

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	CONTENUTI DELLO STUDIO	4
2.1	Obbiettivi	4
3	DESCRIZIONE DELLO STRUMENTO URBANISTICO	6
4	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI	8
4.1	Idrologia	9
4.2	Geologia	10
1.1	Idrogeologia.....	11
4.3	Permeabilità dei terreni	12
4.4	Reticolo idrografico ricettore	12
4.5	Bacino idrografico.....	15
5	IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI	17
5.1	Metodologia di analisi	17
5.2	Il metodo del Curve Number.....	18
5.3	Il modello di Nash	20
5.4	Deflusso profondo	21
6	ANALISI IDROLOGICA.....	23
6.1	Regime pluviometrico intenso.....	23
6.2	Valutazione del Curve Number	24
6.3	Il fattore di scala e di forma nel modello di Nash	25
6.4	Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici	26
7	PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO	28
7.1	Il concetto di rischio	28
7.2	Inquadramento normativo	29
7.3	Il problema idraulico della Piana di Mugnai.....	29
7.3.1	Pericolo di allagamento per innalzamento della falda	30
7.3.2	Pericolo di allagamento per ruscellamento superficiale	32
7.3.2.1	Base topografica utilizzata.....	32
7.3.2.2	Schema mono - bidimensionale a moto vario (TUFLOW).....	33
7.3.2.3	Creazione della griglia di calcolo	35
7.3.2.4	Modellazione della rete monodimensionale	36
7.3.2.5	Determinazione della scabrezza	39
7.3.2.6	Condizioni al contorno	39
7.3.2.7	Risultati del modello	40
7.4	Conclusioni	41
8	APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA ...	42
8.1	Identificazione e classificazione delle aree di trasformazione interessate da interventi di potenziale impermeabilizzazione	42
8.2	Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio	44
8.3	Interventi di compensazione	46
8.3.1	Verifica dell'intervento	48

8.3.2	Verifica di compatibilità degli interventi previsti con il livello idrometrico del ricettore.....	52
8.3.3	Tabella di sintesi	54
9	INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA .	55
9.1	Strada di accesso al campo di rugby	55
9.2	Potenziamento scarico da località Quattro Sassi	55
9.3	Prescrizioni relative alla realizzazione dei locali interrati nelle aree oggetto di PI	56
10	PREDIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI CAPTAZIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	57
10.1	Descrizione della rete in progetto	57
10.2	Determinazione delle portate di progetto	59
10.3	Verifiche idrauliche della canalizzazione di scarico.....	60
10.4	Verifica idraulica della canaletta di convogliamento delle portate alla vasca di laminazione	60
11	CONCLUSIONI	63
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	64
	APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW	65
A.1	TUFLOW	66
A.2	ESTRY	68
A.3	Inserimento dati.....	69
A.4	Visualizzazione dei risultati.....	71
A5	Applicazioni e utenti	72

1 PREMESSA

La presente valutazione di compatibilità idraulica (VCI) fa parte del “Piano degli interventi 2009-H “Mugnai”. La presente VCI è stata redatta ai sensi della Delibera della Giunta Regionale del Veneto n. 2948/2009 “Legge 3 agosto 1998, n.267 – Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n.1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n.304 del 3 aprile 2009”.

La presente VCI è composta dei seguenti elaborati:

Num	Titolo
1	Relazione tecnica
2	Planimetria della rete scolante e sezione della cassa di espansione
3	Planimetria degli interventi
4.1	Stato di fatto - Inviluppo dei tiranti idraulici massimi in condizioni di moto vario per un evento di piena con tempo di ritorno 50 anni
4.2	Stato di fatto - Inviluppo dei livelli idrometrici massimi in condizioni di moto vario per un evento di piena con tempo di ritorno 50 anni
5.1	Interventi di compensazione per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica - Inviluppo dei tiranti idraulici massimi in condizioni di moto vario per un evento di piena con tempo di ritorno 50 anni
5.2	Interventi di compensazione per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica - Inviluppo dei livelli idrometrici massimi in condizioni di moto vario per un evento di piena con tempo di ritorno 50 anni

2 CONTENUTI DELLO STUDIO

2.1 Obiettivi

Lo scopo fondamentale della VCI è quello di verificare l'ammissibilità delle previsioni contenute nel nuovo strumento urbanistico o nella variante, prospettando soluzioni corrette dal punto di vista dell'assetto idraulico del territorio.

Per perseguire tali obiettivi, è necessario valutare le interferenze che le nuove previsioni urbanistiche possono comportare con l'assetto idrologico ed idraulico del corso/i d'acqua verso il quale sono diretti i deflussi di origine meteorica, con riferimento all'intero bacino idrografico. La VCI deve quindi mettere in evidenza le criticità che interessano la rete di drenaggio, principale e secondaria, nell'attuale conformazione e valutare le modificazioni previste in seguito all'attuazione del nuovo strumento urbanistico.

Nei casi in cui si dovessero evidenziare variazioni peggiorative in termini di sollecitazione della rete di drenaggio, la VCI deve essere completato con l'individuazione di sistemi e dispositivi idonei ad annullare (misure di mitigazione e compensazione) tali variazioni, individuando tipologie di intervento, criteri di dimensionamento, eseguendo, se necessario, apposite verifiche idrauliche.

Si riporta di seguito il diagramma di flusso delle attività svolte per la redazione della presente VCI.

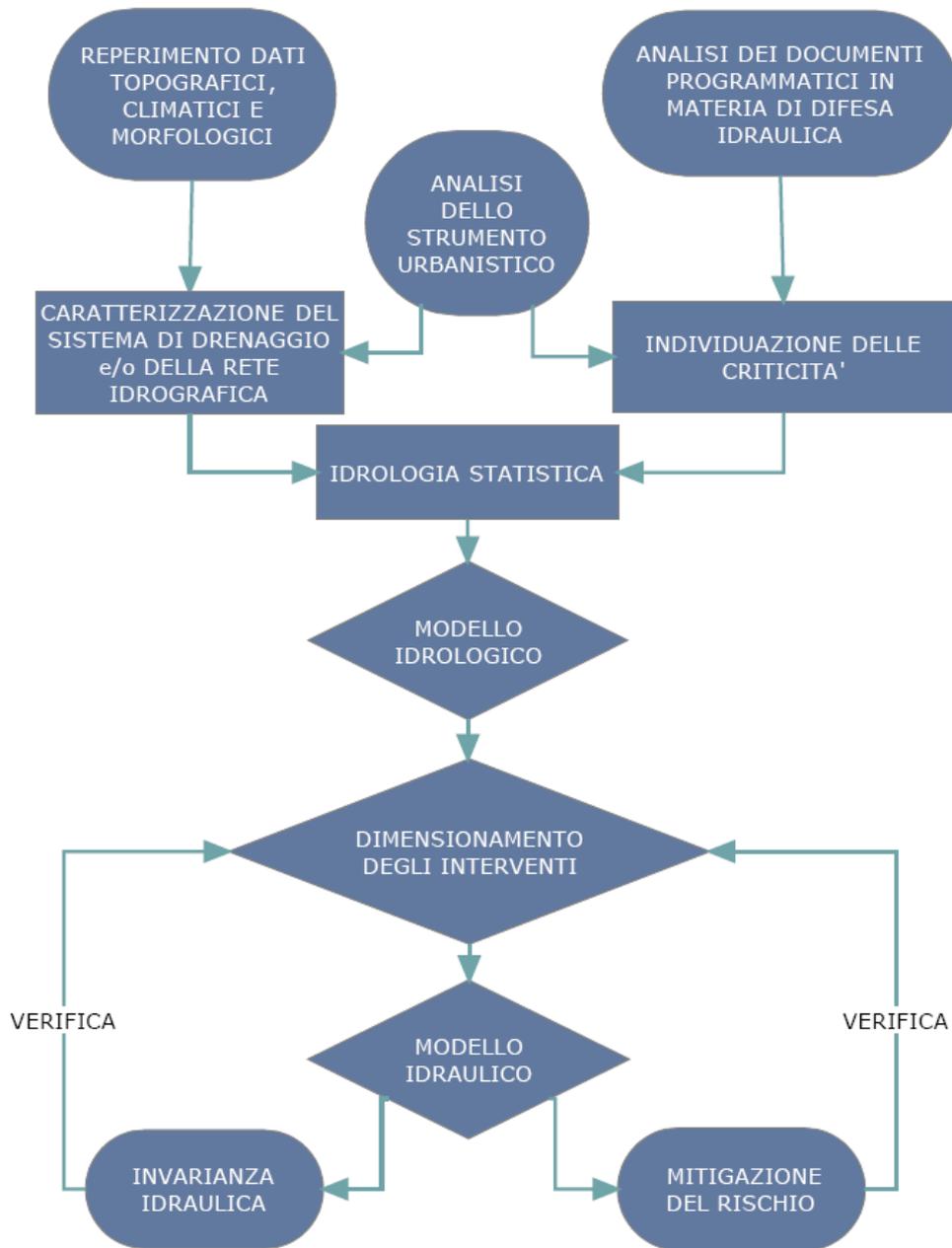


Figura 1 – Diagramma di flusso delle attività svolte nella redazione della presente VCI (Andreella, Boccato Coccato 2008 FOIV Ingegneri del Veneto)

3 DESCRIZIONE DELLO STRUMENTO URBANISTICO

Come indicato nell'Elaborato 3 "Planimetria degli interventi", il PI prevede una pianificazione di dettaglio dei centri abitati e dei centri storici proponendo interventi sia per l'edificato esistente che per gli ambiti di espansione e completamento.

Per il dettaglio degli interventi previsti si veda la Relazione Programmatica allegata al P.I.

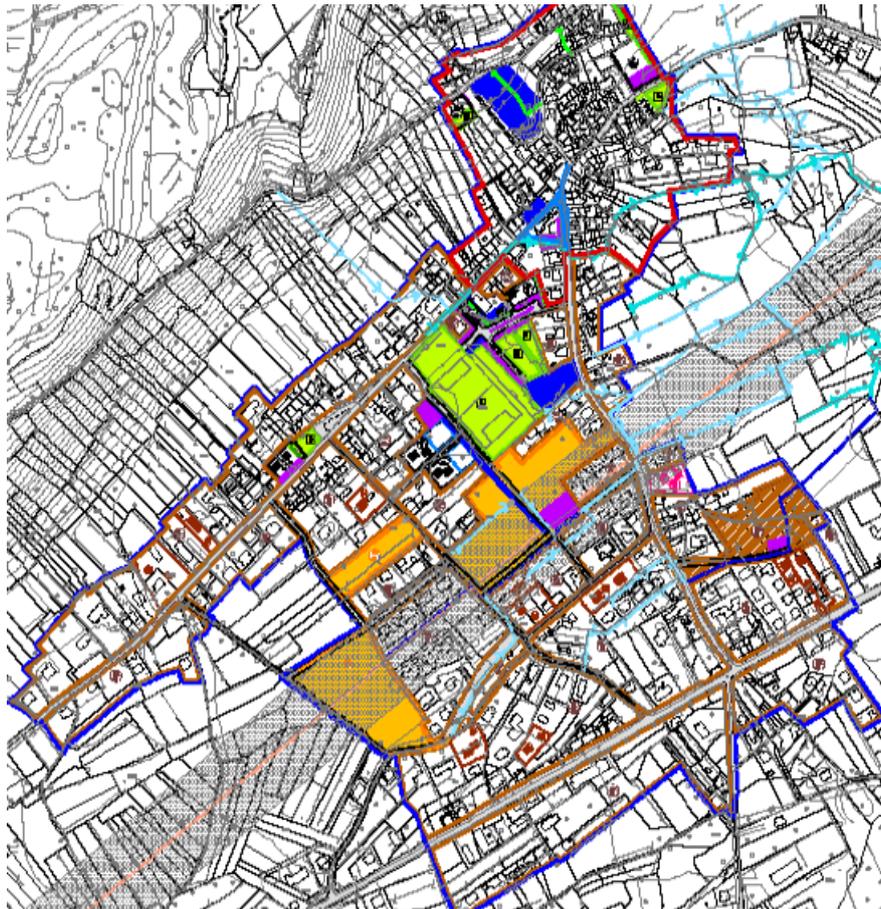


Figura 2 – Stralcio del PI oggetto di studio

Per quanto riguarda l'edificabilità prevista, nella tabella di sintesi di seguito riportata, per ciascun lotto oggetto di intervento sono indicati i parametri dimensionali delle trasformazioni previste da PI.

ID_LO TTO	COD_CE NTRO	COD_AM BITO	COD_L OTTO	SUP_LO TTO	SUP_ COP	PERC_COPE RTURA	SUP_S COP	SUP_PER CORSI	H_M AX	VOL_ MIN	VOL_ MAX
3	APP 11	CL01 11	01							197	197
4	APP 11	CL01 11	02							591	591
5	APP 11	CL02 11	03	1484	133	9	1203	148	6	600	800
6	APP 11	CL03 11	04	1700	200	12	1330	170	6	1200	1200
7	APP 11	CL03 11	05	1090	117	11	864	109	6	600	700
8	APP 11	CL04 11	06							333	333
9	APP 11	CL04 11	07							688	688
10	APP 11	CL05 11	08	1595	233	15	1202	160	6	1400	1400
23	APP 11	CL06 11	09							462	462
24	APP 11	CL06 11	10							480	480
22	APP 11	AC01 11	AC01	708	100	14	537	71	6	600	600
14	APP 11	AP01 11	AP01	581	44	8	479	58	9	400	400
15	APP 11	AP02 11	AP02	1511	156	10	1204	151	9	1000	1400
16	APP 11	AP03 11	AP03	1066	111	10	848	107	9	1000	1000
17	APP 11	AP04 11	AP04	1120	111	10	897	112	9	1000	1000
18	APP 11	AP05 11	AP05	2145	250	12	1681	214	6	1500	1500
19	APP 11	AP06 11	AP06	1444	200	14	1100	144	6	1200	1200
27	APP 11	AP07 11	AP07	3368	200	6	2831	337	6	1200	1200
2	APP 11	CE01 11	CE01	9025	934	10	7189	902	8.5	7935	7935
11	APP 11	NE01 11	NE01	14570	1295	9	11818	1457	9	8742	11656
26	APP 11	NE02 11	NE02	17092	2279	13	13104	1709	6	10255	13674
12	APP 11	UC01 11	UC01	4231	564	13	3244	423	6	2539	3385
13	APP 11	UC02 11	UC02	1937	1722	89	21	194	9	11624	15498

4 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

L'area oggetto del presente studio è situata a ovest della città di Feltre, essa è compresa tra l'alveo del torrente Stizzon, che ne delimita indicativamente il margine meridionale, mentre a nord – nord ovest è limitata dalla dorsale del Monte Aurin e a nord – nord est dal torrente Musil (Figura 3).

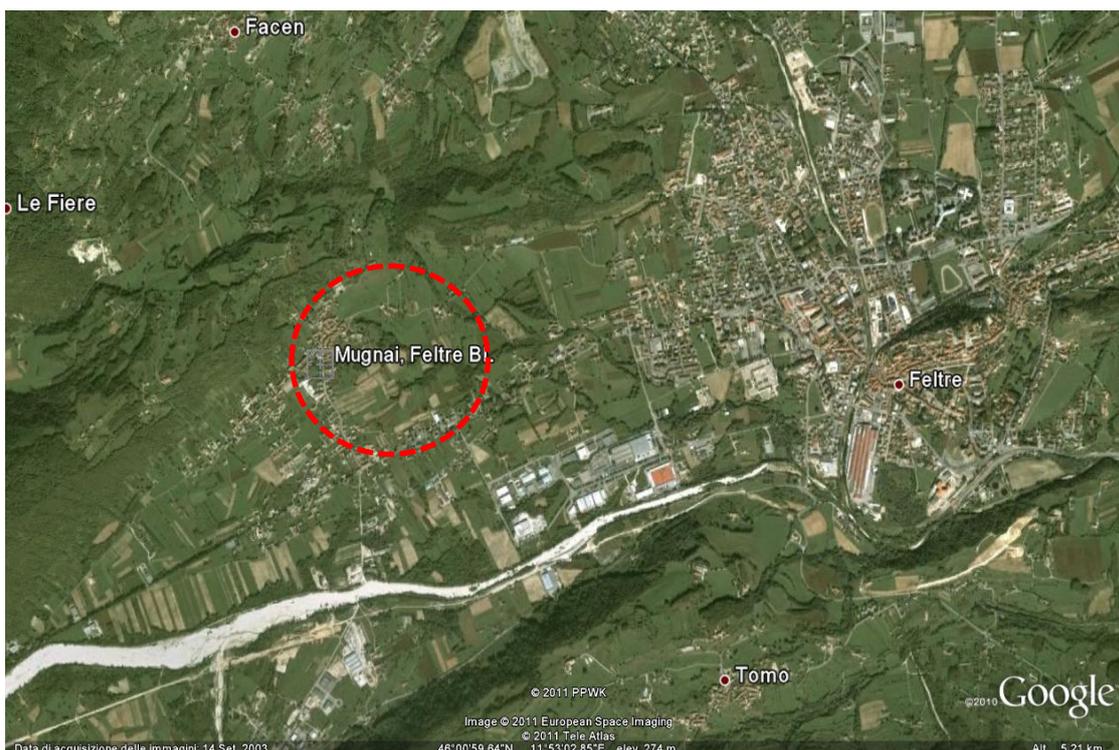


Figura 3 – corografia dell'area di intervento

Il nucleo storico di Mugnai si è formato lungo il tracciato dell'antica strada che da Feltre conduceva a Fonzaso, collocandosi all'altezza dell'incrocio con la deviazione verso il Canalet ed il collegamento con il rettilineo della Culiada.

La posizione favorevole ai piedi di un modesto rilievo, coltivato a vigneto, ed aperta verso una pianura ricca di acque hanno favorito la formazione di un discreto tessuto edilizio antico, in cui non si riscontrano però costruzioni di particolare rilievo architettonico. Gli unici due esempi di questo tipo sono collocati all'esterno del centro abitato verso la campagna o sulla sommità del rilievo che sovrasta Mugnai.

L'insediamento di origine rurale si appoggia con una certa regolarità ai percorsi matrice, che nel caso svolgono anche il ruolo di percorsi d'impianto, lungo i quali

sorgono la maggior parte degli edifici a schiera talvolta con il percorso a nord, altre volte di fronte a sud oltre alla corte. Gli edifici presentano un orientamento prevalente con l'affaccio principale a sud-est sul quale sono stati realizzati la maggior parte dei portici e di fronte ai quali si dispongono quasi tutte le corti.

La regolarità dell'impianto trova qualche eccezione nella parte più a sud più pianeggiante. La chiesa, dedicata a San Marco, in posizione panoramica al di sopra dell'abitato, non partecipa all'organizzazione funzionale del centro (Figura 4).



Figura 4 – Vista panoramica della frazione Mugnai

4.1 Idrologia

Come descritto nella VCI allegata al PAT, dal punto di vista climatico l'area è caratterizzata da una piovosità piuttosto abbondante concentrata nella stagione tardo-primaverile, estiva ed autunnale.

Le informazioni relative alle massime precipitazioni annue registrate dalla citata stazione, riportate dalla VCI del PAT del Comune di Feltre, sono state fornite dal Centro

Meteorologico di Teolo (A.R.P.A.V.) già elaborate, sotto forma di tabelle che riportano, per ciascun tempo di ritorno, le caratteristiche delle serie di dati, la loro numerosità e le equazioni di possibilità climatica regolarizzate secondo la legge di distribuzione di Gumbel.

4.2 Geologia

L'area è caratterizzata da una morfologia sub – pianeggiante, dotata di una leggera pendenza OSO – ENE, e presenta una quota compresa tra 315 e 265 m s.l.m. In relazione all'inquadramento geologico regionale gli elementi strutturali dominanti sono:

- la "Sinclinale di Belluno", importante struttura plicativa ad andamento NE-SO, il cui nucleo è coincidente con la Val Belluna ed è costituito da rocce relativamente recenti (terziarie), rappresentate principalmente da marne, arenarie e argille;
- lo "Scorrimento di Tezze" che, con vergenza circa SE determina le strutture principali (pieghe e faglie) della zona compresa tra il M. Aurin, il "Canalet" e il M. Avena.

L'inquadramento geologico dell'area è chiaramente desumibile dalla "Carta Geologica" riportata in Figura 5 .

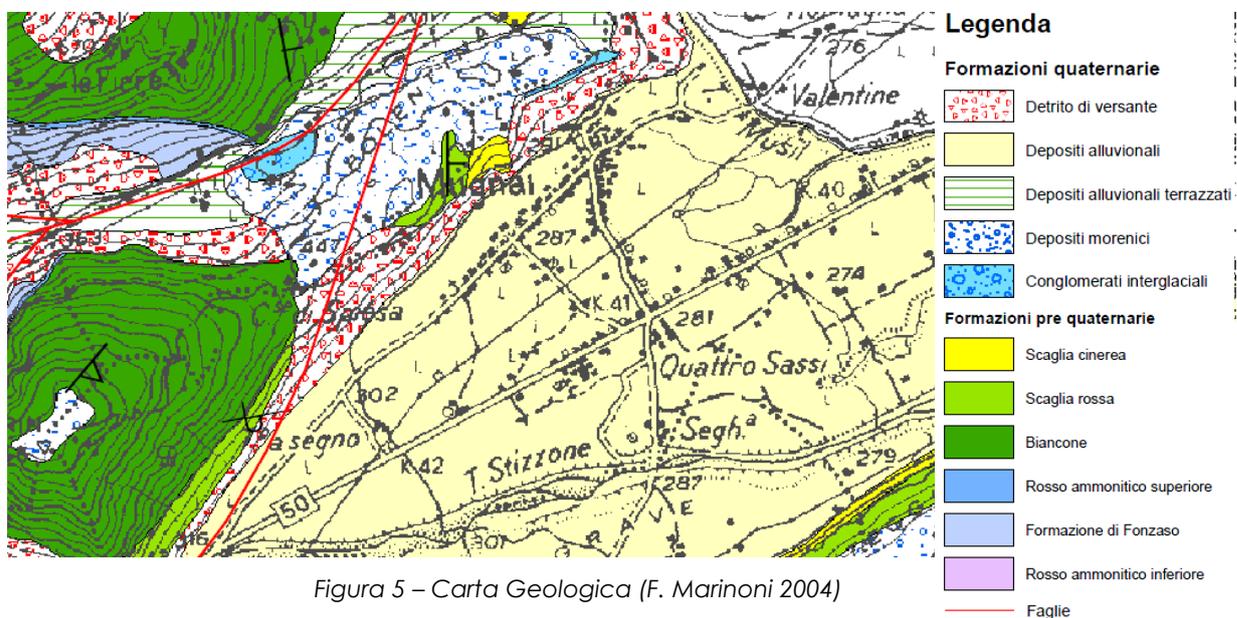


Figura 5 – Carta Geologica (F. Marinoni 2004)

Si evidenzia la copertura alluvionale (caratteristica dell'area in esame) che maschera il nucleo della sinclinale di Belluno, i cui fianchi meridionale e settentrionale sono

rispettivamente visibili tra Feltre e Rasai, a nord di Porcen, con immersione circa NNO e a monte di Mugnai, con immersione circa E; in questa zona la stratificazione appare quasi verticalizzata per la presenza delle faglie compressive e trascorrenti associate al citato scorrimento di Tezze.

