

**COMUNE DI
VALLE DI CADORE**
Provincia di Belluno



P.A.T.

Elaborato

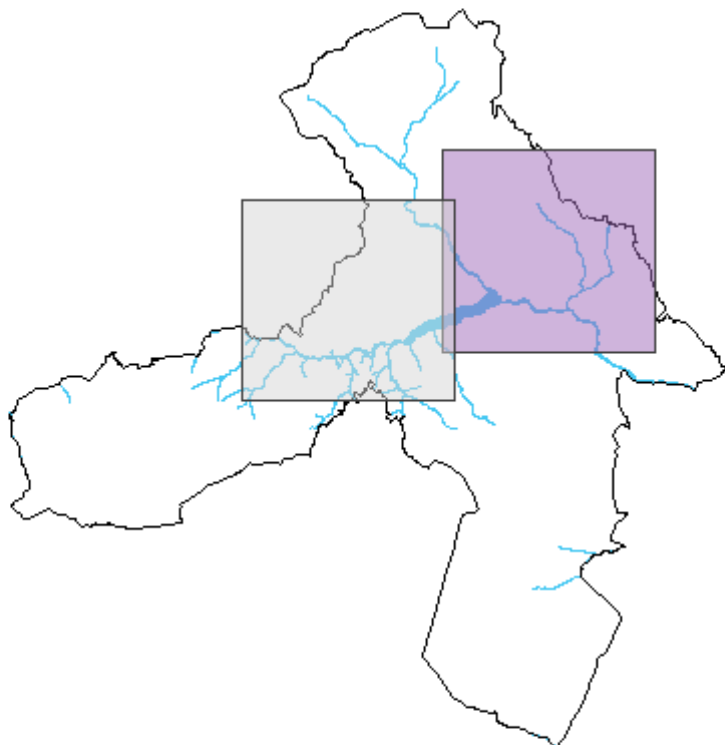
10

Scala

-

Valutazione di compatibilità idraulica D.G.R. 2948/2009

Relazione Idraulica



Il Progettista

Dott. Ing. Gaspare Andreella

Viale Pedavena, 46
32032 Feltre (BL)
tel. e fax 0439 302404
mail info@studioandreella.com

Il Sindaco

NOVEMBRE 2015

ADOZIONE - dicembre 2015

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	CONTENUTI DELLO STUDIO.....	3
2.1	Obbiettivi	3
2.2	Struttura.....	3
3	DESCRIZIONE DELLO STRUMENTO URBANISTICO.....	5
4	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI	5
4.1	Inquadramento geografico	5
4.2	Caratteristiche idrologiche	8
4.3	Caratteristiche delle reti fognarie e della rete idraulica ricettore	9
4.4	Caratteri geomorfologici	10
4.5	Caratteri geologici e litologici.....	10
4.6	Caratteristiche idrografiche	10
4.7	Caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici.....	15
4.8	Gli sbarramenti ad uso idroelettrico	18
5	IL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL FIUME PIAVE.....	23
5.1	Il concetto di rischio	23
5.2	Perimetrazione delle aree di pericolosità idraulica e delle zone di attenzione	24
6	ANALISI IDROLOGICA.....	29
6.1	Metodologia di analisi	29
6.1.1	Il metodo del Curve Number	30
6.1.2	Il modello di Nash.....	31
6.1.3	Il deflusso profondo.....	32
6.2	Determinazione delle piogge critiche di assegnata frequenza	33
6.2.1	Curve di possibilità pluviometrica	33
6.2.2	Precipitazioni di progetto	34
6.3	Trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi	35
6.3.1	Valutazione del Curve Number.....	35
6.3.2	Il fattore di scala e di forma nel modello di Nash.....	35
6.3.3	Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici.....	36
7	TRASPORTO SOLIDO	41
7.1	Alimentazione solida di versante.....	41
7.2	Capacità di trasporto solido	42
7.3	Quantificazione del trasporto solido	44
7.3.1	Torrente Boite a Peaio	44
7.3.2	Torrente Boite a Perarolo	46
7.3.3	Torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore	48
7.3.4	Rio Vallesina all'incile del lago di Valle di Cadore.....	50
7.4	Innesco di colate detritiche	54
7.4.1	Rio Vallesina	57
8	PERIMETRAZIONE DELLE AREE DI PERICOLOSITA' IDRAULICA RICADENTI NELLE "ZONE DI ATTENZIONE"	63
8.1	Criteri adottati.....	63
8.2	La valle del torrente Boite da località Peaio a Perarolo di Cadore	65
8.2.1	Dati topografici.....	66
8.2.2	Geometria del modello (TUFLOW)	67
8.2.3	Scabrezza dell'alveo	70
8.2.4	Condizioni al contorno	71
8.2.5	Risultati del modello	75

8.3	Rio Vallesina	77
8.3.1	Dati topografici.....	78
8.3.2	Geometria del modello (AUTOMI CELLULARI)	79
8.3.3	Dati di ingresso e parametri del modello	80
8.3.4	Condizioni al contorno	80
8.3.5	Risultati del modello	80
9	APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA	85
9.1	Identificazione e classificazione delle aree di trasformazione interessate da interventi di potenziale impermeabilizzazione	85
9.2	Determinazione dei contributi specifici delle singole aree di trasformazione	86
9.2.1	Determinazione dei coefficienti di deflusso nelle aree di trasformazione allo stato programmato di PAT	86
9.2.2	Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato di PAT:	87
9.3	Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio	91
10	MISURE DI COMPENSAZIONE	95
10.1	Prescrizioni generali	95
10.2	Prescrizioni relative alle aree di pericolosità idraulica, alle aree fluviali ed alle zone di attenzione	95
10.2.1	Disposizioni comuni	96
10.2.2	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica molto elevata (P4)	97
10.2.3	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica elevata (P3)	98
10.2.4	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica media (P2)	99
10.2.5	Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica moderata (P1)	100
10.2.6	Disciplina delle aree fluviali	100
10.2.7	Preesistenze nelle aree fluviali	101
10.2.8	Criteri per la progettazione della difesa delle preesistenze in area fluviale	102
10.3	Prescrizioni per la redazione dei P.I. sull'applicazione del principio dell'invarianza idraulica	102
10.3.1	Linee guida per la realizzazione degli interventi di compensazione	104
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	107
	APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW	109
A.1	TUFLOW	110
B.2	ESTRY	112
A.3	Accoppiamento dei modelli	112
A.4	Inserimento dati	114
A.5	Visualizzazione dei risultati	115
A.6	Applicazioni e utenti	116
A.7	BIBLIOGRAFIA	118
	APPENDICE B – IL MODELLO DI PROPAGAZIONE DELLE COLATE DETRITICHE AGLI AUTOMI CELLULARI	121
B.1	Implementazione del modello	122
B.2	L'equazione di continuità	122
B.3	Deflusso tra celle adiacenti	123
B.3	Erosione e deposito	124
B.4	Struttura dell'algoritmo	124

1 PREMESSA

A seguito dell'entrata in vigore della legge urbanistica regionale (l.r. n.11/2004), il nuovo Piano di Assetto del Territorio (PAT) andrà a sostituire il vigente Piano Regolatore Generale.

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).

Essa contiene le valutazioni sulle situazioni di dissesto del territorio ed evidenzia la relativa compatibilità con le previsioni urbanistiche nelle "Zone di attenzione idraulica", definite nell'art. 5 NTA del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini idrografici dei fiumi dell'Alto Adriatico (adottato con delibera n.3 CI 09/11/2012).

Per permettere l'associazione delle classi di pericolosità idraulica nelle aree definite come "Zone di attenzione" dal PAI che interessano il territorio comunale secondo le procedure indicate all'art.6 delle NTA del PAI, è stata condotta un'indagine secondo il criterio idrodinamico.

2 CONTENUTI DELLO STUDIO

2.1 Obbiettivi

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 obbiettivi, 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.

