



COMUNE DI SEDICO

Comune di Sedico Piazza della Vittoria n.21 - 32036 Sedico (BL) P.Iva IT 00176800258

**PIANO DI ASSETTO DEL TERRITORIO (PAT)
DEL COMUNE DI SEDICO**
Valutazione di Compatibilità Idraulica (D.G.R.V. 2948/2009)

ELABORATO N.
8

TITOLO

SCALA
-

RELAZIONE COMPATIBILITA' IDRAULICA

CODICE DOCUMENTO
G1716_R08_01

FILE
G1716_R08_01.pdf

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Gaspare Andreella
Viale Pedavena 46 - 32032 Feltre (BL)
tel. e fax 0439 302404
P.IVA 03796730285
email gaspare.andreella@studioapi.it
web <https://www.studioapi.it>

3	Gennaio 2021	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI	G. Andreella	G. Andreella	G. Andreella
2	Settembre 2020	INTEGRAZIONI CTP	G. Andreella	G. Andreella	G. Andreella
1	Settembre 2018	INTEGRAZIONI	G. Andreella	G. Andreella	G. Andreella
0	Luglio 2018	PRIMA EMISSIONE	G. Andreella	G. Andreella	G. Andreella
REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	5
2	CONTENUTI DELLO STUDIO	7
2.1	Obiettivi.....	7
2.2	Struttura.....	7
2.3	Integrazioni Genio Civile di Belluno.....	9
3	DESCRIZIONE DELLO STUMENTO URBANISTICO	10
4	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI	10
4.1	Inquadramento generale	11
4.2	Caratteristiche idrologiche	13
4.3	Caratteristiche delle reti fognarie e della rete idraulica ricettore	16
4.4	Caratteristiche geologiche geomorfologiche e litologiche	18
5	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE DEL TERRITORIO ..	19
5.1	Inquadramento generale	19
5.2	Idrografia della zona settentrionale.....	23
5.3	Idrografia della zona centrale.....	24
5.4	Idrografia della zona meridionale.....	26
5.4.1	Rete idrografica di competenza del T. Cordevole.....	27
5.4.2	Rete idrografica di competenza del T. Gresal e del Piave.....	35
5.5	Caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici.....	39
6	ANALISI IDROLOGICA.....	42
6.1	Metodologia di analisi	42
6.1.1	Il metodo del Curve Number	43
6.1.2	Il modello di Nash	44
6.1.3	Il deflusso profondo	45
6.2	Determinazione delle piogge critiche di assegnata frequenza	46
6.2.1	Curve di possibilità pluviometrica.....	46
6.3	Trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi.....	48
6.3.1	Valutazione del Curve Number	48
6.3.2	Il fattore di scala e di forma nel modello di Nash	48
6.3.3	Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici	49
6.4	Determinazione degli idrogrammi di piena del fiume Piave e del torrente Cordevole.....	58
7	ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEL BACINO DEL T.LANDRISIO	63
7.1	Base topografica.....	63
7.2	Determinazione della portata del Torrente Landrisio.....	63
7.2.1	Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox	65
7.2.2	Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.....	71
7.2.3	Determinazione della mappa del CN	78
7.2.4	Determinazione dell'idrogramma liquido per assegnato tempo di ritorno.....	79
7.2.5	Ricostruzione degli idrogrammi dell'evento 7 Luglio 2017	83
8	ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEI BACINI DEL RIO SALSA E DEL RIO FONTANA	88
8.1	Base topografica.....	88
8.2	Determinazione delle portate	88
8.2.1	Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox	90

8.2.2	Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.....	97
8.2.3	Determinazione della mappa del CN in funzione delle pendenze del terreno.....	102
8.2.4	Determinazione dell'idrogramma liquido	105
8.2.5	Determinazione dell'idrogramma per l'evento di pioggia del 30 Giugno – 1Luglio 2017	107
9	ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEL BACINO DEL T.GRESAL .	109
9.1	Base topografica.....	109
9.2	Determinazione della portata del Torrente Gresal.....	109
9.2.1	Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox	111
9.2.2	Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.....	115
9.2.3	Determinazione della mappa del CN	122
9.2.4	Determinazione dell'idrogramma liquido per assegnato tempo di ritorno.....	124
10	TRASPORTO SOLIDO.....	127
10.1	Alimentazione solida di versante	127
10.2	Capacità di trasporto solido.....	128
10.3	Quantificazione del trasporto solido.....	130
10.3.1.1	Val Clusa	130
10.3.1.2	Val Vescovà.....	132
10.3.1.3	Valle Mulini	134
10.3.1.4	Valle di Piero	136
10.3.1.5	Val Greva.....	138
10.3.1.6	Val Tirone.....	140
10.3.1.7	Rio Salega	142
10.3.1.8	Rio Landris.....	144
10.3.1.9	Torrente Gresal	146
11	PERICOLOSITA' IDRAULICA.....	149
11.1	Il concetto di rischio.....	149
11.2	Il Piano di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione (PAI-4 bacini)	150
11.3	Il Piano di Protezione Civile	155
11.4	Studio idraulico del fiume Piave	159
11.4.1	Modello bidimensionale.....	159
11.4.2	Scabrezza.....	160
11.4.3	Condizioni al contorno.....	160
11.4.4	Risultati ottenuti	160
11.5	Studio idraulico del torrente Cordevole.....	162
11.5.1	Modello bidimensionale.....	162
11.5.2	Scabrezza.....	162
11.5.3	Condizioni al contorno.....	162
11.5.4	Risultati ottenuti	164
11.6	Studio idraulico del sistema Rio Salsa e Rio Fontana.....	167
11.6.1	Modello bidimensionale.....	167
11.6.2	Modello monodimensionale	168
11.6.3	Accoppiamento dei modelli.....	169
11.6.4	Scabrezza.....	170
11.6.5	Condizioni al contorno.....	171
11.6.6	Risultati ottenuti	172
11.6.6.1	Taratura del modello idraulico (evento del 31 Giugno – 1 Luglio 2016)	172
11.6.6.2	Stato di fatto	174
11.7	Studio idraulico del Torrente Landrisio	175
11.7.1	Modello bidimensionale.....	175

11.7.2	Modello monodimensionale	176
11.7.3	Accoppiamento dei modelli.....	177
11.7.4	Scabrezza.....	178
11.7.5	Condizioni al contorno	179
11.7.6	Risultati ottenuti	180
11.7.6.1	Stato di fatto	180
11.7.6.2	Interventi previsti.....	182
11.8	Studio idraulico del T. Gresal.....	183
11.8.1	Modello bidimensionale.....	183
11.8.2	Scabrezza.....	185
11.8.3	Condizioni al contorno	186
11.8.4	Risultati ottenuti	186
11.9	Studio idraulico Via Belluno.....	189
11.9.1	Modello bidimensionale.....	189
11.9.2	Modello monodimensionale	190
11.9.3	Accoppiamento dei modelli.....	190
11.9.4	Scabrezza.....	191
11.9.5	Condizioni al contorno	191
11.9.6	Risultati ottenuti	191
12	DESCRIZIONE DELI INTERVENTI.....	193
13	APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA.....	198
13.1	Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato	199
13.2	Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio.....	204
14	MISURE DI COMPENSAZIONE	210
14.1	Prescrizioni generali.....	210
14.2	Interventi di mitigazione del rischio idraulico.....	211
14.2.1	Rio Salsa e Rio Fontana	211
14.2.2	Rio Landrisio	214
14.2.3	Torrente Gresal	215
14.2.4	Val Marcona.....	219
14.2.5	Via Belluno – Via San Felice	220
14.2.6	Via Belluno – Zona Industriale.....	221
14.3	Prescrizioni relative alle aree a pericolosità idraulica e alle aree fluviali.....	222
14.3.1	Disposizioni comuni.....	222
14.3.2	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica molto elevata (P4)	223
14.3.3	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica elevata (P3)	225
14.3.4	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica media (P2)	226
14.3.5	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica moderata (P1) classificate dal PAI vigente o nell'ambito del presente PAT	226
14.3.6	Disciplina delle aree fluviali	227
14.3.7	Preesistenze nelle aree fluviali	227
14.4	Principio dell'invarianza idraulica nella redazione dei P.I.....	228
15	CONCLUSIONI	231
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	232

1 PREMESSA

Il nuovo Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Sedico, a seguito dell'entrata in vigore della legge urbanistica regionale (L.R. n.11/2004), andrà a sostituire i vigenti Piani Regolatori Generali. Nell'ambito della redazione dello strumento urbanistico, l'Amministrazione Comunale ha affidato al sottoscritto, Ing. Gaspare Andreella, l'incarico professionale per la redazione della Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI) di PAT.

La presente VCI è stata redatta ai sensi della Delibera della Giunta Regionale del Veneto n. 3637/2002 "Legge 3 agosto 1998, n. 267 – Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico ed idrogeologico. Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici"; e delle successive modifiche ed integrazioni (D.G.R.V. 1322/2006, 1841/2007 e 2948/2009).

Il documento è stato aggiornato ed integrato a seguito della nota dell' U.O. Genio Civile di Belluno del 17/09/2018 prot. 375865, come meglio dettagliato al paragrafo 2.3.

La revisione 02 viene redatta ad integrazione delle indicazioni contenute nel parere della Commissione Tecnica Provinciale (CTP) nr 5 del 26/08/2020.

2 CONTENUTI DELLO STUDIO

2.1 Obiettivi

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

Per perseguire tali obiettivi, è necessario valutare le interferenze che le nuove previsioni urbanistiche possono comportare con l'assetto idrologico ed idraulico del corso/i d'acqua verso il quale sono diretti i deflussi di origine meteorica, con riferimento all'intero bacino idrografico.

La VCI deve quindi mettere in evidenza le criticità che interessano la rete di drenaggio, principale e secondaria, nell'attuale conformazione e valutare le modificazioni previste in seguito all'attuazione del nuovo strumento urbanistico.

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

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

2.2 Struttura

L'elaborato inizia, capitolo 4, con una generale descrizione delle caratteristiche del territorio comunale e dei luoghi di intervento per quanto riguarda il regime idrologico, le caratteristiche geologiche e geomorfologiche nonché la presenza di infrastrutture idrauliche esistenti.

Un' ampia analisi viene invece riservata, al capitolo 5, alla rete idrografica naturale ed artificiale che interessa il comune di Sedico e le zone limitrofe mentre al capitolo 7 vengono riportati gli studi morfologici dei bacini idrografici di interesse per la successiva modellazione idraulica.

Importante il contenuto del capitolo 6 che riguarda l'analisi delle precipitazioni intense che caratterizzano il territorio oggetto di studio e la definizione delle portate di massima piena dei corsi d'acqua caratterizzati da criticità idrauliche individuate sulla base dei contenuti del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI), dell'analisi storica delle informazioni disponibili e delle simulazioni idrauliche effettuate.

Al capitolo 11 vengono analizzate le aree di Pericolosità Idraulica individuate dal PAI nel territorio comunale, del Piano di Protezione Civile nonché i risultati delle modellazioni idrauliche di dettaglio realizzate per i corsi d'acqua secondari per cui la pianificazione non ha già individuato le aree a pericolosità idraulica.

Nel capitolo 12 vengono individuate e descritte le trasformazioni previste dal PAT mentre al capitolo 13 è riportata l'analisi delle trasformazioni previste dal PAT in termini di impermeabilizzazione del terreno, ovvero la citata applicazione del principio dell'invarianza idraulica. Il capitolo 14, infine, contiene le proposte di misure compensative che fanno parte delle norme tecniche di attuazione del PAT.

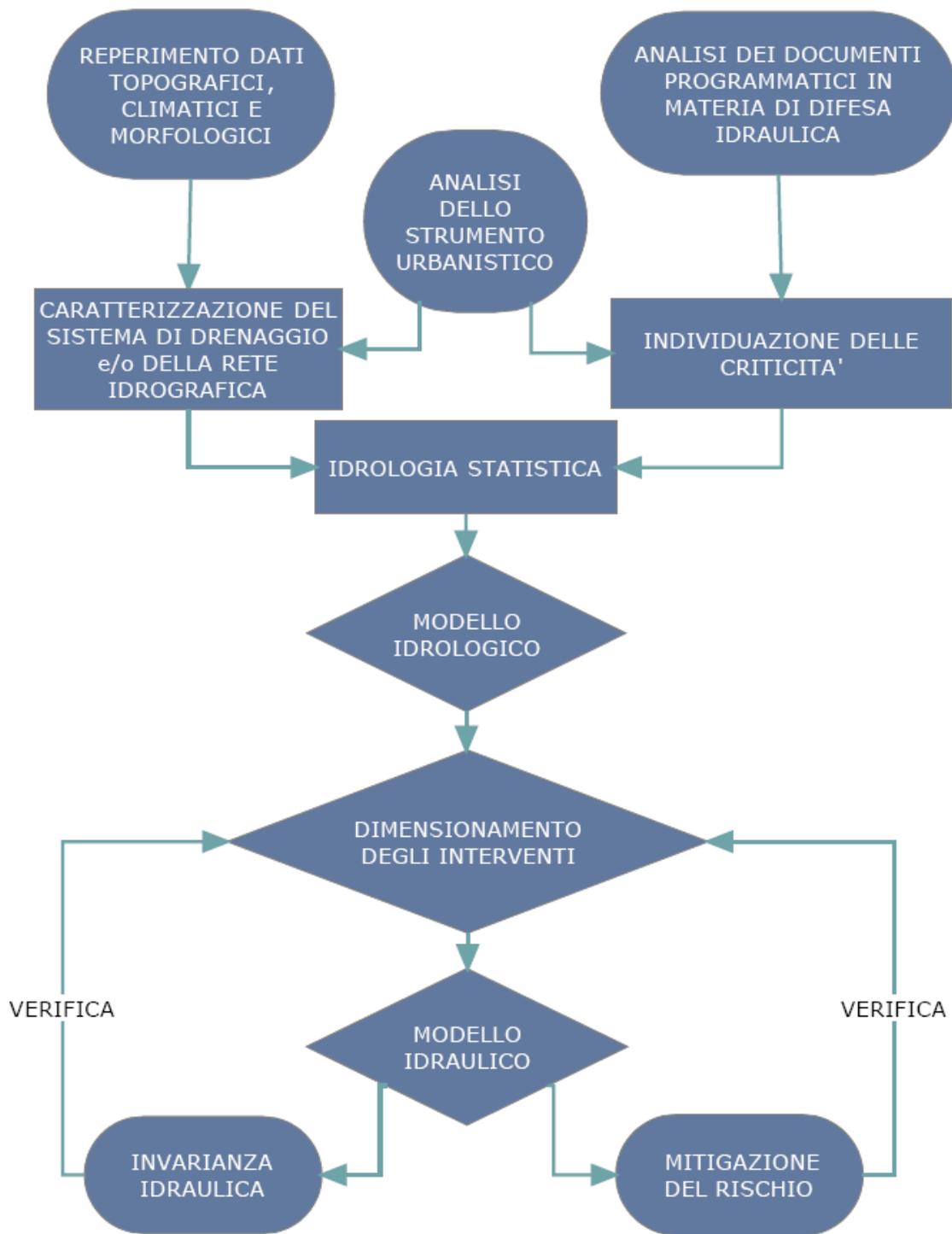


Figura 2-1 – Diagramma di flusso delle attività da svolgere per la redazione di uno studio di compatibilità idraulica (FOIV Ingegneri del Veneto n.34 dicembre 2008 Coccato, Boccato, Andreella)

2.3 Integrazioni Genio Civile di Belluno

La presente relazione è stata aggiornata ed integrata a seguito della nota dell' U.O. Genio Civile di Belluno del 17/09/2018 prot. 375865.

In particolare lo studio è stato integrato con l'analisi idrologica e idraulica della rete maggiore che interessa il territorio del comune di Sedico, ovvero il fiume Piave a sud e il torrente Cordevole ad ovest. Al paragrafo 6.4 si riporta lo studio che ha portato alla definizione degli idrogrammi di piena dei due corsi d'acqua mentre ai paragrafi 11.5 e 11.6 sono riportate le descrizioni dell'analisi idraulica svolta con modello bidimensionale ed i risultati.

Per quanto riguarda le aree allagabili nel territorio del Comune di Sedico da parte del fiume Piave e del torrente Cordevole, in generale già identificate del PAI, esse sono identificate sia all'interno dei paragrafi 11.5 e 11.6 sia all'interno degli elaborati grafici allegati.

A completamento dell'analisi della rete minore è stato analizzato, come richiesto dalla citata nota, la zona posta a sud di Via Belluno. Propedeuticamente alla creazione del modello idraulico per la definizione delle aree di allagabilità, sono stati determinati gli idrogrammi di piena dei rii che interessano, con scolo da nord verso sud, l'area in esame. Tali risultati sono riportati al paragrafo 6.3.3, in particolare si tratta degli idrogrammi numero 13 "Noal" e 14 "Roncada" visibili alla figure *Figura 6-14* e *Figura 6-15*.

La modellazione idraulica dell'area, riportata al paragrafo 11.10, ha evidenziato che l'insufficienza idraulica è individuabile a monte di Via Belluno e che quindi i lotti Liberi 173-177-178-200 non vengono coinvolti dalle acque fuoriuscite dalla rete idraulica.

Infine, in merito alla classificazione della aree a pericolosità idraulica individuate dal PAT e riportate negli elaborati grafici allegati, si evidenzia esse sono dovute a insufficienza del reticolo idrografico minore e quindi caratterizzate da allagamenti di lento rigurgito. Pertanto nelle aree appartenenti al "Consolidato" è stata attribuita la classe P1 caratteristica di tale situazione mentre per ulteriore sicurezza le aree non appartenenti al "Consolidato" sono state classificate con un grado di tutela maggiore pari a P2.

3 DESCRIZIONE DELLO STUMENTO URBANISTICO

Per la descrizione dello strumento urbanistico si rimanda alla relazione di dettaglio.

4 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

Il Comune di Sedico è situato nella parte centrale della provincia di Belluno dove occupa una superficie di 91.5 km² situata tra lo sbocco della Valle Agordina e la Val Belluna.

Il territorio comunale comprende gli abitati di Sedico, Roe Alte, Mas, e Peron.

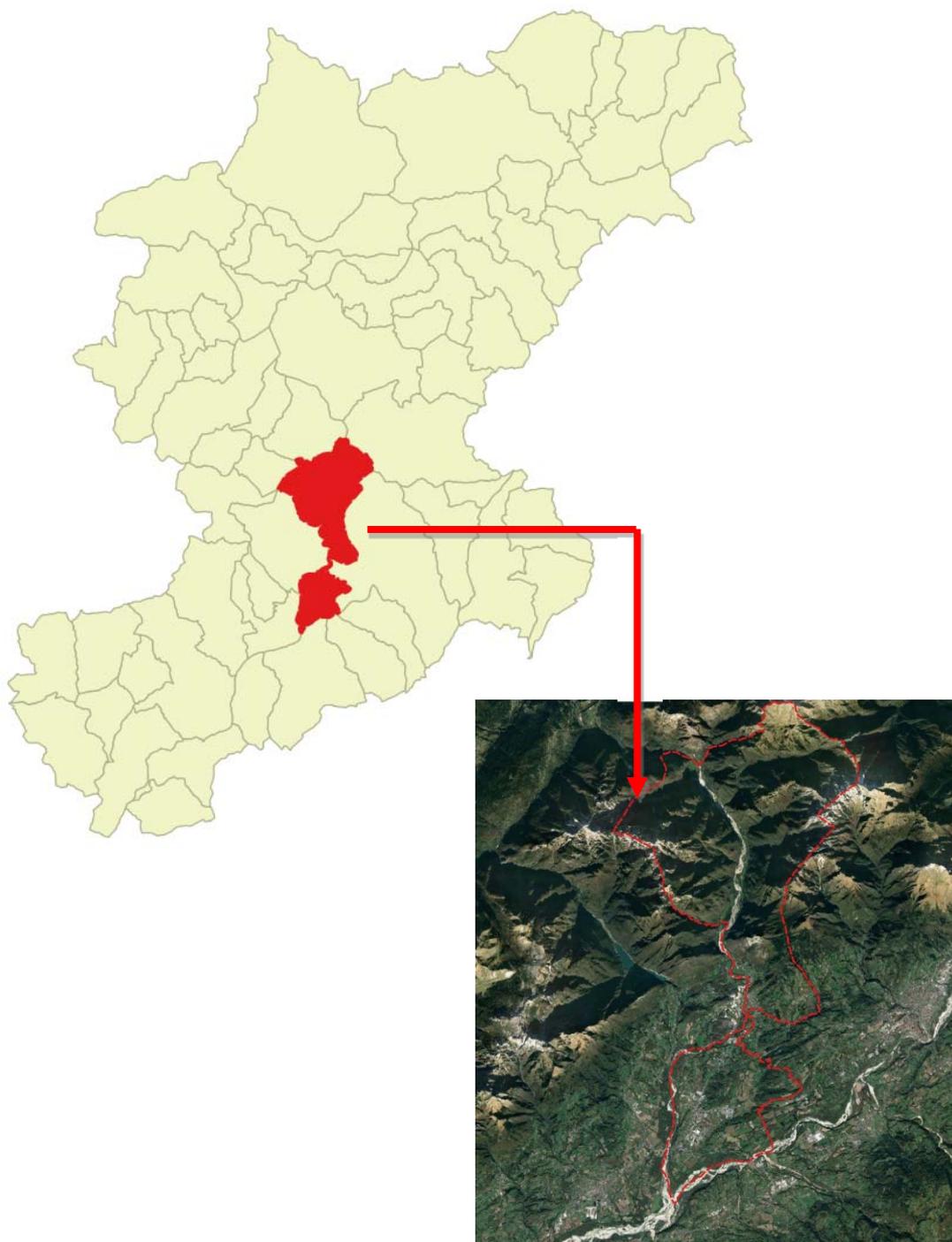


Figura 4-1 – Inquadramento geografico del territorio comunale.

4.1 Inquadramento generale

L'ambito geografico del P.A.T. è ubicato al centro della Val Belluna e occupa una superficie complessiva pari a 91.5 km². Esso confina ad est con i territori comunali di Longarone, Belluno, Limana, Trichiana; a sud-est con il Comune di Mel; a nord con La Valle Agordina; ad ovest con Rivamonte Agordino, Gosaldo, Sospirolo e S. Giustina Bellunese. I principali centri abitati, oltre al capoluogo, sono i seguenti:

- Bribano e Longano a sud, poco a monte della confluenza tra T. Cordevole e F. Piave;
- Landris, Roe, ubicate poco a nord del capoluogo;
- Vignole, Mas, Peron ancora più a nord e in sinistra Cordevole;
- Barp, Bolago, Libano sulle pendici collinari sovrastanti l'abitato di Mas.

Dal punto di vista orografico il territorio di Sedico è delimitato:

- A nord dalla località Muda (470 m s.l.m.), lungo la valle del Cordevole, il confine comunale sale la Valle del Canton dei Pezzi fino alla cima del Monte Talvena (2542 m s.l.m.), scende per forcella di Lavaretta e arriva alla Cima di Nerville (2016 m s.l.m.).
- Da qui il lato est del confine comunale segue il crinale del Monte Schiara (2565 m s.l.m.) fino alla Cima del Burel (2290 m s.l.m.) e della Pala Alta (1930 m s.l.m.). Da qui il confine percorre la valle del Torrente Gresal fino all'abitato di Casoni.
- Il territorio si estende verso sud fino al fiume Piave confinando con i comuni di Limana e Trichiana;
- Verso ovest il confine risale lungo il Torrente Cordevole fino all'abitato di Peron (368 m s.l.m.). Da qui risale lungo il versante destro della Valle Agordina lungo la Val di Salet fino alla cima del Monte Alto (2068 m s.l.m.) e superando i Monti del Sole per poi ridiscendere in fondovalle in località la Muda (470 m s.l.m.).

Importante inoltre sottolineare la presenza di alcuni rilievi contenuti completamente all'interno del territorio comunale:

- Il Monte Peron (1486 m s.l.m.) ubicato sopra l'omonimo abitato e compreso tra la Val Cordevole e la Valle del Gresal;
- Le colline del Bosco di Landris (427 m s.l.m.) sopra Sedico e l'abitato di Landris;

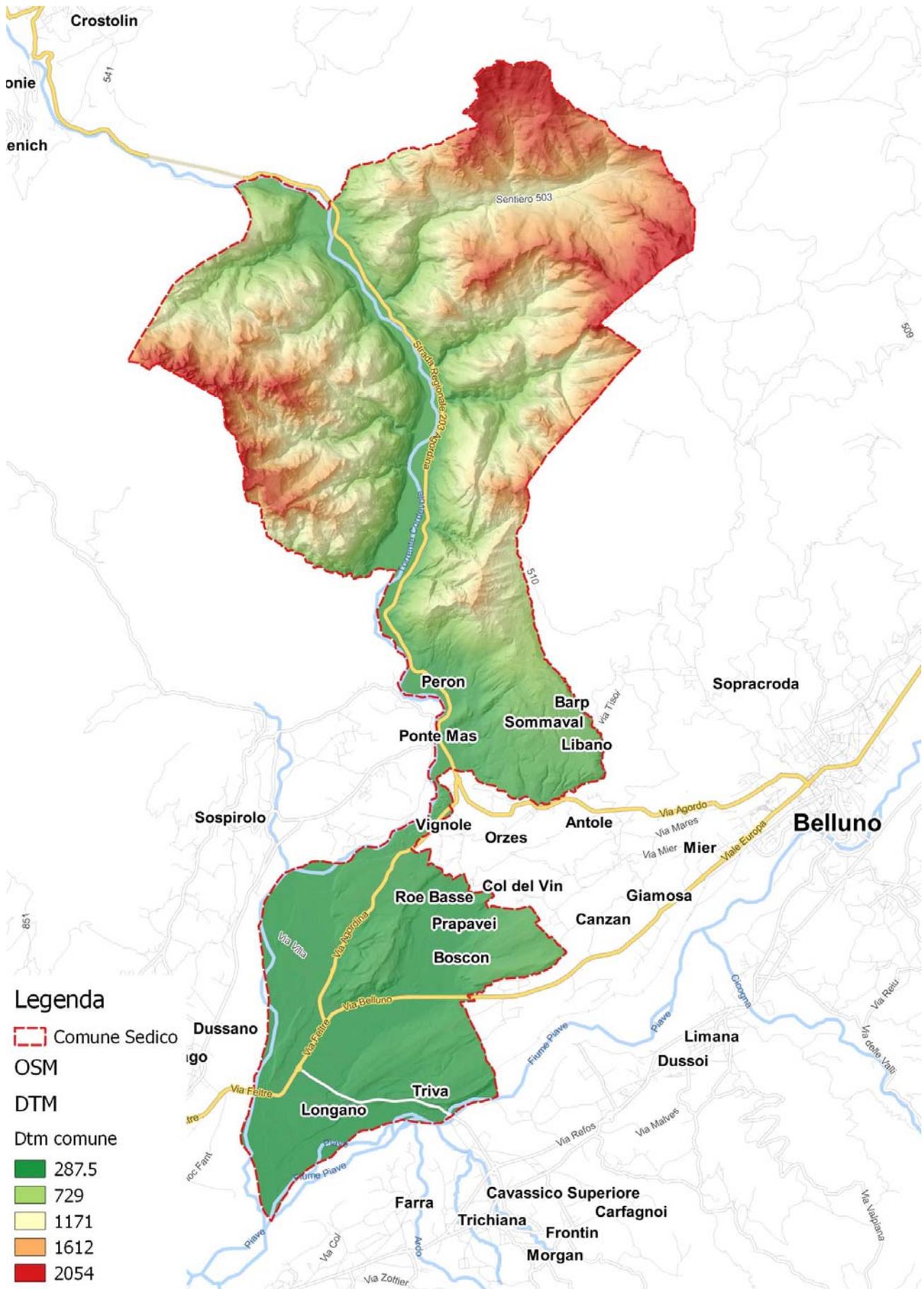


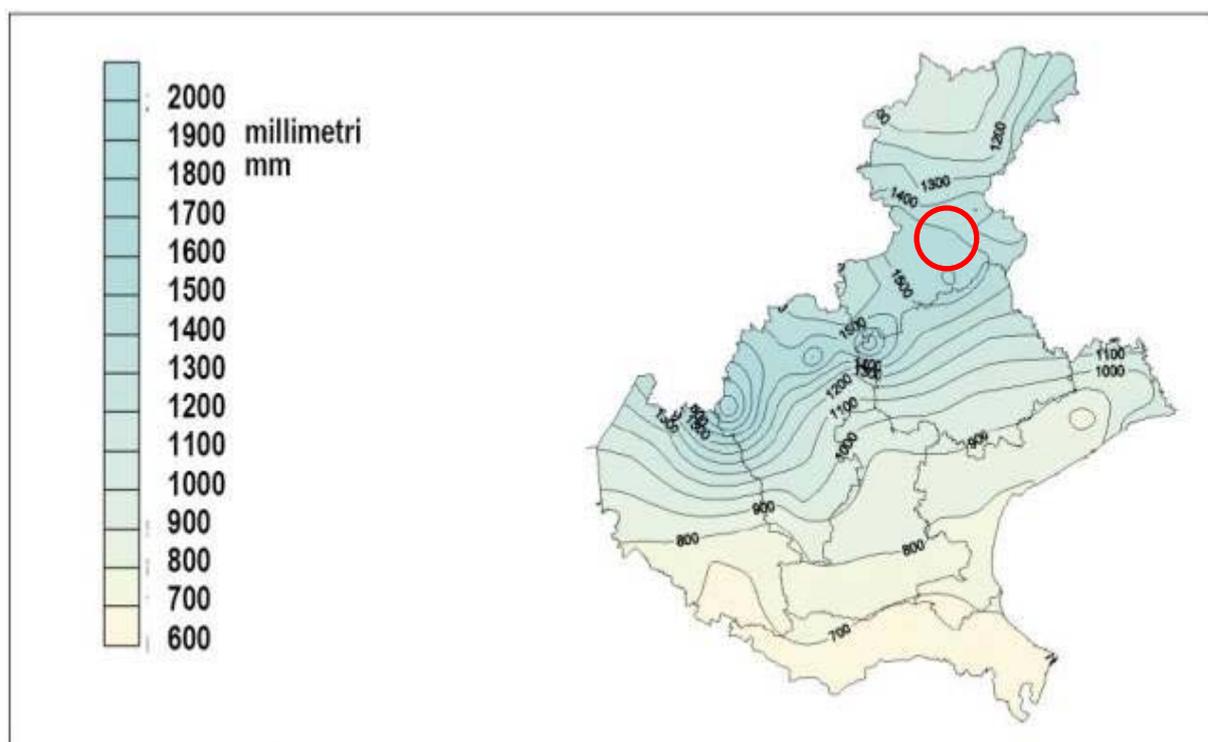
Figura 4-2 – inquadramento geografico area di studio su DTM.

4.2 Caratteristiche idrologiche

Come tutto il resto del bacino del Piave, il territorio oggetto di PAT appartiene a una zona caratterizzata da clima temperato-continentale e umido. Un simile clima lo si può ritrovare anche in altre regioni delle Alpi meridionali, ed è caratterizzato da stagioni piuttosto ben definite, con inverni secchi e freddi (anche se quasi mai rigide) ed estati calde.

Questa zona è caratterizzata da precipitazioni medie annue crescenti nello spazio da NO verso SE, variando dai 1400 mm annui di Santa Giustina ai 1600 di Agordo. Negli anni più piovosi si ha un apporto annuo tra i 1400 e i 2000 mm, cui si contrappongono gli 800 – 1100 mm degli anni nei quali piove di meno. L'analisi degli eventi di precipitazione su questa fascia conferma le caratteristiche generali della regione cui essa appartiene: febbraio si rivela infatti il mese in media meno piovoso, con un apporto tra i 10 e 50 mm, mentre a giugno e novembre si possono raggiungere apporti mensili di 150 – 200 mm.

Come indicato nella seguente Figura 9, l'area di studio è una delle zone dell'alto bacino del Piave, con valori di piovosità media annua di 1600 mm/anno.



(fonte: ARPAV, Centro meteorologico di Teolo)

Figura 4-3 – Carta delle precipitazioni medie annue (ADB Alto Adriatico 1999)

Attualmente tutte le informazioni meteorologiche e climatiche del territorio regionale veneto vengono gestite dal Centro Meteorologico di Teolo dell' Agenzia Regionale per la Prevenzione e protezione Ambientale del Veneto (A.R.P.A.V.).

Il Centro è dotato di una rete di monitoraggio ambientale la cui dislocazione delle stazioni di misura è riportata nella seguente.

L'analisi delle precipitazioni medie è stata svolta utilizzando i dati pluviometrici delle stazioni delle reti di monitoraggio di ARPAV. I dati sono stati reperiti dal sito ARPAV, sezione opendata, per il periodo 1994-2012.

Per quanto riguarda l'area in esame e il territorio comunale le stazioni pluviometriche più prossime sono quelle di Sospirolo (385 m s.l.m.) e Santa Giustina (270 m s.l.m.) e nella zona nord si può prendere a riferimento la stazione di Agordo (585 m s.l.m.).

Di seguito si riporta l'ubicazione ed i dati delle stazioni idrometeorologiche di ARPAV presenti nei pressi del comune di Sedico. Considerando come caratteristica la Stazione di Sospirolo si riportano i dati di precipitazione cumulata mensile nel periodo 1994-2012.



Figura 4-4 – Localizzazione delle stazioni meteo ARPAV rispetto al territorio comunale.

Stazione Pluviometrica	Quota (m s.l.m.)	Precipitazione media annua 1994-2012 (mm)
Agordo	585	1463
Sospirolo	385	1607
S. Giustina	270	1447
Belluno	376	1400
Sant Andrea (Gosaldo)	1250	1669
Soffranco	605	1659

Tabella 1: *Elenco Stazioni Pluviometriche Bacino Idrografico del Piave (fonte: ARPAV).*

STAZIONE ARPAV DI SOSPIROLO (385 m s.l.m.) 1994-2012													
Anno	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC	Somma
1994	138.2	83.2	21.4	143.6	142.4	69	146.6	100.6	340.6	85.4	85.4	33.4	1389.8
1995	46.4	73.2	57.4	146.6	200.4	190.6	117	135.8	251.2	0	44.8	162.2	1425.6
1996	89.4	32	14.6	79.2	218.2	137.2	70.2	206.8	60.4	319.4	304.2	80.4	1612
1997	101	3.6	21.6	80	136.2	364	102	180.2	56.4	13.6	297.8	201.2	1557.6
1998	49.2	18.4	11.4	307	130.8	147.6	137.6	61.4	284.4	243	31	6	1427.8
1999	75.2	7	160.4	226.6	136.8	157.2	159.2	217.8	242.6	165	102.8	61.4	1712
2000	0	9.4	157.6	97.4	184.2	120.4	197.6	124.8	179.4	351.6	577	90.8	2090.2
2001	218.8	26.8	300.4	123.6	109.8	103.8	178.2	198.6	148.6	64	50.8	1.8	1525.2
2002	23.6	111	59.6	181.6	366.6	296.6	219.2	198	280.8	117.8	565.4	68.2	2488.4
2003	61.6	1.2	12.6	99.2	72.2	67	92.6	99.4	43.2	216.6	291.8	119.6	1177
2004	6.6	110.4	107.2	127.4	267	198.4	125.8	131.4	66.4	272	57.4	103.8	1573.8
2005	6.6	15.2	30.8	159.2	103.2	138	205	220.6	171.2	234.8	89	23.8	1397.4
2006	0.4	61	65	177.8	155.4	36.4	60	139.8	107	63.8	18.2	156.8	1041.6
2007	108.6	44.4	131.8	32.6	157.2	135.2	133.8	142.8	117.2	83.6	163.2	3.6	1254
2008	186	55.4	83.4	177.2	216	161.2	184.2	92	142.6	204.8	280.4	329	2112.2
2009	121	172.8	205.8	171.2	40.8	110	168.2	246	132.2	125.6	185.2	191.8	1870.6
2010	62	103	82.2	39.8	271.2	137.8	103	146.8	180.4	201.6	320.2	247	1895
2011	40.8	45.4	122	20.6	109.2	197.8	109.6	81	198.2	164.8	147.6	43	1280
2012	14.2	6	32.4	220.4	169.6	121.4	197.8	87	207.6	198.2	399.4	56.4	1710.4
Medio mensile	71	51.5	88.3	137.4	167.7	152.1	142.5	147.9	169	164.5	211.1	104.2	1607.4

Tabella 2: Dati di precipitazione stazione di Sospirolo – ARPAV.

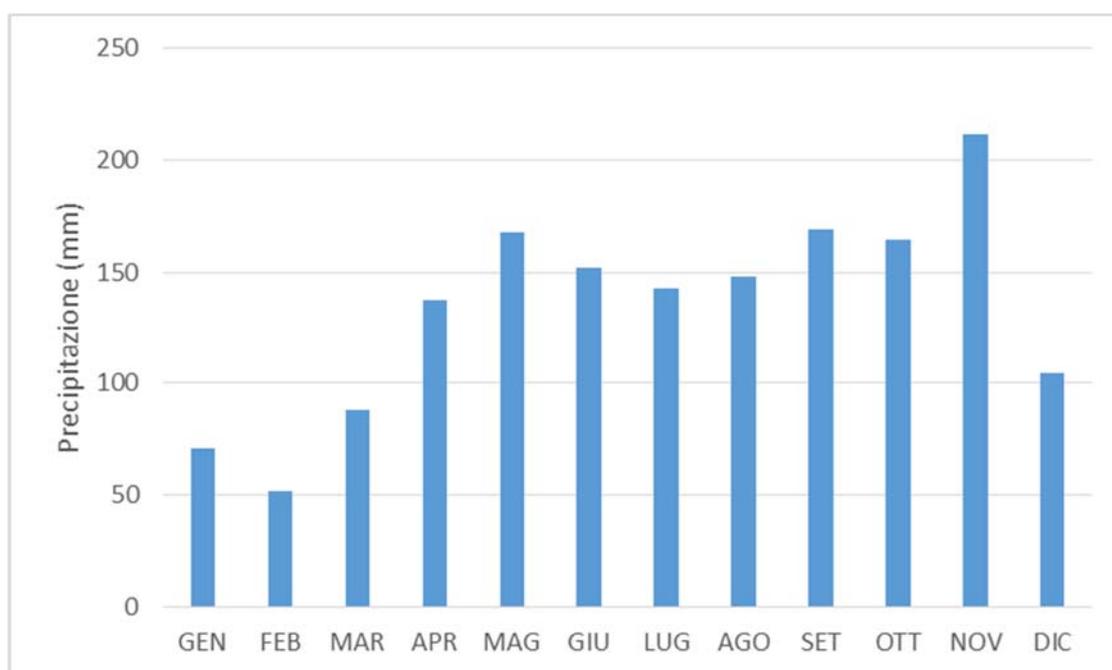


Tabella 3: Precipitazioni cumulate mensili medie del periodo 1994-2012 della stazione di Sospirolo.

4.3 Caratteristiche delle reti fognarie e della rete idraulica ricettore

Previo sopralluogo presso la Società Informatica territoriale del Gruppo BIM GSP, gestore delle reti acquedottistiche e fognarie, sono stati reperiti i tracciati delle reti presenti nella banca dati della società. Tale base informativa, riportata negli elaborati grafici, comprende le informazioni desunte dai progetti reperiti negli uffici tecnici comunali ed i dati ottenuti da apposite campagne di misura svolte dall'ente gestore. Le reti di fognatura sono suddivise in reti di smaltimento delle *acque nere*, provenienti dalle utenze domestiche, reti di smaltimento delle *acque bianche*, provenienti dal deflusso delle piogge attraverso i tetti e le strade e reti di smaltimento delle *acque miste* nel caso che i due tipi di deflusso precedentemente citati siano convogliati in un'unica condotta.

All'interno del territorio comunale sono presenti tre depuratori pubblici gestiti da BIM GSP e che recepiscono le condotte di fognatura che servono il comune di Sedico, come si può vedere dalla tabella, Dati ARPAV, e dalle cartografie riportate. Inoltre è presente una vasca Imhoff in località Longano con scarico nel Torrente Gresal.

Tabella 4: Depuratori Pubblici in comune di Sedico (BL)

Nome_	Indirizzo	Tipo scarico	Corpo_idrico	Num_ae	Classifica
Depuratore di Sedico	Loc meli 32036	Acque reflue urbane	Torrente Cordevole	1200	2^ cat.tipo a 1000-12.999 ae
Depuratore di Sedico	Loc Oselete 32036	Acque reflue urbane	Fiume Piave	6000	2^ cat.tipo a 1000-12.999 ae
Depuratore di Sedico	Loc Mastella'-Mas 32036	Acque reflue urbane	Torrente Cordevole	2000	2^ cat.tipo a 1000-12.999 ae
Vasca Imhoff	Longano 32036	Acque reflue urbane	Torrente Gresal	-	-

Dalla cartografia relativa alla porzione nord del territorio comunale, località Mas, si può vedere come le località Mas e Peron siano servite soprattutto da fognatura mista che viene convogliata al depuratore pubblico di Mas (2000 Ae) con restituzione nel torrente Cordevole.

A Sedico in località Meli è presente il secondo depuratore pubblico (1200 Ae) che riceve le acque delle condotte miste che scendono da Roe Basse, da Landris e dalla parte nord di Sedico con restituzione nel torrente Cordevole.

Dalla zona sud di Sedico e dalla Zona produttiva Gresal le condotte di acque miste invece si dirigono verso un unico collettore che porta al Depuratore Pubblico località Oslete (6000 Ae) che invece restituisce le acque trattate al Fiume Piave.

Per quanto riguarda le acque bianche si evidenzia una presenza rilevante nell'area a nord di Sedico, rete che permette lo scolo di alcuni torrenti (Tasso e Landris) e contribuisce allo scolo delle acque meteoriche lungo Via Agordina.

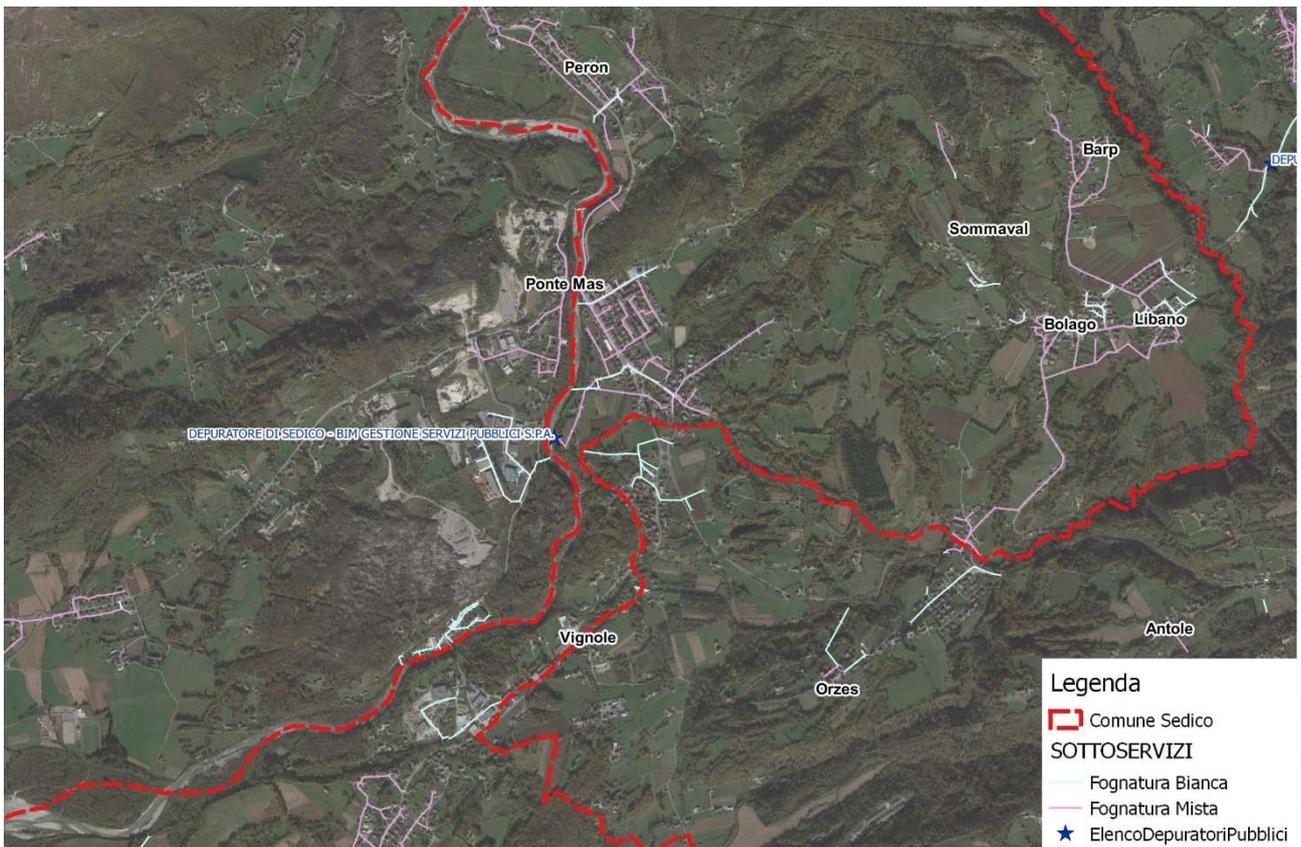


Figura 4-5: Ortofoto con individuazione delle reti di fognatura esistenti – porzione centrale.

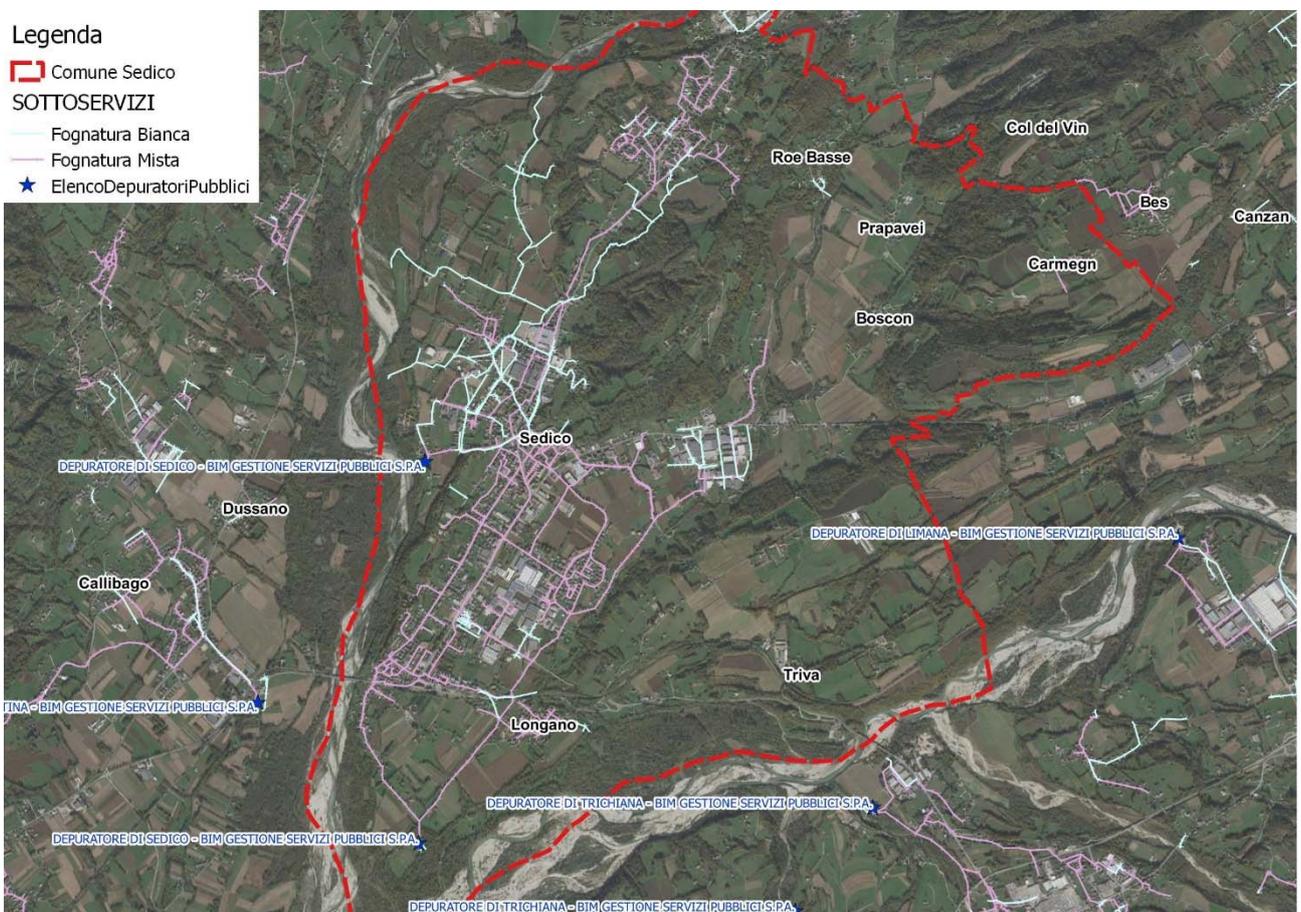


Figura 4-6: Ortofoto con individuazione delle reti di fognatura esistenti – porzione meridionale.

4.4 Caratteristiche geologiche geomorfologiche e litologiche

Le caratteristiche litologiche, idrogeologiche e geologiche dell'area di studio sono descritte nella relazione e nelle tavole grafiche di PATI dedicate.

5 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE DEL TERRITORIO

5.1 Inquadramento generale

Il territorio comunale di Sedico appartiene all'unità idrografica denominata "Piave Val Belluna" ed è caratterizzato dalla presenza di due importanti corsi d'acqua – il F. Piave e il T. Cordevole – i cui alvei individuano buona parte dei confini, costituendo quindi i naturali ricettori delle portate idriche che interessano il territorio stesso.

Dal punto di vista idrografico esso può essere diviso in tre zone:

- Quella settentrionale che comprende la vasta area montuosa, scarsamente abitata, che viene drenata, dalla località La Muda sino alla località Peron, dal T. Cordevole che scorre a fondo valle (adiacente alla S.R. n. 203) ricevendo apporti laterali da ambo i versanti. I principali affluenti di sinistra (est) risultano, procedendo da monte verso valle: Val Clusa, Val Vescovà, Val Ru da Molin, Val de Piero, Val Grevà e Val de la Madoneta; quelli di destra (ovest) sono rappresentati principalmente dal Val Pegolera e quindi, procedendo verso sud, da una serie di altri piccoli affluenti che scendono dai Monti del Sole;
- Quella centrale, dalla località Peron sino grosso modo alle località Tappole e Roe Alte, che comprende l'area abitata delle frazioni a fondovalle di Peron, Mas, Vignole, Tappole, Roe e quelle più elevate di Libano, Bolago, Barp, Sommaival e Casoni. Quest'area è limitata ad ovest dal corso del T. Cordevole, che costituisce il confine con il Comune di Sospirolo, nel quale confluiscono in sinistra alcuni modesti corsi d'acqua che drenano le aree a maggiore altitudine, tra i quali il Rio Val di Fontana (nel quale confluisce il Rio Salsa) e il Rio Salega. Verso est invece il T. Gresal, un corso d'acqua in questa parte del percorso a carattere torrentizio, costituisce dapprima il confine con il Comune di Belluno sino nei pressi della frazione di Casoni per poi penetrare nel territorio dello stesso capoluogo di Provincia sino a interessare nuovamente quello di Sedico all'incirca dalla località di Roe Basse; in questo tratto il Gresal riceve le acque del Rio Chiaramazza e di tre altri modesti affluenti;
- Quella meridionale che comprende il territorio più pianeggiante e più popolato con il capoluogo e le principali frazioni di Bribano e Longano; quest'area è idrograficamente caratterizzata dal corso del T. Cordevole che lo limita ad ovest (ricevendo in destra le acque del T. Mis) e segnando il confine con Sospirolo e S. Giustina Bellunese; verso sud questa porzione di territorio è delimitata dal corso del F. Piave, che costituisce per circa 5 km il confine con i Comuni di Limana, Trichiana e Mel. Il T. Gresal percorre grosso modo il centro di questa vasta area andando infine a confluire nel F. Piave a valle della frazione di Longano e poco a monte della confluenza nello stesso Piave del T. Cordevole, al limite meridionale del territorio comunale.

Le tre zone sono caratterizzate quindi dalla presenza di numerosi corsi d'acqua e, per quanto riguarda le zone centrale e meridionale, da un complesso sistema di fognatura mista nel quale, in alcuni casi, vanno a confluire anche le acque degli stessi corsi d'acqua minori.

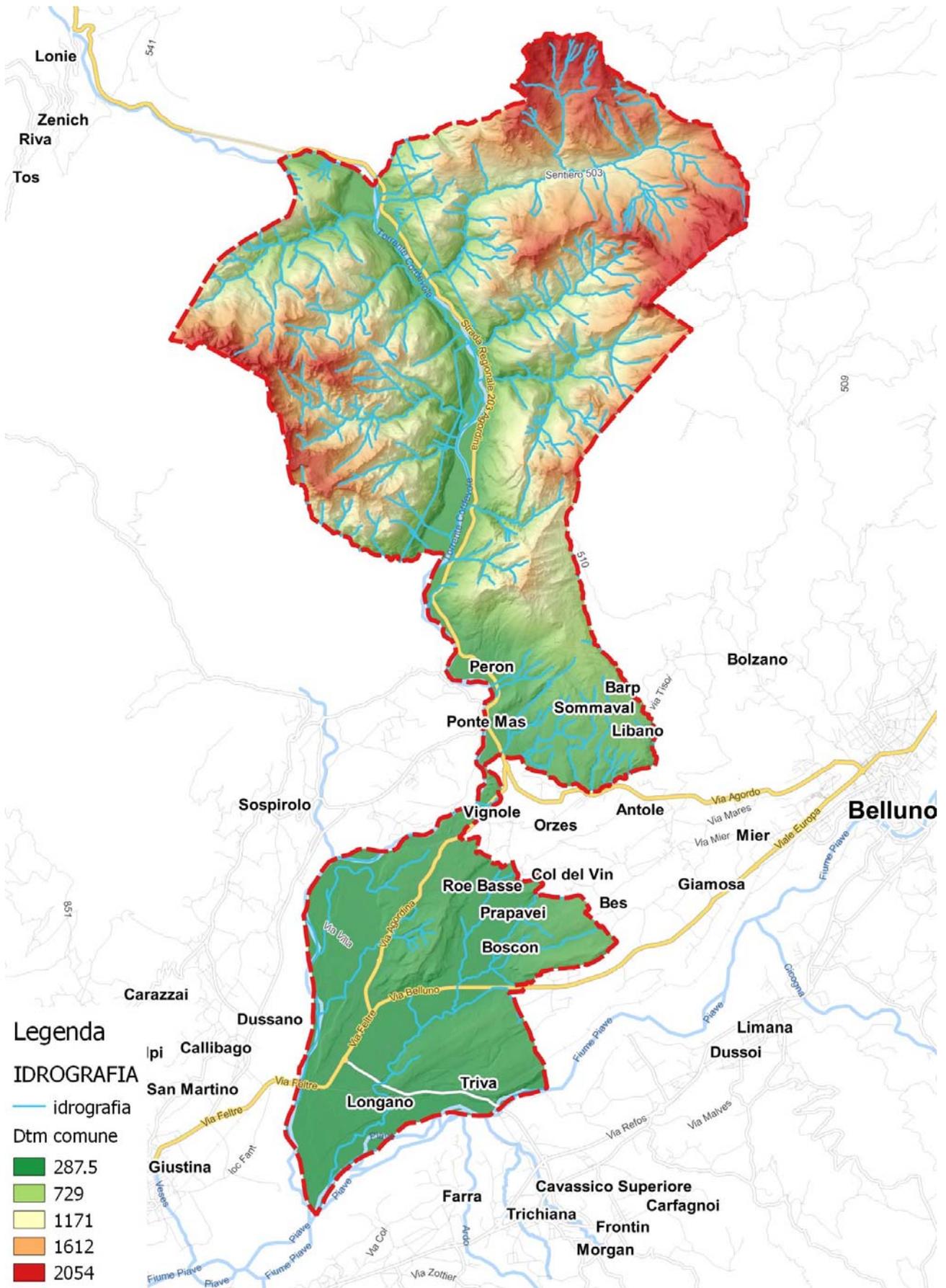


Figura 5-1 - Reticolo idrografico del territorio comunale.

La rete idraulica ricettrice, come già abbiamo avuto modo di descrivere, è costituita dal T. Cordevole e dal F. Piave. Prima di confluire in quest'ultimo, le acque del territorio comunale che vi fanno capo devono però essere scaricate nel T. Gresal, il cui tracciato plani-altimetrico risulta tale da intercettare praticamente tutti i deflussi idrici che interessano la parte del territorio della zona meridionale che si trova a sud della dorsale Roe Alte – Noal – Sedico.

Il T. Cordevole ha origine presso il passo Pordoi, a quota 2.350 m s.m. e, dopo un primo tratto in direzione ovest-est, piega a sud, forma il lago di Alleghe, attraversa la conca di Agordo e confluisce nel Piave a quota 279 m s.m., con un percorso complessivo di 71 km. Il bacino imbrifero ha una superficie complessiva di 867 km², con una rete idrografica molto ramificata. In destra i principali affluenti sono, partendo dall'alto: Pettorina, Biois, Tegnass, Sarzana e il Mis; in sinistra: Andraz, Fiorentina, Rova, Missiaga, Bordina e Val Clusa.

Dopo la confluenza di quest'ultimo corso d'acqua, il Cordevole interessa per tutto il restante suo percorso il territorio comunale di Sedico, ricevendo in sinistra e destra gli affluenti già descritti.

Il principale affluente del Cordevole, il T. Mis, vi confluisce in destra idrografica fra le località Piz- Gron (Sospirolo) e Villa (Sedico), pressoché al centro della parte meridionale delle tre zone nelle quali abbiamo diviso idrograficamente il territorio di Sedico. Le sponde in sinistra del Cordevole in questo tratto risultano in parte difese da arginature. Poco a monte della confluenza il Mis è sbarrato dalla diga ENEL di S. Giuliana.

La portata di massima piena registrata nel novembre 1966 alla diga è risultata pari a ben 715 m³/s con un contributo specifico, assai rilevante, pari a 6,61 m³/skm². Gli studi compiuti dall'Ing. Susin finalizzati alla redazione del "*Piano Stralcio per la Sicurezza Idraulica del medio e basso corso del Piave*" (P.S.S.I.), approvato con D.P.C.M. in data 2.10.2009 ed entrato in vigore in data 30.1.2010, hanno portato a stabilire le portate al colmo di piena per il Cordevole e il Piave a monte della loro confluenza. Per un tempo di ritorno di 100 anni e una durata di precipitazione di 24 ore, tali valori risultano rispettivamente pari a 1300 e 2700 m³/s.

Il F. Piave nasce alle pendici del M. Peralba alla quota di 2.037 m s.m. e sfocia nel Mare Adriatico dopo un percorso di 222 km. Il suo corso si sviluppa attraverso le Dolomiti e le Prealpi per 160 km per poi interessare la pianura veneta. Il bacino montano è considerato chiuso a Nervesa della Battaglia con una superficie di 3.900 km². Gli affluenti più importanti, tutti in destra idrografica, sino alla traversa di Busche risultano i seguenti: Padola, Ansiei, Boite, Maè, Cordevole.

La portata di massima piena con tempo di ritorno pari a 100 anni a monte della confluenza del Cordevole, come anticipato, è stata valutata in 2.700 m³/s.

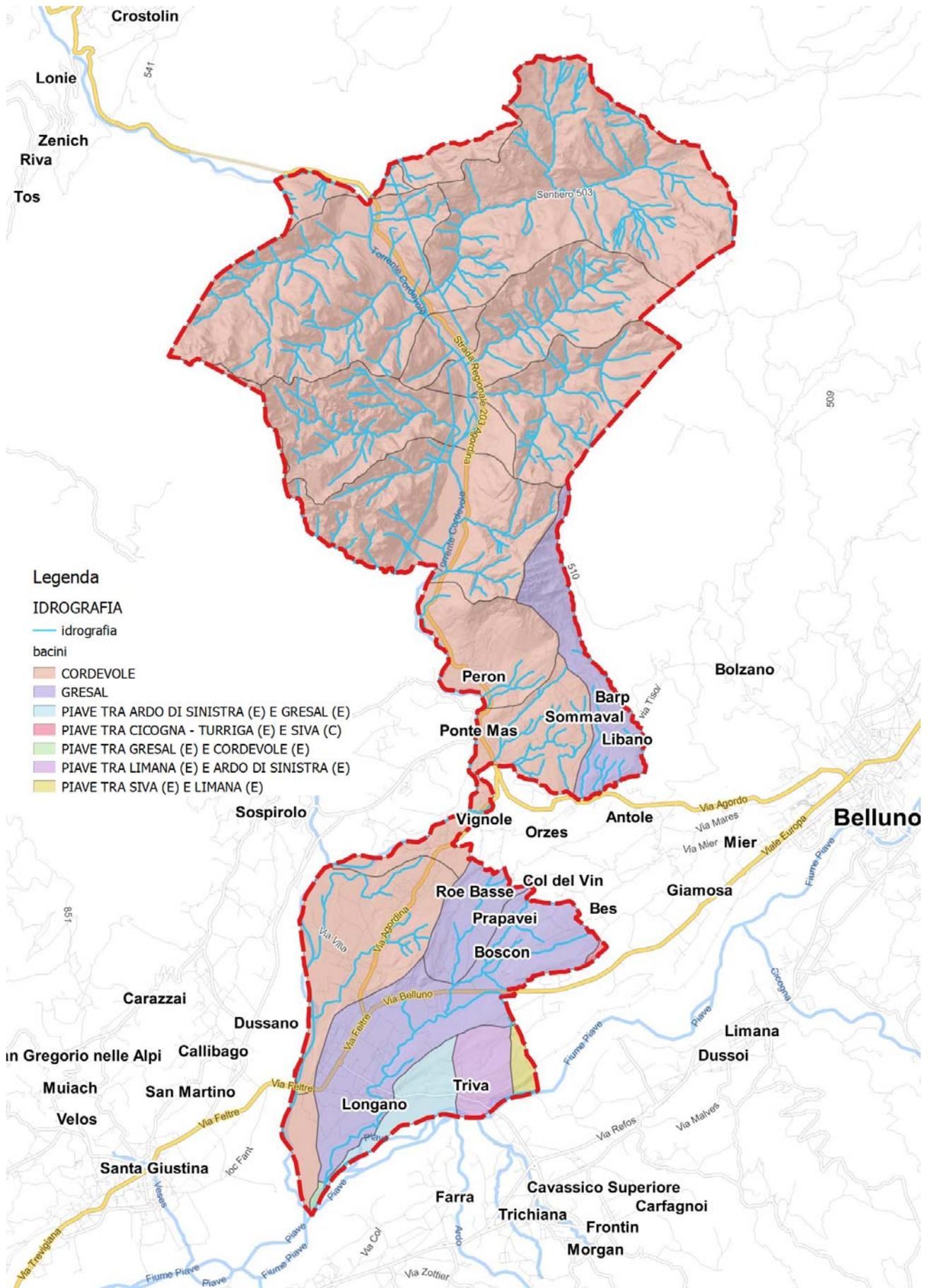


Figura 5-2 – Sottobacini dei torrenti minori presenti nel territorio comunale.

5.2 Idrografia della zona settentrionale

L'asta del T. Cordevole costituisce il naturale ricettore di una serie di corsi d'acqua che hanno origine in destra e in sinistra dai vasti sistemi montuosi che incombono sulla valle.

Partendo dalla località Torner e procedendo verso sud sino alla località Peron, gli affluenti di destra sono i seguenti: Val de la Lasta, Val Pegolera, Val del Mus, Val dei Zoldani, Val Vaion, Val Fagarè, Val delle Montarezze e Val dei Salet. Quelli in sinistra: Val Clusa, Val Vescovà, Val Ru da Molin, Val de Piero, Val Greva e Val de la Madoneta. Tutta quest'area è compresa nel Parco Nazionale Dolomiti Bellunesi.

Gli affluenti di destra non determinano situazioni di criticità idraulica in quanto si scaricano direttamente nel Cordevole senza interessare aree urbanizzate. Quelli di sinistra devono sottopassare la S.R. n. 203 mediante manufatti che devono periodicamente essere tenuti sgombri.

Il T. Cordevole, nel tratto dalla località La Stanga e la confluenza nel F. Plave, presenta criticità idraulica. In particolare nel tratto che da La Stanga arriva al Peron le condizioni di sovralluvionamento dell'alveo mettono a rischio la S.R., mentre nel rimanente tratto alcune aree comunali sono interessate da esondazioni in occasione di piene con tempo di ritorno di 100 anni.

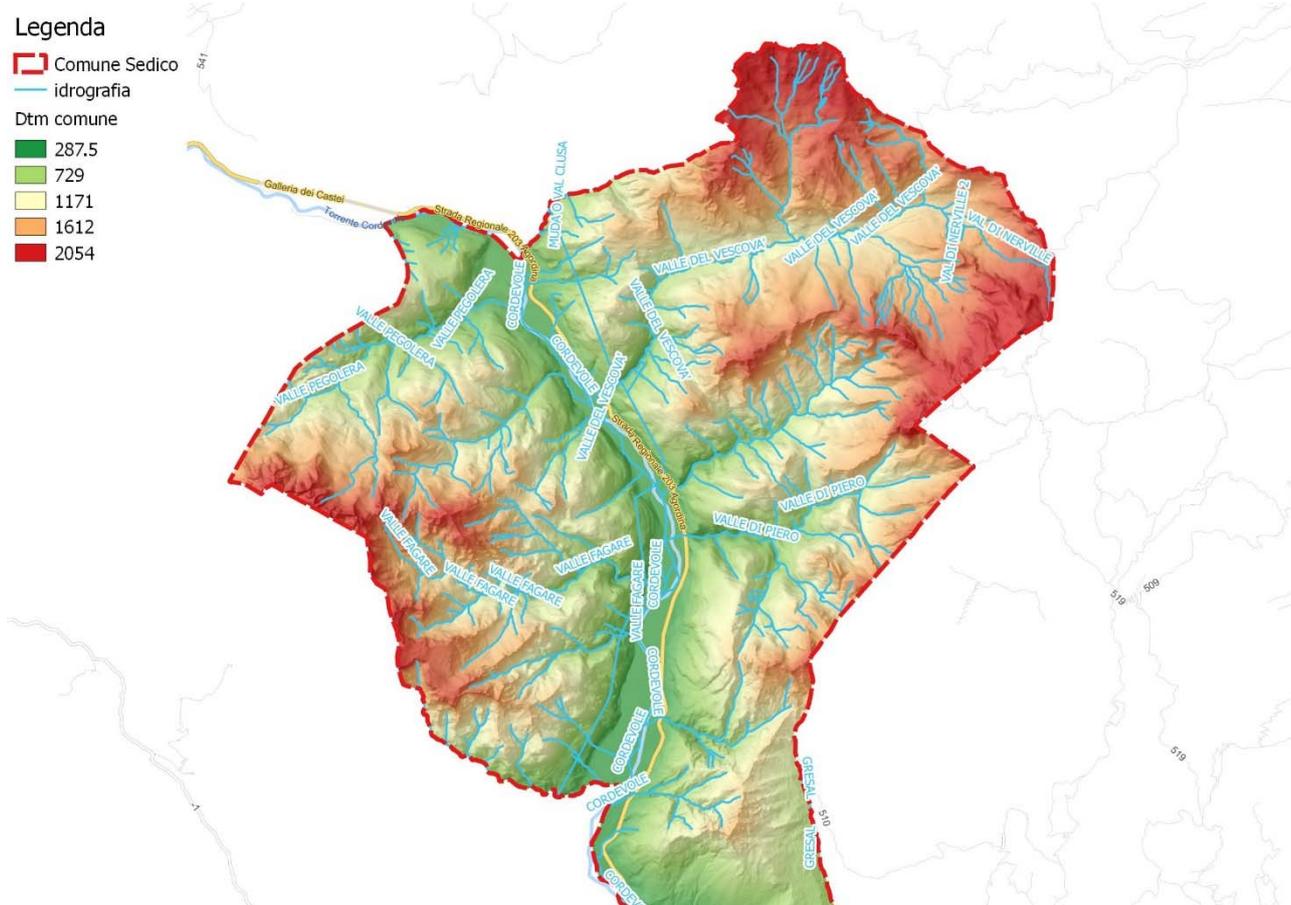


Figura 5-3 – Reticolo idrografico del territorio comunale – zona settentrionale.

5.3 Idrografia della zona centrale

Nella zona centrale si trovano numerosi modesti corsi d'acqua che hanno origine dalla displuviale che limita il bacino montano del T. Gresal partendo dal M. Peron per scendere alla località Casoni. Questi torrenti (alcuni non nominati in cartografia) confluiscono tutti in sinistra del Cordevole nel tratto compreso tra gli abitati di Peron e di Vignole, tranne il Rio Chiaramazza che è un tributario del T. Gresal. Essi sono nell'ordine da nord a sud:

- Rio 3: questo corso d'acqua, per lo più asciutto, costituisce il collettore di scarico del materiale lapideo proveniente da una delle frane del M. Peron. Questo materiale viene movimentato solo a seguito di precipitazioni molto intense che interessano le pendici del monte. Nel suo tratto terminale, a monte del cimitero di Peron e in prossimità di alcune abitazioni, questo collettore è stato oggetto di recenti interventi di sistemazione idraulica con la realizzazione della protezione del fondo dalle erosioni, difese spondali in massi e di due vasche di contenimento del materiale solido trasportato che devono essere periodicamente svuotate. A valle del cimitero, non sussistendo ulteriormente il problema del trasporto solido, bloccato a monte dalle due vasche, le scarse portate idriche si perdono nella boscaglia;
- Rio 2: ha origine a quota 575 m s.m. circa e confluisce nel Rio 1 poco a monte dell'attraversamento da parte di quest'ultimo della S.R. n. 203; risulta evidente come sia stato modificato artificialmente il suo percorso che in origine lo faceva confluire direttamente nel T. Cordevole;
- Rio 1: ha origine in località Comui Alti, a quota 600 m s.m. circa, e confluisce nel Cordevole poco a monte della traversa di Mas;
- Rio Val de Fontana: ha origine a quota 695 m s.m. circa e dopo aver percorso un lungo tratto in aree pressoché disabitate, riceve in sinistra il Rio Bandola poco a monte dell'abitato di Mas. Il rio attraversa quindi l'abitato nella zona del campo da calcio, essendo regimato entro un cunettone, sottopassa la S.R. n. 203 e, dopo un tratto tombinato di qualche decina di metri, riceve le acque di un altro affluente di sinistra, il Rio Salsa confluendo infine nel T. Cordevole. Il Rio Val di Fontana crea problemi di esondazione, in occasione di eventi meteorologici di qualche intensità, nel tratto prospiciente l'omonima via della frazione di Mas che adduce alla nuova chiesa: la campagna viene invasa dalle acque che confluiscono dapprima entro un pozzettone dotato di griglia posizionato nel punto più depresso adiacente la via e poi, mediante una tubazione dedicata, vengono trasferite direttamente al Cordevole poco a valle del ponte che adduce a Sospirolo. Anche i due già menzionati attraversamenti della S.R. devono essere periodicamente mantenuti per garantirne l'efficienza idraulica;
- Rio Salega: nasce presso la località Sommaival, a quota 619 m s.m., e, dopo un lungo percorso che lo porta a interessare il territorio comunale di Belluno fra le località Casoni e Vignole, confluisce nel Cordevole presso quest'ultima località, ma in territorio di Sedico; il tratto terminale prima della confluenza è stato interessato in passato da esondazioni che hanno coinvolto anche la sede della S.R. n. 203;

- Rio Chiaramazza: pur avendo origine, come i precedenti, dalla stessa dorsale spartiacque con il Gresal, a quota 635 m s.m. (località Someda-Barp), questo corso d'acqua confluisce direttamente nel T. Gresal poco a monte del ponte della S.R. n. 203 in località Casoni. Il Rio Chiaramazza presenta un alveo piuttosto dissestato con presenza di erosioni e movimenti franosi nei pressi della località Bolago, anche se tali fenomeni non interessano direttamente case e infrastrutture, se non una vecchia chiesa sconscacrata. Il principale problema tuttavia è costituito dal fatto che, in epoca imprecisata, ma dopo l'alluvione del 1966, esso, in località Bolago, è stato intubato in una condotta del diametro di 1,00 m che è stata posta in opera sotto l'alveo naturale attraversando la strada comunale per uno sviluppo di circa 325 m. All'inizio del tratto intubato si trova un manufatto di captazione, destinato a contenere il materiale solido di trasporto, e, ancora più a monte, una griglia. In occasione di eventi meteorici di qualche entità si è verificato l'ostruzione di tale manufatto e la fuoriuscita dell'acqua verso il centro del paese e la strada comunale. La situazione è quindi da considerare di una certa criticità.

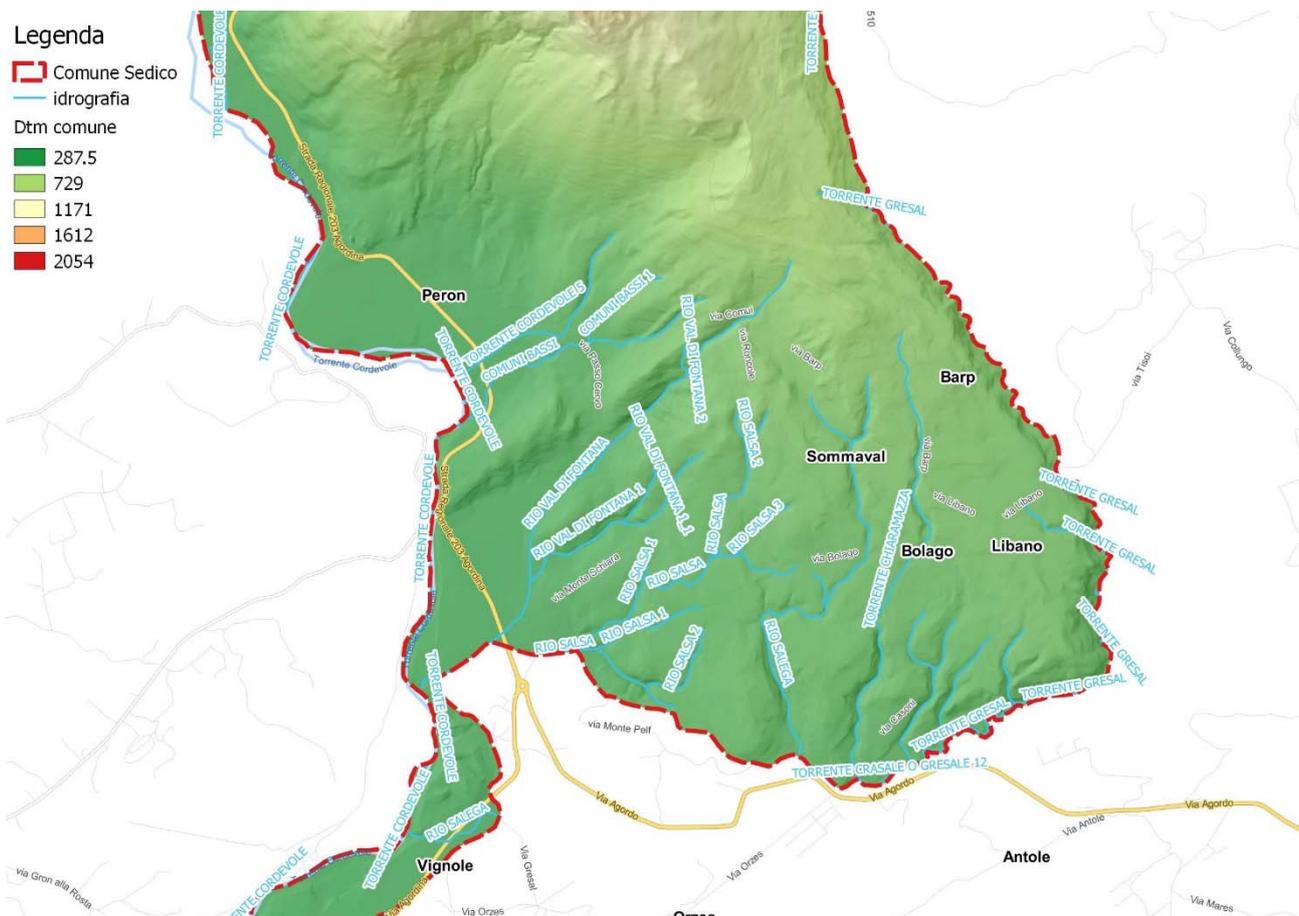


Figura 5-4 - Reticolo idrografico del territorio comunale - zona centrale.

5.4 Idrografia della zona meridionale

La Zona Meridionale è la più complessa da un punto di vista idrografico. Come anticipato, essa è caratterizzata dalla presenza dei due corsi d'acqua ricettori principali – il F. Piave a sud e il T. Cordevole a nord e a ovest – che costituiscono i confini di questa parte del territorio comunale.

Inoltre tutta l'area è attraversata dal T. Gresal, a sua volta tributario del F. Piave, e da numerosi altri modesti corsi d'acqua che scaricano le acque o direttamente nel T. Cordevole o nel T. Gresal e quindi nel F. Piave.

Una prima classificazione può quindi distinguere la rete idrografica che fa capo al T. Cordevole da quella che fa capo al F. Piave, essendo le due reti fisicamente separate dalla dorsale collinare che partendo grosso modo dalla località di Roe Basse e passando per Poian e Noal scende quindi al centro abitato del capoluogo Sedico.

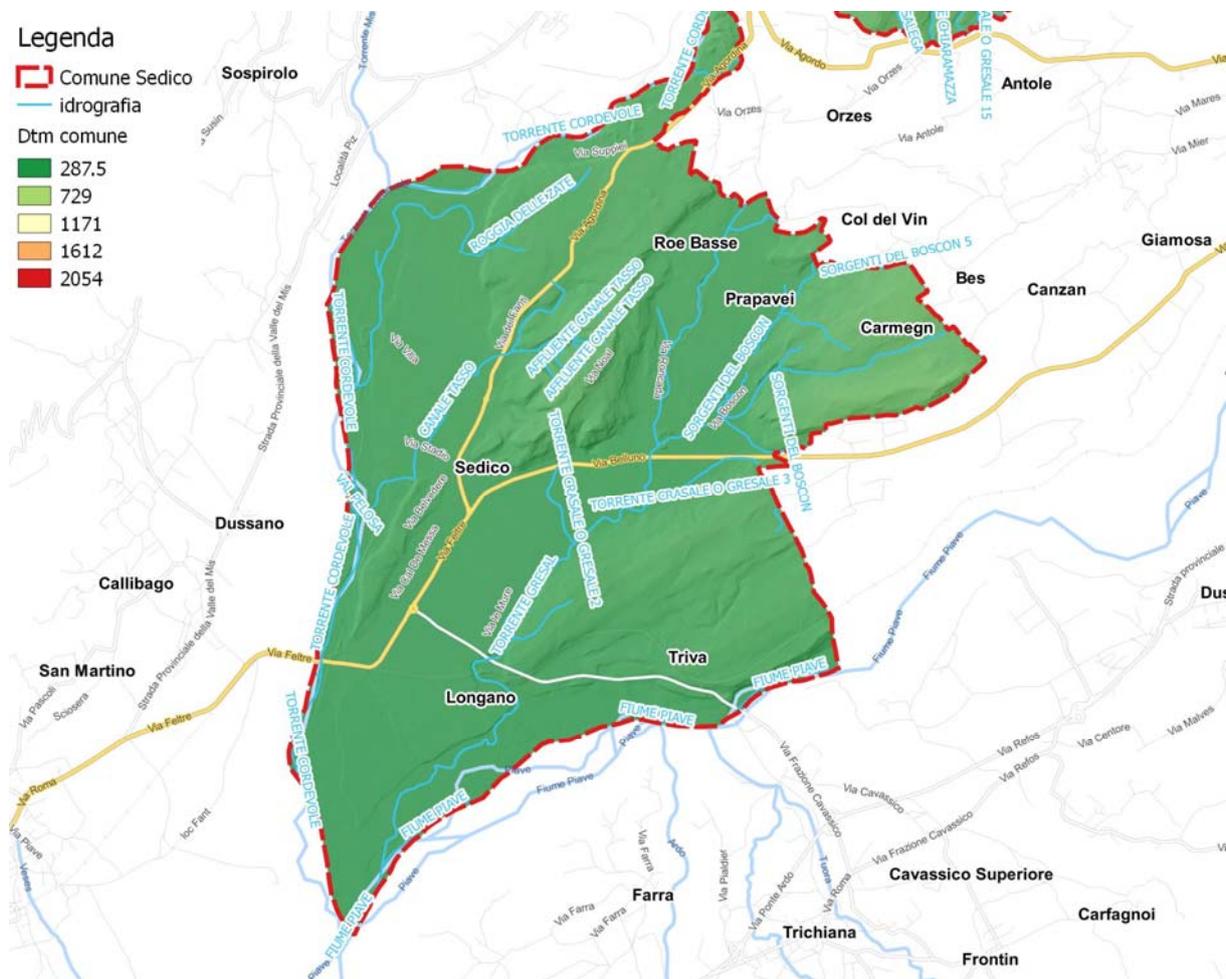


Figura 5-5 – Reticolo idrografico del territorio comunale – zona meridionale.

5.4.1 Rete idrografica di competenza del T. Cordevole

Si descrivono le caratteristiche idrografiche ed idrologiche dei corsi d'acqua e dei sistemi di fognatura urbana i cui recapiti finali sono rappresentati dal T. Cordevole.

Rio Tasso

Il Rio Tasso rappresentava il principale collettore drenante del territorio urbano corrispondente al centro abitato di Sedico. A seguito di interventi realizzati alcuni anni orsono per ovviare alle disfunzioni idrauliche che lo caratterizzavano, attualmente esso scarica direttamente nel T. Cordevole a monte del centro abitato. Il Rio ha origine in località S. Vigilio (presso Roe Alte) a quota 368 m s.m. e percorre un tracciato in direzione nord/est-sud/ovest verso la frazione Seghe di Villa, drenando un'area scarsamente urbanizzata, se si escludono parti delle frazioni di Passion e Camp (esistono due scolmatori della rete fognaria di tipo misto che scaricano nel Tasso).

L'alveo, di dimensioni irregolari e spesso ingombro di vegetazione, è normalmente asciutto, ma sono sufficienti precipitazioni di relativa intensità perché le portate diventino cospicue. Un primo nodo idraulico si trova nei pressi della frazione di Seghe di Villa, a quota 329 m s.m., e da esso si diparte un canale scolmatore che trasferisce parte delle portate verso la predetta frazione e quindi nel T. Cordevole.

La superficie del bacino, chiuso a questo nodo, risulta essere pari a circa 0,95 km², mentre l'asta del torrente ha uno sviluppo di circa 1,5 km.

Il citato canale scolmatore - dapprima costituito da uno scatolare 120 per 60 cm, poi da sezioni in terra di dimensioni variabili, poi ancora intubato in un diametro di 80 cm - raggiunge la frazione di Seghe di Villa con un percorso assai tortuoso e spesso ostruito da ramaglie e quindi confluisce nel Cordevole. Esso drena anche le aree circostanti e in occasione di eventi meteorologici di qualche entità è colmo d'acqua e spesso esonda lungo il suo percorso. Anche lo stesso manufatto che costituisce il citato nodo e da cui il Rio Tasso prosegue - parte intubato (diametri 50/100 cm) parte a cielo libero - verso Villa, si è spesso rivelato inadeguato, verificandosi esondazioni verso le case circostanti e la strada. Tale inadeguatezza è dovuta alle difficoltà di smaltimento delle acque sia in direzione dello scolmatore che verso Villa per la presenza di diametri inadeguati, depositi di materiale trasportati dalla corrente con conseguenti ostruzioni e irregolarità di tracciato.

Il Rio Tasso, in parte intubato e in parte a cielo libero, raggiunge quindi, dopo un percorso di ulteriori 1000 m il secondo più importante nodo idraulico (B) che si trova in via J. Tasso, a quota 322,45 m s.m., da cui si diparte un secondo canale scolmatore (scolmatore Tasso) che scarica sempre nel T. Cordevole. Tale nodo è collegato inoltre con lo scolmatore (denominato Landrisio), di più recente realizzazione, che trasferisce, dai pressi della frazione di Landris, parte delle portate del T. Landrisio (vedasi la relativa descrizione).

Il canale scolmatore Tasso presenta le seguenti caratteristiche salienti:

- Lunghezza: 873 m
- Pendenza: variabile tra 0,3% e 2,75%, con un breve tratto a forte pendenza dove è inserito un apposito manufatto dissipatore;

- Sezione: trapezoidale con base minore 1,50 m, pendenza delle sponde 1/1, altezza variabile, con tratti tombinati in corrispondenza di alcuni attraversamenti; il ciglio della sponda verso la frazione di Villa (in sinistra) è stato sopraelevato, per un certo tratto, di circa 70/80 cm per proteggere dalle esondazioni, verificatesi in passato, le zone urbanizzate;



Figura 5-6 - Planimetria con individuazione rete idrografica del Rio Tasso e Torrente Landrisio.

T. Landrisio

Al citato manufatto in testa allo scolmatore Landrisio (nodo C), dove la ripartizione delle portate verso lo scolmatore e verso Sedico avviene mediante la regolazione di alcune panconature, pervengono le acque di quello che si può definire il bacino montano del torrente e di parte di quello urbano che comprende le aree urbanizzate di Roe, Passion, Camp, Poian, Landris e il sistema di smaltimento stradale lungo la SR n. 203. Se ne descrivono separatamente le caratteristiche principali.

Bacino montano del T. Landrisio

Il bacino occupa una superficie, praticamente non urbanizzata, di 0,70 km² che si può assimilare come forma ad un triangolo i cui lati sono rappresentati verso nord-est dalla S.R. n. 203 sino circa alla località Campagnola per poi arrivare a Poian, verso est dalla dorsale Poian-Noal, verso sud dalla linea spartiacque che collega Noal con Landris (separando il bacino del T. Marcona).

L'altitudine massima è pari a circa 430 m s.m., la minima alla sezione di chiusura pari a 325,39 m s.m.. La portata di massima piena con TR = 100 anni, come calcolata di seguito, risulta di circa 4,8 m³/s. In realtà anche per il T. Landrisio si sono riscontrati, in occasione di fenomeni di piena, episodi di esondazione (in particolare nel tratto terminale con l'acqua che ha invaso la campagna a sud, di fronte agli stabilimenti Luxottica) che riducono le portate in arrivo al nodo C. Nel tratto terminale del corso d'acqua, prima dell'attraversamento della S.R., la sezione canalizzata del corso d'acqua presenta dimensioni pari a circa 2,5 m di larghezza per 1,20 m di altezza); nella piazzetta di Landris il torrente è tominato (n. 2 tubazioni diametro 100 cm) e si sono verificate ostruzioni (in questo punto convergono anche le acque provenienti da via Del Fante) tanto che il Comune di Sedico ha affidato la progettazione di un intervento per la risoluzione di tali problematiche idrauliche. La sezione di deflusso sotto il ponte sulla strada per Seghe di Villa è analogamente inadeguata. L'ultimo tratto sino al manufatto di ripartizione è canalizzato (2,8 m di larghezza per 1-1,4 m di altezza).

Bacino urbano

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di origine urbana è costituito dall'area che comprende Roe Alte, Camp (parte), Passion (parte) e Landris. Trattasi di una superficie complessiva di circa 0,65 km² in gran parte urbanizzata e che comprende anche la S.R. n. 203 e le sue immediate vicinanze.

Il canale scolmatore Landrisio, che collega il partitore (nodo C) allo scolmatore Tasso (nodo B) è stato oggetto di recente sistemazione al fine di migliorarne la capacità di smaltimento delle portate di piena. Il canale ha infatti un tratto denominato "Landrisio nuovo corso" che lo collega al torrente Tasso lungo Via Tasso sistemato con un rivestimento in calcestruzzo e sassi faccia vista (Figura 5-8).

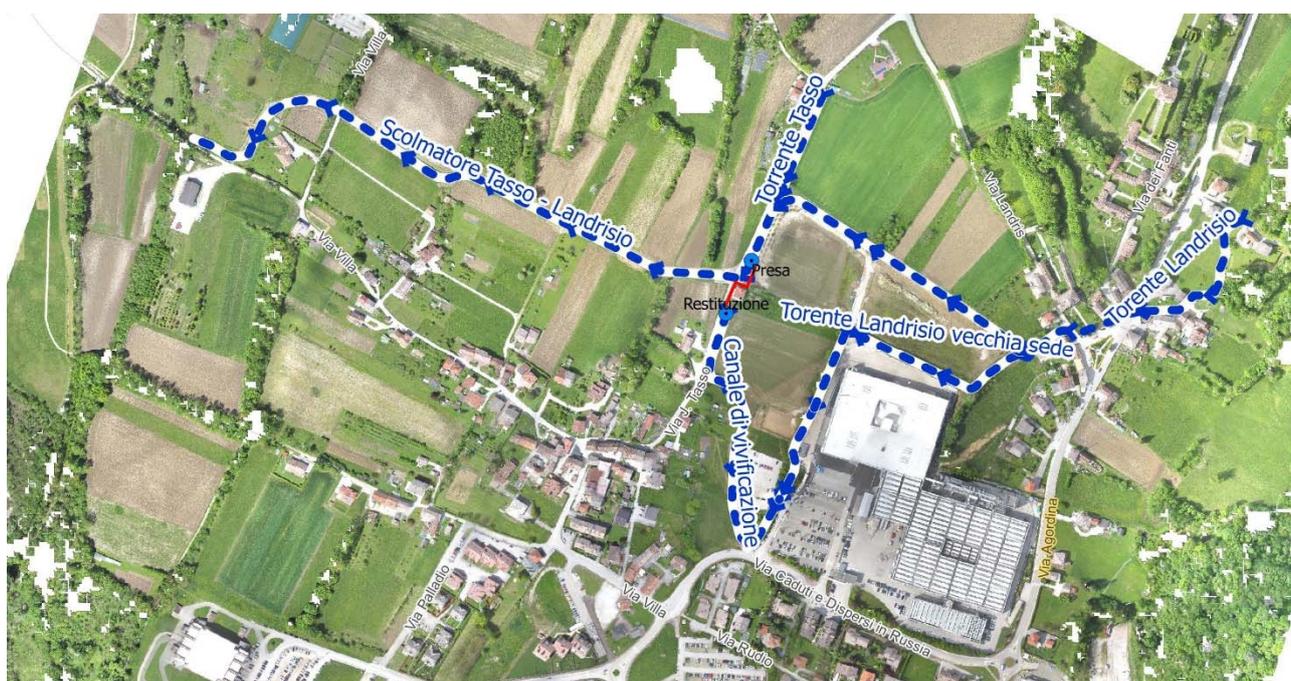


Figura 5-7 – Reticolo idrografico di dettaglio del sistema Tasso Landrisio.



Figura 5-8 –Torrente Landrisio nel tratto recentemente sistemato con rivestimento in cls.

In corrispondenza del Ponte di Via Tasso è stata realizzata una presa per l'alimentazione del canale di vivificazione scorre verso sud fino a Via Caduti e Dispersi di Russia. Il canale scolmatore Tasso Landrisio verso il Cordevole è stato anch'esso recentemente sistemato e riprofilato con una sezione in terra battuta più idonea a smaltire le portate di piena.



