



COMUNE DI FELTRE

INDAGINE IDROGEOLOGICA A MUGNAI, NELL'AREA
RICOMPRESA TRA IL TORRENTE STIZZON ED IL
TORRENTE MUSIL FINALIZZATA ALL'INDIVIDUAZIONE
DELLA CAUSA DEGLI ALLAGAMENTI CON
INDIVIDUAZIONE DELLE POSSIBILI SOLUZIONI
TECNICHE - C.I.G. 52600212A5

ELABORATO N. 1	TITOLO
SCALA	RELAZIONE TECNICA
CODICE DOCUMENTO G1406_r01_00	
FILE G1406_r01_00.PDF	

PROGETTAZIONE

Raggruppamento temporaneo

Dott.Ing. Gaspere Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46
32032 Feltre (BL)
tel. e fax 0439 302404
[email info@studioandreella.com](mailto:info@studioandreella.com)

REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	GEN. 2015	VARIAZIONE URBANISTICA PI 2009 H	G. Andreella, A. Pontin	G. Andreella, A. Pontin	G. Andreella
0	NOV. 2014	PRIMA EMISSIONE	G. Andreella, A. Pontin	G. Andreella, A. Pontin	G. Andreella

INDICE

PREMESSA	3
1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E AMBITO DI INDAGINE.....	5
1.1 Inquadramento territoriale	5
1.1 Idrologia.....	6
1.2 Geologia.....	7
1.3 Idrogeologia.....	8
1.4 Permeabilità dei terreni	8
1.5 Reticolo idrografico ricettore	9
1.6 Idrografia	13
2 INDAGINI E STUDI PREGRESSI.....	15
2.1 Indagine idrogeologica	15
2.2 Indagine idraulica (VCI – PI 2009 – H)	18
2.3 Interventi di regimazione idraulica in località Mugnai in corso di progettazione	20
2.4 Perizia Sommaria relativa alla progettazione degli interventi necessari per la messa in sicurezza del T. Stizzon nelle località Caupo e S. Lucia nei Comuni di Feltre e Seren del Grappa (BL).	22
3 VALUTAZIONE DEL PERICOLO IDRAULICO CHE CARATTERIZZA L'AREA OGGETTO DI INDAGINE.....	23
3.1 Rilievi topografici tradizionali e con drone aereo	23
3.2 Il modello di flusso.....	27
3.2.1 Premessa.....	27
3.2.2 Modello idrogeologico concettuale	28
3.2.3 Caratteristiche del codice numerico utilizzato	28
3.2.4 Dominio di modellazione e discretizzazione geometrica	29
3.2.5 Parametrizzazione delle unità idrogeologiche	30
3.2.6 Condizioni al contorno e distribuzione iniziale del carico idraulico	31
3.2.7 Calibrazione del modello numerico	32
3.2.7.1 Punti di controllo e strategie di calibrazione	34
3.2.7.2 Analisi degli indicatori statistici di calibrazione	36
3.3 Analisi idraulica	37
3.3.1 Definizione delle portate critiche	37
3.3.2 Schema monodimensionale in ambiente Hec Ras.....	37
3.3.2.1 Geometria del modello.....	38
3.3.2.2 Scabrezza dell'alveo	39
3.3.2.3 Condizioni al contorno	40
3.3.2.4 Risultati delle elaborazioni.....	40
3.3.3 Schema mono-bidimensionale a moto vario (TUFLOW)	43
3.3.3.1 Geometria del modello.....	43
3.3.3.2 Scabrezza dell'alveo	47
3.3.3.3 Condizioni al contorno	47
3.3.3.4 Risultati delle elaborazioni.....	48
4 DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL PERICOLO.....	51
4.1 Intervento 1 – Completamento della rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche nella frazione Mugnai (PI 2009 H)	53

4.2	Intervento 2 – Realizzazione di un dreno per l'abbassamento del livello della falda in occasione degli eventi critici	57
4.3	Intervento 3 – Interventi di miglioramento delle condizioni di deflusso del nodo torrente Torrente Musil – Fosso di Via Valentine - Risorgive	60
4.4	Intervento 4 – Proposta di aggiornamento alle norme tecniche di attuazione PI 2009 H.....	60
5	VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI.....	63
5.1	Intervento 1 – Completamento della rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche nella frazione Mugnai (PI 2009 H)	63
5.2	Intervento 2 – Realizzazione di un dreno per l'abbassamento del livello della falda in occasione degli eventi critici	71
5.2.1	Analisi delle alternative	71
5.2.2	Definizione dell'alternativa prescelta	85
5.2.3	Verifica idraulica del dreno	86
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	89
	APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO HEC-RAS	91
A.1	Ipotesi di funzionamento e capacità di calcolo	91
A.2	Definizione dei parametri fondamentali	92
A.2.1	Moto permanente e vario	92
A.2.2	Moto uniforme e vario	93
A.2.3	Moto subcritico e supercritico	93
A.2.4	Altezza critica	94
A.3	Procedure di calcolo per simulazioni in moto permanente	95
A.3.1	Determinazione della distribuzione del moto in una sezione trasversale	95
A.3.2	Distribuzione delle pressioni in una sezione trasversale	96
A.3.3	Calcolo dei profili idraulici	96
A.3.3.A	Bilancio dell'energia.....	96
A.3.3.B	Perdite di energia.....	97
A.3.4	Standard step method	98
	APPENDICE B – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW	99
B.1	TUFLOW	100
B.2	ESTRY	102
B.3	Accoppiamento dei modelli	103
B.4	Inserimento dati	105
B.5	Visualizzazione dei risultati	106
B.6	Applicazioni e utenti.....	107
B.7	BIBLIOGRAFIA.....	109

PREMESSA

La presente relazione tecnica fa parte dello studio denominato “Indagine idrogeologica a Mugnai, nell'area ricompresa tra il Torrente Stizzon ed il torrente Musil finalizzata all'individuazione della causa degli allagamenti nell'area con individuazione delle possibili soluzioni tecniche” affidata allo scrivente Raggruppamento temporaneo Dott. Ing. Gaspare Andreella, Dott. Geol. Alessandro Pontin e Dott. Ing. Giorgio Tosato con sede in 32032 Feltre Viale Pedavena 46 dall'Amministrazione Comunale di Feltre – Ufficio Associato Urbanistica.

L'area di Mugnai, da sempre soggetta a fenomeni di allagamento, negli ultimi anni, anche a causa delle mutate condizioni climatiche, ha visto l'acutizzarsi delle criticità idrauliche, sia dovute alla difficoltà di smaltimento delle acque superficiali, sia a fenomeni di allagamento per l'innalzamento della falda freatica.

Di seguito, anche sulla base di modellazioni numeriche, vengono quindi verificati i seguenti quesiti così come posti dalla stessa Amministrazione:

- Quale ritenete essere la causa degli allagamenti che si verificano nell'ambito oggetto dell'incarico? La causa può essere ricondotta al “Canalet”, alla falda acquifera o al Torrente Stizzon o altro?
- Gli interventi proposti mettono in sicurezza l'abitato esistente? Quali ricadute potrebbero avere i nuovi interventi?
- Gli interventi previsti nel Piano degli Interventi in riferimento alla rete dei canali proposti sono sufficienti alla sicurezza dell'abitato esistente e all'ampliamento previsto? Quali altre eventuali opere e/o canali si rendono necessarie?
- Come incidono le nuove edificazioni sulla tenuta del Rio Musil?
- Qual è la situazione dell'edificato esistente a sud della Culliada?

Lo studio è composto dai seguenti elaborati:

Numero	Titolo	Scala	Rev.	Data
1	Relazione tecnica		1	Gennaio 2015
2	Analisi del pericolo allo stato attuale - Aree allagabili e indicazione dei livelli piezometrici della falda acquifera in occasione dell'evento critico	1:5000	1	Gennaio 2015
3.1	Stato di progetto - Individuazione degli interventi di mitigazione del pericolo idraulico	1:5000	1	Gennaio 2015
3.2	Stato di progetto - Calcolo sommario della spesa		0	Novembre 2014
4	Analisi del pericolo allo stato di progetto - Aree allagabili e indicazione dei livelli piezometrici della falda acquifera in occasione dell'evento critico	1:5000	1	Gennaio 2015

Raggruppamento temporaneo
Dott.Ing. Gaspare Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46, 32302 Feltre (BL) – tel. e fax 0439302404
email info@studioandreella.com

1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E AMBITO DI INDAGINE

1.1 Inquadramento territoriale

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 1); essa ricade nelle

Tavole 62153 e 62151

della Cartografia Tecnica

Regionale (C.T.R.

1:5 000).

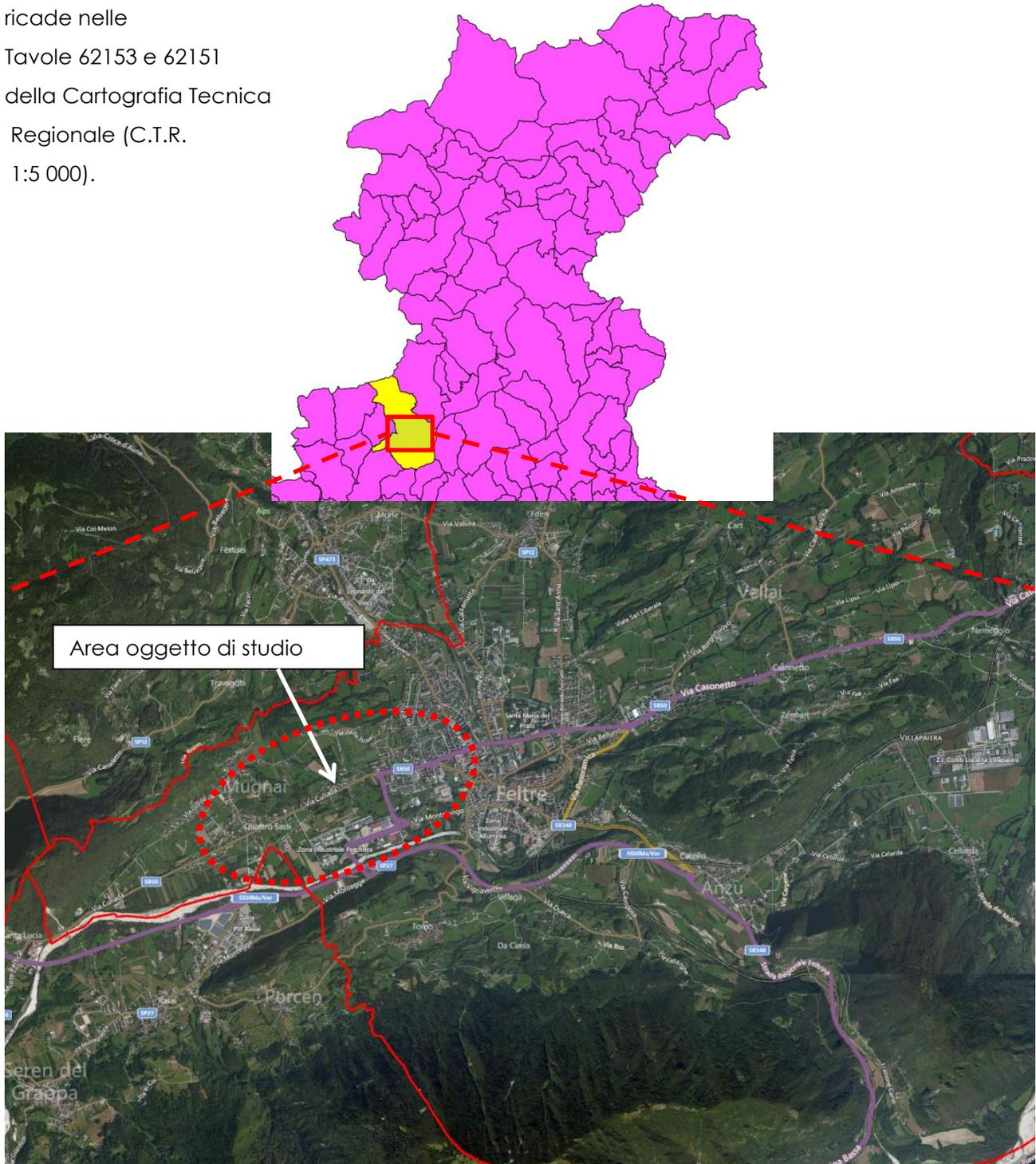


Figura 1 – corografia dell'area di intervento

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 piol 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 2).



Figura 2 – Vista panoramica della frazione Mugnai

1.1 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.

1.2 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 3 .

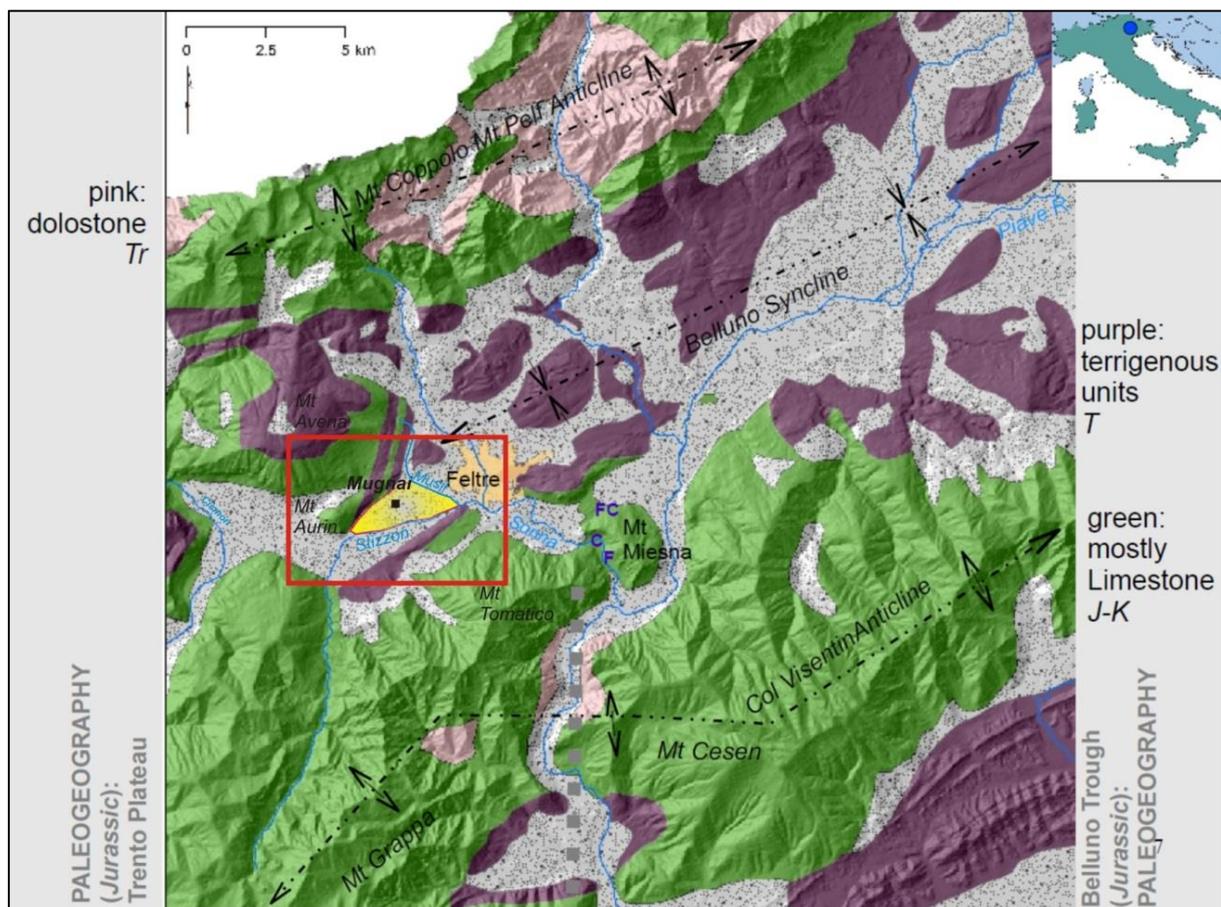


Figura 3 – Contesto geologico strutturale generale della zona di studio (evidenziata in giallo); da Pontin A. & D'Alberto L., 2010, modificato.

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.

1.3 Idrogeologia

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.

1.4 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.

1.5 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 4 – 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.

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.

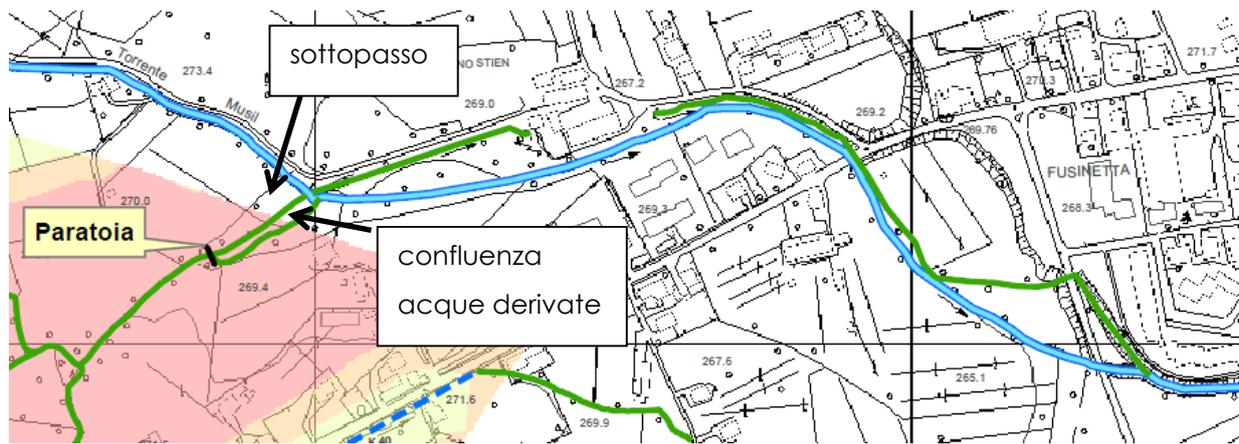


Figura 5 – Ubicazione della paratoia di derivazione delle risorgive verso il torrente Stien, della confluenza delle acque derivate e della confluenza naturale



Figura 6 – Paratoia di derivazione delle risorgive verso il molino Stien

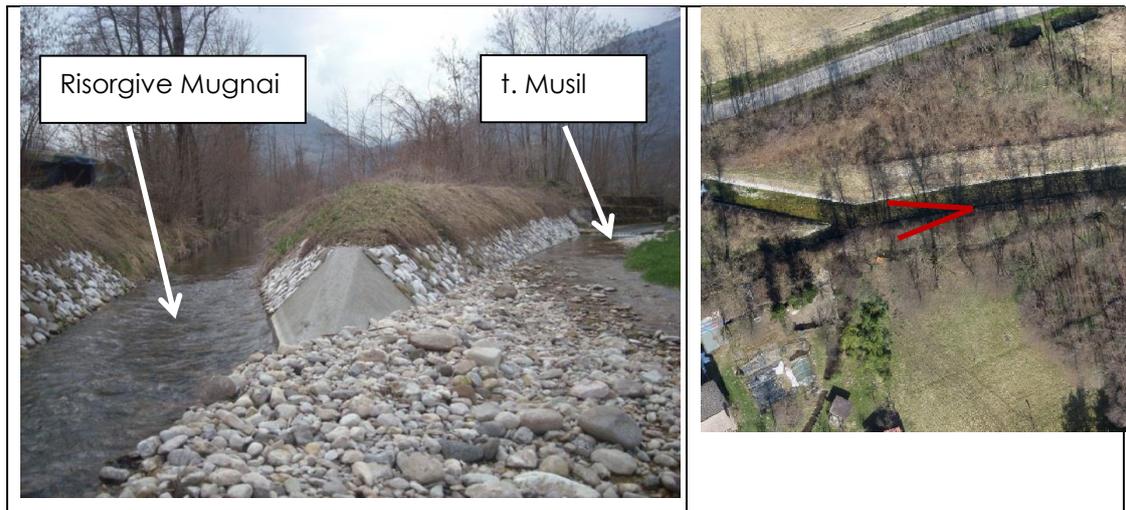


Figura 7 – Confluenza delle risorgive deviate dal manufatto di regolazione verso il Molino Stien

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.

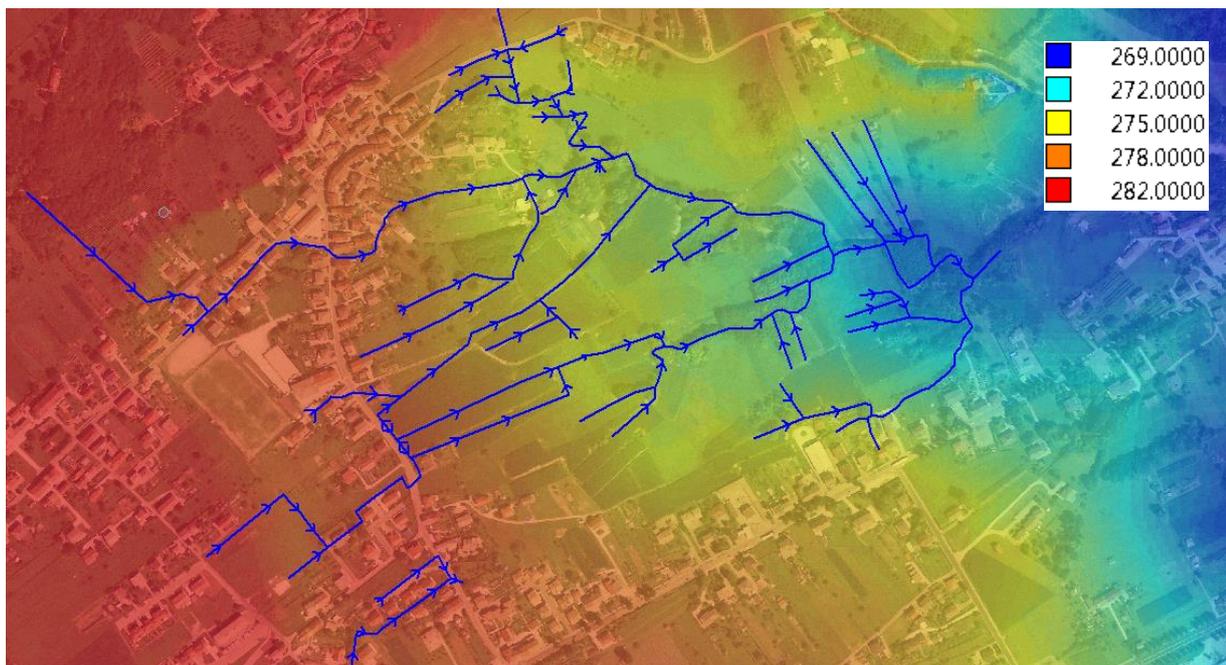


Figura 8 – reticolo idrografico interferente con le aree di intervento su base modello digitale del terreno ricavato da CTR (quote in m s.l.m.)

A valle della confluenza tra il torrente Musil e le risorgive quest'ultimo corso d'acqua attraversa la SR 50 "Via Cullliada" affiancato allo scarico del mulino precedentemente descritto (Figura 9).

A valle dell'attraversamento in località Fusinetta sono presenti altri scoli superficiali che convogliano le risorgive che sorgono nell'area interclusa tra il rilevato stradale della SR 50 e l'argine sinistro del torrente Stizzon. Tale area non è dotata di un reticolo idrografico superficiale efficiente. Il torrente

Musil dopo un tratto in cui assume una morfologia meandriforme confluisce nel torrente Stizzon a monte del ponte di Tomo (Figura 11).



Figura 9 – Attraversamento della SR 50 Via Culliada



Figura 10 – Torrente Musil a valle dell'attraversamento della SR 50



Figura 11 – Torrente Musil a monte della confluenza nel torrente Stizzon – attraversamento di Via Montelungo

1.6 Idrografia

L'idrografia superficiale interferente con l'area di studio è costituita dal torrente Musil e dal reticolo delle risorgive. Come in precedenza descritto, a valle dell'attraversamento con la SR 50 non esiste un reticolo idrografico ben definito. L'area interclusa tra il rilevato stradale e l'argine sinistro dello Stizzon recapita i propri deflussi al suolo.

La delimitazione e le caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici descritti sono stati individuati 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

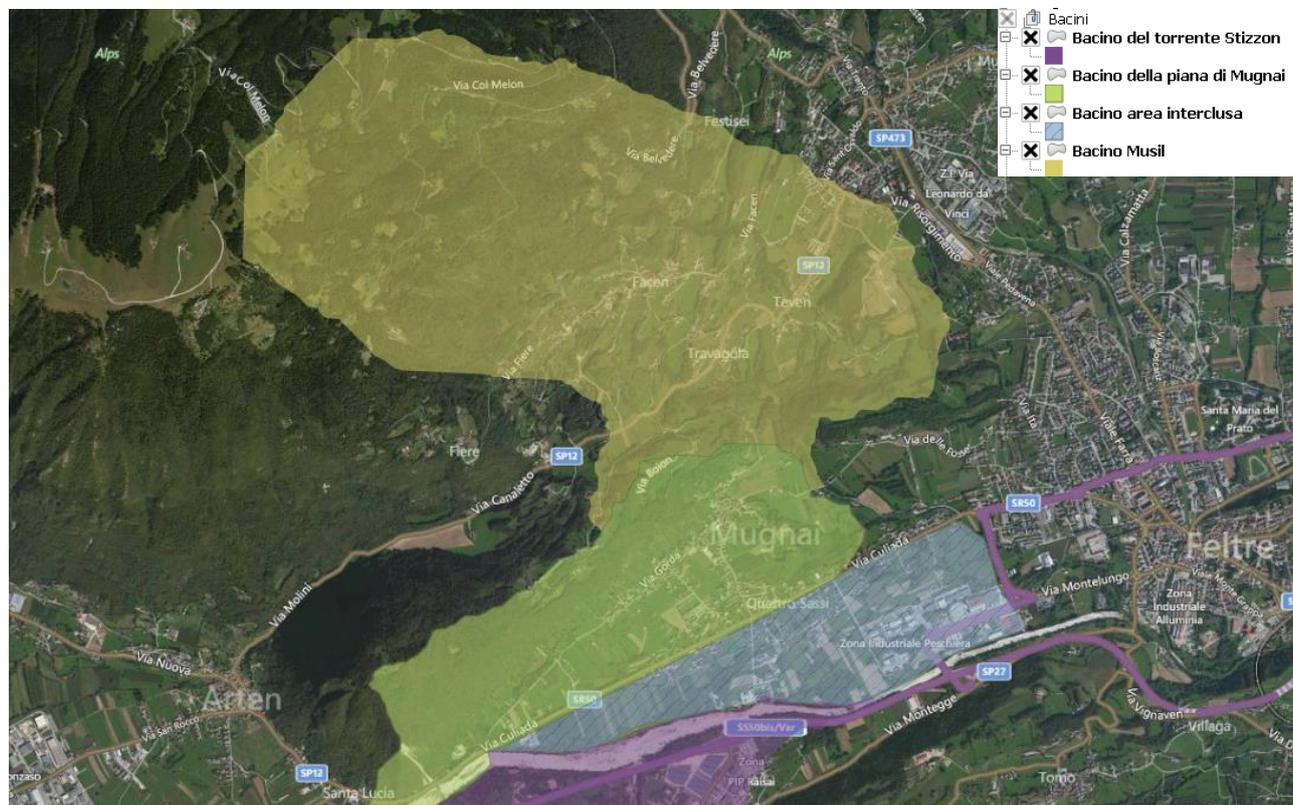


Figura 12 – bacini idrografici del torrente Musil e delle risorgive di Mugnai

Raggruppamento temporaneo
Dott.Ing. Gaspare Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46, 32302 Feltre (BL) – tel. e fax 0439302404
email info@studioandreella.com

2 INDAGINI E STUDI PREGRESSI

In questo capitolo sono riportati e riassunti i principali studi di riferimento, comprensivi delle eventuali indagini in sito, effettuati nell'area di Mugnai; essi comprendono sia studi di carattere idrogeologico che idrologico, redatti per conto dell'Amministrazione Comunale, che hanno permesso la definizione di un modello geologico – idrogeologico ed idraulico unitario.

2.1 Indagine idrogeologica

Nell'Agosto del 2004 è stato presentato, a cura del Geologi Francesco Marinoni e Piera Zanin, uno studio idrogeologico dell'area di Mugnai che comprendeva, in estrema sintesi, i seguenti punti essenziali di interesse per il presente studio:

- INDAGINI GEOGNOSTICHE: comprendono la perforazione di n. 6 sondaggi a carotaggio continuo (da S1 a S6 in figura seguente) fino alla profondità massima di m 15, tutti attrezzati a piezometro a tubo aperto del diametro di 1,5”;

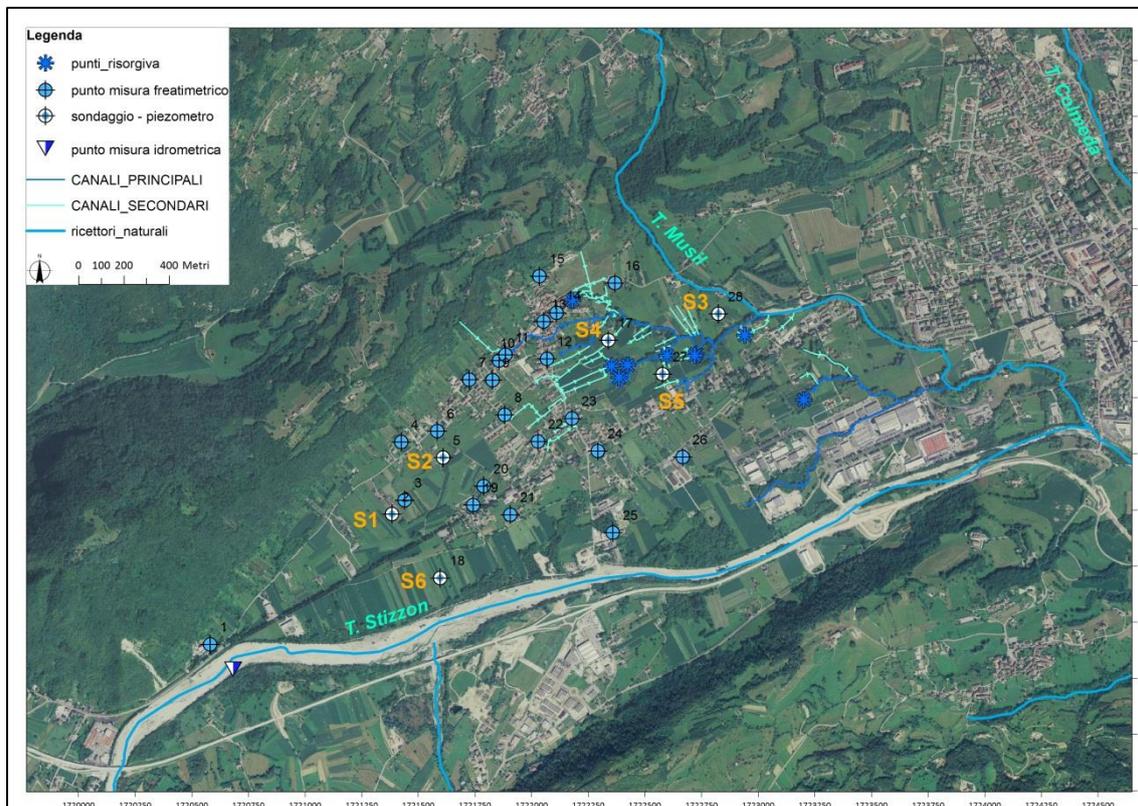


Figura 13 – Ambito di indagine

- MISURE DI PERMEABILITA': sono state effettuate n.2 prove di permeabilità di tipo Lefranc nei fori dei sondaggi S2 ed S4, a profondità da 4,0 a 4,5 m da piano campagna, che hanno riscontrato valori medi e medio bassi di permeabilità, compresi tra 5×10^{-5} m/s (S2) e 3×10^{-4} m/s (S4).
- ANALISI FOTOGEOLOGICA: è stata effettuata con lo scopo principale di valutare possibili strutture geologiche di collegamento tra la zona di Mugnai e ed il Canalet, in cui si rileva un'area periodicamente allagata e numerose polle risorgive; l'analisi, pur evidenziando

strutture con geometria concorde sia alla stratificazione degli strati che con l'assetto strutturale dovuto principalmente alla Linea di Tezze, non ha riscontrato evidenze nette capaci di giustificare il collegamento tra le due aree.

- INQUADRAMENTO CLIMATICO: sono stati analizzati i dati pluviometrici relativi alla stazione ARPAV di Feltre Loc. Peschiera e riferiti ai valori giornalieri per gli anni dal 2002 al 2004 (fino al 22 giugno) e ai valori medi mensili per il periodo dal 1996 al 2001; l'analisi evidenzia come le precipitazioni maggiori si verificano nei mesi autunnali (ottobre e novembre) con valori anche maggiori di 300 mm/mese ed un valore annuo di precipitazione, per il 2003, di 1287 mm, considerato nella media per l'area in esame.
- IDROGRAFIA SUPERFICIALE: allo scopo di acquisire informazioni utili per il modello idrogeologico concettuale dell'area di Mugnai, si sono descritti i principali corsi d'acqua che interessano la zona, essi sono (cfr figura precedente): il T. Stizzon che lambisce il margine meridionale di indagine, presenta un deflusso idrico con portate estremamente variabili che spesso si esauriscono poco prima della Loc. S. Lucia; la stima delle portate idriche, effettuata a vista, è stata dell'ordine da 100 – 200 l/s fino ad alcuni mc/s quando l'acqua defluiva fino alla Loc. Peschiera dove lo Stizzon riceve gli apporti idrici, in sinistra idrografica, del T. Musil, che delimita a oriente l'area di indagine. Il Musil è un piccolo torrente con portate di qualche decina di litri al secondo ma che aumentano considerevolmente in occasione di eventi piovosi intensi; esso riceve le acque dalle polle risorgive di Mugnai che si rilevano in vari punti della piana subito ad est dell'abitato di Mugnai ed in Loc. Peschiera che presentano portate sempre considerevoli tutto l'anno, stimato in almeno 500 l/s. Infine la zona è caratterizzata da canalette di scolo, in parte efficienti, in parte abbandonate e/o occluse.
- RILIEVO TOPOGRAFICO: lo studio ha previsto la battitura topografica delle teste pozzo oggetto delle misure freatiche, oltre che di altri punti ritenuti significativi.
- MISURE FREATICHE: sono state effettuate un totale di 5 tornate di misura sui 23 punti di osservazione, compresi anche i 6 piezometri installati nei fori di sondaggio; la successiva elaborazione dei dati ha permesso la ricostruzione della morfologia della falda freatica in particolare nelle condizioni di "magra" e di "morbida" come riportato alle seguenti figure; le piezometrie mostrano in generale una direzione di flusso da sud ovest verso nord est, a tratti ovest – est, con assi di drenaggio tra i punti 19 – 20 e verso il punto 28 e un asse di ricarica situato tra i punti 18 e 21; la geometria delle isofreatiche è abbastanza regolare, riconducibile ad una discreta omogeneità del sottosuolo e non evidenzia significativi apporti idrici dai versanti a nord di Mugnai. Le oscillazioni della falda sono massime nel settore occidentale (punto n°1) con escursioni di livello maggiori di 10 m, minime nel settore orientale con valori di circa 0,5 m nei punti 27, 28 e 29, intermedie nel settore centrale, con valori compresi tra i 3 ed i 5m.

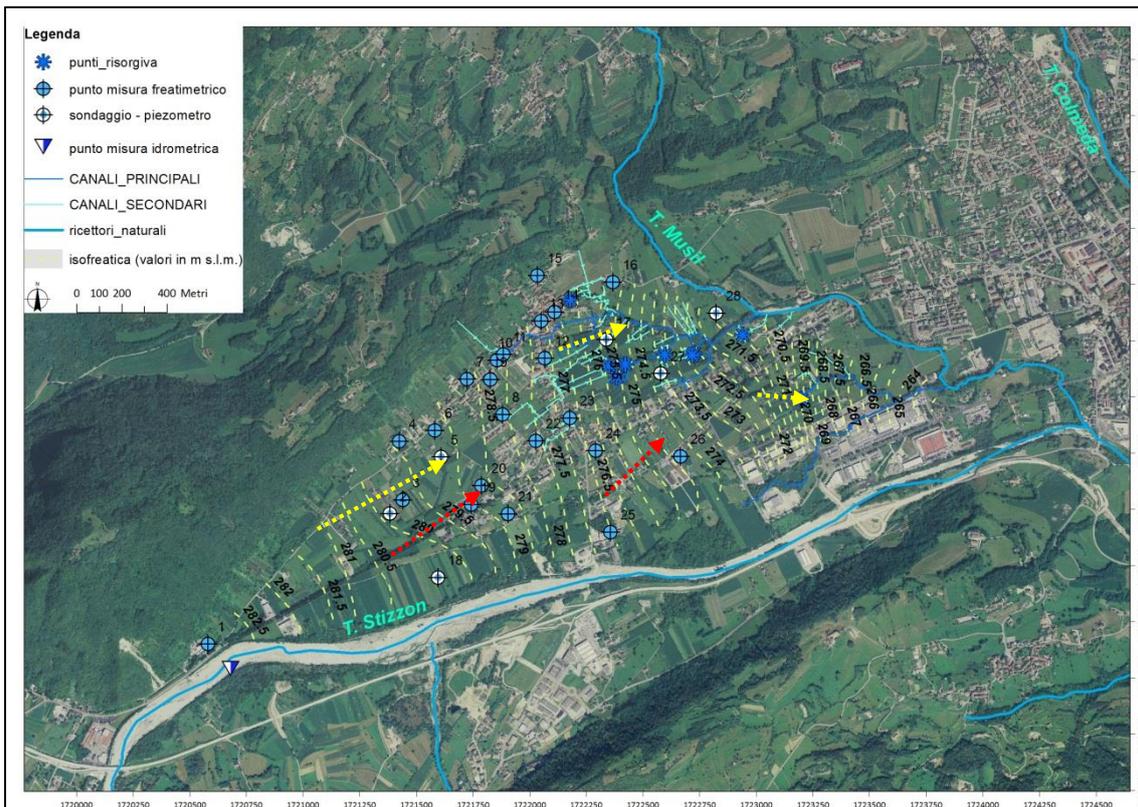


Figura 14 – Piezometria corrispondente alla massima magra relativa al mese di Febbraio 2004; giallo: assi di drenaggio; rosso: assi di alimentazione.

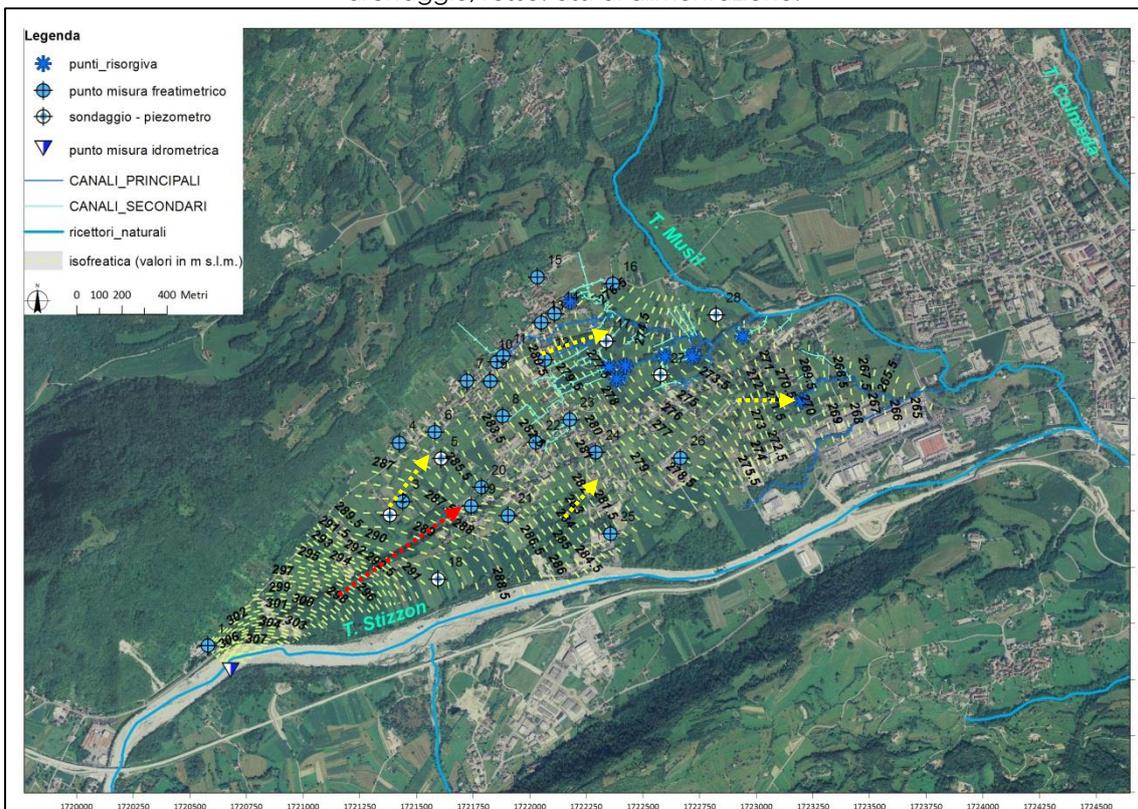


Figura 15 – Piezometria corrispondente alla morbida relativa al mese di Maggio 2004, giallo: assi di drenaggio; rosso: assi di alimentazione.

Lo studio termina quindi con la sintesi dei risultati e la definizione di un modello idrogeologico concettuale dell'area oltre che con alcune ipotesi operative per la mitigazione delle problematiche legate al periodico innalzamento della falda, di seguito si riportano i lineamenti principali:

- La pianura tra il T. Stizzon ed il T. Musil è costituita da un potente materasso formato da depositi alluvionali e fluvioglaciali che presentano variazioni granulometriche importanti soprattutto passando da ovest verso est dove depositi prevalentemente grossolani (ad elevata permeabilità) lasciano il posto a terreni a frazione fine limoso argillosa prevalente (a bassa permeabilità);
- L'acquifero indifferenziato della zona occidentale, procedendo verso est, tende a differenziarsi e a venire a giorno nelle zone più depresse topograficamente (polle risorgive);
- il deflusso idrico sotterraneo è diretto prevalentemente da sud ovest verso nord est e presenta strutture drenanti e di alimentazione; in corrispondenza dell'inizio della fase di morbida si verifica un forte innalzamento della tavola d'acqua nel settore sud occidentale con conseguente aumento del gradiente idraulico, mentre nel settore orientale le oscillazioni risultano meno accentuate con la falda in condizioni di subaffioramento;
- L'alimentazione da nord (zona del Canalet – Polentina) è modesta e non in grado di influenzare il regime della falda;
- le osservazioni effettuate nell'alveo del T. Stizzon in Loc. S. Lucia, unitamente all'analisi delle isofreatiche hanno consentito di "stabilire come le dispersioni lungo l'alveo del T. Stizzon contribuiscano in modo sostanziale all'alimentazione della falda";
- le proposte operative per la mitigazione degli effetti legati all'innalzamento della falda riguardano sostanzialmente il ripristino e la riorganizzazione della rete scolante superficiale, la risoluzione idraulica del nodo focale confluenza risorgive – Musil e la realizzazione di un drenaggio profondo nella zona occidentale, capace di captare le acque dell'"onda di piena sotterranea" proveniente dallo Stizzon.

2.2 Indagine idraulica (VCI – PI 2009 – H)

Nell'ambito della redazione del Piano degli Interventi (PI) del Comune di Feltre denominato PI 2009 –H sono state eseguite le attività previste dalla DGR 2942/2009.

In particolare sono state valutate le precipitazioni intense e le portate massime attese prodotte dalle risorgive e dal torrente Musil.