2.2 Struttura

Nella presente relazione, dopo una breve descrizione degli interventi programmati dal PAT, nel seguente capitolo 4 vengono descritte le caratteristiche dei luoghi di intervento per quanto riguarda il regime idrologico ed idraulico del territorio.

In particolare vengono descritte le caratteristiche salienti dei più importanti torrenti che interessano il territorio comunale dal punto di vista geografico, idrologico, idrografico e geomorfologico del territorio con particolare riguardo ai principali dissesti in atto.

Il capitolo 0 riguarda le previsioni del Piano di Assetto Idrogeologico del fiume Piave (PAI) e le criticità idrauliche individuate sulla base dei contenuti dello stesso piano in riferimento alle "zone di attenzione idraulica" recentemente introdotte.

L'analisi delle precipitazioni intense e la valutazione delle portate massime attese nei corsi d'acqua e nei torrenti significativi è riportata nel capitolo 6

L'analisi è completata dalla caratterizzazione dei fenomeni di trasporto solido lungo i corsi d'acqua soggetti a questo tipo di fenomeni, riportata nel capitolo 7, con particolare interesse rivolto alla stima delle volumetrie di sedimenti movimentabili in occasione del passaggio delle onde di piena più intense.

Per permettere l'associazione delle classi di pericolosità idraulica nelle aree definite come "Zone di attenzione" dal PAI dei torrenti Boite, Fiorentina e Pettorina secondo le procedure indicate all'art.6 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI, è stata condotta un'indagine secondo il criterio idrodinamico, descritta nel capitolo 8.

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

Il capitolo 0 riguarda l'analisi delle trasformazioni previste dal PAT in termini di impermeabilizzazione del terreno, ovvero la citata applicazione del principio dell'invarianza idraulica.

Il capitolo 10, infine, contiene le proposte di misure compensative che fanno parte delle norme tecniche di attuazione del PAT.

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

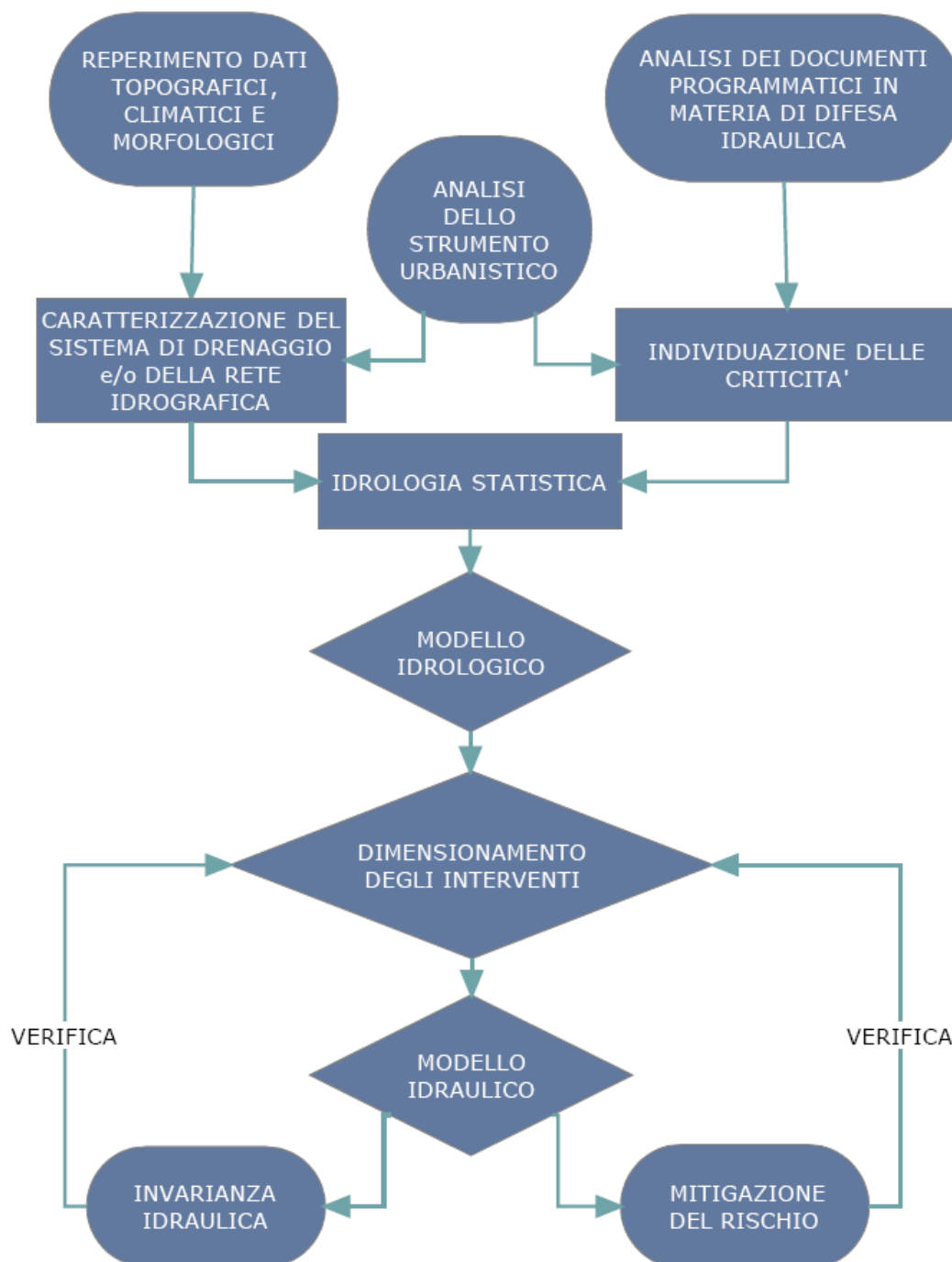


Figura 1 – Diagramma di flusso delle attività da svolgere per la redazione di uno studio di compatibilità idraulica (FOIV Ingegneri del Veneto n.24 dicembre 2008 Coccato, Boccato, Andreella)

3 DESCRIZIONE DELLO STRUMENTO URBANISTICO

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

4 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

Il territorio del comune di Valle di Cadore, oggetto del presente PAT, appartiene alla parte meridionale del bacino del torrente Boite. Come indicato nella corografia riportata in figura, l'area è ubicata nel settore centro settentrionale della provincia di Belluno. Esso confina: - a Nord Est con il Comune di Vodo di Cadore. - a Nord e Nord Ovest con il Comune di Pieve di Cadore; - a Sud con i Comuni di Perarolo, Ospitale e Cibiana di Cadore.

