



*Il Commissario Straordinario
delegato all'attuazione degli interventi
di mitigazione del rischio idrogeologico*



Regione
Lombardia



Parco Regionale
Valle del Lambro



LIFE11 ENV/IT/004

Comuni di Inverigo (CO), Nibionno (LC) e Veduggio con Colzano (MB)



AREA DI LAMINAZIONE DI INVERIGO

INTERVENTI IDRAULICI E DI RIQUALIFICAZIONE FLUVIALE NEI TERRITORI DI INVERIGO, NIBIONNO E VEDUGGIO CON COLZANO

Professionisti incaricati

CAPOGRUPPO RESPONSABILE PROGETTAZIONE IDRAULICA



dott. ing. Stefania Meucci
Via D. Crespi 7 20129 Milano
tel. fax. 0258113831
email info@mmidro.it

RESPONSABILE PROGETTAZIONE AMBIENTALE

dott. agr. Francesca Oggioni
Via Senato 45 20121 Milano - email info@francescaoggioni.it

ALTRI PARTECIPANTI AL GRUPPO DI LAVORO

- **dott. nat. Filippo Bernini** - Via Vittorio Emanuele II 21, 20090 Buccinasco (MI)
email filippo.bernini@iol.it
- **dott. geol. Francesco Amedeo Alberto Nicolodi** - Via Ottone Visconti 3/B, 20832 Desio (MB) - email francesco.nicolodi@foldtani.it
- **dott.agr. Anna Caterina Maria Nicolodi** - Via Ottone Visconti 3/B, 20832 Desio (MB)
email postmaster@tecos.org
- **dott. biol. Gabriele Borsani** - Via Pastore 20, 21047 Saronno (VA) -
email gabriele.borsani@gmail.com
- **dott. ing. Paride Gianoli** - Via I maggio 19, 23035 Sondalo (SO) -
email paride.gianoli@mmidro.it

Data: novembre 2014

Agg:

Scala:

File: valle lambro

PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

documento
02

Sommario

1	SINTESI.....	1
2	LE ROGGE DI VILLA ROMANÒ	1
2.1	LO STATO DI FATTO E LE ZONE D'INTERVENTO	1
2.2	ANALISI IDROLOGICA	5
2.2.1	<i>I bacini idrografici</i>	5
2.2.2	<i>Stima delle portate</i>	6
3	ANALISI IDRAULICA DELLO STATO DI FATTO.....	10
3.1	IL SOFTWARE HEC-RAS.....	10
3.2	GEOMETRIA PER IL MODELLO IDRAULICO.....	11
3.3	SCABREZZE	14
3.4	CONDIZIONI AL CONTORNO	15
3.5	PROFILO IDRAULICO DELLO STATO DI FATTO.....	15
4	INTERVENTI DI PROGETTO PER LA SISTEMAZIONE IDRAULICA.....	22
4.1	INTERVENTO DI PROTEZIONE SPONDALE E SISTEMAZIONE DEL FONDO ALVEO	23
4.1.1	<i>Tipologia d'intervento</i>	24
4.1.2	<i>Dimensionamento delle soglie in massi legati</i>	25
4.1.3	<i>Dimensionamento della scogliera in massi</i>	28
4.2	INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DELLE CONDIZIONI DI DEFLUSSO IN PROSSIMITÀ DELL'ATTRAVERSAMENTO E DELL'INTERFERENZA CON IL SOTTOSERVIZIO DELLA ROGGIA A NORD	29
4.2.1	<i>Tipologia d'intervento</i>	29
4.2.2	<i>Dimensionamento della rampa in massi</i>	30
5	ANALISI IDRAULICA DELLO STATO DI PROGETTO.....	31
5.1	GEOMETRIA DELLA SIMULAZIONE DI PROGETTO.....	31
5.2	SCABREZZE	33
5.3	CONDIZIONI AL CONTORNO	33
5.4	PROFILO IDRAULICO DELLO STATO DI PROGETTO.....	33
6	MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DELLE AREE D'INTERVENTO IN PROSSIMITÀ DEL FIUME LAMBRO	39
6.1	IL MODELLO IDRAULICO INFOWORKS ICM.....	39
6.2	SCHEMATIZZAZIONE GEOMETRICA	40
6.3	CONDIZIONI AL CONTORNO	43
6.4	PARAMETRI DI SCABREZZA.....	43
6.5	GRANDEZZE DI RIFERIMENTO PER LE AREE D'INTERESSE	44
6.5.1	<i>Area d'intervento A</i>	46
6.5.2	<i>Area d'intervento B e C</i>	48
6.5.3	<i>Area d'intervento G</i>	51
6.6	CONCLUSIONI.....	54

1 SINTESI

La presente relazione idrologica e idraulica riguarda l'ambito d'intervento delle rogge di Villa Romanò (area d'intervento E) e i tratti del fiume Lambro in corrispondenza dei quali sono state localizzate alcune aree d'intervento dove è prevista la realizzazione di zone umide (aree d'intervento A, B, C e G).

Nel primo caso si è svolta un'analisi idrologica con relativa stima della portata di piena delle rogge, una modellazione idraulica in moto monodimensionale con il codice di calcolo HEC-RAS ed una stima della capacità erosiva della corrente.

Per le aree umide si è implementato un modello bidimensionale delle zone interessate e si è effettuata una modellazione bidimensionale sulla base di portate di progetto dedotte dallo studio idraulico fornito dal committente.

La modellazione ha permesso di valutare tirante e velocità nelle zone d'intervento in occasione della portata duecentennale ed esprimere la compatibilità degli interventi con tali variabili.

2 LE ROGGE DI VILLA ROMANÒ

Il presente capitolo si focalizza sugli interventi di sistemazione delle rogge di Villa Romanò (area d'intervento E), analizzando inizialmente lo stato attuale e successivamente gli interventi in progetto.

In particolare, le rogge di Villa Romanò sono interessate, allo stato di fatto, da un fenomeno erosivo spondale piuttosto diffuso, in grado, potenzialmente, di mettere a rischio alcuni edifici presenti nelle vicinanze delle sponde. Inoltre, il tratto dove è presente l'unico attraversamento della roggia a Nord si presenta in cattivo stato di manutenzione e insufficiente a far transitare le portate di progetto. Poco a valle è presente una tubazione fognaria con funzionamento a gravità che interferisce con la sezione idraulica del corso d'acqua.

A causa della mancanza di dati relativi alle rogge, in particolare di portata, è stato innanzitutto necessario procedere ad un'analisi idrologica, atta ad individuare le portate d'interesse per i differenti scenari d'evento. Successivamente si è analizzato idraulicamente lo stato di fatto, sulla base del rilievo di dettaglio specificatamente effettuato, con il supporto di una modellazione monodimensionale in moto permanente eseguita con il software HEC-RAS. I capitoli successivi affrontano la definizione e la progettazione degli interventi di sistemazione, di cui è stato analizzato il comportamento idraulico, sempre seguendo una modellazione monodimensionale in moto permanente mediante il software HEC-RAS.

2.1 Lo stato di fatto e le zone d'intervento

Le rogge di Villa Romanò interessano l'omonima frazione appartenente al comune di Inverigo, in provincia di Como. La roggia a Nord interessa una superficie di circa 32 ettari, inizia il suo deflusso a superficie libera in corrispondenza dell'attraversamento di via San Biagio e scorre verso il Lambro percorrendo un alveo inciso e ben definito, ricco di vegetazione.

La roggia a Sud interessa un bacino più esteso, pari a circa 66 ettari, scorre superficialmente a partire dall'attraversamento di via Armando Diaz e percorre anch'essa un alveo inciso e molto ricco di vegetazione, fino a convergere nella roggia a Nord. A valle del punto di unione delle due rogge, l'acqua proveniente da monte continua il suo percorso fino ad immettersi nel fiume Lambro.

Circa una cinquantina di metri prima del punto di confluenza le rogge scorrono pressoché parallele,

delimitando tra esse un'area erbosa, raggiungibile percorrendo un ponticello di attraversamento della roggia a Nord e che costituisce uno dei pochi tratti delle rogge non completamente interessati dalla copertura boschiva.



Figura 1 – Tracciato delle rogge di Villa Romanò fino alla confluenza nel Lambro

Lungo il tracciato delle due rogge, in modo più evidente sulla roggia a Sud, è in atto un fenomeno di erosione con conseguente scalzamento al piede delle sponde. Tale situazione è stata osservata durante i sopralluoghi effettuati ed è stata confermata dalle analisi granulometriche effettuate contenute nell'*Elaborato 01 – Prelievi e caratterizzazione dei sedimenti delle rogge di Villa Romanò*, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

In diversi punti è infatti possibile osservare che lo strato di materiale sciolto, di spessore variabile, che caratterizza le sponde, risulta sovrastare strati di argilla, affioranti in alcuni punti sul fondo alveo e parzialmente coperti dal materiale più grossolano presente in alveo.

Le sponde sono composte da materiale prevalentemente a matrice più fine con presenza di materiale più grossolano, esse vengono erose lungo alcuni tratti dalla corrente idrica e creano sedimento sul fondo alveo, che viene successivamente dilavato nella sua frazione più fine, lasciando così sul fondo il materiale più grossolano, che è in grado di resistere al trasporto della corrente. Non esistendo a monte un reticolo in grado di alimentare, in termini di trasporto solido, le rogge, è probabile che il materiale che si presenta sotto forma di deposito grossolano sia in realtà il materiale proveniente dai frammenti delle sponde, che, non essendo trasportato a valle, si conforma come un corazzamento da deposito.



Figura 2 – Vista del fenomeno erosivo spondale

Tale fenomeno erosivo interessa alcuni tratti inizialmente più discontinui, che diventano progressivamente più continui procedendo verso valle, fino all'unione dei due alvei. L'erosione si manifesta prevalentemente sulle sponde, formando, lungo alcuni tratti, pareti subverticali a ridosso dell'alveo principale di ciascuna roggia.

Un altro elemento di criticità è rappresentato da un attraversamento (ponticello) sul tratto della roggia a Nord poco più a monte della confluenza, utilizzato come accesso alla zona a prato racchiusa tra le rogge. Allo stato attuale, tale attraversamento è costituito da una tubazione prefabbricata in calcestruzzo di diametro 1.0 m, con paramento in calcestruzzo (Figura 3).

Subito a valle dell'attraversamento, il fondo alveo si presenta rivestito in calcestruzzo in cattivo stato d'uso, così come le gabbionate poste sia in sponda destra che sinistra, alcune delle quali hanno la rete metallica di contenimento danneggiata. Inoltre, circa una decina di metri a valle dell'attraversamento, è presente una tubazione fognaria che attraversa la sezione dell'alveo sospesa a circa 15-20 cm dal fondo. Immediatamente a valle di questa tubazione è presente un brusco salto di fondo di circa 1.5 m di altezza (Figura 4).



Figura 3 – Attraversamento posto sulla roggia nord, tubazione in calcestruzzo di diametro 1.0 m



Figura 4 – Attraversamento della tubazione della fognatura, gabbionate danneggiate e salto di fondo

L'intervento di sistemazione in progetto è volto a stabilizzare le sponde ed il fondo alveo, oltre che a

migliorare il deflusso lungo il tratto di maggior interesse. In particolare, gli interventi di stabilizzazione delle sponde e del fondo alveo sono stati localizzati nei tratti in prossimità di edifici a breve distanza dalle sponde, mentre il miglioramento del deflusso interessa il tratto che comprende l'attraversamento della roggia a Nord, la tubazione sospesa ed il brusco salto di fondo.

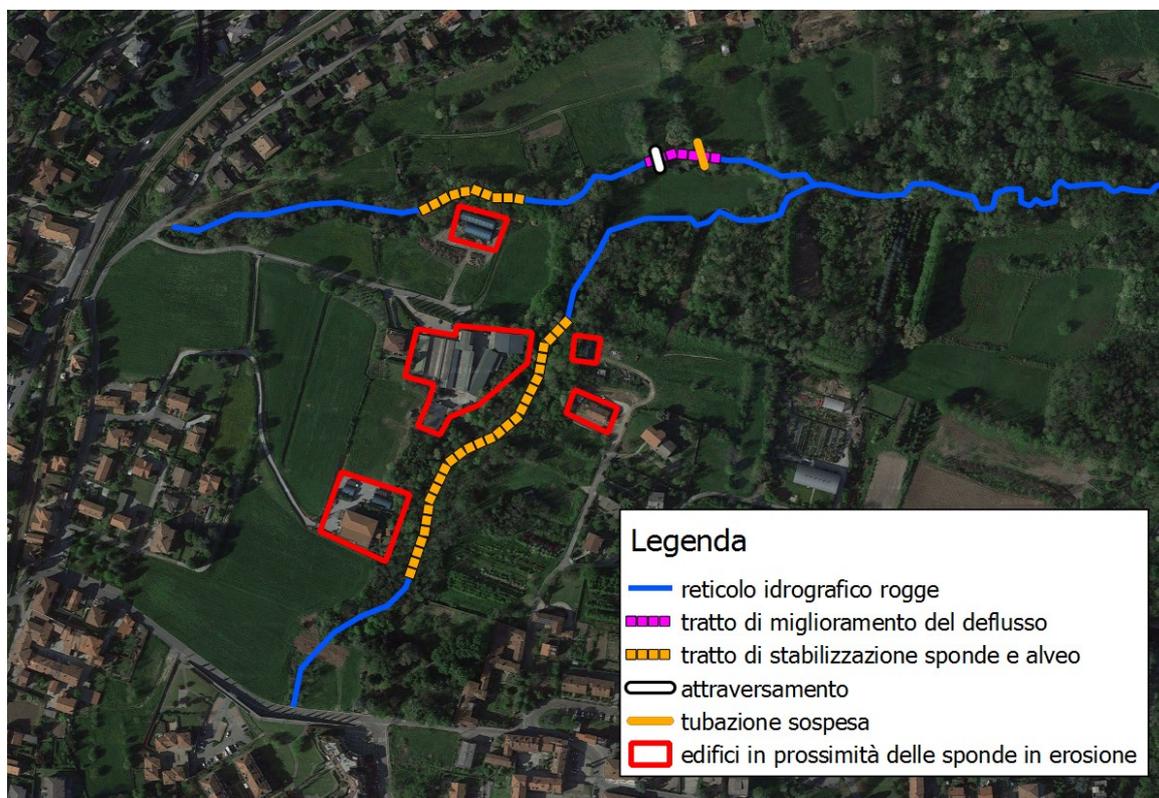


Figura 5 – Stato di fatto e tratti interessati dagli interventi

2.2 Analisi idrologica

Preliminarmente alla progettazione è stata condotta un'analisi idrologica volta a determinare le caratteristiche principali dei due rispettivi bacini idrografici, per poter successivamente stimare le relative portate a differenti tempi di ritorno. Tale analisi idrologica è stata condotta sulla base del Digital Terrain Model (DTM) a griglia regolare quadrata di lato 40 m, disponibile online sul Geoportale della Regione Lombardia¹.

2.2.1 I bacini idrografici

La sezione di chiusura per la delimitazione dei due bacini è stata fissata poco più a monte del punto di confluenza delle due rogge. Entrambi i bacini risultano interessante una superficie limitata, inferiore a 1 km². Le principali caratteristiche dei due bacini sottesi sono riassunte in Tabella 1 e 2.

¹ <http://www.cartografia.regione.lombardia.it/geoportale>

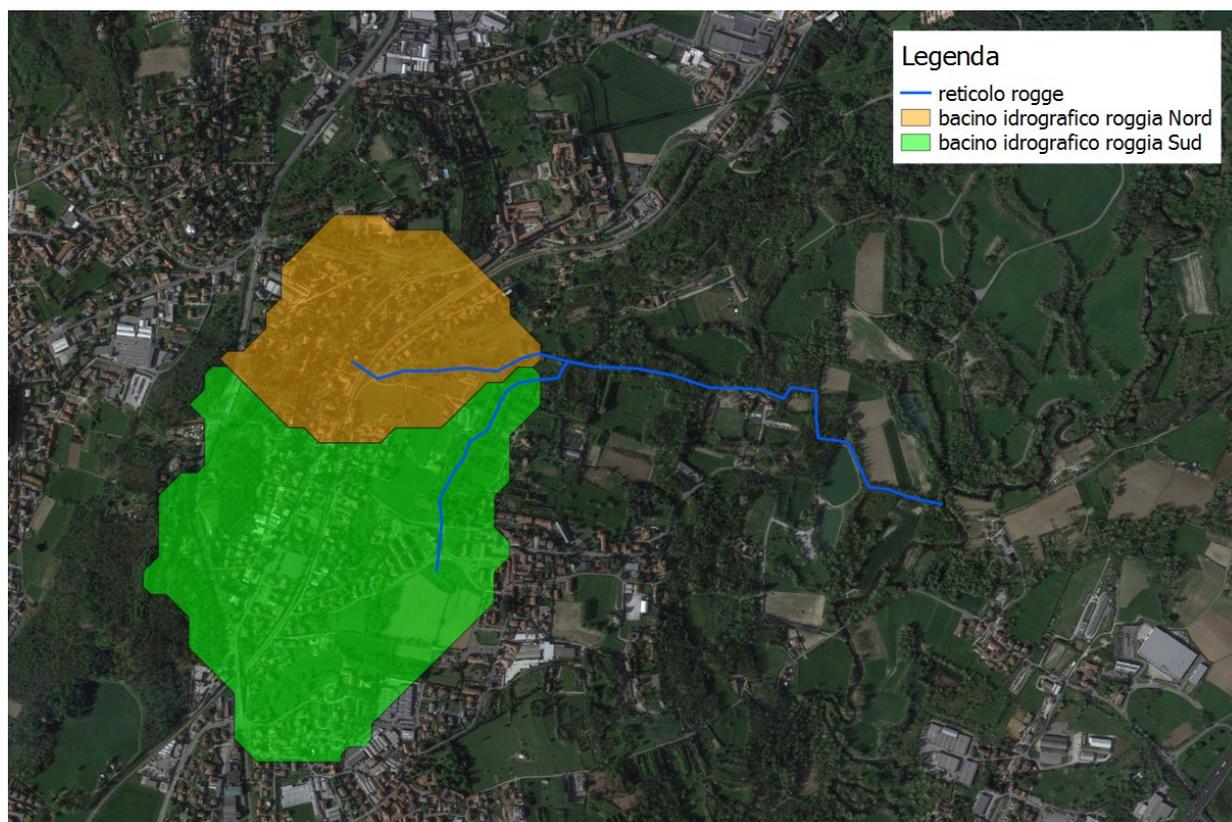


Figura 6 – Bacini idrografici sottesi dalle rogge di Villa Romanò

Roggia Nord	
Quota minima (m s.l.m.)	276
Quota massima (m s.l.m.)	372
Quota media (m s.l.m.)	329
Pendenza media (%)	16
Area (m ²)	320'805
Perimetro (m)	2'294
Lunghezza asta (m)	870

Tabella 1 – Caratteristiche roggia a Nord

Roggia Sud	
Quota minima (m s.l.m.)	278
Quota massima (m s.l.m.)	359
Quota media (m s.l.m.)	321
Pendenza media (%)	5.7
Area (m ²)	661'800
Perimetro (m)	3'865
Lunghezza asta (m)	908

Tabella 2 – Caratteristiche roggia a Sud

2.2.2 Stima delle portate

Data la mancanza sia di misure di portata che di valutazioni numeriche, sulla base dell'analisi idrologica precedentemente condotta, sono state stimate le portate di ciascuna delle due rogge, per differenti tempi di ritorno. Il modello adottato per la risposta idrologica del suolo è stato il Curve Number, proposto dal Soil Conservation Service (CN-SCS).

Oltre alle caratteristiche idrologiche e morfologiche di ciascun bacino, come ulteriore variabile per l'applicazione di questo modello è stato necessario definire il parametro denominato *CN*, funzione della tipologia e dell'uso del suolo. Rifacendosi ai valori tabulati, tale parametro è stato determinato per il bacino di ciascuna delle due rogge considerando un suolo di tipo B (caratterizzato da moderata potenzialità di

deflusso ed elevata capacità d'infiltrazione), distinguendo il territorio urbanizzato ($CN_{II}=85$) da quello naturale ($CN_{II}=65$) e pesando i valori per le rispettive superfici.

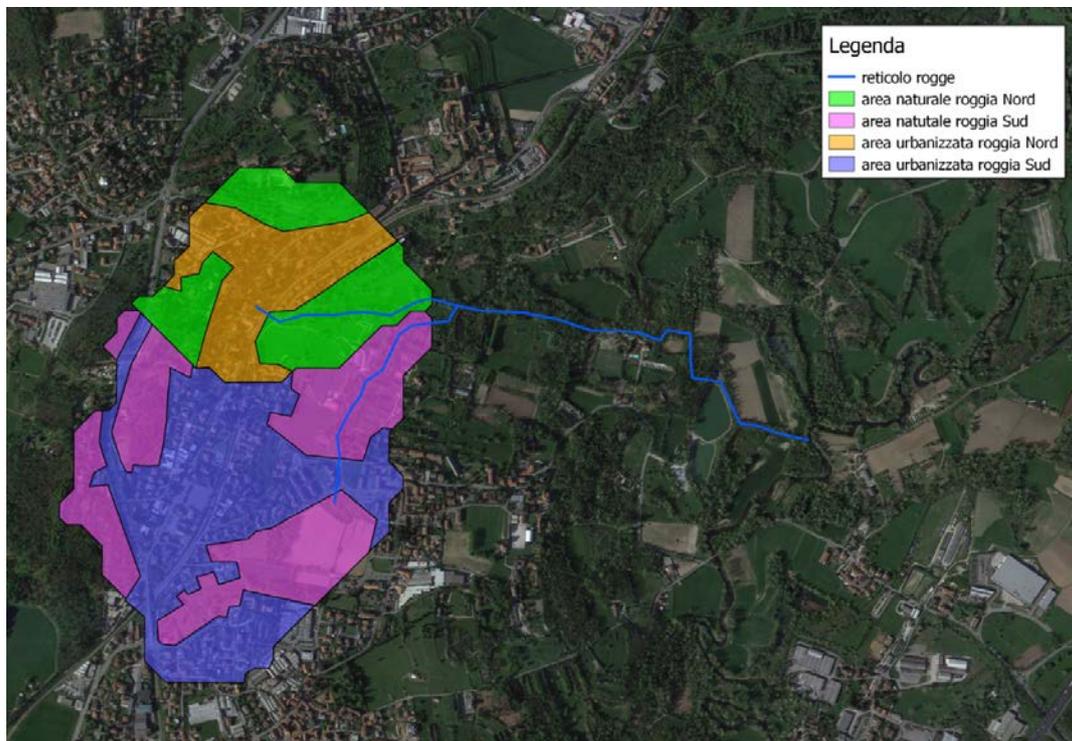


Figura 7 – Tipologie di copertura del suolo per la determinazione del parametro CN

Successivamente, in considerazione delle condizioni più gravose per la risposta idrologica del suolo, è stato calcolato il parametro CN_{III} , definito come:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057 \cdot CN_{II}} \quad (1)$$

I valori complessivamente ottenuti sono riportati in Tabella 3 e 4.

