

COMMISSARIO DI GOVERNO
PER IL CONTRASTO DEL DISSESTO IDROGEOLOGICO NELLA REGIONE PUGLIA

FONDO PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI CONTRO IL DISSESTO IDROGEOLOGICO
CUI ART.55 DELLA LEGGE 28 DICEMBRE 2015, N.221 - III STRALCIO

COMUNE DI VILLA CASTELLI - LOTTO 2

**INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO
SUL TERRITORIO DI VILLA CASTELLI (BR)**
CUP: B36C18000520001 CIG: 8558358471

PROGETTO DEFINITIVO



NOME ELABORATO:

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA - STUDIO DI
COMPATIBILITA' IDROLOGICA E IDRAULICA AL PIANO DI
ASSETTO IDROGEOLOGICO

CODICE ELABORATO:

REL-003-A

RTP:



D.R.E.A.m. Italia
Via G.Garibaldi 3, Pratovecchio Stia (AR)
Via E.Bindi 14, 51100 Pistoia
tel. +39 0575 529514
e-mail: ingegneria@dream-italia.it



SIT&A srl
via O. Mazzitelli 264, 70124 Bari
tel. +39 080 5798661
e-mail: sedebari@sitea.info



Cotecchia Associates
Corso De Gasperi 384, 70125 Bari
tel. +39 080 5650377
e-mail: cotecchia@cotecchia.associates

GRUPPO DI LAVORO:

D.R.E.A.m. Italia: Ing. Galardini S., Ing. Chiostri C., Ing. Tosi A., Ing. Orlandini F., Geol. Bizzarri A., For. Mini L.
SIT&A srl: Ing. Farenga T., Ing. Farenga M., Ing. Nuzzo G., Ing. Nanocchio P.
Cotecchia Associates: Ing. Mezzina G., Ing. Scuro M.

REVISIONE	DATA EMISSIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Febbraio 2024	Galardini	Tosi	
1				
2				

Sommario

<i>Premessa</i>	<i>2</i>
<i>1 Criticità idrauliche esistenti</i>	<i>2</i>
<i>2 Valutazioni idrologiche ed idrauliche preliminari</i>	<i>7</i>
<i>2.1 Analisi idrologica ed idraulica di stato attuale.....</i>	<i>7</i>
<i>3 Descrizione della soluzione progettuale scelta</i>	<i>22</i>
<i>4 Codice di calcolo S.W.M.M. 5.2</i>	<i>23</i>
<i>4.1 Modellazione dell'evento meteorico</i>	<i>24</i>
<i>4.2 Modelli per il deflusso superficiale.....</i>	<i>25</i>
<i>4.3 Modello idraulico per il deflusso in rete</i>	<i>27</i>
<i>4.4 Schematizzazione della rete.....</i>	<i>28</i>
<i>4.5 Schematizzazione delle equazioni del modello.....</i>	<i>28</i>
<i>5 Descrizione e verifica idraulica della soluzione progettuale scelta.....</i>	<i>31</i>
<i>6 Verifica idraulica della vasca di recapito</i>	<i>61</i>
<i>6.1 Simulazione 2-D dell'area di laminazione</i>	<i>67</i>
<i>7 Verifica del sistema per eventi con Tr 500 anni</i>	<i>74</i>
<i>8 Opere di intercettazione delle acque nel tratto iniziale della sistemazione</i>	<i>83</i>

Premessa

La presente relazione idrologica ed idraulica espone le analisi e verifiche condotte nell'ambito della progettazione definitiva degli interventi di mitigazione del rischio idraulico sul territorio comunale di Villa Castelli. Le opere mirano ad una drastica riduzione del rischio idraulico da cui è affetto l'abitato di Villa Castelli, mediante realizzazione di un canale di gronda all'abitato, che intercetta progressivamente tutti i contributi idrologici che altrimenti si riverserebbero verso l'abitato, recapitandoli ad un'area disperdente opportunamente dimensionate e dotata di pozzi disperdenti.

La filosofia di progetto è pertanto diversa da quella prevista nel documento di indirizzo alla progettazione a base di gara, e prevede opere di intercettazione dei deflussi a monte dell'abitato piuttosto che a valle dell'urbanizzato, recapitandole in modo controllato in aree a minore pressione antropica.

Il progetto di fattibilità tecnica economica, redatto ai sensi del D.Lgs. 50/2016, ha tenuto conto di una serie di opzioni progettuali, suddivise anche in stralci funzionali, che hanno dato origine, a seguito dell'approvazione del PFTE da parte del Committente, all'attuale assetto di progetto.

1 Criticità idrauliche esistenti

Da un punto di vista idraulico la maggior criticità idraulica che incombe sull'abitato di Villa Castelli deriva principalmente dalla presenza di una gravina (Contrada Battaglia), il cui alveo risulta molto inciso nella parte meridionale, e nel quale si riversano in modo incontrollato tutte le acque dell'urbanizzato, comprese quelle drenate dall'asse stradale di Via Martina, che di fatto è stata realizzata su un impluvio naturale.

Come si evince dalla cartografia IGM/25.000 di seguito riportata (a sinistra), negli anni '50 tale incisione lambiva il lato orientale dell'abitato, mentre oggi, a seguito della progressiva urbanizzazione, lo taglia longitudinalmente (destra). L'abitato si è infatti esteso in direzione est ed oggi la gravina risulta parte integrante del contesto urbano. Il PAI, inoltre, prevede nell'area terminale della gravina una perimetrazione di Alta Pericolosità Idraulica dovuta al reticolo descritto.

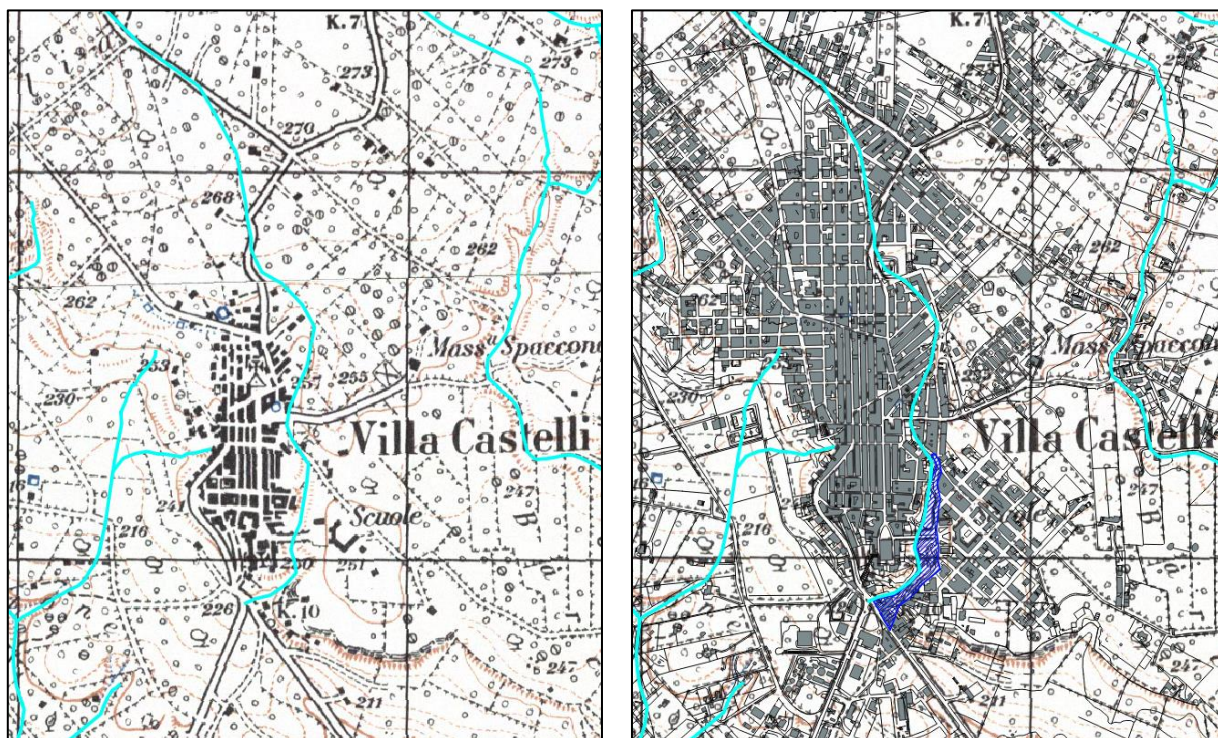


Figura 1 - Vista del reticolo idrografico e dell'abitato di Villa Castelli: a sinistra, Cartografia IGM anni '50; a destra, CTR/08



Figura 2 - Vista estratta da Google Earth della gravina e dell'alta pericolosità idraulica

Tale situazione determina oggi un'esposizione dello stesso abitato ai deflussi di piena provenienti dal bacino extraurbano della gravina, con il conseguente elevato rischio idraulico generato dall'estensione delle aree allagabili e dall'energia delle onde di piena che investono un territorio urbanizzato a forte pendenza Nord-Sud. Il bacino menzionato è esteso per una superficie di circa 1.6 kmq ed insiste non solo sul territorio di Villa Castelli, ma anche in parte su quello di Martina Franca (verso nord). Lo stesso interessa una porzione a monte prevalentemente extraurbana, con uso del suolo prevalentemente agricolo e con caratteristiche di prevalente permeabilità, ed una porzione più a valle spiccatamente urbana. L'asse principale del reticolo idrografico del bacino è costituito dalla strada provinciale SP66 che, di fatto, si comporta da alveo per gran parte del suo tracciato, vista che la stessa è stata impostata sull'originario thalweg.

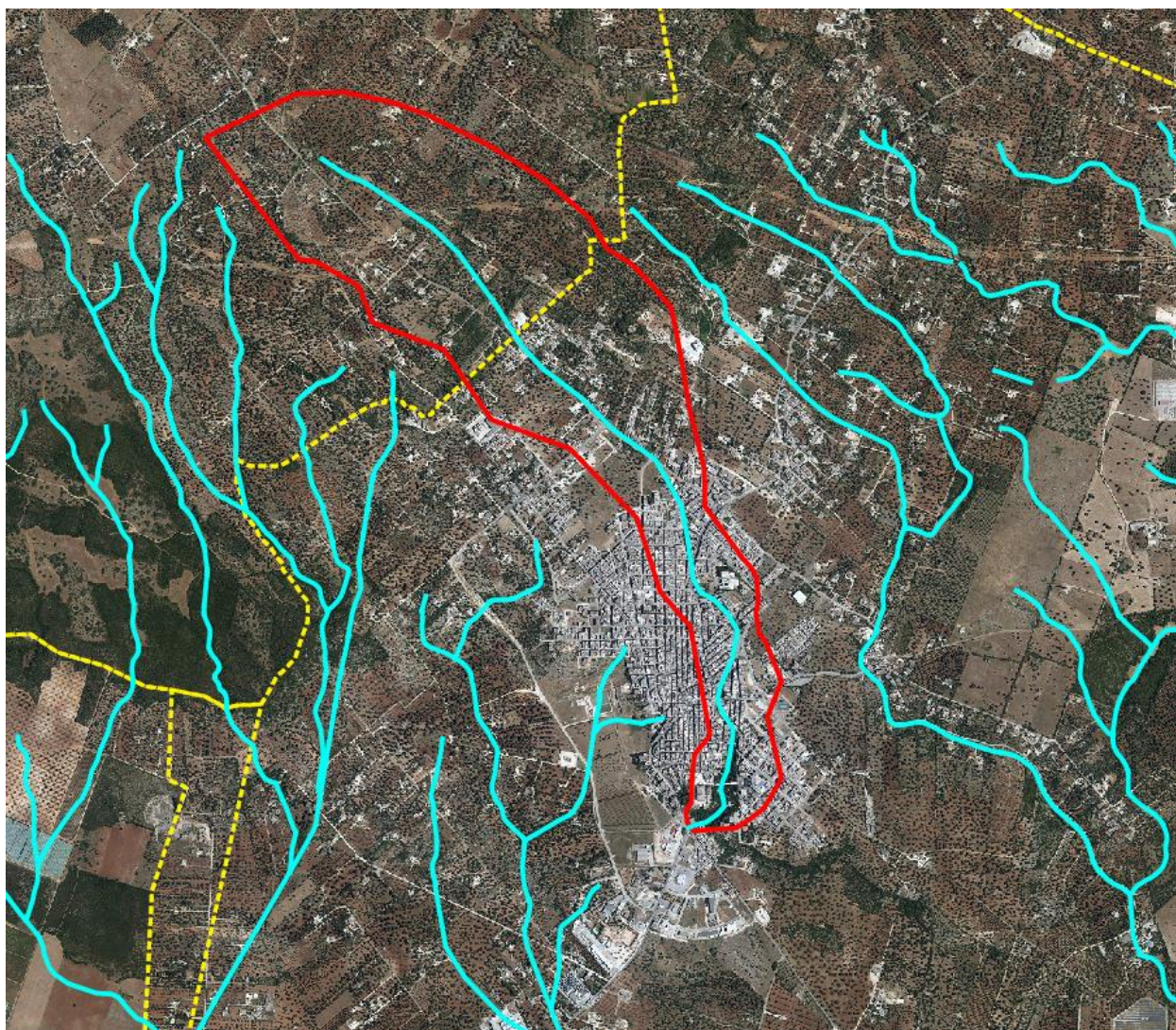


Figura 3 - Individuazione su ortofoto del bacino della gravina

In questo contesto, lo studio a base di gara poneva l'attenzione sulla mitigazione del rischio idraulico derivante dall'incombenza del reticolo idrografico sull'abitato, causa di frequenti fenomeni di allagamento in diverse porzioni di Villa Castelli, con particolare riferimento allo sbocco della gravina sulla piazza ove si incrociano Via Taranto, Via Francavilla e Via Grottaglie, come mostrato dalle seguenti fotografie di eventi pluviometrici recenti.



Figura 4 - Fotografie relative ad eventi alluvionali avvenuti in passato

Dal punto di vista idrologico, in realtà, il bacino della gravina non è l'unico elemento che porta volumi idrici nel centro urbano, determinando i fenomeni alluvionali di cui prima: nella successiva figura, infatti, sono mostrati altri bacini scolanti prossimi all'abitato di Villa Castelli, facenti riferimento anche ad ulteriori elementi di reticolo idrografico o a porzioni del centro abitato scolanti verso aree di recapito e/o accumulo.

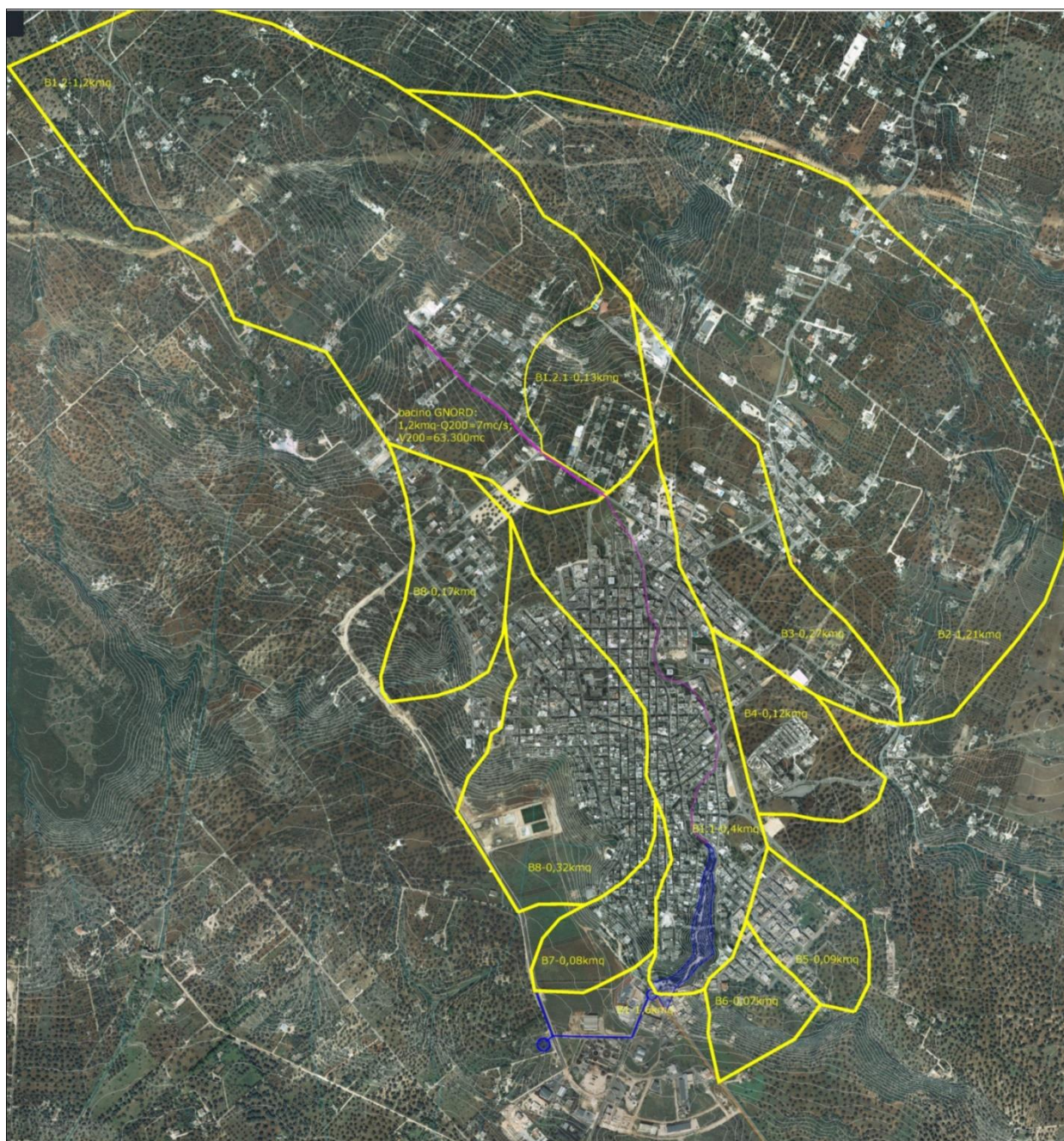


Figura 5 - Carta dei bacini idrografici interessanti l'abitato di Villa Castelli

Oltre ai bacini direttamente insistenti sull'abitato, è possibile altresì individuare i bacini imbriferi facenti riferimento alle aste di reticolo idrografico esterne all'abitato, con particolare riferimento al lato est di Villa Castelli. Il reticolo idrografico si presenta pertanto articolato ma non sempre ha un reale riscontro sul territorio ed in particolare nella sua morfologia, trattandosi per la maggior parte di vie d'acqua non permanenti ma che si manifestano solo in concomitanza di eventi pluviometrici di una certa entità.

2 Valutazioni idrologiche ed idrauliche preliminari

Come precedentemente esposto, il territorio comunale risulta soggetto a fenomeni alluvionali in concomitanza di eventi pluviometrici intensi; la zona più a rischio è sicuramente quella del tratto terminale della gravina, che a causa della sua forma veicola tutta la portata verso valle, dove le strutture di laminazione e convogliamento non appaiono adeguate. Si procede pertanto ad una dettagliata analisi idrologica ed idraulica finalizzata alla descrizione dello stato attuale ed all'individuazione degli interventi di mitigazione necessari.

2.1 Analisi idrologica ed idraulica di stato attuale

Il territorio del Comune di Villa Castelli si sviluppa per una superficie complessiva di circa 35 km² ed è caratterizzato da rilievi collinari, che degradano in seminativi e campi coltivati. Il deflusso delle acque ha andamento prevalente verso Sud-Est.

Ponendo un'ipotetica sezione di chiusura in prossimità della rotonda a valle della gravina, il territorio può essere suddiviso in 4 bacini: un bacino prevalentemente ad uso "verde" comprendente tutta la parte agricola a monte dell'urbanizzato, due bacini prevalentemente urbani, uno di destra e uno di sinistra idraulica rispetto allo scorrimento di Via Martina e il bacino completamente urbanizzato recapitante nella porzione terminale della gravina.

Essi hanno rispettivamente superficie di 1.23 km², 0.18 km², 0.33 km² e 0.1 km².

L'analisi idrologica ha previsto una schematizzazione della trasformazione degli afflussi in deflussi superficiali con il metodo del Curve Number. L'analisi idrologica è stata implementata tramite il

software HEC-HMS 4.8, ed è stata svolta con riferimento agli eventi caratterizzati da tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

Per l'analisi idrologica è possibile far riferimento allo studio sulla Valutazione delle Piene (VAPI) relativo alla Puglia, effettuato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR, conformemente al DPCM del 29.09.1998 e alla Relazione di Piano allegata al PAI approvato con delibera n.39 del 30/11/2005.

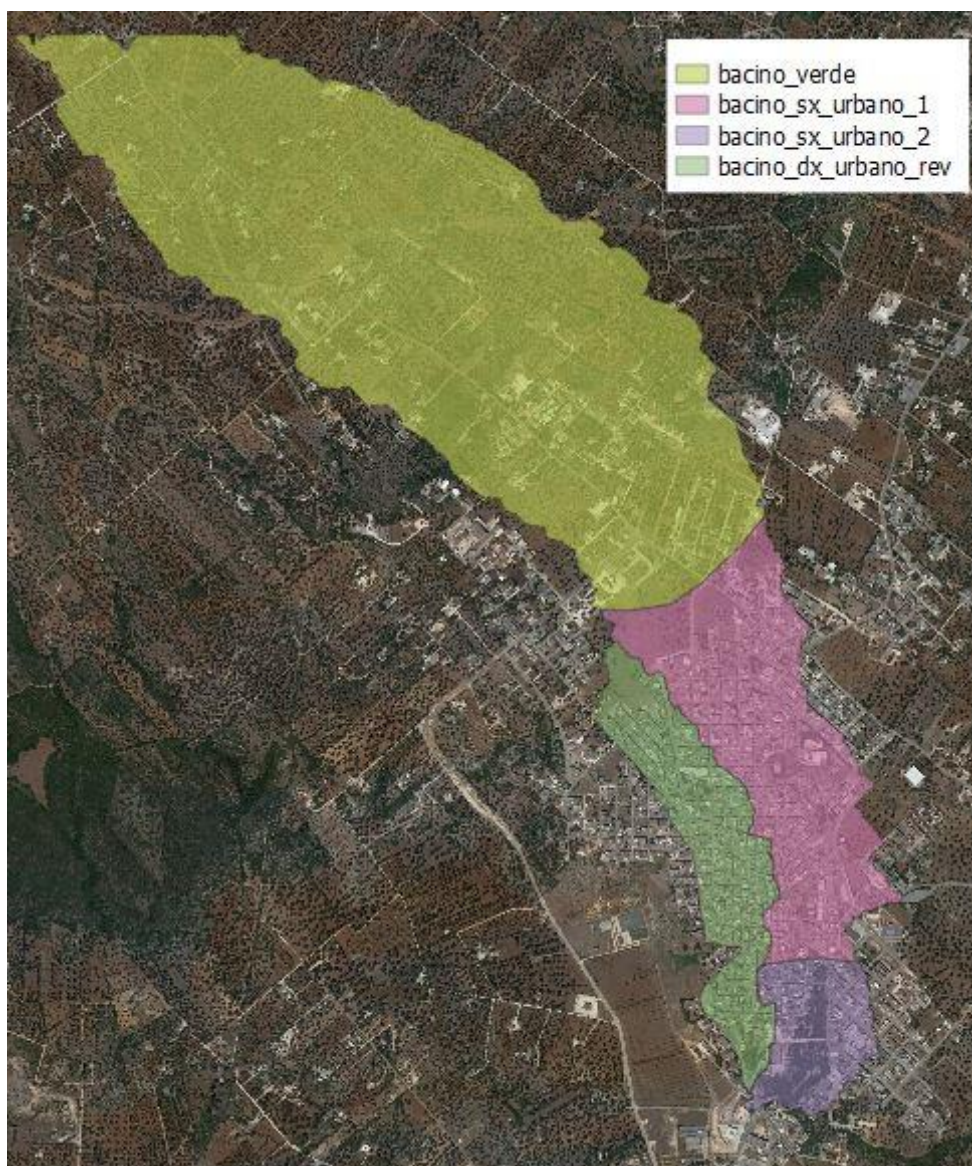


Figura 6 - Bacini idrografici di interesse

Nel metodo VAPI l'analisi idrologica è basata sulla legge di distribuzione statistica TCEV (two components extreme value). (Rossi et al. 1984); la peculiarità di questo modello è quella di riuscire a considerare anche gli estremi idrologici, che sono di fatto gli eventi che inducono un livello di pericolosità più elevato, riconducendosi al prodotto di due funzioni di distribuzione di probabilità tipo Gumbel, una che riproduce l'andamento degli eventi ordinari e l'altra che riproduce l'andamento degli eventi eccezionali. Al fine di stabilire gli idrogrammi di piena da utilizzare come input nei modelli di calcolo idraulico è necessario in prima battuta stabilire gli ietogrammi di pioggia da applicare ai modelli afflussi-deflussi per la determinazione delle portate di piena. Per questo motivo è necessario effettuare un'analisi statistica degli eventi piovosi verificatisi in passato, attraverso l'analisi di un campione significativo di dati storici, per poi determinare le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) dalle quali si può estrapolare lo ietogramma di pioggia. La metodologia VAPI si basa sulla funzione di distribuzione di probabilità denominata TCEV, che ha la caratteristica di conferire al modello idrologico una maggiore flessibilità e capacità di adattamento alle serie di dati disponibili; tuttavia, occorre disporre di una serie storica di dati sufficientemente lunga per non incorrere in errori di campionatura. Per ovviare a questo problema il GNDICI (che ha redatto il VAPI) ha messo a punto una procedura di regionalizzazione (Beran et al. 1986) che ha permesso di determinare i parametri della TCEV su tutto il territorio pugliese estendendo, in questo modo, la lunghezza delle serie storiche. In Puglia la procedura di regionalizzazione ha individuato 6 zone omogenee la cui individuazione è rappresentata nella figura seguente.

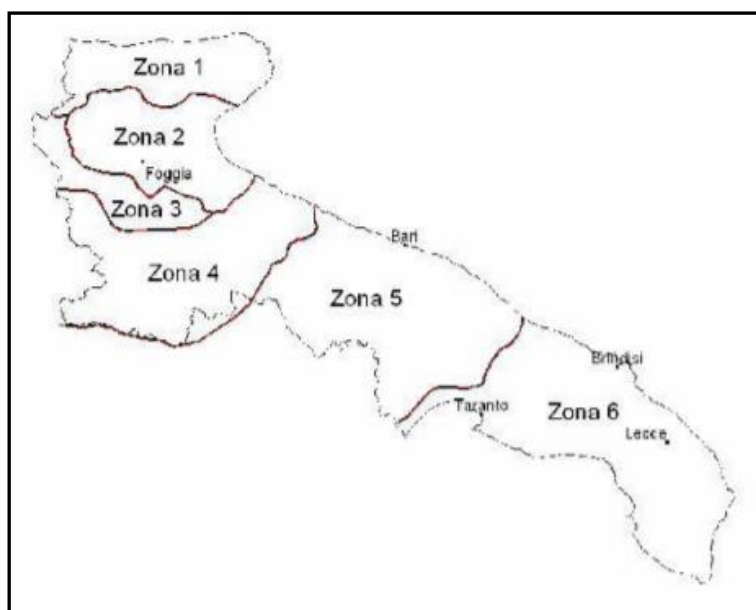


Figura 7 - Zone omogenee della Puglia

Le relazioni che regolano ognuna delle sei zone sono le seguenti:

$$\begin{array}{ll} \text{Zona 1:} & x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]} \\ \text{Zona 2:} & x(t) = 22.23 t^{0.247} \\ \text{Zona 3:} & x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0596+0.00531 z)/3.178]} \\ \text{Zona 4:} & x(t) = 24.70 t^{0.256} \\ \text{Zona 5:} & x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]} \\ \text{Zona 6:} & x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]} \end{array}$$

L'area in oggetto si inquadra, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 6 pertanto l'equazione da applicare è la seguente:

$$\text{Zona 6: } x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti, in funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare. Nello studio in oggetto si è determinata la CPP inserendo la quota media del bacino totale.

Al valore così ottenuto, vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita KT (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di Riduzione Areale KA (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

Determinando i valori di x per piogge di durata variabile da 10 min a 2 ore è possibile costruire le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno desiderati.