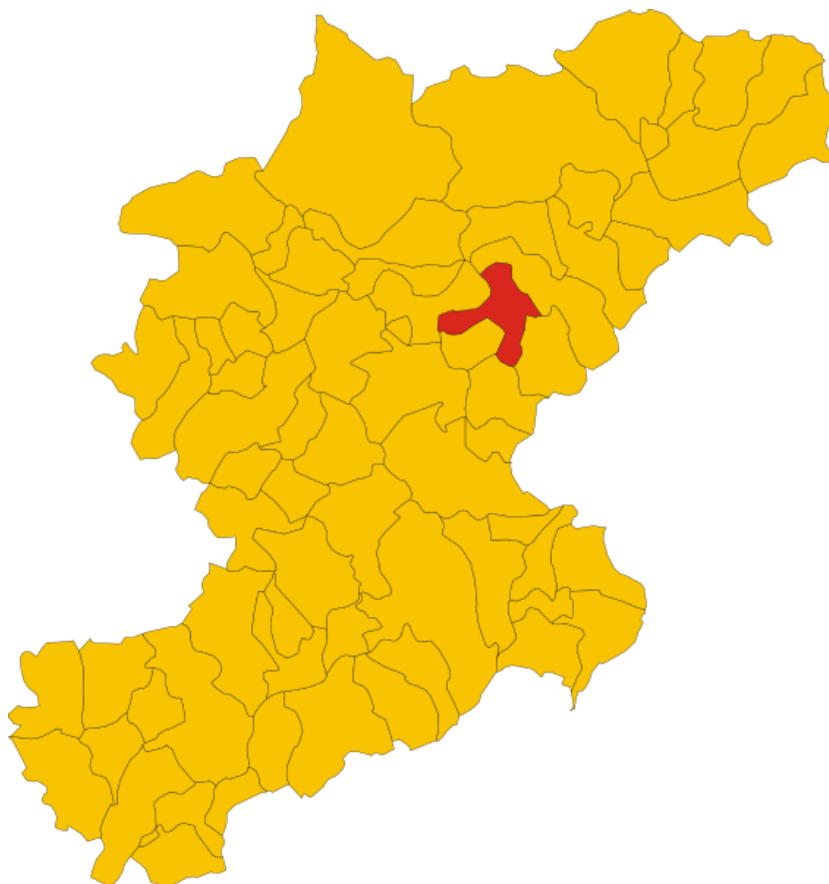


Figura 2 – Corografia dell'area oggetto di PAT

4.1 Inquadramento geografico

Il Comune di Valle di Cadore è il primo comune della valle del Boite provenendo dalla pianura. La zona abitata si trova nel fondovalle pianeggiante del torrente Boite alle pendici dell'Antelao (3263 m), di fronte al Sasso di Mezzodì. Si tratta di un comune vallivo montano, ciò che prefigura una morfologia con un asse viario principale parallelo all'andamento fluviale di fondovalle, con centri urbani allineati su di esso, ristrette aree planiziali, e morfologia con pendenze significative e scarpate sia a monte che a valle di tale asse. Tale morfologia comporta gravi problematiche di carattere viario e poche possibilità di utilizzo alternativo del territorio;



Figura 3 – Vista 3d dell'area oggetto di PAT (Google 2012)

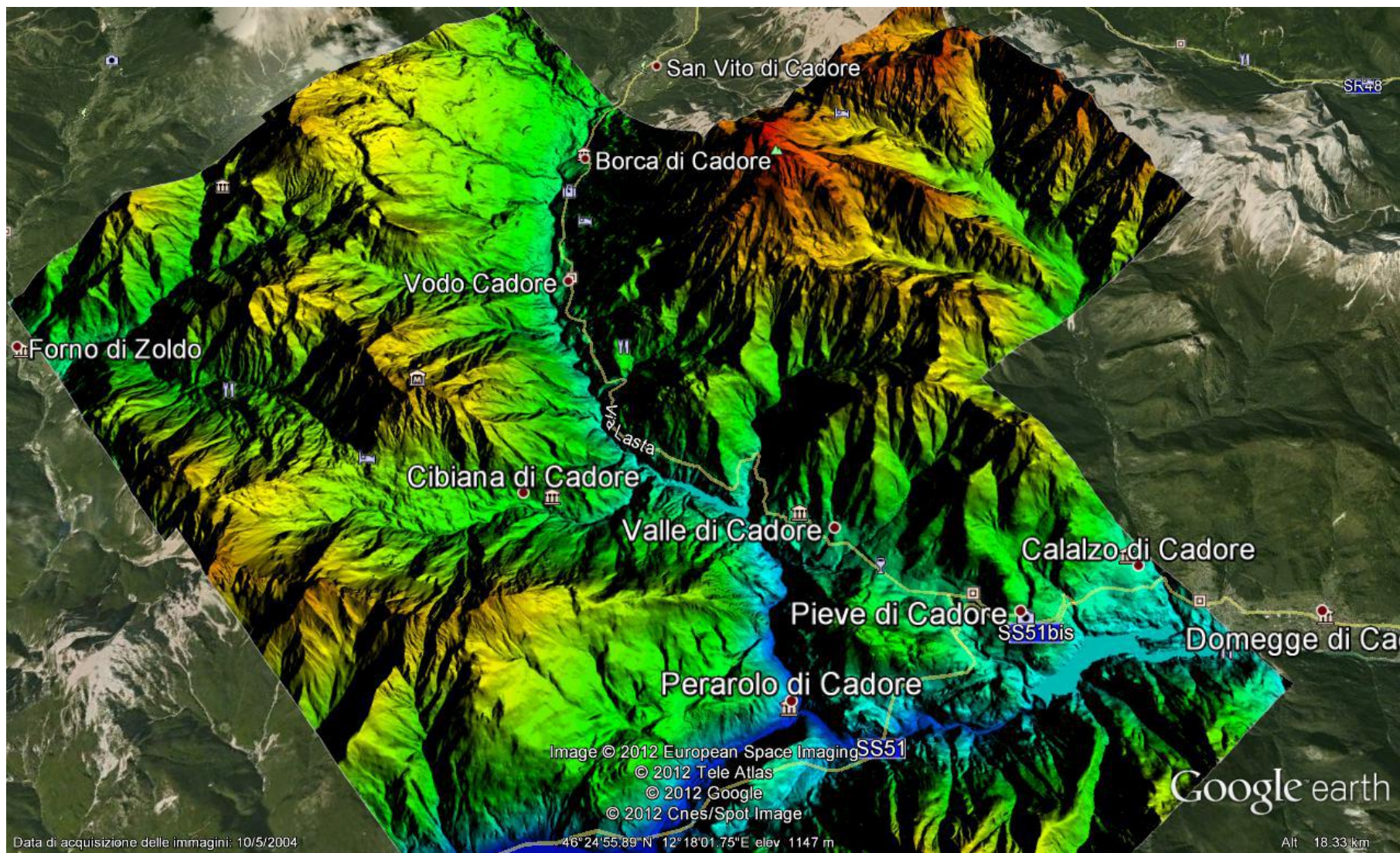
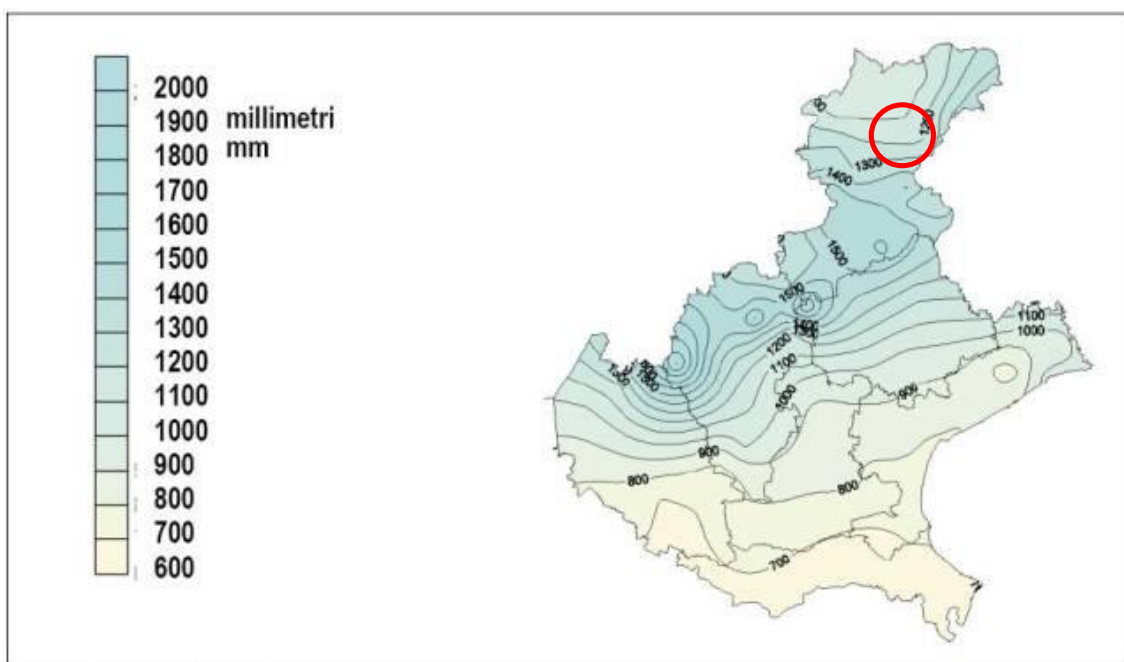


Figura 4 – Vista 3d dell'area oggetto di PAT (Google 2012)

4.2 Caratteristiche idrologiche

Come tutto il resto del bacino del Piave, il territorio tributario del Torrente Boite 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.