Figura 5-9 – Presa del canale di vivificazione presidiata da paratoia

T. Marcona

Questo corso d'acqua presenta un bacino non urbanizzato di soli 0,2 km² i cui limiti sono costituiti verso est dalla dorsale di Noal, verso sud dallo spartiacque che da detta dorsale scende al Villaggio Mirabei e verso nord e ovest dallo spartiacque che da Noal scende verso Landris (limite del bacino del Landrisio) per poi convergere al Villaggio stesso. L'altitudine più elevata è quella di Noal (421 m s.m.), quella minore, cioè quella della sezione di chiusura, corrisponde alla quota 329,76 m s.m. del manufatto (nodo F) che, nei pressi del Villaggio, raccoglie le acque del corso d'acqua per poi convogliarle intubate (tubazioni diametro 80 e 40 cm) nella rete urbana (diametri 100 e 80 cm) lungo la S.R. n. 203 (nodo F1 a quota 320,88 m s.m.). L'attuale percorso, dal citato manufatto di captazione (opportunamente rifatto recentemente con l'inserimento di un comparto per la trattenuta del materiale solido di trasporto) sino alla fognatura stradale, risulta tortuoso e di diametro eccessivamente ridotto almeno nella sua parte mediana e terminale. Si sono verificate in passato numerose fuoriuscite d'acqua dai pozzetti funzionanti in pressione lungo la citata condotta di diametro 80 cm.

Sistema urbano compreso tra Villa, Landris, Sedico centro, Meli (a nord della S.S. n. 50)

Questo sistema ha origine al citato nodo C dove viene rilasciata, regolando le panconature, parte delle portate del Landrisio che raggiungono, seguendo il vecchio percorso naturale, il nodo D (quota 321,45 m s.m.). Qui si dipartono due rami:

- quello di destra (idrografica) attraversa la strada intubato (diametro 100 cm) e dopo un breve tratto a cielo libero torna ad essere intubato (diametro 100 cm) sino al nodo E1;
- quello di sinistra attraversa la strada sempre intubato (diametro 100 cm), presenta un tratto a cielo libero presso alcune abitazioni, torna intubato e infine percorre a cielo libero (sezione trapezoidale di base minore 1,5/2,0, maggiore 3,5 e altezza 1,3 m) il limite del piazzale di parcheggio di fronte allo stabilimento Luxottica sino al nodo E (quota 317,95 m s.m.).
- Esiste poi una terza diramazione al nodo D, destinata a laminare le portate in esubero rispetto alla capacità di portata delle due tubazioni già descritte (presenta infatti una soglia di imbocco a quota più elevata), che però scarica (diametro 50 cm) subito a valle dell'attraversamento stradale nel ramo di destra.

Il nodo E è costituito da un manufatto che a sua volta suddivide le portate in arrivo dal ramo di sinistra in due diramazioni:

- la prima costituita da una tubazione di diametro 100 cm che percorre via Fornaci sino al centro di Sedico (nodo E3 a quota 317,00 m s.m.) dove si collega con la tubazione, diametro 80 cm, che percorre la S.R. n. 203 – via Marmolada e che drena l'area compresa fra il centro abitato e Landris (incluso quindi il T. Marcona); dal predetto nodo partono due condotte di diametro 100 cm che, percorrendo via Cordevole, scaricano nel corso d'acqua che ha inizio al nodo E2 (quota 311,07 m s.m.) e quindi nel Cordevole a valle della frazione di Meli;
- la seconda, destinata ad entrare in funzione oltre ad un certo valore di portata (presenza di una piccola soglia a quota più elevata di 66 cm), ha un diametro di 80 cm, attraversa la

strada e quindi riceve in un pozzetto (nodo E1) le acque del ramo di destra a valle del nodo D; da questo manufatto completamente interrato si dipartono quindi due condotte di diametro 100 cm. Questa diramazione, alternando tratti scoperti e tratti intubati nella doppia condotta, percorre il marciapiede di via Martiri delle Foibe sino a raggiungere un altro pozzetto all'incrocio con via Stadio di cui percorre circa 60 m in direzione del campo sportivo; con un'ulteriore deviazione a 90° (in questo punto vi è un altro collegamento D1 – D2 di cui poco si conosce) la doppia condotta, percorrendo un primo tratto a ridosso di abitazioni e un secondo in aperta campagna, arriva al nodo E2 dove perviene anche la doppia condotta da via Cordevole descritta in precedenza.

Al nodo E2 si collega anche una condotta che sfiora le portate in esubero della rete fognaria nei pressi del campo sportivo.

La rete descritta, che drena anche buona parte del centro abitato di Sedico, risulta evidentemente complessa e di difficile gestione per il gran numero di manufatti, per i tratti a cielo libero da mantenere puliti dalla vegetazione e per il pericolo di ostruzioni soprattutto dei tratti intubati. Comunque essa rappresenta una criticità.



Figura 5-10 - Planimetria con individuazione rete idrografica del sistema urbano a nord di Sedico.

Sistema urbano di via Cal de Messa, via Villa Patt, Canale Rimonta

L'area insediativa localizzata grosso modo tra via Cal di Messa (tra l'incrocio con la S.R. n. 203 e quello con via Villa Patt), la stessa via Villa Patt dal predetto incrocio sino alla prima curva in direzione della Villa e la sovrastante linea spartiacque che dalla Scuola Media va in direzione sempre della Villa, è attualmente drenata da un collettore denominato Rimonta. Trattasi di un fosso a sezione variabile ed irregolare che ha origine nei pressi dell'Asilo comunale e che costituisce una sorta di gronda, captando lungo il suo percorso di circa 350 m le acque che altrimenti andrebbero ad interessare le abitazioni sottostanti. Al di sotto del fosso naturale (che presenta anche tratti intubati ed è provvisto di caditoie) è posizionata una tubazione di diametro 25 cm che ha origine nei pressi della Scuola Media e trasferisce reflui di origine civile oltre che le acque di pioggia captate dalle caditoie sovrastanti.

Lungo la strada che conduce a Villa Patt ha origine un fosso naturale che in passato drenava, sottopassando la strada stessa con una tubazione (di diametro 100 cm), i terreni a monte sino al ciglio della scarpata sovrastante la località Molini di Meli, trasferendo quindi le acque nella Rimonta, nei pressi del termine della sottostante via Paganini. Successivamente, allo scopo di ridurre le portate in arrivo alla stessa Rimonta e quindi in definitiva alleggerire il sistema verso Bribano, è stata posta in opera una condotta in calcestruzzo di diametro 50 cm che, da un pozzetto ubicato sul ciglio stradale dalla parte opposta dell'inizio del fosso (nodo Z1), scarica le acque in direzione contraria, verso Meli. Tale tubazione ha una lunghezza, sino al pozzetto di sbocco oltre il ciglio della scarpata (nodo Z4), di 139 m e una pendenza del 1%. Dal pozzetto citato prosegue quindi una tubazione in acciaio ondulato, di diametro 50 cm, sino a raggiungere la zona pianeggiante, poi ancora una tubazione in calcestruzzo dello stesso diametro che scarica in un fosso e quindi nel Cordevole. Le portate attualmente scaricate attraverso questo collegamento sono state valutate in circa 0,25 m³/s.

Questo complesso sistema, di cui non sono noti tutti i dettagli, scarica comunque buona parte delle acque nella rete fognaria di via Cal di Messa, sicuramente in corrispondenza dell'incrocio di questa con via Paganini (nodo Z), ma non si esclude che esistano altri collegamenti intermedi.

Lungo via Villa Patt esiste un ultimo scarico della Rimonta (nodo Z3) dove confluisce anche una condotta fognaria, sempre di tipo misto e del diametro di 30 cm, proveniente dalle immediate vicinanze della Villa, le cui portate sono state stimate in 0,3 m³/s. Le portate che complessivamente arrivano al nodo Z3 non confluiscono però nella fognatura di via Cal di Messa, in quanto all'incrocio con questa via, dove arriva un tubo di diametro 40 cm, sono stati posti in opera 4 tubi in PVC del diametro di 20 cm che la oltrepassano. La tubazione di diametro 40 cm prosegue, attraversa la S.S. e arriva in via Buzzatti dove, in corrispondenza del collegamento con una tubazione che proviene da via Fermi, diviene un ovoidale di dimensioni 70x105. Quest'ultimo si collega poi la rete a servizio di Maieran.

Il problema che si verifica in occasione di precipitazioni di qualche entità è che le acque della Rimonta immesse in fognatura determinano la crisi del sistema di smaltimento di valle, verso Bribano, con la messa in pressione delle condotte e dei relativi manufatti. Le portate in gioco, afferenti al bacino della Rimonta sono state stimate in 0,6 m³/s.

Sistema urbano di Bribano, Longano e impianto di depurazione Oselete.

In realtà questo sistema non fa esclusivamente capo al T. Cordevole, ma anche al T. Gresal e quindi al F. Piave.

La già citata condotta del diametro di 40 cm posata lungo via Cal de Messa, dopo aver oltrepassato via Villa Patt diventa di diametro 60 cm e raggiunge Bribano dove, a monte e a valle delle immediate vicinanze della spalla sinistra del ponte della S.S. e ferroviario, esistono due sfioratori di piena che scaricano nel T. Cordevole. La tubazione prosegue, mantenendo lo stesso diametro, sino a raggiungere l'impianto di depurazione di Oselete, ubicato a ridosso della scarpata sul F. Piave ove scarica. Poco prima del collegamento con l'impianto (tubazione di diametro 80 cm) si collega l'altra tubazione, del diametro di 60 cm, che costituisce la dorsale (si veda il successivo punto L – Sistema urbano di via Fermi, frazione Maieran) che proviene dalla Zona Industriale Gresal. In questa condotta, dotata di due sfioratori di piena che scaricano nel T. Gresal, vengono immesse anche le acque meteoriche e di origine civile di Maieran e in parte di Bribano. Il depuratore Oselete è destinato a diventare l'unico impianto a servizio del sistema fognario meridionale, in quanto un progetto in fase di finanziamento da parte di G.S.P. (gestore del Servizio Idrico Integrato) prevede la messa fuori servizio dell'esistente impianto di Meli e la realizzazione di una condotta da quest'ultimo sino a collegarsi con la tubazione di via Cal de Messa in corrispondenza dello sfioratore di piena ubicato a monte del ponte della S.S. e ferroviario.

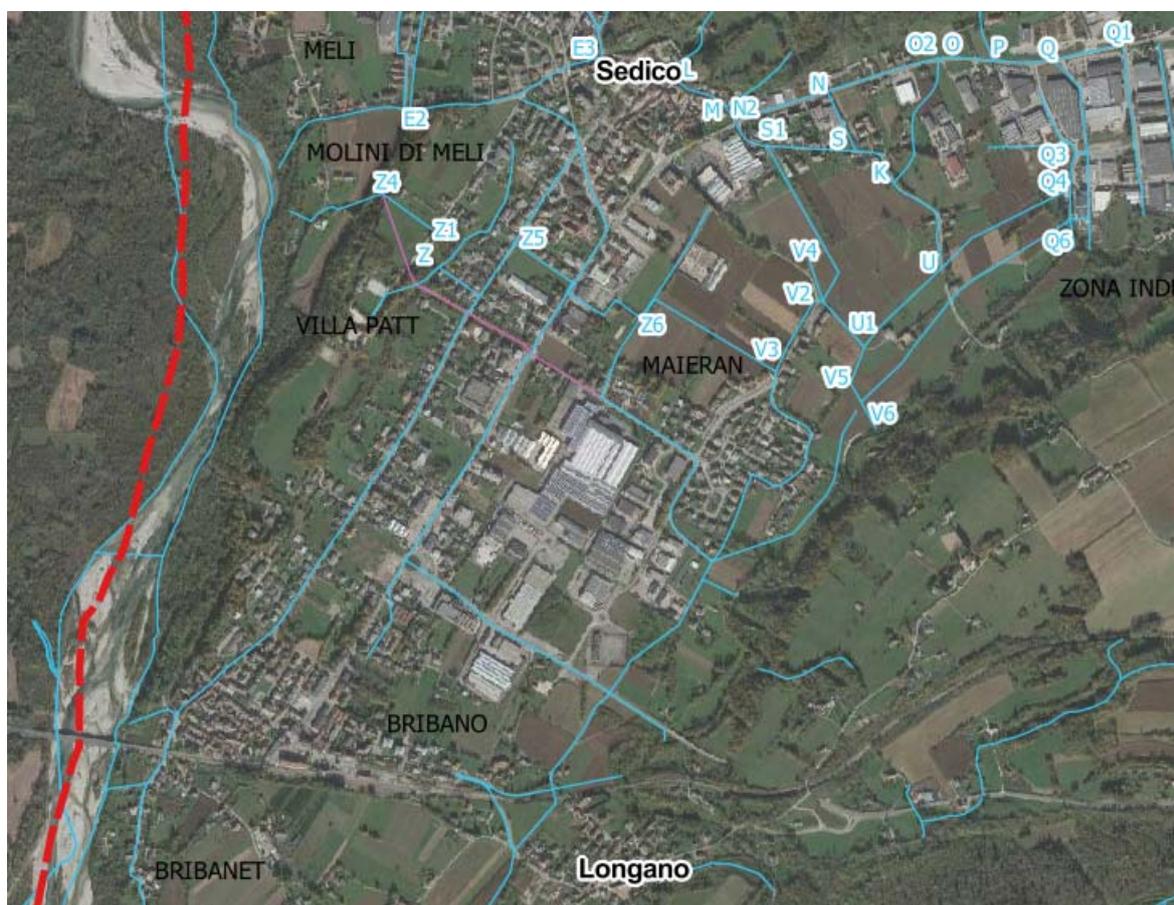


Figura 5-11 - Planimetria con individuazione rete idrografica del sistema urbano a sud di Sedico.

5.4.2 Rete idrografica di competenza del T.Gresal e del Piave

T. Gresal

Il T. Gresal è un affluente di destra del F. Piave, nel quale confluisce al limite meridionale del territorio comunale di Sedico, poco a valle della frazione di Longano.

Il corso d'acqua ha origine alle pendici del M. Pala Alta (1933 m s.m.) e scende con percorso tortuoso e acclive verso sud sino nei pressi della località Trevissoi (Belluno) dove cambia direzione dirigendosi verso ovest alla località Casoni (S.R. n. 203 Agordina) e quindi entrando nella parte a minor pendenza del suo corso. Dopo aver sottopassato la S.S. n. 50 in località Gresal (circa 13 km di percorso) esso prosegue attraversando la vasta area semipianeggiante compresa tra l'asse viario Belluno –Feltre e il corso del F. Piave.

Nel tratto compreso tra l'attraversamento della S.R. n. 203 in località Casoni e il citato attraversamento della S.S. n. 50, il torrente riceve in sinistra il contributo di alcuni piccoli corsi d'acqua i cui bacini sono ubicati, in tutto o in parte, nel territorio del Comune di Belluno. Da monte verso valle i principali sono i seguenti:

- Rio Fornaci di Sois
- Rio Roia

Il Roia, che confluisce nel Gresal nei pressi dell'omonima frazione, riceve a sua volta, presso la località Boscon, il contributo di altri due corsi d'acqua: il Rio Carmegn (dal nome della località presso cui ha origine), e il Fosso delle Limane. Questi torrenti sono stati recentemente oggetto di interventi di sistemazione da parte del Genio Civile di Belluno, in particolare con la costruzione di due ponticelli che hanno peraltro dimostrato qualche insufficienza idraulica. Nell'ambito dello stesso progetto si è provveduto alla ricalibratura del Rio delle Saline, che si trova poco discosto ma a sud della S.S., sino alla sua confluenza nel Gresal nei pressi dell'omonima Zona Industriale.

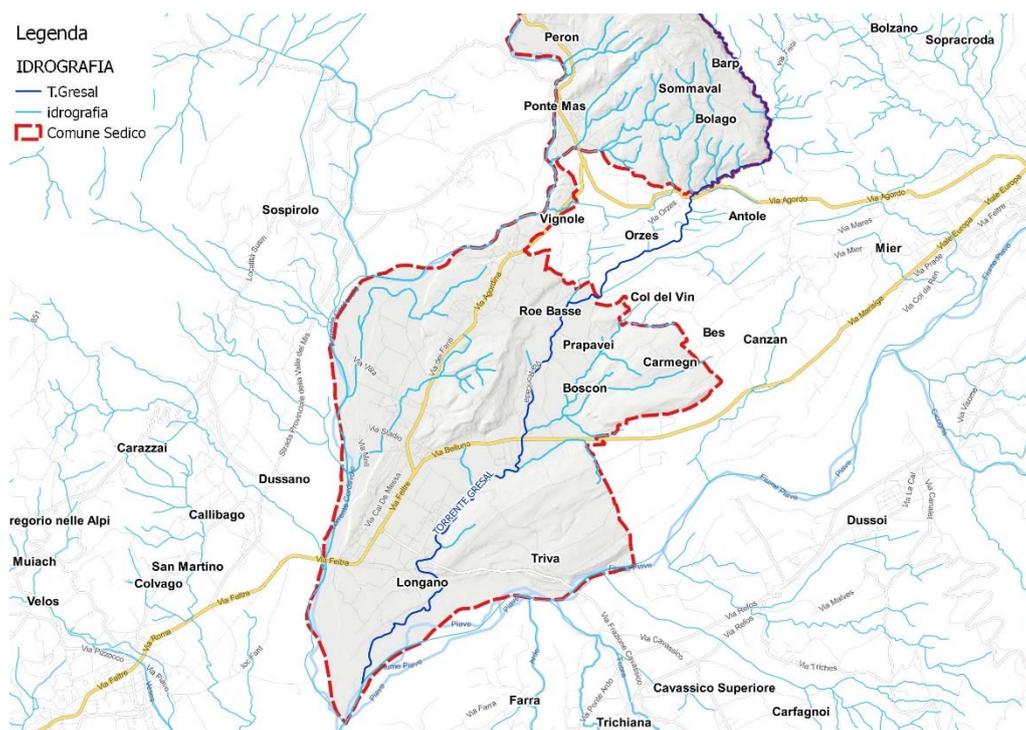


Figura 5-12 – Individuazione del torrente Gresal rispetto al territorio comunale.

Rii Mirabei e Calzota e sistema urbano di via delle Fontane, via S. Felice, T. Gresal

Questo sistema raccoglie le acque dei due rii, caratterizzati da piccoli bacini collinari immediatamente prospicienti il centro abitato di Sedico, e quelle di parte dello stesso centro abitato, in pratica di via delle Fontane, e le trasferisce a sud della S.S. sino al ricettore T. Gresal.

Il Rio Mirabei ha origine presso il Villaggio Mirabei, a quota 360 m s.m. circa, e drena un'area prativa con qualche abitazione (specialmente in adiacenza di via delle Fontane). La superficie del bacino, di soli 0,075 km², è limitata dalle due linee spartiacque che dalla sezione di chiusura, a quota 316,95 m s.m., risalgono sino a collegarsi con la linea displuviale che limita il bacino del Marcona precedentemente descritto. Nella parte più alta esiste una griglia di captazione a ridosso delle case del Villaggio, poi un tratto intubato (diametro 40 cm) e quindi un piccolo alveo, in gran parte ostruito da ramaglie che provocano facilmente l'esondazione delle acque. Più a valle il corso d'acqua è ancora intubato (diametri 30, 60, 50 cm) e vi sono alcune griglie e pozzetti sino a che si raggiunge la sezione di chiusura al ciglio di uno slargo di via delle Fontane (nodo L). Qui le acque vengono immesse (quota 314,00 m s.m.) nella rete di fognatura mista del diametro di 30 cm che percorre la stessa via.

Il bacino, a forte pendenza, è quasi totalmente prativo, motivo per cui non si verificano fenomeni di trasporto solido di qualche entità che possano ostruire i manufatti, tuttavia lo stato di degrado in cui versa l'alveo a monte e alcuni tratti intubati in diametri ridotti hanno determinato in passato l'allagamento della stradina che risale l'area e problemi alle abitazioni della parte medio-bassa.

Il Rio Calzota, anche questo piccolo corso d'acqua si immette nella condotta di diametro 30 cm che percorre via delle Fontane (nodo M). Esso drena un modestissimo bacino (0,030 km²) che presenta però, a differenza di quello del Mirabei, fenomeni di trasporto solido, per cui il manufatto di captazione, costituito da una piccola briglia e da una griglia, è spesso ostruito da materiale solido. Dal predetto manufatto si diparte una condotta di diametro 40 cm, provvista di due griglie, che raggiunge via delle Fontane immettendosi in un pozzetto (pure provvisto di griglia) dove passa la condotta principale di diametro 30 cm (a quota 313,19 m s.m.). L'ultimo tratto intubato è adiacente ad alcune abitazioni e risulta che si siano verificate esondazioni per ostruzione del manufatto di captazione.

La rete descritta, dopo il bivio con via Battisti, raggiunge l'incrocio con la S.S., lo sottopassa (il diametro da 30 cm passa a 50 cm) e arriva quindi all'inizio di via S. Felice dove trovasi un pozzetto di ispezione (nodo N1 a quota 310,62 m s.m.) al quale pervengono anche due tubazioni posate sotto il ciglio della statale (nel verso Feltre-Belluno) e si diparte la condotta di diametro 50 cm che percorre l'intera via S. Felice. In località Pradon – al nodo S1 di quota 306,20 m s.m. - la condotta viene affiancata da un'altra di diametro 80 cm e in una delle due (o in entrambe) si immette anche l'acqua raccolta in due pozzetti ubicati lungo la S.S.e precisamente:

- pozzetto al nodo O, al bordo della S.S.;
- Pozzetto al nodo N (310,80 m s.m.) al quale convergono le acque che provengono con direzione Belluno-Sedico dal nodo O2 e quelle che, in direzione contraria, arrivano dall'incrocio della S.S. con via delle Fontane (nodo N2). Entrambe le condotte hanno un

diametro di 30 cm. Il pozzetto si trova sul marciapiede nei pressi dell'accesso al vivaio ed è collegato, sottopassando la statale con un diametro di 20 cm, con un altro manufatto posto nel fosso di fronte allo stabilimento Lamas; da questo parte quindi una tubazione di 40 cm di diametro che raggiunge il nodo S (con un percorso non conosciuto).

Le due condotte di via S. Felice si collegano alla fine del percorso con una tubazione di diametro 50/60 cm che dalla zona industriale si dirige verso Maieran, mantenendosi nei pressi del T. Gresal. In corrispondenza del predetto collegamento esistono due scaricatori di piena che trasferiscono le acque in esubero nello stesso corso d'acqua, subito a valle del ponte per Villiagio e a quota fondo alveo (303,94 m s.m.), per cui sussistono senza dubbio problemi di scarico legati ai livelli idrici del Gresal. L'intera tratta di via delle Fontane sino a via S. Felice si è dimostrata insufficiente in varie occasioni, determinandosi un funzionamento in pressione che ha fatto fuoriuscire l'acqua dai pozzetti. Recenti lavori eseguiti dal Genio Civile di Belluno (di cui si è già parlato) con la costruzione lungo il T. Gresal di una difesa spondale in scogliera di lunghezza 190 m nel tratto di destra a monte del ponte per Villiagio hanno determinato l'impossibilità del deflusso naturale nello stesso Gresal delle portate meteoriche afferenti i terreni agricoli adiacenti. Per questo motivo è stata posta in opera una condotta del diametro di 100 cm che, sottopassando il rilevato della strada di accesso al ponte, trasferisce le acque verso valle in un tratto sprovvisto di difese arginali rialzate dal piano campagna, consentendone lo smaltimento per gravità.



Figura 5-13 - Planimetria con individuazione rete idrografica del sistema urbano a est di Sedico.

Rio Curzoi e sistema urbano della Zona Industriale Gresal, T. Gresal

Le acque provenienti dai versanti meridionali della dorsale che collega il centro di Sedico con, grosso modo, la località di Roe devono necessariamente essere raccolte lungo il ciglio della S.S. (nodi N, O2, O, P, Q, Q1) e smaltite poi a valle nel T. Gresal attraversando la stessa strada.

Al nodo Q (quota 309,75 m s.m.) convergono due fossi. Il primo Q1-Q con direzione Belluno- Sedico (primo tratto intubato in un diametro di 100 cm, poi canale a sezione trapezia 3,5/1,5 e h 1,2 m).

Il secondo, in direzione opposta alla precedente, inizia a circa 60 m dal nodo O, arriva sino al nodo P e prosegue sino a Q (sezione trapezia 2/1 e h 1 m). Confluisce al nodo P un piccolo corso d'acqua denominato Curzoi, la cui portata massima è stata valutata pari a 1,0 m³/s per un bacino di 0,13 km². Dal nodo Q le acque attraversano la statale (doppio tubo di diametro 100 cm) e rimangono a cielo coperto (dapprima in uno scatolare 200 per 100 cm e poi in un doppio scatolare 150 per 100 cm) lungo la strada interna alla Zona Industriale (capannone Pivato) per circa 280 m prima di riapparire al nodo Q3 (308,23 m s.m.), da cui proseguono a cielo aperto, con qualche sottopasso intubato, per ulteriori 141 m arrivando infine allo scarico nel T. Gresal (nodo Q6 a quota 305,96 m s.m. di fondo alveo). La pendenza media risulta pari a quasi l'uno per cento. Il canale drena naturalmente anche le acque dell'area industriale adiacente. Nell'ambito dei lavori già citati del Genio Civile, è stato posto in opera un tombotto scatolare 1,0x1,0 m in corrispondenza dell'attraversamento stradale prima dello scarico e il fosso è stato ricalibrato per 140 m assegnando ad esso una sezione trapezia avente base 1,00 m, altezza 0,70 m e scarpa 2:3.

Vi è da rilevare che nella situazione attuale si verificano esondazioni sia nei fossi a monte della statale, sia lungo il percorso del canale: ciò è dovuto alle caratteristiche dimensionali dei vari tronchi, alle portate in gioco e naturalmente al fatto che nel recapito finale (T. Gresal) si devono considerare livelli idrici di piena che ostacolano o addirittura impediscono lo scarico.

Al nodo O (costituito da un pozzetto con griglia ai margini della statale) convergono altri due fossi. Il primo è lungo circa 60 m con direzione Belluno-Sedico, il secondo, in direzione opposta, ha origine presso un nucleo di case. Dal citato nodo esiste poi un collegamento (primo tratto nuovo di diametro 50 cm, secondo tratto vecchio di diametro ignoto) che sottopassa la strada e arriva in via S. Felice (nodo K).

Dei rami che fanno capo al nodo N è già stata fatta la descrizione. Le portate dei due tronchi e della sede stradale, sono state valutate, come anticipato, in 0,3 m³/s sia in direzione Belluno-Sedico che in direzione opposta. La capacità di smaltimento, in relazione soprattutto ai diametri inadeguati (20 cm quello della tubazione che sottopassa la statale), appare precaria. In passato dalle caditoie sotto al marciapiede sono state osservate fuoriuscite d'acqua in pressione e anche il cortile Lamas è stato interessato da esondazioni.

Per il T. Gresal, nel tratto che va dal ponte della S.S. n. 50 sino alla Zona Industriale omonima, è necessario ancora menzionare altri interventi eseguiti sempre dal Genio Civile di Belluno:

- Il nuovo ponte della S.S. con allargamento della luce a 15 m e allargamento dei tratti di monte (per 60 m) e di valle (per 120 m) con nuove difese spondali in scogliera;

- Nuove difese spondali in scogliera, in destra e sinistra, dal ponte della S.S. al ponticello per Villiagio, per uno sviluppo complessivo di 830 m e pulizia dell'alveo sempre dal ponte della S.S. sino a comprendere gli scariche della Zona Industriale.

Con questi interventi è stata in parte garantita la sicurezza idraulica dell'area che comprende la sede della S.S. la Zona Industriale, in passato già interessata da pericolose esondazioni. Tuttavia lo scarico del canale principale al nodo Q6 presenta ancora una criticità legata ai livelli di piena del ricettore Gresal.

Sistema urbano di via Fermi, frazione Maieran

Lungo via Fermi è posata una condotta di fognatura mista di tipo ovoidale 60 per 90 cm che giunge a Maieran e si collega con la rete a servizio della frazione e quindi al depuratore di Oselete.

In occasione di eventi meteorologici di qualche rilievo, il tratto che precede Maieran viene sommerso dalle acque di scolo delle aree a nord e ovest (area sottostante il cimitero e area compresa tra la stessa via Fermi e via S. Felice). In particolare due condomini hanno subito allagamenti degli scantinati.

5.5 Caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici

Successivamente, tramite elaborazioni GIS, sono state determinate le caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici principali e secondari in corrispondenza di diverse sezioni di chiusura.

Il tempo di corrivazione dei bacini è stato valutato mediante la formulazione di Giandotti; essa viene di seguito espressa:

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

dove T_c è espresso in ore, L rappresenta la lunghezza dell'asta principale (km), H_m è l'altitudine media del bacino (m s.l.m.) ed H_0 è l'altitudine della sezione di chiusura (m s.l.m.);

Coerentemente alla descrizione svolta ai paragrafi precedenti si sono suddivisi i bacini idrografici per zona di appartenenza.

Di seguito si riportano le immagini e le tabelle riassuntive con le caratteristiche dei bacini idrografici indagati.

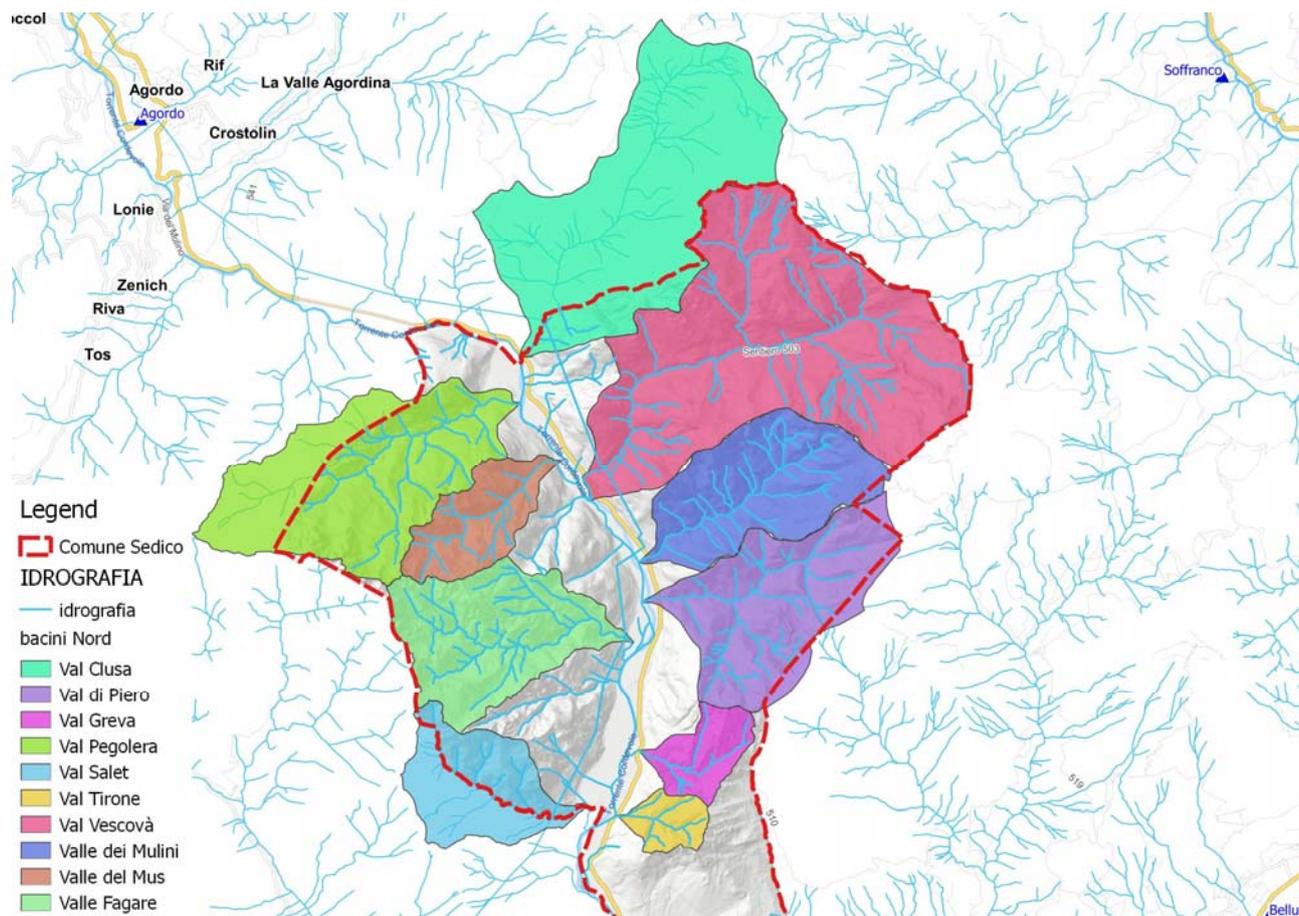


Figura 5-14 – Bacini idrografici Zona Settentrionale.

Tabella 5 – Caratteristiche morfometriche dei principali bacini idrografici.

n	Bacini	Area (km ²)	L(km)	H(med)	H(min)	(Hmax)	Tc (ore)
1	Val Pegolera	8.11	4.05	1249	159	2215	0.66
2	Val Clusa	11.27	6.2	1577	465	2538	0.85
3	Valle del Vescovà	15.15	7.1	1578	442	2563	0.97
4	Valle di Piero	6.08	3.5	1238	423	2325	0.66
5	Valle delle Fagare	5.2	4.77	1383	420	2144	0.66
6	Val del Mus	2.43	3.75	1286	450	2061	0.51
7	Valle dei Mulini	5.2	3.85	1341	429	2362	0.62
8	Val Grevà	1.43	2.2	1043	410	1830	0.40
9	Val Tirone	0.85	1.45	1011	401	1483	0.30
10	Val di Salet	3.3	3.75	1177	402	2073	0.58
11	T. Chiaramazza	0.52	2.30	551.60	408.70	720.30	0.66
12	Rio Salega	2.10	4.50	450.00	349.00	698.00	1.56
13	Noal	0.18	1.00	366.31	311.10	-	0.54
14	Roncada	0.04	0.54	366.31	311.74	-	0.46
15	Rio Fontana	0.45	0.62	435.50	398.20	555.80	0.74
16	Rio Salsa	0.50	0.35	492.63	407.90	596.70	0.46
17	Canale Tasso	1.25	2.50	360.00	322.00	430.00	1.67
18	Landrisio	1.30	2.30	372.65	333.41	429.21	1.60
19	Torrente Gresal	25.75	17.34	527.83	276.06	1881.50	3.65

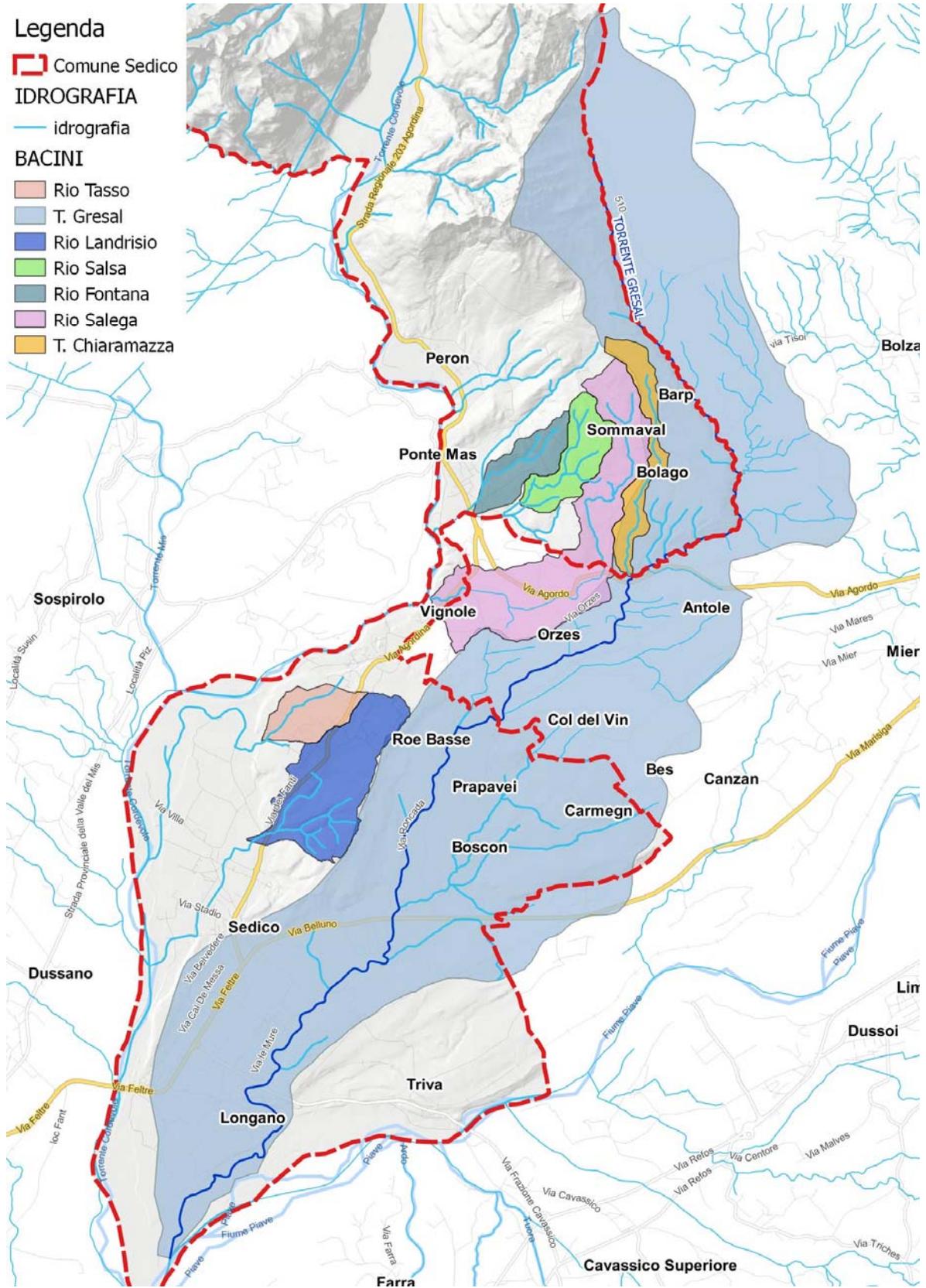


Figura 5-15 – Bacini idrografici Zona Centrale e meridionale.

6 ANALISI IDROLOGICA

6.1 Metodologia di analisi

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

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

Attualmente esiste un numero elevato di modelli concettuali in grado di simulare il comportamento idrologico del suolo. La pioggia efficace viene determinata attraverso la valutazione del coefficiente di deflusso che può essere ipotizzato costante nel tempo, nei modelli più semplificati, o variabile con il procedere dell'evento meteorico.

Molto utilizzati sono i modelli basati sulla ricostruzione dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) caratteristico che rappresenta la risposta del bacino ad impulso di precipitazione efficace perfettamente distribuita sull'intera superficie del bacino e avente volume unitario. Una volta definito l'IUH la ricostruzione dell'idrogramma reale avviene discretizzando lo ietogramma in ingressi in impulsi elementari e sommando le risposte ottenute da ciascuno di essi (integrale di convoluzione). Una volta definito il valore dei parametri richiesti dal modello la sua attendibilità viene verificata, quando possibile, attraverso la procedura di taratura. Nel caso in esame l'impossibilità di procedere con questa procedura, a causa dell'assenza di misurazioni contemporanee pluvio-idrometriche che non ha permesso la ricostruzione di eventi di piena reali, è consigliato di escludere l'utilizzo di quei modelli basati su grandezze non misurabili direttamente o indirettamente e la cui determinazione può avvenire esclusivamente dal confronto delle simulazioni con l'andamento degli eventi reali. Pertanto si è data preferenza ai modelli cosiddetti "fisicamente basati" che consentono di sfruttare le caratteristiche morfometriche, litologiche e pedologiche del bacino per la determinazione delle grandezze fisiche significative.

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

6.1.1 Il metodo del Curve Number

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

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

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

$$V = \frac{W}{S} \cdot P_n \quad (\text{Eq. 6.1})$$

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

P_n viene espressa dalla:

$$P_n = P - IA$$

dove P è la pioggia totale mentre IA rappresenta le perdite iniziali per intercettazione.

Tenendo conto che W può essere così espresso:

$$W = P_n - V$$

l'Eq. 2.1 diventa:

$$V = \frac{(P - IA)^2}{P + S - IA} \quad (\text{Eq. 6.2})$$

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

$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (\text{Eq. 6.3})$$

a partire dal numero di curva CN.

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

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

$$IA = 0.2 \cdot S \quad (\text{Eq. 6.4})$$

Assumendo valida l'eq.5.4 la quantità di deflussi diretti verso la rete idrografica può essere ricavata dalla lettura del grafico riportato in Figura 22 a partire dalla precipitazione totale.

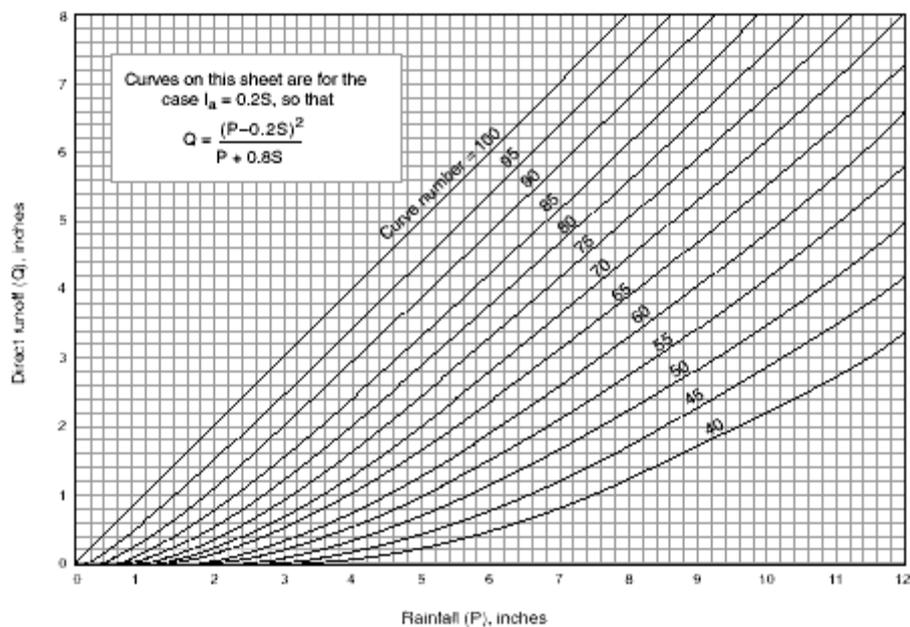


Figura 6-1 – Correlazione tra apporti meteorici e deflussi nella rete

Come si può notare, al procedere del fenomeno meteorico e quindi con l'aumento del volume d'acqua complessivamente caduto al suolo il rapporto tra precipitazione e deflussi è destinato ad aumentare.

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

Come si può desumere da quanto esposto, il metodo SCS fornisce unicamente il valore complessivo della pioggia efficace per l'intero evento; di conseguenza i modelli matematici, che operano in sequenza continua simulando il progredire nel tempo dei processi idrologici e quindi necessitano di conoscere il valore della pioggia efficace relativo a ciascun intervallo di tempo, calcolano tale valore come la differenza tra il valore complessivo della pioggia efficace alla fine dell'intervallo considerato e il valore che aveva raggiunto alla fine dell'intervallo precedente.

6.1.2 Il modello di Nash

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

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

Un idrogramma che rispetta queste ipotesi è descritto da una funzione $U(t)$ per la quale si possono dare alcune definizioni. L'idrogramma presenta una fase di risalita di durata t_p (tempo di picco) al termine della quale raggiunge la massima intensità di picco h_p . La durata dell'idrogramma unitario (t_B , tempo di base) coincide con il tempo necessario affinché la precipitazione caduta nel punto più lontano del bacino faccia sentire i suoi effetti alla sezione di chiusura (tempo di corruzione) e rappresenta la memoria del sistema. Il momento del primo ordine (baricentro) dell'idrogramma identifica il tempo di ritardo t_L (time lag).

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

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

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

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

$$U(t) = \frac{(t/k)^{\alpha-1} e^{-t/k}}{k \Gamma(\alpha)} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

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

$$t_L = \alpha k \quad e \quad t_p = (\alpha-1)k \quad (\text{Eq. 6.6})$$

6.1.3 Il deflusso profondo

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

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

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

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

6.2 Determinazione delle piogge critiche di assegnata frequenza

Per quanto riguarda la determinazione delle precipitazioni critiche di assegnata frequenza, da utilizzare nell'applicazione del principio dell'invarianza idraulica alle trasformazioni previste dal PAT, si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni, mentre per le valutazioni di pericolosità idraulica si è fatto riferimento alla precipitazione con TR=100 anni, secondo quanto previsto dall'Allegato A alla D.G.R.V. n. 2948/2009.

6.2.1 Curve di possibilità pluviometrica

Per il calcolo delle precipitazioni di assegnato tempo di ritorno, si è fatto riferimento allo studio di regionalizzazione delle precipitazioni estreme condotto nell'ambito dello studio relativo al dimensionamento delle opere idrauliche, condotto nel 1996 dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione ("Legge 193 del 18/05/1989, Art. 23: Studi finalizzati alla redazione dei Piani di Bacino – Dimensionamento delle opere idrauliche").

Lo scopo principale della regionalizzazione delle precipitazioni estreme è quello di consentire la valutazione, attraverso semplici relazioni matematiche, dell'altezza dell'afflusso meteorico h in una qualsiasi località ricadente all'interno della regione esaminata, una volta fissati il tempo di ritorno Tr e la durata t della precipitazione stessa. Il procedimento che consente di raggiungere questo obiettivo non è una semplice estrapolazione dei risultati delle analisi statistiche usuali, applicate alle singole stazioni pluviometriche, ma si basa su procedimenti che tengono conto dell'andamento generale dei parametri che caratterizzano il legame tra le grandezze h , Tr e t sull'intera superficie della regione esaminata. Le relazioni utilizzate per l'analisi regionale delle precipitazioni sono quindi espresse da una equazione del tipo:

$$h = f(x, t, Tr)$$

che fa dipendere esplicitamente l'altezza di afflusso meteorico, h , dalla posizione geografica del luogo, x , dalla durata della pioggia, t , e dal tempo di ritorno Tr ad essa associato.

Tale equazione si può ottenere ricorrendo alla combinazione di una legge statistica per i valori estremi, che esprime la dipendenza dell'afflusso meteorico dal tempo di ritorno, con una curva di possibilità climatica che evidenzia invece l'influenza della durata sul fenomeno. I parametri di queste due leggi variano generalmente con la posizione geografica evidenziandone così l'effetto.

La formula di regionalizzazione proposta nello studio citato per il territorio dell'Autorità di Bacino è espressa dalla

$$h(x, t, Tr) = H(x) \cdot [1 + 0.35 \cdot Y(Tr)] \cdot t^{n(x)}$$

dove:

h = altezza di precipitazione [mm];

t = durata dell'evento [ore];

$Y(Tr) = -\ln(-\ln(1-1/Tr))$, variabile ridotta di Gumbel con Tr espresso in anni.

I parametri dell'equazione H(x) ed n(x) sono stati valutati nell'ambito dello studio dell'Autorità di Bacino, complessivamente per 584 stazioni pluviometriche e successivamente omogeneizzati prevenendo alla redazione di carte delle isolinee dei due parametri che permettono di determinare i valori dei parametri per qualsiasi punto del territorio di competenza dell'Autorità.

Sostituendo i valori di H(x) ed n(x) relativi alla zona indagata, ricavati mediante elaborazioni GIS dalla cartografia allegata allo studio, si ottengono le equazioni di possibilità climatica scritte nella classica forma:

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

caratterizzate dai parametri caratteristici a e n riportati in Tabella 6.

Tabella 6 – Valori dei coefficienti a ed n in funzione del tempo di ritorno¹

Tr	5	10	20	30	50	100	500
Y(Tr)	1.500	2.250	2.970	3.384	3.902	4.600	6.214
a	38.12	44.69	50.99	54.61	59.14	65.25	79.37
n	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42

Nella seguente Tabella 7 sono indicate le precipitazioni critiche in funzione del tempo di ritorno e del tempo di pioggia per l'area oggetto di intervento:

Tabella 7 – Precipitazioni critiche in funzione del tempo di ritorno e del tempo di pioggia

Durata/TR	5	10	20	30	50	100	500
0.25	21	25	28	31	33	36	44
0.5	28	33	38	41	44	49	59
1	38	45	51	55	59	65	79
2	51	60	68	73	79	87	106
3	60	71	81	87	94	104	126
4.5	72	84	96	103	111	123	149
6	81	95	108	116	126	138	168
12	108	127	145	155	168	185	225
18	128	150	172	184	199	220	267
24	145	170	194	207	225	248	302

¹ Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (1996) - Studio di regionalizzazione delle precipitazioni estreme condotto nell'ambito della redazione dei Piani di Bacino

6.3 Trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi

6.3.1 Valutazione del Curve Number

Il metodo del SCS consente di calcolare la pioggia efficace mediante l'uso di un singolo parametro (CN) che caratterizza la risposta idrologica del sistema suolo-soprassuolo. Il CN può variare da 0 a 100: i valori bassi di CN identificano situazioni poco favorevoli alla formazione dei deflussi superficiali, mentre il valore 100 caratterizza le superfici completamente impermeabili USDA-SCS (1985). I valori di CN vengono quindi assegnati alle diverse combinazioni suolo-soprassuolo mediante incrocio delle informazioni relative all'uso del suolo e ai tipi idrologici di suolo. Il metodo del SCS classifica i suoli in quattro gruppi idrologici (A, B, C, D) caratterizzati da infiltrabilità decrescente. Ricordando quanto riportato nel capitolo dedicato alla descrizione della morfologia del bacino, in particolare alla costituzione litologica dei versanti, allo sviluppo vegetazionale e all'uso del suolo, le caratteristiche idrologiche medie del bacino possono essere assimilate a quelle elencate nelle tabelle standard proposte dallo stesso SCS ai gruppi idrologici dei suoli di bassa infiltrabilità. Tale combinazione di suolo-soprassuolo suggerisce di attribuire al parametro Curve Number valori compresi tra 60 e 50 per i bacini maggiori e 45 per i bacini minori.

Al parametro IA (perdite iniziali) viene assegnato il valore di 5 mm rappresentativo di una condizione iniziale di media saturazione del suolo. Si ipotizza, quindi, che il fenomeno meteorologico che alimenta il processo idrologico presenti una fase iniziale nella quale l'afflusso viene completamente assorbito dal terreno aumentando il grado di saturazione del suolo, e una seconda fase in cui ha inizio la produzione del deflusso superficiale. Si noti che in questo modo le precipitazioni di debole intensità e di modesta durata non sono in grado di innescare alcuno deflusso superficiale.

Infine, per tener conto degli effetti del deflusso profondo, si è assunto che il 10% della precipitazione totale contribuisca ad alimentare tale componente.

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

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

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

Il tempo di corrivazione, ovvero il tempo necessario perché una particella d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino possa far sentire il suo effetto nella sezione di chiusura, è il parametro che influenza maggiormente l'andamento dei deflussi di piena in quanto imponendo

la durata del fenomeno impone anche l'entità delle portate al colmo. Questo parametro viene a dipendere da numerosi fattori anche se le espressioni empiriche, di uso più comune, reperibili in letteratura che permettono la sua determinazione fanno riferimento in modo particolare a quelli morfometrici ovvero all'estensione del bacino, alla pendenza dei versanti e dell'asta fluviale principale. Tali espressioni differiscono notevolmente tra loro sia per le diverse grandezze considerate che per le diverse caratteristiche dei bacini esaminati. Tra queste, date le caratteristiche e la dimensioni del bacino, si ritiene molto rappresentativa quella proposta da Giandotti:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

Dove con H_0 si è indicata la quota della sezione di chiusura e con H_m la quota media del bacino. Sebbene quest'ultima espressione è stata dedotta analizzando il comportamento di bacini di dimensioni più elevate di quello in esame, i risultati forniti dal suo utilizzo per bacini di estensione modesta è sempre stata ritenuta attendibile.

6.3.3 Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici

La trasformazione degli idrogrammi di assegnata frequenza di accadimento possono essere trasformati nei corrispondenti deflussi lungo la rete idrografica mediante la stessa tecnica seguita per la ricostruzione degli eventi reali; agli idrogrammi di piena ottenuti è possibile assegnare la stessa frequenza probabile del fenomeno meteorico che lo ha generato. Queste simulazioni sono state condotte per un fenomeno meteorico aventi frequenze di accadimento pari a 100 anni, considerando diverse durate di pioggia in modo da evidenziare il fenomeno più critico per il bacino. A tal proposito è bene evidenziare che, adottando il metodo del Curve Number, il tempo di pioggia critico non coincide con il tempo di corrivazione come previsto dalla nota ipotesi alla base del metodo razionale.

Il progredire della precipitazione e il conseguente aumento del grado di saturazione del terreno portano a un aumento del coefficiente di deflusso e, di conseguenza, i fenomeni prolungati nel tempo tendono a diventare più gravosi. I risultati sono stati anch'essi graficati nelle seguenti figure, mentre la sintesi delle elaborazioni condotte è riportata in *Tabella 8*.

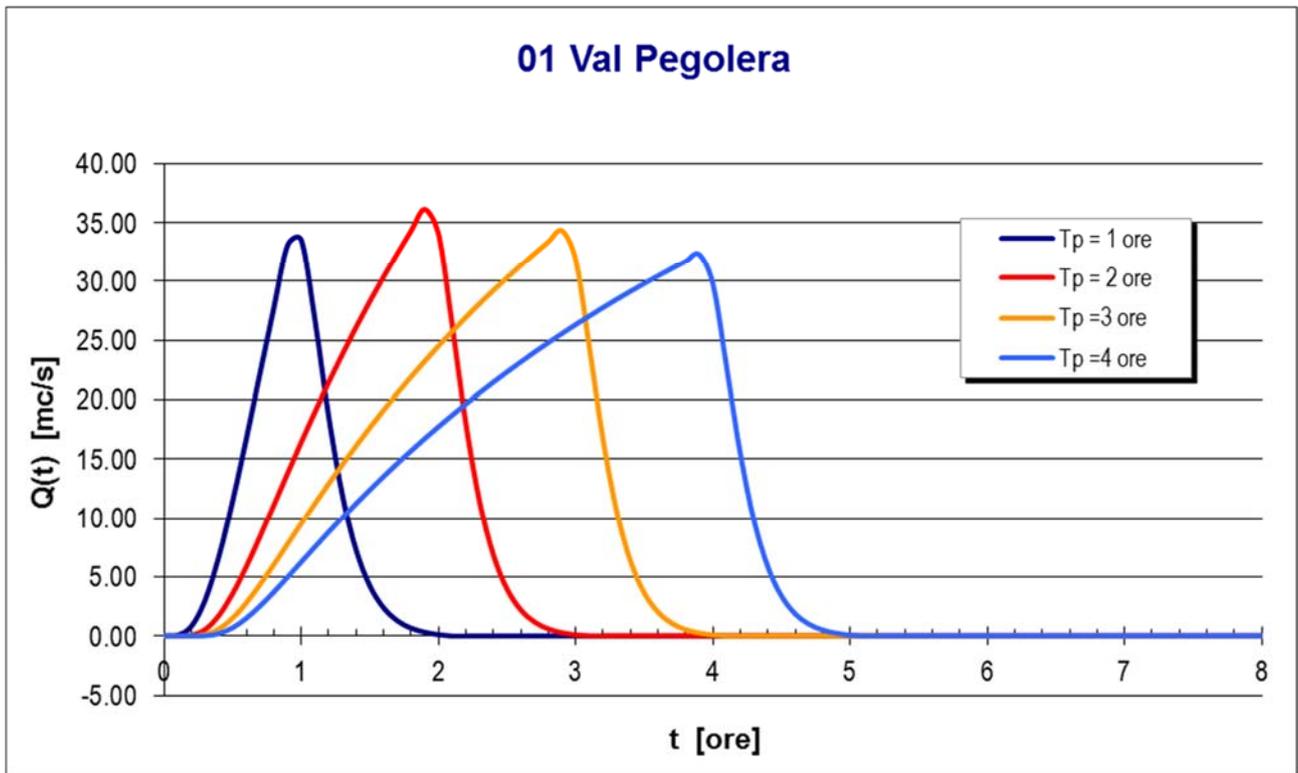


Figura 6-2 -Val Pegolera - Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

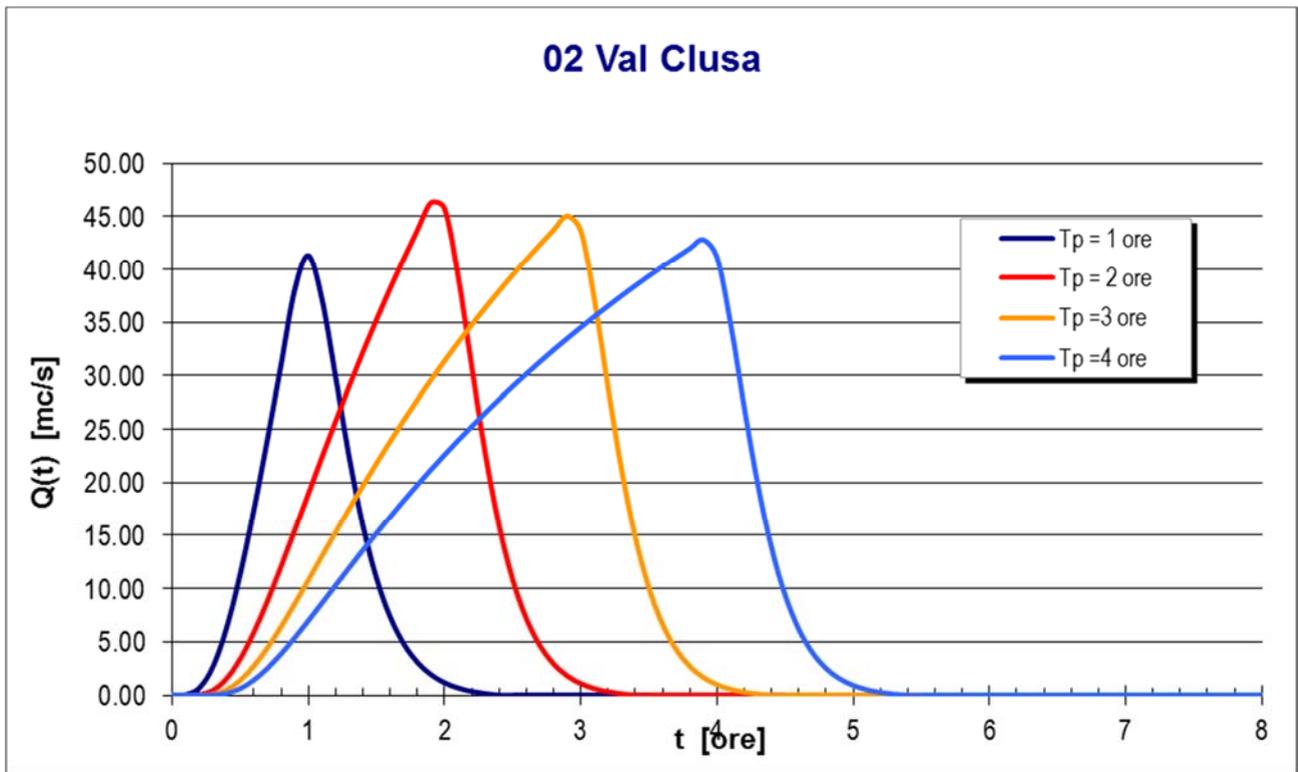


Figura 6-3 -Val Clusa - Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

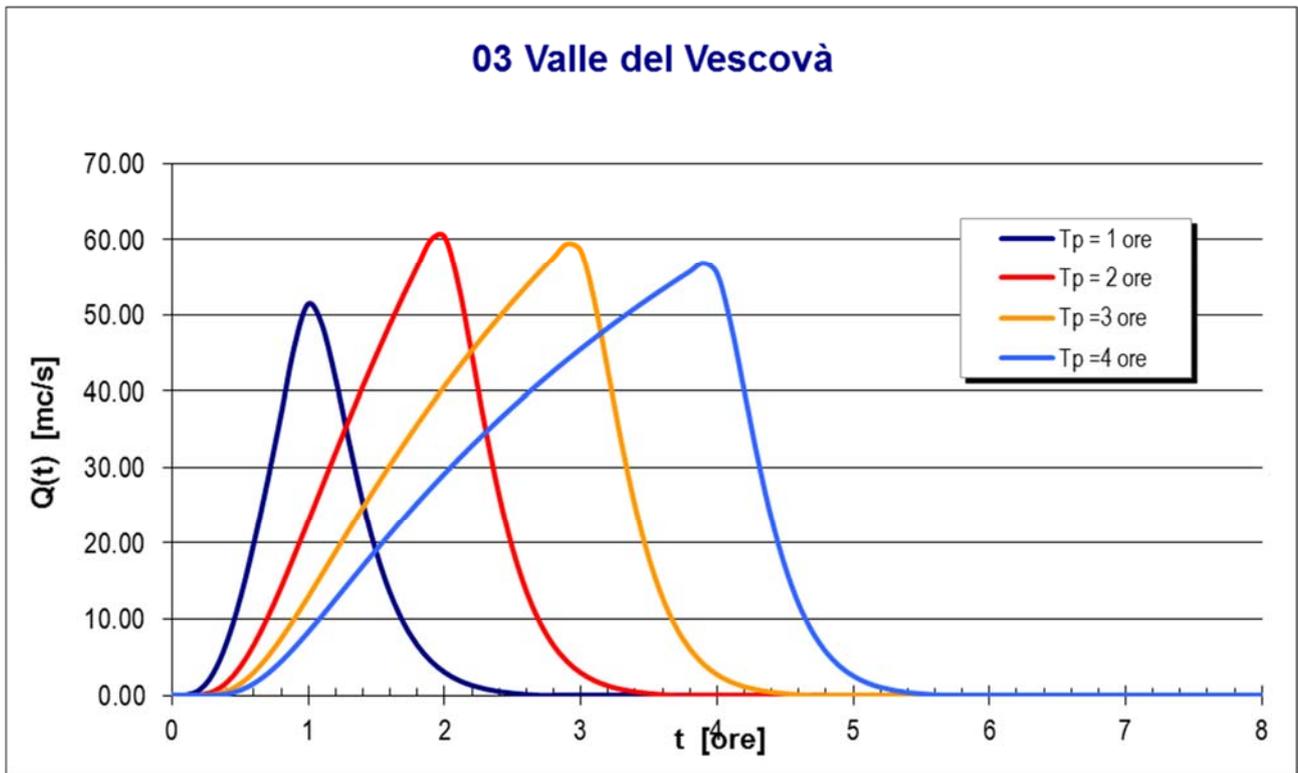


Figura 6-4 -Val del Vescovà - Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

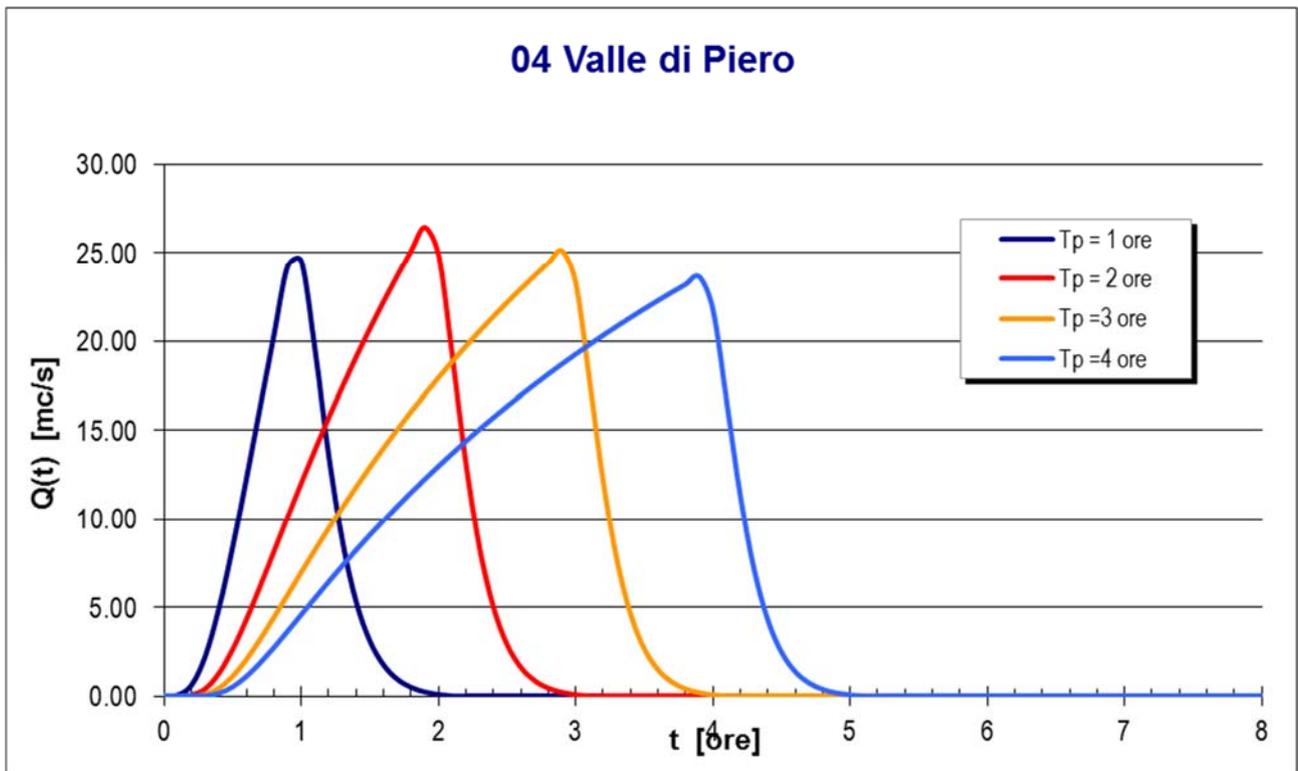


Figura 6-5 -Valle di Piero- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

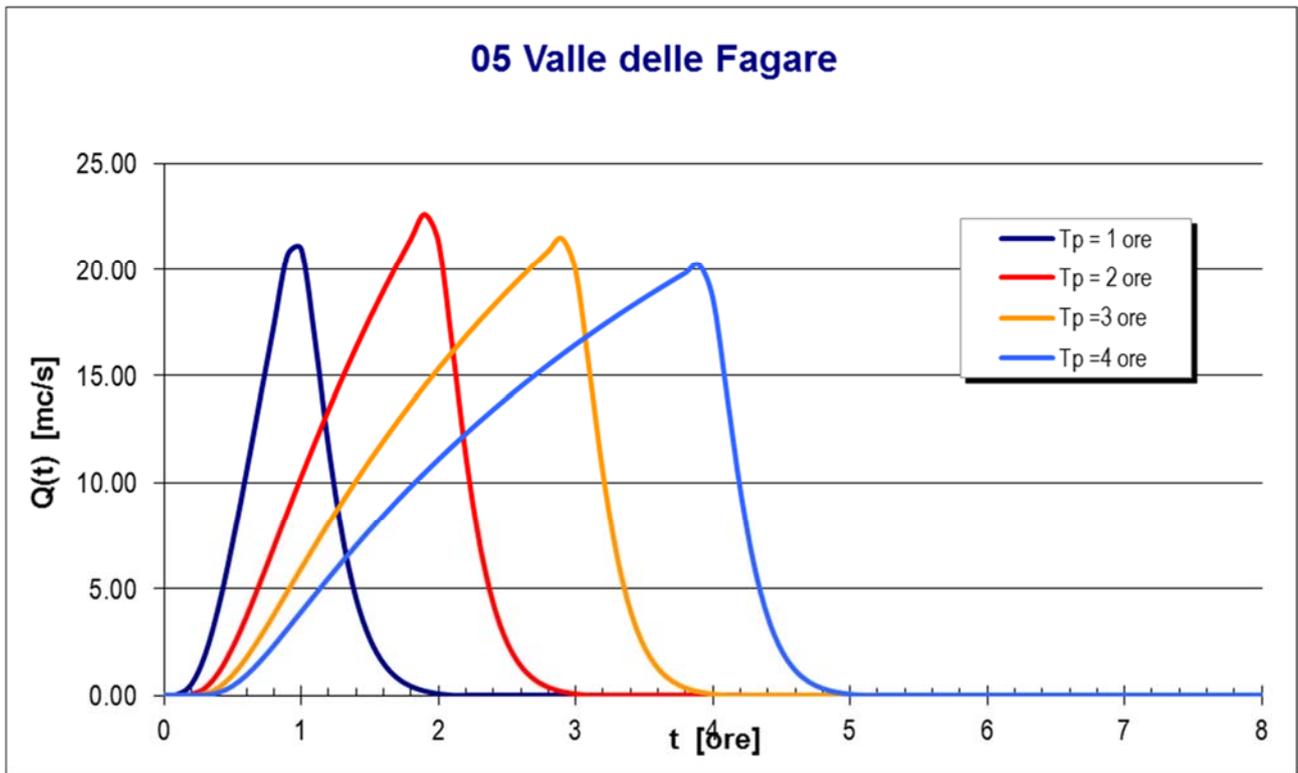


Figura 6-6 -Val delle Fagare - Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

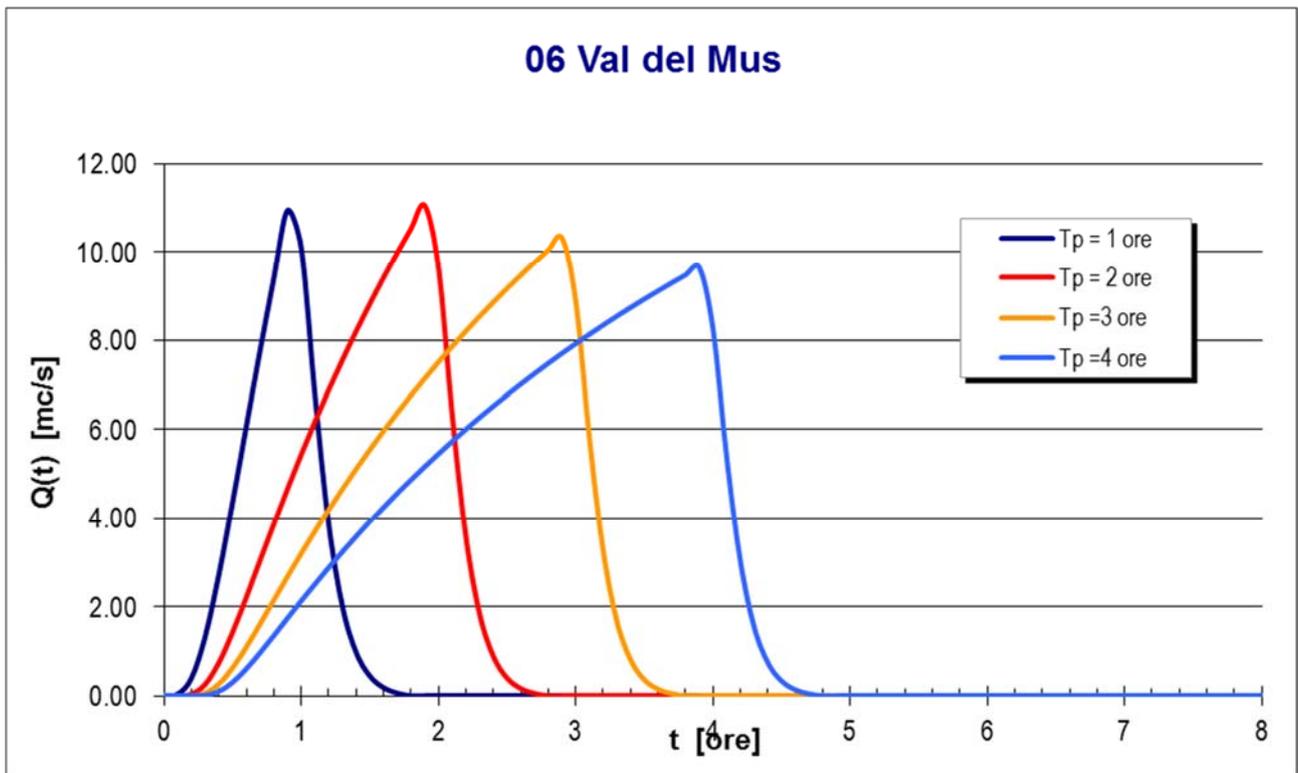


Figura 6-7 - Val del Mus- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

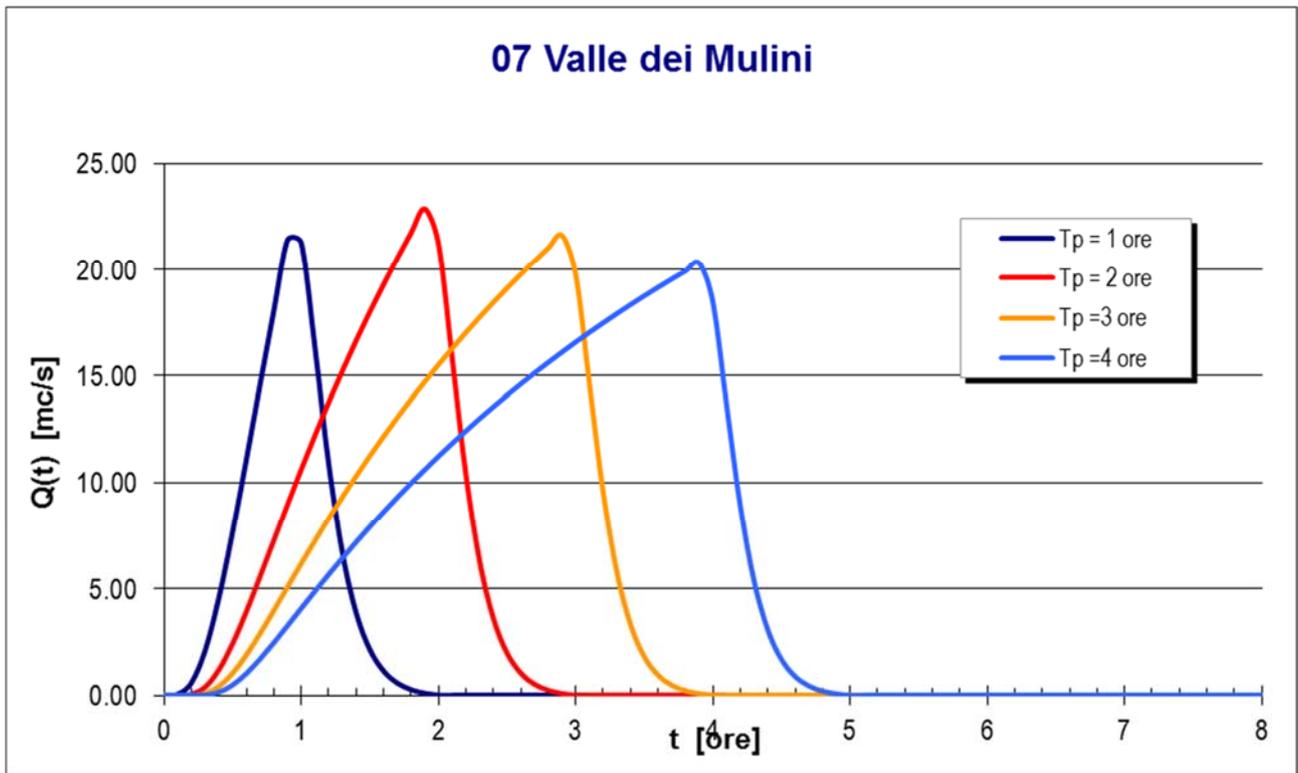


Figura 6-8 - Val dei Mulini- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

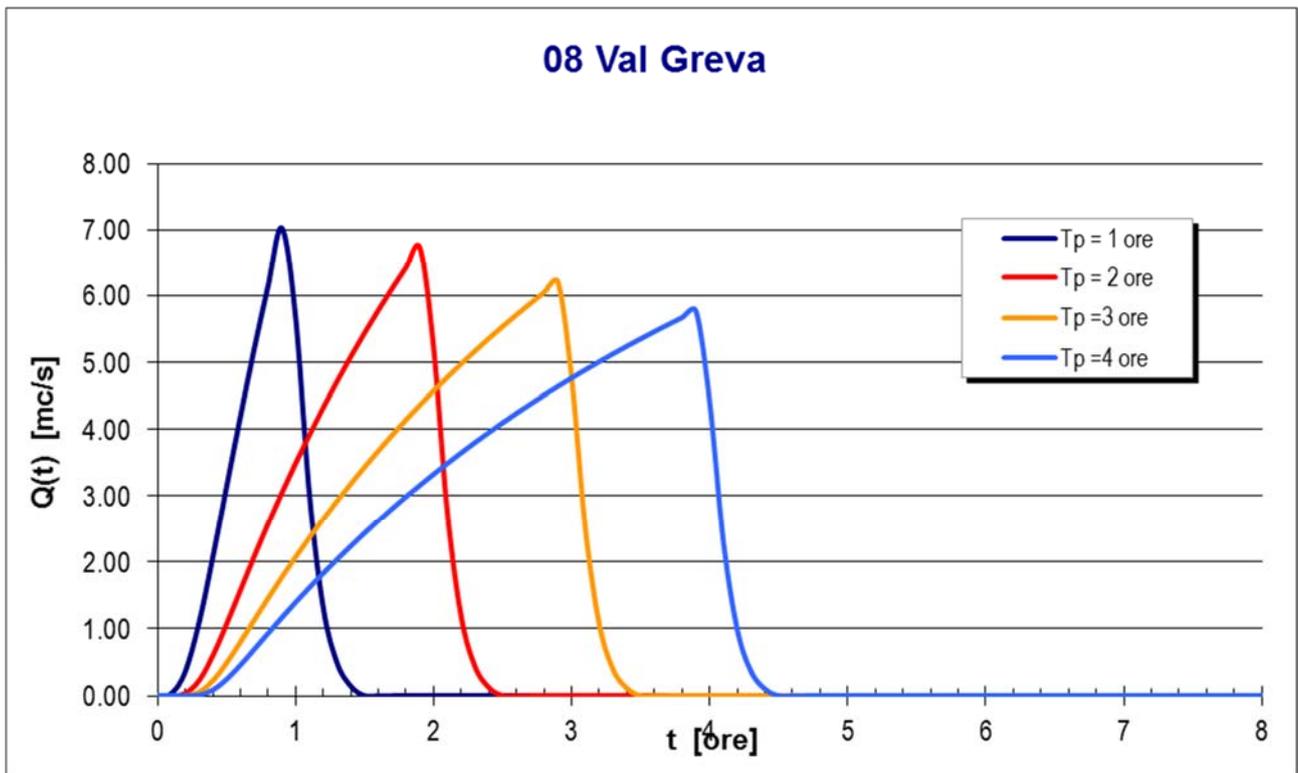


Figura 6-9 -Val Greva- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

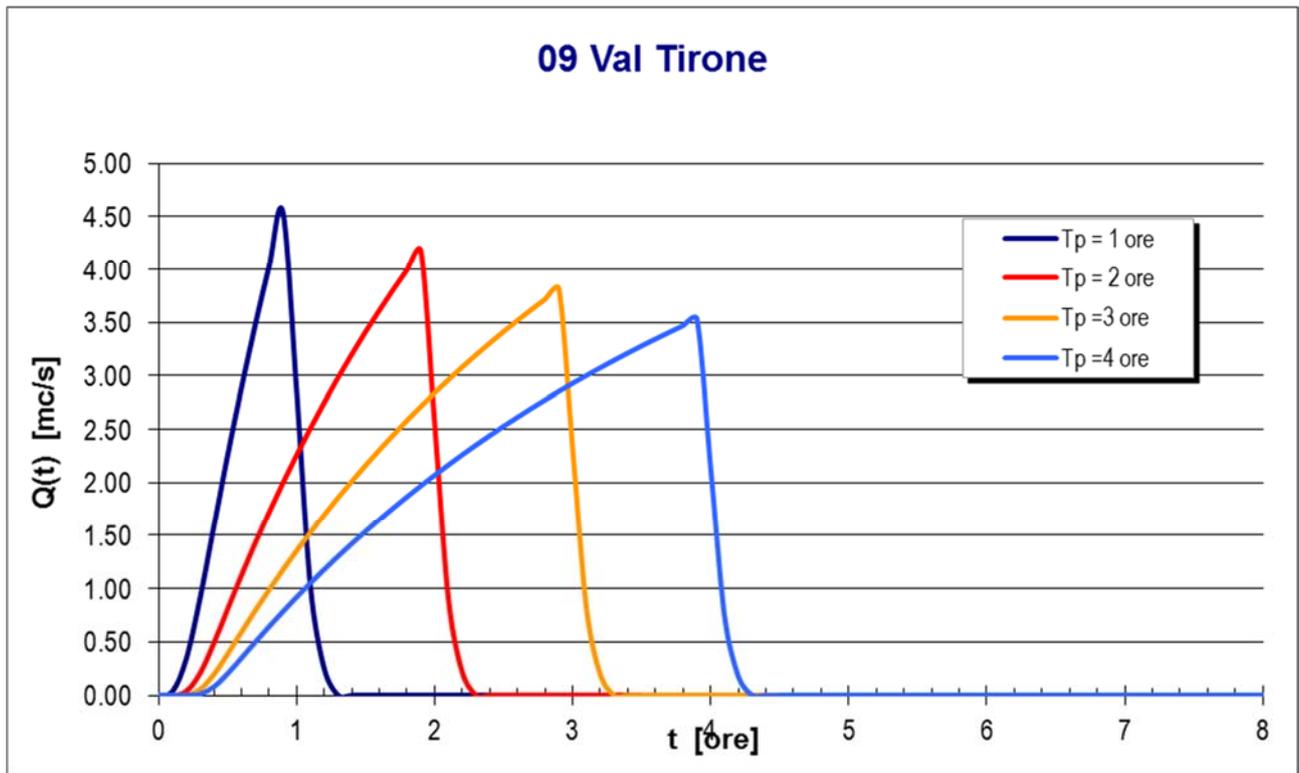


Figura 6-10 - Val Tirone- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

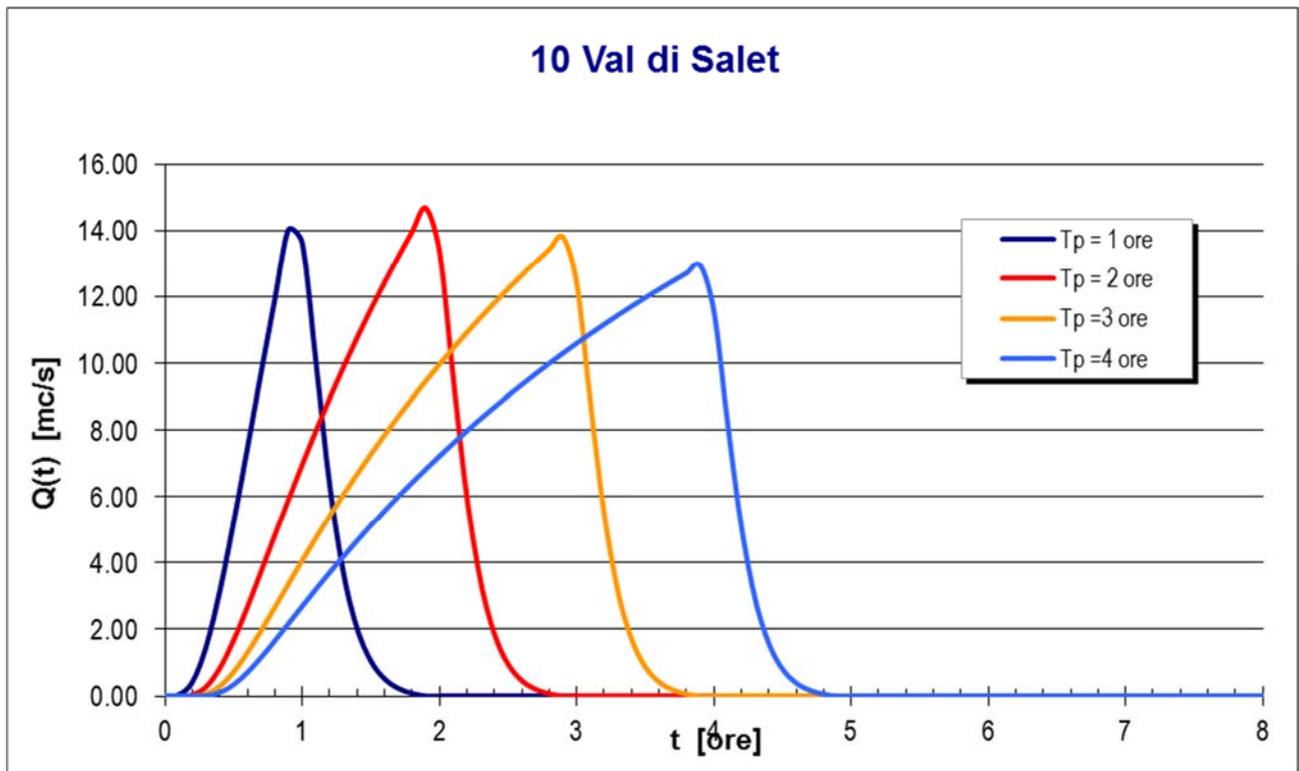


Figura 6-11 - Val di Salet- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

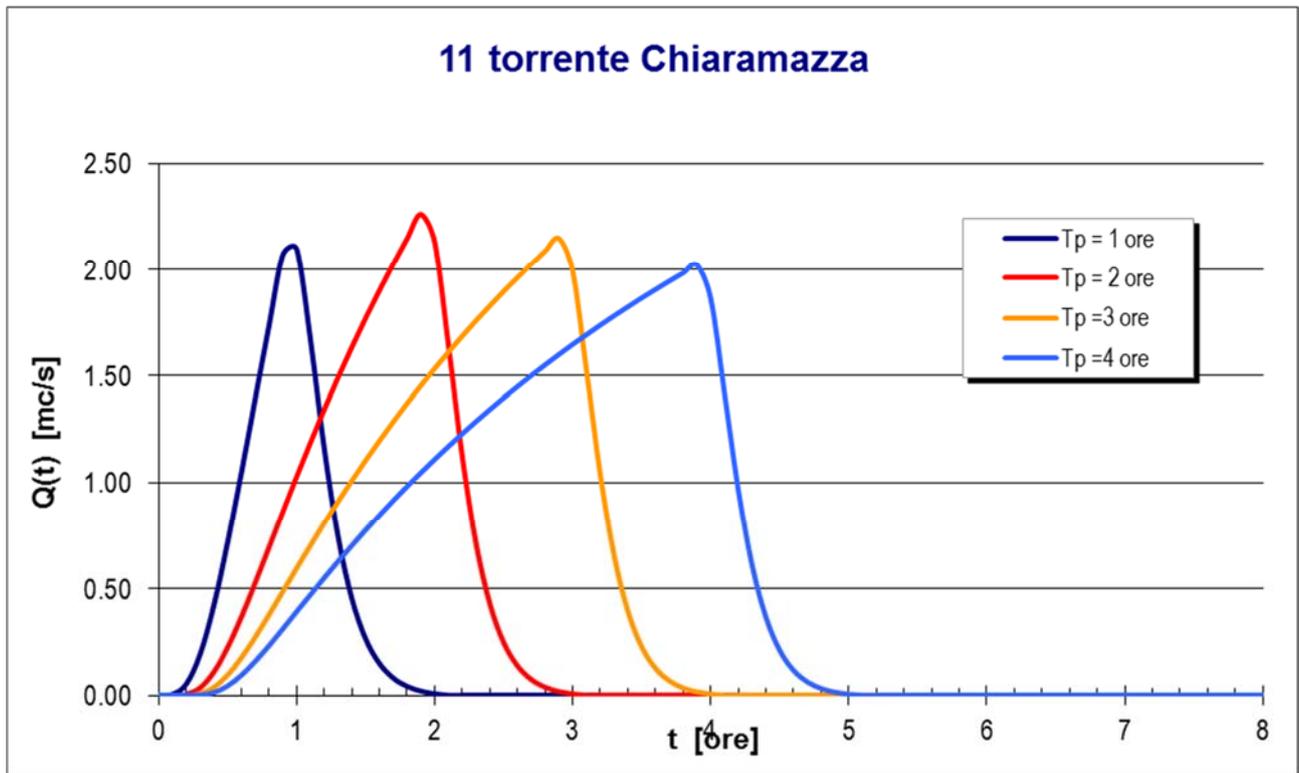


Figura 6-12 – Torrente Chiaramazza– Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

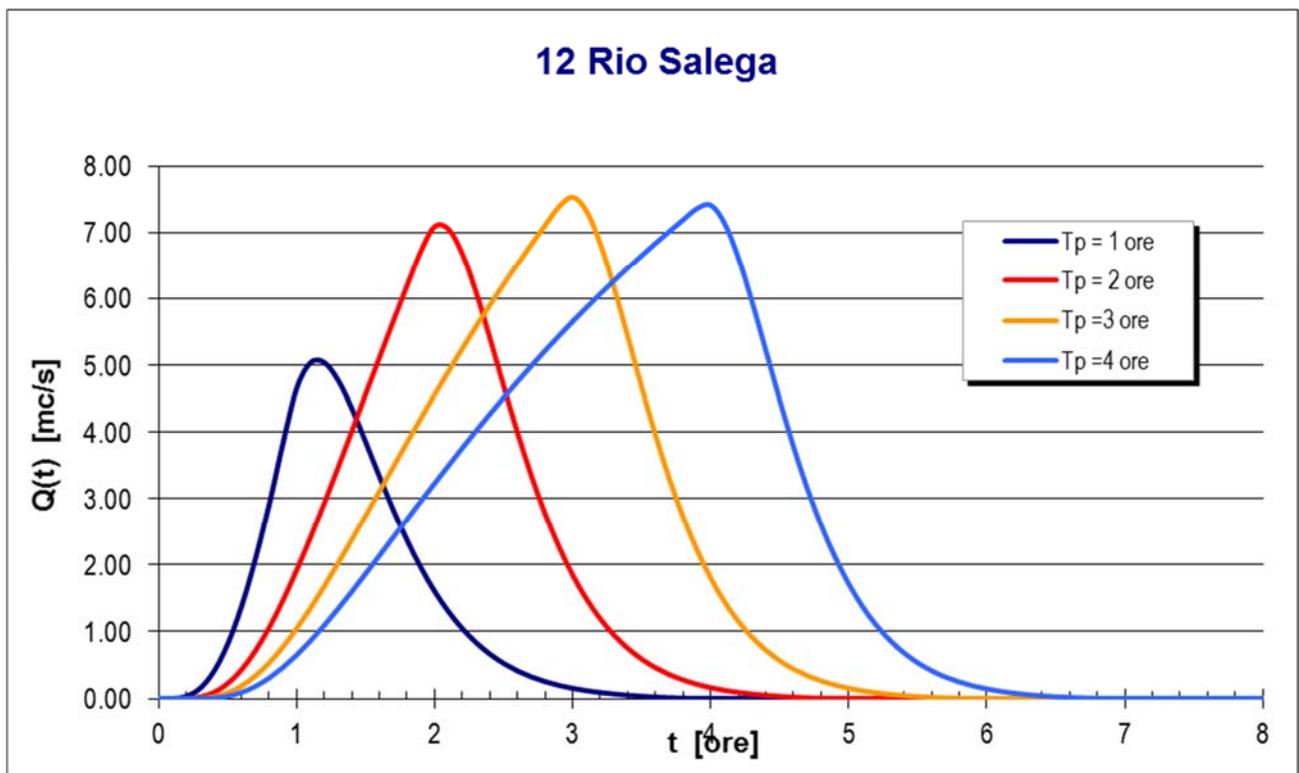


Figura 6-13 – Rio Salega– Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

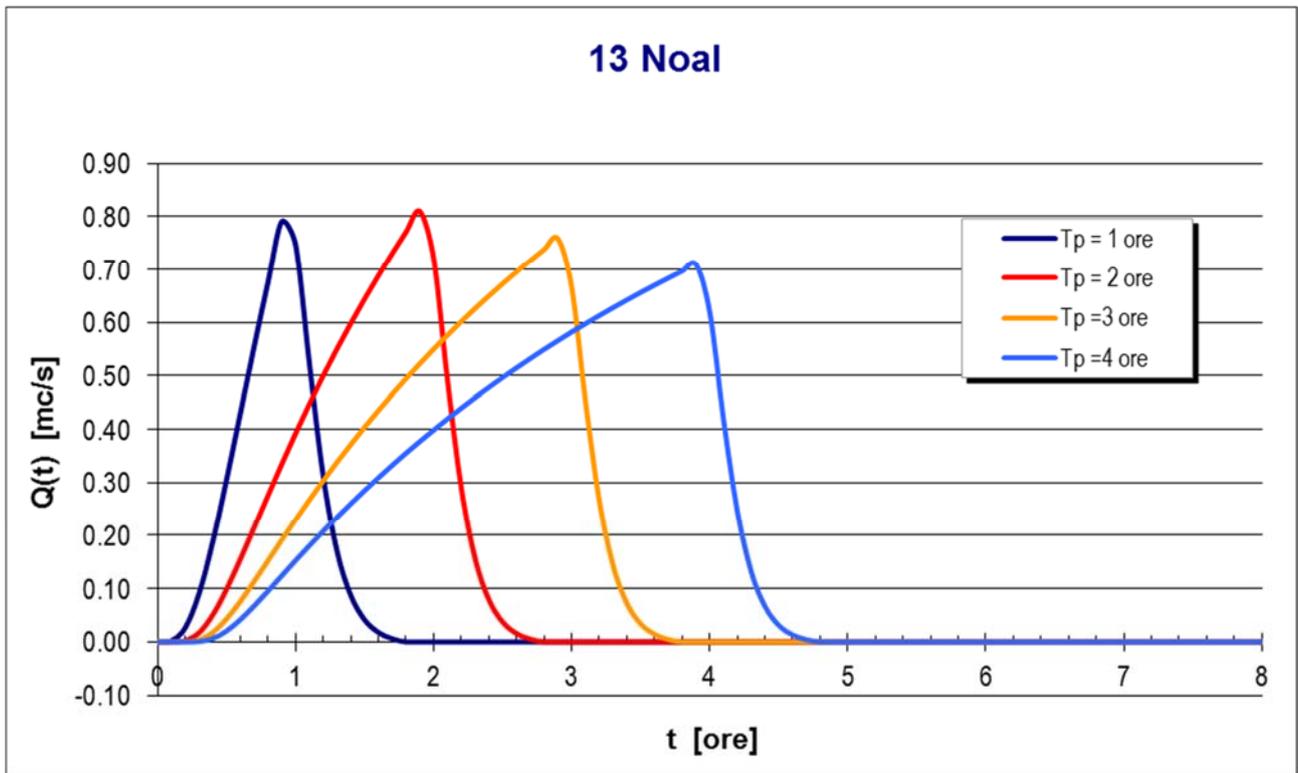


Figura 6-14 – Rio Noal- Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

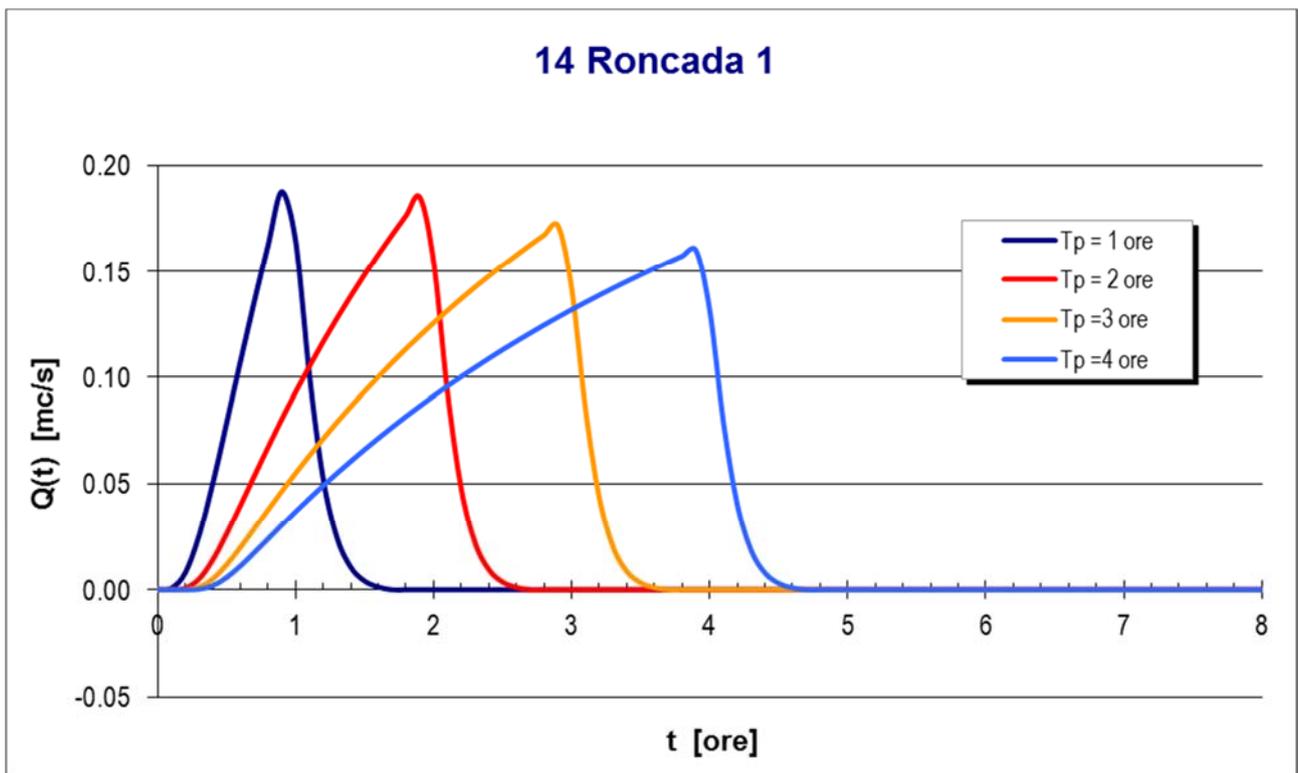


Figura 6-15 – Rio Roncada – Idrogramma di piena per un TR=100 anni e diverse durate di precipitazione

n	Bacini	Area (km ²)	L(km)	H(med)	H(min)	(Hmax)	Tc (ore)	Qmax(m ³ /s)
1	Val Pegolera	8.11	4.05	1249	159	2215	0.66	36.14
2	Val Clusa	11.27	6.2	1577	465	2538	0.85	46.31
3	Valle del Vescovà	15.15	7.1	1578	442	2563	0.97	60.37
4	Valle di Piero	6.08	3.5	1238	423	2325	0.66	26.34
5	Valle delle Fagare	5.2	4.77	1383	420	2144	0.66	22.61
6	Val del Mus	2.43	3.75	1286	450	2061	0.51	11.05
7	Valle dei Mulini	5.2	3.85	1341	429	2362	0.62	22.87
8	Val Greva	1.43	2.2	1043	410	1830	0.40	7.03
9	Val Tirone	0.85	1.45	1011	401	1483	0.30	4.54
10	Val di Salet	3.3	3.75	1177	402	2073	0.58	14.68
11	T. Chiaramazza	0.52	2.30	551.60	408.70	720.30	0.66	2.26
12	Rio Salega	2.10	4.50	450.00	349.00	698.00	1.56	7.53
13	Noal	0.18	1.00	366.31	311.10	-	0.54	0.8
14	Roncada	0.04	0.54	366.31	311.74	-	0.46	0.20
15	Rio Fontana	0.45	0.62	435.50	398.20	555.80	0.74	Analisi idrologica ADBtoolbox
16	Rio Salsa	0.50	0.35	492.63	407.90	596.70	0.46	
17	Canale Tasso	1.25	2.50	360.00	322.00	430.00	1.67	
18	Landrisio	1.30	2.30	372.65	333.41	429.21	1.60	
19	Torrente Gresal	25.75	17.34	527.83	276.06	1881.50	3.65	

Tabella 8- Sintesi delle elaborazioni condotte

Per alcuni corsi d'acqua si dispone di una analisi idrologica più dettagliata e riportata ai capitoli seguenti.