Roggia Nord	
Area urbana (m^2)	146'054
Area naturale (m^2)	174'970
CN_{II} pesato	74
CN_{III}	87

Tabella 3 – Valori di CN per la roggia a Nord

Roggia Sud	
Area urbana (m^2)	357'896
Area naturale (m^2)	305'003
CN_{II} pesato	76
CN_{III}	88

Tabella 4 – Valori di CN per la roggia a Sud

Sulla base dei valori del parametro CN è stata calcolata la pioggia netta P_N come:

$$P_N = \begin{cases} \frac{(P_L - I_a)^2}{P_L + S - I_a} & \text{se } P_L - I_a \geq 0 \\ 0 & \text{se } P_L - I_a < 0 \end{cases} \quad (2)$$

In cui: P_L è la pioggia lorda; I_a sono le perdite iniziali dovute all'immagazzinamento superficiale, calcolate come $I_a = 0.2 \cdot S$; S è l'immagazzinamento massimo del suolo a saturazione, calcolato come $S = 254 \left(\frac{100}{CN_{III}} - 1 \right)$.

La pioggia lorda è stata determinata, per differenti tempi di ritorno, sulla base dei parametri a ed n della Linea Segnatrice di Possibilità Pluviometrica (LSP) e della durata critica d_c dell'evento. In particolare, si sono considerati tempi di ritorno pari a 2, 10, 20, 50, 100 e 200 anni e per ciascuno di essi si sono ricercati i valori d'interesse dal Servizio Idrografico di ARPA Lombardia².

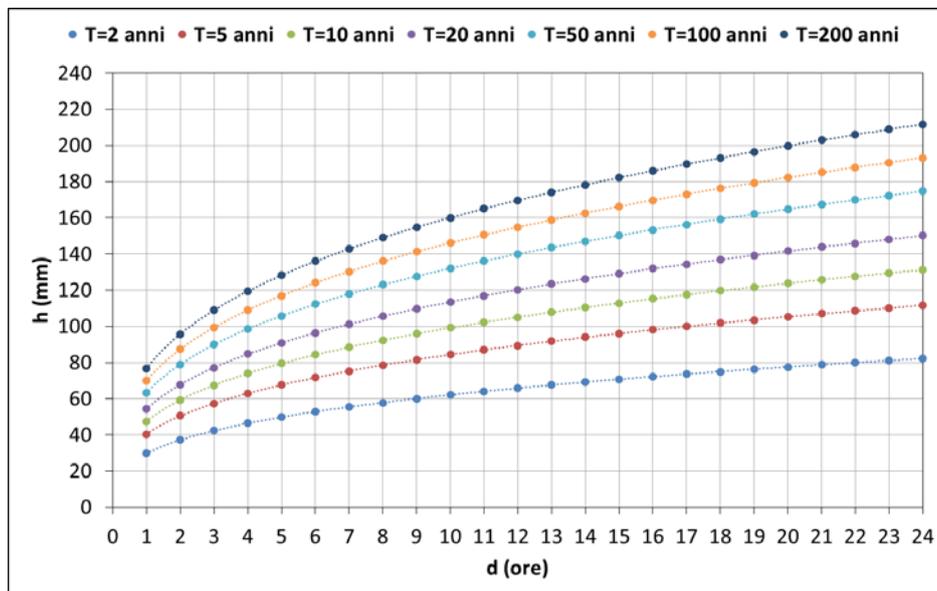


Figura 8 – LSP dell'area interessata dalle rogge

T (anni)	a (mm/ora)	n (-)
2	29.79	0.32
5	40.44	0.32
10	47.52	0.32
20	54.37	0.32
50	63.29	0.32
100	69.98	0.32
200	76.71	0.32

² <http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>

Tabella 5 – Valori dei parametri delle LSPP

La durata critica d_c è stata invece determinata con metodo iterativo, partendo da un valore di tentativo e facendolo variare finché non verificasse l'uguaglianza:

$$d_c = t_f + t_c \quad (3)$$

In cui: t_f è il tempo di formazione del deflusso; t_c è il tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di formazione del deflusso t_f è stato determinato come:

$$t_f = \frac{I_a}{i_c} \quad (4)$$

In cui: i_c è l'intensità critica di precipitazione, funzione essa stessa della durata critica d_c e calcolata come $i_a = a \cdot d_c^{n-1}$.

Il tempo di corrivazione t_c (espresso in ore) è stato calcolato ricorrendo alla formulazione empirica proposta dal SCS:

$$t_c = 0.0526 \cdot L^{0.8} \cdot \left(\frac{1000}{CN_{III}} - 9 \right)^{0.7} \cdot s^{-0.5} \quad (5)$$

In cui: L è la lunghezza dell'asta principale, espressa in piedi; s è la pendenza media del bacino, espressa in percentuale.

I tempi di corrivazione dei due bacini sono risultati essere pari a circa 22 minuti per la roggia a Nord e 36 minuti per la roggia a Sud. Trattandosi di bacini di piccole dimensioni (superfici inferiori ad 1 km^2), i tempi di corrivazione risultano essere di piccola entità, essendo inferiori ad 1 ora. Anche le durate critiche determinate con procedimento iterativo sono risultate essere minori di 1 ora, pertanto è stato necessario ripetere il procedimento considerando un opportuno valore di n , preso pari a 0.5^3 .

L'estrapolazione verso le durate inferiori, della LSPP a durate da 1 a 24 ore, porta infatti a sovrastimare eccessivamente le altezze e le intensità di pioggia e conseguentemente a sovrastimare le portate meteoriche defluenti sul bacino.

Ricavate le durate critiche per i differenti tempi di ritorno considerati, è stato successivamente possibile determinare le relative piogge lorde secondo l'espressione:

$$P_L = a \cdot d_c^n \quad (6)$$

Infine, le portate al picco di piena per le due rogge sono state determinate seguendo la formula razionale, secondo l'espressione:

³ Becciu G., Paoletti A. (2010); "Fondamenti di costruzioni idrauliche"; UTET Scienze Tecniche.

$$Q = S \cdot \frac{ARF \cdot P_N}{d_c} \quad (7)$$

In cui: ARF è il coefficiente di riduzione areale.

Data la limitata estensione delle superfici interessate, la pioggia lorda che cade sul suolo si è considerata costante su tutta la superficie di ciascuna roggia, si è pertanto posto il coefficiente di riduzione areale (ARF) pari all'unità, rimanendo pertanto a favore di sicurezza.

I risultati complessivamente ottenuti per la stima delle portate sono riportati in Tabella 6 e 7.

Roggia Nord			
T (anni)	d_c (ore)	P_N (mm)	Q (m ³ /s)
2	0.56	4	0.6
10	0.48	10	1.9
20	0.46	13	2.4
50	0.45	16	3.3
100	0.44	19	3.9
200	0.44	23	4.6

Tabella 6 – Risultati della stima delle portate idrologiche per la roggia a Nord

Roggia Sud			
T (anni)	d_c (ore)	P_N (mm)	Q (m ³ /s)
2	0.81	7	1.7
10	0.72	17	4.2
20	0.71	21	5.3
50	0.69	26	6.9
100	0.68	30	8.2
200	0.68	35	9.4

Tabella 7 – Risultati della stima delle portate idrologiche per la roggia a Sud

Date le caratteristiche idrologiche dei due bacini, le portate che ne derivano sono di modesta entità, anche per tempi di ritorno elevati come 100 e 200 anni, risultando sempre inferiori a 10 m³/s.

3 ANALISI IDRAULICA DELLO STATO DI FATTO

L'analisi idraulica dello stato di fatto, considerati gli alvei di entrambe le rogge ben incisi e a sezione piuttosto regolare, è stata condotta con una modellazione monodimensionale in moto permanente, utilizzando il software HEC-RAS.

La geometria è stata definita sulla base di un rilievo topografico di dettaglio, appositamente eseguito lungo l'asta di ciascuna roggia e comprendente i tratti interessati dagli interventi di sistemazione (*Tavola 6.1 - Planimetria stato di fatto e rilievo topografico con sottoservizi*); le scabrezze sono state definite in base alle similitudini dei valori noti in letteratura e all'esperienza per le tipologie di copertura osservate durante i sopralluoghi che sono stati condotti.

3.1 Il software HEC-RAS

Il software HEC-RAS è un programma di modellazione idraulica per fiumi naturali o canali artificiali sviluppato dal Dipartimento della Difesa statunitense (U.S. Army Corps of Engineers). Si tratta di un programma monodimensionale, dove la schematizzazione della geometria del corso d'acqua viene effettuata facendo uso di sole sezioni trasversali. Tale semplificazione si basa sull'ipotesi di poter approssimare il deflusso idrico come moto monodimensionale, in tutti i tratti del corso d'acqua, ortogonale alle sezioni trasversali. La procedura di HEC-RAS posta alla base del calcolo in condizioni di moto

permanente considera la soluzione di un'equazione energetica monodimensionale, con le perdite di energia valutate in base a fenomeni di attrito, brusche variazioni di sezione e di direzione, singolarità geometriche o bruschi cambiamenti di pendenza del fondo alveo.

Nel caso in cui, pur essendo il moto costante, il profilo delle acque superficiali sia rapidamente variabile (ad esempio salti idraulici, presenza di ponti, confluenze, ecc.) il modello applica il principio di conservazione della quantità di moto, ed attraverso il bilancio delle spinte totali è in grado di identificare e localizzare eventuali risalti idraulici.

3.2 Geometria per il modello idraulico

L'analisi idraulica delle due rogge è stata effettuata in modo separato essendo gli interventi ubicati a monte della loro confluenza. Le sezioni sono state definite sulla base del rilievo topografico appositamente eseguito lungo i tratti d'interesse, con sezioni distanziate da un minimo di 5 m ed un massimo di 50 m, a seconda delle esigenze di modellazione e delle difficoltà operative. In fase di modellazione tali sezioni sono state ulteriormente raffittite con sezioni intermedie ottenute per interpolazione a partire da quelle di rilievo e distanziate al massimo di 10 m.

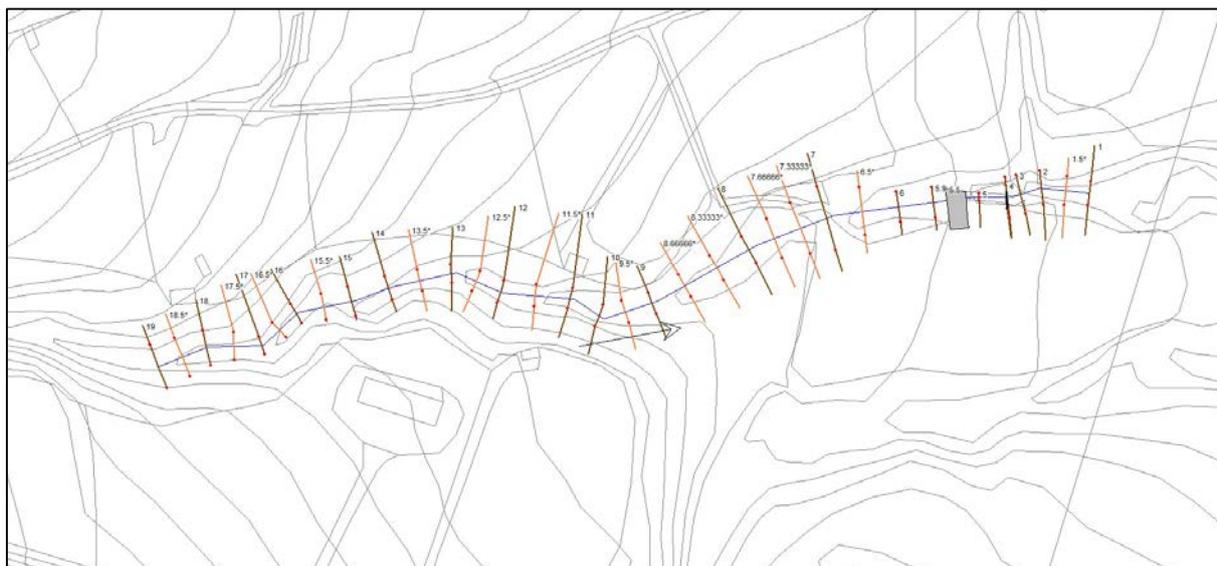


Figura 9 – Geometria per la simulazione dello stato di fatto della roggia a Nord



Figura 10 – Geometria di modellazione per lo stato di fatto della roggia a Sud

Nella roggia a Nord, oltre alla geometria di base, sono stati modellati anche l'attraversamento costituito dalla tubazione prefabbricata in calcestruzzo di diametro 1.0 m e l'ostruzione provocata dalla tubazione sospesa e scoperta.

In particolare, l'attraversamento è stato modellato considerando il paramento verticale in calcestruzzo e le conseguenti perdite di carico sia all'imbocco che allo sbocco.

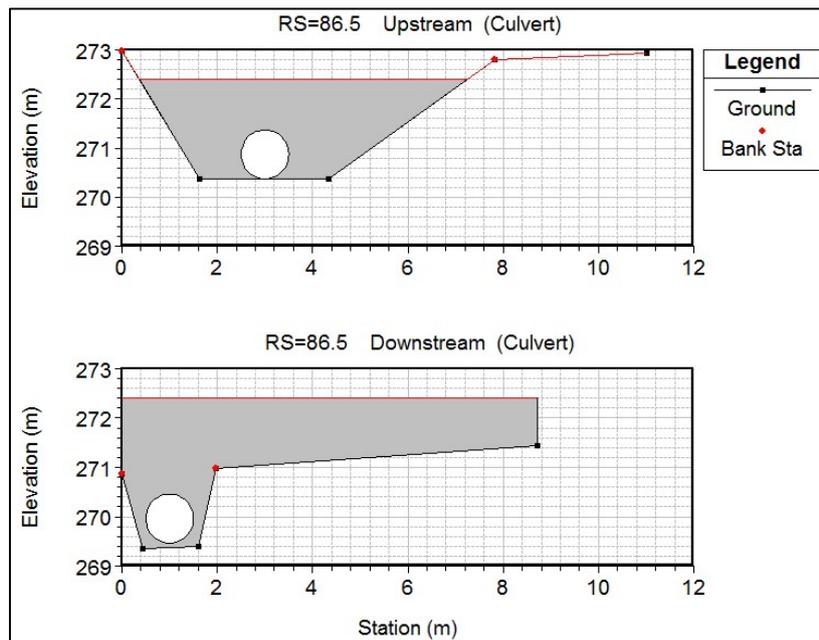


Figura 11 – Geometria dello stato di fatto dell’attraversamento sulla roggia a Nord

L’ostruzione provocata dalla tubazione sospesa, che attraversa la roggia a Nord poco più a valle dell’attraversamento, è stata modellata considerando la sezione corrispondente come totalmente riempita fino alla quota di sommità di tale tubazione. Questo è stato fatto sotto l’ipotesi che, a favore di sicurezza, il materiale trasportato dalla corrente durante un generico evento ostruisce progressivamente lo spazio compreso tra il fondo alveo e la tubazione sospesa.

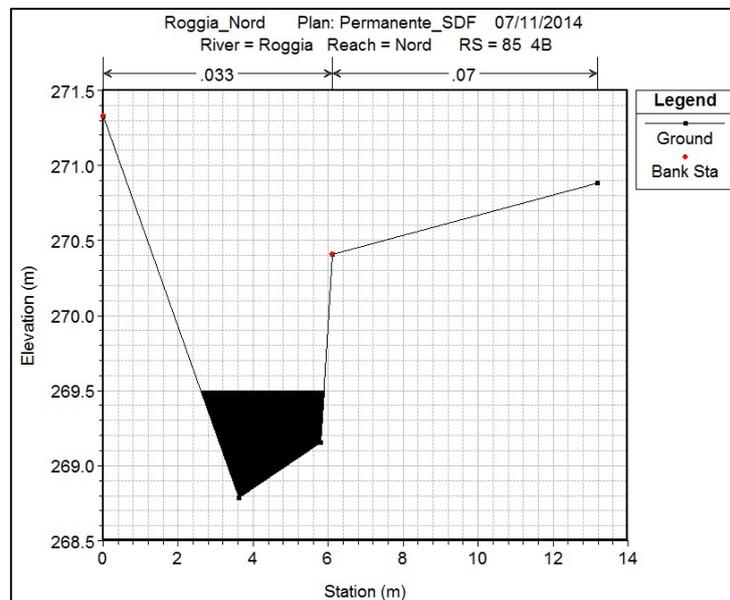


Figura 12 – Sezione in corrispondenza dell’ostruzione provocata dalla tubazione sospesa

3.3 Scabrezze

La definizione dei valori di scabrezza è avvenuta sulla base delle osservazioni condotte durante i sopralluoghi, per similitudine con i casi noti e per esperienza diretta. Viste le differenze dello stato attuale tra le due rogge, si sono diversificati i valori attribuiti a ciascuna di esse, distinguendo ulteriormente tra alveo principale e aree esterne.

In particolare, per l'alveo principale della roggia a Nord, caratterizzato da ciottoli di varia pezzatura misti a sedimento più fine, si è scelto un valore di scabrezza di Manning pari a $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$; mentre per le aree esterne, ricche di vegetazione sia di basso che di altro fusto, si è assunto un valore di $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$.

Per l'alveo principale della roggia a Sud, caratterizzato da ciottoli e massi di varia pezzatura con saltuaria presenza di tronchi di alberi, vegetazione e rami, si è scelto un valore di scabrezza di Manning pari a $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$; mentre per le aree esterne, con caratteristiche analoghe a quelle della roggia a Nord, si è assunto un valore di $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$.

Per la scabrezza della condotta in calcestruzzo si è assegnato il valore di $0.013 \text{ s/m}^{1/3}$.

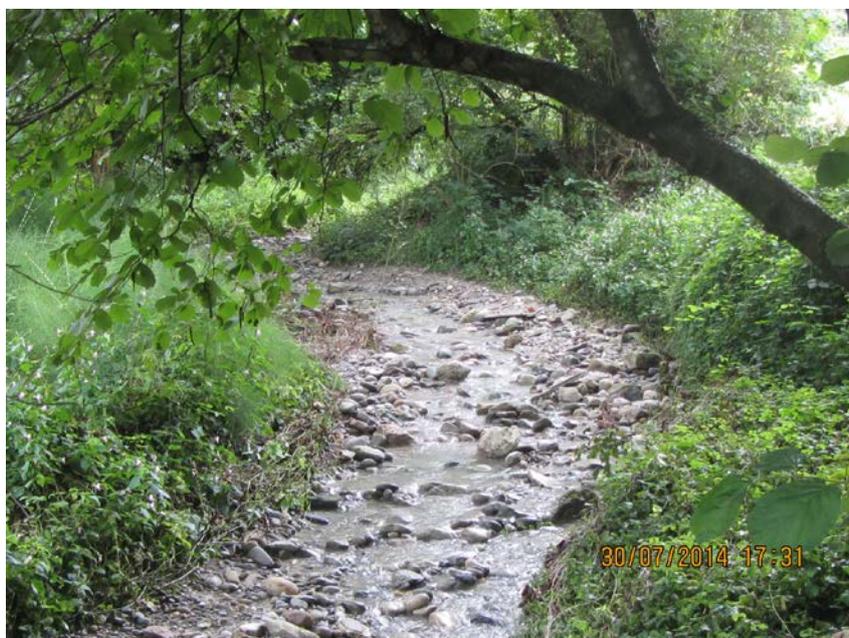


Figura 13 – Alveo principale e aree esterne della roggia a Nord

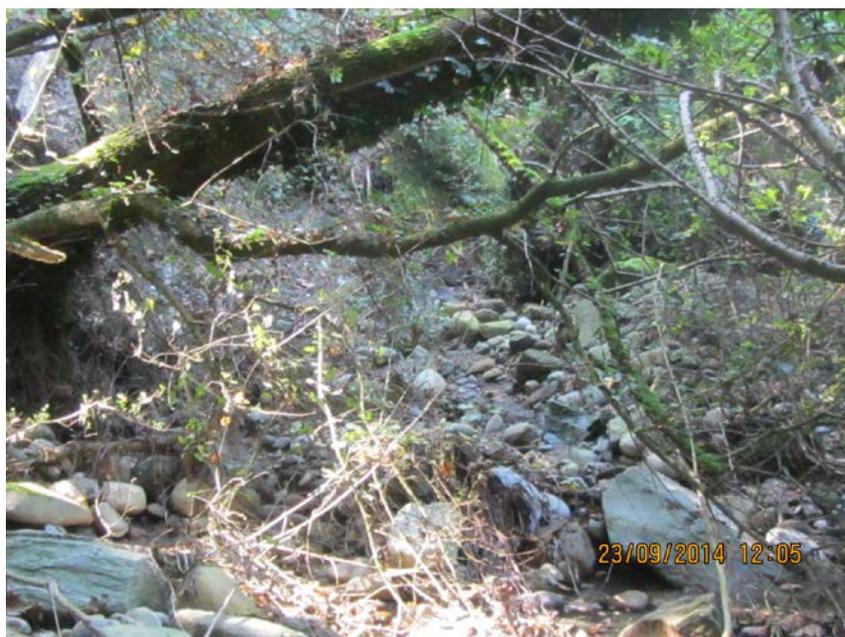


Figura 14 – Alveo principale e aree esterne della roggia a Sud

3.4 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di monte sono state definite sulla base delle portate idrologiche determinate al sottocapitolo 2.2.2 *Stima delle portate*; in particolare si è considerato il tempo di ritorno pari a 2 e 50 anni, ritenute significative per gli interventi di sistemazione in progetto e in mancanza di una portata di progetto definita in normativa relativamente al reticolo idrico minore.