Dal punto di vista pluviometrico il bacino del Boite appartiene alla fascia alpina del più vasto bacino del Piave, come del resto tutta la parte settentrionale della provincia di Belluno. Questa zona è caratterizzata da precipitazioni medie annue crescenti nello spazio da NO verso SE, variando dai 1100 mm annui della zona di Cortina ai 1400 del confine col Friuli (Figura 5).



(fonte: ARPAV, Centro meteorologico di Telve)

Figura 5 – Carta delle precipitazioni medie annue dal 1961 al 1990 (ADB Alto Adriatico 1999)

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 50 e gli 80 mm, mentre a giugno e novembre si possono raggiungere apporti mensili di 100 – 160 mm.

Nel bacino del Boite sono presenti due stazioni pluviometriche, poste all'incirca agli estremi del corso del Torrente, trovandosi l'una a Cortina D'Ampezzo e l'altra a Perarolo di Cadore. Le registrazioni effettivamente disponibili per tali stazioni sono riferite ad un arco temporale pari a 40 e 46 anni, rispettivamente, di cui è solo una parte è coperto.

Per la misura delle portate critiche, invece, si è fatto riferimento a quanto registrato agli sbarramenti di Vodo e Valle di Cadore, ed in particolare alla portata al colmo scaricata durante la disastrosa alluvione del novembre 1966 dallo sfioratore della diga di Valle di Cadore. Si è così individuata una portata di circa 530 m³/s al colmo della piena centenaria.

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. Le stazioni meteorologiche significative per il territorio oggetto di PAT sono 4. In Tabella 1 se ne riportano le principali caratteristiche:

Tabella 1 – Principali caratteristiche delle stazioni meteorologiche attualmente in funzione ricadenti nei territori comunali e nelle aree limitrofe

Cod.	Nome stazione	Comune in cui è sita la stazione	Data inizio attività	Quota m.s.l.m.	Gauss X	Gauss Y
224	Valle di Cadore	VALLE DI CADORE	20-dic-96	793	1756116	5145629
17	Perarolo	PERAROLO DI CADORE	01-feb-90	527	1758086	5143344
50	Villanova (Borca di Cadore)	BORCA DI CADORE	07-dic-84	975	1746303	5148323
59	Domegge di Cadore	DOMEGGE DI CADORE	08-set-88	841	1761893	5150941



Figura 6 - Rete di monitoraggio ambientale gestita dall'A.R.P.A.V

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 nell'Elaborato grafico n.24 di P.A.T. (tavola 9), 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. Come si può vedere nell'Elaborato grafico n.24 (tavola 9) di P.A.T., il territorio comunale risulta essere attraversato principalmente da collettori fognari di tipo "misto".

Tali collettori sono attualmente di fatto i corpi idrici ricettori di diverse aree urbanizzate ma, in sede di PI, dovrà essere prevista la separazione tra i due diversi contributi, come indicato nelle norme riportate nel seguente capitolo 10

4.4 Caratteri geomorfologici

L'alveo del Boite è interessato generalmente da processi d'erosione, fatti salvi alcuni tratti molto a monte dell'ambito del presente progetto. Il notevole interrimento di degli invasi presenti lungo il corso d'acqua costituisce la più evidente conferma dello stato di generalizzata erosione dell'alveo oltre che del notevole apporto solido dovuto sia al franamento o al dilavamento delle sponde, sia al trasporto solido dei numerosi torrentelli che si immettono nell'asta principale.

4.5 Caratteri geologici e litologici

Dal punto di vista litologico, il territorio è costituito da sedimenti, talvolta in strati anche di elevato spessore. Tali sedimenti si sono depositati nel corso del tempo fra il periodo Ladinico superiore ed il Cretaceo, al di sopra della base rocciosa costituente il fondo del primordiale mare ricoprente l'area del Veneto.

L'alternanza di periodi di sommersione e di affioramento della piattaforma marina per fenomeni di eustatismo e subsidenza ricorrenti, ha determinato la stratificazione alterna di sedimenti di tipo carbonatico e di tipo terrigeno, in dipendenza della distanza dalle terre emerse. Su questa tipologia deposizionale, si innestano anche stratificazioni dovute agli apporti vulcano-detritici di tipo silico-clastico, originati dall'attività vulcanica ancora presente in modo diffuso nel Ladinico.

A seguito di sollevamenti tettonici di grande rilevanza, le rocce sedimentarie descritte si sono innalzate a formare le attuali catene montuose dolomitiche, dando origine a numerose formazioni rocciose.

Per le esigenze di simulazione idraulica, sono tuttavia molto importanti i materiali che costituiscono le coperture eluviali e colluviali, in quanto possono essere movimentati, sia pure in occasione di eventi di forte intensità, dalle piene dei corsi d'acqua.

4.6 Caratteristiche idrografiche

Come indicato nella seguente Figura 7, la quasi totalità del territorio del Comune di Valle di Cadore ricade nel bacino idrografico del Torrente Boite, affluente di destra del fiume Piave.

Tra i maggiori affluenti del Piave, nel quale confluisce presso il paese di Perarolo di Cadore, il Torrente Boite nasce alle falde meridionali della Croda del Becco e, nel suo percorso di 45 km attraversa la Conca Ampezzana e la parte occidentale del Cadore.

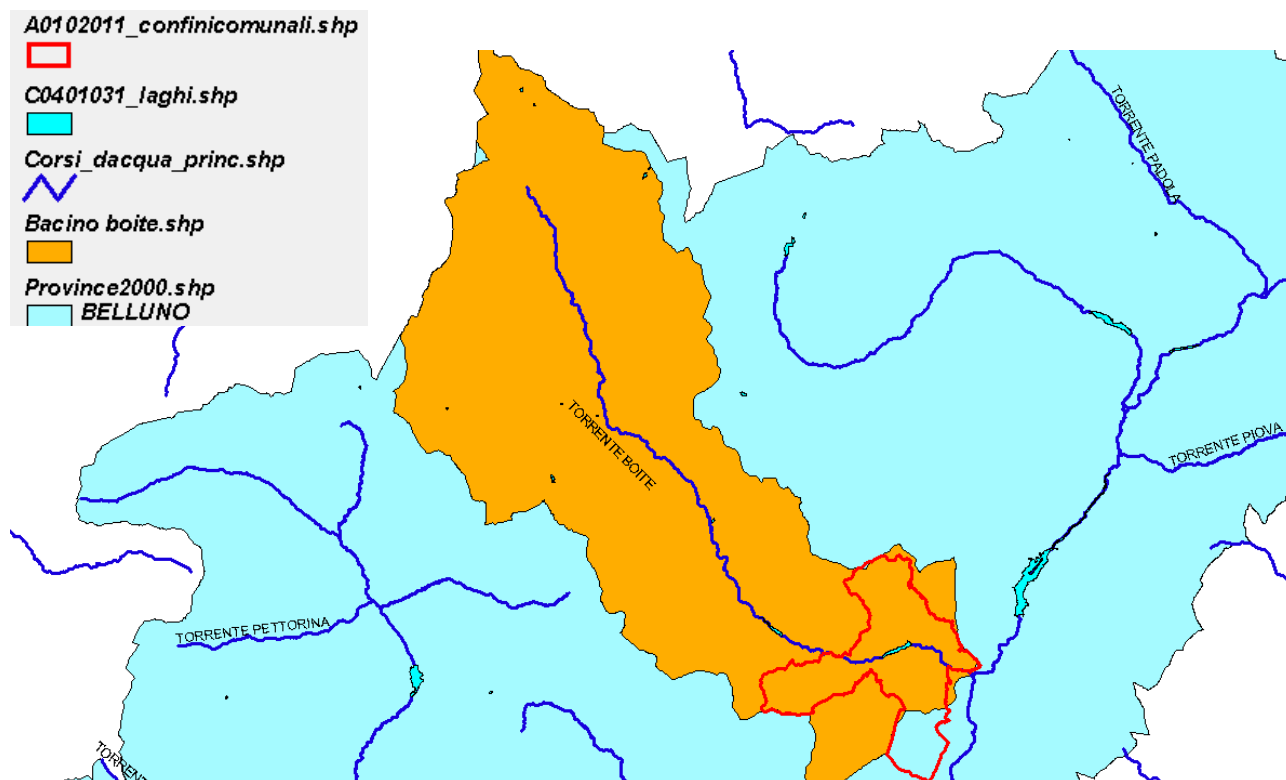


Figura 7 – Bacino del torrente Boite con evidenziato il territorio appartenente al comune di Valle di Cadore