La pianura situata tra il T. Stizzon e il T. Musil, all'interno della quale ricade la frazione "Mugnai", è costituita da un potente materasso formato da depositi alluvionali e fluvioglaciali.

All'interno di questo materasso si osservano delle variazioni litologiche sia in senso verticale, sia orizzontale: i primi 10 - 15 metri di sottosuolo sono costituiti da depositi prevalentemente ghiaiosi, mentre con l'aumentare della profondità tende ad aumentare la matrice limoso - argillosa. Procedendo da Ovest verso Est, si verifica ugualmente una importante variazione di facies, in quanto i depositi del settore occidentale della piana sono prevalentemente grossolani, mentre quelli del settore orientale si caratterizzano per la presenza di livelli limoso - argillosi.

1.1 Idrogeologia

L'idrogeologia dell'area oggetto di PI è stata recentemente indagata nell'ambito dell'"Indagine idrogeologica in località Mugnai" (Marinoni F., Zanin P. 2004) commissionata dall'amministrazione Comunale.

Da quanto riportato nel citato studio, risulta che l'assetto idrogeologico dell'area riflette quello litostratigrafico, poiché i depositi ghiaiosi presenti nella zona occidentale possiedono una elevata permeabilità e sono sede di un acquifero più o meno indifferenziato.

Spostandosi verso Est, il progressivo aumento della frazione limoso - argillosa provoca una diminuzione della permeabilità, l'acquifero tende quindi a differenziarsi e a venire a giorno nelle zone topograficamente più depresse, originando i ben noti fenomeni di risorgiva.

Per quanto riguarda il livello della falda, nel settore occidentale, la falda si mantiene a profondità maggiori di 4 metri anche durante la fase di morbida (relativamente al periodo di indagine), mentre nel settore orientale è sempre stata subaffiorante o comunque a profondità inferiori ad un metro dal p.c..

La zona centrale, dove si sviluppa la maggior parte dell'abitato di Mugnai è caratterizzata da una situazione idrogeologica intermedia, che presenta profondità della falda variabili tra 1 e 3 metri.

Il monitoraggio in continuo del livello freatico in corrispondenza al pozzo n° 22, ha rilevato come durante le fasi di più intensa rialimentazione, il livello freatico possa avere elevati ritmi di crescita, valutati in 0,1 cm/min. Ciò conferma la buona permeabilità dell'acquifero, che si traduce in una elevata velocità di deflusso delle acque sotterranee, almeno nei settori occidentale e centrale della piana.

4.3 Permeabilità dei terreni

Nel corso della campagna geognostica condotta nell'ambito del citato studio Marinoni (2004) sono state eseguite due prove di permeabilità in foro, dalle quali si è ottenuta una

misura della permeabilità $k = 5 \times 10^{-5}$ e 3×10^{-6} m/s rispettivamente in ghiaia sabbiosa e limosa e sabbie fini limose e limi sabbiosi.

I valori ottenuti sono coerenti con quanto desunto dalle stratigrafie, con le osservazioni idrogeologiche di campagna e con i risultati dei sondaggi elettrici verticali, ove si osserva una progressiva diminuzione della permeabilità, legata all'aumento della frazione granulometricamente più fine, procedendo da ovest – sudovest, verso est – nordest, svolti nello stesso studio.

4.4 Reticolo idrografico ricettore

Il corso d'acqua principale è il T. Stizzon, che lambisce tutto il margine meridionale della zona di indagine; il bacino di alimentazione si sviluppa nel Massiccio del M. Grappa ed ha una superficie di circa 45 km² (sez. di chiusura allo sbocco della Valle di Seren). Il regime di questo corso d'acqua è torrentizio e quindi caratterizzato da forti variazioni di portata.

Il Torrente Musil delimita verso Est l'area di indagine: si tratta di un corso d'acqua di modesta importanza, il quale ha, di solito, portate dell'ordine di alcune decine di l/s; in concomitanza con periodi piovosi la portata aumenta considerevolmente, anche in relazione alla scarsa permeabilità del bacino di alimentazione.



Figura 6 – Torrente Musil a valle della confluenza con le risorgive di Mugnai

E' da segnalare che 200 m a Ovest del Mulino Stien, il T. Musil (in questo tratto canalizzato con fondo il cls.) sovrappassa il corso d'acqua naturale alimentato dalle risorgive di Mugnai. Nell'ambito dell'area di indagine il T. Musil assume notevole importanza, poiché riceve parte delle acque provenienti dalle risorgive di Mugnai.

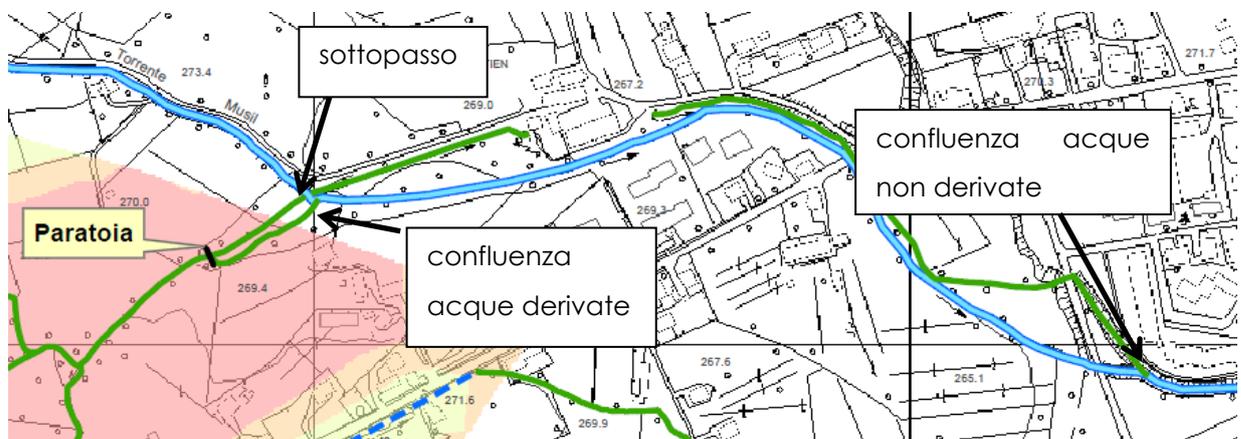


Figura 7 – Ubicazione della paratoia di derivazione delle risorgive verso il torrente Stien, della confluenza delle acque derivate e della confluenza naturale

Nel reticolo idrografico superficiale, assumono notevole importanza i corsi d'acqua che si originano a partire dalle zone di risorgiva situate a Est di Mugnai e in località Peschiera.

Le risorgive di Mugnai vengono a giorno in vari punti della piana compresa tra via Scuole e la S.S. n.° 50, e poi confluiscono rapidamente in un unico corso d'acqua, poco prima della paratoia indicata nell'Elaborato 2.



Figura 8 – Paratoia di derivazione delle risorgive verso il molino Stien

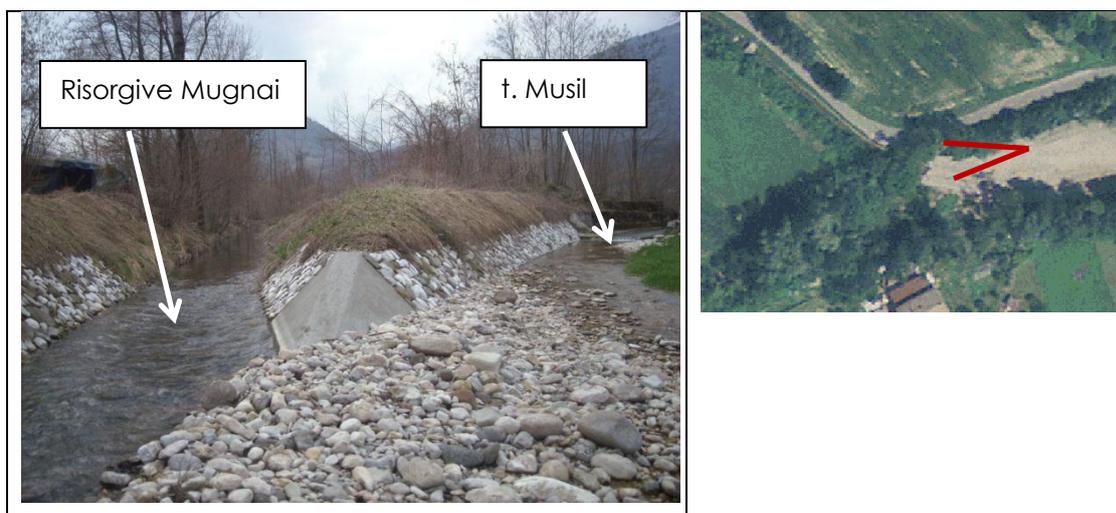


Figura 9 – Confluenza delle risorgive deviate dal manufatto di regolazione verso il Molino Stien

A partire da questa, la maggior parte dell'acqua viene indirizzata verso il Mulino Stien, dopo avere sottopassato il corso del torrente Musil.

La portata complessiva delle risorgive è sempre considerevole, stimabile, mediamente in almeno 500 l/s.

L'area in esame è percorsa da una serie di canalette di scolo, parte delle quali efficienti, altre in stato di cattiva manutenzione ed altre abbandonate e occluse.

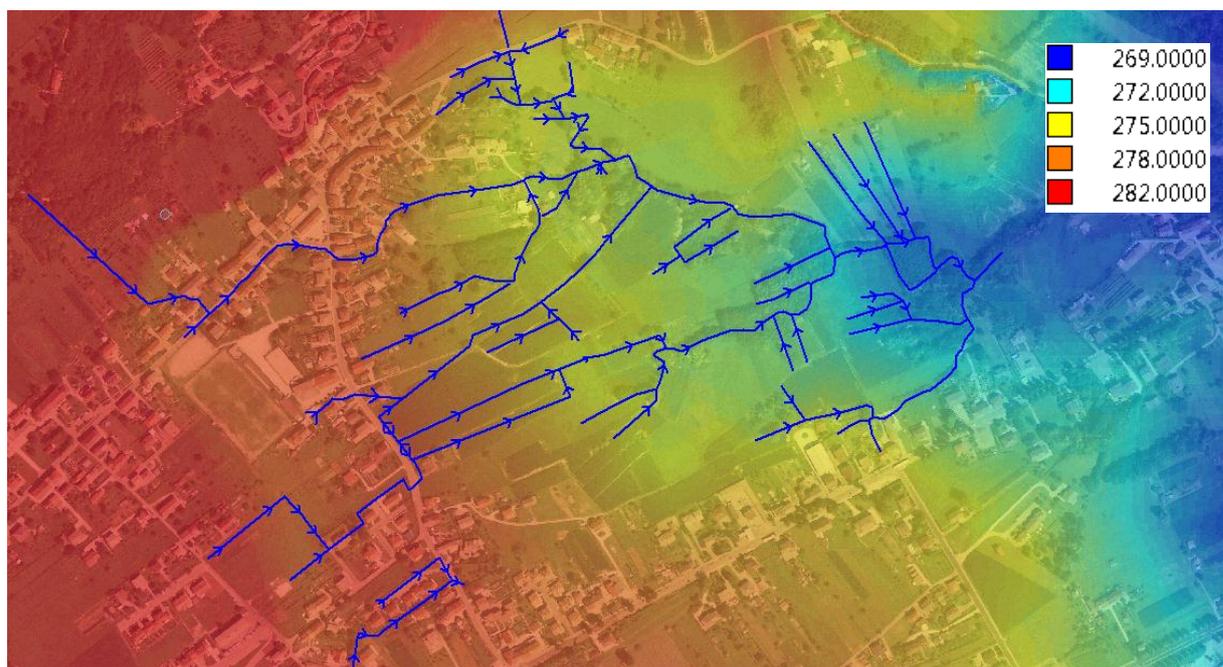


Figura 10 – reticolo idrografico interferente con le aree di intervento su base modello digitale del terreno ricavato da CTR (quote in m s.l.m.)

4.5 Bacino idrografico

La delimitazione e le caratteristiche morfometriche del bacino idrografico di pertinenza delle risorgive di Mugnai è stato individuato mediante applicazioni GIS sulla base dei tematismi ufficiali della Regione Veneto relativamente ai bacini idrografici, e dalle informazioni reperibili sulla cartografia tecnica numerica in scala 1:5 000.

Nella seguente Tabella 1 si riportano i principali caratteri morfometrici del bacino delle risorgive di Mugnai chiuso in corrispondenza della confluenza regolata nel torrente Musil e quello del torrente Musil chiuso nello stesso punto.

Tabella 1 – Caratteristiche morfometriche principali del bacino delle risorgive di Mugnai e del torrente Musil chiusi in corrispondenza della loro confluenza

	torrente Musil	risorgive Mugnai
Superficie [km ²]	7.40	3.18
Lunghezza asta principale [km]	2.01	2.73
Lunghezza percorso idraulicamente più lungo [km]	6.47	4.86
Pendenza media asta torrentizia [%]	31	22
Quota media del bacino [m s.l.m.]	546	340
Quota massima del bacino [m s.l.m.]	1358	744
Quota sezione di chiusura [m s.l.m.]	269	270
Tempo di corrivazione (Giandotti) [ore]	1.04	1.68

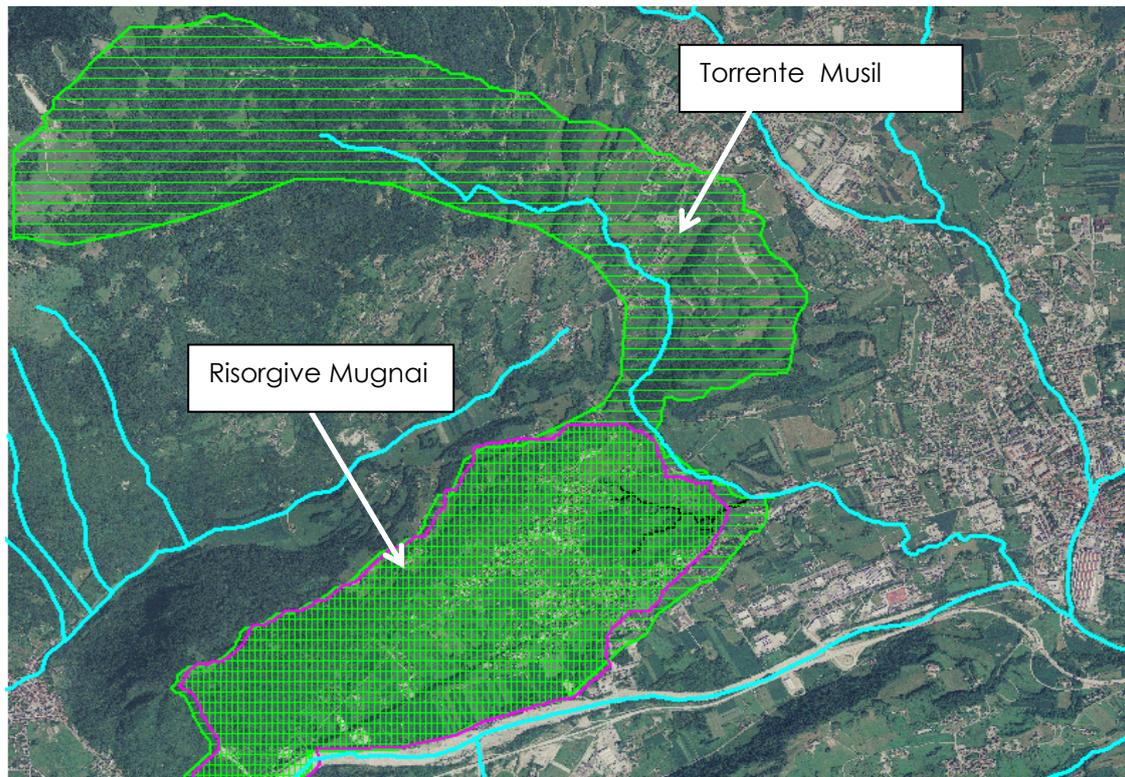


Figura 11 – bacini idrografici del torrente Musil e delle risorgive di Mugnai

5 IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI

In questo capitolo viene fornita la ricostruzione dei fenomeni idrologici che interessano il bacino in esame, mediante l'utilizzo di un modello matematico in grado non solo di restituire i valori principali dei fenomeni ma anche di rappresentarli con continuità temporale durante il manifestarsi dell'evento meteorico. In questo modo sono stati simulati gli eventi teorici che si presentano con caratteristiche medie valutabili mediante un approccio statistico.

5.1 Metodologia di analisi

La determinazione delle portate di progetto si basa sulla costruzione di un modello matematico di trasformazione afflussi – deflussi capace di correlare l'intensità dell'evento meteorico con l'idrogramma di piena generato. L'utilizzo di un modello matematico possiede anche il vantaggio di restituire non solo la massima portata al colmo, ma anche il completo andamento temporale del fenomeno, la forma dell'idrogramma e il volume complessivo.

Il problema della trasformazione afflussi – deflussi viene generalmente scomposto in due fasi successive. La prima si propone di determinare la precipitazione efficace ovvero la frazione di pioggia totale (coefficiente di deflusso) che defluisce effettivamente attraverso la rete idrografica mentre la seconda simula la propagazione dei deflussi così ottenuti lungo la rete idrografica fino alla determinazione dell'andamento temporale delle portate transitate attraverso la sezione di chiusura del bacino.

Attualmente esiste un numero elevato di modelli concettuali in grado di simulare il comportamento idrologico del suolo. La pioggia efficace viene determinata attraverso la valutazione del coefficiente di deflusso che può essere ipotizzato costante nel tempo, nei modelli più semplificati, o variabile con il procedere dell'evento meteorico. Molto utilizzati sono i modelli basati sulla ricostruzione dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) caratteristico che rappresenta la risposta del bacino ad impulso di precipitazione efficace perfettamente distribuita sull'intera superficie del bacino e avente volume unitario. Una volta definito l'IUH la ricostruzione dell'idrogramma reale avviene discretizzando lo idrogramma in ingresso in impulsi elementari e sommando le risposte ottenute da ciascuno di essi (integrale di convoluzione).

Una volta definito il valore dei parametri richiesti dal modello la sua attendibilità viene verificata, quando possibile, attraverso la procedura di taratura. Nel caso in esame l'impossibilità di procedere con questa procedura, a causa dell'assenza di misurazioni contemporanee pluvio-idrometriche che non ha permesso la ricostruzione di eventi di piena reali, a consiagliato di escludere l'utilizzo di quei modelli basati su grandezze non misurabili direttamente o indirettamente e la cui determinazione può avvenire esclusivamente dal confronto delle simulazioni con l'andamento degli eventi reali. Pertanto si è data preferenza ai modelli cosiddetti "fisicamente basati" che consentono di sfruttare le caratteristiche morfometriche, litologiche e pedologiche del bacino per la determinazione delle grandezze fisiche significative.

Nella presente analisi, per quanto riguarda la determinazione dello ietogramma efficace ci si è avvalsi della metodologia proposta dal Soil Conservation Service (1972) nota come il metodo del Curve Number. Per la successiva determinazione dell'idrogramma di piena è stato utilizzato il noto modello di Nash. Entrambi gli algoritmi sono meglio descritti nei paragrafi seguenti.

5.2 Il metodo del Curve Number

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della frazione di pioggia che defluisce direttamente alla rete idrografica, viene condotta con il metodo del Curve Number (CN) che determina tale volume di deflusso tenendo conto della variazione del grado di saturazione del terreno durante l'evento meteorico. Questo metodo è stato scelto tra quelli disponibili, per la maggiore consistenza fisica dei suoi parametri che lo rende applicabile anche nel caso di assenza di osservazioni di fenomeni reali.

Il metodo prevede un progressivo aumento del coefficiente di deflusso da un valore nullo, dovuto alle perdite iniziali che assorbono completamente la precipitazione, ad un valore tendente a 1 seguendo una precisa legge dipendente dalle caratteristiche di permeabilità del suolo e del sottosuolo.

Il volume di deflusso V viene calcolato, a partire dalla precipitazione netta P_n in base all'equazione:

$$V = \frac{W}{S} \cdot P_n \quad (\text{Eq. 5.1})$$

dove W rappresenta il contenuto idrico del suolo e S la capacità idrica del suolo a saturazione.

P_n viene espressa dalla:

$$P_n = P - IA$$

dove P è la pioggia totale mentre IA rappresenta le perdite iniziali per intercettazione. Tenendo conto che W può essere così espresso:

$$W = P_n - V$$

l'Eq. 2.1 diventa:

$$V = \frac{(P-IA)^2}{P+S-IA} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Il parametro S è caratteristico delle condizioni del terreno e viene calcolato come:

$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (\text{Eq. 5.3})$$

a partire dal numero di curva CN.

Questo è un parametro che può venire determinato rifacendosi ad apposite tabelle predisposte dal Soil Conservation Service, in base alle caratteristiche pedologiche, vegetazionali e di uso del suolo, e alle precipitazioni del periodo immediatamente precedente a quello considerato.

Il secondo parametro da introdurre per applicare questo metodo è il valore delle perdite iniziali IA; queste possono essere stimate anche mediante la relazione empirica:

$$IA = 0.2 \cdot S \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Assumendo valida l'eq. 3.4 la quantità di deflussi diretti verso la rete idrografica può essere ricavata dalla lettura del grafico riportato in Figura 12, a partire dalla precipitazione totale. Come si può notare, al procedere del fenomeno meteorico e quindi con l'aumento del volume d'acqua complessivamente caduto al suolo il rapporto tra precipitazione e deflussi è destinato ad aumentare.

Il metodo del Curve Number è stato messo a punto con pratiche applicazioni su bacini di modesta pendenza di versante e pertanto il suo utilizzo in altri ambiti va condotto con attenzione. La sua applicazione in bacini alpini italiani ha evidenziato la validità del metodo, ma ha consigliato di associare diversi valori del CN alle tipologie di suolo rispetto a quelli consigliati dal SCS. In particolare l'entità delle perdite iniziali si ritiene più corretto assumere $IA = (0.05 \div 0.10) S$.