Inoltre, come condizione al contorno per il deflusso sia di monte che di valle, è stata imposta la condizione di moto uniforme, definendo, per ciascun tratto, la relativa pendenza media.

	Roggia Nord	Roggia Sud
<i>Q per T=2 anni (m³/s)</i>	0.6	1.6
<i>Q per T=50 anni (m³/s)</i>	3.5	6.9
<i>Pendenza di moto uniforme di monte (-)</i>	0.09	0.055
<i>Pendenza di moto uniforme di valle (-)</i>	0.04	0.055

Tabella 8 – Condizioni al contorno per la modellazione dello stato di fatto

3.5 Profilo idraulico dello stato di fatto

Nel seguito si riportano i profili idraulici simulati per le due rogge, relativamente alle portate con tempo di ritorno pari 2 e 50 anni.

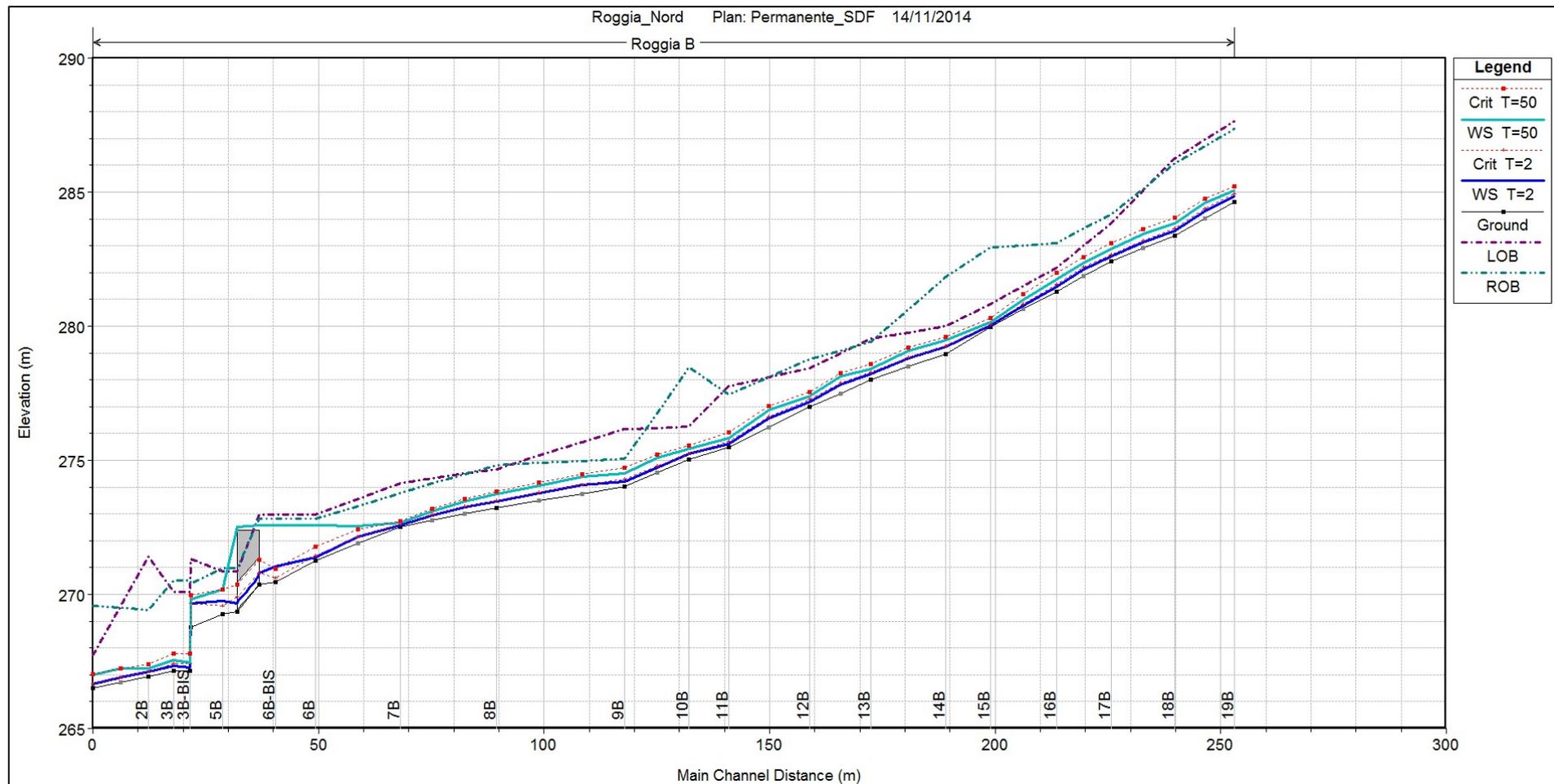


Figura 15 – Profilo idraulico dello stato di fatto per T=2 e 50 anni della roggia a Nord

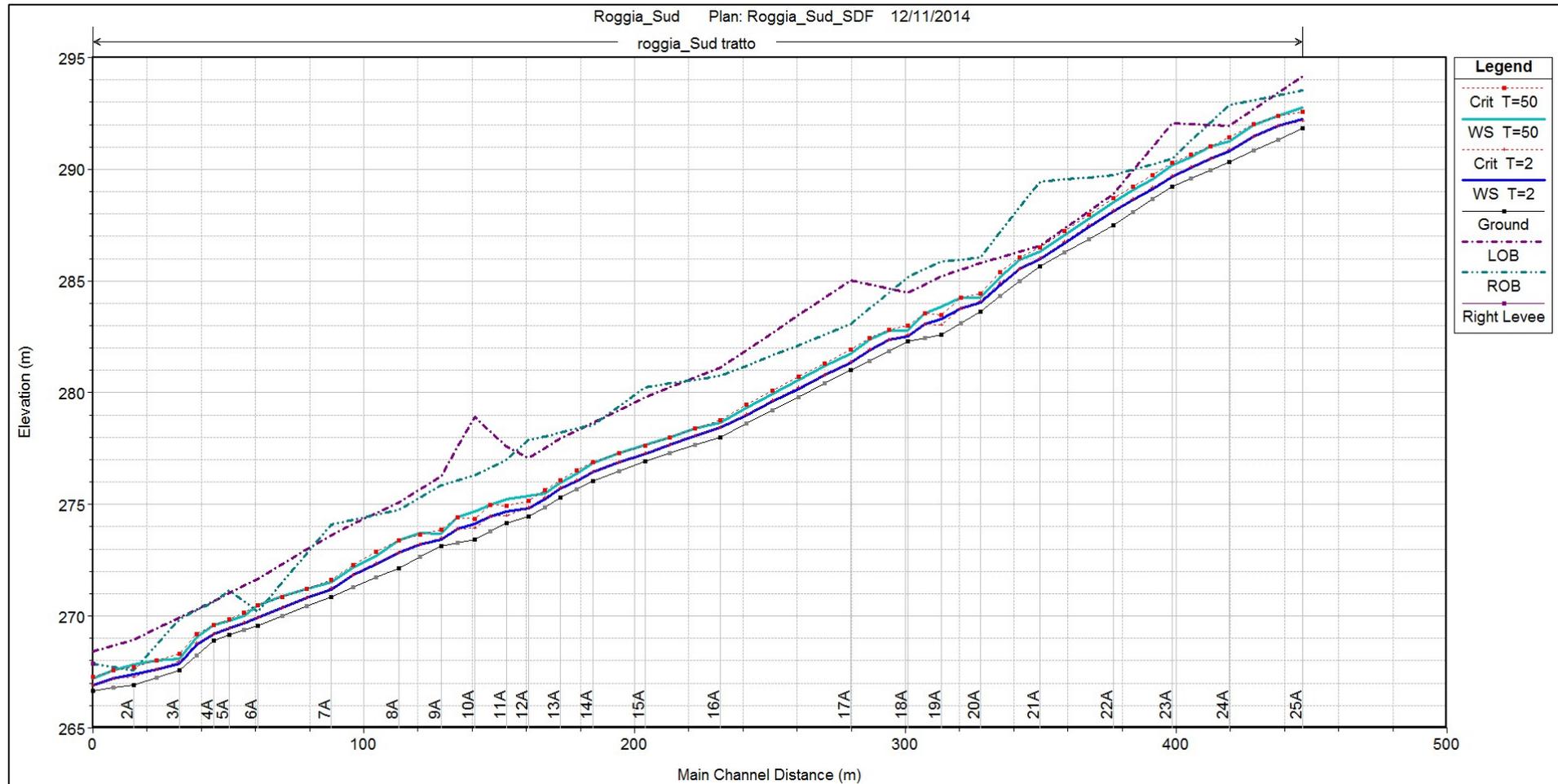


Figura 16 – Profilo idraulico dello stato di fatto per T=2 e 50 anni della roggia a Sud

Relativamente alla roggia a Nord, si evidenzia l'insufficienza idraulica del manufatto di attraversamento: la portata con tempo di ritorno pari a 50 anni tracima l'opera rigurgitando il profilo per un tratto di circa 30 m verso monte; anche l'effetto di rigurgito dovuto all'ostruzione causata dalla tubazione sospesa è evidente, sia per portata con tempo di ritorno pari a 2 anni che a 50 anni, pur rimando tuttavia localizzato entro i primi 10 m verso monte.

Nel seguito si riportano le tabelle con le principali grandezze geometriche ed idrauliche per i due tratti simulati, distinte tra T=2 anni e T=50 anni.

Sezione	Distanza dalla sezione di valle (m)	Distanza cumulata da valle (m)	Scabrezza di Manning nell'alveo principale ($s/m^{1/3}$)	Quota del fondo alveo (m s.l.m.)	Quota della sponda sinistra (m s.l.m.)	Quota della sponda destra (m s.l.m.)	Pendenza del fondo fino alla sezione successiva	
-	(m)	(m)	($s/m^{1/3}$)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-	
19	6.6	253.04	0.033	284.63	287.63	287.37	0.0947	
18	7.05	239.84	0.033	283.38	286.27	286.07	0.0678	
17	6.07	225.74	0.033	282.43	283.83	284.18	0.0933	
16	7.3	213.59	0.033	281.3	282.16	283.09	0.0912	
15	10	198.99	0.033	279.96	280.81	282.93	0.1004	
14	8.25	188.99	0.033	278.96	279.99	281.85	0.0577	
13	6.85	172.49	0.033	278.01	279.54	279.4	0.075	
12	8.9	158.79	0.033	276.98	278.44	278.78	0.084	
11	8.8	140.99	0.033	275.48	277.77	277.44	0.0505	
10	7.2	132.19	0.033	275.04	276.26	278.46	0.0712	
9	9.43	117.79	0.033	274.01	276.16	275.06	0.0276	
8	7.13	89.49	0.033	273.23	274.68	274.82	0.0336	
7	9.35	68.1	0.033	272.51	274.13	273.79	0.0662	
6	9	49.4	0.033	271.27	272.97	272.81	0.0913	
5.9	11.7	40.4	0.033	270.45	272.97	272.81	0.1026	
5.5	Condotta di attraversamento							
5	7.1	28.7	0.033	269.25	270.86	270.98	-0.0352	
4	0.1	21.6	0.033	269.5	271.33	270.41	23.4755	
3.9	3.6	21.5	0.033	267.15	270.09	270.53	0	
3	5.6	17.9	0.033	267.15	270.09	270.53	0.04	
2	6.15	12.3	0.033	266.93	271.41	269.43	0.0353	
1			0.033	266.49	267.73	269.56		

Tabella 9 – Principali grandezze geometriche dello stato di fatto della roggia a Nord

Sezione	Raggio idraulico (m)	Tirante idrico (m)	Altezza critica (m)	Energia totale (m)	Velocità media (m/s)	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra (m)	Franco rispetto alla sponda di destra (m)	Sforzo di taglio totale (N/m^2)
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m^2)
19	0.11	0.11	0.3	285.08	2.09	1.98	2.77	2.51	97.49
18	0.1	0.11	0.28	283.89	2.51	2.45	2.7	2.5	142.95
17	0.12	0.13	0.25	282.86	2.25	2.01	1.22	1.58	109.55
16	0.12	0.13	0.28	281.8	2.52	2.22	0.69	1.61	135.27
15	0.06	0.06	0.11	280.18	1.7	2.14	0.78	2.9	77.25

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
14	0.13	0.13	0.32	279.39	1.79	1.56	0.76	2.62	68.15
13	0.1	0.11	0.28	278.43	2.01	1.97	1.32	1.18	92.26
12	0.1	0.1	0.29	277.48	2.42	2.43	1.26	1.59	136.82
11	0.08	0.08	0.21	275.94	2.52	2.84	2.16	1.83	158.79
10	0.12	0.12	0.22	275.33	1.22	1.12	1.01	3.21	32.72
9	0.14	0.15	0.27	274.44	2.08	1.7	1.95	0.85	88.22
8	0.14	0.15	0.25	273.57	1.42	1.17	1.21	1.35	40.99
7	0.05	0.05	0.09	272.63	0.93	1.38	1.54	1.2	25.82
6	0.1	0.1	0.17	271.57	1.91	1.91	1.59	1.42	84.34
5.9	0.45	0.51	0.17	271.06	0.3	0.13	1.92	1.76	1.22
5.5	Condotta di attraversamento								
5	0.28	0.43	0.32	269.79	1	0.49	1.12	1.24	16.21
4	0.14	0.14	0.15	269.72	1.19	1.01	1.68	0.76	29.43
3.9	0.06	0.06	0.28	269.5	6.63	8.6	2.84	3.28	1206.71
3	0.11	0.12	0.28	267.68	2.6	2.44	2.76	3.19	149.88
2	0.09	0.09	0.2	267.19	1.3	1.37	4.31	2.32	40.2
1	0.14	0.15	0.18	266.75	1.36	1.12	1.07	2.9	37.65

Tabella 10 – Principali grandezze idrauliche dello stato di fatto della roggia a Nord per portata con T=2 anni

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
19	0.21	0.22	0.6	285.61	3.25	2.21	2.55	2.29	188.82
18	0.28	0.3	0.67	284.61	3.92	2.28	2.44	2.25	251.28
17	0.31	0.36	0.68	283.58	3.66	1.94	0.93	1.28	210.55
16	0.28	0.3	0.69	282.54	3.92	2.27	0.41	1.34	250.63
15	0.17	0.18	0.35	280.77	3.51	2.67	0.67	2.79	237.42
14	0.29	0.31	0.65	279.93	2.96	1.7	0.51	2.37	142.14
13	0.23	0.25	0.57	278.98	3.32	2.11	1.12	0.98	190.75
12	0.2	0.21	0.58	278.06	3.64	2.53	1.06	1.39	242.11
11	0.24	0.27	0.56	276.66	4.07	2.52	1.96	1.63	283.78
10	0.26	0.29	0.51	275.85	2.89	1.73	0.83	3.03	139.52
9	0.33	0.36	0.71	275.15	3.5	1.86	1.64	0.54	190.21
8	0.32	0.34	0.61	274.1	2.69	1.47	0.94	1.09	112.73
7	0.12	0.12	0.22	272.88	2.03	1.84	1.46	1.12	88.59
6	0.8	0.9	0.5	272.58	0.57	0.19	0.41	0.24	3.68
5.9	1.17	1.46	0.51	272.58	0.33	0.09	0.4	0.24	1.12
5.5	Condotta di attraversamento								
5	0.42	0.78	0.93	270.57	2.78	1.01	0.68	0.8	110.8

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
4	0.27	0.3	0.47	270.3	3.05	1.78	1.51	0.58	152.58
3.9	0.17	0.18	0.64	270.07	7.17	5.36	2.65	3.08	984.09
3	0.22	0.24	0.64	268.59	4.54	2.98	2.55	2.99	362.39
2	0.2	0.21	0.45	267.75	3.19	2.21	4.18	2.2	185.19
1	0.38	0.43	0.53	267.27	2.35	1.14	0.75	2.58	81.74

Tabella 11 - Principali grandezze idrauliche dello stato di fatto della roggia a Nord per portata con $T=50$ anni

Sezione	Distanza dalla sezione di valle	Distanza cumulata da valle	Scabrezza di Manning nell'alveo principale	Quota del fondo alveo	Quota della sponda sinistra	Quota della sponda destra	Pendenza del fondo fino alla sezione successiva
-	(m)	(m)	(s/m ^{1/3})	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-
25	9	446.71	0.05	291.83	294.15	293.51	0.0552
24	7.09	419.7	0.05	290.34	291.93	292.88	0.052
23	7.19	398.43	0.05	289.24	292.04	290.49	0.081
22	9.06	376.86	0.05	287.49	288.91	289.73	0.0676
21	7.38	349.69	0.05	285.65	286.59	289.45	0.0908
20	7.14	327.56	0.05	283.64	285.8	286.04	0.074
19	6.2	313.28	0.05	282.59	285.21	285.89	0.0241
18	7.01	300.89	0.05	282.29	284.46	285.19	0.0609
17	9.65	279.85	0.05	281.01	285.02	283.06	0.0621
16	9.26	231.6	0.05	278.01	281.13	280.74	0.0391
15	9.66	203.82	0.05	276.92	279.8	280.25	0.0457
14	5.91	184.5	0.05	276.04	278.65	278.56	0.0626
13	5.91	172.68	0.05	275.3	277.94	278.2	0.0711
12	8.24	160.86	0.05	274.46	277.06	277.89	0.037
11	5.83	152.62	0.05	274.16	277.58	276.99	0.0628
10	6.19	140.97	0.05	273.42	278.9	276.29	0.0226
9	7.87	128.59	0.05	273.14	276.28	275.85	0.0626
8	8.35	112.85	0.05	272.16	275.1	274.75	0.0518
7	8.99	87.81	0.05	270.86	273.62	274.11	0.048
6	5.22	60.85	0.05	269.57	271.68	270.2	0.0381
5	5.77	50.4	0.05	269.17	271.03	271.14	0.0435
4	6.32	44.63	0.05	268.92	270.66	270.64	0.1071
3	8.42	32	0.05	267.57	269.93	269.86	0.0385
2	7.58	15.16	0.05	266.92	268.95	267.56	0.0166
1			0.05	266.67	268.42	267.88	

Tabella 12 - Principali grandezze geometriche dello stato di fatto della roggia a Sud

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
25	0.3	0.33	0.33	292.32	1.14	0.64	1.9	1.26	47.21
24	0.25	0.29	0.54	291.08	2.24	1.33	1.11	2.06	195.19
23	0.29	0.34	0.46	289.88	2.03	1.11	2.37	0.81	152.34
22	0.27	0.31	0.68	288.37	2.29	1.32	0.8	1.63	199.99
21	0.24	0.25	0.38	286.2	2.17	1.39	0.62	3.49	186.15
20	0.17	0.19	0.45	284.25	2.12	1.56	1.78	2.02	197.13
19	0.41	0.47	0.46	283.32	0.84	0.39	1.93	2.6	23.15
18	0.16	0.17	0.31	282.79	2.26	1.75	1.94	2.66	228.81
17	0.24	0.27	0.39	281.59	2.26	1.38	3.69	1.73	199.52
16	0.2	0.2	0.43	278.55	1.62	1.15	2.71	2.32	110.56
15	0.18	0.19	0.37	277.41	1.71	1.27	2.54	2.98	126.93
14	0.25	0.27	0.42	276.6	1.68	1.03	2.19	2.11	109.8
13	0.2	0.21	0.44	275.85	1.57	1.09	2.22	2.48	102.75
12	0.18	0.19	0.39	274.96	1.58	1.17	2.23	3.06	108.15
11	0.39	0.44	0.33	274.73	0.97	0.47	2.9	2.31	31.74
10	0.37	0.4	0.51	274.17	0.86	0.43	4.77	2.15	25.18
9	0.18	0.18	0.35	273.66	2.18	1.63	2.86	2.43	207.32
8	0.3	0.35	0.69	273.03	1.87	1.01	2.25	1.9	129.13
7	0.18	0.19	0.39	271.4	1.98	1.45	2.42	2.91	170.79
6	0.27	0.32	0.38	270.12	1.89	1.06	1.74	0.26	134.85
5	0.24	0.26	0.28	269.58	1.63	1.02	1.58	1.69	105.03
4	0.24	0.26	0.28	269.33	1.63	1.03	1.46	1.44	105.54
3	0.15	0.15	0.4	268.19	2.51	2.05	2.06	1.99	292.24
2	0.34	0.36	0.37	267.48	1.14	0.61	1.54	0.15	45.66
1	0.21	0.22	0.25	267.03	1.47	1	1.51	0.96	89.18

Tabella 13 – Principali grandezze idrauliche dello stato di fatto della roggia a Sud per portata con T=2 anni

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
25	0.63	0.74	0.73	292.92	1.82	0.67	1.4	0.76	94.19
24	0.47	0.57	1.07	291.83	3.36	1.43	0.68	1.63	357.74
23	0.55	0.71	1.04	290.67	3.05	1.16	1.85	0.29	277.97
22	0.45	0.52	1.21	289.09	3.31	1.47	0.37	1.2	350.67
21	0.45	0.49	0.84	286.89	3.32	1.51	0.26	3.13	351.28
20	0.32	0.36	0.8	284.91	3.6	1.92	1.56	1.79	461.13
19	0.74	0.92	0.88	283.97	1.52	0.51	1.36	2.04	63.06
18	0.37	0.41	0.7	283.45	3.61	1.8	1.67	2.4	444.29
17	0.48	0.59	0.91	282.35	3.42	1.42	3.26	1.31	365.36

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
16	0.35	0.36	0.75	279.04	2.72	1.45	2.47	2.08	259.12
15	0.49	0.54	0.72	277.9	2.2	0.96	2.14	2.59	149.97
14	0.52	0.59	0.86	277.22	2.61	1.08	1.78	1.69	208.16
13	0.4	0.42	0.79	276.4	2.89	1.42	1.97	2.23	277.85
12	0.59	0.64	0.71	275.49	1.57	0.62	1.7	2.53	71.79
11	0.72	0.86	0.78	275.39	1.68	0.58	2.33	1.75	76.97
10	0.72	0.85	0.91	274.79	1.45	0.5	4.21	1.6	57.19
9	0.38	0.41	0.74	274.31	3.49	1.74	2.59	2.16	410.94
8	0.53	0.62	1.24	273.71	2.47	1	1.7	1.36	185.61
7	0.41	0.46	0.77	271.99	3.1	1.46	2.12	2.61	316.73
6	0.55	0.73	0.92	270.88	2.72	1.04	1.18	-0.29	201.89
5	0.49	0.58	0.7	270.21	2.83	1.19	1.23	1.34	247.98
4	0.52	0.61	0.7	269.93	2.53	1.03	1.06	1.03	193.93
3	0.31	0.33	0.74	268.82	3.77	2.08	1.83	1.76	511.71
2	0.46	0.49	0.82	268.03	1.75	0.86	1.09	-0.29	74.39
1	0.44	0.47	0.6	267.54	2.55	1.18	1.21	0.67	209.93

Tabella 14 - Principali grandezze idrauliche dello stato di fatto della roggia a Sud per portata con $T=50$ anni

4 INTERVENTI DI PROGETTO PER LA SISTEMAZIONE IDRAULICA

Gli interventi in progetto sulle rogge si concentrano nei tratti riportati nella *Tavola 6.3 – Planimetria stato di progetto*, in particolare sono previsti:

- roggia a Sud tratto di 250 m con stabilizzazione delle sponde e del fondo alveo in prossimità degli edifici a ridosso delle sponde in erosione;
- roggia a Nord tratto di 90 m con stabilizzazione delle sponde e del fondo alveo in prossimità degli edifici a ridosso delle sponde in erosione;
- rifacimento dell'attraversamento sulla roggia a Nord;
- miglioramento delle condizioni di deflusso per una lunghezza di circa 35 m a valle dell'attraversamento, tramite la realizzazione di una rampa e la protezione della tubazione fognaria.