Il bacino del torrente ha un'estensione di 395 km², quindi, un decimo dell'estensione dell'intero bacino montano del Piave. Il suo spartiacque unisce alcune delle più alte e note montagne quali le Tofane, il M. Cristallo e il M. Antelao che dall'alto dei suoi 3264 m domina le montagne circostanti. Per estensione del bacino imbrifero il corso d'acqua è, tra gli affluenti del fiume Piave secondo solo al Torrente Cordevole, il cui corso caratterizza la parte sud-orientale della provincia di Belluno.

L'asta principale del torrente attraversa, con direzione da nord-ovest verso sud-est tutta la Conca Ampezzana e la parte iniziale della Valboite fino all'altezza di Borca di Cadore. Di qui il suo corso si porta in direzione da Ovest ad Est, mantenendo tale andamento fino alla confluenza.

I terreni solcati dal torrente sono in prevalenza dolomitici e calcareo-dolomitici, pur con la presenza di formazioni triassiche con facies arenacee e calcareo-marnose presso Cortina e nella parte finale del suo corso. L'alveo scorre su roccia a partire, all'incirca, dall'abitato di Borca.

La variazione nella natura dei terreni attraversati è rispecchiata dalla variazione nella morfologia della valle a cavallo di questo paese.

A monte si hanno pendii relativamente dolci di terreni con forte componente argillosa, una valle ampia con estesi terrazzamenti (si pensi all'ampiezza della valle presso S. Vito o alla "Dogana Vecia").

A valle di Borca, invece, il torrente scorre incassato tra sponde rocciose sub-orizzontali alte fino a parecchie decine di metri, presso Valle di Cadore la gola arriva ad essere profonda anche 150 m.

Nel secondo dopoguerra, lungo questa gola rocciosa sono stati realizzati, due sbarramenti ad uso idroelettrico, le dighe di Vodo e Valle di Cadore. Quest'ultima è impostata sulle sponde rocciose unite anche dall'antico ponte di Pocroce, che si trova immediatamente a valle dello sbarramento (Figura 8).

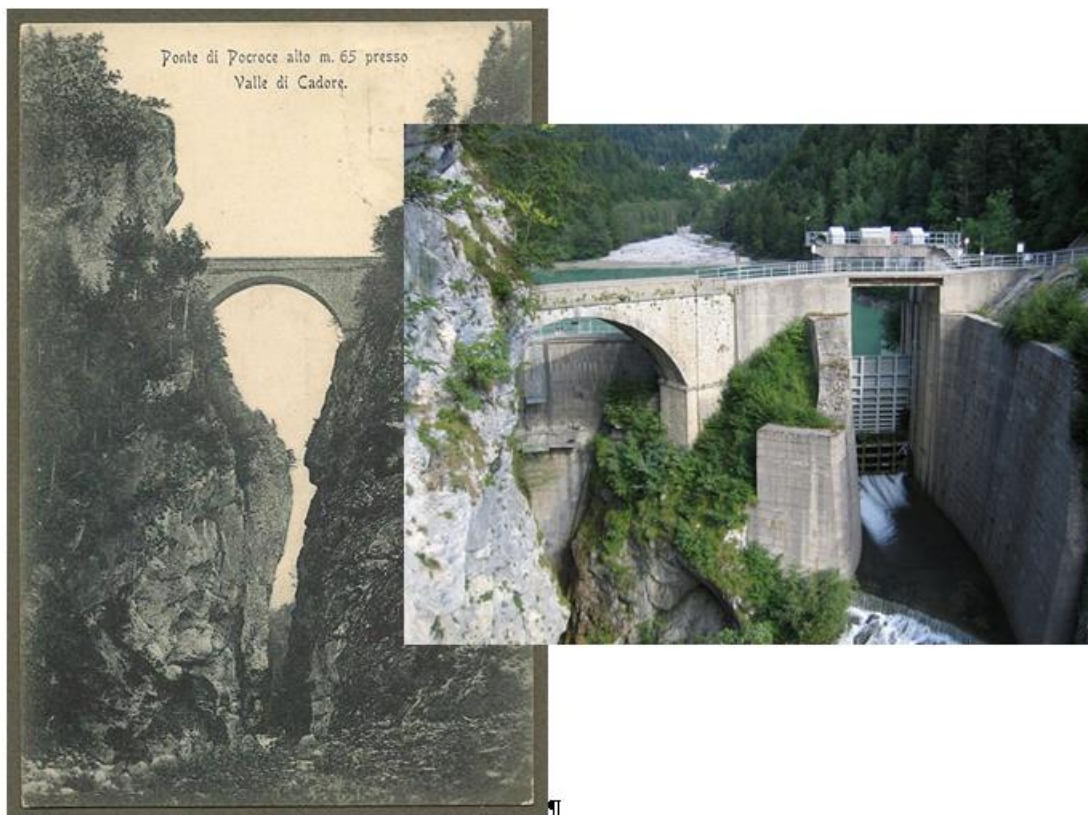


Figura 8 - Ponte di Pocroce prima e dopo la costruzione della diga di Valle di Cadore

A partire dalla diga di Valle di Cadore, il torrente scende fino alla confluenza col Rù Carsié attraversando, tra l'altro la stretta del ponte ferroviario tra le gallerie "Cidolo" e "Monte Zucco". Immediatamente a valle della confluenza del Carsié inizia il tronco dell'asta finale del torrente interessato da numerose opere di difesa idraulica trasversali e longitudinali.

Lungo tutto questo tratto l'alveo si trova sul fondo di una stretta gola, con pendii sub-verticali di notevole altezza. I versanti che delimitano la gola sono estremamente instabili, ad eccezione delle formazioni rocciose sulle quali sono impostate la diga di Pocroce ed il ponte della ferrovia. La sezione sulla quale ha sede questo manufatto divide idealmente il tratto in esame in due tronchi aventi diverse caratteristiche.