Come si può desumere da quanto esposto, il metodo SCS fornisce unicamente il valore complessivo della pioggia efficace per l'intero evento; di conseguenza i modelli matematici, che operano in sequenza continua simulando il progredire nel tempo dei

processi idrologici e quindi necessitano di conoscere il valore della pioggia efficace relativo a ciascun intervallo di tempo, calcolano tale valore come la differenza tra il valore complessivo della pioggia efficace alla fine dell'intervallo considerato e il valore che aveva raggiunto alla fine dell'intervallo precedente.

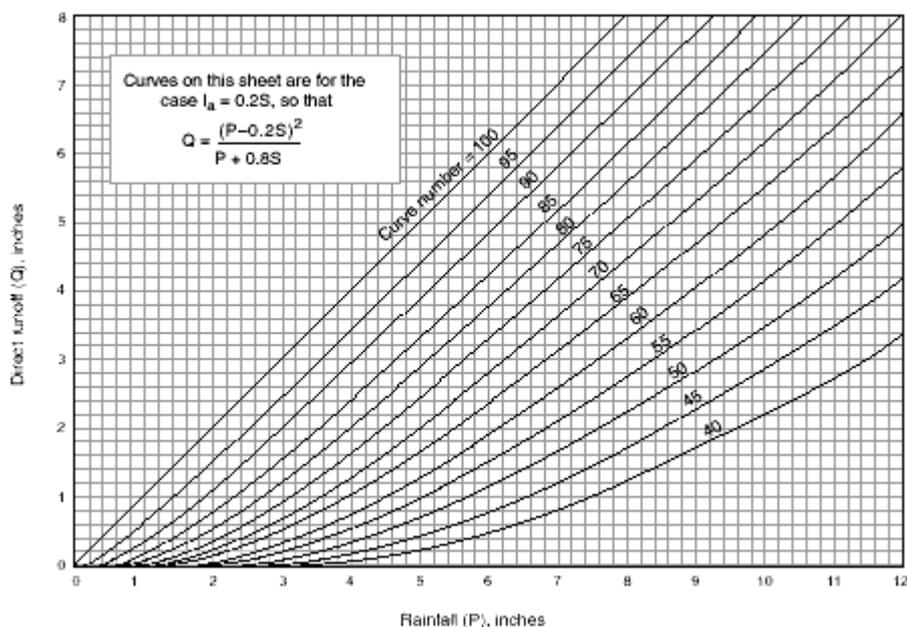


Figura 12 – Correlazione tra apporti meteorici e deflussi nella rete

5.3 Il modello di Nash

La pioggia efficace, determinata attraverso il metodo descritto, viene trasformata in deflusso nella rete idrografica utilizzando la tecnica dell'idrogramma unitario che rappresenta la risposta idrologica di un bacino ad un impulso di pioggia efficace unitario di durata istantanea.

Se l'idrogramma unitario è ipotizzato invariante con il progredire della precipitazione (idrogramma stazionario) e indipendente dalla sua intensità (idrogramma lineare) la risposta del bacino ad uno ietogramma qualsiasi può essere determinato come semplice combinazione lineare di tutti gli impulsi unitari.

Un idrogramma che rispetta queste ipotesi è descritto da una funzione $U(t)$ per la quale si possono dare alcune definizioni. L'idrogramma presenta una fase di risalita di durata t_p (tempo di picco) al termine della quale raggiunge la massima intensità di picco h_p . La durata dell'idrogramma unitario (t_b , tempo di base) coincide con il tempo

necessario affinché la precipitazione caduta nel punto più lontano del bacino faccia sentire i suoi effetti alla sezione di chiusura (tempo di corrivazione) e rappresenta la memoria del sistema. Il momento del primo ordine (baricentro) dell'idrogramma identifica il tempo di ritardo t_L (time lag).

Tra i numerosi modelli matematici realizzati per la determinazione di questo idrogramma uno dei più riconosciuti è quello proposta da Nash (1957). Il modello descrive il comportamento di un bacino idrografico mediante un numero n (parametro di forma) di invasi disposti in serie ciascuno dei quali caratterizzato da una stessa costante k (parametro di scala) di invaso.

La funzione che descrive l'andamento dell'idrogramma è la seguente:

$$U(t) = \frac{(t/k)^{n-1} e^{-t/k}}{k(n-1)!}$$

Ricorrendo a un'astrazione matematica, il modello di Nash può essere esteso al caso in cui il numero di serbatoi disposti in serie sia un numero reale. In tal caso la funzione fattoriale $(n-1)!$ viene sostituita con la funzione Gamma $\Gamma(\alpha)$ e la funzione $U(t)$ diventa:

$$U(t) = \frac{(t/k)^{\alpha-1} e^{-t/k}}{k \Gamma(\alpha)} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Il tempo di ritardo e il tempo di picco risultano pari a:

$$t_L = \alpha k \quad e \quad t_P = (\alpha - 1)k \quad (\text{Eq. 5.6})$$

5.4 Deflusso profondo

La frazione di precipitazione assorbita da terreno, normalmente considerata inefficace dal punto di vista dei deflussi superficiali, in realtà non è completamente persa ai fini degli apporti alla rete idrografica. Una sua parte, sebbene dopo un processo di propagazione più lento, giunge al fondovalle fornendo il cosiddetto "deflusso profondo". L'entità di questi apporti nel tempo è notevolmente ridotta in termini di valori di picco, ma risultano non trascurabili in termini di volume complessivo e forniscono la cosiddetta curva di esaurimento del bacino.

Tra i diversi metodi esistenti in letteratura per giungere alla loro quantificazione, alcuni ipotizzano un comportamento stazionario e lineare in modo simile a quanto ipotizzato per i deflussi superficiali e quindi mirano a ricostruire un idrogramma unitario "profondo" rappresentativo del tempo di propagazione di questi apporti ricostruendo l'idrogramma finale mediante la risoluzione di un integrale di convoluzione.

Essendo diversa la velocità di propagazione verso la sezione di chiusura del bacino rispetto alla velocità che caratterizza il deflusso superficiale, non è consentito utilizzare lo stesso idrogramma unitario utilizzato per i deflussi superficiali. Nel caso in questione è stata ipotizzata la similitudine dei parametri di forma dei due idrogrammi unitari mentre il tempo di risposta dell'idrogramma profondo è stata amplificata di tre volte amplificando opportunamente il relativo parametro di scala.

La frazione di precipitazione destinata ad alimentare il deflusso profondo è stata ipotizzata costante durante l'intero fenomeno.

6 ANALISI IDROLOGICA

Il ricorso a un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi richiede la conoscenza dell'entità e dell'andamento temporale degli apporti meteorici totali. Pertanto il primo passo di ogni analisi idrologica coincide con l'analisi delle caratteristiche pluviometrica del bacino con particolare riguardo alla capacità di produzione di fenomeni meteorici intensi.

Il modello matematico descritto nel precedente capitolo e costituito dagli algoritmi proposti dal SCS (metodo del Curve Number) e da Nash, permette la trasformazione delle precipitazioni meteoriche, con intensità variabili nel tempo, nei corrispondenti deflussi di piena nella rete idrografica. Il suo pratico utilizzo richiede la conoscenza di alcuni parametri matematici in grado di simulare il comportamento del territorio. Questi, in assenza di dati di monitoraggio in grado di rendere possibile la loro determinazione per taratura, possono essere correlati alle caratteristiche morfometriche ed idrogeologiche del bacino idrografico.

6.1 Regime pluviometrico intenso

Il ricorso ad un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi richiede la conoscenza dell'entità e dell'andamento temporale degli apporti meteorici totali. Pertanto il primo passo di ogni analisi idrologica coincide con l'analisi delle caratteristiche pluviometrica del bacino con particolare riguardo alla capacità di produzione di fenomeni meteorici intensi.

La capacità di generare eventi meteorici caratterizzati da elevate altezze di pioggia viene comunemente espressa correlando l'intensità della precipitazione alla sua frequenza di accadimento attraverso il parametro T_r (tempo di ritorno). Tale caratterizzazione climatica viene condotta per lo più mediante analisi di tipo statistico, basate sui valori delle piogge intense registrate dalle stazioni pluviometriche ubicate nel territorio, facendo riferimento ai massimi valori annuali e alle diverse durate di precipitazione normalmente poste pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Anche se i modelli probabilistici utilizzati allo scopo risultano numerosi, l'obiettivo delle elaborazioni è quello di giungere alla determinazione, per ciascuna stazione pluviometrica o per ciascuna zona elementare di territorio, dei parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica.

Per determinare l'afflusso meteorico relativo all'area oggetto di P.I. per assegnato tempo di ritorno e per diverse durate di precipitazione, si è fatto riferimento alle analisi condotte nella VCI di PAT.

Nell'ambito dello studio, il territorio comunale è stato suddiviso in unità idrografiche. A ciascuna unità idrografica è stata assegnata una curva di possibilità climatica ottenuta come media pesata delle curve relative alle stazioni idrometriche di Pedavena, Feltre e Monte Avena, fornite dal Centro Meteorologico di Teolo (A.R.P.A.V.) già elaborate, scritte nella classica forma:

$$h(Tr) = a \cdot t_p^n$$

dove:

h = altezza di precipitazione [mm];

t_p = durata dell'evento [ore];

Per l'unità idrografica del Sonna Stizzon, in cui ricadono le aree di trasformazione oggetto del presente PI, i parametri a e n assumono i seguenti valori:

a=59

n=0.414

Come indicato nell'Allegato A della DGR 2948/2009, per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica è stato assunto un tempo di ritorno di 50 anni.

E' stata assunta come significativa una durata di precipitazione critica pari al tempo di corrivazione del bacino delle risorgive di Mugnai chiuso alla confluenza con il torrente Musil, di seguito calcolato utilizzando la formulazione di Giandotti

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}} \quad \text{Giandotti (1934 - 1939),}$$

dove T_c è espresso in ore, L rappresenta la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino (km), H_m è l' altitudine media del bacino (m s.m.) ed H₀ è l'altitudine della sezione di chiusura (m s.l.m.);

6.2 Valutazione del Curve Number

Il metodo del SCS consente di calcolare la pioggia efficace mediante l'uso di un singolo parametro (CN) che caratterizza la risposta idrologica del sistema suolo-soprassuolo. Il CN può variare da 0 a 100: i valori bassi di CN identificano situazioni poco favorevoli alla formazione dei deflussi superficiali, mentre il valore 100 caratterizza le superfici completamente impermeabili USDA-SCS (1985). I valori di CN vengono quindi

assegnati alle diverse combinazioni suolo-soprassuolo mediante incrocio delle informazioni relative all'uso del suolo e ai tipi idrologici di suolo. Il metodo del SCS classifica i suoli in quattro gruppi idrologici (A, B, C, D) caratterizzati da infiltrabilità decrescente.

Ricordando quanto riportato nel capitolo dedicato alla descrizione della morfologia del bacino, in particolare alla costituzione litologica dei versanti, allo sviluppo vegetazionale e all'uso del suolo, le caratteristiche idrologiche medie del bacino possono essere assimilate a quelle elencate nelle tabelle standard proposte dallo stesso SCS ai gruppi idrologici dei suoli di bassa infiltrabilità. Tale combinazione di suolo-soprassuolo suggerisce di attribuire al parametro Curve Number un valore pari a 50.

Al parametro IA (perdite iniziali) viene assegnato il valore di 0.10 S mm rappresentativo di una condizione iniziale di media saturazione del suolo. Si ipotizza, quindi, che il fenomeno meteorologico che alimenta il processo idrologico presenti una fase iniziale nella quale l'afflusso viene completamente assorbito dal terreno aumentando il grado di saturazione del suolo, e una seconda fase in cui ha inizio la produzione del deflusso superficiale. Si noti che in questo modo le precipitazioni di debole intensità e di modesta durata non sono in grado di innescare alcune deflusso superficiale.

Infine, per tener conto degli effetti del deflusso profondo, si è assunto che il 5% della precipitazione totale contribuisca ad alimentare il deflusso profondo.

6.3 Il fattore di scala e di forma nel modello di Nash

La definizione dell'idrogramma unitario adimensionale di Nash richiede la conoscenza dei due parametri α (parametro di forma) e k (parametro di scala) legati al tempo di ritardo mediante l'equazione (2.5).

Per la stima di questi parametri è possibile ricorrere alle espressioni che li correlano al tempo di corrivazione del bacino. Imponendo la coincidenza tra i tempi di ritardo (intervallo temporale in cui transita il baricentro dell'idrogramma unitario) tra l'idrogramma triangolare e quello di Nash è possibile giungere alla correlazione tra i parametri. Osservato inoltre che i bacini montani assumono parametri di forma mediamente compresi tra 2 e 3, per il bacino in esame è stato assunto un valore $n = 2.5$. Di conseguenza la sopracitata correlazione porta ad assumere il parametro di scala pari a $k = T_c/6 = 0.34$.

La Figura 13 riporta l'andamento dell'idrogramma assunto come rappresentativo della risposta idrologica del bacino.

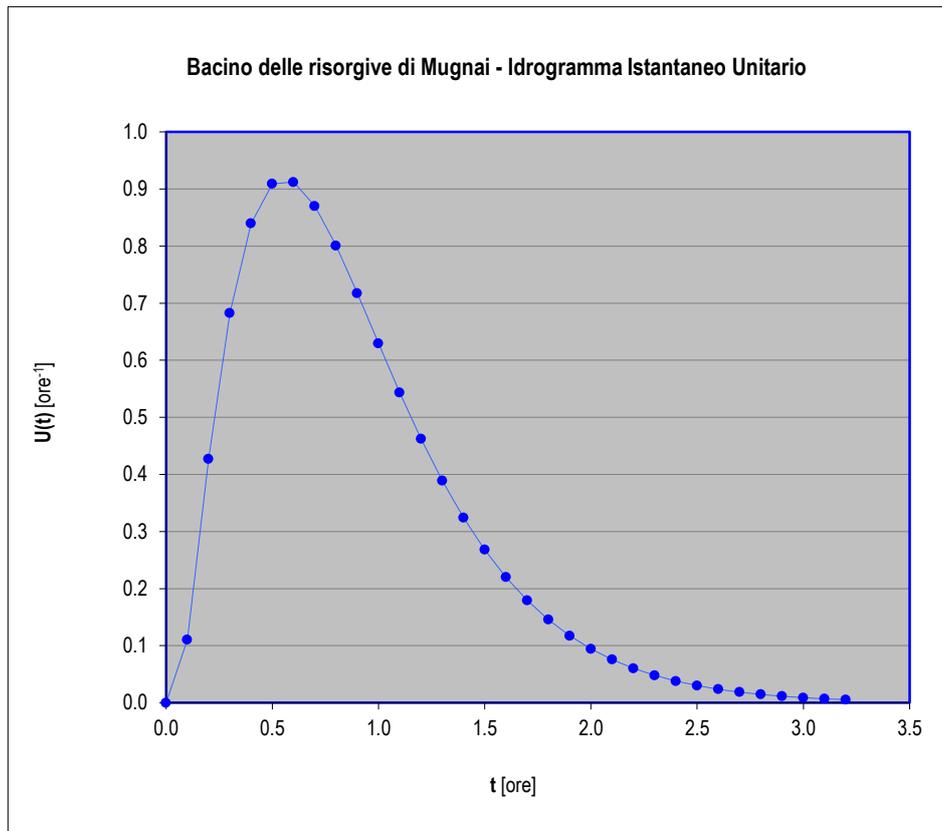


Figura 13 – Idrogramma istantaneo unitario rappresentativo della risposta idrologica del bacino delle risorgive di Mugnai

6.4 Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici

La trasformazione degli idrogrammi di assegnata frequenza di accadimento possono essere trasformati nei corrispondenti deflussi lungo la rete idrografica mediante la stessa tecnica seguita per la ricostruzione degli eventi reali; agli idrogrammi di piena ottenuti è possibile assegnare la stessa frequenza probabile del fenomeno meteorico che lo ha generato.

Queste simulazioni sono state condotte per un fenomeno meteorico avente frequenza di accadimento pari a 50 anni, considerando diverse durate di pioggia in modo da evidenziare il fenomeno più critico per il bacino.

A tal proposito è bene evidenziare che, adottando il metodo del Curve Number, il tempo di pioggia critico non coincide con il tempo di corrivazione come previsto dalla nota ipotesi alla base del metodo razionale.

Il progredire della precipitazione e il conseguente aumento del grado di saturazione del terreno portano a un aumento del coefficiente di deflusso e, di conseguenza, i

fenomeni prolungati nel tempo tendono a diventare più gravosi. I risultati sono stati graficati in figura 14.

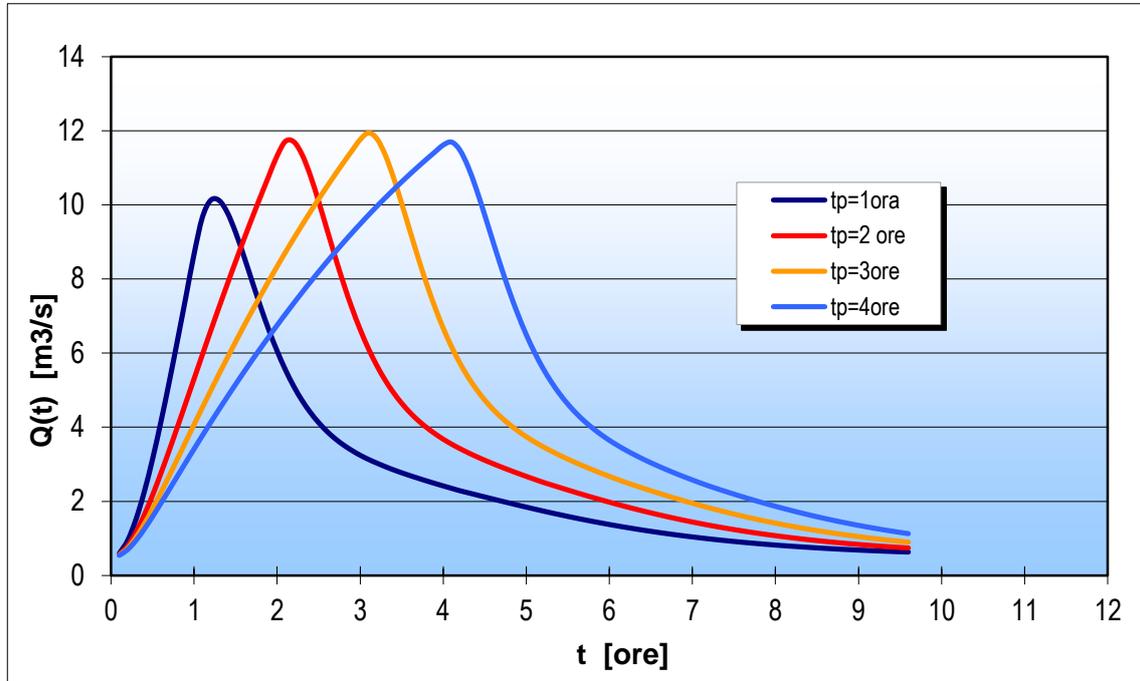


Figura 14 – Idrogrammi di piena generati da precipitazioni di diversa durata con tempo di ritorno pari a 50 anni

Come riportato in Tabella 2, l'evento che ha generato la massima portata di picco è risultato quello di durata 3 ore, con una portata massima di 11.9 m³/s

Tabella 2 – Portate di massima piena

Durata precipitazione [ore]	Portata di picco [m³/s]
5	10.1
10	11.7
50	11.9
100	11.7

7 PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO

7.1 Il concetto di rischio

Con il termine di rischio, ed in riferimento a fenomeni di carattere naturale, si intende il prodotto di tre fattori:

- la pericolosità o probabilità di accadimento dell'evento calamitoso (P); la pericolosità di un elemento va pertanto riferita al periodo di ritorno T, che esprime l'intervallo di tempo nel quale l'intensità dell'evento calamitoso viene superata mediamente una sola volta;
- il valore degli elementi a rischio intesi come persone, beni localizzati, patrimonio ambientale (E);
- la vulnerabilità degli elementi a rischio (V), cioè l'attitudine a subire danni per effetto dell'evento calamitoso.

Generalmente il rischio può esprimersi mediante un coefficiente compreso tra 0 (assenza di danno o di pericolo) e 1 (massimo pericolo e massima perdita). Si definisce il danno il prodotto del valore del bene per la sua vulnerabilità:

$$D = E \times V$$

In definitiva "la formula che descrive il rischio" assume il seguente aspetto:

$$R = P \times E \times V = P \times D.$$

Pertanto, si può dire che il rischio sia la combinazione di un certo livello di danno potenziale con certo livello di pericolosità.

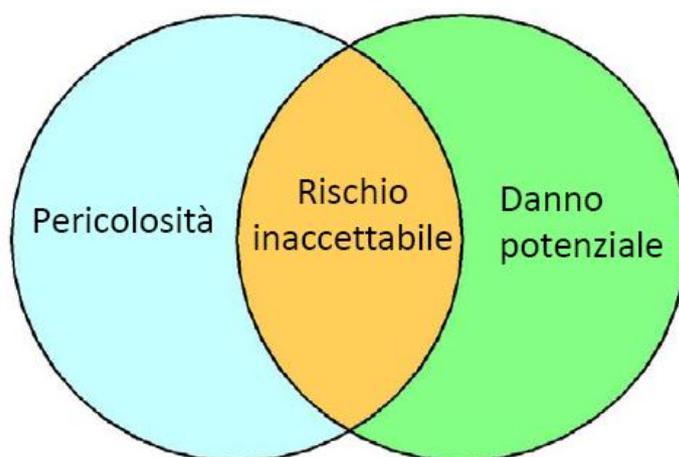


Figura 15 – Il concetto di rischio

La mitigazione del rischio si attua operando su questi due termini (mitigando la pericolosità e/o il danno potenziale).

7.2 Inquadramento normativo

Al fine di caratterizzare l'effettiva attitudine delle aree oggetto di studio ad essere soggetta ai fenomeni di esondazione, è necessario fare riferimento ai documenti ufficiali di pianificazione a scala di bacino redatti da parte dell'autorità idraulica competente.

Nel caso in esame il documento di riferimento è il "Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione" (PAI) adottato dall'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione nel 2004 e aggiornato nel giugno 2007.

La cartografia allegata al PAI riporta la perimetrazione delle aree aventi pericolosità idraulica differenziandole per livello di pericolosità. Tale cartografia non include alcuna area classificata all'interno del territorio del Comune di Feltre.