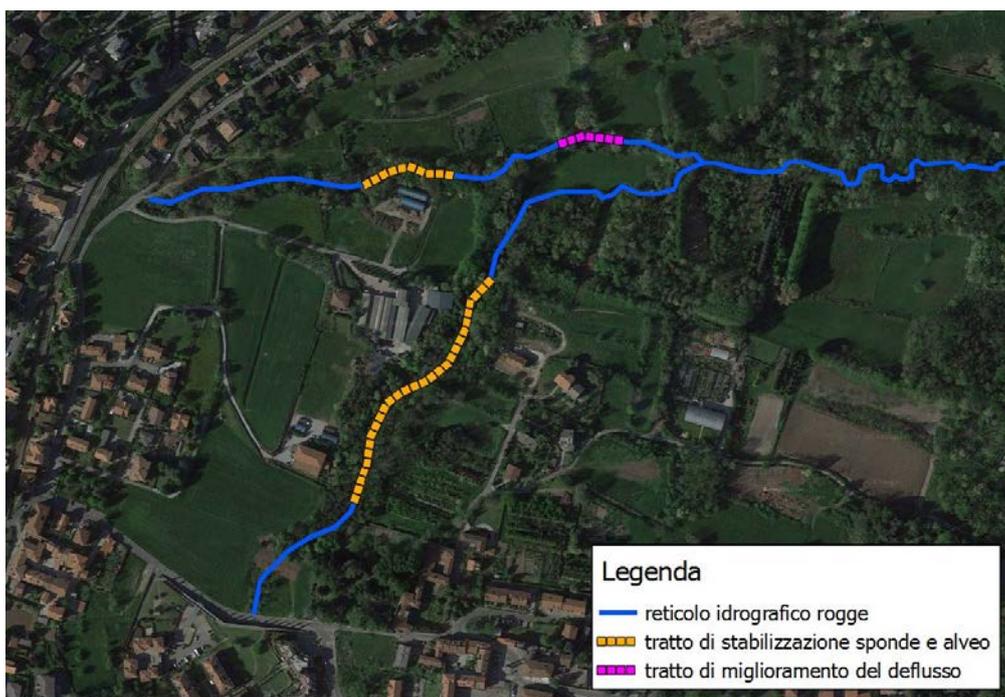


Figura 17 – Tratti interessati dagli interventi

I tratti di sistemazione spondale e del fondo alveo prevedono una tipologia d'intervento con una scogliera in massi a secco con talee nella parte bassa della sezione, sormontata, nei tratti spondali dove necessario, da una palificata doppia in legname rinverdata anch'essa con talee; il profilo del terreno sovrastante è rifinito, lungo alcuni tratti, con una copertura mediante biostuoia in cocco ed inserimento di talee. Il fondo alveo, inoltre, è stabilizzato con soglie di blocchi in pietra legati fra loro e fissati al terreno con pali in acciaio.

Il tratto di miglioramento del deflusso prevede, oltre alla sistemazione spondale e del fondo alveo come descritto in precedenza, un rifacimento dell'attuale attraversamento, che risulta essere idraulicamente insufficiente alla portata con tempo di ritorno pari a 50 anni (Cap. 3), con un attraversamento realizzato mediante una condotta in acciaio corrugato a sezione ribassata (altezza sezione 1.80 m) e corpo del rilevato rivestito in massi cementati.

L'interferenza con la rete fognaria viene risolta riprofilando il fondo alveo in modo tale che la tubazione sospesa risulti interrata e protetta con un cassonetto in cemento armato. Inoltre, il salto di fondo subito a valle della tubazione viene raccordato al fondo alveo a valle da una rampa in massi, che accompagna il deflusso delle acque verso valle senza salti in modo da limitare problemi di erosione al fondo con conseguente scalzamento al piede delle sponde.

4.1 Intervento di protezione spondale e sistemazione del fondo alveo

All'instabilità spondale causata dal fenomeno erosivo in atto (Cap. 2.1) si vuole fare fronte con opere di ingegneria naturalistica, in particolare con una scogliera in massi a secco con talee per il primo metro di altezza da fondo alveo, sormontata, nei tratti ad ulteriore altezza di parete erosa, con una palificata doppia in legname, rinverdata con talee. Il profilo del terreno sovrastante è eventualmente rifinito con una copertura mediante biostuoia e inserimento di talee.

Il fondo alveo, sede di un'erosione che ha provocato l'instabilità spondale, viene stabilizzato con soglie a

distanza ed altezza fissate, in modo tale da ottenere, sul lungo periodo, una pendenza di equilibrio che eviti l'asporto del sedimento di fondo.

4.1.1 Tipologia d'intervento

La sistemazione spondale viene realizzata a partire dalla scogliera in massi ciclopici di dimensioni minime 0.8×0.8 m e volume minimo di 0.45 m^3 ; l'altezza complessiva del paramento è di 1.5 m di cui 0,5 m sono di fondazione. I massi vengono posti in modo da ottenere un'inclinazione delle sponde con rapporto 2:3 (pari a circa 55°) e mantenendo una larghezza minima della sezione del fondo alveo di 2 m, sia per la roggia a Nord che per la roggia a Sud, avendo come obiettivo per il posizionamento della scogliera in ciascuna sezione di rilievo il minor volume di scavo di sbancamento delle sponde. La scogliera prevede inoltre l'inserimento di talee in opportuni fori praticati nel terreno di intasamento.

Nei tratti con sponda erosa ulteriormente esposta viene realizzata una palificata in legname a parete doppia con base in contropendenza, di altezza non superiore a 2.0 m, costituita da un'incastellatura di tondame ad elementi trasversali ed orizzontali fissati tra loro con chiodature. Anche quest'opera di sostegno prevede l'inserimento di talee per agevolare la stabilizzazione del sedimento spondale sul lungo periodo.

Il profilo di sommità della sistemazione spondale è rifinito, nei tratti rimasti esposti, innestandosi sul profilo esistente con la stesura di una biostuoia in cocco, fissata con picchetti o staffe, ed ulteriormente rinverdito con l'inserimento di talee, sempre con funzione di stabilizzazione per il sedimento spondale (*Tavola 6.5.a e 6.5.b – Sezioni stato di fatto e di progetto*).

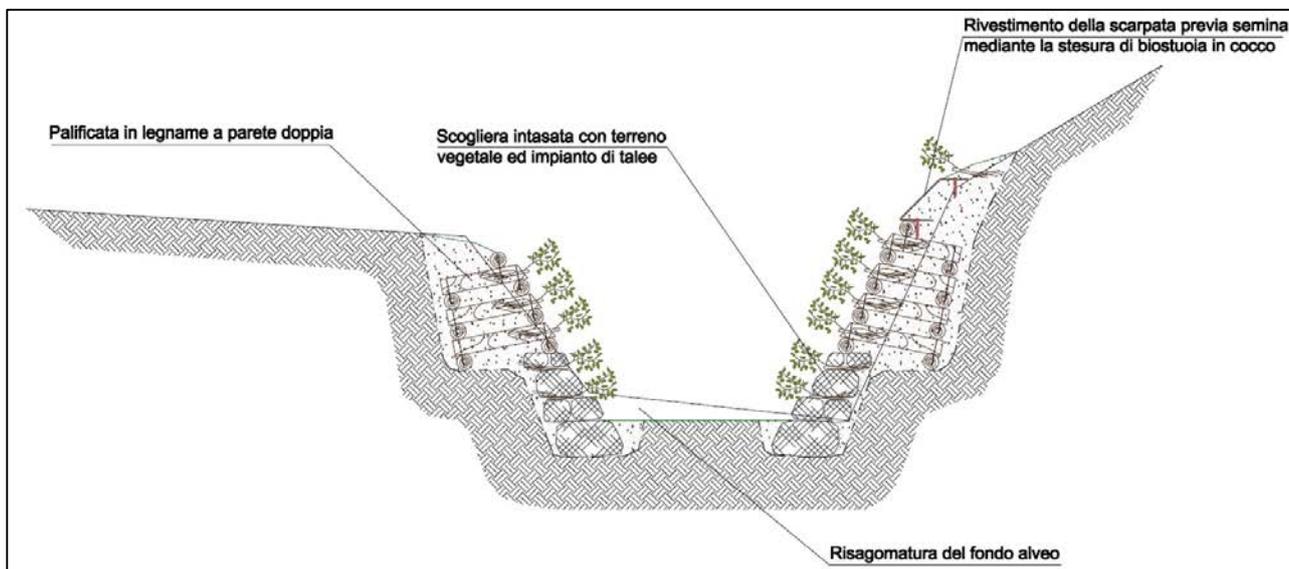


Figura 18 – Tipologico d'intervento di sistemazione spondale

Il fondo alveo viene stabilizzato con soglie in blocchi di pietra granitica di volume non inferiore a 0.25 m^3 , con chiusura dei vani e dei fori mediante piccole scaglie. I blocchi sono ulteriormente legati fra loro con filamento in acciaio ancorato al suolo tramite pali in acciaio di altezza 2.5 m. L'altezza di ciascuna soglia è di 1.2 m.

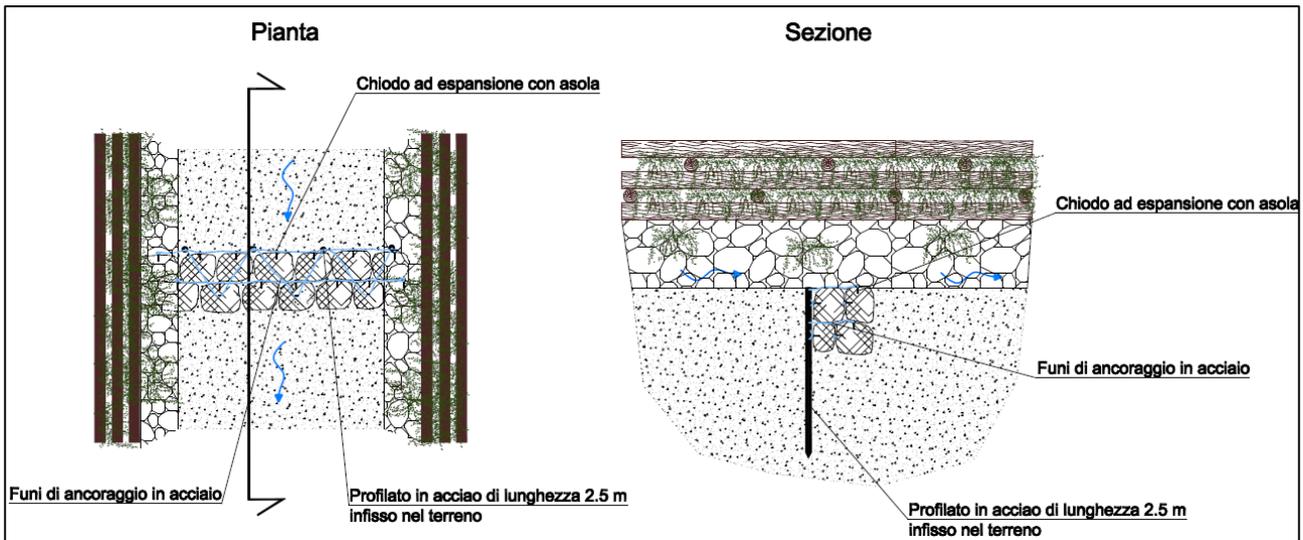


Figura 19 – Tipologico d'intervento per le soglie di fondo

4.1.2 Dimensionamento delle soglie in massi legati

Per il dimensionamento delle soglie è stato necessario innanzitutto definire la pendenza di equilibrio del fondo alveo, cioè quella pendenza tale per cui, in considerazione del sedimento presente, la corrente idrica non genera erosione al fondo e conseguente trasporto solido.

La determinazione della pendenza di equilibrio è stata fatta considerando, per ciascuna roggia, la portata con tempo di ritorno pari a 2 anni; questo perché il fenomeno erosivo è più incisivo per eventi a minor intensità e maggior frequenza di accadimento, piuttosto che per eventi più intensi ma rari.

Nell'ipotesi di moto puramente turbolento (generalmente verificata per corsi d'acqua naturali) e tirante idrico molto maggiore rispetto al diametro caratteristico del sedimento presente, la pendenza di equilibrio i_e è stata determinata come:

$$i_e = 0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma) d}{\gamma R} \quad (8)$$

In cui: γ_s è il peso specifico della frazione solida; γ è il peso specifico dell'acqua; d è il diametro caratteristico; R è il raggio idraulico.

Come peso specifico della sola frazione solida è stato preso da letteratura e sulla base dell'esperienza il valore di 26 kN/m^3 , giudicato rappresentativo per il tipo di sedimento presente in alveo, cioè ghiaia; il diametro rappresentativo del sedimento di fondo alveo di ciascuna roggia, invece, è stato calcolato come media dei d_{50} ottenuti per i campioni prelevati in sito. Per le analisi di tali campioni si rimanda all'*Elaborato 01 – Prelievi e caratterizzazione dei sedimenti delle rogge di Villa Romanò*. Come raggio idraulico è stato preso il valore medio per ciascun tratto delle due rogge, considerando la rispettiva portata con $T=2$ anni. I valori utilizzati e i risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella.

	Roggia Nord	Roggia Sud
Q per $T=2$ anni (m^3/s)	0.6	1.6
d_{50} (m)	0.0114	0.0112
R (m)	0.18	0.46
i_e (-)	0.0057	0.0022

Tabella 15 – Valori utilizzati e risultati ottenuti per determinare la pendenza di equilibrio

Il dimensionamento di ciascuna soglia è avvenuto fissando a priori l'altezza a del petto, pari a 0.6 m, e determinando la distanza L_s tra due soglie successive come:

$$L_s = \frac{a}{i_i - i_e} \quad (9)$$

In cui: i_i è la pendenza iniziale.

Come pendenza iniziale è stata presa, per ciascuna roggia, la pendenza media del tratto interessato dall'intervento; il valore di progetto della distanza tra le soglie è stato ottenuto facendo opportune considerazioni.

L'altezza di progetto H_s è stata determinata sulla base della profondità di scavo s_{max} provocato dal risalto che si genera al piede di ciascuna soglia. Tale profondità, in ipotesi di interferenza fra le opere, è stato possibile determinarla considerando il rapporto:

$$\frac{s_{max}}{a} = 1.5 \quad (10)$$

Come valore di progetto per l'altezza di soglia è stato preso, per ciascuna roggia, il valore di s_{max} ottenuto da calcolo aumentato di un franco di sicurezza di 0.3 m.

I valori di calcolo e di progetto così ottenuti sono riportati nella seguente tabella.

	Roggia Nord		Roggia Sud	
	<i>calcolo</i>	<i>progetto</i>	<i>calcolo</i>	<i>progetto</i>
L_s (m)	8.1	9	10.4	9
H_s (m)	0.9	1.2	0.9	1.2

Tabella 16 – Valori di calcolo e di progetto del dimensionamento delle soglie

Considerando la presenza di materiale nettamente più grossolano non rilevato nei campioni prelevati, le ipotesi effettuate per il dimensionamento delle opere, nonché considerando l'aspetto realizzativo delle opere stesse, si è ritenuto ragionevole adottare, per entrambe le rogge, una distanza di 9 m, rimanendo comunque in una configurazione stabile di pendenza a lungo termine.

Per quanto riguarda il dimensionamento strutturale della scogliera in massi legati si è considerata la stabilità del singolo masso all'azione di trascinarsi esercitata dalla corrente. Trattandosi di soglia a raso è stato possibile applicare i criteri di stabilità caratteristici delle protezioni dell'alveo in massi naturali. La legatura e l'ancoraggio ai pali in acciaio consente di rendere solidale l'intera struttura mantenendo

comunque una notevole elasticità in modo tale da rendere la soglia capace di subire deformazioni e di adattarsi, senza compromettere la propria funzionalità, ai cedimenti del fondo alveo.

Le soglie elastiche in pietrame, in genere, sono realizzate con massi di idonea pezzatura (da 0.5 a 1 m³) posati su due file. I massi sia della fila di monte sia di quella di valle, sono collegati tra loro tramite una fune di acciaio entro apposite asole che costituiscono la testa o di una barra d'acciaio cementata al masso con malta anti ritiro o di un chiodo ad espansione. I massi della fila di valle sono anche collegati, mediante una seconda fune, alternativamente (un masso collegato è preceduto e seguito da un masso non legato) con spezzoni di profilati metallici che vengono infissi per almeno 2 m con interasse pari a due volte il diametro dei massi, a monte della soglia. Gli spezzoni non dovranno sporgere al di sopra della scogliera che costituisce la soglia per evitare la trattenuta dei corpi galleggianti.

Nel seguito si riportano differenti formulazioni per la determinazione delle dimensioni caratteristiche dei massi che ne garantiscano la stabilità.

Criterio di Shields

Si assume come valore critico del parametro di Shields $\Phi=0.06$, che, come noto, si riferisce ai casi caratterizzati da un elevato numero di Reynolds, quali senz'altro possono essere quelli che si riferiscono a protezioni d'alveo ad elevata granulometria:

$$\Phi = \frac{\gamma Ri}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{Ri}{\beta d} = 0.06 \quad (11)$$

In cui: i è la pendenza del fondo alveo.

Tale espressione può essere riscritta in modo da esplicitare la dimensione caratteristica d dei massi:

$$d = \frac{1}{0.06} \frac{Ri}{\beta} \quad (12)$$

Formula di Izbash

La formulazione di Izbash è valida per le scogliere in massi in superfici orizzontali ed esprime la dimensione caratteristica del masso secondo la seguente espressione:

$$d = C_t \frac{V^2}{g\beta} \quad (13)$$

In cui: C_t è il coefficiente di turbolenza di Izbash, i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0.3 – 0.7, da assumere in funzione del grado di turbolenza.

Si è scelto, nel caso specifico, un valore del coefficiente C_t intermedio e pari a 0.5.

Formula dell'U.S. Army Corp of Engineers (USACE)

Per bassa turbolenza la formula proposta è la seguente:

$$d = 0.347 \frac{V^2}{g\beta} \quad (14)$$

Dalle risultanze delle simulazioni idrauliche dello stato di progetto (Cap. 4) si ottiene un valore critico della velocità di circa 5-6 m/s, corrispondente a sezioni con un valore del raggio idraulico medio di 0.35 m; la pendenza del fondo risulta essere dell'8%.

Applicando le formulazioni precedentemente esposte si ottengono i valori riportati nella seguente tabella:

Formulazione	<i>Shields</i>	<i>Izbash</i>	<i>USACE</i>
<i>d</i> [m]	0.30	0.72	0.65

Tabella 17 – Dimensionamento dei massi delle soglie secondo le varie formulazioni

Si è scelto di utilizzare massi con dimensione caratteristica di 0.6 – 0.7 m con un volume non inferiore a 0.2 m³ ed un peso di circa 500 kg. L'interasse degli spezzoni di profilati metallici viene assunto, a seguito del dimensionamento dei massi, pari ad 1 m.

4.1.3 Dimensionamento della scogliera in massi

In modo analogo a quanto effettuato per il dimensionamento dei massi della soglia a raso si è proceduto al dimensionamento dei massi, utili alla realizzazione della protezione spondale della scogliera a secco.

Nel caso in cui si considerino elementi posti su sponde inclinate, risulta non più trascurabile la componente del peso immerso del masso stesso, che agisce come fattore riduttivo della stabilità. Pertanto le formulazioni precedentemente esposte devono essere corrette attraverso l'assunzione di un coefficiente correttivo K_s definito come:

$$k_s = \left(1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \Phi} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

In cui: α è l'angolo che la sponda inclinata forma con l'orizzontale; Φ è l'angolo di attrito del materiale costituente la sponda stessa.