E' stato svolto un rilievo topografico integrativo con tecnica GPS nelle aree di risorgiva, finalizzato ad un'indagine delle aree potenzialmente allagabili secondo il criterio idrodinamico.

L'analisi idraulica e la conseguente mappatura delle aree a pericolosità idraulica ha richiesto l'applicazione di un modello bidimensionale a moto vario.

Sono state analizzate le trasformazioni previste dal PI in termini di impermeabilizzazione del terreno ed è stato valutato l'impatto delle previsioni urbanistiche di PI sul regime idraulico del terreno,

Sulla base dei risultati delle analisi condotte è stato definito un intervento teso a non aggravare la situazione di pericolo idraulico che caratterizza l'area a valle della zona oggetto di PI secondo il principio dell'invarianza idraulica.

Tale intervento è costituito dalla realizzazione di un'area verde ribassata con funzione di cassa di espansione della capacità di 2500 m³ con dimensioni in pianta 80x30 m e altezza utile 1.1 m con scarico in invarianza idraulica nel canale di risorgiva denominato Rio della Maura (Figura 16).

Il PI prevede di scaricare la totalità dei deflussi provenienti dalle aree di nuova urbanizzazione e da quella già urbanizzata, escluso il nucleo storico della frazione, tramite una canalizzazione di scarico, a tratti interrata e a tratti a cielo aperto, posta in corrispondenza del compluvio dell'area.

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

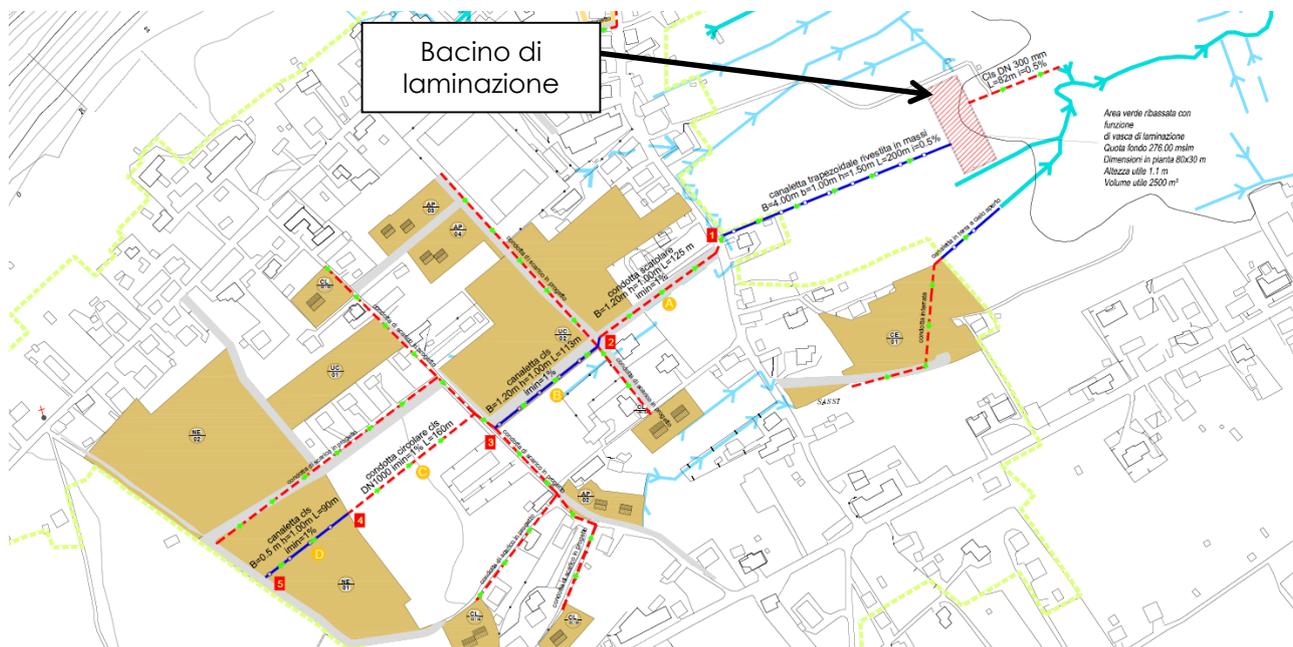


Figura 16 – Interventi previsti dal PI 2009 H per garantire il principio dell'invarianza idraulica (DGR 2948/2009)

Contestualmente al dimensionamento dell'invaso, è stata indicata una possibile soluzione progettuale per garantire il convogliamento delle acque meteoriche dall'abitato di Mugnai fino alla cassa di espansione descritta, tenendo conto anche della possibilità di allacciamento degli edifici esistenti con problematiche relative allo scarico delle acque meteoriche.

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 17).

In definitiva, sulla base delle indagini condotte nel PI 2009 h sono emerse le seguenti conclusioni:

1. per quanto riguarda il pericolo di allagamento per le acque di ruscellamento superficiale che caratterizza l'edificato 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

canalizzazione finale con scarico diretto nel rio della Maura e del tratto di condotte previsto dal PI dal nodo 1 al nodo 3.

Il tracciato della canalizzazione è stato individuato tenendo conto del sedime della cassa di espansione prevista nel PI 2009H.

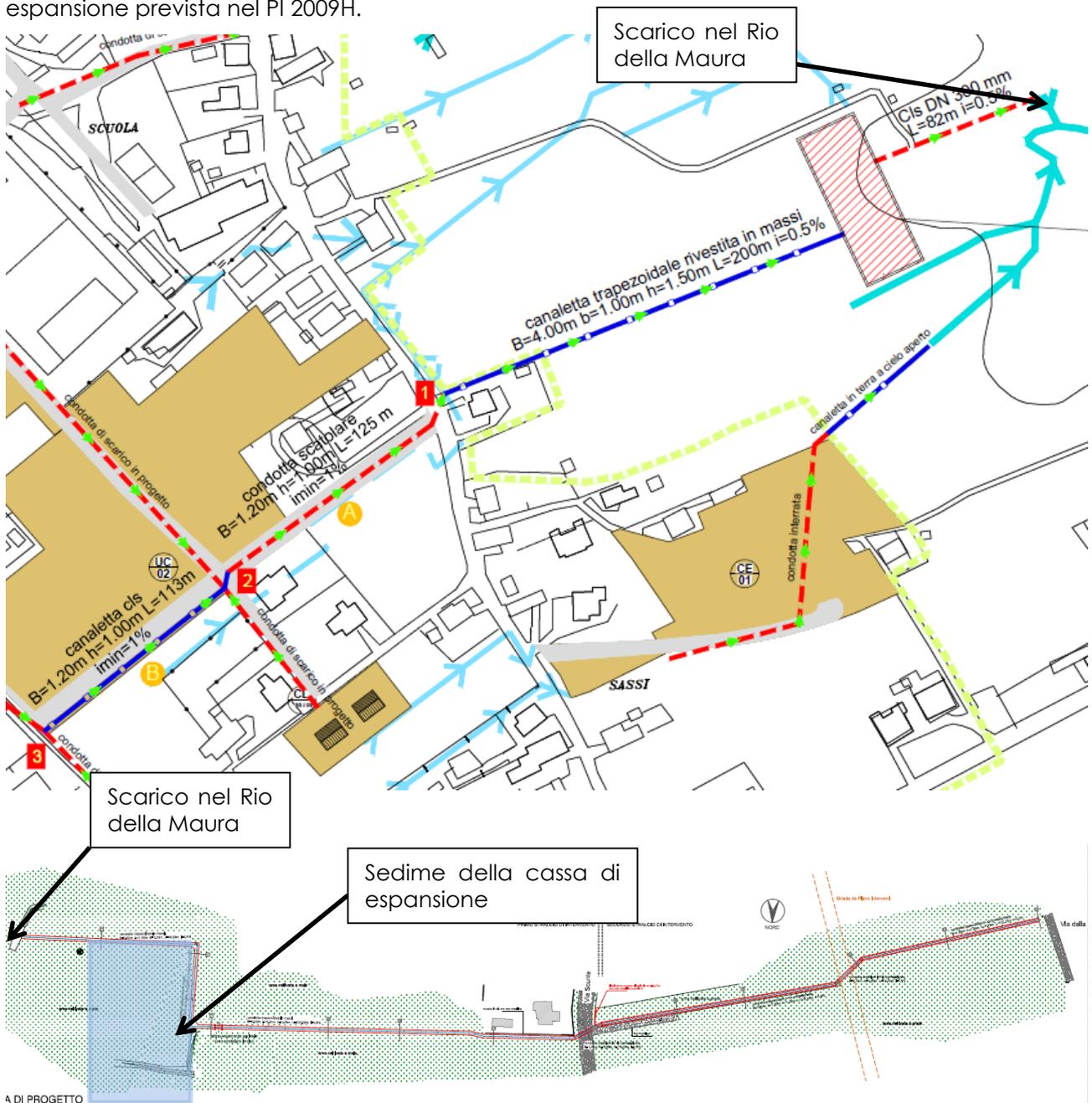


Figura 18 – Stralcio della planimetria della VCI di PI 2009 H e stralcio del progetto Interventi di regimazione idraulica in località Mugnai nel Comune di Feltre commissionato dall'Amministrazione Regionale (Studio Plintos 2013)

2.4 Perizia Sommaria relativa alla progettazione degli interventi necessari per la messa in sicurezza del T. Stizzon nelle località Caupo e S. Lucia nei Comuni di Feltre e Seren del Grappa (BL).

A seguito di eventi meteorologici verificatisi nel dicembre 2013 si sono infatti determinati gravi danneggiamenti ad alcune opere di difesa idraulica ubicate lungo l'asta del torrente dalla località Caupo sino, alla località S. Lucia.

Al fine di mitigare gli effetti dell'evento sul regime idrometrico del torrente Stizzon, la Regione del Veneto - Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste Sezione Bacino idrografico Piave Livenza - Sezione di Belluno, ha definito un intervento di somma urgenza che ha previsto le seguenti attività:

1. la sistemazione del tratto di alveo più a valle, in corrispondenza della briglia, parzialmente crollata, che è ubicata circa 450 m a valle del viadotto della variante alla S.R. n. 50 in località Santa Lucia;
2. la sistemazione del tratto di alveo in corrispondenza del nuovo viadotto della Variante alla S.R. n. 50 in località Caupo.

Nell'ambito delle indagini finalizzate alla redazione del progetto, è stato svolto un rilievo topografico con drone aereo e con tecnica tradizionale che ha permesso lo svolgimento di un'analisi idraulica con modello matematico del torrente Stizzon dal ponte di Caupo fino al ponte di Tomo.

I risultati di tali indagini sono stati utilizzati nel presente studio per la taratura del modello di flusso sotterraneo e per le condizioni al contorno di valle del modello idraulico.

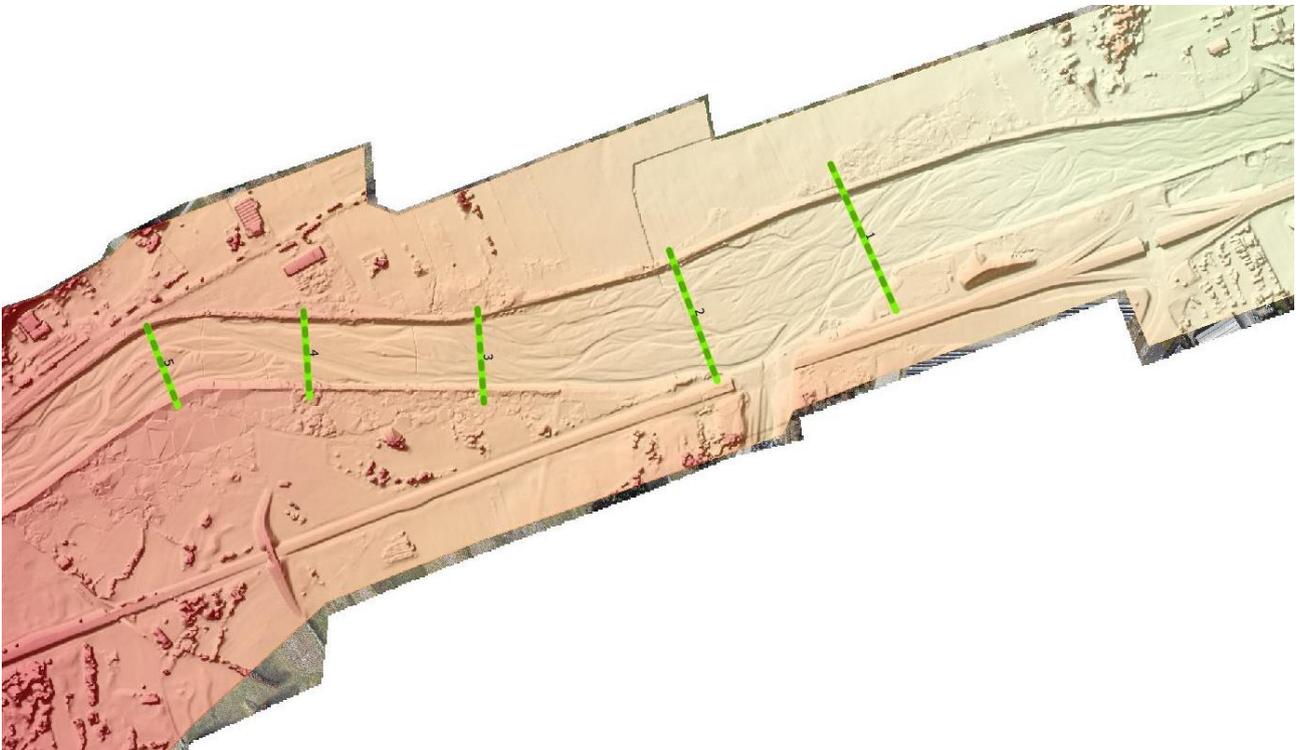


Figura 19 – Modello digitale del terreno derivato dalle indagini topografiche svolte nell'ambito del Perizia Sommaria relativa alla progettazione degli interventi necessari per la messa in sicurezza del T. Stizzon nelle località Caupo e S. Lucia nei Comuni di Feltre e Seren del Grappa (BL). - la Regione del Veneto - Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste Sezione Bacino idrografico Piave Livenza - Sezione di Belluno (2014)

3 VALUTAZIONE DEL PERICOLO IDRAULICO CHE CARATTERIZZA L'AREA OGGETTO DI INDAGINE

Al fine di integrare i dati pregressi ed affinare ulteriormente il grado di accuratezza nello studio dell'area in esame, per il presente lavoro sono state svolte le seguenti indagini:

- Rilievi topografici integrativi mediante metodo tradizionale e drone aereo;
- Modello di flusso delle acque sotterranee dell'intera area di studio;
- Modello idraulico della rete di captazione e smaltimento delle acque superficiali;
- Definizione dei possibili interventi di mitigazione del pericolo idraulico;
- Verifica degli interventi con i modelli numerici implementati.

Nei paragrafi che seguono verranno illustrati nel dettaglio le metodologie ed i risultati ottenuti.

3.1 Rilievi topografici tradizionali e con drone aereo

La base topografica utilizzata per la modellazione dell'area di intervento è costituita da un rilievo eseguito attraverso prodotti di alto contenuto tecnologico che si avvalgono di U.A.V. (Unmanned Aerial Vehicle), ovvero piccoli aerei senza pilota controllati elettronicamente a distanza, comunemente chiamati "drone"), che fungono da vettore per sostenere una fotocamera digitale calibrata preposta all'acquisizione di immagini con criterio fotogrammetrico (Figura 20).

I drone sono mezzi elettrici, ecologici, silenziosi, sicuri, flessibili e personalizzabili, che volano a bassa quota (dai 20 m fino ai 500 m di altitudine) e possono raggiungere in pochi secondi l'area da rilevare. Essi sono provvisti di sistema automatico di posizionamento G.P.S. e stabilizzazione che li rendono a tutti gli effetti delle piattaforme inerziali.

La fotogrammetria aerea con drone consente di produrre, attraverso software specifici e postazione fotogrammetrica: D.T.M., D.S.M., Ortofotocarta ad altissima risoluzione (1-10 cm/pixel) con relative Curve di livello, Sezioni, Cartografia vettoriale (con scala da 1:5000 fino a 1:100), Modelli 3d per rendering. Nel caso in esame sarà utilizzato un drone ad ala fissa indicato per rilievi ad ampio raggio con volo prevalentemente orizzontale.

L'ortofotocarta ottenuta, di cui si riporta uno stralcio nella seguente figura, è stata restituita nel sistema di riferimento cartografico regionale (EPSG 3003 Gauss Boaga Fuso Ovest) con risoluzione massima del singolo pixel pari a 4 cm.

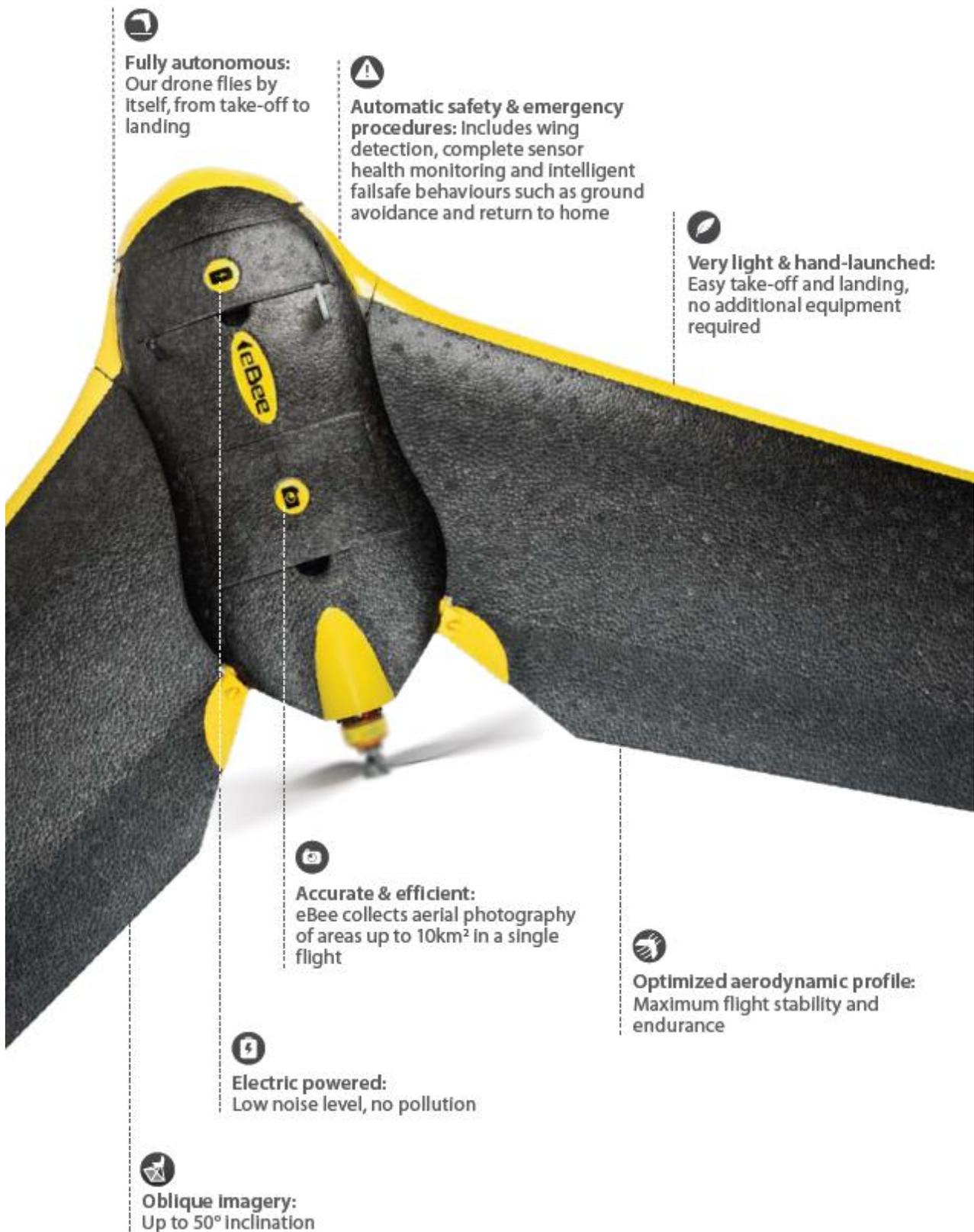


Figura 20 – Drone UAV utilizzato



Figura 21 – Stralcio dell'ortofotocarta restituita



Figura 22 – Stralcio dell'ortofotocarta restituita



Figura 23 – Stralcio dell'ortofotocarta restituita



Figura 24 – Stralcio dell'ortofotocarta restituita

Il DTM ottenuto dalle elaborazioni fotogrammetriche, a maglia 1 m, è stato integrato con il rilievo topografico a terra, incluso nel presente incarico.

La planimetria del piano quotato e delle sezioni rilevate con tecnica tradizionale sono riportate negli elaborati progettuali. Sulla base del rilievo a terra sono stati controllati i punti ottenuti da fotogrammetria e sono state definite le linee di discontinuità caratteristiche degli elementi morfologici che interferiscono con il regime idraulico dei corsi d'acqua oggetto di indagine. Nella seguente figura si riporta uno stralcio del DTM ottenuto e l'ubicazione delle sezioni trasversali rilevate con metodo tradizionale.



Figura 25 – Stralcio del dtm ottenuto e traccia di alcune sezioni rilevate con metodo tradizionale

3.2 Il modello di flusso

3.2.1 Premessa

La piana di Mugnai, come accennato, presenta alcuni aspetti idrogeologici peculiari già evidenziati negli studi pregressi sopra citati; allo scopo di verificare alcune soluzioni tecniche per la mitigazione delle problematiche legate all'innalzamento periodico della falda, si è scelto di applicare software e codici di calcolo specifici per la modellizzazione idrogeologica nei mezzi porosi saturi.

Nel presente report sono quindi riportati i risultati di alcune simulazioni numeriche tridimensionali di flusso che sintetizzano e riproducono tutti i dati geologico/idrogeologici raccolti, testando l'efficacia sia delle soluzioni già proposte, sia di nuove ipotesi tecniche per l'abbassamento della falda nelle aree maggiormente penalizzate, valutandone l'efficacia e sintetizzando i risultati in modo semplice e di facile lettura.

3.2.2 Modello idrogeologico concettuale

La formulazione di un modello geologico/idrogeologico preliminare è contenuta nel citato report "Indagine Idrogeologica in Località Mugnai, 2004".

In sintesi il modello preliminare prevede che le caratteristiche idrogeologiche dell'area siano governate dalla presenza di un acquifero freatico ospitato entro il potente materasso costituito da materiali per lo più granulari di origine alluvionale e/o fluvio-glaciale.

La misura della quota della tavola d'acqua è stata effettuata, sempre nel citato studio, su un totale di 29 punti (pozzi, perforazioni e piezometri) che hanno permesso la costruzione delle linee isofreatiche di magra e di morbida: la zona di studio è quindi caratterizzata da una direzione di flusso della falda prevalentemente da sud ovest verso nord est, con geometria abbastanza regolare riconducibile ad una discreta omogeneità del sottosuolo.

L'acquifero ha una buona estensione verticale, stimata dai dati geofisici disponibili, in circa 130 metri nell'area centrale della piana, minore nelle zone prossime ai versanti a nord dell'abitato di Mugnai (circa 30 m), ed è delimitato al tetto dalla superficie topografica.

Esso trae alimentazione della ricarica zenitale (infiltrazione efficace delle piogge) e dai fiumi, entrambe con variazioni stagionali. In particolare lo studio idrogeologico del 2004 ha stabilito come le dispersioni idriche lungo l'alveo del T. Stizzon contribuiscono in modo sostanziale all'alimentazione della falda.

La prove di permeabilità di tipo Lefranc eseguite nei fori dei sondaggi S2 ed S4, a profondità da 4,0 a 4,5 m da piano campagna, hanno stimato valori di conducibilità idraulica (K) compresi tra 5×10^{-5} m/s (S2) e 3×10^{-4} m/s (S4), successivamente verificati attraverso la calibrazione del modello.

3.2.3 Caratteristiche del codice numerico utilizzato

La modellazione del flusso sotterraneo è stata implementata mediante il codice numerico alle differenze finite MODFLOW-2005 del U.S. Geological Survey (Harbaugh, 2005), versione aggiornata del primo codice MODFLOW (McDonald & Harbaugh, 1988).

Questo codice permette di realizzare modelli tridimensionali del mezzo poroso saturo basandosi sull'equazione darcyana del flusso. La risoluzione dell'equazione di flusso avviene attraverso il metodo alle differenze finite: il sistema di equazioni di flusso (equazioni differenziali parziali in cui la variabile è rappresentata dal carico idraulico) viene approssimato su un set di valori della variabile discretizzati nello spazio e nel tempo ed assegnati ai nodi della griglia; fra nodo e nodo rapporti incrementali "finiti", approssimanti una variabilità continua, regolano la distribuzione del valore del carico idraulico entro il dominio di modellazione. Questo codice numerico presenta il notevole vantaggio di avere un'ampia diffusione a livello mondiale, che lo rende quindi facilmente verificabile nella applicazione e nella qualità dei risultati.

Nell'ambito del presente studio, l'interazione acque sotterranee/acque superficiali è stata riprodotta con una condizione di 3° tipo (o di Cauchy) attraverso la funzione RIVER di MODFLOW. Con questa condizione il flusso in ingresso/uscita dal dominio è calcolato in relazione alla differenza tra il livello

nel corso d'acqua ed il carico idraulico nell'acquifero, tramite filtrazione attraverso un layer di separazione che rappresenta il materasso di subalveo.

Analogamente, per la simulazione dei canali di risorgiva presenti nella zona orientale del dominio è stata utilizzata una condizione di 3° tipo attraverso il *Drain Boundary Package* di MODFLOW (DRN; Harbaugh et al., 2000). Con questa funzione è possibile rimuovere acqua in proporzione alla differenza tra il livello del dreno ed il carico idraulico dell'acquifero.

3.2.4 Dominio di modellazione e discretizzazione geometrica

Il dominio di modellazione è stato individuato su base morfologica ed idrogeologica ed è costituito da un rettangolo di 4200 x 1620 m, con celle di 20 x 20 m e con l'asse maggiore ruotato di 61.4° rispetto alla direzione del Nord (Figura 26).

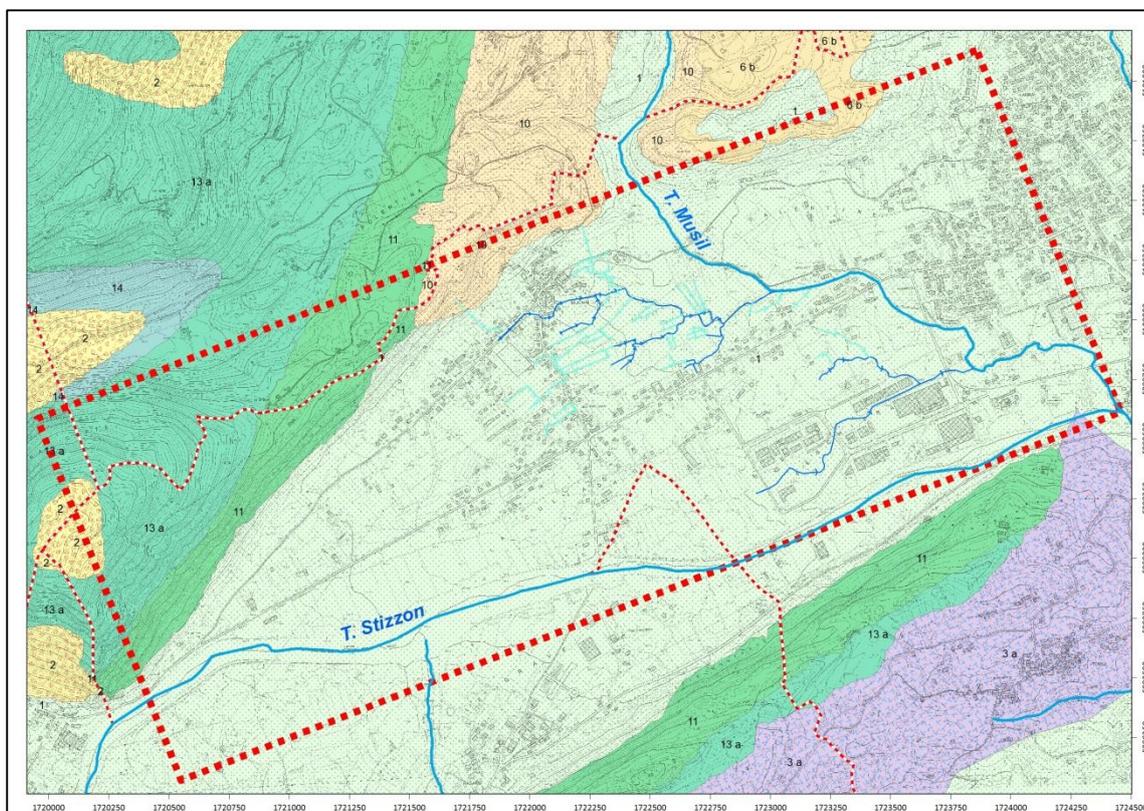


Figura 26 – Inquadramento geologico e dominio di modellazione: 1 - Depositi infravallivi; 2 - Depositi eluviali, colluviali, detritici e di frana – Quaternario; 3 a - Depositi morenici – Quaternario; 6 b - Conglomerati poligenici, argilliti e arenarie con lenti conglomeratiche, arenarie quarzose e calcaree, arenarie glauconitiche, siltiti e marne - Miocene sup. - Oligocene sup.; 10 - Arenarie e calcareniti torbiditiche in fitta alternanza con marne ed argilliti – Eocene; 11 - Calcari, calcari argillosi e marne - Eocene inf. - Cretaceo sup.; 13 a - Calcari e calcari argillosi selciferi, con intercalazioni di calcareniti e brecce calcaree - Cretaceo – Malm; 14 - Calcari nodulari e selciferi, argilliti, con intercalazioni di calcareniti e brecce calcaree - Malm – Dogger.

La porzione attiva del dominio è individuata a partire dai corsi dello Stizzon e del Musil a sud e ad est, mentre a nord è stato utilizzato il limite di affioramento delle alluvioni così come è indicato nella carta Litologica della Regione Veneto. Per quanto riguarda la discretizzazione è stato scelto di utilizzare un solo layer; la superficie di top dell'acquifero è rappresentata dalla superficie topografica derivata dal DEM con passo 5 x 5 m della Regione del Veneto, mentre la superficie di bottom dell'acquifero, che è limite inferiore del modello, è stata creata interpolando, con il metodo del

Natural Neighbor, i punti di quota del substrato roccioso compatto desunti dalle indagini HVSR effettuate nell'area, fissando come massimo e minimo rispettivamente il massimo ed il minimo del dataset.

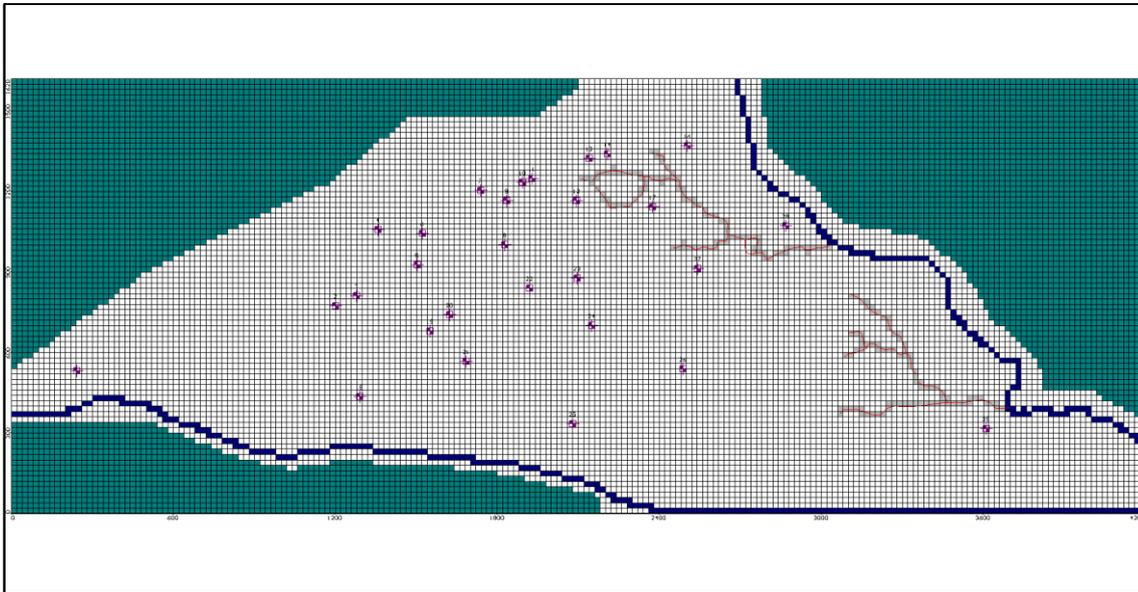


Figura 27 – Griglia di discretizzazione; in verde: celle inattive; in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica.

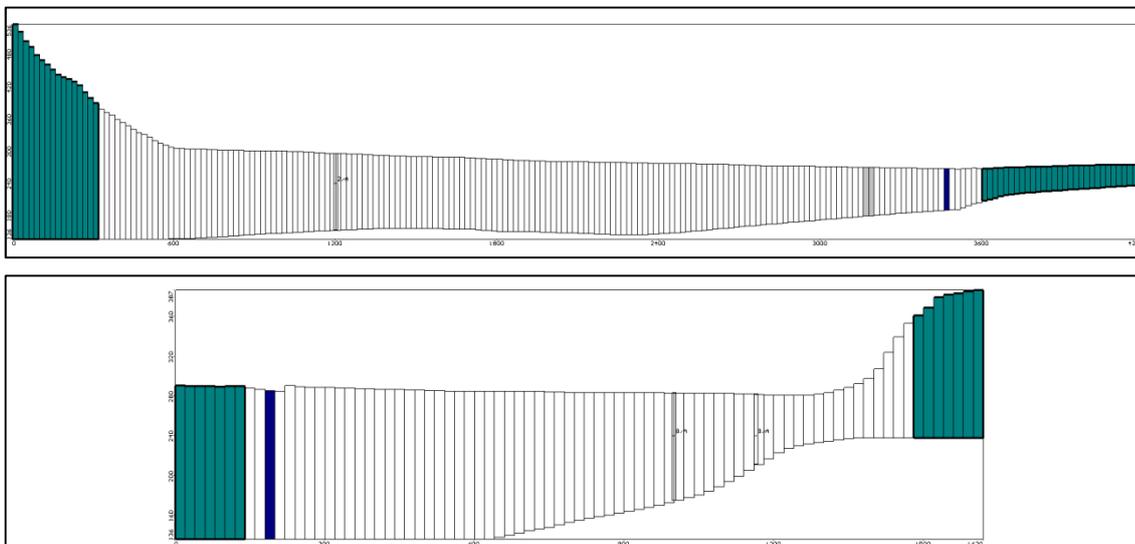


Figura 28 – Discretizzazione verticale del dominio di modellazione: in alto lungo la riga 43; in basso lungo la colonna 92.

3.2.5 Parametrizzazione delle unità idrogeologiche

La parametrizzazione consiste nell'assegnazione delle proprietà idrodinamiche alle diverse unità idrostratigrafiche rappresentate. Per la simulazione del flusso allo stato stazionario è necessario definire la sola conducibilità idraulica nelle tre direzioni spaziali di discretizzazione (K_x , K_y e K_z in m/s). L'interpretazione delle prove di permeabilità in foro ha dato valori di K compresi tra 5×10^{-5} m/s (S2) e 3×10^{-4} m/s (S4); si è pertanto optato per assegnare una permeabilità isotropa, ottimizzata in fase di calibrazione, ad un valore di 1×10^{-4} m/s.

3.2.6 Condizioni al contorno e distribuzione iniziale del carico idraulico

Condizioni di **flusso assegnato nullo** (o di Neumann o del 2° tipo; Inactive Flow o No Specified Boundary in MODFLOW) sono state assegnate sui 3 angoli (alto sinistra e destra, basso sinistra) del dominio di modellazione. **La ricarica zenitale** o infiltrazione efficace rappresenta il quantitativo di acqua che, dopo essersi infiltrata nel sottosuolo per azione delle piogge, raggiunge la falda freatica e la alimenta. Si tratta di uno dei principali fattori di alimentazione del sistema idrogeologico oggetto di modellazione. L'infiltrazione efficace è stata simulata attraverso una condizione di flusso assegnato (Recharge in MODFLOW) a tutte le celle del 1° layer.

Il valore assegnato è di 257.5 mm/anno, pari al 20% della precipitazione annua registrata nel 2003.

I canali di risorgiva presenti sul lato orientale del dominio di modellazione sono stati simulati utilizzando una condizione del 3° tipo (o di Cauchy) assegnata alle celle corrispondenti al tracciato dei canali (in grigio chiaro in Figura 27), attraverso il DRN package di MODFLOW. I parametri associati alla condizione sono:

- livello del dreno fissato pari alla quota corrispondente del piano campagna così come da DEM della Regione del Veneto;
- conduttanza di 100 m²/giorno costante su tutta la condizione al contorno, in modo da rendere trascurabili le perdite di carico tra l'acquifero e la rete scolante.

L'interazione acque sotterranee/acque superficiali è stata riprodotta con una condizione di 3° tipo attraverso la funzione RIVER di MODFLOW (in blu in Figura 27). La condizione RIVER è usata per simulare l'interazione tra i corpi idrici superficiali e la circolazione idrica sotterranea tramite filtrazione attraverso uno strato di separazione tra il fiume e l'acquifero. Alla seguente figura viene visualizzato lo schema per la condizione al contorno.

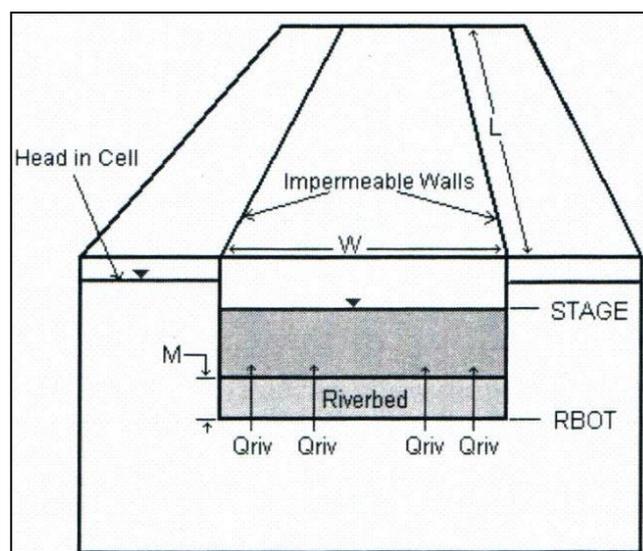


Figura 29 – Rappresentazione schematica della condizione al contorno RIVER in Modflow.

In Modflow la condizione al contorno RIVER necessita di un parametro numerico di input denominato conduttanza, il cui concetto (da McDonald & Harbaugh, 1988) è basato sull'equazione di Darcy. Se la portata Q è uguale al prodotto tra la conducibilità idraulica (K) dello strato filtrante (o riverbed), la sezione attraversata dal flusso (A) e la differenza di carico tra punto di partenza e punto di arrivo

del flusso (h_2-h_1), il tutto diviso per la lunghezza del percorso (L), la conduttanza si definisce come il prodotto della K per la sezione A attraversata, diviso la lunghezza del percorso, ovverosia la portata Q divisa per la differenza di carico h_2-h_1 .

$$\text{Conduttanza} = C = K \times A / L \text{ (m}^2/\text{s)}$$

Il suo valore dipende da diversi fattori e non esiste alcuna formulazione generale per il suo calcolo; per tale motivo, usualmente, viene calibrato sulla base di valori sperimentali di portata o dell'andamento delle isopieze in prossimità del corso d'acqua (Waterloo Hydrogeologic Inc, ©2003). Nel presente caso la conduttanza assegnata allo Stizzon e al Musil è stata dapprima assegnata sulla base della geometria dei corsi d'acqua (larghezza media alveo e spessore del materasso di subalveo), delle condizioni idrauliche (altezza del battente idraulico medio) e di un valore di conducibilità idraulica del subalveo (k_z) pari, in prima approssimazione, a 10^{-5} m/s.

L'approssimazione alle differenze finite richiede necessariamente la definizione di **condizioni iniziali** e quindi di una distribuzione iniziale del carico idraulico sul dominio di modellazione. Questo aspetto, molto importante per le simulazioni in transitorio dove l'impiego di una distribuzione di carico idraulico non congrua con le condizioni al contorno può condizionare il risultato della simulazione, allo stato stazionario invece risulta meno rilevante, poiché con l'impiego di criteri di convergenza adeguati, durante il processo iterativo avviene il progressivo adeguamento della distribuzione di carico idraulico rispetto alle condizioni al contorno utilizzate.

Per la simulazione di calibrazione allo stato stazionario è stato utilizzato un valore di carico idraulico iniziale costante e pari a 270 m slm su tutto il dominio di modellazione.

3.2.7 Calibrazione del modello numerico

Un modello numerico di flusso, al fine di essere considerato affidabile, deve riprodurre, con un grado di approssimazione accettabile, i carichi idraulici e/o i flussi sperimentalmente misurati entro il sistema naturale riprodotto. Il processo con cui vengono fatti variare i parametri di input e le condizioni assegnate, entro determinati range dettati dai dati sperimentali e dalle caratteristiche idrogeologiche, fino al raggiungimento di un buon grado di approssimazione tra i risultati della simulazione e le misure sperimentali disponibili, prende il nome di calibrazione (Anderson & Woessner, 1992). È palese che la quantità, la qualità e la distribuzione spaziale dei dati osservati possono condizionare notevolmente la qualità della calibrazione e il conseguente livello di affidabilità degli output. Durante la calibrazione un set di parametri relativi alle unità idrogeologiche, alle condizioni al contorno ed agli stress esterni viene identificato come quello che meglio approssima i dati di campo disponibili.

La calibrazione può essere di tipo qualitativo, se basata sul confronto e sovrapposizione della distribuzione del carico idraulico simulato con un rilievo piezometrico, oppure può essere di tipo quantitativo se basata sul confronto diretto tra i carichi misurati e quelli simulati in punti omologhi del dominio (Anderson & Woessner, 1992).

La calibrazione quantitativa si basa sull'elaborazione statistica dei residui (R_i , in m), determinati come differenza tra il valore calcolato (X_{cal}) ed il valore osservato (X_{obs}), secondo la formula:

$$R_i = X_{cal} - X_{obs}$$

Il parametro statistico che meglio riassume la qualità di una calibrazione di tipo quantitativo è sicuramente lo scarto quadratico medio normalizzato (nRMS, in %) definito come lo scarto quadratico medio (RMS, in m) diviso per la massima differenza tra i valori di calibrazione utilizzati, secondo le formule:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i^2}$$

$$NormalizedRMS = \frac{RMS}{(X_{obs})_{max} - (X_{obs})_{min}}$$

Dove: R_i = residuo, n = numero dei valori di calibrazione e X_{obs} = valore osservato.

Convenzionalmente il limite entro cui una calibrazione è da considerarsi accettabile è rappresentato da un valore di nRMS inferiore al 10%.

Oltre ad nRMS e RMS possono essere presi in considerazione anche i seguenti parametri statistici:

Media dei residui (RM, in m)

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Media assoluta dei residui (AMR, in m)

$$|\bar{R}| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |R_i|$$

Errore Standard della stima (SEE, in m)

$$SEE = \sqrt{\frac{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n}}$$

3.2.7.1 Punti di controllo e strategie di calibrazione

Il primo livello di calibrazione (qualitativo) di un modello di flusso consiste nella riproduzione, allo stato stazionario, di una piezometria misurata. Nel presente studio è stata utilizzata la carta piezometrica allegata allo studio di Marinoni et al., 2004, relativa alla tornata di misure di Maggio 2004 e ritenuta rappresentativa della condizione di "morbida" del sistema idrogeologico locale. La calibrazione delle simulazioni di flusso è stata di tipo manuale o trial & error (Zheng & Bennett, 1995). Di seguito viene riportata una breve sintesi delle scelte operate durante il processo di calibrazione:

Parametri idrodinamici: K_x , K_y , K_z : sono stati ottimizzati in fase di calibrazione partendo dai risultati delle due prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc disponibili; il processo di calibrazione ha confermato valori medi di K , assegnata comunque isotropa nelle tre direzioni di discretizzazione, data la mancanza di ulteriori indagini idrogeologiche in sito (ed es. *slug test* su alcuni dei piezometri installati e/o prove di portata).