6.4 Determinazione degli idrogrammi di piena del fiume Piave e del torrente Cordevole

Dagli studi dell'Ing. Susin (1993-1996), finalizzati alla redazione del Piano Stralcio per la Sicurezza del medio e basso corso del fiume Piave, è stata ripresa la definizione delle onde di piena di progetto del Fiume Piave a Busche, sezione ubicata a valle dell'area modellata, e del Torrente Cordevole, principale affluente del Fiume Piave in questo tratto allo studio.

Per quanto riguarda il fiume Piave, ai fini della ricostruzione delle portate di piena per i diversi tempi di ritorno da considerare si è fatto riferimento all' idrogramma di progetto assunto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta - Bacchiglione nel Progetto del Piano stralcio per la sicurezza del medio e basso corso del fiume Piave.

L'idrogramma individuato nel Piano stralcio è ottenuto col metodo afflussi-deflussi riferito a precipitazioni di 100 anni con durata di 24 ore. Si è infatti constatato che, a parità del tempo di ritorno, le 24 ore costituiscono, per il bacino del Piave, la durata di precipitazione critica.

La Tabella 9 di seguito riporta i valori assunti dalla piena di assegnato tempo di ritorno in corrispondenza di predeterminate sezioni del fiume Piave e quelli assunti dall'evento con tempo di ritorno centenario (portata di progetto) indicati nel Piano stralcio per la sicurezza del medio e basso corso del fiume Piave. Il Piano Stralcio fornisce anche lo idrogramma della piena di progetto per l'evento con $Tr=100$ anni e durata di precipitazione di 24 ore in alcune sezioni notevoli del corso d'acqua.

Tabella 9 - Valore al colmo della portata di piena con durata di precipitazione di 24 ore.

Sezione	$Tr = 10$	$Tr = 50$	$Tr = 100$
Piave a Soverzene	800	1500	1800
Piave a Busche	1650	2850	3400
Piave a Segusino	1850	3150	3750
Piave a Nervesa della Battaglia	2000	3400	4050

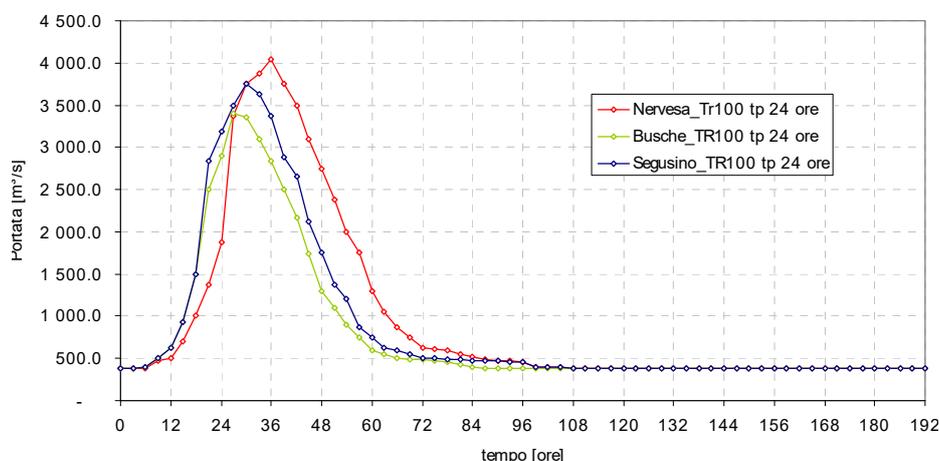


Figura 6-16 – Idrogrammi di portata indicati nel Piano Stralcio per la sicurezza del medio e basso corso del fiume Piave

L' idrogramma relativo ai tempi di ritorno mancanti è stato ottenuto integrando le informazioni del Piano Stralcio con i dati dello studio di regionalizzazione condotto nel Triveneto eseguito a cura del CNR - GNDICI per la " *Valutazione delle piene nel Triveneto*" (Bacchi e Villi, 2001).

In questo documento in particolare si fa riferimento alla procedura V.A.P.I. per la definizione della curva di crescita ed in particolare del fattore di crescita K_T dato dalla seguente espressione:

$$K_T = 0.5444 + 0.4396 \ln(Tr) \quad (\text{Eq. 6.5})$$

valida appositamente per il bacino del Piave.

Di seguito si riportano i valori del coefficiente K_T calcolati per i differenti tempi di ritorno.

Tabella 10- Valori del fattore di crescita K_t calcolati secondo il metodo di regionalizzazione V.A.P.I.

Tr	K_t	Rapporto $K_t (Tr) / K_{t100}$
1.2	0.62	0.24
1.5	0.72	0.28
2	0.85	0.33
2.5	0.95	0.37
4	1.15	0.45
5	1.25	0.49
10	1.56	0.61
20	1.86	0.72
30	2.04	0.79
50	2.26	0.88
100	2.57	1.00

Si è quindi costruita la curva che mette in relazione il rapporto $K_t(D,Tr)/K_t(D,100)$ e il tempo di ritorno.

Il rapporto tra fattori di crescita di differenti tempi di ritorno è uguale al rapporto tra le portate la cui formulazione è espressa dalla seguente:

$$Q(D,Tr) = \mu(Q_D) \cdot K_t(D,Tr) \quad (\text{Eq. 6.6})$$

con:

$$\mu(Q_D) = 1.76 \cdot S^{0.78} \quad (\text{formula valida per il Piave e il Brenta}) \quad (\text{Eq. 6.7})$$

e quindi:

$$\frac{K_t(D,Tr)}{K_t(D,100)} = \frac{Q(D,Tr)}{Q(D,100)} \quad (\text{Eq. 6.8})$$

per la medesima sezione, con

$Q(D,Tr)$ = massima portata per l'evento con tempo di ritorno Tr e durata D

$Q(D,100)$ = p massima portata per l'evento con tempo di ritorno $Tr=100$ anni e durata D

$K_t(D,Tr)$ = fattore di crescita delle portate al colmo di piena per l'evento con tempo di ritorno Tr e durata D

$K_t(D,100)$ = portata di picco per l'evento con tempo di ritorno $Tr=100$ anni e durata D

$\mu(Q_D)$ = media dei massimi annuali delle portate al colmo di piena di durata D

S = superficie del bacino sotteso [km²]

La curva dei rapporti dei fattori di crescita è stata quindi confrontata con la curva dei rapporti tra le massime portate ottenuta dai valori indicati nel Piano Stralcio per $Tr=10, 50$ e 100 anni al fine di costruire una legge logaritmica per il calcolo delle massime portate per tutti i tempi di ritorno considerati basata sui dati riportati dal Piano Stralcio.

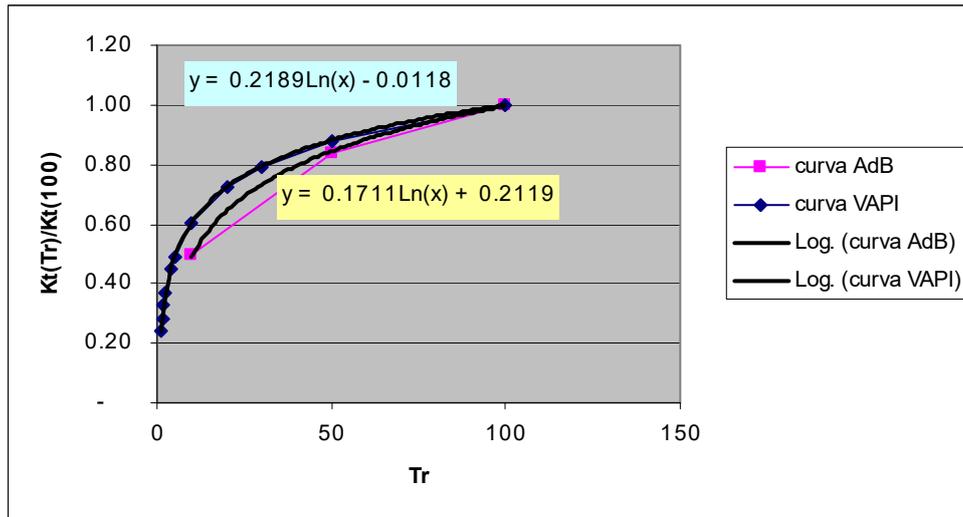


Figura 6-17 – Costruzione delle curve logaritmiche con i dati del metodo V.A.P.I. di stima delle portate di piena e con i dati letti dal Piano Stralcio.

Tabella 11 – Valori delle massime portate per ciascun tempo di ritorno considerato calcolati con la curva dei dati del Piano Stralcio (AdB).

Tr	$Q(Tr)_{Busche}$
1.2	96
1.5	262
2	476
2.5	642
4	992
5	1158
10	1674
20	2189
30	2491
50	2871
100	3400

La forma dell'idrogramma nelle diverse sezioni per tutti i tempi di ritorno è stata ottenuta utilizzando i rapporti predetti mediante la seguente:

$$Q_{Tr} \cdot t = K_{Tr} \cdot Q_{Tr100} \quad (\text{Eq. 6.9})$$

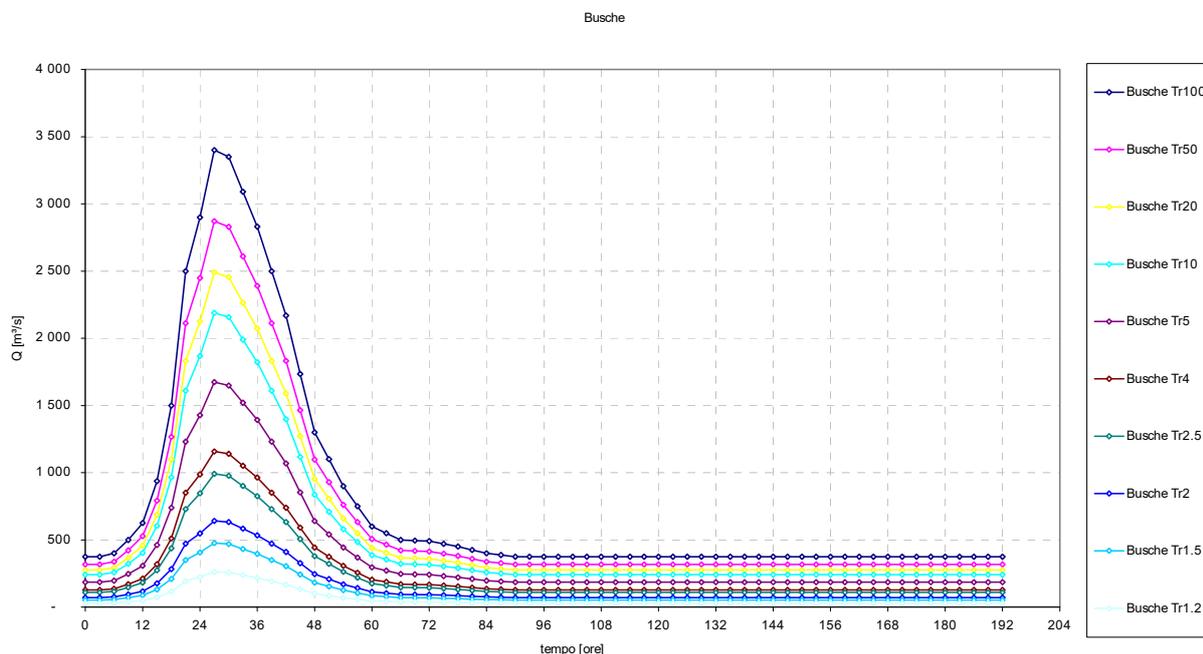


Figura 6-18 – Idrogrammi costruiti per la stazione di Busche.

Per ottenere l'idrogramma del fiume Piave alla sezione di testa a monte della confluenza del torrente Cordevole, si è quindi considerato l'idrogramma a Busche depurato dell'apporto del Torrente Cordevole.

L'evento di progetto per cui si è analizzato il tratto allo studio mediante l'applicazione del modello bidimensionale corrisponde a tempo di ritorno pari a 100 anni con tempo di pioggia pari a 24 ore. Nella Tabella seguente sono sintetizzati i valori massimi delle portate stimate per la sezione di testa del Piave e del Torrente Cordevole.

Tabella 12 - Portate massime (m³/s) in ingresso sul fiume Piave e sul torrente Cordevole nelle simulazioni effettuate

Sezione	Portata di picco per Tr100 anni [mc/s]
Piave a monte del Cordevole	2 700
T. Cordevole	1 300

Si riporta di seguito in Figura 6-19 il grafico degli idrogrammi corrispondenti a Tr100 tp 24 ore così come inseriti nel modello idraulico.

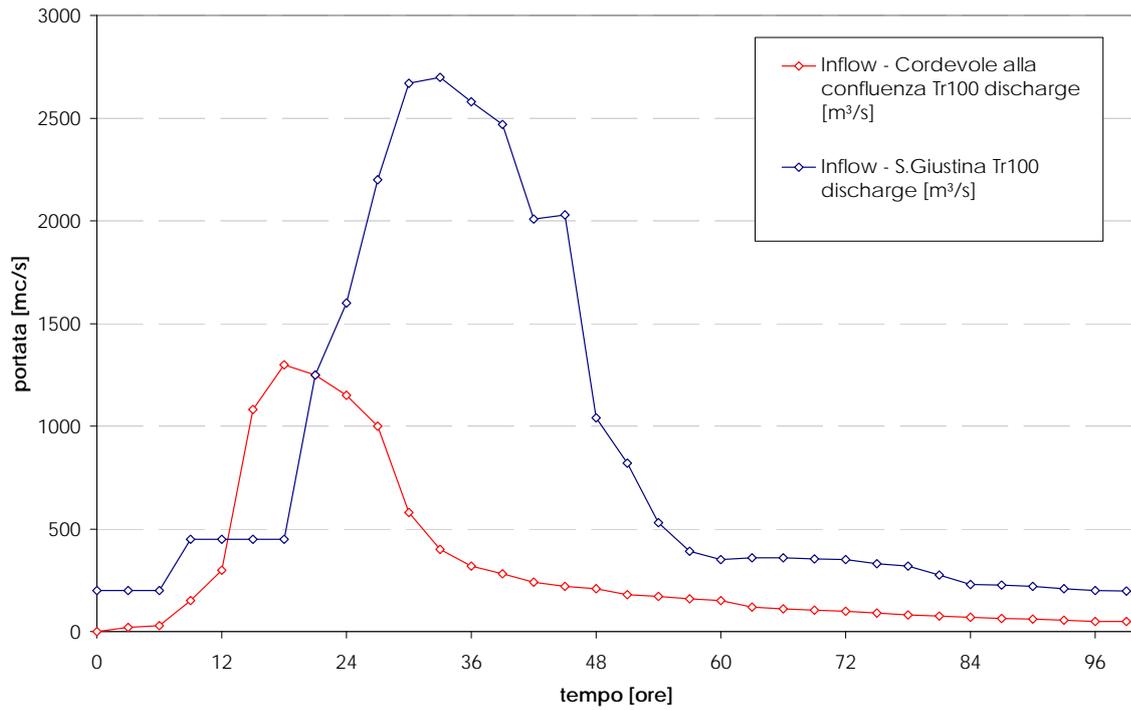


Figura 6-19 – Idrogrammi per Tr100 tp24 ore in ingresso al modello idraulico.

7 ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEL BACINO DEL T.LANDRISIO

7.1 Base topografica

Per l'analisi idrologica del corso d'acqua ed in particolare per la determinazione delle portate di piena del torrente Landrisio in corrispondenza del punto di chiusura sulla strada Agordina, è stato applicato un modello afflussi deflussi utilizzando il DTM a cella 5 m costruito su base CTR (Figura 7-1). Le elaborazioni morfologiche ed idrologiche sono state eseguite attraverso il modello implementato nel software AdBToolbox del Ministero dell'Ambiente (www.pcn.minambiente.it), impiegato in questo contesto al bacino del Torrente Landrisio.

Il software utilizzato permette la trasformazione delle precipitazioni meteoriche, con intensità variabili nel tempo, nei corrispondenti deflussi di piena nella rete idrografica. Le piogge efficaci sono calcolate con il metodo del Soil Conservation Service (SCS) utilizzando una mappa del CN che è stata determinata e calibrata sul particolare bacino in esame.

L'utilizzo del metodo SCS richiede la conoscenza di alcuni parametri matematici in grado di simulare il comportamento del territorio (perdite iniziali di pioggia, contenuto idrico nel suolo), in assenza di dati di monitoraggio in grado di rendere possibile la loro determinazione, questi parametri sono stati correlati alle caratteristiche morfometriche ed idrogeologiche del bacino idrografico come verrà meglio dettagliato ai successivi paragrafi.

7.2 Determinazione della portata del Torrente Landrisio.

La portata di piena del T.Landrisio viene calcolata mediante applicazione di un modello afflussi deflussi partendo dai dati relativi all'evento del Luglio 2017 e quindi mediante l'applicazione dei parametri a ed n dell'equazione di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno di 50 anni e di 100 anni.

Nei seguenti paragrafi se ne descrive l'implementazione e si illustrano i risultati ottenuti.

Si precisa che nel caso in esame è stata effettuata una taratura dei parametri idrologici basata sull'analisi del solo bacino del T. Landrisio chiuso alla sezione di incrocio con la via Agordina e delle sue peculiari caratteristiche geomorfologiche.

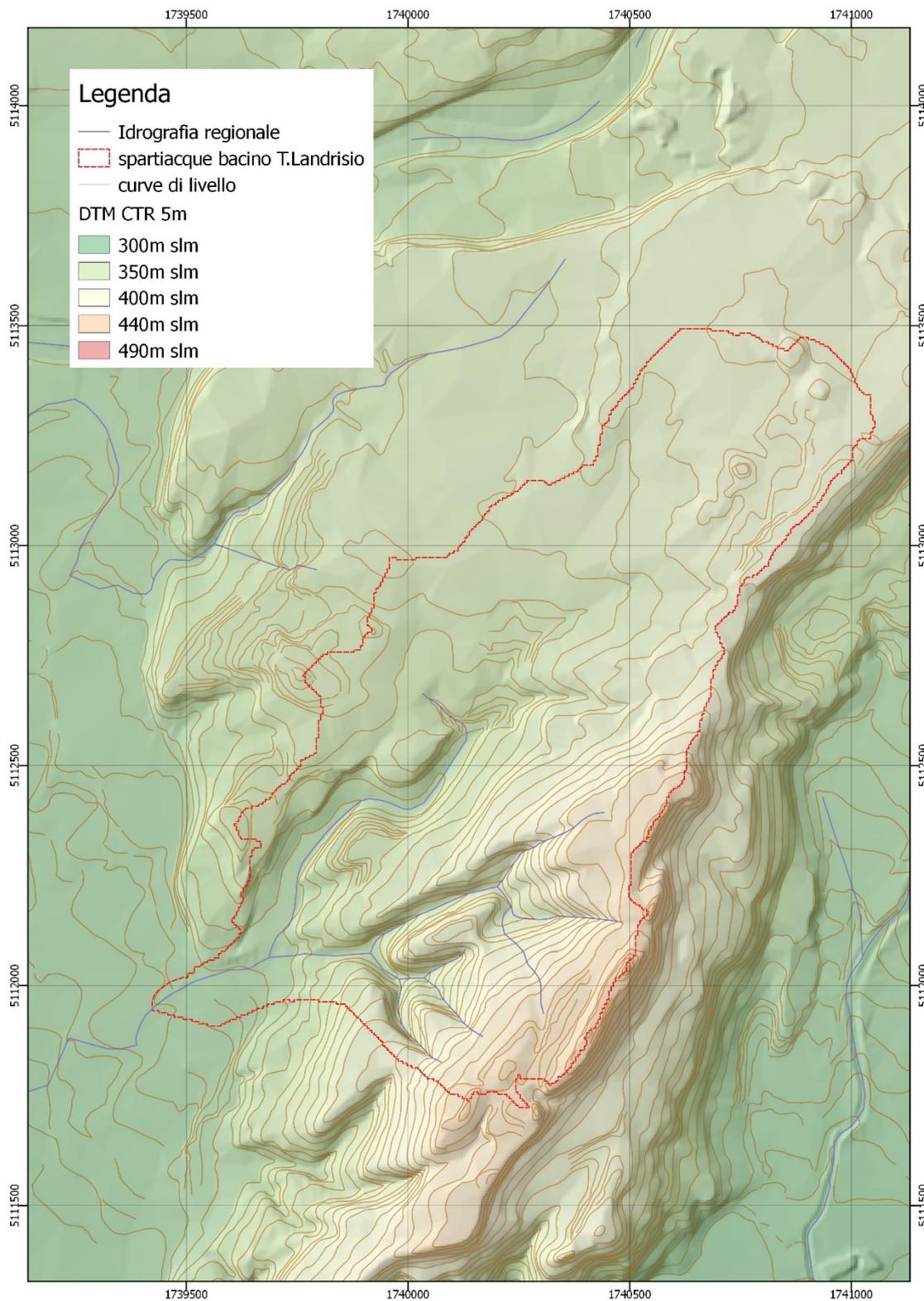


Figura 7-1 – DTM cella 10m su base CTR – fonte Geoportale Regione Veneto

7.2.1 Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox

Il bacino del Torrente Landrisio chiuso in corrispondenza della sezione di incrocio con la Via Agordina è stato individuato mediante applicazioni GIS in AdBToolbox sulla base del Modello Digitale del Terreno (DTM) a 5 m su base CTR disponibile dal Geoportale della Regione Veneto per una estensione complessiva di circa 1.29 km²

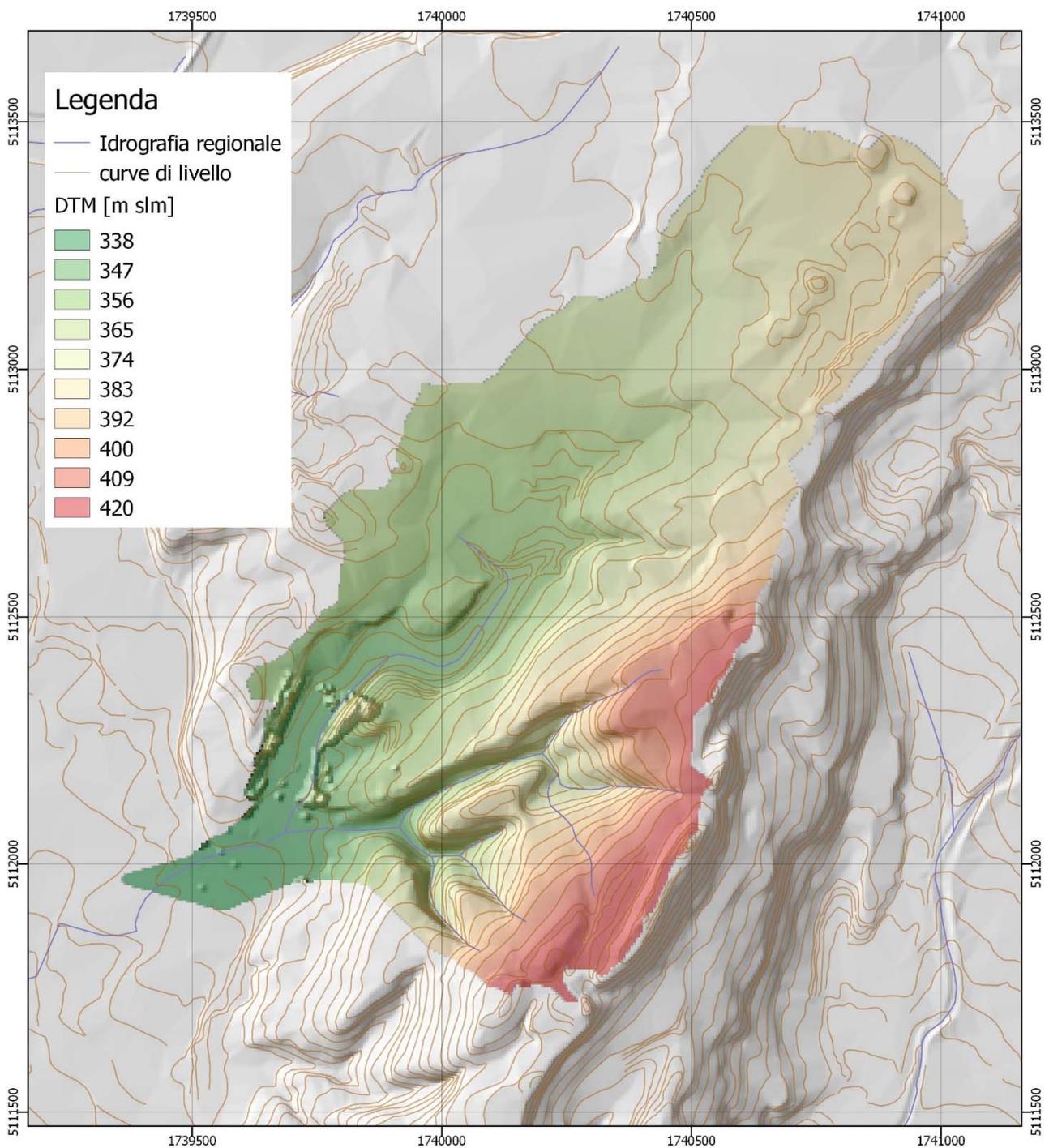


Figura 7-2 -DEM a maglia 5m depittato nel bacino idrologico del T.Landrisio.

I dati topografici sono stati elaborati in tre fasi successive al fine di ottenere tutte le informazioni necessarie al calcolo dell'idrogramma liquido. In particolare sono state condotte le operazioni di seguito descritte:

Il DEM attraverso lo strumento [*DEM depit*] del software è stato "idrologicamente rifinito" ovvero è stata eseguita la rimozione delle depressioni (pits), necessaria per avere continuità di percorso tra tutte le celle del bacino idrologico e la sezione di chiusura del bacino stesso.

Sul DEM "*idrologicamente rifinito*" viene quindi eseguito il calcolo dell'area drenata (Figura 7-9), ovvero viene determinata la direzione dei deflussi da ogni singola cella.

Infine, sempre attraverso il DEM depittato e l'identificazione del punto di chiusura, è possibile ottenere l'estrazione dello spartiacque del bacino definito in funzione delle esigenze di studio e di progetto, mediante lo strumento [*Watershed*].

Per quanto riguarda l'elaborazione morfologica del bacino sono state calcolate la mappa delle pendenze e delle esposizioni del bacino (come da figure seguenti).

Sono stati inoltre calcolati i parametri morfometrici del bacino mediante gli strumenti di analisi geomorfologica del modello, in particolare è possibile ottenere la curva ipsometrica del bacino dimensionale ed adimensionale (vedi Figura 7-5) così come pure i dati relativi alle aree ed alle elevazioni e pendenze (vedi Tabella 13).

È stato infine estratto il profilo longitudinale del Torrente Landrisio, nel caso in esame la geometria della sezione dell'alveo al punto di chiusura del bacino è stata ottenuta mediante appositi rilievi topografici.

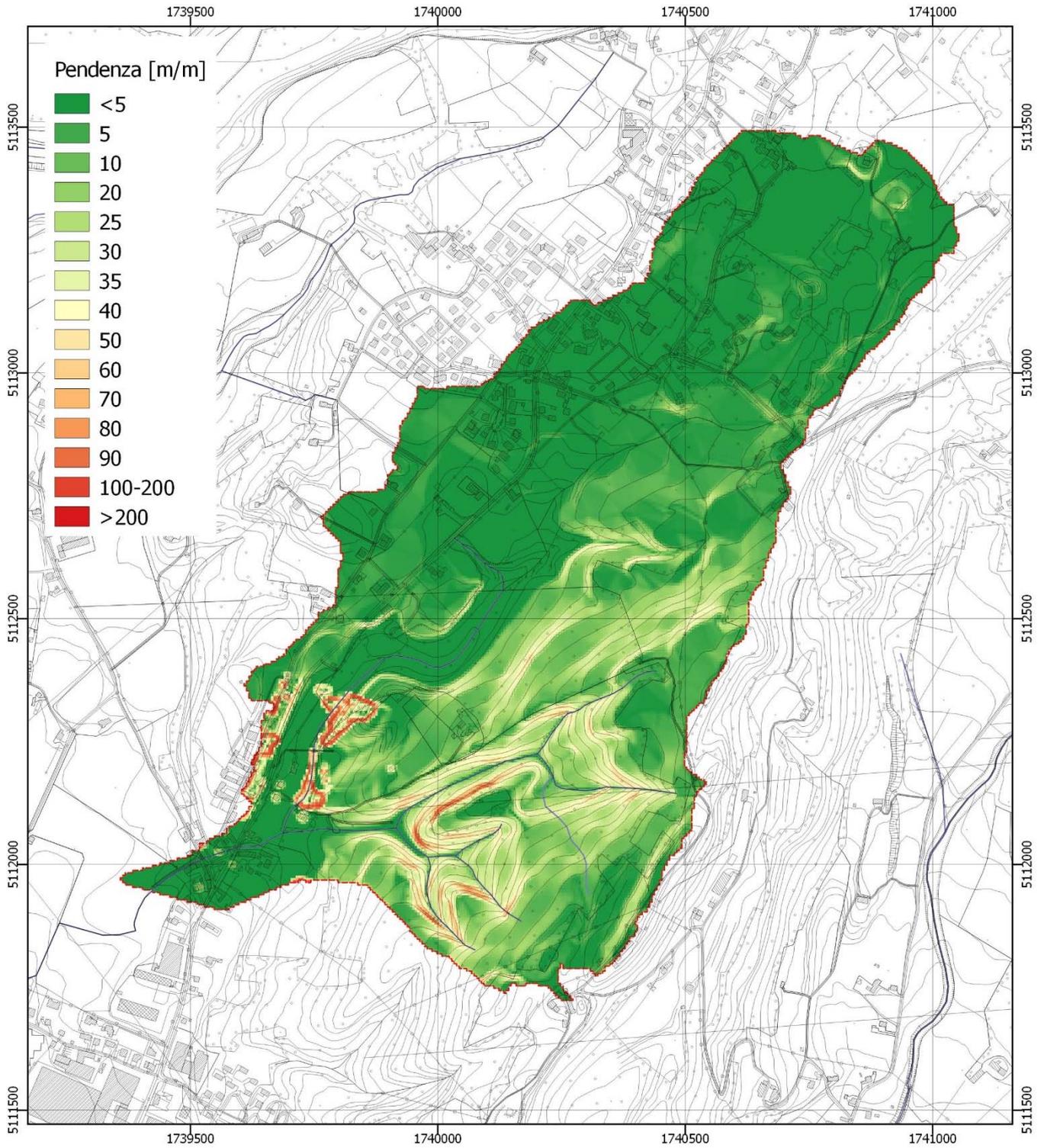


Figura 7-3 –Pendenze (m/m) calcolate nel bacino idrologico del T.Landrisio.

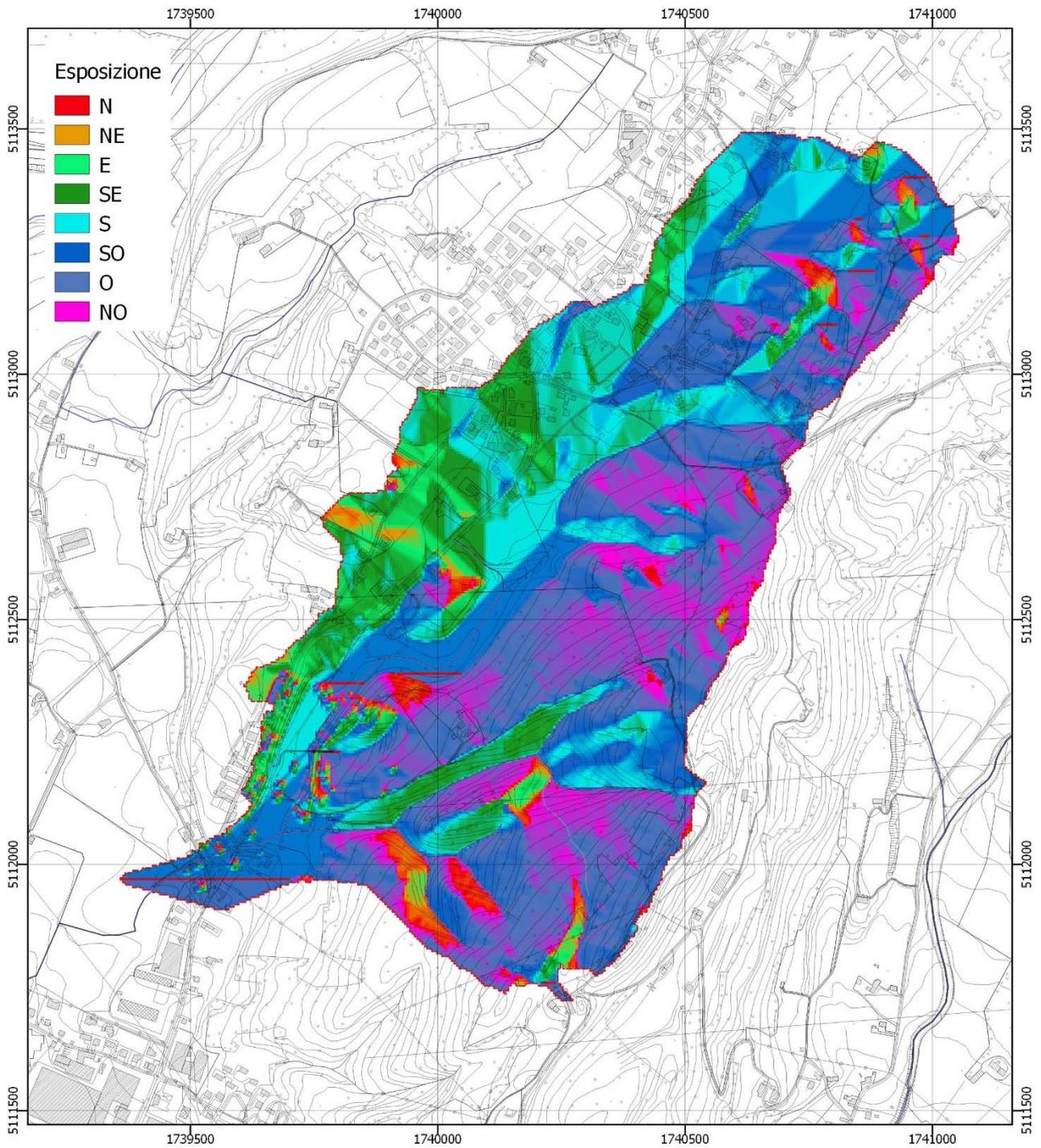


Figura 7-4 -Esposizione calcolata nel bacino idrologico del T.Landrisio.

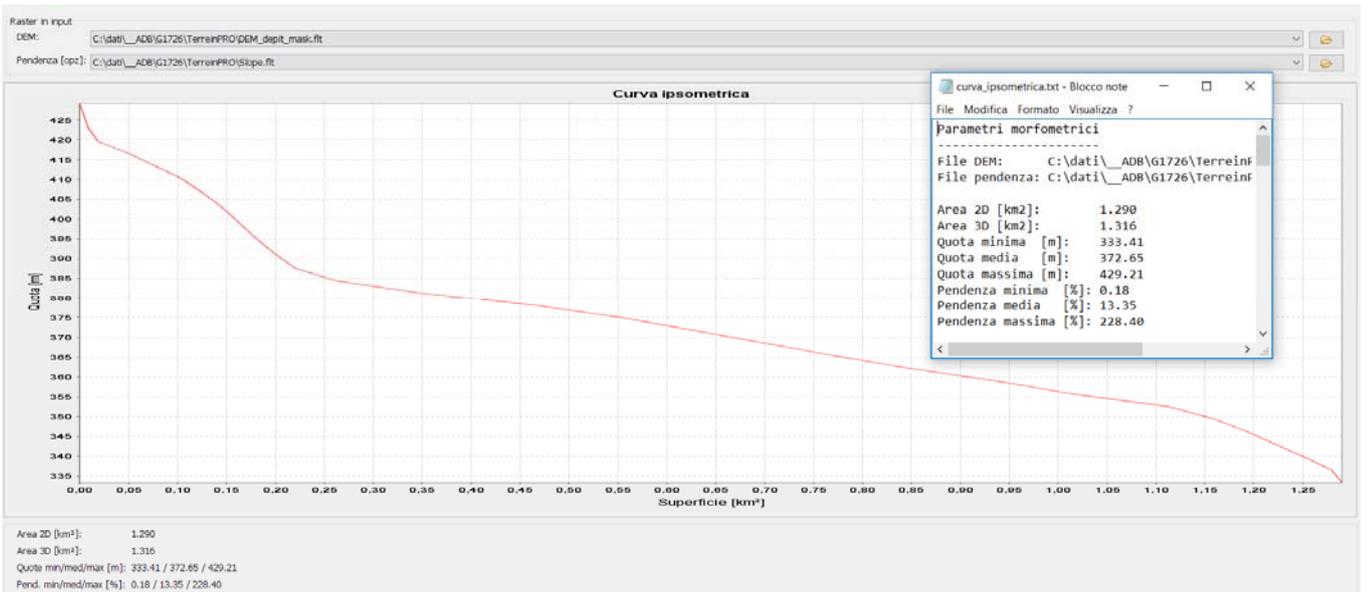


Figura 7-5 – Calcolo dei parametri morfometrici del bacino.



Figura 7-6 – Calcolo del profilo dell'asta nord-ovest del T.Landrisio.

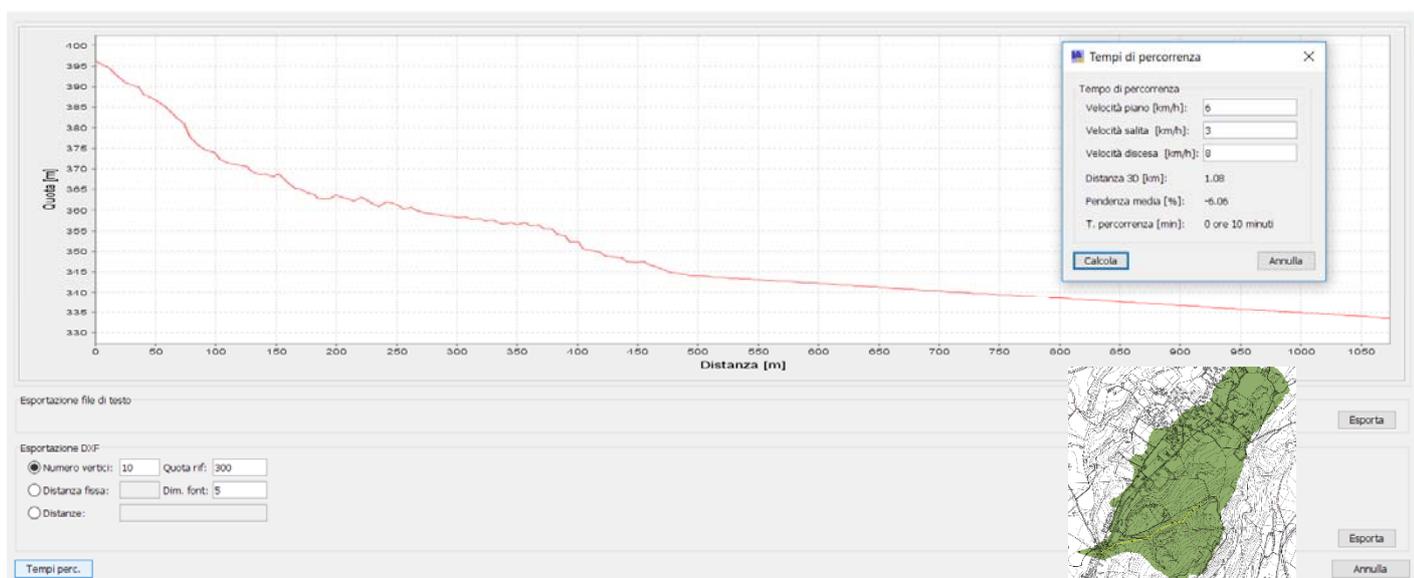


Figura 7-7 – Calcolo del profilo dell’asta sud-est del T.Landrisio.

Tabella 13 – Parametri morfometrici del Bacino del del T.Landrisio.

Parametro	Valore
Area 2D [km ²]	1.290
Area 3D [km ²]	1.316
Quota minima [m s.m.]	333.41
Quota media [m s.m.]	372.65
Quota massima [m s.m.]	429.21
Pendenza minima [%]	0.18
Pendenza media [%]	13.35
Pendenza massima [%]	228.4

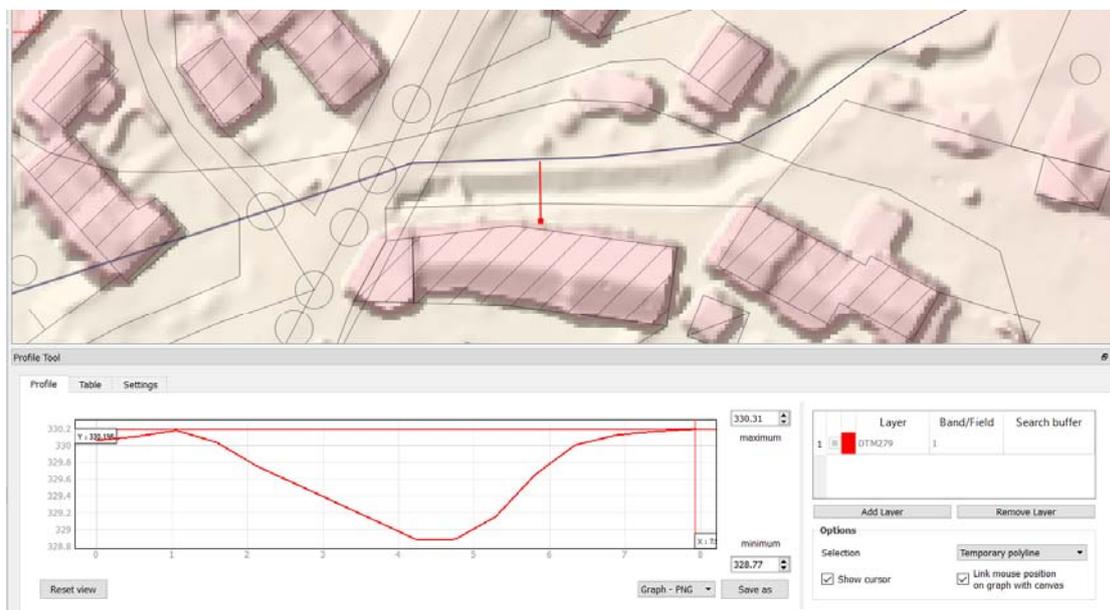


Figura 7-8 –Restituzione rilievo batimetrico - Geometria della sezione del Torrente Landrisio alla chiusura del Bacino Idrologico.

7.2.2 Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.

L' applicazione del modulo " *GeoPro*" di AdB Toolbox consente di ottenere:

- il calcolo dell'area drenata da ogni singola cella e la direzione dei deflussi riferita alla sola superficie del bacino idrografico estratto (*Upslope Area 2*) come da Figura 7-9;
- L'elaborazione, per l'area del bacino estratto, dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso lungo il versante e lungo il reticolo (*Routing*).

A partire dal DTM globale privo di depressioni, ritagliato sul bacino si ricava l'area drenata (*upslope area 2*), ogni cella viene collegata alla cella della sezione di chiusura attraverso un percorso univoco che, definisce la lunghezza totale del percorso del deflusso superficiale da ogni cella alla sezione di chiusura (lunghezza dei percorsi).

Per questa procedura è stato utilizzato il metodo D-8, algoritmo che definisce la direzione del flusso da una cella ad una sola delle 8 circostanti, ovvero verso quella che presenta la pendenza maggiore.

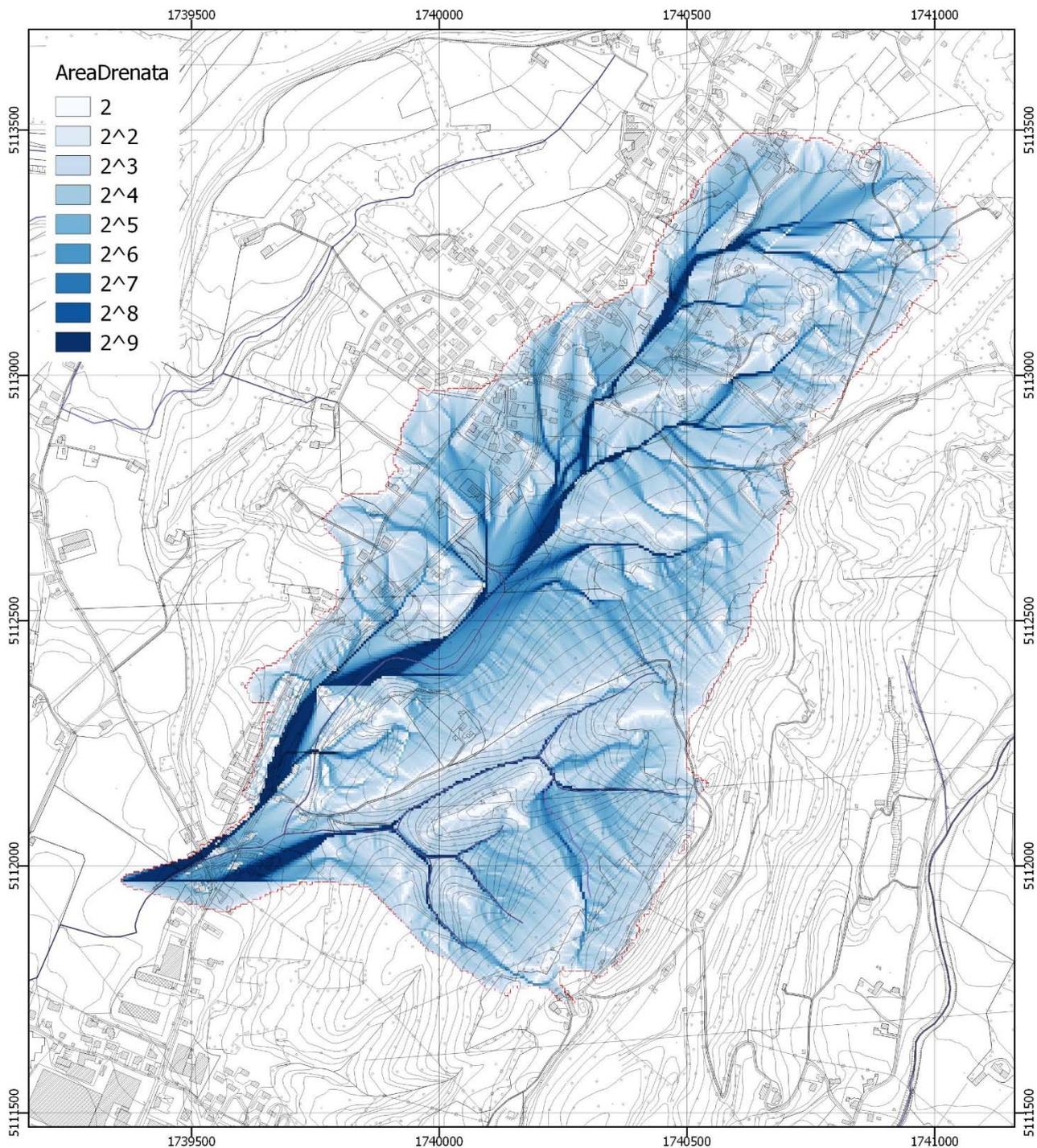


Figura 7-9 –Area drenata del Bacino idrografico del del T.Landrisio. (UpSlope Area)

Per la definizione della mappa delle velocità di deflusso e dei tempi di propagazione (*routing*) è necessario disporre di informazioni relative all'uso del suolo e alla litologia dei terreni.

Si è utilizzata la cartografia tematica dell'uso del suolo (2006) e la Carta litologica (2012) reperite nel Geoportale della Regione del Veneto di cui un estratto in Figura 7-10.

Le velocità di versante utilizzate nella simulazione sono state in particolare ricavate da letteratura scientifica (Gregoretti e Degetto 2012), in particolare per le classi di copertura del suolo del bacino si sono utilizzati i valori della seguente *Tabella 14*.

Usso del suolo

- Aceri-frassineto tipico
- Aree destinate a servizi pubblici, militari e privati
- Aree destinate ad attivit  industriali
- Aree destinate ad attivit  sportive ricreative
- Aree in attesa di una destinazione d'uso
- Bosco di latifoglie

- Carpineto tipico
- Classi di tessuto urbano speciali
- Formazione antropogena di conifere
- Mais in aree non irrigue
- Rete stradale secondaria con territori associati
- Robinieto
- Strutture residenziali isolate

- Superfici a copertura erbacea: graminacee non soggette a rotazione
- Terreni arabili in aree non irrigue
- Tessuto urbano discontinuo
- Tessuto urbano discontinuo denso con uso misto (Sup. Art. 50%-80%)
- Tessuto urbano discontinuo medio, principalmente residenziale (Sup. Art. 30%-50%)
- Tessuto urbano discontinuo rado, principalmente residenziale (Sup. Art. 10%-30%)

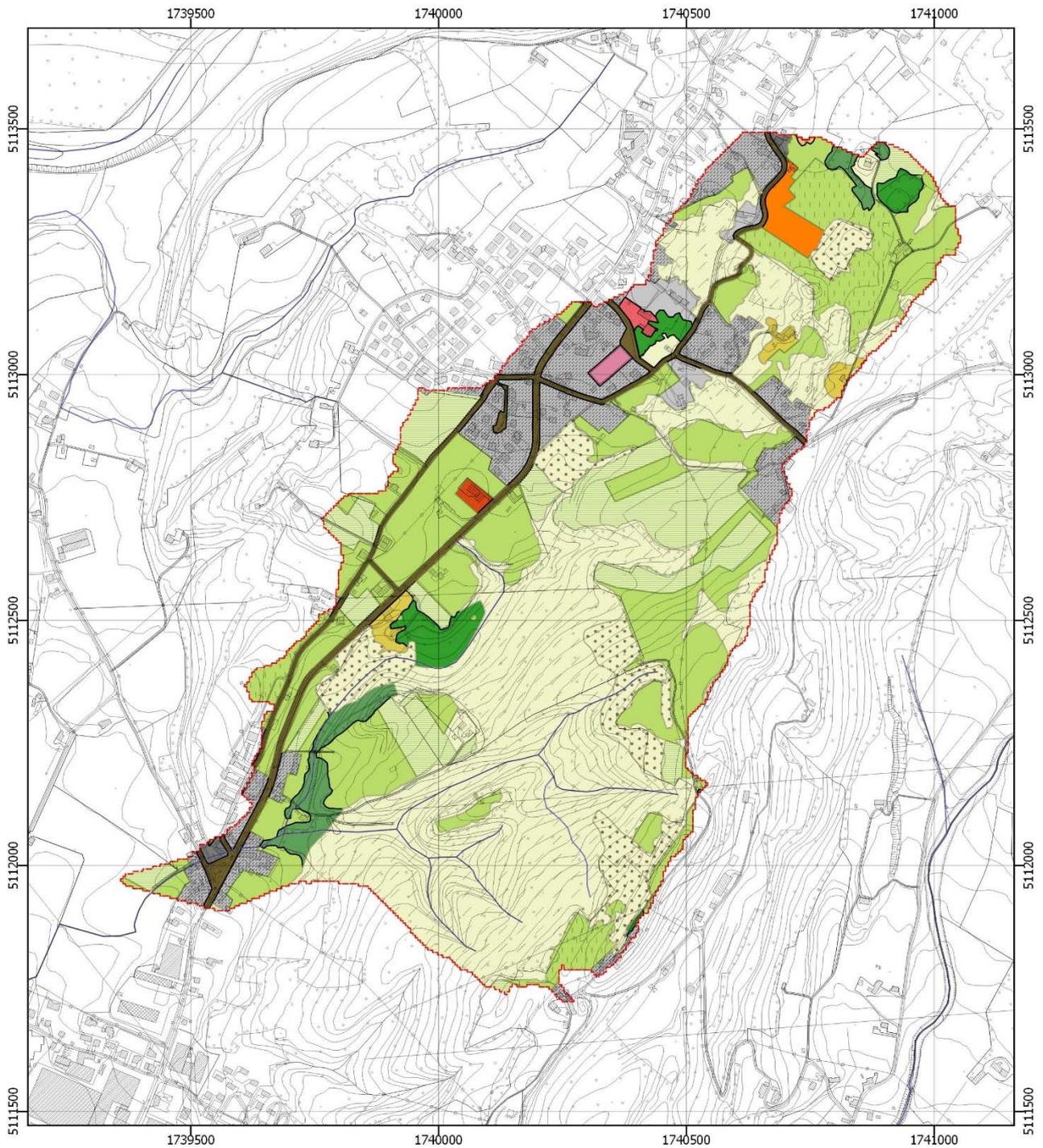


Figura 7-10 – Uso del suolo nel bacino del del T.Landrisio (fonte Regione Veneto 2006).

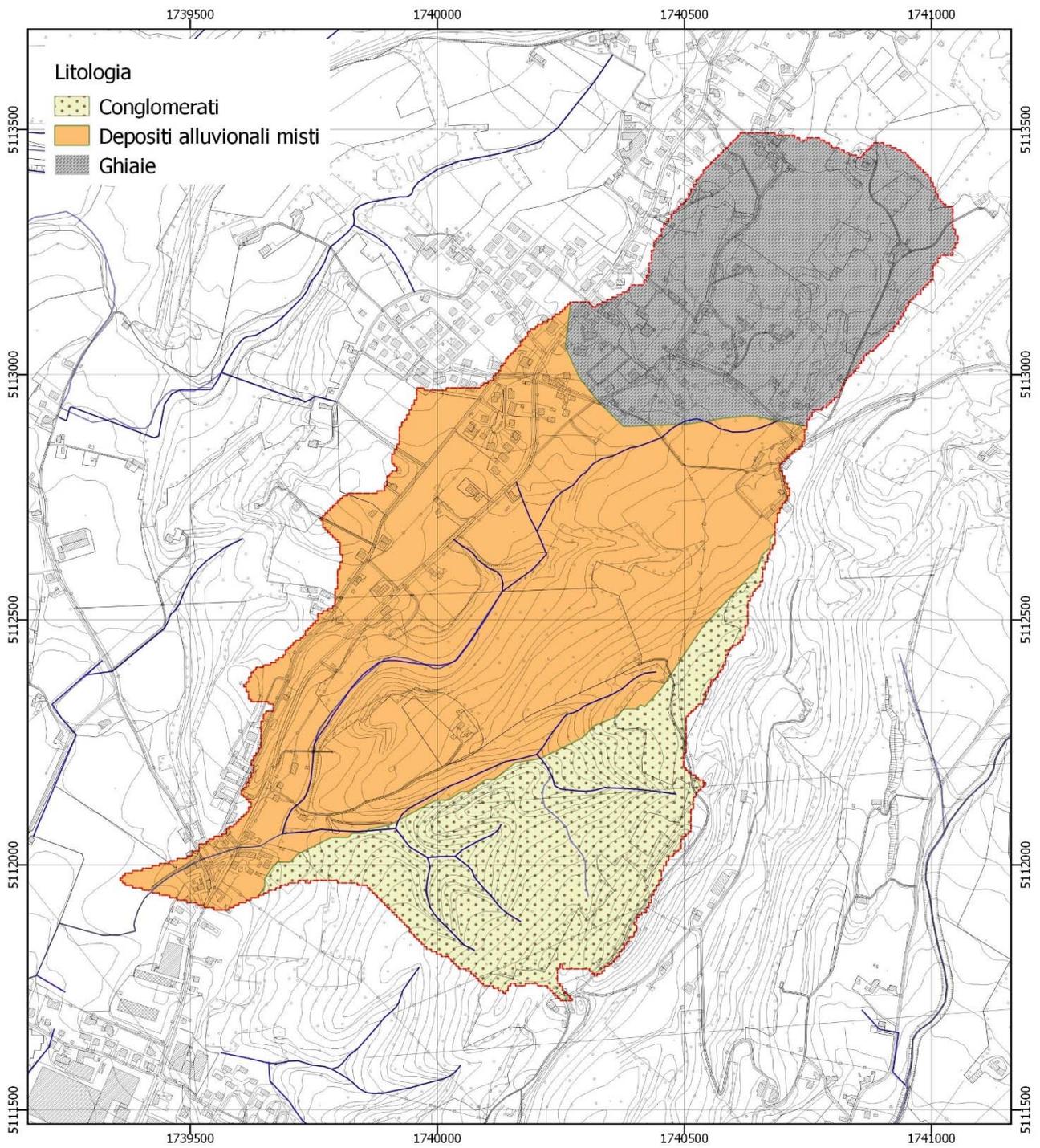


Figura 7-11 – Carta litologica nel bacino del del T.Landrisio (fonte Regione Veneto 2012).

Tabella 14–Velocità di deflusso funzione della copertura del suolo.

Codice copertura del suolo	Descrizione Copertura del suolo	Velocità di deflusso della lama d'acqua su versante (m/s)
111	Zona urbana continua	0.25
112	Zona urbana discontinua	0.2
121	Aree industriali e commerciali	0.25
122	Strade e ferrovie	0.3
124	Aeroporti	0.2
131	Aree estrattive	0.1
132	Discariche	0.02
133	Cantieri	0.1
141	Aree verdi urbane	0.08
142	Aree ricreative e sportive	0.09
211	Seminativi non irrigui	0.09
212	Seminativi irrigui	0.09
213	Risaie	0.01
221	Vigneti	0.09
222	Frutteti	0.07
223	Oliveti	0.07
231	Prati stabili	0.08
241	Colture miste	0.08
242	Colture complesse	0.06
243	Aree agrarie e naturali	0.07
244	Arboricoltura	0.03
311	Bosco latifoglie	0.03
312	Bosco conifere	0.05
313	Boschi misti	0.04
321	Pascoli	0.15
322	Arbusti e cespugli su suoli ghiaiosi	0.1
323	Vegetazione sclerofilla	0.1
324	Vegetazione in evoluzione	0.1
331	Alvei torrentizi	1.5
332	Rocce e rupi	0.3
333	Aree nude ghiaiose con vegetazione sparsa	0.1
334	Aree percorse da incendi	0.15
335	Ghiacciai e nevi perenni	0.1
340	Ghiaioni ed erosioni attive	0.1
411	Golene	0.5
412	Torbiere	0.02
511	Fiumi	2
512	Laghi	0.01

Per quanto riguarda la velocità su reticolo il modello prevede un ciclo reiterato di calcoli idrologici. Data la geometria della sezione di chiusura, il modello calcola la velocità media corrispondente alla portata di picco nella sezione di chiusura e la assegna a tutto il reticolo.

In questo modo si fa dipendere la velocità su reticolo dall'intensità di precipitazione: più la precipitazione è intensa, maggiore è il deflusso e maggiore è la velocità di deflusso nel reticolo.

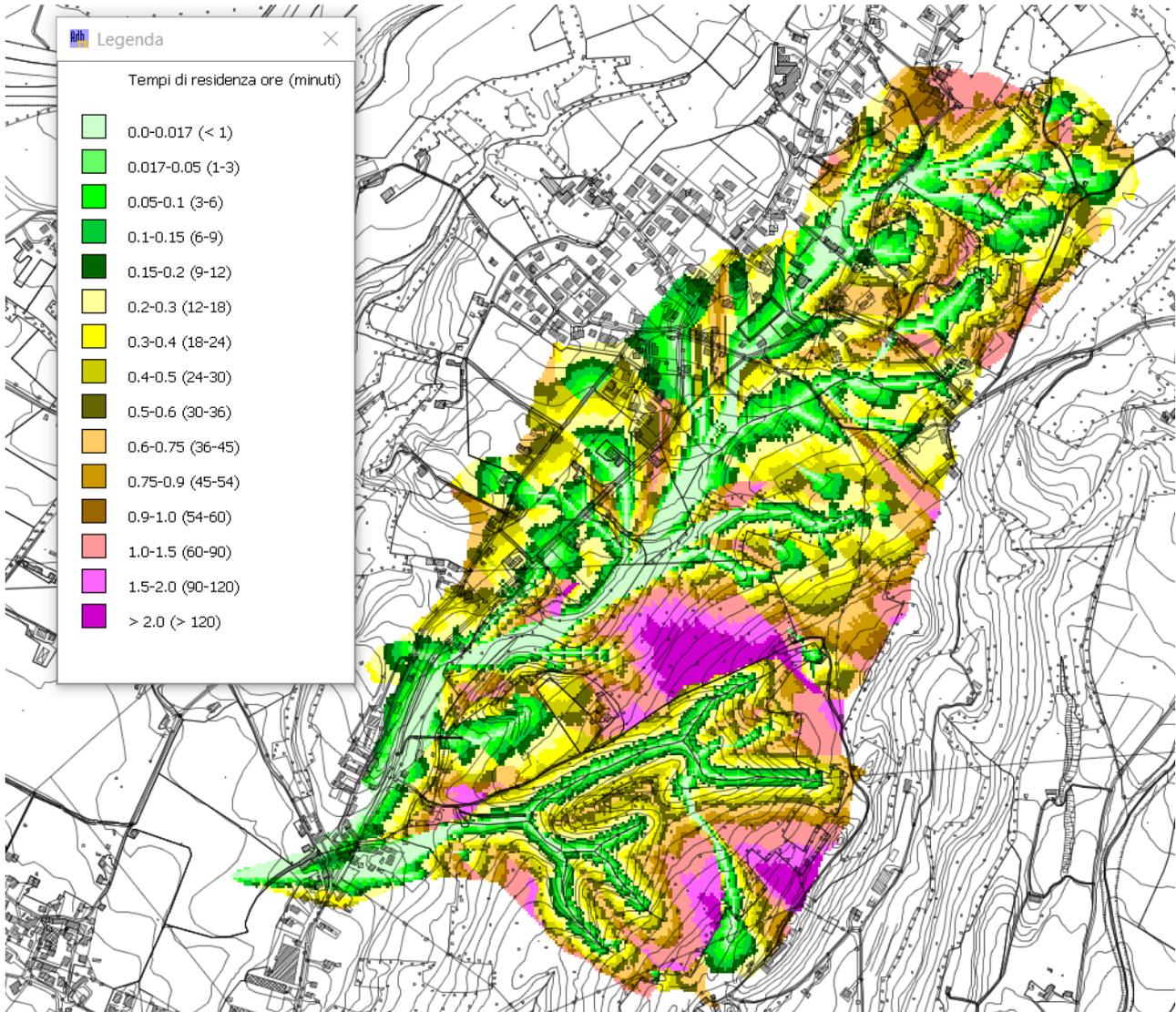


Figura 7-12 – Tempi di residenza di reticolo calcolate nel bacino idrologico del T.Landrisio.

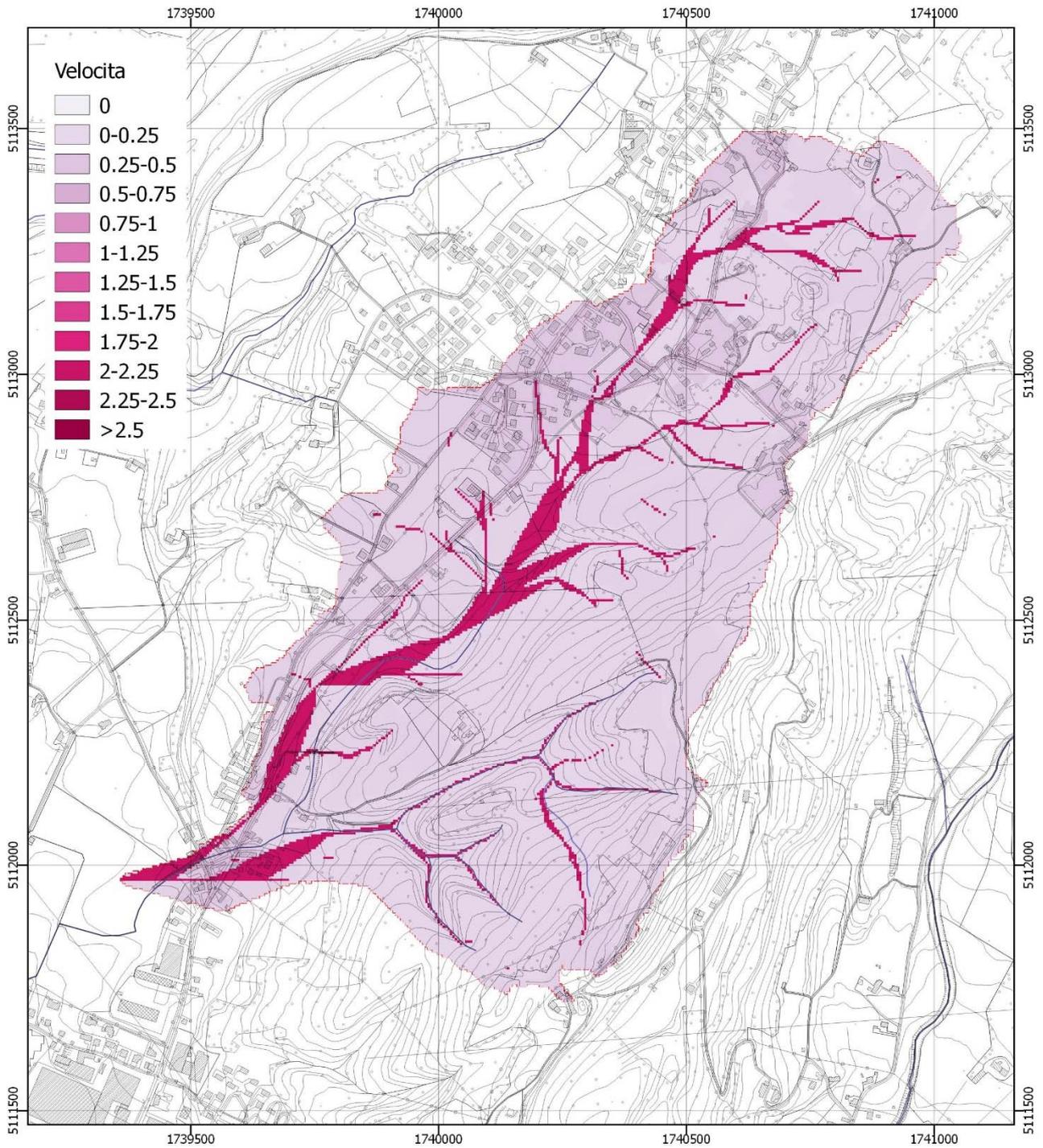


Figura 7-13 -Velocità di reticolo [m/s] calcolate nel bacino idrologico del T.Landrisio.

7.2.3 Determinazione della mappa del CN

Si è scelto di calcolare il Curve Number solo sulla base della copertura del suolo e dei gruppi idrologici, senza tener conto delle pendenze locali del terreno secondo il metodo classico ("no paramount tool"). Una volta definite le mappe di uso del suolo e dei gruppi idrologici secondo la codifica regionale e dell'area dolomitica in particolare è possibile tramite affinamenti successivi ottenere la mappa del CN come descritto di seguito.

La propensione al deflusso superficiale nel modello che utilizza il metodo del SCS è definita da una mappa dei valori di CN, numero di curva (*curve number*) che associa alla tipologia di suolo ed alla copertura del suolo una diversa attitudine a produrre deflusso superficiale.

Il CN è un parametro che viene utilizzato per calcolare il potenziale massimo di ritenzione del suolo (S) ovvero il volume di saturazione del suolo per area unitaria. Nel modello SCS maggiore è il valore di CN maggiore sarà la pioggia efficace ovvero quella che dà luogo al deflusso superficiale.

La mappa del CN è ottenuta da una riclassificazione della carta di copertura del suolo e della carta dei gruppi idrologici del suolo.

Il CN è un parametro che dipende anche dalle condizioni di saturazione del suolo, che vengono indicate con l'acronimo AMC (Antecedent Moisture Conditions), dove AMC1: terreno asciutto, AMC2: terreno parzialmente saturo, AMC3: terreno completamente saturo.

Il valore di CN è tabulato in funzione della tipologia di suolo per condizioni normali (AMC2) mentre per stabilire i valori di CN in condizioni di saturazione del terreno o di terreno asciutto devono essere applicate delle conversioni algebriche.

Nell'analisi idrologica in esame si è proceduto a considerare il valore di CN in condizioni di terreno normale ovvero parzialmente saturo (AMC2)

I risultati ottenuti sono rappresentati nella seguente *Figura 7-15*.

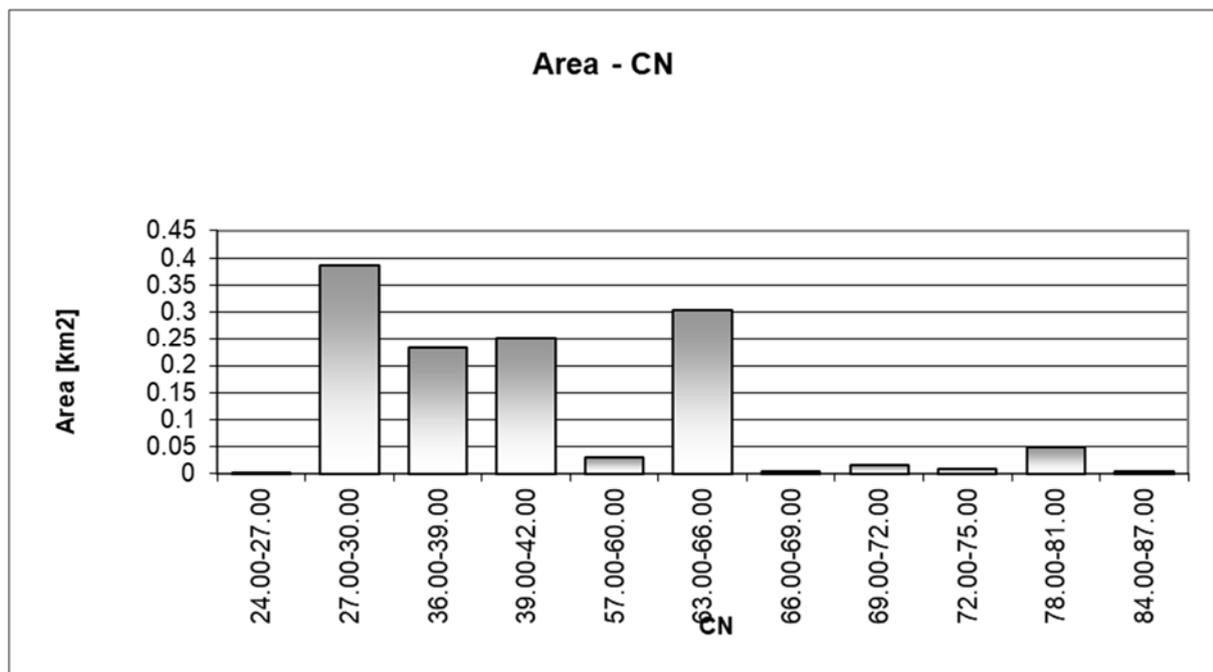


Figura 7-14 – Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno normali (non saturo).

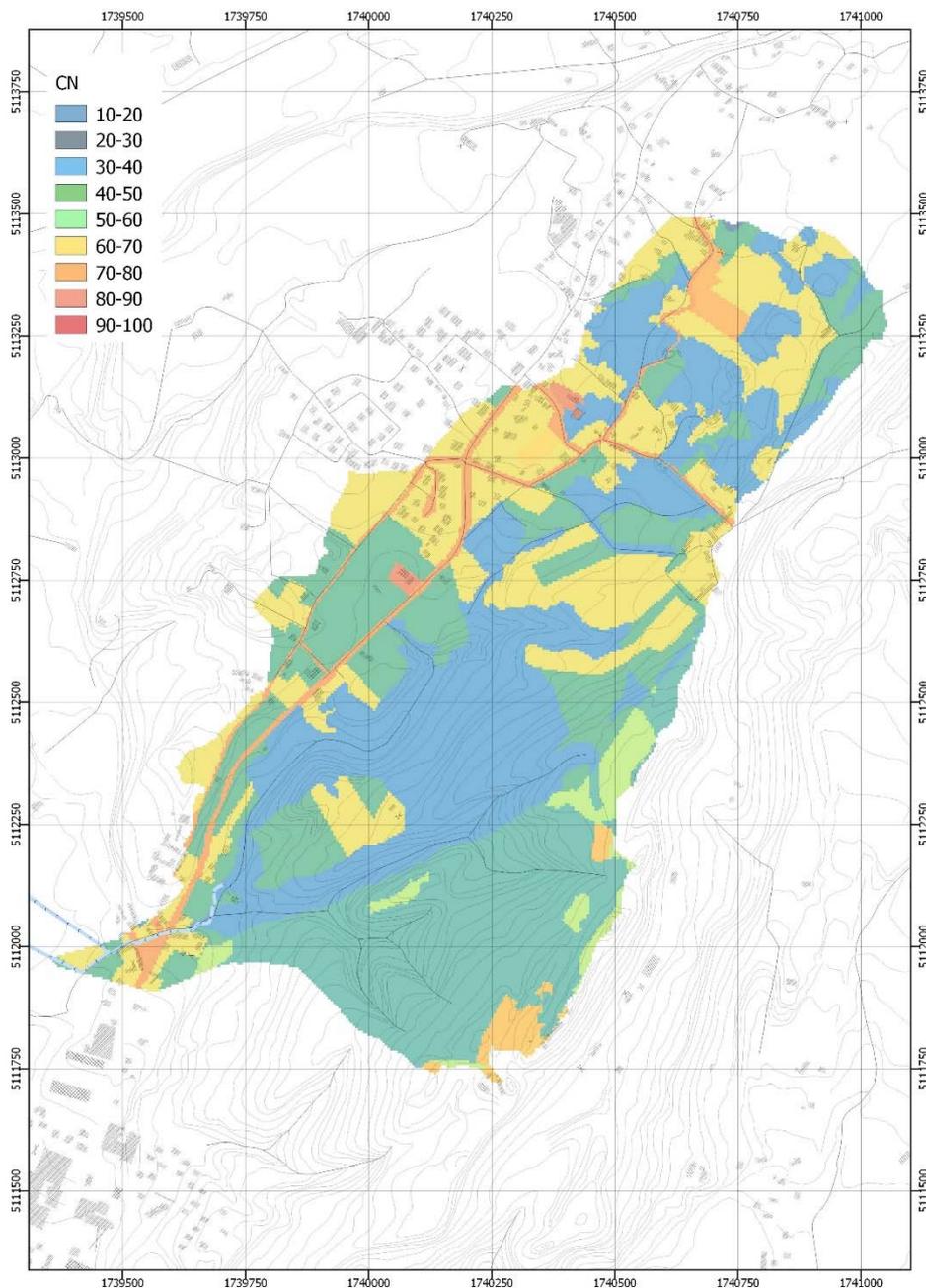


Figura 7-15 – Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno normali ($amc=2$).

7.2.4 Determinazione dell'idrogramma liquido per assegnato tempo di ritorno

Una volta preparati i dati nelle tre fasi sopradescritte, per il calcolo dell'idrogramma liquido si sono utilizzati i seguenti dati di input:

- mappa dei tempi di propagazione di versante;
- mappa dei tempi di propagazione di reticolo;
- mappa del CN;
- valori di "a" ed "n" delle curve di possibilità pluviometrica;
- parametri dello ietogramma:
schema a blocchi alterni con picco centrale ed intervallo di calcolo di 5 minuti, idrogramma in uscita con intervallo di calcolo di 5 minuti, AMC imposto pari a 3 (condizioni più gravose), portata

di deflusso iniziale pari a zero, portata di recessione del serbatoio lineare pari a 10^{-6} fattore di riduzione areale (ARF) automatico, fattore di riduzione per il controllo della durata critica della pioggia pari a 0.9, perdite iniziali " l_a " =0.1, velocità massima di versante =0.3m/s;

- parametri della sezione di chiusura:

velocità di input posta pari a 2 m/s, geometria della sezione di deflusso ricavata dal rilievo eseguito con drone aereo trapezia con base pari a 2.5m e sponde con scarpa pari a 1, scabrezza pari a $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

- mappa delle velocità di deflusso.

Nella seguente Figura 7-16 è possibile visualizzare la maschera di inserimento dei dati sopraelencati.

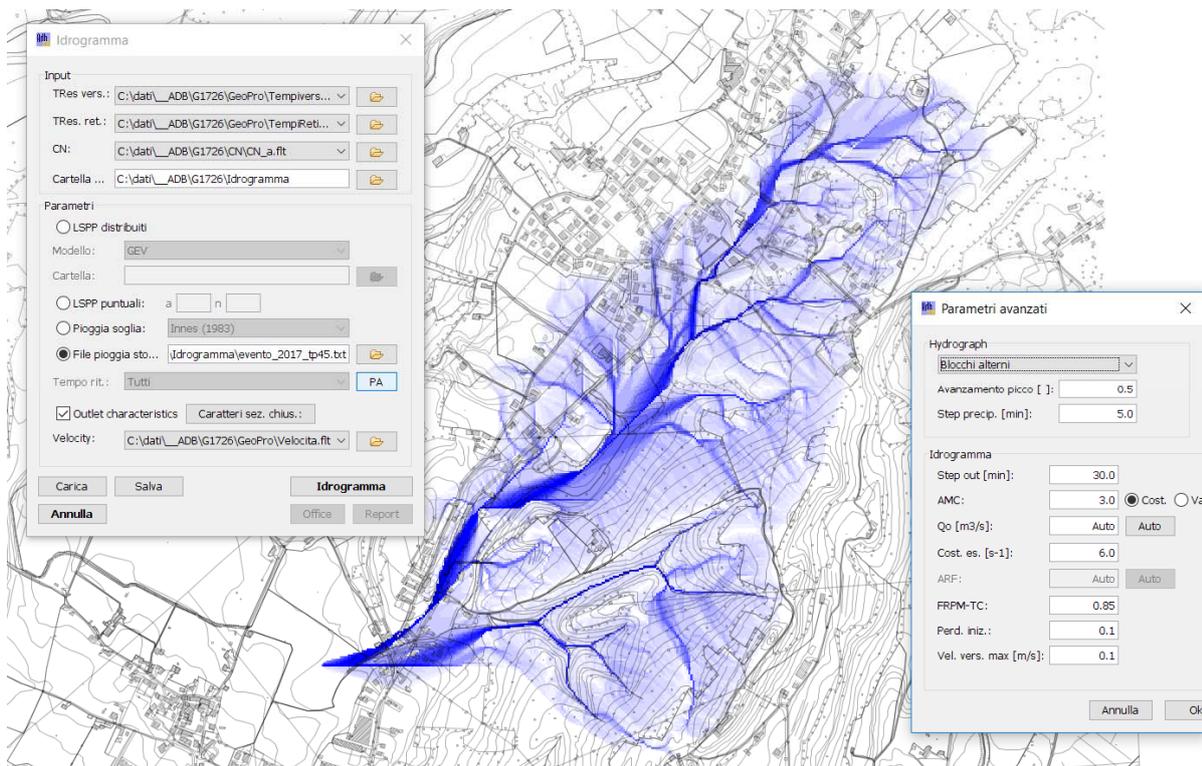


Figura 7-16 – Schermata dei dati di input per il calcolo dell'idrogramma liquido.

Si sono quindi eseguite le simulazioni utilizzando i parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 50 anni e di 100 anni desunte dalle equazioni di possibilità climatica ricavate: $h = 59,14 \text{ t}^{0,42}$ per il tempo di ritorno di 50 anni e $h = 65,25 \text{ t}^{0,42}$ per il tempo di ritorno di 100 anni.

Nei seguenti grafici e tabelle si riportano i risultati ottenuti:

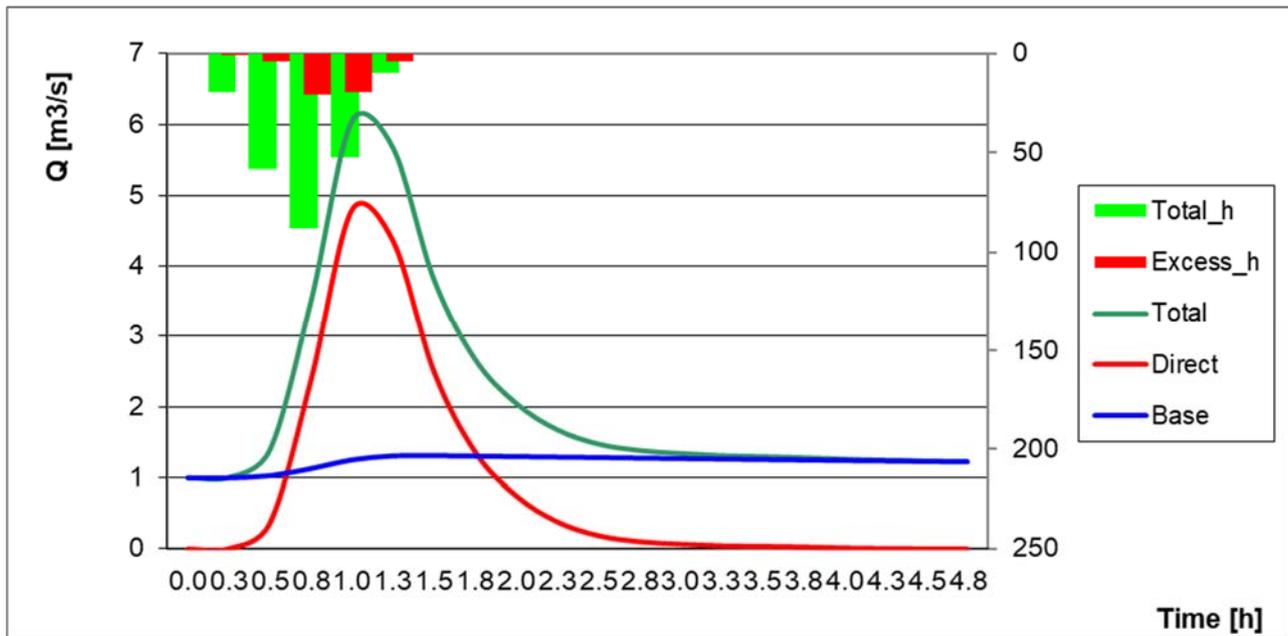


Figura 7-17 – Idrogramma liquido calcolato, per l’evento con Tr= 50 anni con AMC=2, condizioni normali del terreno (non saturo).

Tabella 15 - Quadro riassuntivo dei risultati, Tr= 50 anni

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	12.113	45.017	57.128
Initial discharge (m³/s)	0	1	1
Maximum discharge (m³/s)	4.798	1.318	6.054
Average discharge (m³/s)	0.868	1.172	1.482
Time to peak (h)	1.00	1.50	1.00

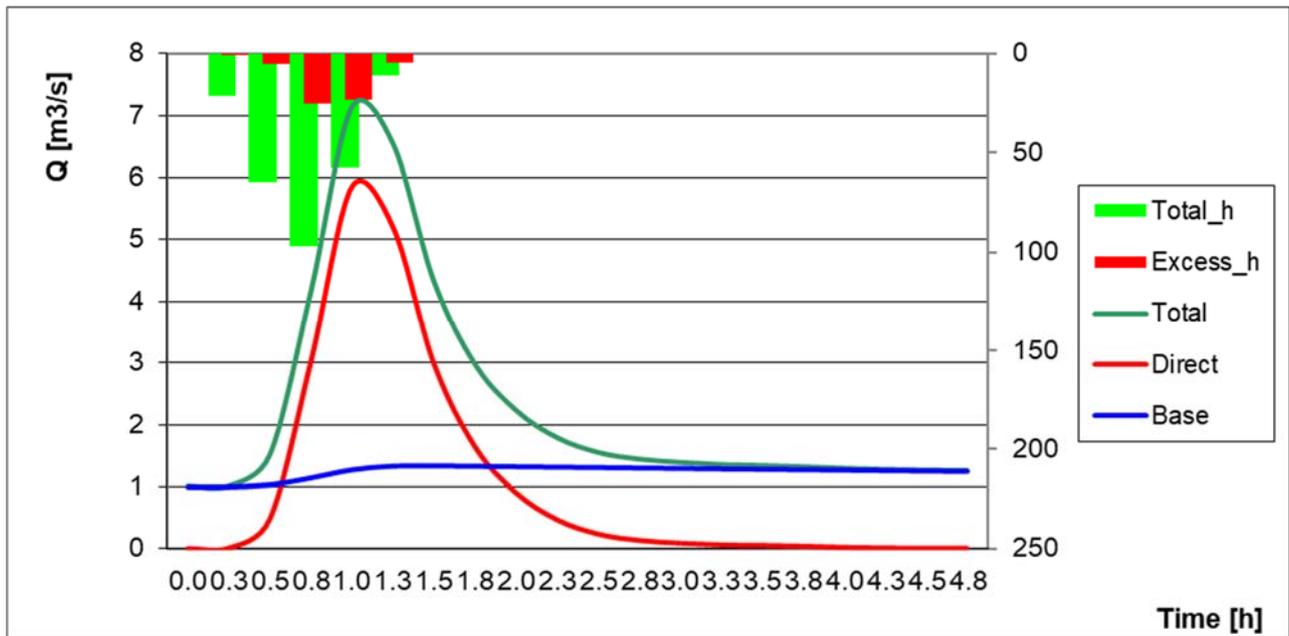


Figura 7-18 – Idrogramma liquido calcolato, per l’evento con $T_r=100$ anni con $AMC=2$, condizioni normali del terreno (non saturo).