L'angolo di inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale è di circa 55°, prossimo al valore dell'angolo di attrito dei massi di grosse dimensioni disposti alla rinfusa, assimilabile ad un valore di 50-55°. Applicando l'equazione che definisce il coefficiente correttivo K_s con i valori angolari caratteristici, si ottengono valori del coefficiente correttivo pressoché nulli, che comportano evidenti sovradimensionamenti dei massi costituenti la scogliera. Questo è dovuto alla corrispondenza tra l'angolo di inclinazione delle sponde (55°) e l'angolo di attrito del materiale costituente la protezione spondale (50-55°). È da considerare che tale formulazione considera la disposizione dei massi da scogliera alla rinfusa, disposti cioè, come limite massimo, secondo una pendenza pari all'angolo di attrito. La scogliera in progetto è invece costituita da

massi ciclopici posati a formare una struttura che genera un grado di stabilità maggiore rispetto ad un rivestimento della sponda con massi alla rinfusa. I massi sono infatti esposti alla sola forza di trascinamento che agisce sulla faccia a vista dell'opera.

Si è pertanto optato per l'assunzione di un coefficiente correttivo K_s pari a 0.7, che comporta una maggiorazione nelle dimensioni caratteristiche dei massi di circa il 50%.

Applicando le formulazioni precedentemente esposte ed il coefficiente correttivo K_s si ottengono i valori riportati nella seguente tabella.

Formulazione	<i>Shields</i>	<i>Izbash</i>	<i>USACE</i>
<i>d</i> [m]	0.43	1.02	0.93

Tabella 18 – Dimensionamento dei massi della scogliera secondo le varie formulazioni

Si è scelto di utilizzare massi con dimensione caratteristica di 0.8 – 0.9 m con un volume non inferiore a 0.35 m³ ed un peso di circa 900 kg.

4.2 Intervento di miglioramento delle condizioni di deflusso in prossimità dell'attraversamento e dell'interferenza con il sottoservizio della roggia a nord

I sopralluoghi condotti e la modellazione eseguita per lo stato di fatto (Cap. 2) hanno evidenziato le criticità di questo tratto, rappresentate, in particolare, dall'insufficienza idraulica dell'attraversamento della roggia per portata con T=50 anni, dall'ostruzione provocata dalla tubazione della rete fognaria scoperta e dal brusco salto di fondo subito a valle di tale tubazione.

4.2.1 Tipologia d'intervento

In fase di progettazione si è adeguato l'attraversamento alla portata con tempo di ritorno cinquantennale, prevedendo la sostituzione dell'attuale condotta in calcestruzzo a sezione circolare di diametro 1.0 m, con una tubazione portante in acciaio corrugato a sezione ribassata di altezza 1.75 m e larghezza 2.5 m. Il rivestimento del rilevato è ottenuto con una scogliera in massi intasati in calcestruzzo.

L'ostruzione provocata dall'interferenza con la rete fognaria viene risolta prevedendo innanzitutto la protezione di tale tubazione con un cassone in calcestruzzo a sezione quadrata, ulteriormente protetto da un rivestimento in acciaio corten. Successivamente viene eseguita una riprofilatura del fondo alveo in massi non cementati, in modo tale da ricoprire la tubazione attualmente esposta.

Il brusco salto di fondo viene evitato con la realizzazione di una rampa in massi non cementati, che favorisce il deflusso delle acque verso valle, senza causare problemi di erosione al fondo e conseguente scalzamento al piede delle sponde.

Analogamente ai tratti di sistemazione spondale, vista la situazione attuale delle sponde molto scoscese e in erosione, l'intervento è completato, lungo il tratto di alveo considerato, con una scogliera in massi a secco, sormontata da una palificata in legname a parete doppia e refinendo il profilo superiore delle sponde con semina e copertura con biostuoia in cocco. Inoltre, il fondo alveo viene fissato con due soglie, posizionate subito a valle della rampa e con caratteristiche progettuali del tutto analoghe a quelle dei tratti di sistemazione spondale (*Tavola 6.7 – Sistemazione area attraversamento e rampa roggia a Nord*).

4.2.2 Dimensionamento della rampa in massi

Nelle opere realizzate con un rivestimento fatto con strati di materiali lapidei, il diametro medio d_{50} è utilizzato come dimensione caratteristica dei massi impiegati per il rivestimento, il cui spessore è scelto pari a $2d_{50}$. La rampa termina con un raccordo in uscita che, comportandosi come una struttura di dissipazione, riduce l'energia della corrente in arrivo da monte ad un valore compatibile con l'immissione nell'alveo naturale posto a valle. Il tratto di raccordo in uscita deve essere esteso per una lunghezza pari a 15 volte il d_{50} degli elementi lapidei costituenti il rivestimento.

La progettazione di queste opere necessita, innanzitutto, la determinazione di un'equazione che stabilisce la condizione di stabilità dei masi costituenti il rivestimento (Rock Stability Equation, RSE).

Per una rampa con pendenza del fondo i , avente una sezione rettangolare di larghezza L , la condizione di stabilità dei massi con dimensione caratteristica espressa dal d_{50} e peso specifico γ_s è definita dal seguente legame funzionale:

$$\frac{d_{50}}{L} = f\left(\frac{Q}{L^{5/2}g^{1/2}} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) \quad (16)$$

In cui: f è un simbolo funzionale; g è l'accelerazione di gravità; Q è la massima portata che permette la stabilità dei massi.

Il legame funzionale può essere espresso dalla seguente RSE:

$$\frac{D_{50}}{L} = a\left(\frac{Q}{L^{5/2}g^{1/2}} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^b \quad (17)$$

Le risultanze sperimentali (Abt e Johnson⁴; Robinsons et al.⁵) hanno permesso di stabilire che b è indipendente dalla pendenza i del canale ed è pari a 0.5. La relazione tra il coefficiente a e la pendenza i è espressa dalla seguente equazione:

$$a = 0.95i^{1/2} \quad (18)$$

La rampa in massi in progetto ha una pendenza del 25% ed una larghezza media della sezione di 3 m. Considerando la portata di progetto con un tempo di ritorno $T=50$ anni di circa $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ si ottiene un valore di dimensionamento dei massi $d_{50}=0.47 \text{ m}$.

Si è scelto di utilizzare, così come nel caso delle soglie in massi legati, elementi con dimensione caratteristica di 0.6 – 0.7 m con un volume non inferiore a 0.2 m^3 ed un peso di circa 500 kg. Il tratto di raccordo in uscita viene esteso per una lunghezza di circa 10 m.

Al piede della rampa e al termine del tratto di raccordo in uscita vengono realizzate due soglie in massi

⁴ Abt R., Johnson T.L. (1991); "Riprap design for overtopping flow"; Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, 8, 959-972.

⁵ Robinson K.M., Rice C.E., Kadavy K.C. (1998); "Design for rock chutes"; Transactions of the ASAE, Vol. 41, 3, 621-626.

legati con caratteristiche analoghe a quelle previste in progetto nei tratti di sistemazione spondale e di fondo alveo delle due rogge.

Costruttivamente la rampa potrà essere realizzata in modo irregolare con massi sporgenti di maggiori dimensioni a disposizione casuale, ad aumentare la capacità dissipativa dell'opera e l'aspetto naturale della stessa.

5 ANALISI IDRAULICA DELLO STATO DI PROGETTO

Gli interventi progettuali sono stati idraulicamente verificati eseguendo, analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto, una modellazione monodimensionale in moto permanente, sempre utilizzando il software HEC-RAS.

5.1 Geometria della simulazione di progetto

La geometria utilizzata per lo stato di fatto è stata opportunamente modificata nelle sezioni interessate dagli interventi (*Tavola 6.3 – Planimetria stato di progetto*) ed in particolare: per la roggia a Nord dalla sezione 17B alla sezione 10B (tratto di sistemazione spondale) e dalla sezione 6B alla sezione 1B (tratto di miglioramento delle condizioni di deflusso); per la roggia a Sud dalla sezione 24A alla sezione 13A (tratto di sistemazione spondale).

Per i tratti di sistemazione spondale le sezioni sono state modificate sulla base delle *Tavola 6.5.a e 6.5.b – Sezioni stato di fatto e di progetto*, che riportano la risagomatura di ciascuna sezione; in particolare è stato considerato solo il profilo dalla scogliera, volendo contenere al suo interno la portata con tempo di ritorno pari a 50 anni.

La geometria del tratto di miglioramento delle condizioni di deflusso è stata ricostruita sulla base delle considerazioni riportate al Capitolo 3.2 (*Tavola 6.7 – Sistemazione area attraversamento e rampa roggia a Nord*), ritracciando il nuovo profilo di fondo e ricostruendo la condotta secondo le caratteristiche progettuali.

Analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto, le sezioni di rilievo sono state raffittite con sezioni ottenute per interpolazione e distanziate al massimo di 10 m.



Figura 20 – Geometria di modellazione per lo stato di progetto della roggia a Nord



Figura 21 - Geometria di modellazione per lo stato di progetto della roggia a Sud

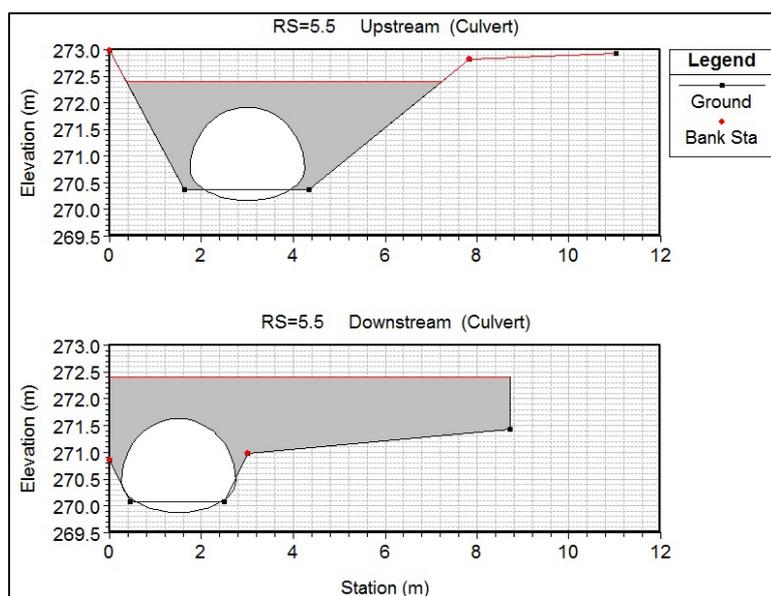


Figura 22 - Geometria dello stato di progetto dell'attraversamento sulla roggia a Nord

5.2 Scabrezze

La definizione delle scabrezze ha tenuto conto del tipo di intervento praticato nelle sezioni di rilievo, adottando valori di letteratura e tenendo conto anche dell'esperienza diretta.

In particolare, per l'alveo principale in tutti i tratti d'intervento, considerando il rifacimento spondale con scogliera in massi a secco e la sistemazione del fondo, che comunque tra una soglia e quella successiva rimane costituito dal sedimento originario, si è adottato un valore di scabrezza espressa come coefficiente di Manning pari a $0.025 \text{ s/m}^{1/3}$; mentre per le sponde superiori, realizzate in palificata di legname e copertura mediante biostuoia con inserimento di talee, si è preso un valore di $0.03 \text{ s/m}^{1/3}$.

Per la condotta in acciaio corrugato è stato assegnato un valore di $0.02 \text{ s/m}^{1/3}$, invece per tutti gli altri tratti di non intervento la scabrezza è rimasta invariata rispetto a quella assegnata per lo stato di fatto.

5.3 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno applicate sono state analoghe a quelle utilizzate per la modellazione dello stato di fatto, in particolare: la portata di riferimento è stata, per entrambe le rogge, quella con tempo di ritorno pari a 50 anni; a monte e a valle di ciascun tratto si è considerata la condizione di moto uniforme, assegnando la relativa pendenza media del fondo.

	Roggia Nord	Roggia Sud
Q per $T=50$ anni (m^3/s)	3.5	6.9
Pendenza di moto uniforme di monte (-)	0.09	0.055
Pendenza di moto uniforme di valle (-)	0.04	0.055

Tabella 19 – Condizioni al contorno per la modellazione dello stato di progetto

5.4 Profilo idraulico dello stato di progetto

Nel seguito si riporta il profilo idraulico simulato delle rogge, relativamente alla portata con $T=50$ anni. Tale profilo è riportato anche nelle Tavola 6.4.a e 6.4.b – Profilo longitudinale rogge stato di fatto e di progetto.

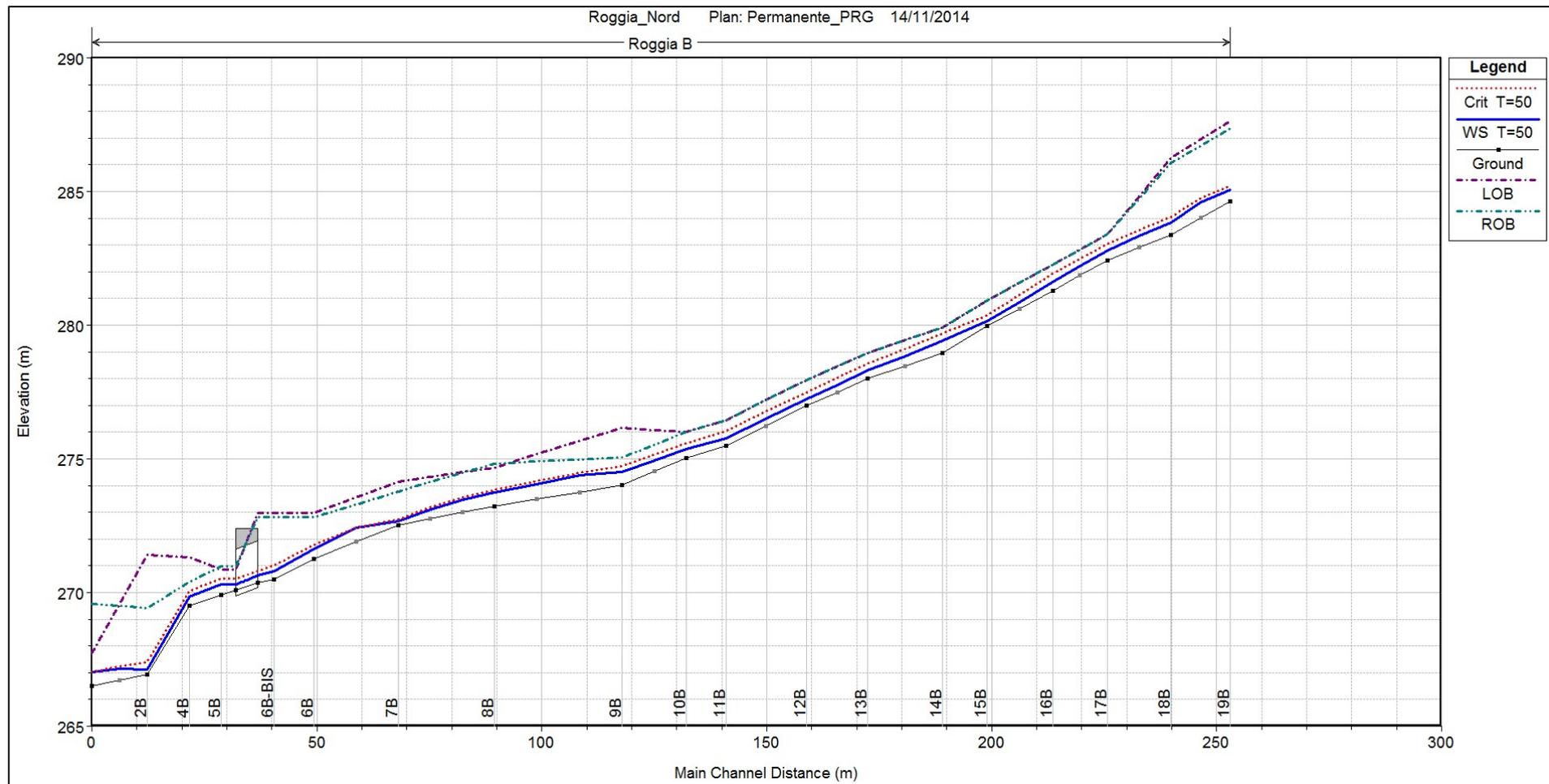


Figura 23 – Profilo idraulico dello stato di progetto per T=50 anni della roggia a Nord

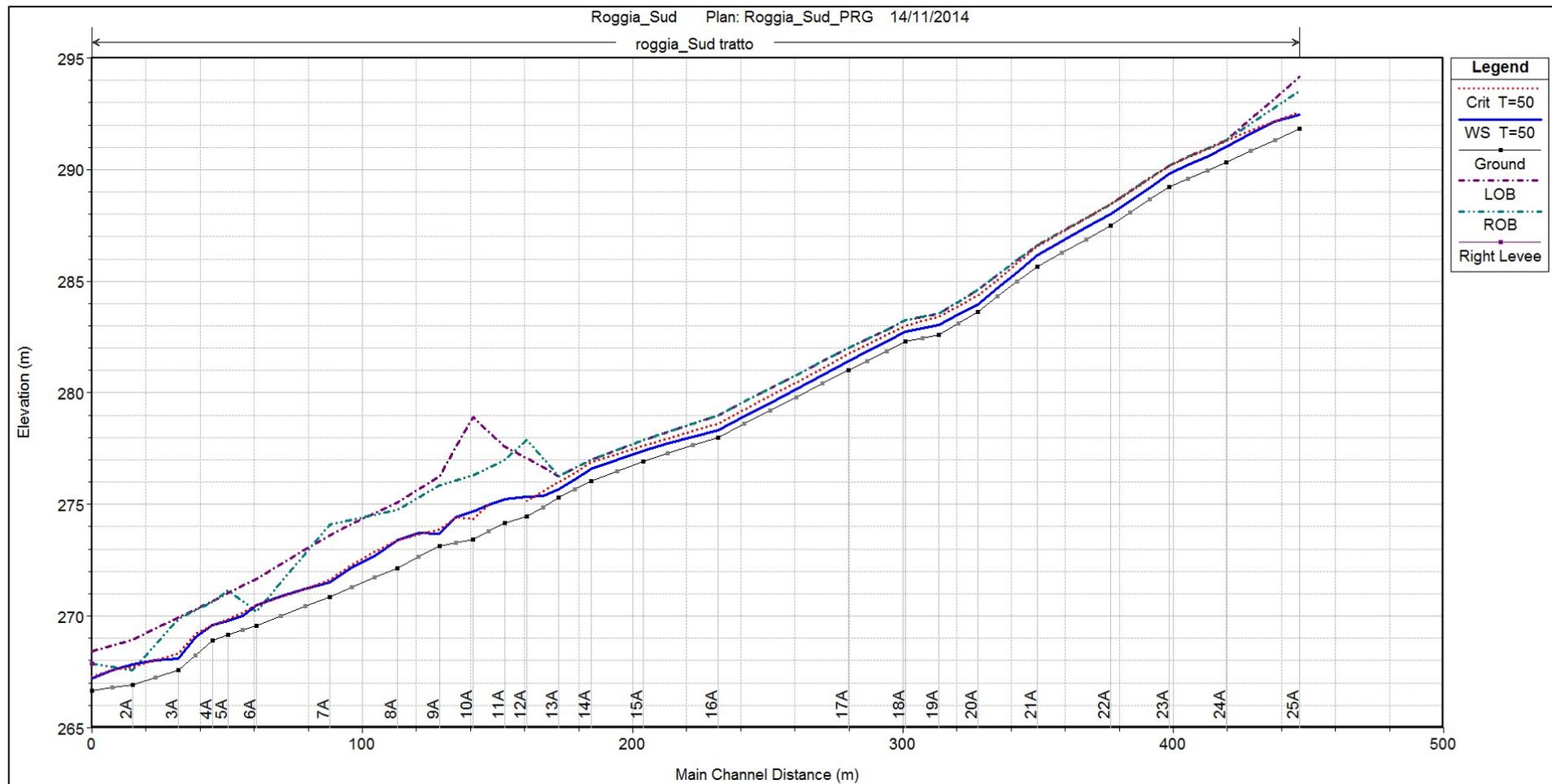


Figura 24 – Profilo idraulico dello stato di progetto per T=50 anni della roggia a Sud

Relativamente alla roggia a Nord, con l'adeguamento dell'attraversamento, non si manifesta l'insufficienza idraulica in corrispondenza dell'attraversamento della condotta; inoltre, il deflusso sulla rampa localizza il risalto idraulico in modo meno brusco rispetto al salto di fondo dello stato di fatto, evitando, con l'ulteriore rifacimento delle sponde e sistemazione del fondo alveo, l'erosione al fondo e lo scalzamento al piede spondale. Anche nel tratto di sistemazione spondale più a monte non si evidenziano particolari problematiche idrauliche, così come per lo stesso intervento sulla roggia a Sud. Il deflusso in tutti i tratti d'intervento avviene in corrente veloce.

Nel seguito si riportano le tabelle con le principali grandezze geometriche ed idrauliche per i due tratti simulati.