Interazione acque superficiali/sofferranee: per quanto riguarda i parametri di input utilizzati per il RIVER si tratta di valori derivati dalla realtà fisica del sistema (larghezza e lunghezza del corso d'acqua), oppure stimati secondo un principio di ragionevolezza (profondità, spessore e conducibilità idraulica verticale del subalveo) e confermati, per quanto possibile, con i risultati delle osservazioni di campagna e dell'esperienza in contesti analoghi. In particolare, per lo Stizzon, la simulazione idraulica dell'evento del 26 – 30 dicembre 2013, stima la quota del battente idraulico lungo tutta l'asta del fiume sul dominio di flusso (cfr Figura 30) su valori non significativamente differenti dalle quote ricavate dal DEM regionale, per cui si è scelto di assumere il livello idrometrico o "stage" del corso d'acqua coincidente con il piano campagna ricavabile attraverso il DEM regionale, agendo, in fase di calibrazione, sul valore di conduttanza del subalveo o "riverbed".

Condizione DRAIN ai canali di risorgiva: la condizione DRN in MODFLOW è stata implementata attribuendo la quota del dreno coincidente con la quota del piano campagna (cell top) ed utilizzando un valore di conduttanza elevato e pari a 100 m²/giorno con lo scopo, come accennato, di minimizzare le perdite di carico tra l'acquifero e la rete dei canali di risorgiva.

Ricarica zenitale: in assenza di dati specifici di infiltrazione efficace nell'area di studio si è optato per utilizzare il 20% del valore cumulato di precipitazione annua per l'anno 2003, pari a 257.5 mm/anno. La calibrazione conferma il modello idrogeologico concettuale, anche in merito alla sostanziale uniformità litologica dell'acquifero freatico presente nella piana di Mugnai; non è stato necessario introdurre ulteriori zone di K nel settore orientale del dominio, anche per non incrementare il grado di incertezza della simulazione che si basa sui pochi valori di conducibilità idraulica disponibili; nella seguente Figura 31 si riporta la piezometria calcolata con la simulazione di calibrazione allo stato stazionario.

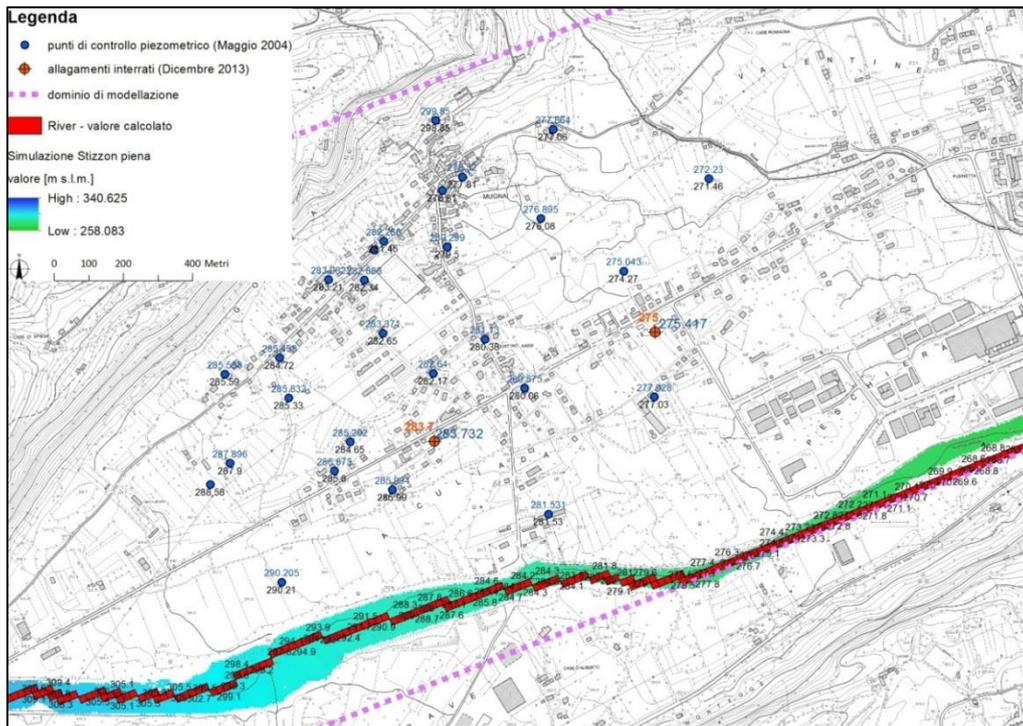


Figura 30 – Stralcio dei risultati della simulazione allo stato stazionario con i punti di controllo piezometrico (Maggio 2004) utilizzati per la calibrazione e i due punti in arancione in cui si sono verificati gli allagamenti nel Dicembre 2013 con il valore di carico idraulico così come ricavato da CTR e dalle misure in sito; testi in blu per i valori di carico calcolati, in nero e arancione per i valori di carico misurati; sul margine meridionale la simulazione della piena dello Stizzon con in rosso i valori calcolati dal modello.

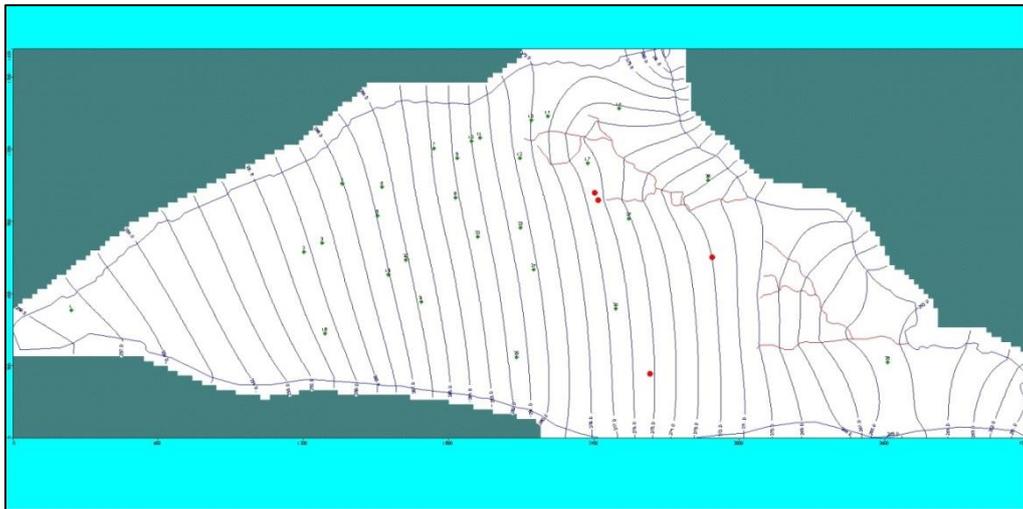


Figura 31 – Piezometria calcolata sul dominio di flusso con la simulazione di calibrazione allo stato stazionario.

Nei giorni dal 26 al 30 Dicembre 2013 si sono verificate, infatti, nel feltrino delle condizioni di piena del sistema idrogeologico locale che hanno portato all'allagamento di alcuni interrati nella zona poco a sud di Mugnai, lungo la strada denominata La Culliada (cfr Figura 30). Da un sopralluogo in sito durante i giorni successivi all'evento di picco è stato possibile misurare il massimo livello raggiunto dall'acqua all'interno dei fabbricati, trasformandolo successivamente in quota assoluta tramite la carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

Come si vede dalla stessa Figura 30 i valori misurati, seppur con l'incertezza della quota desunta dalla cartografia disponibile, risultano assolutamente comparabili con i valori calcolati nella G1409_r01_01_Relazione_tecnica.docx

simulazione calibrata sui dati di morbida del 2004. La simulazione calibrata allo stato stazionario perciò riproduce in modo accettabile la realtà fisica del sistema idrogeologico locale in una condizione di piena divenuta, negli ultimi anni, "ordinaria".

3.2.7.2 Analisi degli indicatori statistici di calibrazione

I parametri statistici della calibrazione quantitativa sono riassunti in Tabella 2 il valore di scarto quadratico medio normalizzato che si ottiene tenendo conto di tutti i punti di calibrazione è < 3%, ben al di sotto della soglia di accettabilità limite per la calibrazione di tipo quantitativo (10%), a dimostrare il buon livello di calibrazione raggiunto con la simulazione; anche la media assoluta dei residui risulta molto buona, poiché 17 cm è un valore assolutamente comparabile all'errore delle quote topografiche derivate da carta topografica o dal DEM a passo 5 x 5 m della Regione del Veneto. Nella verifica quantitativa non si è tenuto conto del punto di osservazione. n. 15, posto sul versante prospiciente l'abitato di Mugnai, che comunque già denotava qualche problematica (escursioni minime) nello studio citato del 2004.

Tabella 2. Parametri statistici di calibrazione.

Numero punti di controllo	28
Residuo massimo (m)	-3.402 (1/A)
Residuo minimo (m)	0.028 (25/A)
Media dei residui (m)	0.017
Media assoluta dei residui (m)	0.777
Errore standard della stima (m)	0.211
Scarto quadratico medio (m)	1.095
Scarto quadratico medio normalizzato (%)	2.967
Coefficiente di correlazione lineare	0.985

Nella seguente figura è presentato uno scatter plot che mette a confronto i carichi idraulici osservati con quelli simulati. Come si può vedere i punti si allineano lungo la diagonale del grafico, a testimonianza del buon livello di calibrazione raggiunto.

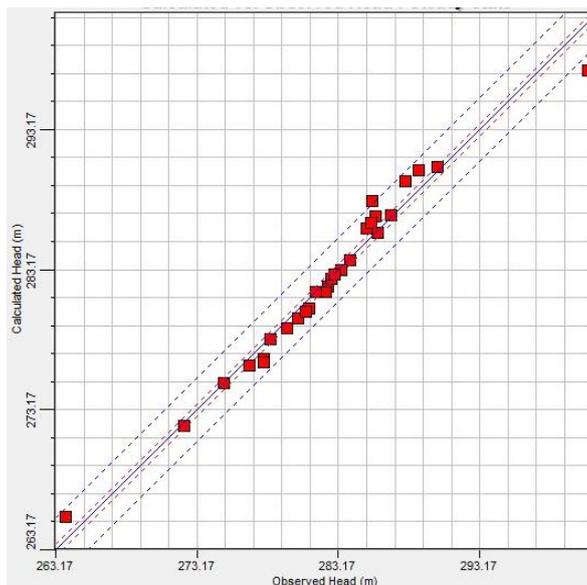


Figura 32 – Scatter plot tra i carichi idraulici calcolati e i carichi idraulici simulati dal modello

3.3 Analisi idraulica

L'analisi idraulica ed in particolare l'attività di modellazione idraulica nella situazione attuale 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 del torrente Musil dalle risorgive di mugnai fino alla confluenza nello Stizzon è stata condotta mediante uno schema monodimensionale a moto permanente, mentre la valutazione degli effetti delle esondazioni dallo stesso torrente e la conseguente mappatura delle aree a pericolosità idraulica ha richiesto l'applicazione di un modello bidimensionale a moto vario. Si vuole di seguito descrivere come si è schematizzato il sistema in ambiente modellistico sia con il modello Hec Ras che con il modello TUFLOW, le cui caratteristiche sono descritte rispettivamente nelle Appendici A e B del presente elaborato.

3.3.1 Definizione delle portate critiche

Il carattere locale dell'ambito di studio, che include un tratto di estensione relativamente modesta, consente di ritenere poco significativi i fenomeni di moto vario che differenziano i valori della portata in alveo lungo il tratto stesso e suggerisce di utilizzare il modello matematico operando in regime di moto permanente.

Le condizioni al contorno di monte si riconducono pertanto al singolo valore di portata rappresentativo di un particolare scenario, associato alla frequenza di accadimento dell'evento ovvero al suo tempo di ritorno. In questa sede è stato assunto come evento di progetto quello con tempo di ritorno centenario. La corrispondente portata di progetto è stata desunta dalla relazione di VCI del PI 2009 H mediante modello afflussi deflussi.

In particolare si è stimato per le risorgive una portata di picco di 12 m³/s, per il fosso di via Valentine una portata massima di 3 m³/s e per il torrente Musil circa 10 m³/s.

La sovrapposizione di tali idrogrammi determina una portata di picco del torrente Musil a valle dell'attraversamento della SR 50 pari a 25 m³/s.

3.3.2 Schema monodimensionale in ambiente Hec Ras

Lo studio idraulico del corso d'acqua in esame è stato effettuato preliminarmente mediante l'implementazione e l'applicazione di un modello idraulico monodimensionale a moto permanente (HEC-RAS). Il modello idraulico HEC-RAS prodotto dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers viene utilizzato diffusamente nelle applicazioni idrauliche di vario genere data la sua versatilità e la relativa facilità di gestione e organizzazione delle informazioni oltre che la sua affidabilità. HEC-RAS, le cui modalità di utilizzo sono illustrate nel dettaglio nell'Appendice A della presente relazione, consente, sulla base delle informazioni geometriche del corso d'acqua (sezioni trasversali e opere che insistono sullo stesso), di effettuare delle simulazioni sia a moto permanente che a moto vario. Le impostazioni del modello consentono di definire le caratteristiche principali

della sezione: oltre alla geometria della stessa descritta mediante coppie di valori progressiva-quota, è possibile indicare la posizione degli eventuali argini presenti, le zone di non-deflusso, le eventuali ostruzioni al flusso, i valori della scabrezza dell'alveo in diverse zone della sezione. Per eseguire una simulazione è necessario specificare le condizioni al contorno: possono essere assegnati i valori delle portate presso la sezione iniziale e nelle sezioni in corrispondenza all'ingresso di affluenti, ed inoltre il valore dei livelli a valle.

Il programma, al termine della simulazione, fornisce come risultato il valore delle diverse grandezze idrauliche (altezza d'acqua, altezza della linea dell'energia, velocità media, ecc.) in ogni sezione. I risultati possono essere visualizzati graficamente sotto forma di profilo longitudinale o in forma tabellare ed essere quindi facilmente esportati ed utilizzati in altri applicativi per successive analisi. I modelli idraulici di tipo monodimensionale permettono di simulare con precisione le aree soggette ad allagamento in casi particolari:

1. alvei arginati in cui la piena è contenuta all'interno degli argini;
2. corsi d'acqua non arginati ma che scorrono in valli strette, per cui, anche in caso di esondazione, il moto può assumersi come monodimensionale.

Nel caso in cui la piena non sia contenuta all'interno del corso d'acqua, è necessario ricorrere a modelli idraulici di tipo bidimensionale che permettono di simulare con precisione le modalità con cui l'onda di piena tracima ed inonda le aree circostanti.

3.3.2.1 Geometria del modello

Il rilievo topografico utilizzato per l'implementazione del modello numerico Hec-Ras è quello descritto nel precedente paragrafo 3.1.

Per la modellazione dello stato di fatto, complessivamente sono state utilizzate 52 sezioni d'alveo di cui 9 rilevate con tecnica tradizionale (si veda l'Elaborato 2 del presente studio) e le rimanenti 43 estratte dal DTM in uso.

In particolare nel modello HEC – RAS sono state inserite per ciascuna sezione trasversale d'alveo le coppie progressiva -quota corrispondenti ai punti della sezione stessa; in Figura 34 è visualizzata la maschera di inserimento dati nel programma per le sezioni trasversali.

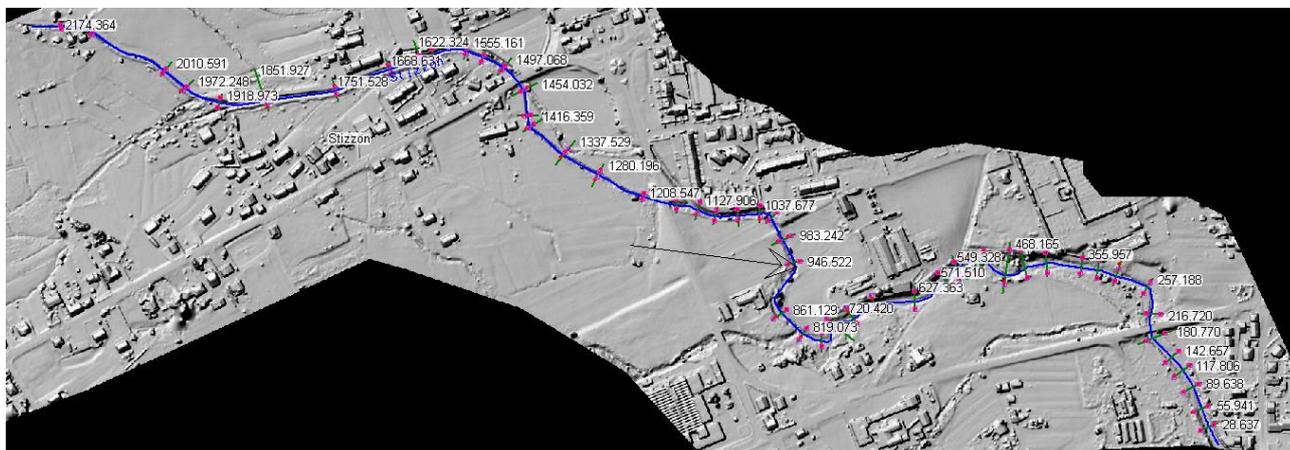


Figura 33 – Rilievo topografico utilizzato su base ortofoto

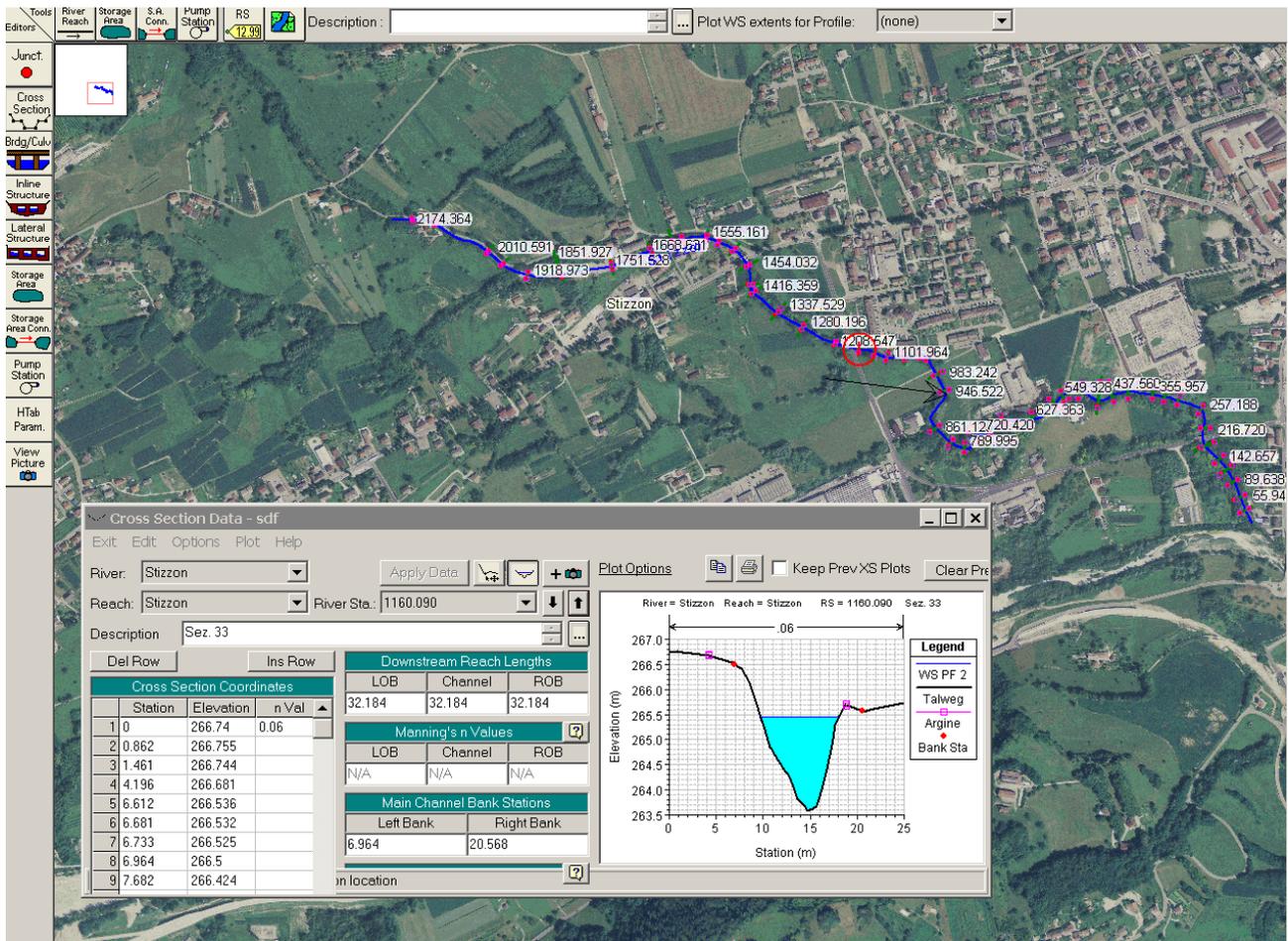


Figura 34 – Implementazione del tratto allo studio nel modello idraulico monodimensionale a moto permanente Hec Ras: inserimento dei dati delle sezioni trasversali.

3.3.2.2 Scabrezza dell'alveo

Pur operando nell'ipotesi di monodimensionalità, il modello HEC-RAS è dotato di un particolare algoritmo che consente di valutare l'influenza delle variazioni della scabrezza e del raggio idraulico locale, con continuità lungo il perimetro bagnato, sulla velocità della corrente. Questo approccio di calcolo risulta particolarmente utile nelle analisi idrauliche di alvei molto estesi, con evidenti variazioni di caratteristiche fluviali, dove l'ipotesi di forma compatta assunta alla base dell'applicabilità del metodo di Manning's non viene rispettata.

L'utilità di questo approccio di calcolo, che consente di determinare la distribuzione delle velocità nella sezione di deflusso, risulta evidente soprattutto perché consente di rilevare possibili criticità idrauliche legate a valori elevati delle velocità in corrispondenza alle sponde o alle opere idrauliche in alveo.

Per quanto riguarda l'assegnazione del coefficiente di Manning, è stato assunto un valore del coefficiente di scabrezza unitario maggiorato, pari a $n = 0.060$ ($K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), per tenere maggiormente in conto l'effetto della resistenza al moto che aumenta in occasione di eventi caratterizzati da un ingente trasporto solido.

3.3.2.3 Condizioni al contorno

Il carattere locale dell'ambito di studio, che include un tratto di estensione relativamente modesta, consente di ritenere poco significativi i fenomeni di moto vario che differenziano i valori della portata in alveo lungo il tratto stesso e suggerisce di utilizzare il modello matematico operando in regime di moto permanente.

Le condizioni al contorno di monte si riconducono pertanto al singolo valore di portata rappresentativo di un particolare scenario, associato alla frequenza di accadimento dell'evento ovvero al suo tempo di ritorno. In questa sede è stato assunto come evento di progetto quello con tempo di ritorno centenario. La corrispondente portata di progetto è stata desunta dalla relazione allegata alla citata valutazione di compatibilità idraulica del PI 2009 H

Come prima accennato, la portata massima per un tempo di ritorno trentennale a valle del ponte sulla SR 50 è risultata essere pari a 25 m³/s relativamente all'evento meteorico di durata 6 ore.

La condizione di valle è legata alla presenza del torrente Stizzon considerato in piena ad un livello idrometrico di 261 m slm.

3.3.2.4 Risultati delle elaborazioni

Come in precedenza descritto, l'analisi idraulica del torrente Musil è stata condotta considerando lo scenario corrispondente alla piena trentennale. Il profilo idraulico risultante è riportato nella seguente figura.

Come si può vedere dal profilo sono state individuate tre tratti in cui la capacità di deflusso del corso d'acqua è inferiore alla portata in arrivo:

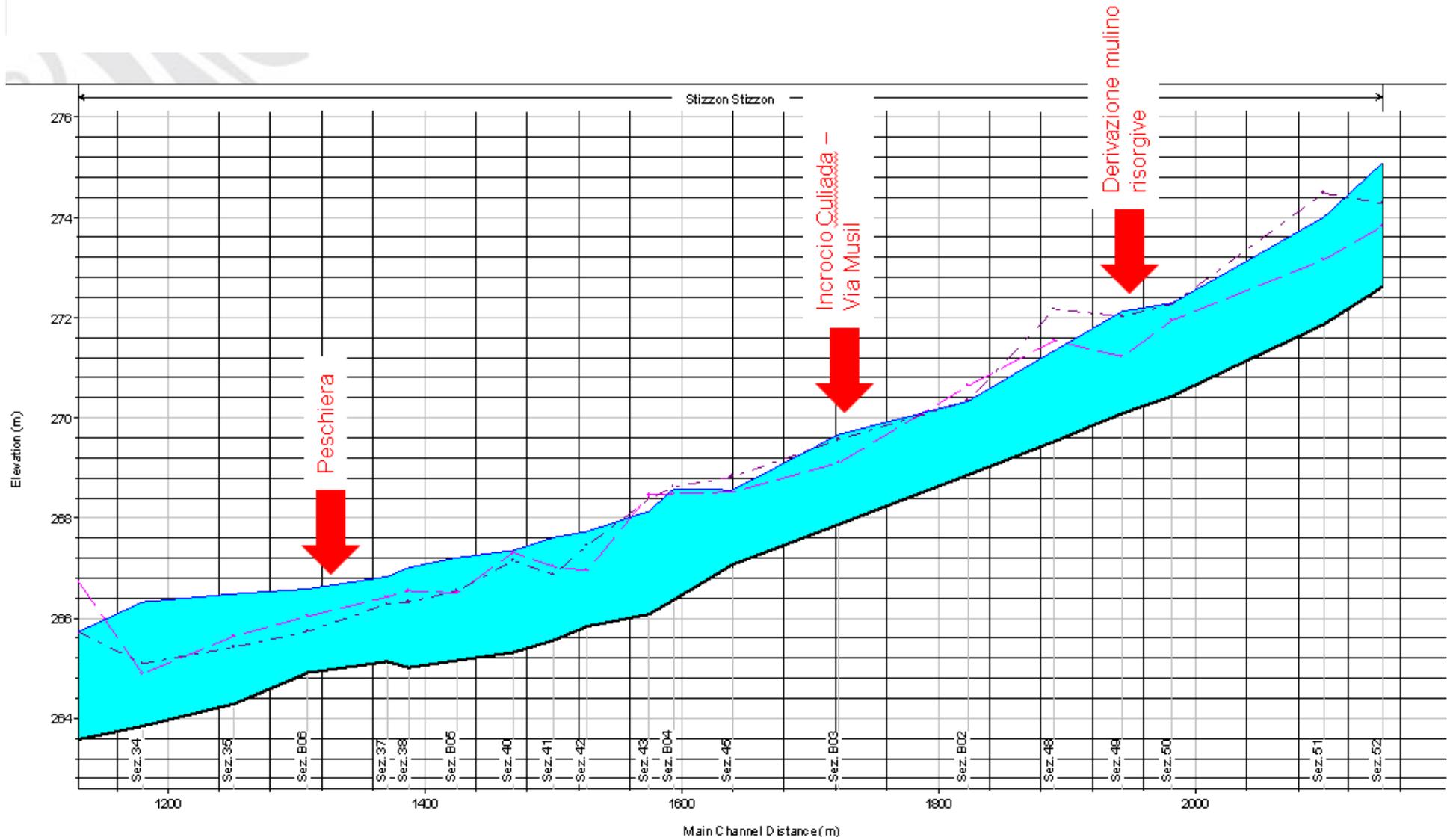


Figura 35 – Profilo longitudinale del torrente Musil dalle risorgive di Mugnai fino alla confluenza nel torrente Stizzon – indicazione delle criticità individuate in occasione dell'evento con tempo di ritorno 30 anni

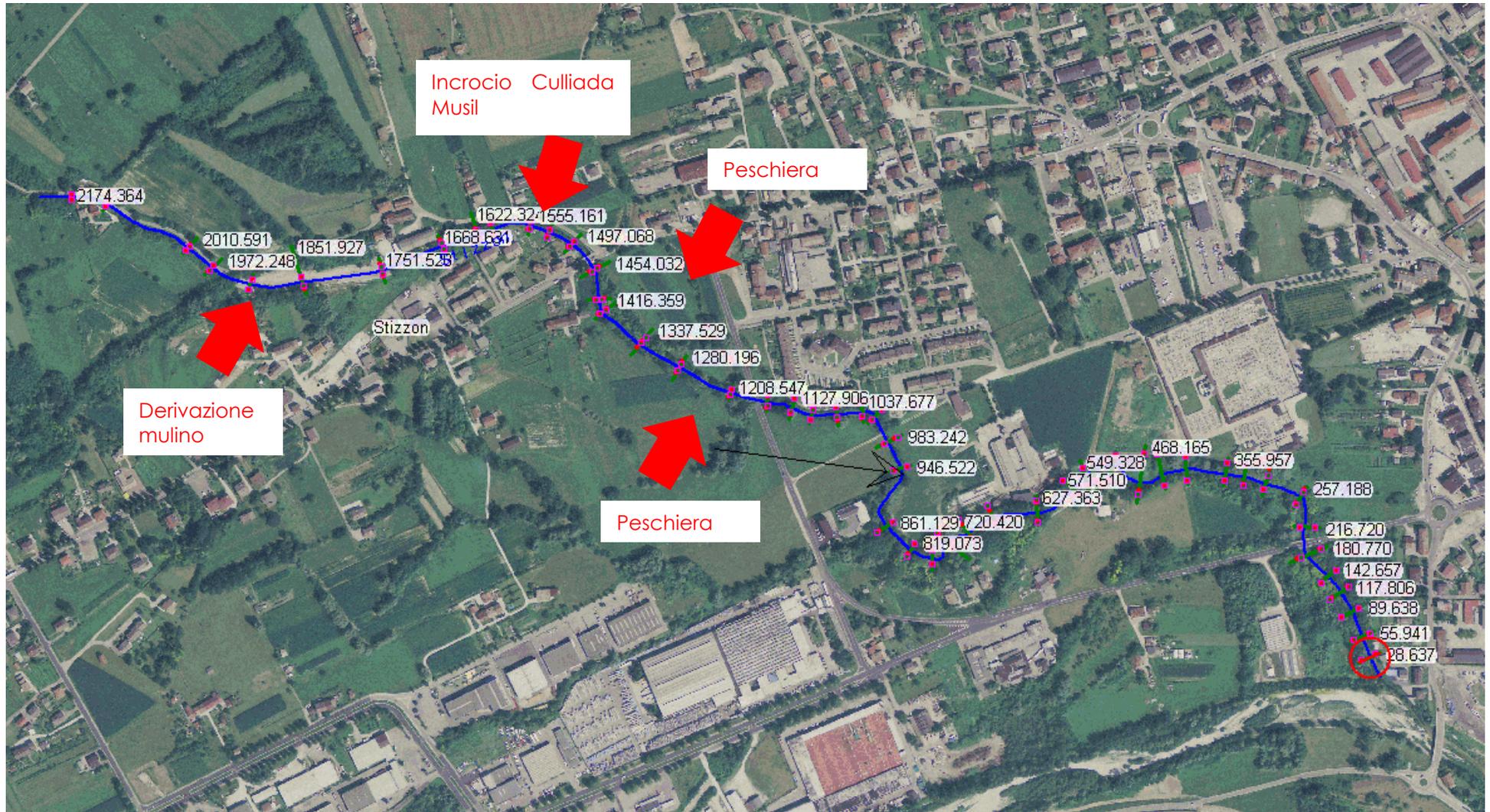


Figura 36 –indicazione delle criticità individuate in occasione dell'evento con tempo di ritorno 30 anni con il modello monodimensionale Hec ras

3.3.3 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 mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia)..

Le caratteristiche del modello sono riportate nel sito www.tuflow.com.

Per la validazione del modello si può fare riferimento ai test sui vari software di modellazione idraulica bidimensionale disponibili sul mercato eseguiti dall'agenzia governativa del Regno Unito "UK Environmental Agency" nell'anno 2010 (Benchmarking of 2D Hydraulic Modelling), scaricabili dal seguente link:

<http://publications.environment-agency.gov.uk/pdf/SCHO0510BSNO-e-e.pdf>

<http://publications.environment-agency.gov.uk/PDF/SCHO0510BSNP-E-E.pdf> (sintesi)

e nell' ultimo aggiornamento datato 2012:

<http://www.tuflow.com/Download/Publications/2012.06%20UK%20EA%202D%20Benchmarking%20Results.TUFLOW%20Products.pdf>

L'impostazione metodologica adottata per lo studio idraulico del tratto di torrente Musil oggetto del presente intervento 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 descritte nel precedente paragrafo 3.3.2 mediante l'applicazione del modello monodimensionale a moto permanente Hec Ras.

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.

3.3.3.1 Geometria del modello

Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, è stato implementato il tratto fluviale oggetto di studio (Figura 37).

Inizialmente è stata importata la geometria del modello monodimensionale puro Hec Ras, costituito da 52 sezioni d'alveo come precedentemente descritto, nel modello TufLOW. Il dominio del torrente Musil è stato discretizzato con una griglia di 690 000 celle quadrate di lato 2 m, rappresentato in Figura 38e in particolare in Figura 39

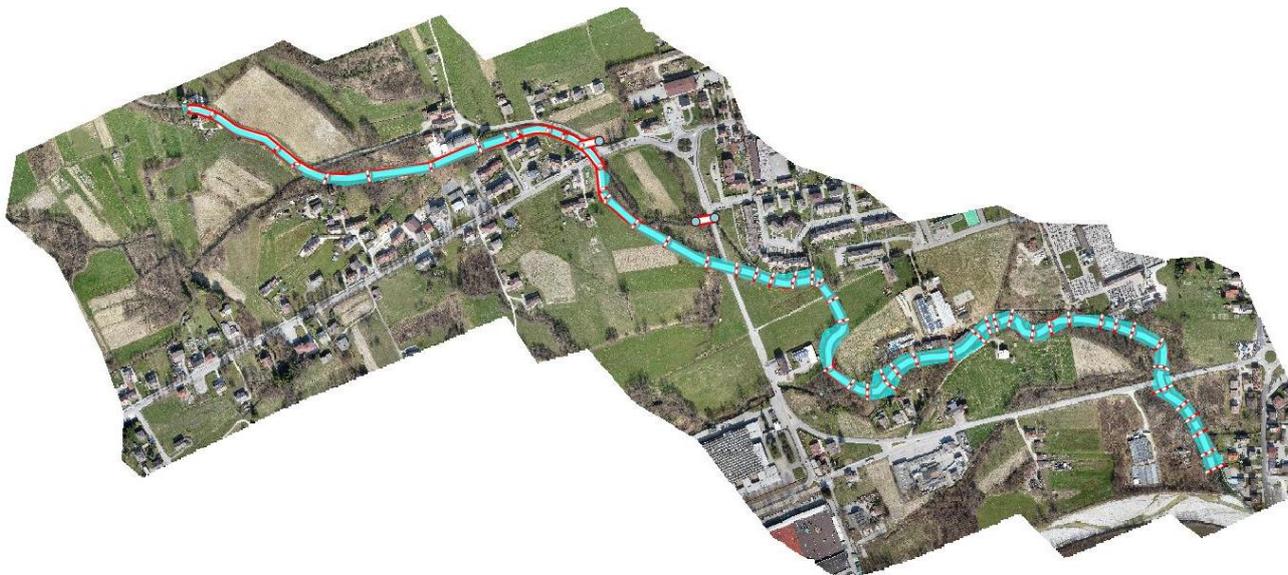


Figura 37 – Importazione modello monodimensionale

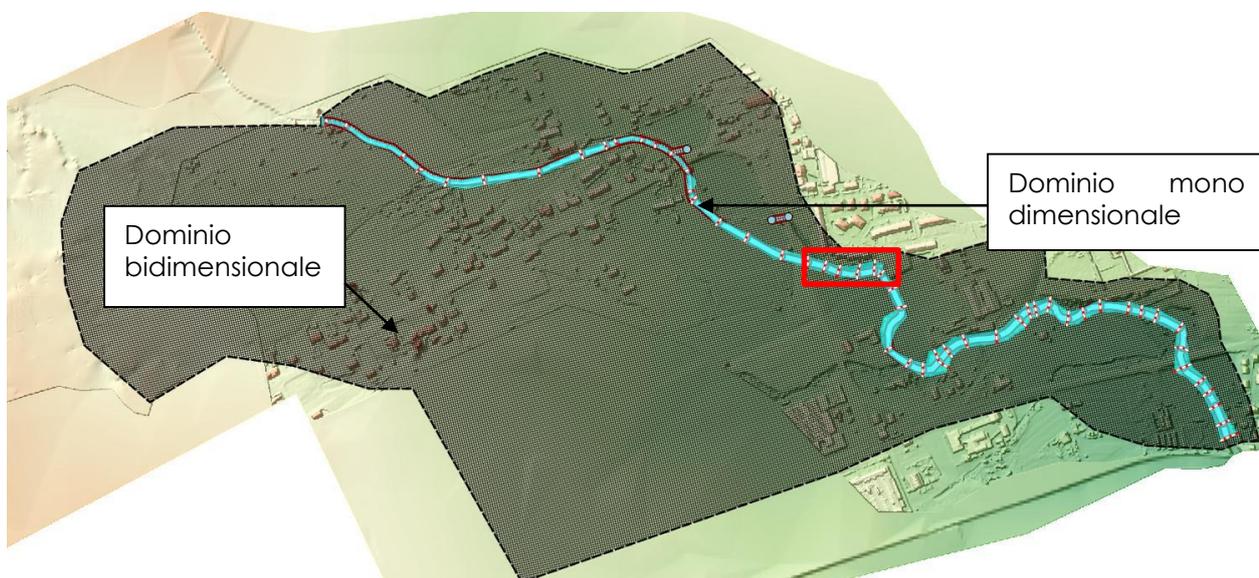


Figura 38 – Modello bidimensionale del torrente Musil - Particolare del modello

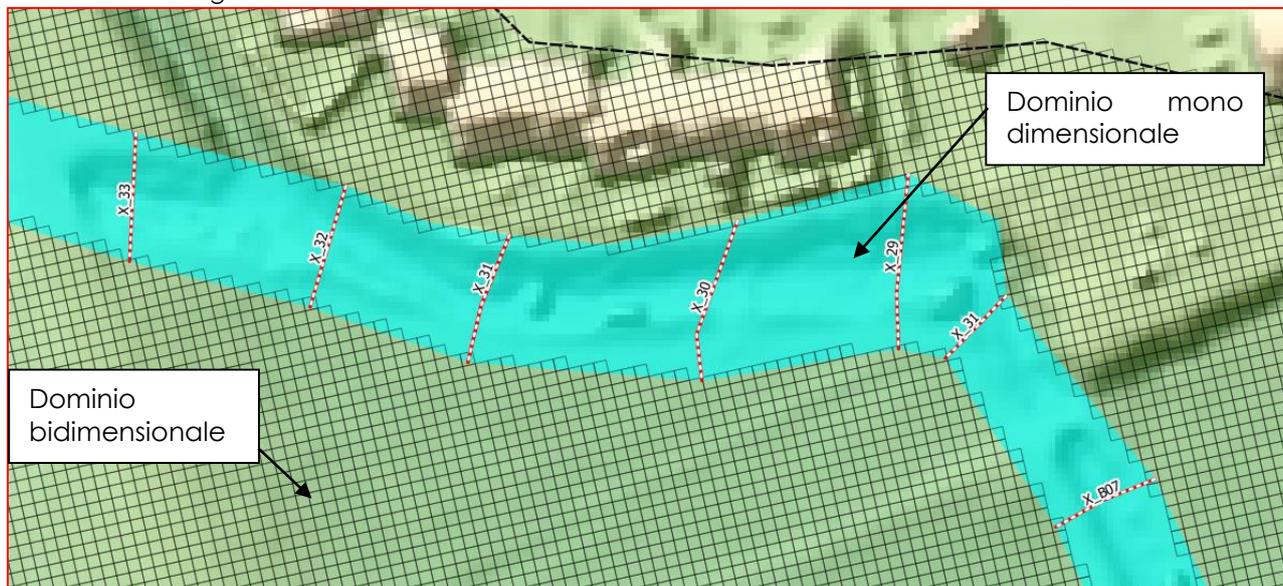


Figura 39 – Modello bidimensionale del torrente Musil

Per simulare con buona approssimazione la presenza di elementi morfologici particolari, quali argini, rilevati stradali o manufatti che possono modificare apprezzabilmente l'evoluzione di un fenomeno di allagamento e la cui dimensione è tale da essere confrontabile con la dimensione del passo spaziale del reticolo di calcolo, sono state inserite le cosiddette "Breaklines".

Le breaklines consentono di alzare le celle dove ricadono gli elementi morfologici o completamente, oppure, qualora il volume dell'elemento morfologico sia di dimensioni trascurabili, esse vengono rese semplicemente insormontabili senza sottrarre volume all'evolversi della piena. In corrispondenza delle sezioni d'alveo utilizzate nella modellazione monodimensionale, le breaklines hanno puntualmente lo stesso valore di quota della sezione d'alveo, per garantire il corretto link tra i due modelli, come evidenziato nella seguente Figura 40.

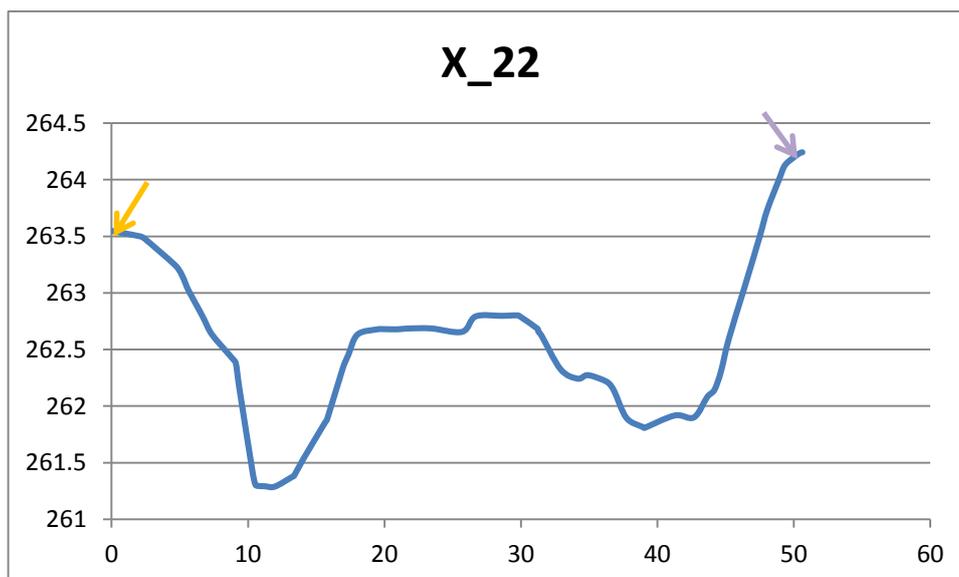


Figura 40 – Link tra il modello 1D e 2D – Breaklines

Con questo sistema sono state inserite le breaklines relative alle arginature del Musil come si può vedere nella Figura 41.