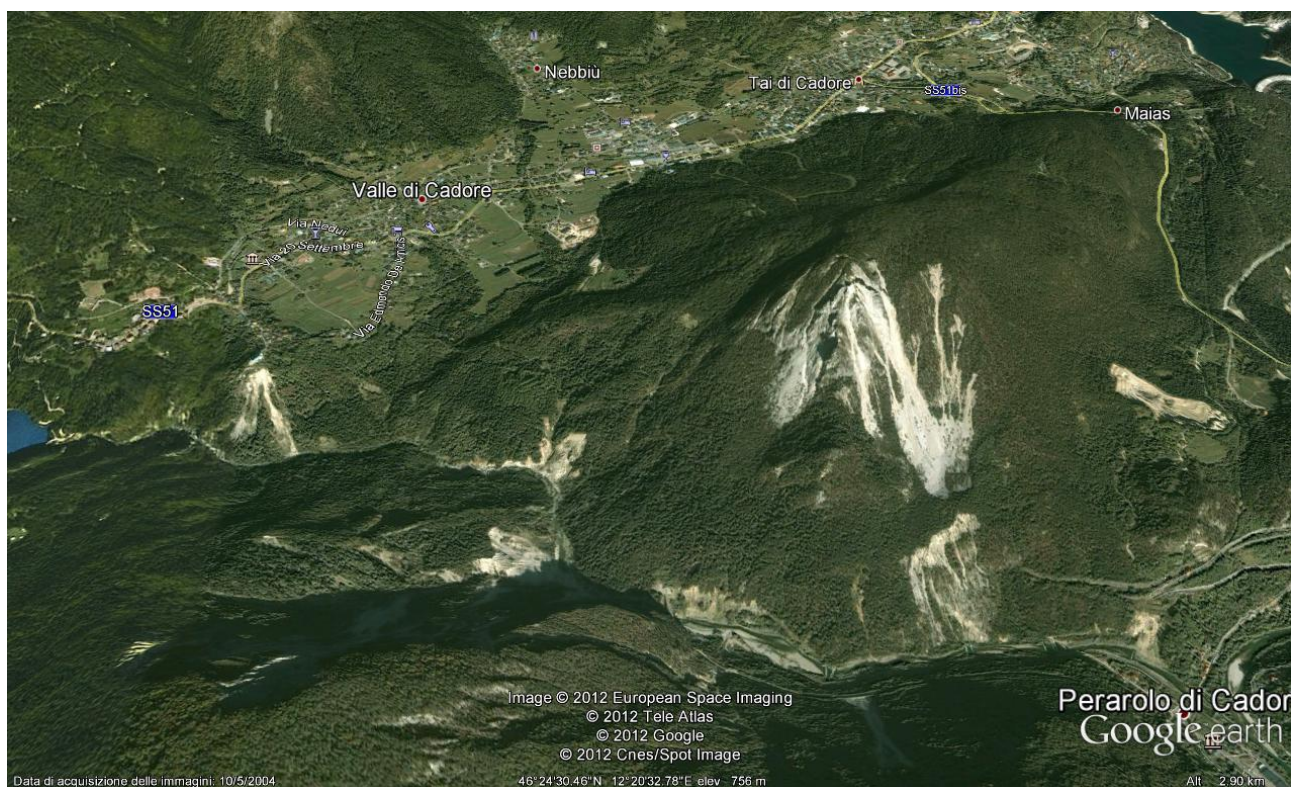


Figura 9 – Versanti in frana tra la diga di Valle di Cadore ed il ponte ferroviario

Superato il ponte, infatti, la valle si allarga notevolmente e si addolcisce l'andamento dei versanti, con la scomparsa delle pareti quasi verticali che caratterizzano il torrente dalla diga alla ferrovia. I due tronchi sono invece accomunati dalla sensibile pendenza dell'alveo, dalla forte instabilità delle sponde e dalla presenza di numerose frane quali quelle di Soteronco e Tresaghe.



Figura 10 - Ponte ferroviario sul Rio Carsie

Anche i corsi d'acqua afferenti al torrente in questo tratto sono interessati da frane e attraversano, in genere, aree caratterizzate da movimenti franosi. Tra questi spicca la rete di canalizzazioni che

solca il bacino di Saline, estesissima area in perenne erosione, e che assicura un costante apporto di materiale sulla frana di Tresaghe.

La stretta del ponte della ferrovia Teviso – Calalzo determina un punto di discriminare per il tronco dalla diga al Piave: a monte un tratto pressoché vergine (almeno fino ai recenti interventi), sede di diversi movimenti franosi e di importanti apporti da dilavamento (bacino di saline); a valle un tratto sede anch'esso di importanti frane ma già regimato.

Successivamente all'alluvione del 1966 furono infatti realizzate, tra il ponte ferroviario e le prime case di Perarolo, diverse opere di stabilizzazione dell'alveo e del versante sinistro. Oltre alla sistemazione di alcune frane che costituivano una minaccia costante per la linea ferroviaria, (assai nota quella della "Busa del Cristo"), fu realizzato un complesso di briglie e protezioni spondali (queste ultime consistenti in muri molto alti) volte ad evitare lo scalzamento del piede delle frane limitando l'erosione dell'alveo.

Fra queste si possono menzionare:

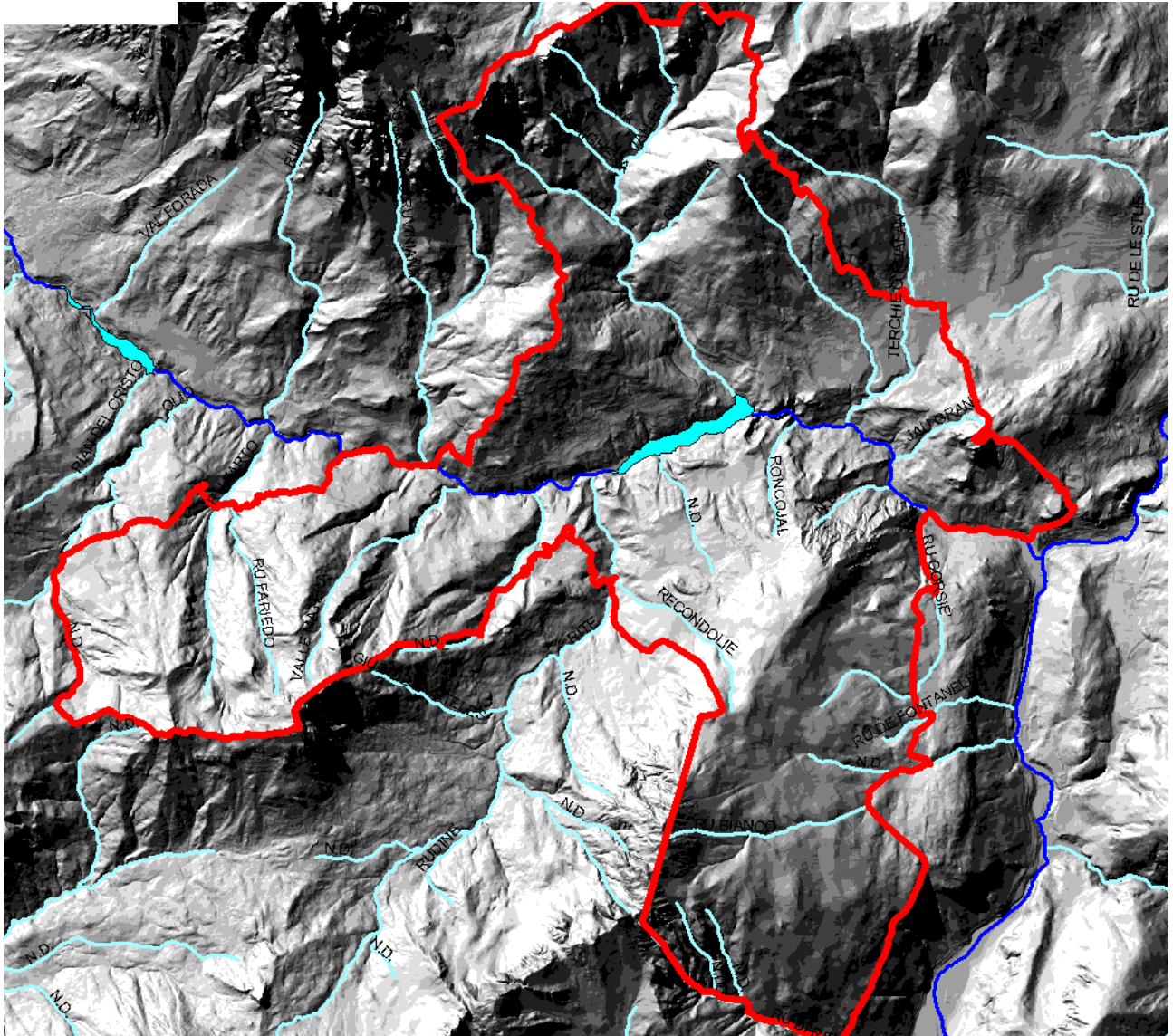
- un muro di contenimento in calcestruzzo posto in argine sinistro, di notevole dimensione sia in altezza che in lunghezza, il quale si innesta su una briglia realizzata poco a monte dell'abitato di Perarolo;
- l'argine in destra Boite, realizzato in terra rinforzata con geotessuto, per una lunghezza di 80m circa e la cui sommità è compresa fra quota 538,30 e 537,00 m s.l.m., si situa di fronte all'area di frana nominata S. Andrea;
- tre briglie di notevole dimensione, dotate cioè di una controbriglia unita all'opera principale da muri andatori; tra queste, la prima che si incontra risalendo il torrente da valle è particolarmente imponente.