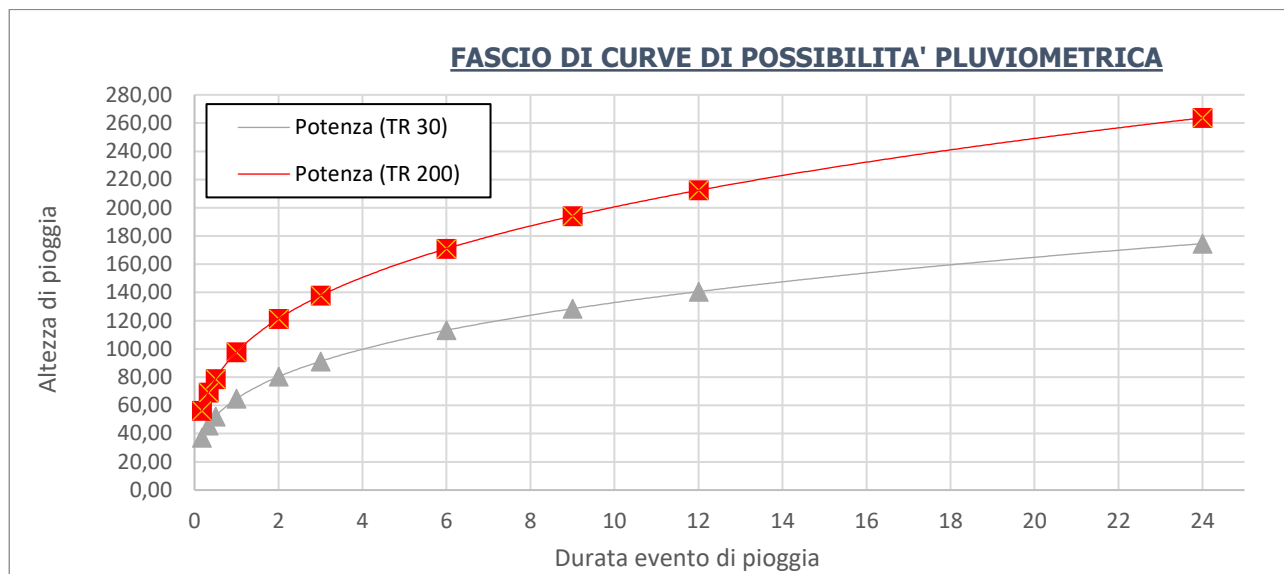


Figura 8 - Curva di possibilità pluviometrica con Tr di 30 e 200 anni

I parametri a ed n della CPP per i diversi tempi di ritorno sono riportati nelle tabelle seguenti:

VAPI zona 6	a	n
Tr 30	0.29	64.68
Tr 200	0.29	97.69

Tabella 1 - Valori dei parametri a ed n della CPP per bacini della zona omogenea 6

L'andamento temporale dell'evento pluviometrico è stato schematizzato ricorrendo ad un ietogramma sintetico, che pur non rappresentando il reale andamento dell'evento di pioggia, introduce, nelle procedure di trasformazione afflussi-deflussi, una variabilità temporale della pioggia in grado di produrre risultati tali da ritenersi cautelativi. Per lo studio in questione, tra gli ietogrammi noti in letteratura, si è deciso di utilizzare sia quello ad intensità costante (in modo da determinare la durata critica) che quello tipo triangolare con picco di scroscio a 0.5 volte la durata dell'evento.

Per la determinazione dei deflussi netti corrispondente allo scorrimento superficiale dei bacini si è utilizzato il metodo del Curve Number (CN) del Soil Conservation Service. Il metodo si basa sul concetto che il flusso superficiale è nullo fino al raggiungimento di un valore di soglia di infiltrazione iniziale I_a , da letteratura tecnica legata alla capacità di ritenzione potenziale S dalla relazione:

$$Ia = 0.2 \cdot S$$

dove S è definita dall'espressione:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) [mm]$$

Il parametro adimensionale Runoff Curve Number può variare tra 0 e 100 ed è determinabile mediante apposite tabelle, in funzione della natura del terreno, dal tipo di copertura vegetale, della tessitura del terreno, dell'uso del suolo e del grado di saturazione. In mancanza dei dati relativi al gruppo idrologico USDA (A: suoli con deflusso superficiale basso, B: suoli con deflusso superficiale moderatamente basso, C: suoli con deflusso superficiale moderatamente alto, D: suoli con deflusso superficiale alto), è stato attribuito a tutto il territorio la classe B, corrispondente ad una classe media, da considerarsi idonea alla litologia delle formazioni presenti.

È stato successivamente analizzato l'uso del suolo sulla base della cartografia della Regione Puglia che riporta i valori del codice Corine Land cover, con riferimento alla carta di uso del suolo riferita al 2012.

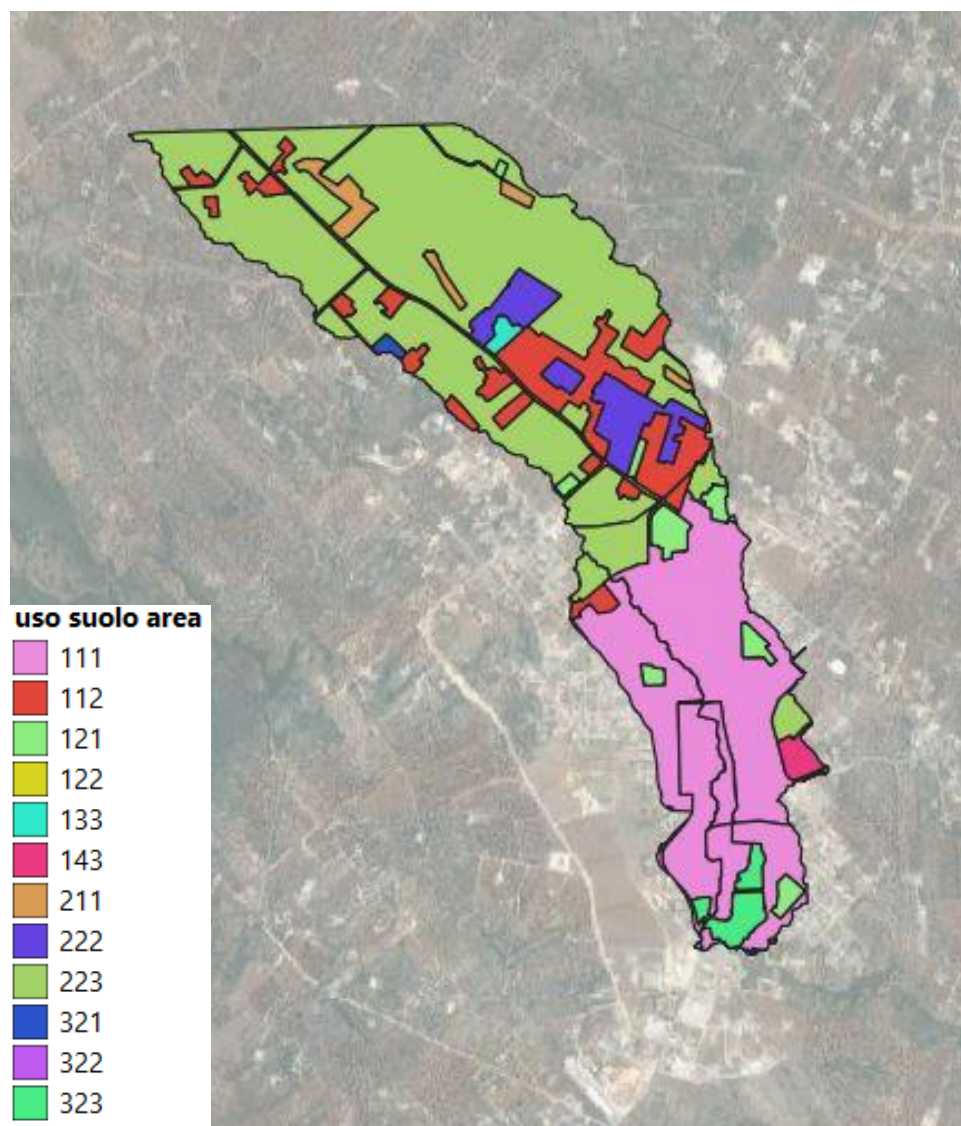


Figura 9 - Codice Corine relativo all'area in esame

Ad ogni codice CORINE è associato un valore di CN, riferito ad una condizione media di umidità del terreno antecedente l'evento di pioggia considerato (AMC II: Antecedent Moisture Condition Classe II).

La condizione di umidità del suolo fa riferimento alla capacità di filtrazione del suolo, funzione della sua umidità. In particolare si deve fare riferimento all'ammontare delle piogge nei 5 giorni antecedenti l'evento ed assegnare la condizione AMC secondo i dati indicati nella tabella sottostante, riferita alla stagione di riposo (autunno/inverno) o vegetativa (primavera estate).

CLASSE AMC	STAGIONE DI RIPOSO	STAGIONE VEGETATIVA
I	<12.7	<35.5
II	12.7- -28.0	35.5- - 53.3
III	>28	>53.3

Tabella 2 - Condizioni di umidità antecedenti individuate in base alla precipitazione totale nei 5 giorni precedenti (mm)

Fra una classe e l'altra esistono le seguenti relazioni:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057 \cdot CN_{II}}$$

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.38 + 0.0138 \cdot CN_{II}}$$

Per la determinazione dell'entità degli eventi estremi è stato assunto il CN_{II}, in quanto appare il più attinente rispetto alla natura dei terreni presenti, impostati su calcari fratturati dotati di elevata permeabilità, che difficilmente possono produrre la saturazione degli orizzonti di terreno superficiali. Si riportano i valori ottenuti.

Bacino	CN (II)	CN (I)	CN (III)
Verde	69	49	84
Urbano sx_1	87	75	94
Urbano sx_2	82	67	91
Urbano dx	90	79	95

Tabella 3 - Valori CN per i bacini in esame

Per il modello di trasformazione afflussi-deflussi si è optato per l'utilizzo dell'idrogramma unitario del SCS, considerando il tempo di ritardo come 0.6 volte il tempo di corrivazione.

La valutazione del tempo di corrivazione è stata effettuata mediando i valori che si ottengono dalle molteplici formulazioni impiegate in letteratura:

- formula di Ventura:

$$T_c = 0.127 \left(\frac{A}{i_B} \right)^{0.5}$$

- formula di Pasini:

$$T_c = 0.108 \frac{(AL)^{0.33}}{i^{0.5}}$$

- formula di Pezzoli:

$$T_c = 0.055 \frac{L}{i^{0.5}}$$

- formula di Ferro:

$$T_c = 0.675 A^{0.5}$$

dove A è la superficie del Bacino in km², L la lunghezza dell'asta principale in km, i la pendenza media del corso d'acqua, i_B la pendenza media del bacino, z la quota media del bacino. I parametri riassuntivi delle caratteristiche dei bacini analizzati sono sintetizzati nella tabella seguente.

Bacino	A (km2)	L (km)	Hmax (m s.l.m.)	Hmin (m s.l.m.)	i (%)	iB (%)
Verde	1.23	2.53	340	272	0.0229	0.0269
Urbano sx_1	0.33	1.18	272	250	0.0186	0.0186
Urbano sx_2 (gravina)	0.1	0.51	250	225	0.049	0.049
Urbano dx	0.18	0.46	282	225	0.0543	0.1239

Tabella 4 - Caratteristiche morfologiche dei corsi d'acqua e dei bacini idrografici

Si riportano i valori del tempo di corrivazione ottenuti dalle varie formule per ciascun sottobacino, con le caratteristiche geomorfologiche calcolate sulla base dei dati CTR. Ai fini della modellazione con l'idrogramma unitario SCS, serve calcolare il tempo di ritardo, che si assume pari a 0.6 volte il tempo di corrivazione medio. I parametri idrologici così ottenuti per i singoli sottobacini sono sintetizzati nella tabella seguente.

Bacino	Ventura	Pasini	Ferro	Pezzoli	Tc medio (h)	T rit (min)
Verde	0.86	1.04	0.75	0.91	0.89	32
Urbano sx_1	0.53	0.58	0.39	0.47	0.49	17
Urbano sx_2 (gravina)	0.18	0.18	0.21	0.12	0.17	6
Urbano dx	0.15	0.20	0.29	0.10	0.18	6

Tabella 5 - Caratteristiche morfologiche dei corsi d'acqua e dei bacini idrografici

La modellazione idrologica dei bacini è stata eseguita con HEC-HMS, un software capace di simulare i processi relativi alla trasformazione afflussi-deflussi di sistemi idrologici più o meno complessi.

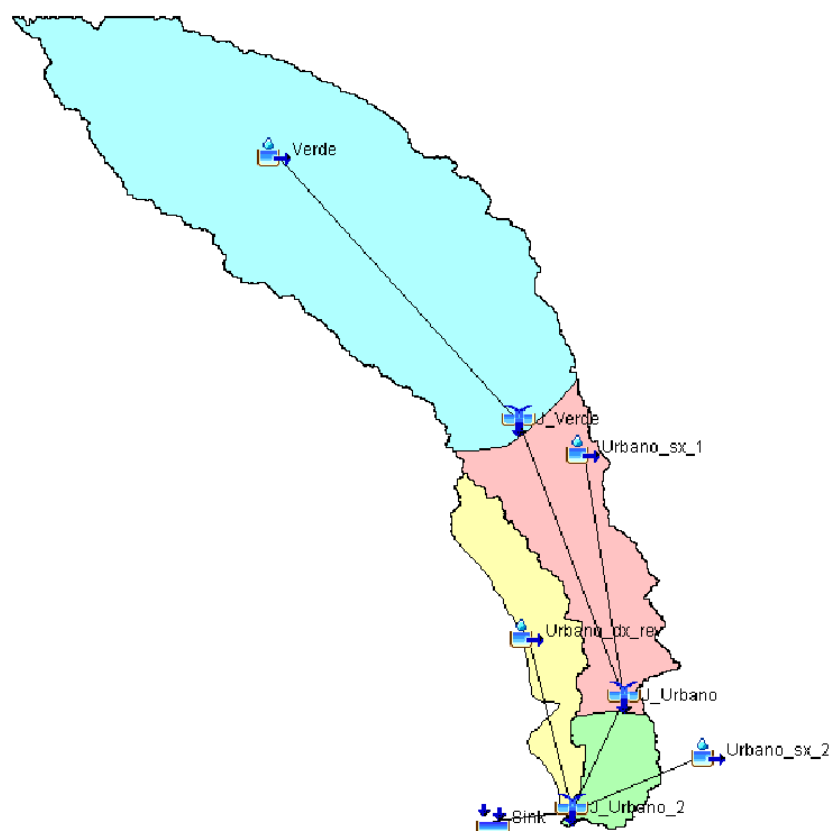


Figura 10 – Geometria di calcolo all'interno del software HEC-HMS

Sono state effettuate le modellazioni per vari periodi di pioggia, considerando come detto il CNII ed utilizzando sia uno ietogramma rettangolare che uno triangolare con picco d'intensità a metà evento.

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzati i risultati ottenuti nel punto di interesse finale, ovvero a valle della gravina (J_Urbano_2), in prossimità della rotonda di Via Taranto, in termini di valori di picco di portata al variare del tempo di ritorno e delle caratteristiche sopra accennate.

Portate di picco [m ³ /s] J_Urbano_2 ietogramma rettangolare (CNII)					
	Tr 10 min	Tr 20 min	Tr 30 min	Tr 1h	Tr 2h
Tr30	7.7	9.6	10.5	11.3	11.1
Tr200	16	19.6	21.4	23.2	21

Portate di picco [m ³ /s] J_Urbano_2 ietogramma triangolare (CNII)					
	Tr 10 min	Tr 20 min	Tr 30 min	Tr 1h	Tr 2h
Tr30	7.5	9.7	11.3	12.4	12.4
Tr200	15.7	19.7	22.7	25.5	25.2

Tabella 6 – Portate di picco J_Urbano_2 al variare del, Tr e Tp

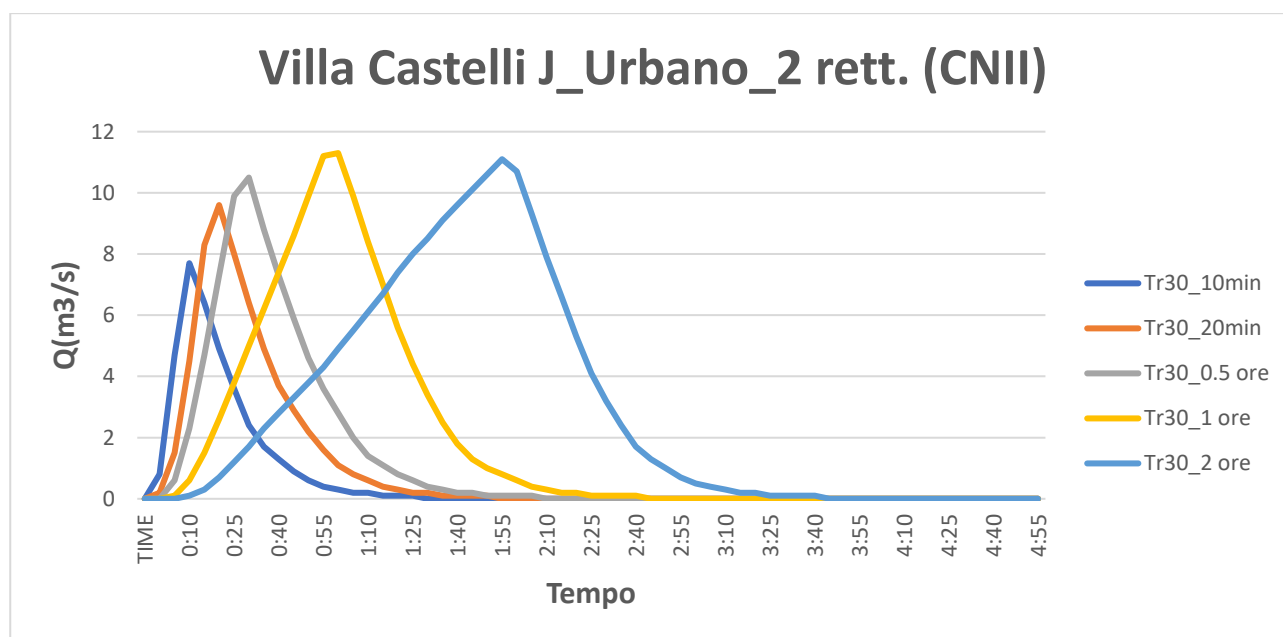


Figura 11 – Idrogrammi Tr 30 alla sezione J_Urbano_2 con ietogramma costante rettangolare (CNII)

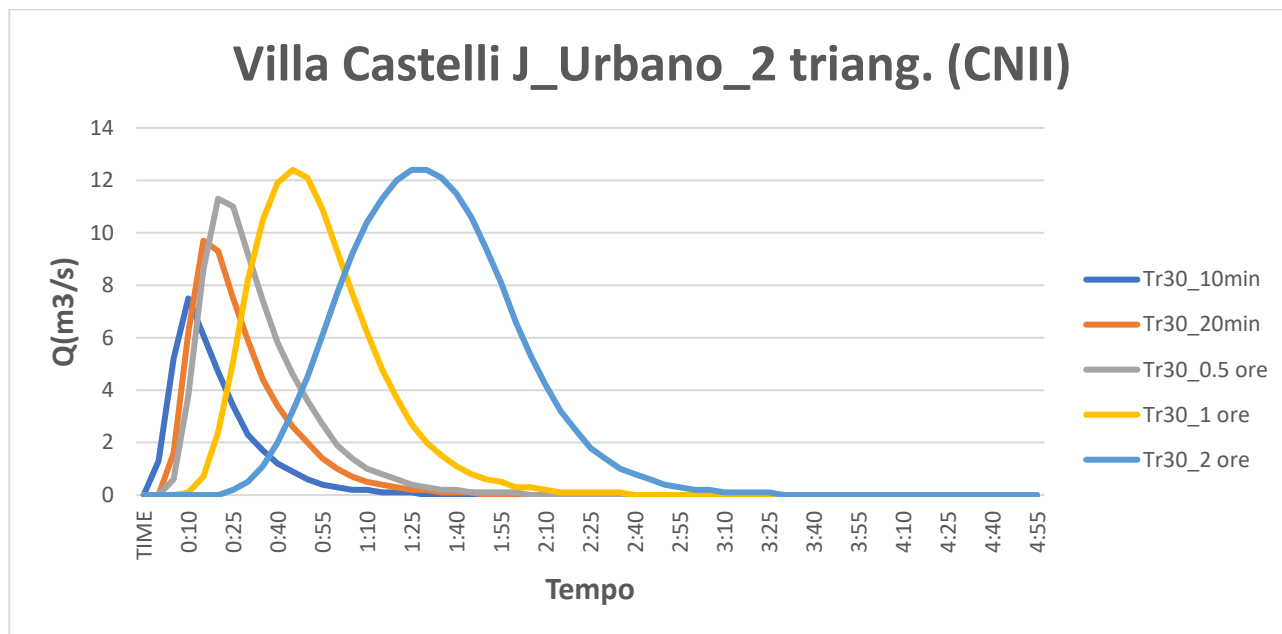


Figura 12 – Idrogrammi Tr 30 alla sezione J_Urbano_2 con ietogramma triangolare (CNII)

Al fine di determinare le reali linee di propagazione dei deflussi superficiali le verifiche idrauliche di stato attuale sono state realizzate con un modello puramente bidimensionale per la propagazione dei volumi di pioggia durante un evento estremo, implementato con il software HEC RAS 6.0., che è un modello fisicamente basato in grado di conservare e distribuire i volumi d'acqua in base all'effettiva morfologia e topografia del territorio analizzato.

Il sistema è stato schematizzato in modo da ricomprendere tutto il bacino d'interesse (somma dei 4 bacini visti in precedenza) fino alla sezione di chiusura posta a circa 700 metri in direzione sud-ovest dopo la rotonda. La costruzione del modello digitale del terreno è realizzata mediante l'utilizzo di punti georeferenziati con dati altimetrici Lidar, forniti da volo dedicato realizzato nell'ambito del progetto di fattibilità tecnica economica.

È stata creata una mesh a maglia quadrata di lato 2x2 m all'interno della quale è stata posta la condizione di precipitazione (celle di tipo "pluvial"); su ognuna di esse è stato fatto piovere il quantitativo di precipitazione ricavato dallo studio idrologico per le differenti durate considerate. Si riportano a titolo di esempio i valori ricavati per la pioggia duecentennale e trentennale:

Tr=30 anni	
h [ore]	H [mm]
0.1667	37.2
0.3333	45.77
0.5	52.11
1	64.7
2	80.34

Tr=200 anni	
h [ore]	H [mm]
0.1667	56.19
0.3333	69.13
0.5	78.71
1	97.73
2	121.35

Tabella 7 – Valori di precipitazione in mm per differenti Tp

La geometria su cui è stata effettuata la modellazione idraulica è la seguente:



Figura 13 – Geometria studiata in HEC-RAS

Si nota come il territorio comunale venga interessato da una portata d'acqua che scorre all'interno delle linee di deflusso naturale, sebbene queste siano costituite anche da viabilità asfaltata, per poi espandersi in corrispondenza della citata rotonda a valle della gravina. Il deflusso superficiale proveniente da monte segue il pendio naturale del terreno accumulandosi in due diverse zone: la prima ad est dell'abitato in corrispondenza di un terreno agricolo mentre la seconda a sud del paese, dove è già presente una vasca di recapito. I punti critici sono rappresentati dalla strada di accesso al paese (Via Martina Franca) e Via Leopardi; risulta ben evidente la formazione di una via preferenziale di scorrimento (linea tratteggiata) sulla quale si innestano i contributi laterali, principalmente per deflusso superficiale sulla viabilità esistente. La lama d'acqua, soprattutto nella zona posta in corrispondenza dello sbocco della gravina, raggiunge valori notevoli (dell'ordine di 3/4 m di battente), con alte velocità di scorrimento.

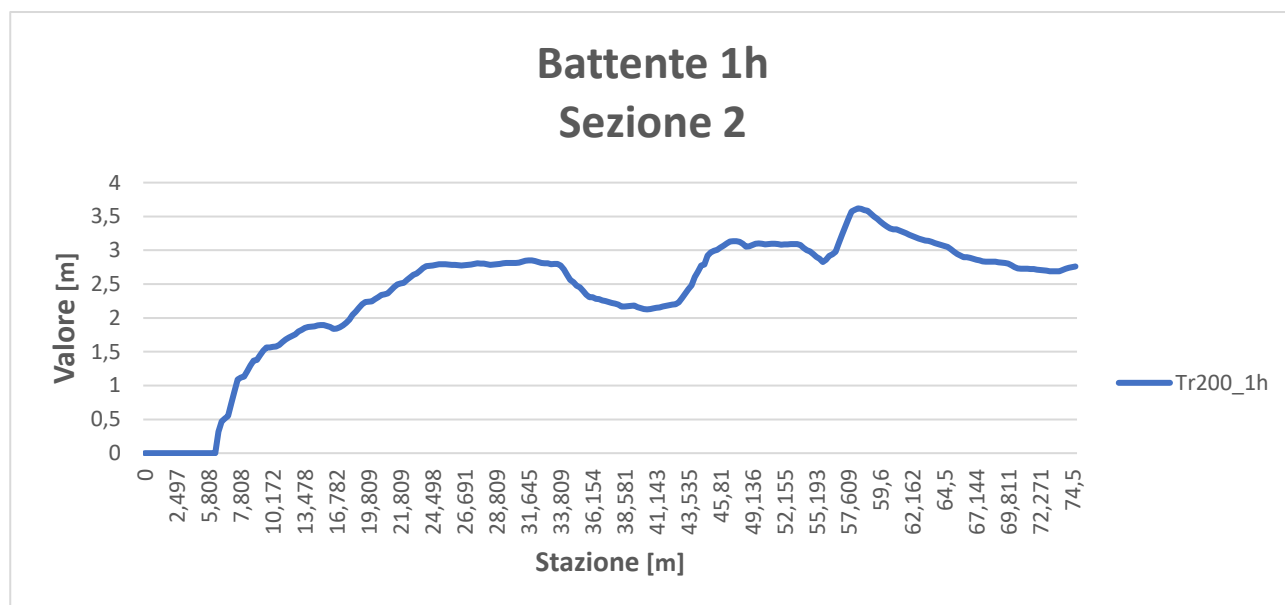


Figura 14 – Battente sezione in prossimità della rotonda di Via Taranto

Si riporta di seguito il risultato della simulazione idraulica in stato attuale nella condizione di massima piena, ottenuto per tempo di precipitazione pari ad 1 ora.



Figura 15 – Battenti stato attuale ottenuti con simulazione di 1 ora TR 200 anni con modello puramente 2D

3 Descrizione della soluzione progettuale scelta

A seguito delle analisi svolte, la soluzione progettuale prescelta prevede dei bracci intercettatori trasversali alla via principale di accesso al paese, Via Martina Franca, col compito di intercettare le acque di deflusso proveniente dai versanti e dalle strade adiacenti e convogliarle verso valle, allontanando pertanto le acque del bacino naturale dal centro del paese.

Esse saranno raccolte tramite un sistema formato dall'unione di caditoie poste ai lati della strada e di griglie trasversali ad essa e trasportate attraverso condotte interrata al di sotto della viabilità di Via Martina Franca. Usciti dal tratto urbanizzato, il canale diventerà a sezione trapezia e a cielo aperto, affiancandosi all'attuale viabilità corrispondente a Via Sardegna. Il canale segue la linea di naturale impluvio dell'area situata ad Est di Villa Castelli, in modo da raccogliere tutte le acque di deflusso provenienti dalle aree in sinistra rispetto all'abitato.

A differenza della prima porzione di tracciato, caratterizzata da tratti tombati, dovuti alla mancanza di spazio che non consentono sezioni aperte in modo continuo, questo secondo tratto è prevalentemente a cielo aperto, poiché si ha ampia disponibilità di terreno ai lati della strada, fatta eccezione per l'area nelle vicinanze del cimitero, che risulta completamente al di sotto della sede stradale. Al termine del percorso è stata individuata un'area di recapito, che verrà scavata e arginata, in modo da creare una vasca di laminazione, ubicata all'interno di un terreno incolto, in grado di contenere tutto il volume d'acqua che giunge da monte e non compromettere i territori a valle.

Il tracciato così descritto è mostrato nella figura sottostante, nella quale come accennato vi è un'alternanza di condotte chiuse e a cielo aperto, per mantenere le attuali vie di accesso private alle abitazioni e/o ai campi.

Come successivamente descritto, tanto il canale principale che l'area di recapito, sono dimensionati per contenere la portata duecentennale con opportuno franco di sicurezza, ma anche di sopportare piene cinquecentennali con franco ridotto. La portata in uscita dall'area di recapito sarà al massimo quella di stato attuale e pertanto l'intervento è da considerarsi invariante per i deflussi verso le aree a valle, ovvero non si ha aggravio del rischio sebbene venga convogliata più portata all'area di accumulo rispetto a quella di stato attuale.



Figura 16 – Planimetria soluzione tracciato

Data la connotazione dell'opera, che prevede alternanza di tratti a cielo aperto e chiusi, per il dimensionamento idraulico dell'infrastruttura si è utilizzato il codice di calcolo SWMM (Storm Water Management Model) dell'US Environmental Protection Agency, di cui si riporta una breve sintesi delle caratteristiche principali.