Tabella 16 - Quadro riassuntivo dei risultati, $T_r=100$ anni

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	14.745	48.298	63.03
Initial discharge (m ³ /s)	0	1	1
Maximum discharge (m ³ /s)	5.86	1.343	7.138
Average discharge (m ³ /s)	1.057	1.181	1.533
Time to peak (h)	1.00	1.50	1.00

7.2.5 Ricostruzione degli idrogrammi dell'evento 7 Luglio 2017

Per la ricostruzione dell'evento del 7 Luglio 2017 si sono utilizzati i dati di pioggia registrati alla stazione di Sospirolo ed elaborati dal centro radar meteorologico di Teolo (ARPAV) corrispondenti ai seguenti eventi:

- tp= 45 min, Tr= 2.1 anni
- tp=1 ora Tr= 3.9 anni
- tp= 3ore Tr=4.9 anni
- tp=6 ore Tr=2.1 anni

Intervallo	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	60 min	3 ore	6 ore
Precipitazione (mm)	8,8	16	21,2	28,0	30,0	39,8	58,0	61,8
Tempo di ritorno (anni)	2,2	3,4	3,9	2,7	2,1	3,9	4,9	2,1

Figura 7-19 – Tempi di ritorno calcolati per la stazione di Sospirolo, per le precipitazioni registrate nel corso della giornata del 7 luglio 2017 (fonte ARPAV-Teolo)

Per tener conto delle reali condizioni del terreno che consentissero la ricostruzione dell'evento si è scelto di ricalcolare il Curve Number secondo la procedura implementata da Degetto – Gregoretti (2012) nell'ambito del progetto Interreg IIIb PARAMount dell'Alpine Space Programme. Tale procedura consente un calcolo di dettaglio del Curve Number non solo sulla base della copertura del suolo e dei gruppi idrologici, ma anche di tener conto delle pendenze locali del terreno e delle condizioni di saturazione.

Si è calcolato il CN in condizioni AMC3 mediante la seguente formula:

$$CN_{amc3.flt} = \frac{23 \cdot (CN_{amc2.flt})}{10 + 0.13 \cdot (CN_{amc2.flt})}$$

e si è ricalcolata la carta del CN sotto l'influenza della pendenza media "a" mediante quest'altra formula:

$$CN_{a.flt} = \frac{(CN_{amc3.flt}) - (CN_{amc2.flt})}{3} \cdot (1 - 2 \cdot e^{-13.86 \cdot a}) + (CN_{amc2.flt})$$

I risultati ottenuti sono rappresentati nella seguente *Figura 7-24*.

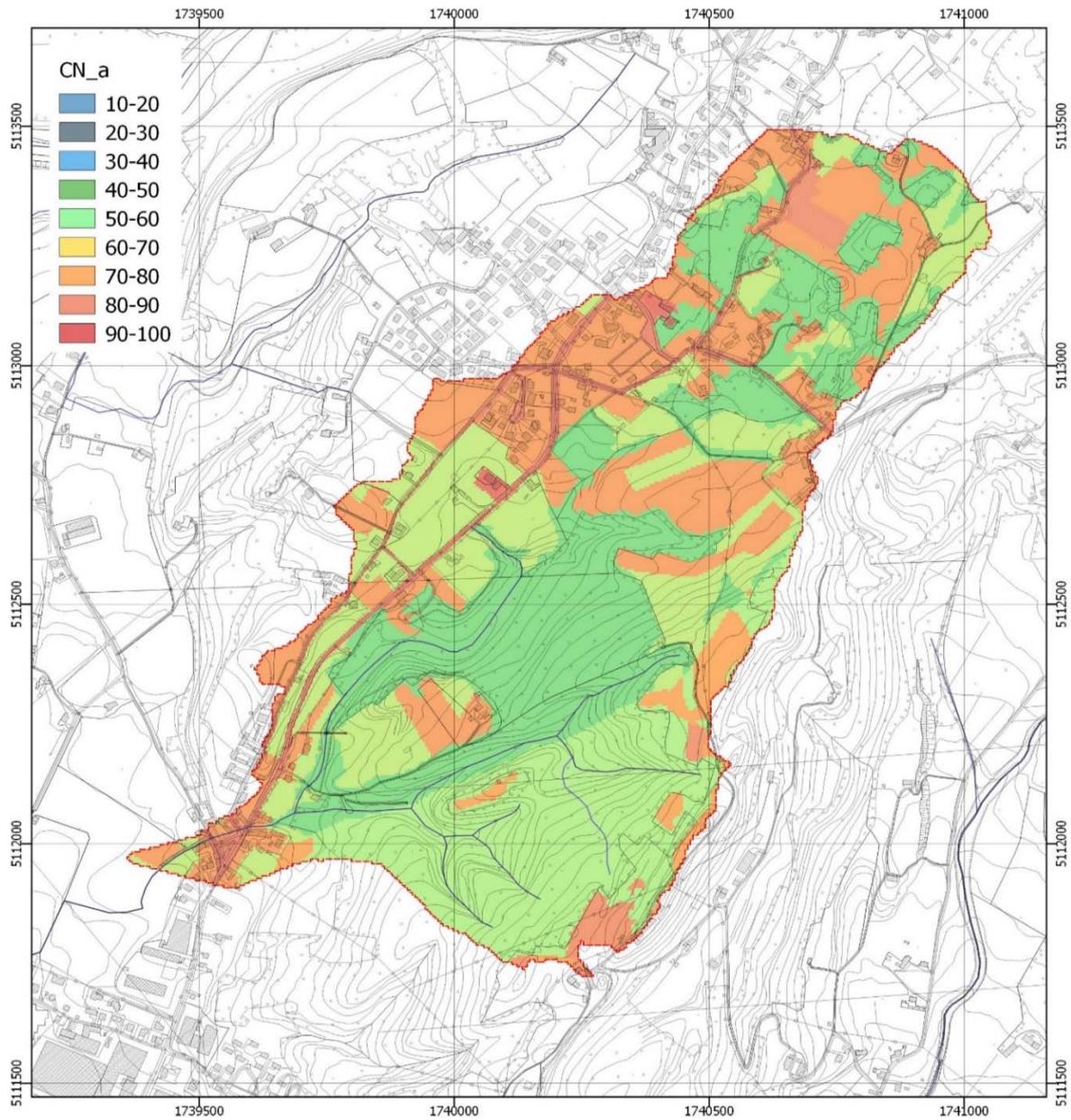


Figura 7-20 – Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno saturo e in funzione delle pendenze locali del terreno "a".

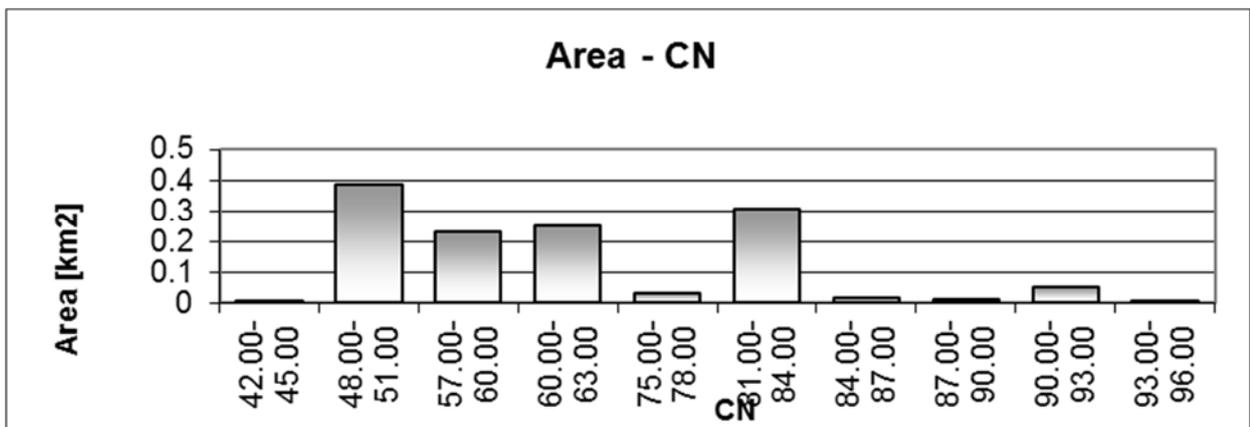


Figura 7-21 – Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno saturo e in funzione delle pendenze locali del terreno "a"

A seguire si riportano gli idrogrammi ottenuti con le condizioni sopra descritte per CN funzione delle pendenze locali del terreno per tutti i tempi di pioggia considerati. La sintesi dei risultati ottenuti in termini di picchi di portata in funzione del tempo di precipitazione è riportata nella seguente tabella.

Tabella 17 – Sintesi dei risultati ottenuti

num	Tempo di precipitazione	Equazione di PP	Portata di picco	Tempo di picco
			[m ³ /s]	[h]
1	45 min	Evento misurato 7/7/2017	3.2	1.00
2	1 ora	Evento misurato 7/7/2017	4.9	1.00
3	3 ore	Evento misurato 7/7/2017	4.5	3.00
4	6 ore	Evento misurato 7/7/2017	2.7	6.00

Come si può vedere, l'evento più gravoso per il Landrisio è risultato quello di durata da 1ora. La portata massima si verifica con un ritardo di 0.5 ore dalla fine della precipitazione.

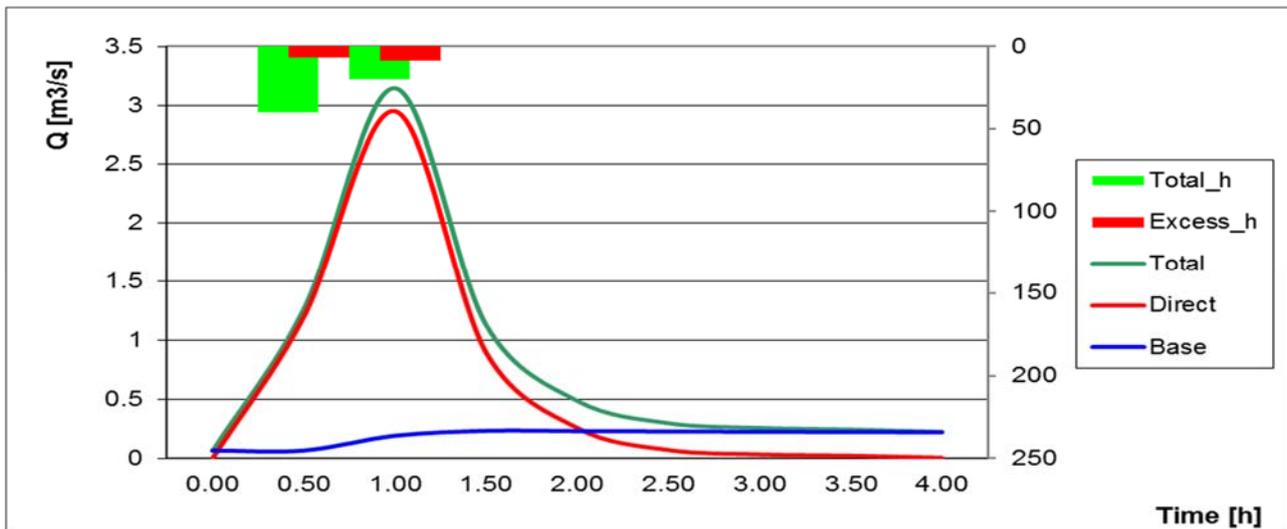


Figura 7-22 – Idrogramma liquido calcolato, per l'evento del 7 Luglio 2017 con tempo di pioggia pari a 45 minuti corrispondente a Tr di 2.1 anni con AMC=3, CN funzione delle pendenze.

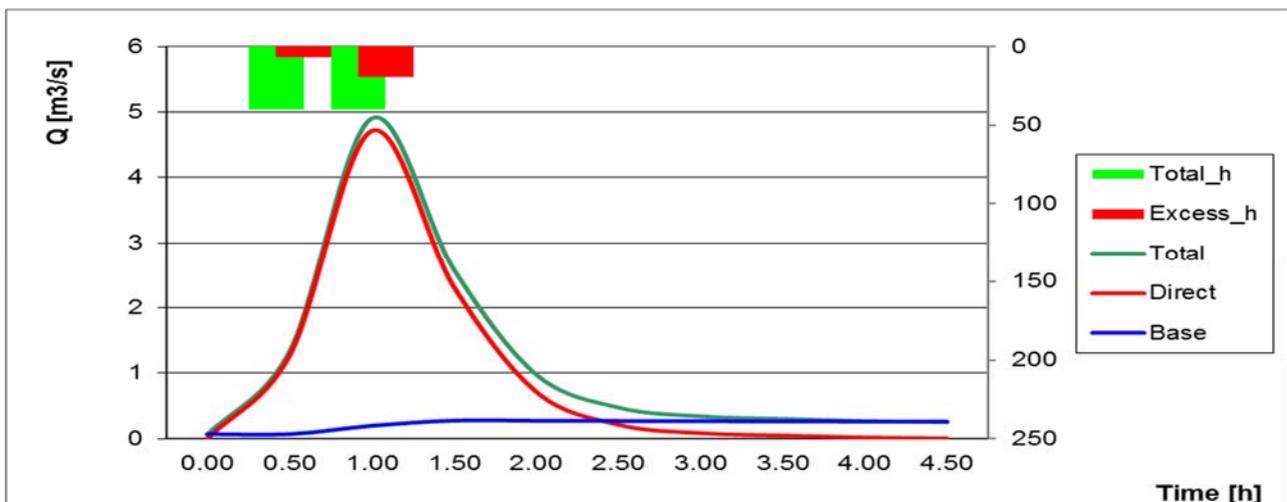


Figura 7-23 – Idrogramma liquido calcolato, per l'evento del 7 Luglio 2017 con tempo di pioggia pari ad un ora corrispondente a Tr di 3.9 anni con AMC=3, CN funzione delle pendenze.

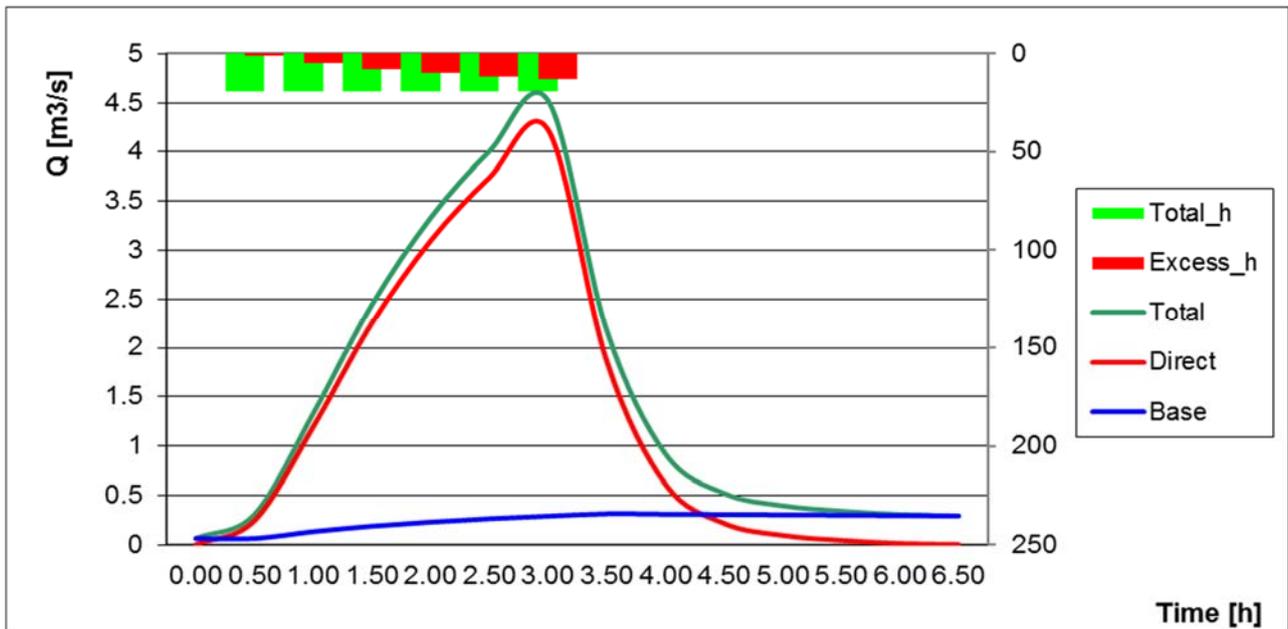


Figura 7-24 - Idrogramma liquido calcolato, per l'evento del 7 Luglio 2017 con tempo di pioggia pari a 3 ore corrispondente a T_r di 4.9 anni con $AMC=3$, CN funzione delle pendenze.

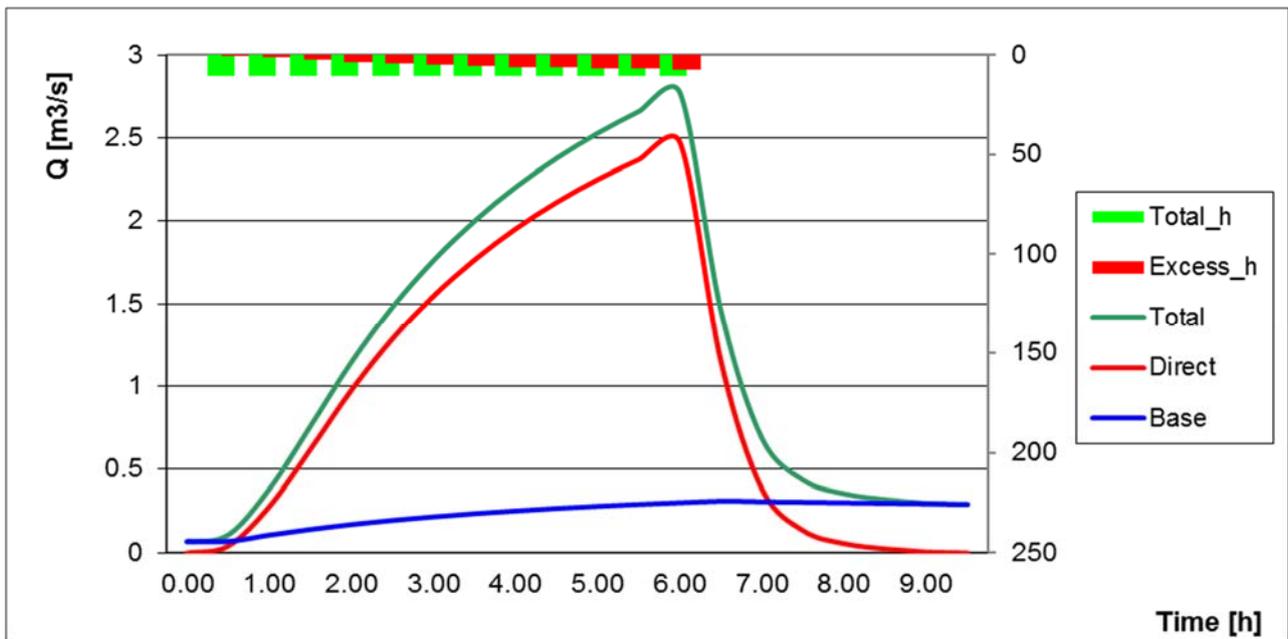


Figura 7-25 - Idrogramma liquido calcolato, per l'evento del 7 Luglio 2017 con tempo di pioggia pari a 6 ore corrispondente a T_r di 2.9 anni con $AMC=3$, CN funzione delle pendenze.

La riporta il quadro riassuntivo dei valori ottenuti per tempo di pioggia pari a 3 ore con la simulazione in cui si è considerata la mappa dei CN funzione delle pendenze.

Tabella 18 - Quadro riassuntivo dei risultati

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	24.559	33.544	58
Initial discharge (m ³ /s)	0	0.065	0.065
Maximum discharge (m ³ /s)	4.229	0.312	4.519
Average discharge (m ³ /s)	1.258	0.159	0.275
Time to peak (h)	3.00	3.50	3.00

Per la ricostruzione dell'evento reale si è considerato il terreno in condizioni sature ottenendo l'idrogramma di cui alla seguente figura.

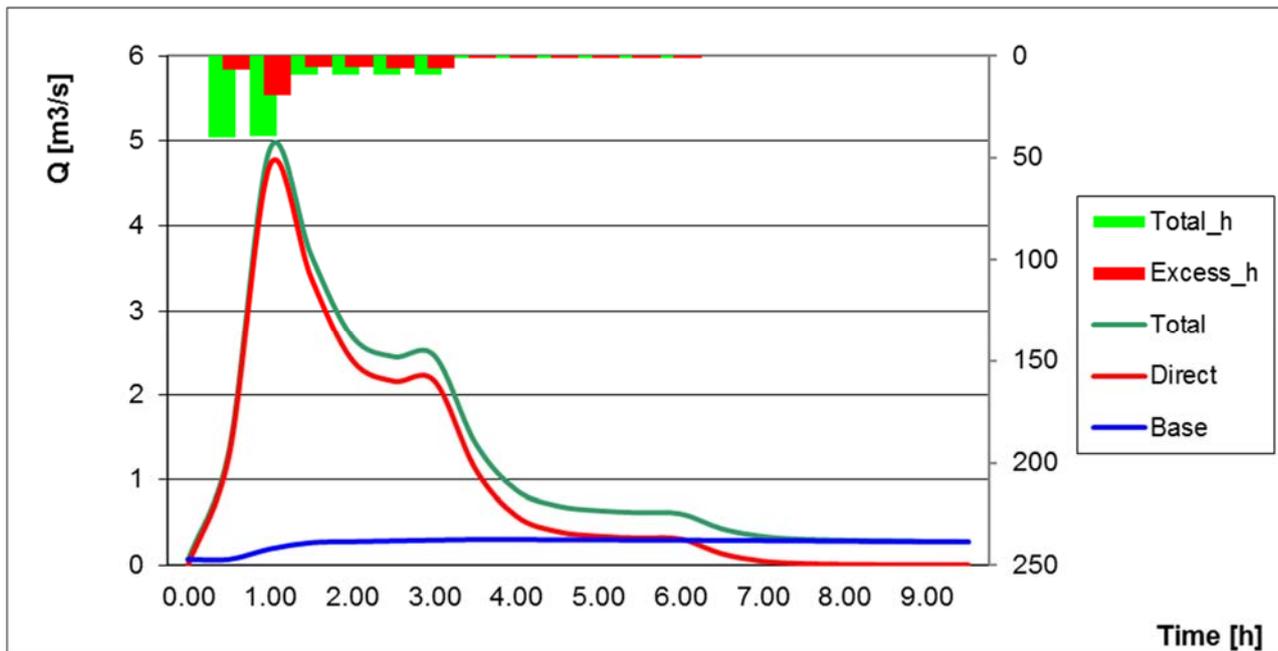


Figura 7-26 – Idrogramma liquido calcolato, per l'evento reale del 7Luglio 2017 AMC=3, CN funzione delle pendenze.

Tabella 19 - Quadro riassuntivo dei risultati, $T_r= 50$ anni

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	26.997	34.583	61.4
Initial discharge (m ³ /s)	0	0.065	0.065
Maximum discharge (m ³ /s)	4.712	0.309	4.905
Average discharge (m ³ /s)	0.968	0.163	0.289
Time to peak (h)	1.00	3.50	1.00

8 ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEI BACINI DEL RIO SALSA E DEL RIO FONTANA

8.1 Base topografica

Per l'analisi idrologica del corso d'acqua ed in particolare per la determinazione delle portate di piena è stato applicato un modello afflussi deflussi utilizzando il DTM a cella 5 m costruito su base CTR (Figura 7-1) ed integrato per la parte finale del bacino del Rio Fontana con il DTM ottenuto dai rilievi aerofotogrammetrici eseguiti in occasione del presente studio,

Le elaborazioni morfologiche ed idrologiche sono state eseguite attraverso il modello implementato nel software AdB Toolbox del Ministero dell'Ambiente (www.pcn.minambiente.it), impiegato in questo contesto ai bacini del Rio Salsa e Rio Fontana.

Il software utilizzato permette la trasformazione delle precipitazioni meteoriche, con intensità variabili nel tempo, nei corrispondenti deflussi di piena nella rete idrografica. Le piogge efficaci sono calcolate con il metodo del Soil Conservation Service (SCS) utilizzando una mappa del CN che è stata determinata e calibrata sul particolare bacino in esame.

L'utilizzo del metodo SCS richiede la conoscenza di alcuni parametri matematici in grado di simulare il comportamento del territorio (perdite iniziali di pioggia, contenuto idrico nel suolo), in assenza di dati di monitoraggio in grado di rendere possibile la loro determinazione, questi parametri sono stati correlati alle caratteristiche morfometriche ed idrogeologiche del bacino idrografico come verrà meglio dettagliato ai successivi paragrafi.

8.2 Determinazione delle portate

Come accennato, la portata di piena viene calcolata mediante applicazione di un modello afflussi deflussi partendo dall'equazione di possibilità pluviometrica o attribuendo un evento storico di pioggia al bacino.

Nei seguenti paragrafi se ne descrive l'implementazione e si illustrano i risultati ottenuti.

Si precisa che nel caso in esame è stata effettuata una taratura dei parametri idrologici basata sull'analisi dei bacini e delle loro peculiari caratteristiche geomorfologiche.

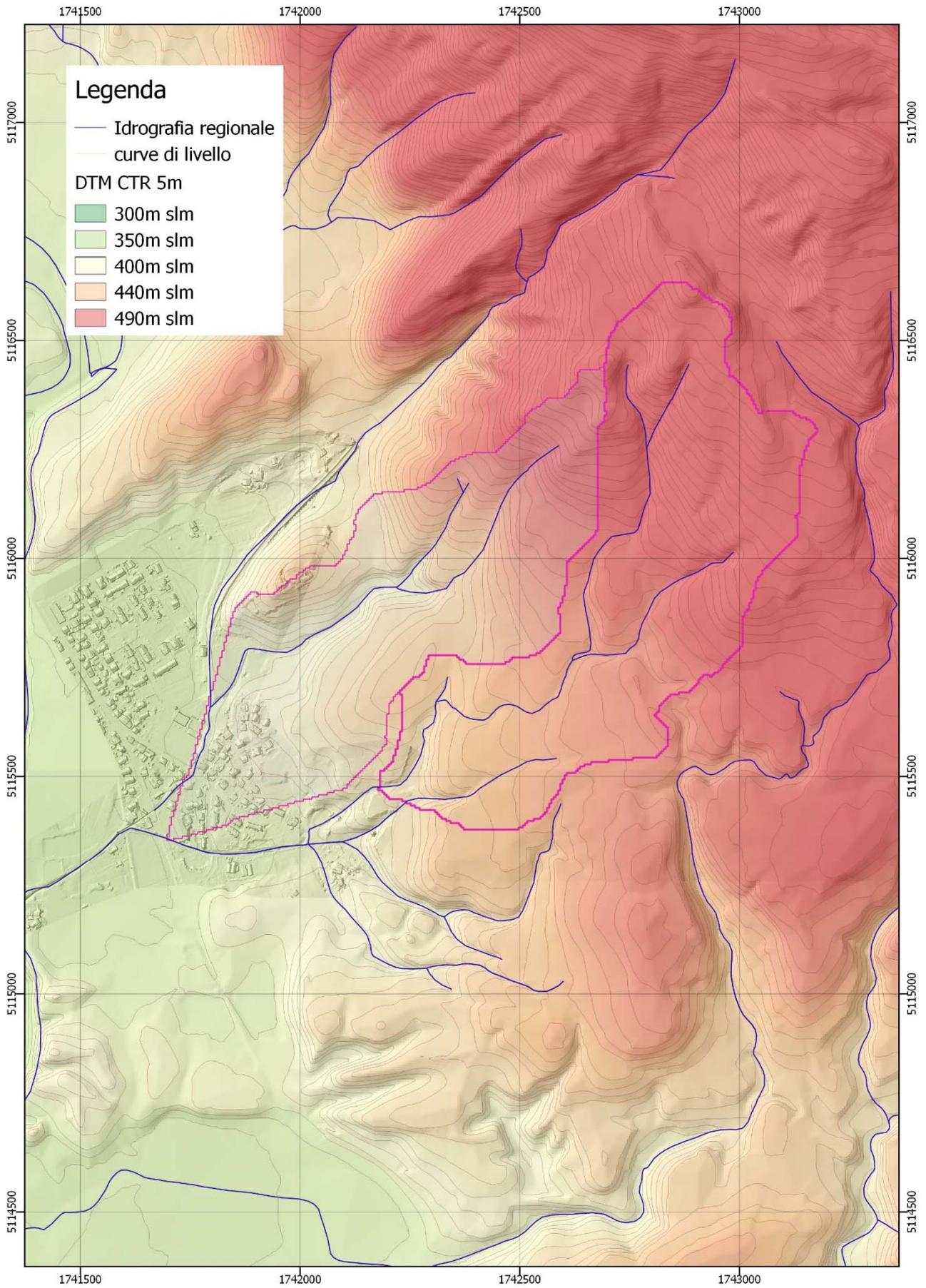


Figura 8-1 - DTM cella 5m su base CTR - fonte Geoportale Regione Veneto

8.2.1 Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox

Il bacino dei Torrenti Salsa e Fontana chiuso in corrispondenza dell'area allo studio è stato individuato mediante applicazioni GIS in AdBToolbox sulla base del Modello Digitale del Terreno (DTM) a 5 m su base CTR disponibile dal Geoportale della Regione Veneto per una estensione rispettivamente di circa 0.53 km² e 0.49 km².

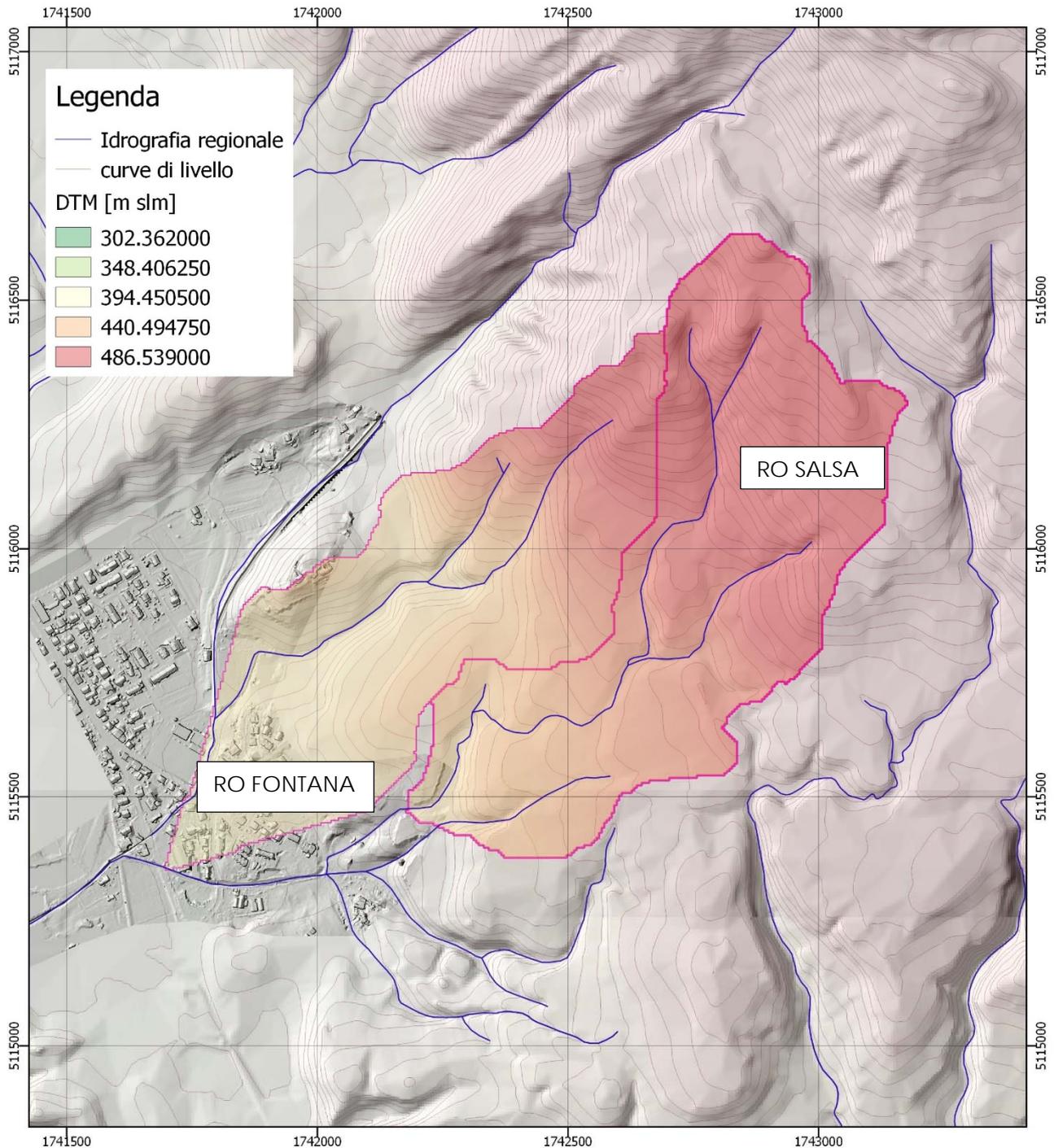


Figura 8-2 -DEM a maglia 5m depittato nei bacini idrologici del Rio Salsa e del Rio Fontana.

I dati topografici sono stati elaborati in tre fasi successive al fine di ottenere tutte le informazioni necessarie al calcolo dell'idrogramma liquido. In particolare sono state condotte le operazioni di seguito descritte:

Il DEM attraverso lo strumento [*DEM depit*] del software è stato "idrologicamente rifinito" ovvero è stata eseguita la rimozione delle depressioni (pits), necessaria per avere continuità di percorso tra tutte le celle del bacino idrologico e la sezione di chiusura del bacino stesso.

Sul DEM "*idrologicamente rifinito*" viene quindi eseguito il calcolo dell'area drenata (Figura 7-9), ovvero viene determinata la direzione dei deflussi da ogni singola cella.

Infine, sempre attraverso il DEM depittato e l'identificazione del punto di chiusura, è possibile ottenere l'estrazione dello spartiacque del bacino definito in funzione delle esigenze di studio e di progetto, mediante lo strumento [*Watershed*].

Per quanto riguarda l'elaborazione morfologica del bacino sono state calcolate la mappa delle pendenze (riportata in Appendice B in scala 1:20.000) e delle esposizioni del bacino (come da *Figura 7-4*).

Sono stati inoltre calcolati i parametri morfometrici del bacino mediante gli strumenti di analisi geomorfologica del modello, in particolare è possibile ottenere la curva ipsometrica del bacino dimensionale ed adimensionale (vedi *Figura 7-5*) così come pure i dati relativi alle aree ed alle elevazioni e pendenze (vedi *Tabella 13*).

È stato infine estratto il profilo longitudinale del Rio Salsa e quindi del Rio Fontana, nel caso in esame la geometria della sezione dell'alveo al punto di chiusura del bacino è stata ottenuta dal DTM del rilievo eseguito (*Figura 7-8*).

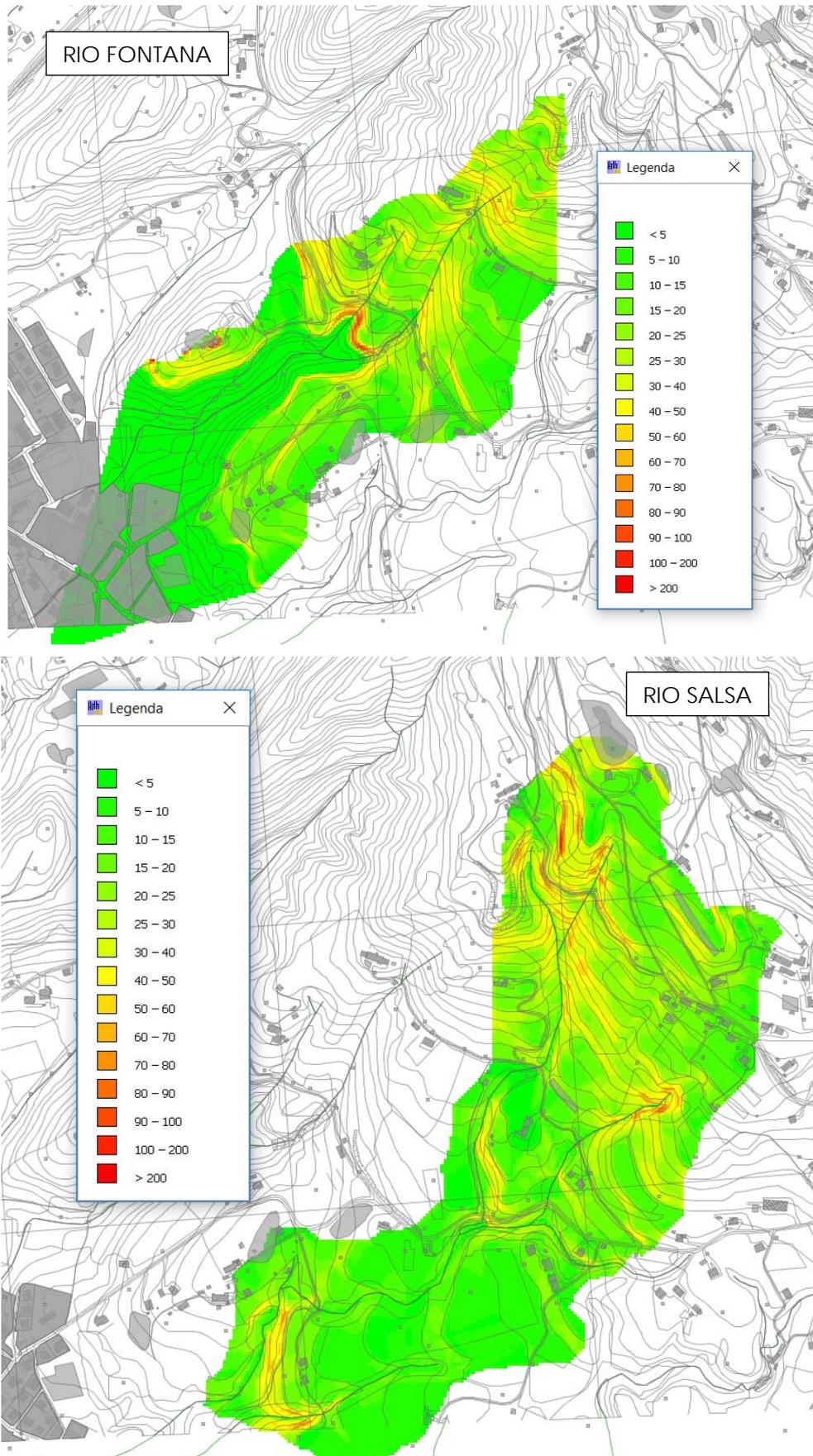


Figura 8-3 -Pendenze (m/m) calcolate nei bacini idrologici del Rio Salsa e Rio Fontana.

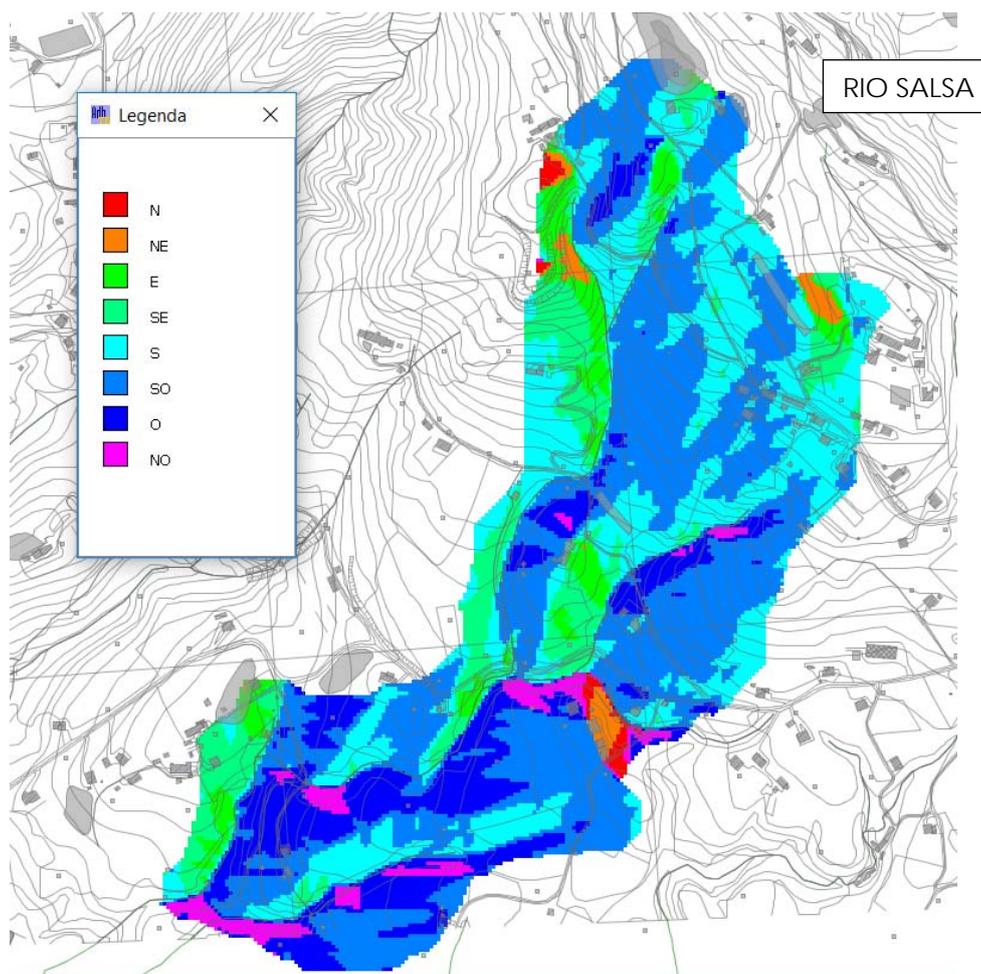
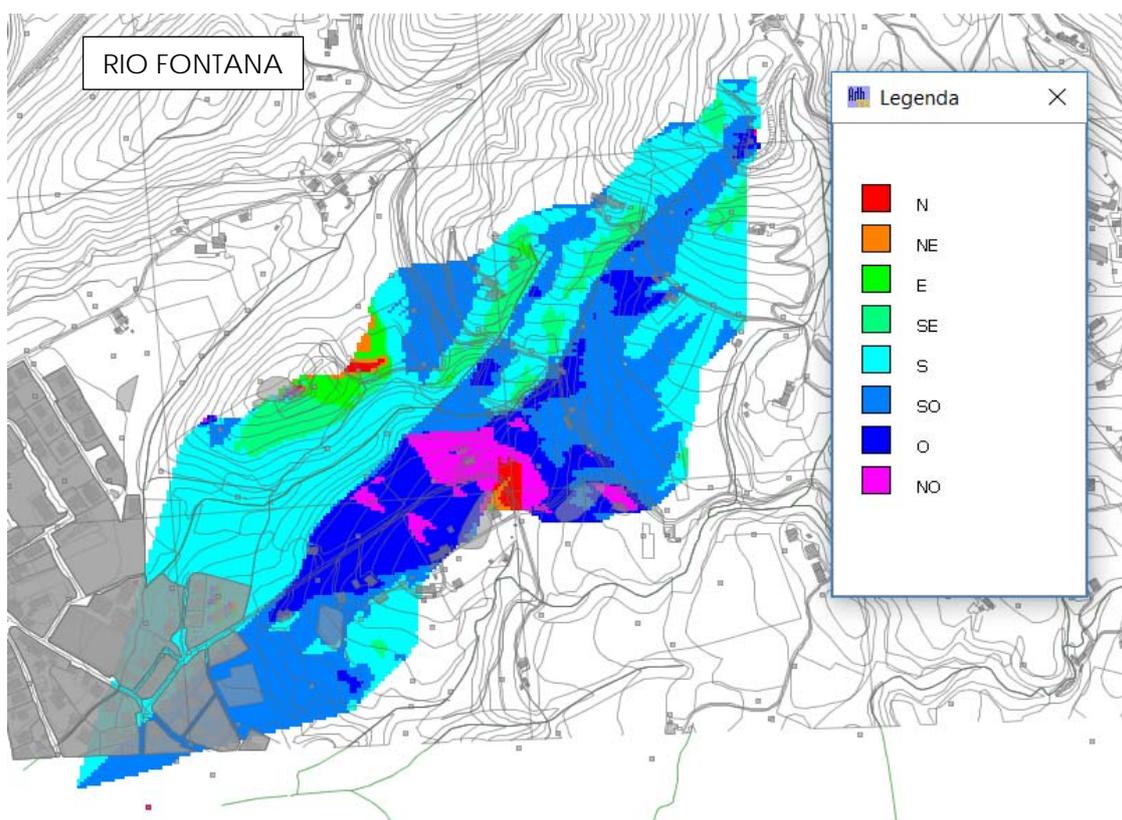


Figura 8-4 -Esposizione calcolata nei bacini idrologici del Rio Salsa e Rio Fontana

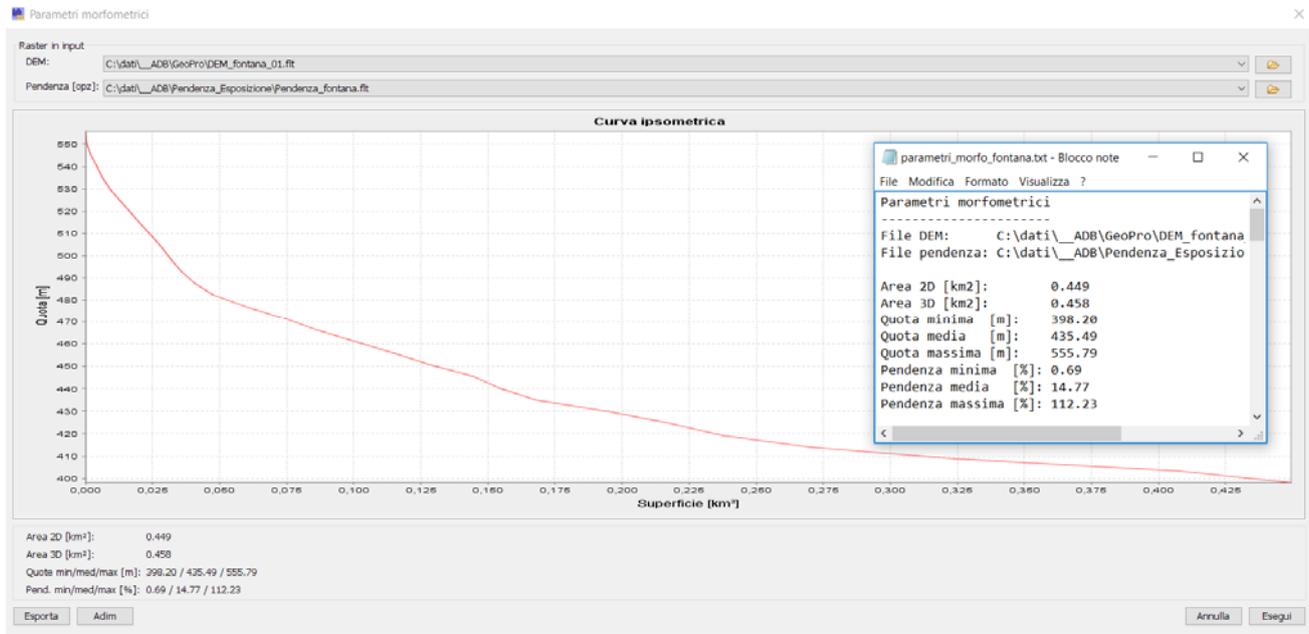


Figura 8-5 – Calcolo dei parametri morfometrici del bacino del Rio Fontana



Figura 8-6 – Calcolo del profilo dell'asta principale del Rio Fontana.

Tabella 20 – Parametri morfometrici del Bacino del Rio Fontana.

Parametro	Valore
Area 2D [km²]	0.449
Area 3D [km²]	0.458
Quota minima [m s.m.]	398.20
Quota media [m s.m.]	435.49
Quota massima [m s.m.]	555.79
Pendenza minima [%]	0.69
Pendenza media [%]	14.77
Pendenza massima [%]	112.23

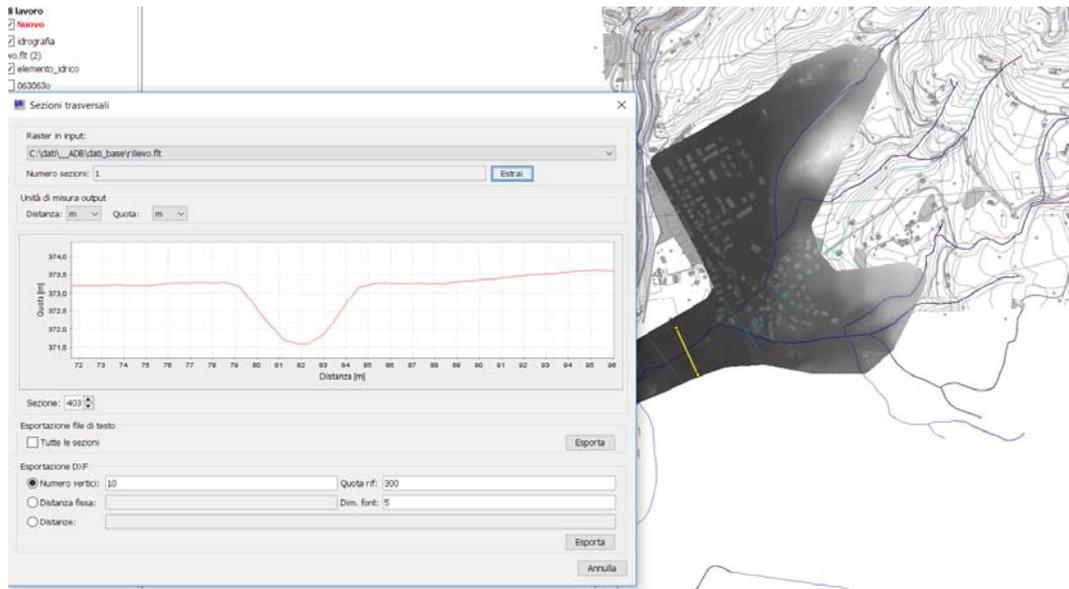


Figura 8-7 – Restituzione rilievo batimetrico - Geometria della sezione del Rio Fontana alla chiusura del Bacino Idrologico.

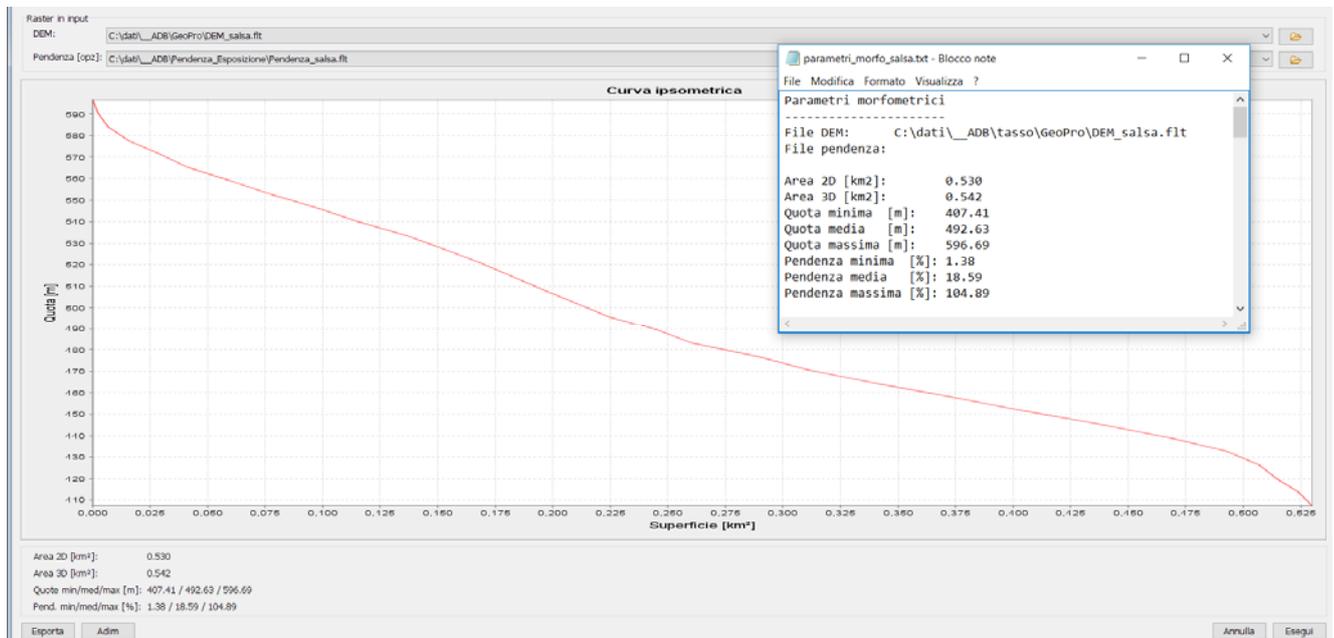


Figura 8-8 – Calcolo dei parametri morfometrici del bacino del Rio Salsa

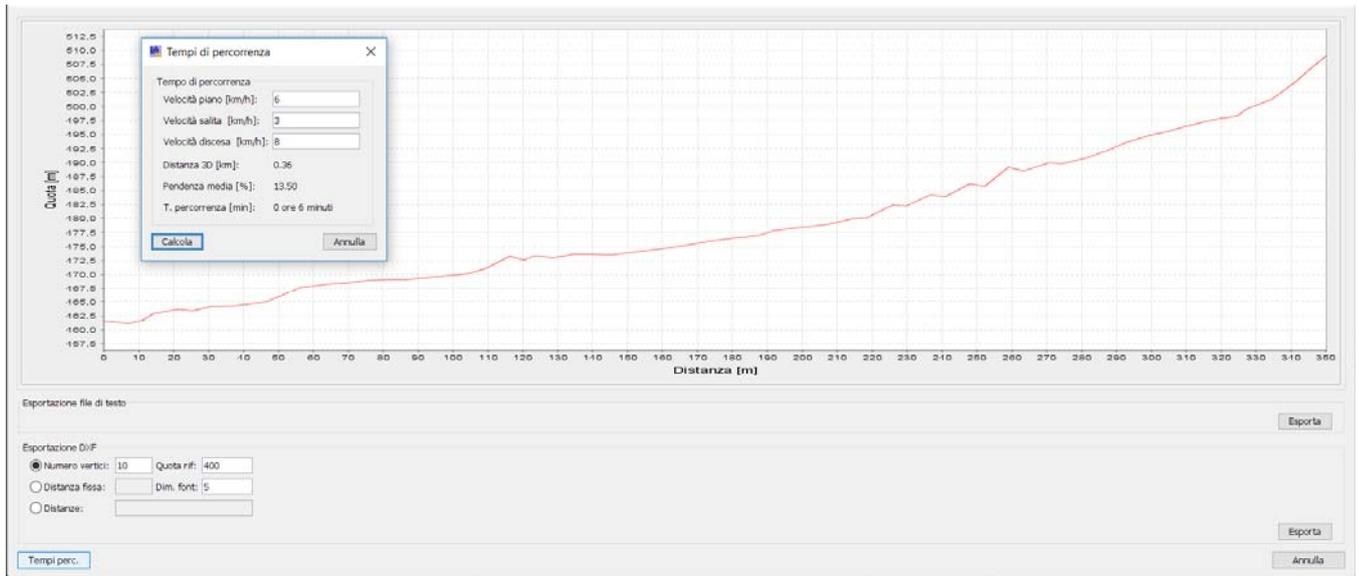


Figura 8-9 – Calcolo del profilo dell’asta principale del Rio Salsa.

Tabella 21 – Parametri morfometrici del Bacino del Rio Salsa.

Parametro	Valore
Area 2D [km ²]	0.53
Area 3D [km ²]	0.542
Quota minima [m s.m.]	407.91
Quota media [m s.m.]	492.63
Quota massima [m s.m.]	596.69
Pendenza minima [%]	1.38
Pendenza media [%]	18.59
Pendenza massima [%]	104.89

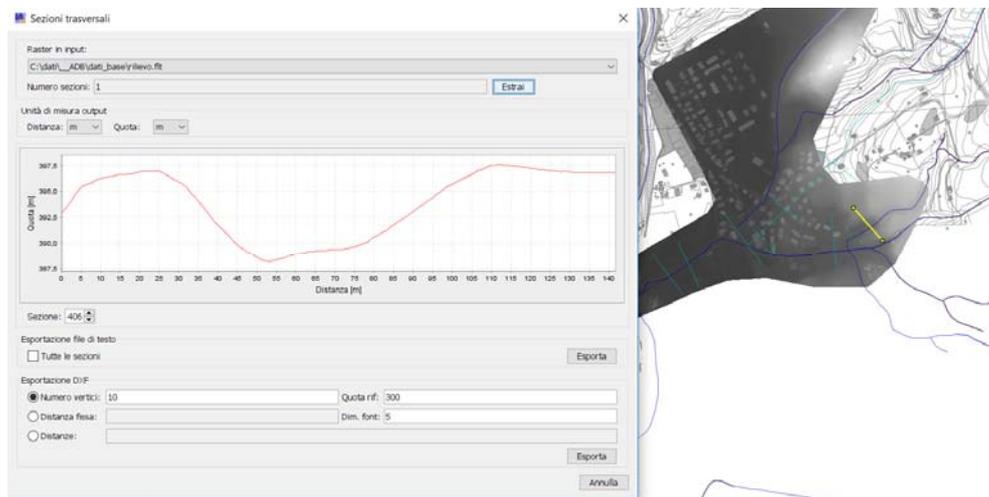


Figura 8-10 – Restituzione rilievo batimetrico - Geometria della sezione del Rio Salsa alla chiusura del Bacino Idrologico.

8.2.2 Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.

L' applicazione del modulo " *GeoPro*" di AdB Toolbox consente di ottenere:

- il calcolo dell'area drenata da ogni singola cella e la direzione dei deflussi rifinita alla sola superficie del bacino idrografico estratto (*Upslope Area 2*) come da Figura 7-9;
- L'elaborazione, per l'area del bacino estratto, dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso lungo il versante e lungo il reticolo (*Routing*).

A partire dal DTM globale privo di depressioni, ritagliato sul bacino si ricava l'area drenata (*upslope area 2*), ogni cella viene collegata alla cella della sezione di chiusura attraverso un percorso univoco che, definisce la lunghezza totale del percorso del deflusso superficiale da ogni cella alla sezione di chiusura (lunghezza dei percorsi).

Per questa procedura è stato utilizzato il metodo D-8, algoritmo che definisce la direzione del flusso da una cella ad una sola delle 8 circostanti, ovvero verso quella che presenta la pendenza maggiore.

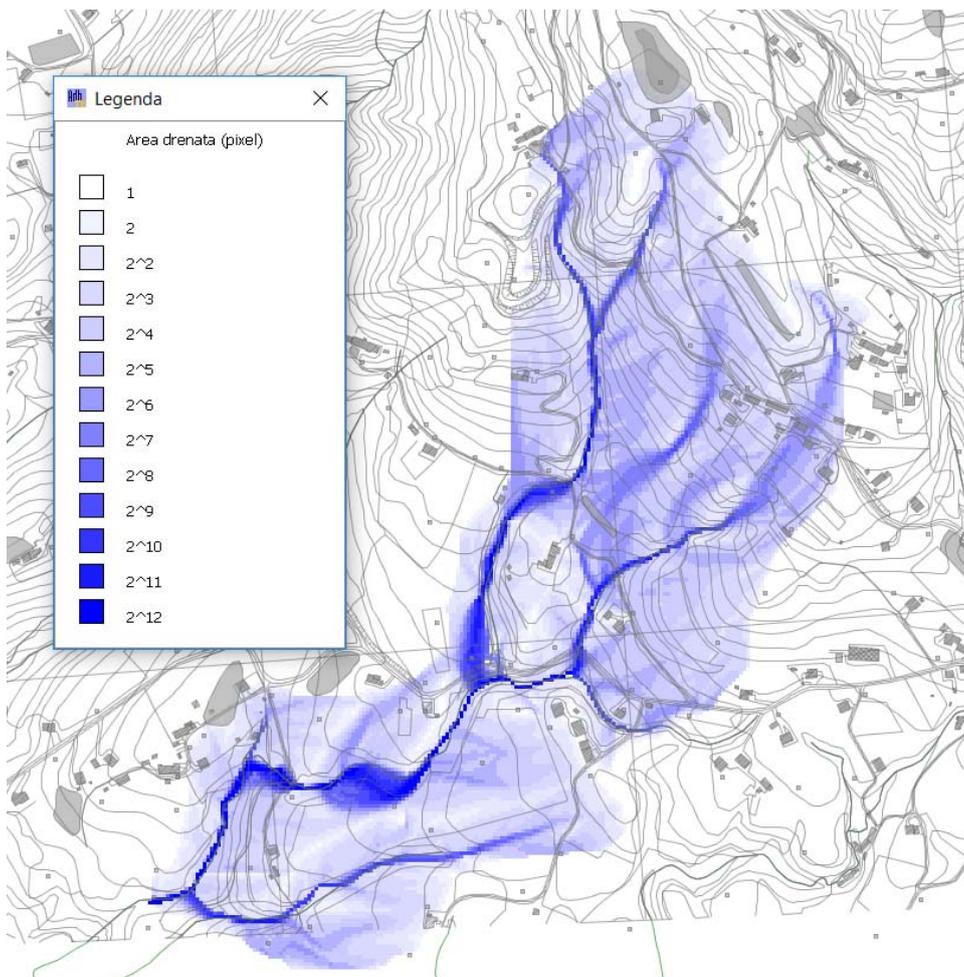


Figura 8-11 –Area drenata del Bacino idrografico del Rio Salsa. (*UpSlope Area*)

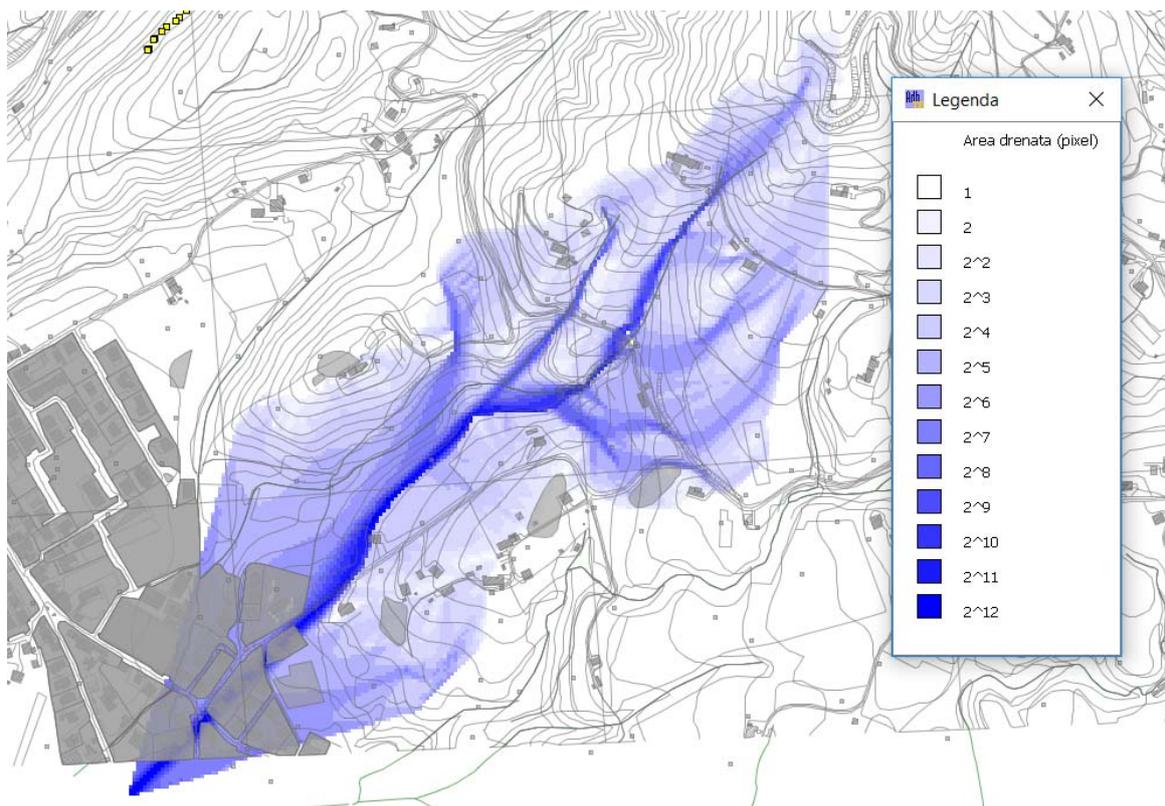


Figura 8-12 –Area drenata del Bacino idrografico del Rio Fontana. (UpSlope Area)

Per la definizione della mappa delle velocità di deflusso e dei tempi di propagazione (*routing*) è necessario disporre di informazioni relative all'uso del suolo e alla litologia dei terreni.

Si è utilizzata la cartografia tematica dell'uso del suolo (2006) e la Carta litologica (2012) reperite nel Geoportale della Regione del Veneto di cui un estratto in Figura 7-10.

Le velocità di versante utilizzate nella simulazione sono state in particolare ricavate da letteratura scientifica (Gregoretti e Degetto 2012), in particolare per le classi di copertura del suolo del bacino si sono utilizzati i valori della seguente *Tabella 14*.

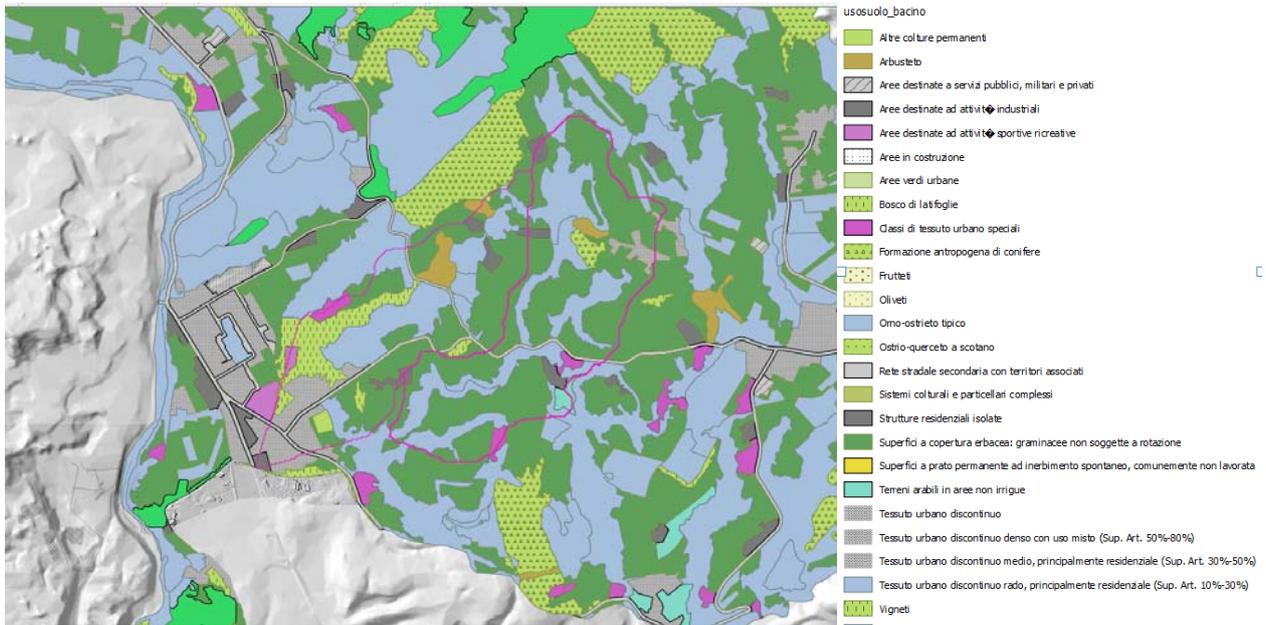


Figura 8-13 – Uso del suolo nel bacino del Rio Salsa e Rio Fontana (fonte Regione Veneto 2006).

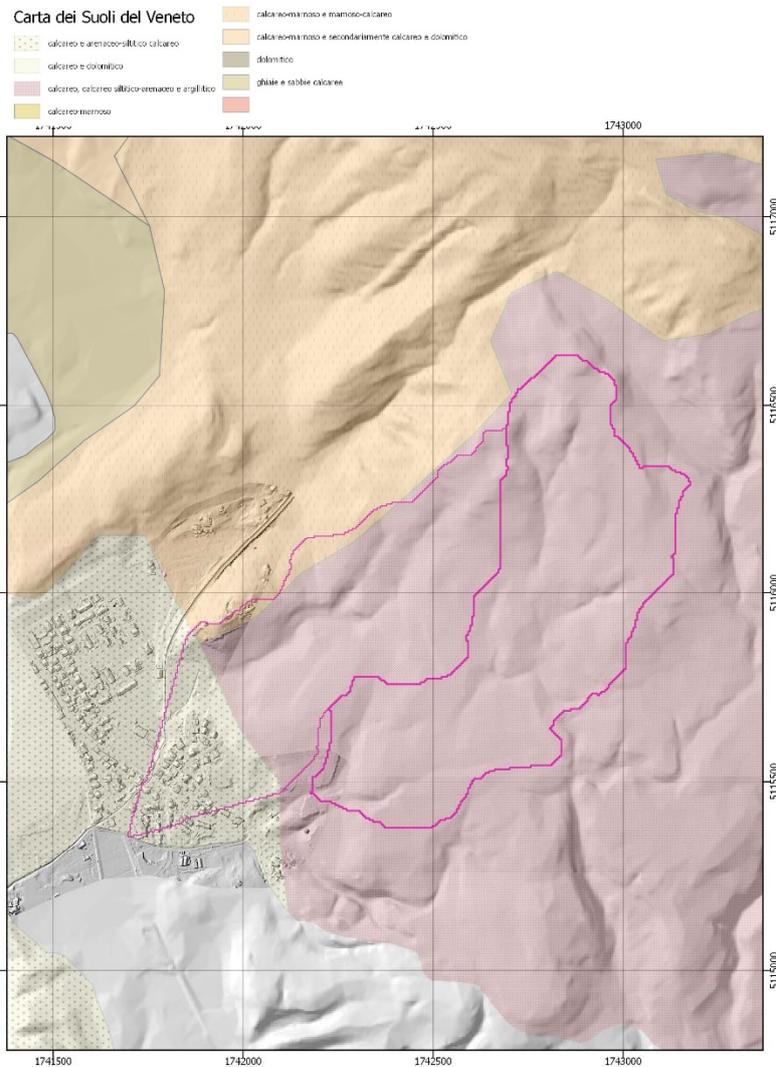


Figura 8-14 – Carta litologica nel bacino del Rio Salsa e Rio Fontana (fonte Regione Veneto 2012).

Tabella 22–Velocità di deflusso funzione della copertura del suolo.

Codice copertura del suolo	Descrizione Copertura del suolo	Velocità di deflusso della lama d'acqua su versante (m/s)
111	Zona urbana continua	0.25
112	Zona urbana discontinua	0.2
121	Aree industriali e commerciali	0.25
122	Strade e ferrovie	0.3
124	Aeroporti	0.2
131	Aree estrattive	0.1
132	Discariche	0.02
133	Cantieri	0.1
141	Aree verdi urbane	0.08
142	Aree ricreative e sportive	0.09
211	Seminativi non irrigui	0.09
212	Seminativi irrigui	0.09
213	Risaie	0.01
221	Vigneti	0.09
222	Frutteti	0.07
223	Oliveti	0.07
231	Prati stabili	0.08
241	Colture miste	0.08
242	Colture complesse	0.06
243	Aree agrarie e naturali	0.07
244	Arboricoltura	0.03
311	Bosco latifoglie	0.03
312	Bosco conifere	0.05
313	Boschi misti	0.04
321	Pascoli	0.15
322	Arbusti e cespugli su suoli ghiaiosi	0.1
323	Vegetazione sclerofilla	0.1
324	Vegetazione in evoluzione	0.1
331	Alvei torrentizi	1.5
332	Rocce e rupi	0.3
333	Aree nude ghiaiose con vegetazione sparsa	0.1
334	Aree percorse da incendi	0.15
335	Ghiacciai e nevi perenni	0.1
340	Ghiaioni ed erosioni attive	0.1
411	Golene	0.5
412	Torbiere	0.02
511	Fiumi	2
512	Laghi	0.01

Per quanto riguarda la velocità su reticolo il modello prevede un ciclo reiterato di calcoli idrologici. Data la geometria della sezione di chiusura, il modello calcola la velocità media corrispondente alla portata di picco nella sezione di chiusura e la assegna a tutto il reticolo.

In questo modo si fa dipendere la velocità su reticolo dall'intensità di precipitazione: più la precipitazione è intensa, maggiore è il deflusso e maggiore è la velocità di deflusso nel reticolo.

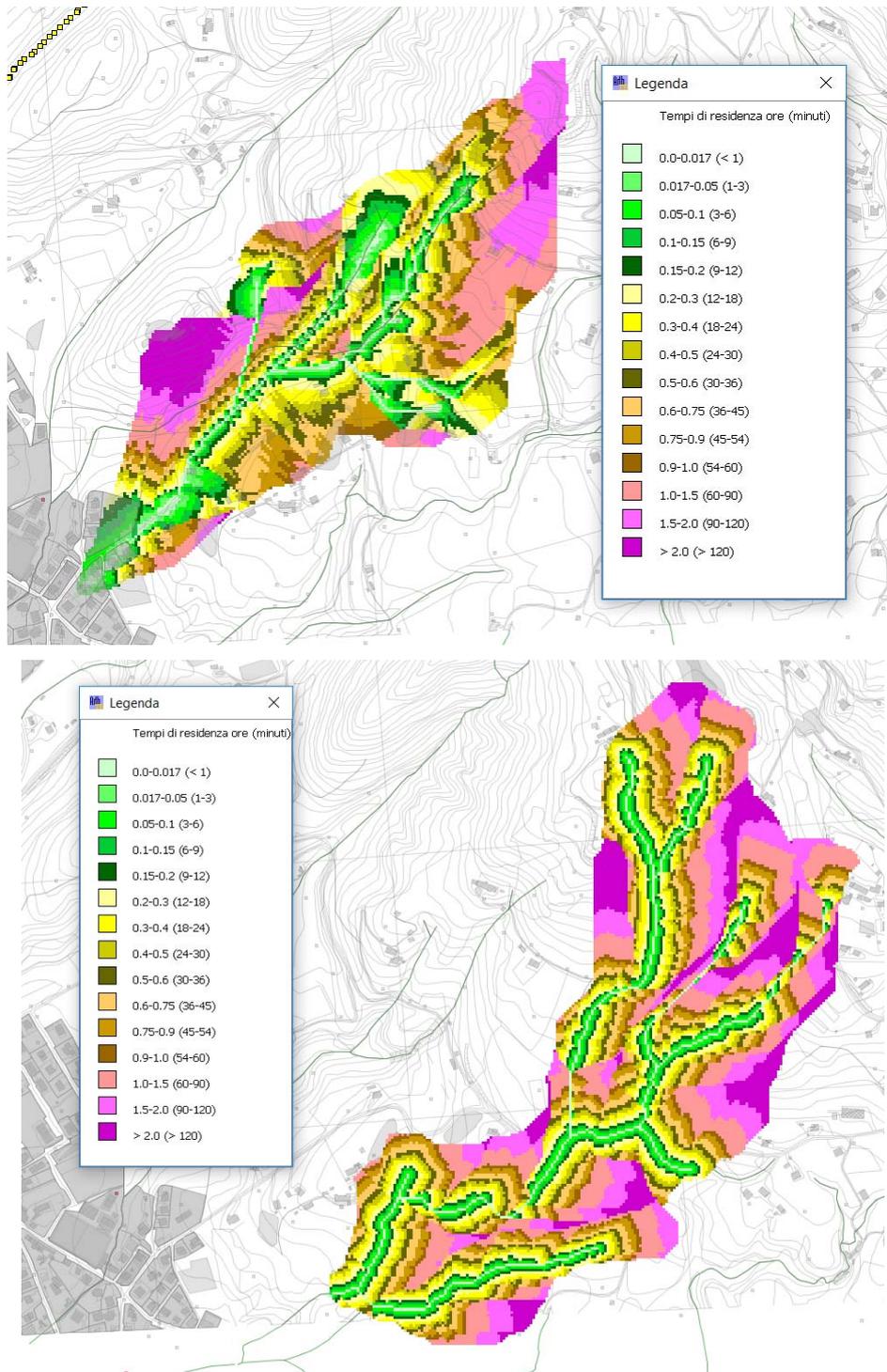


Figura 8-15 – Tempi di residenza e velocità di reticolo calcolate nei bacini idrologici del Rio Salsa e Rio Fontana.

8.2.3 Determinazione della mappa del CN in funzione delle pendenze del terreno.

Si è scelto di calcolare il Curve Number secondo la procedura implementata da Degetto – Gregoretti (2012) nell'ambito del progetto Interreg IIIb PARAMount dell'Alpine Space Programme. Tale procedura consente un calcolo di dettaglio del Curve Number non solo sulla base della copertura del suolo e dei gruppi idrologici, ma anche di tener conto delle pendenze locali del terreno. Una volta definite le mappe di uso del suolo e dei gruppi idrologici secondo la codifica regionale e dell'area dolomitica in particolare è possibile tramite affinamenti successivi passare dal CN_AMC (Antecedent Moisture Condition) al CN_a (funzione della pendenza locale "a" del terreno) come descritto di seguito.

La propensione al deflusso superficiale nel modello che utilizza il metodo del SCS è definita da una mappa dei valori di CN, numero di curva (*curve number*) che associa alla tipologia di suolo ed alla copertura del suolo una diversa attitudine a produrre deflusso superficiale.

Il CN è un parametro che viene utilizzato per calcolare il potenziale massimo di ritenzione del suolo (S) ovvero il volume di saturazione del suolo per area unitaria. Nel modello SCS maggiore è il valore di CN maggiore sarà la pioggia efficace ovvero quella che da luogo al deflusso superficiale.

La mappa del CN è ottenuta da una riclassificazione della carta di copertura del suolo e della carta dei gruppi idrologici del suolo. Il CN è un parametro che dipende anche dalle condizioni di saturazione del suolo, che vengono indicate con l'acronimo AMC (*Antecedent Moisture Conditions*), dove AMC1: terreno asciutto, AMC2: terreno parzialmente saturo, AMC3: terreno completamente saturo.

Il valore di CN è tabulato in funzione della tipologia di suolo per condizioni normali (AMC2) mentre per stabilire i valori di CN in condizioni di saturazione del terreno o di terreno asciutto devono essere applicate delle conversioni algebriche.

Il valore del CN ricavato è riportato nella mappa del CN riportata nell'Elaborato 3.2 del presente studio. In particolare per tener conto delle pendenze del terreno oltre che delle condizioni di saturazione e dell'uso del suolo si sono seguiti i seguenti step di calcolo. Si è calcolato il CN in condizioni AMC3 mediante la seguente formula:

$$CN_{_amc3}.flt = \frac{23 \cdot (CN_{_amc2}.flt)}{10 + 0.13 \cdot (CN_{_amc2}.flt)}$$

e si è ricalcolata la carta del CN sotto l'influenza della pendenza media "a" mediante quest'altra

$$CN_{_a}.flt = \frac{(CN_{_amc3}.flt) - (CN_{_amc2}.flt)}{3} \cdot (1 - 2 \cdot e^{-13.86 \cdot a}) + (CN_{_amc2}.flt)$$

formula:

I risultati ottenuti sono rappresentati nella seguente *Figura 7-15*.

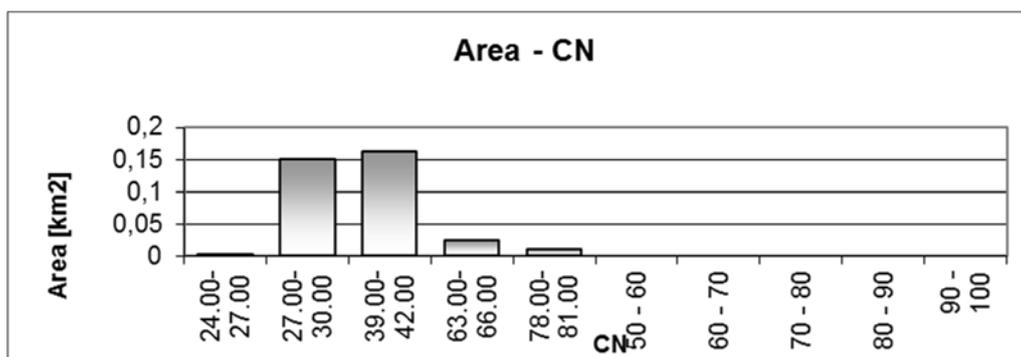
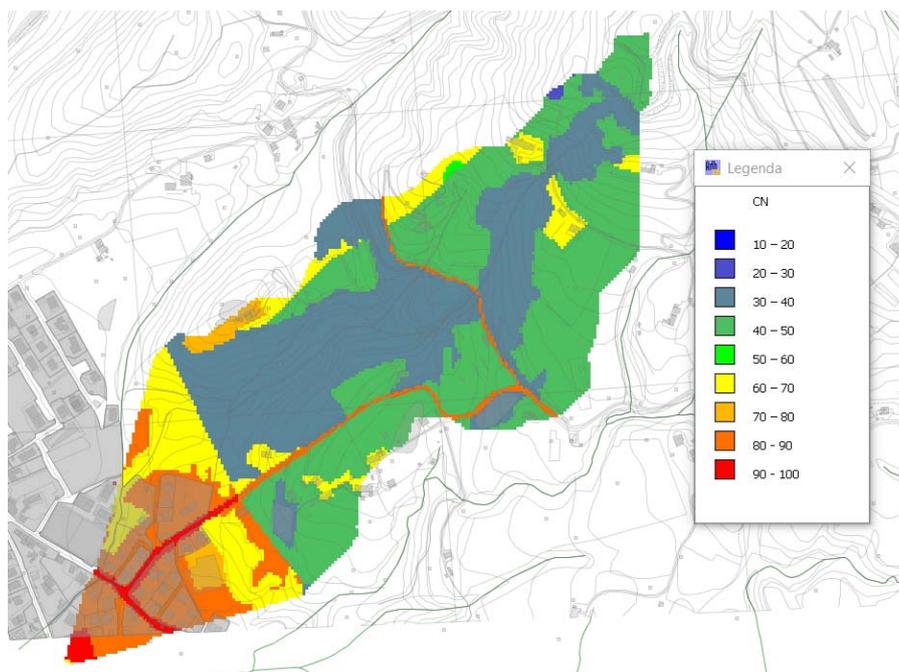


Figura 8-16 - Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno saturo e in funzione delle pendenze locali del terreno "a" Bacino del Rio Fontana

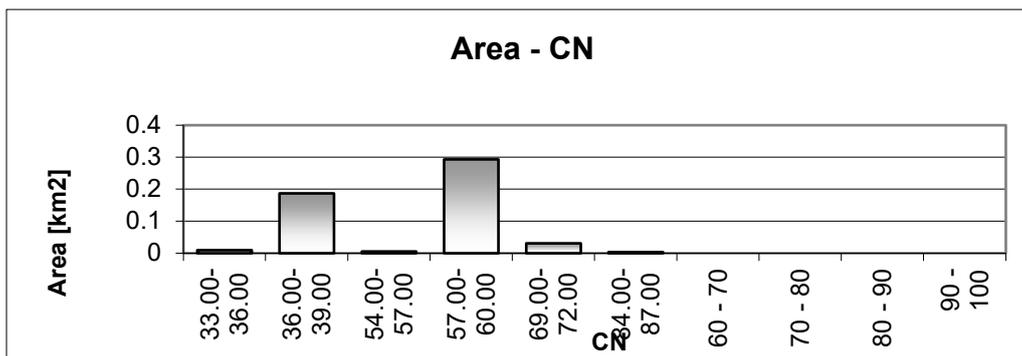
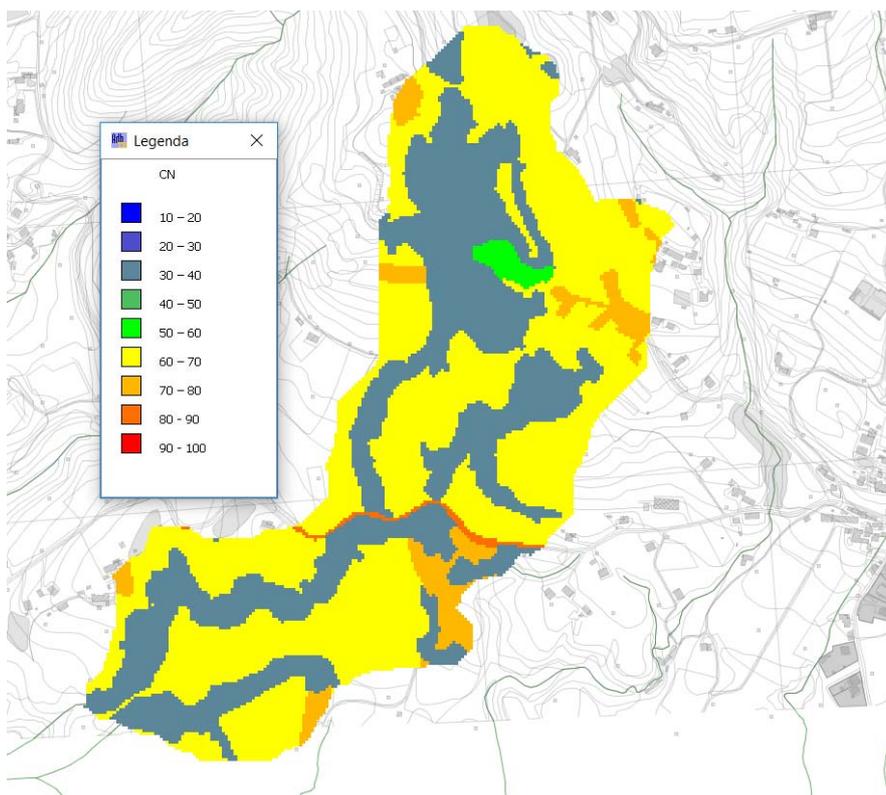


Figura 8-17 - Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno saturo e in funzione delle pendenze locali del terreno "a" Bacino del Rio Salsa

8.2.4 Determinazione dell'idrogramma liquido

Una volta preparati i dati nelle tre fasi sopradescritte, per il calcolo dell'idrogramma liquido si sono utilizzati i seguenti dati di input:

- mappa dei tempi di propagazione di versante;
- mappa dei tempi di propagazione di reticolo;
- mappa del CN (funzione delle pendenze locali);
- valori di "a" ed "n" delle curve di possibilità pluviometrica;
- parametri dello ietogramma:

schema a blocchi alterni con picco centrale ed intervallo di calcolo di 5 minuti, idrogramma in uscita con intervallo di calcolo di 5 minuti, AMC imposto pari a 3 (condizioni più gravose), portata di deflusso iniziale pari a zero, portata di recessione del serbatoio lineare pari a 10^{-6} fattore di riduzione areale (ARF) automatico, fattore di riduzione per il controllo della durata critica della pioggia pari a 0.85, perdite iniziali "Ia" = 0.1, velocità massima di versante = 0.1 m/s;

- parametri della sezione di chiusura:

velocità di input posta pari a 1.5 m/s, geometria della sezione di deflusso ricavata dal DTM, sezione trapezia.

- mappa delle velocità di deflusso.

Nella seguente Figura 7-16 è possibile visualizzare la maschera di inserimento dei dati sopraelencati.

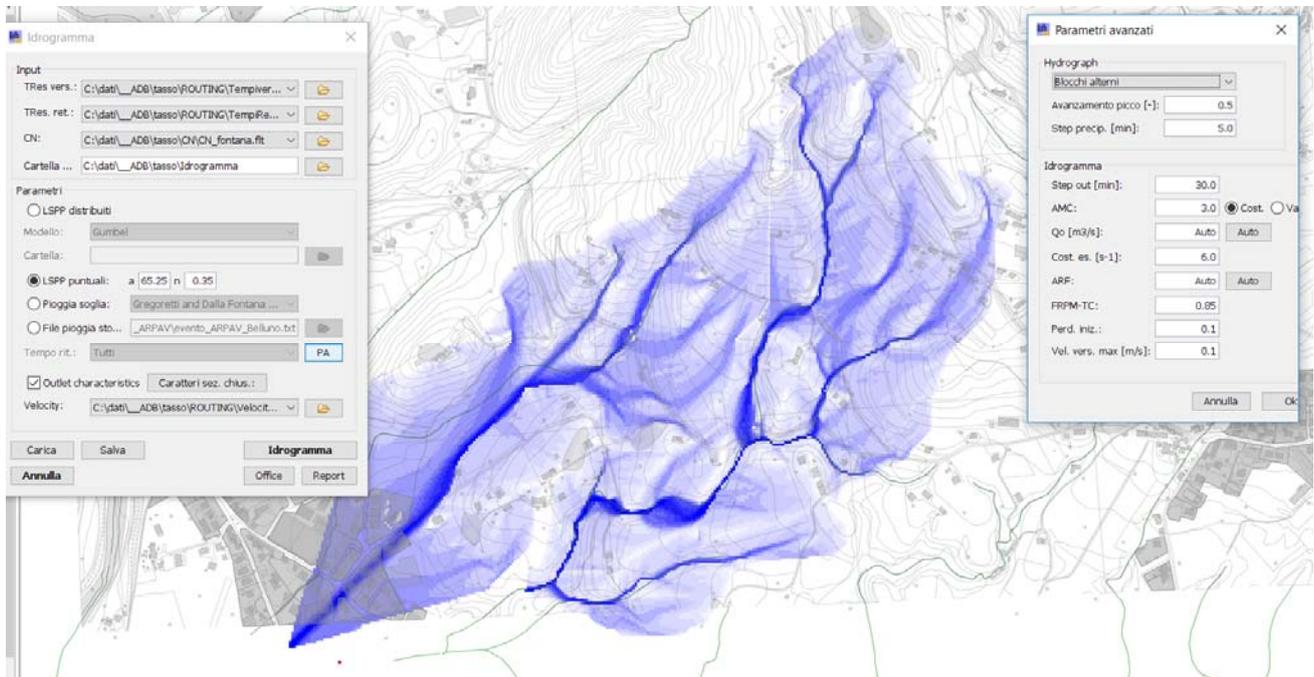


Figura 8-18 – Schermata dei dati di input per il calcolo dell'idrogramma liquido.

Come dati di pioggia si sono utilizzate le piogge orarie con tempo di ritorno di 100 anni ricavate dalle equazioni di possibilità pluviometriche riportate nel precedente capitolo.

A seguire si riporta l'idrogramma ottenuto con le condizioni sopra descritte per CN funzione delle pendenze locali del terreno per $T_r = 100$ anni utilizzato nelle simulazioni idrauliche.