I movimenti franosi presenti sia a monte sia a valle della stretta del ponte ferroviario possono determinare la caduta di grandi volumi di materiali litoidi in alveo e rappresentano perciò una grave fonte di rischio per Perarolo.

Questo fenomeno ha richiesto in passato l'esecuzione degli interventi sopra ricordati, volti a contrastare l'erosione del piede del versante meridionale del M. Zucco, le cui pendici sono particolarmente franose. In tempi più recenti la Regione Veneto si è fatta promotrice di un progetto finalizzato principalmente alla realizzazione di scogliere per la difesa al piede dei versanti minacciati dalle frane di Tresaghe e di quella di Soteronco.

La particolare attenzione a tali fenomeni franosi deriva dal loro essere prossimi alla confluenza: lo stato di fatto suggerisce infatti che siano scenari probabili sia la caduta di un grande volume di frana in alveo in fase di piena, con la formazione di uno sbarramento precario o col repentino apporto alla confluenza, sia la caduta e deposizione in alveo di volumi successivamente rimobilitabili, secondo il meccanismo già descritto. Proprio la sorveglianza dell'alveo ed il possibile intervento in tali eventualità è il fine principale della costruzione della pista di servizio che si sta realizzando nel quadro dei recenti interventi disposti dalla Regione Veneto.

Per quanto riguarda le caratteristiche morfometriche dei bacini idrografici afferenti i corsi d'acqua principali, esse sono state individuate mediante elaborazioni GIS svolte sul DTM regionale a maglia 5m(Figura 11).



Il reticolo idrografico risultante è stato confrontato con quello ottenuto dai tematismi ufficiali della Regione del Veneto ottenendo una buona corrispondenza (Figura 13)



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

Giandotti (1934 - 1939)

16

Tabella 2 – Caratteristiche morfometriche dei principali bacini idrografici dell'area oggetto di PAT.

n	Denominazione	Sup.	Lungh.	H media	H₀	Tc Giandotti
	sottobacino	[km²]	[km]	[m slm]	[m slm]	[ore]
1	Torrente Boite a Peaio	336.85	42.02	1797.56	800.00	5.40
2	Torrente Boite alla diga di Valle di Cadore	373.28	45.86	1756.49	716.07	5.66
3	Torrente Boite a Perarolo	387.64	49.32	1730.57	525.00	5.50
4	Torrente Rite alla confluenza con il torrente Boite	17.29	8.87	1558.50	714.00	1.29
5	Torrente Vallesina all'incile del Lago di Valle di Cadore	9.60	6.24	1862.00	708.00	0.80

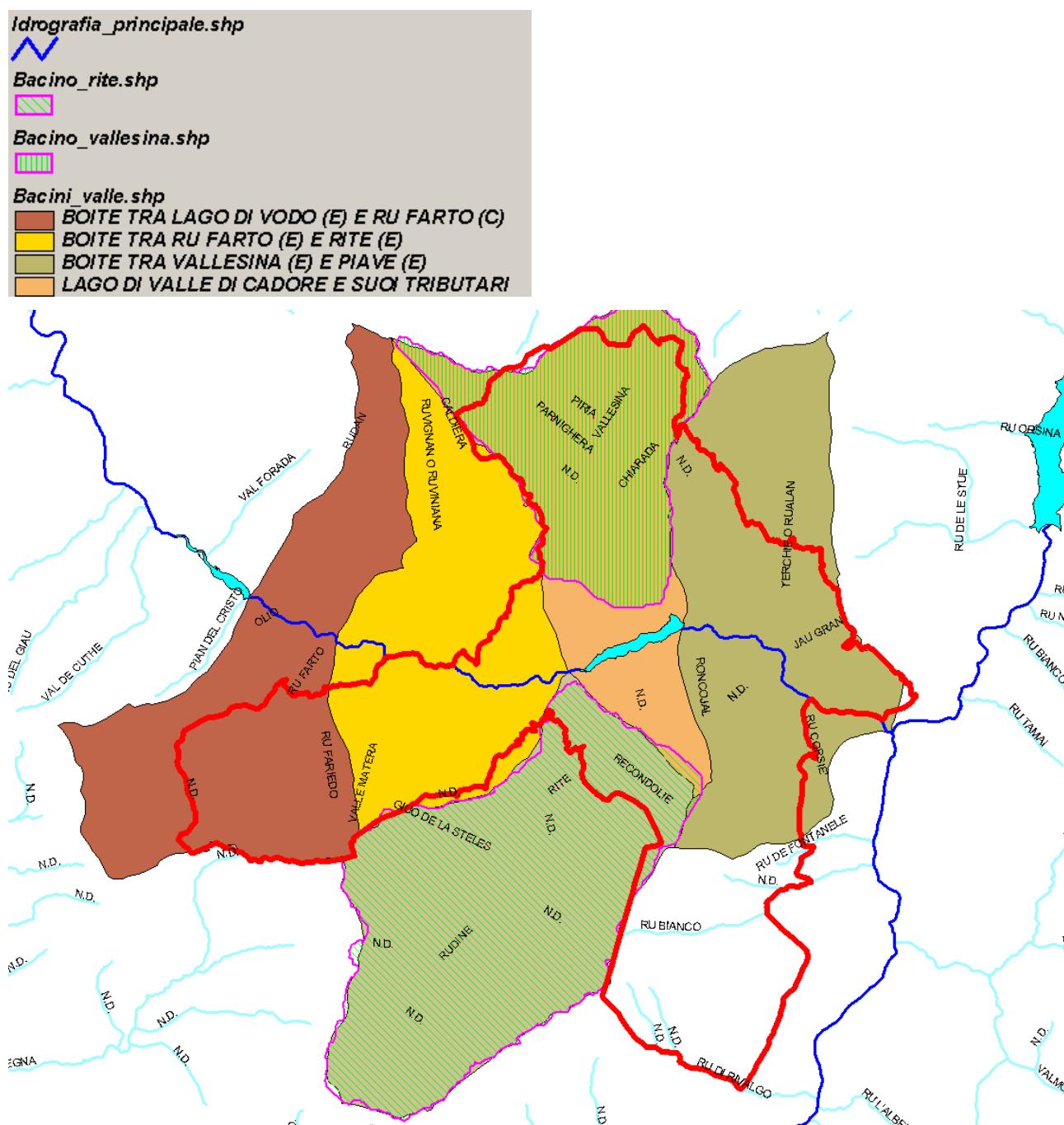


Figura 13 – Bacini idrografici dei principali corsi d'acqua

4.8 Gli sbarramenti ad uso idroelettrico

Come già accennato in precedenza il torrente Boite, è interessato dagli sbarramenti di Vodo di Cadore e di Valle di Cadore.

Per l'incidenza che hanno sul regime delle portate del torrente e, di conseguenza, sulla sua evoluzione morfologica, si ritiene opportuno farne cenno nella presente, in particolare per la diga di Valle, situata poco a monte della confluenza.

Gli sbarramenti afferiscono al sistema idraulico di utilizzazione idroelettrica Piave-Boite-Maè: le acque invase a Vodo sono in parte deviate verso la valle del Maè per alimentare la centrale di Pontesei ed in parte defluiscono verso l'invaso di Valle di Cadore.

Da qui si diparte una galleria che, dopo un percorso di oltre 4 km, si innesta alla galleria "diretta" che da Pieve di Cadore giunge al serbatoio della Val Gallina.