4 Codice di calcolo S.W.M.M. 5.2

Dato che si tratta di un sistema di raccolta costituito da tubazioni chiuse e porzioni di canale a cielo aperto a sezione costante, la modellazione è stata eseguita con il software S.W.M.M, che stato concepito infatti per modellare in termini quantitativi le reti di drenaggio più propriamente di tipo

urbano, schematizzabili tramite un insieme di sottobacini, canali a cielo aperto e condotte che costituiscono il sistema di deflusso delle acque.

Il modello SWMM (EPA Storm Water Management Model) fu sviluppato nel 1969-1971 da tre gruppi: Metcalf & Eddy, University of Florida e Water Resources Engineers. Il suo scopo era di simulare, tramite un modello matematico di tipo deterministico, il comportamento delle aree urbane sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Inizialmente fu sviluppato per studiare i problemi dovuti agli scaricatori di piena delle fognature miste, ma successivamente fu ampiamente utilizzato per dimensionare fognature sia miste che separate e per la valutazione dell'inquinamento non puntuale di origine urbana.

Il modello ha una struttura a "blocchi" o moduli; i principali sono il modulo "MET" per l'inserimento e la gestione dei dati meteorologici, il "Runoff Block" per la generazione del deflusso superficiale sul bacino a partire dalla pioggia, il "Transport Block" per la propagazione all'interno dei condotti fognari delle acque sia nere che bianche in ingresso dai nodi del sistema. Quest'ultimo viene affiancato e completato dal "Extended Transport Block" (EXTRAN) per la simulazione dinamica del comportamento idraulico della rete.

Nei prossimi paragrafi viene illustrata una breve sintesi delle formulazioni che il modello adotta, sia per il deflusso superficiale che per la propagazione all'interno della rete, sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo descrivendo le varie equazioni alla base dello stesso.

4.1 Modellazione dell'evento meteorico

I dati di precipitazione piovosa rivestono grande importanza all'interno dei parametri idrologici richiesti da SWMM. Il programma richiede un'espressione dell'intensità di pioggia in funzione del tempo, per l'intera durata della simulazione.

Per simulazioni costituite da un singolo evento, è possibile introdurre i dati di ben 10 diversi pluviometri per simulare un evento realmente registrato; se invece si vogliono immettere serie temporali complete, occorre limitarsi ad un solo misuratore di pioggia.

4.2 Modelli per il deflusso superficiale

Questo modulo serve a simulare il deflusso sulla superficie del bacino sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Il programma ha come input i dati pluviometrici dai quali, calcolando le perdite idrologiche, determina l'input nella rete di drenaggio. L'intero bacino viene schematizzato come un insieme di sottobacini valutando il deflusso superficiale per ognuno di essi e, combinando poi i vari deflussi in uscita dai sottobacini, con il modulo che esegue la propagazione nei tratti omogenei di rete.

Nel modello SWMM ogni sottobacino viene schematizzato utilizzando tre sub-zone (diventerebbero quattro se si considerasse anche la neve) con cui si rappresentano le diverse proprietà delle superfici. La pendenza di questa superficie ideale viene assunta nella direzione perpendicolare alla larghezza. Da ogni sub-zona il deflusso passa direttamente nella rete senza che via siano passaggi da una superficie all'altra (ad esempio non è quindi possibile avere il deflusso dai tetti su altre superfici). La propagazione del deflusso superficiale avviene indipendentemente per ogni sub-zona e viene generato a partire dalla pioggia mediante uno schema a serbatoi non lineari.

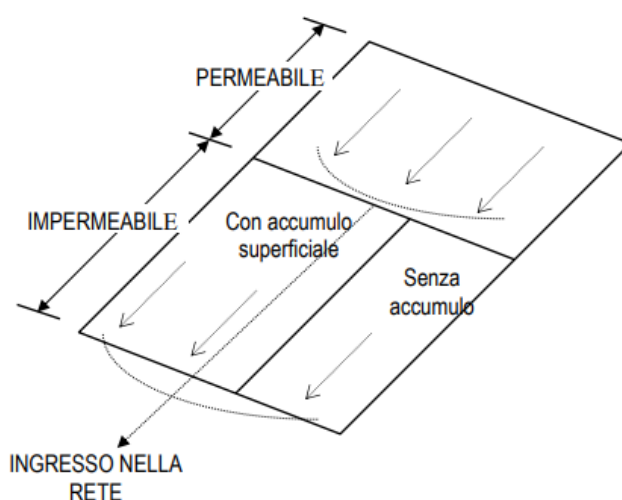
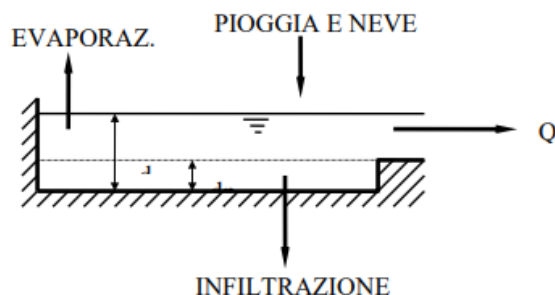


Figura 17 – Schematizzazione dei bacini in SWMM

Con tale schematizzazione si ha un sistema tra l'equazione di continuità e l'equazione del moto, rappresentata dall'equazione di Manning. Lo schema a cui viene fatto riferimento per il calcolo è il seguente:



L'equazione di continuità viene scritta per ogni sub-zona nel seguente modo:

$$\frac{dV}{dT} = A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot i^* - Q$$

Dove:

- V volume d'acqua presente nella sotto area [m³];
- d altezza d'acqua [m];
- t tempo [s];
- A superficie della sotto area [m²];
- i* intensità di pioggia netta (pioggia caduta meno l'evaporazione e l'infiltrazione) [m/s];
- Q portata in uscita dalla sotto area [m³ /s].

La portata in uscita viene calcolata con l'equazione di Manning:

$$Q = L \cdot \frac{1}{n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

Dove:

- L larghezza della sotto area [m];
- n coefficiente di scabrezza di Manning [s/m^{1/3}];
- d_p accumulo nelle depressioni superficiali [m];
- s pendenza del sottobacino versante [m/m].

L'equazione di continuità e l'equazione del moto possono essere combinate in una equazione differenziale non lineare che può essere risolta nell'incognita d'altezza d'acqua presente sul bacino. L'equazione del serbatoio non lineare è quindi:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{L}{A \cdot n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

Per ogni passo temporale tale equazione viene risolta con uno schema alle differenze finite. I valori di portata in ingresso ed in uscita sono forniti come valore medio sul passo temporale stabilito. Nel modello SWMM l'infiltrazione nelle superfici permeabili può essere valutata mediante l'equazione di Horton o in alternativa con l'equazione di Green-Ampt o il metodo Curve Number, sviluppato dallo US Soil Conservation Service.

4.3 Modello idraulico per il deflusso in rete

Il modulo "Transport" consente di eseguire la propagazione dell'onda di piena in ingresso dai nodi all'interno dei tratti omogenei della rete. Gli elementi essenziali con cui è schematizzata la rete sono i pozzetti (nodi) ed i condotti (link). Nei primi si ha l'immissione del deflusso proveniente dai sottobacini, il quale, una volta entrato nella rete, si propaga all'interno dei condotti mediante il modulo Extran, che è in grado di simulare condotti, pozzetti, soglie, luci, impianti di sollevamento (in linea o fuori linea), vasche di accumulo e scaricatori di varie tipologie.

I risultati dell'elaborazione possono venire espressi (in forma numerica e grafica) in termine di andamenti delle portate e delle velocità nei condotti in esame, ma anche come livelli e profondità all'interno dei nodi.

Extran utilizza una metodologia di descrizione della rete, tramite i nodi di collegamento, la quale facilita la rappresentazione della realtà fisica e la soluzione delle equazioni in moto gradualmente variato (equazioni di De Saint Venant), che stanno alla base del modello matematico.

4.4 SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE

Come illustrato nella successiva figura, il sistema viene schematizzato come una sequenza di rami a sezione omogenea (condotti) e nodi. I condotti veicolano il flusso da nodo a nodo.

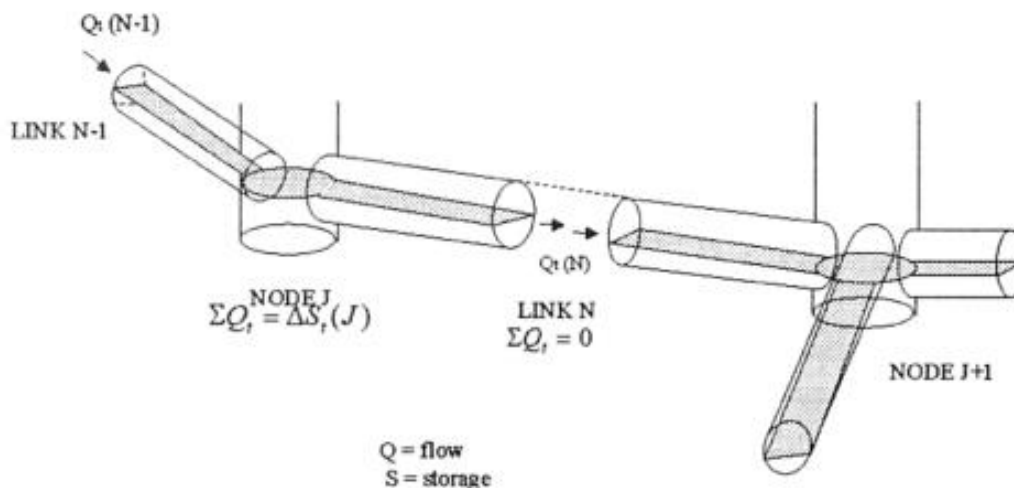


Figura 18 – Schematizzazione della rete con il modulo Extran

La principale variabile indipendente per quanto riguarda i condotti è la portata (Q). Si tratta della portata media all'interno di ciascun tratto, assunta costante durante il singolo intervallo di tempo. La velocità e la sezione bagnata o l'altezza idrica possono invece variare all'interno del tronco. I nodi sono gli elementi di compenso del sistema e corrispondono nella realtà ai pozzetti di ispezione o alle confluenze tra i condotti. La principale variabile dipendente è il carico (H), il quale può variare ad ogni passo temporale. Gli ingressi e le uscite si verificano idealmente sempre ai nodi. Il volume del nodo è, in ogni istante, equivalente a quello presente nella metà della lunghezza dei tubi connessi al nodo stesso. Il cambiamento del volume contenuto all'interno del nodo durante l'intervallo di tempo assegnato costituisce il fondamento dei calcoli di carichi e portate citati in precedenza.

4.5 Schematizzazione delle equazioni del modello

Le equazioni differenziali fondamentali per l'analisi del comportamento della rete derivano da quelle per il moto vario nei canali a pelo libero, meglio note come equazioni di De St. Venant. La prima di tali relazioni è l'equazione di continuità:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Dove:

- A sezione del condotto
 Q portata
 X distanza lungo l'asse del condotto
 t tempo

La seconda è l'equazione del moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0$$

Dove:

- g accelerazione di gravità
 H z+h= carico idraulico
 Z quota fondo condotto
 H tirante idrico
 S_f cadente piezometrica. (La pendenza del fondo è inclusa nel gradiente di H).

Extran utilizza l'equazione del momento nei rami ed una speciale equazione "condensata" di continuità ai nodi; in questo modo vi è conservazione del moto nei condotti e continuità di massa nei pozzetti. Per lo specifico utilizzo all'interno del motore di calcolo, l'equazione del moto viene combinata con quella di continuità per dar vita ad una nuova equazione, che possa essere risolta lungo ogni ramo, ad ogni passo temporale.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

Dove:

- Q portata nel condotto
 V velocità nel condotto
 A area bagnata
 H z+h = carico idraulico
 S_f cadente piezometrica. (definita dall'equazione di Manning)

$$S_f = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V|$$

Dove:

- k gn2 (nel sistema metrico decimale)
 n coefficiente di scabrezza secondo Manning,
 g accelerazione di gravità
 R raggio idraulico

Le successive immagini riassumono i parametri di cui il modello necessita per definire gli elementi superficiali (sottobacini) e gli elementi della rete (nodi, condotti).

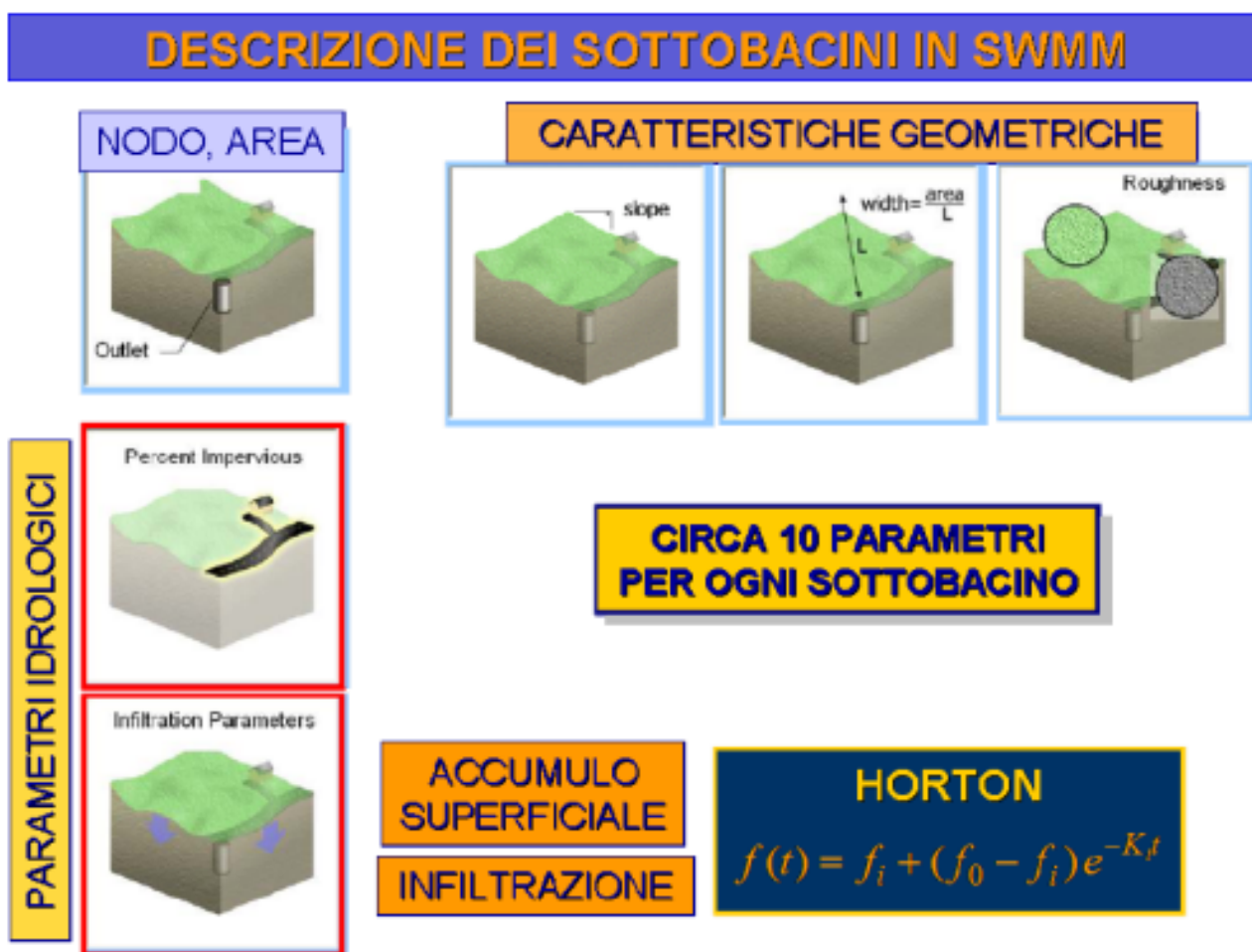


Figura 19 – Parametri del modello



Figura 20 – Parametri nodi e condotte

5 Descrizione e verifica idraulica della soluzione progettuale scelta

L'area di analisi è stata suddivisa in diversi sotto-bacini, tracciati con l'ausilio del modello DTM LIDAR maglia 1 x 1 m, integrato tramite l'osservazione diretta in sito per definire eventuali punti di discontinuità; ciascun sottobacino è collegato al nodo di testa della rete schematizzata con SWMM a cui afferisce.

La rete è schematizzata come una serie di rami, ciascuno associabile ad una forma geometrica, collegati tra loro in corrispondenza dei nodi. Le proprietà costanti associate ai rami sono il tipo di sezione, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza; quelle determinate ad ogni passo di calcolo sono invece la portata e la velocità.

Scelto il tracciato del sistema di intercettazione e smaltimento sono stati definiti con precisione i bacini di riferimento che interessano la zona d'indagine, come schematizzati nell'immagine sottostante.

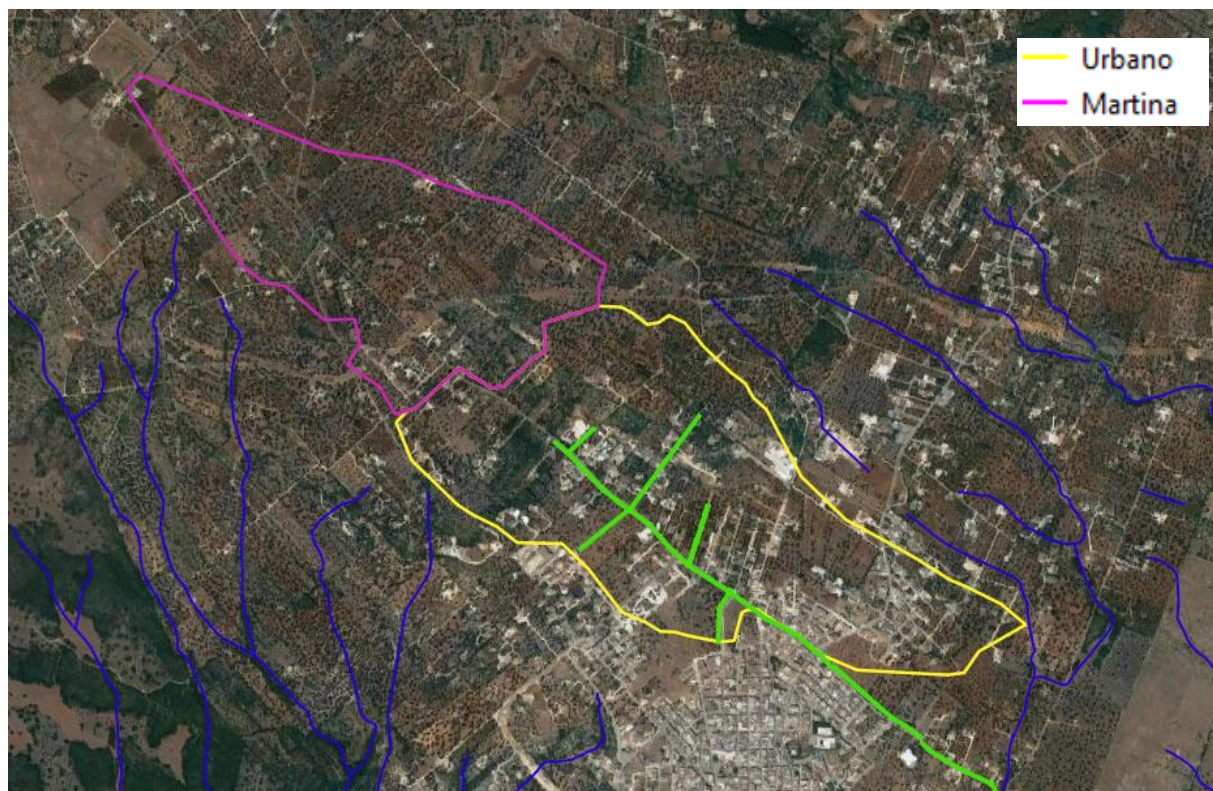


Figura 21 – Bacini idrografici studiati per la prima porzione del tracciato

Le caratteristiche morfologiche dei bacini sono riassunte nella tabella sottostante.

Bacino	A (km ²)	L (km)	Hmax (m s.l.m.)	Hmin (m s.l.m.)	i (%)	iB (%)
Martina	0.65	0.69	340	272	0.0229	0.0269
Urbano	0.99	1.87	272	250	0.0186	0.0186

Tabella 8 – Bacini idrografici studiati per la prima porzione del tracciato

In particolare, il bacino sub-urbano che insiste su Via Martina, ovvero sulla dorsale principale della linea di drenaggio è stato suddiviso a sua volta in diversi sottobacini, collegati alle singole aste tramite dei nodi, per una migliore schematizzazione della geometria e una migliore trasposizione delle condizioni reali. I bacini sono stati delimitati seguendo sia le curve di livello, sia cercando di delimitare le aree ad uguale uso del suolo, in modo da essere più accurati possibili nella determinazione dei risultati. Per la determinazione dei deflussi superficiali in condizioni di pioggia estrema è stato adottato il CN_{II}.



Figura 22 – Suddivisione sottobacini urbani

<i>Sottobacino</i>	CNII	Area (ha)	<i>Sottobacino</i>	CNII	Area (ha)
<i>Martina</i>	65	65	<i>12</i>	69	2.18
<i>1</i>	69	9.22	<i>13</i>	74	2.44
<i>2</i>	66	8.2	<i>14</i>	69	2.35
<i>3</i>	75	3.69	<i>15</i>	67	0.52
<i>4</i>	71	3.42	<i>16</i>	66	3.85
<i>5</i>	71	5.44	<i>17</i>	69	2.24
<i>6</i>	65	6.53	<i>18</i>	76	2.5
<i>7</i>	84	2.44	<i>19</i>	76	8.22
<i>8</i>	66	3.36	<i>20</i>	72	5.49
<i>9</i>	76	3.59	<i>21</i>	78	7.23
<i>10</i>	76	3.49	<i>22</i>	71	11.99
<i>11</i>	69	0.87	<i>23</i>	69	0.86

Tabella 9 – Valori CN_II per i bacini in esame

Fatte tutte queste premesse, la rete così ipotizzata e progettata per il primo tratto, è composta da 38 nodi, 24 sottobacini e 37 condotte. Per quanto riguarda il deflusso proveniente dal bacino Martina, fuori dal reticolo urbano, è collegato direttamente al nodo J1 senza l'inserimento di una condotta, in modo da simulare meglio il comportamento reale del terreno, ovvero considerando cautelativamente tutta la portata idrologica in arrivo al sistema.

Per quanto riguarda la seconda parte del tracciato, comprendente le condotte che vanno dalla fine del centro urbano (Via Sardegna) fino alla vasca di raccolta, la planimetria è stata desunta dalle curve di livello, cercando di seguire la naturale morfologia del terreno.

In tutta quest'area vi sono altri contributi rappresentati dai bacini del Fosso Ceglie, dal bacino di raccolta che insiste direttamente sulla viabilità principale ed infine quello appartenente al ramo destro con chiusura poco a monte della vasca di raccolta.

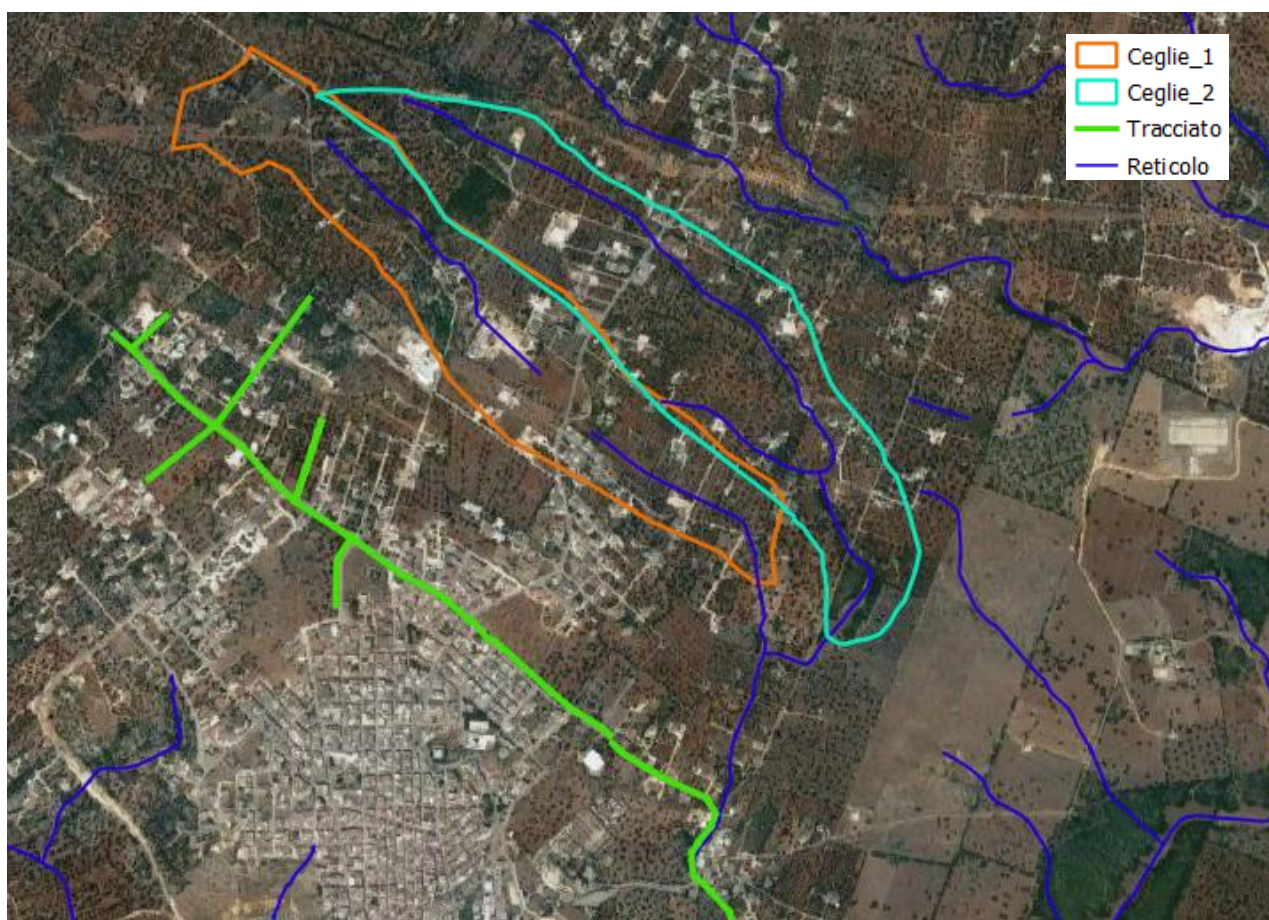


Figura 23 – Bacini idrografici del Fosso Ceglie

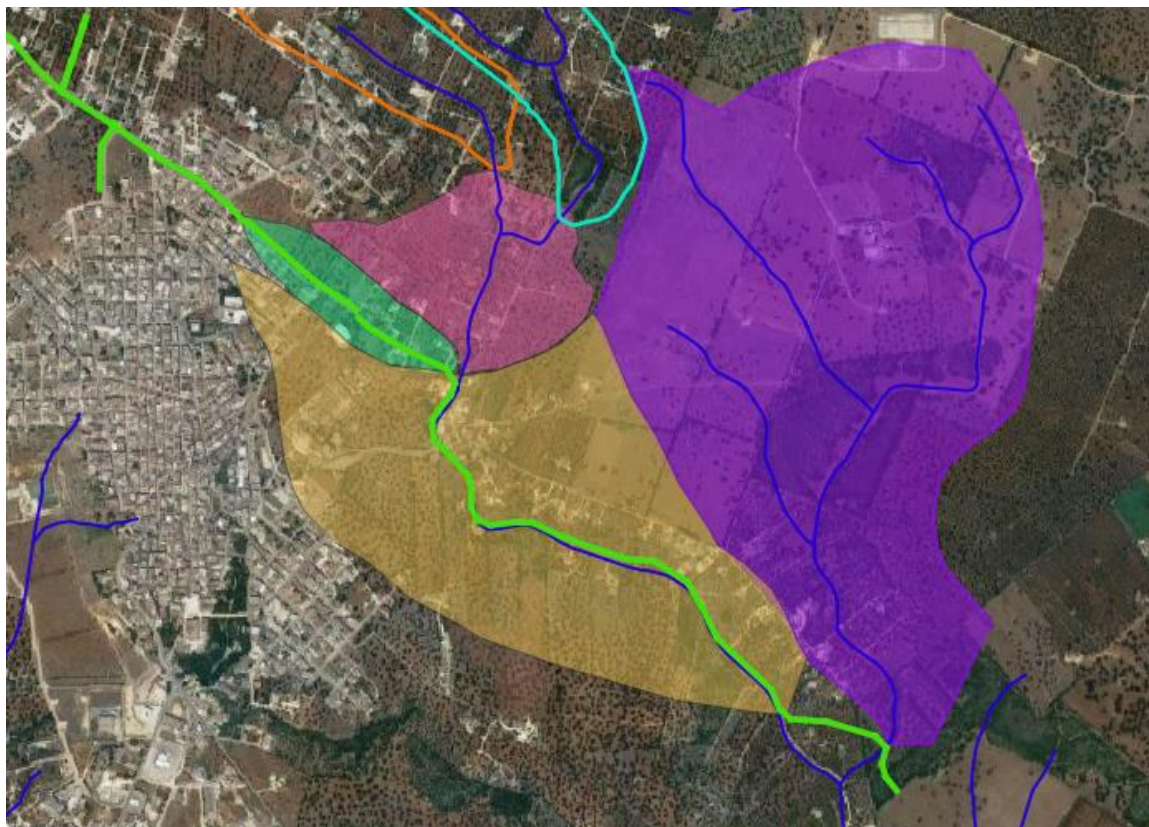


Figura 24 – Bacini idrografici significativi nel secondo tratto di tracciato

Bacino	A (km ²)	L (km)	Hmax (m s.l.m.)	Hmin (m s.l.m.)	i (%)	iB (%)
Ceglie_1	0.39	1.45	250	225	0.049	0.049
Ceglie_2	0.47	1.79	282	225	0.0543	0.1239
Sotto_Ceglie	0.18	0.53	269	247	0.0321	0.0415
Ramo destro	1.18	1.95	268	210	0.0297	0.0297
Tracciato	0.71	1.33	271	212	0.0259	0.0444