Tuttavia, nell'ambito delle attività inerenti alla redazione del PAT sono state individuate le aree soggette a dissesto idrogeologico e, in particolare, le aree allagabili. Esse sono descritte nella "Relazione geologico – tecnica esplicativa e conclusiva per il P.R.G. di Feltre" e sono riportate Carta della Fragilità Territoriale (Tav.3) del PAT.

Per quanto riguarda gli interventi oggetto del presente PI, essi non ricadono in aree classificate pericolose secondo la classificazione del PAT.

7.3 Il problema idraulico della Piana di Mugnai

La piana di Mugnai è da sempre soggetta a fenomeni di allagamento periodico, a causa della particolare struttura idrogeologica che la caratterizza, descritta nel precedente capitolo 1.1. Solo negli ultimi anni, tuttavia, tale caratteristica è divenuta motivo di seria preoccupazione da parte della popolazione locale; ciò è legato in particolare alla sfortunata concomitanza tra l'ultimazione di nuove strutture abitative e il verificarsi di due episodi di precipitazione eccezionale, nelle stagioni autunnali del 2000 e del 2002, che hanno causato notevoli danni.

Riprendendo il concetto di rischio idraulico precedentemente descritto, l'urbanizzazione ha portato un incremento del danno potenziale che, sebbene gli allagamenti si verificano con la stessa frequenza probabile di un tempo, ha determinato un aumento del rischio (Figura 16).

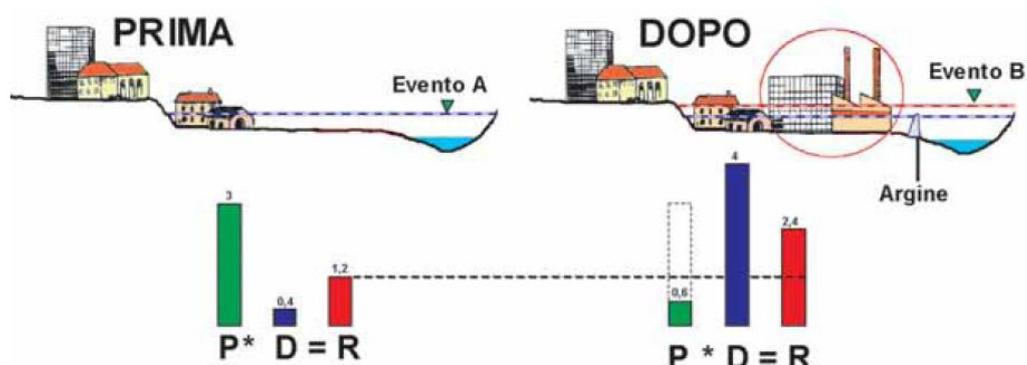


Figura 16 – Maggior protezione può portare a maggior rischio (A. Nardini CIRF 2006)

In particolare, il pericolo di allagamento che caratterizza la piana è rappresentato da due fenomeni distinti:

1. Innalzamento della falda dovuta alla circolazione idraulica sotterranea dovuta all'interazione tra la piana e sistemi idraulici esterni quali il Canalet e il torrente Stizzon;
2. Malfunzionamento della rete idrica superficiale che non permette di scaricare a valle i deflussi provenienti dall'area urbanizzata e quindi impermeabilizzata.

Essi vengono analizzati nei paragrafi che seguono.

7.3.1 Pericolo di allagamento per innalzamento della falda

Questa problematica è stata affrontata nel citato studio Marinoni del 2004 in cui si fa presente che, nel periodo in cui sono state svolte le indagini, nel settore occidentale, la falda si è mantenuta a profondità maggiori di 4 metri anche durante la fase di morbida (relativamente al periodo di indagine), mentre nel settore orientale è sempre stata subaffiorante o comunque a profondità inferiori ad un metro dal p.c.. La zona centrale, dove si sviluppa la maggior parte dell'abitato di Mugnai è caratterizzata da una situazione idrogeologica intermedia, che presenta profondità della falda variabili tra 1 e 3 metri. In occasione delle piene, i corsi d'acqua che costituiscono le risorgive di Mugnai, tendono a gonfiarsi per l'innalzamento della falda acquifera che provoca sia gli allagamenti della piana, sia le infiltrazioni nei piani interrati dell'area urbanizzata. Da testimonianze raccolte in sito, risulta che in occasione delle piene si alza una risorgiva che tende a scaricare i propri deflussi in prossimità del campo di rugby di allenamento e che da lì, scarichi nelle risorgive attraversando via Scuole.



Figura 17 – Campo da rugby area soggetta ad allagamento per risalita della falda



Figura 18 – Campo da rugby area soggetta ad allagamento per risalita della falda

7.3.2 Pericolo di allagamento per ruscellamento superficiale

Al fine di dimensionare adeguatamente le opere di scarico a servizio delle nuove urbanizzazioni previste dal presente PI e le relative opere atte a garantire l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica, è stata svolta un'analisi idraulica di dettaglio mediante modellazione matematica.

L'analisi idraulica ed in particolare l'attività di modellazione idraulica nella situazione attuale e in quella di progetto, hanno come finalità quella di costituire un valido strumento di supporto per la verifica della sicurezza idraulica del sistema, mediante la definizione dei livelli idrici e delle velocità quali parametri utili per definire l'efficacia degli interventi proposti.

In particolare, l'analisi idraulica della rete idraulica superficiale di Mugnai in fase di piena è stata condotta mediante uno schema mono-bidimensionale a moto vario, che ha permesso la valutazione degli effetti delle esondazioni dallo stesso reticolo idrografico e la conseguente mappatura delle aree a pericolosità idraulica.

Si vuole di seguito descrivere come si è schematizzato il sistema in ambiente modellistico con il modello TUFLOW, le cui caratteristiche sono descritte nell' Appendice B del presente elaborato.

7.3.2.1 Base topografica utilizzata

Tenuto conto degli obiettivi dell'indagine, è stato svolto dallo scrivente un apposito rilievo topografico dei fossi e delle aree soggette ad allagamento in località Mugnai.



Si è proceduto all'acquisizione della cartografia georeferenziata, al caricamento della stessa sullo strumento e alla materializzazione di una rete di caposaldi per l'inquadramento spaziale corretto, ad un picchettamento di precisione utilizzando una coppia di ricevitori in doppia frequenza L1+L2 Topcon HiperPRO dalle seguenti caratteristiche tecniche:

Numero di canali: 20 L1+20 L2 GPS/GLONASS

Segnali tracciati: L1/L2 Codici C/A e P, Fase, GPS/GLONASS, WAAS, EGNOS.

Prestazioni del ricevitore:

Precisione sulla misura della base: 3 mm + 0,5 ppm

Precisione in RTK: 10 mm + 1 ppm

La tecnica di rilievo utilizzata è la RTK (*Real Time Kinematic*), in grado di garantire la massima precisione unitamente alla visualizzazione in tempo reale dei punti occupati verificando direttamente sul campo la coerenza degli stessi. Tale tecnica, realizzabile con l'ausilio dei 2 ricevitori HiperPRO Topcon a doppia frequenza collegati mediante radiodem, prevede che un primo ricevitore (MASTER) sarà mantenuto fisso per la trasmissione della ambiguità di fase, il secondo ricevitore (ROVER) sarà utilizzato per occupare i punti da rilevare. Il rilievo dei punti nella suddetta modalità presenta una precisione centimetrica, ritenuta assolutamente compatibile con lo scopo del rilievo.

Come indicato nell'Elaborato 2 del presente studio, nelle aree coperte da vegetazione in corrispondenza della rete idrografica, il rilievo è stato completato con dei punti acquisiti con modalità tradizionale.

Complessivamente sono stati rilevati 1822 punti e 77 sezioni.

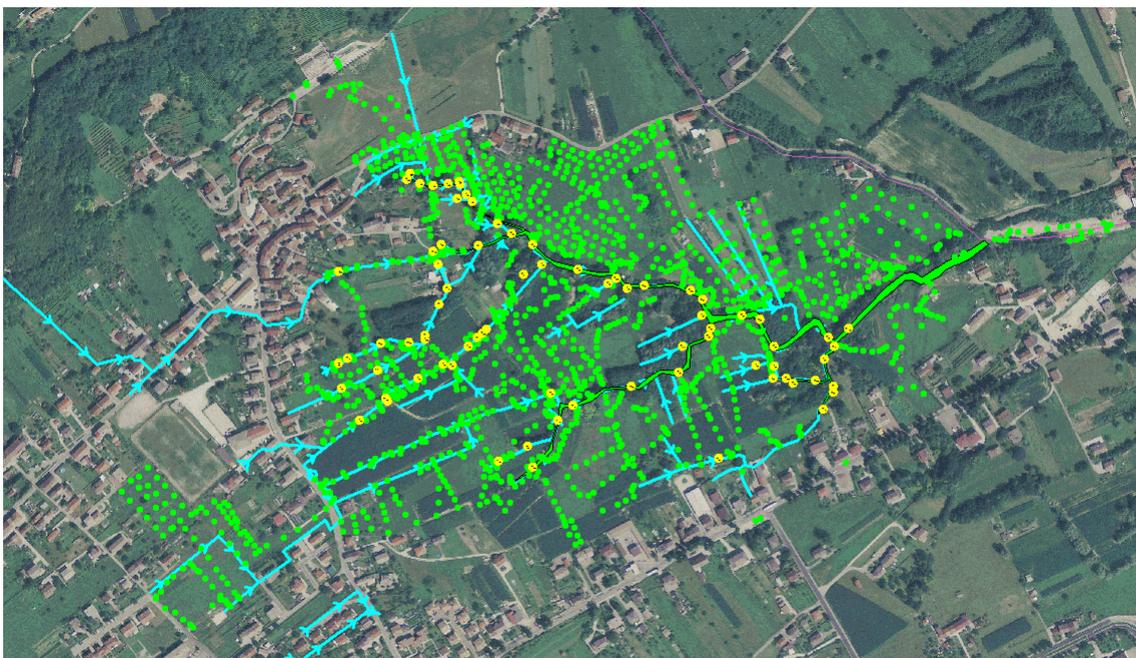


Figura 19 – Rilievo topografico eseguito. In verde i punti acquisiti con tecnica GPS, in giallo le sezioni d'alveo rilevate in modo tradizionale.

7.3.2.2 Schema mono - bidimensionale a moto vario (TUFLOW)

Una volta individuati i punti critici in termini di franco idraulico, per indagare gli effetti della piena nelle aree limitrofe al corso d'acqua in caso di esondazione è stata

condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico bidimensionale a moto vario TUFLOW. Il codice di calcolo TUFLOW è un programma per la simulazione di deflussi mono e bi dimensionali per lo studio di piene e maree. TUFLOW, è stato originariamente sviluppato per flussi bi-dimensionali (2D), il suo anagramma sta per Two-dimensional Unsteady FLOW. Esso incorpora, tutte le funzioni di ESTRY 1D monodimensionale o di quello quasi-2D basato interamente sulle equazioni monodimensionali (1D) del moto a pelo libero. Il completo algoritmo di soluzione 2D, creato da Stelling 1984 sviluppato da Syme 1991, risolve equazioni bidimensionali di continuità e conservazione della quantità di moto per superfici libere. Il software è stato sviluppato come progetto di ricerca dalla WBM Oceanics Australia e dall'Università di Queensland in 1990. Il progetto è stato successivamente ampliato aggiungendo una connessione dinamica 2D/1D (Syme 1991). I successivi miglioramenti dal 1998 ad oggi si sono focalizzati sulle strutte idrauliche, modellazione del flusso, connessione tra le strutture 2D/1D e l'utilizzo del GIS per la gestione dei dati (Syme 2001a, Syme 2001b). TUFLOW è anche stato oggetto di numerosi tests da parte della WBM Pty Ltd e altri (Barton 2001, Huxley, 2004). Per una descrizione dettagliata del codice di calcolo si rimanda all' Appendice A.

L'impostazione metodologica adottata per lo studio idraulico del sistema dei canali di scolo di Mugnai tiene conto sia delle caratteristiche idrauliche e morfologiche dei corsi d'acqua sia di quelle del territorio circostante.

Innanzitutto è stata valutata l'estensione dell'area di applicazione del modello sulla base di verifiche idrauliche preliminari, sulla base delle quali è stata individuata l'area da rilevare dal punto di vista topografico.

Si è quindi costruito il DTM per la modellazione dell'alveo e dell'intera area allo studio tenendo conto delle caratteristiche del territorio di indagine quali la presenza di golene, di argini, di opere idrauliche, di rilevati stradali, ecc.

Mediante l'applicazione del modello TUFLOW sono state quindi calcolate le principali grandezze idrauliche, quali i tiranti idrici e le velocità di deflusso e l'estensione delle aree interessate alla piena nello stato attuale e nello stato di progetto ovvero nella configurazione che prevede la schematizzazione degli interventi di protezione idraulica dell'alveo.

7.3.2.3 Creazione della griglia di calcolo

L'applicazione del modello bidimensionale TUFLOW, richiede la costruzione di un reticolo di calcolo sufficientemente dettagliato dell'area di studio.

Nel codice di calcolo di TUFLOW è possibile definire la griglia di calcolo per estensione e dimensione delle celle; nel caso in esame è stata utilizzata una griglia a maglia quadrata di 5 m di lato 1400 x 800 m per un totale di 44 800 celle.

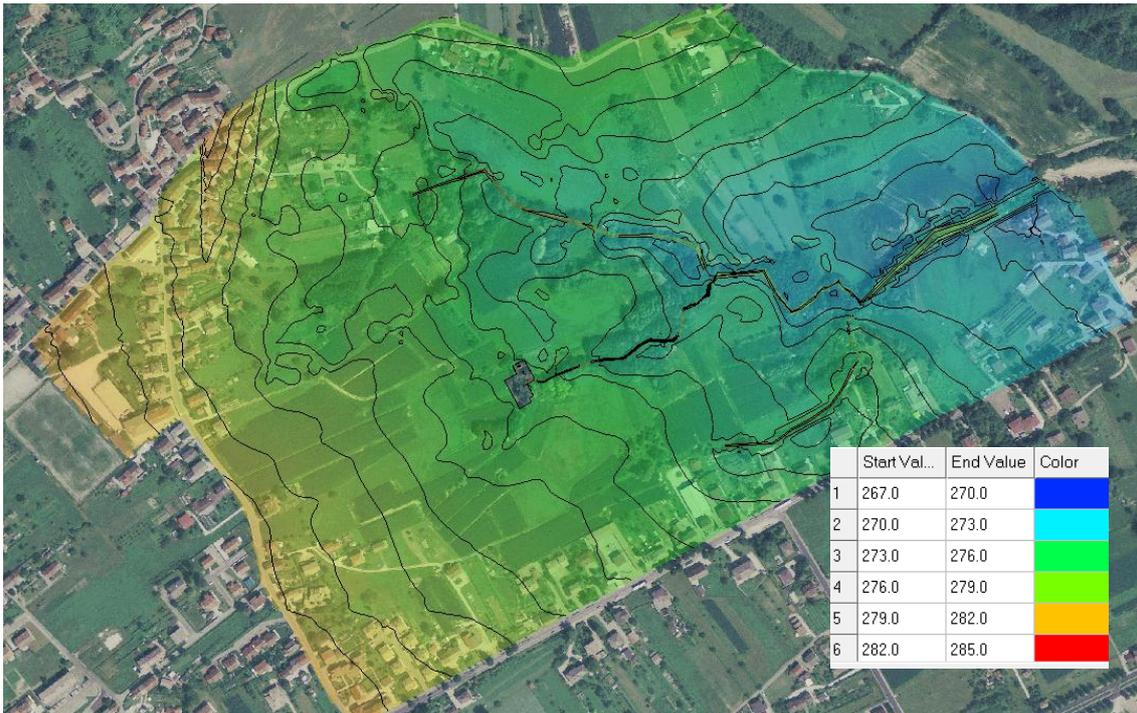


Figura 20 – Base topografica implementata nel modello TufLOW

Per ogni cella il modello definisce un insieme di nove punti a cui viene attribuita una quota letta dal modello digitale del terreno, creato a partire dai dati del rilievo (si veda la seguente Figura 21) che costituiscono la topografia del calcolo bidimensionale.

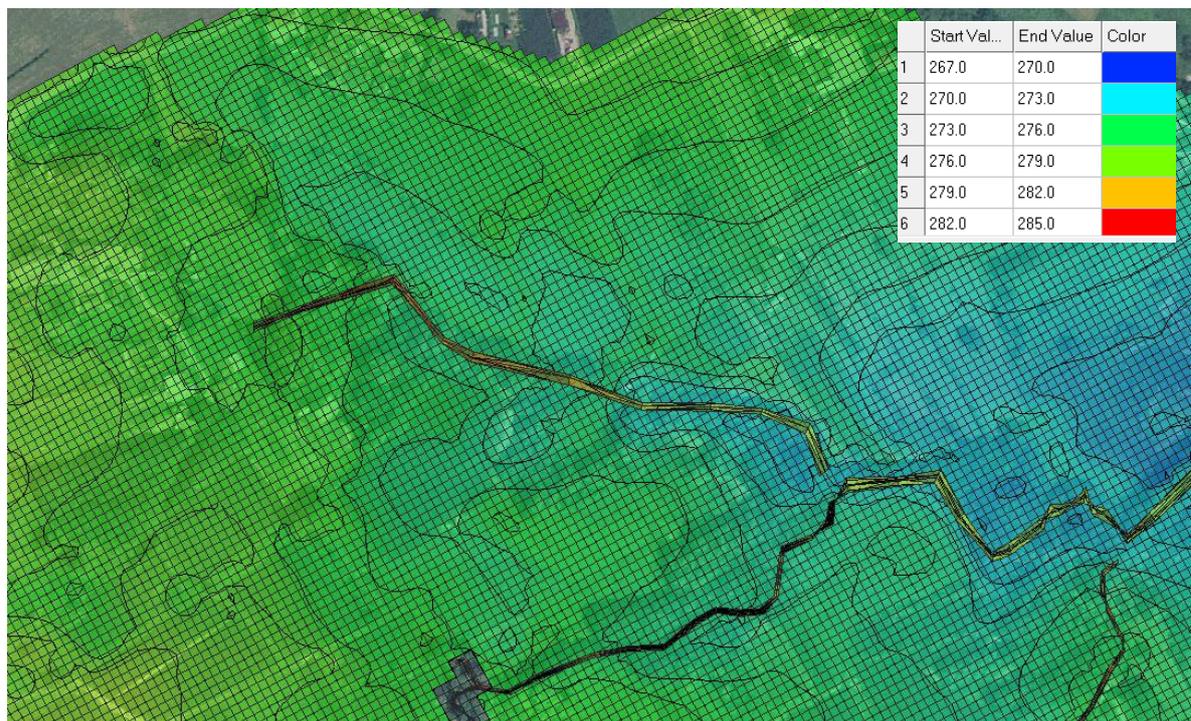


Figura 21 – Griglia di calcolo del modello

7.3.2.4 Modellazione della rete monodimensionale

Una volta inserita la base topografica del piano campagna, schematizzato con una griglia a celle quadrate di lato 5m, si è proceduto all'inserimento dell'idrografia superficiale come rete monodimensionale.

Infatti, come si può vedere dall'immagine della griglia di calcolo in Figura 21, i canali costituenti la rete di drenaggio non risultano ben rappresentati. Infatti il lato della cella è dello stesso ordine di grandezza della sezione dei fossi, che va da 1 a 3-4 m.

Per mantenere una certa precisione nelle valutazioni, è stato implementato il modello monodimensionale della rete di drenaggio annidato all'interno del dominio 2d. Sono stati modellati il Rio Maruzzon, il Rio delle Eve lunghe e il Rio della Maura che rappresentano i canali di risorgiva con la portata maggiore.

La prima attività è stata quella di disattivare le celle 2D che sono state rimpiazzate dal dominio 1D (Figura 22).

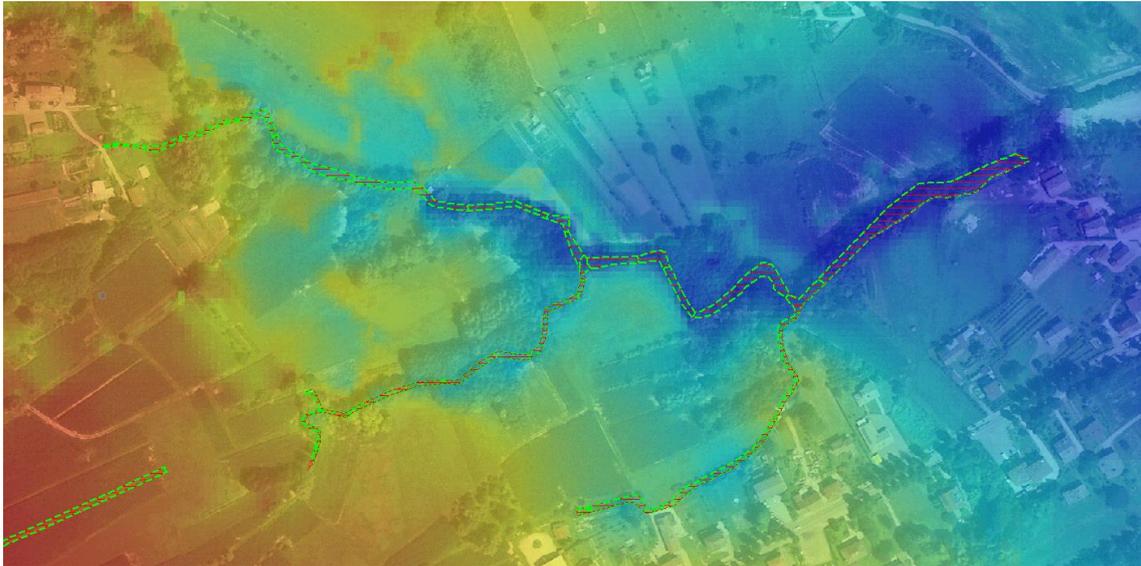


Figura 22 – Dominio 2D disattivato

Successivamente sono state inserite nella geometria le sezioni d'alveo rilevate, come files in formato csv, la cui ubicazione e le cui dimensioni sono indicate nell'Elaborato 2 (Figura 23).