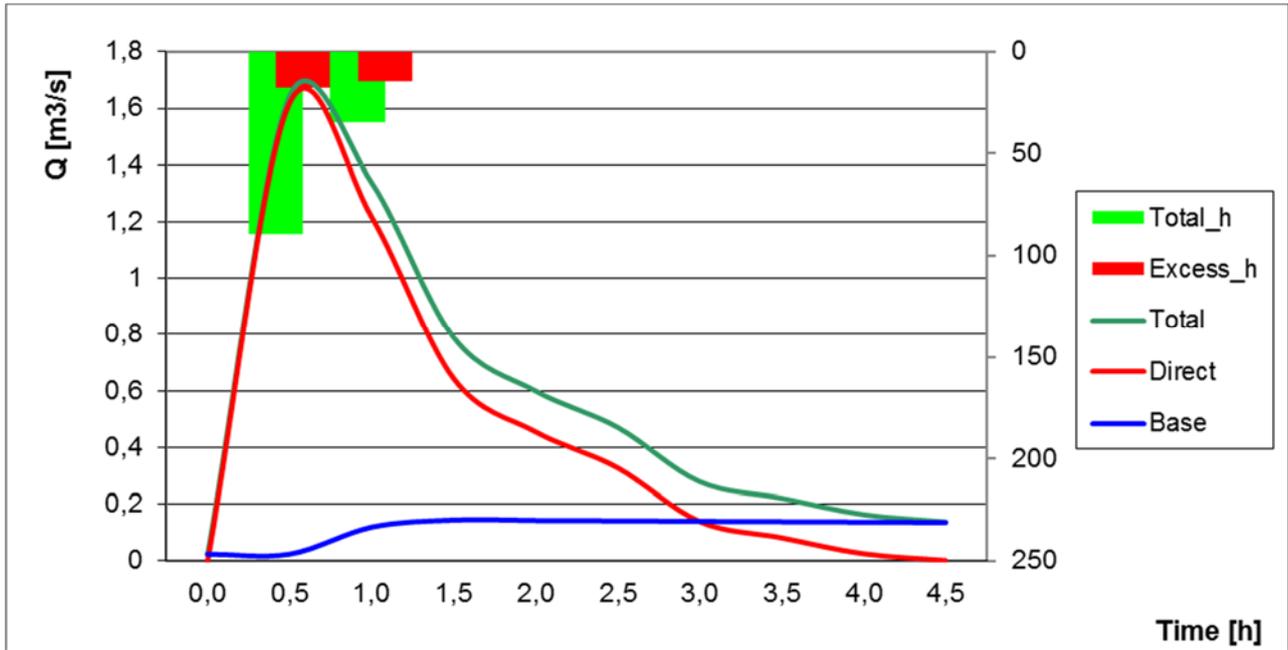


Figura 8-19 -Idrogramma di piena con $T_r = 100$ anni per il bacino del Rio Fontana

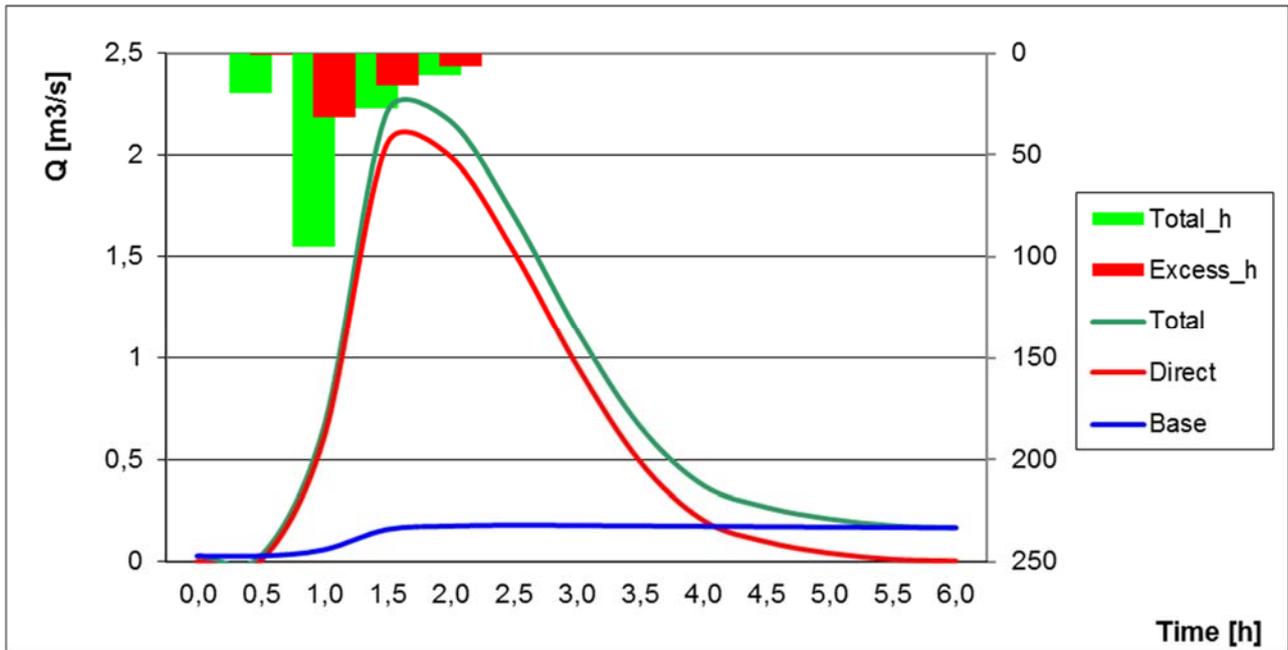


Figura 8-20 - Idrogramma calcolato per $T_r = 100$ anni per il bacino del Rio Salsa.

La seguente tabella riporta il quadro riassuntivo dei valori ottenuti con la simulazione in cui si è considerata la mappa dei CN funzione delle pendenze.

Tabella 23 - Quadro riassuntivo dei risultati – Rio Fontana

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	18,106	45,981	62,002
Initial discharge (m ³ /s)	0	0,022	0,022
Maximum discharge (m ³ /s)	1,62	0,145	1,642
Average discharge (m ³ /s)	0,452	0,066	0,092
Time to peak (h)	0,50	1,50	0,50

Tabella 24 - Quadro riassuntivo dei risultati – Rio Salsa

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	27,074	49,39	76,351
Initial discharge (m ³ /s)	0	0,026	0,026
Maximum discharge (m ³ /s)	2,052	0,179	2,21
Average discharge (m ³ /s)	0,613	0,081	0,125
Time to peak (h)	1,50	2,50	1,50

8.2.5 Determinazione dell'idrogramma per l'evento di pioggia del 30 Giugno – 1Luglio 2017

Applicando le piogge dell'evento registrato da ARPAV del 30 Giugno -1 Luglio 2017 che fece registrare per la stazione di Belluno-aeroporto 124,2 mm in 10 ore si sono ottenuti gli idrogrammi riportati nei seguenti grafici.

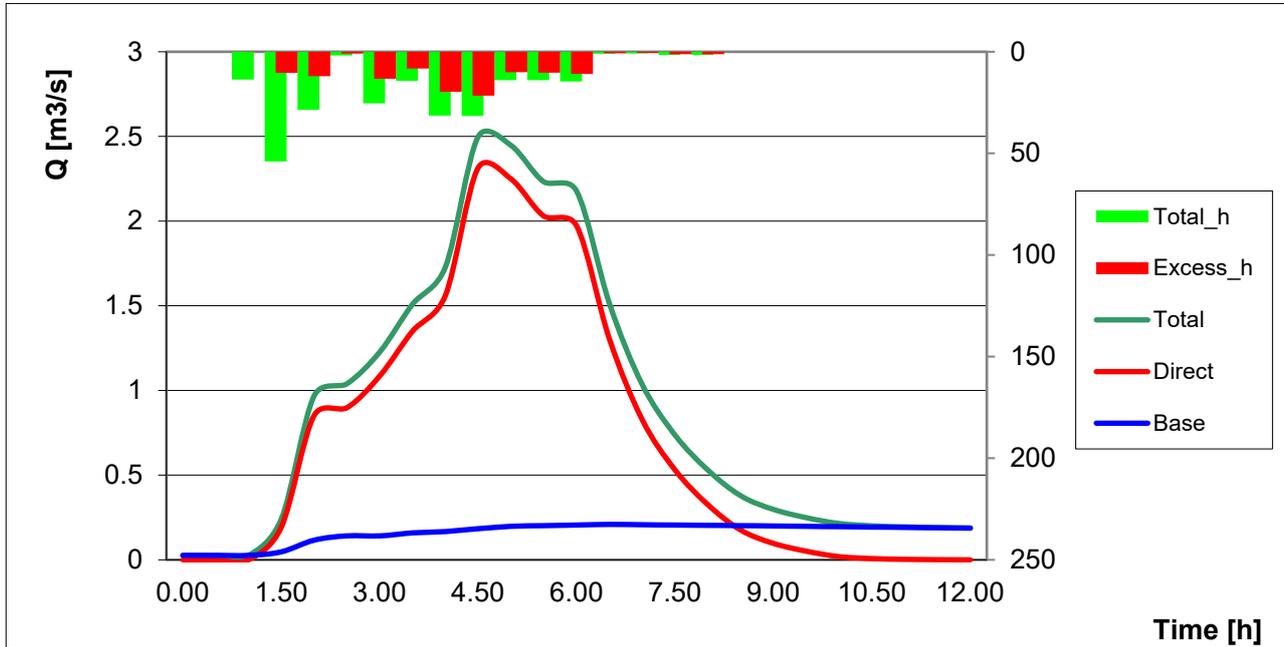


Figura 8-21 – Idrogramma calcolato per $T_r= 100$ anni per il bacino del Rio Salsa.

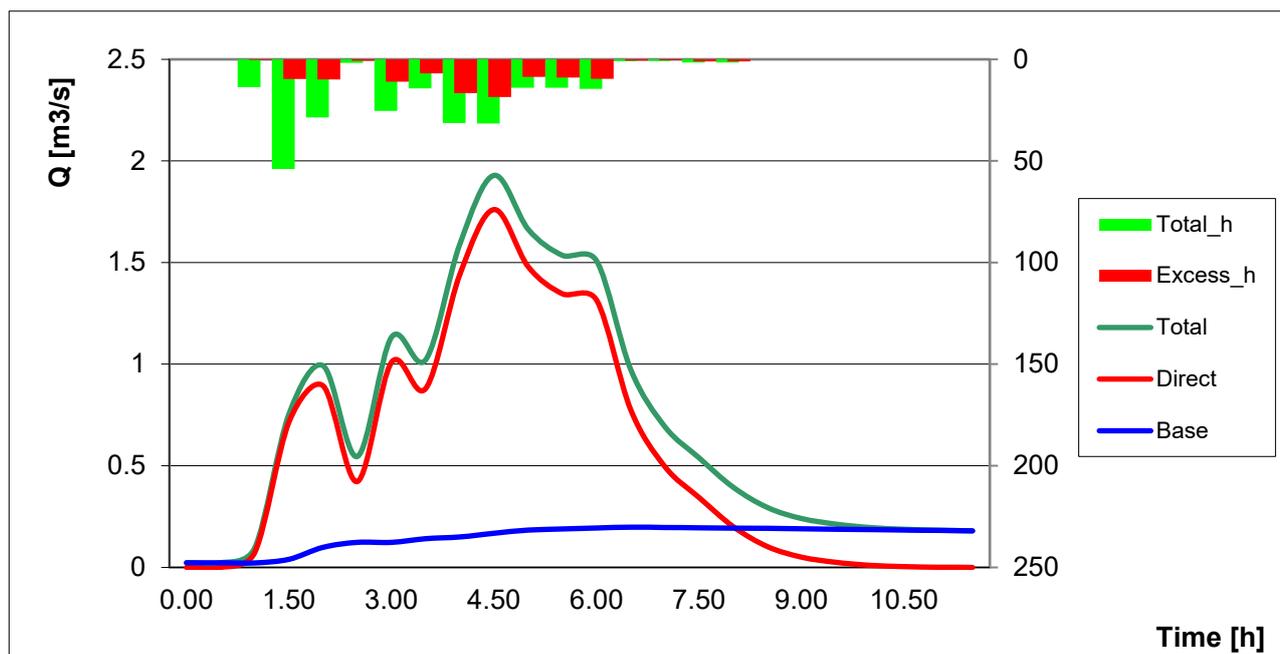


Figura 8-22 – Idrogramma calcolato per $T_r = 100$ anni per il bacino del Rio Fontana

La seguente tabella riporta il quadro riassuntivo dei valori ottenuti con la simulazione in cui si è considerata la mappa dei CN funzione delle pendenze.

Tabella 25 - Quadro riassuntivo dei risultati – Rio Fontana

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	53.478	71.874	124.2
Initial discharge (m³/s)	0	0.022	0.022
Maximum discharge (m³/s)	1.761	0.198	1.929
Average discharge (m³/s)	0.556	0.084	0.146
Time to peak (h)	4.50	6.50	4.50

Tabella 26 - Quadro riassuntivo dei risultati – Rio Salsa

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	60.665	63.594	124.2
Initial discharge (m³/s)	0	0.026	0.026
Maximum discharge (m³/s)	2.314	0.209	2.498
Average discharge (m³/s)	0.714	0.092	0.18
Time to peak (h)	4.50	6.50	4.50

Come si può vedere dai risultati del modello, l'evento di precipitazione dell'30 giugno – 1 luglio 2016 è risultato avere picchi di portata maggiori rispetto a quelli calcolati per la piena centenaria, nonostante i valori di precipitazione siano caratteristici di un evento trentennale (si veda la relazione dell'ARPAV)

9 ANALISI MORFOLOGICA ED IDROLOGICA DEL BACINO DEL T.GRESAL

9.1 Base topografica

Per l'analisi idrologica del corso d'acqua ed in particolare per la determinazione delle portate di piena del torrente Gresal in corrispondenza del punto di chiusura del bacino alla confluenza in Piave, è stato applicato un modello afflussi deflussi utilizzando il DTM a cella 5 m costruito su base CTR (Figura 7-1) disponibile nel Geoportale della Regione Veneto.

Le elaborazioni morfologiche ed idrologiche sono state eseguite attraverso il modello implementato nel software AdBToolbox del Ministero dell'Ambiente (www.pcn.minambiente.it), impiegato in questo contesto al bacino del Torrente Gresal.

Il software utilizzato permette la trasformazione delle precipitazioni meteoriche, con intensità variabili nel tempo, nei corrispondenti deflussi di piena nella rete idrografica. Le piogge efficaci sono calcolate con il metodo del Soil Conservation Service (SCS) utilizzando una mappa del CN che è stata determinata e calibrata sul particolare bacino in esame.

L'utilizzo del metodo SCS richiede la conoscenza di alcuni parametri matematici in grado di simulare il comportamento del territorio (perdite iniziali di pioggia, contenuto idrico nel suolo), in assenza di dati di monitoraggio in grado di rendere possibile la loro determinazione, questi parametri sono stati correlati alle caratteristiche morfometriche ed idrogeologiche del bacino idrografico come verrà meglio dettagliato ai successivi paragrafi.

9.2 Determinazione della portata del Torrente Gresal.

La portata di piena del T.Gresal viene calcolata mediante applicazione di un modello afflussi deflussi e quindi mediante l'applicazione dei parametri a ed n dell'equazione di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno di 50 anni e di 100 anni.

Nei seguenti paragrafi se ne descrive l'implementazione e si illustrano i risultati ottenuti.

Si precisa che nel caso in esame è stata effettuata una taratura dei parametri idrologici basata sull'analisi del solo bacino del T. Gresal chiuso alla confluenza con il Fiume Piave e delle sue peculiari caratteristiche geomorfologiche.

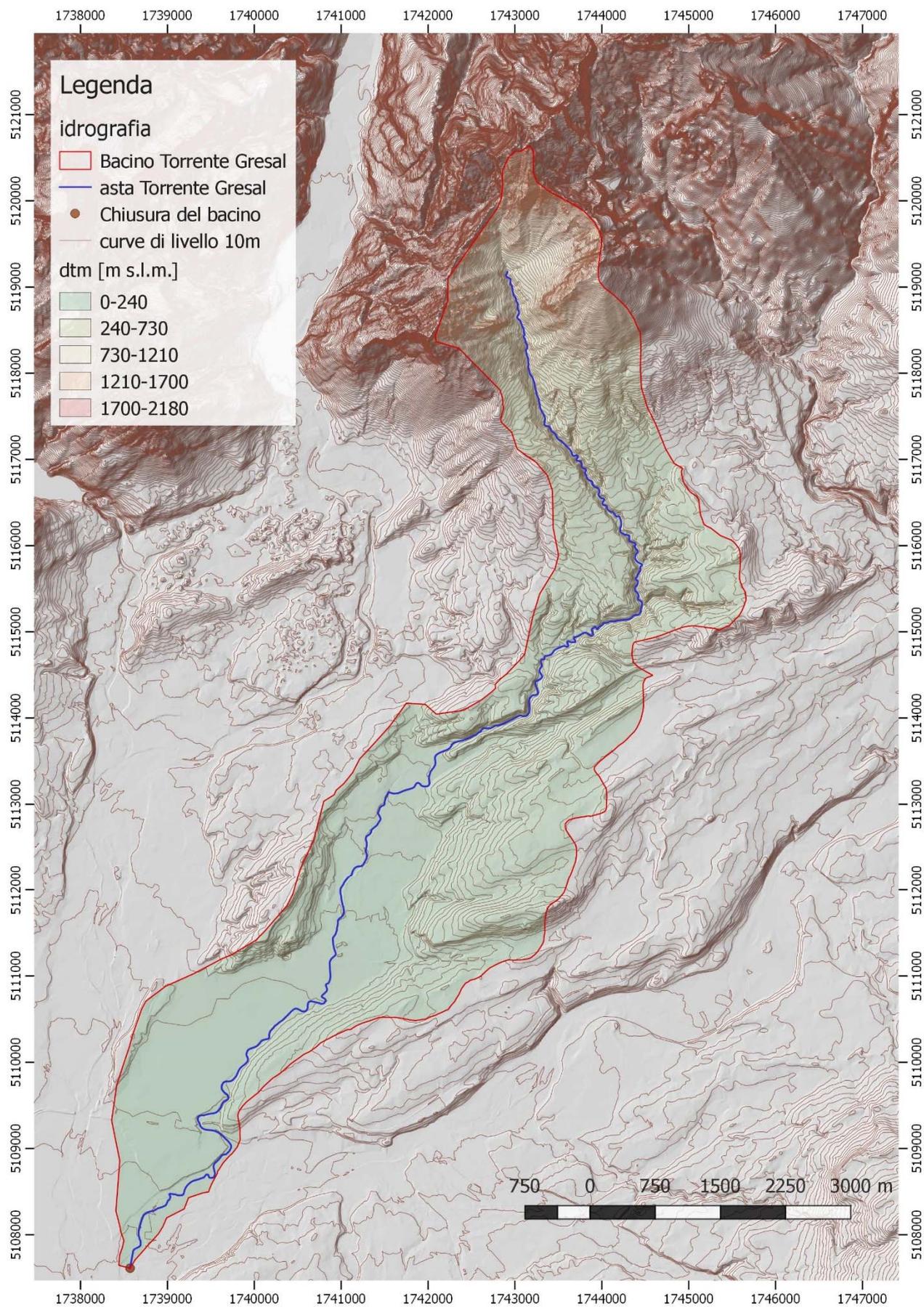


Figura 9-1 - DTM cella 5m nel bacino idrologico del T. Gresal- fonte Geoportale Regione Veneto

9.2.1 Elaborazione dei dati topografici mediante l'applicazione del modulo "Terrain Pro" di AdB Toolbox

Il bacino del Torrente Gresal chiuso alla confluenza con il Fiume Piave è stato individuato mediante applicazioni GIS in AdBToolbox sulla base del Modello Digitale del Terreno (DTM) a 5 m su base CTR disponibile dal Geoportale della Regione Veneto per una estensione complessiva di circa 25 km². I dati topografici sono stati elaborati in tre fasi successive al fine di ottenere tutte le informazioni necessarie al calcolo dell'idrogramma liquido. In particolare sono state condotte le operazioni di seguito descritte:

Il DEM attraverso lo strumento [*DEM depit*] del software è stato "idrologicamente rifinito" ovvero è stata eseguita la rimozione delle depressioni (pits), necessaria per avere continuità di percorso tra tutte le celle del bacino idrologico e la sezione di chiusura del bacino stesso.

Sul DEM "*idrologicamente rifinito*" viene quindi eseguito il calcolo dell'area drenata (Figura 7-9), ovvero viene determinata la direzione dei deflussi da ogni singola cella.

Infine, sempre attraverso il DEM depittato e l'identificazione del punto di chiusura, è possibile ottenere l'estrazione dello spartiacque del bacino definito in funzione delle esigenze di studio e di progetto, mediante lo strumento [*Watershed*].

Per quanto riguarda l'elaborazione morfologica del bacino sono state calcolate la mappa delle pendenze (riportata in Figura 9-2 in scala 1:20.000) e delle esposizioni del bacino (come da Figura 7-4).

Sono stati inoltre calcolati i parametri morfometrici del bacino mediante gli strumenti di analisi geomorfologica del modello, in particolare è possibile ottenere la curva ipsometrica del bacino dimensionale ed adimensionale (vedi Figura 7-5) così come pure i dati relativi alle aree ed alle elevazioni e pendenze (vedi Tabella 13).

È stato infine estratto il profilo longitudinale del Torrente Gresal, nel caso in esame la geometria della sezione dell'alveo al punto di chiusura del bacino è stata ottenuta mediante appositi rilievi topografici.

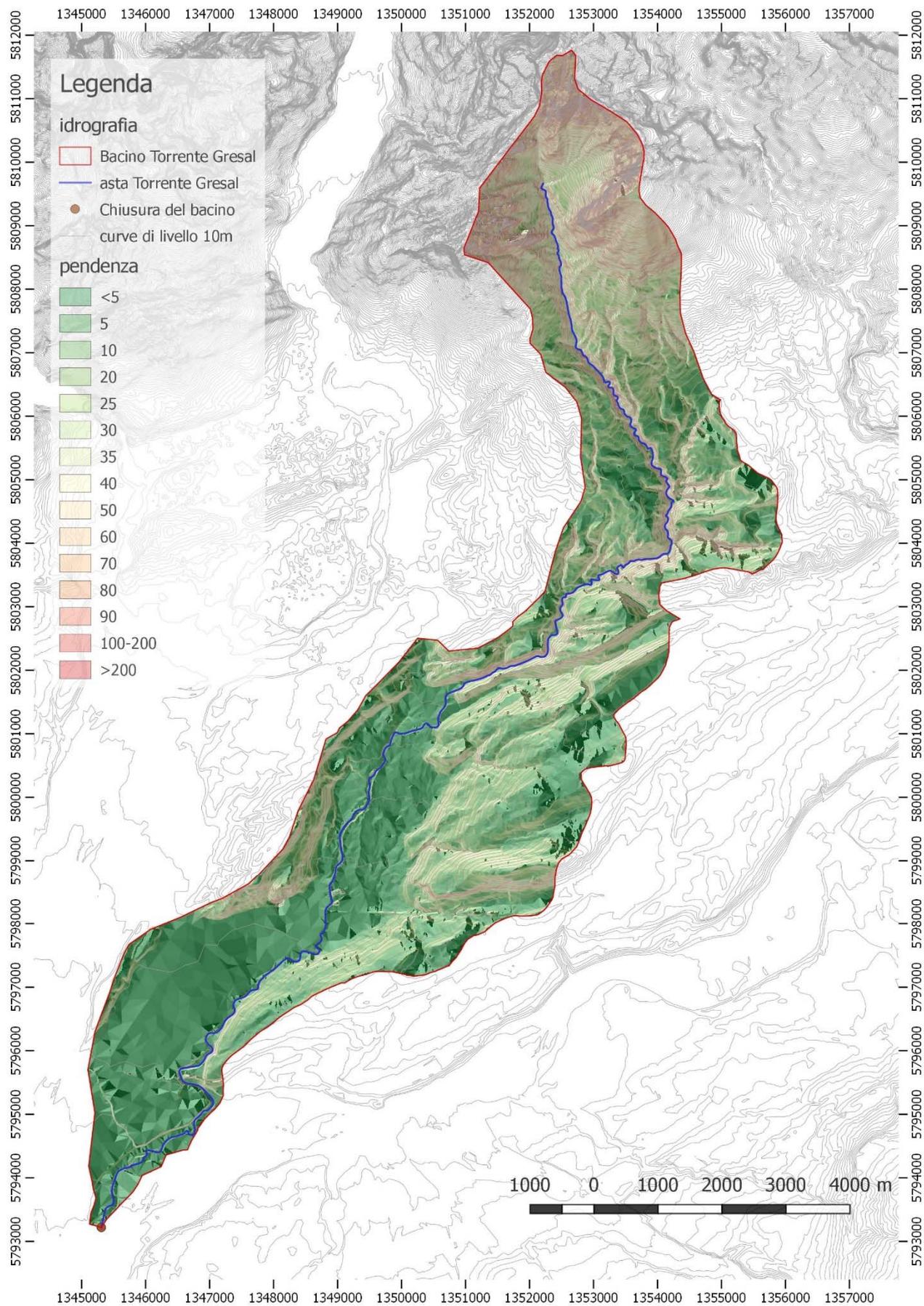


Figura 9-2 –Pendenze (m/m) calcolate nel bacino idrologico del T.Gresal.

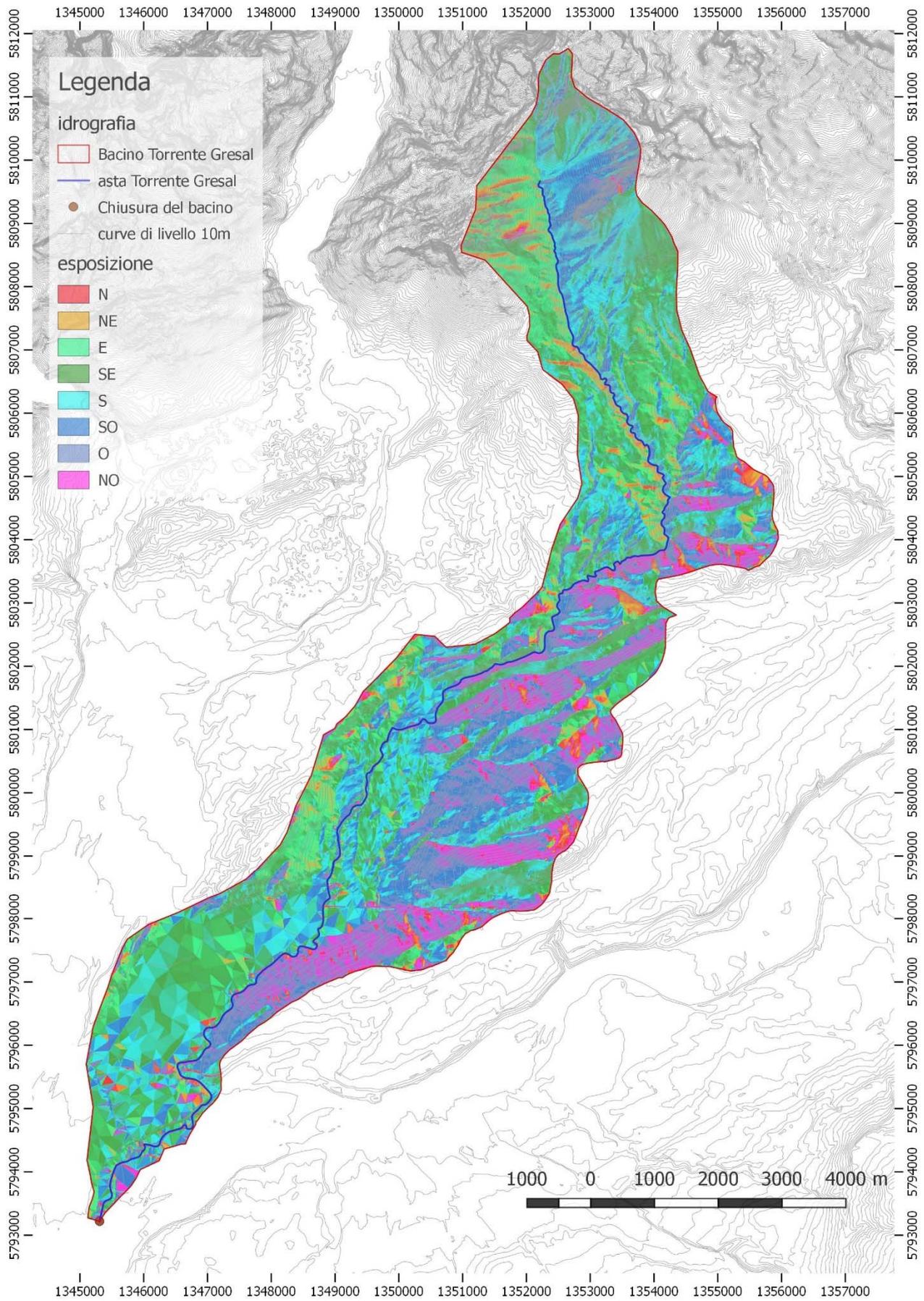


Figura 9-3 -Esposizione calcolata nel bacino idrologico del T.Gresal.

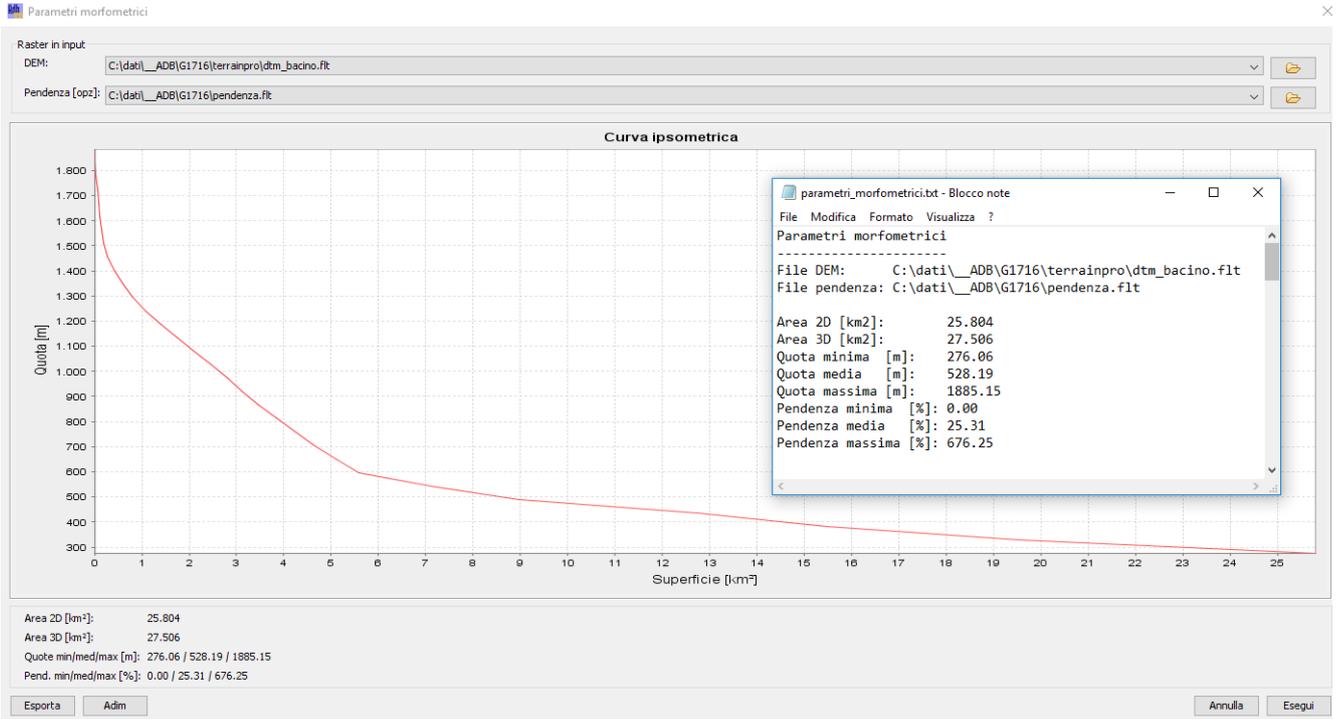


Figura 9-4 – Calcolo dei parametri morfometrici del bacino.

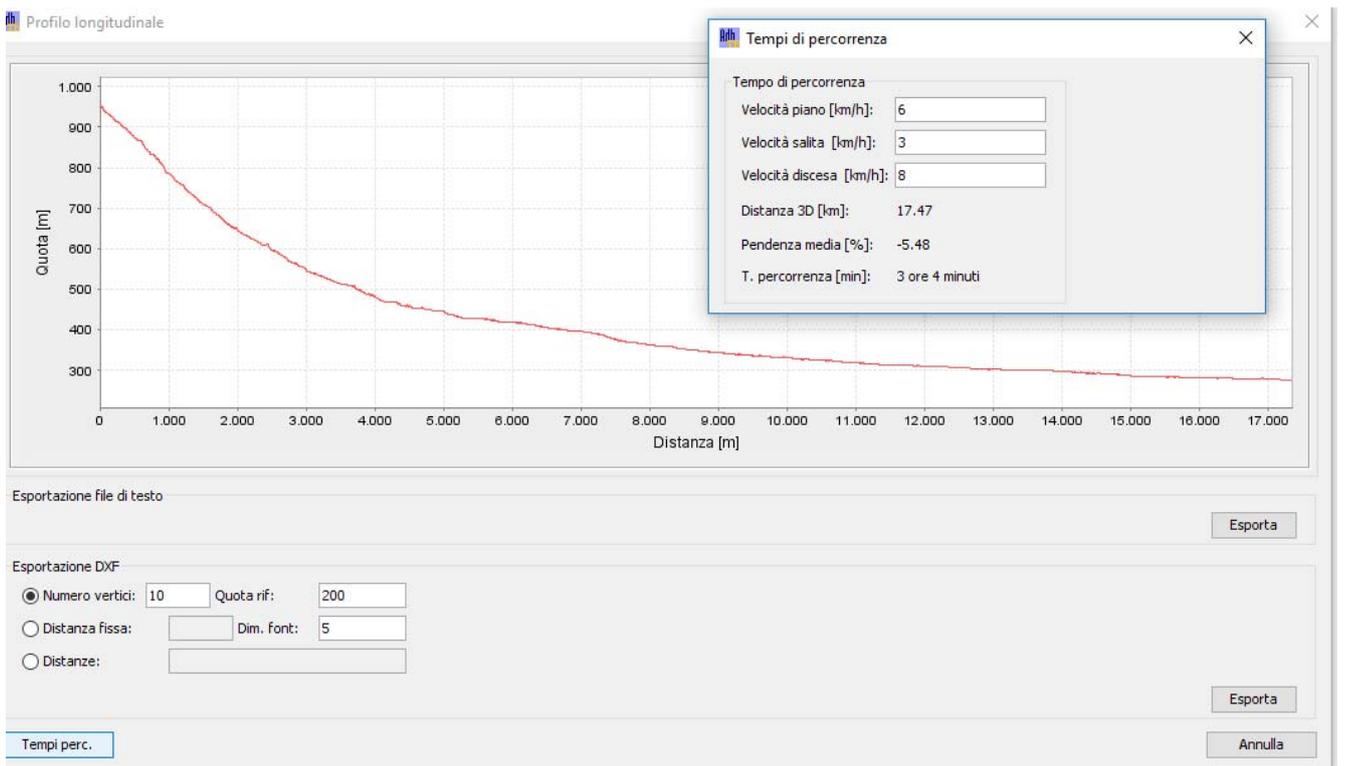


Figura 9-5 – Calcolo del profilo del T.Gresal.

Tabella 27 – Parametri morfometrici del Bacino del del T.Gresal.

Parametro	Valore
Area 2D [km ²]	25.804
Area 3D [km ²]	27.506
Quota minima [m s.m.]	276.06
Quota media [m s.m.]	528.19
Quota massima [m s.m.]	1885.15
Pendenza minima [%]	0.001
Pendenza media [%]	25.30
Pendenza massima [%]	676.25



Figura 9-6 – Geometria della sezione del Torrente Gresal alla chiusura del Bacino Idrologico.

9.2.2 Calcolo dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso mediante l'applicazione del modulo "GeoPro" di AdB Toolbox.

L' applicazione del modulo " GeoPro" di AdB Toolbox consente di ottenere:

- il calcolo dell'area drenata da ogni singola cella e la direzione dei deflussi rifinita alla sola superficie del bacino idrografico estratto (*Upslope Area 2*) come da Figura 7-9;
- L'elaborazione, per l'area del bacino estratto, dei tempi di propagazione e delle velocità di deflusso lungo il versante e lungo il reticolo (*Routing*).

A partire dal DTM globale privo di depressioni, ritagliato sul bacino si ricava l'area drenata (*upslope area 2*), ogni cella viene collegata alla cella della sezione di chiusura attraverso un percorso univoco che, definisce la lunghezza totale del percorso del deflusso superficiale da ogni cella alla sezione di chiusura (lunghezza dei percorsi).

Per questa procedura è stato utilizzato il metodo D-8, algoritmo che definisce la direzione del flusso da una cella ad una sola delle 8 circostanti, ovvero verso quella che presenta la pendenza maggiore.

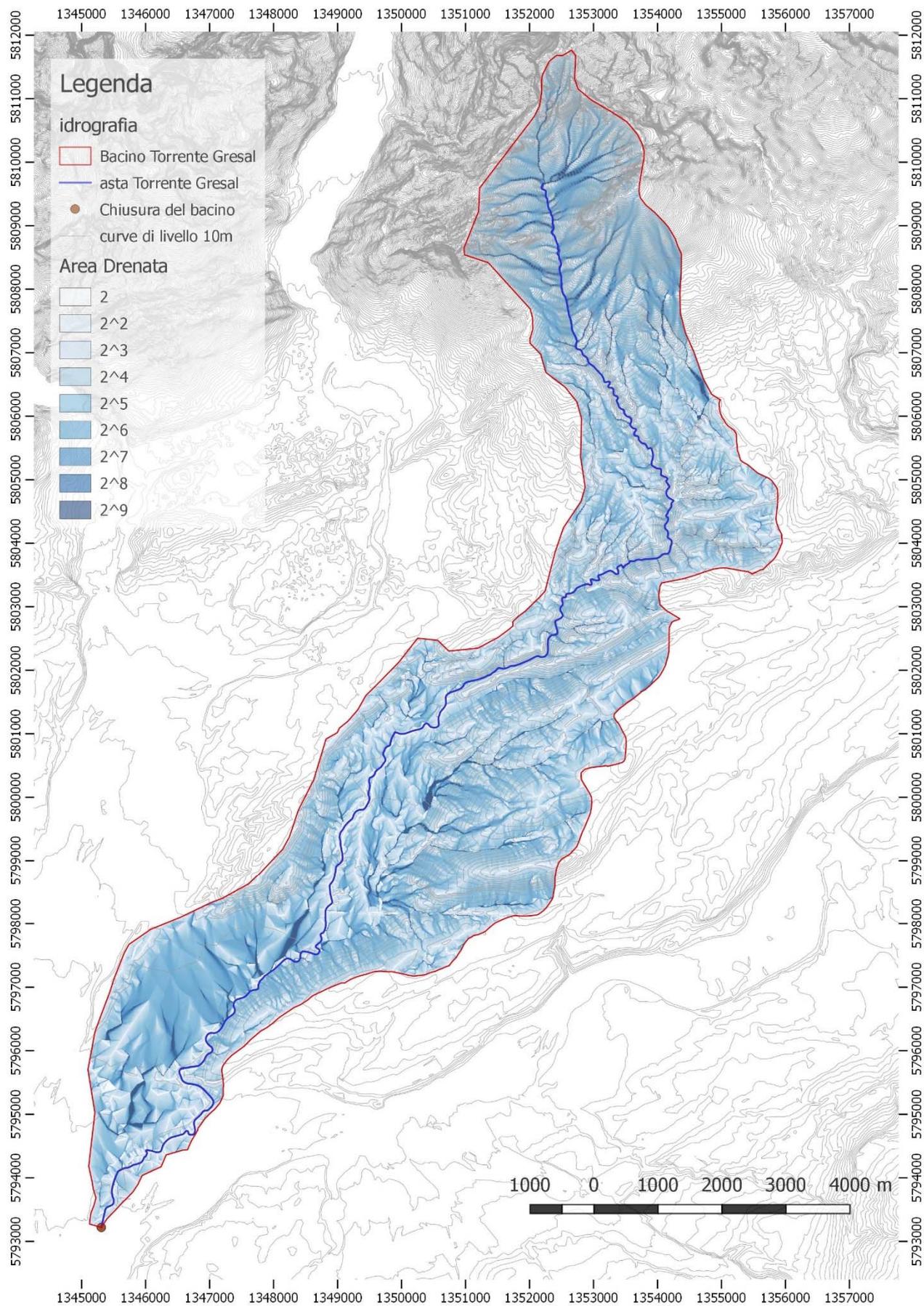


Figura 9-7 -Area drenata del Bacino idrografico del del T.Gresal. (UpSlope Area)

Per la definizione della mappa delle velocità di deflusso e dei tempi di propagazione (*routing*) è necessario disporre di informazioni relative all'uso del suolo e alla litologia dei terreni.

Si è utilizzata la cartografia tematica dell'uso del suolo (2006) e la Carta di permabilità dei suoli del veneto (2012) reperite nel Geoportale della Regione del Veneto di cui un estratto in Figura 7-10.

Le velocità di versante utilizzate nella simulazione sono state in particolare ricavate da letteratura scientifica (Gregoretti e Degetto 2012), in particolare per le classi di copertura del suolo del bacino si sono utilizzati i valori della seguente *Tabella 14*.

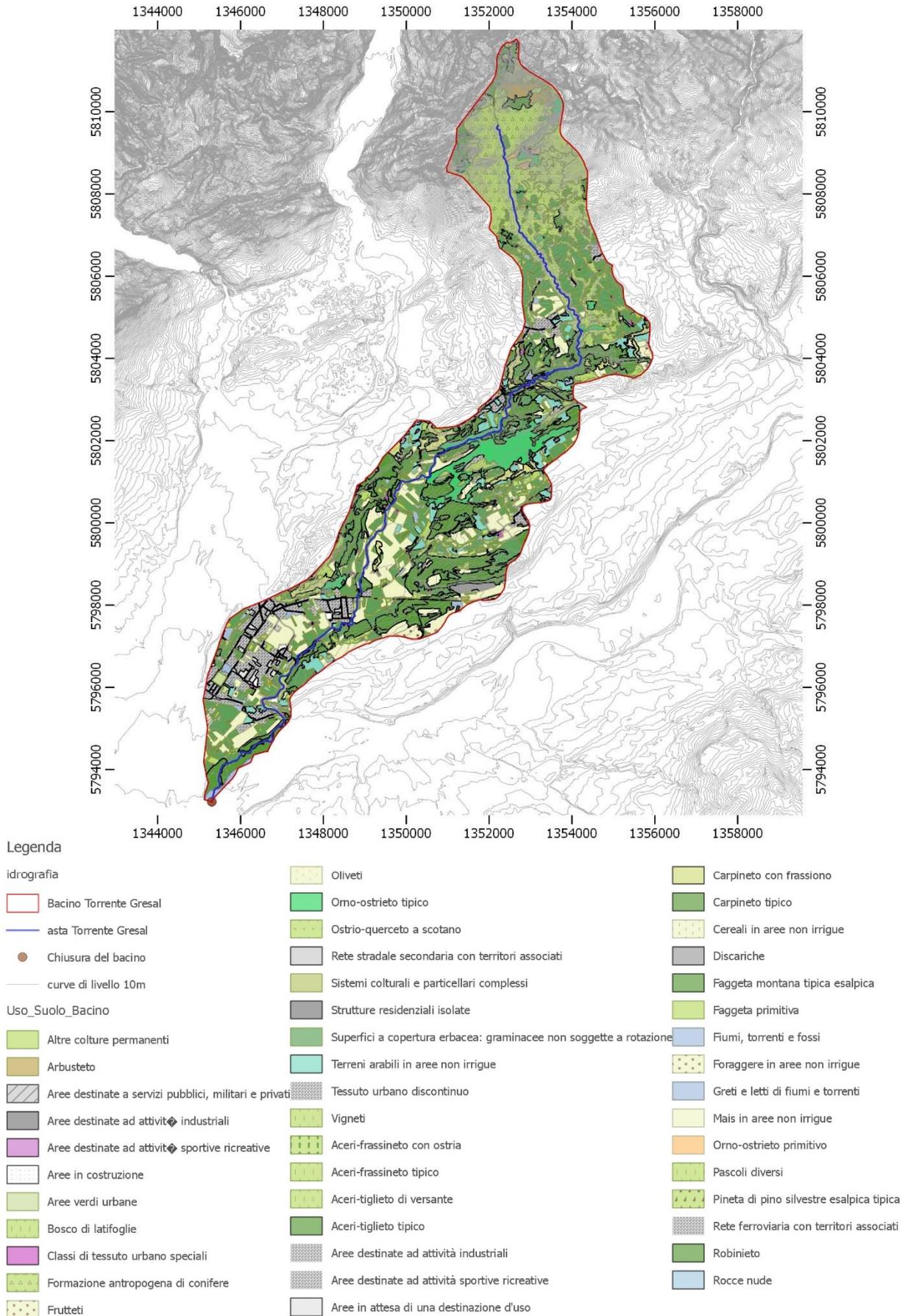


Figura 9-8 – Uso del suolo nel bacino del T. Gresal (fonte Regione Veneto 2006).

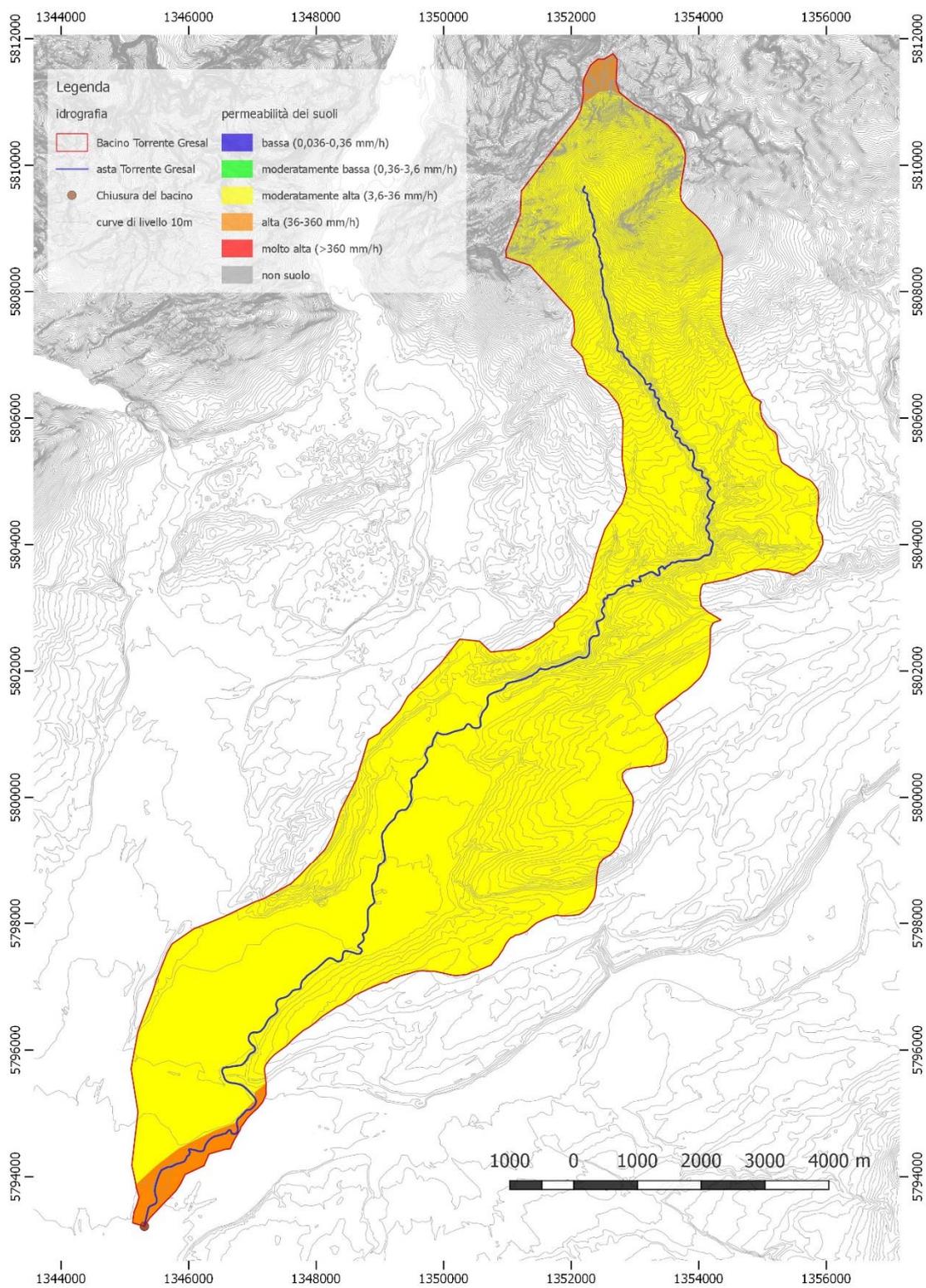


Figura 9-9 – Classi di permeabilità dei suoli nel bacino del del T. Gresal (fonte Regione Veneto 2012).

Tabella 28–Velocità di deflusso funzione della copertura del suolo.

Codice copertura del suolo	Descrizione Copertura del suolo	Velocità di deflusso della lama d'acqua su versante (m/s)
111	Zona urbana continua	0.25
112	Zona urbana discontinua	0.2
121	Aree industriali e commerciali	0.25
122	Strade e ferrovie	0.3
124	Aeroporti	0.2
131	Aree estrattive	0.1
132	Discariche	0.02
133	Cantieri	0.1
141	Aree verdi urbane	0.08
142	Aree ricreative e sportive	0.09
211	Seminativi non irrigui	0.09
212	Seminativi irrigui	0.09
213	Risaie	0.01
221	Vigneti	0.09
222	Frutteti	0.07
223	Oliveti	0.07
231	Prati stabili	0.08
241	Colture miste	0.08
242	Colture complesse	0.06
243	Aree agrarie e naturali	0.07
244	Arboricoltura	0.03
311	Bosco latifoglie	0.03
312	Bosco conifere	0.05
313	Boschi misti	0.04
321	Pascoli	0.15
322	Arbusti e cespugli su suoli ghiaiosi	0.1
323	Vegetazione sclerofilla	0.1
324	Vegetazione in evoluzione	0.1
331	Alvei torrentizi	1.5
332	Rocce e rupi	0.3
333	Aree nude ghiaiose con vegetazione sparsa	0.1
334	Aree percorse da incendi	0.15
335	Ghiacciai e nevi perenni	0.1
340	Ghiaioni ed erosioni attive	0.1
411	Golene	0.5
412	Torbiere	0.02
511	Fiumi	2
512	Laghi	0.01

Per quanto riguarda la velocità su reticolo il modello prevede un ciclo reiterato di calcoli idrologici. Data la geometria della sezione di chiusura, il modello calcola la velocità media corrispondente alla portata di picco nella sezione di chiusura e la assegna a tutto il reticolo.

In questo modo si fa dipendere la velocità su reticolo dall'intensità di precipitazione: più la precipitazione è intensa, maggiore è il deflusso e maggiore è la velocità di deflusso nel reticolo.

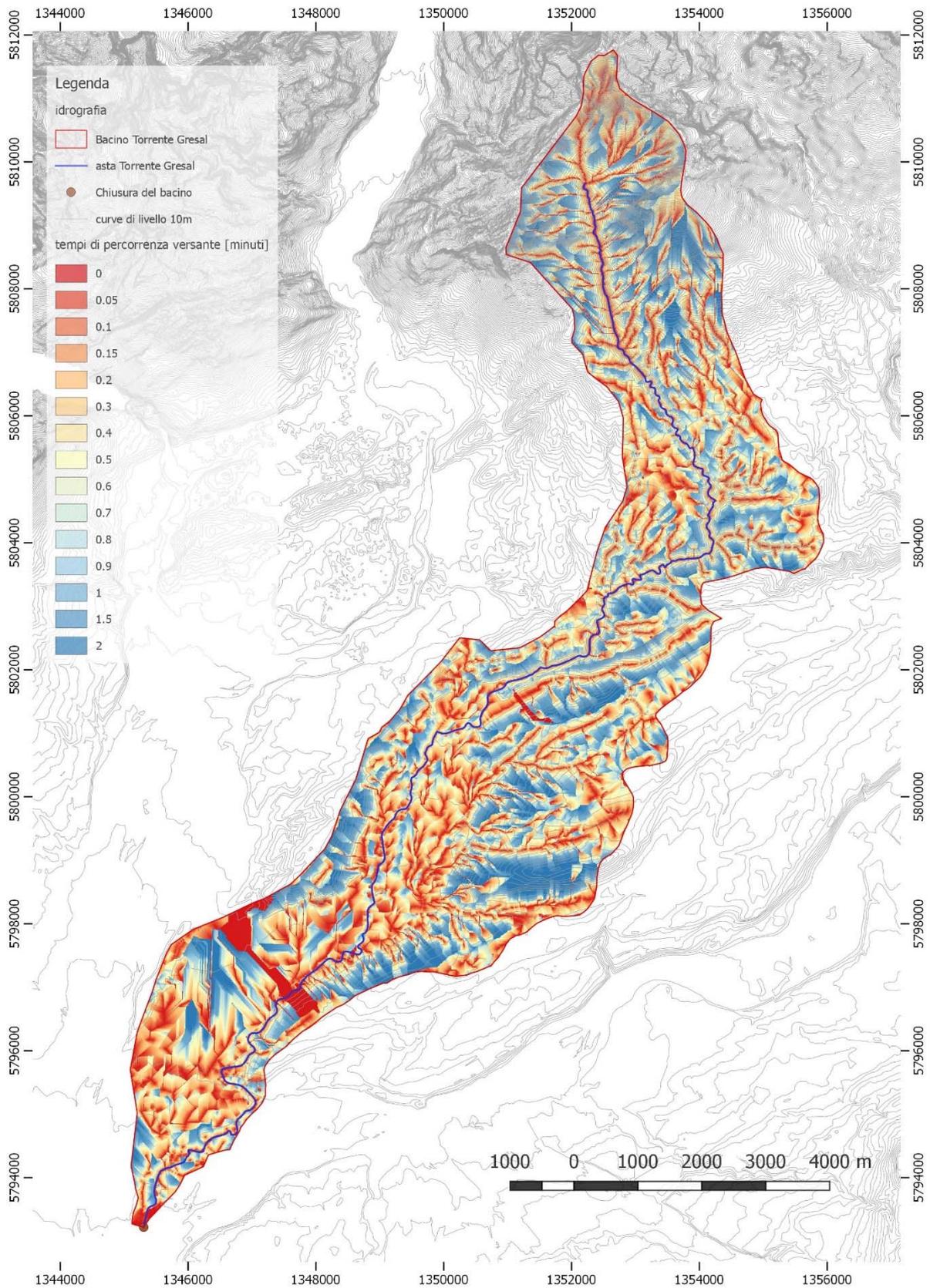


Figura 9-10 – Tempi di residenza di reticolo calcolate nel bacino idrologico del T. Gresal.

9.2.3 Determinazione della mappa del CN

Una volta definite le mappe di uso del suolo e dei gruppi idrologici secondo la codifica regionale e dell'area dolomitica in particolare è possibile tramite affinamenti successivi ottenere la mappa del CN come descritto di seguito.

La propensione al deflusso superficiale nel modello che utilizza il metodo del SCS è definita da una mappa dei valori di CN, numero di curva (*curve number*) che associa alla tipologia di suolo ed alla copertura del suolo una diversa attitudine a produrre deflusso superficiale.

Il CN è un parametro che viene utilizzato per calcolare il potenziale massimo di ritenzione del suolo (S) ovvero il volume di saturazione del suolo per area unitaria. Nel modello SCS maggiore è il valore di CN maggiore sarà la pioggia efficace ovvero quella che dà luogo al deflusso superficiale.

La mappa del CN è ottenuta da una riclassificazione della carta di copertura del suolo e della carta dei gruppi idrologici del suolo.

Il CN è un parametro che dipende anche dalle condizioni di saturazione del suolo, che vengono indicate con l'acronimo AMC (Antecedent Moisture Conditions), dove AMC1: terreno asciutto, AMC2: terreno parzialmente saturo, AMC3: terreno completamente saturo.

Il valore di CN è tabulato in funzione della tipologia di suolo per condizioni normali (AMC2) mentre per stabilire i valori di CN in condizioni di saturazione del terreno o di terreno asciutto devono essere applicate delle conversioni algebriche.

Per tener quindi conto delle reali condizioni del terreno che consentissero la ricostruzione dell'evento si è scelto di ricalcolare il Curve Number secondo la procedura implementata da Degetto – Gregoretti (2012) nell'ambito del progetto Interreg IIIb PARAMount dell'Alpine Space Programme. Tale procedura consente un calcolo di dettaglio del Curve Number non solo sulla base della copertura del suolo e dei gruppi idrologici, ma anche di tener conto delle pendenze locali del terreno e delle condizioni di saturazione.

Si è calcolato il CN in condizioni AMC3 mediante la seguente formula:

$$CN_{_amc3.ft} = \frac{23 \cdot (CN_{_amc2.ft})}{10 + 0.13 \cdot (CN_{_amc2.ft})}$$

e si è ricalcolata la carta del CN sotto l'influenza della pendenza media "a" mediante quest'altra formula:

$$CN_{_a.ft} = \frac{(CN_{_amc3.ft}) - (CN_{_amc2.ft})}{3} \cdot (1 - 2 \cdot e^{-13.86 \cdot a}) + (CN_{_amc2.ft})$$

I risultati ottenuti sono rappresentati nella seguente *Figura 7-15*.

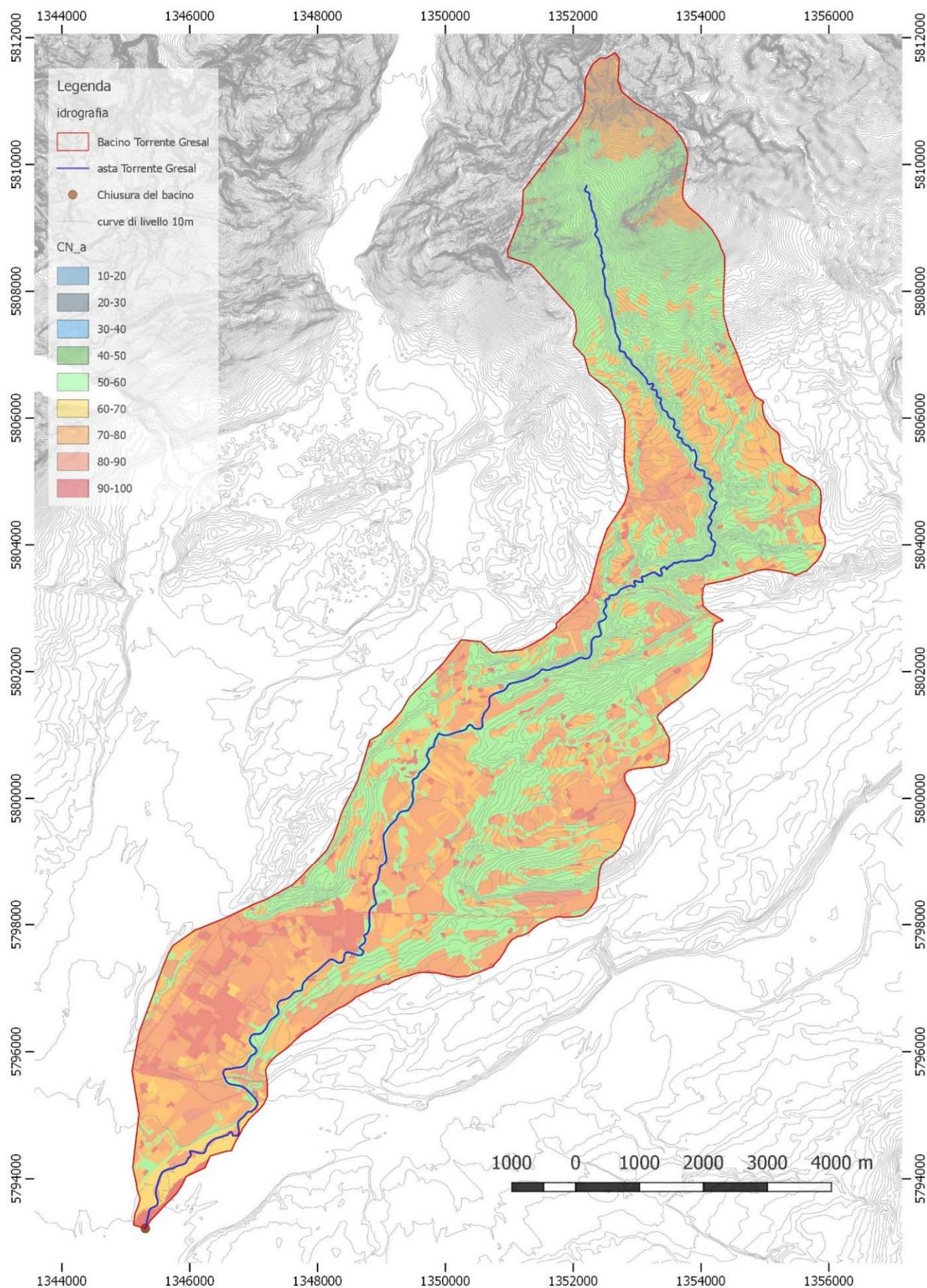


Figura 9-11 - Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno sature e in funzione delle pendenze locali del terreno.

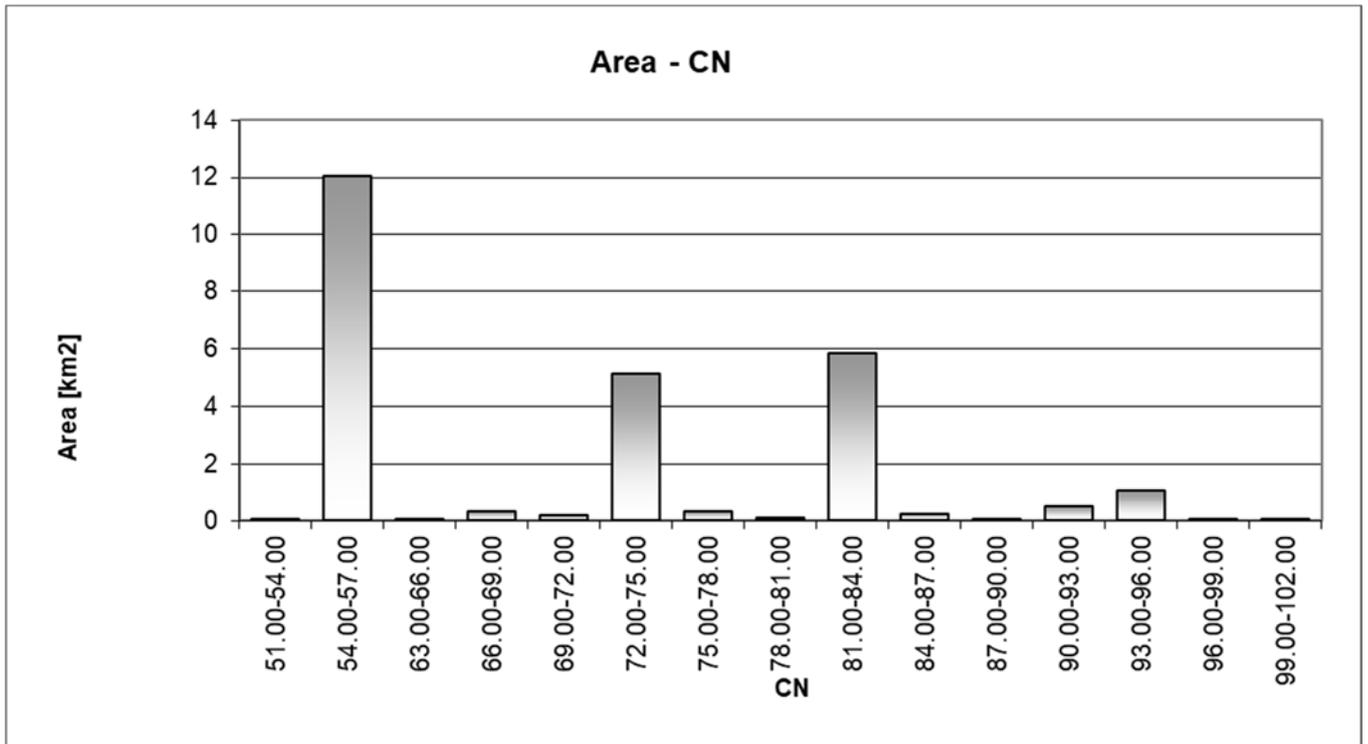


Figura 9-12 – Calcolo della mappa del CN per condizioni di terreno normali (non saturo).

9.2.4 Determinazione dell'idrogramma liquido per assegnato tempo di ritorno

Una volta preparati i dati nelle tre fasi sopradescritte, per il calcolo dell'idrogramma liquido si sono utilizzati i seguenti dati di input:

- mappa dei tempi di propagazione di versante;
- mappa dei tempi di propagazione di reticolo;
- mappa del CN;
- valori di "a" ed "n" delle curve di possibilità pluviometrica;
- parametri dello ietogramma:

schema a blocchi alterni con picco centrale ed intervallo di calcolo di 5 minuti, idrogramma in uscita con intervallo di calcolo di 5 minuti, AMC imposto pari a 3 (condizioni più gravose), portata di deflusso iniziale pari a zero, portata di recessione del serbatoio lineare pari a 10^{-6} fattore di riduzione areale (ARF) automatico, fattore di riduzione per il controllo della durata critica della pioggia pari a 0.9, perdite iniziali "la" = 0.1, velocità massima di versante = 0.3m/s;

- parametri della sezione di chiusura:

velocità di input posta pari a 2 m/s, geometria della sezione di deflusso ricavata dal rilievo eseguito con drone aereo trapezia con base pari a 5m e sponde con scarpa pari a 1, scabrezza pari a $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

- mappa delle velocità di deflusso.

Nella seguente Figura 7-16 è possibile visualizzare la maschera di inserimento dei dati sopraelencati.

Si sono quindi eseguite le simulazioni utilizzando i parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 50 anni e di 100 anni desunte dalle equazioni di possibilità climatica del PAT del Comune di Sedico d in particolare:

$h = 59,14 t^{0,42}$ per il tempo di ritorno di 50 anni e $h = 65,25 t^{0,42}$ per il tempo di ritorno di 100 anni.

Nei seguenti grafici e tabelle si riportano i risultati ottenuti:

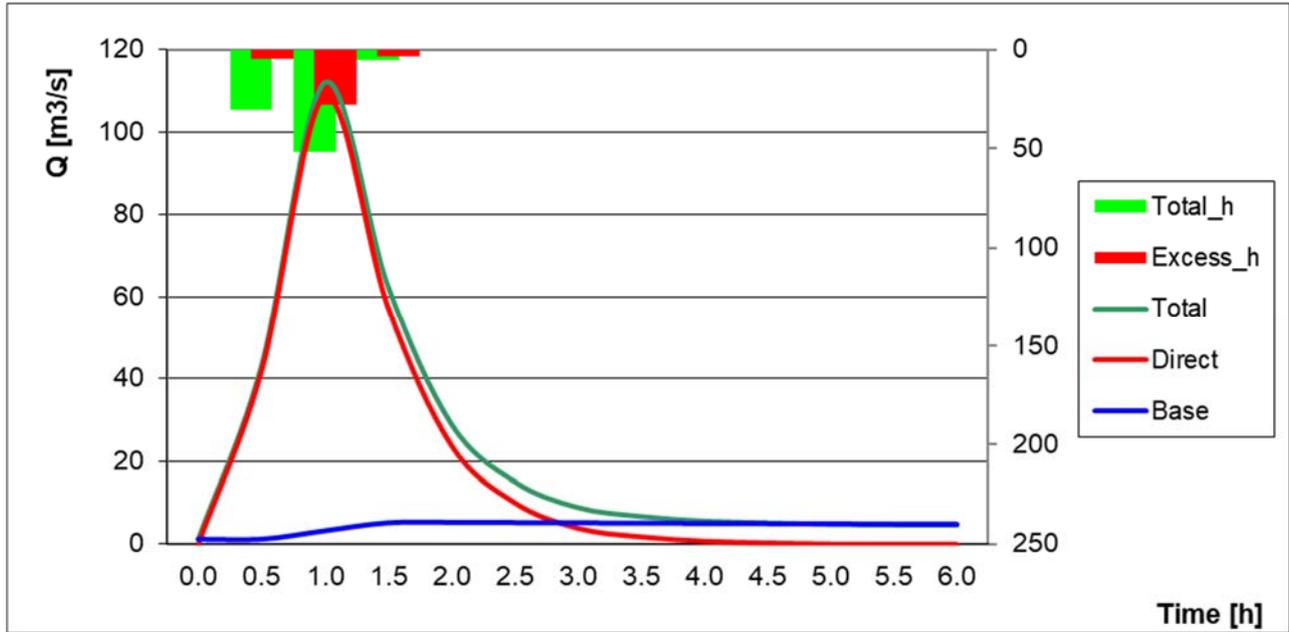


Figura 9-13 – Idrogramma liquido calcolato, per l'evento con $Tr= 50$ anni .

Tabella 29 - Quadro riassuntivo dei risultati. $Tr= 50$ anni

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	17.401	25.657	43.859
Initial discharge (m^3/s)	0	17.401	1.29
Maximum discharge (m^3/s)	108.744	5.157	111.978
Average discharge (m^3/s)	19.181	2.82	4.724
Time to peak (h)	1.00	2.00	1.00

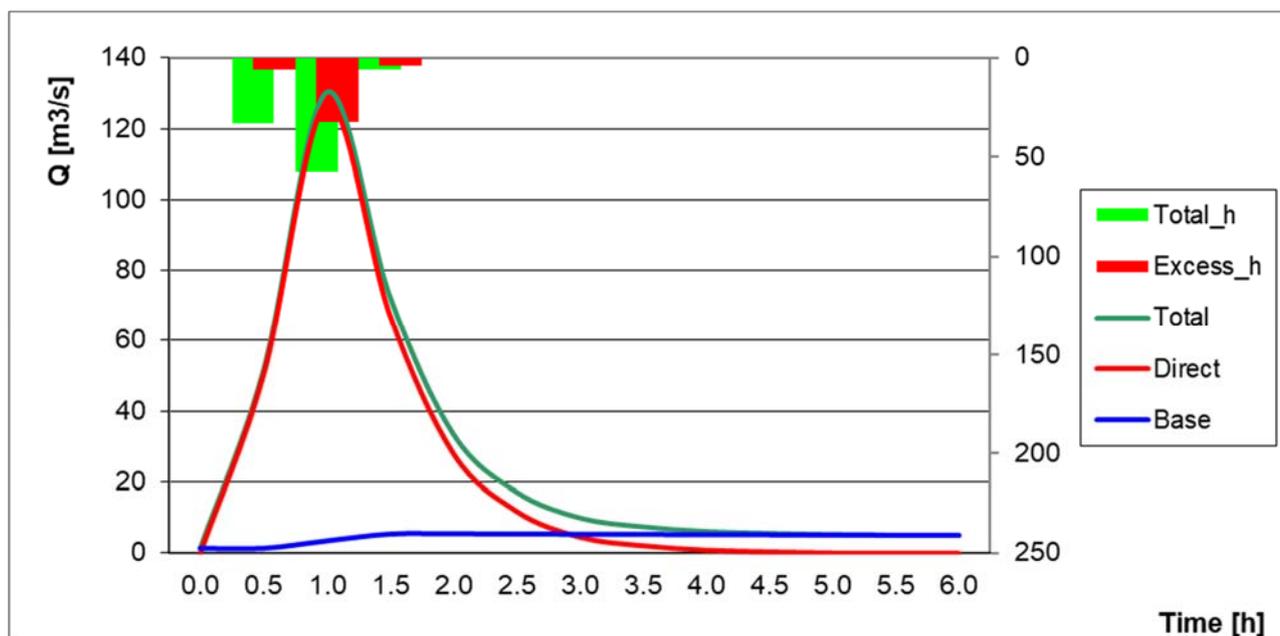


Figura 9-14 - Idrogramma liquido calcolato, per l'evento con $Tr= 100$ anni.

Tabella 30 - Quadro riassuntivo dei risultati. $Tr= 100$ anni

SIMULATED RUNOFF			
	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	20.437	27.056	48.39
Initial discharge (m^3/s)	0	1.29	1.29
Maximum discharge (m^3/s)	126.989	5.37	130.376
Average discharge (m^3/s)	22.528	2.888	5.057
Time to peak (h)	1.00	2.00	1.00

10 TRASPORTO SOLIDO

Si vuole proporre, in questo capitolo, l'analisi dei fenomeni di trasporto solido che accompagnano la propagazione delle onde di piena dei torrenti analizzati. L'analisi è utile per comprendere la dinamica che accompagna questo tipo di fenomeno.

Nelle seguenti pagine sono state riportate alcune valutazioni finalizzate a quantificare il fenomeno, con particolare interesse rivolto alla stima delle volumetrie di sedimenti movimentabili in occasione del passaggio delle onde di piena più intense.

10.1 Alimentazione solida di versante

Nei corsi d'acqua a carattere torrentizio, con abbondante quantità di materiale alluvionale incoerente più o meno grossolano, e dove la pendenza del profilo longitudinale del collettore principale risulta elevata, il fenomeno del trasporto solido può rappresentare il fattore di maggiore preoccupazione per la sicurezza del territorio limitrofo.

Il fenomeno del trasporto solido si manifesta con intensità particolarmente elevata in presenza di particolari fattori morfologici relativi ai versanti e al corso d'acqua:

- versanti costituiti da coltri detritiche incoerenti, anche se non particolarmente potenti, rese instabili dall'elevata acclività,
- alveo con elevata pendenza longitudinale con sponde prive di protezioni/rivestimenti di origine artificiale.

Il primo fattore assicura una notevole disponibilità di materiale solido che va ad alimentare la corrente di fondo valle attraverso un processo di erosione spondale (alimentazione solida laterale distribuita) e/o fenomeni gravitativi di versante concentrati (alimentazione solida laterale concentrata).

Il secondo fattore consente un'elevata capacità di trasporto solido dell'alveo ovvero la possibilità che la corrente sia accompagnata da elevate concentrazioni solide e che ingenti volumetrie di sedimento si propaghino verso valle.

Nel caso del territorio in esame l'apporto di materiale solido avviene sia in punti abbastanza concentrati, ovvero in corrispondenza di fenomeni di dissesto facilmente osservabili lungo la gran parte del reticolo idrografico, sia in depositi estesi presenti.

La granulometria del sedimento movimentabile dall'azione dell'acqua risulta molto grossolana, conseguenza del disfacimento della roccia fratturata, con presenza di blocchi di dimensioni notevoli.

Le condizioni morfologiche non consentono di escludere la possibilità di innesco di fenomeni di trasporto solido di particolare intensità noti come "debris flow" o "colate detritiche". Non mancano le cause di innesco, individuabili nei possibili distacchi franosi dai versanti notevolmente instabili. Inoltre, la pendenza dell'asta torrentizia è in grado di fornire una componente gravitativa sufficiente

a mantenere in movimento una massa di elevata viscosità come quella che si viene a formare in presenza di colate detritiche.

In alternativa, sono da attendersi processi di trasporto solido iperconcentrato, comunque temibili in quanto capaci, in caso di precipitazioni prolungate, di accumulare progressivamente significativi volumi di sedimento all'interno del collettore.

10.2 Capacità di trasporto solido

La portata solida effettiva di fondo Q_s deriva dalle caratteristiche della corrente e dalla disponibilità di sedimento mobilizzabile lungo l'alveo. Quest'ultima è di difficile determinazione e soggetta a fluttuazioni repentine e imprevedibili (fenomeni franosi, cedimenti spondali, rottura del corazzamento). Nelle analisi di questo tipo si preferisce fare riferimento alla capacità di trasporto solido della corrente, ossia la massima quantità di sedimento che può essere convogliata verso valle. Nel caso in esame, i sopralluoghi effettuati hanno permesso di verificare la presenza in alveo di un notevole volume di sedimento movimentabile. Si ritiene pertanto ammissibile la possibilità che durante i fenomeni di piena la disponibilità di materiale movimentabile sia tale da compensare il volume di materiale che la corrente è effettivamente in grado di trascinare al fondo.

La capacità di trasporto solido esprime la quantità di sedimento che può essere mobilizzata da una corrente quando essa, possa disporre di una alimentazione solida da monte pari esattamente alla capacità del flusso di veicolare i sedimenti.

Per la valutazione della quantità di materiale mobilizzato nel corso di un evento di piena è possibile fare riferimento alla formula proposta da Schoklitsch (1962):

$$Q_s = \frac{K}{\rho_s} i^{3/2} (Q - Q_c) \quad (\text{Eq. 10.1})$$

dove:

ρ_s è la densità dei sedimenti (kg m^{-3});

K un parametro che mediamente assume valore pari a 5000;

Q_c è la portata liquida (critica) che innesca il trasporto di fondo (m^3/s).

La portata critica può essere dedotta dalla:

$$Q_c = 0.6 \frac{d_{50}^{1.5}}{i^{7/6}} B \quad (\text{Eq. 10.2})$$

L'equazione (4.2), pur essendo dedotta per pendenze modeste e per materiale solido trasportato a prevalente componente sabbiosa, è stata oggetto di numerose verifiche anche per pendenze elevate. Bathurst et al. (1987), indagando sulla applicabilità della formula a 'piccoli' corsi d'acqua con alveo caratterizzato da una ampia distribuzione granulometrica (1÷1000 mm) e pendenze superiori all'1%, hanno dimostrato come l'equazione (4.2), qualora si verificano eventi estremi tali da movimentare completamente il letto, l'equazione tende ad intensità di trasporto prossime a quelle reali.

Una seconda espressione molto riconosciuta è quella proposta da Smart e Jaeggi (1983), ottenuta da esperienze di laboratorio condotte con concentrazioni solide spinte fino all'inizio della generazione di un debris flow. Tale espressione risulta particolarmente idonea alla modellazione di fenomeni particolarmente critici, per pendenze longitudinali molto elevate. L'espressione, nella sua forma semplificata, risulta:

$$Q_s = 2.5 i^{1.6} Q \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right) \quad (\text{Eq. 10.3})$$

essendo:

Q_s = la portata solida convogliata come trasporto di fondo (m^3/s);

Q = la portata liquida (m^3/s);

i = la pendenza media del collettore (m/m);

τ = lo sforzo tangenziale medio sul contorno in funzione di Q (N/m^2);

τ_c = lo sforzo tangenziale di incipiente trasporto solido (N/m^2).

L'espressione utilizzata fornisce semplicemente i quantitativi solidi che la corrente è in grado di trascinare sul fondo alveo fornendo quindi la capacità di trasporto del torrente.

Questo parametro esprime la quantità di sedimento che può essere mobilizzata da una corrente quando essa possa disporre di un'alimentazione solida da monte pari esattamente alla capacità del flusso di veicolare i sedimenti. Tale capacità risulterà solamente teorica nel caso venga a mancare in alveo il quantitativo di materiale richiesto.

Lo sforzo tangenziale critico, valutabile mediante l'espressione analitica della curva di Shields (1957) dovuta a Brownlie (1981), è rappresentativo della stabilità della particella, che viene a dipendere principalmente dalle sue dimensioni, lo sforzo tangenziale medio che agisce sulla particella è dipendente dalla velocità dell'acqua. L'espressione di Smart e Jaeggi fa dipendere la portata solida al rapporto tra queste due grandezze.

Lo sforzo tangenziale medio viene a dipendere dalle condizioni di moto della corrente e pertanto viene calcolato, in funzione della portata, ipotizzando un moto uniforme e permanente e approssimando la sezione dell'alveo ad una forma trapezoidale con sponde inclinate di 45° . Dopo avere valutato i parametri idraulici che caratterizzano il moto lo sforzo tangenziale viene fornito dalla:

$$\tau = \gamma R i \quad (\text{Eq. 10.4})$$

In corrispondenza di ciascun valore di portata liquida sono stati determinati i parametri che identificano il moto della corrente, assumendo valida l'ipotesi di moto uniforme, ricavando quindi lo sforzo tangenziale. Nel caso questo risulti superiore allo sforzo tangenziale critico è stata determinata la concentrazione solida attraverso la (4.1).

10.3 Quantificazione del trasporto solido

Le espressioni per il calcolo della capacità di trasporto solido rappresentano uno scenario in cui il continuo accumulo di materiale prodotto dai fenomeni erosivi produca volumetrie in alveo.

Le espressioni descritte nel capitolo precedente sono state utilizzate per valutare il volume di sedimento solido che può essere trascinato a valle durante il passaggio di un'onda di piena di assegnata entità.

La sezione d'alveo di riferimento per questa valutazione sono state ubicate nei punti di restringimento della sezione di deflusso, dovuti alle interferenze dei corsi d'acqua con le infrastrutture esistenti o alla confluenza con il corso d'acqua principale. La portata liquida è stata assunta pari a quella valutata nell'analisi idrologica e riferita alla totalità del bacino drenato.

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con l'indicazione dei bacini per cui è stata valutata la capacità di trasporto solido, scelti in base alle interferenze con la viabilità stradale.