Bacini	CNII
Ceglie_1	66
Ceglie_2	65
Sotto_Ceglie	66
Ramo destro	68
Tracciato	71

Tabella 10 – Caratteristiche e valori CN_{II} per i bacini del Ceglie

Come per il bacino Martina, anche per questi sopracitati sono state utilizzate le stesse condizioni di immissione, con idrogrammi di pieni posti direttamente nel nodo. La condizione di valle è rappresentata dalla vasca di laminazione mentre come condizione di monte è stata posto lo ietogramma di pioggia corrispondente alla condizione 1h e 2 h, quelle più critiche in termini di portata e volumi, che nel nostro caso risultano:

Tempo di ritorno	Pioggia [mm] 1h	Pioggia [mm] 2h
<i>Tr 30</i>	64.7	80.34
<i>Tr 200</i>	94.73	121.35

Tabella 11 – Valori pioggia cumulata per differenti Tempi di ritorno

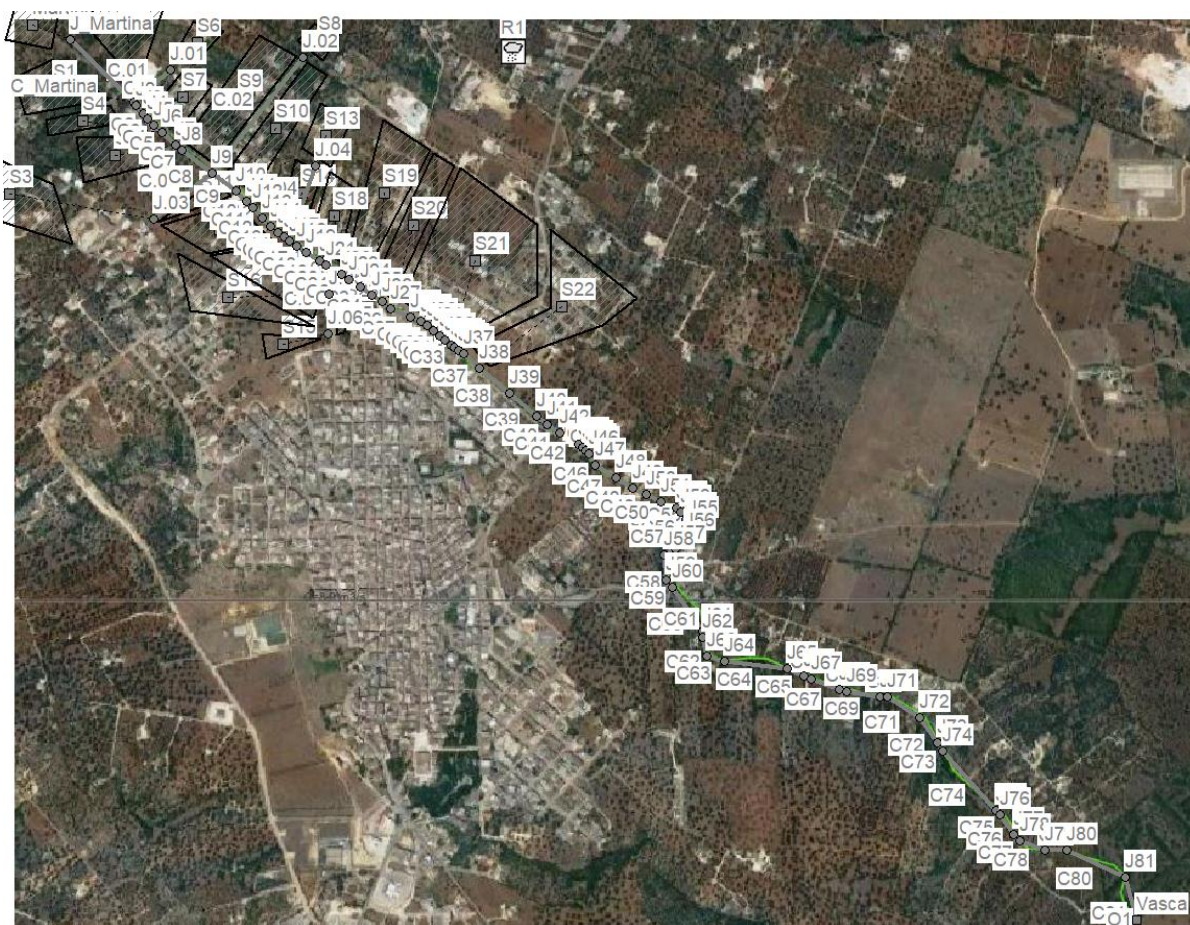


Figura 25 – Geometria studiata su SWMM

I profili sono stati progettati in modo da rendere minimo lo scavo, quindi i costi, e l'ingombro, dato che saranno realizzate al di sotto del manto stradale, dove sono presenti numerosi sottoservizi.

Nelle figure sottostanti viene mostrata la planimetria dettagliata di progetto, con ubicazione dei nodi, nomi delle tubazioni ed indicazione se si tratta di condotta a cielo aperto o tombata, rimandando alle tavole di progetto per un maggior dettaglio.



Figura 26 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J1-J8

Dai nodi J1 a J8 si ha alternanza tra scatolari aperti e chiusi, in corrispondenza delle vie di accesso a strade ed abitazioni, mentre al nodo J1 oltre che l'idrogramma di piena proveniente dal bacino Martina, riceve anche il primo ramo trasversale, costituito da una tubazione circolare dal diametro di 800mm. La pendenza si aggira attorno al 3-4%.

Proseguendo verso valle la rete è costituita da un lungo tratto a cielo aperto bordo strada nel quale si riscontra un incremento di portata in corrispondenza del nodo J9, punto di immissione di altri due rami trasversali, rispettivamente costituiti da una tubazione circolare $\Phi 1000$, in sinistra idraulica, e un canale trapezoidale a cielo aperto in destra.



Figura 27 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J8-J11

Dal nodo J10 e fino al nodo J16, per una lunghezza di circa 170 m, il tracciato diventa a sezione chiusa, poiché sono presenti molte vie perpendicolari alla SP66 e gli spazi bordo strada sono molto ristretti; la pendenza di scorrimento in questo tratto di riferimento è pari al 2.5 %.

Il nodo J17 riceve il quarto ramo trasversale di raccolte delle acque, con conseguente variazione ed incremento di portata nel canale, che necessita della posa di una tubazione circolare avente diametro di 1m per il corretto deflusso delle acque.

Superato il nodo J17 si hanno le stesse caratteristiche del primo tratto, ovvero l'alternanza di sezioni aperte e chiuse, realizzate per meglio gestire le interferenze con i passi carrabili e le strade che si innestano sulla SP66. Al nodo J22 vi è l'immissione dell'ultimo ramo di intercettazione trasversale con il quale si raccoglie buona parte delle acque che in caso contrario avrebbero interessato il centro urbano di Villa Castelli.



Figura 28 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J10-J17



Figura 29 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J16-J24

Dal nodo J23 e per circa 120 m la rete di progetto presenta una sezione aperta, vista la disponibilità di spazio al margine stradale, con una pendenza media di poco inferiore a 1,5%. In corrispondenza del nodo J27, il tessuto urbanizzato non lascia la possibilità di proseguire a cielo aperto, e pertanto la rete prosegue con sezione chiusa al di sotto della viabilità, con importanti scavi per superare la contropendenza presente e conferire una continuità nel profilo di fondo del tracciato.



Figura 30 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J24-J32

Il tratto a sezione chiusa termina in corrispondenza del nodo J36, posto a valle dell'incrocio tra Via Martina Franca e Via Ceglie, lato sinistro di Via Sardegna; da qui il canale prosegue a sezione aperta trapezoidale, avente base minore ed altezza pari a 2 m, con inclinazione delle sponde di circa 60 gradi presidiate da gabbioni metallici.

Questa tipologia di sezione prosegue per i successivi 350 m, mantenendosi sempre sul lato est della viabilità, in contesto agricolo, e con una pendenza del profilo che aumenta progressivamente dall'1.0% al 3,2% seguendo quella naturale del terreno, con il beneficio della riduzione dell'altezza del canale, che passa a 1.5 m a partire dal nodo J39.



Figura 31 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J32-J38



Figura 32 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J38-J44

In corrispondenza del nodo J46 termina lo spazio disponibile lato strada per la realizzazione del canale a cielo aperto, in quanto il tracciato attraversa una area urbana delocalizzata, che forza il passaggio della rete di deflusso al di sotto della sede stradale. La sezione necessaria allo smaltimento dei deflussi è costituita da uno scatolare rettangolare con base 2 m ed altezza 1.5 m, con una lunghezza di circa 295m; le sue dimensioni sono dovute alla pendenza della strada, che per quasi tutto il primo tratto, è superiore al 5%.



Figura 33 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J44-J51

Lungo il tratto stradale curvilineo che va dal nodo J54 al J56, si ha la confluenza tra il tracciato di progetto ed il reticolo del Fosso Ceglie, che allo stato attuale scorre sulla sede stradale che funge da vero e proprio alveo; in stato di progetto le portate del Fosso Ceglie sono intercettate in corrispondenza del nodo J54, con conseguente necessità di ampliamento della sezione di deflusso, con posa di scatolare 2.5 x 1.5 m, in grado di far defluire in modo appropriato verso valle l'ulteriore contributo laterale che presenta un picco di circa 9 m³/s.

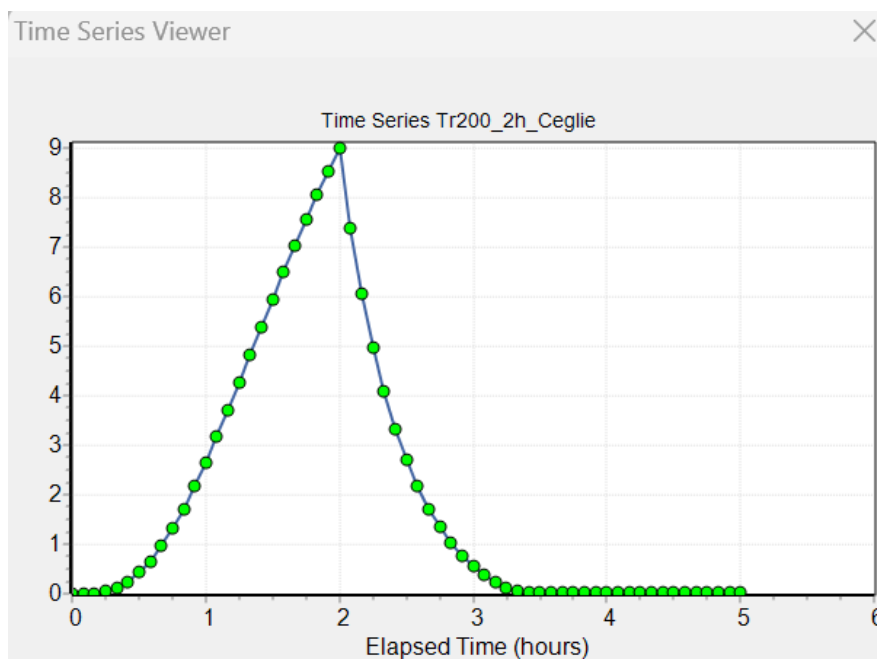


Figura 34 – Idrogramma input laterale Fosso Ceglie per Tr 200 anni

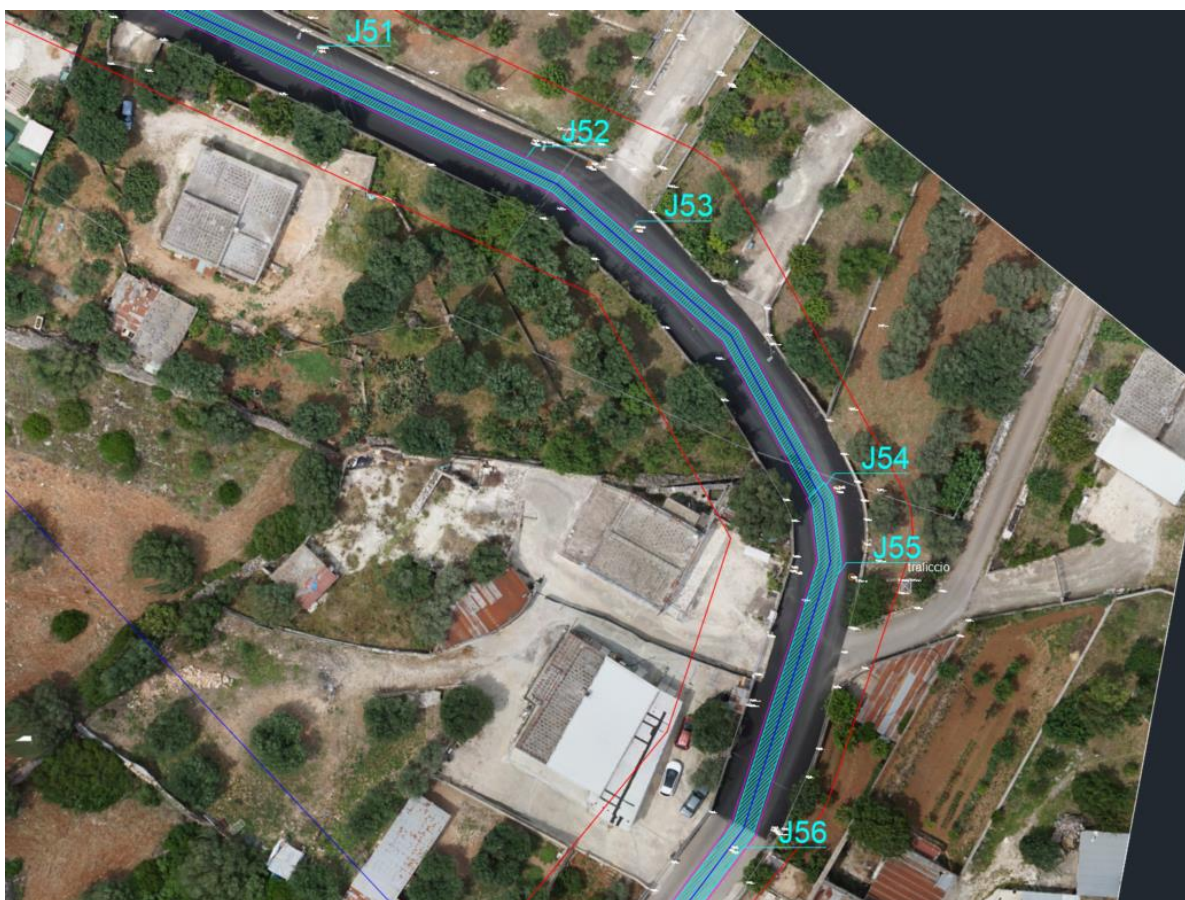


Figura 35 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J51-J56

Questa sezione si protrae per circa 100 metri, ed in virtù della pendenza di posa dell'ordine del 7% è in grado di garantire un idoneo franco idraulico di sicurezza, nonostante l'immissione del Fosso Ceglie comporti l'incremento di portata all'interno del sistema da 17 m³/s a 26 m³/s.

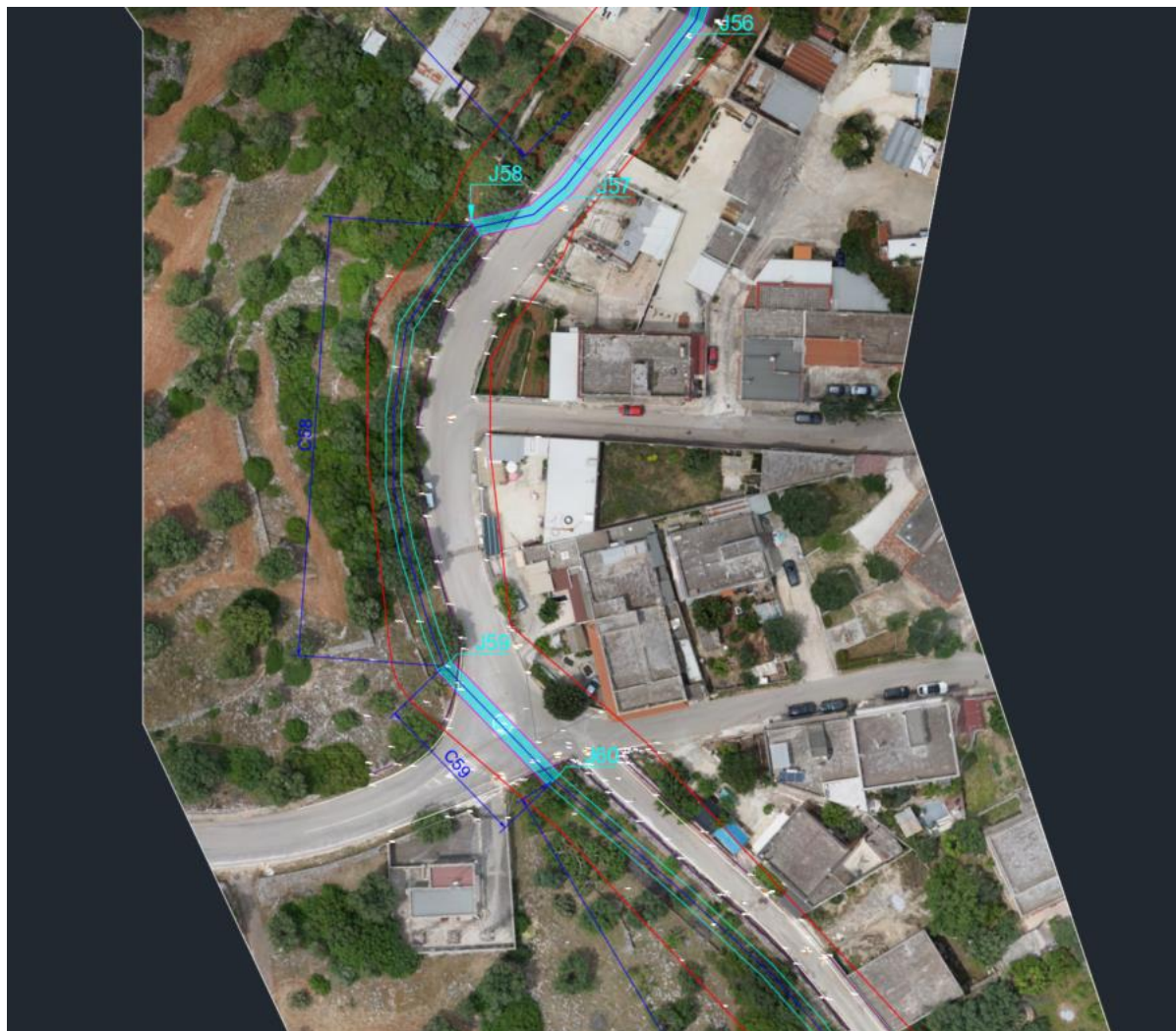


Figura 36 – Particolare planimetria stato di progetto nodi J56-J60

Superato questo ulteriore tratto urbanizzato che comporta l'utilizzo di una sezione chiusa, il deflusso può essere nuovamente garantito a cielo aperto, essendo presenti ampie fasce di macchia mediterranea sul lato destro della ovest della viabilità, con una sezione rettangolare aperta avente dimensioni 2.5 x 2.0 m presidiata da gabbioni di sostegno metallici. Nel tratto è presente un unico attraversamento stradale, che necessita di essere realizzato con sezione chiusa, in corrispondenza della rotonda all'incrocio tra Via Sardegna e la strada che porta al cimitero comunale di Villa Castelli.

Successivamente il tracciato prosegue a cielo aperto in affiancamento alla viabilità principale fino al nodo J63, dove è necessario realizzare un breve tratto a sezione chiusa sotto la sede stradale, per superare l'interferenza con alcuni manufatti presenti.



Figura 37 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J60-J64

In questo tratto è presente un traliccio della tensione, cerchiato di rosso nella figura soprastante, che sarà tratto negli elaborati relativi alla gestione delle interferenze.

Il tracciato prosegue in affiancamento alla viabilità, alternando tratti a cielo aperto con tratti chiusi per consentire gli attraversamenti di strade bianche o di accesso a proprietà private. In particolare, dal nodo J65, la sezione del canale diviene trapezoidale, con base di 2.5 m, altezza di 2 m e angolo delle sponde di circa 60°.



Figura 38 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J64-J69

Il profilo di scorrimento del canale segue quello del piano campagna, e si attesta nel tratto ad un valore medio del 2%.



Figura 39 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J68-J72

Come descritto in precedenza la viabilità ricalca sostanzialmente la linea dei deflussi superficiali e pertanto riceve lungo il suo percorso diversi contributi laterali dai versanti laterali, che incrementano progressivamente tanto la portata che il volume da gestire tramite il canale di progetto; ad esempio,

in corrispondenza del nodo J72 si ha una portata di circa $32 \text{ m}^3/\text{s}$ ed un volume di 146 m^3 relativo all'evento duecentennale.

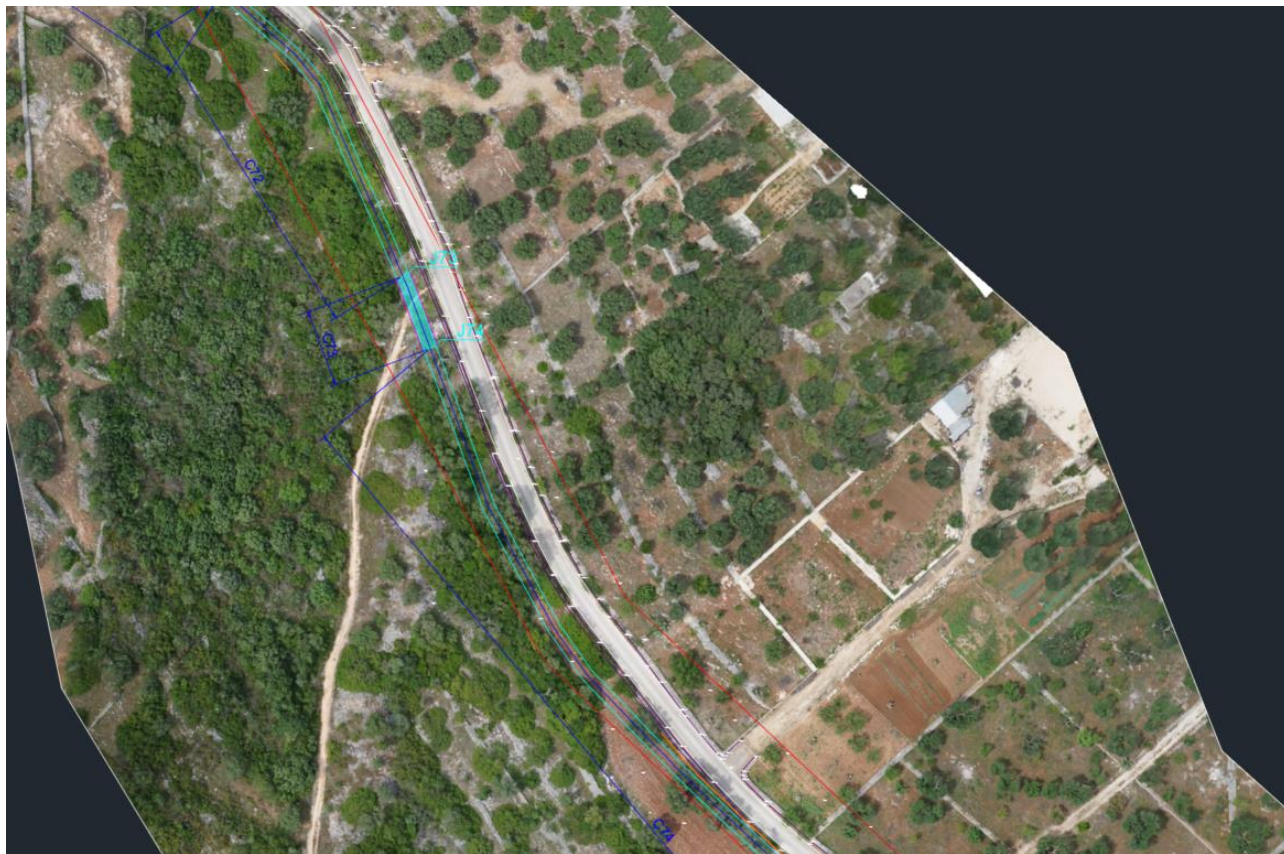


Figura 40 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J72-J74

In corrispondenza del nodo J77 si ha il passaggio a sezione chiusa da lato ovest a lato est della viabilità, in modo da poter sfruttare i maggiori spazi a disposizione per la realizzazione del canale; il sottopasso stradale conserva le stesse dimensioni dei tratti precedenti con una lunghezza di circa 30 m, per poi ritornare a cielo aperto con un base allargata di 50 cm, necessaria per garantire il deflusso con franco di sicurezza.

Dal nodo J78 il tracciato prosegue in direzione est, dove la morfologia del terreno presenta una contropendenza di circa 2.0 m di dislivello; per garantire la continuità del profilo di scorrimento occorre realizzare il canale a cielo aperto mediante scavi piuttosto profondi, ma realizzabili dal punto di vista tecnico in virtù della consistenza calcarea dei terreni presenti in sito.

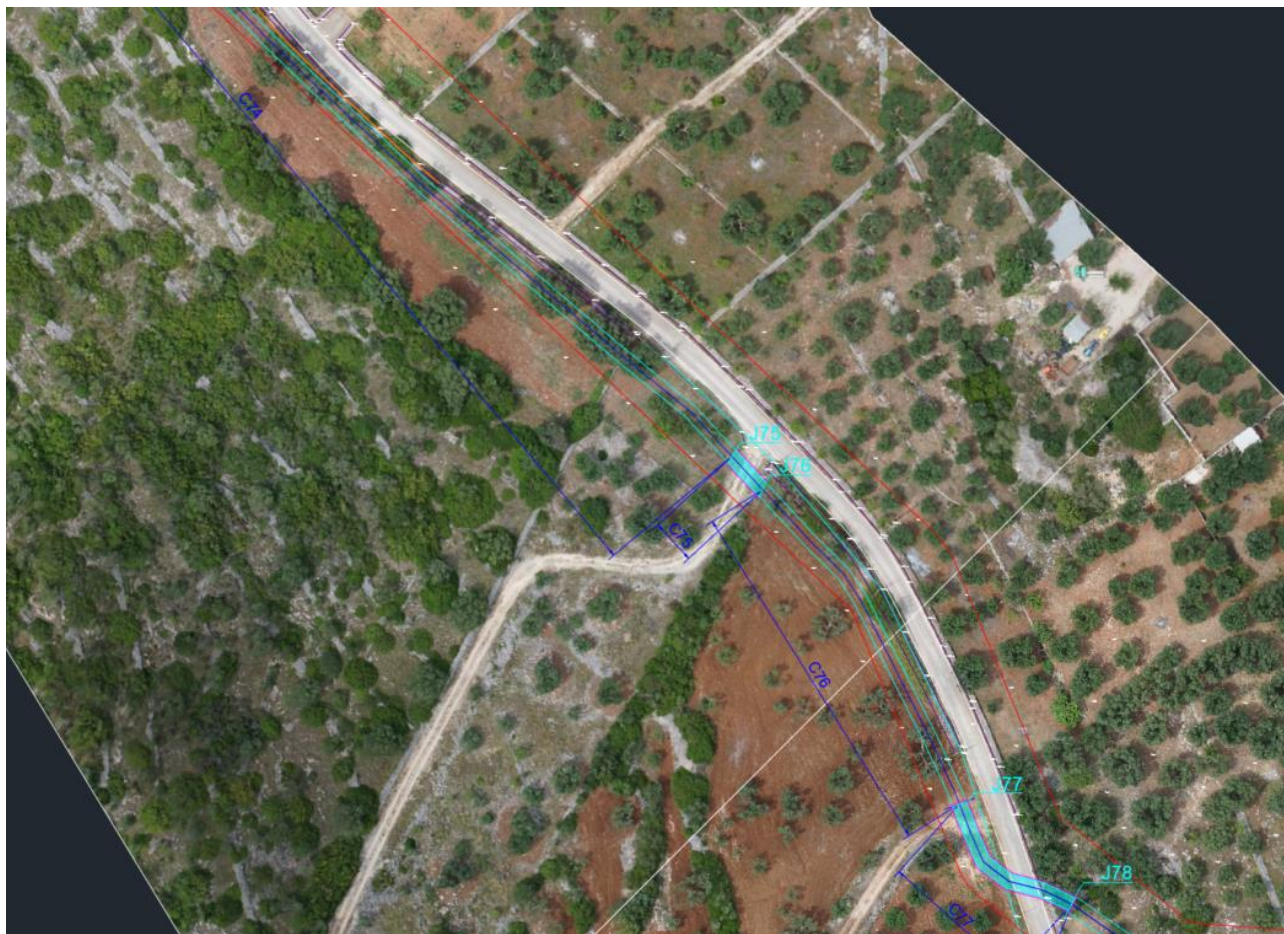


Figura 41 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J74-J78



Figura 42 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J77-J81

Nei pressi del nodo J81, vi è il contributo del reticolo denominato “id 1438”, chiamato ramo destro nell’analisi idrologica, che viene intercettato totalmente dal canale, ed evitando che il deflusso vada ad investire la masseria presente più a valle.