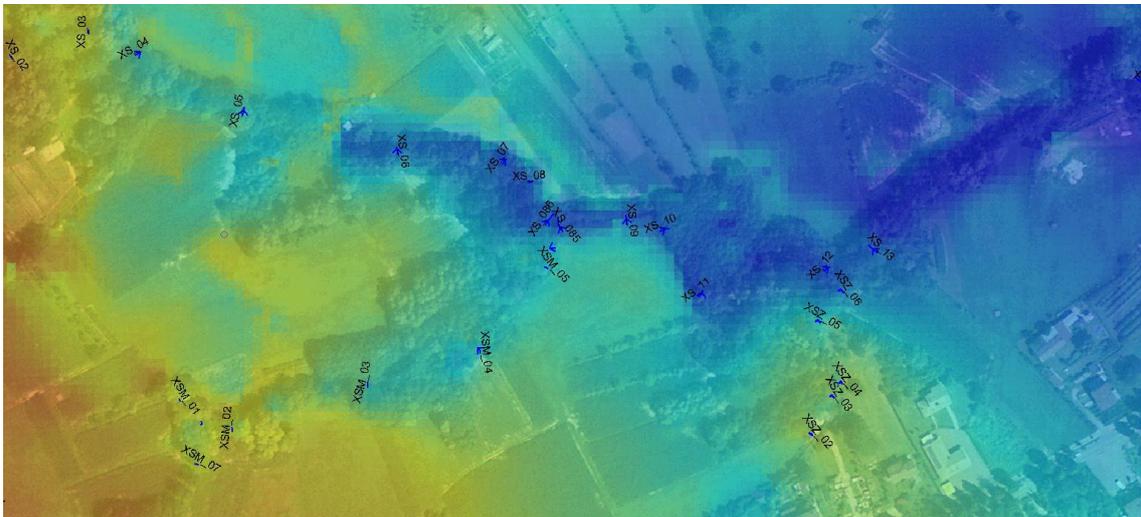


Figura 23 – Sezioni d'alveo del modello 1D

Le sezioni sono state connesse tra di loro mediante la generazione della rete monodimensionale, formata da tronchi di canale (Figura 28).

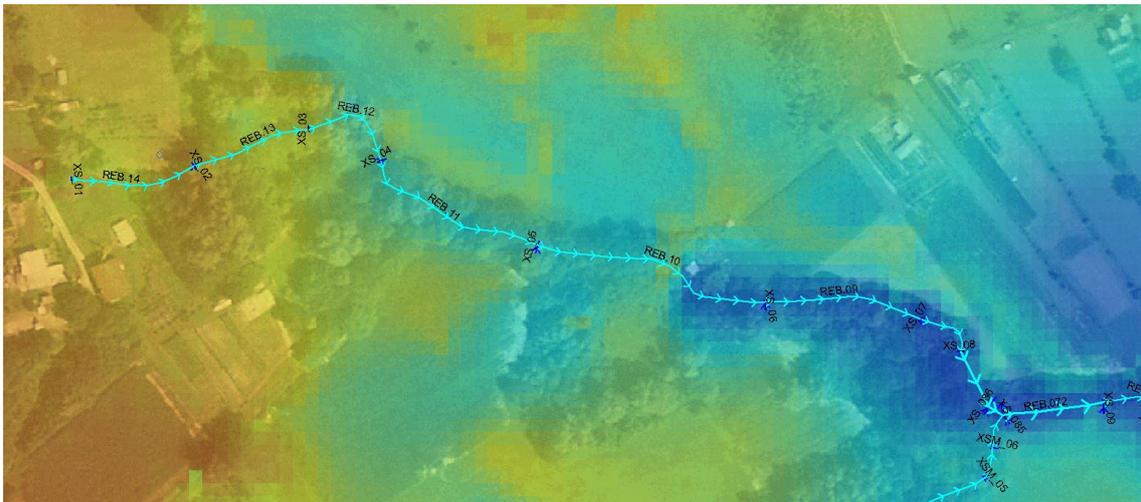


Figura 24 – Reticolo idraulico monodimensionale

Una volta implementata la rete 1D sono state definite le linee di interscambio di portata tra il modello 1d dei corsi d'acqua e quello 2d della piana.

Le linee di connessione CN trasferiscono il livello calcolato all'interno del canale con la quota del piano campagna circostante, rappresentato dalla linea HX che interpola i livelli della sezione di monte e quella di valle lungo il canale per confrontarla con la quota del piano campagna per ciascuna cella del dominio 2D intersecata.

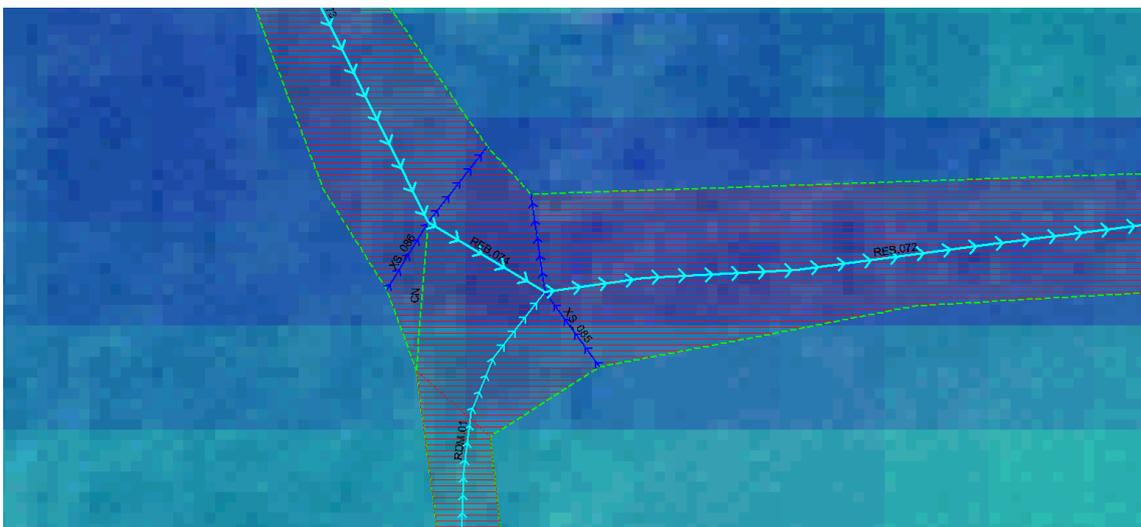


Figura 25 – Collegamento tra il dominio 1D e il dominio 2D

7.3.2.5 Determinazione della scabrezza

Anche l'assegnazione della scabrezza è stata definita nel dettaglio con coefficienti di scabrezza opportunamente tarati sulle caratteristiche fisiche della superficie.

Per quanto riguarda, infine, i coefficienti di scabrezza, in mancanza di valori sperimentali specifici dedotti sulla base di apposite indagini, si è fatto riferimento ai dati di letteratura e a quelli utilizzati con soddisfacenti risultati in analoghe simulazioni numeriche condotte su ambienti fluviali di analoghe caratteristiche..

E' stato assunto un coefficiente di Strickler pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.04$) per i canali, a $17 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$) per le aree vegetate e $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.02$) per le strade asfaltate.

7.3.2.6 Condizioni al contorno

Come condizione al contorno di monte è stato imposto l'idrogramma di piena con tempo di ritorno cinquantennale e tempo di pioggia 3 ore, che risulta il più gravoso in termini portata massima (si veda il precedente paragrafo 6.4).

Come condizione al contorno di valle è stata imposta l'altezza di moto uniforme calcolata nella sezione del torrente Musil alla confluenza, per l'evento cinquantennale.

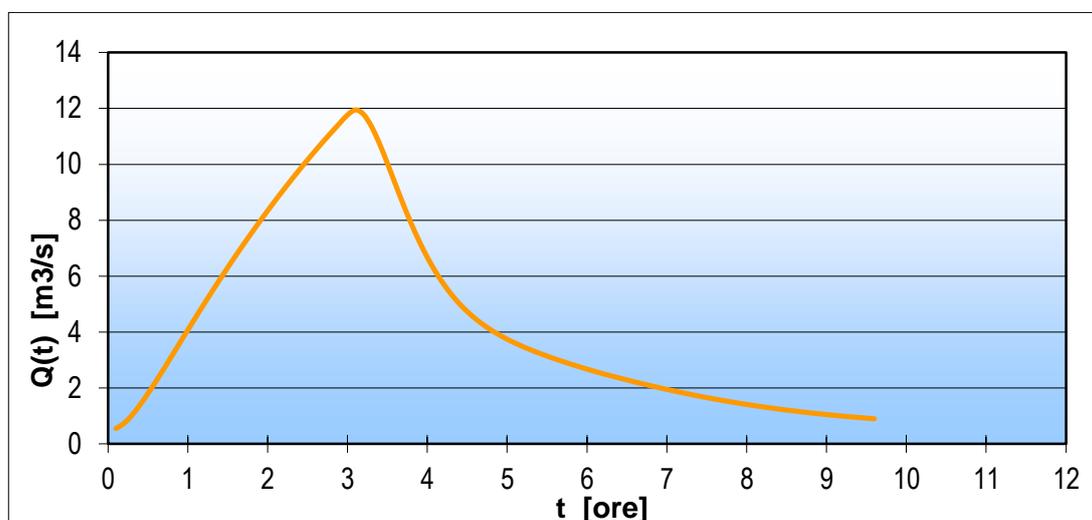


Figura 26 – Idrogramma di portata imposto come condizione al contorno di monte nel modello

Tale idrogramma di portata è stato ripartito tra i tre corsi d'acqua di risorgiva più importanti del reticolo idrografico di drenaggio; il Rio delle Eve lunghe, Il Rio della Maura ed il Rio Maruzzon.

7.3.2.7 Risultati del modello

Il modello bidimensionale di dettaglio ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo. Gli inviluppi dei tiranti idraulici, delle altezze idrometriche e delle velocità di deflusso registrate nel corso della simulazione in occasione dell'evento cinquantenario sono riportati negli Elaborati 4.1 e 4.2.

Come evidenziato negli elaborati grafici i corsi d'acqua tendono ad occupare le aree di loro pertinenza principalmente in tre aree:

1. sinistra idrografica, a monte della confluenza con il Musil;
2. alla confluenza tra il Rio della Maura ed il Rio delle Eve lunghe;
3. Il rio delle Eve Lunghe a Sud di Via Canture

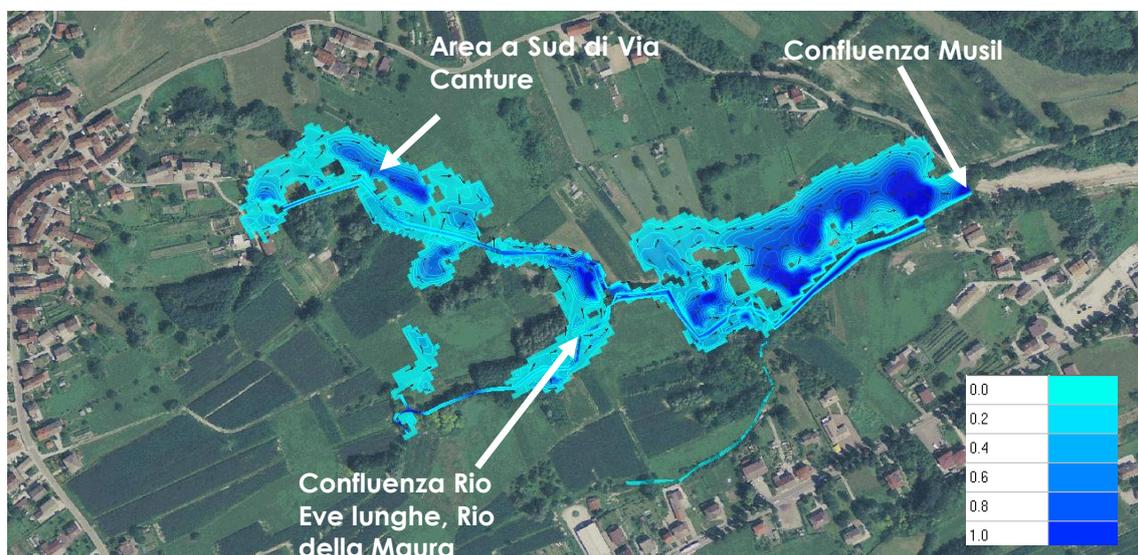


Figura 27 – Aree allagate in occasione dell'evento cinquantenario, tiranti idraulici in scala di blu dopo 3.4 ore di simulazione

Per quanto riguarda i livelli idrometrici massimi registrati, come evidenziato nell'elaborato 4.2, si vede che nonostante vi siano delle considerevoli fuoriuscite di portata a monte della confluenza con il Musil dovute al fatto che quest'ultimo corso d'acqua è stato schematizzato in piena, l'effetto di rigurgito sulla rete scolante induce livelli idrometrici massimi dell'ordine di 275- 276 m slm, mentre gli edifici appartenenti alle aree urbanizzate hanno il piano d'imposta sempre sopra i 280 m slm.

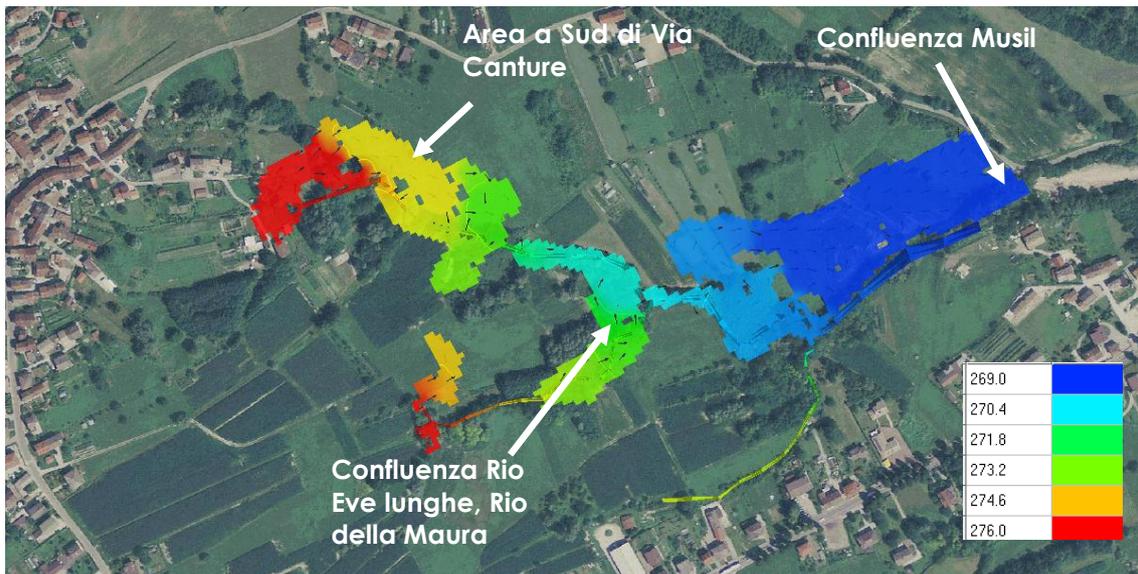


Figura 28 – Aree allagate in occasione dell'evento cinquantenario, livelli idrometrici massimi in scala cromatica dopo 3.4 ore di simulazione

7.4 Conclusioni

Per quanto riguarda il pericolo di allagamento da intrusione della falda acquifera, sulla base degli studi pregressi condotti sulla circolazione sotterranea dell'area di studio, emerge che gli edifici dotati di piani interrati o con quota del piano di imposta al di sotto del piano campagna, esistenti e di futura costruzione, sono potenzialmente a rischio allagamento in tutta l'area.

Per quanto riguarda il pericolo di allagamento per le acque di ruscellamento superficiale, dalle simulazioni condotte con modello matematico risulta che la rete di drenaggio è potenzialmente idonea allo smaltimento degli apporti provenienti sia dall'urbanizzato esistente che dall'urbanizzato previsto dal presente PI, anche nelle condizioni di piena del torrente Musil.

8 APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA

Secondo il principio dell'invarianza idraulica, previsto dall'Allegato A della 2948/2009 "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici Modalità operative e indicazioni tecniche", deve essere prevista l'adozione di misure di mitigazione del rischio idraulico allo scopo di trattenere le acque piovane per il tempo necessario a consentire un regolare smaltimento nella rete fognaria.

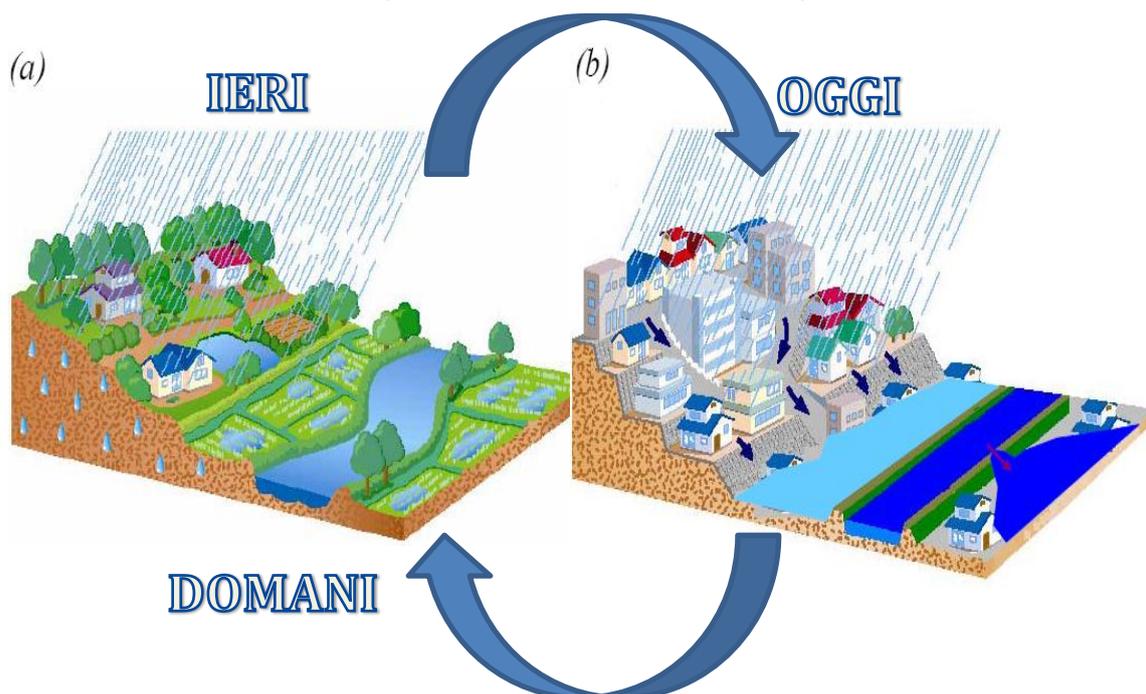


Figura 29 – Principio dell'invarianza idraulica

Nel successivo paragrafo 8.1, si determina l'impatto delle previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio in termini di aumento della portata scaricata rispetto allo stato attuale. Nell'paragrafo 0 si definiscono gli interventi tesi alla mitigazione di tale impatto.

8.1 Identificazione e classificazione delle aree di trasformazione interessate da interventi di potenziale impermeabilizzazione

Nell'ambito degli interventi di PI, sono state individuate le aree interessate da interventi di potenziale impermeabilizzazione. Tali aree sono indicate nell'Elaborato n.3 del presente PI. Gli interventi di potenziale impermeabilizzazione individuati sono stati a loro volta classificati in base alla superficie coinvolta, in modo tale da applicare

considerazioni differenziate in base all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione adottata è riportata nella seguente Tabella 3.

Tabella 3 – Classificazione degli interventi in base alla superficie di impermeabilizzazione potenziale

id	Classe di intervento	Definizione
0	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
1	Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 ha e 1 ha
2	Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha e interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con Imp. < 0.3
3	Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con Imp. > 0.3

Gli interventi di classe "0", ovvero quelli che coinvolgono una superficie inferiore a 0.1 ha (1000 m²), vengono considerati non rilevanti al fine dell'applicazione del "principio dell'invarianza idraulica", come indicato nell'allegato A della D.G.R.V. 2948/2009.

Escludendo anche gli interventi puntuali appartenenti al centro storico, di urbanizzazione consolidata, complessivamente, gli interventi di potenziale impermeabilizzazione sono nel numero di 13, come indicato nell'Elaborato 3 e nella seguente Figura 30.

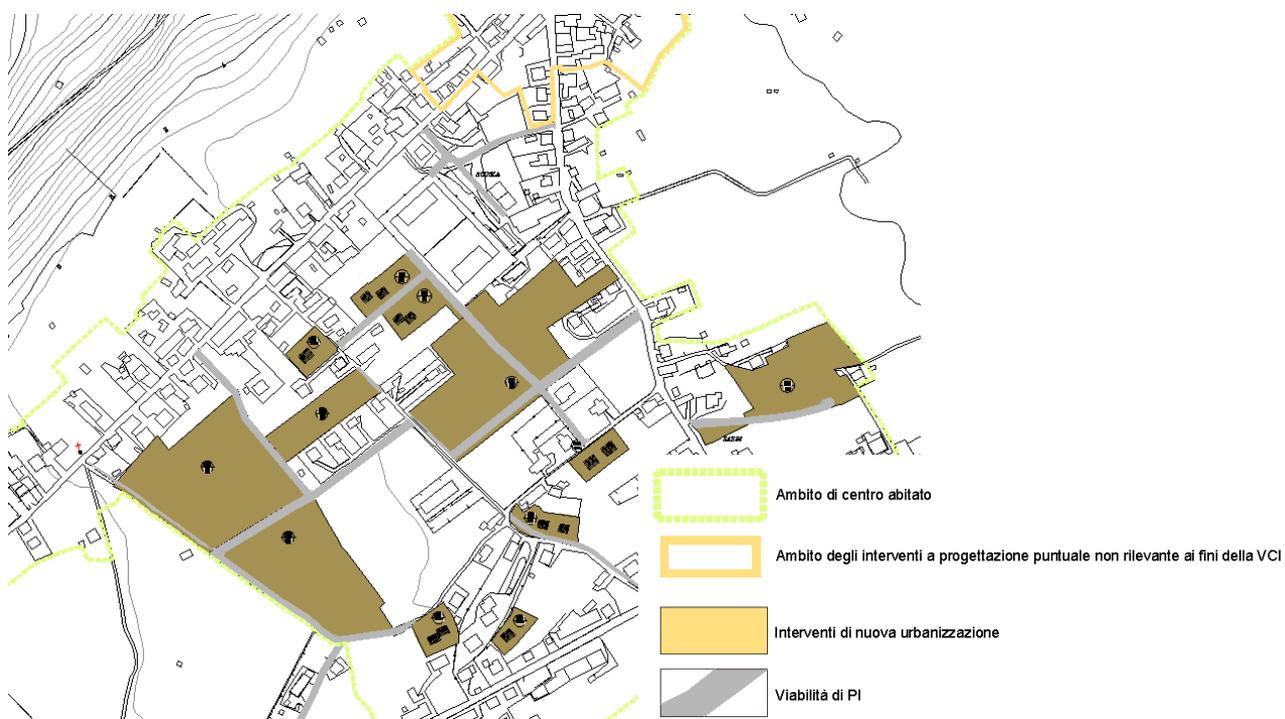


Figura 30 – Stralcio dell'Elaborato 3, interventi rilevanti ai fini della VCI

L'elenco degli interventi giudicati rilevanti è riportato in Tabella 4.