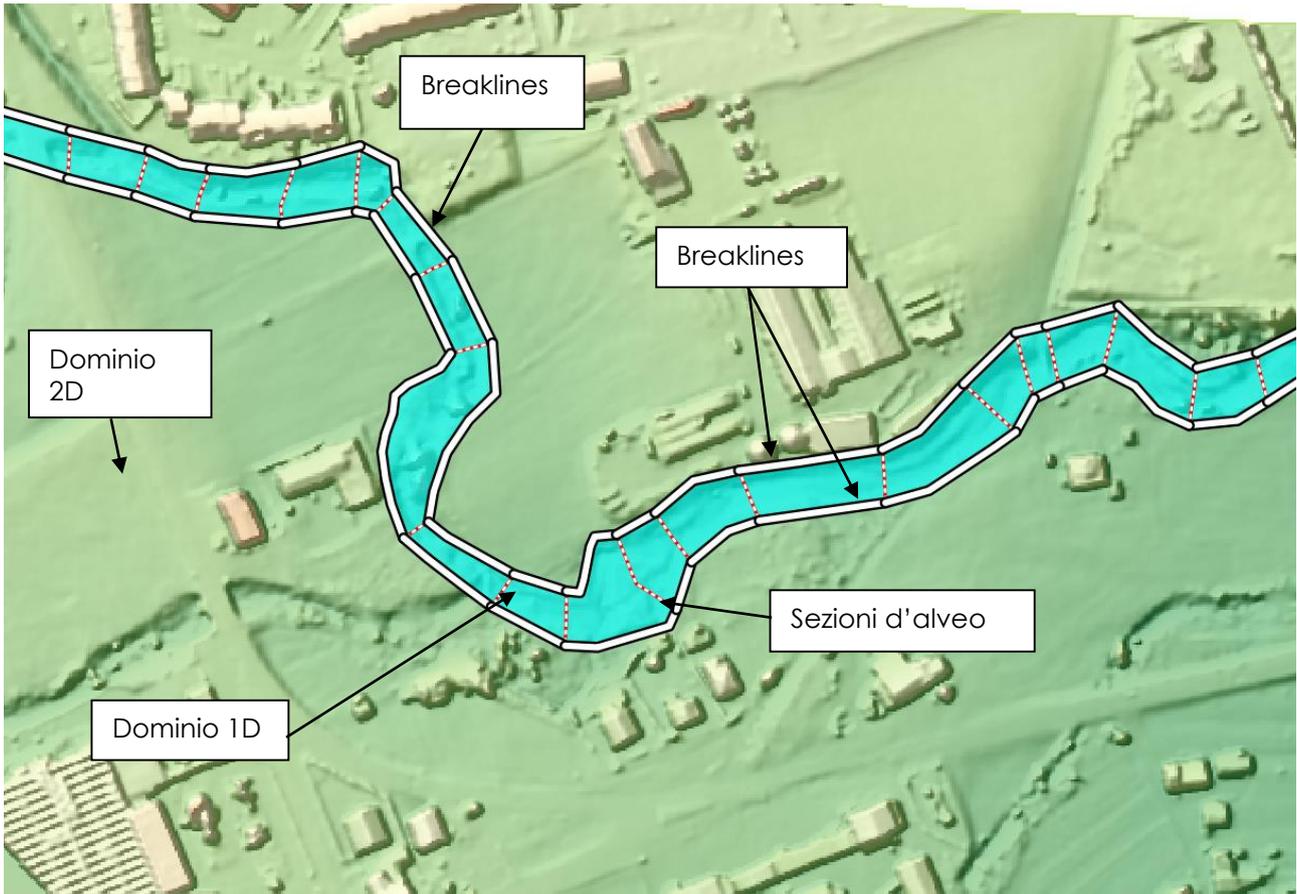


Figura 41 – Implementazione del modello mono-bidimensionale TUFLOW – in giallo sono evidenziate le breaklines delle arginature

Nella seguente figura si riporta una ricostruzione 3d del dtm corretto con il DTM corretto con le breaklines inserite.



Figura 42 – Ricostruzione 3D del DTm ottenuto su base ortofoto

3.3.3.2 Scabrezza dell'alveo

La scabrezza del corso d'acqua è espressa attraverso il coefficiente di Manning n e rappresenta uno dei parametri fondamentali dell'equazione del moto:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

con A area della sezione di deflusso, R_H raggio idraulico e i pendenza del fondo. In mancanza di specifici valori sperimentali dedotti sulla base di apposite indagini, si è fatto riferimento ai dati di letteratura e a quelli utilizzati con soddisfacenti risultati in uguali simulazioni numeriche condotte su ambienti fluviali di analoghe caratteristiche. Tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning) nelle zone adibite a prato e per l'area occupata dall'alveo di magra, mentre per le zone boscate è stato assunto un $K_s = 12.50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993).

3.3.3.3 Condizioni al contorno

Per la determinazione delle portate massime attese del torrente Musil si è fatto riferimento alle analisi condotte nell'ambito della VCI del PI 2009 H mediante modello afflussi deflussi.

In particolare si è stimato per le risorgive una portata di picco di $12 \text{ m}^3/\text{s}$, per il fosso di via Valentine una portata massima di $3 \text{ m}^3/\text{s}$ e per il torrente Musil circa $10 \text{ m}^3/\text{s}$. La sovrapposizione di tali idrogrammi determina una portata di picco del torrente Musil a valle dell'attraversamento della SR 50 pari a $25 \text{ m}^3/\text{s}$. Si riportano di seguito gli idrogrammi di piena trentennali utilizzati nelle analisi condotte:

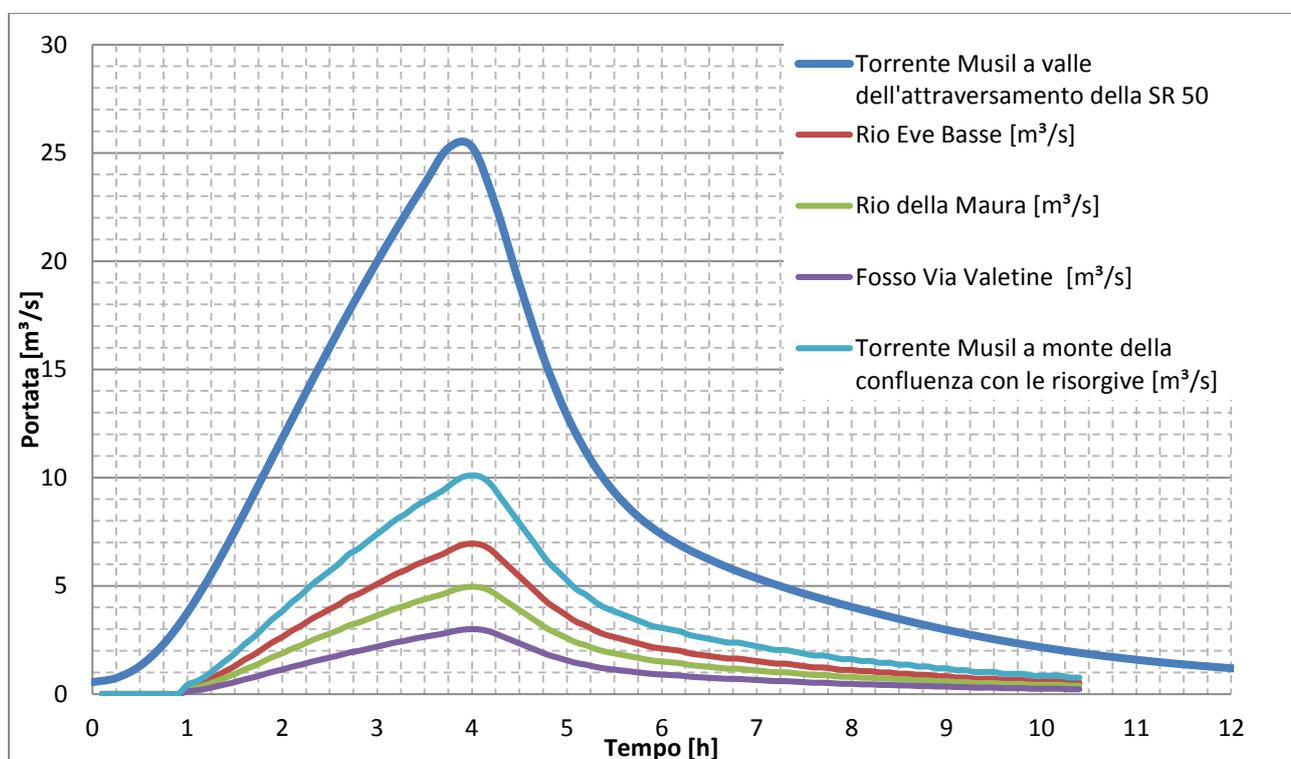


Figura 43 – Idrogrammi di piena desunti dall'analisi idrologica condotta nella VCI di PI 2009 H per un evento con TR 30 anni

3.3.3.4 Risultati delle elaborazioni

Come indicato nell'Elaborato 2, di cui si riporta uno stralcio nella seguente Figura 44, l'analisi con il modello mono-bidimensionale a moto vario conferma i risultati ottenuti con il modello monodimensionale, come descritto nel precedente capitolo. I risultati ottenuti vengono presentati insieme a quelli già presenti nella VCI di PI 2009 H, aggiornati con la nuova base topografica. Partendo da valle si rileva una prima insufficienza in corrispondenza della confluenza con il torrente Stizzon sia in destra che in sinistra con altezze d'acqua al suolo massima di 50 cm circa, a monte del ponte sulla SP n.27 di Rasai a valle di Via Montelungo. A monte di questo attraversamento il corso d'acqua tende ad occupare le sue zone di pertinenza.



Figura 44 – Aree allagabili alla confluenza tra il torrente Musil e il torrente Stizzon

Procedendo verso monte si rilevano abbondanti allagamenti presenti in località Fusinetta sia in destra che in sinistra idrografica (Figura 45), come pure a monte dell'attraversamento sulla SR 50 (Figura 46). L'area delle risorgive, il cui modello del PI 2009 H è stato aggiornato con il DTM realizzato nel presente studio, si forma un allagamento alla quota di 271 m slm in corrispondenza della confluenza tra risorgive e Musil per una vasta area (Figura 46).

.Si noti come l'area urbanizzata nell'abitato di Mugnai a monte si trovi mediamente ad una quota di 9 m superiore.

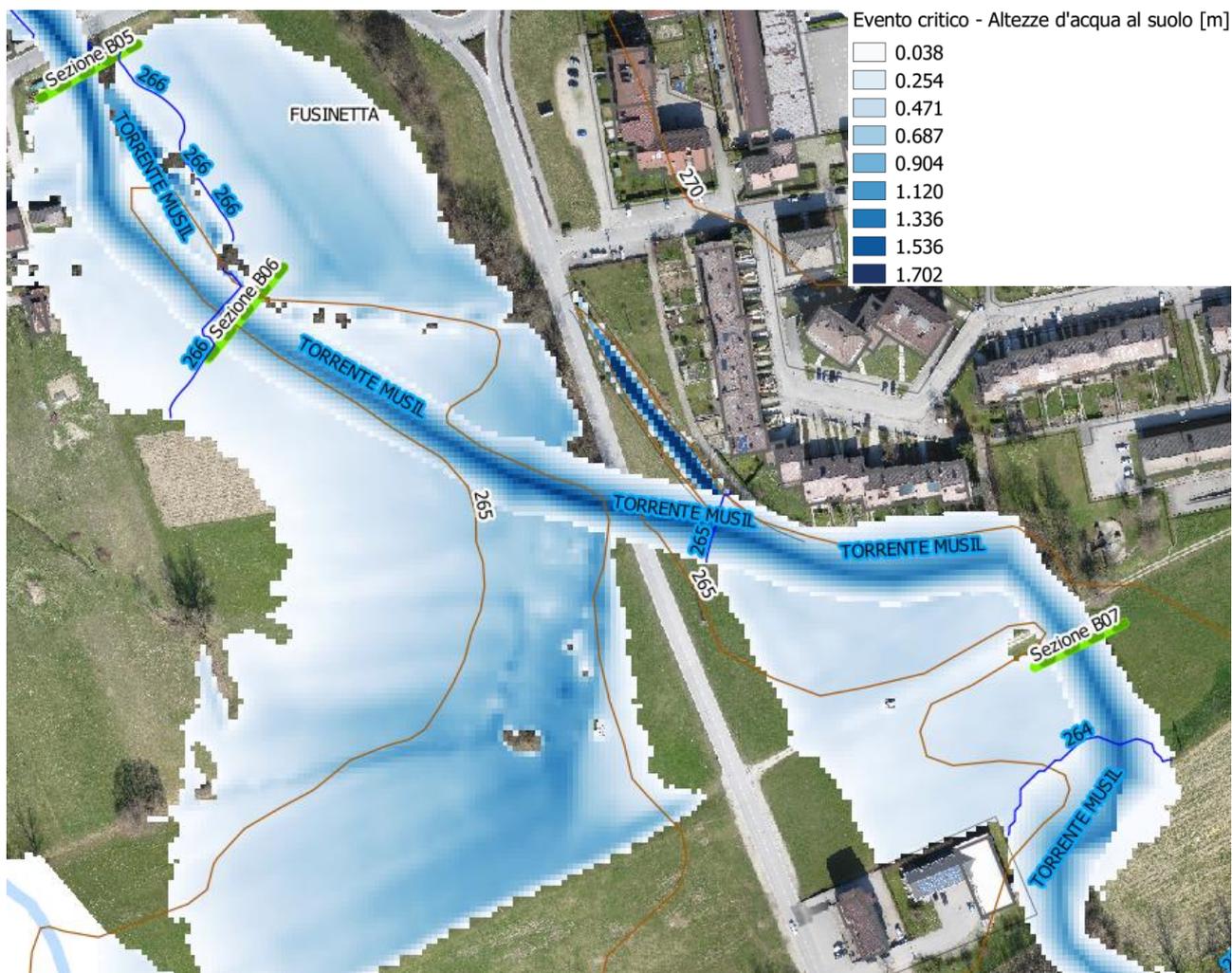


Figura 45 – Aree allagabili alla Fusinetta a valle dell'attraversamento della SR 50



Figura 46 – Aree allagabili alla Fusinetta a monte dell'attraversamento della SR 50

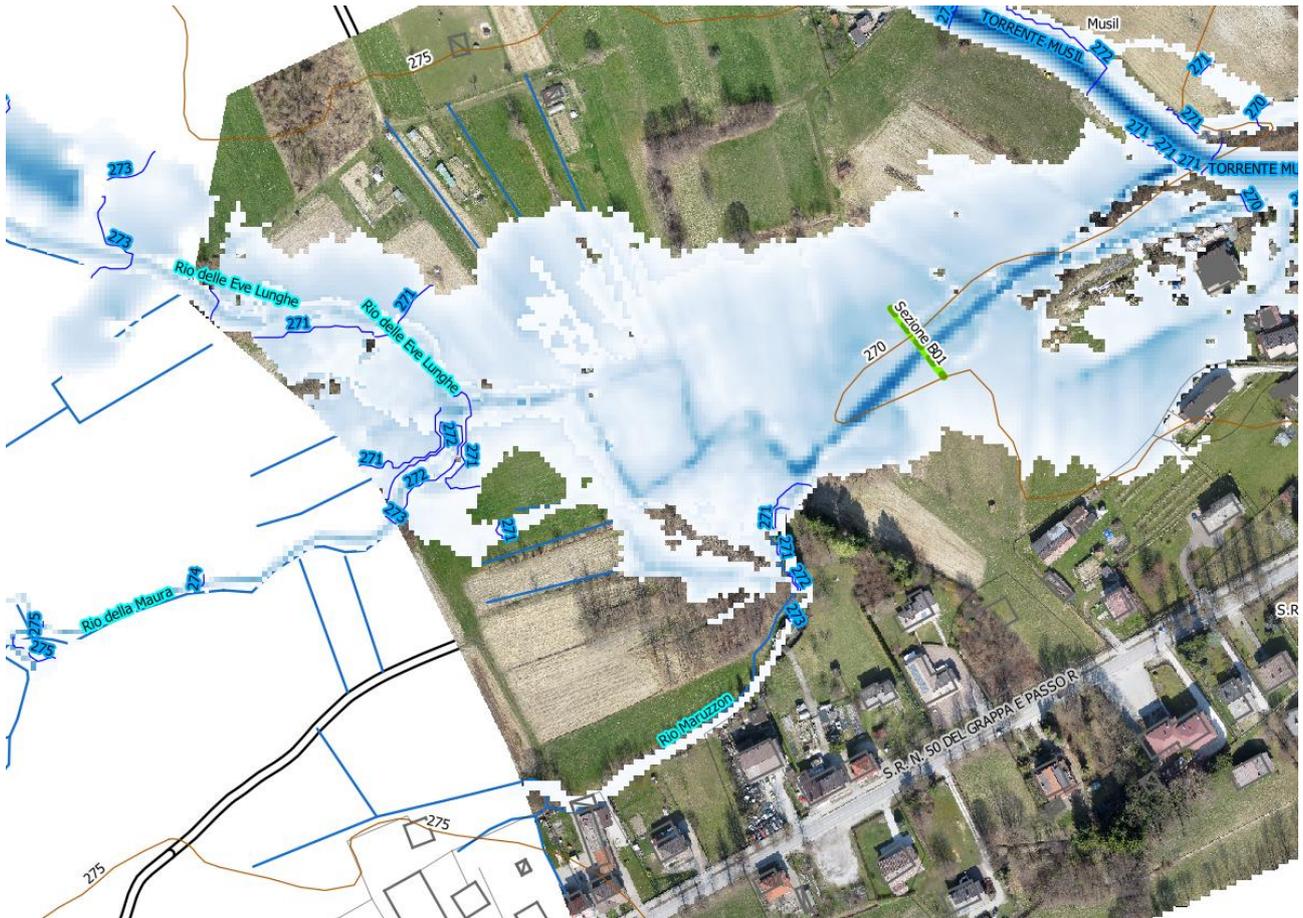


Figura 47 – Aree allagabili in corrispondenza delle risorgive

4 DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL PERICOLO

Come indicato nell'Elaborato 2, che riporta la sintesi del pericolo idraulico che caratterizza l'area oggetto di indagine derivata dalle elaborazioni condotte nel presente studio, l'area in esame è caratterizzata da una situazione di pericolosità dovuta alla possibile esondazione del reticolo idrografico superficiale principale in alcune aree concentrate in prossimità delle risorgive e lungo il corso del torrente Musil.



Figura 48 – Aree allagabili riportate nell'Elaborato 2

Le rimanenti aree sono più o meno soggette a fenomeni di risorgiva o di risalita della falda, specialmente nel caso siano presenti edifici con piani interrati non opportunamente impermeabilizzati.

Nello stesso elaborato 2 sono riportate le isopieze relative ai carichi idraulici nel sottosuolo modellati in occasione di un evento di morbida del torrente Stizzon. Confrontando il livello delle isopieze con quello delle curve di livello del terreno si può avere l'indicazione del livello di falda atteso nel sottosuolo in occasione dell'evento.

Le aree in cui il livello delle piezometriche è superiore al livello del terreno sono le zone di risorgiva. In tal caso il livello piezometrico reale della falda corrisponde con il livello del pelo libero del canale di risorgiva.

Come precedente accennato e come descritto nella VCI di PI 2009 H, gli altri problemi di allagamento che caratterizzano l'area riguardano delle insufficienze localizzate del reticolo secondario di captazione e smaltimento delle acque meteoriche.

Nei seguenti paragrafi si descrivono gli interventi di mitigazione del pericolo messi a punto nel presente studio, riportati in planimetria nell'Elaborato 3.1 del presente studio.

Nell'elaborato 3.2 si riporta la stima sommaria del costo di ciascun intervento prescelto tra le alternative analizzate.

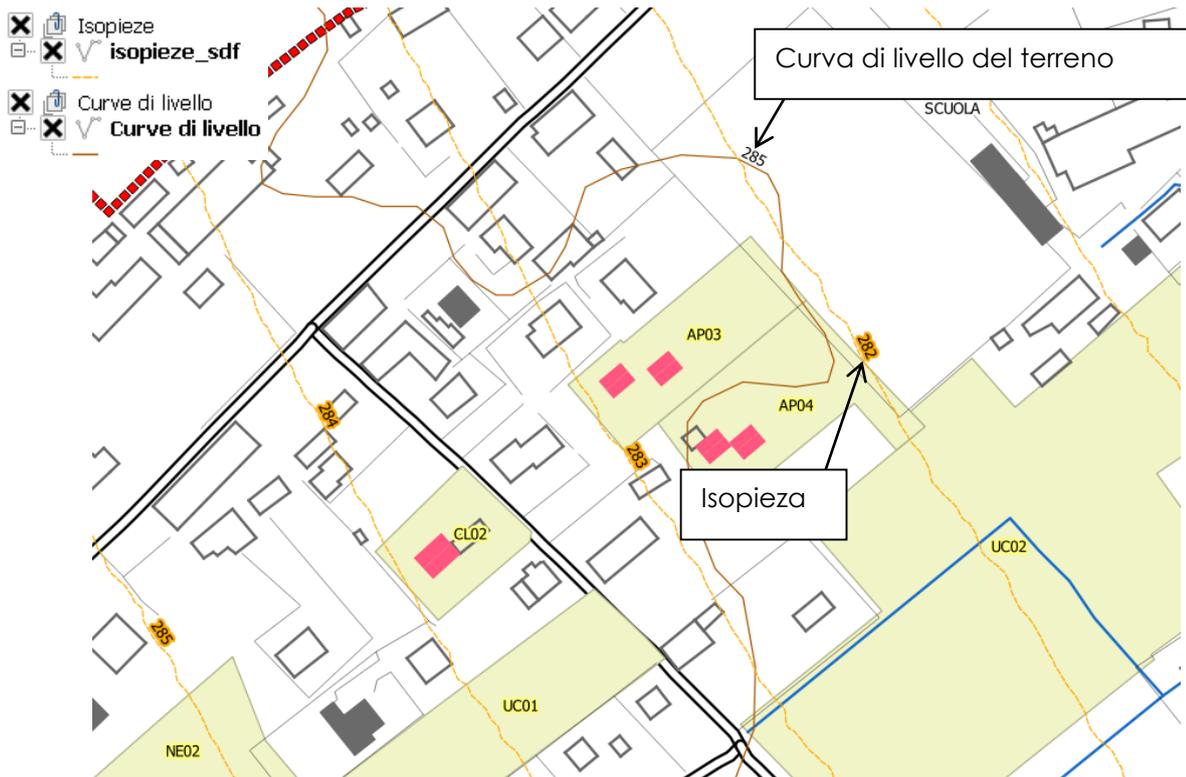


Figura 49 – Area con isopieze a quota inferiore di quella del piano campagna. Le isopieze indicano il carico idraulico della falda nel sottosuolo

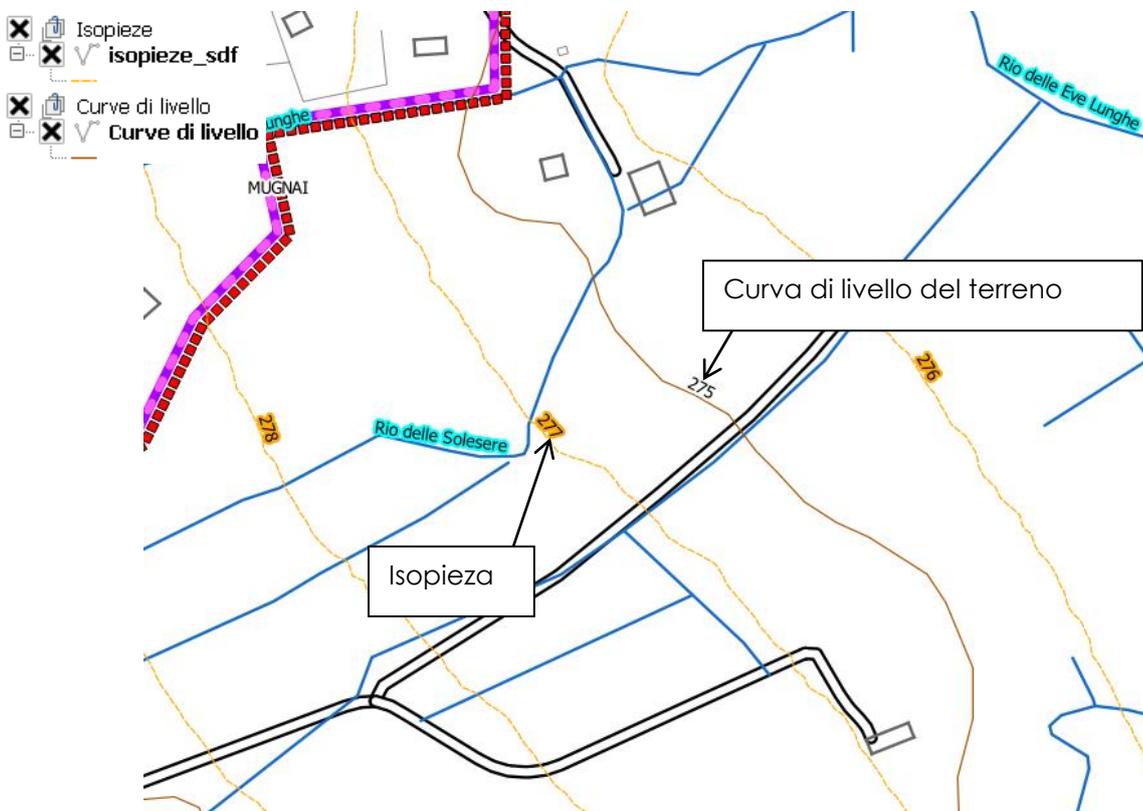


Figura 50 – Area con isopieze a quota superiore a quella del piano campagna. Le isopieze indicano la presenza di una zona di risorgiva

4.1 Intervento 1 – Completamento della rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche nella frazione Mugnai (PI 2009 H)

Al fine di consentire lo sviluppo delle aree ricadenti nel PI 2009 H, il cui perimetro è indicato nell'Elaborato 3.1, nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica, si prevede di realizzare un bacino di laminazione atto ad annullare l'impatto delle nuove edificazioni sul regime idraulico del territorio.

Originariamente il PI prevedeva di ricavare un volume di laminazione pari a 2000 m³, come indicato nella tabella che segue:

Tabella 3 – Portate attuali e di progetto e volumi di laminazione (PI 2009 H)

Num	ID_LOTTO	COD_AMBITO	COD_LOTTO	SUP_LOTTO	Q_ATT_ [l/s]	Q_PROG_ [l/s]	Vol. lam. [m ³]	Vol lam specifico [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	

In seguito ai nuovi indirizzi seguiti dall'Amministrazione Comunale, dalle valutazioni condotte viene stralciata l'area di espansione NE01, portando il volume di laminazione strettamente necessario al rispetto del principio dell'invarianza idraulica per le nuove edificazioni a $1\,949 - 179 = 1\,770$ m³.

Volendo garantire il principio dell'invarianza idraulica non solo per il nuovo edificato, ma anche per l'edificato esistente, annullando gli effetti dell'impermeabilizzazione avvenuta nell'area individuata nell'Elaborato 3.1 come "Bacino scolante nella nuova rete" si avrebbe una superficie contribuyente circa doppia rispetto a quella attuale (20.24 ha contro i 9 ha attuali).

Assumendo per l'area totale un coefficiente di deflusso pari a quello previsto nel PI per le nuove urbanizzazioni, pari a 0.35, risulta un volume di laminazione netto necessario al rispetto dell'invarianza idraulica pari a 4 000 m³.

Come indicato nell'Elaborato 3.1, tale capacità viene ricavata utilizzando una superficie di 10 000 m² riempita all'altezza media di 40 cm. Per esigenze di compatibilità con il livello idrometrico della citata canaletta di captazione e smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla frazione Mugnai in corso di progettazione da parte della Regione del Veneto, si prevede di realizzare mediamente

uno scavo di 1.10 m dal piano campagna e di dotare l'area di arginelli di contenimento dell'altezza di 30- 50 cm ove necessario.

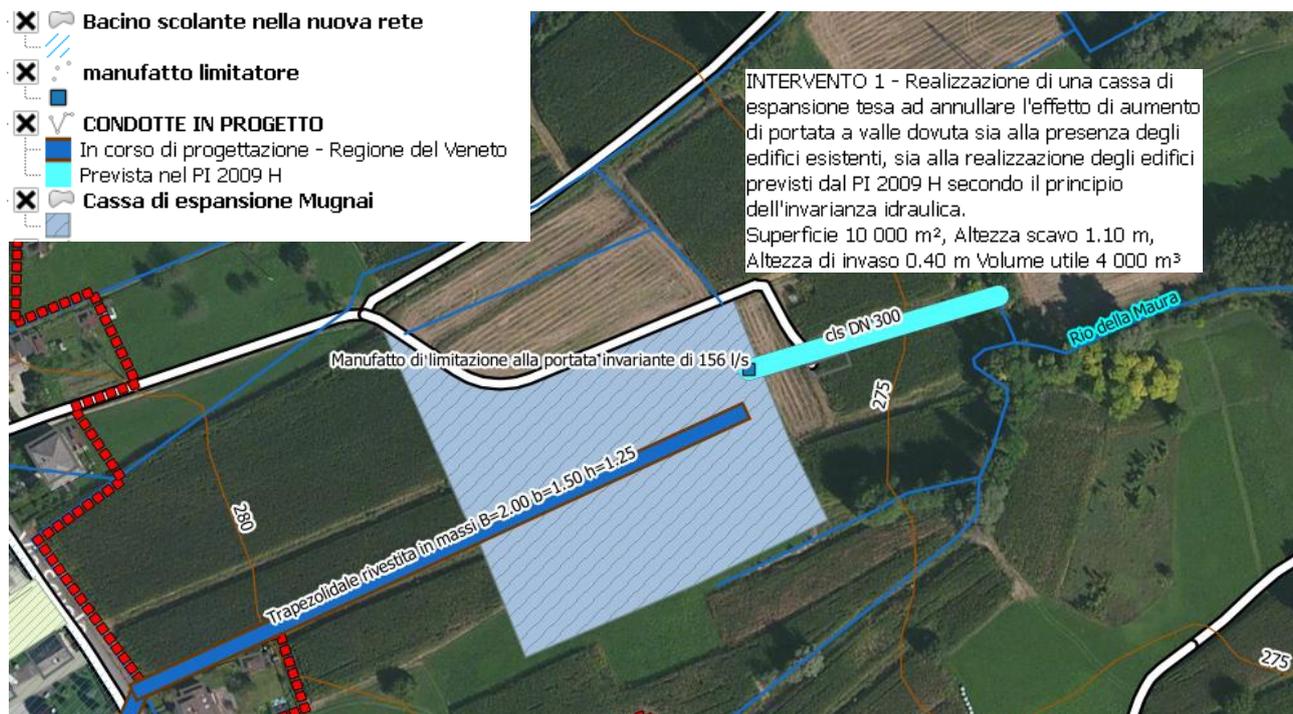


Figura 51 – Ubicazione della cassa di espansione prevista nell'ambito dell'intervento 2

La condotta in uscita dall'invaso sarà un tubo in cls f 300 mm, munito di bocca tassata, tale da limitare la portata scaricata ad un valore massimo di 156 l/s, pari al valore della portata invariante calcolata nella VCI di PI 2009 H

Il manufatto sarà costituito da un pozzetto di ispezione presidiati da una griglia di filtrazione inclinata con la base posta più in basso della quota di fondo del bacino di laminazione.

La griglia avrà la funzione di proteggere lo scarico dal materiale trasportato dalla corrente in fase di riempimento dell'invaso.

Tale pozzetto sarà dotato di un volume di accumulo con funzione di sghiaiatore – dissabbiatore da svuotare periodicamente.

Il pozzetto è dotato di una strozzatura al fondo costituita da un tubo con diametro idoneo e di uno scarico di troppo pieno costituito da un tubo posto alla quota di massimo invaso del bacino di laminazione, come indicato nel particolare costruttivo dell'Elaborato 3.1 e nelle seguenti Figura 52 e Figura 53.

Alla luce di tali considerazioni è stato stimato il costo della cassa di espansione tramite la redazione di un computo metrico estimativo di massima riportato nell'elaborato 3.2. Si tratta di n intervento di 140 000 € di lavori esclusi oneri.

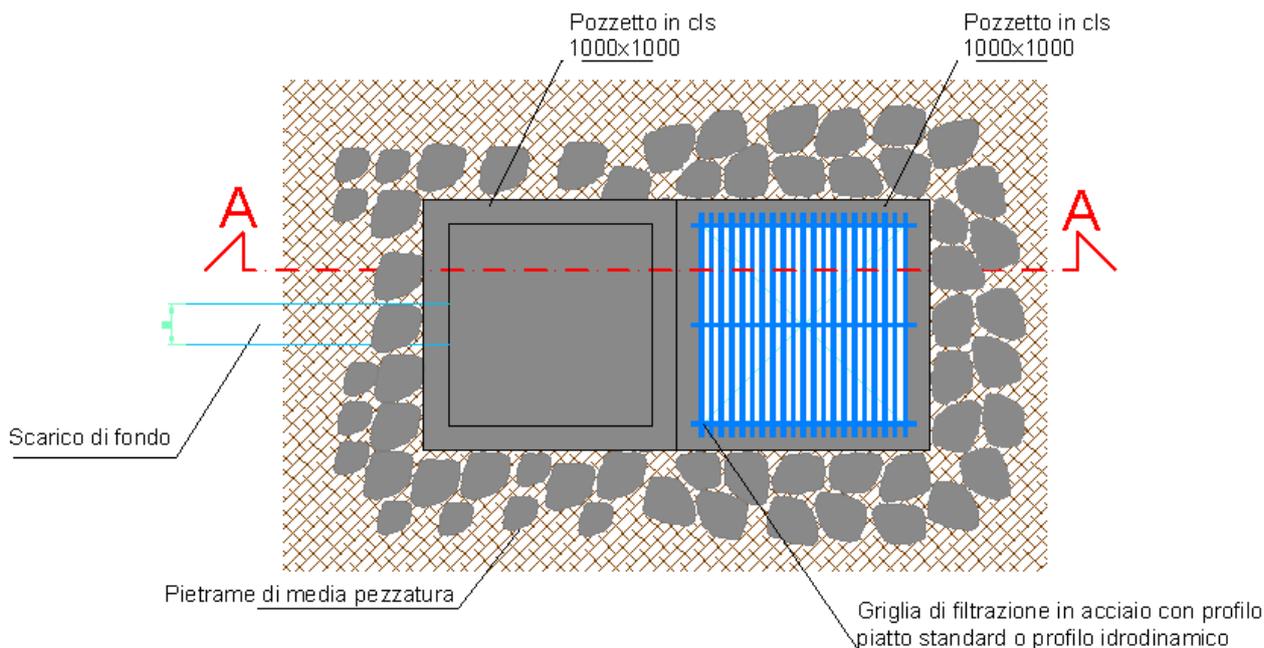


Figura 52 – Manufatto tipo per la limitazione dello scarico a valle della cassa di espansione - pianta
Sezione A-A

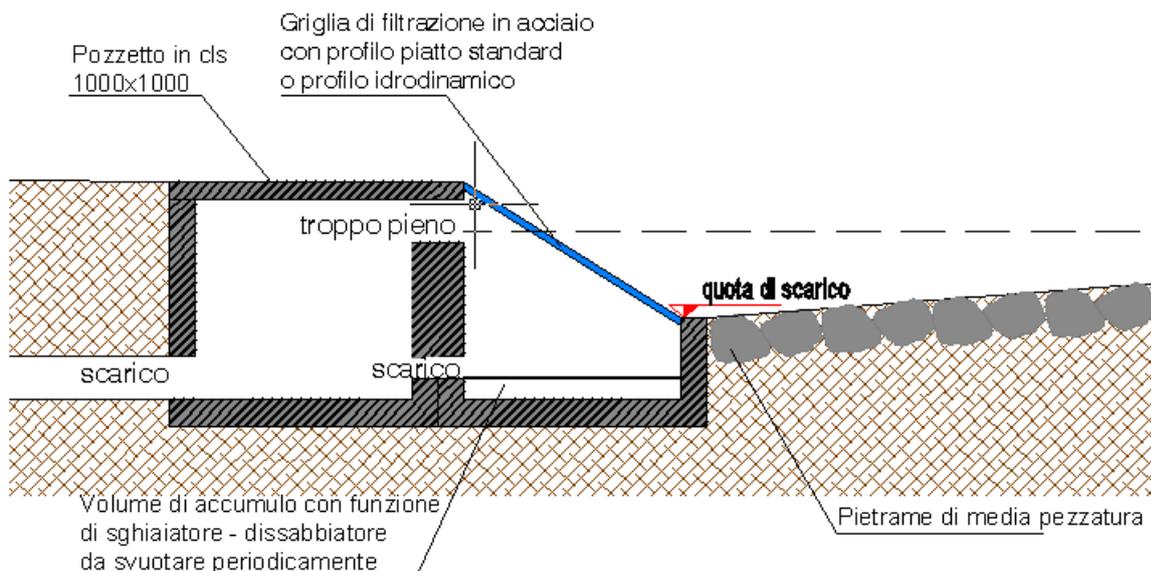


Figura 53 – Manufatto tipo per la limitazione dello scarico a valle della cassa di espansione – sezione A-A

Relativamente all'adeguamento della rete di scarico della frazione alle portate meteoriche in arrivo, si prevede di realizzare una rete di captazione e smaltimento delle acque a servizio della frazione già edificata e destinata ad edificazione tramite la realizzazione di una nuova rete.

Tale intervento si rende necessario da un lato perché l'area urbanizzata della frazione ne è praticamente sprovvista, dall'altro perché alcuni edifici esistenti limitrofi alle aree di urbanizzazione previste nel PI 2009 H 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 tale 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.

In analogia con quanto definito nel PI 2009 H e secondo quanto indicato nel citato progetto in corso di redazione da parte della Regione del Veneto, si prevede di scaricare la totalità dei deflussi provenienti dalle aree di nuova urbanizzazione e da quelle già urbanizzate ricadenti nel bacino scolante preliminarmente individuato nell'Elaborato 3.1, tramite una canalizzazione di scarico, a tratti interrata e a tratti a cielo aperto, posta in corrispondenza del compluvio dell'area.

La canalizzazione scaricherà in una canaletta rivestita in massi che conduce all'area verde ribassata con funzione di laminazione delle piene il cui funzionamento è stato precedentemente descritto. 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 54).

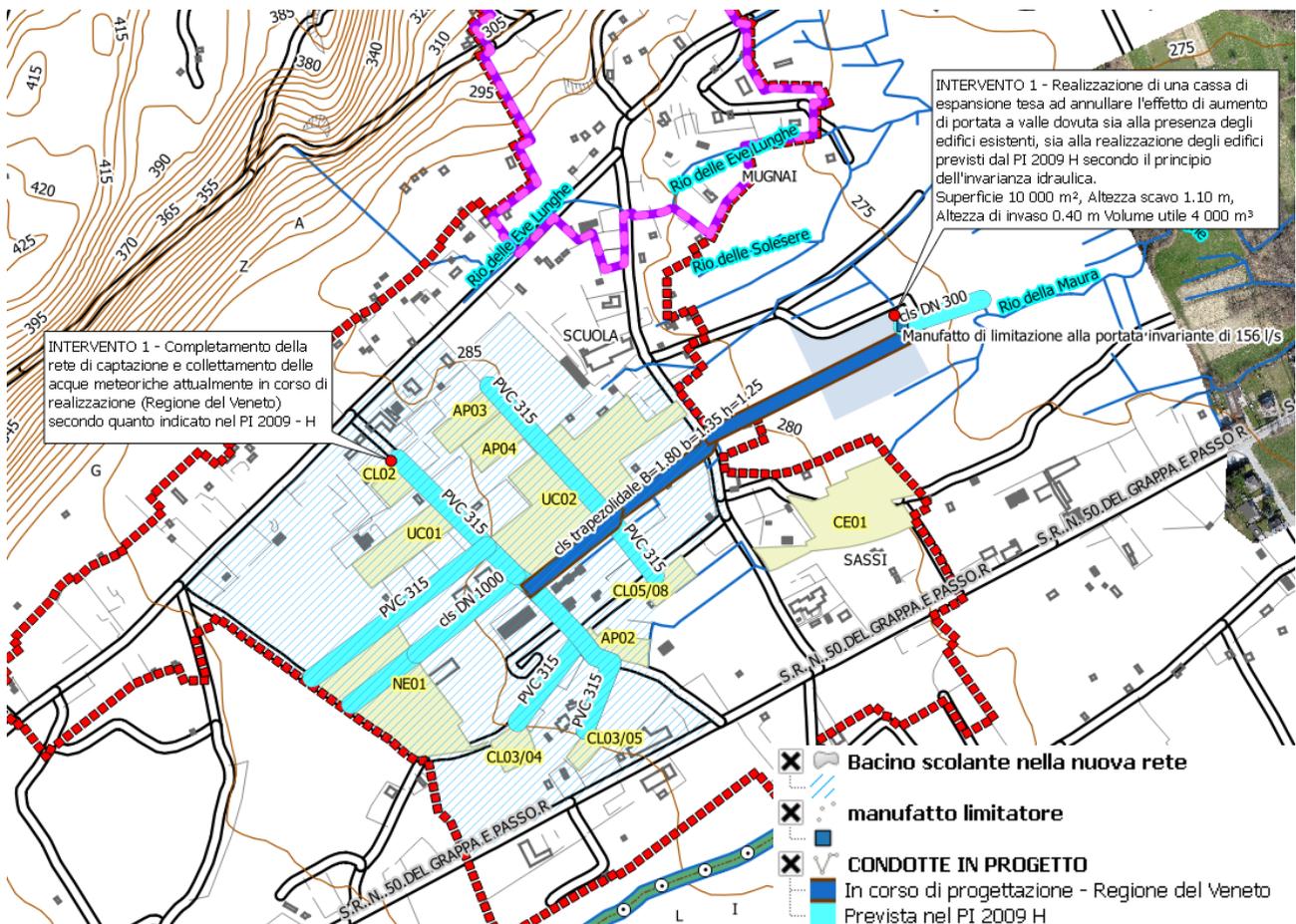


Figura 54 – Rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche in progetto

Alla luce di tali considerazioni è stato stimato il costo della realizzazione delle dorsali principali della rete, indicate nell'elaborato grafico, tramite la redazione di un computo metrico estimativo di massima riportato nell'elaborato 3.2. Si tratta di un intervento di 630 000 € di lavori esclusi oneri.

4.2 Intervento 2 – Realizzazione di un dreno per l'abbassamento del livello della falda in occasione degli eventi critici

Come descritto nel seguente capitolo 5, dedicato alle verifiche idrauliche degli interventi proposti, per individuare un intervento atto a ridurre i fenomeni di innalzamento della falda in occasione degli eventi critici è stata condotta un'analisi costi benefici che ho permesso di scegliere, tra le varie alternative, quella che consente di ottenere un beneficio consistente, ovvero l'abbassamento del livello piezometrico della falda mediamente di 50 cm su tutta la piana, ad un costo ragionevole e con oneri di manutenzione praticamente nulli.