L’intercettazione di questo ramo provoca un considerevole aumento della sezione del canale a causa della bassa pendenza di scorrimento nel tratto, con la base che passa a 6.5 m per far transitare la portata in arrivo da monte, incrementata di circa 9 m³/s provenienti dal bacino laterale, con l’opportuno franco di sicurezza. Questa sezione tipologica si protrae per circa 120 m, fino a raggiungere l’area di recapito finale, dove sarà realizzata una vasca di laminazione per contenere in sicurezza tutto il volume raccolto dal canale.



Figura 43 - Particolare planimetria stato di progetto nodi J81-Area recapito

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Si riportano qui di seguito le tabelle riassuntive con indicate le quote di scorrimento dei vari nodi, la quota del terreno, nonché le misure delle varie condotte, la loro tipologia e le relative lunghezze.

Nodo	Quota scorrimento	Quota terreno
J1	Quota terreno-1.5m-0.6m=287.30	289.40
J2	Quota terreno-1.5m-0.6m=286.83	288.93
J3	Quota terreno-1.5m-0.6m=285.30	287.4
J4	Quota terreno-1.5m-0.6m=284.77	286.87
J5	Quota terreno-1.5m-0.6m=284.09	286.19
J6	Quota terreno-1.5m-0.6m=283.25	285.35
J7	Quota terreno-1.5m-0.6m=281.53	283.63
J8	Quota terreno-1.5m-0.6m=281.24	283.34
J9	Quota terreno-2m-0.6m=278.60	281.2
J10	Quota terreno-2m-0.6m=277.49	280.09
J11	Quota terreno-2m-0.6m=276.20	278.80
J12	Quota terreno-2m-0.6m=275.68	278.28
J13	Quota terreno-2m-0.6m=274.95	277.55
J14	Quota terreno-2m-0.6m=274.66	277.26
J15	Quota terreno-2m-0.6m=273.93	276.53
J16	Quota terreno-2m-0.6m=273.19	275.79
J17	Quota terreno-2m-0.6m=272.92	275.52
J18	Quota terreno-2m-0.6m=272.28	274.88
J19	Quota terreno-2m-0.6m=271.29	273.89
J20	Quota terreno-2m-0.7m=270.94	273.54
J21	Quota terreno-2m-0.6m=270.45	273.05
J22	Quota terreno-2m-0.6m=269.45	272.05
J23	Quota terreno-2m-0.6m=268.98	271.58
J24	Quota terreno-2m-0.6m=268.66	271.26
J25	Quota terreno-2m-0.6m=268.40	271.00
J26	Quota terreno-2m-0.8m=268.00	270.80
J27	Quota terreno-3m-0.6m=267.28	270.88
J28	Quota terreno-3m-1.3m=267.15	271.45
J29	Quota terreno-3m-1.9m=267.10	272.00
J30	Quota terreno-3m-1.85m=267.05	271.90
J31	Quota terreno-3m-1.8m=266.95	271.75
J32	Quota terreno-3m-1.45m=266.85	271.30

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Nodo	Quota scorrimento	Quota terreno
J33	Quota terreno-3m-1.1m=266.75	270.85
J34	Quota terreno-3m-1m=266.68	270.68
J35	Quota terreno-3m-0.75m=266.58	270.33
J36	Quota terreno-3m-0.6m=266.40	270.00
J37	Quota terreno-2m-1.5m=266.17	269.67
J38	Quota terreno-2m-1.1m=265.69	268.79
J39	Quota terreno-2m-0.6m=265.02	267.62
J40	Quota terreno-1.5m-0.7m=264.26	266.46
J41	Quota terreno-1.5m-0.6m=263.75	265.85
J42	Quota terreno-1.5m-0.6m=262.72	264.82
J43	Quota terreno-1.5m-0.6m=261.25	263.25
J44	Quota terreno-1.5m-0.6m=260.93	263.03
J45	Quota terreno-1.5m-0.6m=259.75	261.85
J46	Quota terreno-1.5m-0.6m=259.03	261.13
J47	Quota terreno-1.5m-0.6m=256.80	258.90
J48	Quota terreno-1.5m-0.6m=254.70	256.80
J49	Quota terreno-1.5m-0.6m=252.90	255.00
J50	Quota terreno-1.5m-0.6m=250.85	252.95
J51	Quota terreno-1.5m-0.6m=248.50	250.60
J52	Quota terreno-1.5m-0.6m=247.00	249.10
J53	Quota terreno-1.5m-0.6m=246.25	248.35
J54	Quota terreno-1.5m-0.6m=244.26	246.36
J55	Quota terreno-1.5m-0.6m=244.05	246.15
J56	Quota terreno-1.5m-0.6m=242.81	244.91
J57	Quota terreno-1.5m-0.8m=241.83	244.13
J58	Quota terreno-2m-0.9m=240.94	243.84
J59	Quota terreno-2m-1.4m=239.70	243.10
J60	Quota terreno-2m-0.6m=238.54	241.14
J61	Quota terreno-2m-0.6m=235.15	237.75
J62	Quota terreno-2m-0.6m=234.88	237.48
J63	Quota terreno-2m-0.6m=234.25	236.85
J64	Quota terreno-2m-0.6m=231.25	233.85
J65	Quota terreno-2m-0.6m=227.40	230.00
J66	Quota terreno-2m-0.6m=226.71	229.31
J67	Quota terreno-2m-0.6m=226.55	229.15
J68	Quota terreno-2m-0.6m=224.77	227.37

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Nodo	Quota scorrimento	Quota terreno
J69	Quota terreno-2m-0.6m=224.41	227.01
J70	Quota terreno-2m-0.6m=223.05	225.65
J71	Quota terreno-2m-0.6m=222.90	225.50
J72	Quota terreno-2m-0.6m=219.38	221.98
J73	Quota terreno-2m-0.6m=217.76	220.36
J74	Quota terreno-2m-0.6m=217.10	219.70
J75	Quota terreno-2m-0.6m=212.20	214.80
J76	Quota terreno-2m-0.6m=212.00	214.60
J77	Quota terreno-2m-0.6m=211.00	213.60
J78	Quota terreno-2m-0.6m=210.10	212.70
J79	Quota terreno-2m-3.2m=209.80	215.00
J80	Quota terreno-2m-3m=209.03	214.03
J81	Quota terreno-2m-0.6m=207.30	209.90
Vasca	Quota terreno-2m-1.75=207.00	210.75
J.01	Quota terreno-0.8m-0.6m=300.28	301.68
J.02	Quota terreno-1m-0.6m=313.70	315.30
J.03	Quota terreno-1.5m=289.04	290.44
J.04	Quota terreno-1m-0.6m=286.50	288.10
J.05	Quota terreno-1.5m=273.49	274.99
J.06	Quota terreno-1.5m=275.80	277.30

Tabella 12 – Quota scorrimento e quota piano campagna dei vari nodi costituenti la rete

Condotta	Tipo profilo	Misure B x H	Pendenza (gradi)	Lunghezza [m]
C1	Scatolare chiuso	1.5x1.5	90	10
C2	Scatolare aperto	1.5x1.5	90	28
C3	Scatolare chiuso	1.5x1.5	90	14
C4	Scatolare aperto	1.5x1.5	90	27
C5	Scatolare chiuso	1.5x1.5	90	25
C6	Scatolare aperto	1.5x1.5	90	49
C7	Scatolare chiuso	1.5x1.5	90	9
C8	Scatolare aperto	1.5x1.5	90	93
C9	Scatolare aperto	1.5x2	90	69
C10	Scatolare chiuso	1.5x2	90	37.38
C11	Scatolare chiuso	1.5x2	90	23.89

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Condotta	Tipo profilo	Misure B x H	Pendenza (gradi)	Lunghezza [m]
C12	Scatolare chiuso	1.5x2	90	33.8
C13	Scatolare chiuso	1.5x2	90	23.36
C14	Scatolare chiuso	1.5x2	90	28.69
C15	Scatolare chiuso	1.5x2	90	24.46
C16	Scatolare aperto	1.5x2	90	10.65
C17	Scatolare aperto	1.5x2	90	23.8
C18	Scatolare chiuso	1.5x2	90	26
C19	Scatolare aperto	1.5x2	90	34
C20	Scatolare chiuso	1.5x2	90	19
C21	Scatolare aperto	1.5x2	90	46
C22	Scatolare chiuso	1.5x2	90	25
C23	Scatolare aperto	2x2	90	32.28
C24	Scatolare aperto	2x2	90	31.03
C25	Scatolare aperto	2x2	90	29.64
C26	Scatolare aperto	2x2	90	26.63
C27	Scatolare chiuso	2.5x3	90	47.82
C28	Scatolare chiuso	2.5x3	90	24.22
C29	Scatolare chiuso	2.5x3	90	13.6
C30	Scatolare chiuso	2.5x3	90	21.56
C31	Scatolare chiuso	2.5x3	90	19.04
C32	Scatolare chiuso	2.5x3	90	23.23
C33	Scatolare chiuso	2.5x3	90	21.63
C34	Scatolare chiuso	2.5x3	90	22.48
C35	Scatolare chiuso	2.5x3	90	30.25
C36	Trapez aperto	2x2	63	19
C37	Trapez aperto	2x2	63	50.8
C38	Trapez aperto	2x2	63	59
C39	Trapez aperto	2x1.5	56	60
C40	Trapez aperto	2x1.5	56	29.41
C41	Trapez aperto	2x1.5	56	32.13
C42	Trapez aperto	2x1.5	56	45.8
C43	Scatolare chiuso	2x1.5	90	10
C44	Trapez aperto	2x1.5	90	32.5
C45	Trapez aperto	2x1.5	90	28.5
C46	Scatolare chiuso	2x1.5	90	43.83

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Condotta	Tipo profilo	Misure B x H	Pendenza (gradi)	Lunghezza [m]
C47	Scatolare chiuso	2x1.5	90	44.88
C48	Scatolare chiuso	2x1.5	90	42.69
C49	Scatolare chiuso	2x1.5	90	43.96
C50	Scatolare chiuso	2x1.5	90	41.46
C51	Scatolare chiuso	2x1.5	90	27.12
C52	Scatolare chiuso	2x1.5	90	14.33
C53	Scatolare chiuso	2x1.5	90	36.74
C54	Scatolare chiuso	2.5x1.5	90	9.94
C55	Scatolare chiuso	2.5x1.5	90	33.29
C56	Scatolare chiuso	2.5x1.5	90	35.24
C57	Scatolare chiuso	2.5x1.5	90	12.97
C58	Scatolare aperto	2.5x2	90	76
C59	Scatolare chiuso	2.5x2	90	26
C60	Scatolare aperto	2.5x2	90	138
C61	Scatolare chiuso	2.5x2	90	14
C62	Scatolare aperto	2.5x2	90	37.96
C63	Scatolare chiuso	2.5x2	90	69.76
C64	Scatolare aperto	2.5x2	90	147.63
C65	Trapez aperto	2.5x2	63	33
C66	Scatolare chiuso	2.5x2	90	10
C67	Trapez aperto	2.5x2	63	79
C68	Scatolare chiuso	2.5x2	90	13
C69	Trapez aperto	2.5x2	63	88.41
C70	Scatolare chiuso	2.5x2	90	7
C71	Trapez aperto	2.5x2	63	107.6
C72	Trapez aperto	2.5x2	63	67.43
C73	Scatolare chiuso	2.5x2	90	15.16
C74	Trapez aperto	2.5x2	63	207.44
C75	Scatolare chiuso	2.5x2	90	8
C76	Trapez aperto	2.5x2	63	65.98
C77	Scatolare chiuso	2.5x2	90	28.51
C78	Trapez aperto	3x2	63	48.22
C79	Trapez aperto	3x2	63	37.52
C80	Trapez aperto	3x2	63	177.16
C81	Trapez aperto	6.5x2	63	122.84

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione idrologica ed idraulica

Condotta	Tipo profilo	Misure B x H	Pendenza (gradi)	Lunghezza [m]
C.01	Circolare	0.8		105
C.02	Circolare	1		337
C.03	Trapez aperto	0.5 x 1.5	45	189
C.04	Circolare	1		193
C.05	Scatolare aperto	0.5 x 1.5	90	60
C.06	Scatolare aperto	0.5 x 1.5	90	109

Tabella 13 –Caratteristiche geometriche dei tronchi della rete

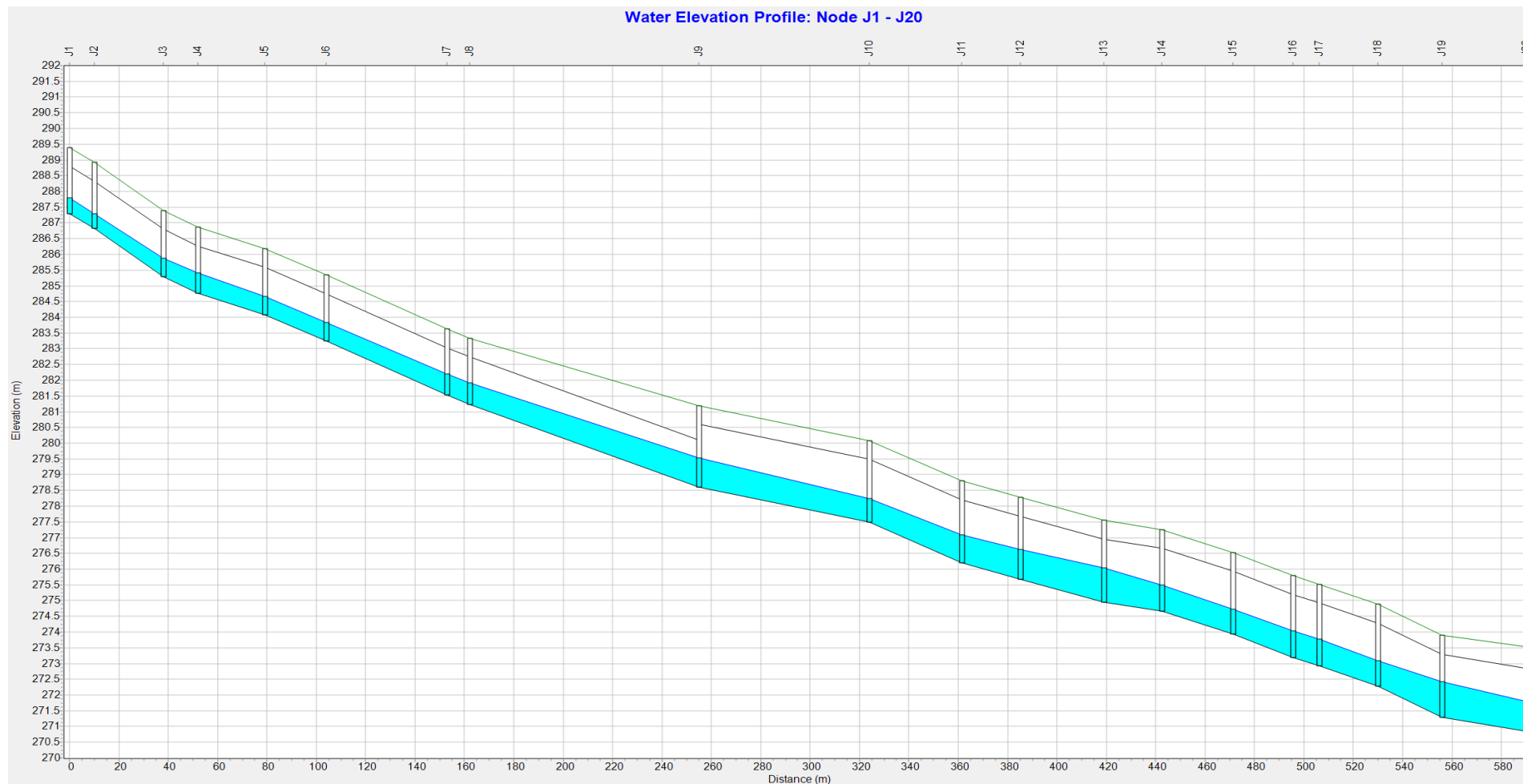


Figura 44 – Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J1-J20

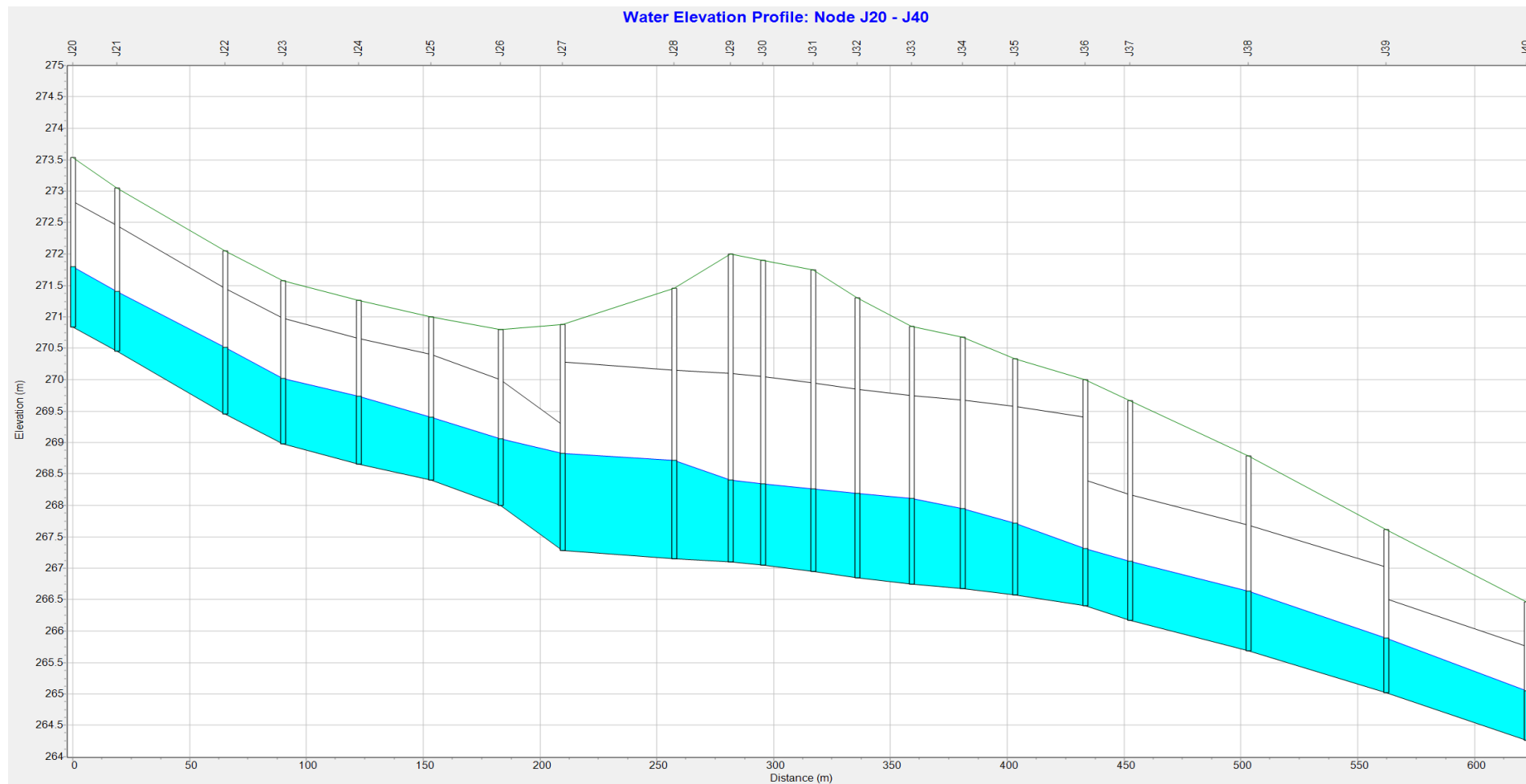


Figura 45 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J20-40

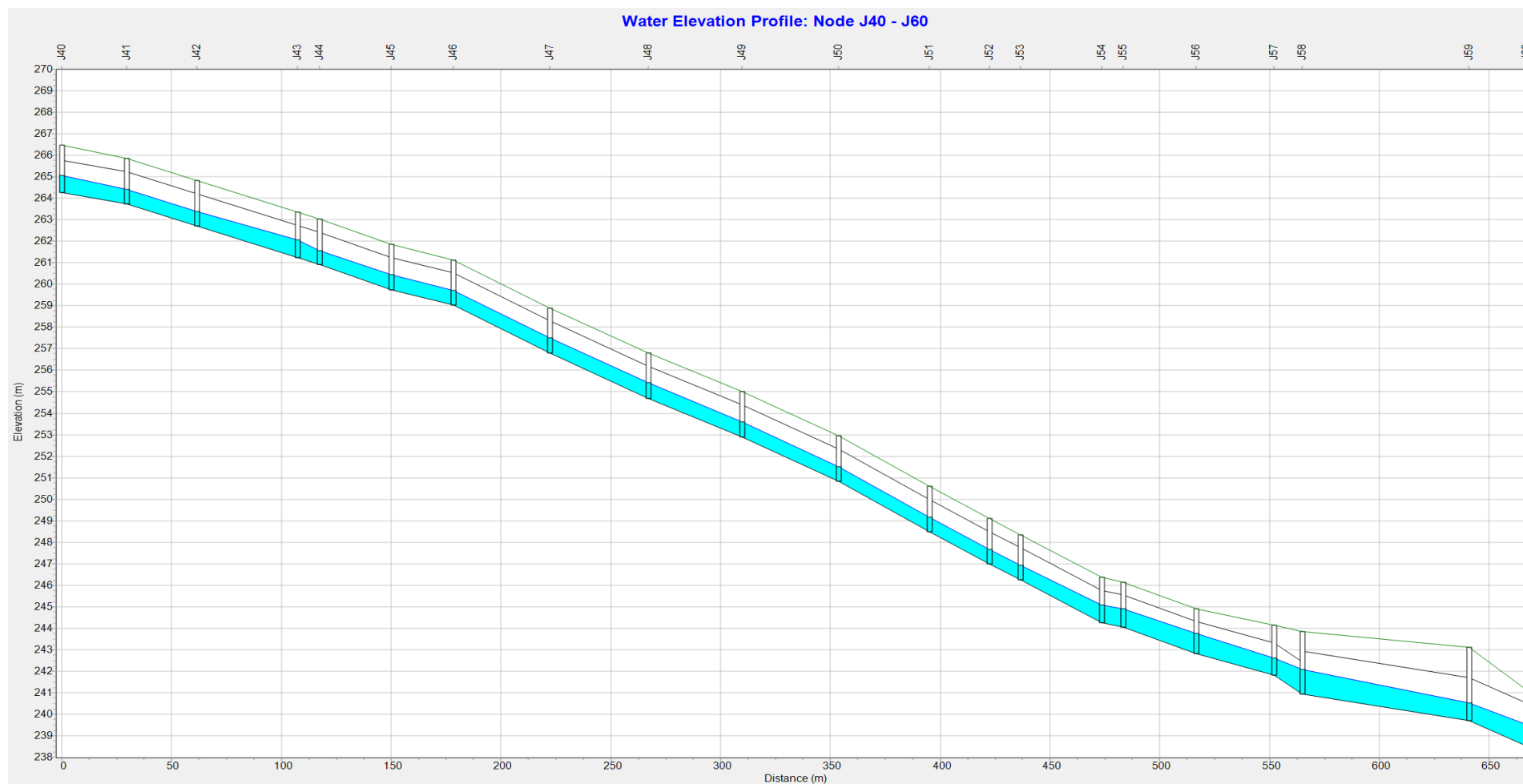


Figura 46 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J40-60

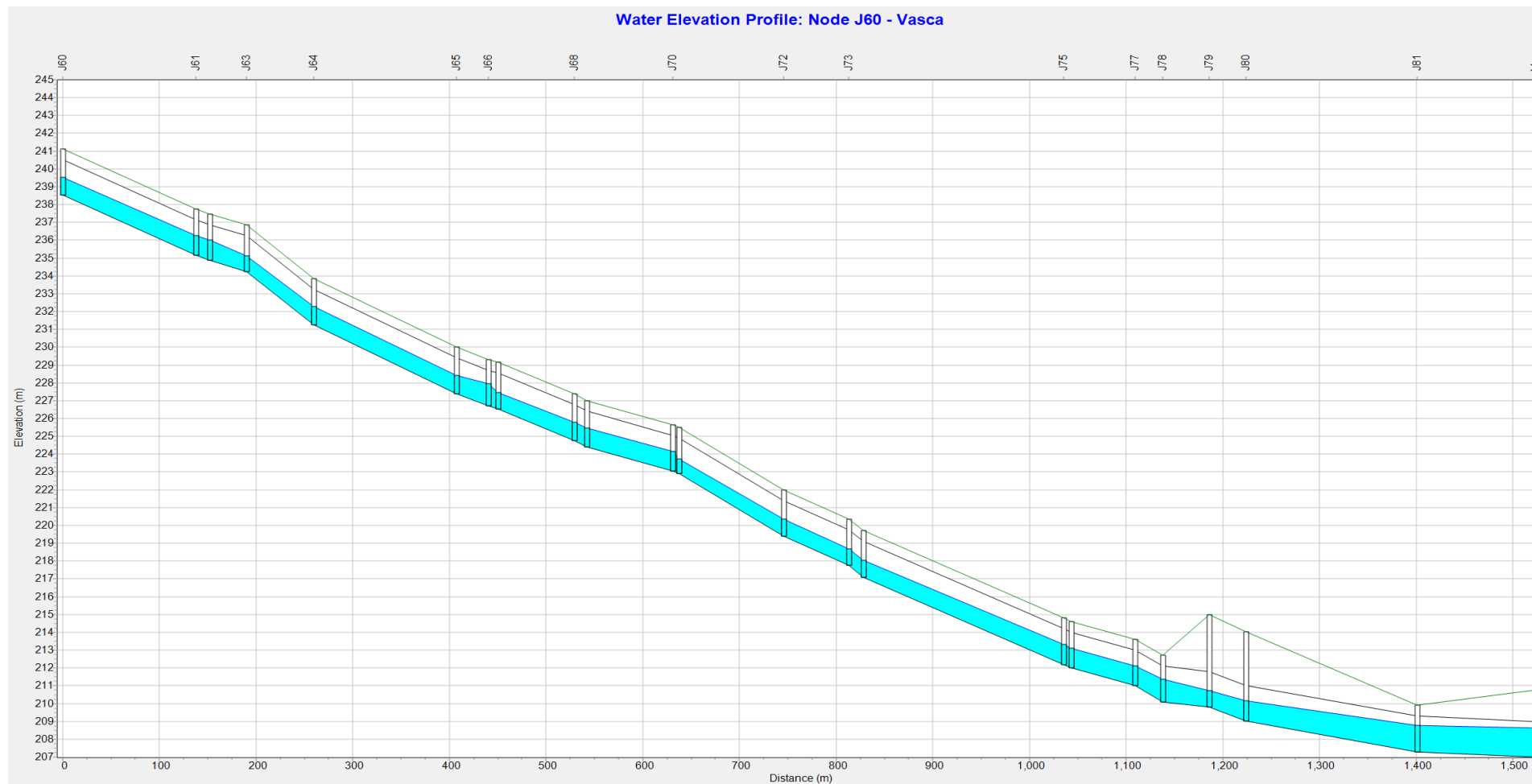


Figura 47 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J60-Vasca

Per quanto riguarda i rami trasversali sono stati adottati profili circolari interrati, dal diametro di 800 mm o 1000 mm, quando sono ubicati in corrispondenza della sede stradale, mentre nel caso in cui siano realizzati all'interno di aree verdi si è privilegiato sezioni aperte rettangolari a C oppure canali trapezoidali. Le uscite di tutti questi canali sono leggermente sopraelevate rispetto alla quota di scorrimento della dorsale principale, in modo che non si verifichi il fenomeno del rigurgito all'interno di esse e l'acqua possa scorrere unicamente nel ramo principale.