Tabella 31: Sezioni di chiusura dei bacini analizzati.

n	Bacini	Sezione
1	Val Clusa	SR203 Agordina
2	Val Vescovà	SR203 Agordina
3	Valle Mulini	SR203 Agordina
4	Valle Piero	SR203 Agordina
5	Val Greva	SR203 Agordina
6	Val Tirone	SR203 Agordina
7	Rio Salega	SR203 Agordina
8	Rio Landris	SR203 Agordina
9	Torrente Gresal	SS50 – Via Belluno

10.3.1.1 Val Clusa

La Val Clusa è un corso d'acqua che scende dall'omonima valle, affluente sinistro del Cordevole, che interseca la SR203 Agordina prima della confluenza.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.28 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-1: Val Clusa dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 16'181 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innesco di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 8 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.2$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

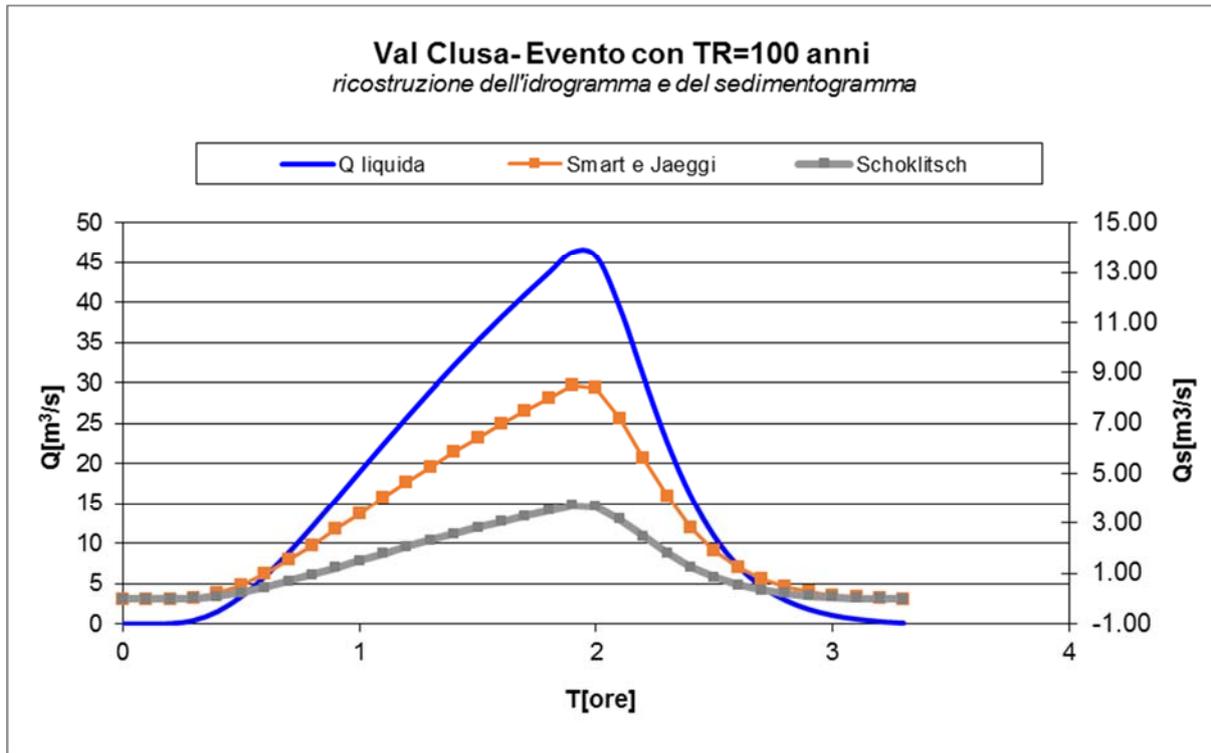


Figura 10-2 – Val Clusa - Idrogramma e sedimentogramma con tr=100 anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 32 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida	
		Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Schoklitsch (1962) [m³]
100	46.30	36'698	16'181

10.3.1.2 Val Vescovà

La Val Vescova è il più importante affluente del Cordevole nel comune di Sedico che scendendo dalla omonima valle in sponda sinistra incrocia la SR203 Agordina appena prima di immettersi nel Cordevole.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-3: Val Vescovà dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 14'100 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'insacco di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 8 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3}s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.15$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

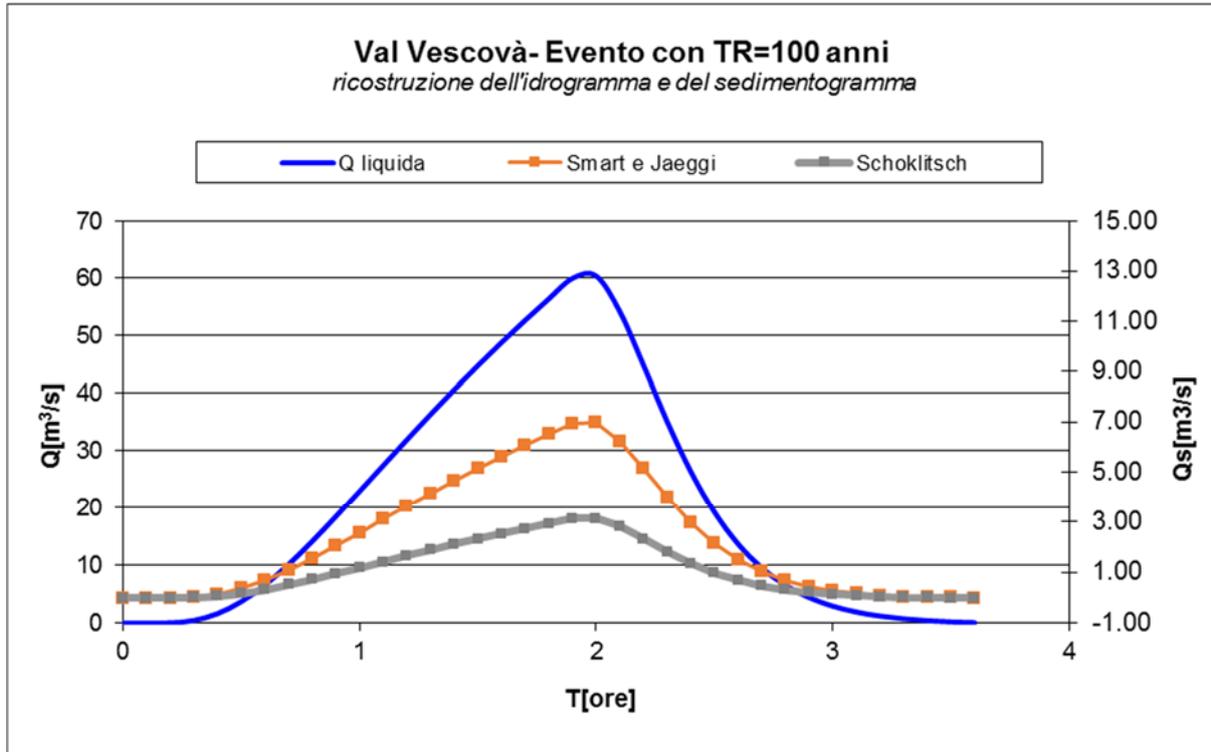


Figura 10-4 – Val Vescovà - Idrogramma e sedimentogramma con $tr=100$ anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 33 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	60.40	30'988	14'100

10.3.1.3 Valle Mulini

La Valle dei Mulini è un altro degli affluenti di sinistra del Cordevole. Incrocia la SR203 Agordina appena prima di immettersi nel Cordevole.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-5: Valle dei Mulini dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 4'779 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescò di un fenomeni di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 7 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.15$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

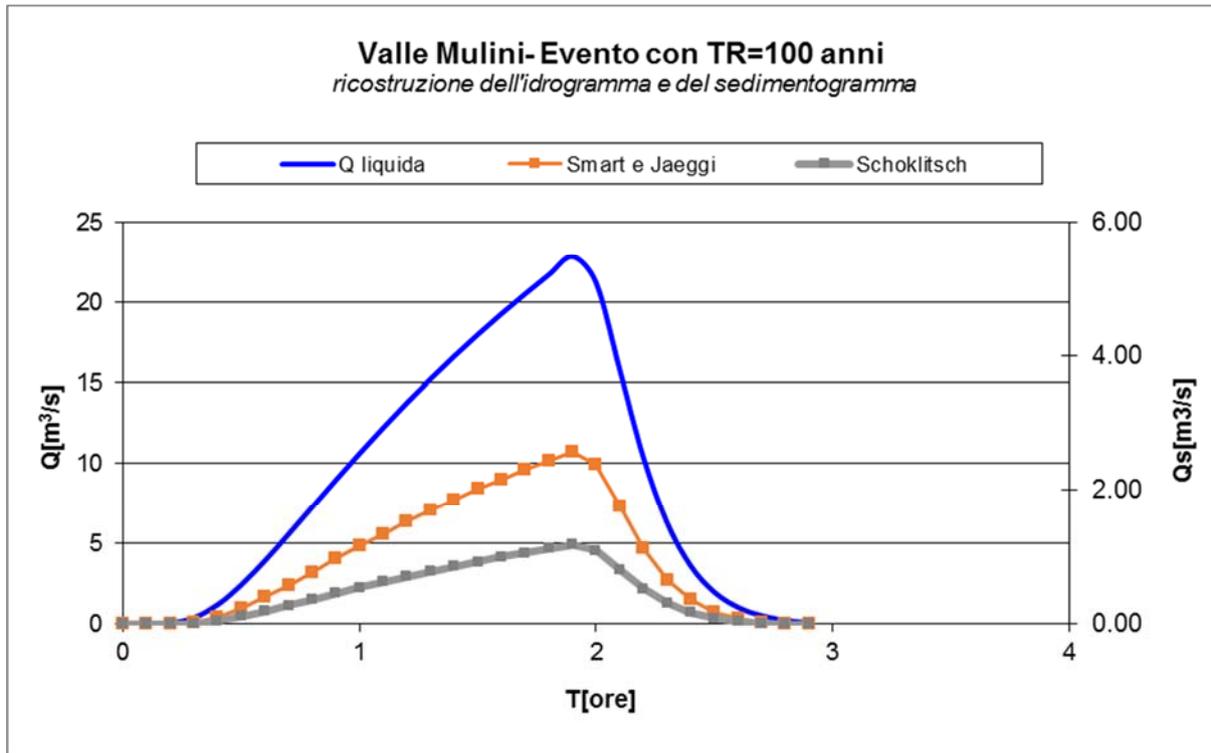


Figura 10-6 – Val dei Mulini - Idrogramma e sedimentogramma con $t_r=100$ anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 34 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida	
		Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Schoklitsch (1962) [m³]
100	22.90	10'350	4'779

10.3.1.4 Valle di Piero

La Valle di Piero è un altro degli affluenti di sinistra del Cordevole. Incrocia la SR203 Agordina appena prima di immettersi nel Cordevole.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.80 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-7: Valle di Piero dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 2'939 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescò di un fenomeni di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 10 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.10$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

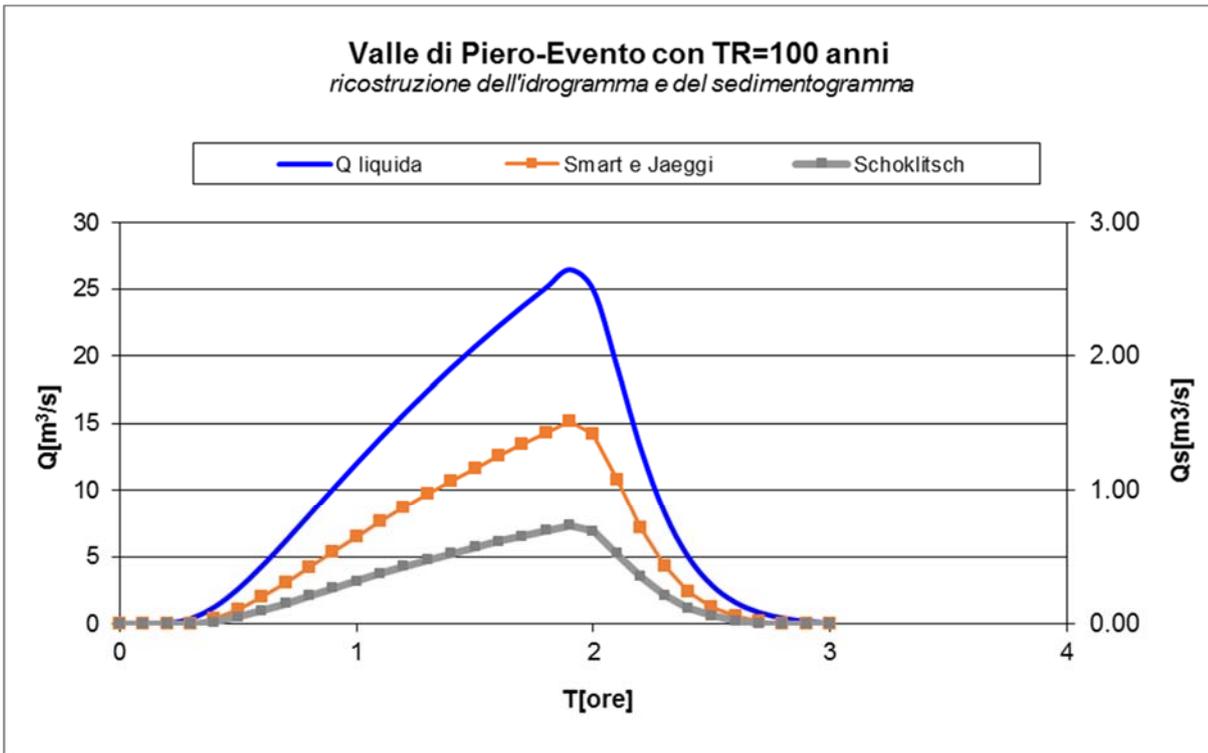


Figura 10-8 – Valle di Piero- Idrogramma e sedimentogramma con $tr=100$ anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 35 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	26.40	6'035	2'939

10.3.1.5 Val Greva

La Val Greva è una piccola valle che scende dal versante sinistro della Val Cordevole e interseca la SR203 Agordina. Il corso d'acqua è spesso in asciutta ma in caso di forti piogge può dare luce a fenomeni intensi.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.180 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-9: Val Greva dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 1'094 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescio di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 5 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3}s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.20$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

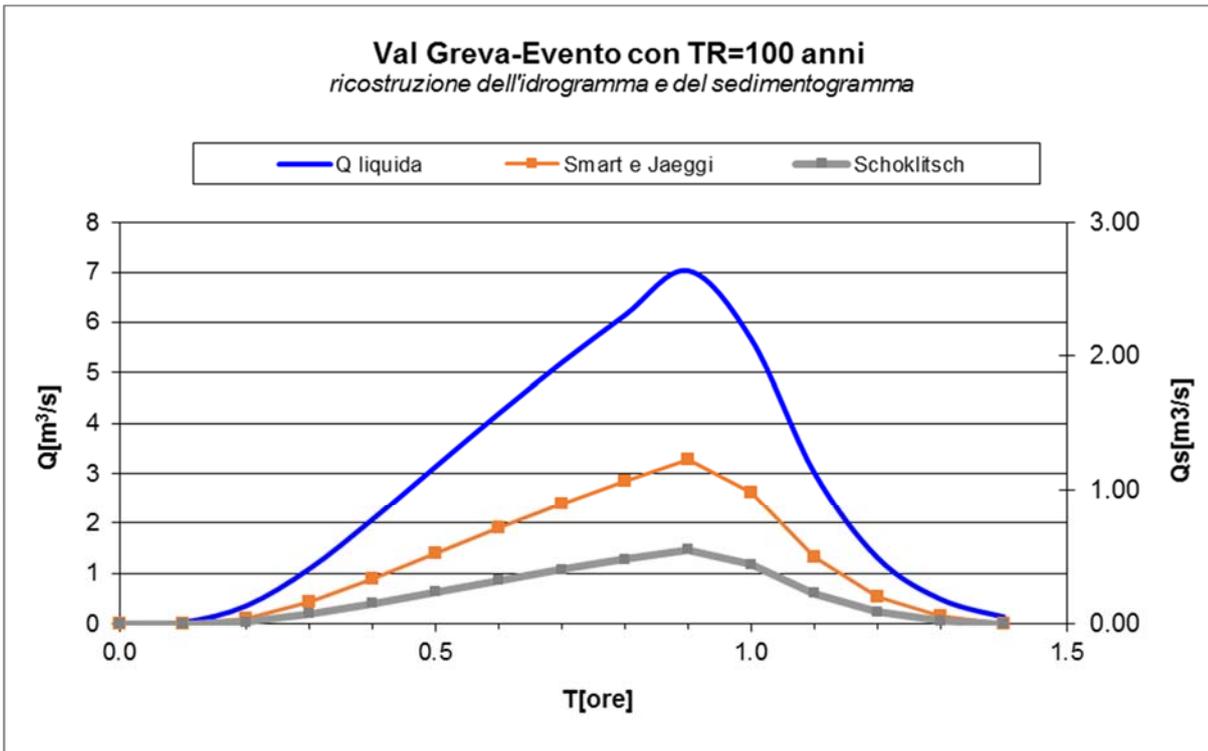


Figura 10-10 – Valle Greva- Idrogramma e sedimentogramma con tr=100 anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 36 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	7.00	2'415	1'094

10.3.1.6 Val Tirone

La Val Tirone è una piccola valle che scende dal versante sinistro della Val Cordevole e interseca la SR203 Agordina. Il corso d'acqua è spesso in asciutta ma in caso di forti piogge può dare luce a fenomeni intensi.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.110 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-11: Val Tirone dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 1'126 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescò di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 5 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3}s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.30$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

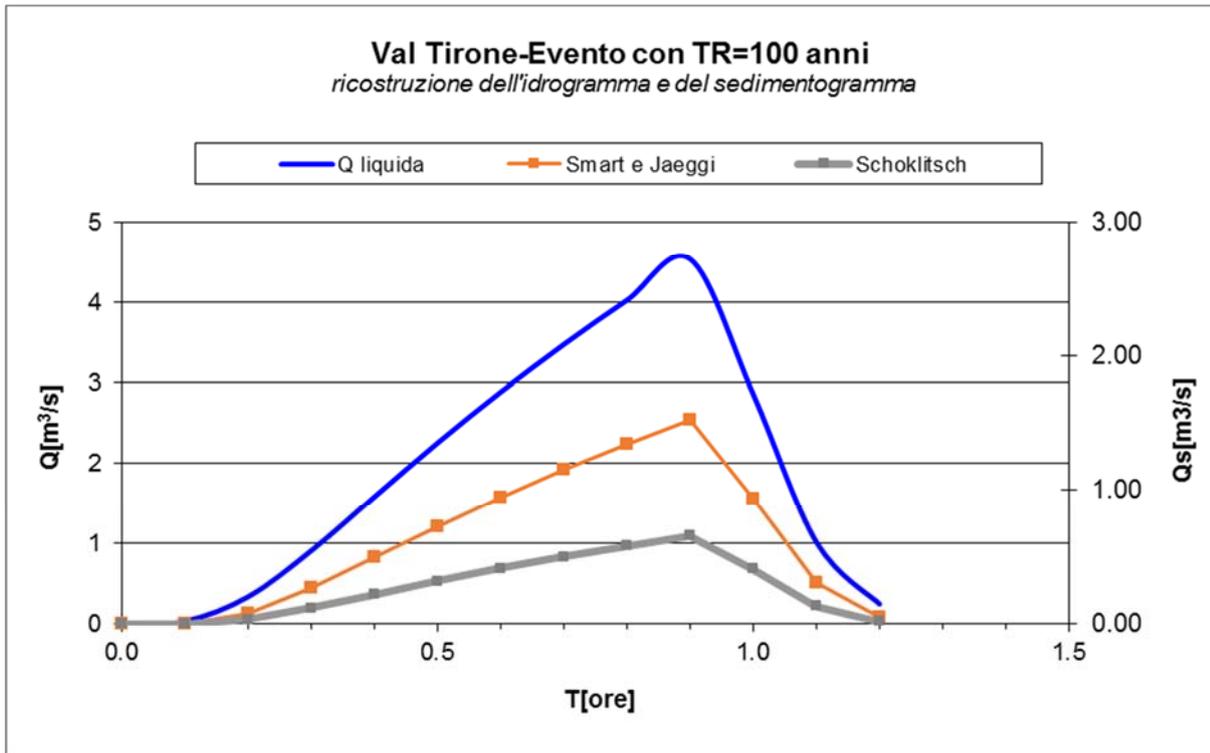


Figura 10-12 – Valle Tirone- Idrogramma e sedimentogramma con tr=100 anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 37 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	4.50	2'825	1'226

10.3.1.7 Rio Salega

Il Rio Salega nasce presso la località Sommalval, a quota 619 m s.m., e, dopo un lungo percorso che lo porta a interessare il territorio comunale di Belluno fra le località Casoni e Vignole, confluisce nel Cordevole presso quest'ultima località, ma in territorio di Sedico.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 0.10 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i "sedimentogrammi" centennali che si sono determinati applicando l'idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull'asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-13: Rio Salega dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 183 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescò di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 3 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.030$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

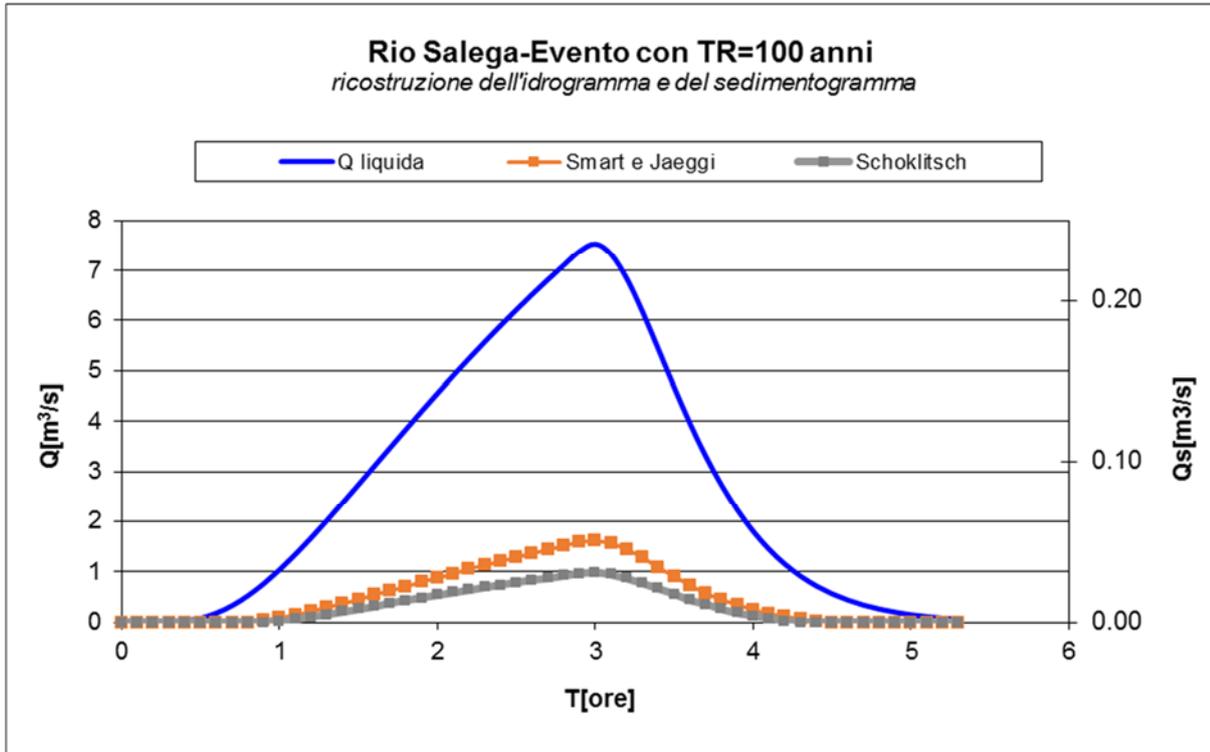


Figura 10-14 – Rio Salega- Idrogramma e sedimentogramma con $t_r=100$ anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 38 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	7.50	308	183

10.3.1.8 Rio Landris

Il Rio Landris è un corso d’acqua che nasce nelle colline di Noal a nord dell’abitato di Sedico e, scorrendo in direzione, ovest-est interseca la SR203 Agordina per poi confluire nel Piave.

L’equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=0.45 \text{ m}^3/\text{s}$, valore molto modesto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Nella seguente figura son riportati i “sedimentogrammi” centennali che si sono determinati applicando l’idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull’asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-15: Rio Landris dalla SR203 Agordina.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 57 m³ secondo la formulazione di Schotlisch. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'insacco di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 2.50 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.050$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

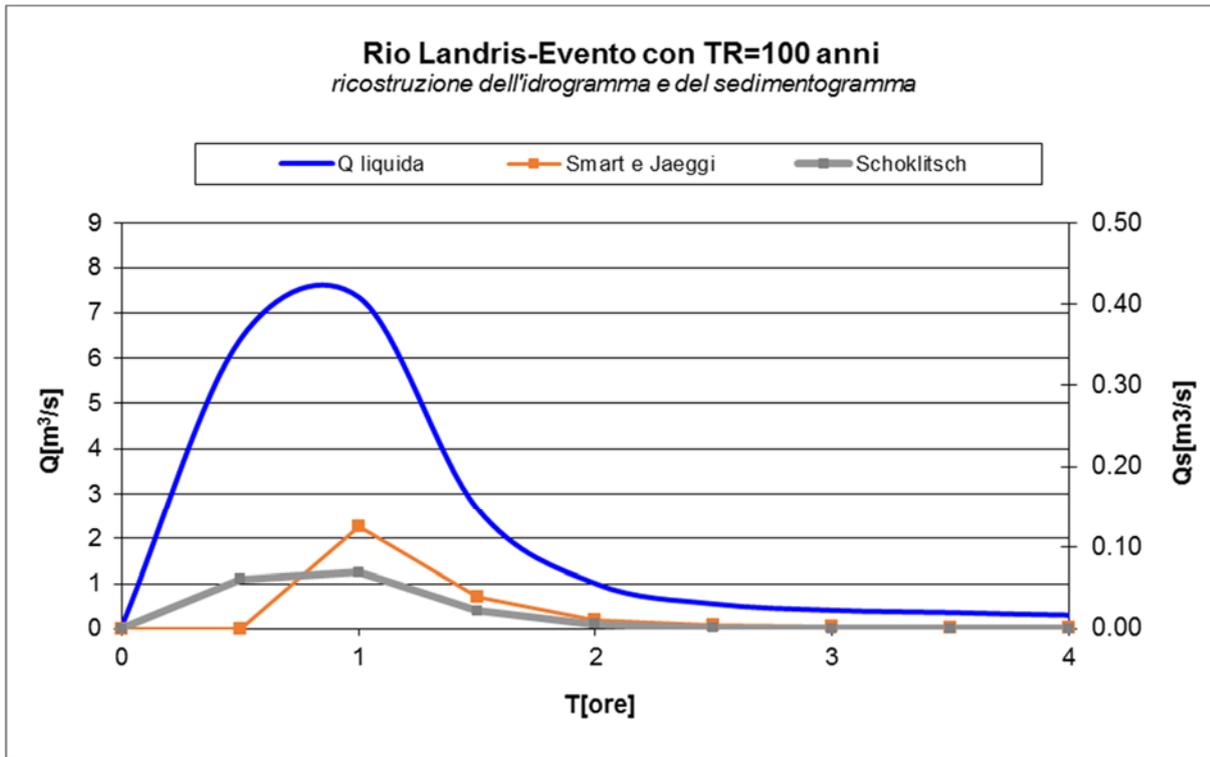


Figura 10-16 – Rio Landris- Idrogramma e sedimentogramma con $t_r=100$ anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 39 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Volume parte solida Schoklitsch (1962) [m³]
100	7.35	67	57

10.3.1.9 Torrente Gresal

Il T. Gresal è un affluente di destra del F. Piave, nel quale confluisce al limite meridionale del territorio comunale di Sedico, poco a valle della frazione di Longano.

L’intersezione più importante con la viabilità è probabilmente quella con la SS50 m nei pressi della zona Industriale “Gresal”.

L’equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo $\rho_s = 2600 \text{ kg m}^{-3}$. La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c = 7.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nella seguente figura son riportati i “sedimentogrammi” centennali che si sono determinati applicando l’idrogramma di piena calcolato al paragrafo 6.3.3. In esse compaiono, sull’asse delle ascisse, i successivi intervalli temporali della durata di 1 h ai quali la relazione è stata applicata

scomponendo l'idrogramma in una successione di intervalli in regime stazionario secondo la procedura proposta da D'Agostino e Lenzi (1996).



Figura 10-17: Torrente Gresal dalla SS50.

In figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato a livello di bacino è stato stimato in poco più di 57 m³ secondo la formulazione di Schotlich. Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescò di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi. Le assunzioni sono state le seguenti:

- ✓ larghezza media del corso d'acqua: 10 m;
- ✓ coefficiente di scabrezza secondo Strickler: 25 m^{1/3} s⁻¹;
- ✓ pendenza media del torrente: $i=0.015$ (m/m);
- ✓ sforzo tangenziale critico di incipiente trasporto solido: 42.1 N m⁻².

Si deve ricordare che il volume della parte solido è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%.

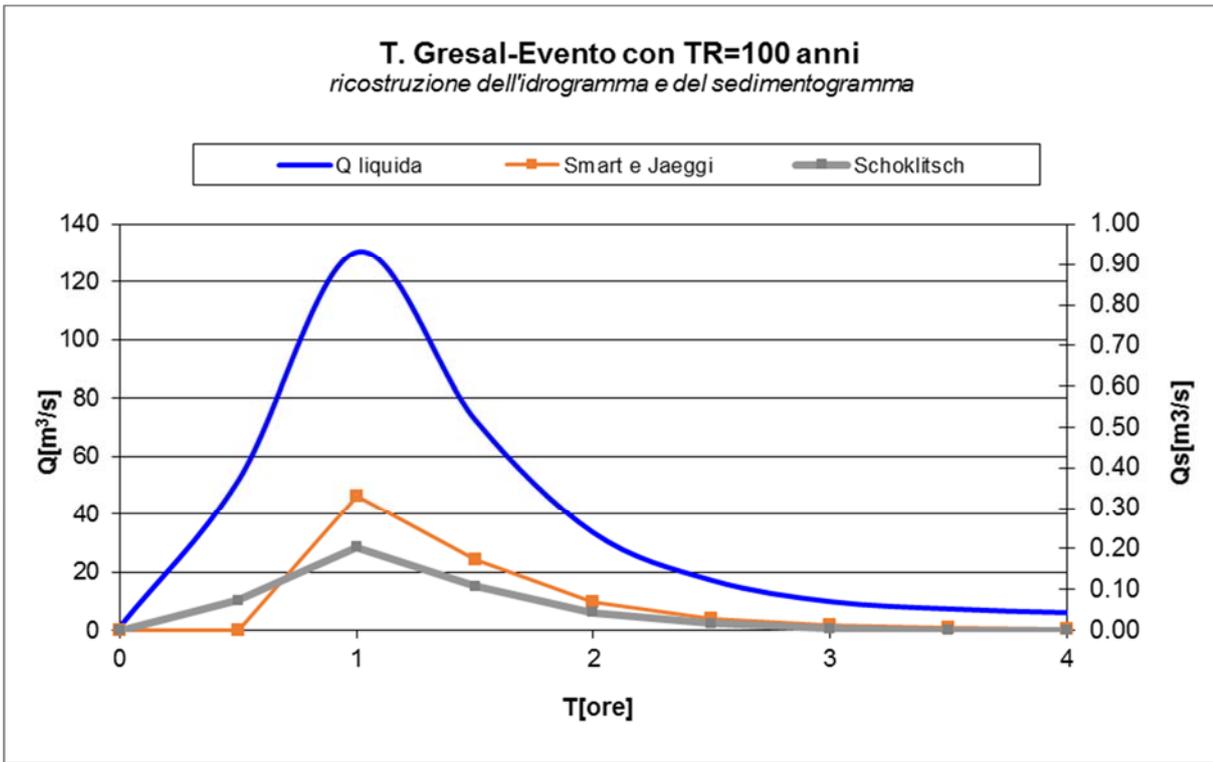


Figura 10-18 – T.Gresal- Idrogramma e sedimentogramma con tr=100 anni

Nella tabella vengono riportati i volumi della parte solida mobilizzati durante eventi meteorici di differente tempo di ritorno.

Tabella 40 – Volumi movimentabili in occasione della piena centenaria la formula di Schoklitsch (1962) e con quella di Smart e Jaeggi (1983)

Tempo di ritorno [anni]	Portata liquida max [m³/s]	Volume parte solida	
		Smart e Jaeggi (1983) [m³]	Schoklitsch (1962) [m³]
100	72.60	227	162

11 PERICOLOSITA' IDRAULICA

11.1 Il concetto di rischio

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

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

$$D = E \times V$$

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

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

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

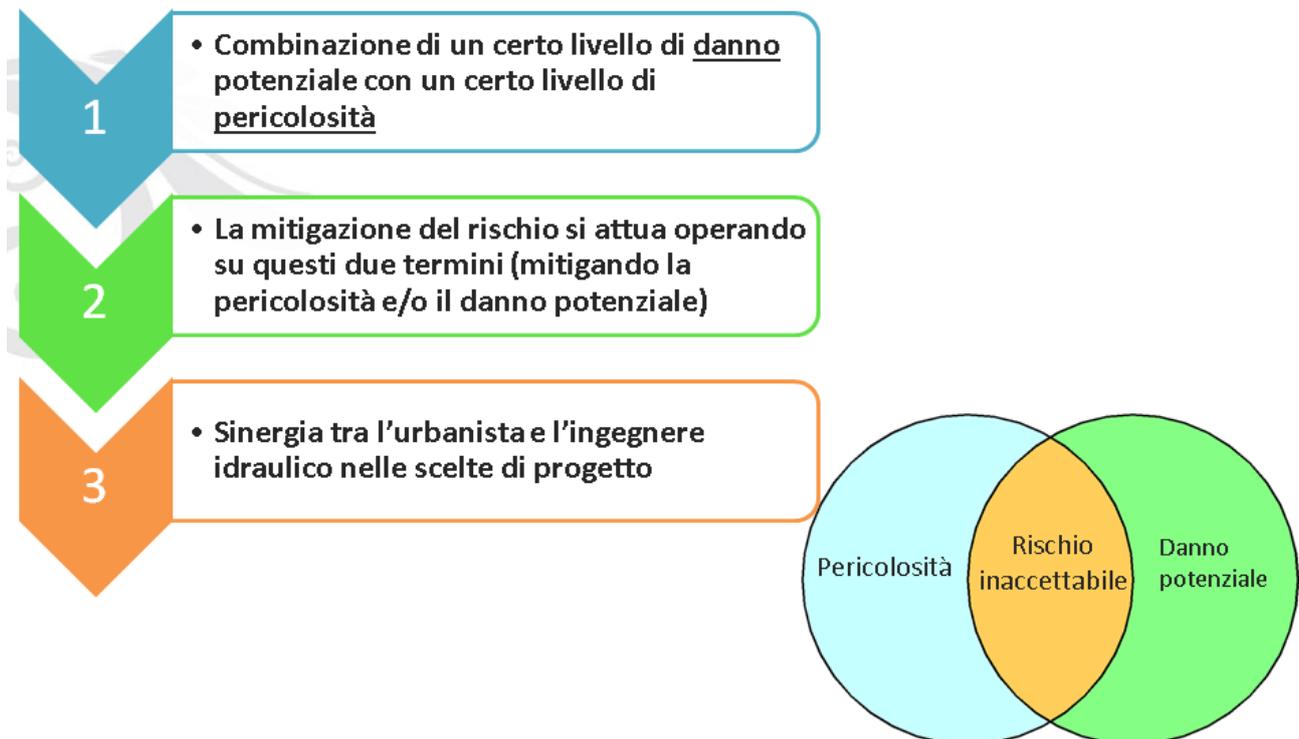


Figura 11-1 – Il concetto di rischio

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

11.2 Il Piano di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione (PAI-4 bacini)

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

Nel caso in esame il documento di riferimento è il "Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione" (PAI) (http://pai.adbve.it/PAI_4B_2012/idro_piave.html), realizzato dall'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico (2004) aggiornato nel giugno 2007 e adottato in via definitiva nel Novembre 2012 con delibera n.3 del Comitato istituzionale. La fase propositiva del (PAI) descrive le modalità con le quali il piano, sulla base degli "Atti di indirizzo e di coordinamento" di cui al D.P.C.M. 29.9.1998, ha inteso affrontare le problematiche di cui alla L. 267/1998 e della L. 365/2000.

In tal senso il PAI definisce, quali fondamentali punti di partenza, la caratterizzazione del territorio in termini di pericolosità (effetti sulla pianificazione del territorio), nonché la schematizzazione da attribuire al territorio in funzione dell'uso (programmazione per la rimozione delle cause e la mitigazione degli effetti).

Pertanto, già in fase di classificazione del territorio, in termini di pericolosità, si può stabilire una priorità di interventi che, in sede di classificazione del territorio in termini di rischio, potrà essere ulteriormente affinata. La cartografia allegata al PAI, riporta la perimetrazione delle aree aventi pericolosità idraulica differenziandole per livello di pericolosità, le aree fluviali e le "zone di attenzione", definite nell'art. 5 delle NTA del PAI, per le quali vi sono informazioni di possibili situazioni di dissesto a cui non è ancora stata associata alcuna classe di pericolosità e che sono individuate in cartografia con apposito tematismo e le relative norme tecniche sulle aree perimetrate che devono essere recepite dagli strumenti urbanistici di scala inferiore.

Nel luglio 2014, l'Autorità di Bacino ha formulato una proposta di associazione delle classi di pericolosità in tali aree (D.P.C.M. 21/11/2013 – GU n.97 28/11/2014)²,

Nel caso in esame, le aree perimetrate son riportate nella tavola 50 di PAI e indicate nell'elaborato grafico 13.1 in allegato alla presente relazione e nella seguente figura.

La proposta è stata convertita in legge con Decreto Segretariale n. 4 del 10/02/2015.

Di seguito si riportano gli stralci delle Tavole del PAI che riguardano il territorio di Sedico, ovvero le Tavole 50,51,53,54 e 38.

Partendo da nord, alla tavola 38, possiamo vedere come in località Musa siano presenti aree P3 e P2 in destra idraulica del torrente Cordevole, non si tratta però di zona urbanizzata.

² Piano Stralcio per L'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione (CI 9/11/2012 - consultabile cliccando sui seguenti link:
http://www.adbve.it/Documenti/AREE_ATTENZIONE/index_AA.php?folder=VFJFVkiITy9WYwXkb2JiaWFkZW5lL1ZFRlFUFJPUe9TVEFRlFQUdHSU9STkFNRU5UTw==

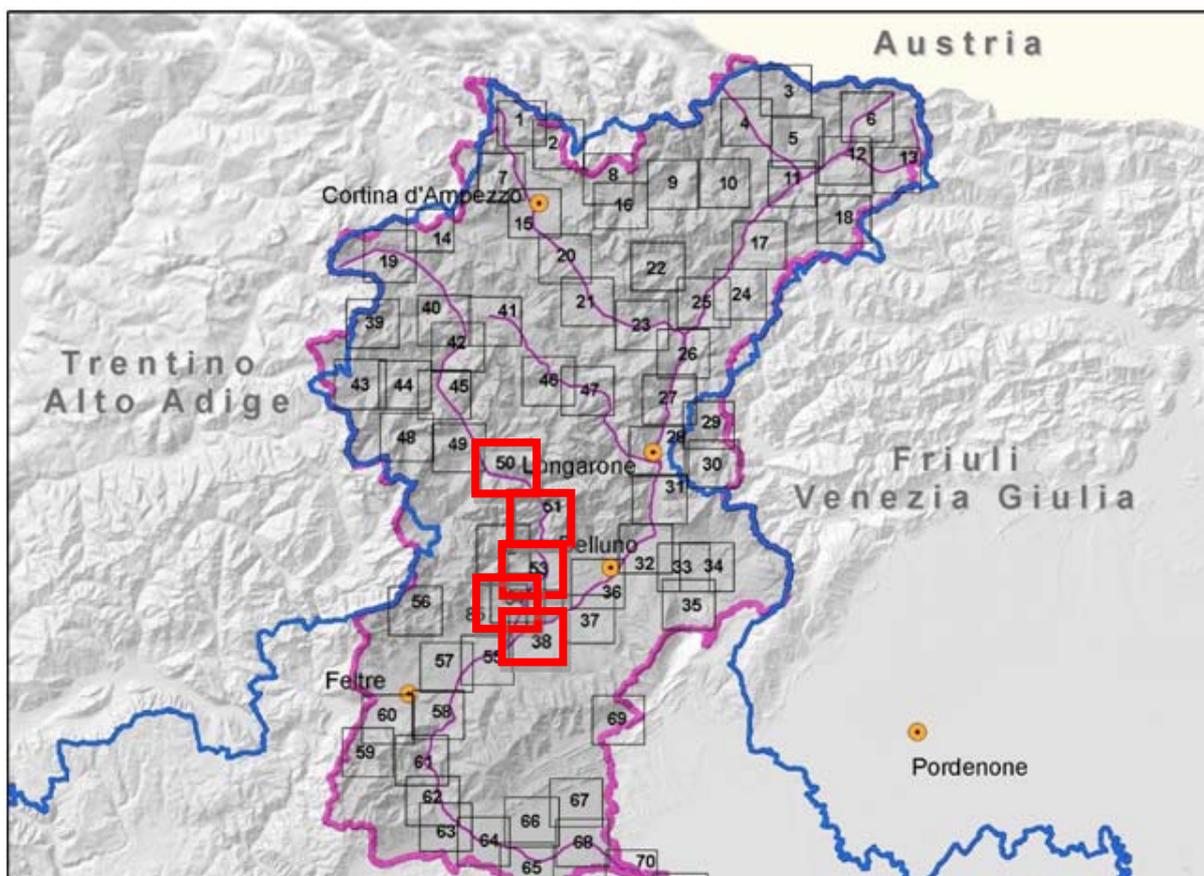


Figura 11-2 – Quadro di unione della cartografia del PAI del fiume Piave - Pericolosità idraulica con evidenziate le tavole ricadenti nel territorio esaminato.

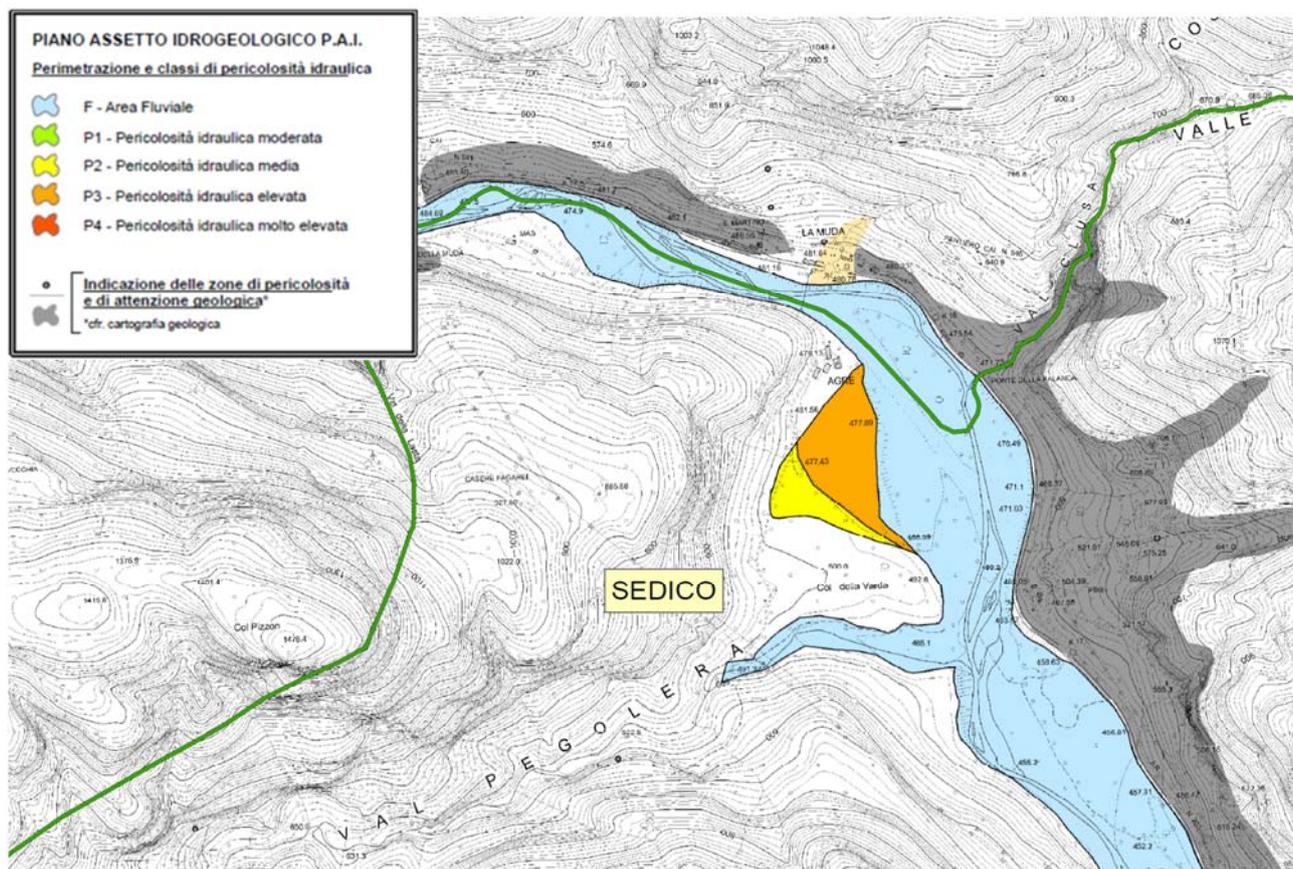


Figura 11-3 – Stralcio tavola 50- Zona Muda Comune di Sedico.

Scendendo lungo la Val Cordevole si evidenziano aree P3 e P2 il località la Stanga e più estesamente sulla sponda destra il località Case Salet.

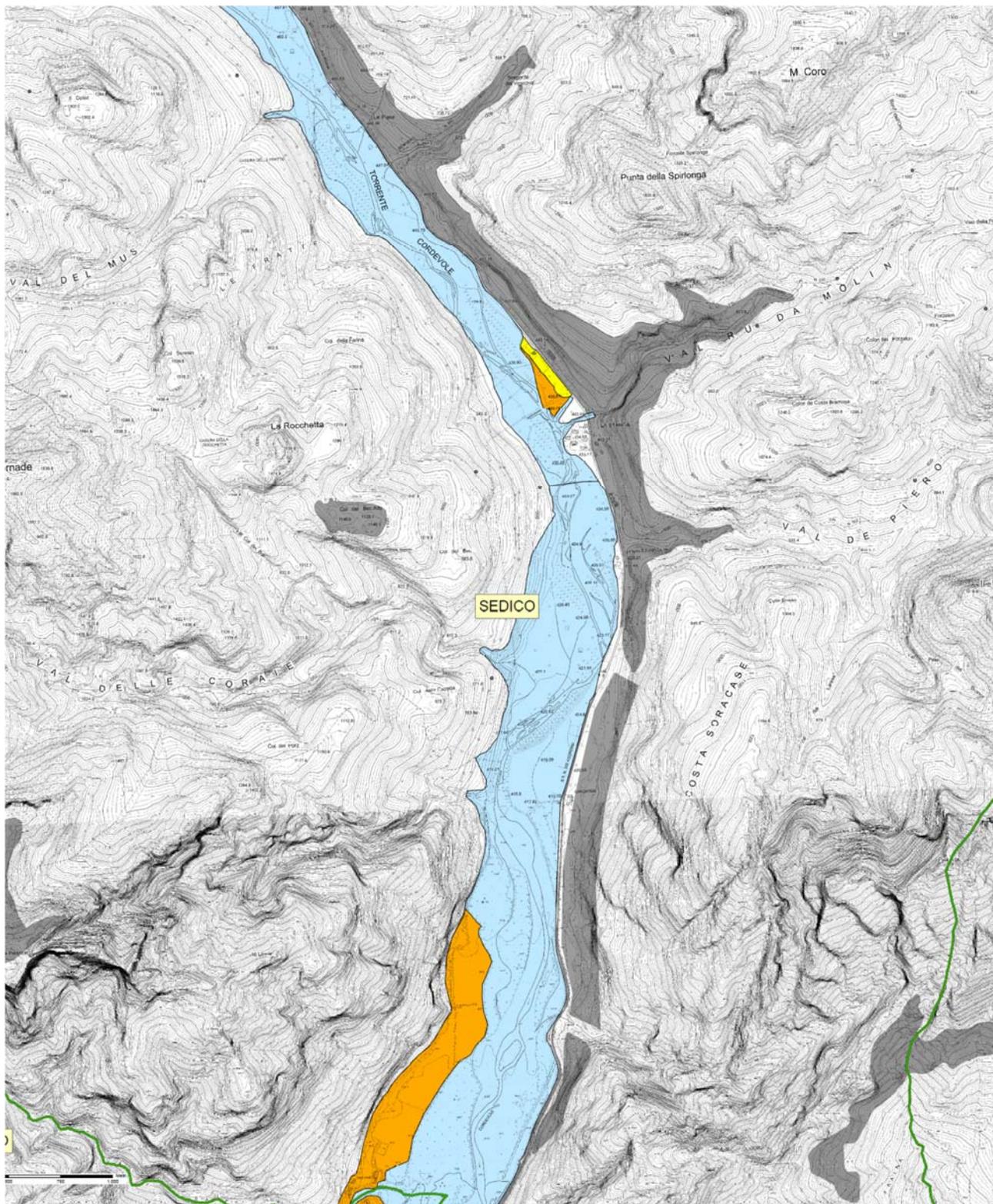


Figura 11-4 – Stralcio tavola 51- Valle del Cordevole.

Al termine della valle troviamo ancora aree P3 che interessano sia la sponda destra che sinistra in località Peron (Sedico) e Pra della Varda (Sospirolo).

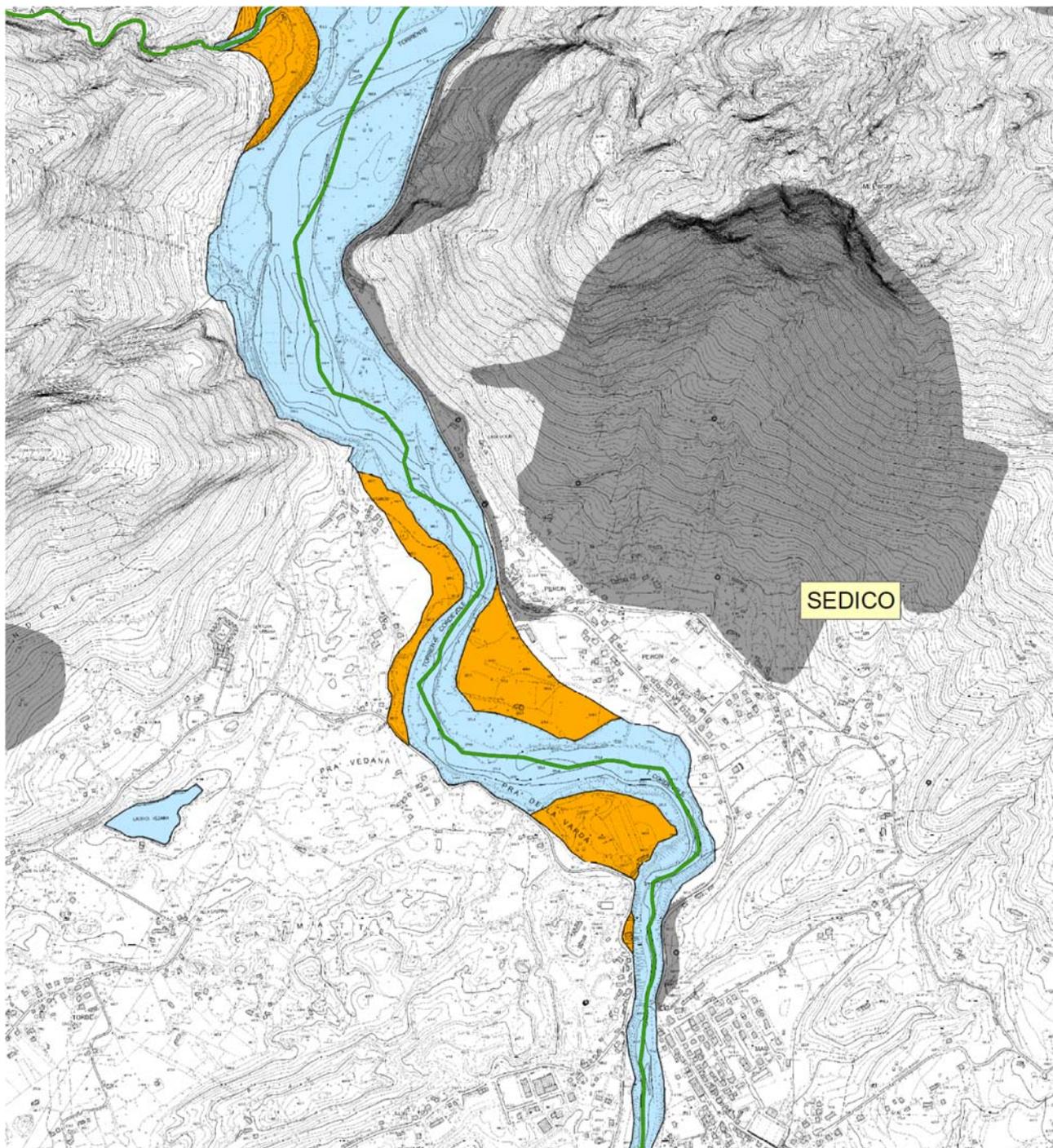


Figura 11-5 – Stralcio tavola 53 – Val Cordevole e località Peron e Mas.

Si rilevano poi aree P1 in territorio comunale nei pressi della confluenza con il T.Mis , zona Roe Alte, e in corrispondenza del Ponte di Bribano.

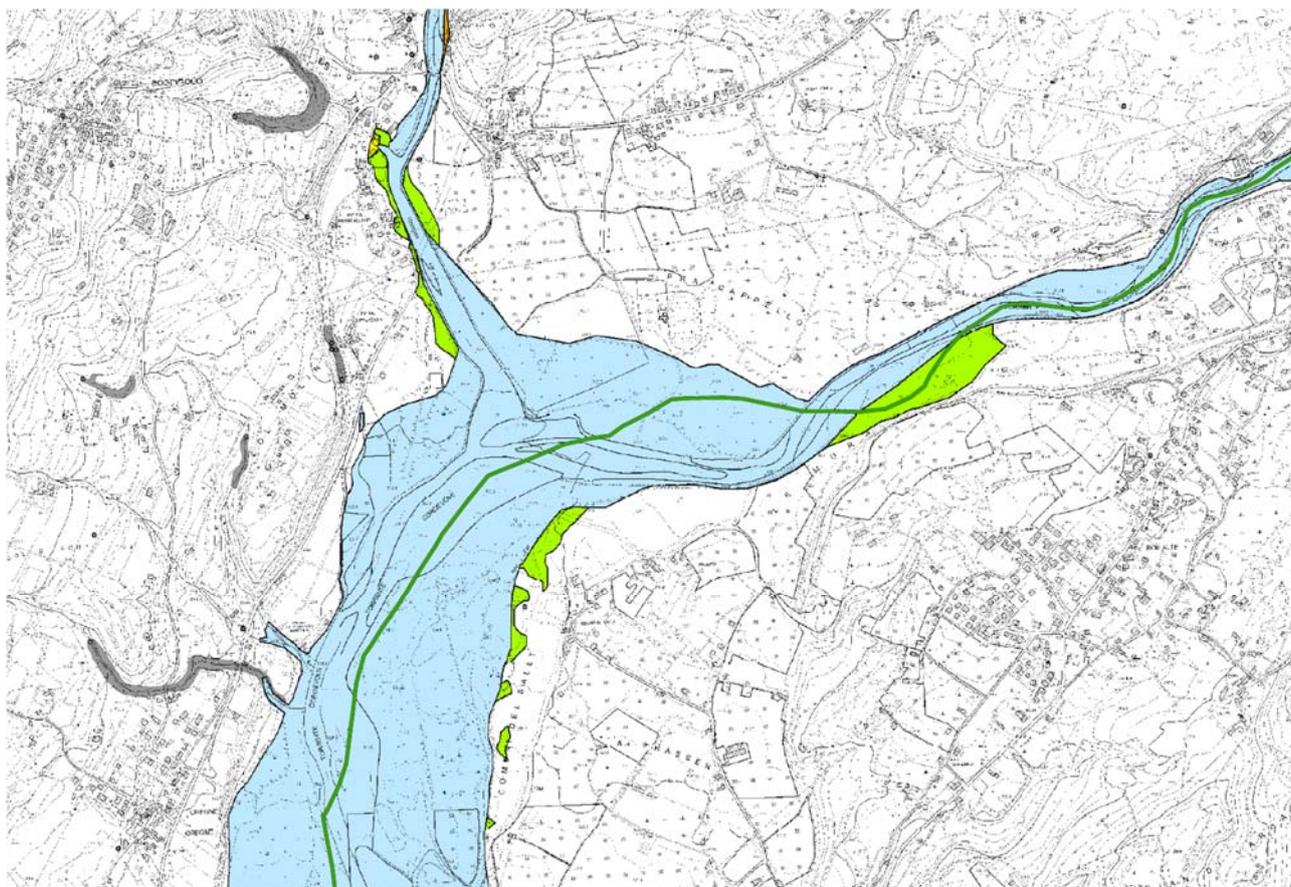


Figura 11-6 – Stralcio tavola 54 - Confluenza T. Cordevole e T.Mis tra Sospirolo e Sedico.

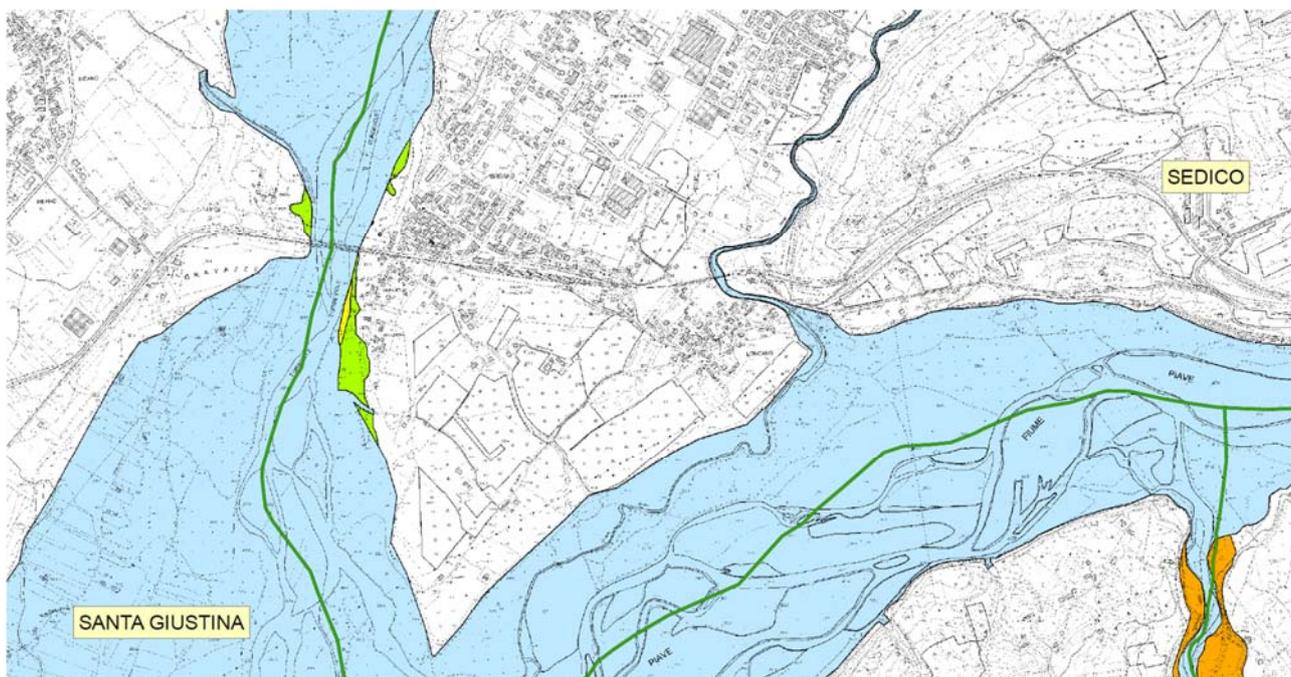


Figura 11-7 – Stralcio tavola 38 – Confluenza T. Cordevole e F.Piave.

Come visibile dagli elaborati grafici allegati alla presente relazione nessuno degli interventi (Lotti Liberi, Espansioni o Servizi) ricade in aree a pericolosità idraulica del PAI.

11.3 Il Piano di Protezione Civile

Sul SITIC (Sistema Informativo del Territorio Intercomunale di Belluno) è consultabile il Piano di Protezione Civile del Comune di Sedico, piano in cui sono visibili le zone di possibile allagamento.

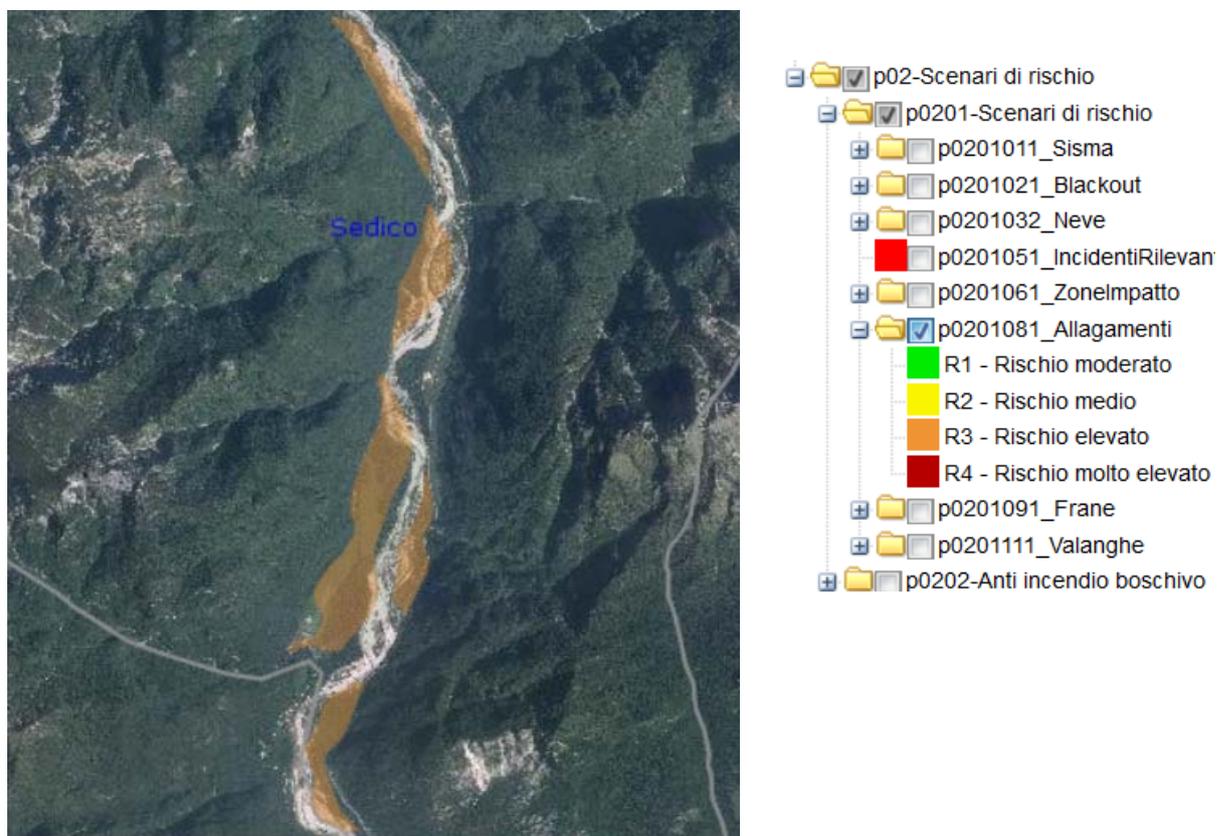


Figura 11-8 – Ortofoto con individuazione le aree di possibile allagamento - Val Cordevole.

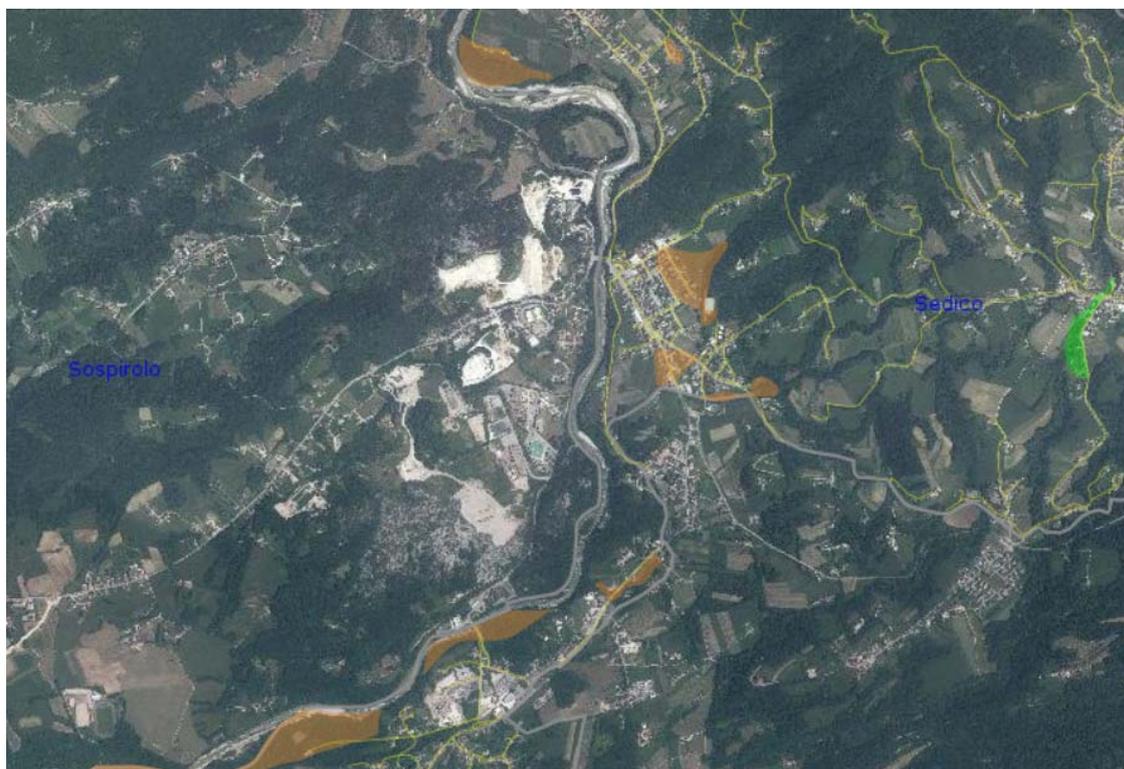


Figura 11-9 – Ortofoto con individuazione le aree di possibile allagamento – Località Mas.



Figura 11-10 – Ortofoto con individuazione le aree di possibile allagamento – Sedico.

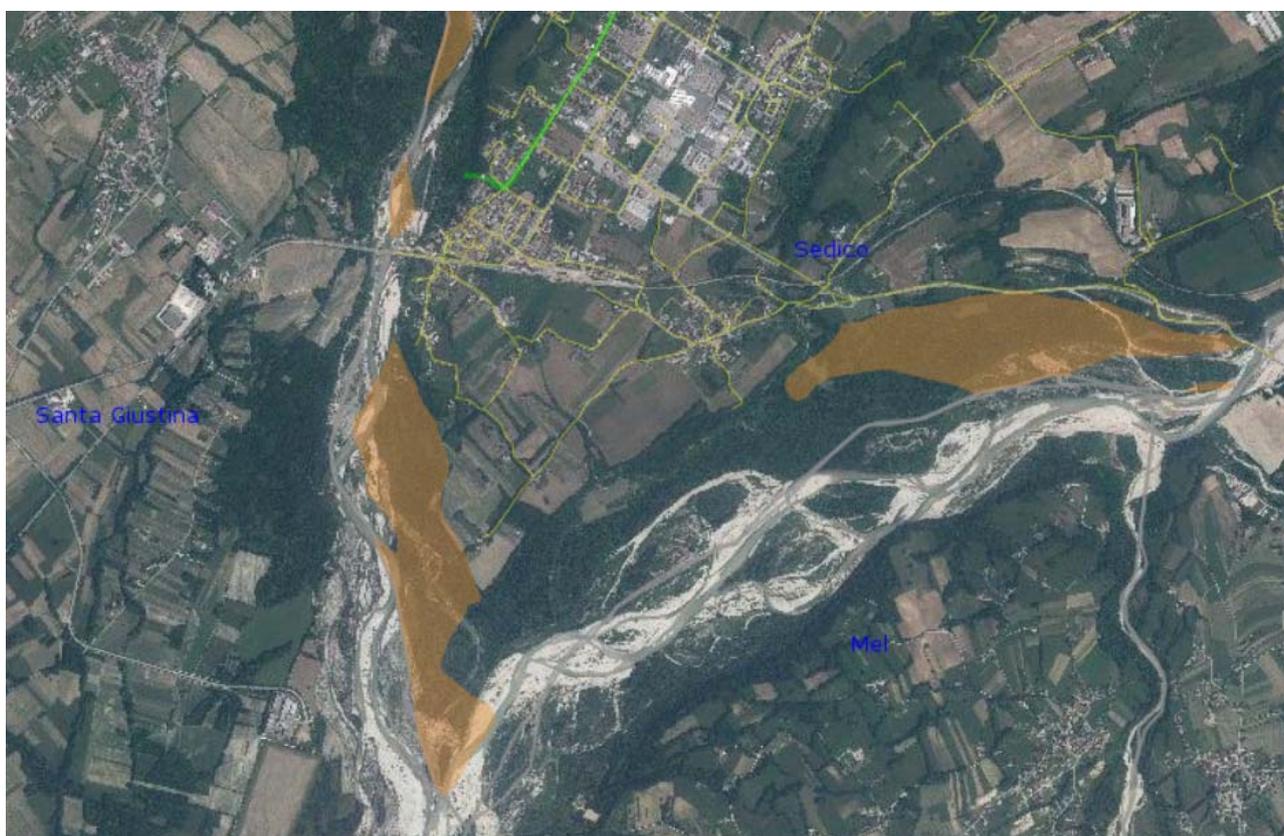


Figura 11-11 – Ortofoto con individuazione le aree di possibile allagamento – Bribano.

11.4 Aree Evento Alluvionale 2018

Il presente paragrafo è stato inserito nella revisione 02 del documento per rispondere alla richiesta di integrazioni di cui al punto 3.10 del parere della Commissione Tecnica Provinciale (CTP) nr 5 del 26/08/2020.

Per rispondere alla richiesta sono state ottenute dal Comune di Sedico le segnalazioni in merito ai dissesti e criticità occorsi in occasione dell'evento alluvionale di fine Ottobre 2018 (detto evento VAIA). Le segnalazioni sono state cartografate dal comune di Sedico attraverso 3 tematismi:

- Shapefile criticità puntuali;
- Shapefile criticità lineari;
- Shapefile criticità areali.

Dal database delle segnalazioni ottenuto dal comune sono state mantenute e riportate sulla cartografia allegata solo le segnalazioni attinenti con le problematiche idrauliche e di allagamento.

SEGNALAZIONI PUNTUALI	
CODICE VCI	Descrizione
P1	Allagamento abitazione
P2	Esondazione Cordevole Loc. Mas
P3	Allagamento abitazione
P4	Distruzione Passerella a Peron
P5	Allagamento abitazione
P6	Allagamento abitazione
P7	Allagamento abitazione
P8	Allagamento abitazione
P9	Allagamento abitazione

SEGNALAZIONI LINEARI	
CODICE VCI	Descrizione
L1	Danneggiamento opere difesa spondale Cordevole
L2	Esondazione Cordevole a Candaten
L3	Distruzione percorso Antiche Rogge a Suppiei
L4	Allagamento Via Agordina
L5	Allagamento Via Marmolada

SEGNALAZIONI AREALI	
CODICE VCI	Descrizione
A1	Allagamenti Rio Salsa e Rio Fontana
A2	Allagamenti e trasporto solido
A3	Danneggiamento edificio
A4	Distruzione edificio
A5	Esondazione Cordevole a Peron

Tali segnalazioni sono state confrontate con le aree di pericolosità idraulica già perimetrate (PAI, Aree di pericolosità Idraulica ottenute dagli studi idraulici, Aree Allagabili) ed è emerso tutte le segnalazioni (puntuali, lineari ad areali) si trovano già in aree segnalate a Pericolosità Idraulica.

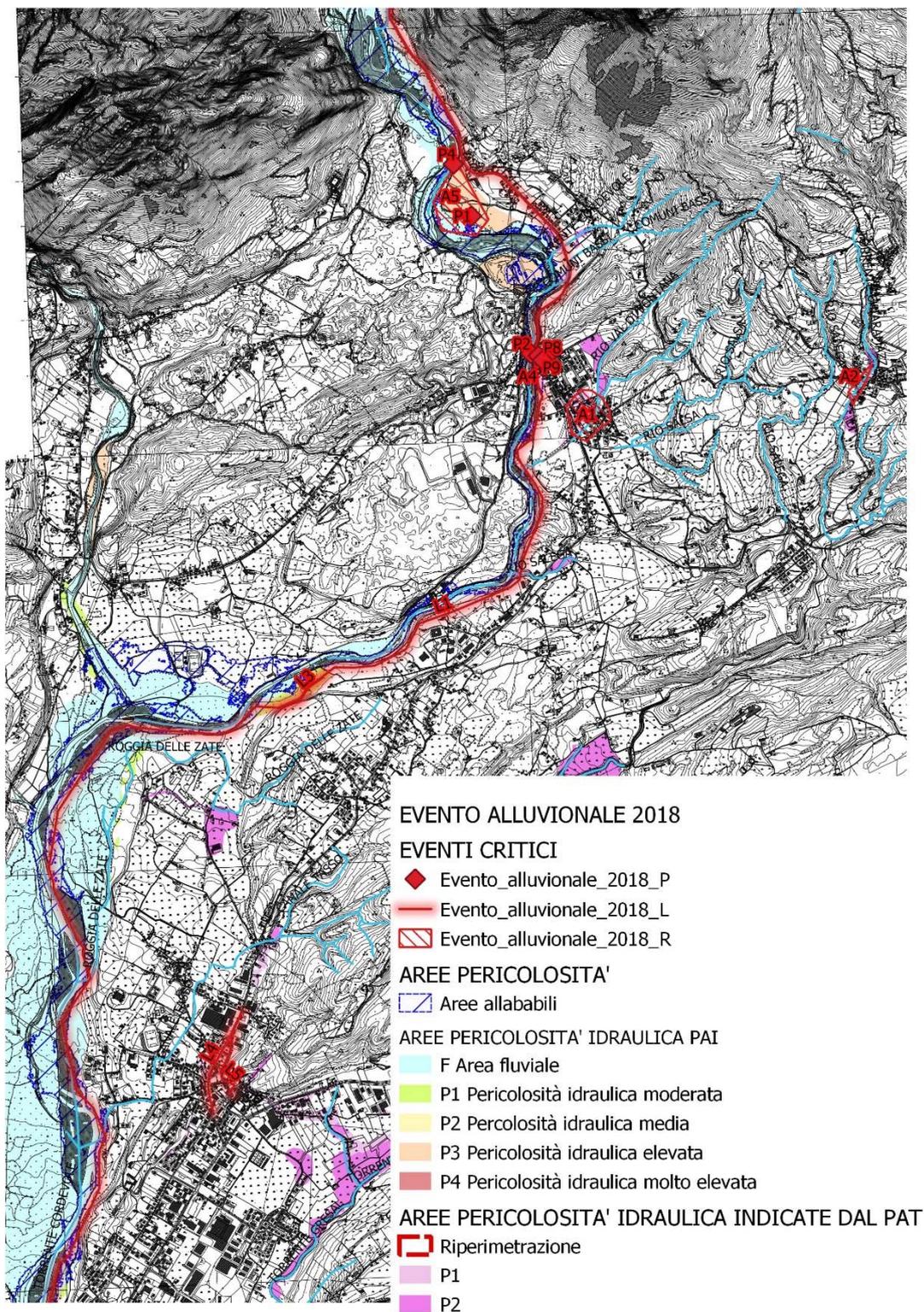


Figura 11-12: Mappa della segnalazione evento alluvionale 2018.

11.5 Studio idraulico del fiume Piave

Per indagare gli effetti che produrrebbero gli idrogrammi di portata calcolati nei paragrafi precedenti nella rete idraulica in progetto 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 2012 (Benchmarking of 2D Hydraulic Modelling), scaricabili dal seguente [link](#).

L'impostazione metodologica adottata per lo studio idraulico tiene conto sia delle caratteristiche idrauliche e morfologiche dei corsi d'acqua (modello monodimensionale) sia di quelle del territorio circostante (modello bidimensionale). 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.

11.5.1 Modello bidimensionale

Per l'implementazione del modello bidimensionale si è utilizzato il Rilievo Lidar dell'area in esame in possesso dello scrivente. Il modello ha riguardato un tratto di fiume Piave di circa 4.5 km a monte della confluenza con il torrente Cordevole.

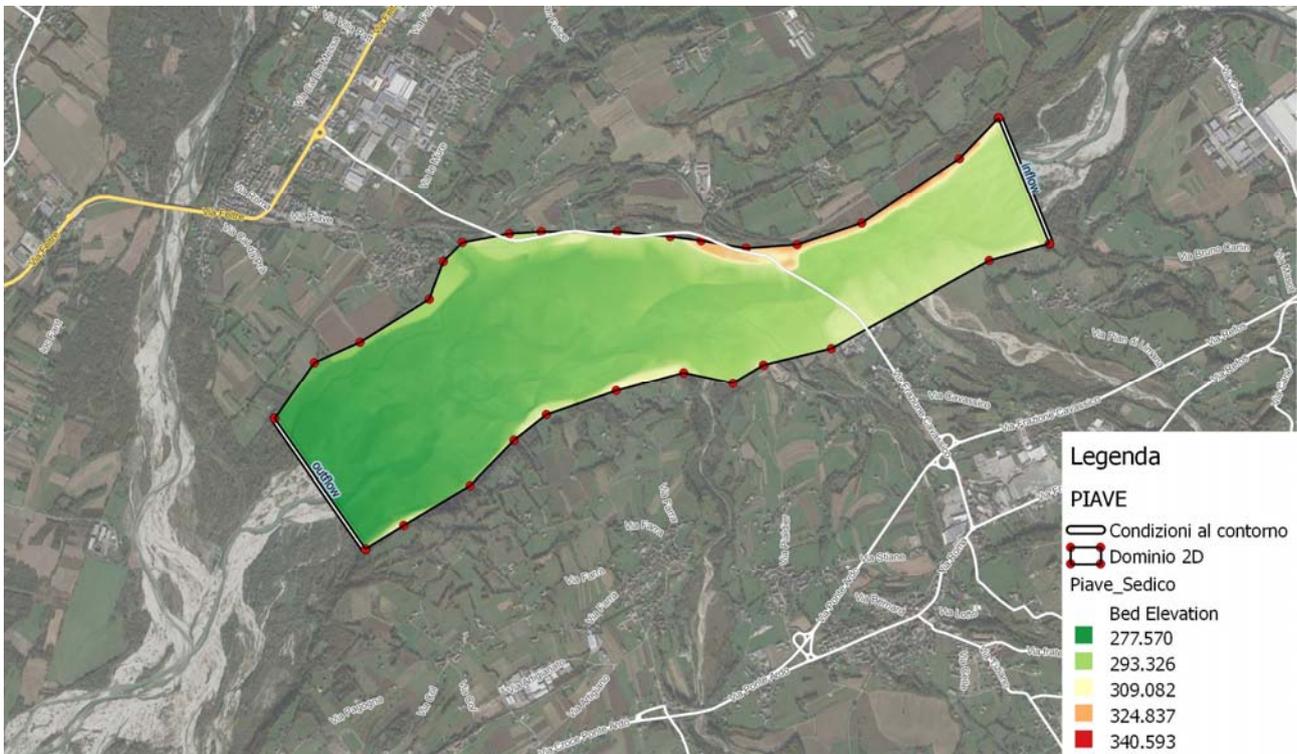


Figura 11-13: Dominio del modello bidimensionale del fiume Piave.

11.5.2 Scabrezza

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.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agriculture 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)

11.5.3 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI³ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, l'evento preso come riferimento per la verifica di sicurezza dell'area è la piena con tempo di ritorno 100 anni.

L'idrogramma di piena corrispondente è stato ricavato nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica e l'evento è stato inserito come condizione al contorno di monte. La condizione al contorno di valle inserita è invece una scala di deflusso H/Q nota per la sezione di valle del modello.

11.5.4 Risultati ottenuti

Il modello idraulico ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo. Nel seguente paragrafo si analizzano i risultati del modello del fiume Piave.

Il modello ha evidenziato che nel tratto di analisi l'evento di piena viene contenuto per la maggior parte all'interno delle zone definibili come aree fluviali, secondo la cartografia PAI, senza allagamenti di aree urbanizzate/abitazioni et cetera. Di seguito si riportano in figura i risultati del modello. In *Figura 11-14* è visibile il massimo inviluppo delle altezze d'acqua che si formano nel tratto in esame, dove si può vedere come le massime altezze si calcolano nei pressi del ponte di San Felice, 4-6 metri, mentre a valle, causa allargamento dell'alveo, si abbassano a valori di molto inferiori.

Le velocità, *Figura 11-15*, si attestano mediamente tra i 2 e i 3 metri al secondo in alveo salvo diminuire verso le sponde.

³ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"



Figura 11-14 - Involuppo delle altezze d'acqua al suolo con evento T_{r100} anni – fiume Piave.

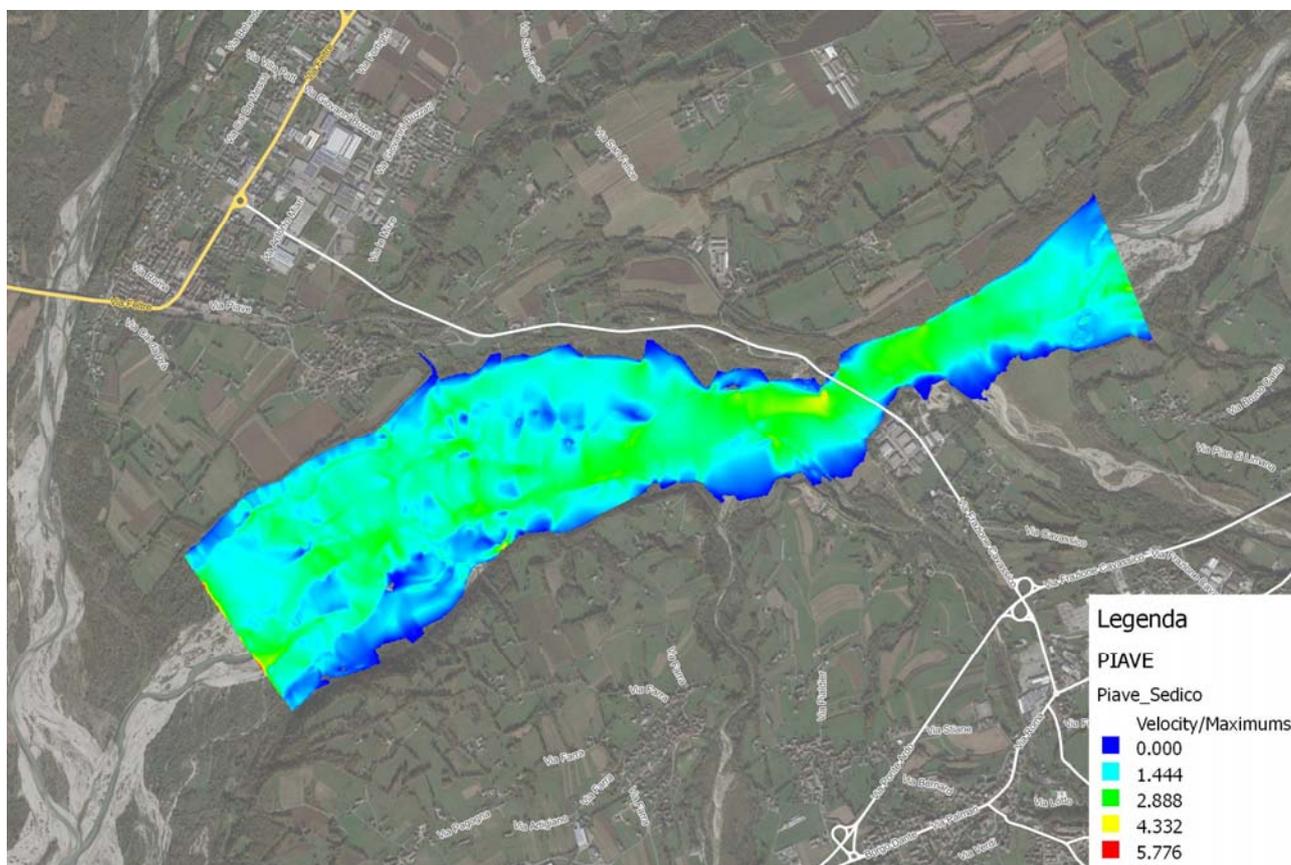


Figura 11-15 - Mappa delle velocità con evento T_{r100} anni – fiume Piave.

11.6 Studio idraulico del torrente Cordevole

In questo paragrafo si riporta lo studio idraulico del torrente Cordevole che interessa grande parte del territorio comunale.

Per indagare gli effetti che produrrebbero gli idrogrammi di portata calcolati nei paragrafi precedenti nella rete idraulica in progetto è stata condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia).

11.6.1 Modello bidimensionale

Per l'implementazione del modello bidimensionale si è utilizzato il Rilievo Lidar dell'area in esame in possesso dello scrivente. Il modello ha riguardato un tratto di torrente Cordevole della lunghezza di circa 13 km dalla località La Stanga fino al Ponte di Bribano, come visibile in Figura 11-16.

11.6.2 Scabrezza

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.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)

11.6.3 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI⁴ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, l'evento preso come riferimento per la verifica di sicurezza dell'area è la piena con tempo di ritorno 100 anni.

L'idrogramma di piena corrispondente è stato ricavato nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica e l'evento è stato inserito come condizione al contorno di monte. La condizione al contorno di valle inserita è invece una scala di deflusso H/Q nota per la sezione di valle del modello.

⁴ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

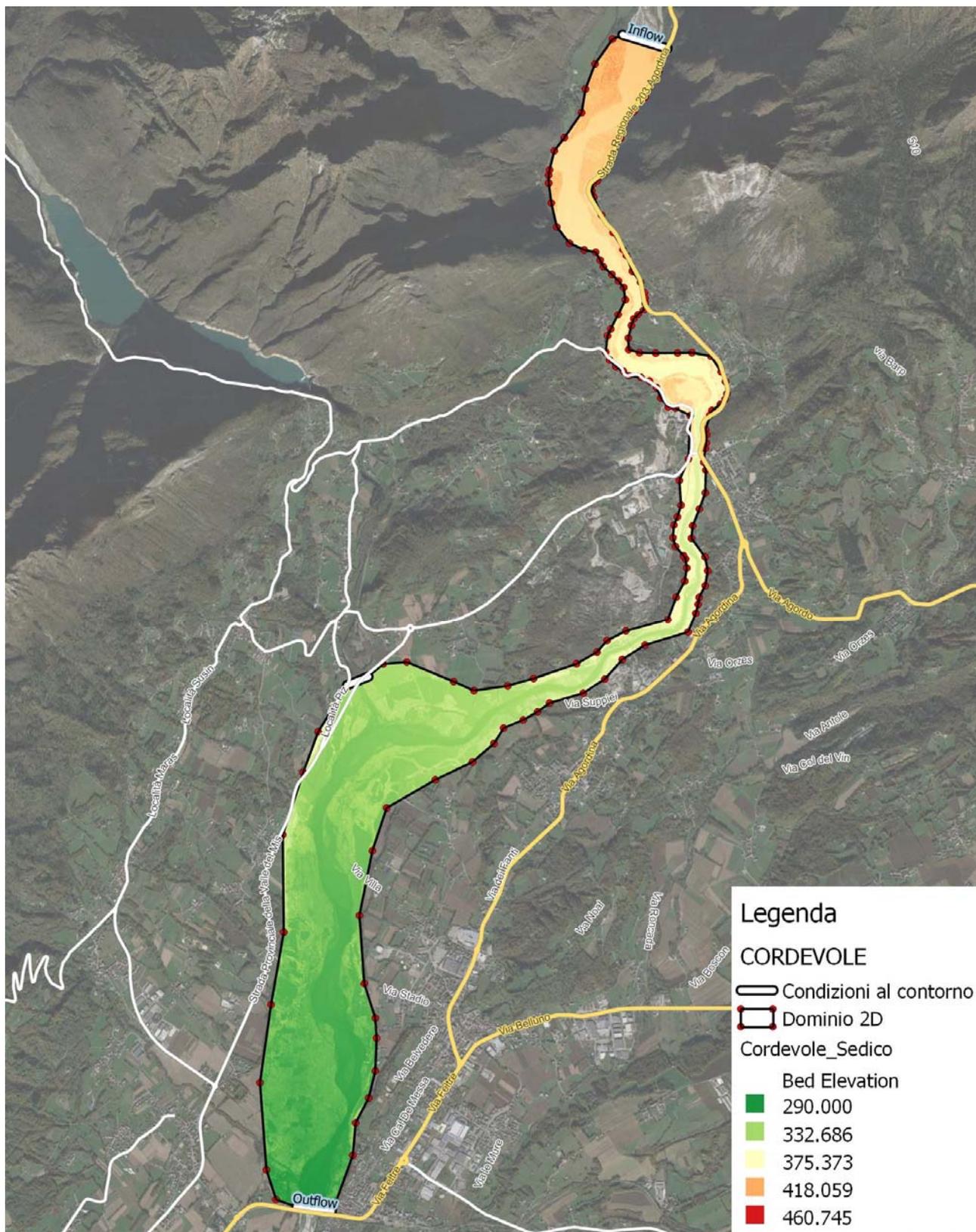


Figura 11-16: Dominio del modello bidimensionale del torrente Cordevole.

Si va ora nel dettaglio ad analizzare le singole aree. Nella figura seguente è possibile vedere un ingrandimento della zona tra lo sbocco della Val Cordevole e le frazioni di Mas e Vignole.

Si può vedere facilmente come nel tratto a monte di ponte Mas le altezze idriche aumentino notevolmente, probabilmente a causa delle variazioni morfologiche che vedono restringersi l'alveo fino 25-30 metri. Le altezze d'acqua sono notevoli, maggiori di 7 metri.

Si evidenziano allagamenti della campagna circostante in corrispondenza della curva tra località Peron e Ponte Mas, zona ad ogni modo già indicate dal PAI come a pericolosità idraulica.

A valle si ha che il torrente Cordevole scorre pressoché sempre all'interno del suo alveo senza allagamenti significativi.

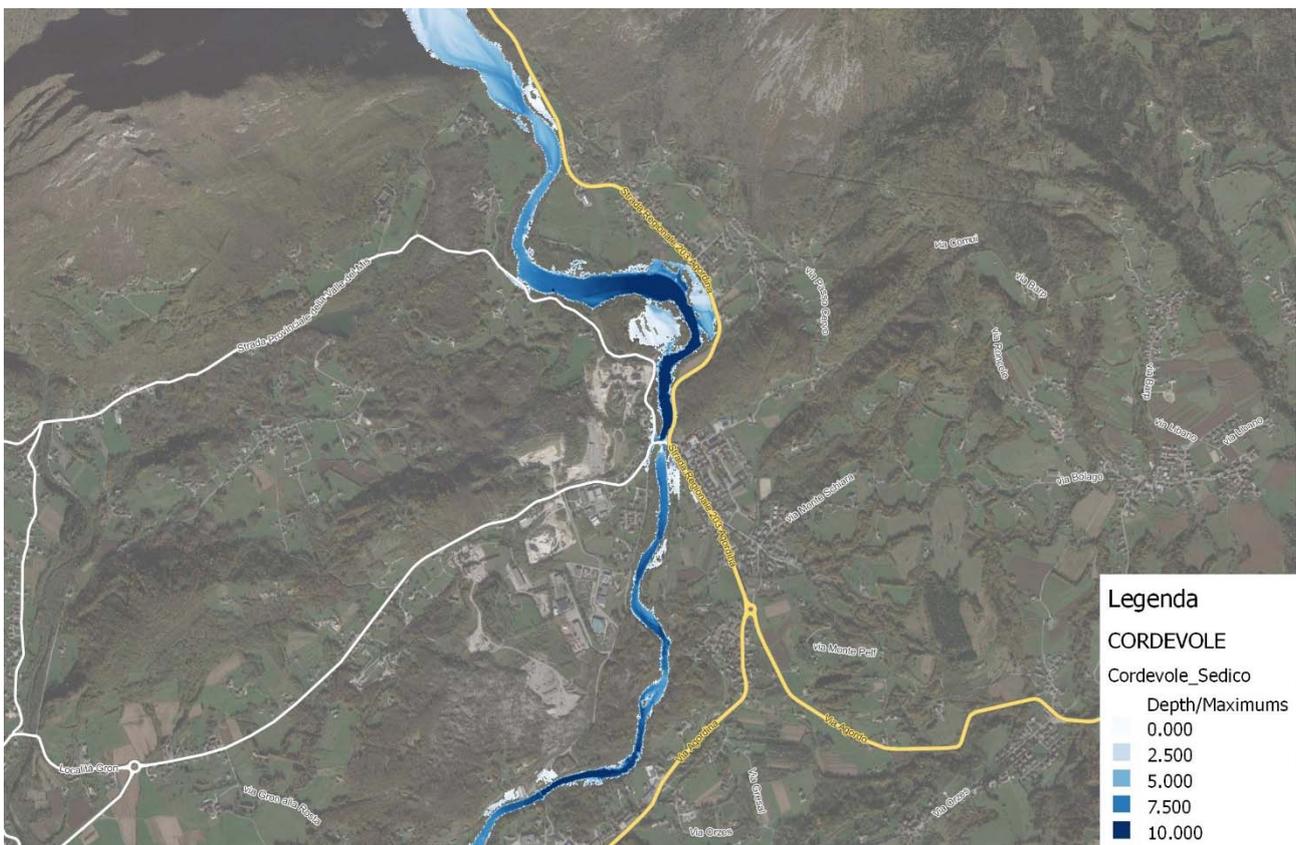


Figura 11-18 - Inviluppo delle altezze d'acqua al suolo con evento Tr100 anni – torrente Cordevole a Mas.

Analizzando invece il tratto a valle fino al ponte di Bribano si evidenzia che l'allargamento dell'alveo produce una diminuzione dei tiranti idrici, compresi tra 2 e 5 metri. Anche in questo tratto non si segnalano allagamenti di aree significative. Le zone allagate risultano già comprese in quelle indicate dal PAI come a pericolosità idraulica.

Le aree allagate sono riportate, unitamente al PAI, nelle tavole allegate alla relazione di compatibilità idraulica del PAT.

11.7 Studio idraulico del sistema Rio Salsa e Rio Fontana

In questo paragrafo si riporta lo studio idraulico del sistema idraulico composto dal Rio Salsa e dal Rio Fontana.

Per indagare gli effetti che produrrebbero gli idrogrammi di portata calcolati nei paragrafi precedenti nella rete idraulica in progetto è stata condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia).

11.7.1 Modello bidimensionale

Come accennato, è stato messo a punto un modello idraulico bidimensionale a moto vario dell'interferenza idraulica tra la viabilità esistente e quella in progetto ed il Rio Reiu

Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, è stato implementato il modello idraulico dell'interferenza oggetto di studio.

Il dominio indagato è stato discretizzato con una griglia di 115 200 celle quadrate di lato 0.5 m, rappresentato in Figura 11-20.

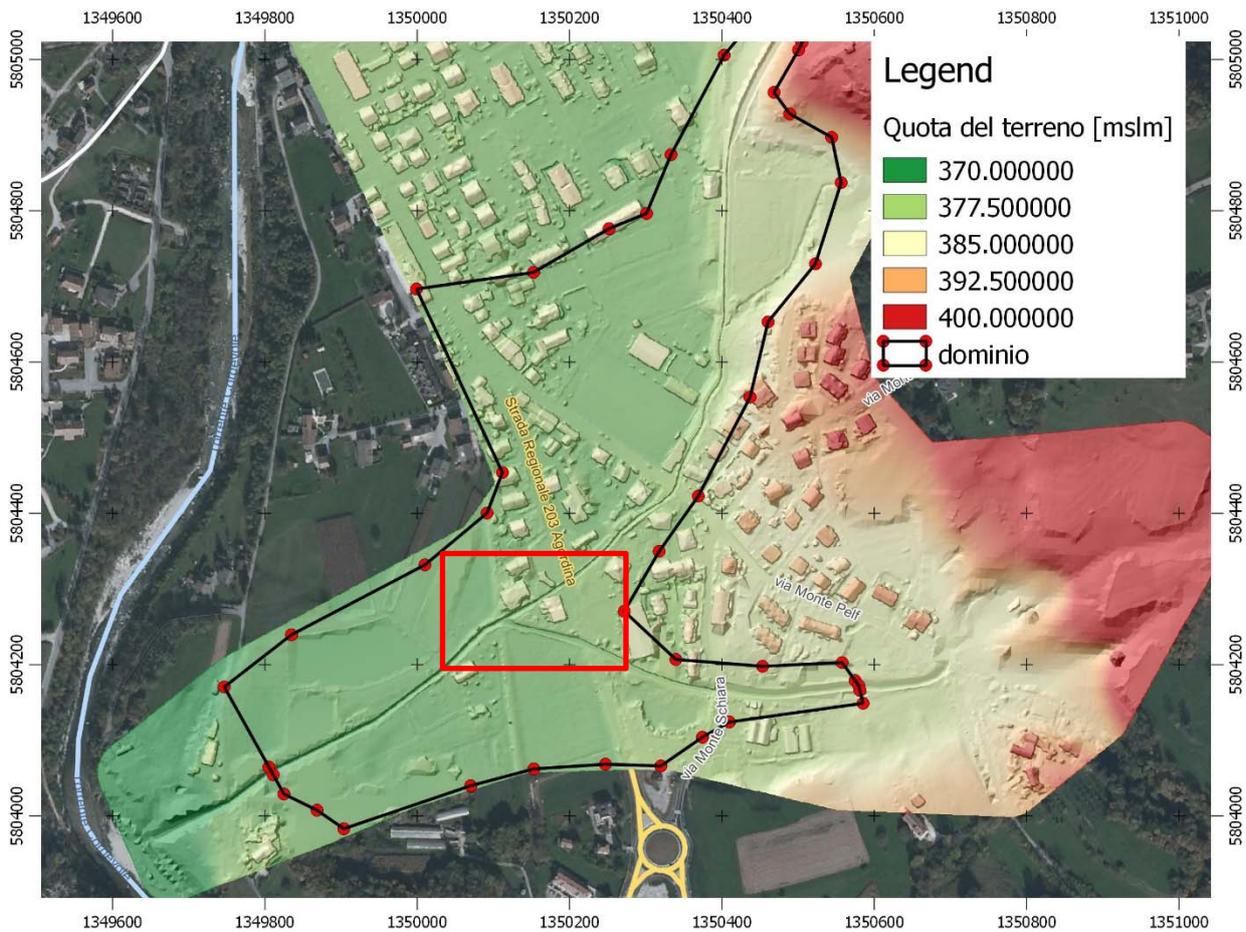


Figura 11-20 – Modello bidimensionale del nodo idraulico Rio Salsa – Rio Fontana

11.7.2 Modello monodimensionale

La rete bidimensionale a cielo libero è stata collegata alla rete delle tombinature esistenti rilevate. In particolare sono stati inseriti 3 tratti di tombinatura riportati nella seguente figura la cui geometria è descritta nella seguente Tabella.

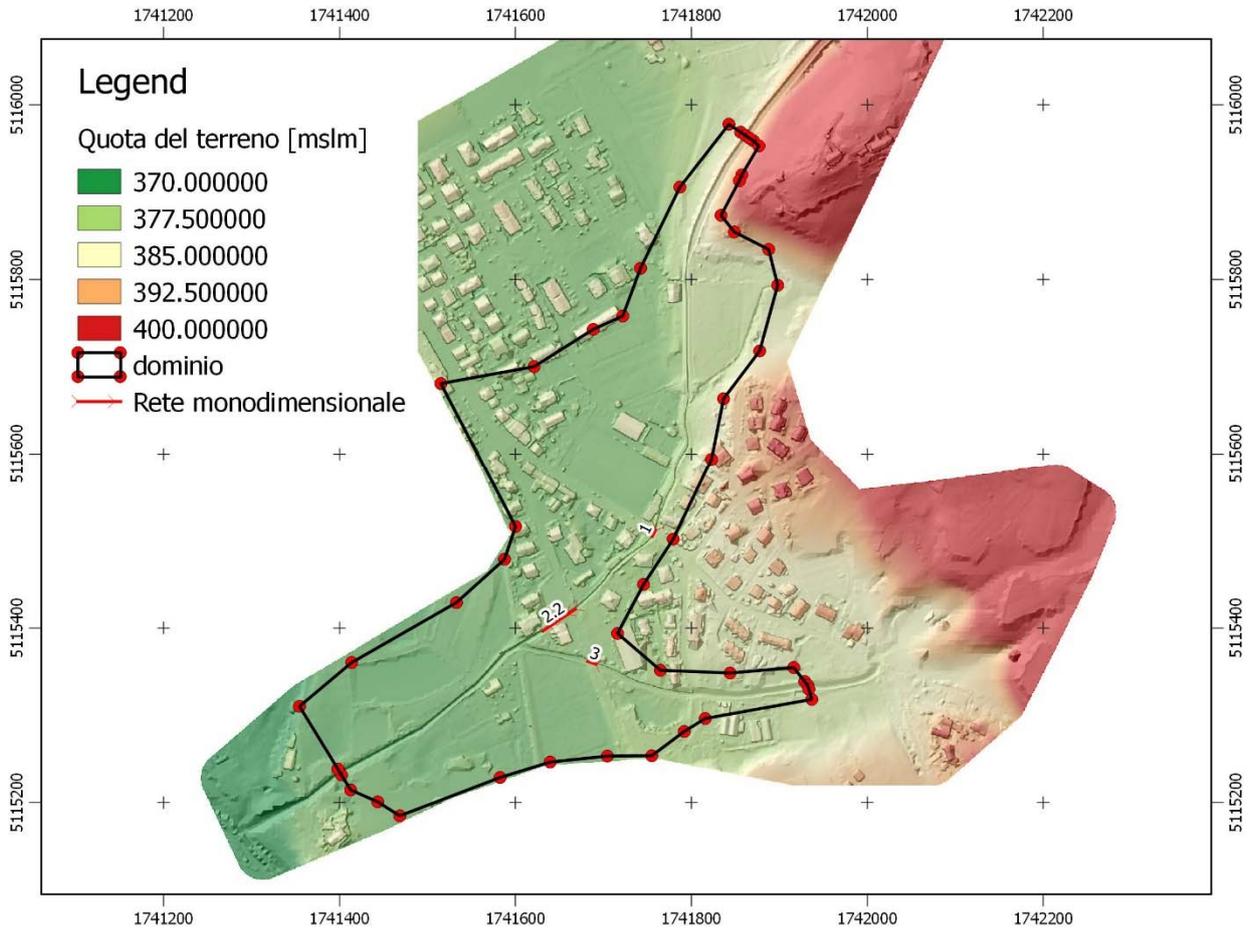


Figura 11-21 – Rete monodimensionale dei canali a cielo libero e tombinati

Tabella 41 - Geometria delle tombinature da dbf e parametri caratteristici associati

ID	Len_or_ANA	n_nF_Cd	US_Invert	DS_Invert	pBlockage	Width_or_D	Height_or_	Number_of
1	7.65896	0.06000	376.52000	376.40000	0.00000	2.18000	0.92000	1
2.1	10.43480	0.06000	374.35000	374.30000	50.00000	2.62000	0.45000	1
2.2	34.20467	0.06000	374.30000	374.07000		1.93000	1.00000	1
3	11.97284	0.06000	374.98000	374.70000	65.00000	3.61000	0.56000	1

Oltre ai dati geometrici il file dbf riporta i coefficienti di perdita localizzata di imbocco (0.5) e di sbocco assunto pari a 1, e la percentuale di sezione bloccata (pblockage).

