrementato di ulteriori 13 cm portando il punto più basso delle travi sotto ponte a quota 86,46 s.l.m..

7 INVARIANZA IDRAULICA

L'intervento di progetto, inteso come realizzazione di un nuovo ponte sul Progno di Avesa comporta l'asfaltatura e l'impermeabilizzazione di alcune aree, che sono già in parte pavimentate, e la realizzazione di fossi laterali di guardia per la regimazione delle acque. L'intervento si estende su un'area di 1700 m² ripartita in 760 m² in destra idrografica, comprendente parte del parcheggio esistente di via della Consortia, e in 940m² in sinistra idrografica comprendente la strada esistente di via Camposanto poderale al cimitero. Le uniche superfici che verranno impermeabilizzate, in aggiunta a quelle esistenti, riguarderanno il sedime stradale, la pista ciclabile e il marciapiede, per un totale di 290 m².

Le superfici che si andranno a considerare saranno quindi:

- **Ante intervento**

$$\begin{array}{l} \text{Superficie totale: } 1.700 \text{ m}^2 \end{array} \left\{ \begin{array}{l} a \text{ verde: } 1.170 \text{ m}^2 \\ \text{impermeabilizzata: } 530 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

- **Post intervento**

$$\begin{array}{l} \text{Superficie totale: } 1.700 \text{ m}^2 \end{array} \left\{ \begin{array}{l} a \text{ verde: } 880 \text{ m}^2 \\ \text{impermeabilizzata: } 820 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

I coefficienti di deflusso superficiale considerati per i due tipi di area sono:

- a verde: $\varphi = 0,1$
- impermeabilizzata: $\varphi = 0,9$

La raccolta delle acque meteoriche della nuova piattaforma stradale (comprensiva di pista ciclopedonale e marciapiede) avverrà in corrispondenza dei cigli stradali. La conformazione geometrica dell'asse stradale comporta che la piattaforma stradale in sinistra idrografica è sempre inclinata verso il ciglio nord mentre in destra idrografica risulta sempre inclinata verso il lato sud. Lungo i cigli di compluvio verranno quindi posizionate delle caditoie collegate tra loro e con la trincea disperdente da tubazioni in PVC rigido del diametro esterno compreso tra 250 e 315 mm.

Per lo smaltimento delle acque meteoriche prodotte nella nuova piattaforma stradale si prevede l'infiltrazione totale nei primi strati del sottosuolo mediante la realizzazione di due trincee disperdenti della lunghezza complessiva pari a 72 m, ripartita per 35m in destra idrografica e per 37m in sinistra idrografica. L'area di infiltrazione ammonta a 216 m² ed è abbondantemente sufficiente ad infiltrare le piogge di progetto.

La trincea disperdente è costituita da un volume prismatico di ghiaia grossolana 10-50 mm con sezione 100 x 100 cm al cui centro è collocato un tubo micro-fessurato in PEAD DE 350 mm. Tale volume è racchiuso in un telo di tessuto non tessuto con funzione di filtro granulometrico.

Alla tubazione micro-fessurata interna alla trincea sono collegate le condotte della rete di raccolta delle acque piovane.

In destra idrografica la trincea drenante sarà collocata a monte del nuovo rilevato stradale in corrispondenza dell'aiuola tra la nuova strada ed il parcheggio e sarà completamente interrata.

In sinistra idrografica la trincea drenante sarà collocata a monte del nuovo rilevato stradale e sarà ubicata al di sotto del fossato di guardia. In questo caso la trincea potrà infiltrare anche le acque che vengono raccolte da tale fossato. Il sistema di smaltimento acque meteoriche prevede quindi, oltre alla trincea drenante, la realizzazione di un fosso di guardia in sinistra idrografica sul lato nord della strada. Il fosso fungerà da bacino di laminazione con una capacità di invaso di ulteriori 27m³, avrà sezione trapezoidale con altezza media di 50cm e il fondo comunicante direttamente con la trincea disperdente.

7.1 Trincea disperdente e volume di invaso

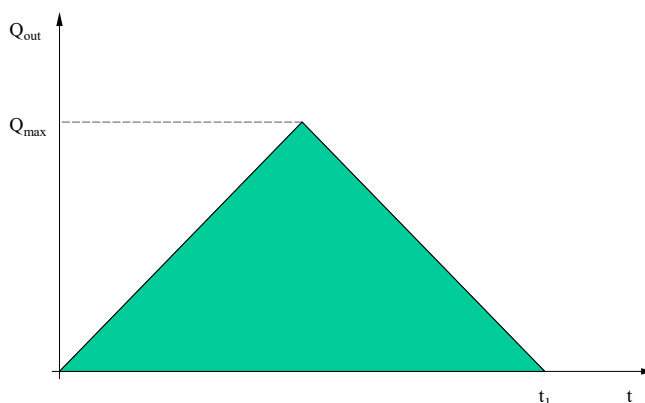
Per il calcolo della trincea disperdente si fa riferimento al bacino scolante e ai relativi valori del tempo di corrivazione e della portata nella sezione di chiusura, strettamente riferiti al sedime stradale interessato dagli interventi.