La simulazione riportata nelle figure precedenti è stata condotta con riferimento all'evento con tempo di pioggia di 2h e tempo di ritorno di 200anni, che rappresenta la condizione più gravosa in termini di portata e volume. I valori finali che giungono al nodo Vasca sono infatti rispettivamente pari a circa 41 m³/s e 196 m³.

Dalle immagini precedenti si evidenzia come all'interno della rete sia sempre verificato il franco di sicurezza, definito come il minimo tra 50cm e 1/3 della luce libera, con la condizione più critica che si verifica nel tronco C57, situato tra i nodi J57 e J58, dove si raggiunge il 64% di riempimento.

6 Verifica idraulica della vasca di recapito

Il progetto prevede la realizzazione di un canale di magra centrale all'interno dell'area di recapito individuata, realizzato in modo tale che la differenza tra la quota di scorrimento dell'acqua e quella del piano campagna diminuisca fino a diventare nulla, in corrispondenza della quota 206.5 m s.l.m., collocata qualche metro a nord della confluenza con i due corsi d'acqua presenti in sinistra idraulica.

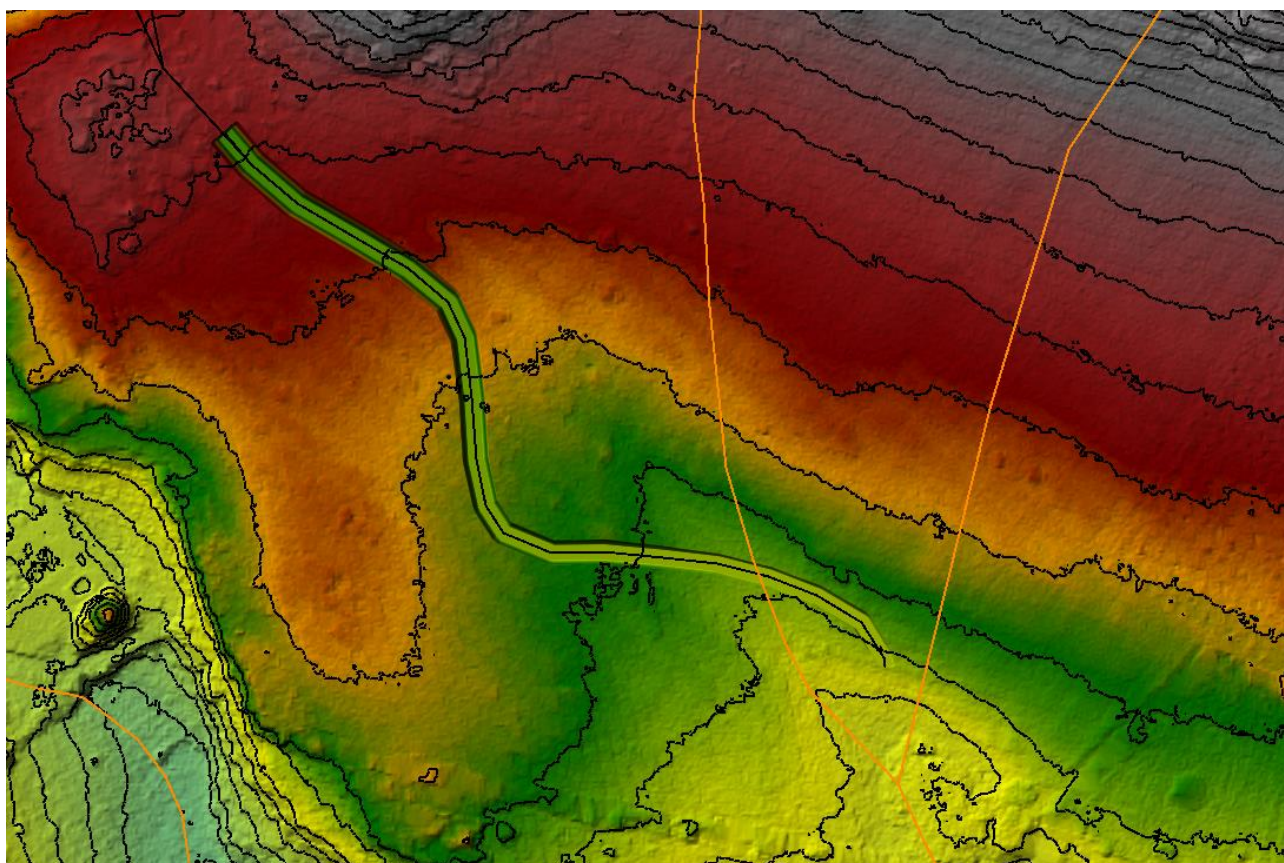


Figura 48 – Planimetria canale centrale all'interno dell'area

Il canale è stato progettato seguendo i seguenti criteri:

- Evitare gli ulivi secolari presenti;
- Essere sinuoso, in modo da avere maggiore lunghezza e di conseguenza maggiore capacità di autoinvaso e caratterizzare la sistemazione con maggior naturalità.

Per quanto riguarda la scelta della quota di scorrimento della fine del canale si è dovuto tenere in considerazione la particolare situazione morfologica che si ha a valle della confluenza con i due corsi d'acqua in sinistra; infatti in tale area si ha una naturale depressione del terreno, con un ampio dislivello tra la zona più depressa e le aree adiacenti. Il canale è progettato per mantenere la stessa dimensione del tronco in arrivo, quindi con base di 6.5 m e angolo di inclinazione delle sponde di 45°, per un ingombro in pianta di complessivi 14 m. Nell'immagine seguente è rappresentata la sezione tipo del canale e il profilo longitudinale, in cui si evidenzia la differenza tra la quota di scorrimento e quella del piano campagna, e come questa diminuisca con l'avanzare del tracciato.

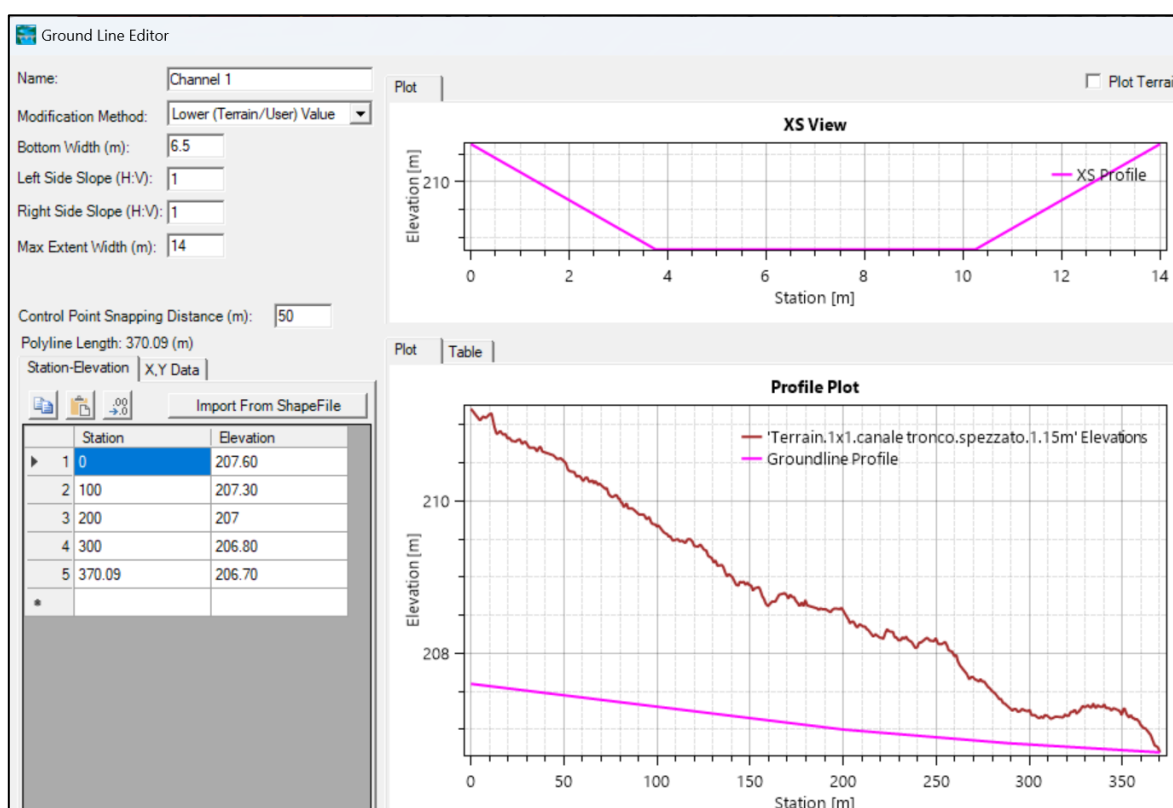


Figura 49 – Sezione del canale ipotizzato e profilo longitudinale

Per contenere tutto il volume in arrivo all'area di recapito si prevede la realizzazione di un argine circolariale in terra, avente una quota in sommità costante e pari a 210.00 m s.l.m, larghezza in testa 3.0 m, paramenti inclinati di 30° e sezione alla base di 15m. Date le caratteristiche altimetriche dell'area in esame, l'altezza e la sezione dell'argine si riduce man a mano che si procede verso nord, dove in pratica si azzerava fino a diventare coincidente col terreno.

L'andamento planimetrico dell'argine, rappresentato in magenta nell'immagine sottostante, è stato ideato con il criterio di ottimizzare lo spazio disponibile, sfruttandolo il più possibile per invasare i deflussi e mantenendosi sempre al di sopra della quota minima di 206.5m s.l.m., e con l'obiettivo di proteggere la masseria ad ovest e gli appezzamenti di terreno situati nella porzione Est.



Figura 50 – Planimetria dell'asse di mezzaria dell'argine circondariale in terra per la delimitazione dell'area di laminazione

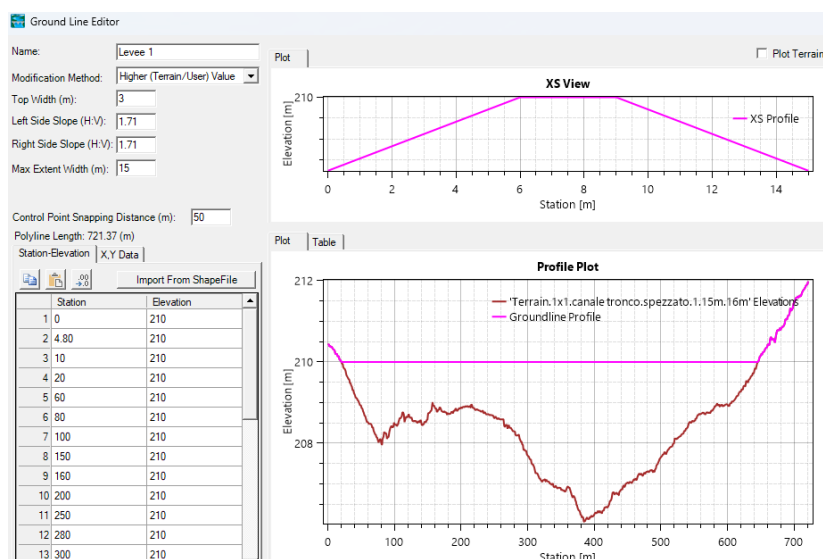


Figura 51 - Sezione dell'argine ipotizzato e profilo longitudinale

AREA DI LAMINAZIONE DISPERDENTE

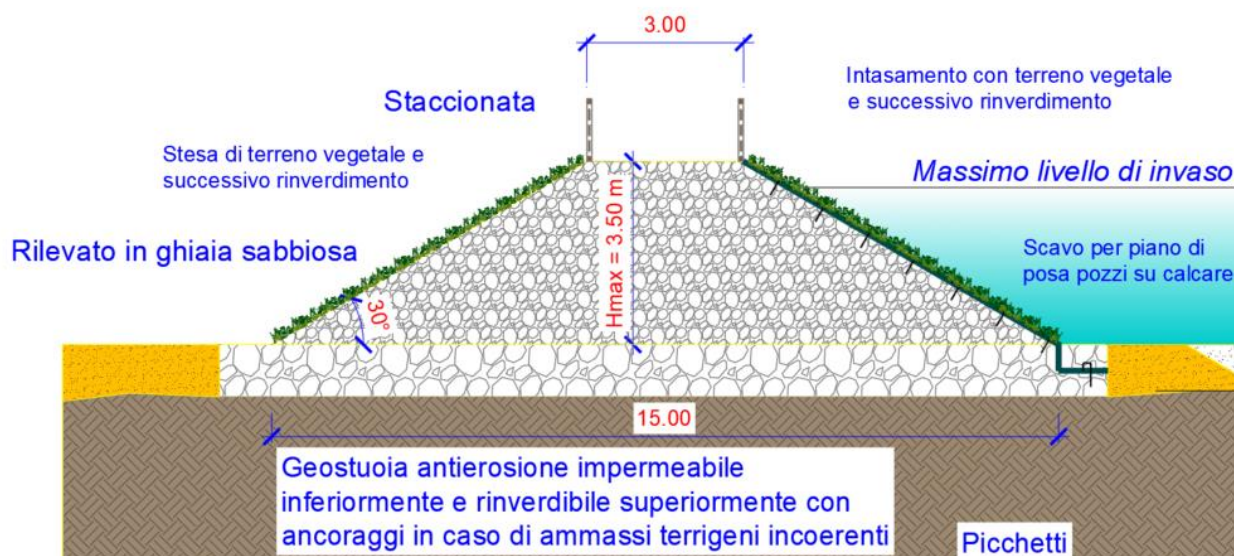


Figura 52 – Sezione tipo argine circondariale dell'area di laminazione

Per le specifiche tecniche relative alla realizzazione, ai materiali e alle tempistiche si rimanda ai relativi elaborati specialistici.

Per aumentare la capacità di invaso dell'area è prevista una diversificazione, in modo da definire due aree omogenee di accumulo; la prima è compresa tra la curva di livello dei 209.5 m s.l.m. fino al piede dell'argine, per una superficie in pianta di circa 32 mila m², mentre la seconda è compresa tra la quota 212.8 m e 209.5 m, ai lati del canale, per un totale di circa 34 mila m².

In particolare, nella prima area tutto il piano campagna viene abbassato fino alla quota di 206.5 m, per creare una zona pianeggiante ed omogenea, mentre nella seconda porzione si esegue uno scavo costante di 3 m in tutti i punti per conservare la pendenza e morfologia naturale del terreno.

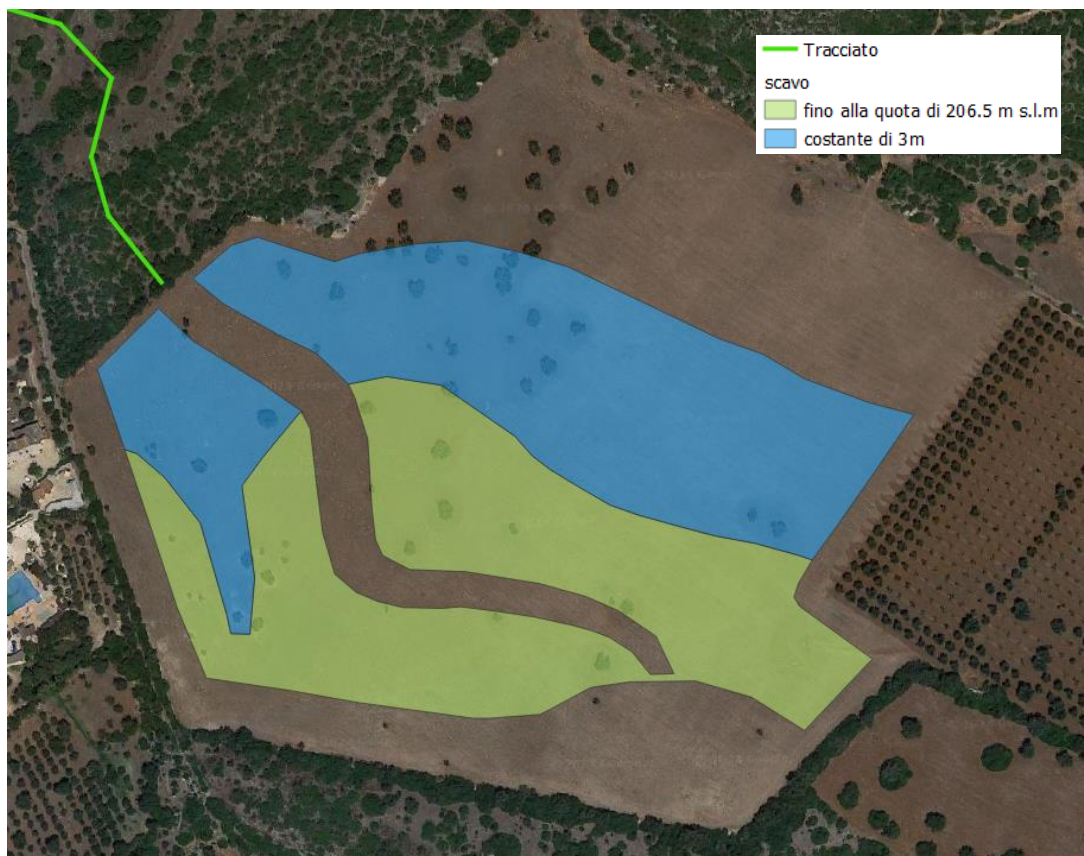


Figura 53 – Planimetria e differenziazione delle aree scavate

In corrispondenza della fine del canale è prevista la realizzazione di una bocca tarata nel corpo arginale, dimensionata in modo tale da far transitare la medesima portata dello stato attuale, ovvero quella rappresentata dai due corsi d'acqua presenti nell'area precedentemente descritti.

Per la definizione di questa portata di riferimento, che non deve essere superata in uscita dalla bocca tarata, è stata eseguita una specifica analisi idrologica, con riferimento al bacino rappresentato nell'immagine sottostante, che presenta un'estensione di circa 1.8 km², avente in prevalenza un uso del suolo caratterizzato da macchia mediterranea.



Figura 54 – Bacino idrografico in uscita dall'area di laminazione allo stato attuale, la cui portata non deve essere superata in uscita dalla bocca tarata di progetto

L'analisi, effettuata per un evento con tempo di ritorno di 200 anni e durata di precipitazione di 2h, ha prodotto come risultato una portata di picco di circa $2 \text{ m}^3/\text{s}$; valore che non deve essere superato in uscita dalla bocca tarata per non incrementare il rischio nelle aree poste a più a valle.

Da un punto di vista idraulico, per garantire una massima portata in uscita dal sistema pari a 2.0 mc/s , è necessaria in prima ipotesi la realizzazione di una bocca tarata a sezione rettangolare con larghezza 1.0 m ed altezza 0.5 m, come successivamente illustrato.

Tutto l'assetto geometrico di progetto è stato ricavato all'interno del mapper del software HEC-RAS ed il "terrain" utilizzato per la modellazione idraulica è riportato qui di seguito.

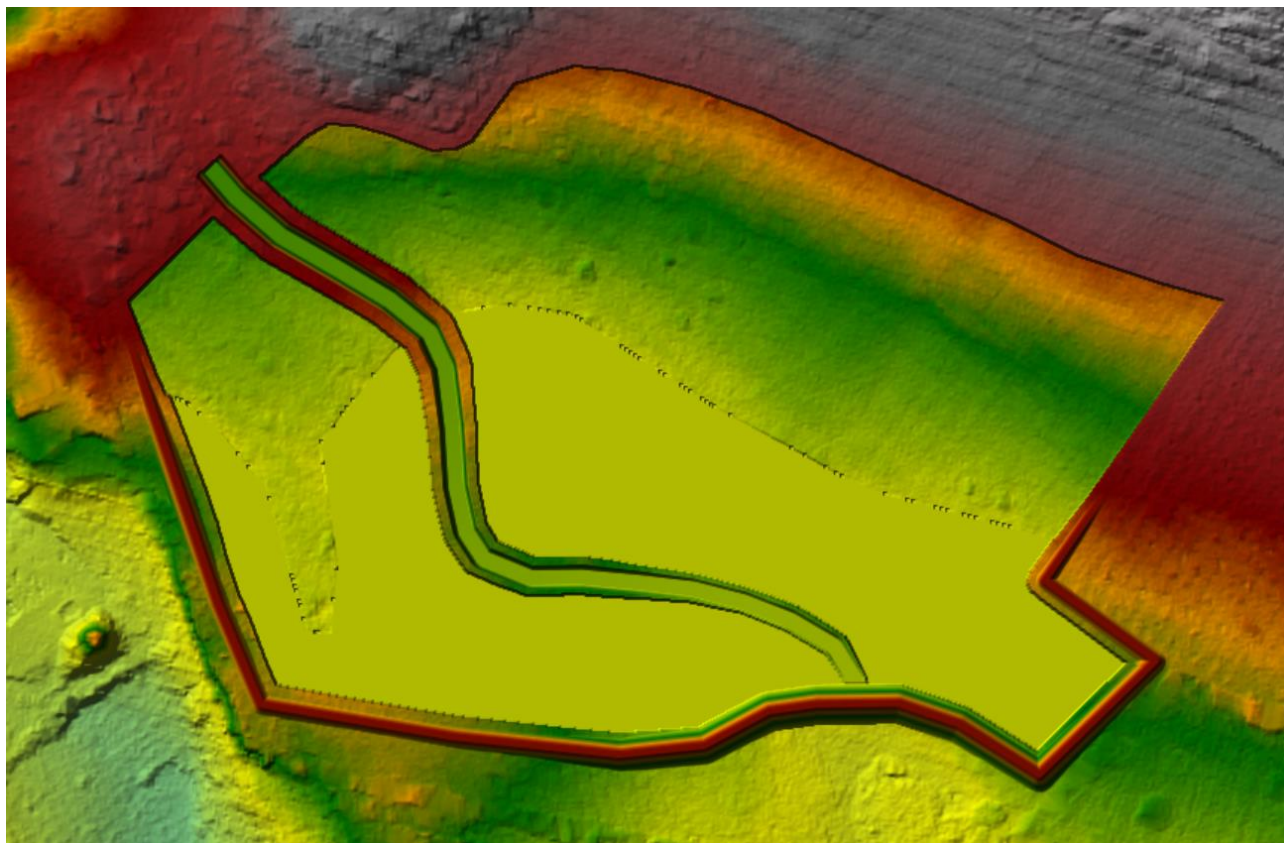


Figura 55 – “Terrain” stato di progetto utilizzato nella modellazione

6.1 Simulazione 2-D dell’area di laminazione

Con il modello 3D del terreno appena descritto è stata implementata una simulazione idraulica con schema di moto puramente bidimensionale, in modo da propagare all’interno dell’area di invaso l’idrogramma di piena in arrivo in testa all’opera, utilizzando una mesh di calcolo con maglia 5x5.

L’idrogramma di piena di riferimento è quello ricavato dalla simulazione del canale implementata con il software SWMM, con riferimento ad un evento duecentennale e durata di pioggia 2 mentre come condizione di valle è stata inserita la bocca tarata.

Per affinare maggiormente il modello sono state inserite anche “break-lines” in sommità dell’argine e ai lati del canale centrale.

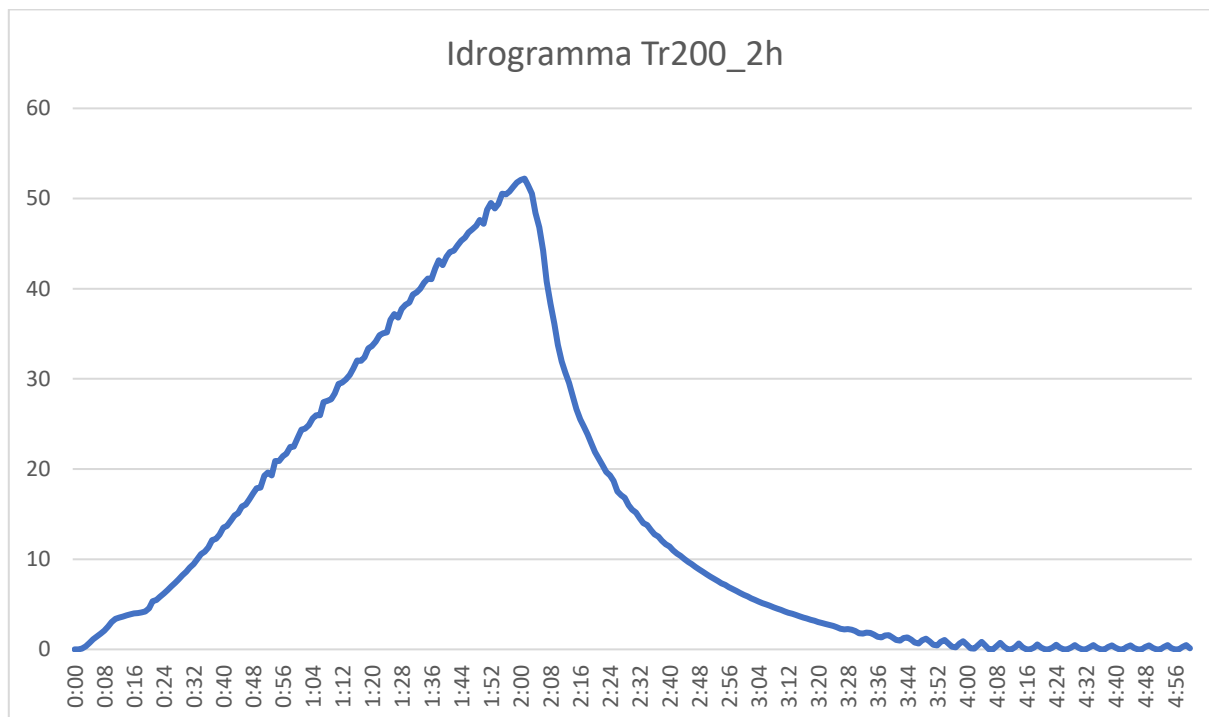


Figura 56 – Idrogramma in uscita dal canale, ricavato con SWMM per Tr200_2h, ed inserito in testa all'area di recapito

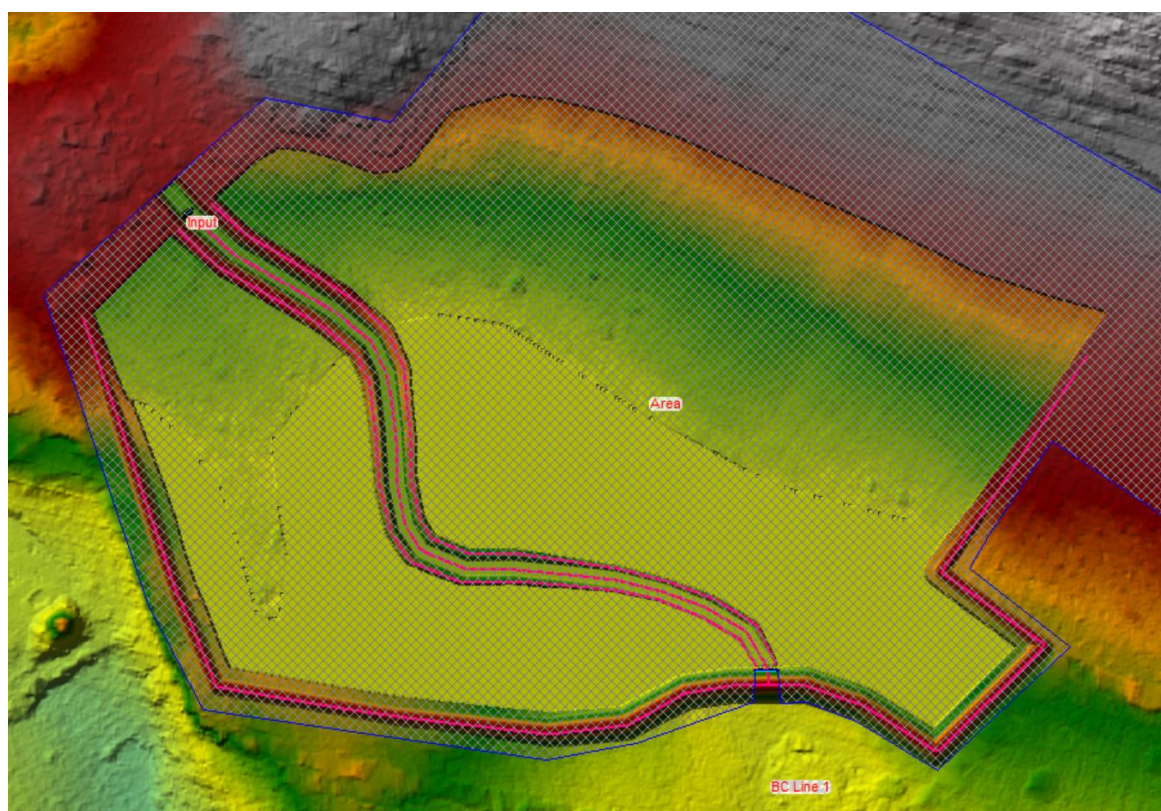


Figura 57 – Geometria utilizzata per la modellazione 2D

Il risultato della simulazione mostra come per i primi minuti l'onda di piena attraversa il canale centrale realizzato fino a circa metà tratto, dove l'altezza della sezione trapezoidale non è in grado di contenere la portata e la portata inizia a sfiorare a campagna, con il deflusso che è libero di scorrere nell'area caratterizzata da stessa quota (206.5 m) fino a giungere in corrispondenza della bocca tarata, dove inizia ad accumularsi quando la portata in arrivo è maggiore di quella in uscita.