Sezione	Distanza dalla sezione di valle	Distanza cumulata da valle	Scabrezza di Manning nell'alveo principale	Quota del fondo alveo	Quota della sponda sinistra	Quota della sponda destra	Pendenza del fondo fino alla sezione successiva
-	(m)	(m)	(s/m ^{1/3})	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-
19	6.6	253.04	0.033	284.63	287.63	287.37	0.0947
18	7.05	239.84	0.033	283.38	286.27	286.07	0.0678
17	6.07	225.74	0.025	282.43	283.39	283.39	0.0933
16	7.3	213.59	0.025	281.3	282.26	282.26	0.0914
15	10	198.99	0.025	279.96	280.93	280.93	0.1002
14	8.25	188.99	0.025	278.96	279.92	279.92	0.0581
13	6.85	172.49	0.025	278	278.97	278.97	0.0744
12	8.9	158.79	0.025	276.98	277.94	277.94	0.084
11	8.8	140.99	0.025	275.48	276.45	276.45	0.0505
10	7.2	132.19	0.025	275.04	276	276	0.0712
9	9.43	117.79	0.033	274.01	276.16	275.06	0.0276
8	7.13	89.49	0.033	273.23	274.68	274.82	0.0336
7	9.35	68.1	0.033	272.51	274.13	273.79	0.0662
6	9	49.4	0.033	271.27	272.97	272.81	0.0858
5.9	11.7	40.4	0.025	270.5	272.97	272.81	0.0513
5.5	Condotta di attraversamento						
5	7.1	28.7	0.025	269.9	270.86	270.98	0.0564
4	9.3	21.6	0.025	269.5	271.33	270.41	0.2764
2	6.15	12.3	0.033	266.93	271.41	269.43	0.0353
1			0.033	266.49	267.73	269.56	

Tabella 20 – Principali grandezze geometriche dello stato di progetto della roggia a Nord

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
19	0.21	0.22	0.6	285.61	3.25	2.21	2.55	2.29	188.82
18	0.28	0.3	0.67	284.61	3.92	2.28	2.44	2.25	251.28

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
17	0.29	0.33	0.61	283.64	4.08	2.27	0.6	0.6	154.63
16	0.26	0.3	0.63	282.76	4.71	2.73	0.63	0.63	212
15	0.18	0.19	0.41	281.11	4.33	3.18	0.77	0.77	203.55
14	0.32	0.39	0.73	280.35	4.29	2.2	0.51	0.51	165.73
13	0.25	0.28	0.55	279.24	4.28	2.58	0.67	0.67	177.64
12	0.24	0.26	0.52	278.19	4.28	2.69	0.69	0.69	181.48
11	0.25	0.27	0.55	276.77	4.43	2.7	0.67	0.67	191.49
10	0.27	0.31	0.55	276.14	3.89	2.25	0.63	0.63	142.83
9	0.32	0.36	0.71	275.17	3.58	1.91	1.65	0.55	199.82
8	0.32	0.34	0.61	274.1	2.69	1.47	0.94	1.09	112.8
7	0.12	0.12	0.22	272.88	2.03	1.84	1.46	1.12	88.59
6	0.28	0.3	0.5	272.09	3.01	1.75	1.34	1.18	147.57
5.9	0.25	0.27	0.51	271.56	3.87	2.39	2.18	2.01	146
5.5	Condotta di attraversamento								
5	0.3	0.37	0.63	271.08	3.93	2.07	0.56	0.68	140.6
4	0.26	0.29	0.57	270.69	4.1	2.44	1.5	0.57	161.48
2	0.11	0.11	0.45	269.13	6.27	6.01	4.29	2.3	882.06
1	0.4	0.46	0.53	267.26	2.18	1.03	0.71	2.54	69.11

Tabella 21 – Principali grandezze idrauliche dello stato di progetto della roggia a Nord per portata con $T=50$ anni

Sezione	Distanza dalla sezione di valle	Distanza cumulata da valle	Scabrezza di Manning nell'alveo principale	Quota del fondo alveo	Quota della sponda sinistra	Quota della sponda destra	Pendenza del fondo fino alla sezione successiva
-	(m)	(m)	(s/m ^{1/3})	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-
25	9	446.71	0.05	291.83	294.15	293.51	0.0552
24	7.09	419.7	0.025	290.34	291.33	291.33	0.052
23	7.19	398.43	0.025	289.24	290.19	290.19	0.081
22	9.06	376.86	0.025	287.49	288.45	288.45	0.0676
21	7.38	349.69	0.025	285.65	286.62	286.62	0.0908
20	7.14	327.56	0.025	283.64	284.61	284.61	0.074
19	6.2	313.28	0.025	282.59	283.55	283.55	0.0241
18	7.01	300.89	0.025	282.29	283.25	283.25	0.0609
17	9.65	279.85	0.025	281.01	282	282	0.0621
16	9.26	231.6	0.025	278.01	279	279	0.0391
15	9.66	203.82	0.025	276.92	277.9	277.9	0.0457
14	5.91	184.5	0.025	276.04	277	277	0.0626
13	5.91	172.68	0.025	275.3	276.26	276.26	0.0711
12	8.24	160.86	0.05	274.46	277.06	277.89	0.037

Sezione	Distanza dalla sezione di valle	Distanza cumulata da valle	Scabrezza di Manning nell'alveo principale	Quota del fondo alveo	Quota della sponda sinistra	Quota della sponda destra	Pendenza del fondo fino alla sezione successiva
-	(m)	(m)	(s/m ^{1/3})	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-
11	5.83	152.62	0.05	274.16	277.58	276.99	0.0628
10	6.19	140.97	0.05	273.42	278.9	276.29	0.0226
9	7.87	128.59	0.05	273.14	276.28	275.85	0.0626
8	8.35	112.85	0.05	272.16	275.1	274.75	0.0518
7	8.99	87.81	0.05	270.86	273.62	274.11	0.048
6	5.22	60.85	0.05	269.57	271.68	270.2	0.0381
5	5.77	50.4	0.05	269.17	271.03	271.14	0.0435
4	6.32	44.63	0.05	268.92	270.66	270.64	0.1071
3	8.42	32	0.05	267.57	269.93	269.86	0.0385
2	7.58	15.16	0.05	266.92	268.95	267.56	0.0166
1			0.05	266.67	268.42	267.88	

Tabella 22 – Principali grandezze geometriche dello stato di progetto della roggia a Sud

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
25	0.46	0.52	0.73	292.88	2.8	1.24	1.67	1.03	249.18
24	0.47	0.58	0.94	291.85	4.01	1.68	0.3	0.3	127.21
23	0.41	0.5	0.93	290.99	4.79	2.16	0.37	0.37	189.08
22	0.38	0.46	0.95	289.61	5.6	2.65	0.44	0.44	266.03
21	0.37	0.44	0.92	287.69	5.48	2.63	0.46	0.46	255.44
20	0.29	0.31	0.7	285.59	5.64	3.23	0.64	0.64	295.92
19	0.36	0.41	0.81	284.39	5.15	2.58	0.51	0.51	229.41
18	0.38	0.43	0.72	283.63	4.15	2.03	0.5	0.5	145.99
17	0.34	0.38	0.73	282.54	4.69	2.42	0.58	0.58	192.67
16	0.29	0.31	0.6	279.37	4.51	2.58	0.66	0.66	187.96
15	0.39	0.43	0.7	278.16	3.88	1.88	0.51	0.51	126.65
14	0.43	0.5	0.84	277.49	4.16	1.87	0.39	0.39	140.74
13	0.32	0.35	0.69	276.86	4.83	2.61	0.59	0.59	209.09
12	0.59	0.64	0.71	275.49	1.57	0.62	1.7	2.53	72.05
11	0.71	0.86		275.39	1.68	0.58	2.33	1.75	77.31
10	0.72	0.85	0.91	274.79	1.45	0.5	4.21	1.6	57.19
9	0.38	0.41	0.74	274.31	3.49	1.74	2.59	2.16	410.9
8	0.53	0.62	1.24	273.71	2.47	1	1.7	1.36	185.61
7	0.41	0.46	0.77	271.99	3.1	1.46	2.12	2.61	316.73
6	0.55	0.73	0.92	270.88	2.72	1.04	1.18	-0.29	201.89
5	0.49	0.58	0.7	270.21	2.83	1.19	1.23	1.34	247.98
4	0.52	0.61	0.7	269.93	2.53	1.03	1.06	1.03	193.93
3	0.31	0.33	0.74	268.82	3.77	2.08	1.83	1.76	511.71

Sezione	Raggio idraulico	Tirante idrico	Altezza critica	Energia totale	Velocità media	Numero di Froude	Franco rispetto alla sponda di sinistra	Franco rispetto alla sponda di destra	Sforzo di taglio totale
-	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-	(m)	(m)	(N/m ²)
2	0.46	0.49	0.82	268.03	1.75	0.86	1.09	-0.29	74.39
1	0.44	0.47	0.6	267.54	2.55	1.18	1.21	0.67	209.93

Tabella 23 – Principali grandezze idrauliche dello stato di progetto della roggia a Sud per portata con $T=50$ anni

6 MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DELLE AREE D'INTERVENTO IN PROSSIMITÀ DEL FIUME LAMBRO

Tra le zone d'intervento interessate dal presente progetto, particolare attenzione è stata dedicata a quelle localizzate in prossimità del fiume Lambro (aree d'intervento A, B e C). Per queste aree è stata eseguita una modellazione idraulica bidimensionale relativamente al fiume Lambro, simulando differenti scenari d'interesse; in particolare si sono considerati tempi di ritorno pari a 10 e 200 anni, oltre ad una serie di portate significative fissate a priori ed inferiori a quella con tempo di ritorno decennale.

Lo scopo di questa modellazione è stato quello di ottenere tiranti idrici e velocità della corrente in corrispondenza delle aree umide in progetto che sono in aree allagabile e interessate dalla presenza del fiume Lambro, per poterne progettare adeguatamente gli interventi.

Per la modellazione idraulica bidimensionale si è utilizzato il software Infoworks ICM. Sulla base del dato DTM (Digital Terrain Model), ottenuto per elaborazione del rilievo Lidar lungo il fiume Lambro, si sono modellate le condizioni al contorno e si è proceduto con le simulazioni, facendo successivamente un rapido confronto tra i risultati ottenuti per $T=200$ anni e l'area allagabile determinata dallo studio preliminare del Autorità di Bacino del fiume Po⁶ per lo stesso tempo di ritorno.

6.1 Il modello idraulico Infoworks ICM

Infoworks ICM, sviluppato dall'azienda inglese HR Wallingford, è un applicativo software per la verifica e la progettazione di sistemi idraulici complessi costituiti da reti idrauliche e corsi d'acqua di tipo naturale. Il software consente di costruire e risolvere, in regime di moto vario, modelli idraulici di tipo monodimensionale (1D) che consentono di valutare la propagazione dell'onda di piena in alveo, modelli idraulici di tipo puramente bidimensionale (2D) per lo studio della propagazione dell'esondazione in aree su cui è definita una griglia di elementi triangolari sulla base topografica costituita, generalmente, da un modello digitale del terreno (DTM) e modelli idraulici combinati (1D – 2D) con la modellazione ibrida monodimensionale nel canale e bidimensionale nelle aree inondabili.

Infoworks ICM è dotato di un risolutore per il moto vario nella conformazione bidimensionale che utilizza la metodologia di calcolo dei volumi finiti.

Il modulo di calcolo 2D utilizzato dal software Infoworks ICM si basa sulle ben note equazioni delle acque basse (Shallow Water Equations, acronimo SWE). Tali equazioni, cioè la versione a profondità media delle equazioni di Navier-Stokes, sono utilizzate per la rappresentazione matematica dei flussi 2D. Le SWE

⁶ AdB Po (2003), "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro-Olona".

assumono che il flusso è prevalentemente orizzontale e che la variazione della velocità sulla verticale può essere trascurata.

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} &= q_{1D} \\ \frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} &= S_{0x} - S_{fx} + q_{1D}u_{1d} \\ \frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial x} &= S_{0y} - S_{fy} + q_{1D}v_{1d} \end{aligned} \quad (19)$$

In cui: h è l'altezza d'acqua; u e v sono le velocità rispettivamente nella direzione x ed y ; S_{0x} e S_{0y} sono le perdite di carico per effetto dell'attrito rispettivamente nella direzione x ed y ; q_{1D} è la portata di transito per unità di superficie; u_{1D} e v_{1D} sono le componenti di velocità della portata di transito rispettivamente nella direzione x ed y .

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare le grandezze fondamentali di base, di massa e di quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette la rappresentazione di discontinuità di flusso e cambiamenti tra portata gradualmente variata e rapidamente variata.

Il modulo 2D (utilizzato per la presente analisi) adotta una discretizzazione ai volumi finiti utilizzando elementi di controllo per rappresentare l'area di studio ed utilizzando uno schema esplicito del primo ordine per la discretizzazione temporale. Con il metodo dei volumi finiti, il dominio di modellazione è diviso in forme geometriche su cui le SWE vengono integrate per poter definire equazioni in termini di flussi attraverso i confini dell'elemento di controllo.

6.2 Schematizzazione geometrica

La geometria dell'area di modellazione è stata definita sulla base del dato DTM con griglia regolare 1x1 m, ottenuto per elaborazione del rilievo Lidar effettuato lungo l'asta fluviale del Lambro (Prodotti Lidar Regione Lombardia).

Tale dato DTM è stato confrontato con le sezioni ottenute da rilievo topografico effettuato nell'ambito dello studio di fattibilità dell'Autorità di Bacino del fiume Po. Nel seguito si riporta la traccia ed il confronto di due sezioni (LA123.1 e LA124.2) prese in prossimità delle aree d'intervento.



Figura 25 – Traccia delle due sezioni di confronto sul Lambro

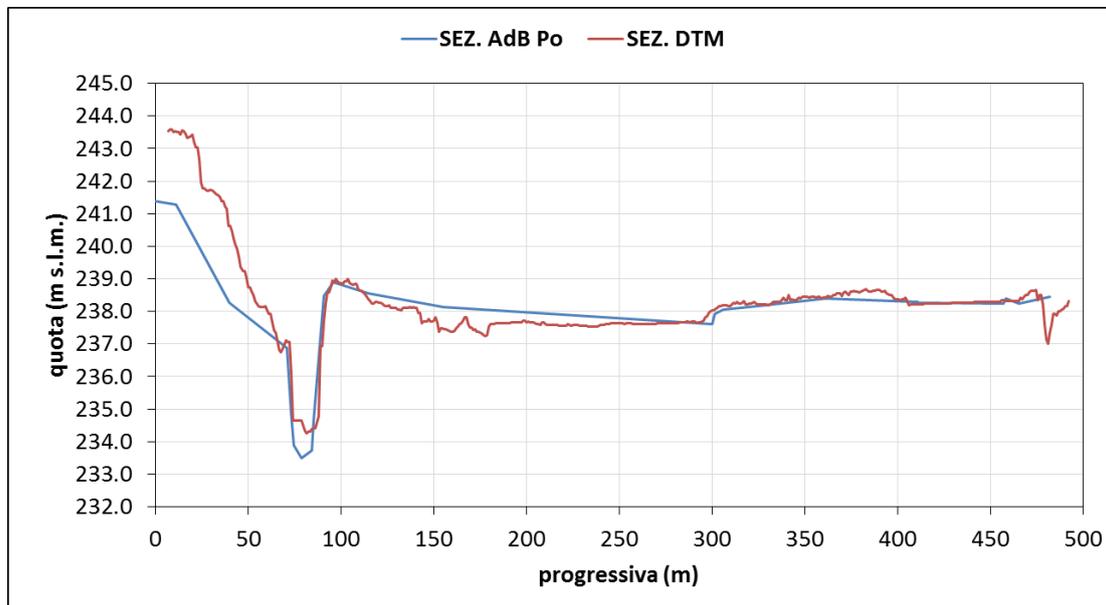


Figura 26 – Confronto sulla sezione LA123.1

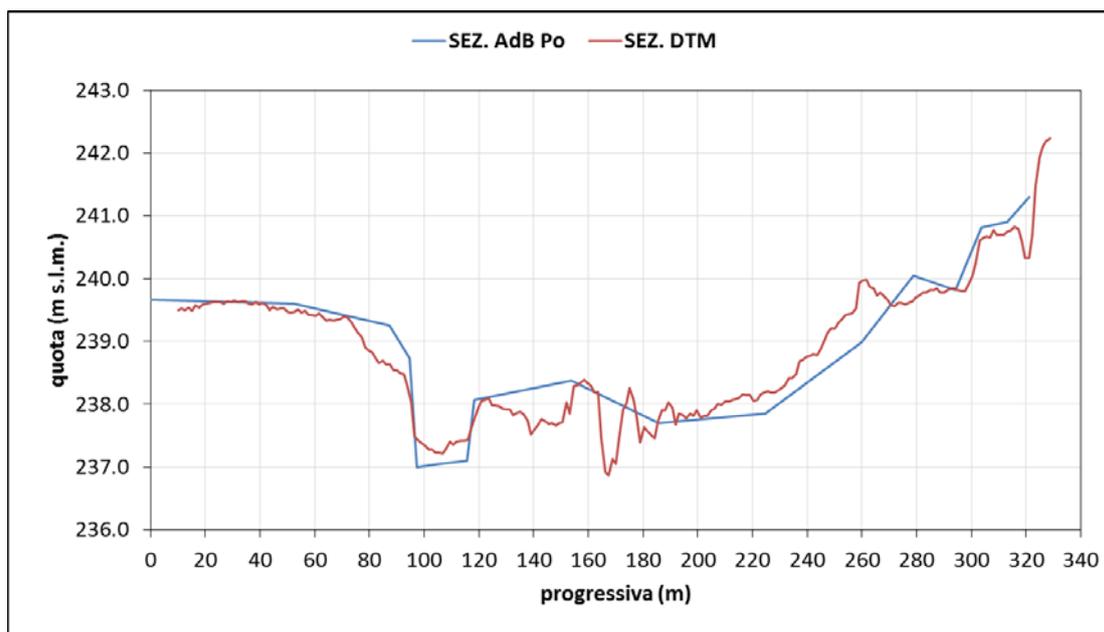


Figura 27 – Confronto sulla sezione 124.2

Tenendo conto della normale evoluzione morfologica di un corso d’acqua, nonché della differente precisione e densità di punti rilevati, dovute alle diverse modalità di esecuzione dei rilievi, il confronto ha di fatto validato il dato cartografico scelto per la modellazione bidimensionale.

Il DTM è stato successivamente ridotto ad un opportuno dominio sull’area d’interesse, per alleggerire il carico computazionale richiesto in fase di simulazione.

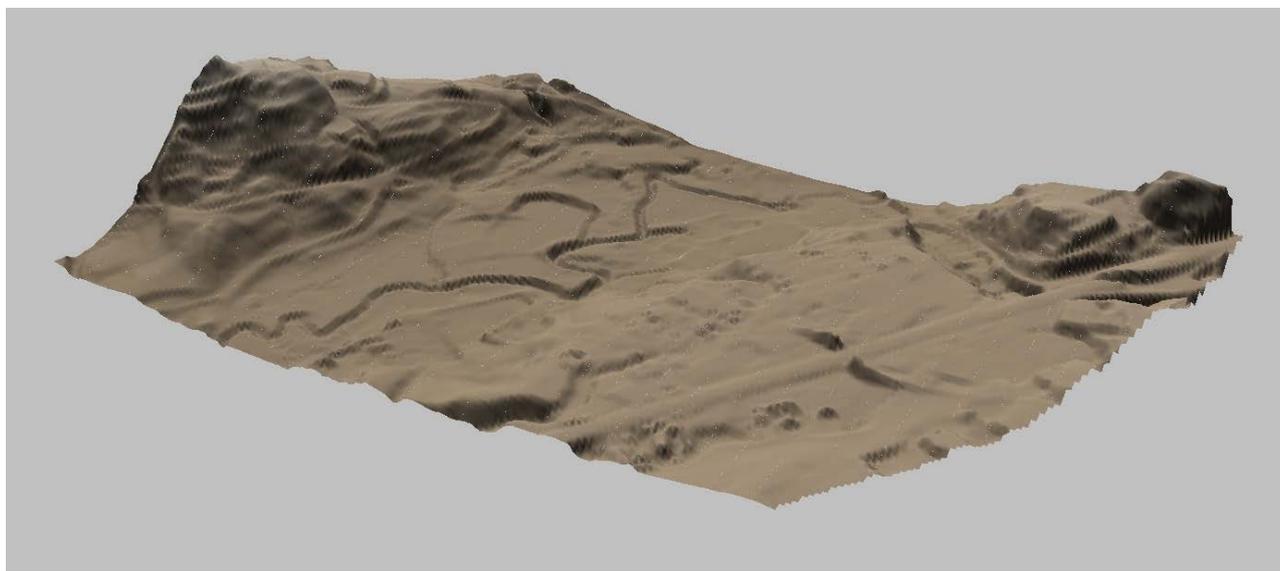


Figura 28 – Dato DTM di base per la definizione della geometria

Dal dato cartografico di base così ottenuto è stata ricostruita in Infoworks la mesh o maglia di calcolo, definita da elementi triangolari maggiormente raffittiti sull’area comprendente il Lambro e le zone circostanti. Nell’area comprendente il Lambro gli elementi triangolari hanno una superficie compresa tra 3

e 12 m², mentre nell'area esterna la superficie degli elementi triangolari è compresa tra 25 e 100 m².



Figura 29 – Particolare della definizione della mesh, più raffittita nell'area comprendente il Lambro e le zone circostanti, meno raffittita nell'area esterna

6.3 Condizioni al contorno

Le portate idrauliche che si sono considerate per la modellazione, relativamente al tempo di ritorno pari a 10 e 200 anni, sono state riprese anch'esse dallo studio di fattibilità dell'Autorità di Bacino del fiume Po; in particolare, si sono prese le portate definite in corrispondenza del ponte di via Dante Alighieri (Lambrugo, CO), zona a monte di inizio del dominio. Oltre a queste due portate, sono stati definiti degli step di portata, inferiori rispetto a quella con tempo di ritorno decennale, giudicate d'interesse per le aree d'intervento.

	Portata (m ³ /s)
$Q_{T=200}$	119
$Q_{T=10}$	32
Q_{20}	20
Q_{10}	10
Q_5	5
$Q_{2.5}$	2.5
Q_1	1

Tabella 24 – Portate utilizzate nella modellazione bidimensionale

Sul confine di valle del dominio è stata invece impostata una condizione di moto uniforme.

6.4 Parametri di scabrezza

La scabrezza sul dominio di calcolo è stata assegnata sulla base dei valori di letteratura e dell'esperienza diretta, distinguendo tra alveo principale del fiume Lambro e aree esterne.

Per l'alveo principale è stato assegnato un valore della scabrezza definita come coefficiente di Manning pari a 0.033 s/m^{1/3}, mentre per le aree esterne è stato assegnato un valore di 0.1 s/m^{1/3}.