Tabella 4 – Classificazione degli interventi in base alla superficie coinvolta

Num	ID_LOTTO	COD_AMBITO	COD_LOTTO	SUP_LOTTO	Classe imp. Potenziale
1	5	CL02 11	03	1484	1
2	6	CL03 11	04	1700	1
3	7	CL03 11	05	1090	1
4	10	CL05 11	08	1595	1
5	15	AP02 11	AP02	1511	1
6	16	AP03 11	AP03	1066	1
7	17	AP04 11	AP04	1120	1
8	27	AP07 11	AP07	3368	1
9	2	CE01 11	CE01	9025	1
10	11	NE01 11	NE01	14570	2
11	26	NE02 11	NE02	17092	2
12	12	UC01 11	UC01	4231	1
13	13	UC02 11	UC02	19370	1

Oltre agli interventi di lottizzazione è necessario considerare la realizzazione delle nuove strade di urbanizzazione (si veda Elaborato 3). Tali aree, che verranno asfaltate, ricoprono complessivamente una superficie di circa 13 000 m².

8.2 Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio

Per la determinazione del contributo specifico delle aree individuate in occasione di eventi meteorici di assegnata frequenza, si utilizza l'espressione di Turrazza:

$$Q = \frac{\varphi \cdot H \cdot S}{t_p}$$

dove H è l'altezza di precipitazione t_p è il tempo di pioggia e φ è il coefficiente di deflusso.

In analogia con quanto riportato nel DGR 2948 del 6 ottobre 2009, per quanto riguarda le superfici impermeabili quali parcheggi asfaltati, piazzali pavimentati, marciapiedi e tetti si è assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.9, mentre per quanto riguarda le aree a verde, esse vengono classificate come superficie permeabili, e viene assegnato loro il corrispondente coefficiente di deflusso pari a 0.2.

La sintesi delle superfici di trasformazione con i relativi coefficienti di deflusso così calcolati è riportata nella seguente Tabella 5.

Tabella 5 – Coefficienti di deflusso

Num	ID_LOTTO	COD_AMBITO	COD_LOTTO	SUP_LOTTO	Φ_{ATT}	Φ_{PROG}
1	5	CL02 11	3	1484	0.2	0.33
2	6	CL03 11	4	1700	0.2	0.35
3	7	CL03 11	5	1090	0.2	0.35
4	10	CL05 11	8	1595	0.2	0.37
5	15	AP02 11	AP02	1511	0.2	0.34
6	16	AP03 11	AP03	1066	0.2	0.34
7	17	AP04 11	AP04	1120	0.2	0.34
8	27	AP07 11	AP07	3368	0.2	0.34
9	2	CE01 11	CE01	9025	0.2	0.34
10	11	NE01 11	NE01	14570	0.2	0.33
11	26	NE02 11	NE02	17092	0.2	0.36
12	12	UC01 11	UC01	4231	0.2	0.36
13	13	UC02 11	UC02	19370	0.2	0.36
Viabilità di lottizzazione				19370	0.2	0.9

Sostituendo il valore di altezza di precipitazione e durata critico precedentemente ricavato, applicando il coefficiente di deflusso medio allo stato attuale ϕ_{att} si ottiene la portata proveniente dall'area oggetto allo stato attuale.

Applicando alla medesima pioggia il coefficiente di deflusso medio di progetto ϕ_{prog} si ottiene la portata proveniente dall'area oggetto allo stato di variante. L'impatto degli interventi di progetto sul regime idraulico del territorio è costituito da un incremento dei deflussi pari alla differenza di queste ultime portate.

Moltiplicando tale portata per la durata dell'evento meteorico si ottiene il volume totale da destinare alla laminazione delle piene nell'ambito del presente intervento.

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella 5 in termini di volume di laminazione totale e specifico.

Tabella 6 – Portate attuali e di progetto e volumi di laminazione

Nu m	ID_LOTT O	COD_AMBIT O	COD_LOTT O	SUP_LOTT O	Q_ATT	Q_PROG	Vol. lam.	Vol lam specifico
					[l/s]	[l/s]	[m ³]	[m ³]
1	5	CL02 11	3	1484	3	4	18	123.50
2	6	CL03 11	4	1700	3	5	24	141.95
3	7	CL03 11	5	1090	2	3	15	135.23
4	10	CL05 11	8	1595	3	5	26	160.70
5	15	AP02 11	AP02	1511	3	4	20	132.51
6	16	AP03 11	AP03	1066	2	3	14	133.38
7	17	AP04 11	AP04	1120	2	3	15	129.86
8	27	AP07 11	AP07	3368	6	10	45	133.70
9	2	CE01 11	CE01	9025	16	27	120	132.68
10	11	NE01 11	NE01	14570	25	42	179	123.19
11	26	NE02 11	NE02	17092	29	54	260	152.18
12	12	UC01 11	UC01	4231	7	13	64	152.15
13	13	UC02 11	UC02	19370	33	60	289	149.08
Viabilità di lottizzazione				13184	23	102	860	652.21
TOTALE					156	336	1949	

Come indicato nella precedente tabella, per mitigare gli effetti delle opere in progetto sul regime idraulico del territorio è necessario ricavare un volume di laminazione pari a circa 2 000 m³.

8.3 Interventi di compensazione

Come descritto nel precedente paragrafo, l'impatto degli interventi di progetto sul regime idraulico del territorio è costituito da un incremento dei deflussi pari a:

156 – 336 = 180 l/s per un evento di durata 3 ore con tempo di ritorno pari a 50 anni.

Moltiplicando tale portata per la durata dell'evento meteorico si ottiene il volume totale da destinare alla laminazione delle piene per gli interventi di PI di impermeabilizzazione potenziale non trascurabile.

$$V_{\text{laminazione min}} = 0.180 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 3600 \cdot 3 = 1948 \text{m}^3$$

Tali volumi vengono di norma ricavati realizzando aree a verde soggette a temporanea sommersione, vasche di laminazione, attraverso il sovradimensionamento delle condotte di scarico e dei pozzetti delle acque bianche.

Nel caso in esame, la realizzazione di aree a verde soggette a temporanea sommersione appare la più praticabile, grazie alla disponibilità di spazio nell'area occupata dalle risorgive e l'impossibilità di realizzare invasi interrati per il trattenimento delle acque al di sopra della falda acquifera che, come precedentemente descritto, in fase di piena è molto prossima al livello del piano campagna in tutta l'area oggetto di PI.

Pertanto, come indicato nell'elaborato 3, nel presente progetto si prevede di realizzare un'area a verde ribassata con una capacità di invaso pari a 2 500 m³. Come indicato nell'Elaborato 3, la superficie complessiva occupata dall'invaso sarà di circa 2 500 m², con fondo posto alla quota minima di 276 m slmm.

L'area sarà delimitata da un arginello con quota della sommità pari a 277.5 m slmm, con altezza da 0 a 1.00m rispetto al piano campagna. Lo scavo necessario alla realizzazione dell'invaso sarà mediamente di 80 cm circa.

L'area è stata individuata sulla base dell'orografia del terreno, in modo da minimizzare lo scavo necessario al recupero del volume di laminazione di progetto.

L'invaso sarà alimentato da una canaletta trapezoidale con base maggiore 4.00m, base minore 1.00 m e altezza 1.50m di lunghezza 200 m, rivestita in massi, posta in opera alla pendenza dello 0.5%.

Il ricettore finale dei deflussi laminati è il Rio della Maura, che in prossimità dello scarico ha una quota del fondo pari a 274.80 m s.l.m.

Lo scarico della cassa verso il ricettore sarà realizzato con una condotta in calcestruzzo di diametro interno 300 cm posta alla pendenza dell'1%, come indicato nell'Elaborato 3.

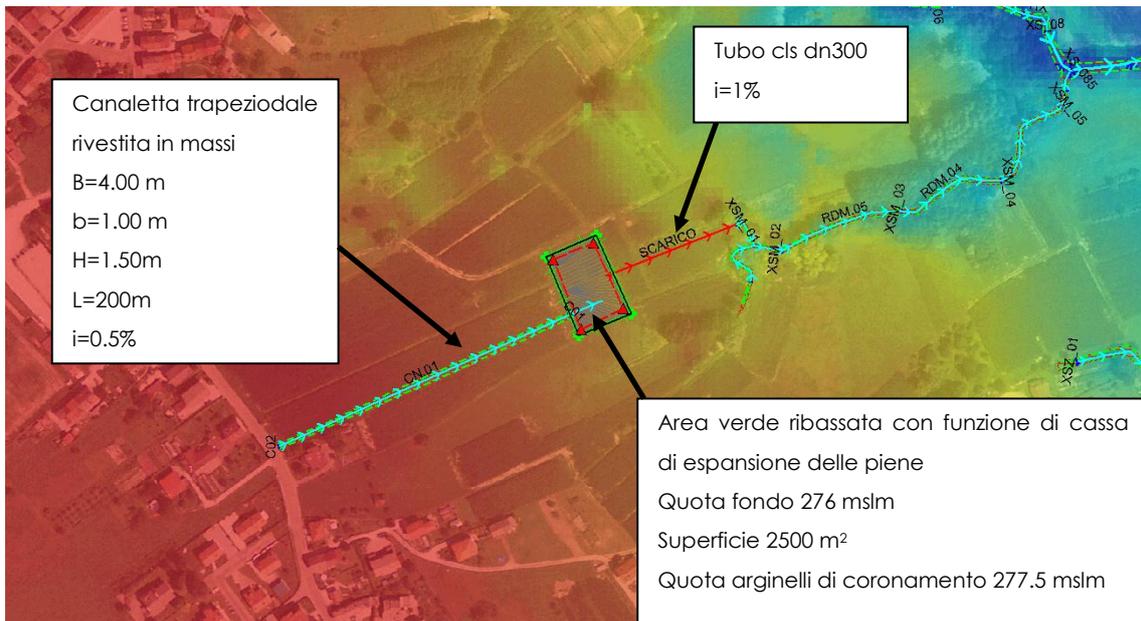


Figura 31 – Ubicazione dell'invaso per la laminazione delle piene a servizio degli interventi di PI

8.3.1 Verifica dell'intervento

L'intervento descritto nel precedente paragrafo è stato implementato nel modello idraulico, mantenendo le stesse condizioni al contorno dello stato di fatto per i fossi di risorgiva. Alla canaletta di progetto è stato imposto l'idrogramma di piena prodotto dall'impermeabilizzazione delle aree di PI attuato, pari ad una portata di 198 l/s per una durata di 3 ore.

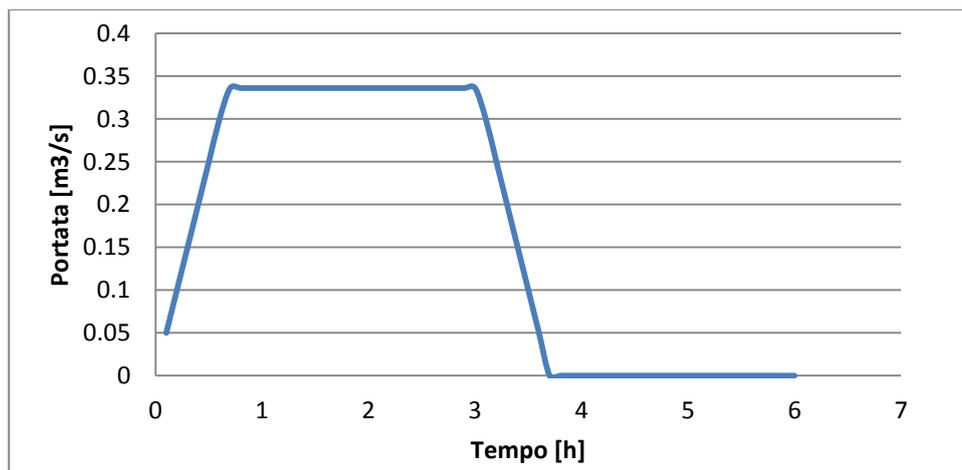


Figura 32 – Idrogramma in arrivo al bacino di laminazione per un evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni

La vasca si è dimostrata idonea al contenimento della portata in arrivo raggiungendo un riempimento massimo di 85 cm dopo 3 ore di simulazione, invasando oltre 1500 m³ di portata. Nelle successive immagini si riportano le varie fasi di riempimento della vasca



Figura 33 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni - simulazione riempimento della cassa dopo 8 minuti



Figura 34 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni - simulazione riempimento della cassa dopo 15 minuti



Figura 35 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni - simulazione riempimento della cassa dopo 30 minuti



Figura 36 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni simulazione riempimento della cassa dopo 1 ora



Figura 37 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni simulazione riempimento della cassa dopo 2 ore



Figura 38 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni simulazione riempimento della cassa dopo 3 ore

Come indicato nel diagramma in Figura 39, la portata scaricata nel ricettore assume valori sempre inferiori alla soglia necessaria a garantire il principio dell'invarianza idraulica, pari a 156 l/s, come indicato nelle precedente Tabella 6.

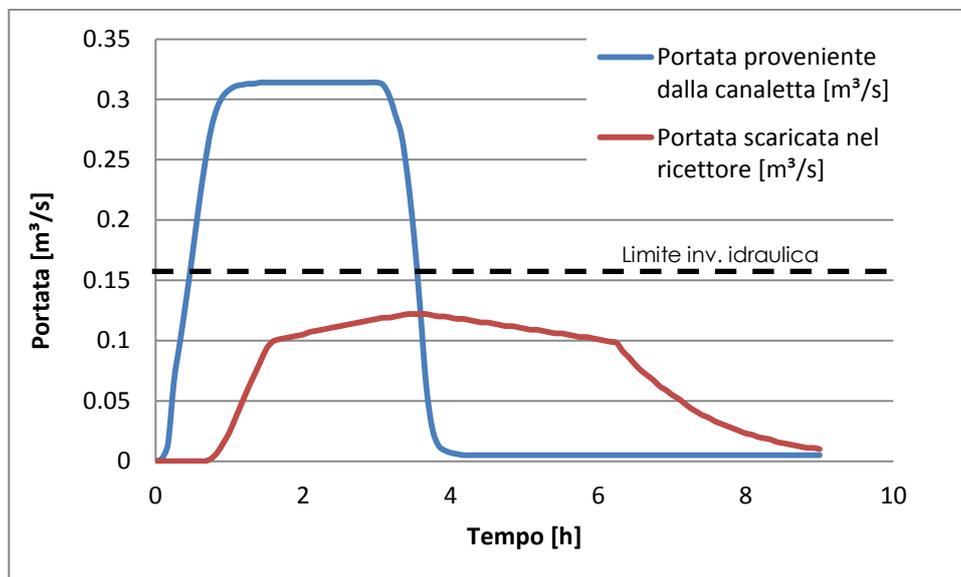


Figura 39 – evento di precipitazione di durata 3 ore e TR=50 anni –idrogramma in ingresso ed in uscita dal bacino di laminazione

8.3.2 Verifica di compatibilità degli interventi previsti con il livello idrometrico del ricettore

Come precedentemente accennato, il ricettore finale dei deflussi provenienti dall'area oggetto di PI sarà il Rio della Maura, con fondo posto alla quota di 274.5 mslm nel punto di scarico.

Dalle simulazioni idrauliche condotte, con quota del tubo di scarico pari a 276.1 mslm all'imbocco e 275.1 allo sbocco, non si sono rilevati fenomeni di rigurgito, come si può vedere nel diagramma della portata scaricata riportato in Figura 39.

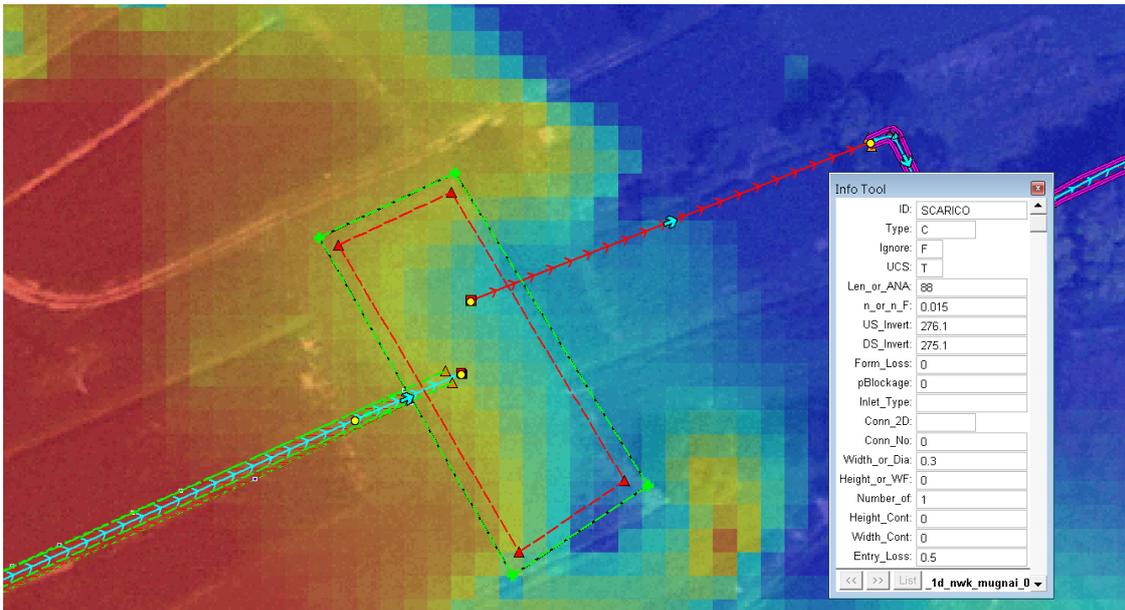


Figura 40 – caratteristiche del tubo di scarico implementato nel modello.

Il livello idrometrico massimo registrato da modello durante tutta la simulazione di 9ore è risultato 275.05 mslm, dopo 3.11 ore (Figura 41).

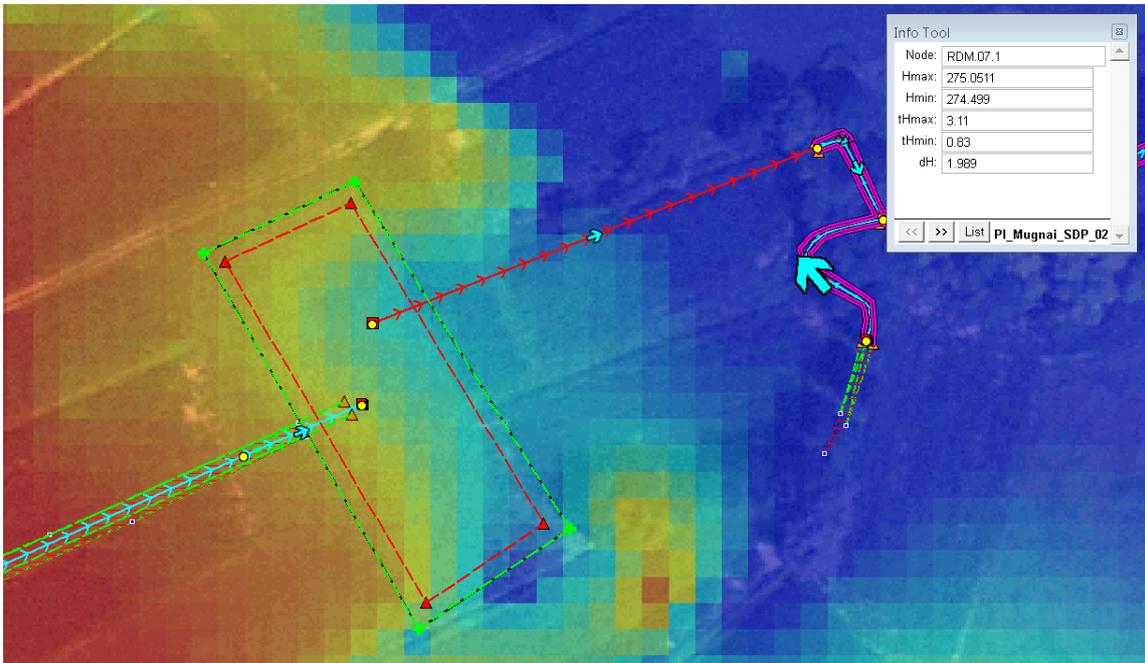


Figura 41 – Grandezze idrauliche misurate durante la simulazione alla sezione di sbocco

8.3.3 Tabella di sintesi

Si riporta di seguito la tabella di sintesi dell'intervento

Tabella 7 – Dati caratteristici dell'intervento

Ricettore		Rio della Maura
Quota fondo ricettore	[m slm]	274.50
Livello idrometrico del ricettore in piena tr 100 anni	[m slm]	275.05
Tipologia invaso		Vasche di laminazione
Capacità invaso	[m³]	2500
Quota minima fondo invaso	[m slm]	276.00
Portata in arrivo [tr 50 anni]	[l/s]	339
Portata massima in uscita per restringimento tubo di scarico (cls DN 300)	[l/s]	119

9 INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

Sulla base delle informazioni raccolte in loco e negli studi pregressi, è parso opportuno proporre delle possibili soluzioni alle situazioni di pericolosità idraulica che riguardano alcune zone già urbanizzate, limitrofe all'area oggetto di PI.

9.1 Strada di accesso al campo di rugby

Per convogliare le portate prodotte dalle risorgive affioranti in caso di piena, si prevede di realizzare una condotta di scarico che dal campo di allenamento attraversi Via Scuole e scarichi nel Rio delle Eve Lunghe, come indicato nell'Elaborato 3 del presente studio.