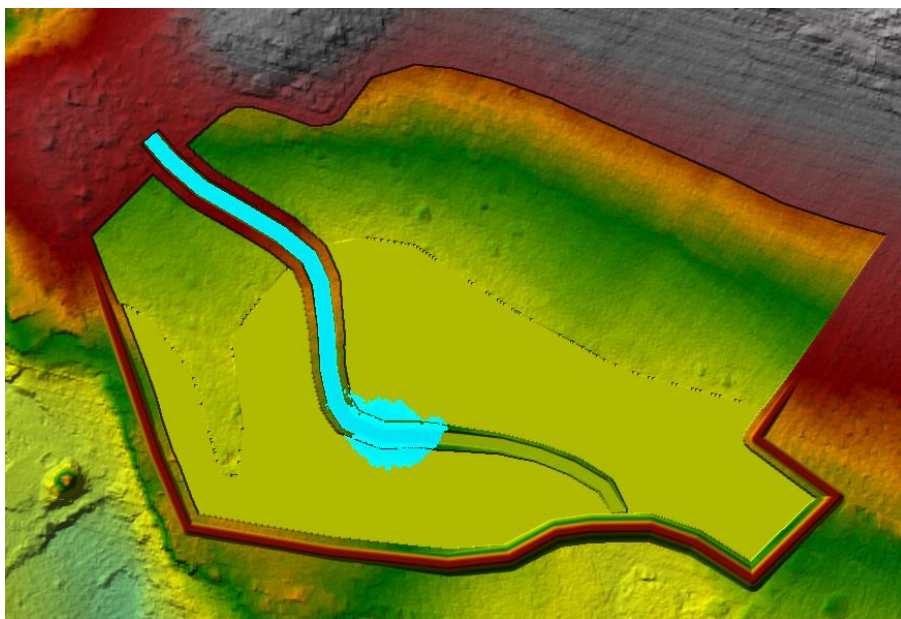


Figura 58 – Simulazione Tr 200 anni Tp 2 ore dopo 22 minuti

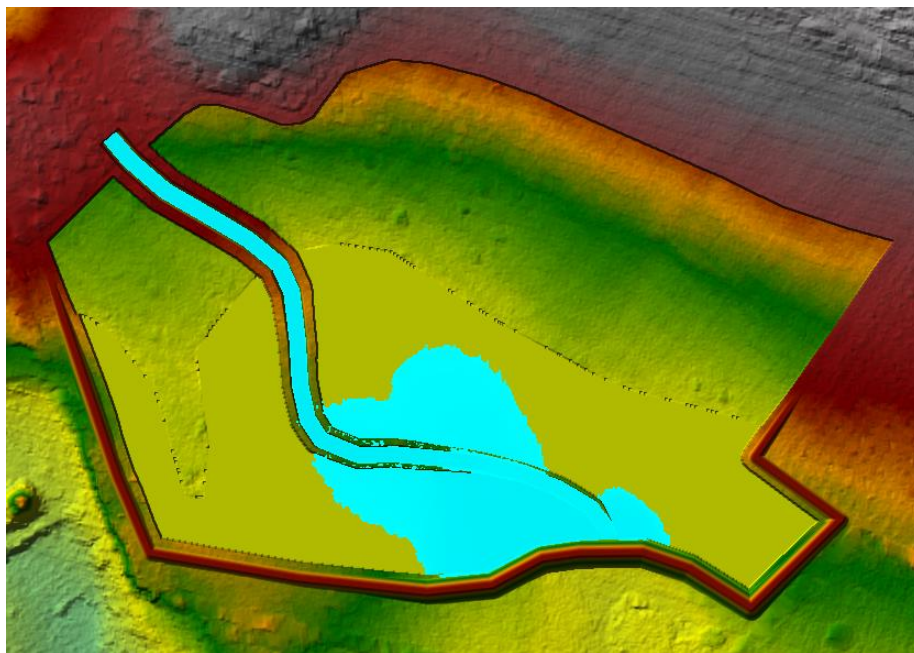


Figura 59 – Simulazione dopo 35 minuti

Giunti al tempo di simulazione dell'evento di 1 ora e 15, tutta la prima parte dell'area in sinistra idraulica è occupata dal volume invasato, mentre quella in destra risulta impegnata per metà, con un battente medio di circa 1.2 m.

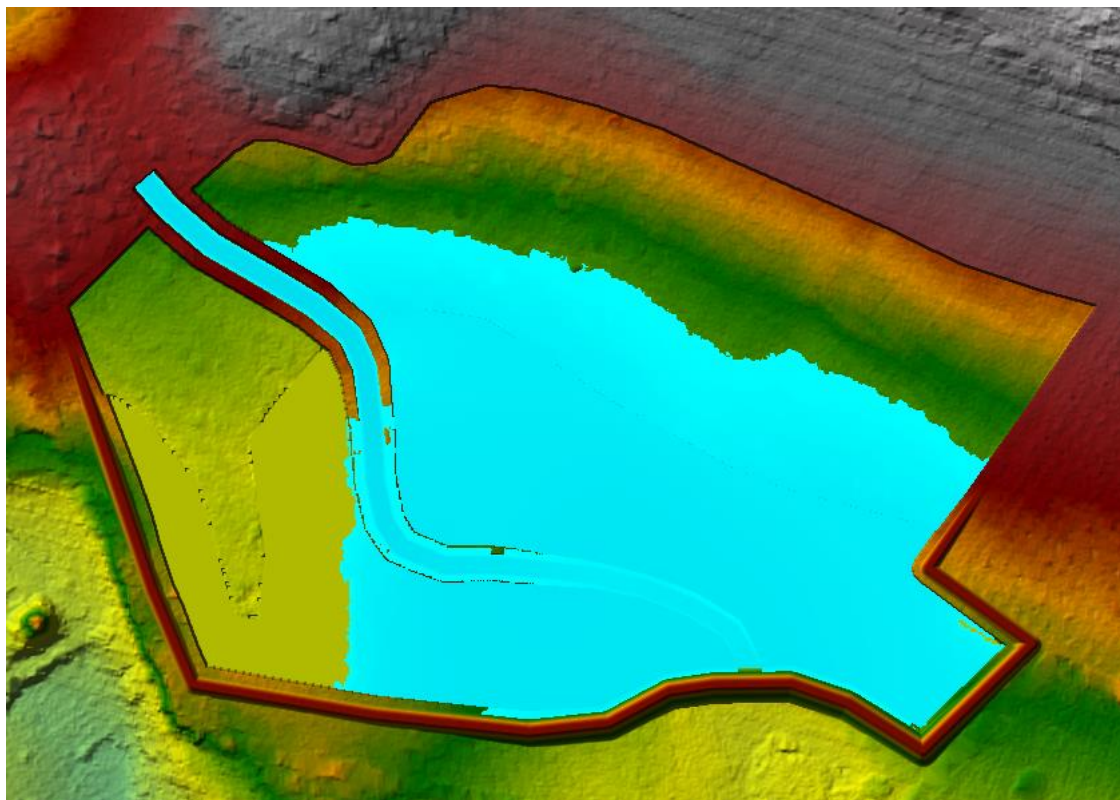


Figura 60 - Simulazione dopo 75 minuti

Dopo 2 ore e 10 minuti di simulazione, quasi tutta la superficie dell'area di laminazione è interessata dall'evento, con la zona più prossima alla bocca tarata caratterizzata da un battente di 2.6 m, mentre le due aree più a monte hanno un tirante d'acqua mediamente 1.0 m battente.

Nella condizione di massimo invasato, la lama d'acqua raggiunge la quota di 209.38 m s.l.m, quindi in corrispondenza della bocca tarata, posta nel punto più depresso, si hanno 2.88 m di altezza d'acqua. Dai risultati mostrati si può affermare che la sezione ipotizzata dell'argine, con la quota di testa posta a 210 m è verificata con idoneo franco idraulico di sicurezza.

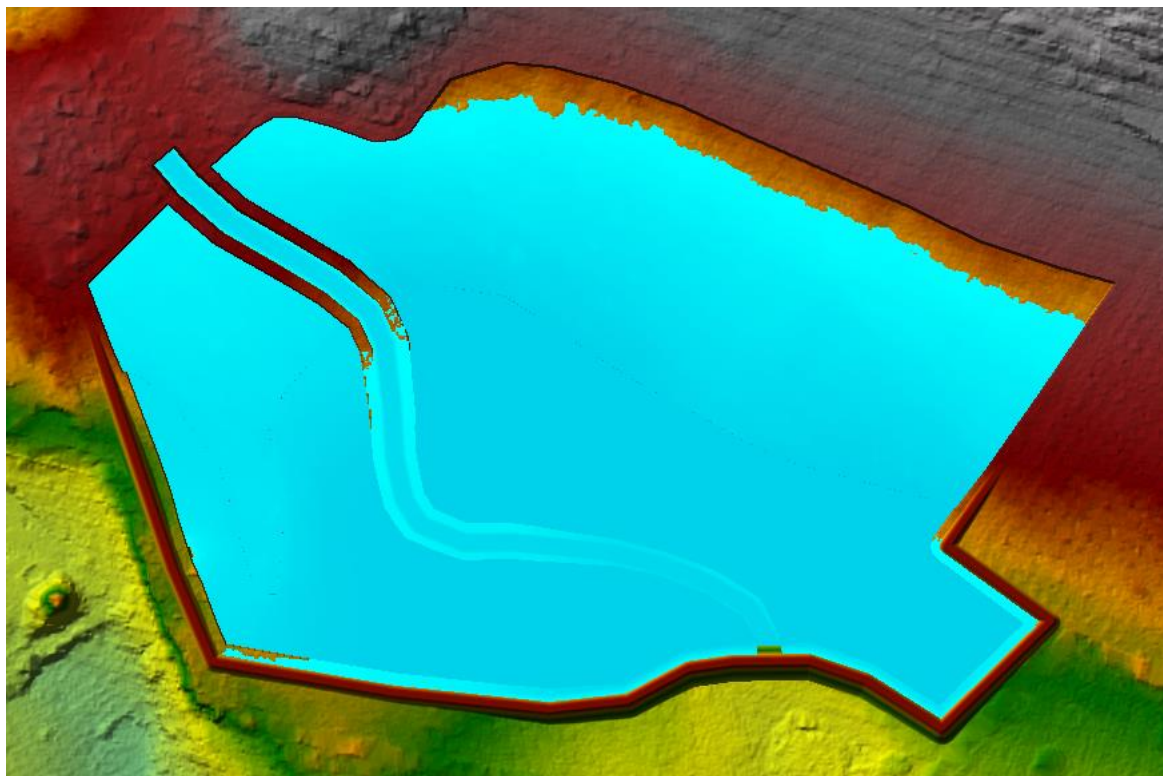


Figura 61 - *Simulazione dopo 130 minuti*

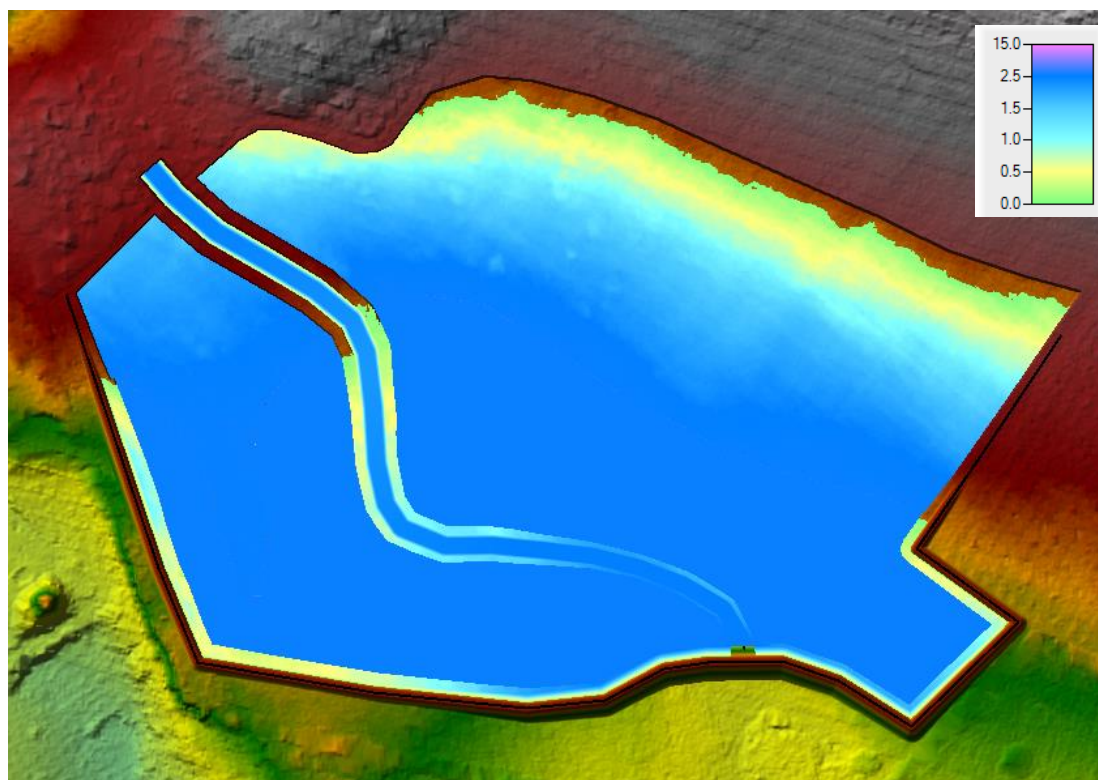


Figura 62 – *Condizione di massimo invaso (max depth)*

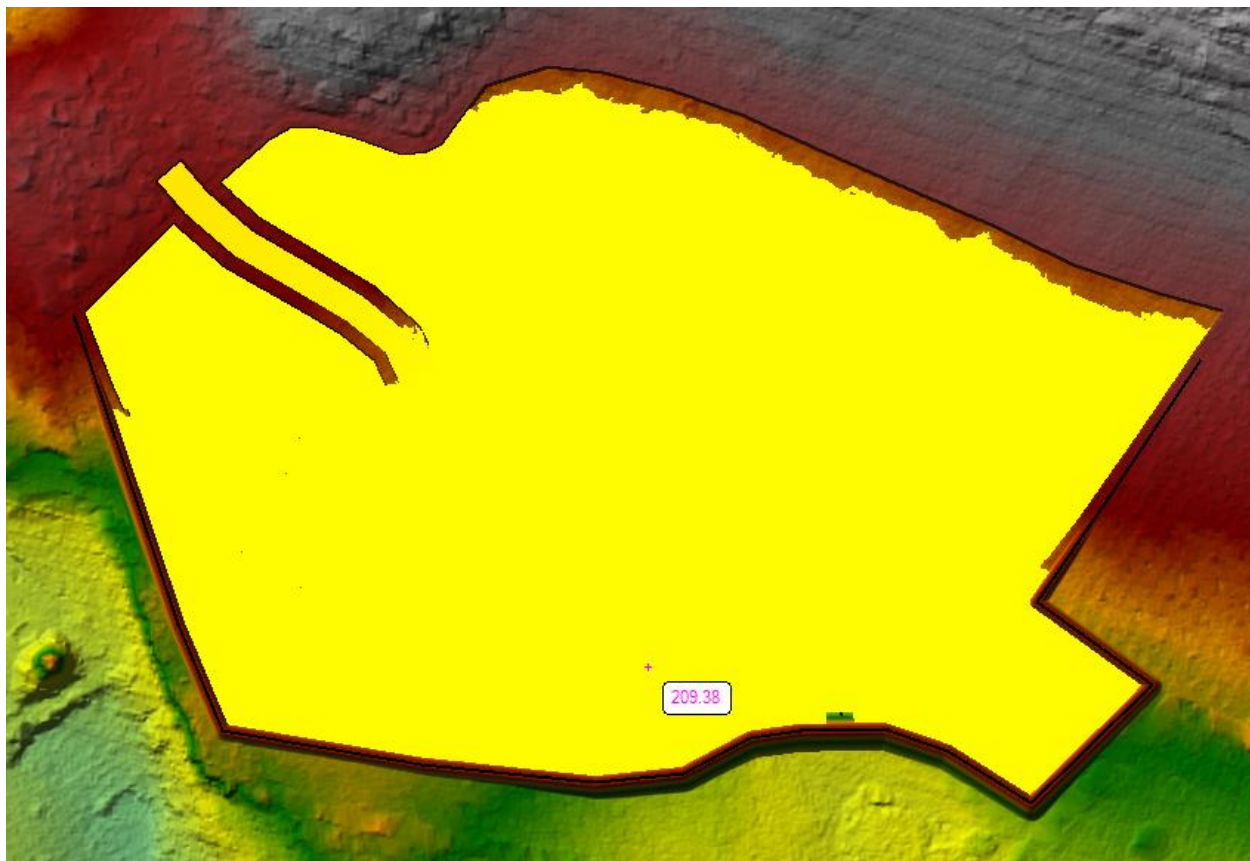


Figura 63 - Condizione di massimo invaso (water surface elevation)

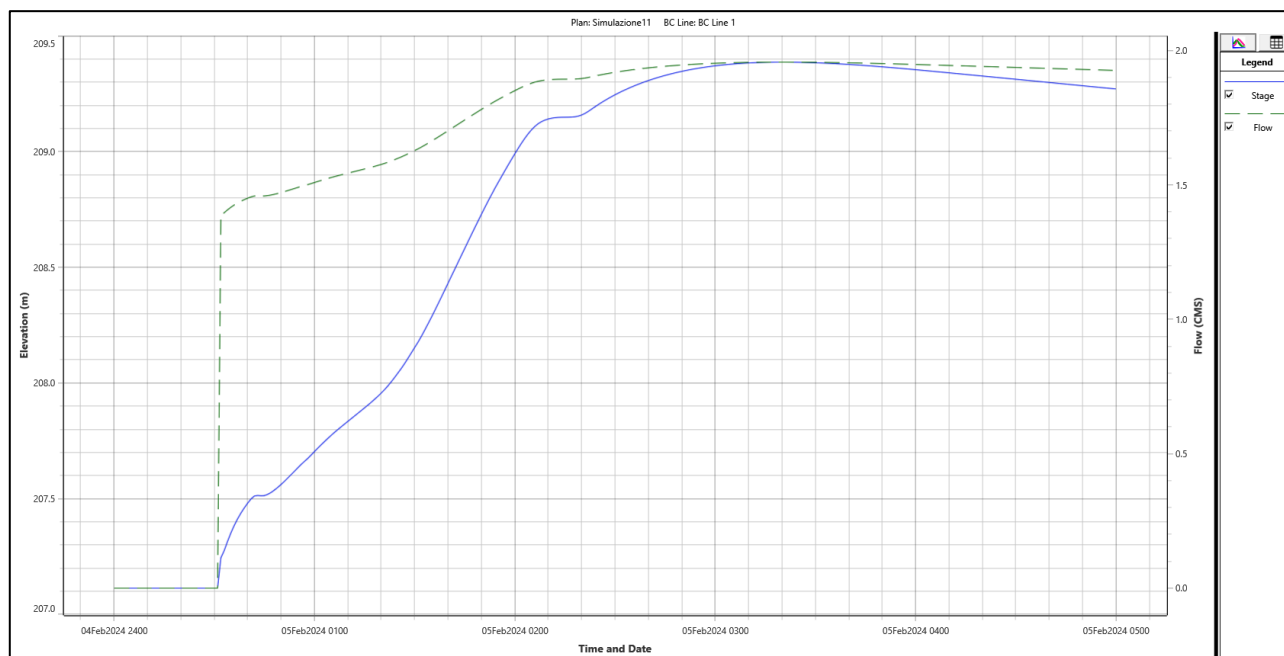


Figura 64 – Stage and flow hydrograph bocca tarata

Nella figura sopra riportata è mostrato l'andamento, in termini di portata e livelli in corrispondenza della bocca tarata; si noti come prima di 30 minuti di simulazione il manufatto di uscita non è caratterizzato da deflusso, in quanto tutta la portata è auto-invasata nel canale. Superata la mezz'ora di simulazione, la bocca tarata inizia a funzionare con deflusso sotto-battente, fino a raggiungere la massima portata in uscita di circa $2 \text{ m}^3/\text{s}$, valore che consente il non aggravio rispetto alle condizioni di stato attuale. Superato il picco di invaso la bocca tarata continuerà a scaricare con portata progressivamente decrescente, visto che il battente sopra la bocca tarata si ridurrà, consentendo il completo svuotamento dell'opera a gravità. I pozzi disperdenti previsti sul fondo dell'area consentiranno di drenare meglio le acque, evitando la formazione di ristagni, ma il loro contributo non è stato considerato nelle simulazioni idrauliche.

Per rendere più flessibile la gestione della bocca tarata questa potrà essere dotata di paratoie mobili regolabili manualmente o in telecontrollo, in grado di modificare ed ottimizzare il grado di chiusura della luce di deflusso in base alla necessità.

7 Verifica del sistema per eventi con Tr 500 anni

Per completezza progettuale il sistema è stato verificato anche per eventi estremi, con ricorrenza cinquecentennale, al fine di verificarne il funzionamento in condizioni eccezionali. Utilizzando la metodologia VAPI precedentemente descritta sono stati ricavati i valori di pioggia cinquecentennale per i tempi di precipitazione di 1 e 2 ore, come riportati nella seguente tabella.

<i>Tempo di ritorno</i>	Pioggia [mm] 1h	Pioggia [mm] 2h
<i>Tr 500</i>	113.57	141.02

Tabella 14 – Valori pioggia cumulata per Tr500 anni

Ponendo questa nuova condizione come input di pioggia all'interno di SWMM, è stata effettuata la simulazione dell'intero sistema progettato; i risultati ottenuti mostrano come tutti i rami siano verificati, con funzionamento a pelo libero e non in pressione; ovviamente, considerando i valori maggiori di portate ed i volumi di piena, i franchi idraulici di sicurezza in alcuni tronchi sono ridotti, senza però che si verifichino esondazioni.

I valori di portata e volume che giungono alla vasca di laminazione sono circa 52 m³/s e 256 mila m³, quindi con un aumento di quasi 12 m³/s di portata e quasi 60 mila m³ rispetto all'evento con tempo di ritorno di 200 anni.

I nuovi profili longitudinali sono mostrati nelle immagini seguenti.

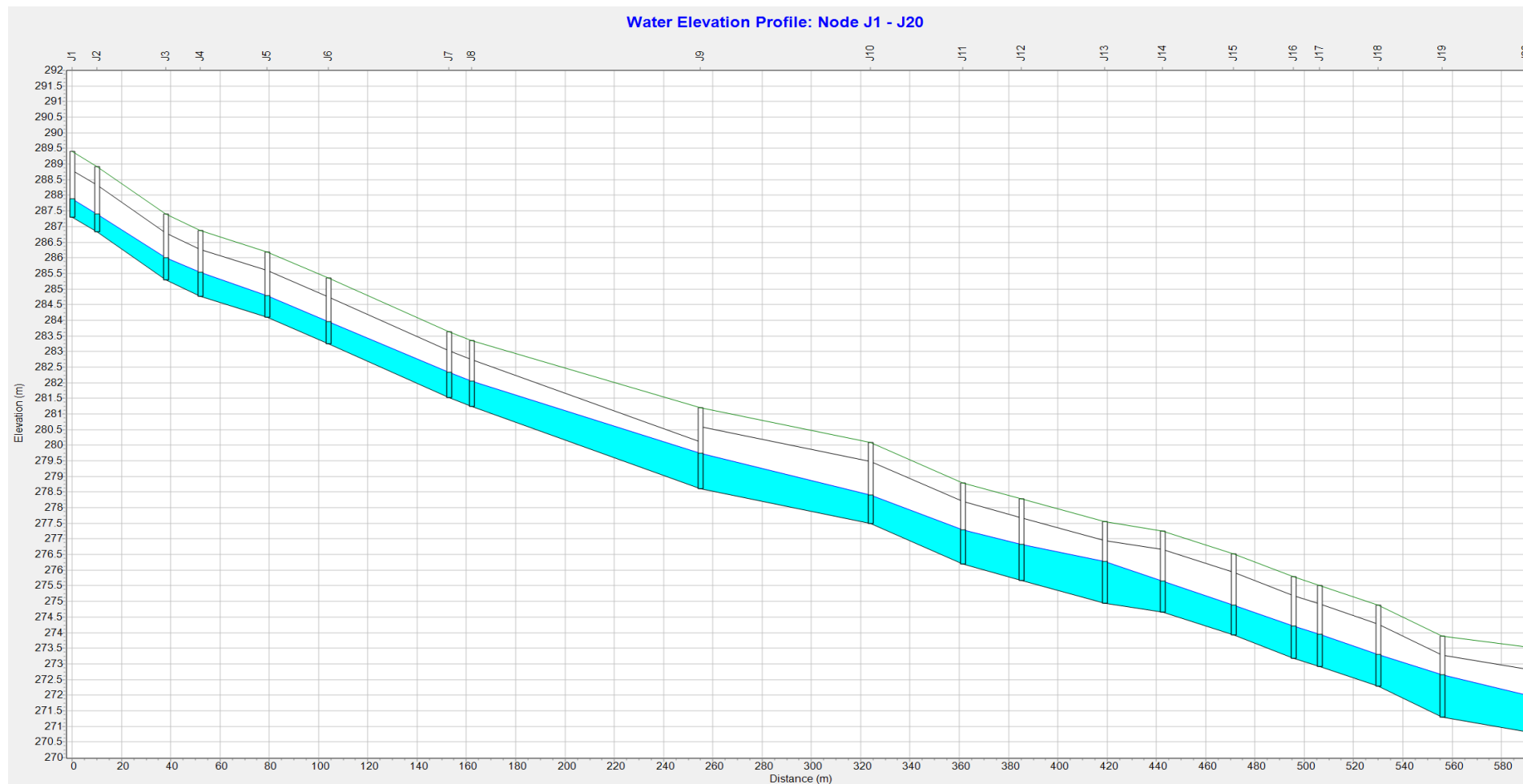


Figura 65 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J1-J20 per Tr 500 anni

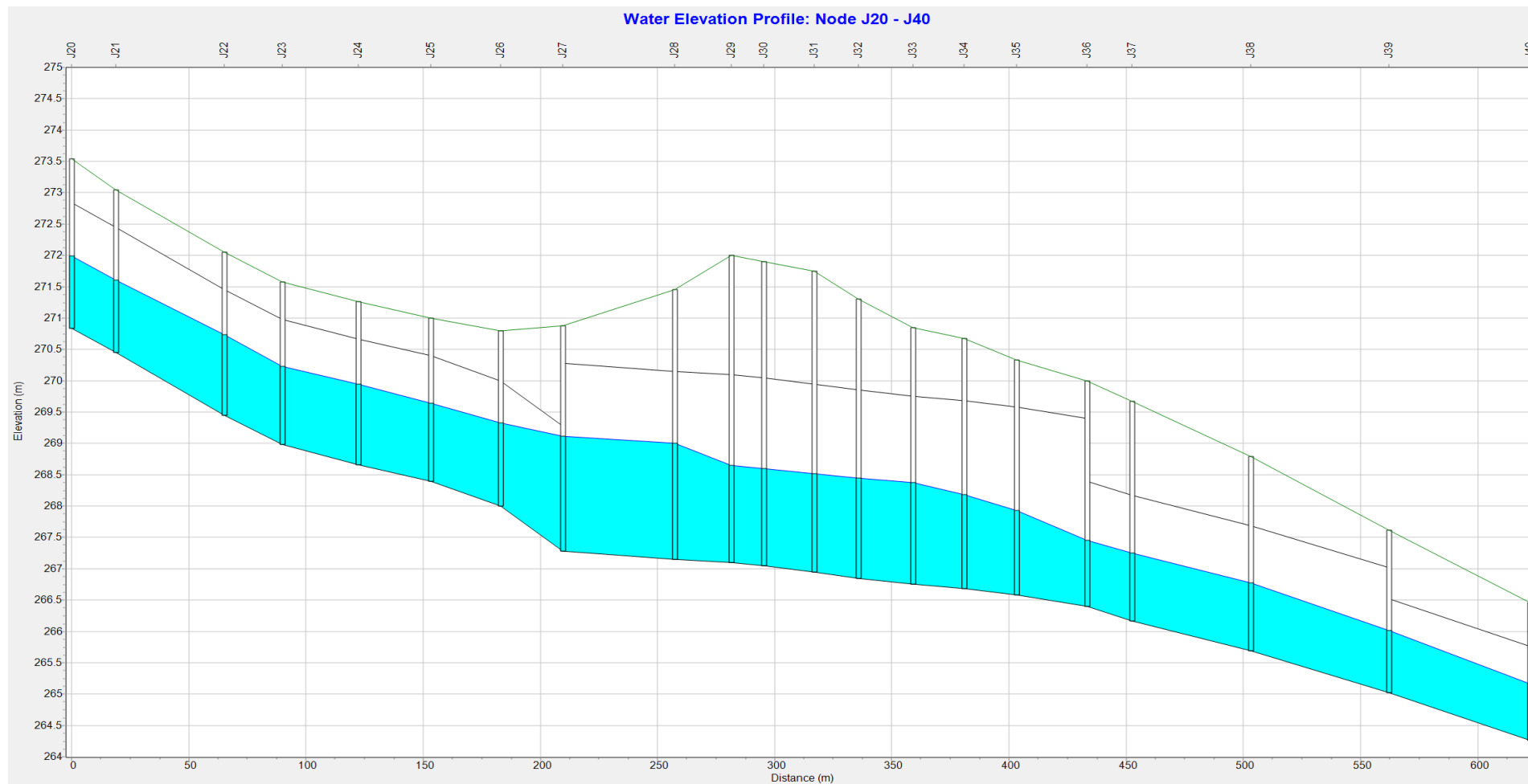


Figura 66 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J20-J40 per Tr 500 anni