	Scabrezza ($s/m^{1/3}$)
Alveo principale Lambro	0.033
Aree esterne	0.1

Tabella 25 – Scabrezze utilizzate per la modellazione bidimensionale

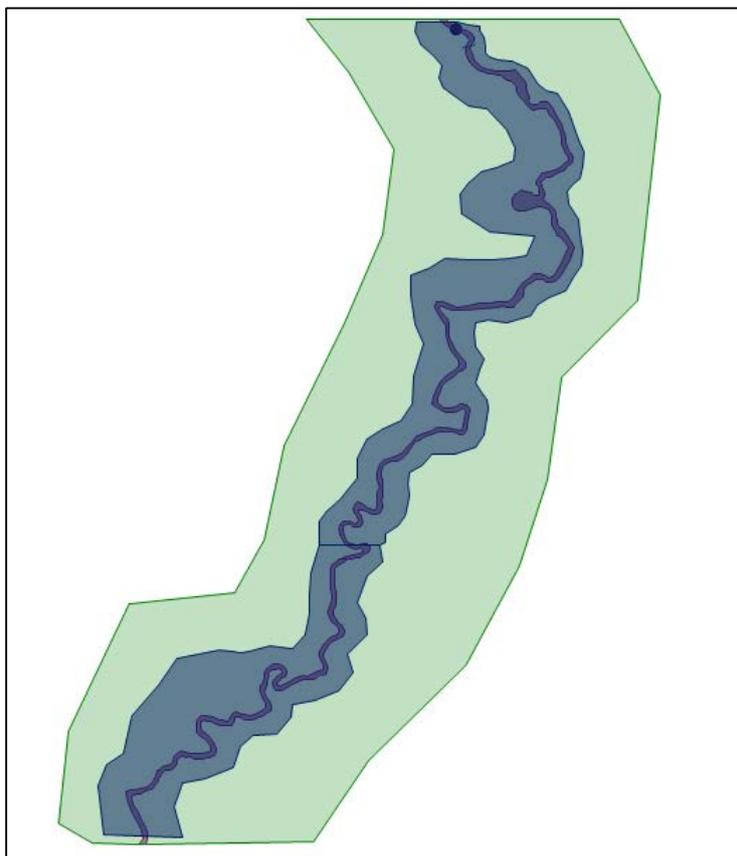


Figura 30 – Tracciato del fiume Lambro e aree del dominio di calcolo a differente scabrezza

6.5 Grandezze di riferimento per le aree d'interesse

Dalle simulazioni condotte sono stati estrapolati i risultati d'interesse, in particolare i tiranti idrici e le velocità di flusso su tutto il dominio di calcolo; riproponendo successivamente tali risultati per alcune sezioni significative in corrispondenza delle aree d'intervento A, B, C e G.

Per una preliminare validazione dei risultati è stato confrontato il risultato della simulazione per evento con tempo di ritorno pari a 200 anni con la relativa area allagabile determinata dallo studio preliminare dell'Autorità di Bacino del fiume Po. Considerate le ipotesi adottate e le finalità della modellazione, la corrispondenza tra i due risultati è stata ritenuta sufficientemente valida.

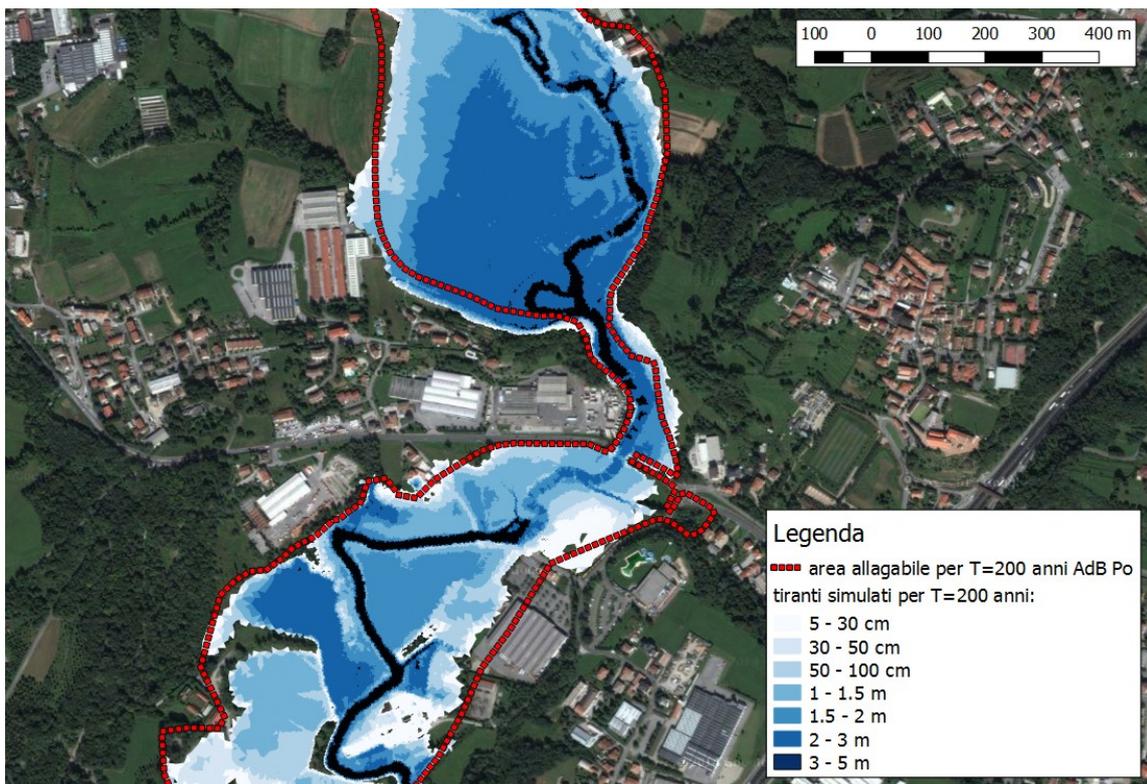


Figura 31 – Confronto tra l'area allagabile per T=200 anni determinata dall'AdB Po e i risultati della simulazione per T=200 anni

A titolo rappresentativo si riporta inoltre la distribuzione delle velocità di flusso ottenute dalla simulazione per evento con tempo di ritorno pari a 200 anni, focalizzando l'attenzione sull'area d'intervento A, B e C.

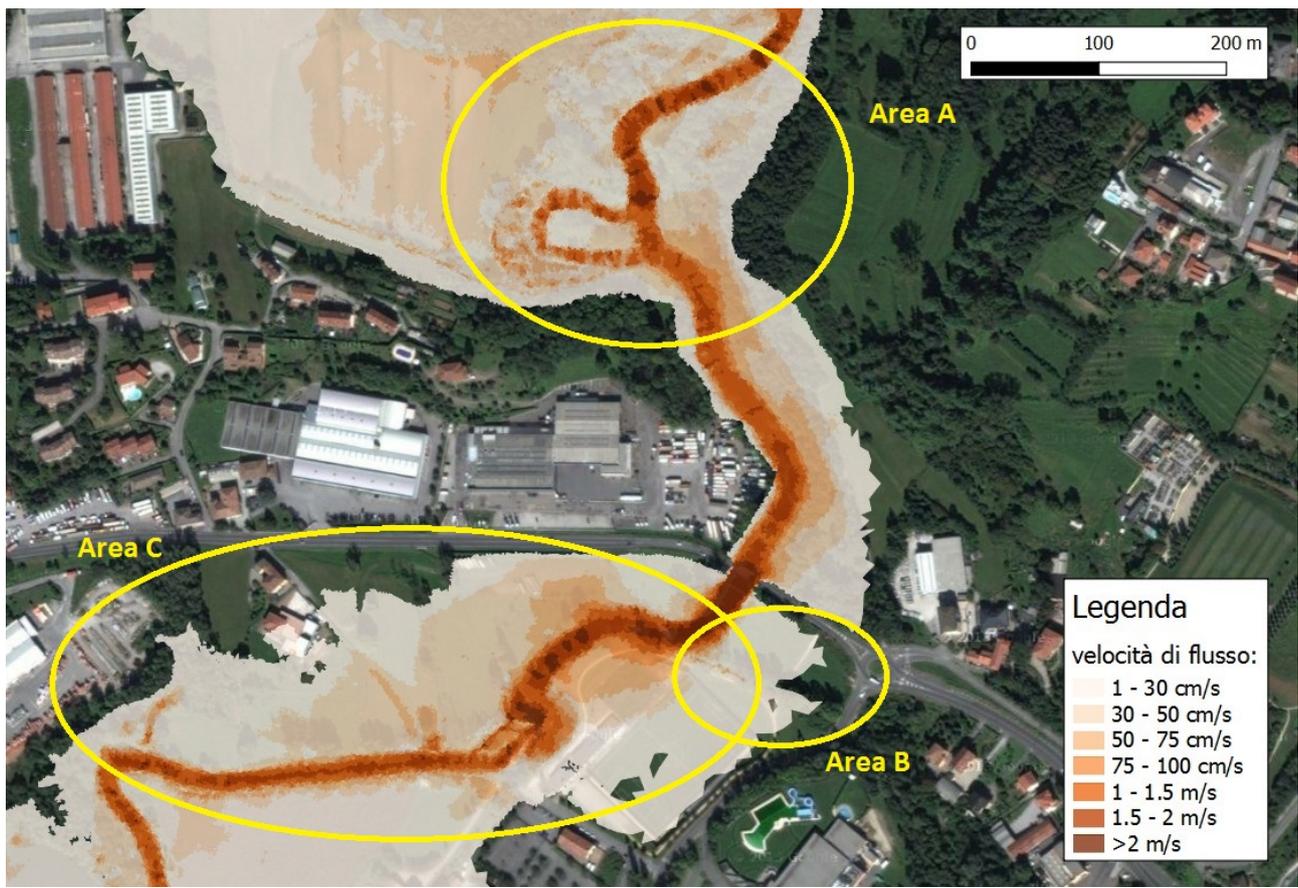


Figura 32 – Velocità di flusso simulate per $T=200$ anni

6.5.1 Area d'intervento A

Relativamente all'area d'intervento A sono state tracciate due sezioni: una a monte dell'ansa formata dal Lambro (Sezione 1) ed una a valle (Sezione 2) di tale ansa. Nel seguito si riportano i risultati ottenuti, in termini di tirante idrico e massima velocità di flusso, per le varie portate simulate.

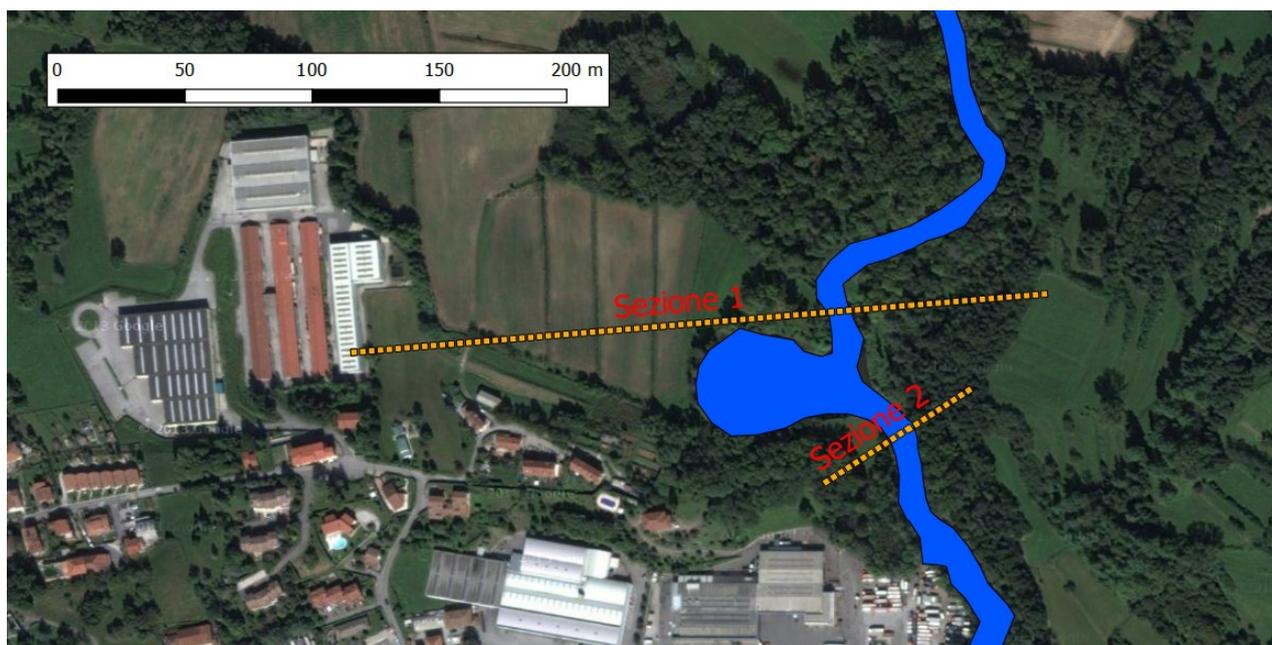


Figura 33 – Traccia delle sezioni significative sull'area d'intervento A

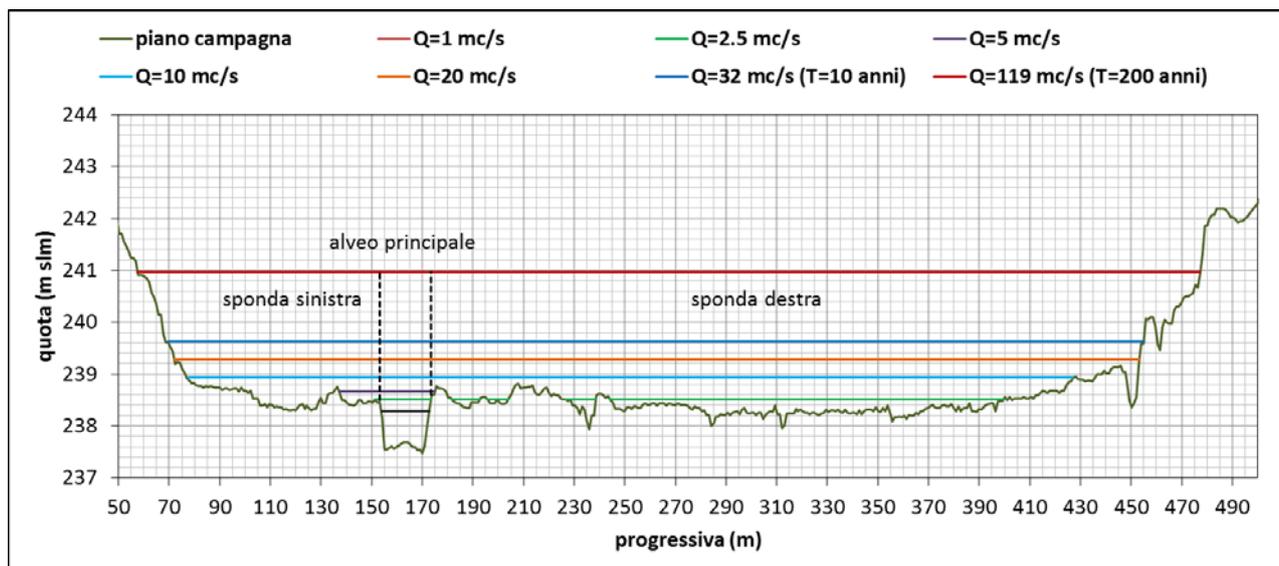


Figura 34 – Tiranti idrici Sezione 1

SEZIONE 1	tirante			
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
$Q=1 \text{ mc/s}$	238.3	-	0.14	-
$Q=2.5 \text{ mc/s}$	238.5	-	0.25	-
$Q=5 \text{ mc/s}$	238.7	0.07	0.36	0.06
$Q=10 \text{ mc/s}$	238.9	0.28	0.48	0.12

SEZIONE 1	tirante	velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
$Q=20$ mc/s	239.3	0.21	0.40	0.09
$Q=32$ mc/s (T=10 anni)	239.6	0.18	0.33	0.11
$Q=119$ mc/s (T=200 anni)	241.0	0.20	0.31	0.23

Tabella 26 – Risultati simulazioni Sezione 1

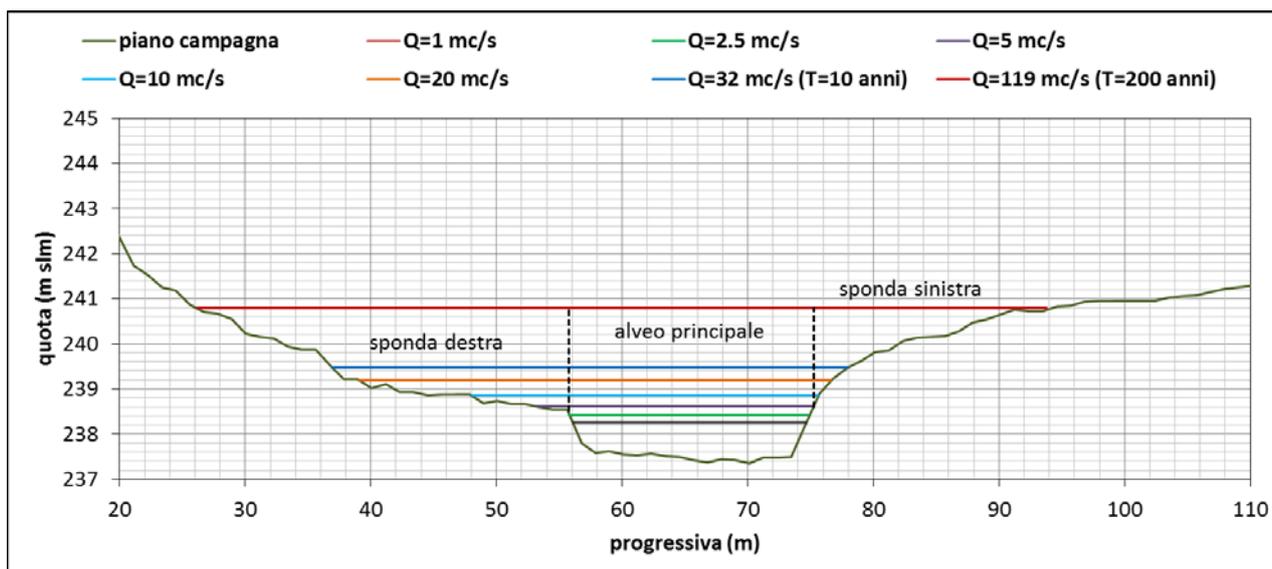


Figura 35 – Tiranti idrici Sezione 2

SEZIONE 2	tirante	velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
$Q=1$ mc/s	238.3	-	0.12	-
$Q=2.5$ mc/s	238.4	-	0.21	-
$Q=5$ mc/s	238.6	-	0.34	-
$Q=10$ mc/s	238.9	-	0.50	0.08
$Q=20$ mc/s	239.2	0.38	0.73	0.23
$Q=32$ mc/s (T=10 anni)	239.5	0.21	0.93	0.35
$Q=119$ mc/s (T=200 anni)	240.8	0.73	1.52	0.84

Tabella 27 – Risultati simulazioni Sezione 2

6.5.2 Area d'intervento B e C

Analogamente a quanto fatto per l'area d'intervento A, sono state tracciate tre sezioni significative sull'area d'intervento B in sponda sinistra e C in sponda destra, lungo il tratto del fiume Lambro interessato da tali aree.

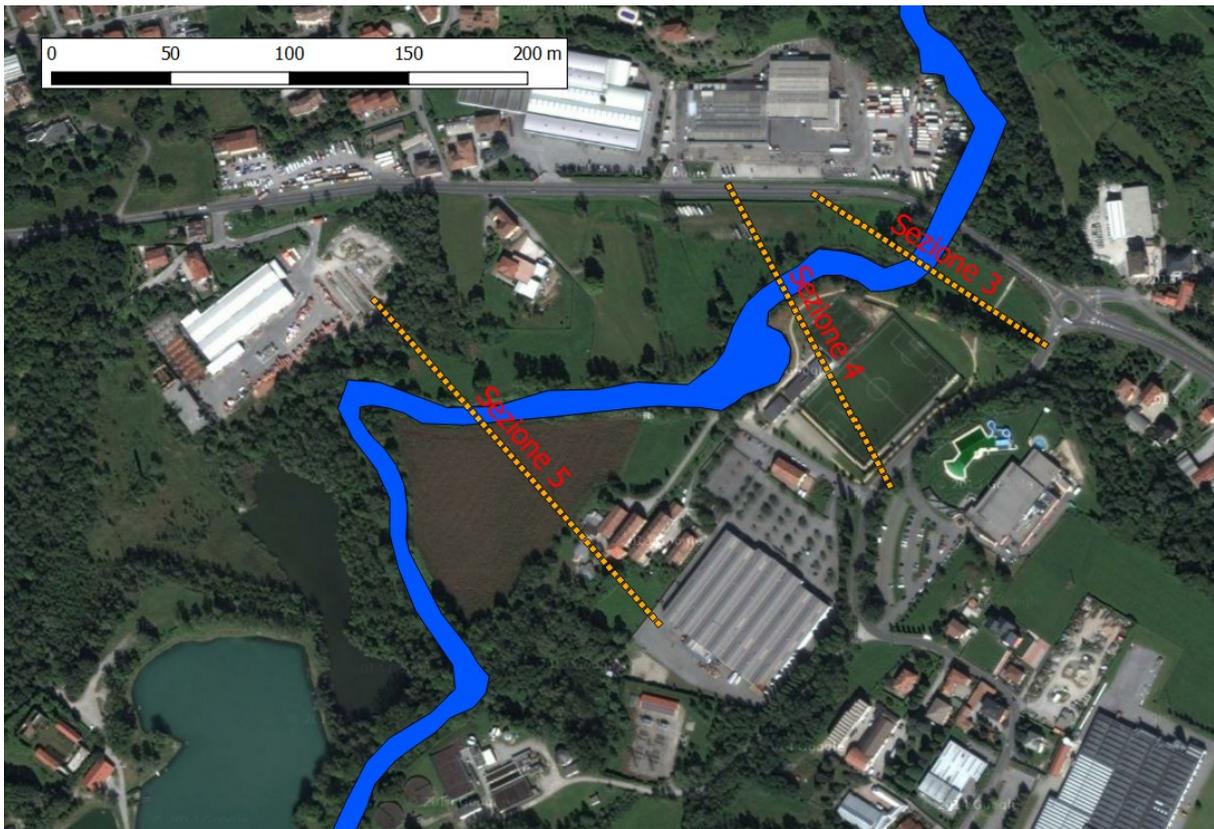


Figura 36 – Traccia delle sezioni significative sull'area d'intervento B e C

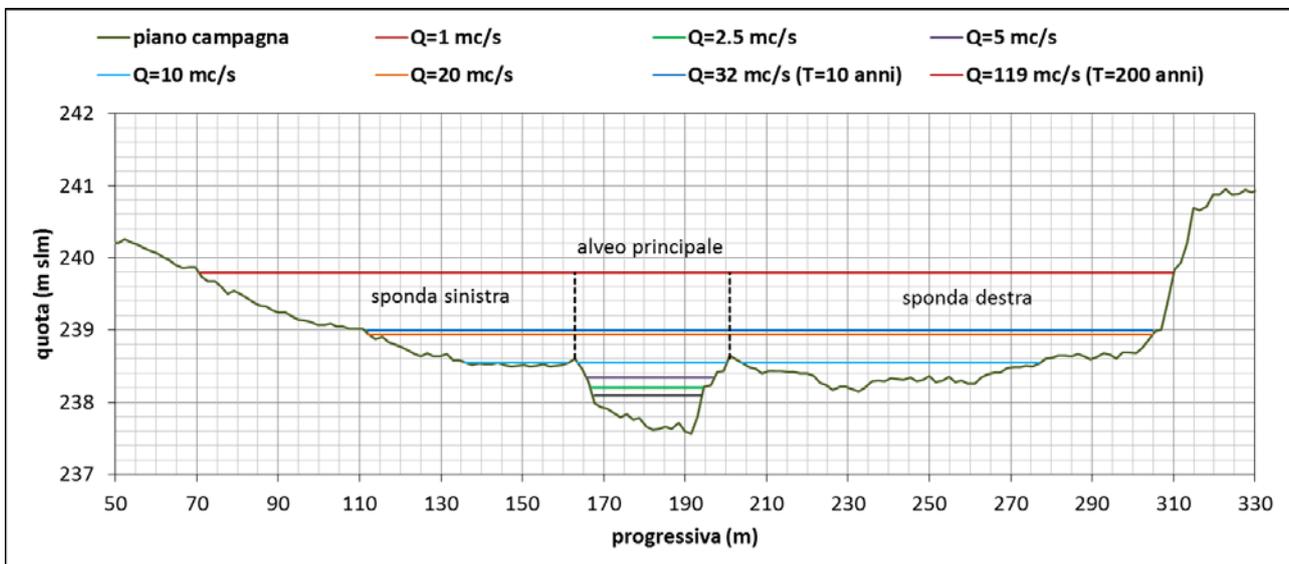


Figura 37 – Tiranti idrici Sezione 3

SEZIONE 3	tirante	velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
Q=1 mc/s	238.1	-	0.48	-
Q=2.5 mc/s	238.2	-	0.64	-