Come indicato nell'elaborato grafico, si prevede di realizzare un dreno della lunghezza di circa 2 km nell'area interclusa tra la SR 50 e l'arginatura sinistra del torrente Stizzon, lungo un tracciato che impegni prevalentemente la viabilità interpoderale esistente e i confini di proprietà (Figura 55). Il tracciato individuato permetterebbe di assegnare al dreno una pendenza minima dell'1%, garantendo una buona capacità di deflusso

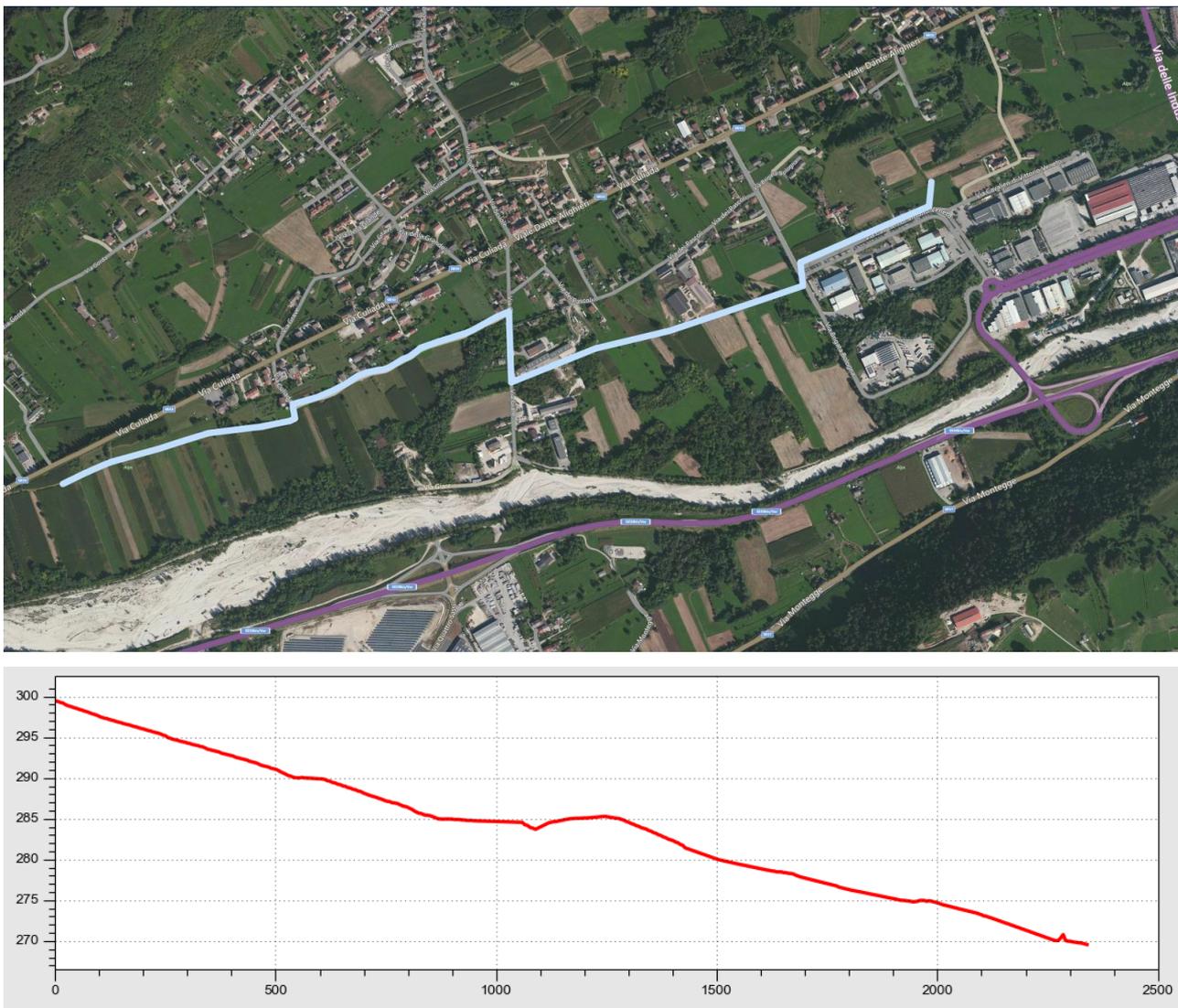


Figura 55 – Planimetria e profilo del tracciato del dreno in progetto

Come indicato nell'Elaborato 3.1, il dreno è stato preliminarmente dimensionato considerando una condotta in pvc microfessurata DN 500 mm posta alla pendenza dell'1.25%, con uno scavo di 3.00 m di larghezza 1.50 m riempito per 1.50 cm da materiale drenante chiuso con un geotessile non tessuto di idonea grammatura con la funzione di drenaggio del terreno e separazione degli strati e da una copertura media di 1.50 cm con materiale arido.

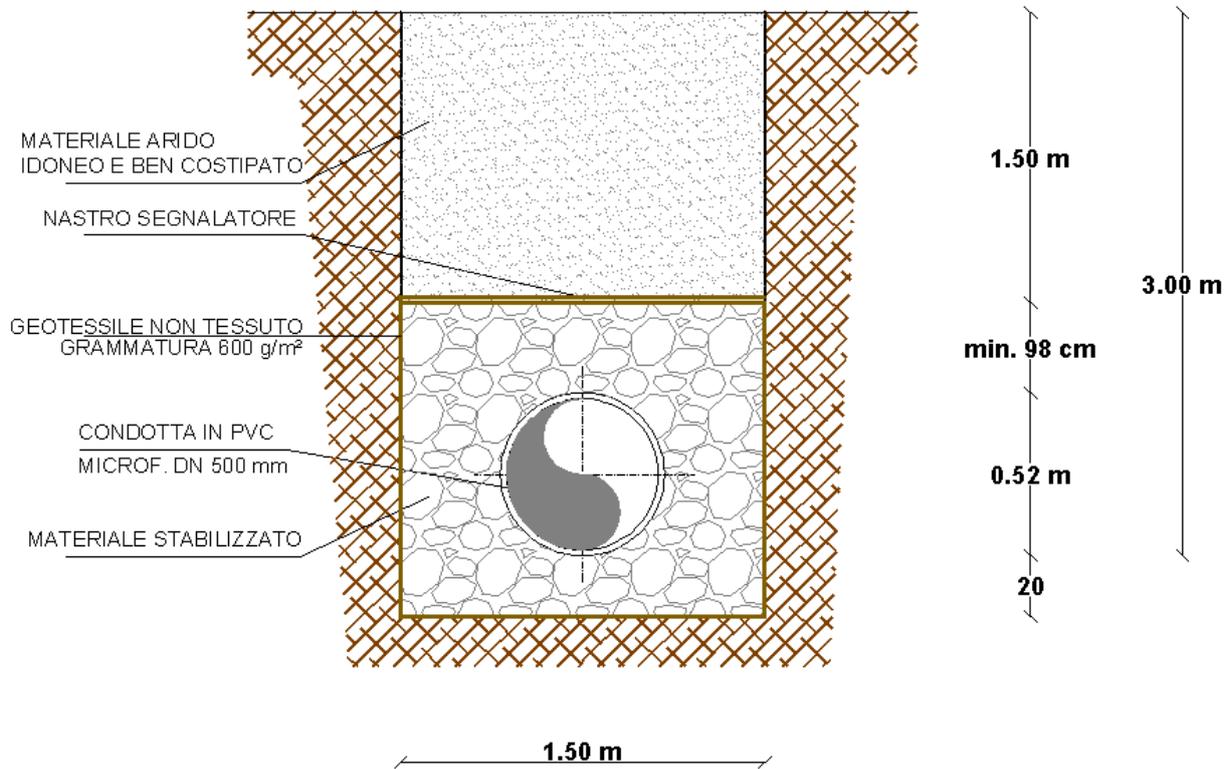


Figura 56 – Sezione tipo del dreno di progetto

Per consentire l'allacciamento di eventuali condotte atte alla captazione e allo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dagli edifici che ricadono nella zona interclusa tra la SR 50 e il torrente Stizzon, si prevede di dotare la condotta di un pozzetto di allacciamento ogni 50 m di lunghezza, come indicato nell'elaborato grafico.

Al fine di mitigare gli effetti dell'incremento di portata scaricata a valle rappresentata dalla presenza del dreno in progetto, si prevede di realizzare una cassa di espansione di capacità tale da annullarne l'impatto nel rispetto della normativa di settore attualmente vigente ().

L'invaso è stato preliminarmente individuato tenendo conto dell'orografia del terreno su base CTR. La sua capacità è stata stimata ipotizzando che la portata in uscita dal dreno, stimata in 260 l/s nel modello di flusso implementato nel presente studio e descritto nel precedente capitolo 3.2, si verifichi per un tempo corrispondente all'onda di piena del torrente Stizzon, valutata nello Studio idraulico redatto nella Perizia Sommaria relativa alla progettazione degli interventi necessari per la messa in sicurezza del T. Stizzon nelle località Caupo e S. Lucia nei Comuni di Feltre e Seren del Grappa (BL), a cura dell' la Regione del Veneto - Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste Sezione Bacino idrografico Piave Livenza - Sezione di Belluno.

Tale onda di piena presenta un picco di portata del torrente Stizzon di 300 m³/s e una durata variabile dalle 2 alle 8 ore (Figura 57). Tali durate coincidono con i tempi in cui si verifica l'allagamento degli interrati monitorati nell'ambito della redazione del presente studio.

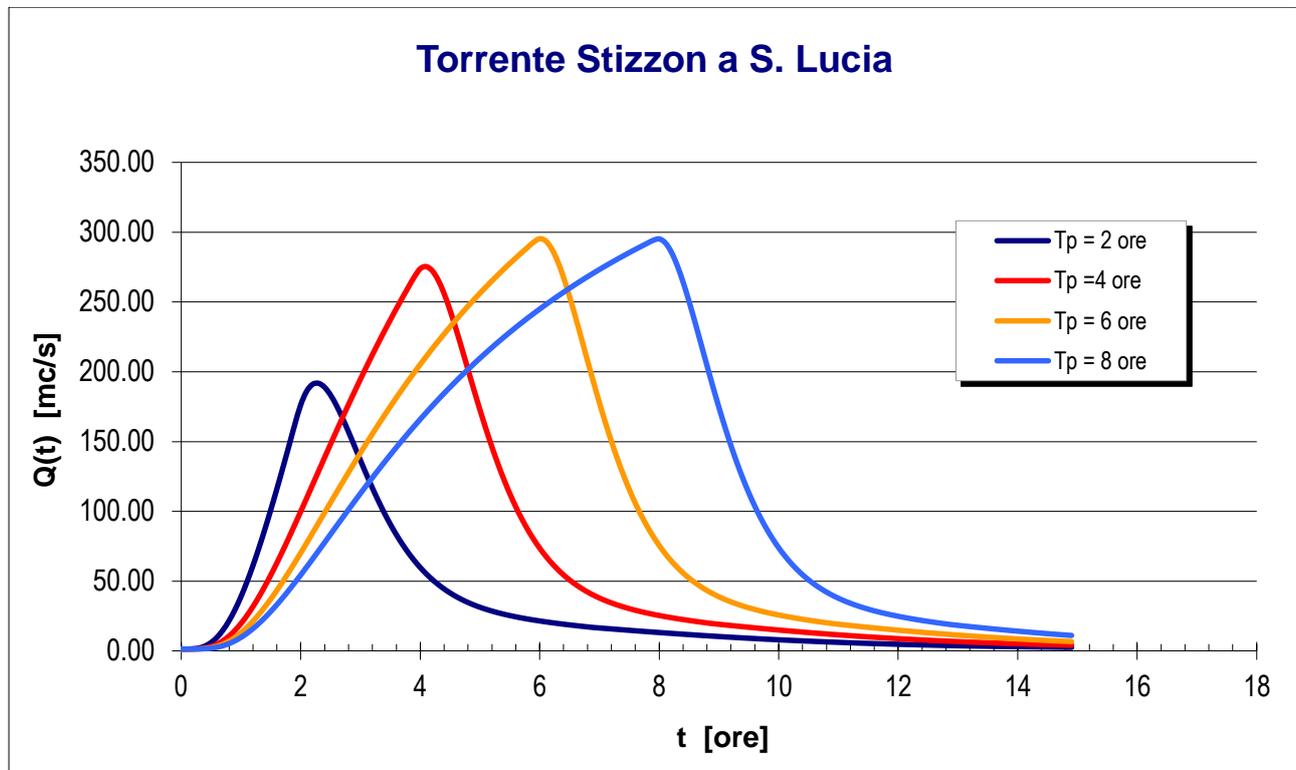


Figura 57 – Idrogrammi di piena del torrente Stizzon a Santa Lucia per un tempo di ritorno 100 anni e diverse durate di precipitazione

Ipotizzando una durata dell'evento di 10 ore, in favore di sicurezza, si considera che la portata proveniente dal dreno di 260 l/s incrementata di un apporto di 5 l/s per ciascun pozzetto di allacciamento previsto, risulta una portata in uscita di 0.5 m³/s che determina un incremento di volume convogliato a valle di complessivi 18 000 m³.

Tale capacità può essere ricavata tramite la realizzazione di una cassa di espansione nell'area indicata nell'Elaborato 3.1 del presente studio, di estensione pari a 31 000 m³, per un'altezza di riempimento di 60 cm.

Come indicato nell'Elaborato 3.2, il costo per la realizzazione del dreno del dreno compresi i pozzetti di allacciamento ammonta a circa 600 000 € di lavoro esclusi oneri, mentre la realizzazione della cassa di espansione per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica comporta una spesa di circa 200 000 € di lavoro esclusi oneri.

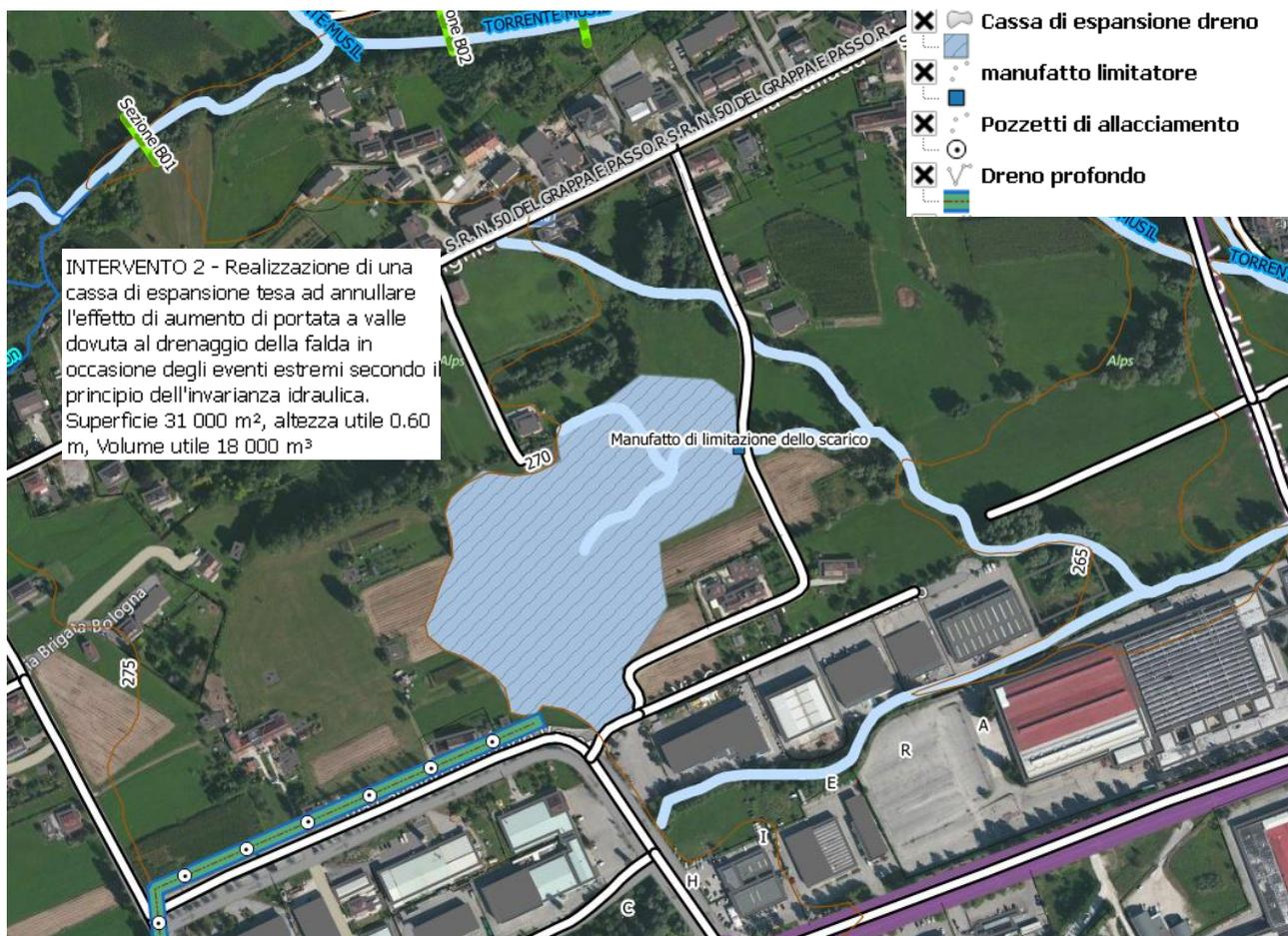


Figura 58 – Ubicazione della cassa di espansione prevista nell'ambito dell'intervento 2

4.3 Intervento 3 – Interventi di miglioramento delle condizioni di deflusso del nodo torrente Torrente Musil – Fosso di Via Valentine - Risorgive

Come precedentemente accennato nell'analisi dello stato di fatto, la rete idraulica di smaltimento delle acque in corrispondenza del nodo idraulico torrente Musil, risorgive, fosso di Via Valentine rappresenta una criticità non solo per l'insufficienza della sezione di deflusso dei canali atti a convogliare verso valle la portata in arrivo, ma anche per la presenza di numerosi edifici che subiscono frequenti allagamenti da acque superficiali.

Pertanto, non essendo di facile realizzazione un intervento di adeguamento dell'attraversamento della SR 50 in località Fusinetta, è importante che vengano eseguiti gli interventi di manutenzione e di pulizia degli alvei, in modo analogo a quanto recentemente realizzato dai Servizi Forestali Regionali, al fine di non peggiorare una situazione già di per sé molto fragile.

4.4 Intervento 4 – Proposta di aggiornamento alle norme tecniche di attuazione PI 2009 H

Alla luce delle indagini condotte, si è voluto formulare alcune prescrizioni da riportare nel redigendo PI 2009 H, al fine di garantire fin da subito il coordinamento tra le pratiche edilizie in essere e la

programmazione dei futuri interventi di adeguamento della rete idraulica della frazione da parte dell'amministrazione comunale.

Tali prescrizioni riguardano la porzione di territorio appartenente al bacino scolante nella cassa di espansione prevista, preliminarmente individuato nella tavola 3.1 con retinatura blu a strisce inclinate, ma che potrà essere aggiornata in seguito a rilievo topografico di dettaglio (Figura 59).

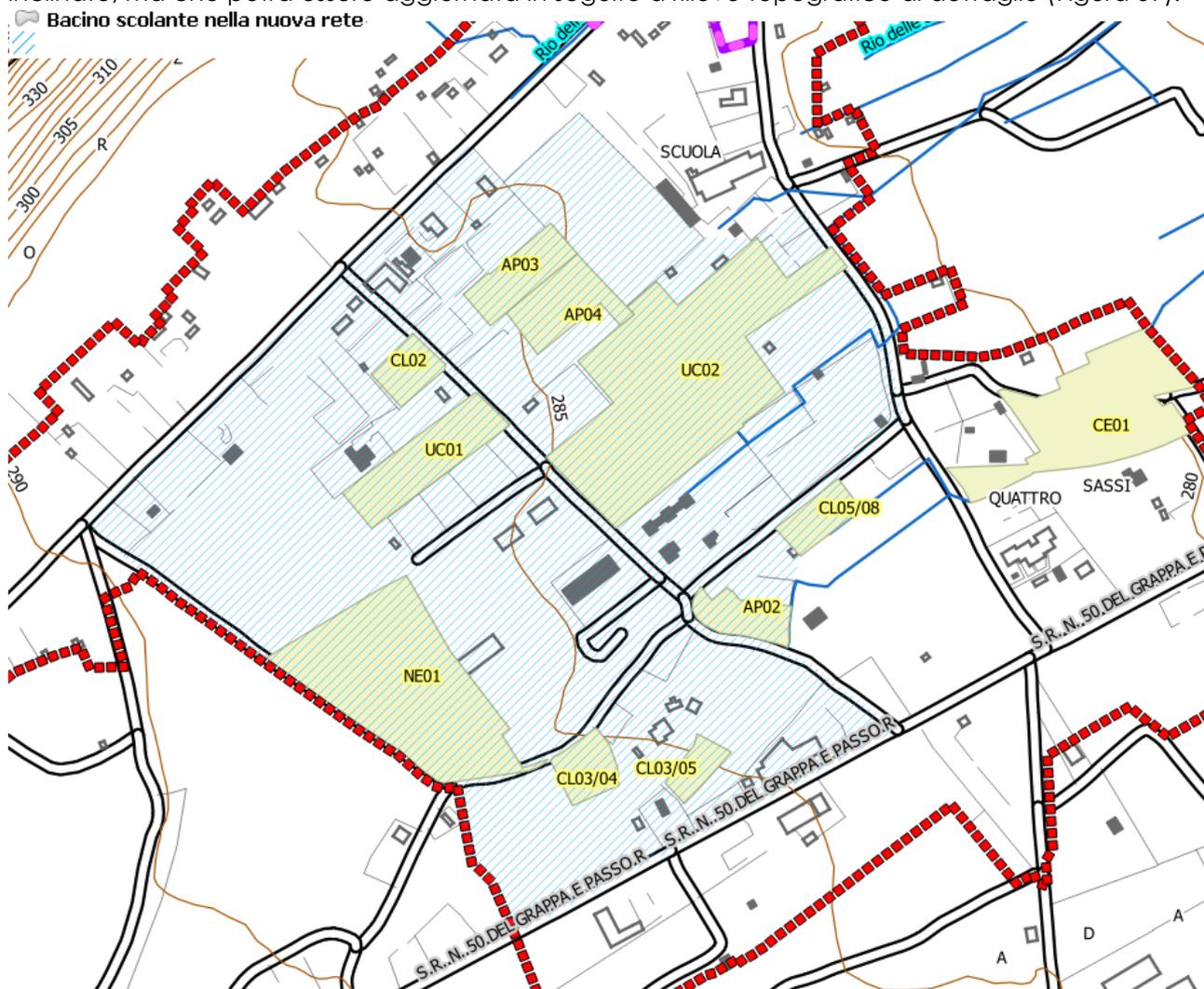


Figura 59 – Ubicazione al bacino scolante nella cassa di espansione prevista, preliminarmente individuato nella tavola 3.1 con retinatura blu a strisce inclinate, ma che potrà essere aggiornata in seguito a rilievo topografico di dettaglio

Esse sono di seguito elencate:

1. Le nuove edificazioni dovranno essere dotate di scarichi delle acque meteoriche che recapitino direttamente nella dorsale che conduce alla cassa di espansione.
2. Nel caso in cui la cassa di espansione non fosse ancora stata realizzata le nuove edificazioni dovranno scaricare le acque nel reticolo idrografico esistente secondo il principio dell'invarianza idraulica (DGRV 2948/2009). Tale principio prevede di dotare le edificazioni di opportuni dispositivi atti a trattenere le acque piovane per il tempo necessario a consentire un regolare smaltimento nella rete fognaria.

3. Nel caso di ampliamenti relativi ad edifici esistenti, le opere necessarie al rispetto del principio dell'invarianza idraulica andranno dimensionate tenendo conto di entrambe le porzioni di edificio, quella esistente e quella di ampliamento.

Naturalmente, qualora la condotta principale venisse realizzata da enti terzi rispetto al comune, il progetto dell'opera dovrà necessariamente rispettare la funzionalità prevista nel PI vigente, ovvero la condotta in progetto dovrà essere posta ad una quota di scorrimento tale da garantire lo scarico a gravità delle acque meteoriche provenienti dal bacino scolante preliminarmente individuato nel presente studio, indicato nell'Elaborato 3.2 e nella precedente Figura 59.

5 VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI

Come precedentemente accennato, gli interventi proposti indicati nell'elaborato grafico 3.1e descritti nel precedente capitolo 4, sono stati verificati con i modelli numerici messi a punto nella fase di analisi del pericolo descritta nel precedente capitolo 3.

5.1 Intervento 1 – Completamento della rete di captazione e smaltimento delle acque meteoriche nella frazione Mugnai (PI 2009 H)

Per la verifica dell'intervento n1 è stata inserita la geometria della cassa di espansione prevista, descritta nel precedente paragrafo 4.1, nel modello numerico in uso (Figura 60).

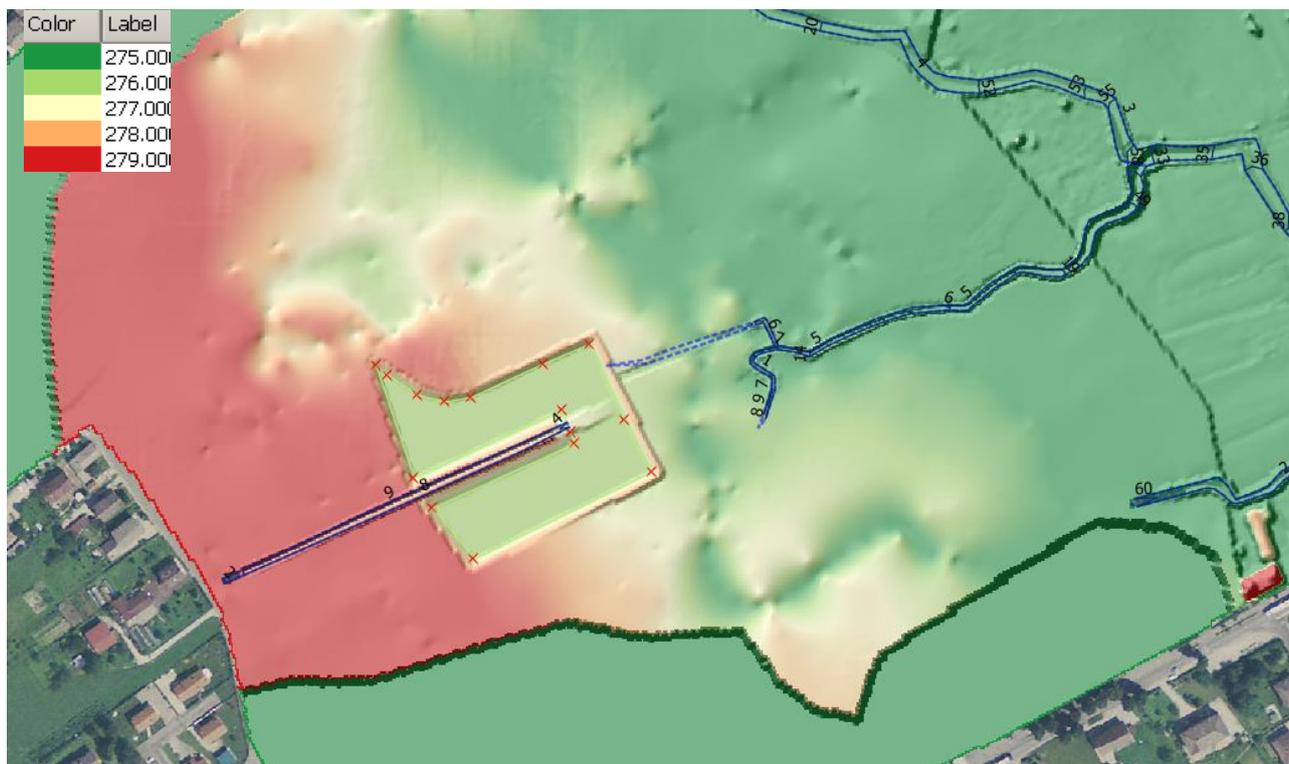


Figura 60 – Inserimento della cassa di espansione in progetto nel dtm in uso

L'ipotesi progettuale è quella di una cassa di espansione ubicata nella superficie individuata nel precedente paragrafo 4.1, posta a lato della canaletta di evacuazione delle acque meteoriche provenienti dalla frazione in corso di progettazione da parte della Regione del Veneto (intervento descritto nel precedente paragrafo 2.3).

La cassa si riempie per rigurgito nel caso in cui la condotta di scarico DN 300 dotata di bocca tassata con limitazione della portata al valore invariante non sia in grado di smaltire la portata in arrivo e tramite uno sfioratore laterale posto in destra idrografica della canaletta al limite di monte della cassa. Alla canaletta di progetto è stato imposto l'idrogramma di piena prodotto dall'impermeabilizzazione delle aree di PI attuato più i deflussi provenienti dalla frazione di Mugnai inclusa nel bacino denominato "Bacino scolante nella nuova rete", pari ad un impulso di portata di 2.1 m³/s per una durata di 3 ore.

Tale portata è stata detratta dall'idrogramma in ingresso del modello implementato per lo stato di fatto del Rio della Maura relativo all'evento trentennale in quota parte relativamente al contributo delle aree già urbanizzate.

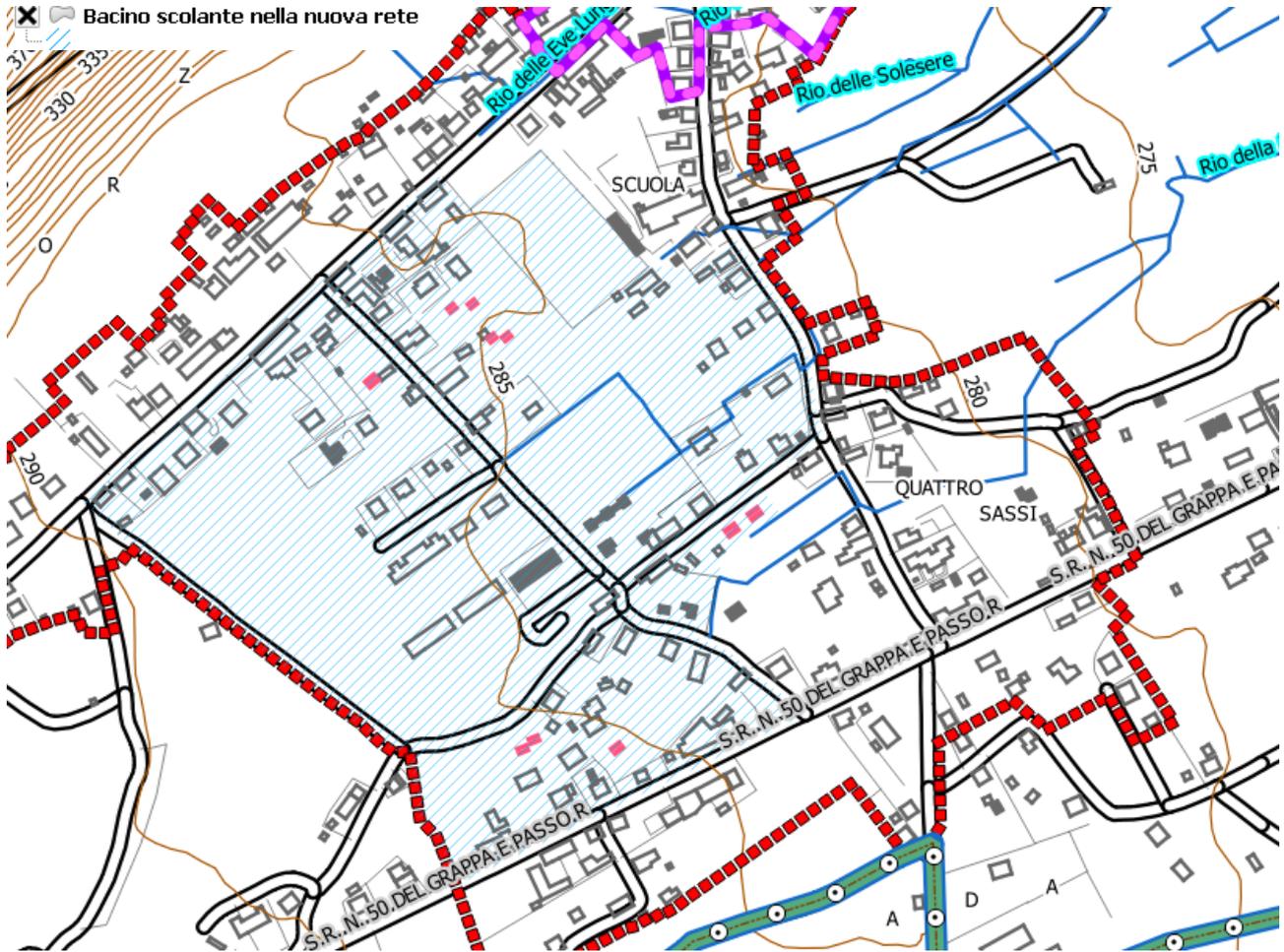


Figura 61 – individuazione preliminare del bacino scolante nella nuova rete da elaborato 3.2 del presente studio

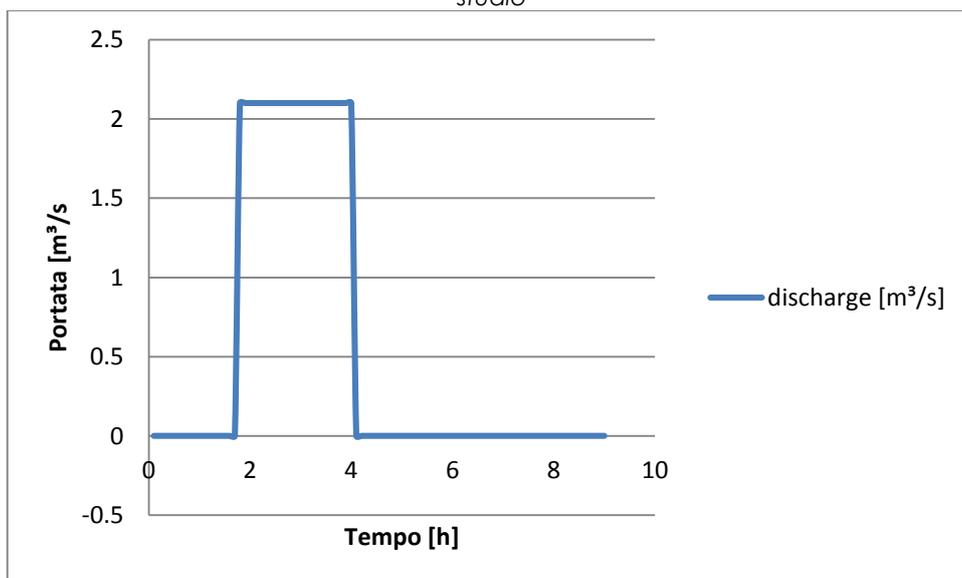


Figura 62 – Idrogramma di portata in ingresso alla cassa di espansione

La cassa di espansione si è dimostrata idonea al contenimento della portata in arrivo raggiungendo un riempimento massimo di 1.73 cm dopo 5 ore di simulazione, invasando oltre 17 000 m³ di portata. Nelle seguenti immagini si riportano le varie fasi di riempimento della vasca

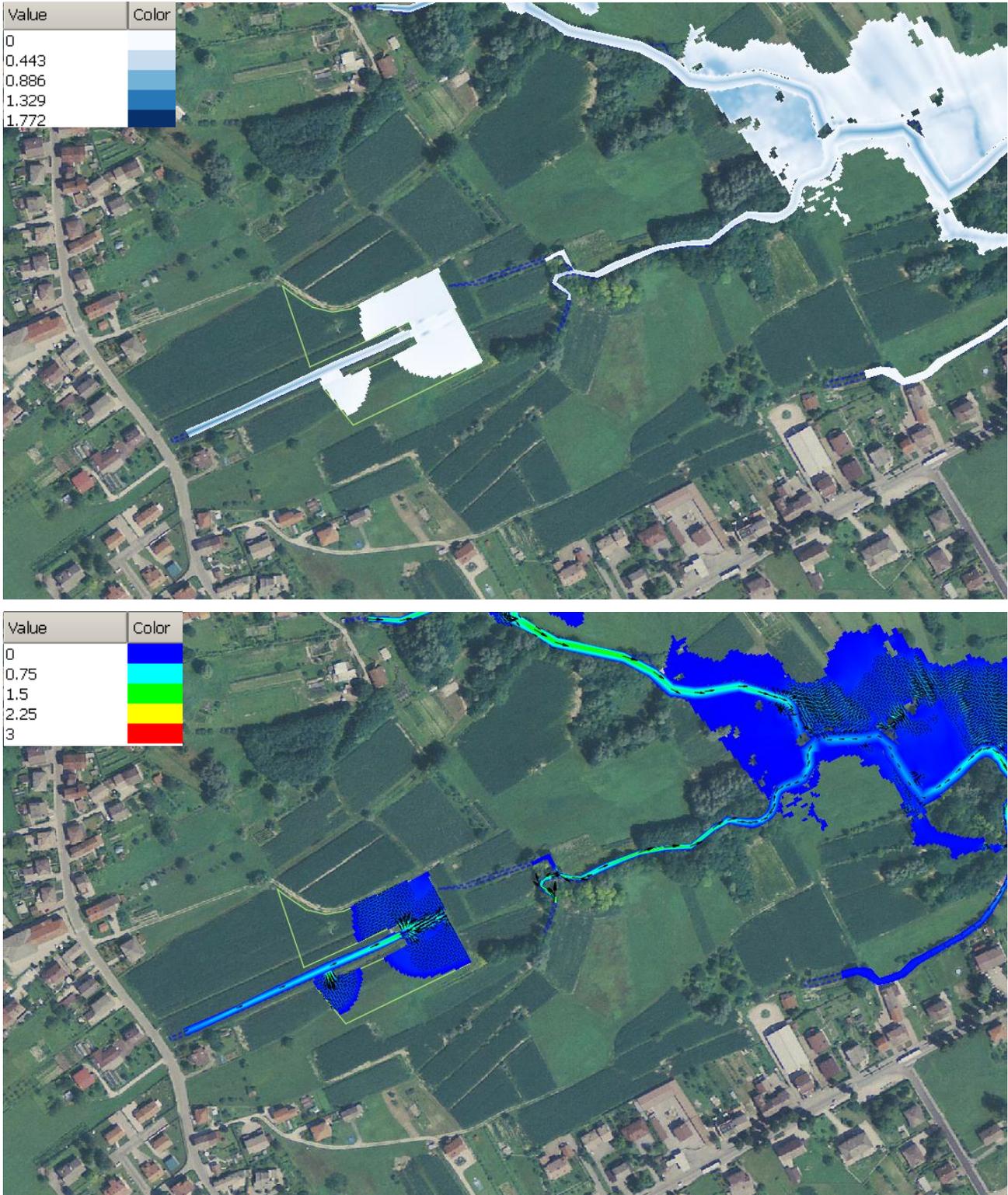


Figura 63 – simulazione riempimento della cassa dopo 1 ora e 50 minuti – altezze d'acqua al suolo espresse in m e velocità di deflusso espresse in m/s

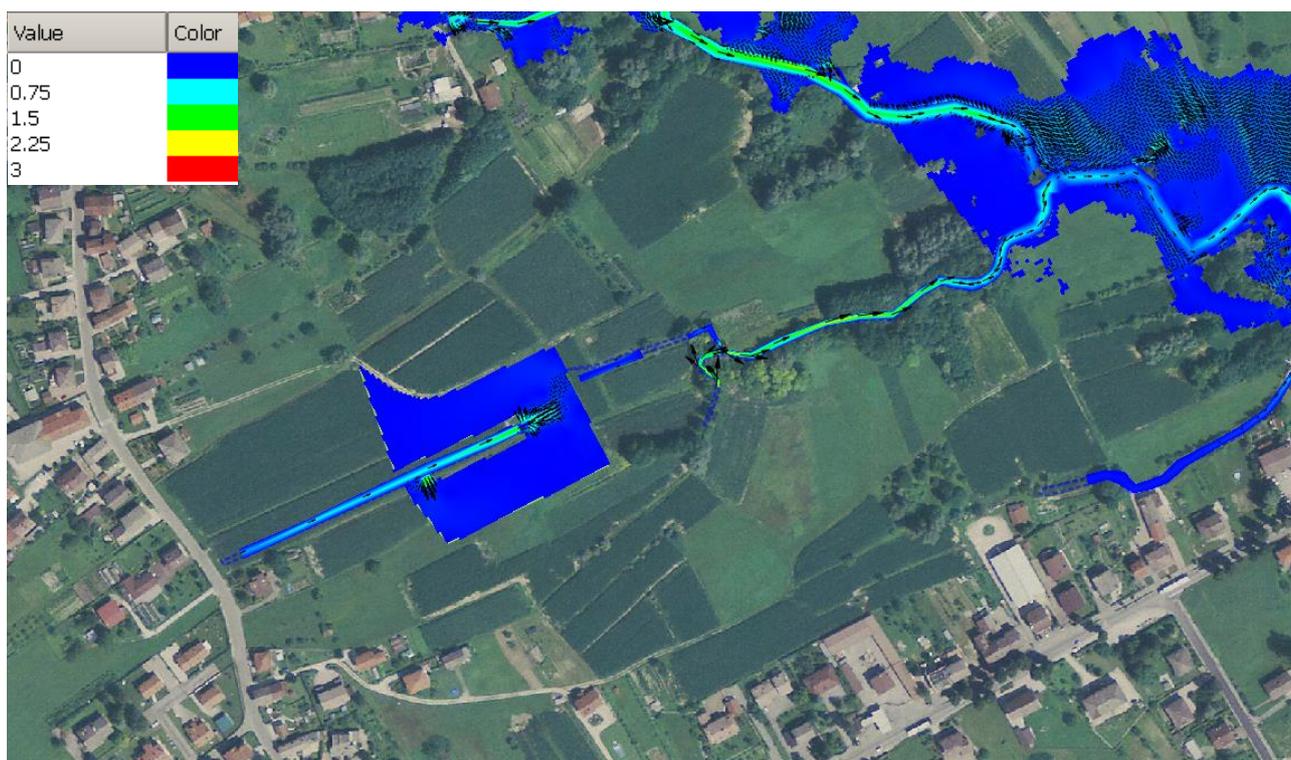


Figura 64 — simulazione riempimento della cassa dopo 2 ore e 30 minuti – altezze d'acqua al suolo espresse in m e velocità di deflusso espresse in m/s

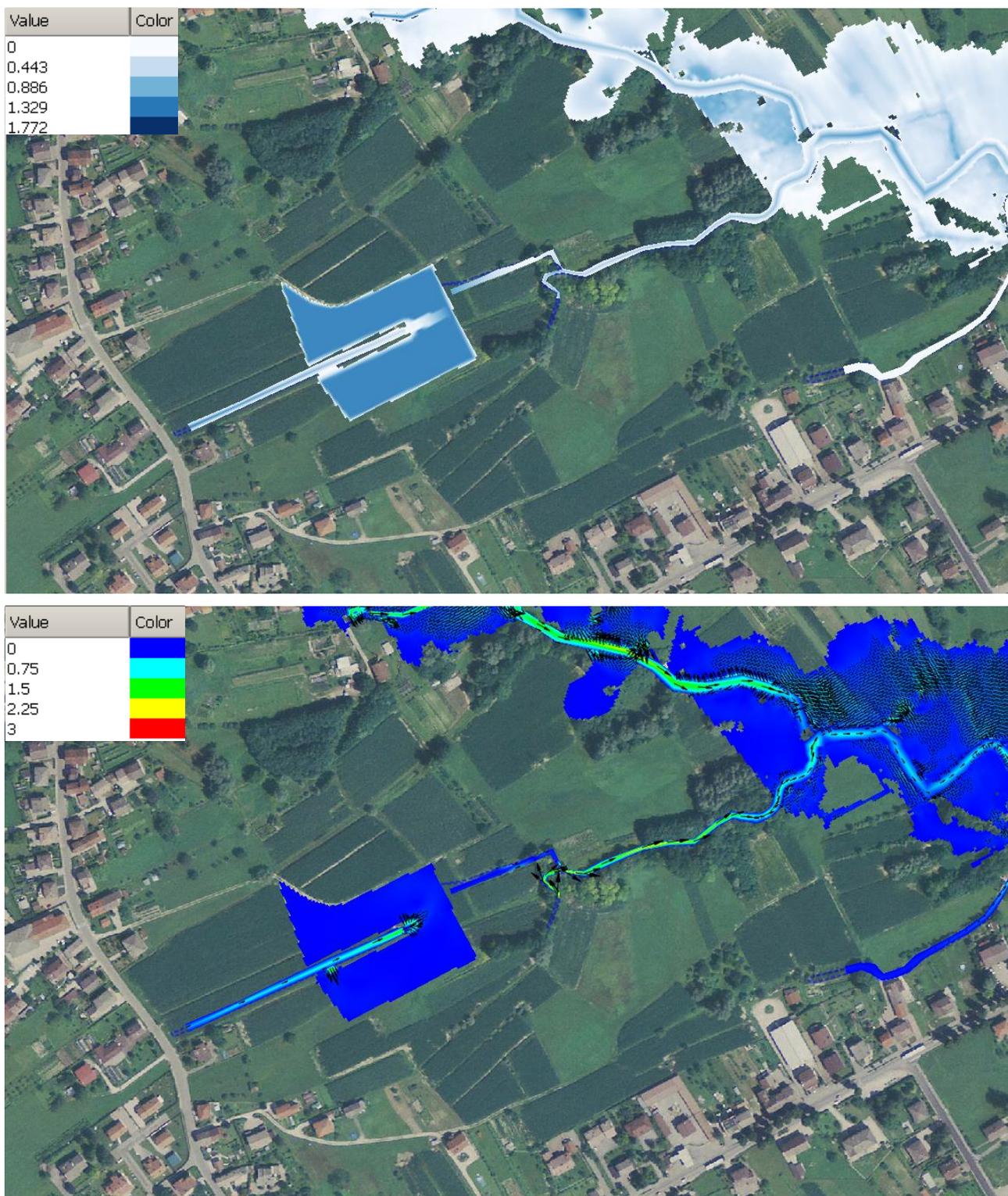


Figura 65 – simulazione riempimento della cassa dopo 3 ore e 15 minuti – altezze d'acqua al suolo espresse in m e velocità di deflusso espresse in m/s