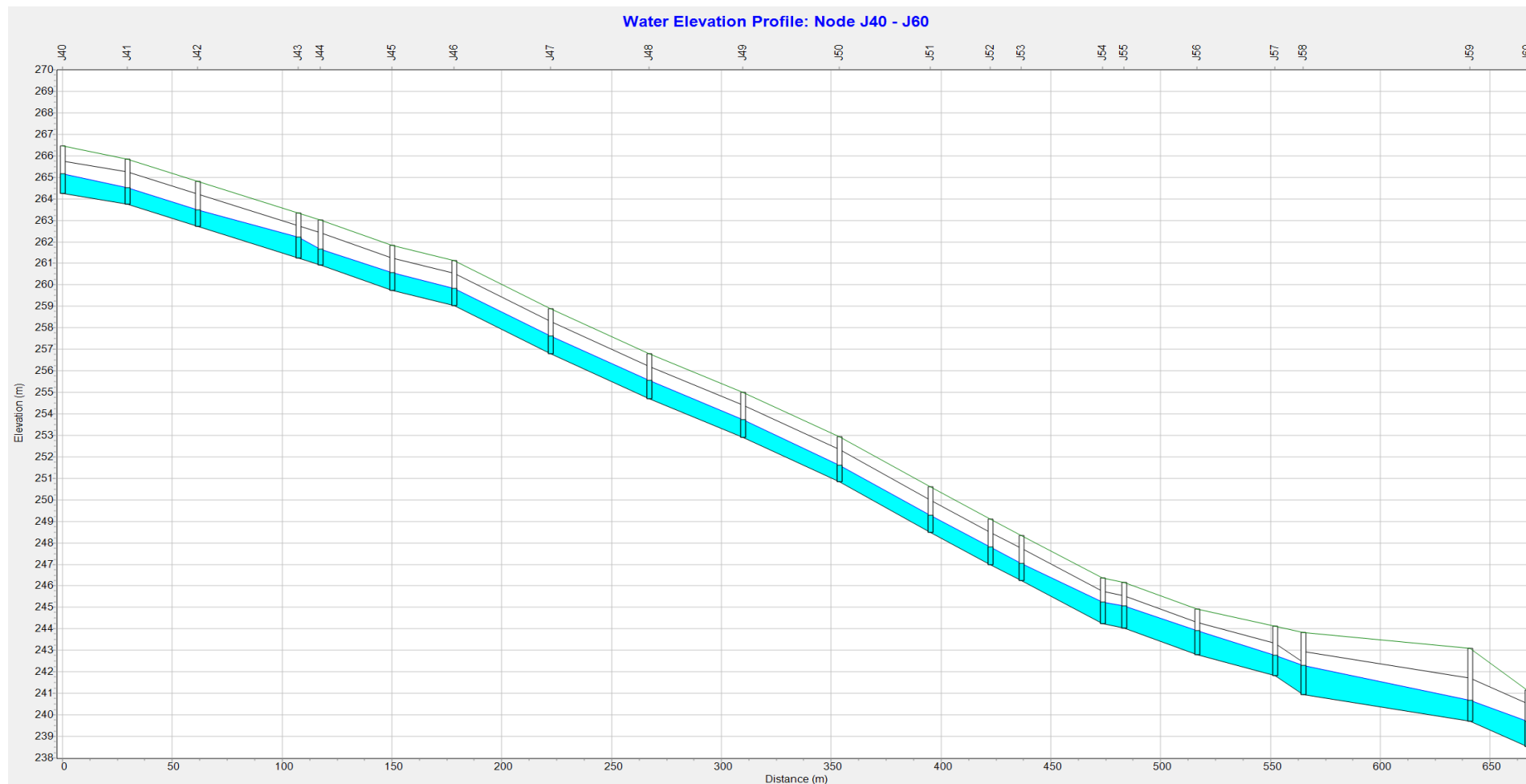


Figura 67 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J40-J60 per Tr 500 anni

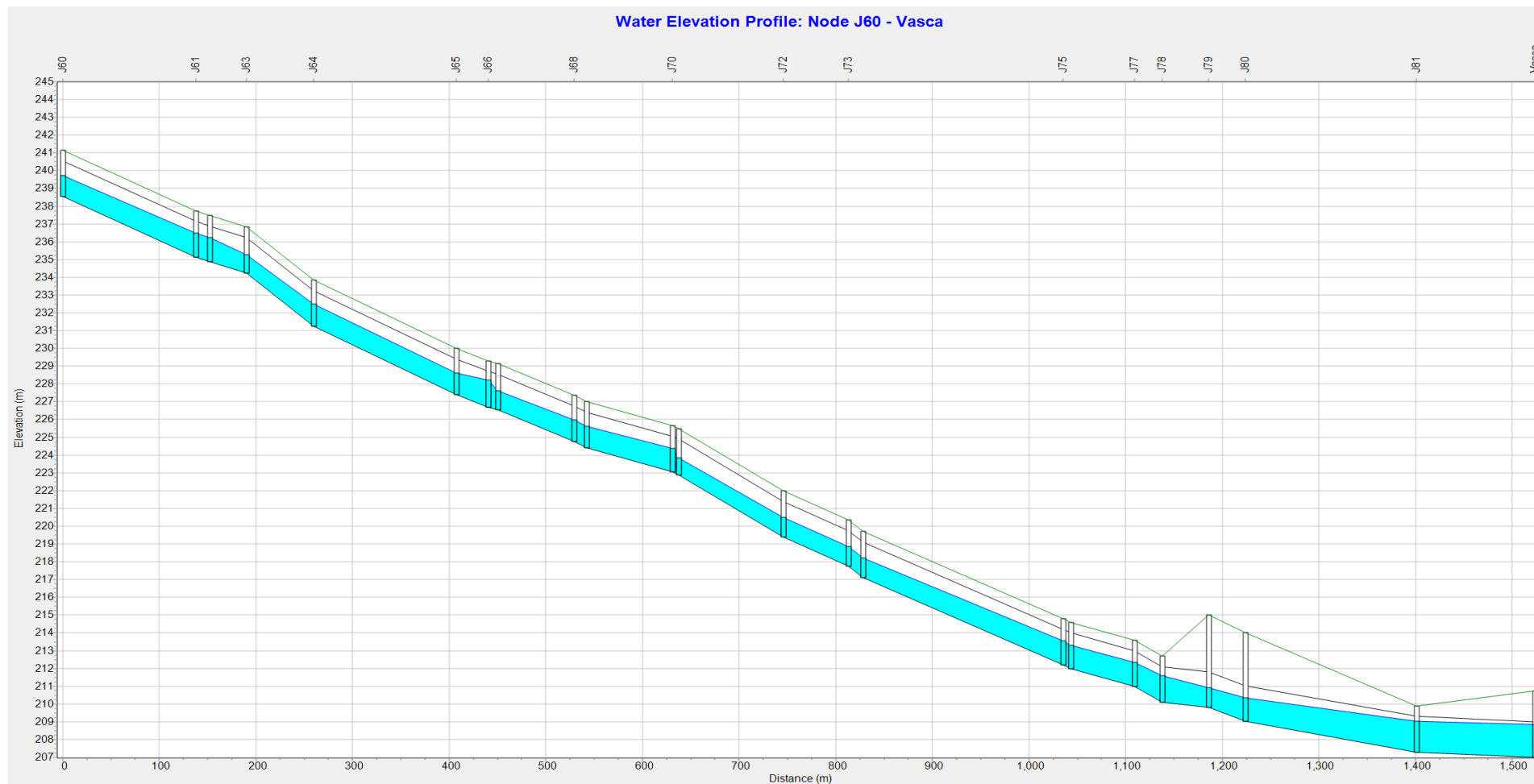


Figura 68 - Pelo libero massimo all'interno della dorsale nodi J40-J60 per Tr 500 anni

Dall'ultimo nodo del sistema simulato con SWMM è stato estratto l'idrogramma di piena posto come input per la *simulazione* su HEC-RAS.

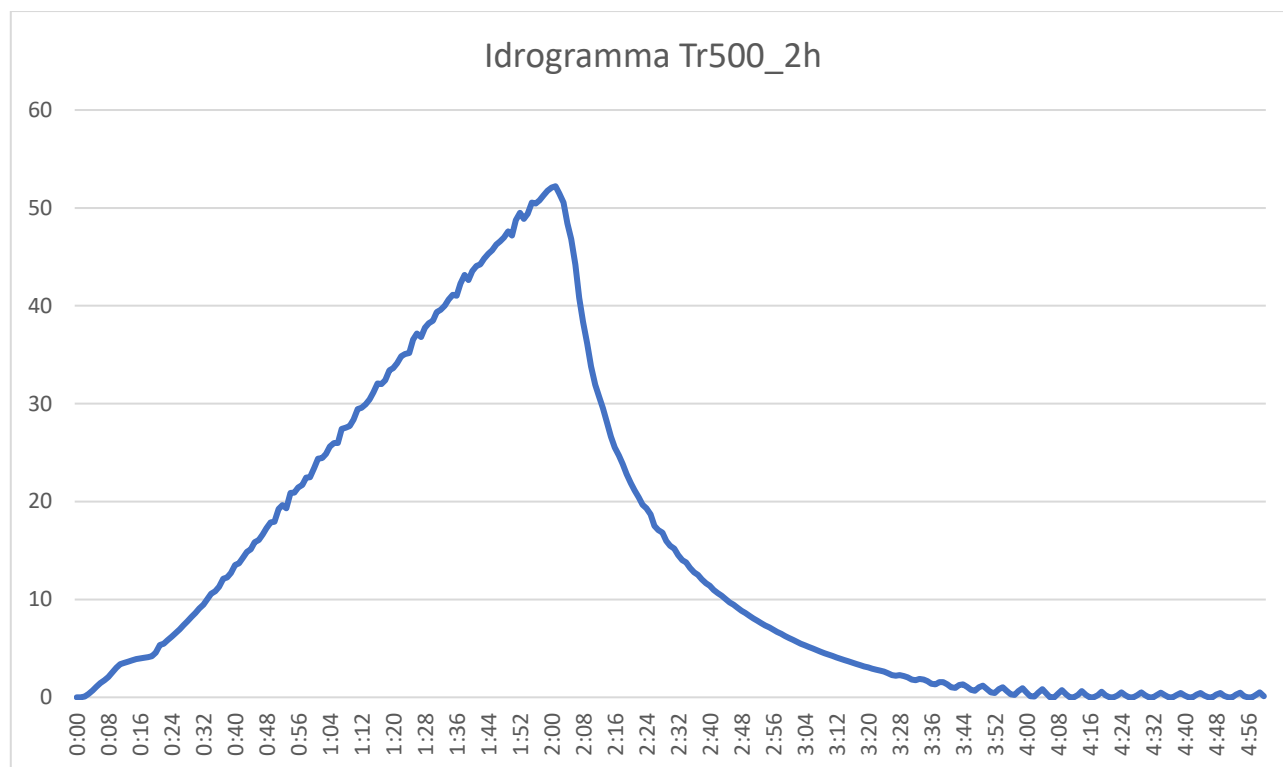


Figura 69 – Idrogramma di piena Tr500_2h in ingresso all'area di laminazione

Nella condizione di massimo invaso, la lama d'acqua raggiunge l'altezza di 210.06 m s.l.m. di poco superiore alla sommità d'argine precedentemente individuata in 210.00 m slm.

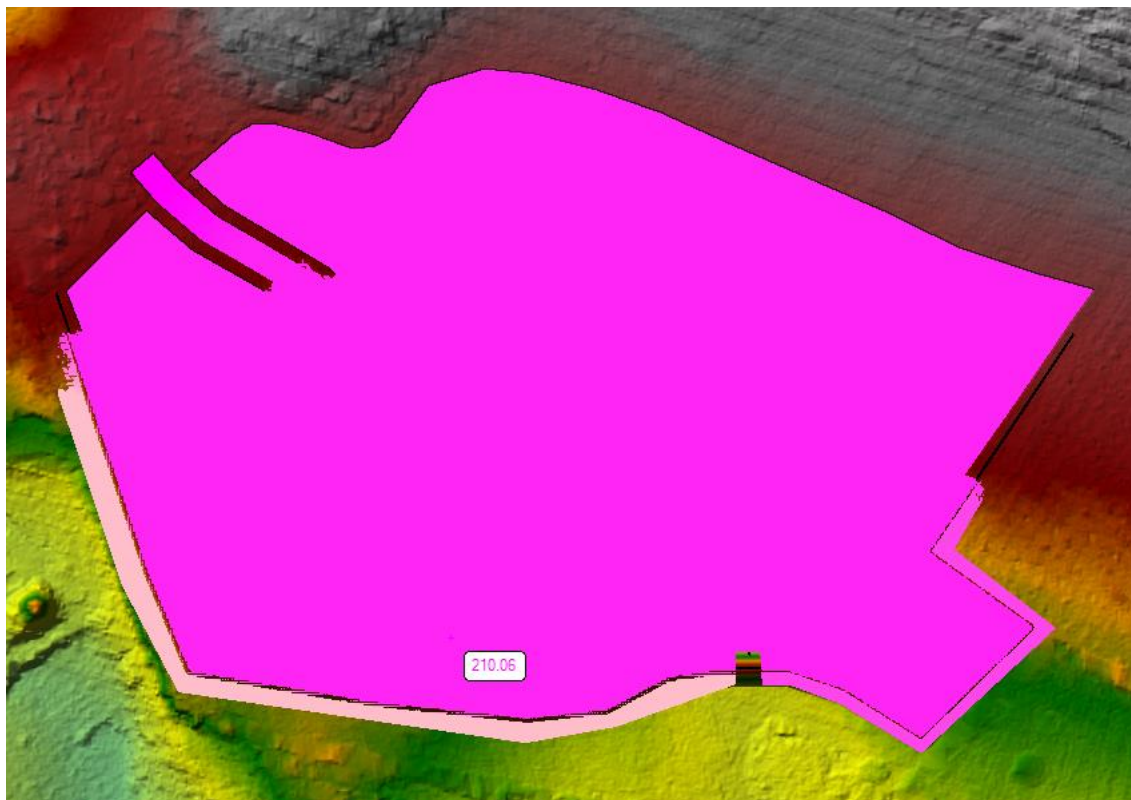


Figura 70 - Condizione di massimo invaso (altezza d'acqua)

Visti i risultati della modellazione, al fine di contenere opportunamente anche l'evento Tr 500 anni, opta per aumentare la quota di sommità dell'argine fino a 210.30 m s.l.m., così da ottenere un franco di sicurezza di almeno 20 cm rispetto alla quota della cinquecentennale.

Innalzando la quota della testa dell'argine è stata conseguentemente modificata la sezione trasversale del rilevato, mantenendo comunque l'angolo dei paramenti a 30°, con incremento dell'ingombro a terra di circa 1 metro.



Figura 71 – Nuova sezione trasversale argine adeguata per Tr500

Inserendo questa nuova geometria all'interno del "terrain", cambia la dimensione in pianta del rilevato, modificando leggermente i perimetri delle aree di scavo. Effettuando nuovamente la modellazione, il battente si alza di 3cm attestandosi al valore finale di 210.09 m s.l.m, con un tirante in corrispondenza della bocca tarata di circa 3.6m.

Aumentando la colonna d'acqua che insiste sulla condotta d'uscita, aumenta di conseguenza la portata di scarico fino al valore di $2.15 \text{ m}^3/\text{s}$, un valore comunque ammissibile per non produrre aggravio a valle del manufatto.

In definitiva è possibile concludere che realizzando un argine circondariale con le caratteristiche geometriche descritte ed eseguendo gli scavi come definiti in precedenza, l'area in esame è in grado non solo di contenere un evento duecentennale della durata di 2h, ma anche la cinquecentennale, con almeno 20 cm di franco e condizione di scarico in sicurezza e compatibile a non produrre aggravio rispetto allo stato attuale.



Figura 72 - Condizione di massimo invaso (altezza d'acqua) per Tr 500 anni

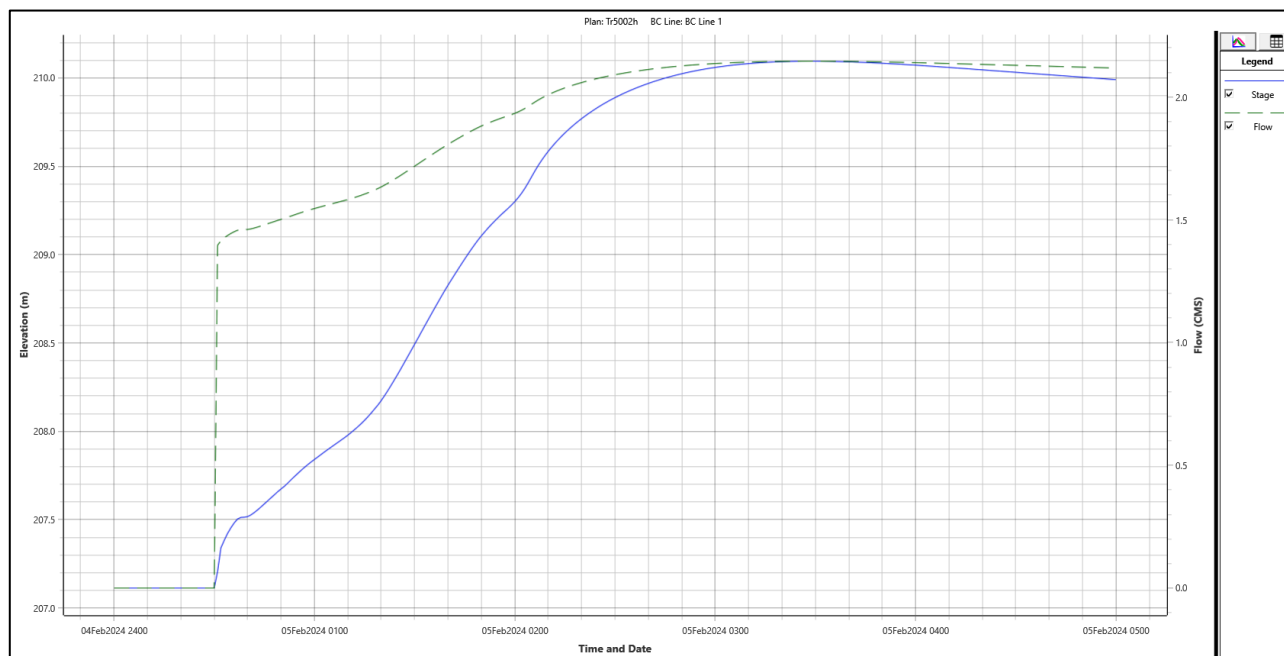


Figura 73 - Stage and flow hydrograph bocca tarata per Tr500 anni_2h

8 Opere di intercettazione delle acque nel tratto iniziale della sistemazione

Come precedentemente descritto il sistema di raccolta, convogliamento e recapito delle acque è costituito da una dorsale principale che ricalca l'andamento della viabilità di Via Martina, per poi proseguire in direzione sud verso Via Sardegna e da qui verso l'area di laminazione finale. Laddove possibile il sistema è costituito da sezioni aperte, verso le quali sono convogliati i deflussi superficiali urbani, che scorrono prevalentemente sulla sede stradale. Per intercettare il maggior quantitativo di acque superficiali nella porzione iniziale della sistemazione sono stati ideati dei "rami intercettatori" posti lungo le strade trasversali che si immettono su Via Martina; si tratta in prevalenza di strade asfaltate a forte pendenza, confinate da muretti di recinzione, su cui le piogge defluiscono a forte velocità.



Figura 74 – Schema dei bracci di intercettazione nella porzione iniziale del sistema

È importante pertanto realizzare delle opere di presidio idraulico, in grado di intercettare tutti i deflussi superficiali e convogliarli verso la dorsale principale. Per le strade asfaltate si opera con la posa di canalette grigliate trasversali alla sede stradale, con funzione di tagliacque, mentre in caso di viabilità sterrata si agisce con la realizzazione di una fossetta su entrambi i lati della viabilità, che recapitano nella tubazione sotto-strada tramite pozzetti di cacciata. Più a valle, nel tratto più urbanizzato, il drenaggio è affidato invece ad un tradizionale sistema di caditoie e griglie, recapitante le acque nella dorsale principale.

Tratto J01-J1

La viabilità è caratterizzata da forte pendenza, dell'ordine del 12% ed è delimitata ai lati da muretti di confine in pietrame; tutta l'acqua proveniente dalle porzioni di monte del bacino ruscella pertanto sulla sede stradale. In questo contesto la strategia di intervento prevede la posa di n. 5 canalette grigliate trasversali alla sede stradale, in modo da intercettare compiutamente tutte le acque di run-off superficiale, recapitanti le acque nella tubazione diam. 800 mm posta al di sotto della sede stradale, il cui corretto dimensionamento è già stato verificato con il modello idraulico precedentemente descritto.



Figura 75 – Intercettazione nel tratto J01 – J1

Tratto J02-J9

Questo tratto di viabilità presenta una pendenza minore del tratto precedente, dell'ordine del 12% ed è delimitata ai lati da muretti di confine in pietrame; tutta l'acqua proveniente dalle porzioni di monte del bacino ruscella pertanto sulla sede stradale. In questo contesto la strategia di intervento prevede la posa di n. 7 canalette grigliate trasversali alla sede stradale, in modo da intercettare compiutamente tutte le acque di run-off superficiale, recapitanti le acque nella tubazione diam. 1000 mm posta al di sotto della sede stradale, il cui corretto dimensionamento è già stato verificato con il modello idraulico precedentemente descritto.

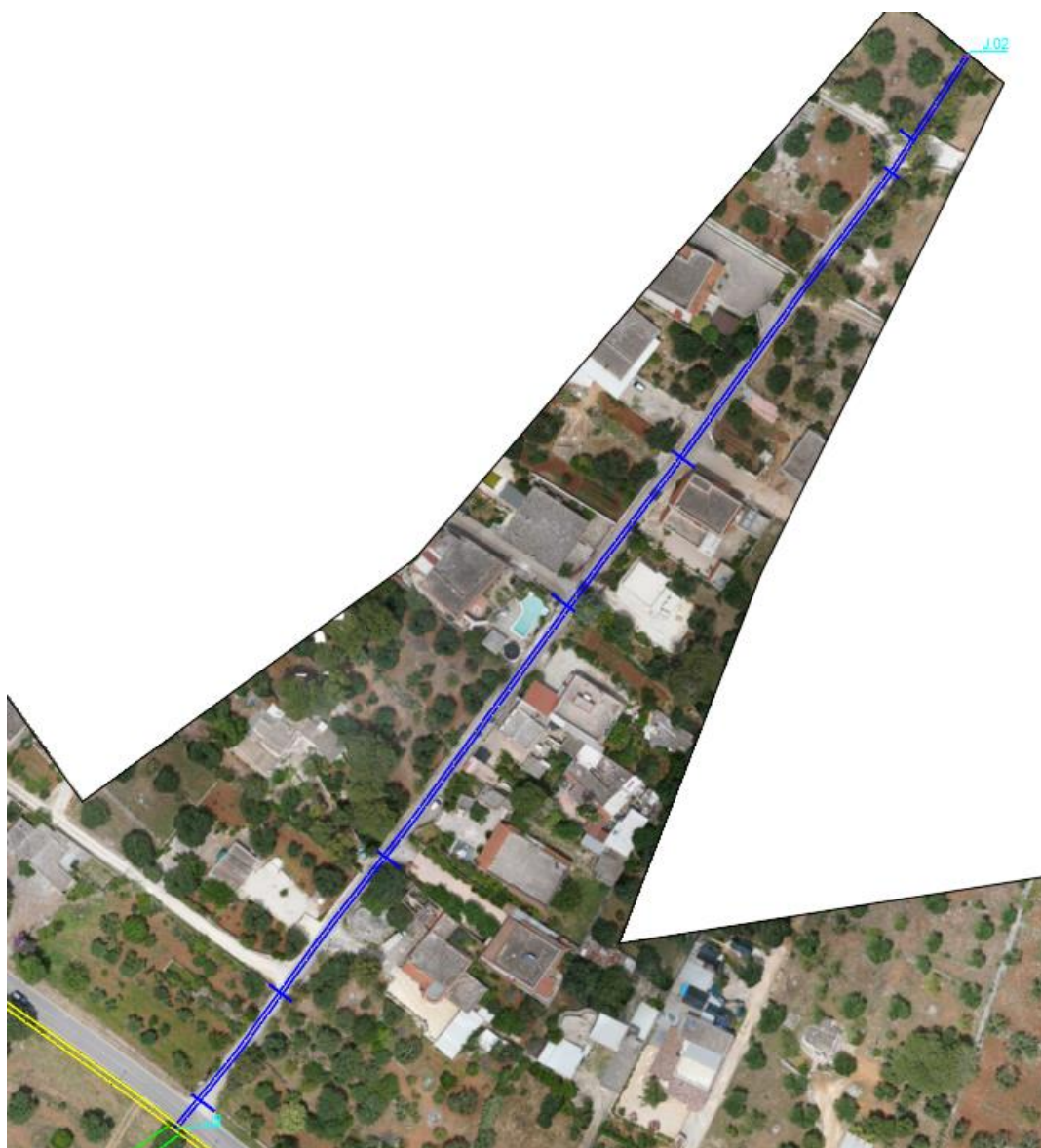


Figura 76 – Intercettazione nel tratto J02 – J9

Tratto J04-J7

Questo tratto di viabilità risulta sterrato e con pendenza dell'ordine del 5%; in questo caso non è opportuno ricorrere ad un sistema di intercettazione con griglie, in quanto sarebbero soggette a repentino intasamento per il materiale lapideo mobilito dai deflussi superficiali. In questo contesto si opta per la realizzazione al lato della strada di una doppia fossetta in terra a sezione trapezia, con base minore 40 cm ed altezza 50 cm, cui convogliare le acque per pendenza trasversale della sede stradale. Ogni 30 metri sono previsti pozzetti di cacciata delle acque verso il collettore diam. 1000 mm posto sotto la sede stradale.



Figura 77 – Intercettazione nel tratto J04 – J17

Tratto J03-J9

In corrispondenza di un naturale punto di ruscellamento delle acque sarà realizzata una fossa a sezione trapezia, con base minore 50 cm, altezza 1.5 m e sponde inclinate a 45°, in grado di raccogliere e convogliare alla dorsale principale tutte le acque che interessano la porzione in destra idraulica del primo tratto del sistema di smaltimento. La fossetta risulta idonea a far defluire l'intera portata duecentennale calcolata, come da verifiche idrauliche precedentemente esposte.



Figura 78 – Intercettazione nel tratto J03 – J9

Tratto J06-J22

Il tratto di viabilità presente in questo tratto ha pendenza trasversale verso ovest e pertanto, per drenare correttamente le acque superficiali, sarà realizzato un canale a bordo strada con sezione a C e

dimensioni 0.5 x 1.5 m, recapitante le acque nella dorsale principale in corrispondenza del nodo J22. Il canale risulta idoneo a far defluire l'intera portata duecentennale calcolata, come da verifiche idrauliche precedentemente esposte.



Figura 79 – Intercettazione nel tratto J06 – 22