Il sistema è una sorta di bacino di invaso in cui l'uscita è rappresentata dalla capacità di infiltrazione della trincea disperdente.

La portata di infiltrazione $Q_{infiltrazione}$ è pari a:

$$Q_{infiltrazione} = A \cdot k$$

Il volume da infiltrare verrà determinato in base al seguente idrogramma relativo all'evento con tempo di ritorno pari a 50 anni:



$$t_1 = 2 \cdot T_c$$

$$V = \int_0^{t_1} Q(t) \cdot dt = \frac{1}{2} \cdot Q_{\max} \cdot t_1 = Q_{\max} \cdot T_c$$

dove per T_c si intende il tempo di corrivazione.

Il tempo necessario per la dispersione del volume che deve infiltrarsi è pari al doppio del tempo di corrivazione, t_1 nell'idrogramma triangolare di piena.

Per il dimensionamento della superficie disperdente della trincea l'evento meteorico da considerare non è quello con durata pari al tempo di corrivazione ma quello che massimizza l'area della trincea. Infatti, assumendo come ipotesi estrema che la permeabilità sia nulla, la superficie della trincea continuerebbe ad aumentare al crescere del tempo di pioggia. In realtà, quando la permeabilità non è trascurabile, il tempo di pioggia critico si verifica approssimativamente quando la portata media recapitata è inferiore a quella infiltrata. Il suo valore verrà determinato per tentativi in modo da rendere massima l'area della trincea disperdente.

La superficie da laminare S_{lam} risulta quindi essere pari a 133.30 m².

Sono stati presi in considerazione i seguenti parametri:

S_{lam} : Superficie da laminare [m²]

$Q_{\max} = 0.080$ m³/s

T_c : tempo necessario per la dispersione del volume = 66 s

k : permeabilità = 3×10^{-4} m/s

DIMENSIONAMENTO TRINCEA DISPERDENTE

DATI DI INPUT

Tetti/superfici coperte

Area	S_i	0.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0.80	-

Area a verde

Area	S_i	0.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0.10	-

Strade e piazzali

Area	S_i	820.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	Φ_i	0.90	-

Tempo di corrivazione scelto (metodo Maryland)

$T_{c\text{ scelto}}$ 66 s

Caratteristica sommaria del bacino

ϕS 738.00 m^2

Portata finale di progetto

Q_p 0.080 m^3/s

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA TRINCEA

Base della trincea come superficie disperdente

Coeff. permeabilità terreno	K	3.00E-04	m/s
<u>Superficie necessaria per la completa dispersione</u>	S_{lam}	133.30	m^2

Superficie disperdente effettiva scelta

Base trincea ed altezza laterali

Larghezza base trincea	B	1.00	m
Lunghezza trincea	L	72.00	m
Altezza trincea	H	1.00	m
Superficie di dispersione di progetto	S_p	216	m^2

Verifica: $[S_{lam} \leq S_p]$

VERIFICATA

Il volume da invasare calcolato con l'evento che manda in crisi il sistema di dispersione a trincea, è quello riferito al tempo totale di pioggia maggiore, cioè quello che massimizza il volume da invasare pari a 4,10 m^3 . Tale volume è ampiamente disponibile nella trincea disperdente e nel fosso di guardia.

Si riportano di seguito i risultati del dimensionamento del volume di invaso e il grafico da cui si ricava la curva della portata di picco (arancione), del volume invasato (verde) e della portata uscente costante (rosso), in funzione del tempo di pioggia.

DIMENSIONAMENTO VOLUME DI INVASO

DATI DI INPUT

Tetti/superfici coperte

Area	S_i	0.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	ϕ_i	0.80	-

Area a verde

Area	S_i	0.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	ϕ_i	0.10	-

Strade e piazzali

Area	S_i	820.00	m^2
Coeff. di scorrimento superficiale	ϕ_i	0.90	-

VOLUME DI LAMINAZIONE CON PORTATA FISSA

IDROGRAMMA TRIANGOLARE ($t_p = t_c$)

Tempo di corrivazione scelto (metodo Maryland)	Tc_{scelto}	66	s
Portata finale di progetto	Q_p	0.080	m^3/s
Caratteristica sommaria del bacino	ϕS	738.00	m^2
Portata in uscita scelta (costante)	Q_{out}	0.0216	m^3/s
Intervallo temporale scelto per il dimensionamento	Δt	1	s

<u>Volume di laminazione necessario massimo</u>	$V_{lam,max}$	4.10	m^3
---	---------------	------	-------