A tale proposito si precisa che, nel procedimento di taratura del modello descritto nei seguenti paragrafi, la condotta 3 è stata considerata ostruita per il 65 % della luce, mentre la 2.2. del 50%, intesa come altezza della sezione caratteristica del tubo lasciata libera dal materiale sedimentato.

11.7.3 Accoppiamento dei modelli

La procedura di accoppiamento dei modelli modo e bidimensionale prevede l’inserimento di linee, punti o superfici dove ci può essere uno scambio di portata tra le componenti 1D e quelle 2D.

Questa procedura, apparentemente complicata, è estremamente logica e permette al modellista di cambiare l’orientamento e la dimensione delle celle 2D senza dover cambiare gli oggetti che definiscono l’interazione tra i due modelli.

Nel caso del presente modello, sono state applicate delle condizioni al contorno di tipo lineare che dipendono dal livello idrometrico lungo la frontiera 1D/2D.

Le tombinature sono connesse direttamente al dominio bidimensionale in corrispondenza dell’imbocco e dello sbocco della condotta esistente.

Secondo la terminologia di TUFLOW queste condizioni al contorno sono denominate di tipo “SX” dove S significa sorgente o pozzo (Source o Sink) e X indica che il valore viene preso dall’esterno (eXternal), in questo caso il modello 1D.

Nella seguente Figura 11-22 si riporta lo schema dell’accoppiamento dei modelli.

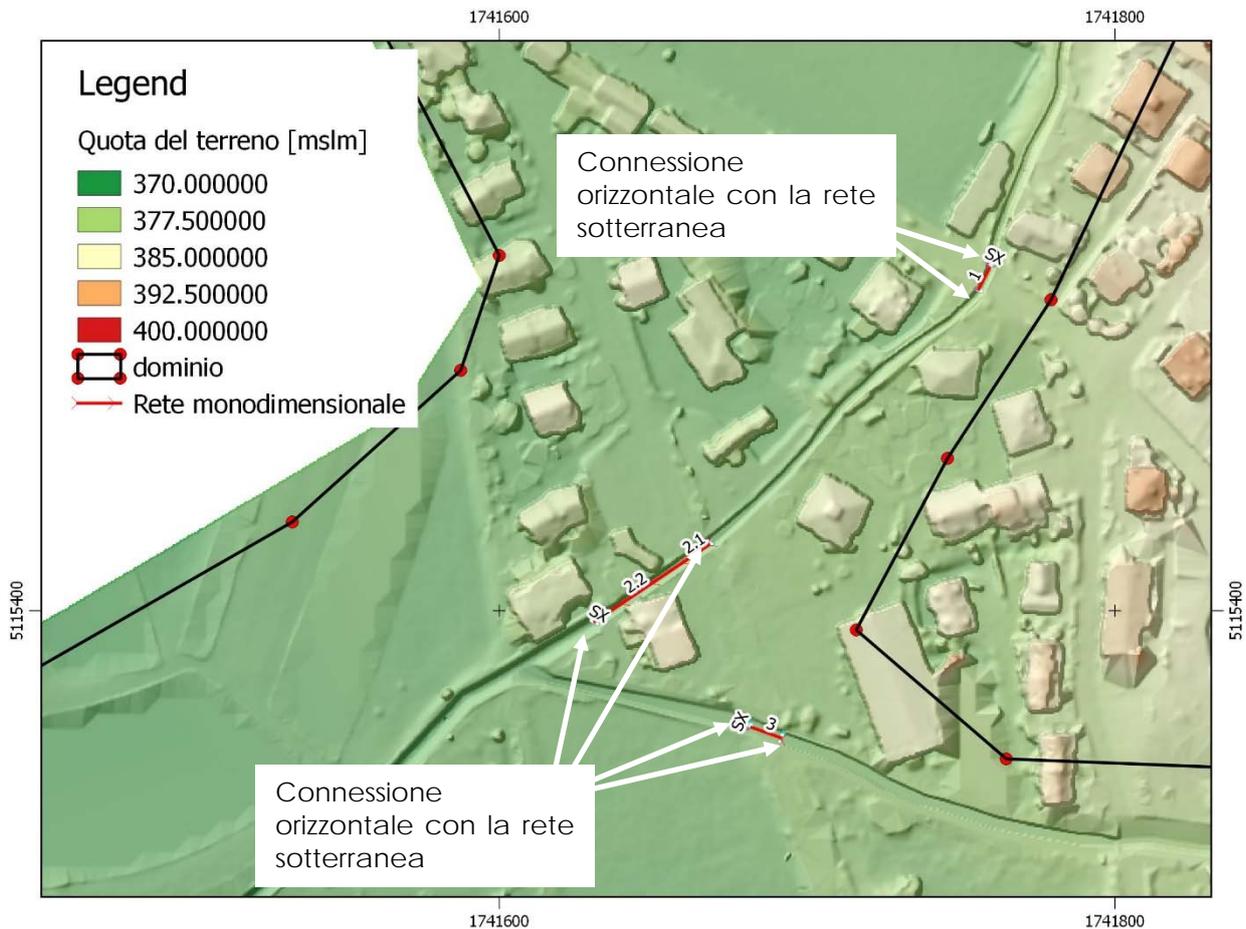


Figura 11-22 – Accoppiamento dei modelli

11.7.4 Scabrezza

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.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)

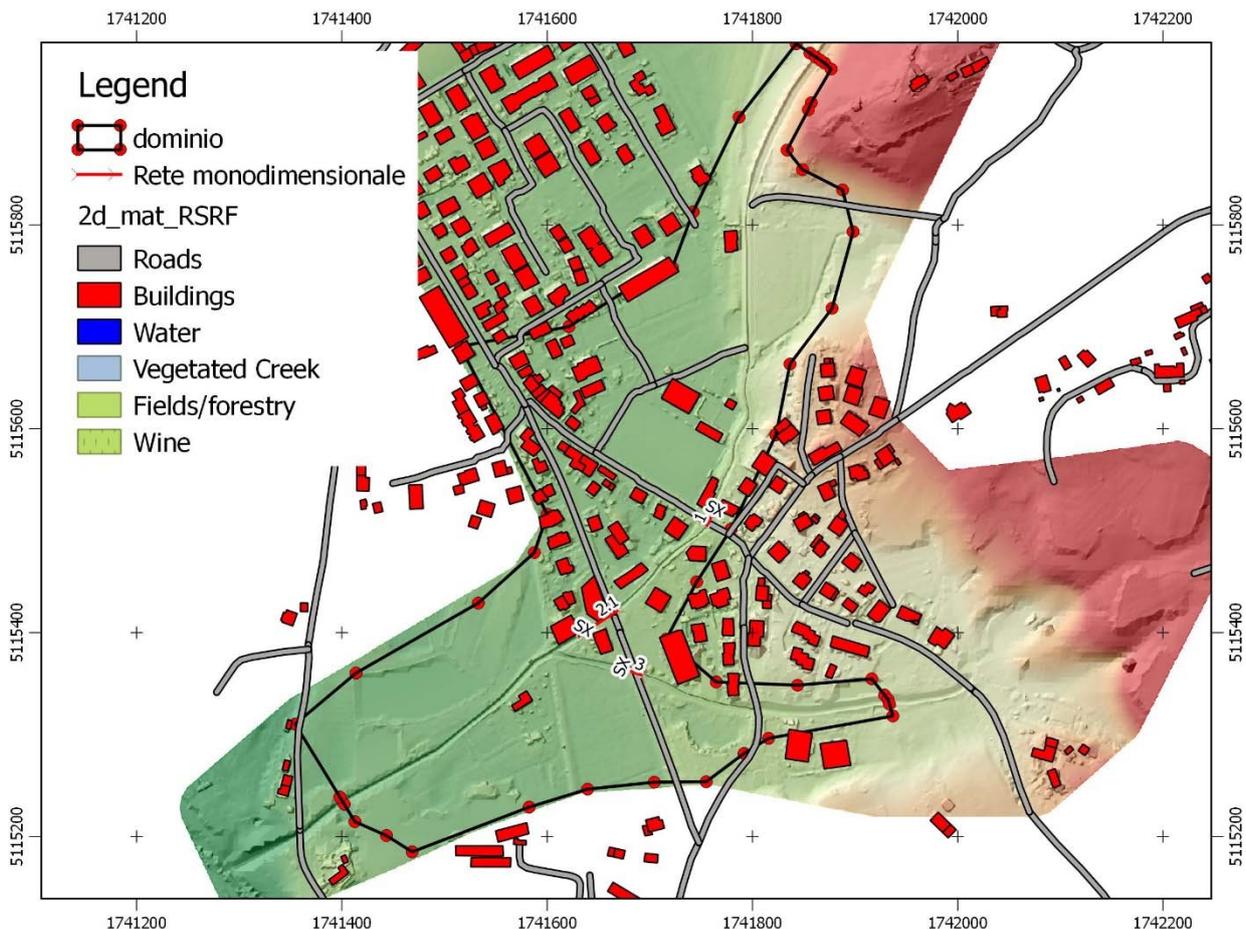


Figura 11-23 – Mappa delle scabrezze

11.7.5 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI⁵ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, per la verifica di sicurezza dell'area si è fatto riferimento alla piena con tempo di ritorno 100 anni.

Tuttavia, come precedentemente descritto nel capitolo dedicato allo studio morfologico del bacino, l'evento del 30 giugno – 1 luglio 2016 è risultato essere più gravoso dell'idrogramma centenario in termini di picco di portata, pur essendo stato provocato da una precipitazione con tempo di ritorno inferiore (30 anni).

Gli idrogrammi di piena corrispondenti sono stati ricavati nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica. Esso è riportato nella precedente Figura 7-23. Come condizione di valle è stata assunta l'altezza critica in corrispondenza dello sbocco nel torrente Cordevole

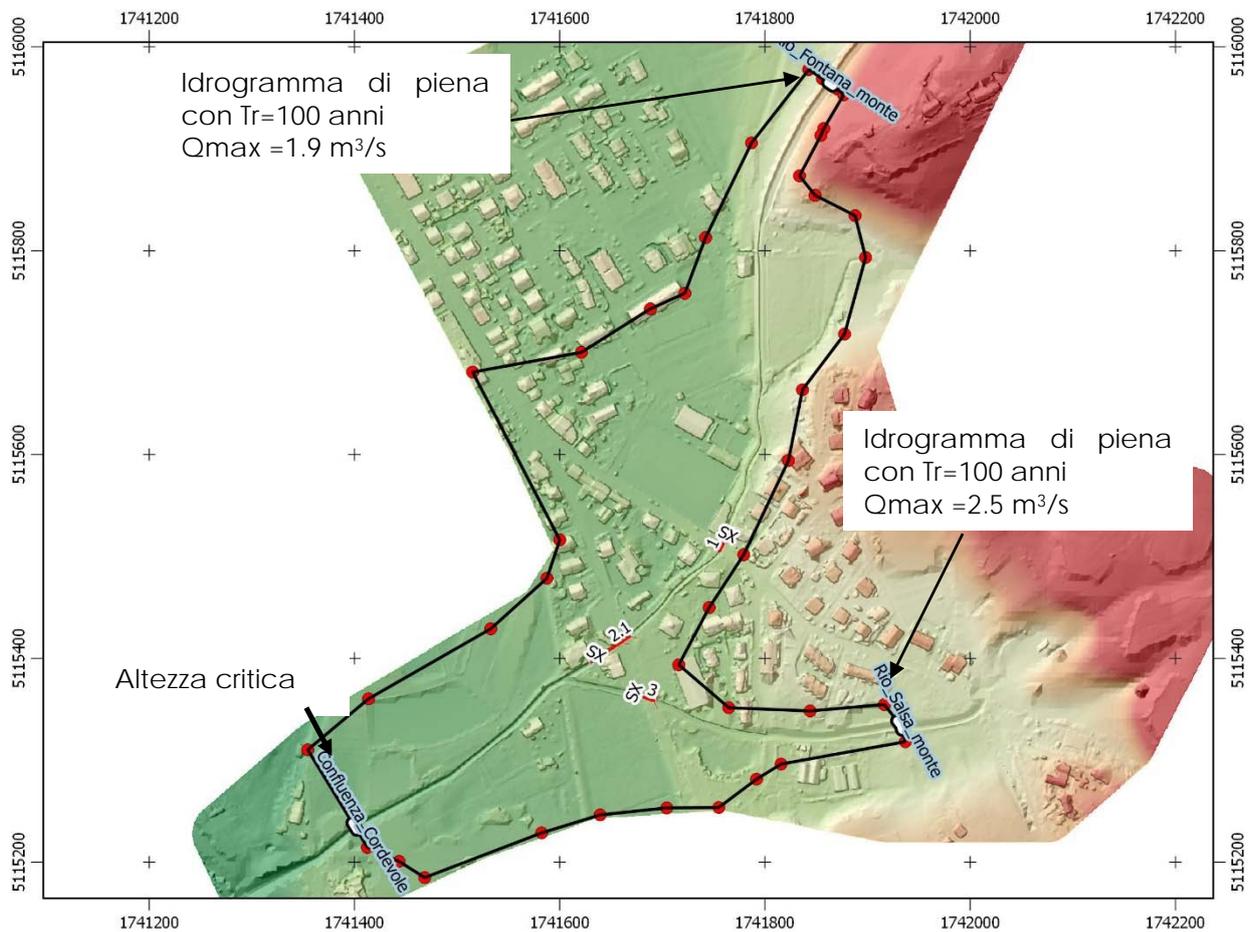


Figura 11-24 – Sintesi delle condizioni al contorno applicate

⁵ paragrafo 2.1.1.1 “la piena di riferimento”

11.7.6 Risultati ottenuti

Il modello idraulico ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo. Nei seguenti paragrafi si descrivono i risultati ottenuti nelle quattro configurazioni analizzate:

- Taratura del modello idraulico (evento del 31 Giugno – 1 Luglio)
- Stato di Fatto

11.7.6.1 Taratura del modello idraulico (evento del 31 Giugno – 1 Luglio 2016)

Come precedentemente accennato, in occasione dell'evento del 31 Giugno – 1 Luglio 2016 si sono verificati degli allagamenti in corrispondenza dell'interferenza idraulica con la SR 203 "Agordina". Dalle simulazioni condotte è emerso che tali allagamenti avrebbero potuto verificarsi solo nel caso di parziale ostruzione delle tombinature di attraversamento dell'infrastruttura, rispettivamente del 50% per il Rio Fontana e del 65% per il Rio Salsa.

Pertanto si è ipotizzato che queste tombinature fossero ostruite. La seguente figura riporta in scala grafica l'involuppo delle massime altezze d'acqua in scala cromatica e dei massimi livelli idrometrici registrati nella ricostruzione dell'evento del 31 giugno – 1 Luglio 2016.

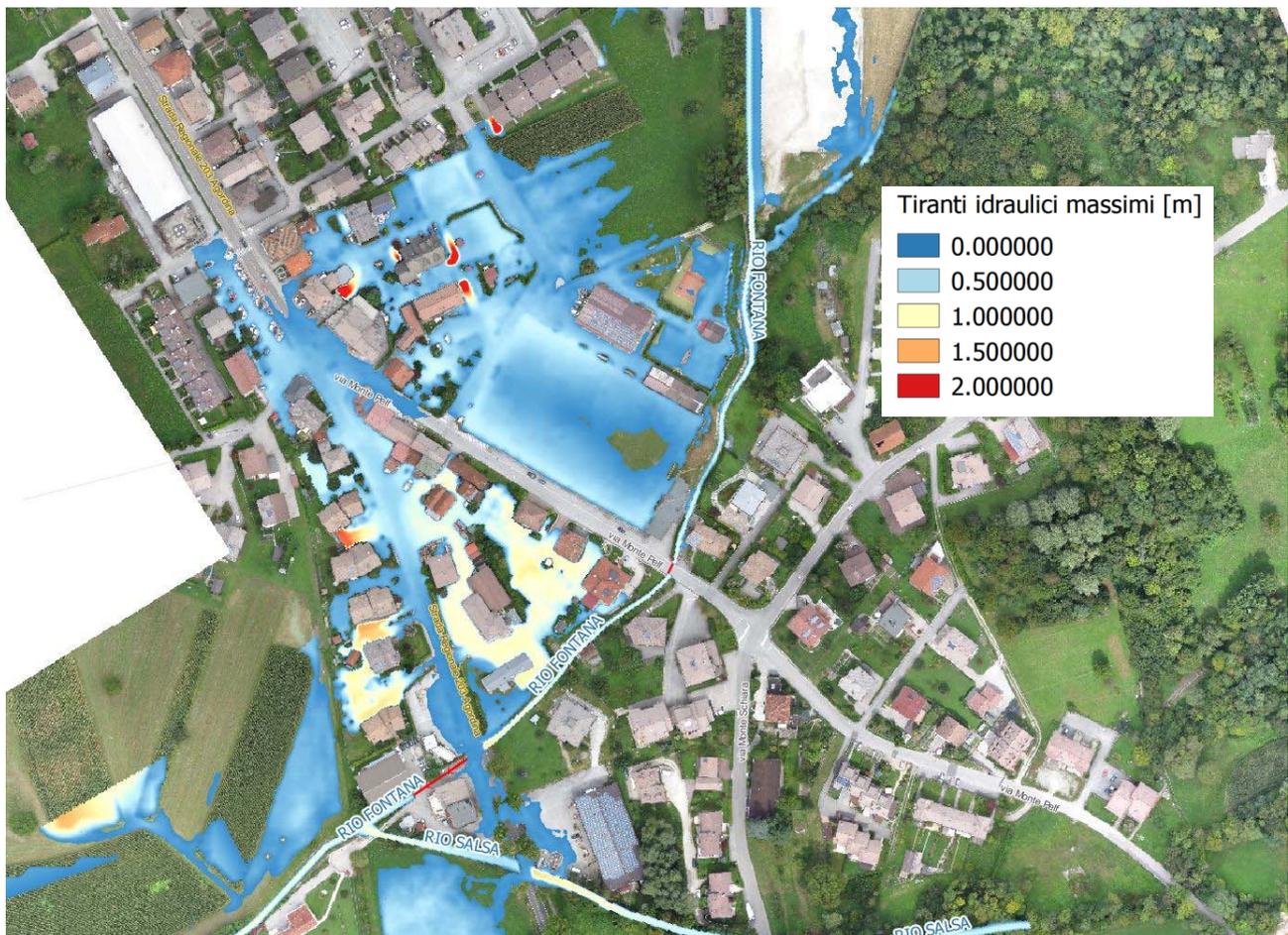


Figura 11-25 – Involuppo delle altezze d'acqua al suolo nella ricostruzione dell'evento del 30 giugno – 1 luglio 2016

In corrispondenza dell'interferenza con la SR 203, gli allagamenti coinvolgono gli edifici lungo la via fino all'incrocio con Via Monte Pelf, come osservato durante l'evento occorso.



Figura 11-28 – Area allagata lungo la SR 203 “Agordina”

11.7.6.2 Stato di fatto

Per meglio indagare la capacità di deflusso dei corsi d'acqua oggetto di indagine, è stata svolta una simulazione considerando le tombinate interferenti con la SR 203 non ostruite.

Come indicato nell'elaborato 3.2 e nella seguente figura, in questa configurazione, gli allagamenti coinvolgono le aree a monte di Via Monte Pelf, mentre le aree a valle non vengono lambite dalla piena.

Pertanto, mantenendo gli attraversamenti sgombri da materiale solido e liquido, gli attraversamenti esistenti sarebbero sufficienti allo smaltimento delle portate in arrivo senza dover ricorrere ad interventi di allargamento o di adeguamento della livelletta che potrebbero causare l'interruzione del flusso della viabilità e che a livello di competenza coinvolgerebbero il gestore dell'infrastruttura.



Figura 11-29 – Stralcio dell'elaborato 3.2 – Aree allagate in assenza di ostruzioni sugli attraversamenti della SR 203 "Agordina"

11.8 Studio idraulico del Torrente Landrisio

In questo paragrafo si riporta lo studio idraulico del Torrente Landrisio nei pressi dell'abitato di Landris e della SR203 Agordina.

Per indagare gli effetti che produrrebbero gli idrogrammi di portata calcolati nei paragrafi precedenti nella rete idraulica in progetto è stata condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia).

11.8.1 Modello bidimensionale

Come accennato, è stato messo a punto un modello idraulico bidimensionale a moto vario del nodo idraulico Rio Landrisio – attraversamento della SR 203 Agordina.

Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, è stato implementato il modello idraulico dell'interferenza oggetto di studio.

Il dominio indagato è stato discretizzato con una griglia di 720 000 celle quadrate di lato 1.00 m, rappresentato in Figura 11-20.

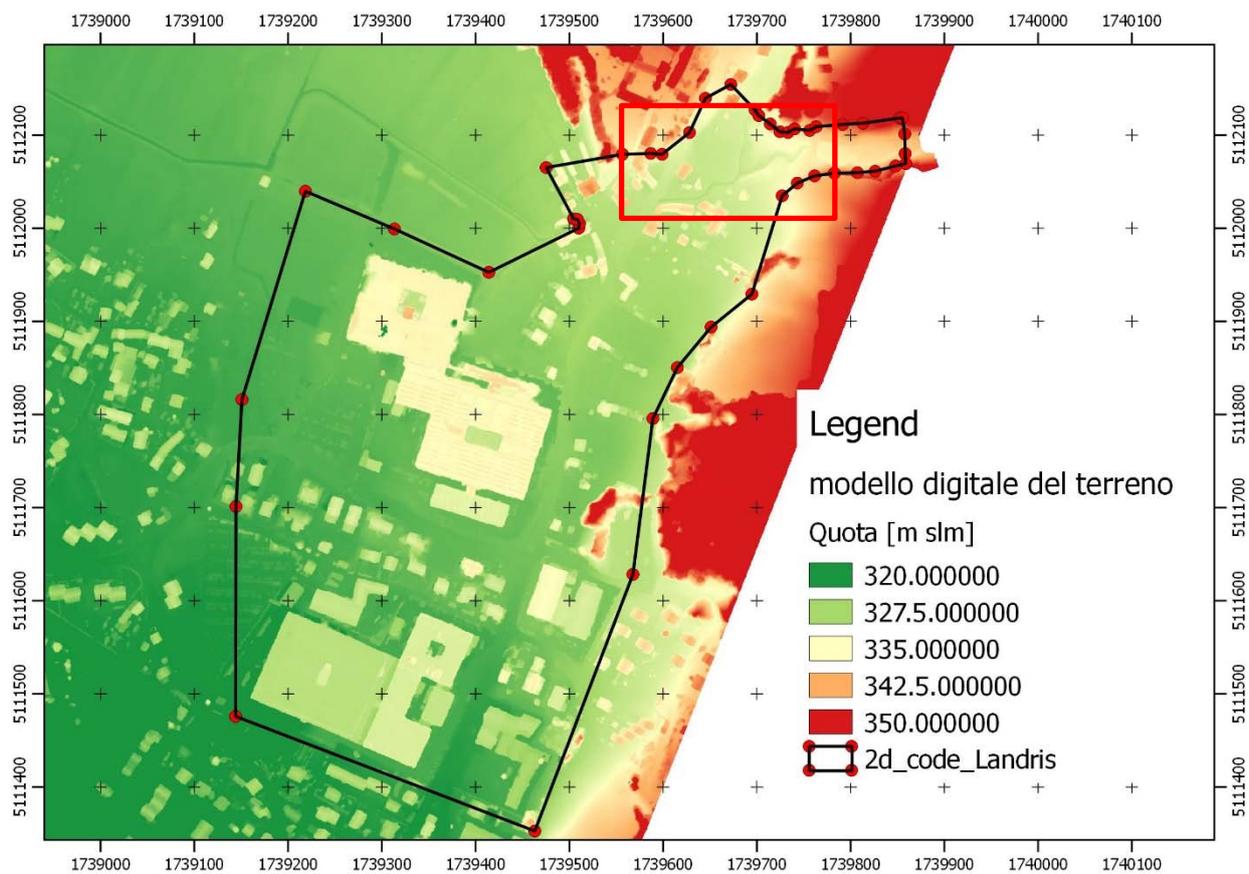


Figura 11-30 – Modello bidimensionale del Rio Landrisio

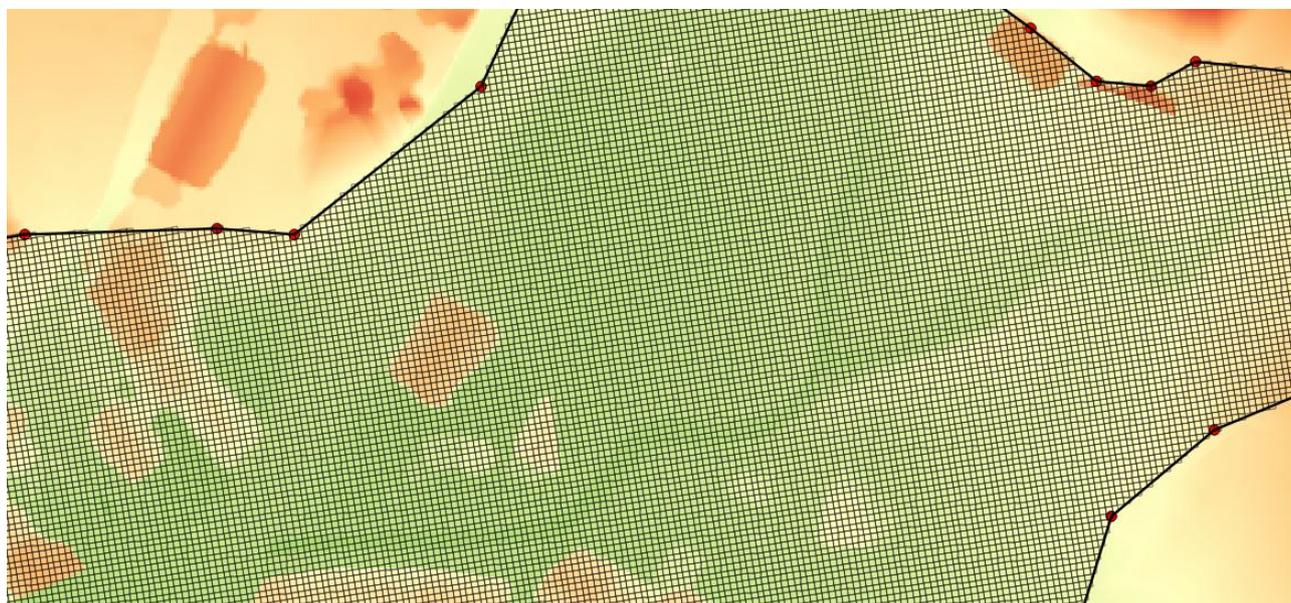


Figura 11-31 – Modello bidimensionale del Rio Landrisio

11.8.2 Modello monodimensionale

La rete bidimensionale a cielo libero è stata collegata alla rete delle tombinature esistenti rilevate. In particolare sono stati inseriti 3 tratti di tombinatura riportati nella seguente la cui geometria è descritta nella seguente Tabella.

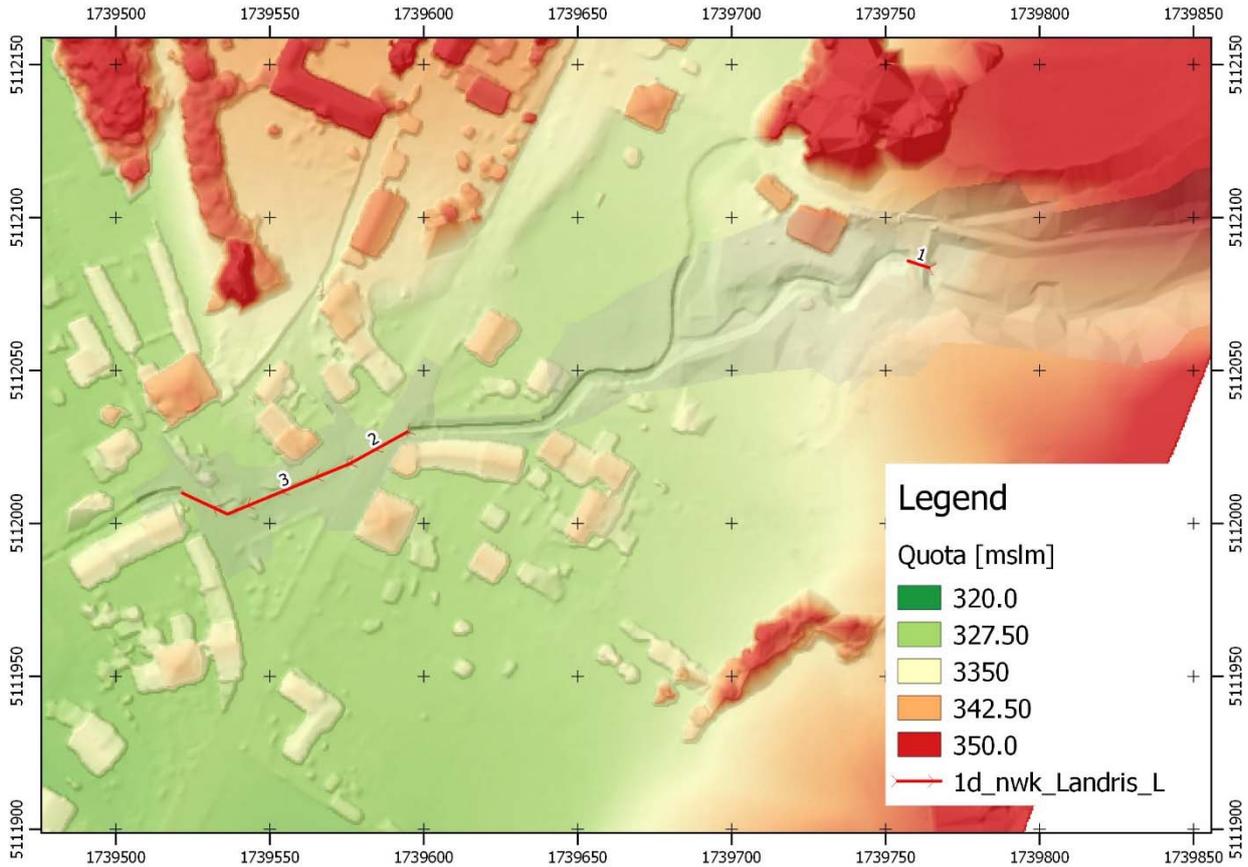


Figura 11-32 – Rete monodimensionale dei canali a cielo libero e tombinati

Tabella 42 - Geometria delle tombinature da dbf e parametri caratteristici associati

ID	Len_or_ANA	n_nF_Cd	US_Invert	DS_Invert	pBlockage	Width_or_D	Height_or_	Number_of
1	6.96880	0.01300	334.60000	334.01000		1.00000		1
2	21.28149	0.01300	328.60000	328.28000		2.00000	1.20000	1
3	59.03036	0.01300	328.26000	327.21000		1.00000		2

Oltre ai dati geometrici il file dbf riporta i coefficienti di perdita localizzata di imbocco (0.5) e di sbocco assunto pari a 1, e la percentuale di sezione bloccata (pblockage).

11.8.3 Accoppiamento dei modelli

La procedura di accoppiamento dei modelli modo e bidimensionale prevede l’inserimento di linee, punti o superfici dove ci può essere uno scambio di portata tra le componenti 1D e quelle 2D. Questa procedura, apparentemente complicata, è estremamente logica e permette al modellista di cambiare l’orientamento e la dimensione delle celle 2D senza dover cambiare gli oggetti che definiscono l’interazione tra i due modelli. Si rimanda alla descrizione del paragrafo 11.7.3. Nella seguente Figura 11-22 si riporta lo schema dell’accoppiamento dei modelli.

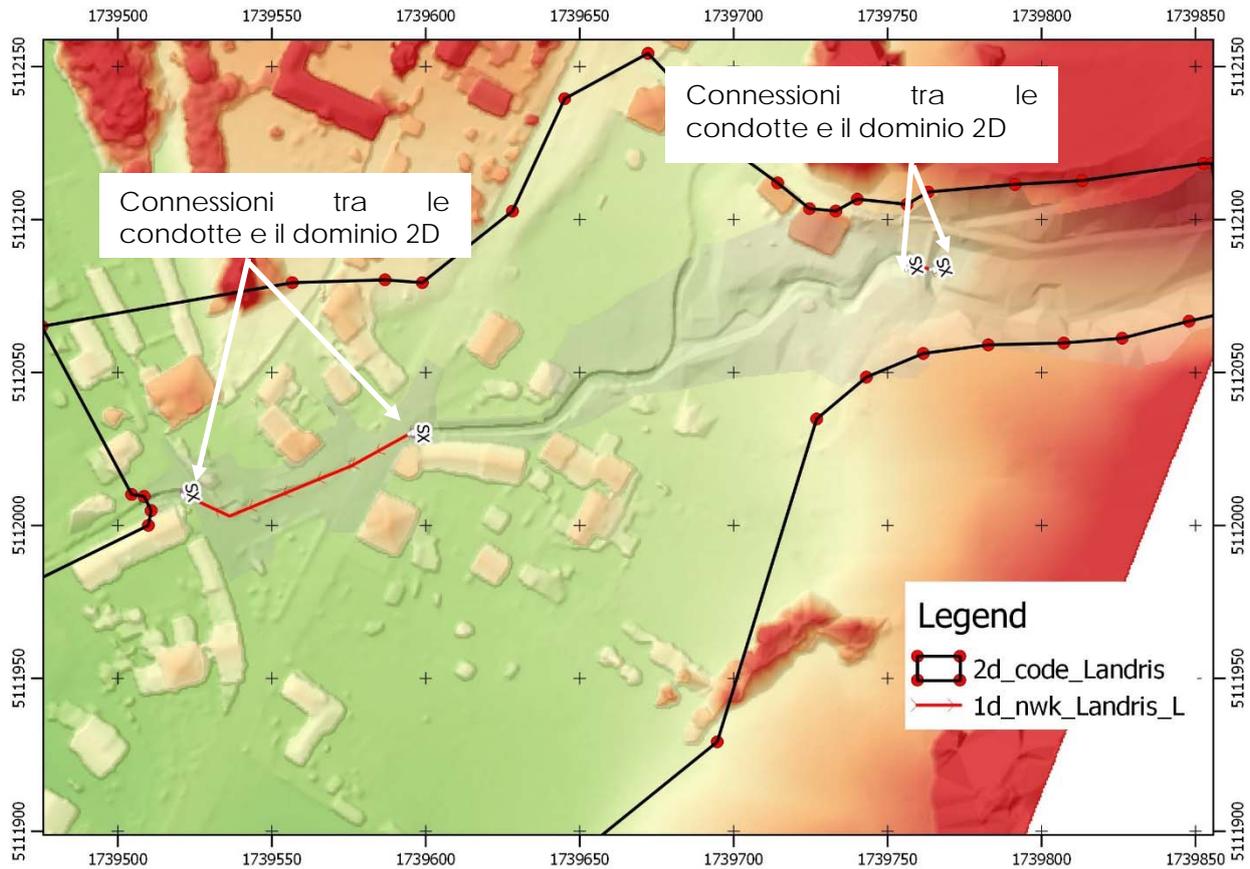


Figura 11-33 – Accoppiamento dei modelli

11.8.4 Scabrezza

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.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all’assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#).

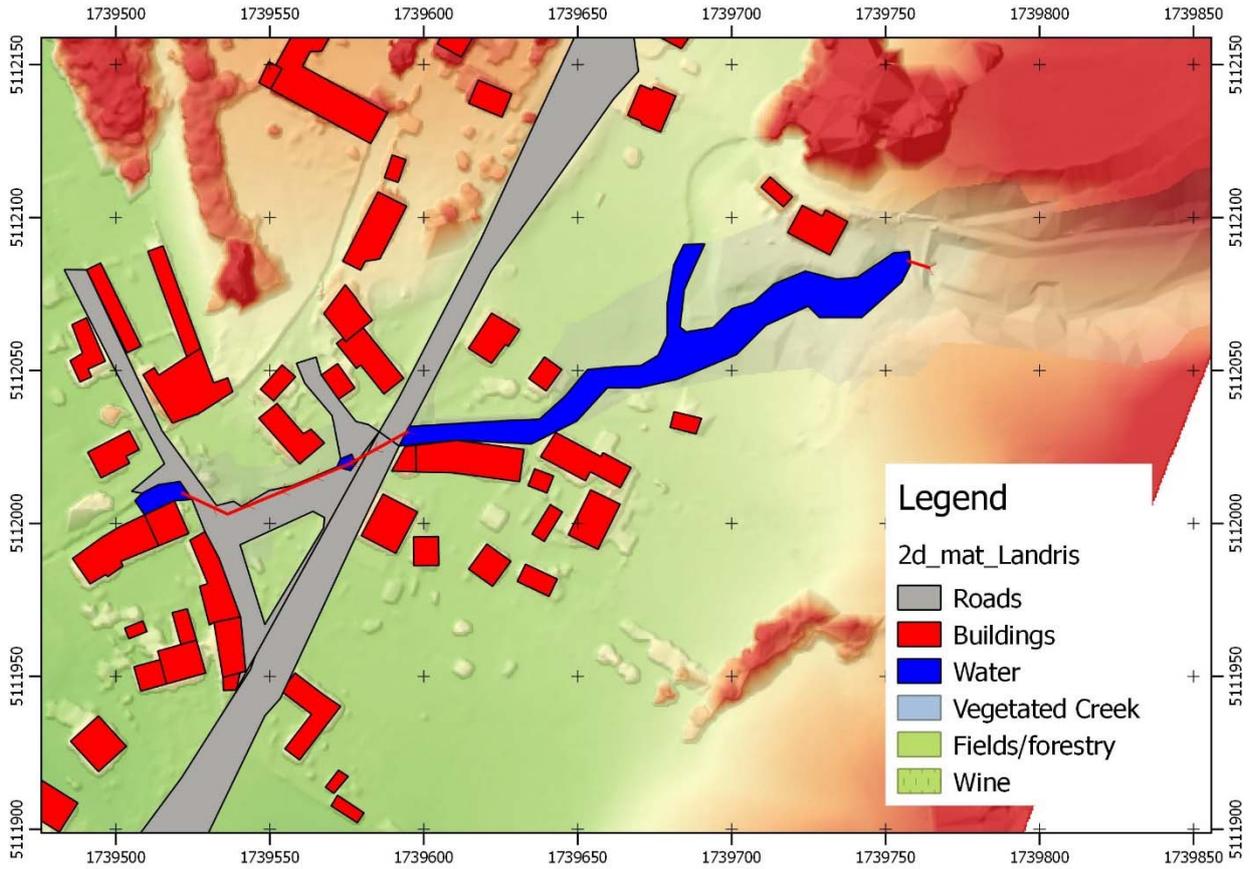


Figura 11-34 – Mappa delle scabrezze

11.8.5 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI⁶ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, l'evento preso come riferimento per la verifica di sicurezza dell'area è la piena con tempo di ritorno 100 anni.

L'idrogramma di piena corrispondente è stato ricavato nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica. Esso è riportato nella precedente Figura 7-23.

Come condizione di valle è stata assunta l'altezza critica a valle dello sbocco della condotta DN 800.

⁶ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

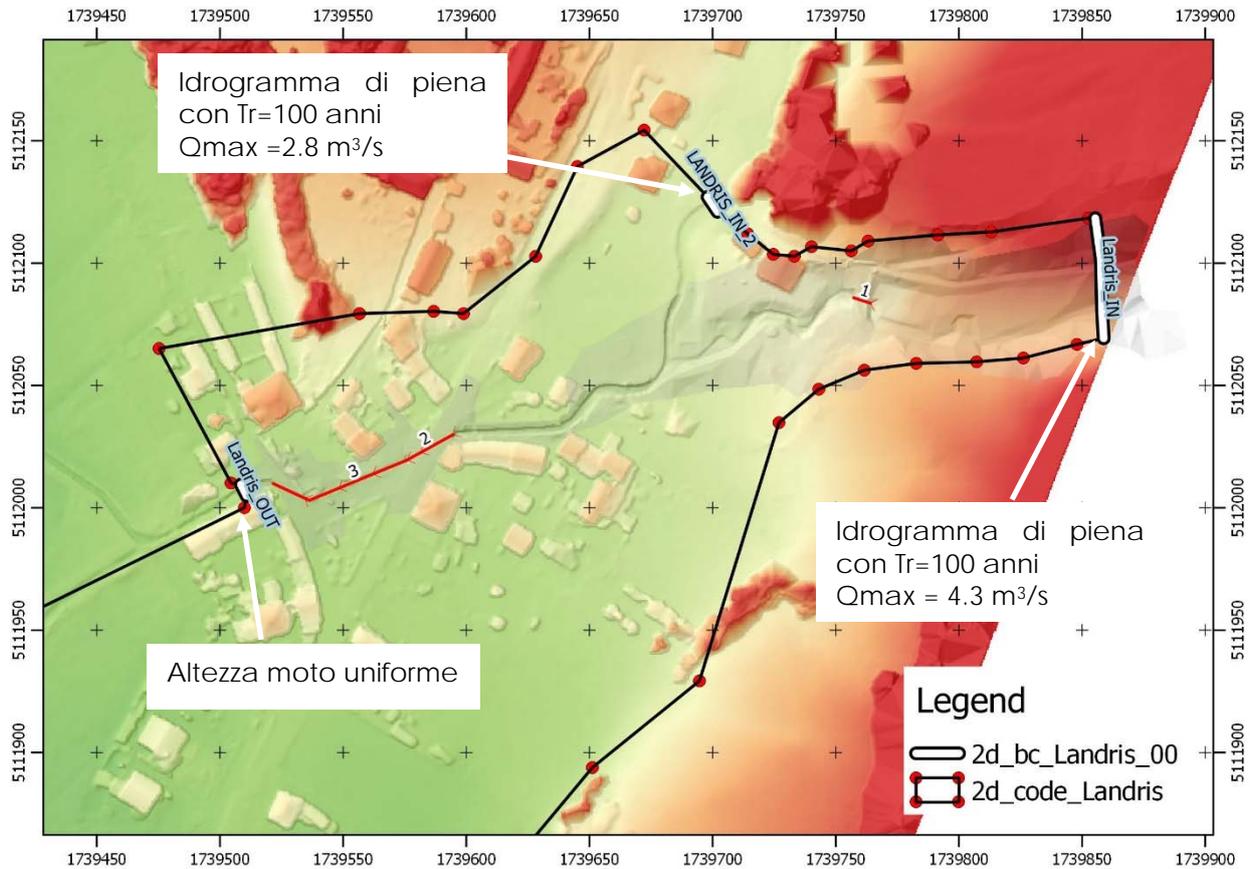


Figura 11-35 – Sintesi delle condizioni al contorno applicate

11.8.6 Risultati ottenuti

Il modello idraulico ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d’acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo. Nei seguenti paragrafi si descrivono i risultati ottenuti nelle quattro configurazioni analizzate:

- Stato di fatto
- Interventi previsti

11.8.6.1 Stato di fatto

L’analisi idraulica dello stato di fatto ha permesso di individuare alcune criticità che caratterizzano la situazione attuale.

Come nella figura seguente che riporta in scala grafica l’involuppo delle massime altezze d’acqua in scala cromatica e dei massimi livelli idrometrici registrati in occasione della piena centenaria allo stato di fatto, la piena in arrivo determina degli allagamenti vari sia in destra che in sinistra idrografica in località Landris.

Tali allagamenti coinvolgono la Sr 203 dall’abitato di Landris fino agli stabilimenti Luxottica 2 e 1, a valle dell’incrocio con Via Rudio fino a Via Marmolada.

Complessivamente viene interessata dall'allagamento una superficie di 34 000 m² (3.4 ha).

In particolare è stato possibile rilevare che, anche in piena efficienza idraulica, la doppia condotta Dn 1000 a valle dell'attraversamento della SR 203 fa fluire verso valle una portata massima di 5.44 m³/s a fronte di una portata massima in arrivo di 7.15 m³/s.

Tale valore è condizionato dal fatto che è stato calcolato nell'istante in cui a monte della condotta stessa regna una pressione di 50 cm di colonna d'acqua, che nel frattempo fuoriesce nell'ambiente circostante.

La condotta scatolare di monte, condizionata dall'insufficienza della doppia tombinatura descritta, riesce comunque a smaltire 5.7 m³/s. La differenza tra questa portata e la capacità di deflusso di valle genera una fuoriuscita di portata dal tratto a cielo libero di canale che raggiunge un picco di circa 0.27 m³/s.

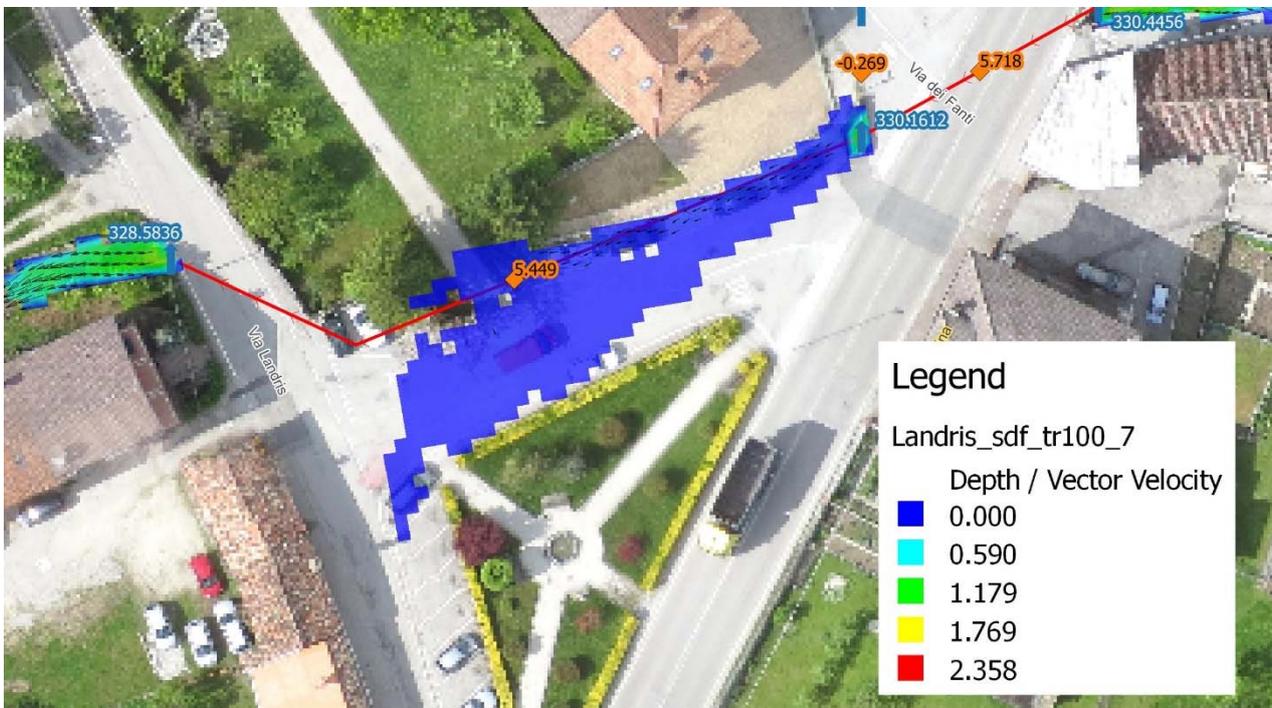


Figura 11-36 – Portate massime registrate all'interno delle tubazioni e fuoriuscita di portata dovuta all'insufficienza della doppia tombinatura di valle

Relativamente al reticolo idrografico di monte, è stato rilevato che, allo stato attuale, il tratto di rio Landrisio interposto tra la confluenza tra i due rii e l'attraversamento della SR 203 ha una capacità di deflusso che non supera i 5 m³/s, in completa efficienza idraulica.

Le portate che eccedono tale valore tendono a fuoriuscire in destra idrografica in un'area priva di edifici, ma anche in sinistra, interessando alcuni edifici dotati di piani interrati, per poi propagarsi verso valle, come indicato nell'elaborato grafico.

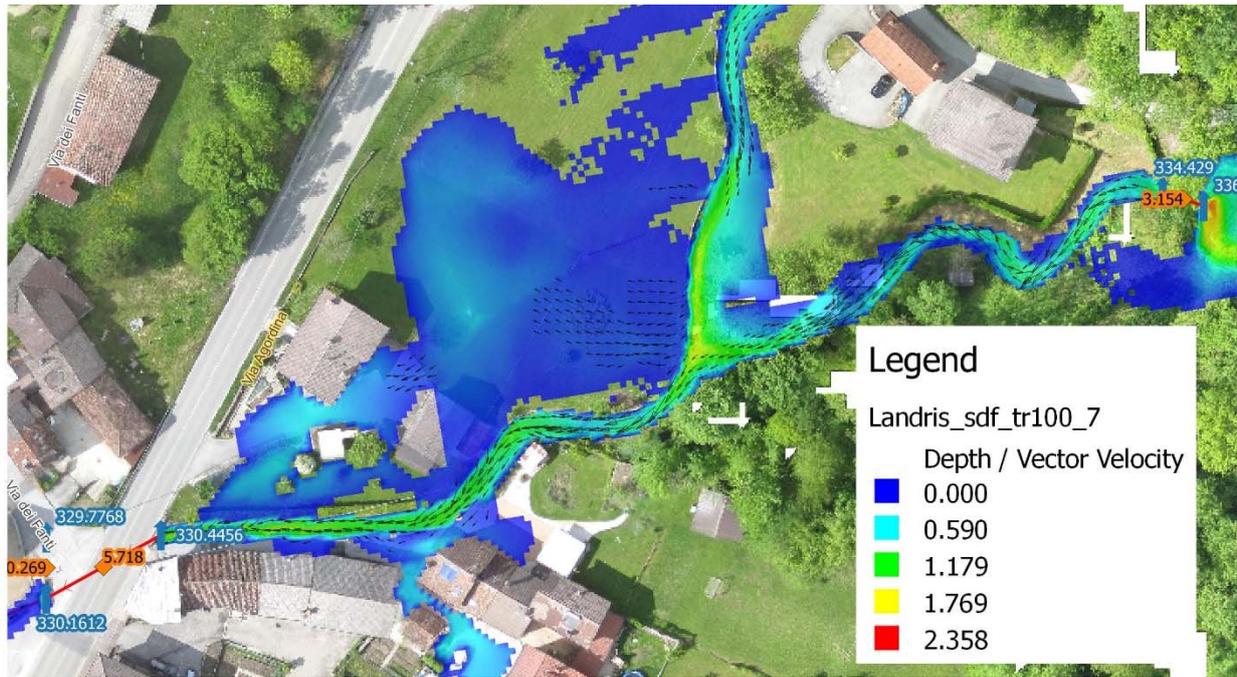


Figura 11-37 – Fuoriuscita di portata dovuta all'insufficienza di capacità di deflusso dell'alveo del rio Landrisio

11.8.6.2 Interventi previsti

Il comune sta procedendo con l'appalto del progetto esecutivo dell'" *Intervento di sistemazione idraulica del rio Landrisio mediante realizzazione di una vasca di accumulo a monte dell'abitato di Landris con rizezionatura delle tombinature – Intervento 3*" che dovrebbe risolvere le problematiche idrauliche del tratto in esame.

Si è proceduto a modellare la configurazione prevista dagli interventi. Analogamente a quanto precedentemente descritto allo stato attuale, la piena in arrivo determina degli allagamenti vari sia in destra che in sinistra idrografica in località Landris. I deflussi si espandono a monte dell'attraversamento per poi interessare la strada regionale.

Tuttavia gli allagamenti non interessano il territorio a Est dell'infrastruttura e ristagnano sui campi limitrofi alla strada.

In corrispondenza del tratto a cielo libero, il livello idrometrico massimo è più basso di 60 cm rispetto allo stato attuale, facendo incrementare la capacità di deflusso dell'attraversamento esistente della SR 203 da 5.7 a 6.4 m³/s.

La nuova condotta fa defluire a valle questa portata massima di 6.4 m³/s più altri 0.1 m³/s che vengono drenati dalle fuoriuscite di portata di monte che scorrono lungo la strada.

La pericolosità residua, determinata dalla differenza tra i 6.5 m³/s precedentemente determinati ed il picco della portata in arrivo, pari a 7.15 m³/s, provocano degli allagamenti che interessano una superficie complessiva di 18 000 m², come indicato nell'elaborato 2.2.2. precedentemente citato.

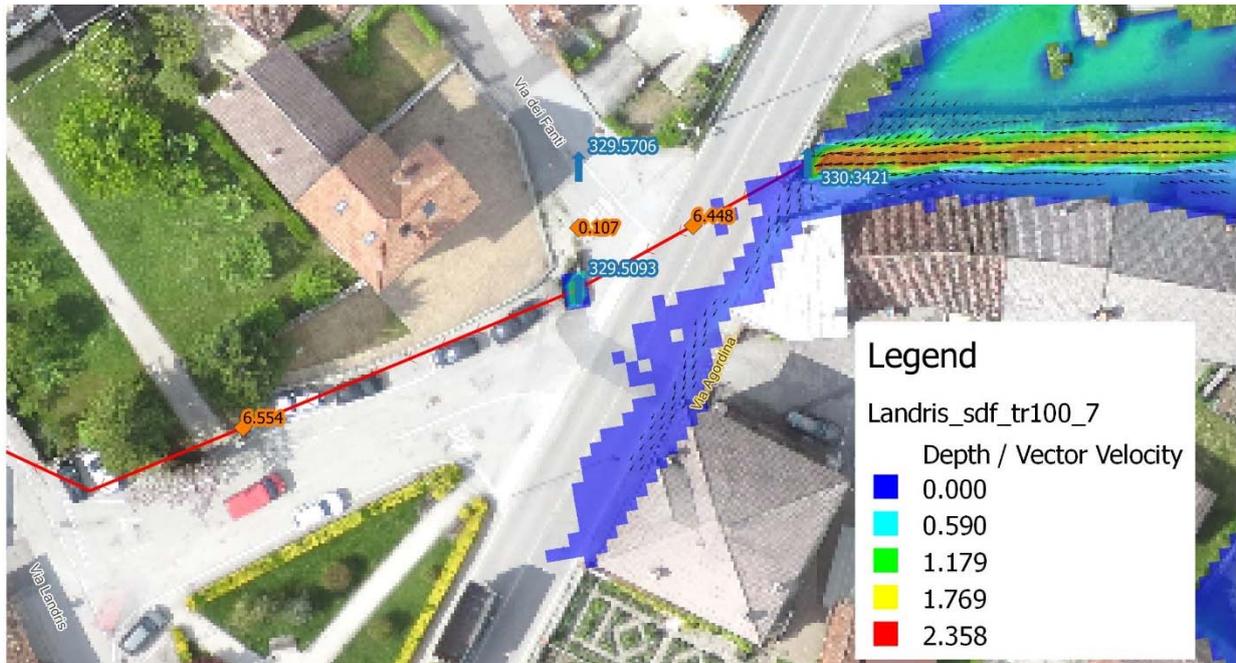


Figura 11-38 – Portate massime registrate all'interno delle tubazioni e fuoriuscite di portata dovute all'insufficienza dell'attraversamento della SR 203.

11.9 Studio idraulico del T. Gresal

Il torrente Gresal è il terzo corso d'acqua, dopo il fiume Piave e il Torrente Cordevole, di maggior importanza del territorio del Comune di Sedico, territorio che attraversa per quasi tutta la sua lunghezza interessando l'area industriale omonima, la strada statale per Belluno e diverse aree abitate.

Si è quindi predisposto un modello bidimensionale con il software TufLOW per verificare, utilizzando l'idrogramma di piena calcolato al capitolo 9, a livello idraulico il corso del torrente verificando le condizioni di deflusso e le aree a maggiore rischio allagamenti.

Il modello ha interessato l'asta del torrente Gresal dalla località Roe Basse fino alla confluenza nel fiume Piave.

11.9.1 Modello bidimensionale

Per l'implementazione del modello bidimensionale si è utilizzato il Rilievo Lidar, appositamente predisposto, dell'area in esame. Come visibile nella figura seguente, per le parti del dominio 2D non coperte dal DTM del Lidar si è utilizzato quello della Regione Veneto a maglie 5x5m.

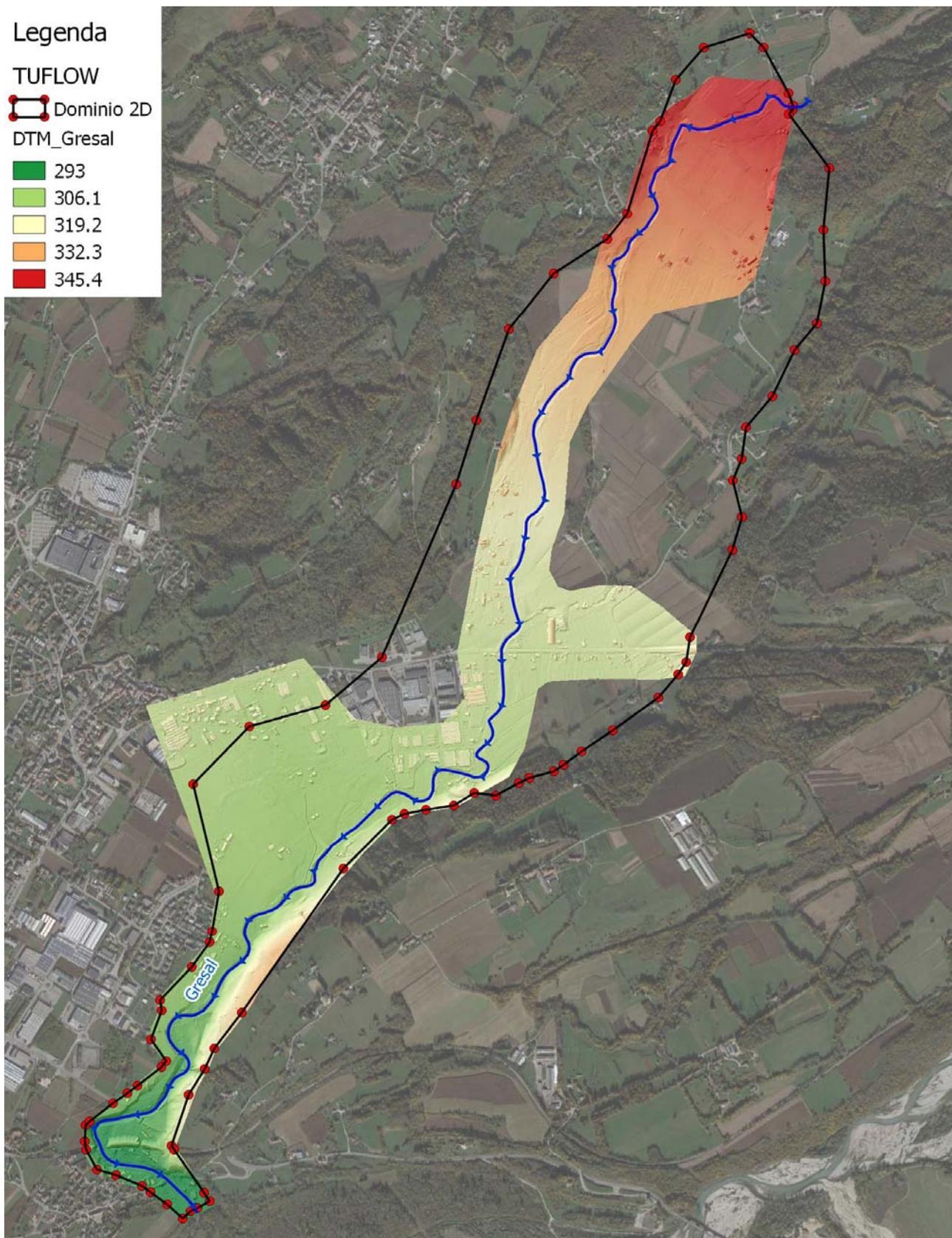


Figura 11-39: Dominio del modello bidimensionale del Torrente Gresal.

11.9.2 Scabrezza

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.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agriculture 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)

Di seguito si può vedere un estratto della mappa delle scabrezze con l'individuazione degli edifici, strade e delle zone d'alveo.

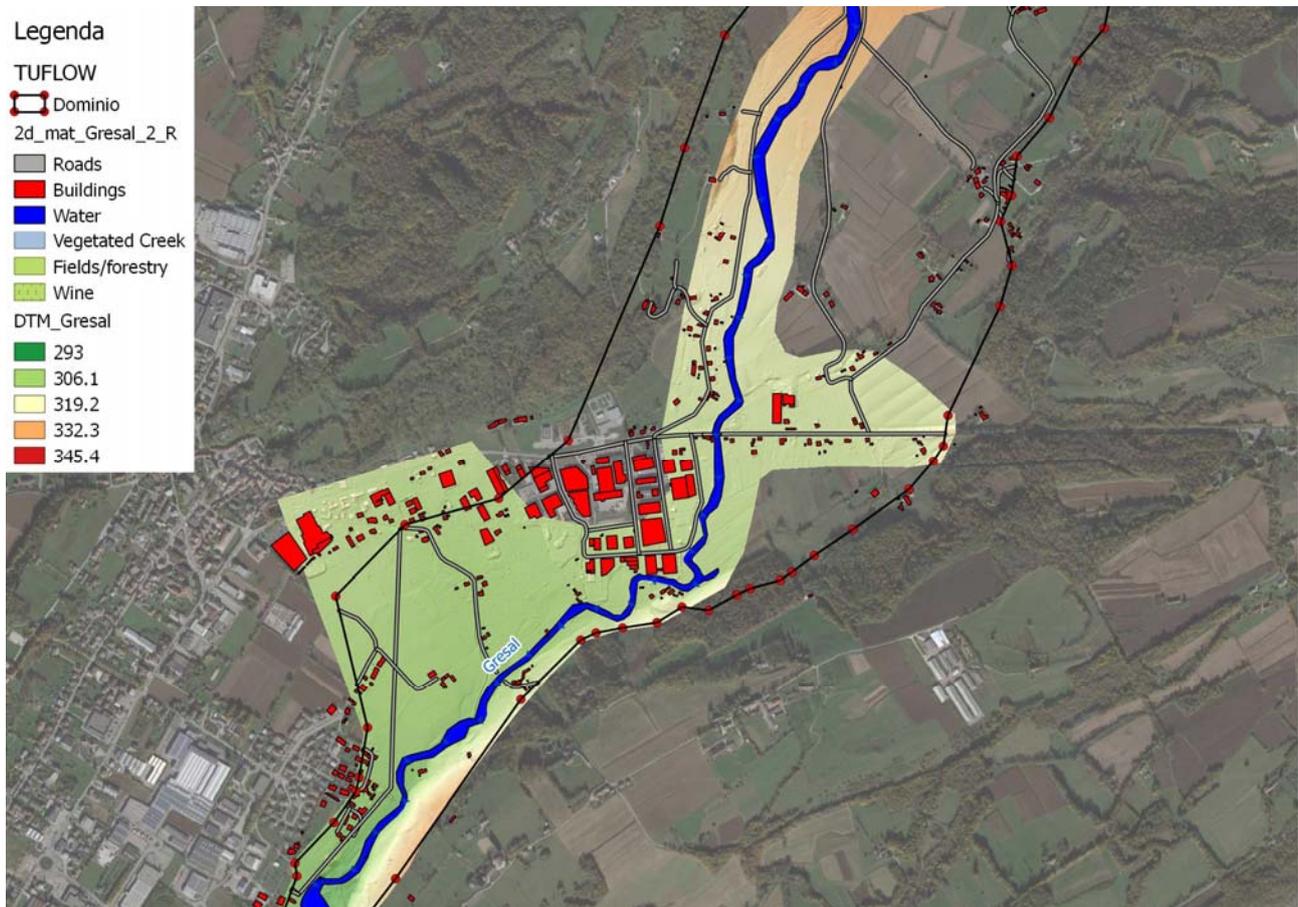


Figura 11-40 - Mappa delle scabrezze

11.9.3 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI⁷ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, l'evento preso come riferimento per la verifica di sicurezza dell'area è la piena con tempo di ritorno 100 anni.

L'idrogramma di piena corrispondente è stato ricavato nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica.

Come condizione di valle è stata indicata una pendenza normale ricavata dal modello digitale del terreno.

11.9.4 Risultati ottenuti

Il modello idraulico ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo. Nel seguente paragrafo si analizzano i risultati del modello del Torrente Gresal allo stato di fatto.

L'analisi idraulica dello stato di fatto ha permesso di individuare alcune criticità che caratterizzano la situazione attuale.

La figura seguente riporta in scala grafica l'involuppo delle massime altezze d'acqua in scala cromatica e dei massimi livelli idrometrici registrati in occasione della piena centenaria allo stato di fatto. Come visibile il modello ha calcolato un'area allagabile molto ampia, che interessa principalmente tutti i terreni in sponda sinistra del Gresal dalla località Roe Basse fino alla zona Industriale. Questo è determinato dall'insufficiente capacità di deflusso della sezione nel tratto in località Roe Basse. Nel tratto a valle la pendenza (1% circa) e la sezione sufficiente non determinano criticità idrauliche fino alla zona a monte della Strada Statale, circa 700 metri a monte lungo Via Roncada. Qui infatti le fuoriuscite, sia in sponda destra che sinistra, determinano allagamenti che si protraggono fino alla zona industriale.

Anche la zona industriale in sponda destra è interessata dall'allagamento. Dall'analisi infatti emerge che il tratto a valle della Strada Statale per Belluno presenta una pendenza del 0.6% salvo poi aumentare nuovamente (0.8%) fino alla confluenza in Piave.

Questo fatto, unito alla sezione d'alveo non adeguata, porta il fiume ad allagare le aree limitrofe.

⁷ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

Legenda

Altezze Idriche

Depth/Maximums
0.000
0.470
0.940
1.409
1.879
2.349
2.819
3.252
3.614

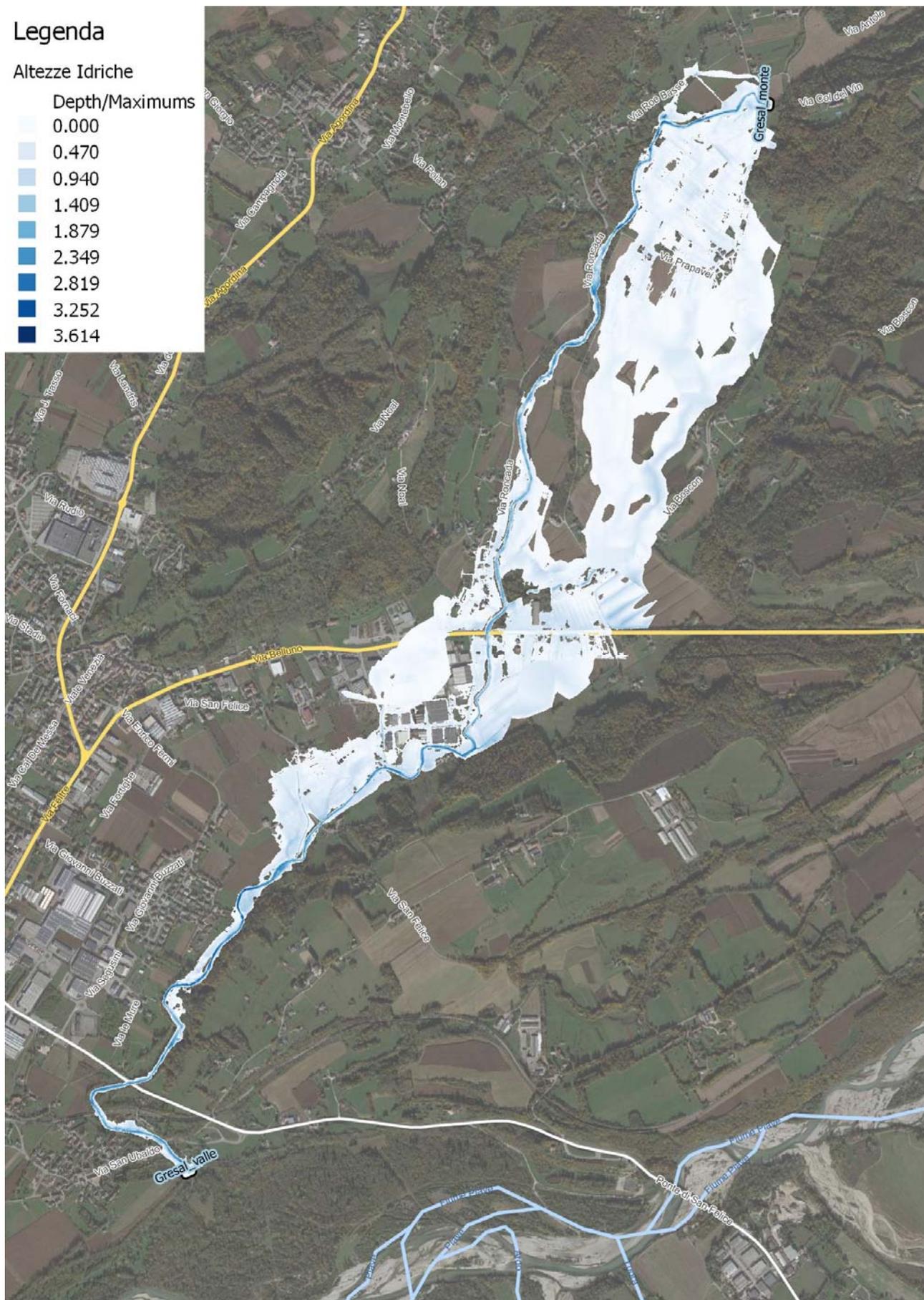


Figura 11-41 - Involuppo delle altezze d'acqua al suolo con evento Tr100 anni.

Legenda

Altezze Idriche

Depth/Maximums

- 0.000
- 0.470
- 0.940
- 1.409
- 1.879
- 2.349
- 2.819
- 3.252
- 3.614

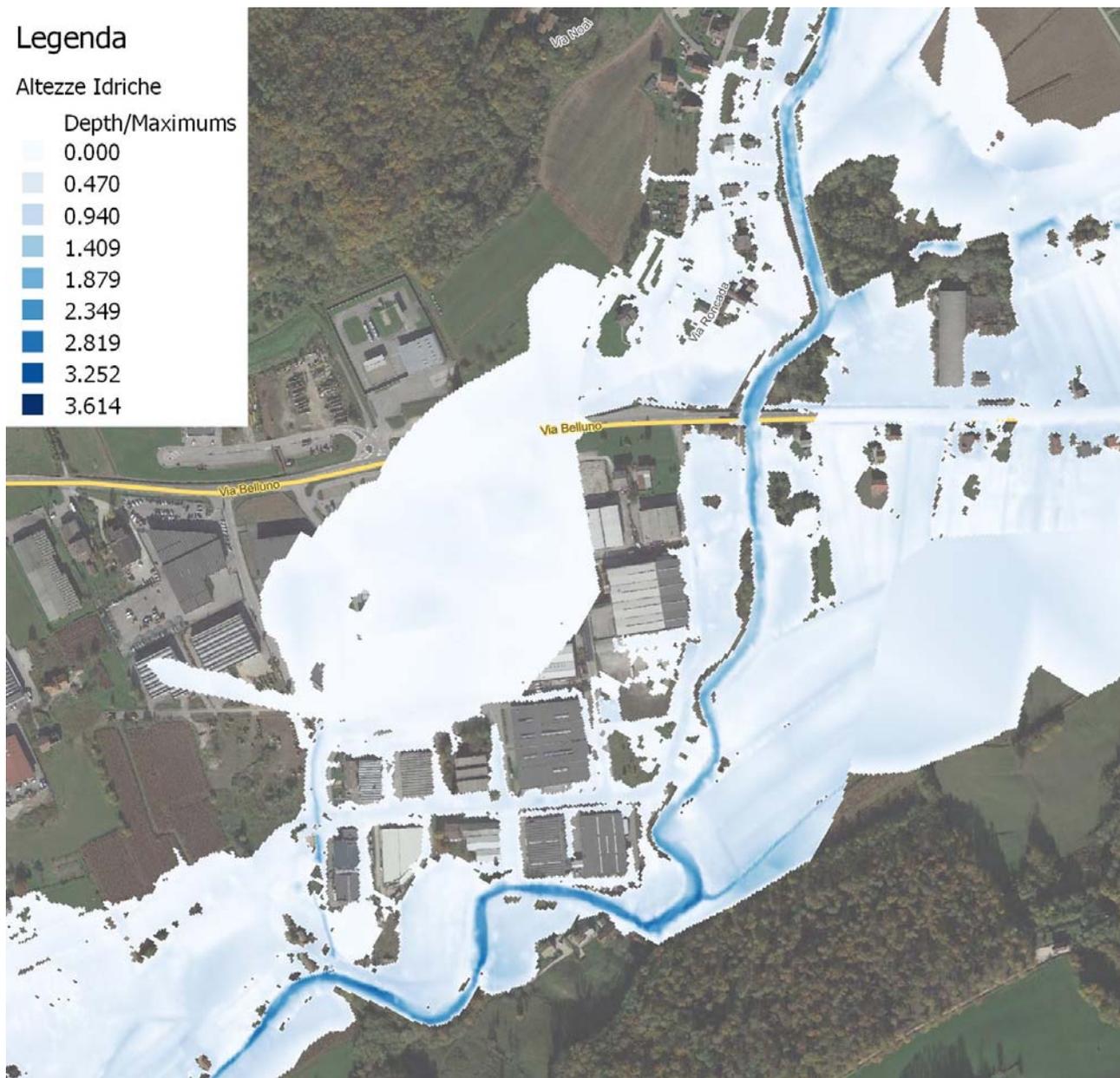


Figura 11-42 - Inviluppo delle altezze d'acqua al suolo con evento Tr100 anni -zona industriale Gresal.

11.10

Stu

dio idraulico Via Belluno

In questo paragrafo si riporta lo studio idraulico dei Rii afferenti lungo via Belluno a monte della zona industriale Gresal, così come richiesto dalle integrazioni della nota dell' U.O. Genio Civile di Belluno del 17/09/2018 prot. 375865.

Per indagare gli effetti che produrrebbero gli idrogrammi di portata calcolati nei paragrafi precedenti nella rete idraulica in progetto è stata condotta un' analisi idraulica utilizzando il modello matematico mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia).

11.10.1

Mo

dello bidimensionale

Come accennato, è stato messo a punto un modello idraulico mono-bidimensionale a moto vario dei corsi d'acqua scolanti il versante della collina di Noal e che intersecano Via Belluno, superandola con un tombinamento che prosegue fino al torrente Gresal.

Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, è stato implementato il modello idraulico dell'interferenza oggetto di studio, visibile nella seguente



Figura 11-43 – Modello bidimensionale del Via Belluno.

11.10.2

Mo

dello monodimensionale

La rete monodimensionale è formata da canali a cielo aperto, ovvero i tratti di fossati identificati dalle linee blu, e dalla rete tombinata, linea rossa. Come si può vedere a monte di Via Belluno i fossi vengono intercettati da tombinature che, dopo essersi unite, attraversano la strada statale e proseguono verso sud.

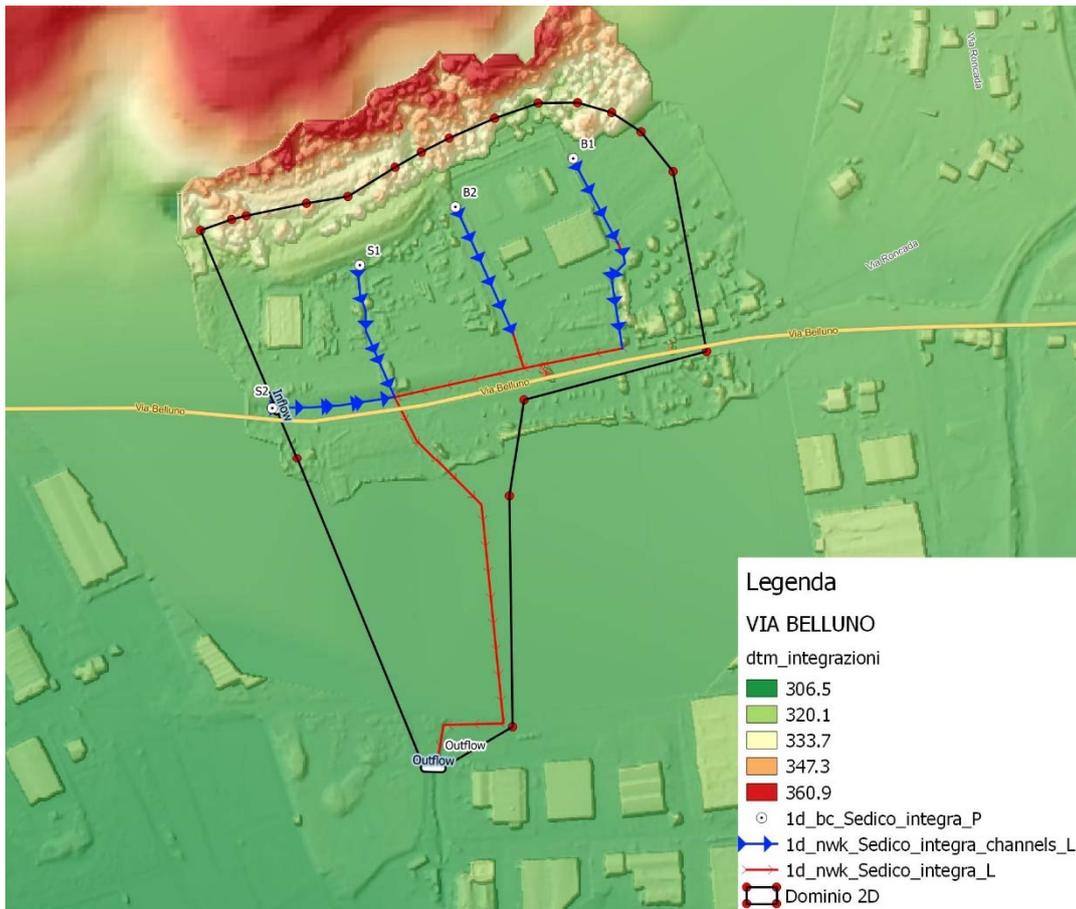


Figura 11-44 – Rete monodimensionale dei canali a cielo libero(blu) e tombinati(rosso)

11.10.3

Ac

coppiamento dei modelli

La procedura di accoppiamento dei modelli mono e bidimensionale prevede l’inserimento di linee, punti o superfici dove ci può essere uno scambio di portata tra le componenti 1D e quelle 2D. Questa procedura, apparentemente complicata, è estremamente logica e permette al modellista di cambiare l’orientamento e la dimensione delle celle 2D senza dover cambiare gli oggetti che definiscono l’interazione tra i due modelli. Si rimanda alla descrizione del paragrafo 11.7.3.

11.10.4**Sca****brezza**

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.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), $K_s = 12.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.08$ di Manning) per le aree ricoperte da alberi e $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agriculture 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)

11.10.5**Co****ndizioni al contorno**

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI⁸ allegata alla delibera n.3 del CI del 9 novembre 2012, l'evento preso come riferimento per la verifica di sicurezza dell'area è la piena con tempo di ritorno 100 anni.

L'idrogramma di piena corrispondente è stato ricavato nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica.

Come condizione di valle è stata indicata una pendenza normale ricavata dal modello digitale del terreno.

11.10.6**Risu****Itati ottenuti**

Il modello idraulico ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo.

⁸ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

L'analisi idraulica ha evidenziato che le principali criticità idrauliche si verificano a monte di Via Belluno a causa soprattutto dell'insufficienza della rete di fossi (e del loro scarso stato manutentivo) ed in secondo luogo per la presenza dei tombinamenti.

La mappa dei tiranti idrici evidenzia come gli allagamenti si verifichino soprattutto a monte di Via Belluno e non interessino le aree poste a sud.

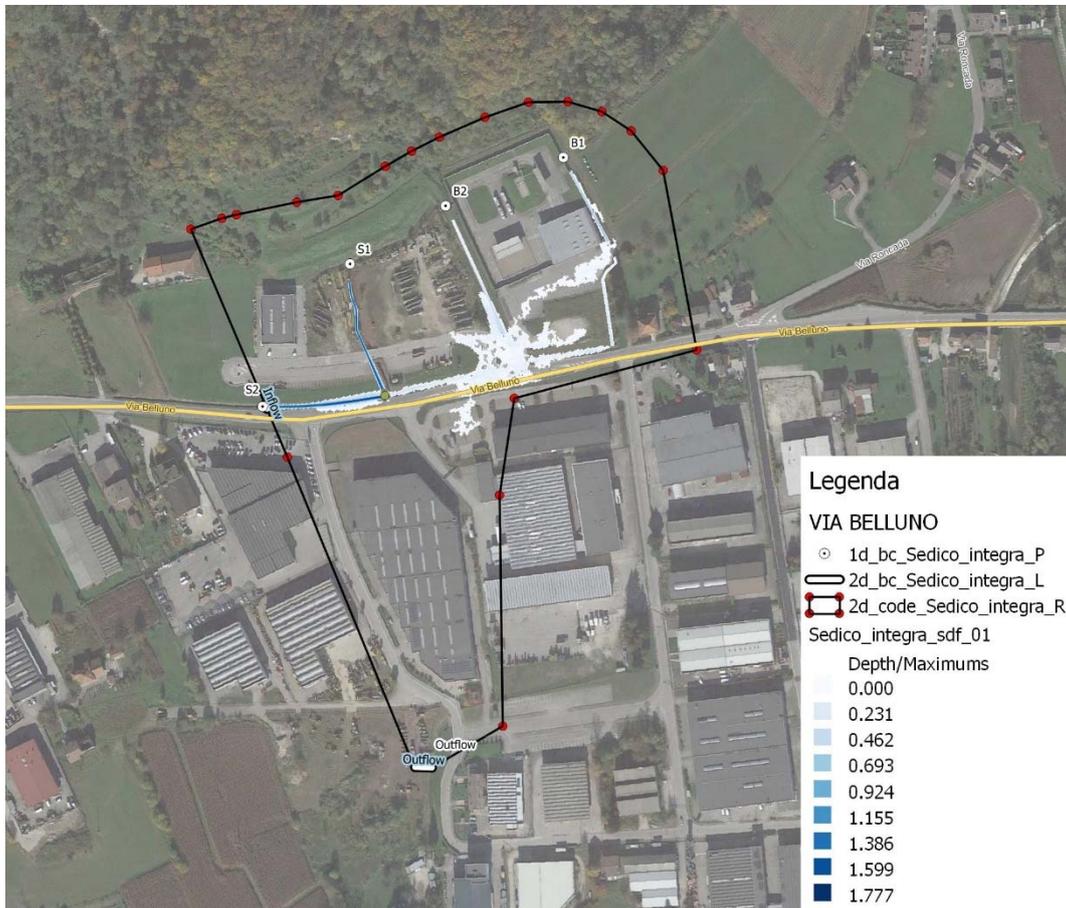


Figura 11-45 - Involuppo delle altezze d'acqua al suolo con evento Tr100 anni.

12 DESCRIZIONE DELI INTERVENTI

Gli interventi oggetto del PAT sono 227 e risultano principalmente dislocati nelle porzioni centrali e meridionali del territorio comunale.

Gli interventi sono suddivisi in tre tipologie principali, Lotti liberi, aree di espansione e Servizi di progetto, e sono stati classificati secondo la loro superficie secondo quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009, con il criterio indicato nella seguente Tabella 43, come descritto nelle tabelle seguenti.

Tabella 43 – Criterio per la classificazione degli interventi in base alla superficie coinvolta (DGR 2948/2009)

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

Si riportano quindi per tutti i Lotti e le Aree di Espansioni le indicazioni in merito alle superfici delle aree e alle Classi di Intervento in cui ricadono. Per quanto riguarda le aree di espansione e i servizi di progetto si riportano anche le indicazioni in merito al grado di copertura massima indicato dal Piano.

Tabella 44 – Classificazione degli interventi su Lotti Liberi in base alla superficie coinvolta (DGR 2948/2009)

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento
1	L_03	Lotto libero	595	0
2	L_04	Lotto libero	892	0
3	L_05	Lotto libero	2285	1
4	L_06	Lotto libero	955	0
5	L_07	Lotto libero	574	0
6	L_08	Lotto libero	555	0
7	L_09	Lotto libero	895	0
8	L_10	Lotto libero	2960	1
12	L_11	Lotto libero	1603	1
14	L_12	Lotto libero	1628	1
15	L_13	Lotto libero	1459	1
16	L_14	Lotto libero	668	0
17	L_15	Lotto libero	392	0
18	L_16	Lotto libero	359	0
21	L_17	Lotto libero	1363	1
22	L_18	Lotto libero	1926	1
23	L_19	Lotto libero	2699	1
24	L_20	Lotto libero	3605	1
25	L_21	Lotto libero	2111	1
26	L_22	Lotto libero	1146	1
27	L_23	Lotto libero	2109	1
29	LP_06	Lotto libero	3461	1
30	L_01	Lotto libero	12329	2
31	L_24	Lotto libero	1319	1

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m²]	Classe di intervento
32	L_25	Lotto libero	1884	1
33	L_26	Lotto libero	3472	1
34	L_27	Lotto libero	709	0
35	L_28	Lotto libero	4429	1
36	L_29	Lotto libero	1299	1
37	L_30	Lotto libero	2553	1
38	LP_07	Lotto libero	9937	1
39	L_31	Lotto libero	646	0
40	L_32	Lotto libero	932	0
41	L_33	Lotto libero	2044	1
42	L_34	Lotto libero	1127	1
43	L_35	Lotto libero	914	0
44	L_36	Lotto libero	1641	1
45	L_37	Lotto libero	8432	1
46	LP_08	Lotto libero	1018	1
47	L_38	Lotto libero	518	0
48	L_39	Lotto libero	516	0
49	L_40	Lotto libero	971	0
51	L_41	Lotto libero	1038	1
52	L_42	Lotto libero	697	0
53	L_43	Lotto libero	768	0
54	L_44	Lotto libero	1248	1
55	L_45	Lotto libero	1238	1
56	L_46	Lotto libero	2818	1
57	L_47	Lotto libero	8609	1
58	L_48	Lotto libero	1371	1
59	L_49	Lotto libero	1693	1
60	L_50	Lotto libero	8693	1
63	L_51	Lotto libero	2012	1
64	L_52	Lotto libero	1763	1
65	L_53	Lotto libero	1336	1
66	L_54	Lotto libero	1035	1
67	L_55	Lotto libero	885	0
68	L_56	Lotto libero	1040	1
69	L_57	Lotto libero	2559	1
70	L_02	Lotto libero	7121	1
71	LP_19	Lotto libero	2392	1
72	L_58	Lotto libero	3807	1
73	LP_18	Lotto libero	1896	1
75	L_59	Lotto libero	939	0
76	L_60	Lotto libero	680	0
77	L_61	Lotto libero	652	0
78	L_62	Lotto libero	6926	1
79	L_63	Lotto libero	917	0
80	L_64	Lotto libero	696	0
81	L_65	Lotto libero	1122	1
82	L_66	Lotto libero	2255	1
83	L_67	Lotto libero	1924	1
84	L_68	Lotto libero	1003	1
85	L_69	Lotto libero	1306	1
87	L_70	Lotto libero	3353	1
88	L_71	Lotto libero	5268	1
89	L_72	Lotto libero	1603	1
90	L_73	Lotto libero	7698	1
92	L_74	Lotto libero	2188	1
93	L_75	Lotto libero	3135	1
95	L_76	Lotto libero	1526	1
96	L_77	Lotto libero	1246	1

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m²]	Classe di intervento
97	L_78	Lotto libero	2526	1
98	L_79	Lotto libero	637	0
99	L_80	Lotto libero	1238	1
100	L_81	Lotto libero	4256	1
101	L_82	Lotto libero	569	0
102	L_83	Lotto libero	524	0
103	L_84	Lotto libero	1452	1
104	L_85	Lotto libero	466	0
105	L_86	Lotto libero	534	0
106	L_87	Lotto libero	576	0
107	L_88	Lotto libero	471	0
108	L_89	Lotto libero	605	0
109	L_90	Lotto libero	1143	1
110	L_91	Lotto libero	1446	1
111	L_92	Lotto libero	2156	1
113	L_93	Lotto libero	1282	1
114	L_94	Lotto libero	703	0
115	L_95	Lotto libero	1524	1
118	L_96	Lotto libero	2321	1
119	L_97	Lotto libero	920	0
120	L_98	Lotto libero	974	0
121	L_99	Lotto libero	1191	1
122	L_100	Lotto libero	1073	1
123	L_101	Lotto libero	909	0
124	L_102	Lotto libero	542	0
125	L_103	Lotto libero	1066	1
126	L_104	Lotto libero	1297	1
127	L_105	Lotto libero	3555	1
128	L_106	Lotto libero	2025	1
129	L_107	Lotto libero	873	0
130	L_108	Lotto libero	1982	1
131	L_109	Lotto libero	725	0
132	L_110	Lotto libero	994	0
133	L_111	Lotto libero	1122	1
134	L_112	Lotto libero	3155	1
135	L_113	Lotto libero	1164	1
136	L_114	Lotto libero	1944	1
137	L_115	Lotto libero	1721	1
138	L_116	Lotto libero	1588	1
139	L_117	Lotto libero	2689	1
140	L_118	Lotto libero	918	0
142	L_119	Lotto libero	765	0
143	L_120	Lotto libero	2033	1
144	L_121	Lotto libero	1516	1
145	L_122	Lotto libero	885	0
146	L_123	Lotto libero	593	0
148	L_124	Lotto libero	1117	1
151	L_125	Lotto libero	1706	1
152	L_126	Lotto libero	1169	1
154	L_127	Lotto libero	349	0
155	L_128	Lotto libero	977	0
156	L_129	Lotto libero	899	0
157	L_130	Lotto libero	555	0
158	L_131	Lotto libero	476	0
159	L_132	Lotto libero	1962	1
160	L_133	Lotto libero	1117	1
161	L_134	Lotto libero	549	0
162	L_135	Lotto libero	724	0

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m²]	Classe di intervento
163	L_136	Lotto libero	7252	1
164	L_137	Lotto libero	2553	1
165	L_138	Lotto libero	1089	1
166	L_139	Lotto libero	710	0
167	L_140	Lotto libero	658	0
168	L_141	Lotto libero	577	0
169	L_142	Lotto libero	5873	1
170	L_143	Lotto libero	2729	1
171	L_144	Lotto libero	1229	1
172	L_145	Lotto libero	726	0
173	L_146	Lotto libero	6355	1
174	L_147	Lotto libero	573	0
175	LP_11	Lotto libero	5162	1
176	LP_10	Lotto libero	3812	1
177	LP_13	Lotto libero	10134	2
178	LP_14	Lotto libero	5808	1
180	LP_17	Lotto libero	3839	1
181	LP_16	Lotto libero	6089	1
182	LP_15	Lotto libero	5942	1
184	LP_09	Lotto libero	4193	1
185	LP_05	Lotto libero	11389	2
186	LP_04	Lotto libero	2347	1
187	LP_03	Lotto libero	4434	1
193	LP_01	Lotto libero	16811	2
194	LP_02	Lotto libero	9140	1
196	L_158	Lotto libero	5411	1
197	LP_21	Lotto libero	4630	1
198	LP_20	Lotto libero	1882	1
199	LP_22	Lotto libero	1411	1
200	LP_12	Lotto libero	1560	1
201	L_148	Lotto libero	2248	1
202	L_149	Lotto libero	588	0
203	L_150	Lotto libero	2651	1
204	L_151	Lotto libero	1336	1
205	L_152	Lotto libero	1168	1
206	L_153	Lotto libero	565	0
207	L_154	Lotto libero	581	0
208	L_155	Lotto libero	1074	1
209	L_156	Lotto libero	2384	1
210	L_157	Lotto libero	1107	1

Tabella 45 - Classificazione degli interventi di espansione in base alla superficie coinvolta (DGR 2948/2009)

<i>ID</i>	<i>CODICE AREA</i>	<i>DENOMINAZIONE</i>	<i>Superficie S[m²]</i>	<i>Classe di intervento</i>
211	EP_01	Area Espansione: IC=60%	15959	2
212	EP_02	Area Espansione: IC=60%	13626	2
213	EP_03	Area Espansione: IC=60%	13675	2
214	RR_01	Rilocalizzazione volumi residenziali già approvati a Roe - IC=40%	8489	1
215		Servizi - Ampliamento impianti sportivi=20%	23984	2
216		Servizi - Parcheggio= 95%	5494	1
217		Servizi - Parcheggio=60%	3009	1
218		Servizi - Ampliamento scuole= 30%	8649	1
219		Servizi - Servizi tecnologici di interesse comune= 50%	43215	2
220		Servizi - Parco urbano= 5%	8696	1
221		Servizi - Verde pubblico attrezzato=5%	2659	1
222		Servizi - Parco gioco sport=5%	1386	1
223		Servizi - Parco gioco sport= 20%	15311	2
224		Servizi - parcheggio=60%	1589	1
225		Servizi - Parcheggio= 60%	9284	1
226		Servizi - Piazza=20%	3585	1
227		Servizi – turismo IC=30%	9331	1

L'ubicazione degli interventi suddivisi nelle tipologie sopra elencate è riportata nell'elaborato grafico allegato alla presente VCI.