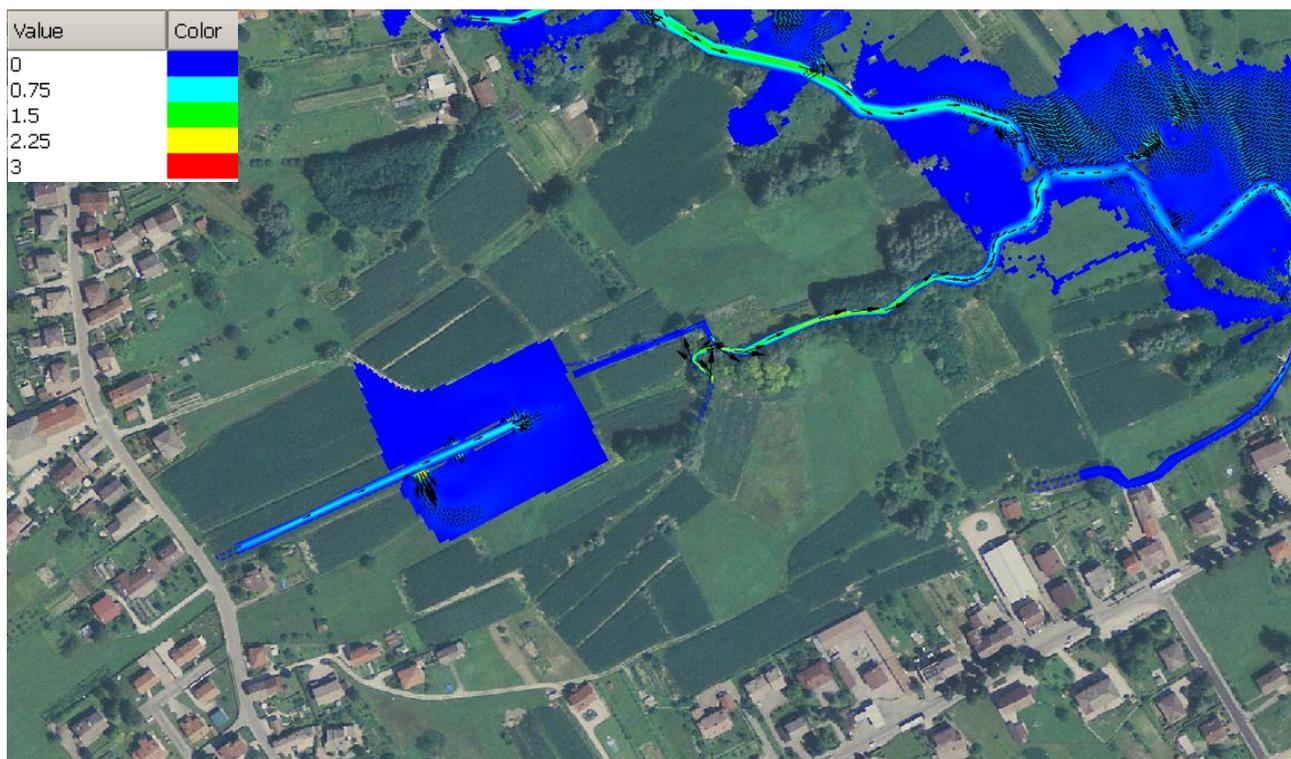


Figura 66 — simulazione riempimento della cassa dopo 4 ore – altezze d'acqua al suolo espresse in m e velocità di deflusso espresse in m/s

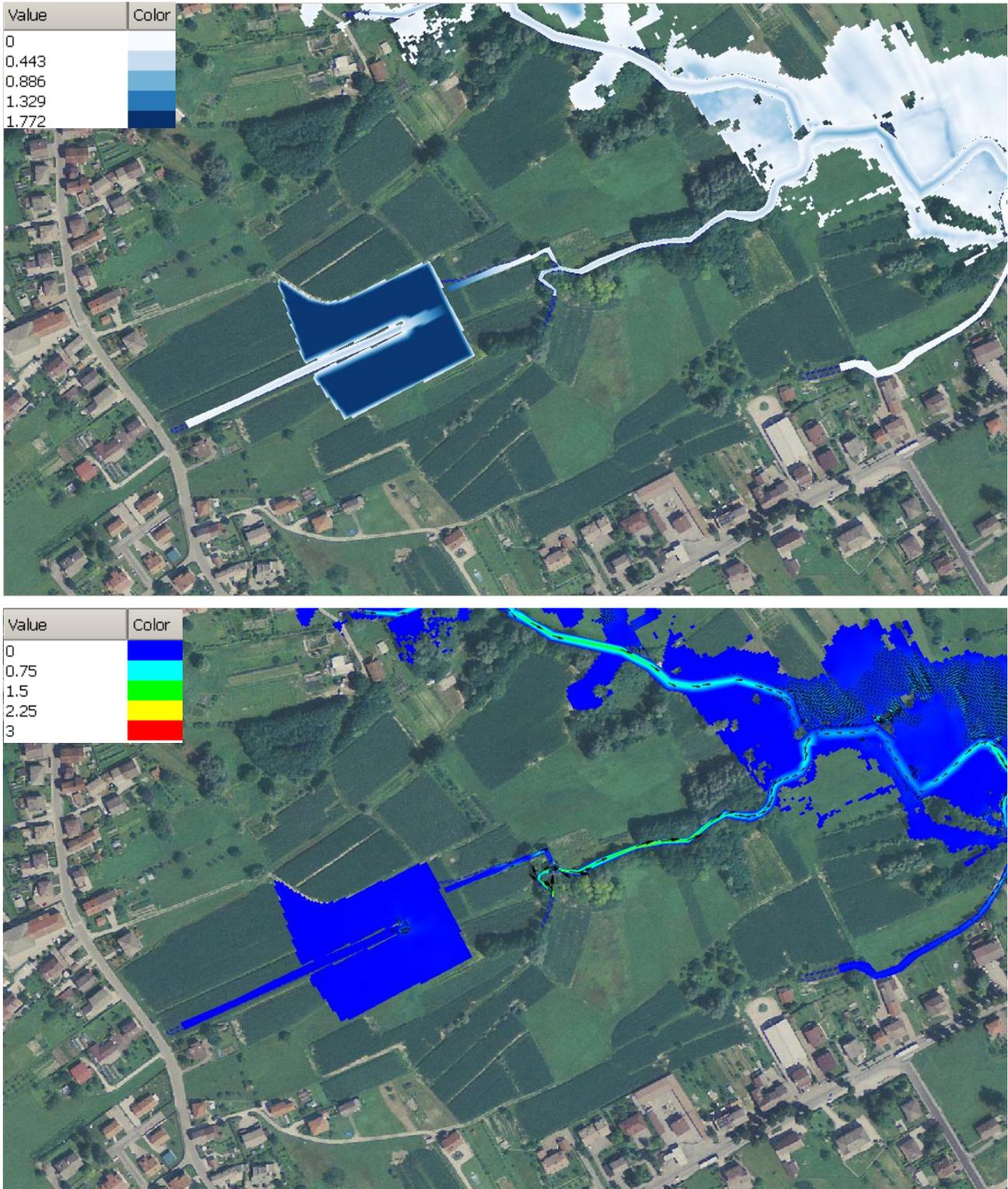


Figura 67 – simulazione riempimento della cassa dopo 5 ore – altezze d'acqua al suolo espresse in m e velocità di deflusso espresse in m/s

Il beneficio indotto dalla presenza della cassa di espansione sul regime idrometrico del torrente Musil in occasione dell'evento critico si può valutare confrontando le aree allagabili risultanti dalla simulazione allo stato di fatto con quelle allo stato di progetto.

Tale confronto è riportato in planimetria nell'elaborato 4 del presente studio di cui si riportano alcuni stralci nelle figure che seguono.

Si nota una lieve riduzione degli allagamenti in località Fusinetta nella parte Nord (Figura 68) e in località Peschiera in destra Musil (Figura 69).



Figura 68 – confronto tra le aree allagate allo stato di fatto (limite in magenta) e quelle allo stato di progetto (su scala cromatica) in occasione dell'evento con TR=30 anni

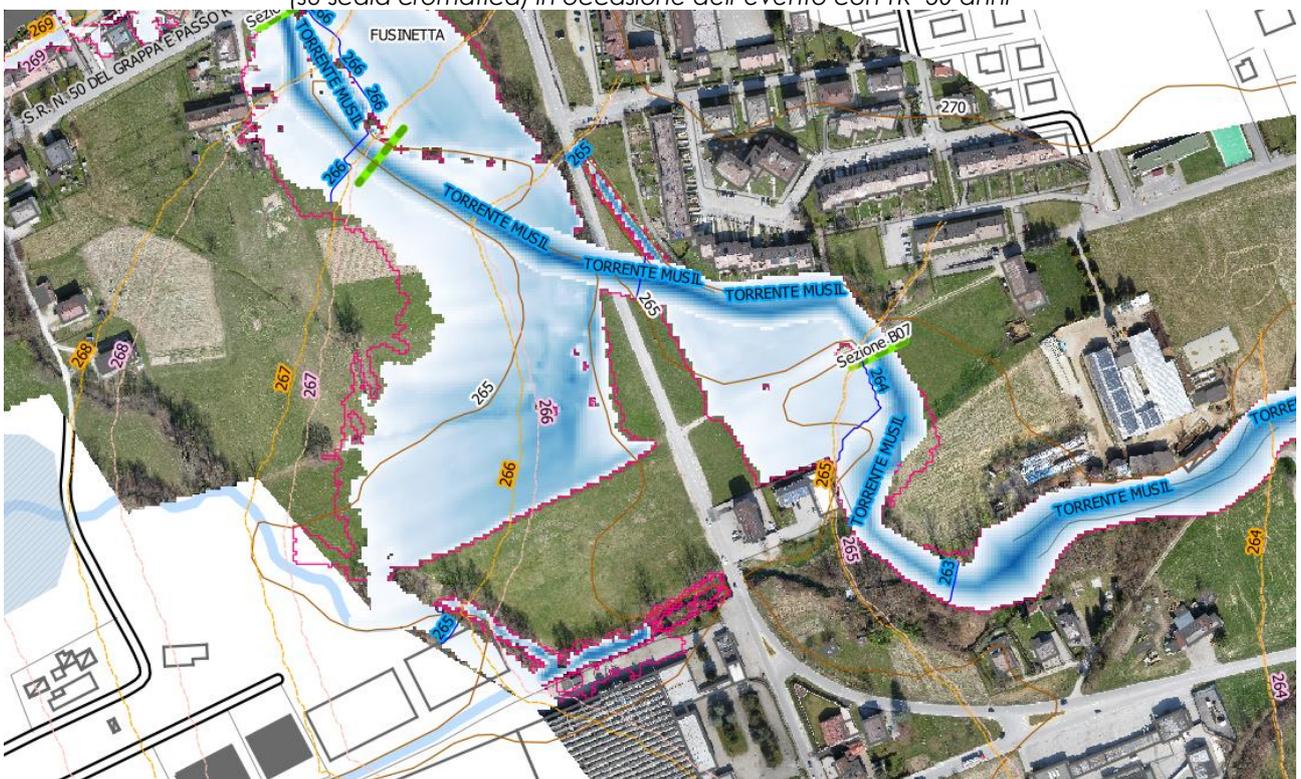


Figura 69 – confronto tra le aree allagate allo stato di fatto (limite in magenta) e quelle allo stato di progetto (su scala cromatica) in occasione dell'evento con TR=30 anni

Pertanto, com'era prevedibile, l'attuazione degli interventi previsti nel PI 2009 H realizzati contestualmente alla cassa di espansione in progetto, non aggrava la situazione di pericolo idraulico delle aree poste a valle.

Tuttavia, il miglioramento indotto dal sovradimensionamento della cassa di espansione rispetto al volume strettamente necessario al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, come da normativa vigente, non induce miglioramenti significativi sulla situazione delle abitazioni poste a valle.

5.2 Intervento 2 – Realizzazione di un dreno per l'abbassamento del livello della falda in occasione degli eventi critici

Al fine di determinare la soluzione del problema della risalita della falda in occasione degli eventi estremi che caratterizza la frazione di Mugnai, sono stati messi a punto una serie di interventi alternativi. L'efficacia degli interventi proposti è stata valutata mediante la simulazione numerica di ciascun intervento utilizzando il modello implementato per l'analisi dello stato di fatto descritto nel precedente paragrafo 3.2. Tra le alternative analizzate è stata scelta quella che garantisce il migliore rapporto costi benefici, ovvero la realizzazione del dreno descritto nel precedente paragrafo 4.2.

Nei seguenti paragrafi si descrivono le simulazioni numeriche condotte per la verifica di ciascuna soluzione esaminata

5.2.1 Analisi delle alternative

A partire dalla simulazione di calibrazione, allo scopo di valutare l'efficacia di alcune ipotesi per la mitigazione degli effetti negativi causati dall'innalzamento periodico della falda nell'area di studio, si sono realizzati 6 scenari previsionali che riproducono rispettivamente:

- *SETTO DRENANTE PROFONDO*: come proposto nello studio idrogeologico di Marinoni e Zanin (2004), si è riprodotto un drenaggio profondo nella zona occidentale del dominio capace di intercettare la tavola d'acqua, che qui è posta a poco meno di una decina di metri di profondità anche in condizioni di morbida; per poter scaricare le acque in zona Peschiera, si è sviluppata l'ipotesi integrandola con una dreno profondo posta in direzione ovest – est, grossomodo tra via Culliada e il T. Stizzon (simulazione n. 1);
- *DRENO SUB SUPERFICIALE*: l'ipotesi, valutata con 2 simulazioni, riguarda la realizzazione di un dreno posizionato lungo il margine meridionale della zona di studio, indicativamente tra Via Culliada ed il T. Stizzon, testandone l'efficacia per profondità drenanti di 2 e 3 m dal piano campagna (simulazioni n. 2 e 3);
- *BARRIERA DINAMICA*: l'ipotesi, testata con 3 simulazioni, vede la realizzazione di 5 pozzi in pompaggio posizionati indicativamente lungo la linea del dreno sub superficiale descritto dell'ipotesi precedente, per portate di 5, 10 e 15 l/s (simulazioni n. 4, 5 e 6).

Nella seguente figura si riassumono gli interventi previsti per mitigare gli effetti negativi indotti dall'innalzamento della falda. Anche le simulazioni previsionali sono state implementate allo stato stazionario, mentre in tutti gli scenari in cui è prevista la realizzazione di un dreno. questo è stato

simulato attraverso il DRAIN package di MODFLOW con associato un valore di conduttanza costate e pari a $100 \text{ m}^2/\text{s}$, al fine di massimizzare l'efficacia delle opere proposte.

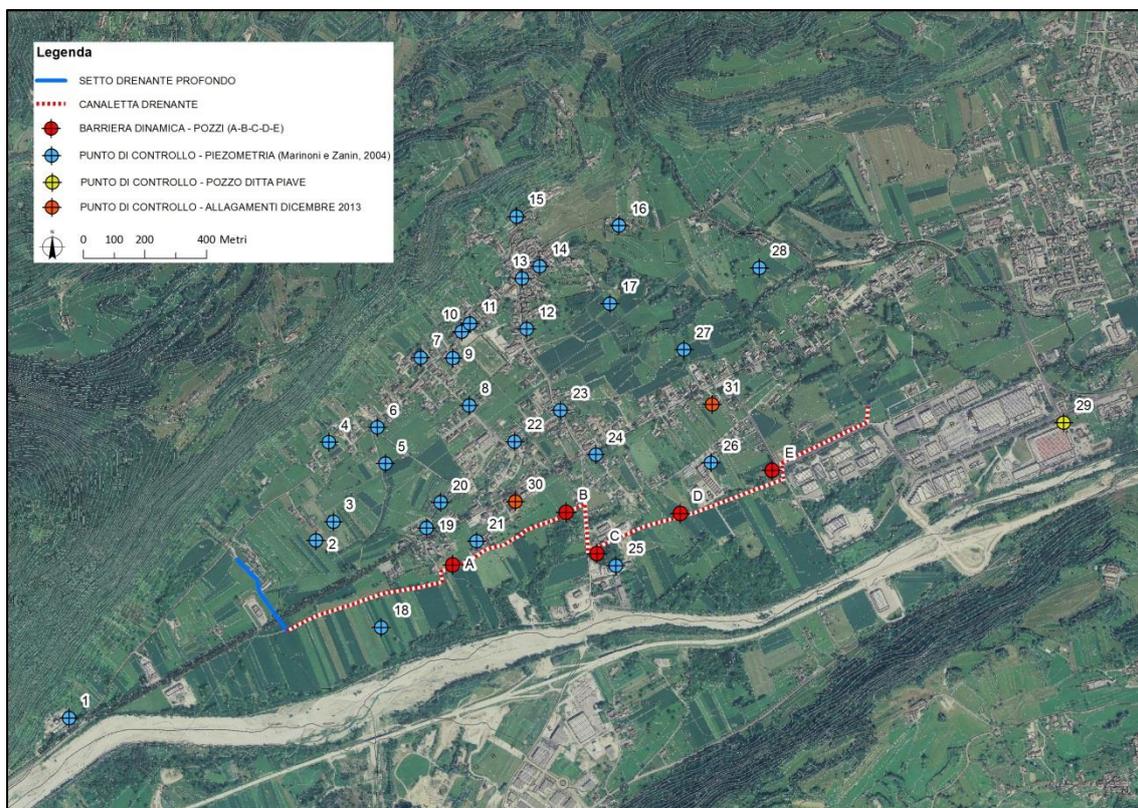


Figura 70 – Ipotesi progettuali testate con le simulazioni previsionali; 1: setto drenante profondo nella zona occidentale del dominio (linea blu), come da proposta di Marinoni e Zanin (2004); 2: dreno sub superficiale lungo il margine meridionale del dominio, per profondità di 2 m e di 3 m da p.c. (linea bianca e rossa); 3: realizzazione di una barriera dinamica costituita da 5 pozzi in pompaggio (A, B, C, D, E), ubicati lungo il margine meridionale del dominio, valutando portate di 5, 10 e 15 l/s; i punti in azzurro sono i punti di osservazione per la piezometria di riferimento (Marinoni e Zanin, 2004), in giallo il pozzo Ditta Piave, utilizzati per la calibrazione dello stato stazionario; in arancione i due punti dei fabbricati interrati allagati nel Dicembre 2013 utilizzati per la valutazione delle simulazioni previsionali nell'area di interesse.

Setto drenante profondo collegato ad una canaletta drenante per lo scarico

Il setto drenante profondo posto nella zona occidentale del dominio è stato simulato tramite la condizione DRAIN con carico imposto alla quota di 290 m s.l.m., quindi a circa una decina di metri di profondità dall'attuale piano campagna con quote ricavate dal DEM della Regione del Veneto; il setto è stato sviluppato in modo da collegarlo ad una canaletta che corre lungo la porzione meridionale del dominio, in modo da scaricare le acque nell'area di Peschiera. Si presentano quindi risultati della simulazione in cui si vedono gli effetti drenanti sulla piezometrica calibrata allo stato stazionario, soprattutto nel settore occidentale, subito a valle del setto, in un'area dunque che normalmente risente in modo minore (o non risente proprio) degli effetti negativi dovuti all'innalzamento della falda. Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui l'effetto drenante del setto si intravede dalla geometria delle isopieze che convergono verso il dreno stesso. Gli effetti sono maggiori nella zona sia a monte che a valle del setto, con valori massimi sui punti di

controllo 1, 2 e 3 che raggiungono abbassamenti rispettivamente di 1.5, 1.3 e 1.2 m; minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi o pressoché nulli di abbassamento calcolati per i punti 16, 17, 28 e 29; nella zona corrispondente agli allagamento registrati nel Dicembre 2013 (punti 30 e 31), si sono calcolati abbassamenti di 0.6 e 0.3 m rispettivamente; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 0.6 m.

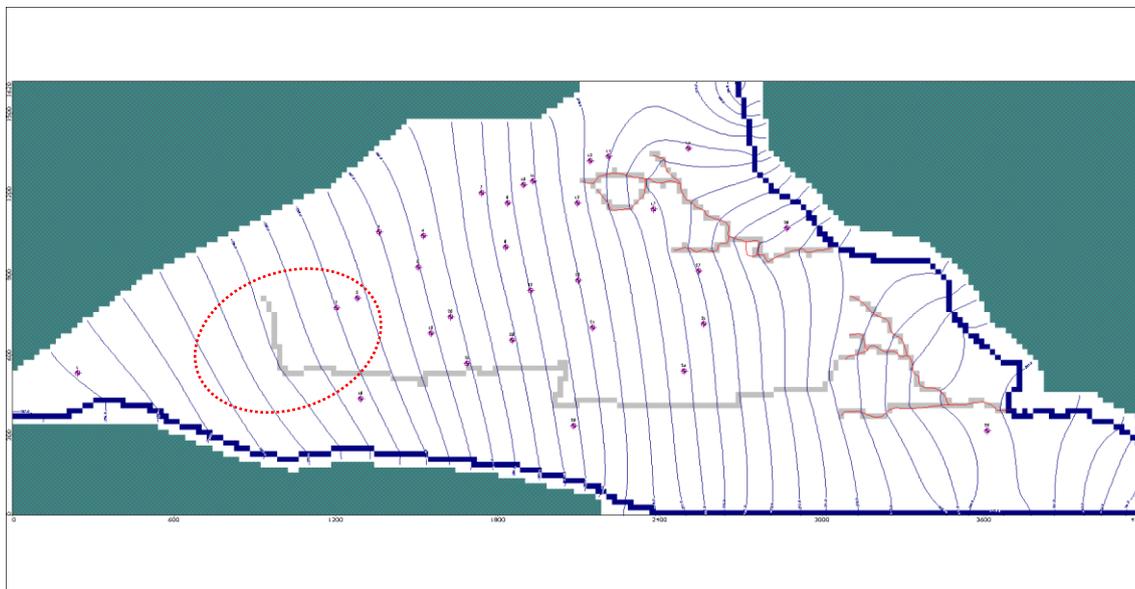


Figura 71 – Output della simulazione previsionale n. 1: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in grigio chiaro la condizione DRAIN assegnata al setto profondo nella porzione occidentale, con valore imposto a 290 m s.l.m.

Dreno sub superficiale – 2 m da pc

E' stata valutata l'ipotesi della realizzazione di una dreno sub superficiale posto lungo il margine meridionale del dominio, tra via Culliada e lo Stizzon, con una profondità del dreno imposto a 2 m di profondità dal piano campagna.

Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui l'effetto drenante dell'opera si avverte solo nel settore orientale, con valori comunque generalmente inferiori rispetto all'ipotesi precedente. Gli effetti sono maggiori sui punti di controllo 24, 25, 26, 30 e 31 che raggiungono abbassamenti tra i 0.4 e i 0.7 m; minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi di abbassamento calcolati, per i punti 16 e 17, in circa 0.1 m; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 0.3 m.

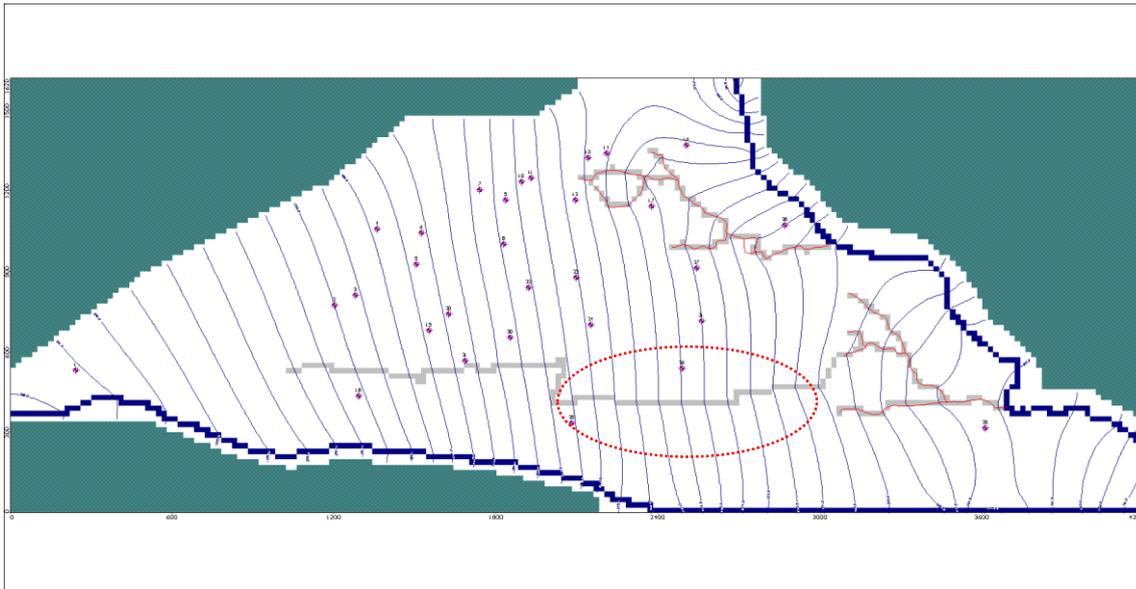


Figura 72 – Output della simulazione previsionale n. 2: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in grigio chiaro la condizione DRAIN assegnata al dreno(- 2 m da p.c.) ipotizzata nella porzione meridionale.

Dreno sub superficiale – 3 m da pc

Come per l'ipotesi precedente, è stata valutato un dreno sub superficiale lungo il margine meridionale del dominio, tra via Culliada e lo Stizzon, posta ad una profondità dal piano campagna pari a 3 m.

Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui l'effetto drenante dell'opera si avverte anche nel settore occidentale, con valori medi paragonabili alla prima ipotesi presentata. Gli effetti sono maggiori sui punti di controllo 24, 25, 26, che raggiungono abbassamenti tra 0.8 e 1.1 m; minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi di abbassamento calcolati, per i punti 14, 16, 17 e 28 in circa 0.1 - 0.2 m; valore nullo di abbassamento è stato calcolato per il punto 29; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 0.6 m.

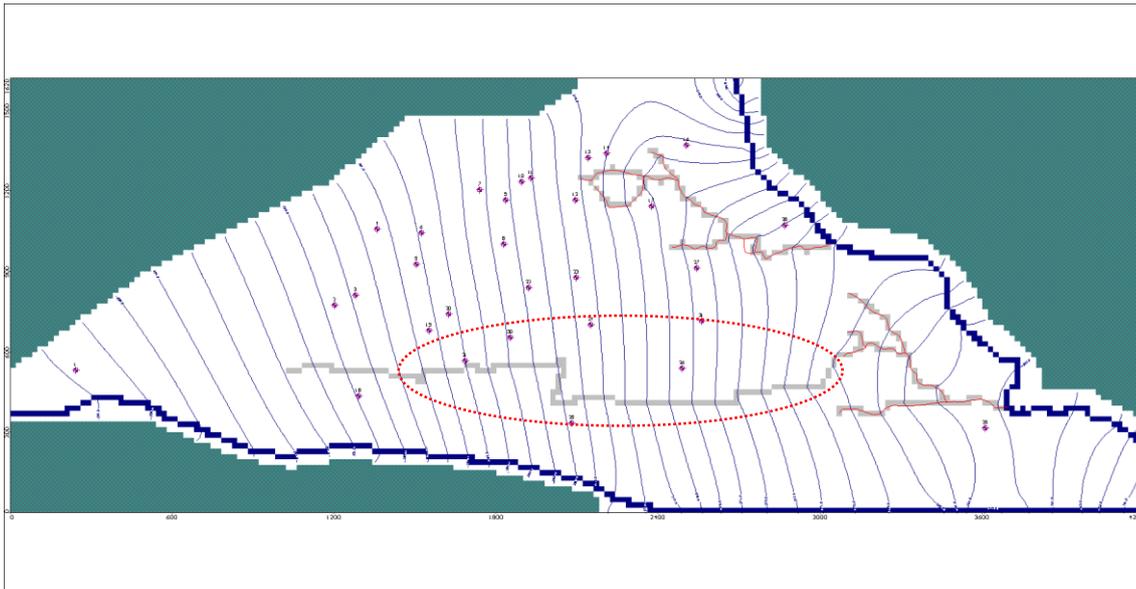


Figura 73 – Output della simulazione previsionale n. 3: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in grigio chiaro la condizione DRAIN assegnata al dreno (- 3 m da p.c.) ipotizzata nella porzione meridionale.

Barriera dinamica – portata pozzi 5 l/s

Si è valutata l'ipotesi di realizzazione di una barriera dinamica costituita da 5 pozzi in emungimento, perforati per profondità di circa 15 m e posti grossomodo lungo in dreno delle soluzioni precedenti, sul margine meridionale del dominio. I pozzi sono stati simulati attraverso la funzione WELL di MODFLOW, assegnando a ciascuno di essi una portata nominale di 5 l/s.

Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui l'effetto del pompaggio sui pozzi crea una depressione nell'intorno degli stessi in grado di deprimere la falda.

Gli effetti sono maggiori sui punti di controllo 19, 21 e 30 che raggiungono abbassamenti di 0.5 m; minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi di abbassamento calcolati, per i punti 13, 14, 17 e 27 in circa 0.1 m; valori nulli di abbassamento sono stati calcolati per i punti 16, 28 e 29; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 0.3 m.

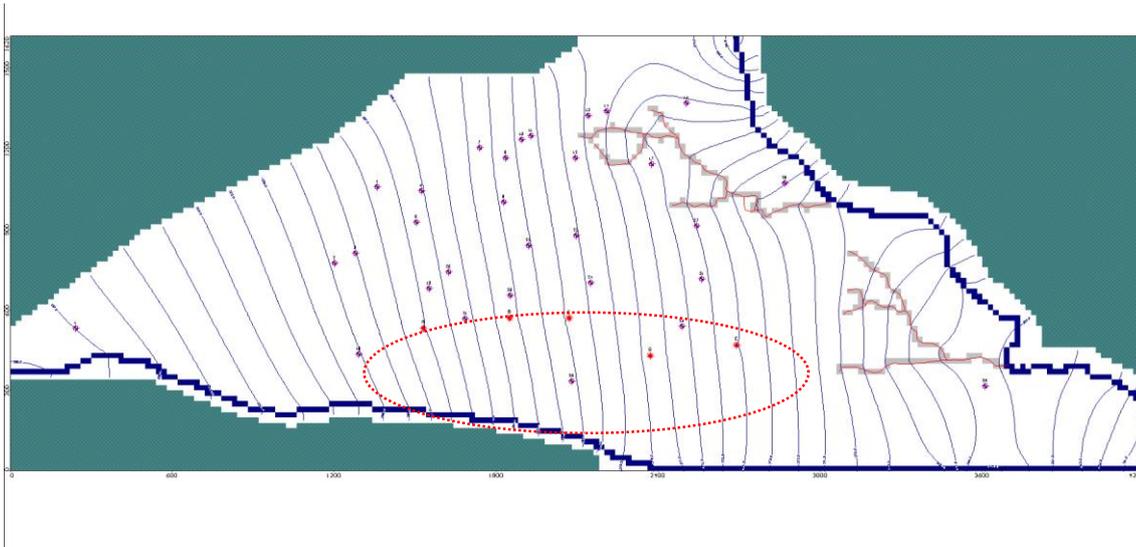


Figura 74 – Output della simulazione previsionale n. 4: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in rosso i pozzi in emungimento controllato (portata di 5 l/s).

Barriera dinamica – portata pozzi 10 l/s

A partire dall'ipotesi precedente, si è valutato un aumento della portata di emungimento dei pozzi, fissata in 10 l/s.

Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui la depressione causata dal pompaggio nei 5 pozzi induce abbassamenti maggiori nei punti di controllo 19, 20, 21, 21 e 30 che raggiungono valori di 1.0 m; minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi di abbassamento calcolati, per i punti 14, 16 e 17, in circa 0.1 – 0.2 m; valori nulli di abbassamento sono stati calcolati per i punti 28 e 29; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 0.7 m.

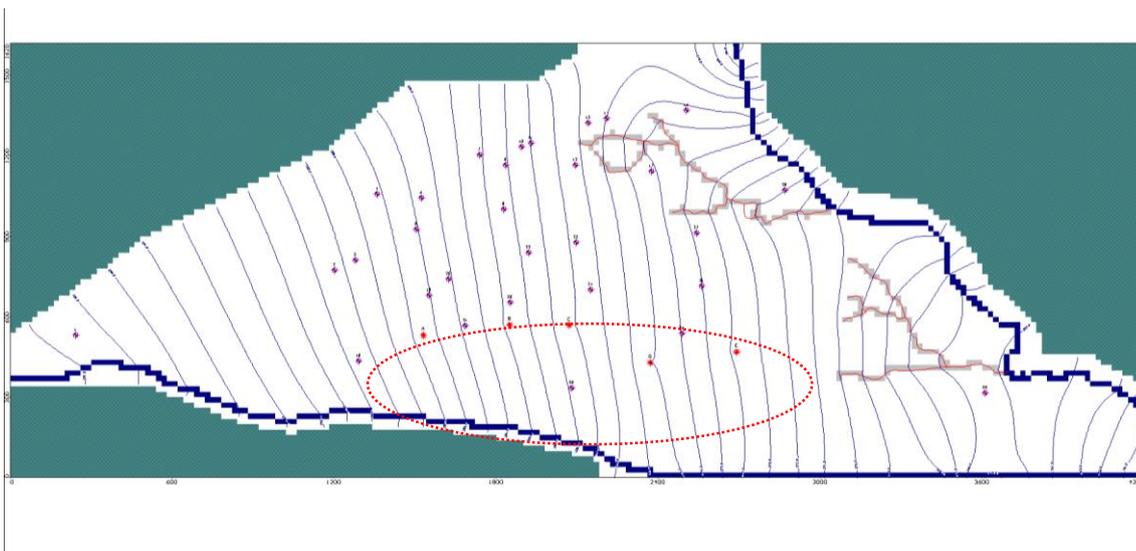


Figura 75 – Output della simulazione previsionale n. 5: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in rosso i pozzi in emungimento controllato (portata di 10 l/s).

Barriera dinamica – portata pozzi 15 l/s

Come l'ipotesi precedente, si è valutato un aumento della portata di emungimento dei pozzi, fissata in 15 l/s.

Nella figura seguente si riporta la piezometria calcolata, in cui la depressione causata dal pompaggio nei 5 pozzi perturba la geometria delle isopieze in modo chiaro; gli abbassamenti indotti sono significativi, maggiori nei punti di controllo 19, 20, 21 e 30 che raggiungono valori di 1.5 – 1.6 m; come per le simulazioni precedenti, sono minori gli effetti procedendo verso nord est, con valori minimi di abbassamento calcolati, per i punti 16 e 28, in circa 0.1 m; valori nulli di abbassamento sono stati calcolati per il punto 29; la media degli abbassamenti su tutti i punti di controllo, è stata calcolata in 1.0 m.

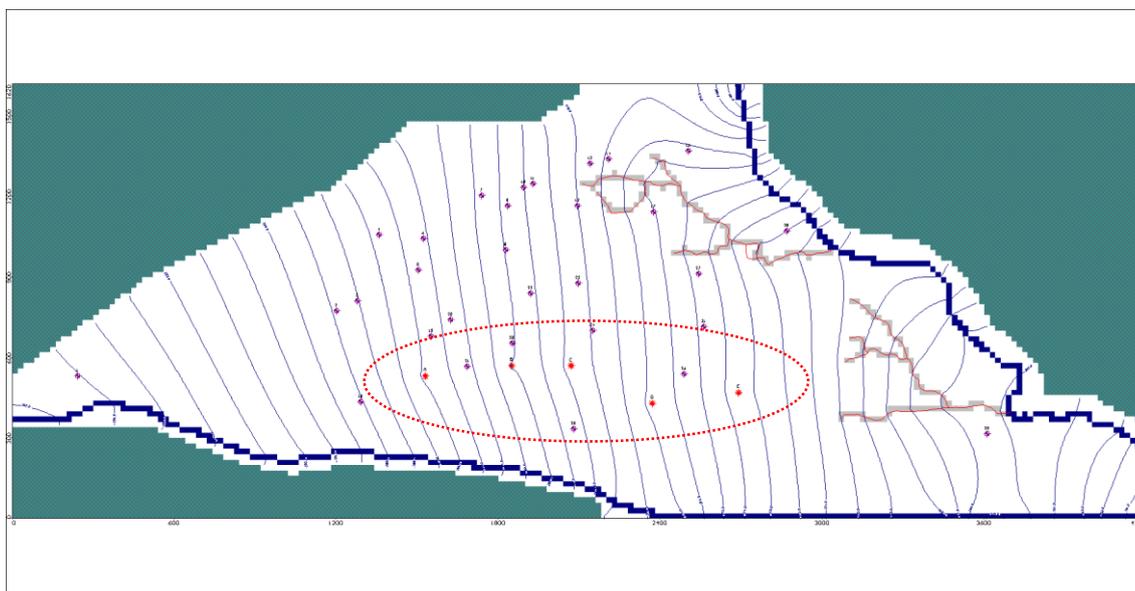


Figura 76 – Output della simulazione previsionale n. 6: equidistanza isopieze (linee sottili in blu) pari a 1 m; in verde: celle inattive; linee in blu: l'idrografia (condizione RIVER) entro il dominio di modellazione; in grigio chiaro con linea rossa: i canali di risorgiva (condizione DRAIN); in viola: punti di osservazione della quota piezometrica; in rosso i pozzi in emungimento controllato (portata di 15 l/s).

Considerazioni conclusive sulle simulazioni previsionali

Sono state valutate 3 ipotesi progettuali per mitigare gli effetti negativi indotti, sulla piana di Mugnai, dall'innalzamento periodico della falda.

La prima ipotesi verifica la soluzione proposta da Marinoni e Zanin nel 2004 con un setto drenante profondo, posizionato nel estremo occidentale dell'area di studio e capace di intercettare la falda nella zona di maggior ricarica dovuta alle dispersioni del T. Stizzon; l'ipotesi è stata ulteriormente implementata collegando il setto profondo ad una canaletta di scolo delle acque verso il punto di recapito individuato in zona Peschiera (simulazione n.1). La seconda ipotesi progettuale proposta nel presente studio vede la realizzazione di un dreno sub superficiale, disposto grossomodo in direzione ovest – est tra via Culliada ed il T. Stizzon, con profondità del dreno rispettivamente di 2 e 3 m dal piano campagna attuale (simulazioni n.2 e n.3).

Come ultima ipotesi progettuale si è valutata la realizzazione di una barriera attiva composta da 5 pozzi in emungimento, di profondità pari a 15 m e disposti grossomodo lungo il dreno dell'ipotesi precedente, stimando gli abbassamenti indotti per portate di 5, 10 e 15 l/s (simulazioni n.4, n.5 e n.6). La tabella seguente riporta alcune statistiche di base per gli scenari valutati.

SIMULAZIONE N. 1 – SETTO DRENANTE PROFONDO ZONA OCCIDENTALE PIU' DRENO PROFONDO VERSO LA ZONA PESCHIERA				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
1.50	1	0.04	28	0.57
SIMULAZIONE N. 2 – DRENO – 2 m				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
0.65	26	0.04	16	0.28
SIMULAZIONE N. 3 – DRENO – 3 m				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
1.12	26	0.08	16	0.57
SIMULAZIONE N. 4 – POZZI IN POMPAGGIO Q = 5 l/s				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
0.50	30	0.02	28	0.31
SIMULAZIONE N. 5 – POZZI IN POMPAGGIO Q = 10 l/s				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
1.04	30	0.05	28	0.65
SIMULAZIONE N. 6 – POZZI IN POMPAGGIO Q = 15 l/s				
Max (m)	Punto	Min (m)	Punto	Media gen (m)
1.61	30	0.07	28	1.01

Tabella 4. Principali statistiche delle simulazioni previsionali; per il calcolo del minimo assoluto non si è tenuto conto del punto n. 29, corrispondente al pozzo della Ditta Piave, situato al di fuori della zona di interesse.

Le figure seguenti, mostrano l'efficacia delle soluzioni proposte visualizzate come abbassamenti sui punti di controllo utilizzati per le verifiche.