SEZIONE 3	tirante		velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra	
$Q=5 \text{ mc/s}$	238.3	-	0.80	-	
$Q=10 \text{ mc/s}$	238.5	0.09	0.98	0.00	
$Q=20 \text{ mc/s}$	238.9	0.19	1.13	0.08	
$Q=32 \text{ mc/s (T=10 anni)}$	239.0	0.29	1.41	0.16	
$Q=119 \text{ mc/s (T=200 anni)}$	239.8	0.56	2.85	0.27	

Tabella 28 – Risultati simulazioni Sezione 3

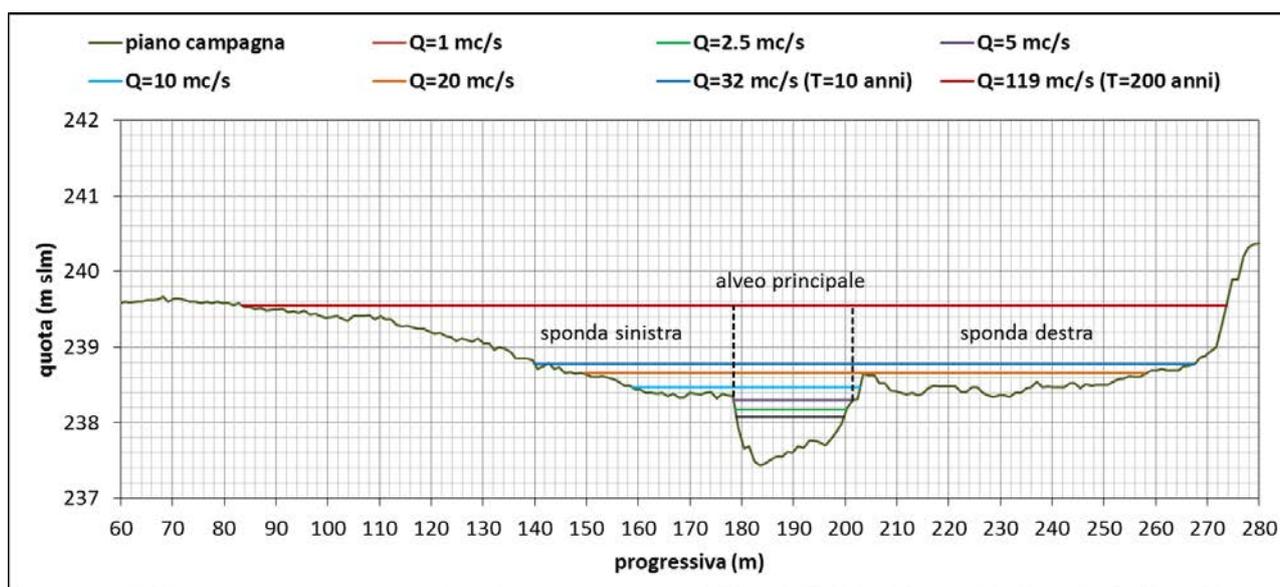


Figura 38 – Tiranti idrici Sezione 4

SEZIONE 4	tirante		velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra	
$Q=1 \text{ mc/s}$	238.1	-	0.25	-	
$Q=2.5 \text{ mc/s}$	238.2	-	0.43	-	
$Q=5 \text{ mc/s}$	238.3	-	0.61	0.49	
$Q=10 \text{ mc/s}$	238.5	0.40	0.85	0.69	
$Q=20 \text{ mc/s}$	238.7	0.29	1.19	0.94	
$Q=32 \text{ mc/s (T=10 anni)}$	238.8	0.86	1.49	1.16	
$Q=119 \text{ mc/s (T=200 anni)}$	239.5	1.55	1.90	1.13	

Tabella 29 – Risultati simulati Sezione 4

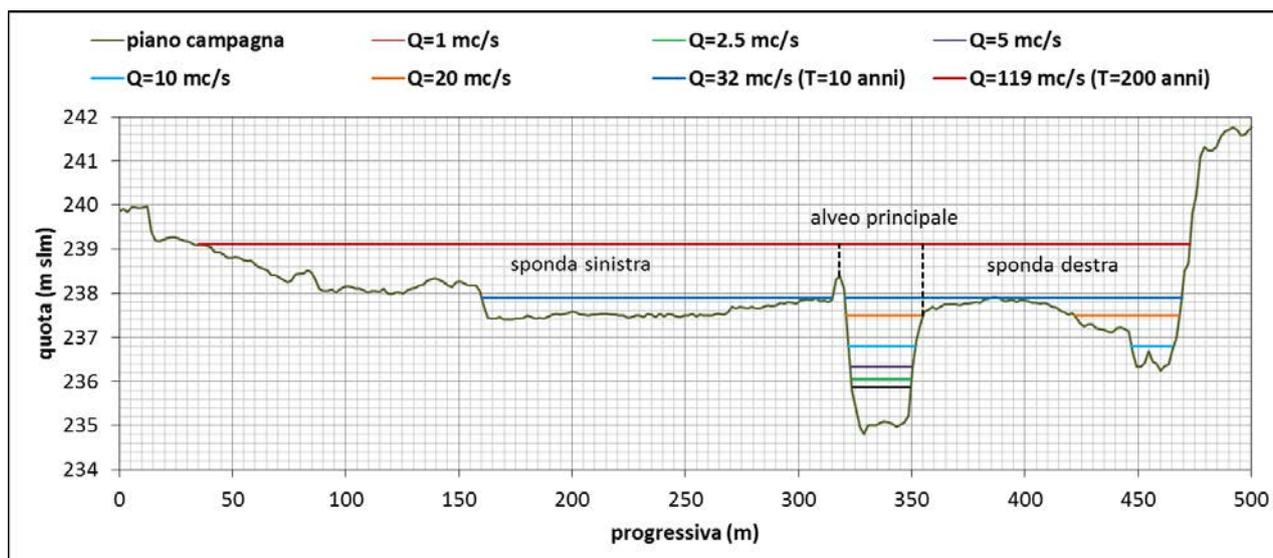


Figura 39 – Tiranti idrici Sezione 5

SEZIONE 5	tirante	velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
$Q=1 \text{ mc/s}$	235.9	-	0.43	-
$Q=2.5 \text{ mc/s}$	236.1	-	0.60	-
$Q=5 \text{ mc/s}$	236.3	-	0.78	-
$Q=10 \text{ mc/s}$	236.8	0.00	0.94	-
$Q=20 \text{ mc/s}$	237.5	0.00	1.07	-
$Q=32 \text{ mc/s (T=10 anni)}$	237.9	0.08	1.14	0.05
$Q=119 \text{ mc/s (T=200 anni)}$	239.1	0.18	1.59	0.26

Tabella 30 – Risultati simulazioni Sezione 5

6.5.3 Area d'intervento G

Nel seguito si riportano i risultati della modellazione bidimensionale relativi all'area d'intervento G; in particolare tiranti idrici e velocità di flusso per tempo di ritorno pari a 200 anni sull'intera area d'interesse, inoltre si riportano i risultati di tutti gli scenari di modellazione relativi ad una sezione giudicata significativa.

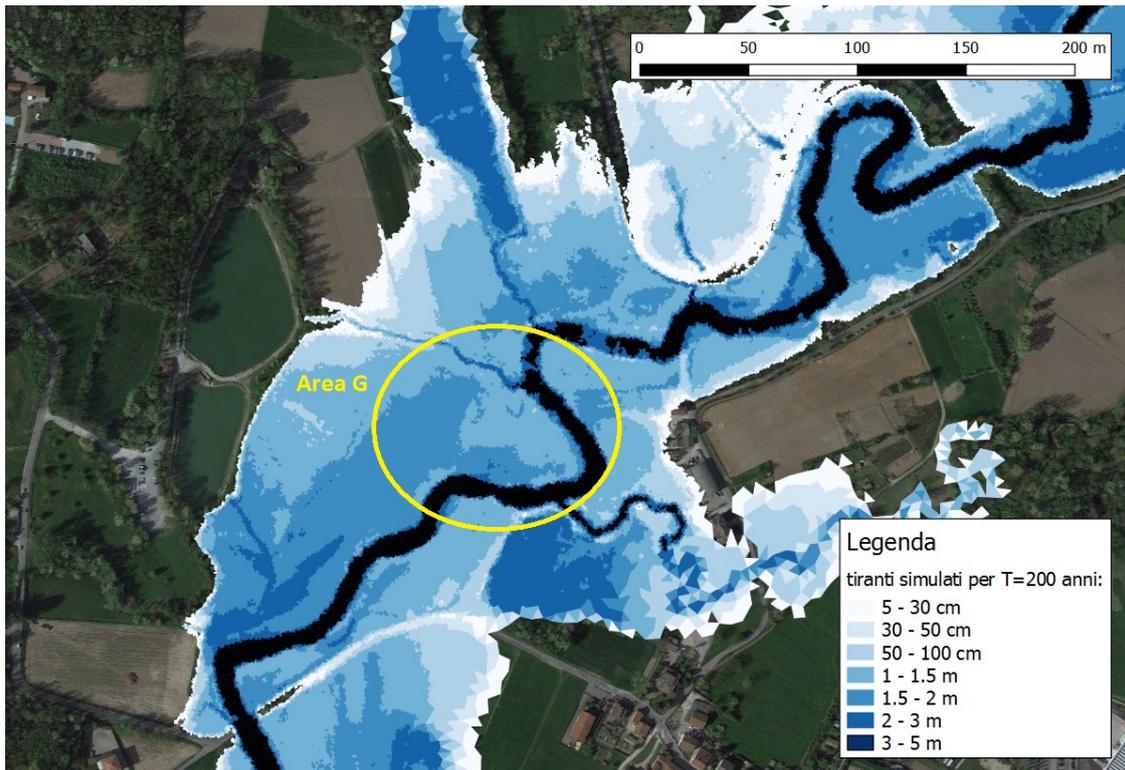


Figura 40 – Tiranti idrici simulati per $T=200$ anni sull'area d'intervento G

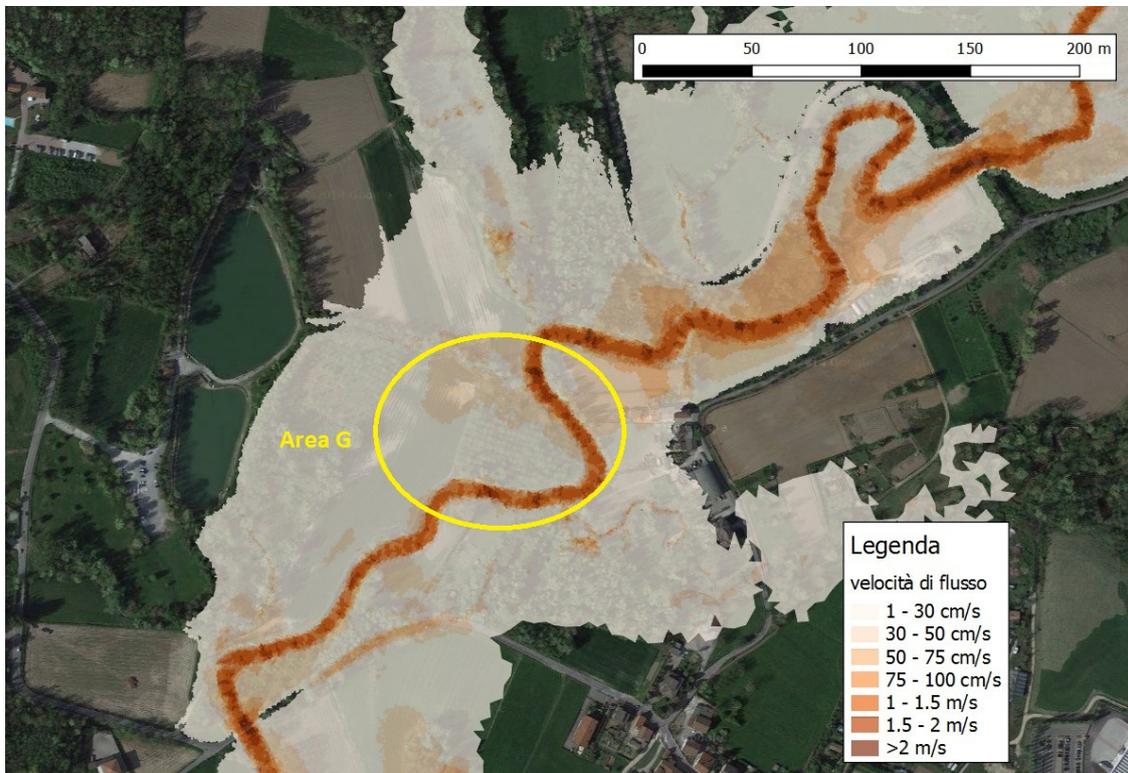


Figura 41 – Velocità di flusso simulate per $T=200$ anni sull'area d'intervento G

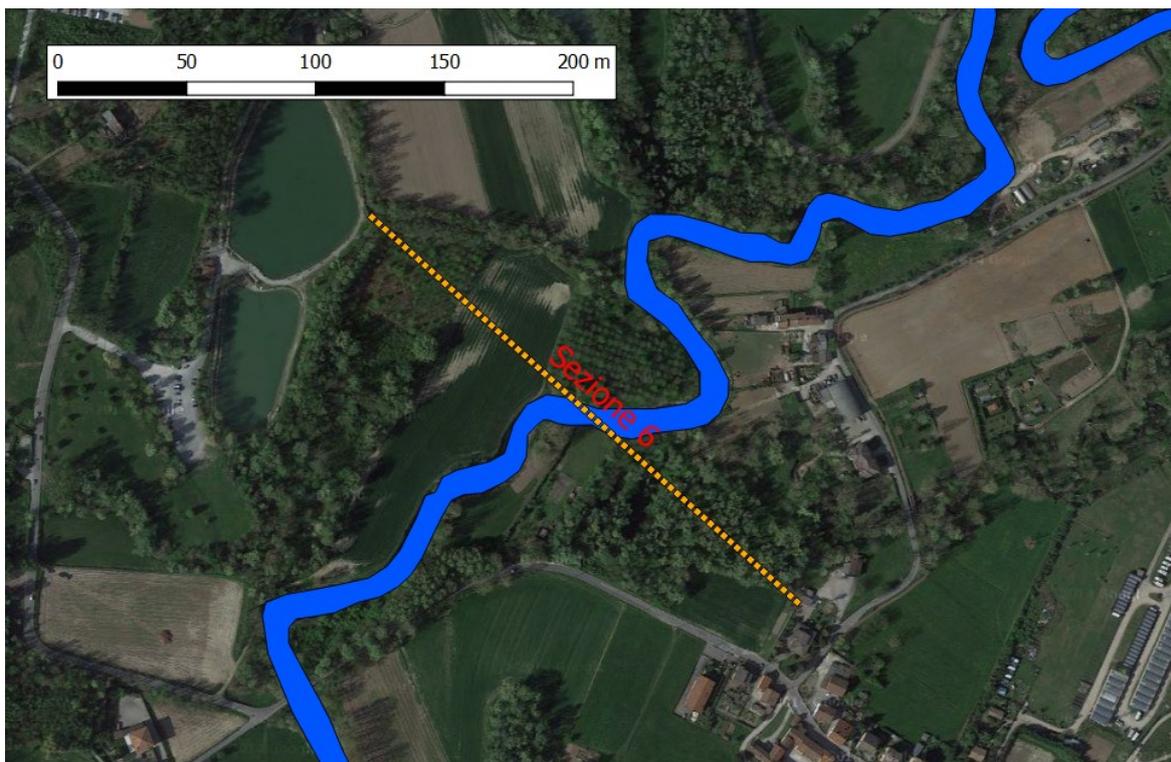


Figura 42 – Traccia della sezione significativa sull’area d’intervento G

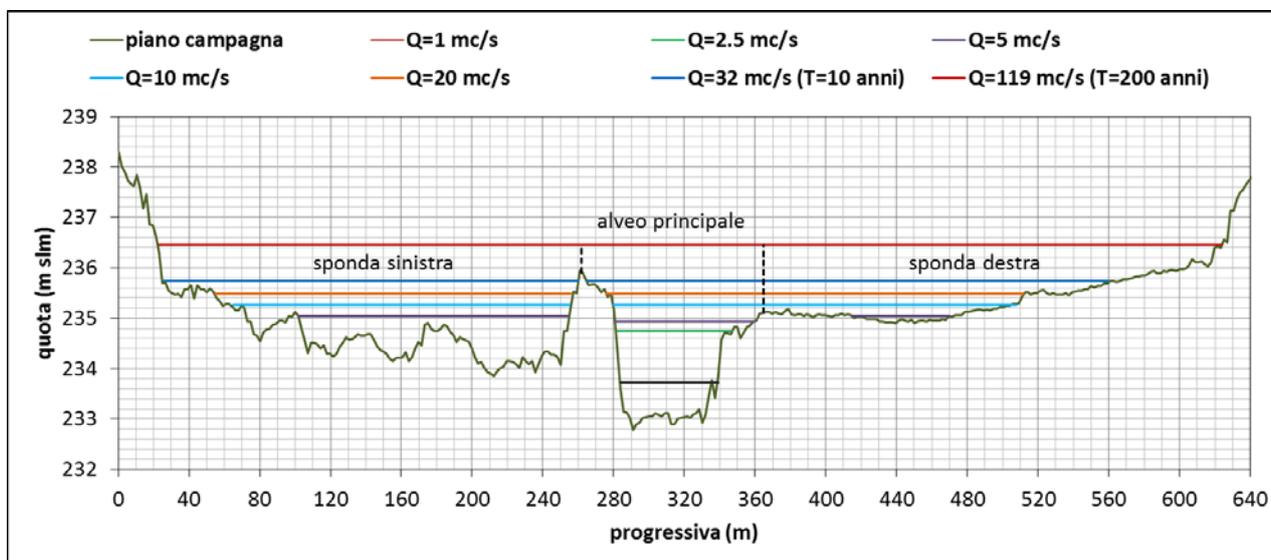


Figura 43 – Tiranti idrici Sezione 6

SEZIONE 6	tirante	velocità (m/s)		
	quota (m s.l.m.)	sponda sinistra	alveo principale	sponda destra
$Q=1 \text{ mc/s}$	233.7	-	0.48	-
$Q=2.5 \text{ mc/s}$	234.7	-	0.68	-
$Q=5 \text{ mc/s}$	234.9	0.04	0.91	0.13

SEZIONE 6	<i>tirante</i>	<i>velocità (m/s)</i>		
	<i>quota (m s.l.m.)</i>	<i>sponda sinistra</i>	<i>alveo principale</i>	<i>sponda destra</i>
<i>Q=10 mc/s</i>	235.3	0.07	1.17	0.18
<i>Q=20 mc/s</i>	235.5	0.08	1.44	0.23
<i>Q=32 mc/s (T=10 anni)</i>	235.7	0.16	1.66	0.27
<i>Q=119 mc/s (T=200 anni)</i>	236.5	0.28	1.96	0.30

Tabella 31 – Risultati simulazioni Sezione 6

6.6 Conclusioni

Visti i risultati ottenuti dalle simulazioni, l'evento di maggior attenzione risulta essere quello con tempo di ritorno pari a 200 anni. In questo scenario, i tiranti idrici sono particolarmente elevati, arrivando ad avere anche più di 2 m di altezza nelle zone golenali soggette ad intervento, sia dell'area A, B, C e G. Le velocità di flusso sono relativamente contenute, in generale inferiori a 0.5 m/s nelle zone golenali interessate dagli interventi, solo in corrispondenza della Sezione 4, dove però non risultano previsti interventi, la velocità nelle golene è dell'ordine di 1 m/s.

Sulla base dei risultati delle simulazioni, in fase di progettazione esecutiva, dovranno essere dimensionate le eventuali opere interferenti, anche se non direttamente con la corrente.

Milano 28/11/2014

il professionista incaricato
Dott. Ing. Stefania Meucci