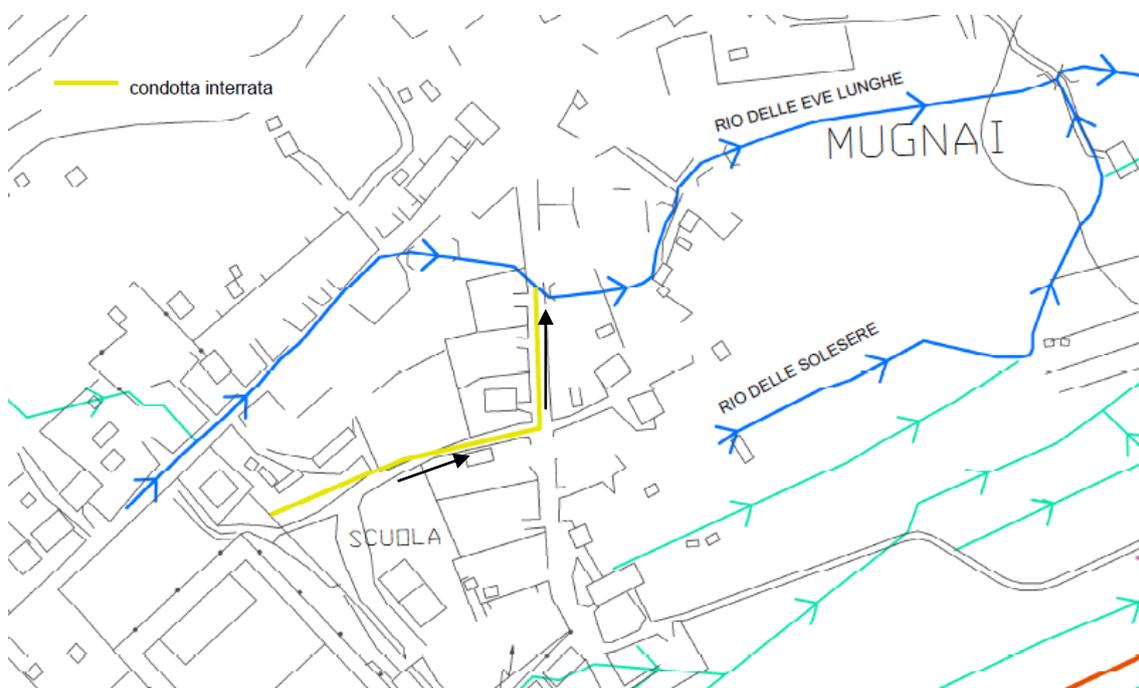


Figura 42 – Condotta da realizzare a protezione del campo di rugby da risalita della falda.

9.2 Potenziamento scarico da località Quattro Sassi

Gli edifici esistenti in località Quattro Sassi e quelli da realizzare in base all'intervento CE01 del presente PI saranno serviti da una nuova condotta con scarico finale nel Rio della Maura, come indicato nell'Elaborato 3 del presente studio.

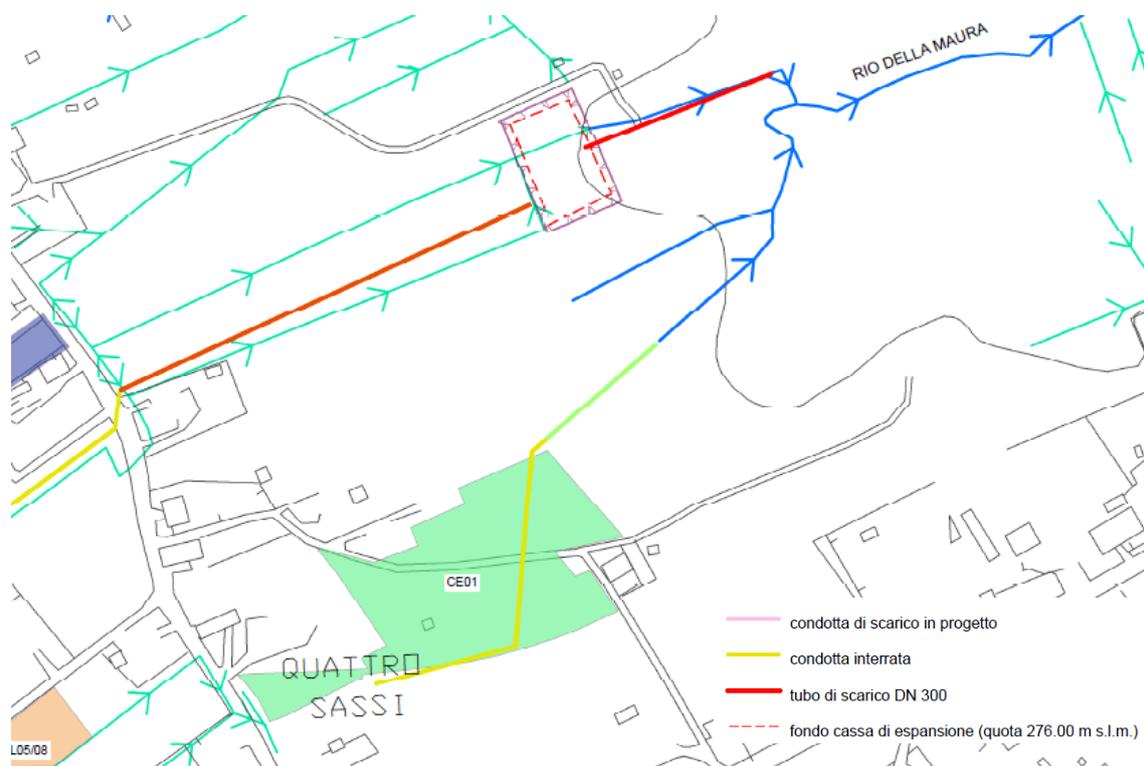


Figura 43 – Condotta da realizzare a servizio dell'intervento CE01 e degli edifici in località Quattro Sassi.

9.3 Prescrizioni relative alla realizzazione dei locali interrati nelle aree oggetto di PI

Per mitigare il pericolo idraulico da allagamento per risalita della falda che caratterizza l'area oggetto del presente PI, vengono indicate alcune prescrizioni cui attenersi nel caso venissero fatti interventi di realizzazione di nuovi edifici o di ampliamento di quelli esistenti:

1. il piano d'imposta dei nuovi fabbricati e l'accesso dalla strada ai fabbricati esistenti dovrà essere fissato ad una quota superiore al piano stradale o al piano campagna.
2. Dovrà essere evitata la realizzazione di locali posti al di sotto della quota del piano di campagna, anche se solo parzialmente. In alternativa per i piani interrati dovranno essere previste aperture (comprese rampe e bocche di lupo) solo a quote superiori e dovranno essere realizzati adeguati ed efficienti sistemi di impermeabilizzazione, drenaggio e sollevamento delle acque atti a preservare tali locali da pericoli di allagamento.

10 PREDIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI CAPTAZIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Sulla base delle previsioni di piano, tenendo conto dell'orografia del terreno allo stato attuale, è stata definita la rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche riportata in planimetria nell'Elaborato 3.

Alcuni edifici esistenti limitrofi alle aree di urbanizzazione previste nel presente PI sono dotati di sistemi di smaltimento delle acque meteoriche per infiltrazione nel terreno.

Tale sistema risulta inadeguato se, contemporaneamente alle precipitazioni, si verifica un innalzamento della falda.

Poiché, come descritto nei capitoli precedenti, questa circostanza si verifica di frequente, in questo dimensionamento preliminare la rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche è stata dimensionata in modo tale da poter ricevere in futuro anche gli apporti dagli edifici limitrofi a quelli previsti dal presente PI.

10.1 Descrizione della rete in progetto

Come indicato nell'Elaborato 3, si prevede di scaricare la totalità dei deflussi provenienti dalle aree di nuova urbanizzazione tramite una canalizzazione di scarico, a tratti interrata e a tratti a cielo aperto, posta in corrispondenza del compluvio dell'area. Tale canalizzazione è individuata da 5 nodi caratteristici che corrispondono ai punti di cambiamento della sezione di deflusso. Essa è stata suddivisa in 4 tratti, indicati con le lettere da A a D.

La canalizzazione scaricherà in una canaletta rivestita in massi che conduce all'area verde ribassata con funzione di laminazione delle piene.

Le caratteristiche della canaletta ed il funzionamento dell'area di laminazione sono state descritte nel precedente capitolo 8 dedicato all'applicazione del principio dell'invarianza idraulica.

Il recapito finale delle acque è il fosso di risorgiva denominato Rio della Maura, circa 300 m a valle dell'area urbanizzata

Per recapitare i deflussi provenienti dalle aree limitrofe alla canalizzazione di scarico che scorre in direzione Sud Ovest – Nord Est, è prevista la realizzazione di una rete di condotte secondarie che scaricano da Nord in direzione Sud Est e da Sud in direzione Nord Ovest (Figura 44).

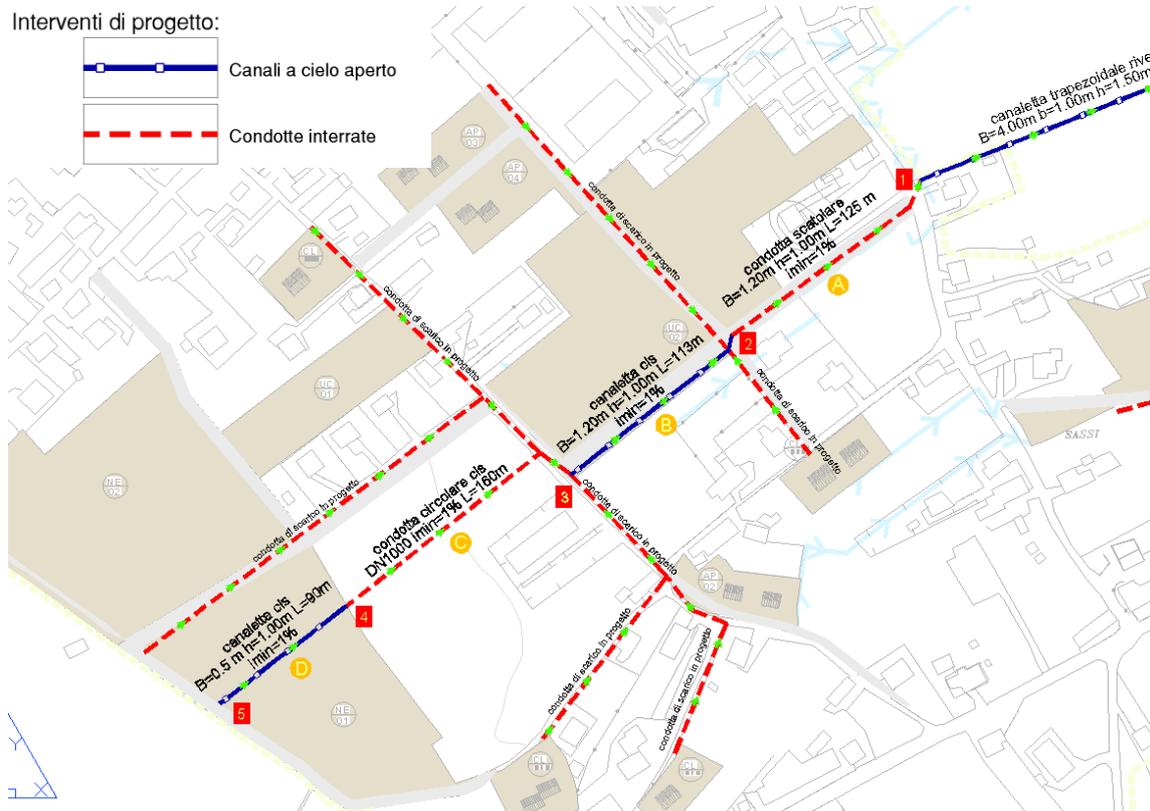


Figura 44 – Stralcio dell'elaborato 3 con planimetria della rete di scarico a servizio delle urbanizzazioni previste nel presente PI

La quota del piano campagna dell'area di futura urbanizzazione varia da 281 a 286 mslm ed è pertanto compatibile con la quota di fondo assegnata alla canaletta di convogliamento posta al di là di Via Scuole alla quota di 278.00 mslm.

Come precedentemente descritto, la canaletta sarà a sezione trapezoidale, base maggiore 4.00 m, base minore 1.00m, sponde inclinate 1/1 e altezza 1.5m.

Essa sarà rivestita in massi e sarà posta in opera alla pendenza dello 0.5 %, come indicato nella precedente Figura 31.

Come precedentemente accennato, a seguito dell'analisi dei dati topografici e delle verifiche condotte, la canalizzazione è stata suddivisa in 4 tratti; le caratteristiche delle condotte per ciascun tratto individuato sono riportate nella successiva Tabella 8.

Tabella 8 – Caratteristiche della rete di smaltimento acque meteo tratto per tratto

Tratto	dal nodo	al nodo	Lunghezza [m]	Manufatto		
				Altezza [m]	Larghezza [m]	Diametro [m]
A	1	2	124	1.00	1.20	
B	2	3	113	1.00	1.20	
C	3	4	160			1.00
D	4	5	90	1.00	0.50	

10.2 Determinazione delle portate di progetto

Come precedentemente descritto, gli interventi di mitigazione per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica sono stati verificati con modello matematico in occasione dell'evento meteorico di durata 3 ore e tempo di ritorno 50 anni, più gravoso per quanto riguarda il volume di laminazione da invasare in applicazione del principio dell'invarianza idraulica (capitolo 8).

Al contrario, per quanto riguarda la dimensione delle sezioni di deflusso, la condizione critica è rappresentata dall' di precipitazione di durata 15 minuti, che produce la portata di picco più elevata a parità di tempo di ritorno (50 anni nel caso in esame).

Il massimo valore di portata per la verifica delle condotte viene determinato con il metodo razionale.

Per la valutazione della portata corrispondente ad una precipitazione di durata 15 minuti con tempo di ritorno 50 anni, pari a 33 mm, si utilizza il metodo razionale secondo la formulazione di Turrazza, applicata alle diverse superfici scolanti.

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot H \cdot S}{T_p} \quad \text{Turrazza}$$

dove φ è il coefficiente di deflusso, H è l'altezza di precipitazione, T_p è il tempo di pioggia ed S la superficie scolante.

In base alle caratteristiche degli edifici e della viabilità esistenti e programmati dal presente PI, si adotta un coefficiente di deflusso complessivo dell'intera area (urbanizzata e da urbanizzare) pari a 0.35.

Applicando la formulazione di Turrazza, si ottengono le portate massime riportate nella seguente Tabella 9.

Tabella 9 – Verifica idraulica delle opere di scarico

Tratto	dal nodo	al nodo	Lunghezza [m]	Superficie	Superficie	Coefficiente	Portata l/s	Portata m ³ /s
				sottesa [m ²]	sottesa [ha]	udometrico [l/sxha]		
A	1	2	124	160000	16	130	2072	2.07
B	2	3	113	128000	12.8	130	1658	1.66
C	3	4	160	94700	9.47	130	1227	1.23
D	4	5	90	37000	3.7	130	479	0.48

10.3 Verifiche idrauliche della canalizzazione di scarico

Per la verifica delle condotte sede di convogliamento delle acque meteoriche e dilavamento delle strade oggetto di intervento, si applica la formula di Chezy con coefficiente scabrezza K di Gauckler-Strickler:

$$Q = K \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot w \cdot A$$

dove R_H rappresenta il raggio idraulico, i la pendenza del tratto di condotta, w il grado di riempimento e A la sezione del tubo.

La verifica si ritiene soddisfatta per grado di riempimento inferiore a 0.75 e per velocità inferiori a 3 m/s.

Assegnando alle condotte un coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 65 m^{1/3}/s, caratteristico di tubi con incrostazioni, in favore di sicurezza, in Tabella 10 si riporta la sintesi delle verifiche condotte

Tabella 10 – Sintesi delle verifiche condotte

Tratto	dal nodo	al nodo	Lunghezza [m]	Pendenza	Portata	Portata	Velocità [m/s]	Grado di riempimento	ESITO VERIFICA
					l/s	m ³ /s			
A	1	2	124	1.0%	2072	2.07	2.7	0.631	Verificato
B	2	3	113	1.0%	1658	1.66	1.16	0.56	Verificato
C	3	4	160	1.0%	1227	1.23	2.6	0.53	Verificato
D	4	5	90	1.0%	479	0.48	1.8	0.52	Verificato

10.4 Verifica idraulica della canaletta di convogliamento delle portate alla vasca di laminazione

La canaletta è stata verificata con modello matematico in occasione dell'evento meteorico di durata 3 ore e tempo di ritorno 50 anni, più gravoso per quanto riguarda il

volume di laminazione da invasare in applicazione del principio dell'invarianza idraulica (capitolo 8).

Al contrario, per quanto riguarda la dimensione della sezione di deflusso, la condizione critica è rappresentata dall' di precipitazione di durata 15 minuti, che produce la portata di picco più elevata a parità di tempo di ritorno (50 anni nel caso in esame).

Applicando l'equazione di possibilità pluviometrica ricavata al precedente punto 6.1 risulta:

$$h(Tr) = a \cdot t_p^n = 33mm$$

Che moltiplicato per la superficie scolante con coefficiente di deflusso allo stato di PI, sommata alle aree limitrofe già urbanizzate, produce una portata di 2100 l/s

Si applica la formula di Chezy con coefficiente scabrezza K di Gauckler-Strickler:

$$Q = K \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot w \cdot A$$

dove R_H rappresenta il raggio idraulico, i la pendenza del tratto di condotta, w il grado di riempimento e A la sezione di deflusso.

Assegnando alla sezione un coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 25 $m^{1/3}/s$, si verifica il manufatto con pendenza 0.5%. La verifica si ritiene soddisfatta per grado di riempimento inferiore al 75%.

La sintesi del calcolo è riportata nelle seguenti tabelle.

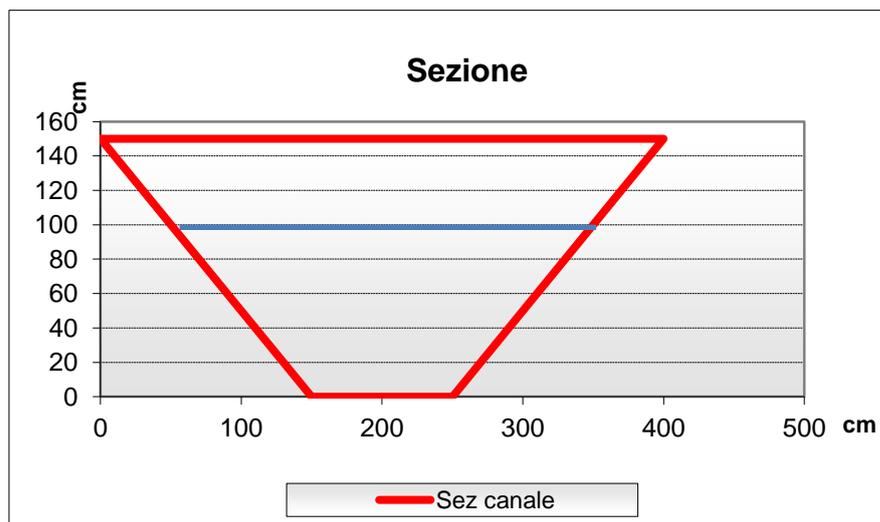
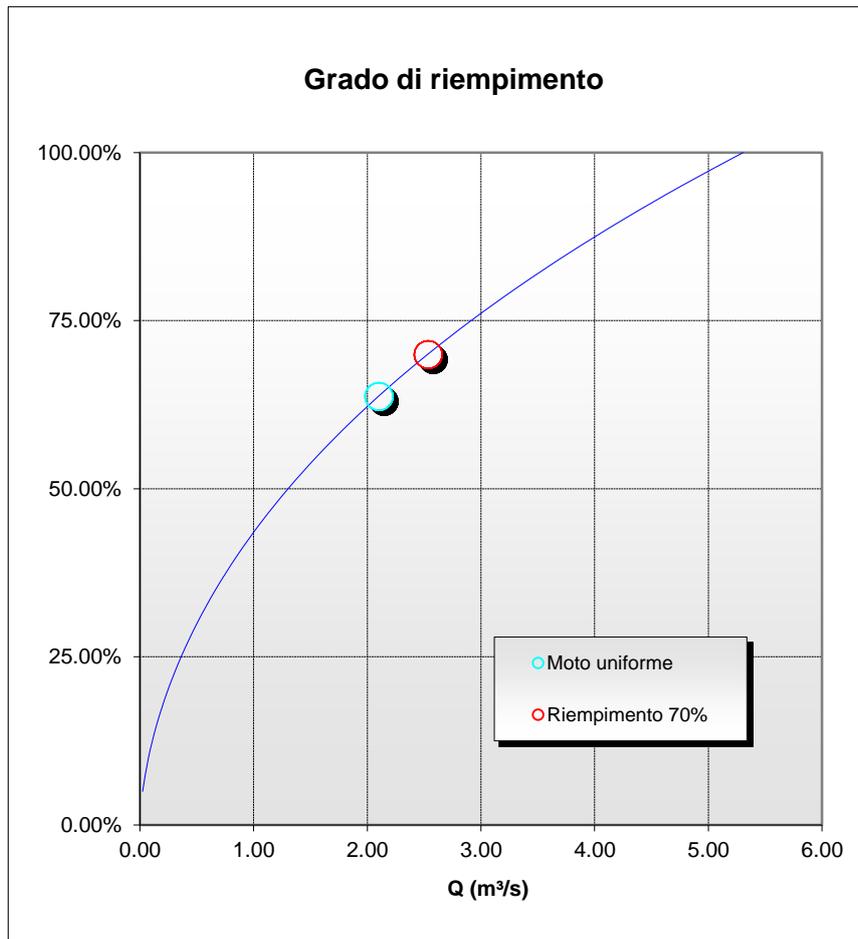
Tabella 11 – Sintesi del calcolo idraulico

Dati della sezione

H=	150	cm	(altezza sezione)
b=	100	cm	(base minore)
B=	400	cm	(base maggiore)
Pendenza	.5	%	
K	25		$m^{1/3}/s$
Portata di progetto	2.100	m^3/s	

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati :

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (m^2)	Raggio idraulico (m)	Portata (m^3/s)	franco (cm)	Velocità (m/s)
370	285	1.873	0.505	2.1	55	1.12



Poiché la portata di progetto scorre con franco di 55 cm e grado di riempimento 65%<75%, la verifica risulta soddisfatta.

11 CONCLUSIONI

Sulla base delle indagini condotte, descritte nei precedenti paragrafi si conclude che:

1. per quanto riguarda il pericolo di allagamento per le acque di ruscellamento superficiale che caratterizza l'edificio esistente, esso è dovuto alla scarsa manutenzione della rete di drenaggio esistente. Dalle simulazioni condotte con modello matematico, infatti, risulta che la rete di drenaggio esistente è potenzialmente idonea allo smaltimento degli apporti provenienti sia dall'urbanizzato esistente che dall'urbanizzato previsto dal presente PI, anche nelle condizioni di piena del torrente Musil;
2. per quanto riguarda il pericolo di allagamento da intrusione della falda acquifera, sulla base degli studi pregressi condotti sulla circolazione sotterranea dell'area di studio, emerge che gli edifici dotati di piani interrati o con quota del piano di imposta al di sotto del piano campagna, esistenti e di futura costruzione, sono potenzialmente a rischio allagamento in tutta l'area.