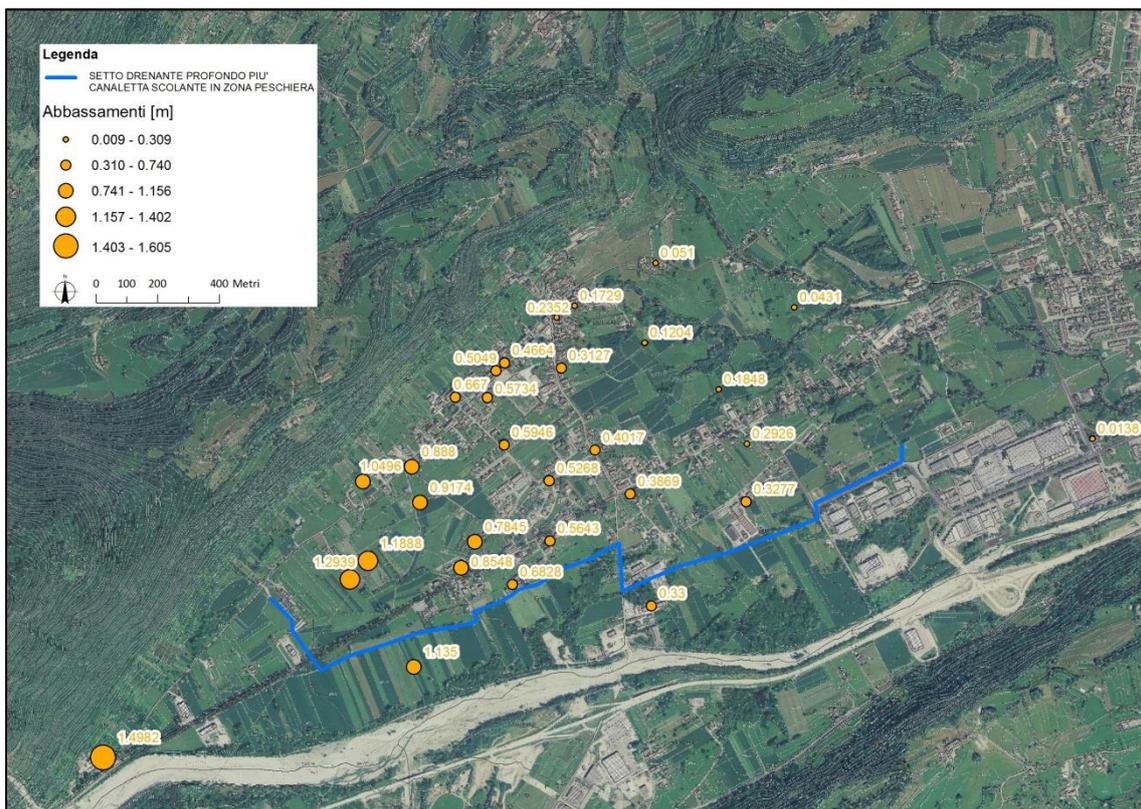


Figura 77 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 1

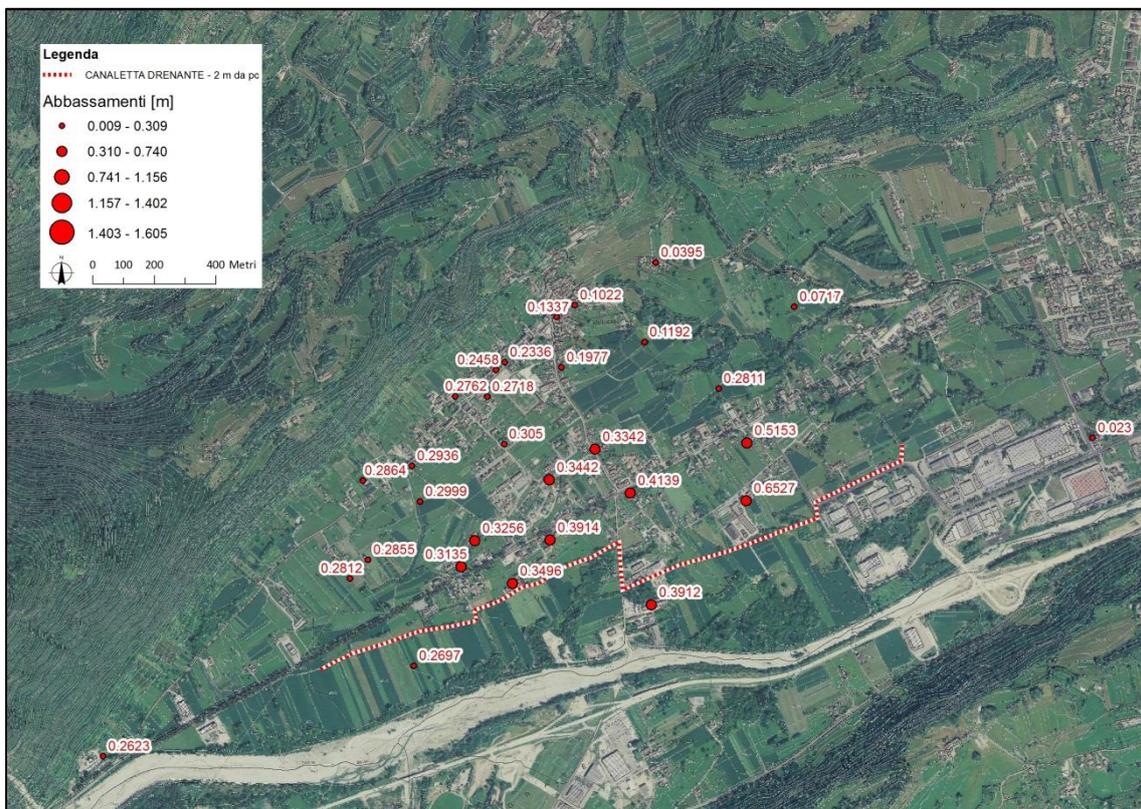


Figura 78 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 2

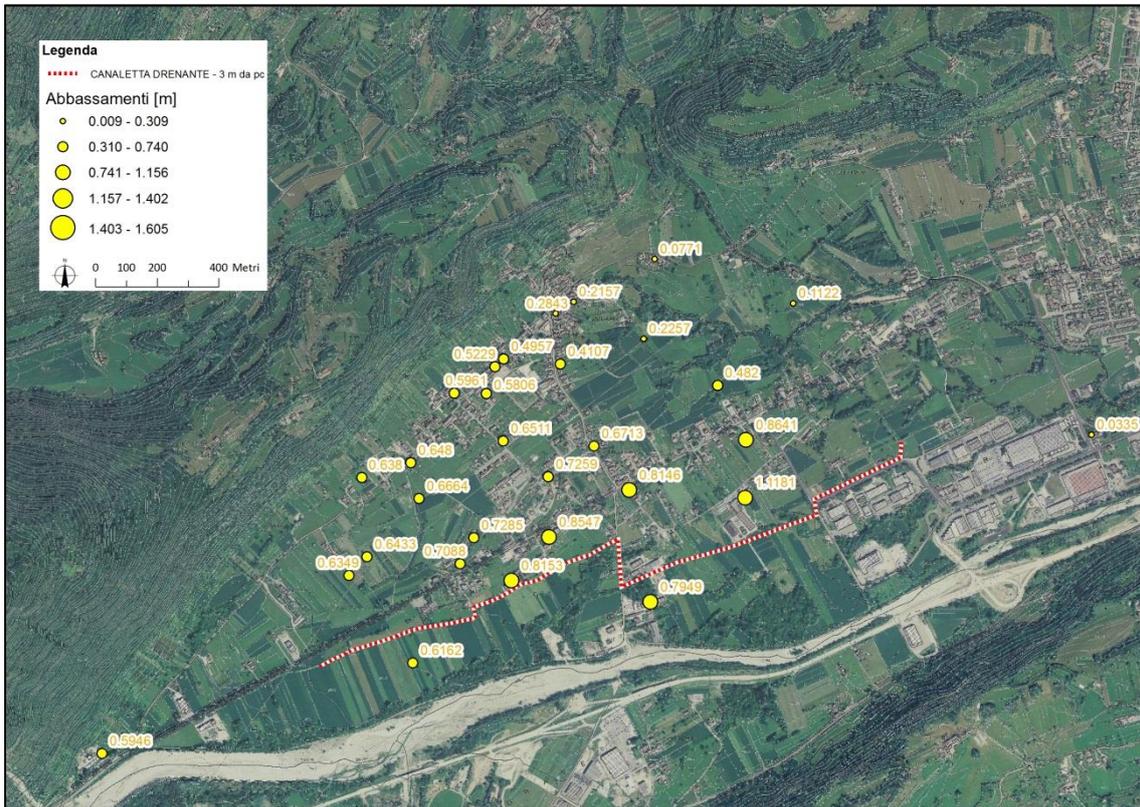


Figura 79 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 3

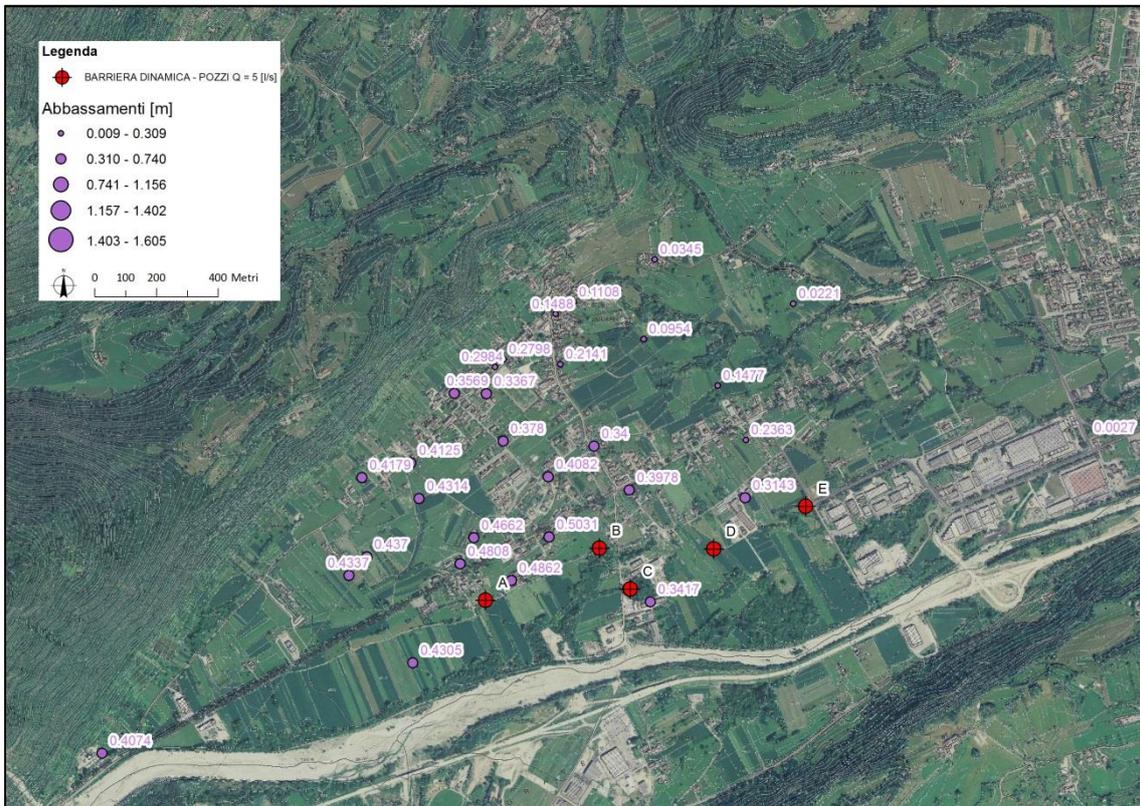


Figura 80 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 4

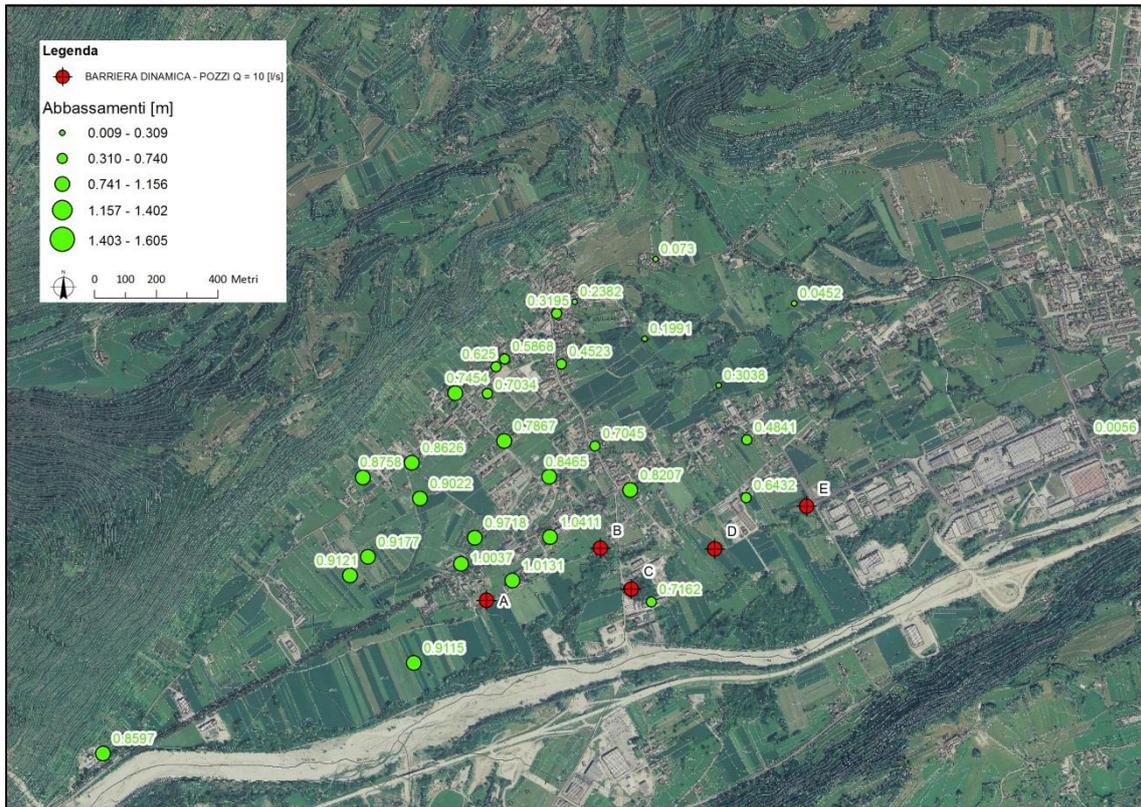


Figura 81 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 5

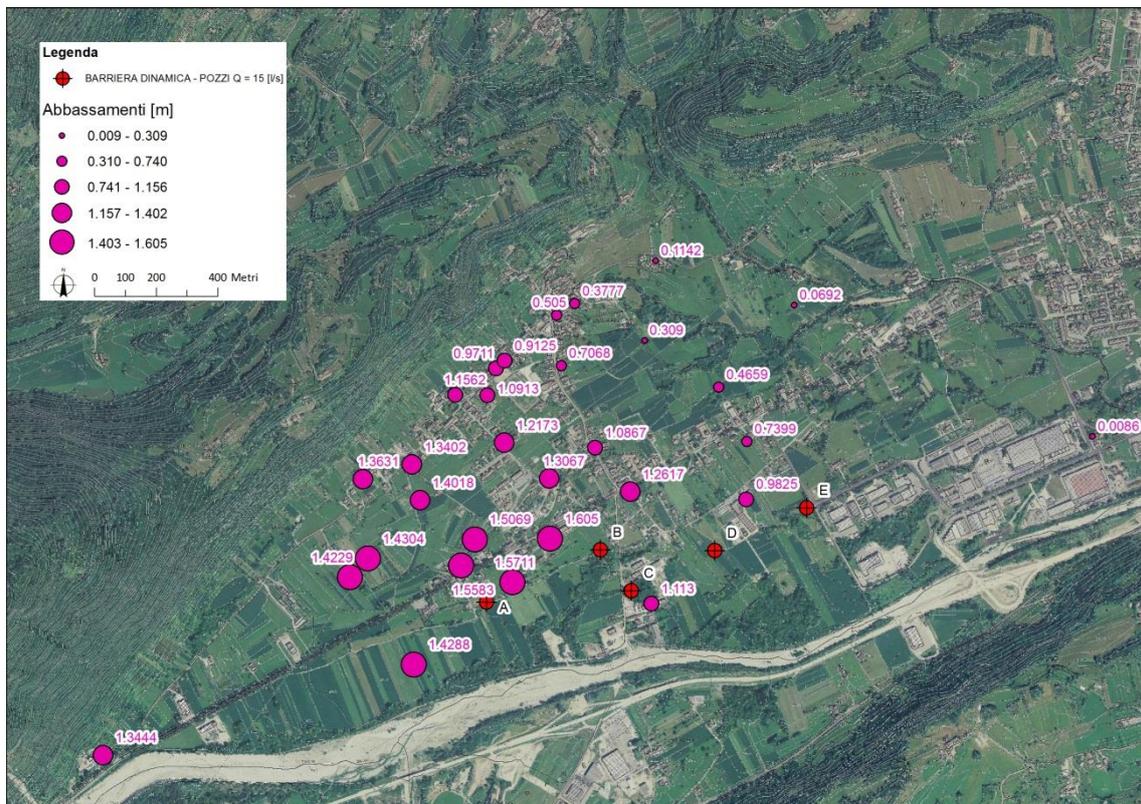


Figura 82 – Abbassamenti calcolati nei punti di controllo per la simulazione n. 6

Per comprendere meglio l'efficacia delle ipotesi progettuali proposte e/o verificate, si sono realizzate delle figure, di seguito riportate, che rappresentassero le zone di isoabbassamento della falda freatica, operando una semplice operazione sui grid delle superfici relative alla piena di

riferimento calibrata e le varie soluzioni previsionali simulate. Il contour a colori visualizza in modo rapido ed intuitivo le aree dove maggiormente si risente degli effetti di abbassamento della falda indotti dalle opere testate; in generale, sintetizzando, si riscontra quanto segue: l'ipotesi di un setto profondo induce abbassamenti significativi soprattutto nel settore occidentale dell'area, via via più lievi spostandosi verso oriente, fino pressoché ad annullarsi nella zona delle risorgive; il dreno della zona meridionale induce effetti significativi e paragonabili alla prima ipotesi se con dreno posto a - 3 m dall'attuale piano campagna, rilevando valori di abbassamento anche superiori al mezzo metro in tutta l'area tra l'abitato di Mugnai, via Culliada e la zona occidentale; la barriera costituita dai 5 pozzi in emungimento produce effetti considerevoli nella zona compresa tra via Culliada, Mugnai e la zona occidentale, già per portate di 5 l/s, con effetti molto rilevanti per la portata massima simulata pari a 15 l/s, dove, nelle zone allagate nel Dicembre 2013 lungo via Culliada, si stimano abbassamenti anche maggiori di 1.5 m. La zona orientale delle risorgive non viene influenzata significativamente da alcuna delle opere previste.

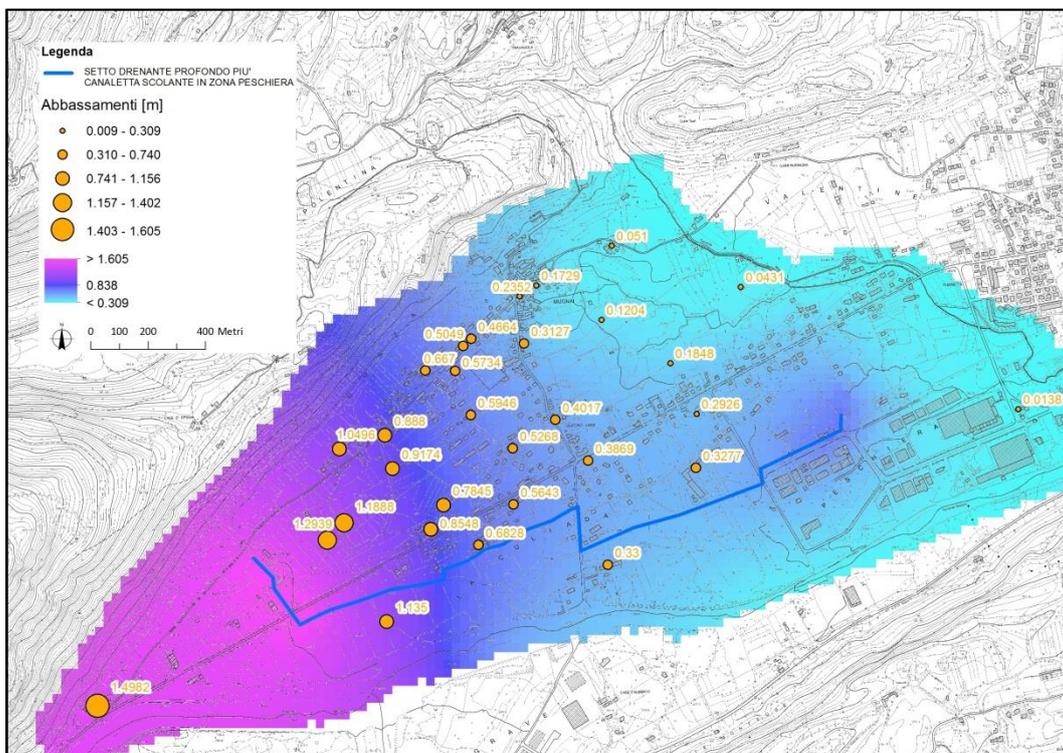


Figura 83 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 1

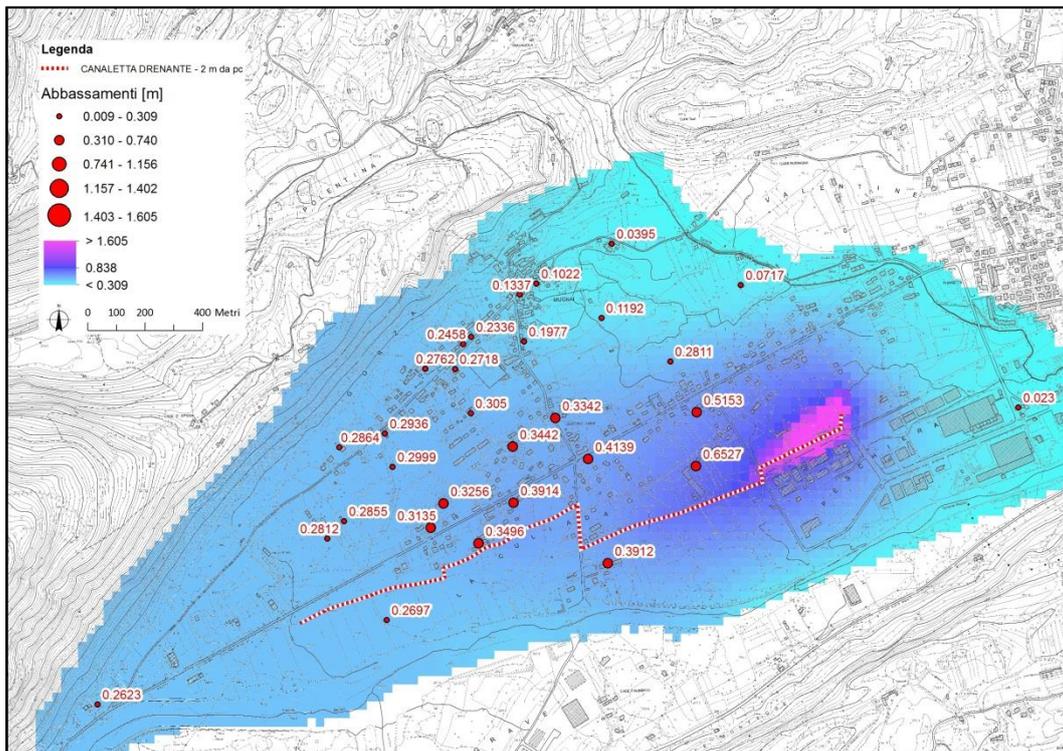


Figura 84 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 2

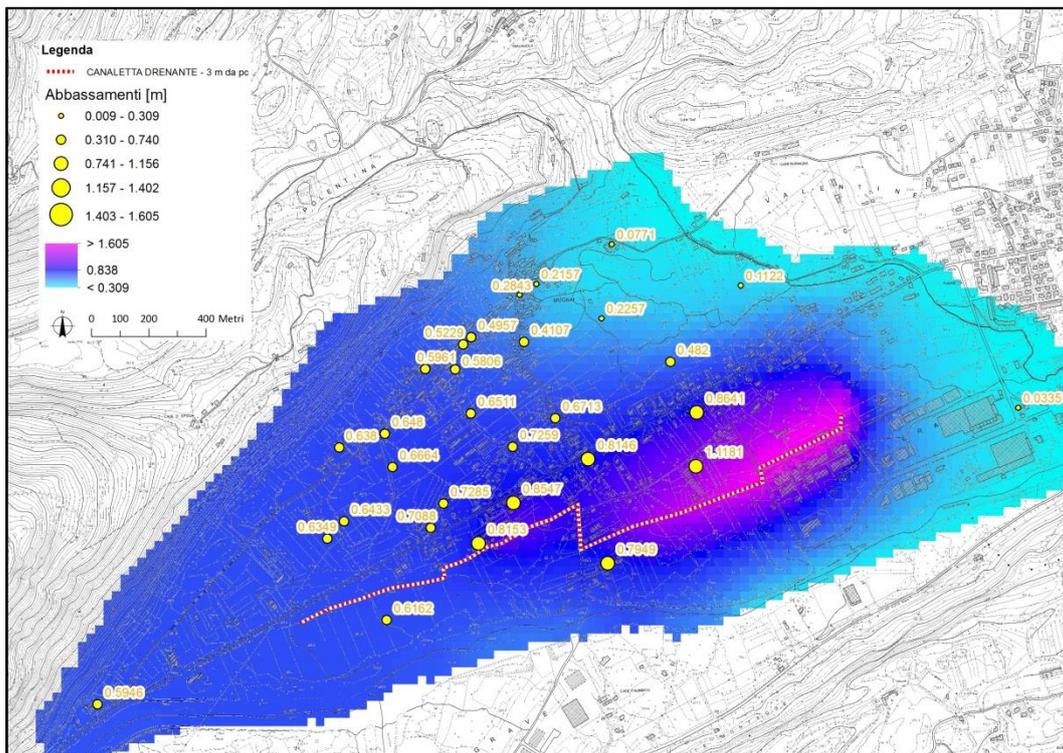


Figura 85 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 3

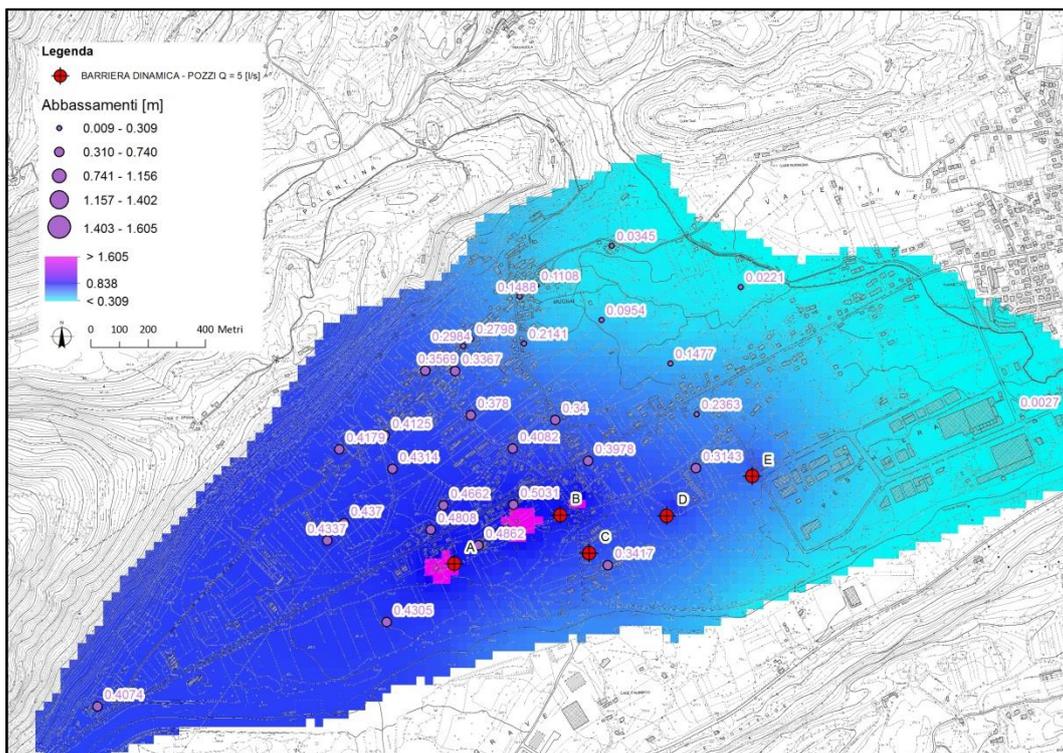


Figura 86 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 4

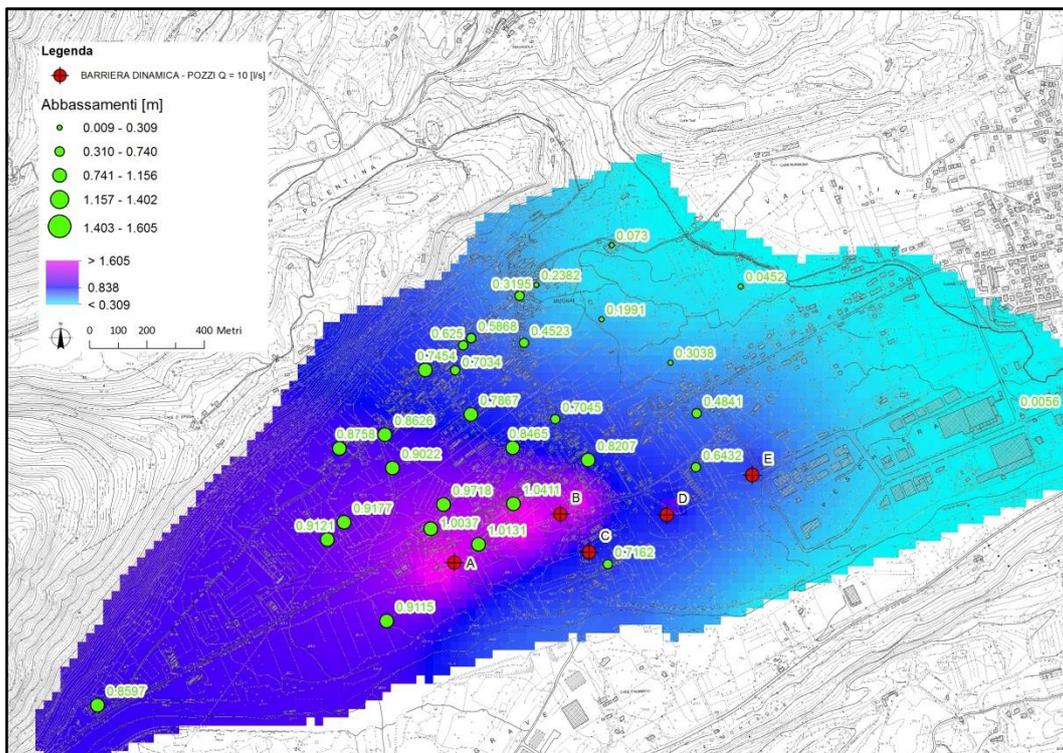


Figura 87 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 5

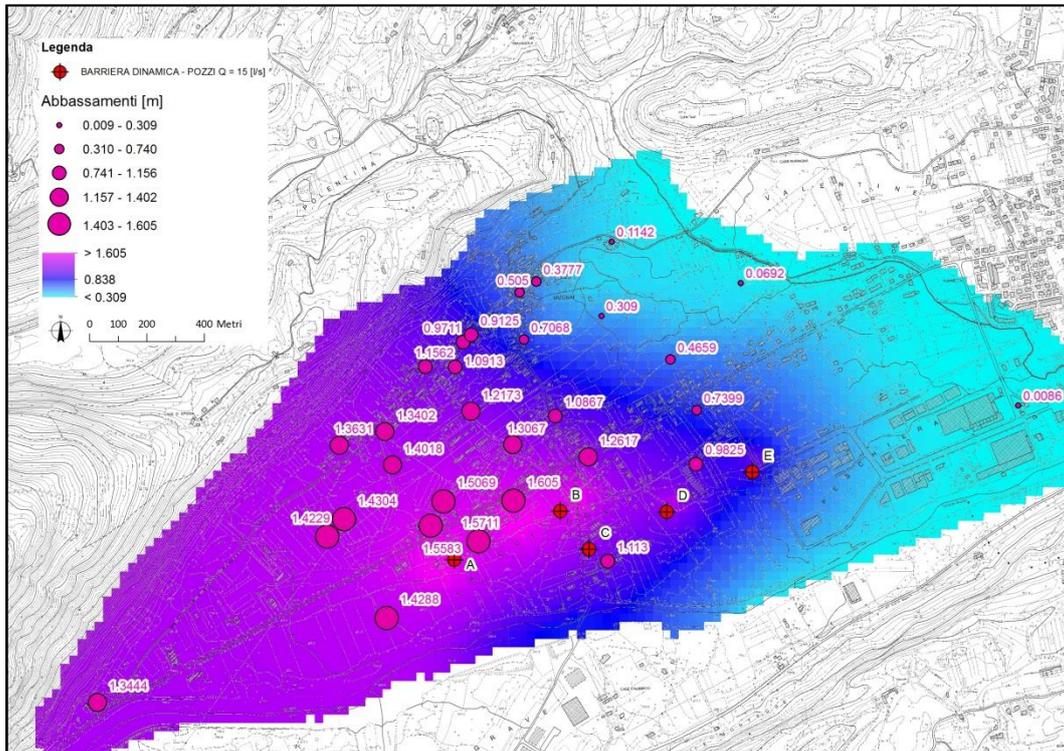


Figura 88 – Aree di isoabbassamento per la simulazione n. 6

5.2.2 Definizione dell'alternativa prescelta

In sintesi, i sistemi di drenaggio profondo nella zona occidentale collegati ad un dreno sub superficiale nella zona Peschiera (simulazione n. 1) appare di difficile attuazione sia per i costi elevati che per una cantierizzazione piuttosto estesa, anche se interesserà zone prevalentemente di campagna; l'ipotesi del dreno sub superficiale sul lato meridionale sembra avere effetti significativi per profondità di circa 3 m dal piano campagna (simulazione n. 3): i costi di manutenzione dell'opera saranno irrisori e si potrà prevedere un eventuale riutilizzo della risorsa idrica.

I pozzi, pur garantendo un significativo abbattimento della falda, presentano un maggiore impatto ambientale dovuto alla realizzazione delle infrastrutture elettriche per portare la corrente di adeguata potenza e voltaggio in corrispondenza dell'ubicazione dei pozzi e al consumo energetico richiesto per il sollevamento delle portate.

Inoltre, la realizzazione di questa alternativa richiederebbe l'individuazione di un soggetto gestore dell'impianto con i conseguenti oneri di gestione annuali più manutenzione ordinaria e straordinaria. Nell'ambito del presente studio è stata pertanto prescelta l'alternativa del dreno sub superficiale posto ad una profondità di 3 m dal piano campagna (simulazione 2), in quanto come indicato nell'elaborato 3.2 presenterebbe un costo di realizzazione di complessivi 800 000 € di lavori compresi gli interventi di mitigazione.

5.2.3 Verifica idraulica del dreno

Per la verifica delle condotte sede di convogliamento delle acque meteoriche e dilavamento dei tetti dello stabilimento, si applica la formula di Chezy con coefficiente scabrezza K di Gauckler-Strickler: $Q = K \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot w \cdot A$

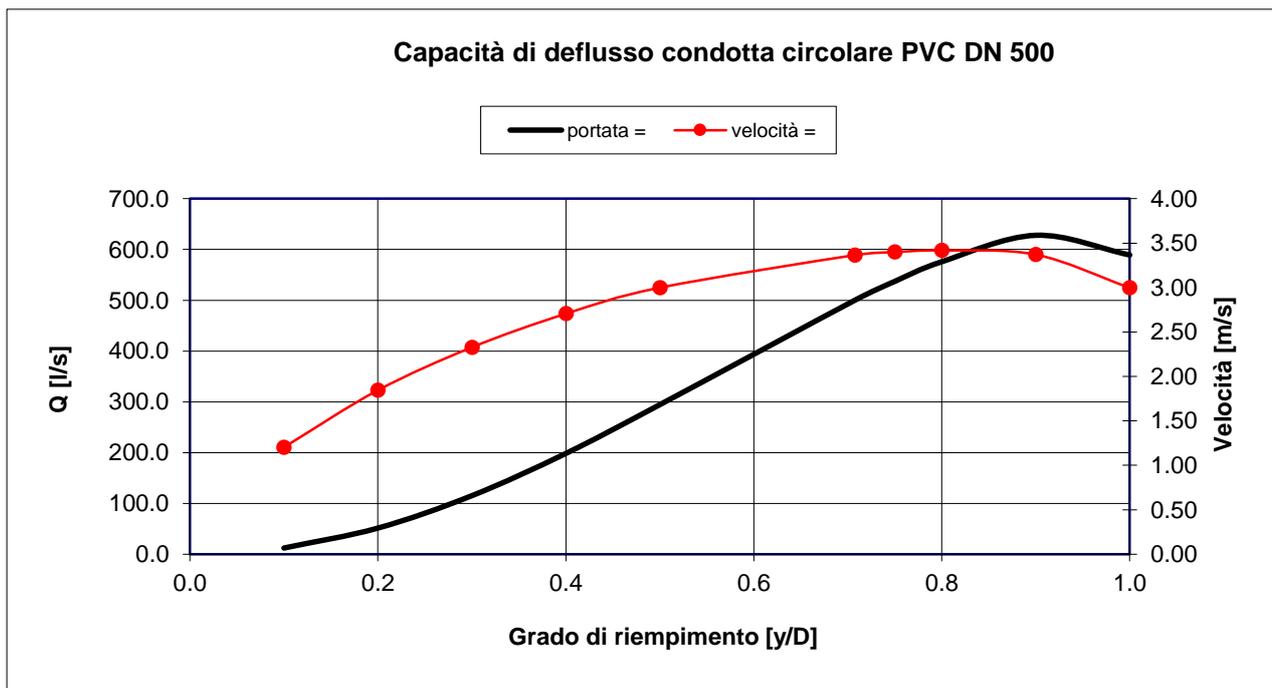
dove R_H rappresenta il raggio idraulico, i la pendenza del tratto di condotta, w il grado di riempimento e A la sezione del tubo. Come portata di progetto si verifica la condotta per le seguenti portate:

1. 260 l/s da drenaggio della falda come risulta dalle applicazioni modellistiche;
2. un apporto di 5 l/s per ciascun pozzetto di allacciamento previsto atto a ricevere eventuali immissione di acque meteoriche, per un totale di 240 l/s

La portata di progetto pertanto stimata in 260 + 240 l/s = 500 l/s.

La verifica si ritiene soddisfatta per grado di riempimento inferiore a 0.75. Assegnando alla condotta un coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 120 m^{1/3}/s, caratteristico di tubi in PVC con incrostazioni, in favore di sicurezza si verifica la condotta D nel tratto con diametro 500 mm e pendenza 1.5%. La sintesi del calcolo è riportata nelle seguenti tabelle.

Grado di riempimento	y/D	1	0.9	0.8	0.75	0.652	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
angolo F_i	rad	6.28	5.00	4.43	4.19	4.00	3.14	2.74	2.32	1.85	1.29
area ridotta =	m ²	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15	0.10	0.07	0.05	0.03	0.01
perimetro bagnato =	m	1.57	1.25	1.11	1.05	1.00	0.79	0.68	0.58	0.46	0.32
raggio idraulico ridotto =	m	0.13	0.15	0.15	0.15	0.15	0.13	0.11	0.09	0.06	0.03
velocità =	m/s	3.000	3.373	3.419	3.400	3.367	3.000	2.707	2.328	1.845	1.203
portata =	m ³ /s	0.589	0.628	0.576	0.537	0.500	0.295	0.199	0.115	0.052	0.012
portata =	l/s	589	628	576	537	500	295	199	115	52	12



La portata di progetto scorre attraverso la condotta ad una velocità di 3.36 m/s ed un grado di riempimento $0.71 < 0.75$. La condotta risulta pertanto verificata.

Raggruppamento temporaneo
Dott.Ing. Gaspare Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46, 32302 Feltre (BL) – tel. e fax 0439302404
email info@studioandreella.com

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (2012) - Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione - Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00;

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (2000) – Progetto di Piano Stralcio per la Sicurezza idraulica del medio e basso corso del fiume Piave;

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (1996) – Quderno 1 – Legge 183 del 18 maggio 1989, Art. 23: Studi finalizzati alla redazione dei piani di bacino – Dimensionamento delle opere idrauliche. Parte II Capitolo 4 “Regionalizzazione delle precipitazioni estreme nel territorio dell'Autorità”.;

Chanson H. (2004):The hydraulics of open channel flow – an introduction – Elsevier Butterworth Heinemann Editions

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.

Da Deppo L., C. Datei, P. Salandin (2001): Sistemazione dei corsi d'acqua - Edizioni Libreria Cortina;

Raggruppamento temporaneo
Dott.Ing. Gaspare Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46, 32302 Feltre (BL) – tel. e fax 0439302404
email info@studioandreella.com

APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO HEC-RAS

Il modello di simulazione HEC-RAS (River Analysis System) è stato inizialmente sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, di Davis (USA) per lo studio idrodinamico nelle reti di canali aperti, attraverso la ricostruzione dei profili idraulici di moto permanente in regime subcritico e supercritico, operando nell'ipotesi di monodimensionalità del flusso. Fino alla versione 2.x HEC-RAS rappresentava l'evoluzione del noto modello HEC-2 (HEC, 1991) con l'aggiunta di numerose funzioni e strumenti di analisi nonché di una sofisticata interfaccia grafica operante in ambiente Windows.

In seguito, a partire dalla versione 3.0 (HEC, 2001), HEC-RAS è stato integrato con gli algoritmi di calcolo del modello idraulico *UNET One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels* (Robert L. Barkau, 1992 and HEC, 1997) che consentono di simulare il comportamento della corrente in moto vario per il solo regime subcritico.

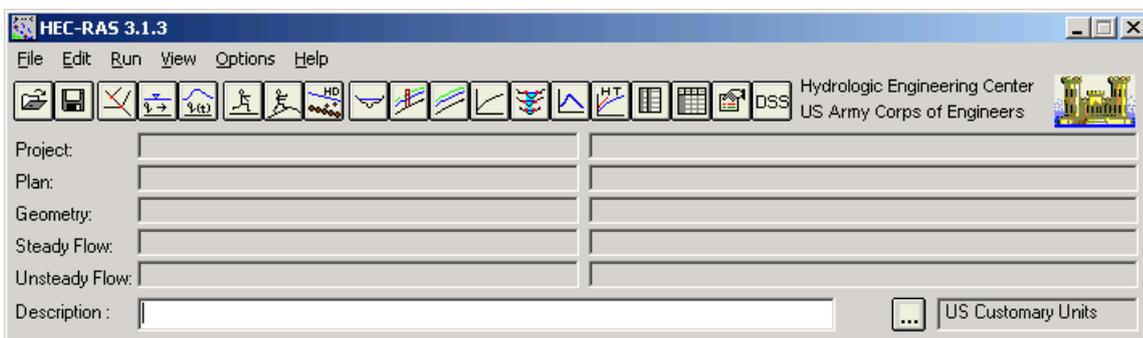


Figura A.1 - Finestra principale del modello HEC-RAS (vers. 3.1.3 Maggio 2005)

L'integrazione dei due modelli è avvenuta previa realizzazione di una particolare versione del modello UNET capace di condividere i medesimi algoritmi di analisi delle strutture idrauliche presenti nella libreria di HEC-RAS. In questo modo è stato possibile unificare la struttura dei dati che provvede alla definizione geometrica del corso d'acqua rendendo condivisibile la stessa interfaccia grafica sia per l'inserimento dati che per la visualizzazione dei risultati.

Attualmente il modello costituisce un sistema integrato per l'analisi idraulica di reti di canali a maglie aperte e chiuse, operante in regime di moto permanente e vario, che sfrutta le medesime informazioni relative alla geometria dei corsi d'acqua e dei manufatti idraulici presenti. Nonostante ciò la simulazione dei due fenomeni, essendo notevolmente diversi tra loro, avviene sfruttando principi teorici e schemi di calcolo differenti e pertanto si farà loro riferimento come a due distinti modelli idraulici.

A.1 Ipotesi di funzionamento e capacità di calcolo

Obiettivo principale del modello, utilizzato ipotizzando un regime di moto permanente, è quello di correlare l'entità della portata liquida in arrivo dal bacino di monte con le velocità e con l'altezza idrometrica raggiunta nell'alveo principale e nelle golene. Il suo utilizzo nell'ipotesi di moto vario aggiunge la capacità di analizzare i fenomeni di propagazione di un'onda di piena e valutare gli

effetti di laminazione dovuti alla naturale conformazione del corso d'acqua o alla presenza di dispositivi artificiali.

La determinazione dei parametri fisici che descrivono il deflusso all'interno di una sezione d'alveo si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

moto gradualmente vario;

moto monodimensionale;

perdite di fondo mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;

arginature e geometria del fondo fisse;

Nonostante la prima ipotesi è possibile valutare anche i fenomeni di moto fortemente variato a condizione di inserire opportune condizioni al contorno interne come descritto più avanti. L'errore dovuto all'imposizione di una perdita di fondo costante nel tratto compreso tra due sezioni adiacenti può essere limitata mediante l'introduzione di ulteriori sezioni ottenute per interpolazione.