13 APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA

Secondo il principio dell'invarianza idraulica, previsto dall'Allegato A della DGR 2948/09 "Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla valutazione di compatibilità idraulica per la redazione di strumenti urbanistici", nella redazione dei nuovi strumenti urbanistici generali, deve essere prevista l'adozione di misure di mitigazione del rischio idraulico allo scopo di "trattenere le acque piovane per il tempo necessario a consentire un regolare smaltimento nella rete fognaria".

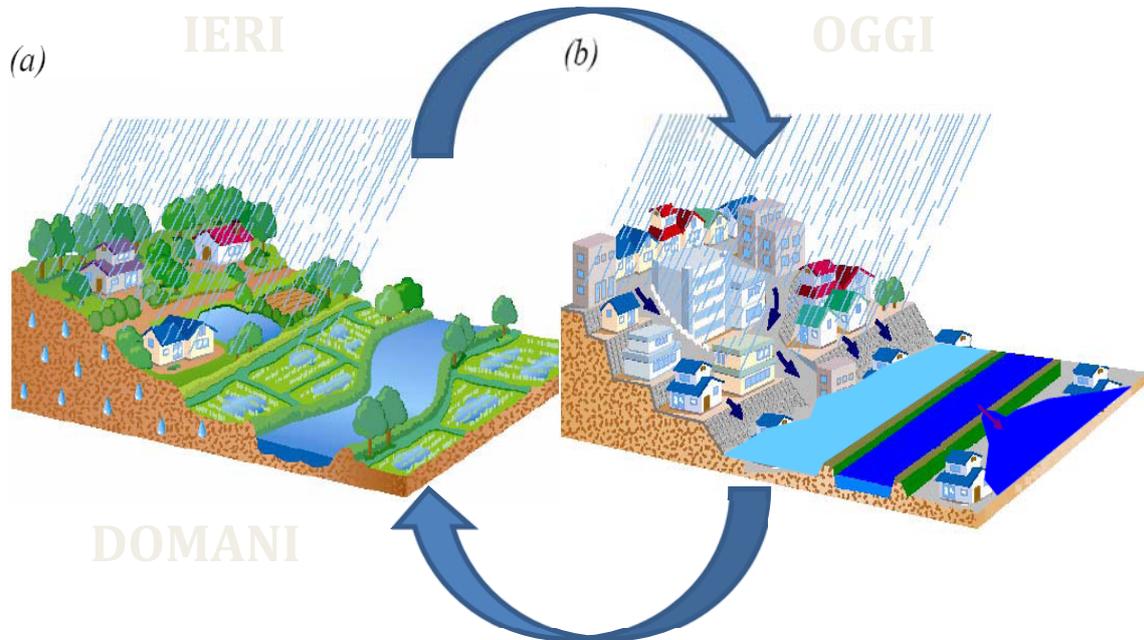


Figura 13-1 – Principio dell'invarianza idraulica

Nel caso in esame, 59 dei 195 interventi di trasformazione previsti dalla Variante al PAT coinvolgono una superficie inferiore a 1000 m².

Pertanto, ai sensi della DGRV n. 2948/2009, essi sono assimilabili a interventi di trascurabile impermeabilizzazione del suolo. Per tali interventi la norma prevede la non necessità di predisposizione dei dispositivi di laminazione delle piene.

Per quanto riguarda la valutazione dei contributi dei restanti interventi, la maggior parte classificati come "Modesta Impermeabilizzazione Potenziale" e solamente 10 con la classe di "Significativa Impermeabilizzazione Potenziale", si è ritenuto di adottare ai fini del presente studio l'estensione massima possibile in riferimento alle previsioni urbanistiche.

All'interno degli ambiti così definiti si è ipotizzata la completa urbanizzazione degli stessi secondo un modello a media densità, compatibile con aree di nuova espansione urbana. Tale ipotesi è da ritenersi cautelativa, poiché attribuisce a ciascuna area la massima urbanizzazione, situazione che se può verificarsi per la singola area, non può mai verificarsi per tutte le aree interessate poiché corrisponderebbe ad un consumo di volume superiore.

Come intervento di compensazione (si veda il successivo capitolo 14), per questa tipologia di aree di trasformazione si prevede di realizzare i parcheggi ed i piazzali mediante pavimentazioni che

mantengano la capacità filtrante del terreno. Tale accorgimento permette di considerare le aree a parcheggio e piazzale come superfici semipermeabili con coefficiente di deflusso 0.6.

Le considerazioni sopra esposte hanno portato ad adottare la ripartizione tra le varie tipologie di superficie riportata in Tabella 46 per i lotti liberi.

Per quanto riguarda le espansioni e i servizi di interesse comune, per ciascun intervento il PAT assegna uno specifico indice di copertura che include anche la viabilità e i piazzali.

Esso è stato utilizzato per il calcolo della superficie impermeabilizzata potenziale e del coefficiente di deflusso.

Tabella 46 – Ripartizione superfici stimata e coefficiente di deflusso ottenuto allo stato programmato

<i>Linee preferenziali di sviluppo insediativo e lotti liberi RESIDENZIALI</i>		
<i>Tipo di superficie</i>	<i>Ripartizione superfici</i>	<i>Coefficiente di deflusso ϕ</i>
<i>Coperture, strade, piazzali</i>	<i>25%</i>	<i>0.9</i>
<i>Superfici semi permeabili</i>	<i>15%</i>	<i>0.6</i>
<i>Verde</i>	<i>60%</i>	<i>0.2</i>
<i>Agricolo</i>	<i>0%</i>	<i>0.2</i>
TOTALE	100%	0.44

13.1 Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato

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

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

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

Per ciascuna area individuata è stato considerato il coefficiente di deflusso ϕ determinato nel precedente paragrafo sulla base dell'ambito di trasformazione di appartenenza, mentre come altezza di precipitazione H è stata considerata la precipitazione con tempo di ritorno 50 anni di durata t_p pari a 30 minuti, ricavata nel paragrafo 6.2.

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella in termini di volume di deflusso totale, portata uscente e contributo specifico nella forma di coefficiente udometrico.

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso V[m ³]	Portata massima ammissibile [l/s]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
3	L_05	Lotto libero	2285	1	0.44	44	44	11.2	24.7	49	108
8	L_10	Lotto libero	2960	1	0.44	44	58	14.5	32.0	49	108
12	L_11	Lotto libero	1603	1	0.44	44	31	7.9	17.3	49	108
14	L_12	Lotto libero	1628	1	0.44	44	32	8.0	17.6	49	108
15	L_13	Lotto libero	1459	1	0.44	44	28	7.2	15.8	49	108
21	L_17	Lotto libero	1363	1	0.44	44	27	6.7	14.7	49	108
22	L_18	Lotto libero	1926	1	0.44	44	37	9.5	20.8	49	108
23	L_19	Lotto libero	2699	1	0.44	44	52	13.3	29.2	49	108
24	L_20	Lotto libero	3605	1	0.44	44	70	17.7	39.0	49	108
25	L_21	Lotto libero	2111	1	0.44	44	41	10.4	22.8	49	108
26	L_22	Lotto libero	1146	1	0.44	44	22	5.6	12.4	49	108
27	L_23	Lotto libero	2109	1	0.44	44	41	10.4	22.8	49	108
29	LP_06	Lotto libero	3461	1	0.44	44	67	17.0	37.4	49	108
30	L_01	Lotto libero	12329	2	0.44	44	240	60.6	133.2	49	108
31	L_24	Lotto libero	1319	1	0.44	44	26	6.5	14.3	49	108
32	L_25	Lotto libero	1884	1	0.44	44	37	9.3	20.4	49	108
33	L_26	Lotto libero	3472	1	0.44	44	68	17.1	37.5	49	108
35	L_28	Lotto libero	4429	1	0.44	44	86	21.8	47.9	49	108
36	L_29	Lotto libero	1299	1	0.44	44	25	6.4	14.0	49	108
37	L_30	Lotto libero	2553	1	0.44	44	50	12.5	27.6	49	108
38	LP_07	Lotto libero	9937	1	0.44	44	193	48.8	107.4	49	108
41	L_33	Lotto libero	2044	1	0.44	44	40	10.0	22.1	49	108
42	L_34	Lotto libero	1127	1	0.44	44	22	5.5	12.2	49	108
44	L_36	Lotto libero	1641	1	0.44	44	32	8.1	17.7	49	108
45	L_37	Lotto libero	8432	1	0.44	44	164	41.4	91.1	49	108
46	LP_08	Lotto libero	1018	1	0.44	44	20	5.0	11.0	49	108
51	L_41	Lotto libero	1038	1	0.44	44	20	5.1	11.2	49	108
54	L_44	Lotto libero	1248	1	0.44	44	24	6.1	13.5	49	108
55	L_45	Lotto libero	1238	1	0.44	44	24	6.1	13.4	49	108
56	L_46	Lotto libero	2818	1	0.44	44	55	13.8	30.4	49	108
57	L_47	Lotto libero	8609	1	0.44	44	167	42.3	93.0	49	108
58	L_48	Lotto libero	1371	1	0.44	44	27	6.7	14.8	49	108
59	L_49	Lotto libero	1693	1	0.44	44	33	8.3	18.3	49	108
60	L_50	Lotto libero	8693	1	0.44	44	169	42.7	93.9	49	108
63	L_51	Lotto libero	2012	1	0.44	44	39	9.9	21.7	49	108
64	L_52	Lotto libero	1763	1	0.44	44	34	8.7	19.0	49	108

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso V[m ³]	Portata massima ammissibile [l/s]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
65	L_53	Lotto libero	1336	1	0.44	44	26	6.6	14.4	49	108
66	L_54	Lotto libero	1035	1	0.44	44	20	5.1	11.2	49	108
68	L_56	Lotto libero	1040	1	0.44	44	20	5.1	11.2	49	108
69	L_57	Lotto libero	2559	1	0.44	44	50	12.6	27.7	49	108
70	L_02	Lotto libero	7121	1	0.44	44	138	35.0	76.9	49	108
71	LP_19	Lotto libero	2392	1	0.44	44	47	11.7	25.8	49	108
72	L_58	Lotto libero	3807	1	0.44	44	74	18.7	41.1	49	108
73	LP_18	Lotto libero	1896	1	0.44	44	37	9.3	20.5	49	108
78	L_62	Lotto libero	6926	1	0.44	44	135	34.0	74.8	49	108
81	L_65	Lotto libero	1122	1	0.44	44	22	5.5	12.1	49	108
82	L_66	Lotto libero	2255	1	0.44	44	44	11.1	24.4	49	108
83	L_67	Lotto libero	1924	1	0.44	44	37	9.4	20.8	49	108
84	L_68	Lotto libero	1003	1	0.44	44	20	4.9	10.8	49	108
85	L_69	Lotto libero	1306	1	0.44	44	25	6.4	14.1	49	108
87	L_70	Lotto libero	3353	1	0.44	44	65	16.5	36.2	49	108
88	L_71	Lotto libero	5268	1	0.44	44	102	25.9	56.9	49	108
89	L_72	Lotto libero	1603	1	0.44	44	31	7.9	17.3	49	108
90	L_73	Lotto libero	7698	1	0.44	44	150	37.8	83.2	49	108
92	L_74	Lotto libero	2188	1	0.44	44	43	10.7	23.6	49	108
93	L_75	Lotto libero	3135	1	0.44	44	61	15.4	33.9	49	108
95	L_76	Lotto libero	1526	1	0.44	44	30	7.5	16.5	49	108
96	L_77	Lotto libero	1246	1	0.44	44	24	6.1	13.5	49	108
97	L_78	Lotto libero	2526	1	0.44	44	49	12.4	27.3	49	108
99	L_80	Lotto libero	1238	1	0.44	44	24	6.1	13.4	49	108
100	L_81	Lotto libero	4256	1	0.44	44	83	20.9	46.0	49	108
103	L_84	Lotto libero	1452	1	0.44	44	28	7.1	15.7	49	108
109	L_90	Lotto libero	1143	1	0.44	44	22	5.6	12.4	49	108
110	L_91	Lotto libero	1446	1	0.44	44	28	7.1	15.6	49	108
111	L_92	Lotto libero	2156	1	0.44	44	42	10.6	23.3	49	108
113	L_93	Lotto libero	1282	1	0.44	44	25	6.3	13.9	49	108
115	L_95	Lotto libero	1524	1	0.44	44	30	7.5	16.5	49	108
118	L_96	Lotto libero	2321	1	0.44	44	45	11.4	25.1	49	108
121	L_99	Lotto libero	1191	1	0.44	44	23	5.8	12.9	49	108
122	L_100	Lotto libero	1073	1	0.44	44	21	5.3	11.6	49	108
125	L_103	Lotto libero	1066	1	0.44	44	21	5.2	11.5	49	108
126	L_104	Lotto libero	1297	1	0.44	44	25	6.4	14.0	49	108

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso V[m ³]	Portata massima ammissibile [l/s]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
127	L_105	Lotto libero	3555	1	0.44	44	69	17.5	38.4	49	108
128	L_106	Lotto libero	2025	1	0.44	44	39	9.9	21.9	49	108
130	L_108	Lotto libero	1982	1	0.44	44	39	9.7	21.4	49	108
133	L_111	Lotto libero	1122	1	0.44	44	22	5.5	12.1	49	108
134	L_112	Lotto libero	3155	1	0.44	44	61	15.5	34.1	49	108
135	L_113	Lotto libero	1164	1	0.44	44	23	5.7	12.6	49	108
136	L_114	Lotto libero	1944	1	0.44	44	38	9.5	21.0	49	108
137	L_115	Lotto libero	1721	1	0.44	44	33	8.5	18.6	49	108
138	L_116	Lotto libero	1588	1	0.44	44	31	7.8	17.2	49	108
139	L_117	Lotto libero	2689	1	0.44	44	52	13.2	29.1	49	108
143	L_120	Lotto libero	2033	1	0.44	44	40	10.0	22.0	49	108
144	L_121	Lotto libero	1516	1	0.44	44	29	7.4	16.4	49	108
148	L_124	Lotto libero	1117	1	0.44	44	22	5.5	12.1	49	108
151	L_125	Lotto libero	1706	1	0.44	44	33	8.4	18.4	49	108
152	L_126	Lotto libero	1169	1	0.44	44	23	5.7	12.6	49	108
159	L_132	Lotto libero	1962	1	0.44	44	38	9.6	21.2	49	108
160	L_133	Lotto libero	1117	1	0.44	44	22	5.5	12.1	49	108
163	L_136	Lotto libero	7252	1	0.44	44	141	35.6	78.4	49	108
164	L_137	Lotto libero	2553	1	0.44	44	50	12.5	27.6	49	108
165	L_138	Lotto libero	1089	1	0.44	44	21	5.3	11.8	49	108
169	L_142	Lotto libero	5873	1	0.44	44	114	28.8	63.5	49	108
170	L_143	Lotto libero	2729	1	0.44	44	53	13.4	29.5	49	108
171	L_144	Lotto libero	1229	1	0.44	44	24	6.0	13.3	49	108
173	L_146	Lotto libero	6355	1	0.44	44	124	31.2	68.7	49	108
175	LP_11	Lotto libero	5162	1	0.44	44	100	25.4	55.8	49	108
176	LP_10	Lotto libero	3812	1	0.44	44	74	18.7	41.2	49	108
177	LP_13	Lotto libero	10134	2	0.44	44	197	49.8	109.5	49	108
178	LP_14	Lotto libero	5808	1	0.44	44	113	28.5	62.8	49	108
180	LP_17	Lotto libero	3839	1	0.44	44	75	18.9	41.5	49	108
181	LP_16	Lotto libero	6089	1	0.44	44	118	29.9	65.8	49	108
182	LP_15	Lotto libero	5942	1	0.44	44	116	29.2	64.2	49	108
184	LP_09	Lotto libero	4193	1	0.44	44	82	20.6	45.3	49	108
185	LP_05	Lotto libero	11389	2	0.44	44	222	55.9	123.1	49	108
186	LP_04	Lotto libero	2347	1	0.44	44	46	11.5	25.4	49	108
187	LP_03	Lotto libero	4434	1	0.44	44	86	21.8	47.9	49	108
193	LP_01	Lotto libero	16811	2	0.44	44	327	82.6	181.6	49	108

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso V[m ³]	Portata massima ammissibile [l/s]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
194	LP_02	Lotto libero	9140	1	0.44	44	178	44.9	98.8	49	108
196	L_158	Lotto libero	5411	1	0.44	44	105	26.6	58.5	49	108
197	LP_21	Lotto libero	4630	1	0.44	44	90	22.7	50.0	49	108
198	LP_20	Lotto libero	1882	1	0.44	44	37	9.2	20.3	49	108
199	LP_22	Lotto libero	1411	1	0.44	44	27	6.9	15.2	49	108
200	LP_12	Lotto libero	1560	1	0.44	44	30	7.7	16.9	49	108
201	L_148	Lotto libero	2248	1	0.44	44	44	11.0	24.3	49	108
203	L_150	Lotto libero	2651	1	0.44	44	52	13.0	28.6	49	108
204	L_151	Lotto libero	1336	1	0.44	44	26	6.6	14.4	49	108
205	L_152	Lotto libero	1168	1	0.44	44	23	5.7	12.6	49	108
208	L_155	Lotto libero	1074	1	0.44	44	21	5.3	11.6	49	108
209	L_156	Lotto libero	2384	1	0.44	44	46	11.7	25.8	49	108
210	L_157	Lotto libero	1107	1	0.44	44	22	5.4	12.0	49	108
211	EP_01	Area Espansione: IC=60%	15959	2	0.62	44	437	78.4	243.0	49	152
212	EP_02	Area Espansione: IC=60%	13626	2	0.62	44	373	66.9	207.5	49	152
213	EP_03	Area Espansione: IC=60%	13675	2	0.62	44	375	67.2	208.2	49	152
214	RR_01	Rilocalizzazione volumi residenziali già approvati a Roe - IC=40%	8489	1	0.48	44	180	41.7	100.1	49	118
215	0	Servizi - Ampliamento impianti sportivi=20%	23984	2	0.34	44	360	117.8	200.3	49	83
216	0	Servizi - Parcheggio= 95%	5494	1	0.87	44	210	27.0	116.7	49	212
217	0	Servizi - Parcheggio=60%	3009	1	0.62	44	82	14.8	45.8	49	152
218	0	Servizi - Ampliamento scuole= 30%	8649	1	0.41	44	157	42.5	87.1	49	101
219	0	Servizi - Servizi tecnologici di interesse comune= 50%	43215	2	0.55	44	1051	212.2	583.7	49	135
220	0	Servizi - Parco urbano= 5%	8696	1	0.24	44	90	42.7	50.2	49	58
221	0	Servizi - Verde pubblico attrezzato=5%	2659	1	0.24	44	28	13.1	15.3	49	58
222	0	Servizi - Parco gioco sport=5%	1386	1	0.24	44	14	6.8	8.0	49	58
223	0	Servizi - Parco gioco sport= 20%	15311	2	0.34	44	230	75.2	127.8	49	83
224	0	Servizi - parcheggio=60%	1589	1	0.62	44	44	7.8	24.2	49	152
225	0	Servizi - Parcheggio= 60%	9284	1	0.62	44	254	45.6	141.4	49	152
226	0	Servizi - Piazza=20%	3585	1	0.34	44	54	17.6	29.9	49	83
227	0	Servizi - turismo IC=30%	9331	1	0.34	44	140	45.8	77.9	49	83

Tabella 47 – Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato.

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

L'impatto delle nuove opere previste sul territorio deve essere mitigato con volumi di laminazione in grado di accumulare la differenza tra le portate scolanti l'area interessata a seguito della realizzazione dell'opera e le portate scolanti ante operam, ovvero garantire quindi che l'intervento non determini alterazioni della risposta idraulica del territorio e che venga mantenuto il principio dell'invarianza idraulica.

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

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
3	L_05	Lotto libero	2285	1	0.44	49	108	24	106
8	L_10	Lotto libero	2960	1	0.44	49	108	31	106
12	L_11	Lotto libero	1603	1	0.44	49	108	17	106
14	L_12	Lotto libero	1628	1	0.44	49	108	17	106
15	L_13	Lotto libero	1459	1	0.44	49	108	15	106
21	L_17	Lotto libero	1363	1	0.44	49	108	14	106
22	L_18	Lotto libero	1926	1	0.44	49	108	20	106
23	L_19	Lotto libero	2699	1	0.44	49	108	29	106
24	L_20	Lotto libero	3605	1	0.44	49	108	38	106
25	L_21	Lotto libero	2111	1	0.44	49	108	22	106
26	L_22	Lotto libero	1146	1	0.44	49	108	12	106
27	L_23	Lotto libero	2109	1	0.44	49	108	22	106
29	LP_06	Lotto libero	3461	1	0.44	49	108	37	106
30	L_01	Lotto libero	12329	2	0.44	49	108	131	106
31	L_24	Lotto libero	1319	1	0.44	49	108	14	106
32	L_25	Lotto libero	1884	1	0.44	49	108	20	106
33	L_26	Lotto libero	3472	1	0.44	49	108	37	106
35	L_28	Lotto libero	4429	1	0.44	49	108	47	106
36	L_29	Lotto libero	1299	1	0.44	49	108	14	106
37	L_30	Lotto libero	2553	1	0.44	49	108	27	106
38	LP_07	Lotto libero	9937	1	0.44	49	108	105	106
41	L_33	Lotto libero	2044	1	0.44	49	108	22	106
42	L_34	Lotto libero	1127	1	0.44	49	108	12	106
44	L_36	Lotto libero	1641	1	0.44	49	108	17	106
45	L_37	Lotto libero	8432	1	0.44	49	108	89	106
46	LP_08	Lotto libero	1018	1	0.44	49	108	11	106
51	L_41	Lotto libero	1038	1	0.44	49	108	11	106
54	L_44	Lotto libero	1248	1	0.44	49	108	13	106
55	L_45	Lotto libero	1238	1	0.44	49	108	13	106
56	L_46	Lotto libero	2818	1	0.44	49	108	30	106
57	L_47	Lotto libero	8609	1	0.44	49	108	91	106
58	L_48	Lotto libero	1371	1	0.44	49	108	15	106
59	L_49	Lotto libero	1693	1	0.44	49	108	18	106

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
60	L_50	Lotto libero	8693	1	0.44	49	108	92	106
63	L_51	Lotto libero	2012	1	0.44	49	108	21	106
64	L_52	Lotto libero	1763	1	0.44	49	108	19	106
65	L_53	Lotto libero	1336	1	0.44	49	108	14	106
66	L_54	Lotto libero	1035	1	0.44	49	108	11	106
68	L_56	Lotto libero	1040	1	0.44	49	108	11	106
69	L_57	Lotto libero	2559	1	0.44	49	108	27	106
70	L_02	Lotto libero	7121	1	0.44	49	108	76	106
71	LP_19	Lotto libero	2392	1	0.44	49	108	25	106
72	L_58	Lotto libero	3807	1	0.44	49	108	40	106
73	LP_18	Lotto libero	1896	1	0.44	49	108	20	106
78	L_62	Lotto libero	6926	1	0.44	49	108	73	106
81	L_65	Lotto libero	1122	1	0.44	49	108	12	106
82	L_66	Lotto libero	2255	1	0.44	49	108	24	106
83	L_67	Lotto libero	1924	1	0.44	49	108	20	106
84	L_68	Lotto libero	1003	1	0.44	49	108	11	106
85	L_69	Lotto libero	1306	1	0.44	49	108	14	106
87	L_70	Lotto libero	3353	1	0.44	49	108	36	106
88	L_71	Lotto libero	5268	1	0.44	49	108	56	106
89	L_72	Lotto libero	1603	1	0.44	49	108	17	106
90	L_73	Lotto libero	7698	1	0.44	49	108	82	106
92	L_74	Lotto libero	2188	1	0.44	49	108	23	106
93	L_75	Lotto libero	3135	1	0.44	49	108	33	106
95	L_76	Lotto libero	1526	1	0.44	49	108	16	106
96	L_77	Lotto libero	1246	1	0.44	49	108	13	106
97	L_78	Lotto libero	2526	1	0.44	49	108	27	106
99	L_80	Lotto libero	1238	1	0.44	49	108	13	106
100	L_81	Lotto libero	4256	1	0.44	49	108	45	106
103	L_84	Lotto libero	1452	1	0.44	49	108	15	106
109	L_90	Lotto libero	1143	1	0.44	49	108	12	106
110	L_91	Lotto libero	1446	1	0.44	49	108	15	106
111	L_92	Lotto libero	2156	1	0.44	49	108	23	106
113	L_93	Lotto libero	1282	1	0.44	49	108	14	106

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
115	L_95	Lotto libero	1524	1	0.44	49	108	16	106
118	L_96	Lotto libero	2321	1	0.44	49	108	25	106
121	L_99	Lotto libero	1191	1	0.44	49	108	13	106
122	L_100	Lotto libero	1073	1	0.44	49	108	11	106
125	L_103	Lotto libero	1066	1	0.44	49	108	11	106
126	L_104	Lotto libero	1297	1	0.44	49	108	14	106
127	L_105	Lotto libero	3555	1	0.44	49	108	38	106
128	L_106	Lotto libero	2025	1	0.44	49	108	21	106
130	L_108	Lotto libero	1982	1	0.44	49	108	21	106
133	L_111	Lotto libero	1122	1	0.44	49	108	12	106
134	L_112	Lotto libero	3155	1	0.44	49	108	33	106
135	L_113	Lotto libero	1164	1	0.44	49	108	12	106
136	L_114	Lotto libero	1944	1	0.44	49	108	21	106
137	L_115	Lotto libero	1721	1	0.44	49	108	18	106
138	L_116	Lotto libero	1588	1	0.44	49	108	17	106
139	L_117	Lotto libero	2689	1	0.44	49	108	29	106
143	L_120	Lotto libero	2033	1	0.44	49	108	22	106
144	L_121	Lotto libero	1516	1	0.44	49	108	16	106
148	L_124	Lotto libero	1117	1	0.44	49	108	12	106
151	L_125	Lotto libero	1706	1	0.44	49	108	18	106
152	L_126	Lotto libero	1169	1	0.44	49	108	12	106
159	L_132	Lotto libero	1962	1	0.44	49	108	21	106
160	L_133	Lotto libero	1117	1	0.44	49	108	12	106
163	L_136	Lotto libero	7252	1	0.44	49	108	77	106
164	L_137	Lotto libero	2553	1	0.44	49	108	27	106
165	L_138	Lotto libero	1089	1	0.44	49	108	12	106
169	L_142	Lotto libero	5873	1	0.44	49	108	62	106
170	L_143	Lotto libero	2729	1	0.44	49	108	29	106
171	L_144	Lotto libero	1229	1	0.44	49	108	13	106
173	L_146	Lotto libero	6355	1	0.44	49	108	67	106
175	LP_11	Lotto libero	5162	1	0.44	49	108	55	106
176	LP_10	Lotto libero	3812	1	0.44	49	108	40	106
177	LP_13	Lotto libero	10134	2	0.44	49	108	108	106

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
178	LP_14	Lotto libero	5808	1	0.44	49	108	62	106
180	LP_17	Lotto libero	3839	1	0.44	49	108	41	106
181	LP_16	Lotto libero	6089	1	0.44	49	108	65	106
182	LP_15	Lotto libero	5942	1	0.44	49	108	63	106
184	LP_09	Lotto libero	4193	1	0.44	49	108	44	106
185	LP_05	Lotto libero	11389	2	0.44	49	108	121	106
186	LP_04	Lotto libero	2347	1	0.44	49	108	25	106
187	LP_03	Lotto libero	4434	1	0.44	49	108	47	106
193	LP_01	Lotto libero	16811	2	0.44	49	108	178	106
194	LP_02	Lotto libero	9140	1	0.44	49	108	97	106
196	L_158	Lotto libero	5411	1	0.44	49	108	57	106
197	LP_21	Lotto libero	4630	1	0.44	49	108	49	106
198	LP_20	Lotto libero	1882	1	0.44	49	108	20	106
199	LP_22	Lotto libero	1411	1	0.44	49	108	15	106
200	LP_12	Lotto libero	1560	1	0.44	49	108	17	106
201	L_148	Lotto libero	2248	1	0.44	49	108	24	106
203	L_150	Lotto libero	2651	1	0.44	49	108	28	106
204	L_151	Lotto libero	1336	1	0.44	49	108	14	106
205	L_152	Lotto libero	1168	1	0.44	49	108	12	106
208	L_155	Lotto libero	1074	1	0.44	49	108	11	106
209	L_156	Lotto libero	2384	1	0.44	49	108	25	106
210	L_157	Lotto libero	1107	1	0.44	49	108	12	106
211	EP_01	Area Espansione: IC=60%	15959	2	0.62	49	152	296	186
212	EP_02	Area Espansione: IC=60%	13626	2	0.62	49	152	253	186
213	EP_03	Area Espansione: IC=60%	13675	2	0.62	49	152	254	186
214	RR_01	Rilocalizzazione volumi residenziali già approvati a Roe - IC=40%	8489	1	0.48	49	118	105	124
215	0	Servizi - Ampliamento impianti sportivi=20%	23984	2	0.34	49	83	148	62
216	0	Servizi - Parcheggio= 95%	5494	1	0.87	49	212	161	294
217	0	Servizi - Parcheggio=60%	3009	1	0.62	49	152	56	186

ID	CODICE AREA	DENOMINAZIONE	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso f	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
218	0	Servizi - Ampliamento scuole= 30%	8649	1	0.41	49	101	80	93
219	0	Servizi - Servizi tecnologici di interesse comune= 50%	43215	2	0.55	49	135	669	155
220	0	Servizi - Parco urbano= 5%	8696	1	0.24	49	58	13	15
221	0	Servizi - Verde pubblico attrezzato=5%	2659	1	0.24	49	58	4	15
222	0	Servizi - Parco gioco sport=5%	1386	1	0.24	49	58	2	15
223	0	Servizi - Parco gioco sport= 20%	15311	2	0.34	49	83	95	62
224	0	Servizi - parcheggio=60%	1589	1	0.62	49	152	29	186
225	0	Servizi - Parcheggio= 60%	9284	1	0.62	49	152	172	186
226	0	Servizi - Piazza=20%	3585	1	0.34	49	83	22	62
227	0	Servizi - turismo IC=30%	9331	1	0.34	49	83	58	62

Tabella 48 – Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio

14 MISURE DI COMPENSAZIONE

14.1 Prescrizioni generali

I Piani degli Interventi di PAT dovranno essere corredati di una Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI) ai sensi della D.G.R.V. 2948/2009 "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici" secondo quanto indicato nelle Norme tecniche di attuazione (Allegato A3) del Piano di Tutela delle Acque (D.G.R.V. 107 5/11/2009).

Nella redazione delle VCI di PI potranno essere prese come riferimento le precipitazioni di progetto nella VCI di PAT. Tuttavia, per il calcolo delle portate scaricabili nel reticolo idrografico ricettore e dei volumi da destinare alla laminazione dovrà essere valutata l'effettiva superficie impermeabilizzata secondo le previsioni di PI.

Facendo riferimento alla seguente tabella, in analogia con quanto indicato nella DGRV 2943/2009, gli interventi di trasformazione di PAT che necessitano della realizzazione di interventi di mitigazione tesi al trattenimento delle acque sono quelli con classe di impermeabilizzazione potenziale pari a 1, 2 e 3, mentre quelli di classe 0 vengono giudicati non rilevanti.

Tabella 49 – Classificazione degli interventi in base alla superficie coinvolta

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

Essi sono indicati nell'Elaborato grafico di PAT "Carta della compatibilità idraulica".

Tutte le opere di scolo previste nell'ambito di interventi di lottizzazione devono essere adeguatamente dimensionate, in termini di capacità di invaso e portata, in rapporto alla estensione dell'intervento, alle sue caratteristiche costruttive ed alla potenzialità del sistema idraulico che ne costituisce il recapito.

Per le tratte di rete fognaria che non confluiscono direttamente nei canali consorziali, deve inoltre essere verificata l'idoneità idraulica dei collettori di acque bianche, comunali o privati, a servizio della lottizzazione, fino al punto di immissione nella rete consorziale. La realizzazione dei nuovi interventi non deve comunque comportare limitazioni alla capacità di deflusso delle acque dei terreni circostanti. Le quote del terreno dell'area oggetto di intervento dovranno essere inoltre progettate in modo da evitare lo scorrimento delle acque verso le zone limitrofe; in alternativa dovranno essere realizzate adeguate protezioni.

Il tempo di ritorno a cui fare riferimento per il dimensionamento dei volumi di laminazione è pari a 50 anni. I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0.2 per le superfici permeabili (aree verdi anche con grigliati plastici portanti etc.); 0.6 per le superfici semipermeabili (grigliati drenanti, strade in terra battuta o stabilizzato) e 0.9 per le

superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali). I metodi per la stima delle portate di piena (afflussi-deflussi) potranno essere di tipo concettuale ovvero modelli matematici.

Dovranno essere individuati i corpi idrici ricettori dei deflussi delle aree di intervento e verificata la loro capacità di sopportare i nuovi apporti.

In linea generale il volume di invaso da considerare per le aree urbane è quello che determina una portata specifica in uscita che garantisce il principio dell'invarianza idraulica, ovvero una portata specifica in uscita pari a quella ante operam.

Per la determinazione del volume d'invaso da considerare nella progettazione, può essere considerato quale contributo del velo superficiale e dei piccoli invasi (caditoie, pozzetti, ecc.), un valore massimo come da Tabella 6, elaborata in analogia con quanto riportato nelle Linee guida per la compatibilità idraulica definite dal Commissario straordinario per l'emergenza conseguente agli allagamenti di Mestre (3 agosto 2009)

Tabella 50 – Contributo al volume di invaso specifico degli invasi minori e di superficie (m³/ha) in funzione della natura dell'area scolante (Linee guida Commissario Straordinario per l'emergenza conseguente agli allagamenti di Mestre).

Tipologia di superficie	Velo idrico superficiale [m ³ /ha]	Piccoli manufatti, caditoie, pozzetti etc. [m ³ /ha]	Totale invaso superficiale [m ³ /ha]
Superfici a verde	25	10	35
Superfici parzialmente drenanti, semipermeabili, ghiaia, terra battuta	17	24	41
Superfici asfaltate, edificate o comunque fortemente impermeabilizzate	10	35	45

Per le modalità di realizzazione dei volumi da destinare a laminazione si potrà fare riferimento alle linee guida riportate nei seguenti paragrafi.

14.2 Interventi di mitigazione del rischio idraulico

In questo capitolo si riportano le diverse soluzioni progettuali studiate per la mitigazione del rischio idraulico dei corsi d'acqua che, dagli studi effettuati, provocano allagamenti del territorio comunale.

14.2.1 Rio Salsa e Rio Fontana

Per la mitigazione del rischio idraulico del Rio Salsa e Fontana è stata messa a punto una soluzione che permette di limitare la portata liquida e solida del Rio Fontana ad un valore compatibile con la capacità di deflusso del cunettone esistente e dall'attraversamento della SR 203 "Agordina".

Relativamente al Rio Salsa, invece, si prevede di limitare solamente la portata solida, realizzando un manufatto a monte dell'interferenza con la strada regionale. L'attraversamento esistente, se mantenuto efficiente, appare in grado di convogliare verso valle le portate massime attese.

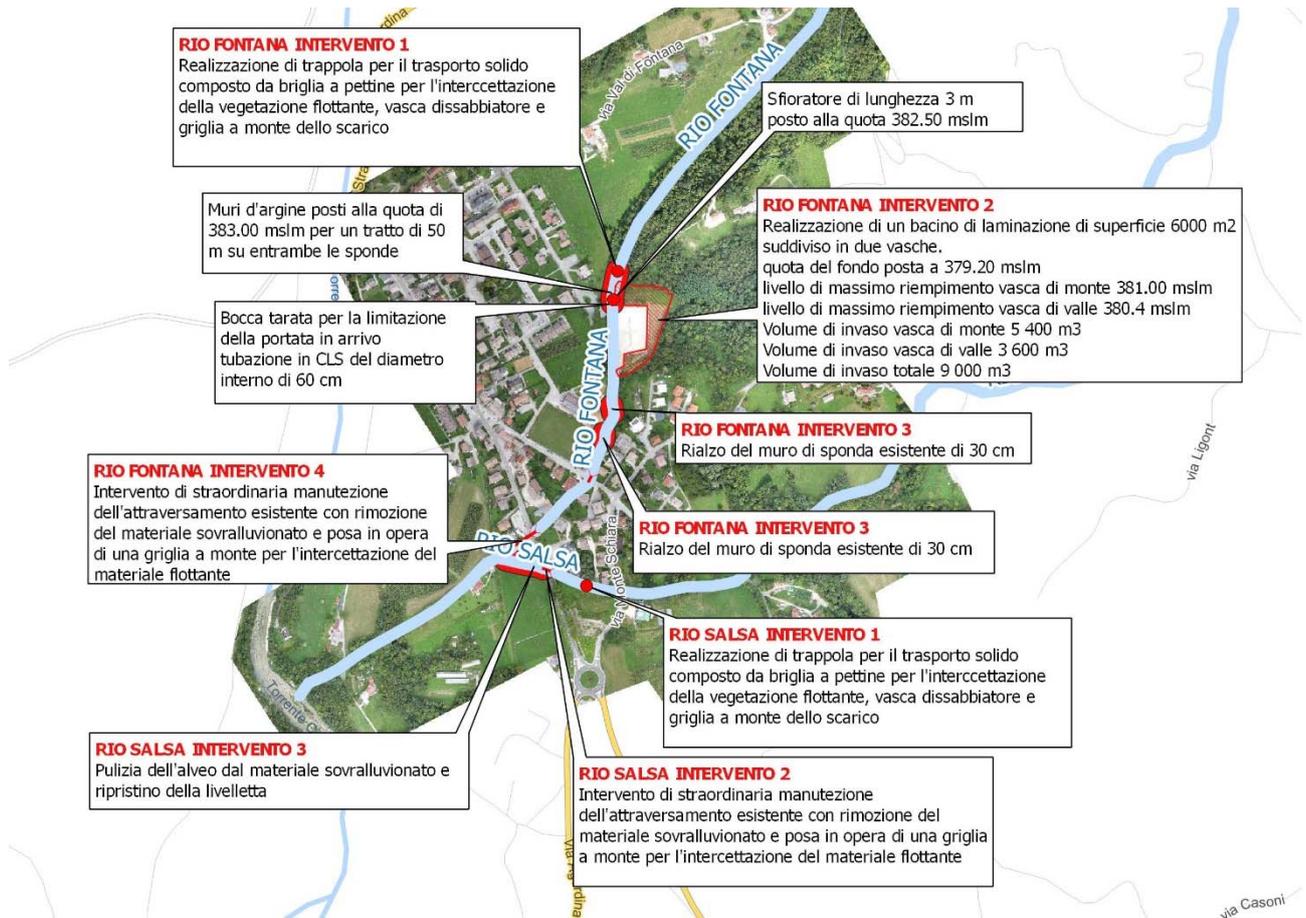


Figura 14-1 – Sintesi degli interventi previsti

In particolare, la soluzione progettuale prevede i seguenti interventi, partendo da monte Rio Fontana

1. Realizzazione di trappola per il trasporto solido composto da briglia a pettine per l'intercettazione della vegetazione flottante, vasca dissabbiatore e griglia a monte dello scarico. Lo scarico sarà costituito da una bocca tarata in grado di limitare il valore della portata in uscita a 0.9 m³/s. In prima ipotesi è stata considerata una condotta con diametro interno 60 mm. L'intervento dovrà essere realizzato contestualmente alla realizzazione di un nuovo cunettone per una lunghezza di 50 m a monte della trappola
2. Realizzazione di un bacino di laminazione di superficie 6000 m² suddiviso in due vasche. La quota del fondo sarà posta a 379.20 mslm su entrambe le vasche. Il livello di massimo riempimento vasca di monte sarà pari a 381.00 mslm, quello sulla vasca di valle 380.4 mslm. L'invaso avrà le seguenti caratteristiche:
Volume di invaso vasca di monte 5 400 m³
Volume di invaso vasca di valle 3 600 m³
Volume di invaso totale 9 000 m³
La cassa di espansione sarà alimentata da uno sfioratore posto a monte dello scarico della trappola per il trasporto solido della larghezza di 3 m posto alla quota di 382.5 mslm;

3. Rialzo del muro di sponda del cunettone nel tratto in cui si è manifestata l'insufficienza per una altezza di 30 cm lungo un tratto di 60 m;
4. Intervento di straordinaria manutenzione dell'attraversamento esistente sulla SR 203 "Agordina" con rimozione del materiale sovralluvionato e posa in opera di una griglia a monte per l'intercettazione del materiale flottante.

Rio Salsa

1. Realizzazione di trappola per il trasporto solido composto da briglia a pettine per l'intercettazione della vegetazione flottante, vasca dissabbiatore e griglia a monte dello scarico;
2. Intervento di straordinaria manutenzione dell'attraversamento esistente con rimozione del materiale sovralluvionato e posa in opera di una griglia a monte per l'intercettazione del materiale flottante;
3. Pulizia dell'alveo dal materiale sovralluvionato e ripristino della livelletta per un tratto di 65 m a monte della confluenza con il Rio Fontana

Come indicato nella seguente Figura 14-2, gli interventi di progetto si sono rivelati idonei alle portate in arrivo in occasione della simulazione di progetto condotta utilizzando l'idrogramma dell'evento realmente accaduto, in favore di sicurezza rispetto alla piena centenaria.



Figura 14-2 – Involuppo delle altezze d'acqua al suolo e dei livelli idrometrici max allo stato di progetto in corrispondenza del bacino di laminazione

14.2.2 Rio Landrisio

Al fine di mettere a punto una soluzione finalizzata alla messa in sicurezza complessiva del nodo idraulico rio Landrisio – SR 203 Agordina, sono stati implementati nel modello idraulico dello stato di progetto degli interventi aggiuntivi.

L'idea è quella di realizzare un bacino di laminazione in corrispondenza del ramo di rio Landrisio che scarica portate essenzialmente liquide, a completamento della piazza di deposito a servizio della parte di rio che invece presenta una componente di trasporto solido di materiale significativa prevista nel presente progetto.

Avendo a disposizione una capacità di invaso utile di, si riuscirebbe a decapitare il picco della piena centenaria contenendolo al di sotto dei 7.15 m³/s di portata massima.

A valle del bacino di laminazione, sarà necessario adeguare la sezione di deflusso del rio Landrisio, che attualmente ha una capacità di deflusso di 5 m³/s, alla portata di 7.15 m³/s, nel tratto tra la confluenza dei rii fin alla strada regionale 203 per una lunghezza di 100 m.

L'attraversamento al di sotto della SR 203 dovrà essere sostituito con un manufatto di sezione utile netta di 300x150 mm.

In particolare, grazie all'adeguamento delle opere di monte, la canalizzazione in progetto convoglia verso valle la portata in arrivo, pari a 7.15 m³/s, come indicato nella seguente figura.

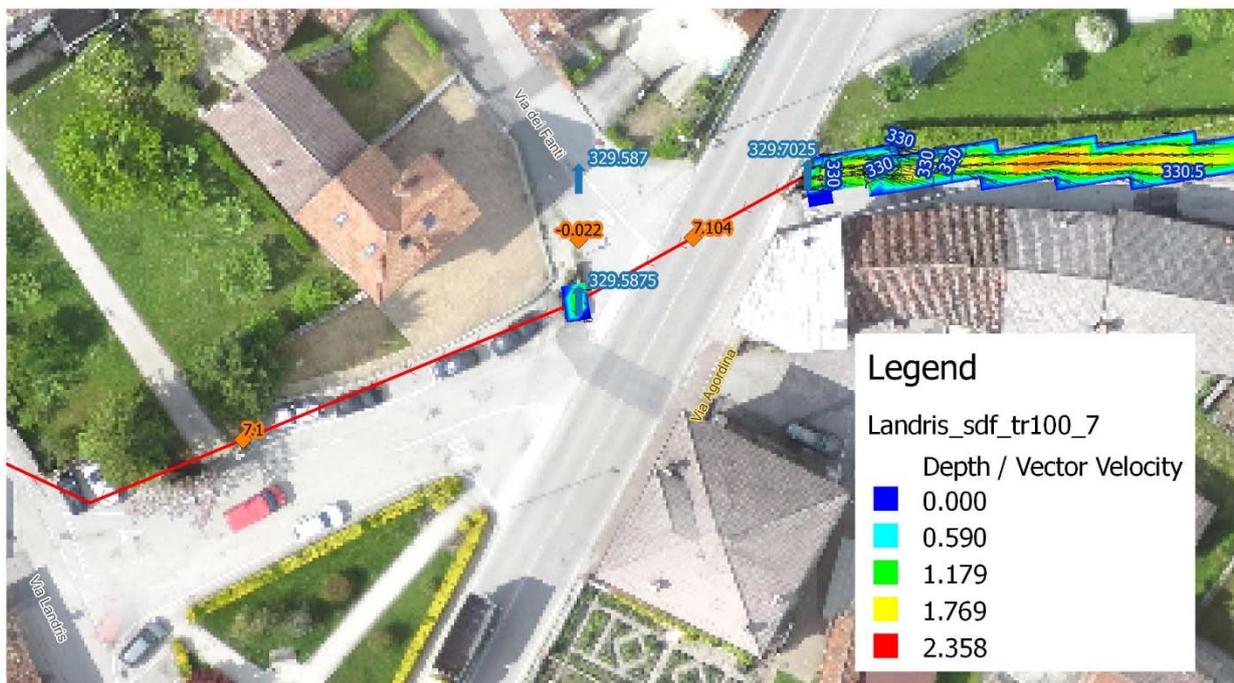


Figura 14-3 – Portate massime registrate all'interno delle tubazioni

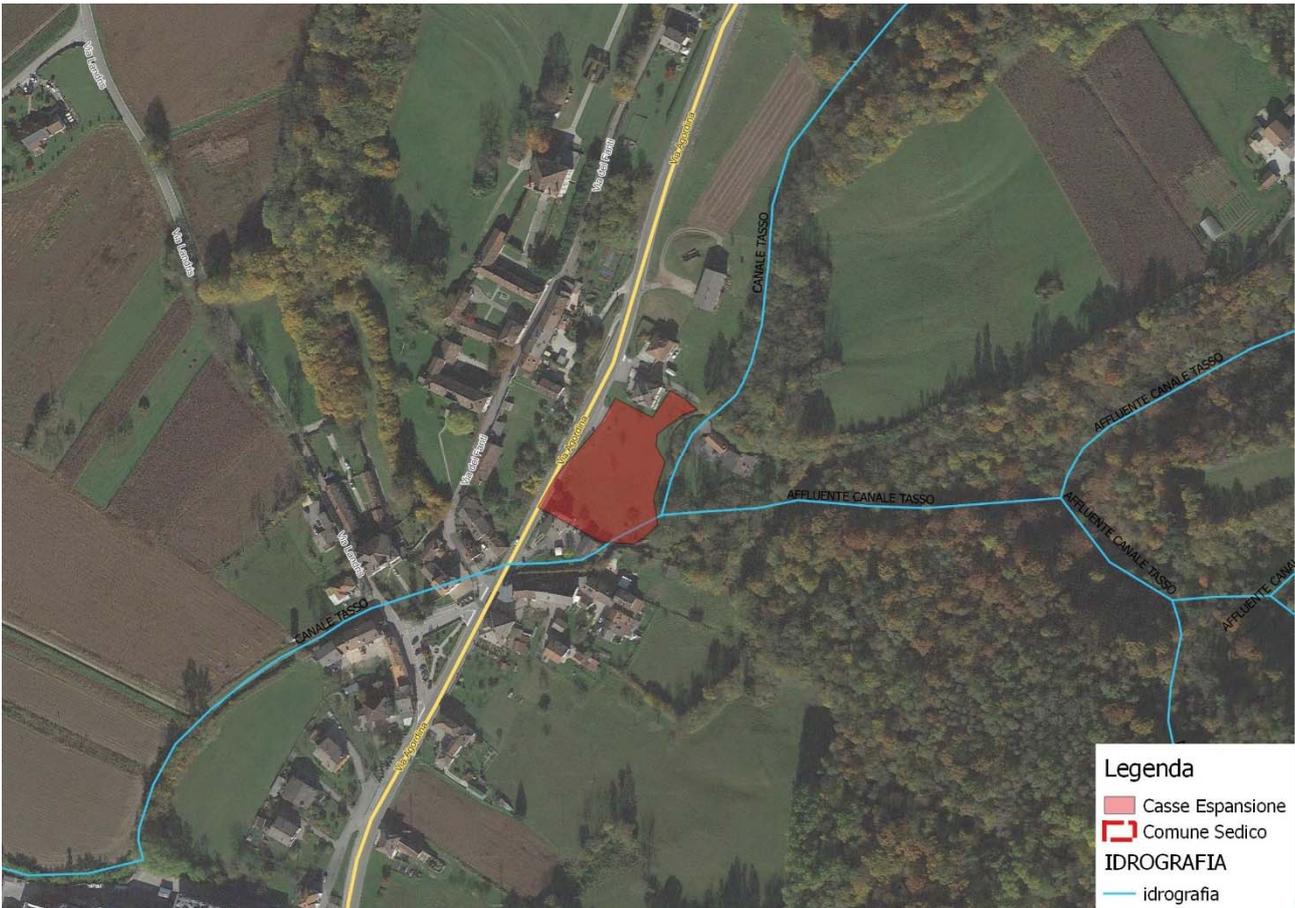


Figura 14-4 – Individuazione della cassa di espansione per il T. Landrisio

14.2.3 Torrente Gresal

L'analisi idraulica svolta per il torrente Gresal ha evidenziato la necessità di predisporre diversi interventi necessari per mitigare le criticità idrauliche evidenziate, in particolare risulta necessario:

- Diminuire il picco di piena diretto verso valle tramite la realizzazione di una vasca di laminazione. Il valore massimo di cui si permette il transito verso valle è stato individuato in 80 m³/s, la restante parte verrà invasata nella vasca di laminazione;
- Aumentare la capacità di deflusso di alcuni tratti del corso d'acqua, allo stato attuale non idonei, alla portata di 80 m³/s;
- Rimuovere i manufatti interferenti con il moto della corrente.

Dall'analisi del territorio e dalla modellistica idraulica si sono individuate come ubicazione ottimale per una cassa di laminazione le aree poste in destra e sinistra idraulica del Gresal in località Roe Basse come mostra la figura seguente. L'area ha una estensione di 275'000 m³.



Figura 14-5 – Cassa di Espansione proposta sul torrente Gresal.

La cassa di laminazione avrà il compito di immagazzinare il volume d'acqua di piena limitando il picco di portata verso valle al valore stimato di 80 m³/s.

Dal modello però risulta che in alcuni tratti a valle il Gresal non è in grado di far defluire tale valore di portata. Pertanto risulta necessario aumentare la capacità di deflusso a tale valore tramite interventi di sistemazione idraulica.

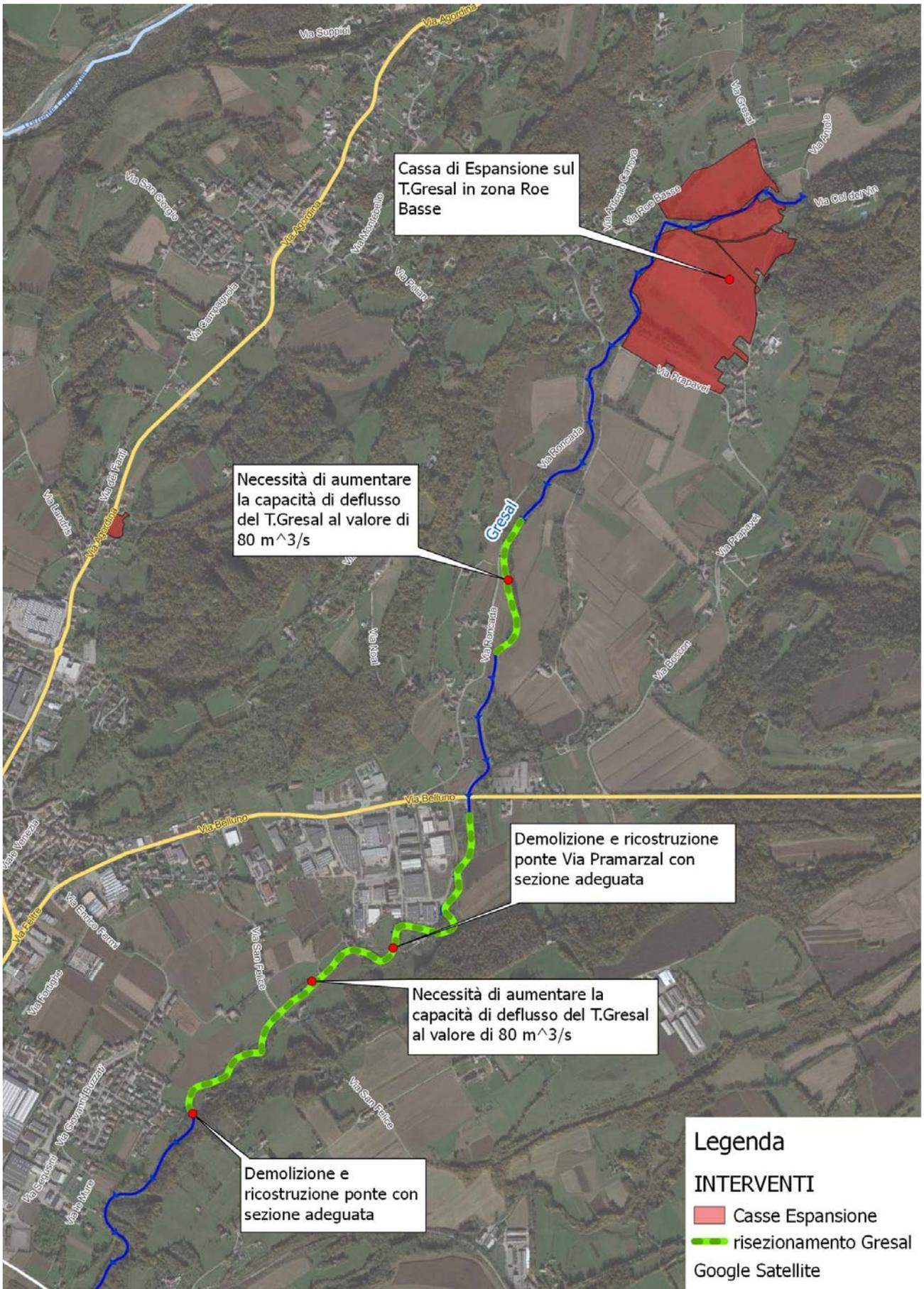


Figura 14-6 – Interventi proposti per il Torrente Gresal.

Nei tratti in cui si è evidenziata sofferenza idraulica sono presenti anche alcuni manufatti di attraversamento, di cui quelli maggiormente critici sembrano:

- Ponte di via Pramanzal poco a valle dell'area industriale;
- Ponte zona Via Maieran.

Per questi manufatti si dovrà prevedere, congiuntamente agli altri interventi di sistemazione idraulica dei tratti interessati, la demolizione e la ricostruzione con sezione adeguata a garantire il deflusso idraulico.



Figura 14-7 – Ponte Via Pramanzal.

14.2.4 Val Marcona

Questo corso d'acqua presenta un bacino non urbanizzato di soli 0,2 km². Lo scolo delle acque viene tombinato nei pressi del Villaggio Mirabei (tubazioni diametro 80 e 40 cm) nella rete urbana (diametri 100 e 80 cm) lungo la S.R. n. 203 (nodo F1 a quota 320,88 m s.m.).

In questa zona si sono verificate in passato numerose fuoriuscite d'acqua dai pozzetti funzionanti in pressione lungo la citata condotta di diametro 80 cm.

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova condotta che capti le acque scolanti lungo Via Marmolada, corrente di fronte allo stabilimento Luxottica, per poi deviare lungo proprietà private verso via Martiri delle Foibe e immettersi nel Canale di Vivificazione Tasso.

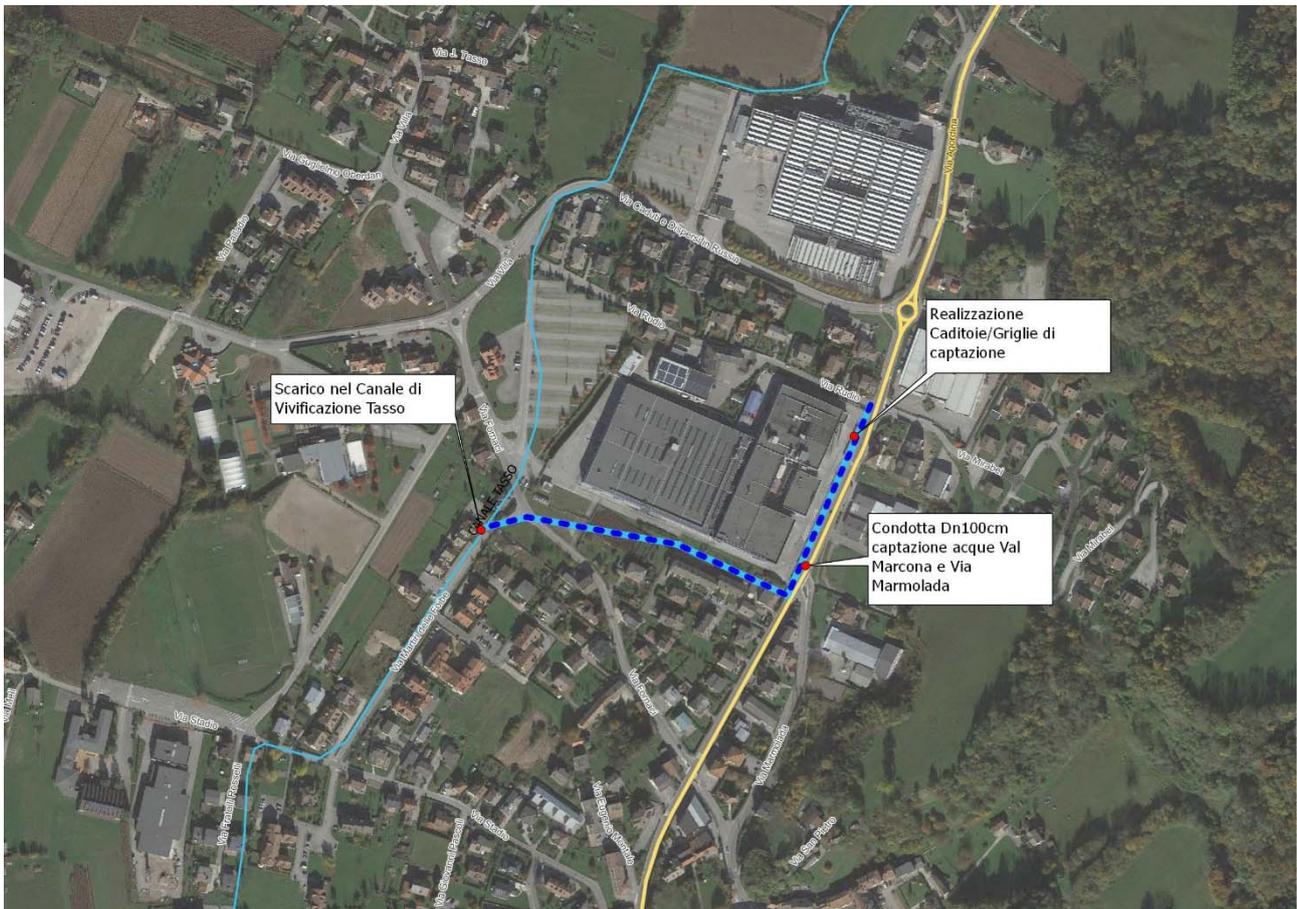


Figura 14-8 – Ortofoto con indicazione dell'intervento.

14.2.5 Via Belluno – Via San Felice

Per risolvere le problematiche idrauliche di cui soffre l'area compresa tra Via Belluno e Via San Felice si prevede la realizzazione di una nuova condotta Dn100 cm che tra Via Fontane e Via Belluno, percorre in direzione est Via Belluno fino a superare la Ditta "Lamas Arredamenti" salvo poi piegare su prati verso sud in direzione di Via San Felice. La condotta continuerà il suo corso fino ad immettersi nel tratto di canale a cielo aperto lungo Via San Felice.

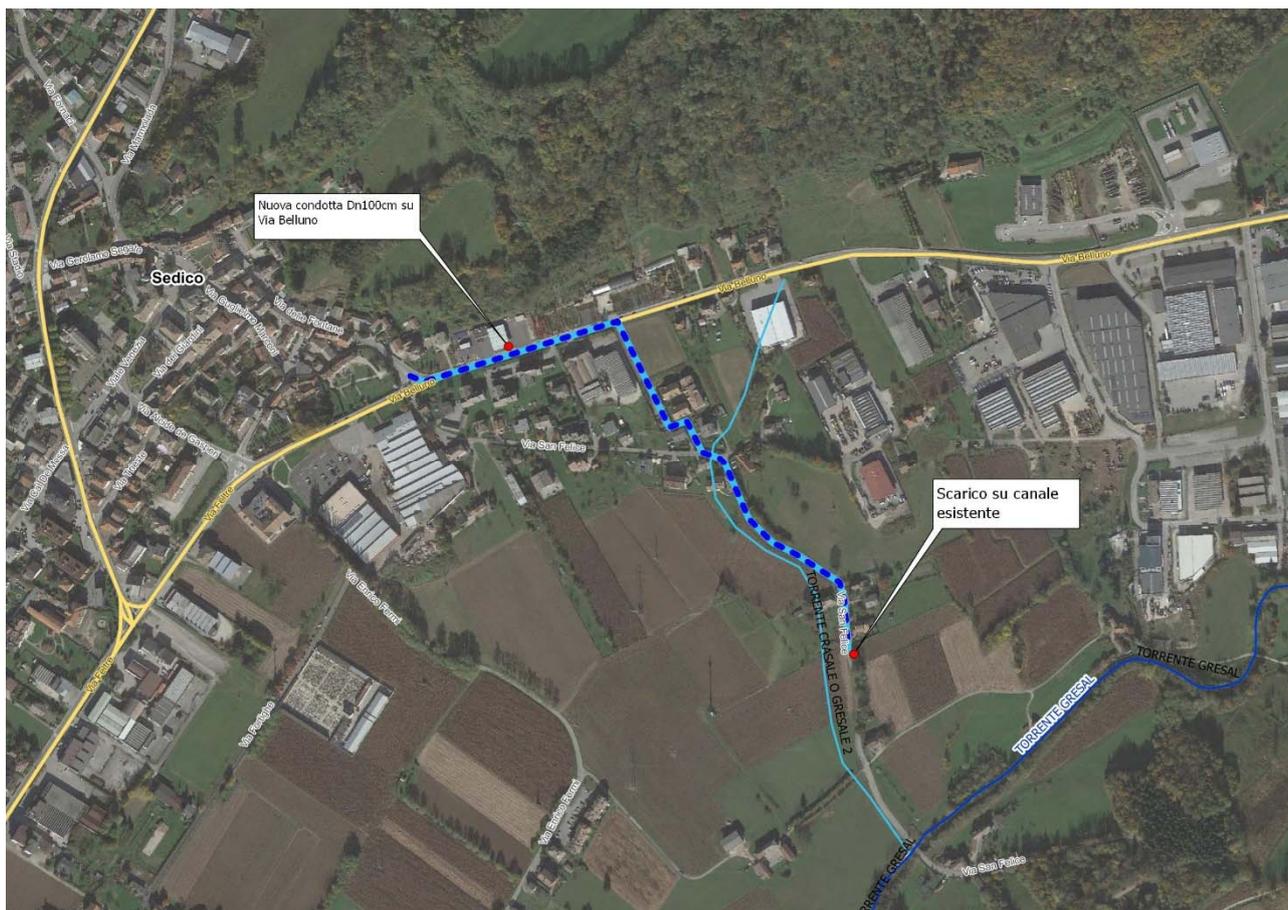


Figura 14-9 – Ortofoto con indicazione dell'intervento.

14.2.6 Via Belluno – Zona Industriale

Come visto al paragrafo 11.10 la zona tra via Belluno e l'area industriale Gresal presenta problematiche idrauliche dovute alla scarsa capacità di deflusso dei fossi e dei tratti tombinati, provocando allagamenti nelle aree a monte della via stessa.

Si propone quindi una prima pulizia e riprofilatura dei fossi di scolo esistenti, indicati in cartografia in colore verde, seguita da una ispezione e pulizia delle condotte di tombinamento che attraversano Via Belluno e la zona industriale.

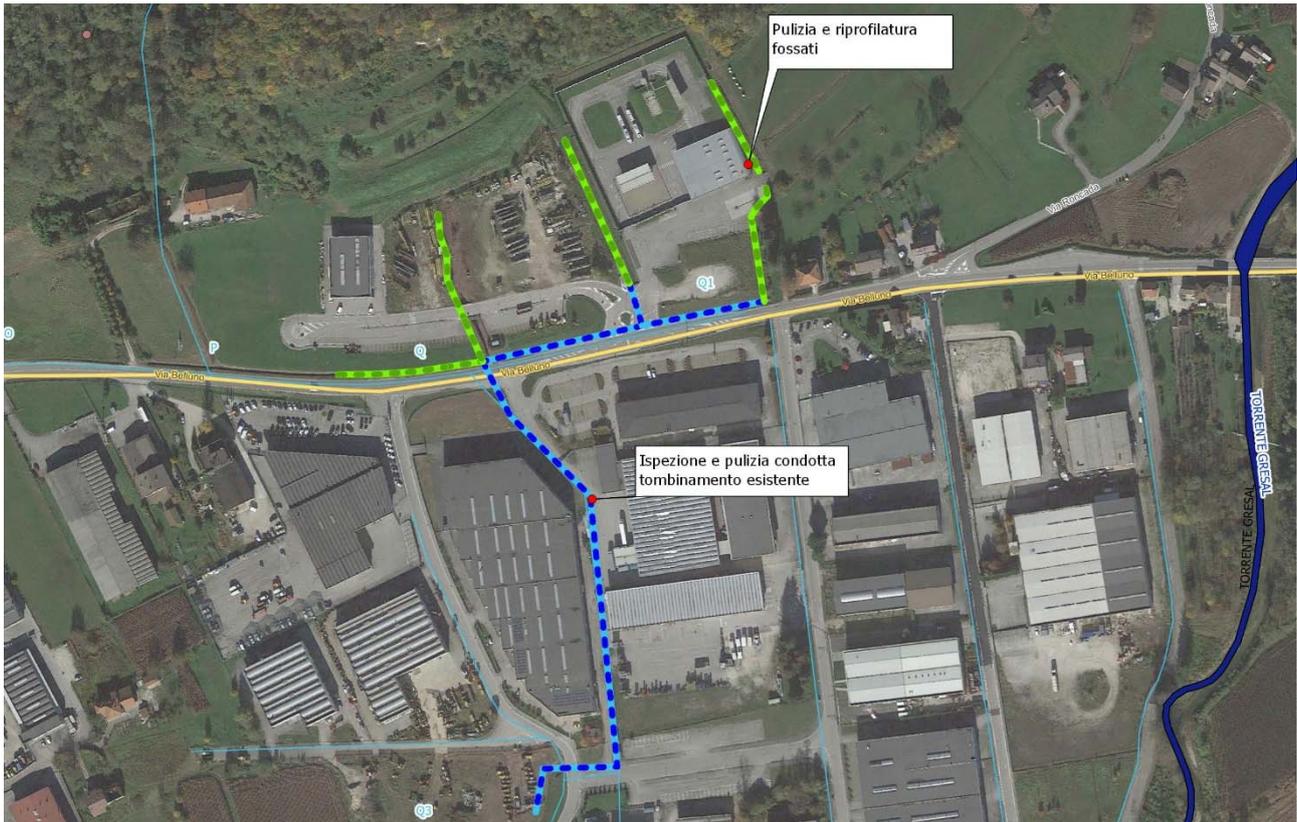


Figura 14-10 – Ortofoto con indicazione dell'intervento.



Figura 14-11 – Fossati da pulire e riprofilare a monte di Via Belluno.

14.3 Prescrizioni relative alle aree a pericolosità idraulica e alle aree fluviali

Visto l'interessamento di alcuni interventi con Aree a Pericolosità Idraulica del PAI, meglio identificate al paragrafo 11.2 si riportano le Norme Tecniche di Attuazione del Piano stesso.

14.3.1 Disposizioni comuni

1. Le Amministrazioni comunali non possono rilasciare concessioni, autorizzazioni, permessi di costruire od equivalenti, previsti dalle norme vigenti, in contrasto con il Piano.
2. Possono essere portati a conclusione tutti i piani e gli interventi i cui provvedimenti di approvazione, autorizzazione, concessione, permessi di costruire od equivalenti previsti dalle norme vigenti, siano stati rilasciati prima della pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'avvenuta adozione del PAI, fatti salvi gli effetti delle misure di salvaguardia precedentemente in vigore.
3. Nelle aree classificate pericolose e nelle zone di attenzione, ad eccezione degli interventi di mitigazione della pericolosità e del rischio, di tutela della pubblica incolumità e di quelli previsti dal Piano di bacino, è vietato, in rapporto alla specifica natura e tipologia di pericolo individuata:
 - a. eseguire scavi o abbassamenti del piano di campagna in grado di compromettere la stabilità delle fondazioni degli argini, ovvero dei versanti soggetti a fenomeni franosi;
 - b. realizzare tombinature dei corsi d'acqua;
 - c. realizzare interventi che favoriscano l'infiltrazione delle acque nelle aree franose;
 - d. costituire, indurre a formare vie preferenziali di veicolazione di portate solide o liquide;
 - e. realizzare in presenza di fenomeni di colamento rapido (CR) interventi che incrementino la vulnerabilità della struttura, quali aperture sul lato esposto al flusso;
 - f. realizzare locali interrati o seminterrati nelle aree a pericolosità idraulica o da colamento rapido.
4. Al fine di non incrementare le condizioni di rischio nelle aree fluviali e in quelle pericolose, fermo restando quanto stabilito al comma precedente ed in rapporto alla specifica natura e tipologia di pericolo individuata, tutti i nuovi interventi, opere, attività consentiti dal Piano o autorizzati dopo la sua approvazione, devono essere tali da:
 - a. mantenere le condizioni esistenti di funzionalità idraulica o migliorarle, agevolare e comunque non impedire il normale deflusso delle acque;
 - b. non aumentare le condizioni di pericolo dell'area interessata nonchè a valle o a monte della stessa;
 - c. non ridurre complessivamente i volumi invasabili delle aree interessate tenendo conto dei principi dell'invarianza idraulica e favorire, se possibile, la creazione di nuove aree di libera esondazione;

- d. minimizzare le interferenze, anche temporanee, con le strutture di difesa idraulica, geologica o valanghiva.
5. Tutte le opere di mitigazione della pericolosità e del rischio devono prevedere il piano di manutenzione.
6. Tutti gli interventi consentiti dal presente Titolo non devono pregiudicare la definitiva sistemazione.

14.3.2 Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica molto elevata (P4)

1. Nelle aree classificate a pericolosità idraulica molto elevata P4 può essere esclusivamente consentita l'esecuzione di:
 - a. opere di difesa, di sistemazione idraulica e dei versanti, di bonifica e di regimazione delle acque superficiali, di manutenzione idraulica e di sistemazione dei movimenti franosi, di monitoraggio o altre opere comunque volte ad eliminare, ridurre o mitigare, le condizioni di pericolosità o a migliorare la sicurezza delle aree interessate;
 - b. interventi di nuova realizzazione e manutenzione di piste per lo sci, qualora non ricadano in aree interessate da fenomeni di caduta massi, purchè siano attuati i previsti piani di gestione del rischio;
 - c. opere, connesse con le attività di gestione e manutenzione del patrimonio forestale, boschivo e agrario, purchè non in contrasto con le esigenze di sicurezza idraulica, geologica o valanghiva;
 - d. realizzazione e manutenzione di sentieri, purchè non comportino l'incremento delle condizioni di pericolosità e siano segnalate le situazioni di rischio;
 - e. interventi strettamente necessari per la tutela della pubblica incolumità e per ridurre la vulnerabilità degli edifici esistenti;
 - f. interventi di manutenzione di opere pubbliche o di interesse pubblico;
 - g. realizzazione o ampliamento di infrastrutture a rete pubbliche o di interesse pubblico, diverse da strade o da edifici, riferite a servizi essenziali non diversamente localizzabili o non delocalizzabili ovvero mancanti di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili, purchè, se necessario, dotate di sistemi di interruzione del servizio o delle funzioni; nell'ambito di tali interventi sono anche da ricomprendersi eventuali manufatti accessori e di servizio, di modesta dimensione e, comunque, non destinati all'uso residenziale o che consentano il pernottamento;
 - h. realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie, ferroviarie e di trasporto pubblico nonchè di piste ciclopedonali, purchè siano contestualmente attuati i necessari interventi di mitigazione della pericolosità o del rischio; in particolare gli interventi di realizzazione di nuove infrastrutture stradali devono anche essere coerenti alle previsioni del piano di protezione civile ove esistente; adeguamenti delle infrastrutture viarie esistenti sono ammissibili anche in deroga all'obbligo di contestuale

realizzazione degli interventi di mitigazione solo nel caso in cui gli adeguamenti si rendano necessari per migliorare le condizioni di sicurezza della percorribilità delle stesse;

- i. interventi di demolizione senza ricostruzione;
 - j. interventi di manutenzione riguardanti edifici ed infrastrutture, purchè non comportino incremento di unità abitative o del carico insediativo;
 - k. interventi di adeguamento degli edifici esistenti per motivate necessità igienico-sanitarie per il rispetto della legislazione in vigore anche in materia di abbattimento delle barriere architettoniche, di sicurezza del lavoro e incremento dell'efficienza energetica;
 - l. sistemazioni e manutenzioni di superfici scoperte di edifici esistenti;
 - m. posizionamento delle strutture di carattere provvisorio, non destinate al pernottamento di persone, necessarie per la conduzione dei cantieri per la realizzazione degli interventi di cui al presente articolo, a condizione che siano compatibili con le previsioni dei piani di protezione civile ove esistenti;
 - n. adeguamenti strutturali e funzionali di impianti per la lavorazione degli inerti solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti;
 - o. adeguamento strutturale e funzionale di impianti di depurazione delle acque reflue urbane imposti dalla normativa vigente;
 - p. realizzazione delle opere di raccolta, regolazione, trattamento, presa e restituzione dell'acqua;
 - q. interventi di riequilibrio e ricostruzione degli ambiti fluviali naturali nonchè opere di irrigazione, purchè non in contrasto con le esigenze di sicurezza;
 - r. prelievo di materiale litoide, sabbie, limi, argille, torbe o assimilabili solo previa verifica che questo sia compatibile, oltrechè con le pianificazioni di gestione della risorsa, con le condizioni di pericolo riscontrate e che non provochi un peggioramento delle stesse;
 - s. adeguamento di impianti produttivi artigianali o industriali solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti;
 - t. opere a verde.
2. Gli elaborati progettuali degli interventi di cui al comma 1 devono essere corredati da una relazione tecnica che tenga conto in modo approfondito della tipologia di pericolo, redatta da un tecnico laureato abilitato, se prevista dalla normativa di settore. Le indicazioni contenute nella suddetta relazione devono essere integralmente recepite nel progetto delle opere di cui si prevede l'esecuzione.

14.3.3 Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica elevata (P3)

1. Nelle aree classificate a pericolosità idraulica elevata P3, possono essere consentiti tutti gli interventi di cui alle aree P4, nonché i seguenti:
 - a. interventi di restauro, risanamento conservativo e ristrutturazione di opere pubbliche o di interesse pubblico qualora non comportino mutamento della destinazione d'uso;
 - b. interventi di restauro, risanamento conservativo e ristrutturazione di infrastrutture ed edifici, qualora non comportino aumento delle unità abitative o del carico insediativo;
 - c. ampliamento degli edifici esistenti, purchè non comportino mutamento della destinazione d'uso, nè incremento di superficie e di volume superiore al 10% del volume e della superficie totale, così come risultanti alla data di adozione del Progetto di Piano (7 ottobre 2004), e purchè siano anche compatibili con la pericolosità del fenomeno;
 - d. realizzazione di locali accessori di modesta entità a servizio degli edifici esistenti;
 - e. realizzazione di attrezzature e strutture mobili o provvisorie non destinate al pernottamento di persone per la fruizione del tempo libero o dell'ambiente naturale, a condizione che siano compatibili con le previsioni dei piani di protezione civile, che non ostacolino il libero deflusso delle acque e purchè non localizzate in aree interessate da fenomeni di caduta massi;
 - f. realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie, ferroviarie e di trasporto pubblico nonché ciclopedonali, non diversamente localizzabili o non delocalizzabili ovvero mancanti di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili, purchè non comportino l'incremento delle condizioni di pericolosità e non compromettano la possibilità di realizzazione degli interventi di mitigazione della pericolosità o del rischio; in particolare gli interventi di realizzazione di nuove infrastrutture stradali devono anche essere compatibili con le previsioni dei piani di protezione civile ove esistenti;
 - g. realizzazione di nuovi impianti di depurazione delle acque reflue urbane ove non diversamente localizzabili, purchè dotati degli opportuni accorgimenti tecnico-costruttivi e gestionali idonei anche ad impedire il rilascio nell'ambiente circostante di sostanze o materiali per effetto dell'evento che genera la situazione di pericolosità.
2. Gli elaborati progettuali degli interventi di cui al comma 1 devono essere corredati da una relazione tecnica che tenga conto in modo approfondito della tipologia di pericolo, redatta da un tecnico laureato abilitato, se prevista dalla normativa di settore. Le indicazioni contenute nella suddetta relazione devono essere integralmente recepite nel progetto delle opere di cui si prevede l'esecuzione.

14.3.4 Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica media (P2)

1. Nelle aree classificate a pericolosità idraulica media P2, possono essere consentiti tutti gli interventi di cui alle aree P4 e P3.
2. L'attuazione delle previsioni e degli interventi degli strumenti urbanistici vigenti alla data di adozione del PAI (g.m.a) è subordinata alla verifica da parte delle amministrazioni comunali della compatibilità con le situazioni di pericolosità evidenziate dal Piano e deve essere conforme alle disposizioni indicate dall'art. 8 delle NTA di PAI. Gli interventi dovranno essere realizzati secondo soluzioni costruttive funzionali a rendere compatibili i nuovi edifici con la specifica natura o tipologia di pericolo individuata.
3. Nelle aree classificate a pericolosità media P2 la pianificazione urbanistica e territoriale può prevedere:
 - a. nuove zone di espansione per infrastrutture stradali, ferroviarie e servizi che non prevedano la realizzazione di volumetrie edilizie, purchè ne sia segnalata la condizione di pericolosità e tengano conto dei possibili livelli idrometrici conseguenti alla piena di riferimento;
 - b. nuove zone da destinare a parcheggi, solo se imposti dagli standard urbanistici, purchè compatibili con le condizioni di pericolosità che devono essere segnalate;
 - c. piani di recupero e valorizzazione di complessi malghivi, stavoli e casere senza aumento di volumetria diversa dall'adeguamento igienico-sanitario e/o adeguamenti tecnico costruttivi e di incremento dell'efficienza energetica, purchè compatibili con la specifica natura o tipologia di pericolo individuata;
 - d. nuove zone su cui localizzare impianti per la produzione di energia da fonti rinnovabili, non diversamente localizzabili ovvero mancanti di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili, purchè compatibili con le condizioni di pericolo riscontrate e che non provochino un peggioramento delle stesse.

14.3.5 Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica moderata (P1) classificate dal PAI vigente o nell'ambito del presente PAT

Il piano di imposta dei fabbricati dovrà essere realizzato ad una quota superiore rispetto al livello di massima piena con adeguato franco. La realizzazione di locali a quote inferiori al piano stradale deve essere in linea di massima limitata ai casi in cui non siano praticabili soluzioni alternative. In tali situazioni, comunque, si ritiene necessaria la realizzazione di idonei interventi di impermeabilizzazione dei locali alle acque di falda, la protezione idraulica in corrispondenza degli accessi e la dotazione di sistemi autonomi di sollevamento delle acque fino ad una opportuna quota di sicurezza al di sopra del piano stradale. In tali circostanze resta comunque a carico del soggetto attuatore ogni rischio in ordine ad eventuali allagamenti dei locali in questione conseguente ad eventi eccezionali o a malfunzionamenti dei sistemi di protezione.

14.3.6 Disciplina delle aree fluviali

1. Nelle aree fluviali, richiamate le disposizioni di cui all'art. 8, sono escluse tutte quelle attività e/o utilizzazioni che diminuiscono la sicurezza idraulica e, in particolare, quelle che possono:
 - a. determinare riduzione della capacità di invaso e di deflusso del corpo idrico fluente;
 - b. interferire con la morfologia in atto e/o prevedibile del corpo idrico fluente;
 - c. generare situazioni di pericolosità in caso di sradicamento e/o trascinarsi di strutture e/o vegetazione da parte delle acque.
2. Le coltivazioni arboree o pluriennali con strutture di sostegno fisso, esistenti alla data di adozione del presente piano (01.12.2012) e i nuovi impianti sono ammessi, previa autorizzazione della Regione competente, se gli stessi non recano ostacolo al deflusso delle acque e all'evoluzione morfologica del corso d'acqua e rispondono ai criteri di compatibilità idraulica. Il rinnovo per completare il ciclo produttivo in atto al momento della scadenza dell'autorizzazione potrà essere consentito in deroga (se opportunamente motivato).
3. Nelle aree fluviali, gli interventi di qualsiasi tipo devono tener conto della necessità di mantenere, compatibilmente con la funzione alla quale detti interventi devono assolvere, l'assetto morfodinamico del corso d'acqua. Ciò al fine di non indurre a valle condizioni di pericolosità. Nelle aree fluviali è consentita, previa acquisizione dell'autorizzazione idraulica della Regione e nel rispetto dei criteri di cui al comma 1:
 - a. la realizzazione degli interventi finalizzati alla navigazione, compresa anche la nautica da diporto;
 - b. la realizzazione, ampliamento o manutenzione delle opere di raccolta, regolazione, trattamento, presa e restituzione dell'acqua;
 - c. la realizzazione, ampliamento o manutenzione di strutture a rete e di opere di attraversamento stradale, ciclopedonale e ferroviario. Le nuove opere vanno realizzate a quote compatibili con i livelli idrometrici propri della piena di riferimento tenuto conto del relativo franco di sicurezza;
 - d. l'installazione di attrezzature e strutture, purchè di trascurabile ingombro, funzionali all'utilizzo agricolo dei suoli nelle aree fluviali.

14.3.7 Preesistenze nelle aree fluviali

1. La Regione, su istanza del proprietario o di chi abbia il titolo per richiederlo, verifica l'esistenza delle condizioni per consentire l'esecuzione degli interventi di difesa e/o di mitigazione del rischio necessari ad assicurare l'incolumità delle persone e per la razionale gestione del patrimonio edilizio esistente, autorizzandone la realizzazione.
2. E' consentita la trasformazione d'uso di vani collocati al di sopra della quota di sicurezza idraulica, allo scopo di ridurre la vulnerabilità del patrimonio edilizio ed infrastrutturale esistente.

3. Possono essere realizzati, previa autorizzazione idraulica della Regione, esclusivamente interventi di:
- a. demolizione senza ricostruzione;
 - b. interventi di manutenzione ordinaria, straordinaria, restauro e risanamento conservativo riguardanti edifici, strutture ed infrastrutture, purchè non comportino incremento di unità abitative o del carico insediativo;
 - c. interventi di adeguamento degli edifici esistenti per motivate necessità igienico-sanitario, per il rispetto della legislazione in vigore anche in materia di abbattimento delle barriere architettoniche, di sicurezza del lavoro e incremento dell'efficienza energetica;
 - d. interventi di ampliamento degli edifici esistenti, purchè non comportino mutamento della destinazione d'uso, nè incremento di superficie e di volume superiore al 10% del volume e della superficie totale, e siano compatibili con la pericolosità del fenomeno nonché realizzati al di sopra della quota di sicurezza idraulica, e non comportino incremento di unità abitative o del carico insediativo;
 - e. sistemazioni e manutenzioni di superfici scoperte di edifici esistenti;
 - f. realizzazione di locali accessori di modesta entità a servizio degli edifici esistenti.
 - g. adeguamenti strutturali e funzionali di impianti per la lavorazione degli inerti solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti, o per migliorare le condizioni di sicurezza idraulica, o per consentire la razionale gestione dell'apparato produttivo;
 - h. adeguamento strutturale e funzionale di impianti di depurazione delle acque reflue urbane, imposte dalla normativa vigente; l'eventuale ampliamento è subordinato alla verifica preliminare, da parte della Regione, che non sussistono alternative al riposizionamento dell'impianto, nè che l'impianto induca modifiche significative al comportamento idrodinamico del corso d'acqua, nonché variazioni significative dei livelli del corso d'acqua;
 - i. adeguamento di impianti produttivi artigianali o industriali solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti, o per migliorare le condizioni di sicurezza idraulica, o per consentire la razionale gestione dell'apparato produttivo;

14.4 Principio dell'invarianza idraulica nella redazione dei P.I.

I volumi di laminazione delle piene possono essere ricavati realizzando aree a verde soggette a temporanea sommersione, vasche di laminazione, attraverso il sovradimensionamento delle condotte di scarico e dei pozzetti delle acque bianche oppure mediante sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi meteorici direttamente in falda. Tali sistemi vengono di seguito descritti.

1. Aree a verde soggette a temporanea sommersione

Le aree a verde dovranno avere una conformazione tale che attribuisca loro la duplice funzione di ricettore delle precipitazioni defluenti lungo le aree impermeabili limitrofe e di bacino di laminazione del sistema di smaltimento delle acque piovane. Esse dovranno quindi essere poste ad una quota inferiore rispetto al piano stradale circostante ed avere una conformazione planoaltimetrica che preveda la realizzazione di invasi superficiali adeguatamente disposti. Al fine di garantire un effettivo riempimento degli invasi realizzati ed il loro conseguente utilizzo per la laminazione delle piene, al termine della linea principale dovrà essere posto un dispositivo che limiti la portata scaricata.

2. Vasche di laminazione

Nel caso che il ridotto spazio a disposizione non consenta il ricorso ad aree a verde soggette a temporanea sommersione, le capacità possono essere ottenute mediante vasche di laminazione poste a valle dei collettori di raccolta delle acque piovane provenienti dai tetti e dalle superfici impermeabilizzate quali strade e parcheggi. Queste capacità possono essere realizzate attraverso interventi diffusi mediante pavimentazioni porose su strade e parcheggi e attraverso serbatoi domestici (rainwater harvesting) da realizzare al di sotto delle aree verdi di pertinenza di ciascun edificio. Al fine di garantire un effettivo riempimento degli invasi realizzati ed il loro conseguente utilizzo per la laminazione delle piene, al termine della linea principale dovrà essere posto un dispositivo che limiti la portata scaricata. Tali capacità di invaso temporaneo delle acque, che potrebbero essere utilizzate anche per il riuso delle acque con finalità di risparmio energetico, possono essere realizzati in calcestruzzo in opera o mediante la posa in opera di appositi elementi in polipropilene interrati che fungono da serbatoio delle acque in eccesso.

3. Sovradimensionamento delle condotte di scarico e dei pozzetti delle acque bianche

Nel caso che il ridotto spazio a disposizione non consenta il ricorso ad aree a verde soggette a temporanea sommersione, le capacità possono essere ottenute mediante il sovradimensionamento dei pozzetti e dei collettori di raccolta delle acque piovane provenienti dai tetti e dalle superfici impermeabilizzate quali strade e parcheggi, oppure con il sovradimensionamento delle canalette di raccolta a lato delle strade. Al fine di garantire un effettivo riempimento degli invasi realizzati ed il loro conseguente utilizzo per la laminazione delle piene, al termine della linea principale dovrà essere posto un dispositivo che limiti la portata scaricata.

4. Dispositivi di reimmissione in falda

Se la permeabilità del terreno lo permette, è possibile ricavare i volumi di laminazione mediante dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche in falda, mediante la realizzazione di una rete di pozzi perdenti e di trincee drenanti, limitando il valore della portata scaricata al valore della portata allo stato attuale. Questi sistemi, che fungono da dispositivi di reimmissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sottoforma di pozzetti o vasche o condotte disperdenti in cui sia consentito l'accumulo di un battente di acqua che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata. Qualora si voglia aumentare la percentuale di portata attribuita all'infiltrazione, fino ad una incidenza del 75%, il progettista dovrà documentare, attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici, la funzionalità del sistema a smaltire gli eccessi di portata prodotti dalle superfici impermeabilizzate rispetto alle condizioni antecedenti la trasformazione, almeno per un tempo di ritorno di 100 anni.

15 CONCLUSIONI

Il presente studio ha analizzato la rete idrografico minore e maggiore del territorio comunale evidenziando la presenza di diverse criticità portando alla definizione delle aree allagabili e di pericolosità idraulica.

Per quanto riguarda gli interventi previsti dal PAT si può affermare che essi sono compatibili con quanto indicato nelle NTA del Piano di Assetto Idrogeologico.

Inoltre i volumi destinati alla laminazione individuati sono sufficienti a garantire il principio dell'invarianza idraulica definito nella Delibera della Giunta Regionale del Veneto n. 2943/2009.

Il documento è stato aggiornato ed integrato a seguito della nota dell' U.O. Genio Civile di Belluno del 17/09/2018 prot. 375865, come meglio dettagliato al paragrafo 2.3.

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) – Quaderno 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”.;

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;