Per la soluzione della problematica 1, al fine di rendere più efficiente la rete di smaltimento delle acque esistente, nel presente PI si prevede la realizzazione di due nuove condotte di scarico a servizio delle aree già urbanizzate, adiacenti alle aree oggetto di PI.

Per la soluzione della problematica n.2, sono state indicate delle prescrizioni sulla realizzazione dei piani interrati nelle aree oggetto di PI.

Per le stesse aree, è stata definita la rete di scarico delle acque meteoriche che si è rivelato idonea allo smaltimento delle acque in arrivo sia in occasione della precipitazione di lunga durata che in occasione dello scroscio, nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica definito nella DGRV 2948/2009.

Relativamente a quest'ultimo aspetto, dalle indagini e dalle verifiche condotte risulta che i volumi destinati alla laminazione delle piene previsti nel presente studio sono idonei all'accumulo della portata in eccesso prodotta dagli interventi di nuova edificazione e che le aree adibite a laminazione sono poste ad una quota sufficientemente alta da evitare effetti di rigurgito da parte del ricettore in piena.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (2007) – Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione – Prima variante - Comitato Istituzionale 19/06/2007;

Coccatto M., A. Boccato, G. Andreella (2008) - Lo studio di compatibilità idraulica nella vigente normativa regionale - FOIV Ingegneri del Veneto, Periodico di informazione della Federazione Regionale degli ordini degli ingegneri del Veneto - numero 24 - dicembre 2008

Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto (2009) – Valutazione di Compatibilità idraulica – Linee Guida.

Marinoni F., Zanin P. (2004) – Indagine idrogeologica in località Mugnai

Soil Conservation Service (1972): National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. U.S.

APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW

Il modello idraulico TUFLOW per lo studio della propagazione delle onde di piena è prodotto da WBM Oceanics Australia.

Esso è costituito dal modello numerico TUFLOW 2D integrato con il modello monodimensionale ESTRY ed è stato progettato per la simulazione idraulica delle onde di piena in un dominio geometricamente complesso, costituito da porzioni in cui è appropriato schematizzare la rete idrografica mediante una rete monodimensionale e porzioni in cui le assunzioni di monodimensionalità del moto vengono a cadere. In questo caso il moto idraulico viene simulato mediante un modello matematico bidimensionale.

Più precisamente, nel caso in cui la capacità di deflusso dell'alveo schematizzato in modo monodimensionale si dimostri insufficiente a contenere la portata in arrivo, il volume in eccesso viene trasferito mediante opportuni link, istante per istante, al territorio latistante che viene rappresentato attraverso uno schema a griglia. Il deflusso attraverso le aree esterne all'alveo viene calcolato dal modello TUFLOW 2D, bidimensionale puro.

TUFLOW 2D e ESTRY, integrati nel pacchetto TUFLOW, costituiscono un potente strumento per studi di previsione e propagazione delle onde di piena, l'ottimizzazione di reti di drenaggio, la progettazione di sistemi fognari, gli studi di qualità dell'acqua.

TUFLOW non dispone di una propria interfaccia grafica, ma utilizza programmi GIS e altri software, anche open source, per la creazione, elaborazione e visione dei dati. Questi software sono:

- un GIS che può importare/esportare .mif/.mid files;
- un programma per la modellazione 3D delle superfici per la creazione e interrogazione di un DTM, e per importare superfici 3D riguardanti i livelli, le profondità, etc. dell'acqua;
- SMS (Surfacewater Modelling System – www.emsi.com) oppure WaterRIDE (www.waterride.net) per la visualizzazione dei risultati e la creazione di animazioni.
- Un editor di testi
- Un foglio di calcolo elettronico del tipo di Microsoft Excel.
- Un software come MIKE 11, ISIS o Hec Ras per gestire e creare sezioni 1D (TUFLOW e ESTRY leggono i dati delle sezioni elaborate da questi programmi sottoforma di files testo).

La combinazione dei programmi sopra descritta offre un sistema per la modellazione idraulica 2D/1D molto potente .

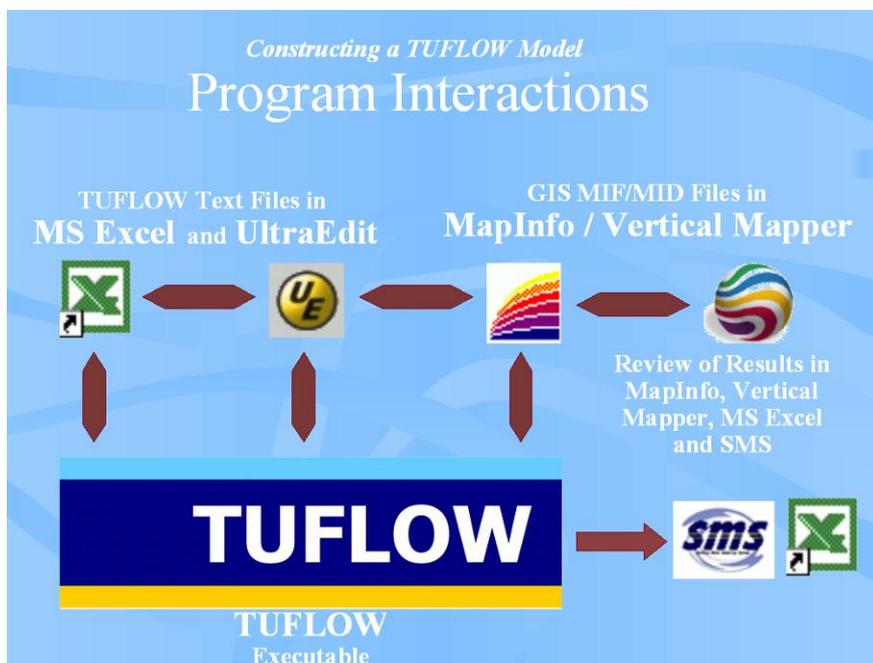


Figura 1– Schema delle interazioni tra i programmi utilizzati

L'approccio di tipo GIS offre molti benefici, alcuni dei quali sono di seguito elencati:

- La possibilità di lavorare direttamente in un ambiente "aperto" come il GIS;
- La presenza di una gran quantità di strumenti per la gestione dei dati, direttamente utilizzabili nella fase di costruzione del modello;
- Georeferenziazione di tutti i dati, con la possibilità di cambiare le dimensioni delle celle 2D in modo immediato;
- Maggior efficienza nella produzione di mappe, report, brochure, filmati etc;
- Possibilità di fornire al cliente tutti i dati e i risultati in formato GIS ;
- Maggior facilità di comprensione del processo di modellazione da parte del modellista, del cliente e dei portatori di interesse.

A.1 TUFLOW

TUFLOW è un programma per la simulazione di deflussi mono e bi dimensionali per lo studio di piene e maree. TUFLOW, è stato originariamente sviluppato per flussi bidimensionali (2D) ,il suo anagramma sta per **T**wo **d**imensional **U**nsteady **F**LOW. Esso

incorpora tutte le funzioni di ESTRY 1D sia monodimensionale che quasi2D, basato sulle equazioni monodimensionali del moto a pelo libero.

Il completo algoritmo di soluzione 2D, creato da Stelling 1984 sviluppato da Syme 1991, risolve equazioni bidimensionali di continuità e conservazione della quantità di moto per superfici libere. Il software è stato sviluppato come progetto di ricerca dalla WBM Oceanics Australia e dall'Università di Queensland nel 1990. Il progetto è stato successivamente ampliato aggiungendo una connessione dinamica 2D/1D (Syme 1991). I successivi miglioramenti dal 1998 ad oggi si sono focalizzati sulle strutte idrauliche, modellazione del flusso, connessione tra le strutture 2D/1D e l'utilizzo del GIS per la gestione dei dati (Syme 2001a, Syme 2001b). TUFLOW è anche stato oggetto di numerosi tests da parte della WBM Pty Ltd e altri (Barton 2001, Huxley, 2004).

TUFLOW è sostanzialmente orientato a stabilire il percorso del flusso delle acque lungo coste, estuari, rive, aree soggette ad allagamenti e urbanizzate dove i percorsi del flusso in natura sono essenzialmente 2D e non è possibile o sarebbe complicato rappresentarle utilizzando una modellazione 1D.

Una notevole potenzialità di TUFLOW è la sua capacità di connettersi dinamicamente con il programma idrodinamico 1D (quasi2D) ESTRY. L'utente configura un modello come una combinazione di domini monodimensionali 1D connessi con un domini bidimensionali 2D. Vale a dire che i domini 2D e 1D sono collegati per formare un unico modello. TUFLOW risolve le equazioni delle acque basse (SWE). Le SWE sono equazioni di flusso utilizzate per modellare le onde lunghe come ad es. flussi, maree e moti ondosi. Esse sono state ottenute utilizzando le ipotesi di velocità verticale ed orizzontale uniforme ed accelerazione verticale trascurabile (cioè una distribuzione idrostatica di pressione). Queste semplificazioni sono valide dove la lunghezza d'onda è molto più grande della profondità dell'acqua. Nel caso di onde oceaniche le SWE sono applicabili ovunque. Le 2D SWE nel piano orizzontale sono descritte dalle seguenti equazioni differenziali di conservazione della massa e del conservazione della quantità di moto in direzione X e Y in un piano cartesiano di riferimento.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(Hu)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv)}{\partial y} = 0 \quad (\text{Continuità 2D})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - c_f v + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + g u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} - \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = F_x$$

(Conservazione della quantità di moto x)

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + c_f u + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + g v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} - \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = F_y$$

(Conservazione della quantità di moto y)

Dove:

u e v = velocità specifiche medie in direzione x e y;

ζ = livello idrometrico;

H = tirante idraulico

t = tempo;

x e y = distanza in direzione x e y;

c_f = coefficiente di Coriolis;

C = coefficiente di Chezy

μ = coefficiente di diffusione orizzontale della quantità di moto;

p = pressione atmosferica;

ρ = densità dell'acqua;

F_x e F_y = risultante delle forze esterne (ad esempio il vento) applicate in direzione x e y.

A.2 ESTRY

ESTRY è un potente programma a moto vario adatto per la modellazione matematica di flussi e maree (e/o moti ondosi). Il programma è stato sviluppato dalla WBM Oceanics Australia da più di trentacinque anni ed è stato successivamente applicato in centinaia di studi partendo dalle applicazioni ad un canale singolo per arrivare fino alle più complesse quasi2D.

Il modello si basa sulla soluzione numerica delle equazioni di moto vario dei fluidi (conservazione della quantità di moto e continuità), e include i termini inerziali.

$$\frac{\partial(uA)}{\partial x} + B \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0 \quad (\text{Equazione di continuità})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + k|u|u = 0 \quad (\text{Conservazione della quantità di moto})$$

Dove:

u = velocità specifica media;

ζ = livello idrometrico;

t = tempo;

x = distanza;

A = area della sezione di deflusso;

B = larghezza della lama d'acqua;

k = coefficiente per le perdite continue = $\frac{gn^2}{R^{4/3}}$

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

R = raggio idraulico

g = accelerazione di gravità;

La soluzione monodimensionale in TUFLOW usa la tecnica di soluzione alle differenze finite, di secondo ordine, di RungeKutta (Morrison and Smith, 1978) per le equazioni 1D SWE di continuità e conservazione della quantità di moto come mostrato dalle seguenti equazioni. In aggiunta ai canali a pelo libero, sono disponibili per la modellazione le seguenti opere idrauliche:

- Scatolari multipli circolari o rettangolari;
- Ponti, pile da ponte;
- Briglie, canalette di scolo lato strada, arginature etc.;
- Strutture definite dall'utente.

A.3 Inserimento dati

La successiva figura illustra il funzionamento del software per quanto riguarda l'inserimento dei dati e la restituzione dei risultati. Tutti i dati riguardanti la topografia e le grandezze idrauliche caratteristiche degli oggetti sono contenute in tematismi GIS. Per le serie temporali come gli idrogrammi e per i dati non georiferiti come la geometria delle sezioni d'alveo o le caratteristiche delle opere idrauliche, si utilizzano files di testo. Per collegare i dati GIS, i dati non georiferiti e le serie temporali e per gestire le simulazioni vengono utilizzati files di testo.

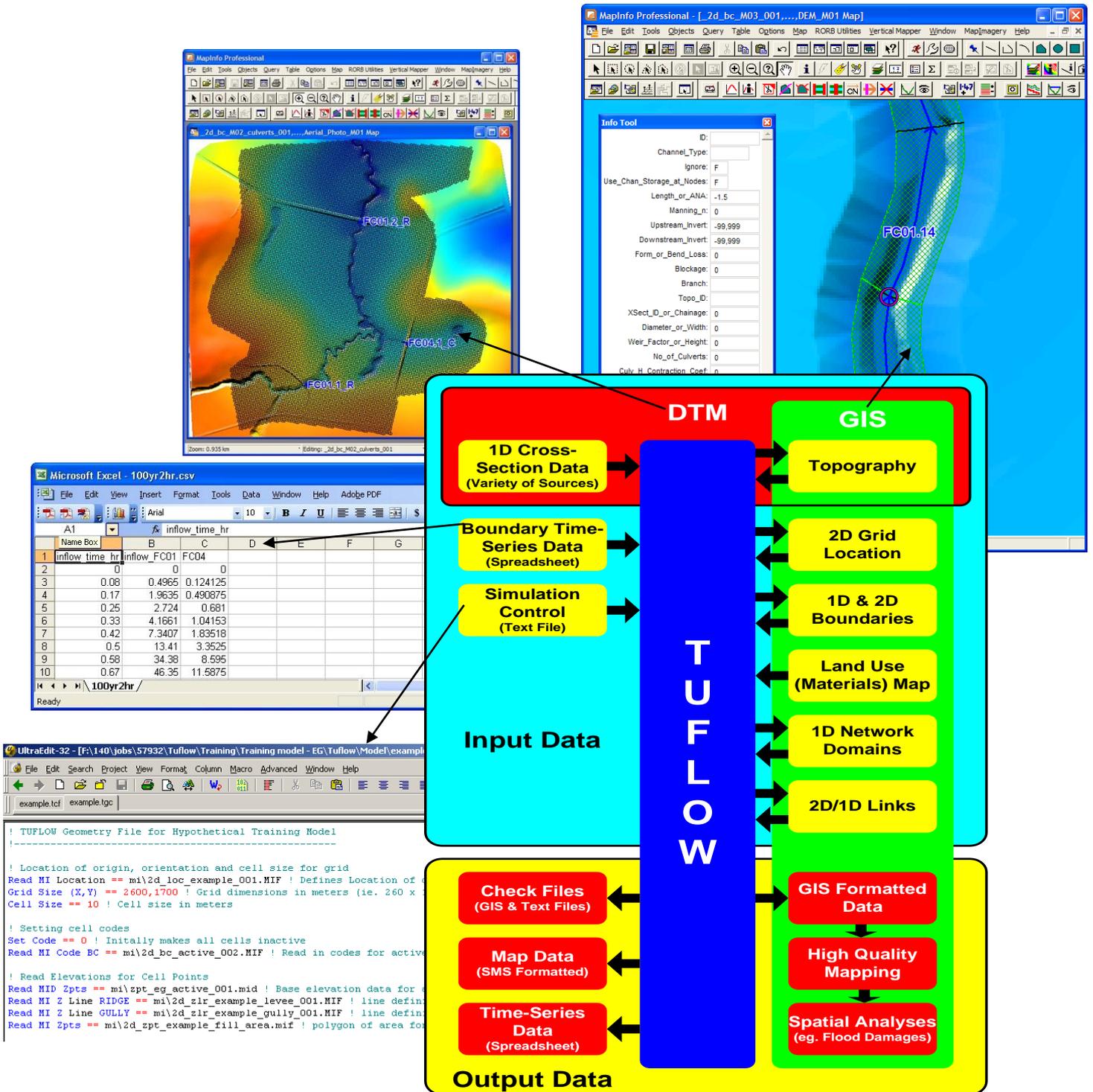


Figura 2- Struttura del software

A.4 Visualizzazione dei risultati

Tuflow restituisce i risultati delle simulazioni nei domini mono e bidimensionale nelle seguenti tipologie di files:

- Files binari che vengono letti da SMS per visualizzare i risultati. Le animazioni vengono generate da SMS.
- Files .csv per le serie temporali che possono essere visualizzati in Microsoft Excel.
- Files .mif/.mid per visualizzare i risultati in formato GIS e produrre le mappe tematiche.
- files di testo per le segnalazioni di errore o di avvertimento.

Nella successiva figura si riporta un esempio di visualizzazione dei risultati di una simulazione idraulica ad un certo istante temporale in SMS. Si nota la zona modellata con il modulo monodimensionale in cui valori di altezza d'acqua sul piano campagna sono indicati in scale di blu; la stessa scala è stata adottata nell'area modellata in modo bidimensionale, dove sono visualizzati anche i vettori velocità

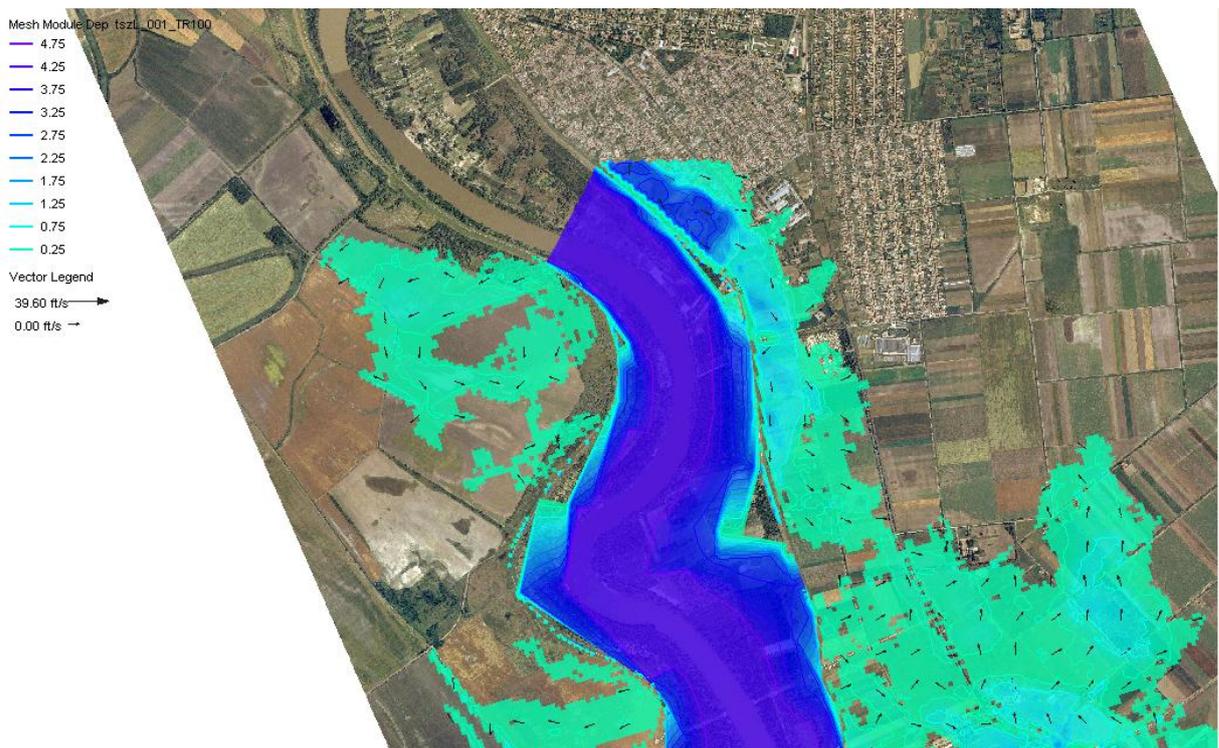


Figura 4 Esempio di visualizzazione dei risultati di simulazione idraulica mono-bidimensionale¹

¹ Ing. G. Andreella per OGS Osservatorio Geofisico Sperimentale (TS) (2007) - Environmental hydrological and ground management for the CADSES area - Project No. 5D154 – Pilot Project in the Tisza – Marosszogi area (Hungary)

A5 Applicazioni e utenti

Australia: TUFLOW è stato largamente applicato in Australia dal 1990, inizialmente per la modellazione idraulica di estuari/coste e avvezione/dispersione, successivamente per la modellazione di flussi e inondazioni. Non è stato commercializzato fino al 2001, ma veniva solo utilizzato dagli autori di TUFLOW (Water and Environmental Consultants WBM Pty Ltd). Dal 2001 (quando è stato commercialmente disponibile) è stato largamente utilizzato dalle agenzie pubbliche e consulenti australiani fino al punto da farlo diventare, probabilmente, il più utilizzato software di modellazione del flusso 1D/2D. In termini di progetti TUFLOW è stato selezionato e successivamente applicato per un numero di studi ad alto profilo. In Australia ci sono in totale più di trenta organizzazioni che utilizzano TUFLOW.

Regno Unito: TUFLOW è il software di modellazione del flusso e delle piene più utilizzato nel Regno Unito. Probabilmente, l'applicazione più importante riguarda lo studio delle aree a rischio idraulico del Tamigi a Londra e nelle aree limitrofe (Thames Embayments Inundation Study)). Lo studio è stato sviluppato da Halcrow e Hr Wallingford dal 2003.

Un altro studio inglese molto interessante è la deviazione dell'intero fiume Trent (il terzo più grande bacino idrografico del Regno Unito), realizzato da Capita Symonds. TUFLOW è anche stato utilizzato come software di modellazione per il sito olimpico di Londra 2012. Il modello è stato sviluppato alla fine del 2003 da Capita Symonds come parte della gara d'appalto per i giochi olimpici. Quasi tutti i maggiori consulenti del Regno Unito, un numero di consulenti minori e l'agenzia per lo sviluppo dell'UK hanno acquistato TUFLOW, e in tutto rappresentano più di 40 differenti organizzazioni. Gli utenti più importanti sono: Halcrow, Capita Symonds, HR Wallingford, Atkins, URS, Jacobs, JBA Consulting, Faber Maunsell, Arup, Mott MacDonald, Bureau Veritas, Buro Happold, Golder, Black and Veatch, Mouchel Parkman. Diverse Università del Regno Unito hanno licenze accademiche di TUFLOW, le principali sono: Bristol e Glasgow e l'Università del Galles.

Europa: TufLOW è utilizzato dall'Università di Praga, dal Politecnico di Vienna, dall'Università di Trieste e da alcune società di ingegneria in Italia, Spagna, Germania e in Austria (in particolare, la DonauConsult, importante società di consulenza austriaca con sede a Vienna).

USA/Asia: Ci sono più di 30 utenti in USA e a più di 30 in Asia. Nel Nord America la USA Federal HighWays utilizza TUFLOW come software per la risoluzione delle interferenze idrauliche.