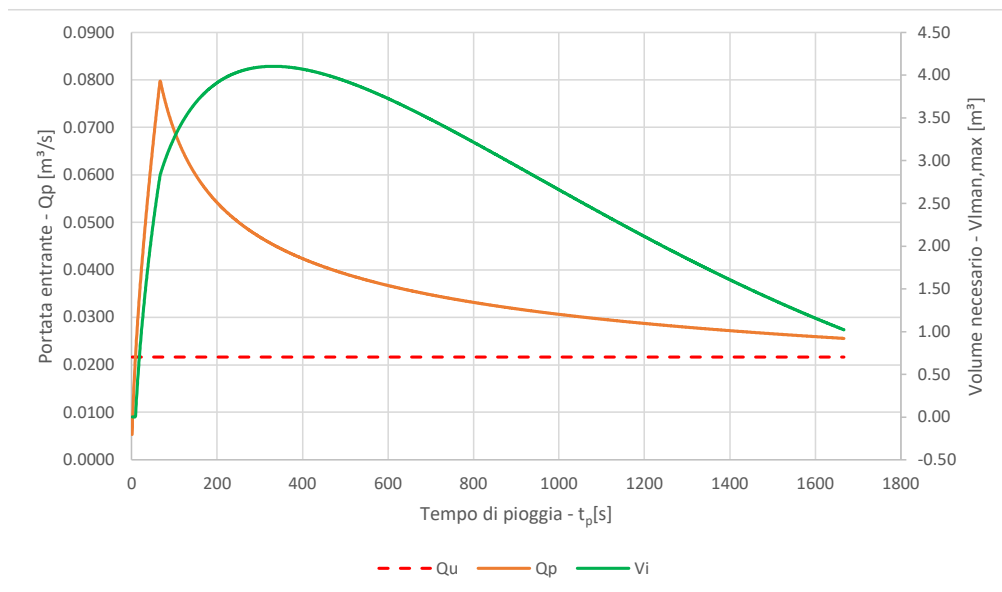


Figura 22: Risultati dimensionamento bacino di invaso e andamento del volume del sistema di dispersione previsto

8 OSSERVAZIONI E CONSIDERAZIONI FINALI

- Nello stato attuale, nella sezione dove si prevede la realizzazione del ponte si ha un tirante di 2,66 m con una quota del pelo libero dell'acqua di 86,35m s.l.m. e una quota del fondo d'alveo di 83,69m s.l.m.. Nell'ipotesi di ribassamento del fondo e risagomatura della sezione d'alveo il tirante si riduce a 1,95 m, con una quota del pelo libero dell'acqua di 84,83m s.l.m. e una quota del fondo d'alveo di 82,88m s.l.m..
- In corrispondenza del ponte si realizza il cambio del regime di corrente idraulica che risulta veloce a monte del ponte e lenta a valle del ponte. A cavallo del ponte si realizza quindi il risalto idraulico causato dal salto di fondo più a monte. Per portate inferiori a quelle di progetto il risalto sarà collocato più a monte. È quindi necessario rivestire il fondo dell'alveo con una mantellata in pietra nel tratto compreso tra il nuovo salto di fondo a monte del ponte fino ad una decina di metri a valle del ponte.
- La configurazione con fondo ribassato ed alveo risagomato garantisce il transito della portata di progetto e permette di abbassare gli argini riducendo o eliminando del tutto la pensilità del fiume. Questo aspetto incide positivamente anche sulla possibilità di rientro in alveo delle acque di esondazione del fiume nei tratti più a monte e degli eventuali sgrondi di versante.
- L'intradosso del ponte può essere ridotto di circa 1.50 metri con un notevole beneficio sull'impatto visivo dell'opera. Cautelativamente la quota di intradosso del ponte è stata determinata con un franco di sicurezza di 1.50 metri sul tirante di corrente lenta, calcolato con un TR pari a 200 anni, immediatamente a valle del ponte.
- Nello stato attuale le soglie con relativi salti di fondo sono alla sezione 9 e 37; la pendenza dell'alveo tra la sezione 1 e 8 è dell'1,8%, tra la sezione 9 e 36 è dell'1,2%.
- Nello stato di progetto la soglia alla sezione 9 viene mantenuta, viene realizzato un salto di fondo di 0,80m alla sezione 20 e il fondo viene uniformato fino alla sezione 37. La pendenza dell'alveo tra la sezione 1 e 8 rimane invariata, tra la sezione 10 e 20 briglia è dell'1,5%, tra la 16 e la 37 è dello 0,9%.
- Nella configurazione di progetto le uniche superfici che verranno impermeabilizzate, in aggiunta a quelle esistenti, riguarderanno il sedime stradale, la pista ciclabile e il marciapiede, per un totale di 290 m². La raccolta delle acque avverrà in una trincea disperdente a sul lato nord della carreggiata. Considerando che gran parte delle aree di interesse sono già pavimentate, le superfici che si andrà ad impermeabilizzare non risultano significative, data la loro ridotta estensione.