Il modello simula il moto gradualmente vario monodimensionale in una rete di canali a pelo libero e può essere applicato per la soluzione di sistemi dalla geometria complessa che includono congiunzioni, biforcazioni, reti chiuse, ecc... Inoltre è consentita l'implementazione di numerose condizioni interne ed esterne che consentono la simulazione degli effetti dovuti alla presenza di paratoie, sistemi di pompaggio, ponti, salti di fondo, ecc..

Il modello è dotato di ulteriori algoritmi che permettono di indagare in dettaglio alcuni fenomeni di interesse nell'ingegneria idraulica. Possono essere studiati i fenomeni erosivi intorno alle pile e alle spalle dei ponti non plateati, valutati gli effetti della parziale ostruzione di una sezione di deflusso a causa dei depositi alluvionali (ipotizzati costanti durante una simulazione) e può essere considerata l'eventuale formazione di ghiaccio sulla superficie liquida valutando i suoi effetti sul profilo idraulico. Inoltre, pur operando nell'ipotesi di monodimensionalità, il modello consente la ricostruzione dell'andamento della velocità all'interno di una stessa sezione di deflusso, distinguendo tra zone spondali e canale centrale, in funzione della variazione di scabrezza e di tirante idraulico.

Si descrivono di seguito i principali fondamenti teorici su cui si basa il modello limitandoci al modulo dedicato alla soluzione del problema del moto permanente.

A.2 Definizione dei parametri fondamentali

Il modello utilizza, all'interno dei suoi algoritmi di calcolo, elementi dell'idraulica dei canali a pelo libero. Si ritiene opportuno, quindi, prima di procedere oltre, inserire alcuni elementi per meglio chiarire il funzionamento del modello stesso.

A.2.1 Moto permanente e vario

Il criterio di distinzione fra i due tipi di moto è il loro andamento nei confronti della variabile "tempo". Se profondità, velocità e portata rimangono costanti nel tempo in una determinata sezione di un corso d'acqua, il moto è permanente; se una di queste caratteristiche varia, il moto è vario. Il

passaggio di un'onda di piena lungo un tronco d'alveo è un esempio di moto vario perché profondità, velocità e portata cambiano nel tempo.

La ragione per cui un modello di moto permanente può essere usato per il moto vario, come è da considerarsi a rigore un'onda di piena, sta nella lentezza con cui l'onda cresce e si esaurisce. Un ipotetico osservatore sulla sponda di un corso d'acqua non è infatti in grado di apprezzare la curvatura dell'onda e non apprezza le variazioni istantanee di livello che si verificano.

Eccetto quindi casi estremi, la variazione di portata avviene gradualmente e i risultati ottenuti usando metodi analitici per moto permanente sono ugualmente di buona qualità.

A.2.2 Moto uniforme e vario

Quando il moto è uniforme, profondità e velocità sono costanti lungo un tratto di canale. La forza di gravità provoca il movimento dell'acqua, in equilibrio con gli attriti. Il moto non è accelerato né decelerato. Per un canale naturale non si può parlare di moto uniforme in senso stretto, perché la geometria delle sezioni trasversali e l'area bagnata variano lungo il canale, causando accelerazioni e decelerazioni del moto. A rigore il moto uniforme è possibile solo in un canale prismatico con sezione e pendenza costanti. D'altra parte è considerato corretto assumere che il moto sia uniforme quanto il pelo libero è approssimativamente parallelo al fondo del canale; in tal caso si assume che anche la linea dell'energia sia parallela al fondo.

Nel caso di moto vario profondità e velocità cambiano con la distanza lungo il canale; si può distinguere tra moto "gradualmente vario" quando le variazioni nell'altezza del pelo libero avvengono in una distanza relativamente lunga e modo "rapidamente vario" se le variazioni sono brusche.

Quest'ultima distinzione è importante in quanto HEC-RAS calcola i profili solamente in situazioni di moto gradualmente vario.

A.2.3 Moto subcritico e supercritico

Il moto in un canale a pelo libero può essere classificato come subcritico, supercritico o critico.

La determinazione del tipo di moto secondo questa classificazione è di fondamentale importanza nell'utilizzo del modello, perché cambia il verso in cui si procede nello studio del profilo idraulico partendo da una delle due estremità del tratto d'alveo in esame.

Le perturbazioni che interessano la superficie liquida, infatti, si propagano verso monte nel caso di moto subcritico ma non nel caso di moto supercritico, e ciò risulta fondamentale nella scelta del punto di partenza nel calcolo del profilo idraulico.

Una delle prime operazioni da fare è quindi la determinazione del tipo di moto che si sviluppa nel tratto oggetto dell'indagine condotta con il modello.

Per definire il punto di separazione fra moto subcritico e supercritico viene utilizzato il numero adimensionale di Froude, rapporto fra le forze gravitazionali e le forze inerziali:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (\text{Eq.1})$$

dove:

V = velocità media Q/A [m/s]

g = accelerazione di gravità [m/s²]

D = raggio idraulico [m]

Se il numero di Froude risulta minore di 1, il moto è subcritico, se invece è superiore, il moto è supercritico; se risulta uguale a 1, il moto è critico e la situazione è di particolare instabilità.

Questa definizione del numero di Froude ipotizza che ci sia una distribuzione uniforme di velocità nella sezione. Per un canale simmetrico, rettangolare, triangolare, trapezoidale, ecc., questo presupposto si realizza, ma nel caso di un canale naturale, con sezioni irregolari e aree golenali, l'espressione data non è più valida e non può essere rigorosamente utilizzata per determinare il tipo di moto; in questo caso sarebbe più corretto utilizzare dei numeri di Froude particolari, che tengano conto delle variazioni geometriche, di velocità e di portata.

La ricerca di questi particolari numeri di Froude va effettuata caso per caso, consultando eventualmente la letteratura esistente.

Il modello, comunque, effettua al suo interno le necessarie approssimazioni e ridefinizioni del valore di questo parametro.

A.2.4 Altezza critica

L'altezza critica è una caratteristica molto importante per il moto, dato che, come già accennato, rappresenta un criterio per discriminare i vari regimi di moto.

Il moto che si sviluppa con un'altezza pari, o vicina, all'altezza critica è chiamato moto critico; questa situazione è molto instabile poiché una piccola variazione di energia specifica causa grandi variazioni di livello.

L'energia specifica H di una sezione trasversale è l'energia riferita al punto più basso del tratto in esame; è quindi la somma della profondità y e del termine V²/2g:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Eq.2})$$

La determinazione dell'altezza critica viene complicata dalla distribuzione delle velocità che ci si trova ad avere in sezioni irregolari, associate a flusso nelle golene. Il contributo cinetico nell'equazione dell'energia specifica deve quindi essere corretto tramite un moltiplicatore α di Coriolis. Si ha quindi:

$$H = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Eq.3})$$

In HEC-RAS, l'altezza critica relativa ad una sezione viene determinata ricercando il minimo dell'energia specifica.

La ricerca viene fatta con un procedimento iterativo partendo da un valore WS di primo tentativo al quale ne consegue un valore di energia specifica dato dalla (3), che verrà poi corretto fino alla determinazione del WS in grado di garantire il minimo valore di H.

HEC-RAS può calcolare l'andamento di profili subcritici e supercritici. Viene però richiesto all'utente di specificare il regime di moto all'atto del setup dell'applicazione.

Se si verifica il caso di avere la presenza dei due regimi nel tronco oggetto di studio, diventa necessario suddividere il tronco in tratti in cui si abbia presenza di un solo regime di moto. Nel punto in cui avviene il passaggio tra un regime e l'altro, infatti, HEC-RAS non effettuerà il calcolo attraverso l'altezza critica, ma assumerà al limite un'altezza pari a quella critica.

A.3 Procedure di calcolo per simulazioni in moto permanente

Come già anticipato il regime di moto permanente ipotizza l'invariabilità nel tempo t della portata Q che attraversa una sezione d'alveo di area A. Di conseguenza tutti i parametri idraulici che definiscono le caratteristiche di una corrente risultano invariabili nel tempo. Il regime di moto resta comunque libero di modificarsi lungo la dimensione spaziale non escludendo la possibilità di assegnare portate diverse ai differenti tratti del corso d'acqua e di studiare gli effetti delle immissioni di portata laterali concentrate e distribuite.

La determinazione del profilo idraulico avviene risolvendo l'equazione del bilancio dell'energia espresso secondo la formulazione di Manning:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (\text{Eq.4})$$

S_f = pendenza relativa alle perdite di carico distribuite;

R = raggio idraulico;

n = coefficiente di scabrezza di Manning.

L'equazione (4) viene risolta per ogni tratto delimitato da due sezioni trasversali consecutive utilizzando lo "standard step method", tecnica numerica che, una volta nota l'energia in corrispondenza di una sezione, permette il calcolo della velocità e del tirante idraulico della sezione adiacente.

A.3.1 Determinazione della distribuzione del moto in una sezione trasversale

È stato precedentemente introdotto il significato del coefficiente di Coriolis utilizzato per tener conto della non uniforme distribuzione spaziale della velocità all'interno di una stessa sezione trasversale d'alveo. Per la determinazione del suo valore nel caso di una sezione naturale, o comunque irregolare, è necessario conoscere come si suddivide la portata, ossia quanta fluisce nel canale propriamente detto e quanta nelle zone golenali. Viene a questo scopo utilizzata l'equazione di Manning:

$$V = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (\text{Eq.5})$$

$$Q = VA = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (\text{Eq.6})$$

Ponendo quindi:

$$K = \text{trasporto} = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (\text{Eq.7})$$

si ha che:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (\text{Eq.8})$$

che viene scritta per ognuna delle i-esime sezioni considerate.

In HEC-RAS, il raggio idraulico R di una subarea è calcolato dividendo l'area per il perimetro bagnato. Il confine d'acqua immaginario tra due subaree viene trascurato.

Tramite alcuni passaggi si trova che:

$$\alpha = \frac{(\sum A_i)^2 (\sum K_i^3 / A_i^2)}{(\sum K_i)^3} \quad (\text{Eq.9})$$

A.3.2 Distribuzione delle pressioni in una sezione trasversale

Come già detto, una delle ipotesi di base nel calcolo del profilo da parte di HEC-RAS è la distribuzione idrostatica delle pressioni. Si può assumere che la pressione sia idrostatica in un fluido in movimento se le linee di corrente sono essenzialmente dritte e parallele. La maggior parte dei canali naturali con moto gradualmente vario rispetta queste condizioni, non rispettate invece nel caso di moto rapidamente vario.

A.3.3 Calcolo dei profili idraulici

Il calcolo dei profili idraulici avviene in due fasi tra loro intimamente collegate: bilancio dell'energia e conseguente calcolo del profilo.

A.3.3.A Bilancio dell'energia

La perdita di energia fra due sezioni trasversali, prese perpendicolarmente al flusso, è la base per il calcolo del profilo idraulico. L'energia totale, in termini di altezza, è uguale alla somma dei contributi dovuti alla quota, alla pressione e al termine cinetico. Se θ rappresenta la pendenza del fondo si ha che:

$$E = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Eq.10})$$

Il termine $\cos \theta$ è comunemente assunto uguale a 1 per canali naturali. Si può comprendere come comunque si compia un errore molto basso imponendo questa semplificazione considerando che per una pendenza di fondo di 1:10, molto elevata, $\cos \theta$ è uguale a 0.99. L'errore compiuto in questo caso, definibile estremo, considerandolo uguale a 1 è del 1%, e quindi, nel complesso, trascurabile.

Con riferimento all'equazione dell'energia appena scritta, si può riscriverla nel caso sia applicata tra due sezioni:

$$Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_e \quad (\text{Eq.11})$$

o in altri termini:

$$E_1 = E_2 + h_e \quad (\text{Eq.12})$$

L'energia totale nella sezione di monte H_1 è quindi uguale all'energia della sezione di valle H_2 più il termine di perdita di energia h_e . Questa equazione è usata in successione da HEC-RAS spostandosi per passi da una sezione all'altra, calcolando il profilo idraulico.

A.3.3.B Perdite di energia

In HEC-RAS la perdita totale di energia h_e è considerata composta da due componenti: una componente di attrito h_f , dovuta alla scabrezza delle superfici e calcolata secondo l'equazione di Manning, e una componente h_o , che rappresenta le altre perdite, soprattutto dovute a contrazioni ed espansioni.

Il programma determina se il flusso è in contrazione o espansione sottraendo il termine cinetico $V^2/2g$ alla sezione a valle dal termine cinetico alla sezione a monte. Se la differenza risulta un numero negativo, il moto è di contrazione, se positivo è di espansione. Il programma, sulla base di questo controllo, applica un coefficiente appropriato.

Se consideriamo ora un tratto di canale, la pendenza S_f della linea dell'energia in corrispondenza a una determinata sezione può essere determinata con l'equazione di Manning, inserendo la quota del pelo libero, la portata, il coefficiente di rugosità n e la geometria della sezione. L'energia persa a causa dell'attrito tra le sezioni a monte e a valle è calcolata con il seguente integrale:

$$\int_{x_2}^{x_1} S_f dx = \bar{S}_f L \quad (\text{Eq.13})$$

dove f è la perdita specifica per attrito e L è la lunghezza del tratto in esame.

Un'approssimazione delle perdite per attrito h_f può essere ottenuta moltiplicando il termine f per la lunghezza L del tronco tra le due sezioni.

Ci sono quattro equazioni in HEC-RAS per l'approssimazione delle perdite tra due sezioni e sono le seguenti:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad \text{trasporto medio} \quad (\text{Eq.14})$$

$$\bar{S}_f = \frac{\sqrt{S_{f_1} + S_{f_2}}}{2} \quad \text{attrito specifico medio} \quad (\text{Eq.15})$$

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f_1} * S_{f_2}} \quad \text{media geometrica attrito specifico} \quad (\text{Eq.16})$$

$$\bar{S}_f = \frac{2 S_{f_1} * S_{f_2}}{S_{f_1} + S_{f_2}} \quad \text{media armonica attrito specifico} \quad (\text{Eq.17})$$

se nessuna di queste viene espressamente scelta in fase di setup dell'applicazione, il modello utilizza la prima delle quattro.

A.3.4 Standard step method

Per illustrare il metodo "standard step method" utilizzato da HEC-RAS si possono descrivere i passi necessari per il calcolo del profilo relativo a condizioni di moto subcritico con l'equazione dell'energia.

Si suppongano quindi due sezioni di cui si conosca la quota della superficie della sezione di valle; il problema che si vuole risolvere è la conoscenza della quota corrispondente alla sezione di monte.

Si può quindi scrivere il bilancio dell'energia fra le sezioni U di monte e D di valle:

$$WS_u + \frac{a_u V_u^2}{2g} = WS_d + \frac{a_d V_d^2}{2g} + h_e \quad (\text{Eq.18})$$

$$WS_u = Z_u + y_u \quad (\text{Eq.19})$$

$$WS_d = Z_d + y_d \quad (\text{Eq.20})$$

Assumendo che la geometria delle sezioni sia nota, i termini incogniti dell'equazione sono WS_u , V_u e h_e . V_u è desumibile direttamente dal valore di WS_u , per cui le incognite possono essere ridotte a due. Con due incognite è necessaria una seconda equazione, riguardante le perdite di energia ed espressa da $h_e = h_f + h_o$, per poter ottenere una soluzione. L'irregolarità dei canali naturali richiede una ricerca della soluzione di tipo "trail and error", per successivi tentativi.

I passi attraverso cui avviene il calcolo sono i seguenti.

Viene supposta una quota di pelo libero per la sezione di monte. Un primo tentativo può essere fatto imponendo la pendenza della linea dell'energia pari alla pendenza del tronco d'alveo; quindi, $DWS = (Q/K)^2 L$, dove DWS rappresenta la variazione nella quota del pelo libero, Q è la portata, K il termine di trasporto e L la distanza dalla sezione a monte;

Sulla base della quota di pelo libero assunta e della geometria della sezione, vengono determinati i termini cinetico e il trasporto totale per la sezione a monte;

Con i valori calcolati del termine cinetico e di trasporto del passo 2, viene calcolato il valore di h_e ;

Con il valore calcolato di h_e , viene calcolata l'altezza di pelo libero della sezione a monte utilizzando l'equazione dell'energia;

Viene fatto un confronto fra il valore calcolato al passo 4 e il valore impostato al passo 1. Se la differenza non è inferiore a una prefissata tolleranza, il ciclo riprende cambiando il valore al passo 1. Questa tecnica richiede tempi di elaborazione brevissimi e non incontra problemi di convergenza nemmeno in presenza di discontinuità geometriche o idrauliche (passaggio tra regime di moto subcritico e supercritico).

APPENDICE B – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW

Il modello idraulico TUFLOW per lo studio della propagazione delle onde di piena è prodotto da WBM Oceanics Australia (<http://www.tufLOW.com/>).

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 .

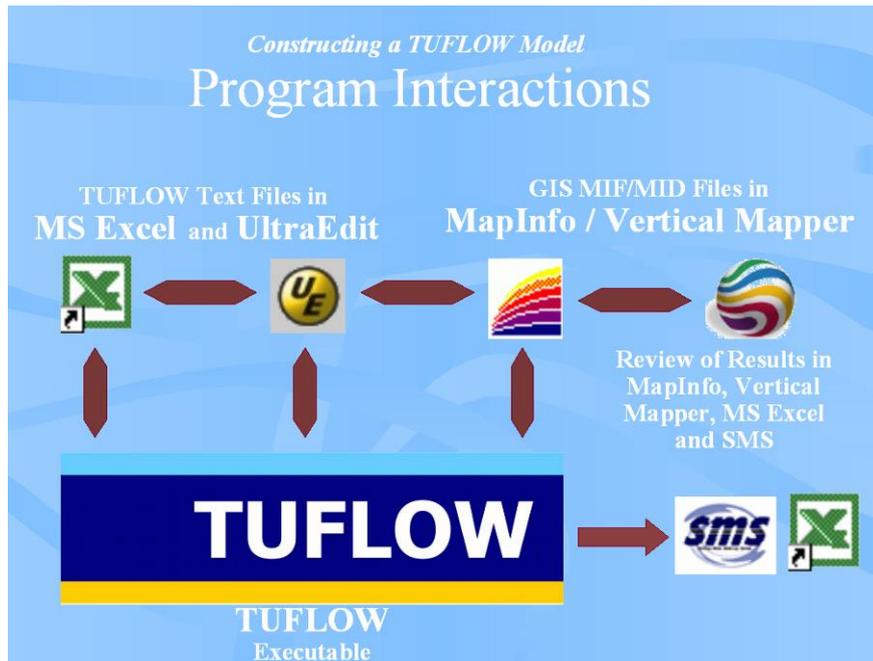


Figura 1– Schema delle interazioni tra i programmi utilizzati

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.

B.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.

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

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

della quantità di moto x)

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

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.

Le celle di calcolo sono composte da 11 punti di calcolo ciascuna, un punto ZC per il calcolo del livello idrometrico, 2 punti ZU per calcolo delle velocità lungo x, 2 punti ZV per le velocità lungo y e 4 punti ZH con significato esclusivamente grafico per la restituzione dei risultati (Figura 2, Figura 3)

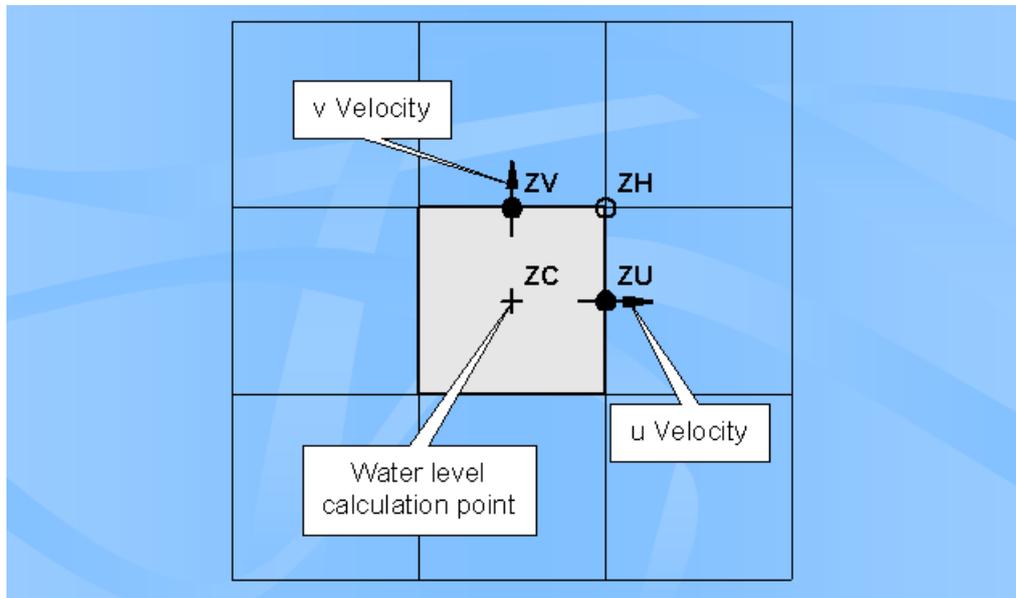


Figura 2 – Schema di una cella di TUFLOW

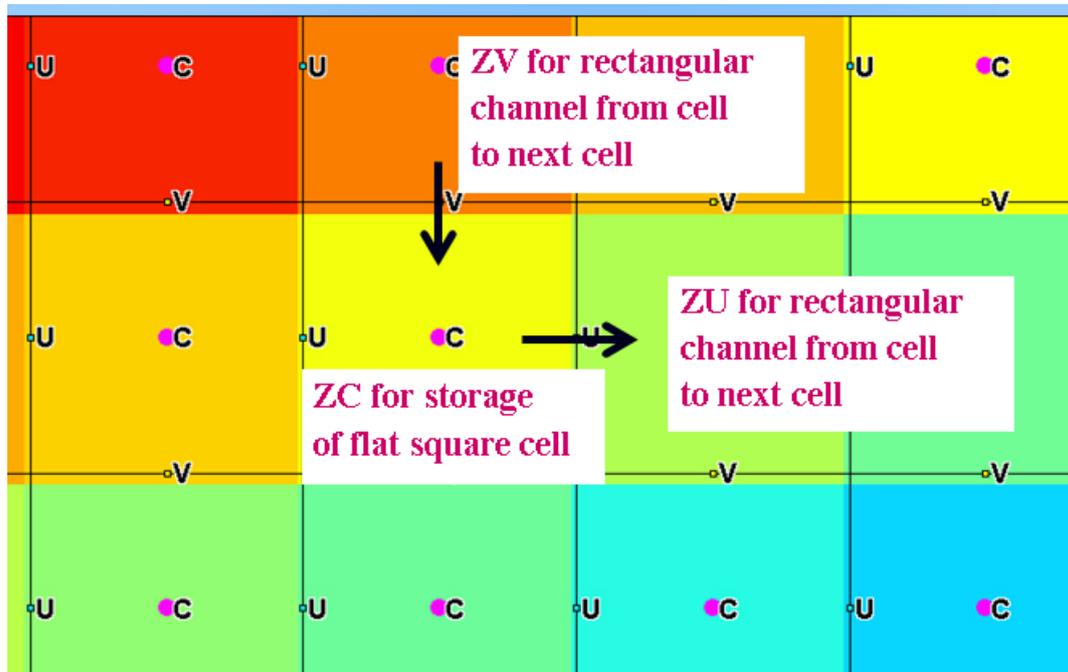


Figura 3 – Link tra le celle

B.2 ESTRY

ESTRY è un potente programma a moto vario adatto per la modellazione matematica di flussi e maree (e/o moti ondosì). 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.

B.3 Accoppiamento dei modelli

TUFLOW risolve simultaneamente la rete monodimensionale (mediante ESTRY) e uno o più domini bidimensionali fornendo un'accurata simulazione idrodinamica dei fenomeni di piena e dell'allagamento delle aree adiacenti ai corsi d'acqua.

Il modello fornisce inoltre informazioni non solo sui volumi esondati e sulle altezze d'acqua raggiunte sul piano campagna, ma anche la stima delle velocità raggiunte durante il fenomeno alluvionale e dei tempi di sussistenza della piena.

In particolare la modellazione dell'alveo del corso d'acqua avviene secondo uno schema monodimensionale implementato in ESTRY.

In questo modo le caratteristiche dell'alveo di morbida sarà rappresentato con la necessaria precisione laddove una modellazione bidimensionale pura comporterebbe una perdita di informazioni significativa (figura 2).

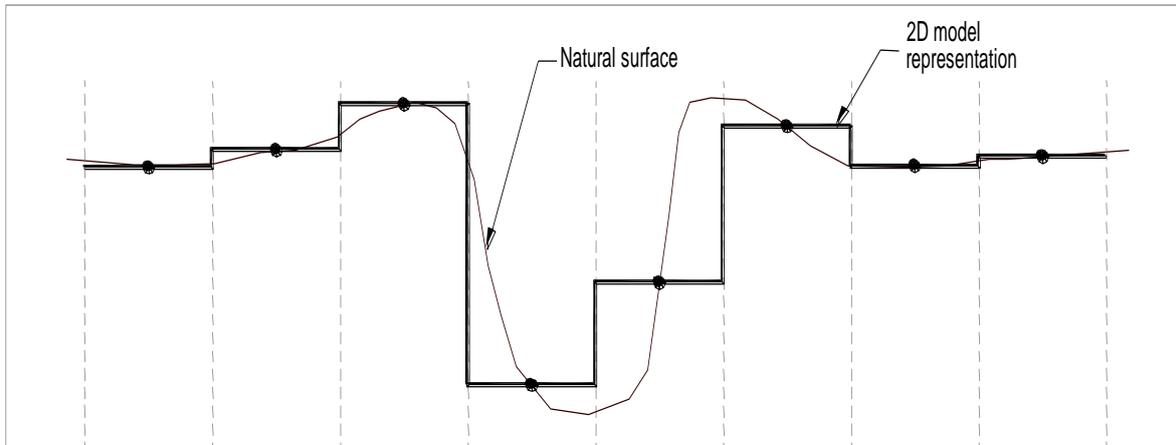


Figura 2 - Esempio di una rappresentazione bidimensionale poco accurata di un corso d'acqua

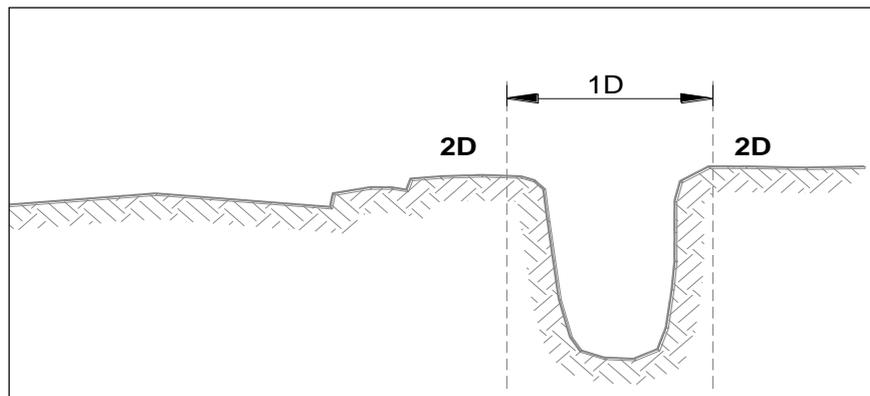


Figura 3– Esempio di modellazione mono-bidimensionale

Nel caso in cui la capacità di deflusso dell'alveo schematizzato in modo monodimensionale si dimostrasse insufficiente a contenere la portata in arrivo, mediante opportuni link il volume in eccesso viene trasferito, istante per istante, al territorio latistante che viene rappresentato attraverso uno schema a griglia ricavato da opportune elaborazioni condotte sul DTM. Il deflusso attraverso tali aree viene calcolato dal modello TUFLOW, bidimensionale puro. In Figura 4 sono riportati gli schemi dei possibili meccanismi di link per l'accoppiamento dei due modelli (1D/2D).

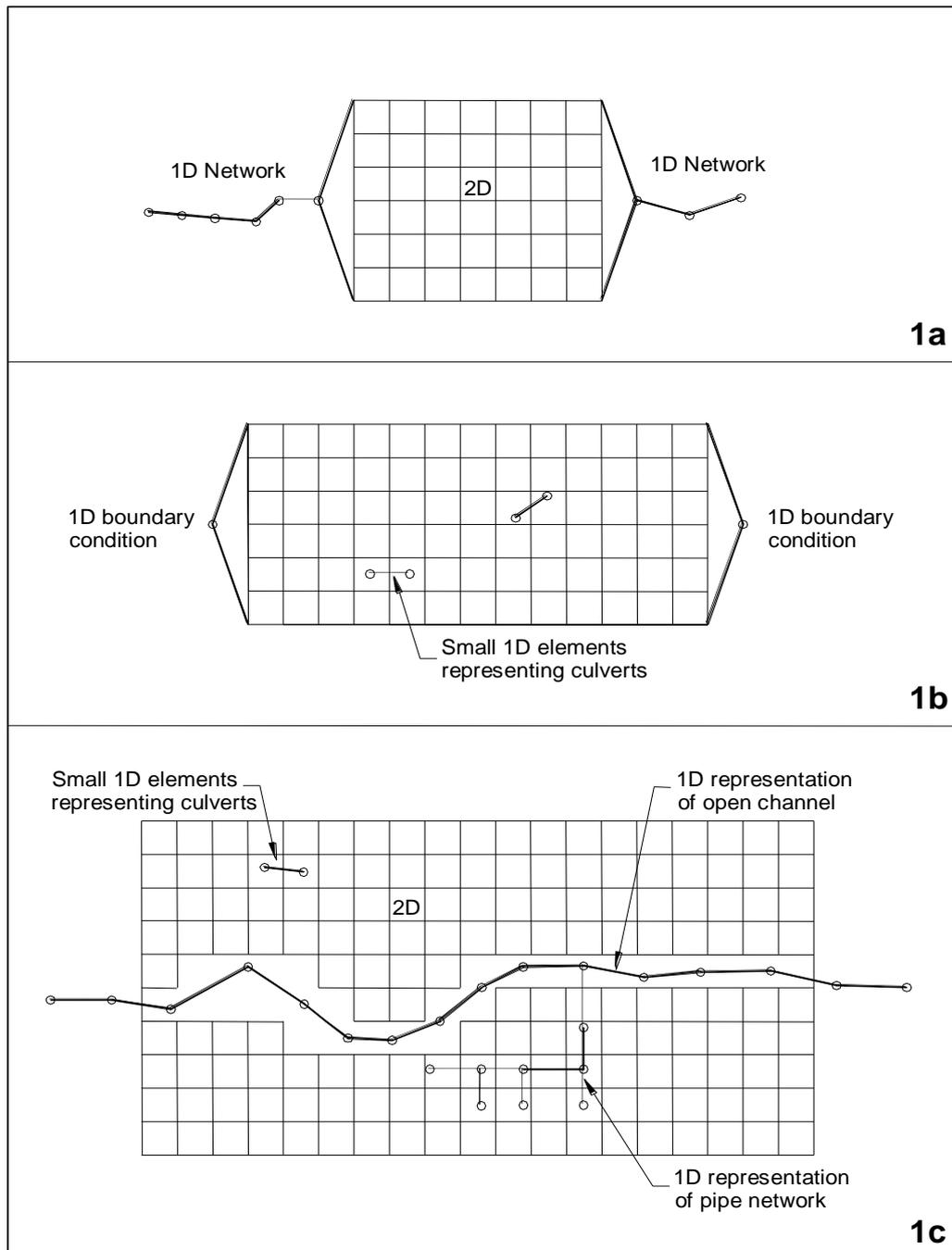


Figura 4 – Schemi di link tra il modello bidimensionale TUFLOW ed il modello monodimensionale ESTRY

B.4 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.

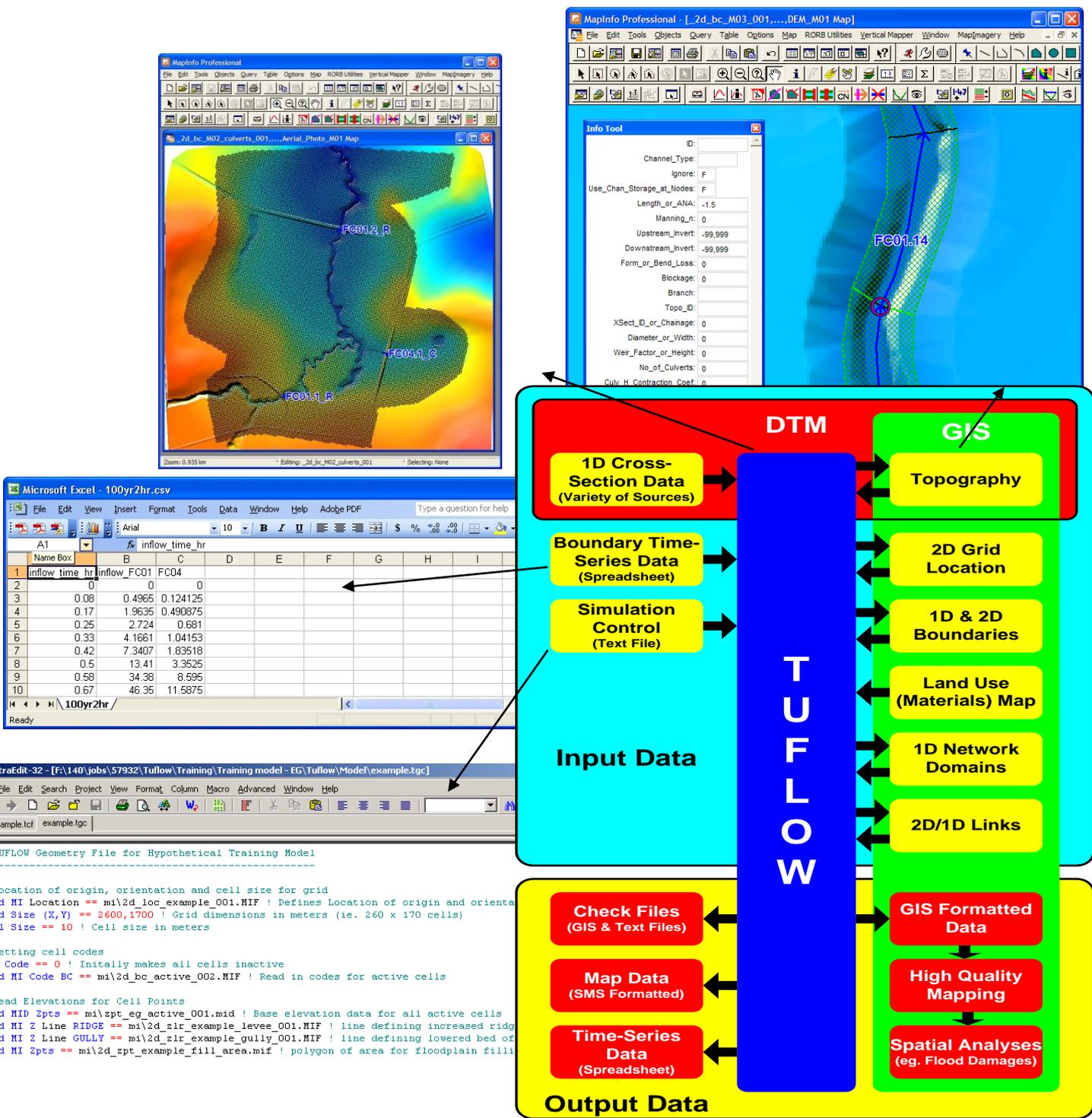


Figura 6– Struttura del software

B.5 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

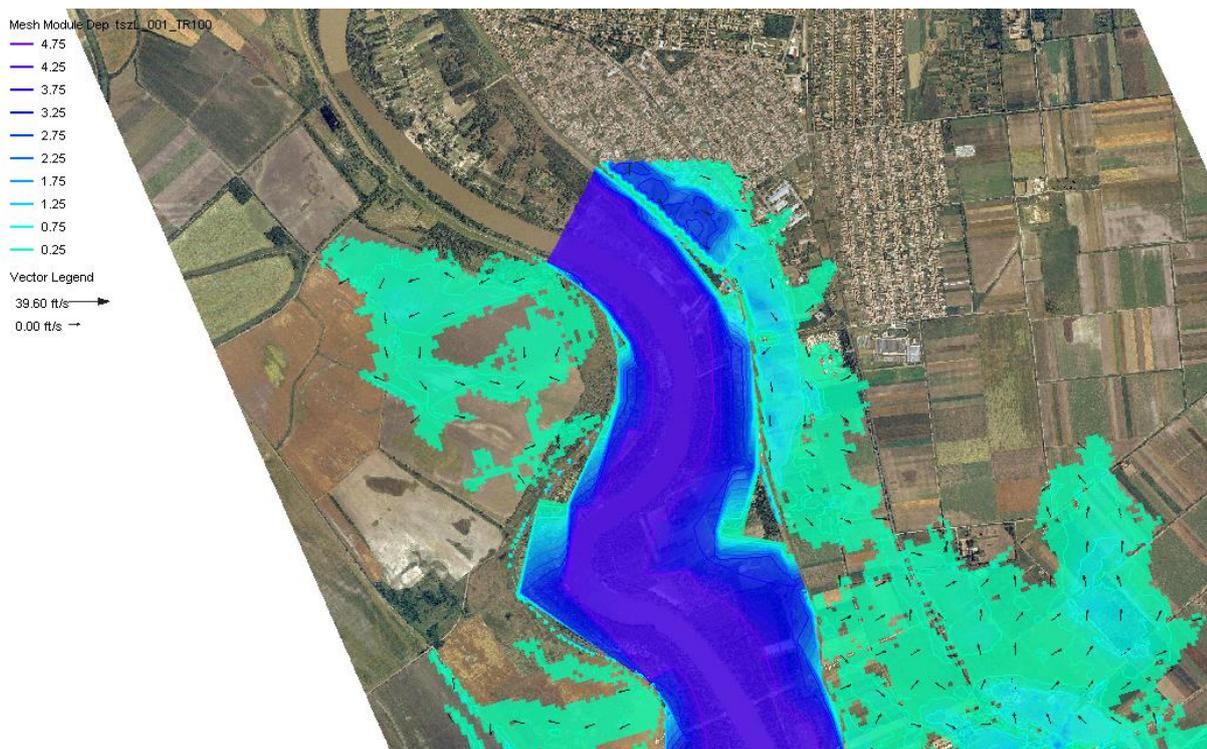


Figura 7 Esempio di visualizzazione dei risultati di simulazione idraulica mono-bidimensionale¹

B.6 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.

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)
G1409_r01_01_Relazione_tecnica.docx

Regno Unito: TUFLOW è il software di modellazione del flusso e delle piene più utilizzato nel Regno Unito, come evidenziato nella seguente figura tratta da un'indagine dalla UK Environmental Agency del 2010.

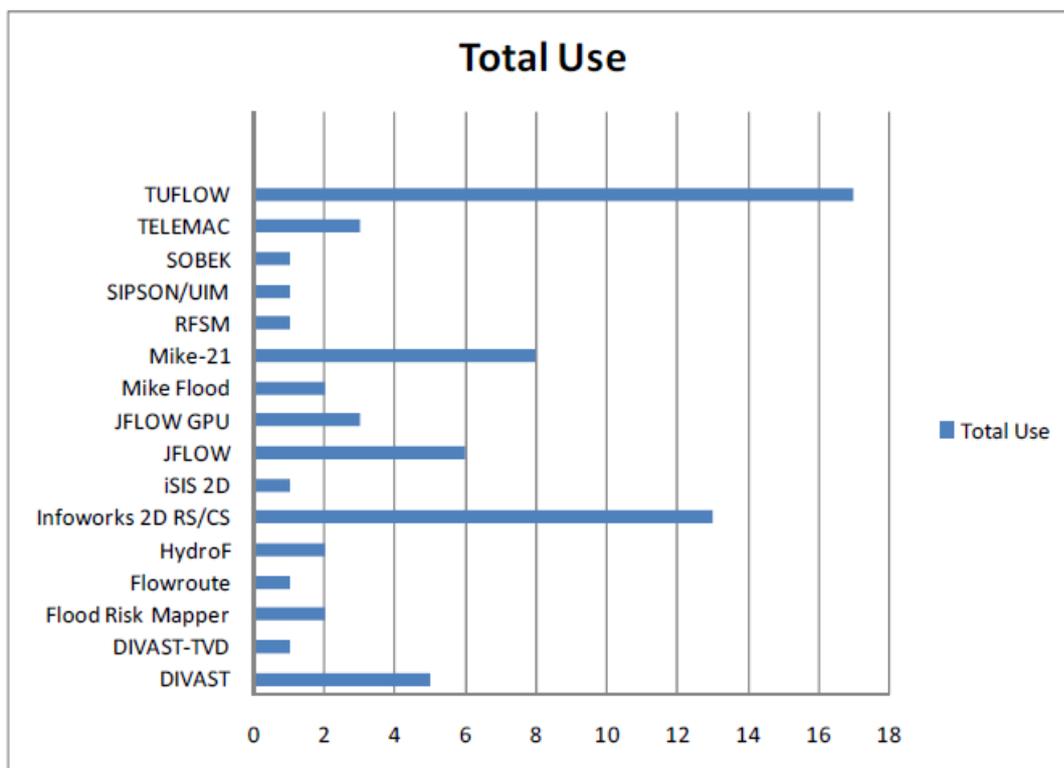


Figure 3.1: Number of respondents using each 2D flood inundation modelling package identified by questionnaire survey

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.

B.7 BIBLIOGRAFIA

Molte pubblicazioni sono disponibili nel sito

http://www.tuflow.com/Downloads_Publications.htm

in particolare, le più significative sono di seguito elencate:

1. <http://www.tuflow.com/Downloads/Dynamically%20Linked%20D%20and%20I%20Hydrodynamic%20Modelling,%20Syme,%201991.pdf>
2. <http://www.tuflow.com/Downloads/Flow%20Through%20an%20Abrupt%20Constriction%20-%20D%20Hydrodynamic%20Performance%20and%20Influence%20of%20Spatial%20Resolution,%20Barton,%202001.pdf>
3. <http://www.tuflow.com/Downloads/Modelling%20of%20Bends%20and%20Hydraulic%20Structures%20in%20a%20D%20Scheme,%20Syme,%202001.pdf>
4. <http://www.tuflow.com/Downloads/TUFLOW%20Validation%20and%20Testing,%20Huxley,%202004.pdf>
5. <http://www.tuflow.com/Downloads/Modelling%20Flood%20Inundation%20of%20Urban%20Areas%20in%20the%20UK,%20Syme,%202004.pdf>
6. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.02%20-%20Meeting%20the%20Challenge%20in%20Newcastle,%20Syme%20and%20Gibbins.Lismore.pdf>
7. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.05%20-%20Bruce%20Highway%20Eudlo%20Ck%20Hydraulic%20Investigations%20-%20A%20Turning%20Point.Syme.ASFPM%202006.pdf>
8. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.05%20-%20D%20or%20Not%20D%20-%20An%20Australian%20Perspective.Syme.UK%20DEFRA%202006.pdf>
9. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2008.09%20-%20D%20Modelling%20Approaches%20for%20Buildings%20and%20Fences.Syme.pdf>

B.8 - VALIDAZIONE

I test eseguiti dalla UK Environmental Agency sui vari software di modellazione idraulica disponibili sul mercato sono scaricabili dai seguenti link:

<http://publications.environment-agency.gov.uk/pdf/SCHO0510BSNO-e-e.pdf>

<http://publications.environment-agency.gov.uk/PDF/SCHO0510BSNP-E-E.pdf> (sintesi)

e nel recente aggiornamento datato 2012:

<http://www.tuflow.com/Download/Publications/2012.06%20UK%20EA%20D%20Benchmarking%20Results.TUFLOW%20Products.pdf>

Raggruppamento temporaneo
Dott.Ing. Gaspare Andreella Feltre (BL)
Dott.Geol. Alessandro Pontin, Feltre (BL)
Dott.Ing. Giorgio Tosato Sospirolo (BL)

Viale Pedavena 46, 32302 Feltre (BL) – tel. e fax 0439302404
email info@studioandreella.com