Entrambi i serbatoi hanno manifestato, dall'epoca della loro messa in esercizio, problemi di interrimento: una progressiva e sensibile riduzione della loro capacità utile conseguente all'accumulo di materiale solido trasportato dal corso d'acqua.

Come già illustrato, oltre alla perdita di volumi utili ai fini idroelettrici dall'interrimento deriva altresì un'alterazione dell'evoluzione morfologica del corso d'acqua.

Il volume di sedimenti trattenuto dall'invaso per il fenomeno di trapping è funzione di numerosi fattori fra cui le caratteristiche litologiche, geologiche, idrologiche del bacino imbrifero, le caratteristiche degli organi di scarico, le modalità di gestione delle operazioni di svaso per lo spurgo del serbatoio. Il raffronto fra rilievi batimetrici, laddove effettuati periodicamente, consente di valutare la 'trapping efficiency' di un vaso e, pertanto, la variazione subita dal suo volume utile, da cui si può risalire all'apporto di materiale solido del corso d'acqua alla sezione di sbarramento.

Si è considerato, in particolare, l'invaso di Valle di Cadore, realizzato dallo sbarramento costruito sulla stretta di Pocroce, immediatamente a monte del ponte (all'incirca del 1100) che collega le due sponde del Boite permettendo il passaggio della strada, un tempo di grande importanza, che collegava Valle con Cibiana di Cadore e con le miniere Ronzei.

La diga risale agli anni cinquanta del '900 (il progetto è datato 1 febbraio 1951): fu costruita per iniziativa della Società Adriatica Di Eletticità (S.A.D.E.), che ebbe in gestione l'impianto fino all'avvento della nazionalizzazione. Attualmente l'impianto è gestito da ENEL S.p.a.

La diga, del tipo a doppio arco in calcestruzzo, chiude una sezione estremamente stretta della valle, per un'altezza di 61.25 m. Il piano di coronamento del manufatto è posto alla quota 710.75 m s.m., mentre l'invaso utile, secondo il verbale di collaudo si ha tra le quote 683.00 e 706.50 m s.l.m. All'atto del collaudo all'impianto era accreditato un volume di vaso di $4.260 \times 10^6 \text{ m}^3$, che in caso di piena eccezionale salgono a $6.050 \times 10^6 \text{ m}^3$, essendo la quota di piena eccezionale posta a 710.50 m s.m.



Figura 14 – Carta L'antico ponte di Pocroce lascia intravedere l'arco dello sbarramento costruito immediatamente a monte di esso.

In documenti più recenti stilati dall'ente gestore, datati 1993, l'impianto è accreditato di un volume d'invaso utile pari a $3.180 \times 10^6 \text{ m}^3$, ciò rende conto del notevole interrimento cui è soggetto il lago di Valle di Cadore e, indirettamente, del notevole trasporto solido che caratterizza il Boite.

Il fenomeno dell'interrimento, mitigato dalla presenza a monte dello sbarramento di Vodo di Cadore, ha determinato nel periodo compreso fra il 1952 (anno di entrata in esercizio dello sbarramento) e il 1974 (anno di rilevamento indicato nello studio PRASS) una riduzione del volume utile di regolazione di 1.08 milioni di m^3 , circa pari al 25% di quella originaria.

Sulla base di questi valori nello studio PRASS è stato stimato in prima approssimazione l'apporto solido medio annuo per la porzione di bacino imbrifero sotteso allo sbarramento di Valle di Cadore (con esclusione dunque della porzione sottesa allo sbarramento di Vodo), pervenendo ad un valore di $1160 \text{ m}^3/\text{km}^2$.

Si deve segnalare che gli stessi autori dello studio espressero forti dubbi su tale valore, ritenuto troppo elevato.

Nel 1979, grazie allo sghiaimento, si è avuto un parziale recupero della capacità, quantificata in un volume totale di invaso di 3.245 milioni di m^3 , dunque superiore al volume del 1978 pari a 3.19 milioni di m^3 .

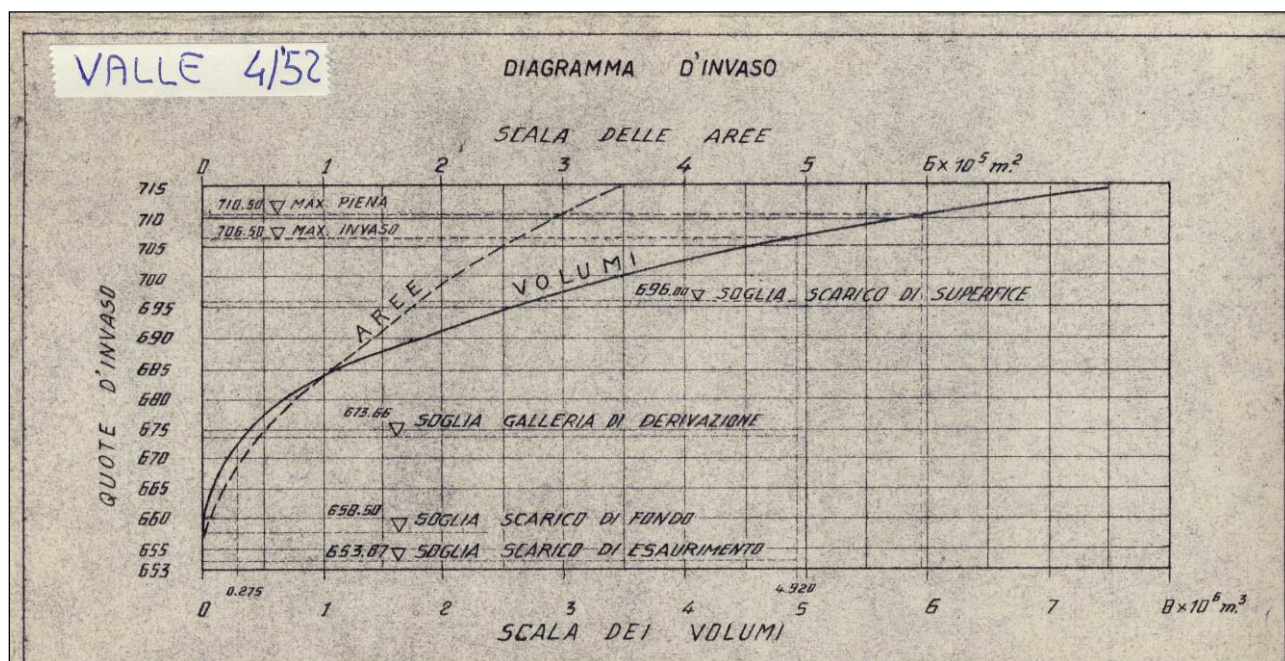


Figura 15 - Curve altezze- volumi ed altezze-aree per il serbatoio di Valle di Cadore [1952]

Serbatoio di Valle di Cadore

Finalità : Regolazione annuale per gli impianti idroelettrici del sistema Piave-Boite-Maè

Ente gestore : ENEL

Caratteristiche dell'invaso

Quota di massimo invasore	<u>710.50 m s.m.m.</u>
Quota massima di regolazione	<u>706.50 m s.m.m.</u>
Volume totale d'invaso	<u>$3.18 \cdot 10^6 m^3$</u> [al 2003 $1.30 \cdot 10^6 m^3$]
Volume utile di regolazione	<u>$3.08 \cdot 10^6 m^3$</u> [al 2003 $0.69 \cdot 10^6 m^3$ rispetto a quota di minima regolazione 700 m]

Caratteristiche dello sbarramento

Tipo di diga	<u>a volta a doppia curvatura</u>
Altezza dello sbarramento	<u>61.25 m</u> [sul punto più depresso della fondazione]

Opere di scarico

<u>scarico di fondo</u>	
quota della soglia	<u>659.70 m s.m.m.</u>
portata massima	<u>$115.23 m^3/s$</u> [alla quota di max invasore]
portata massima	<u>$110.60 m^3/s$</u> [alla quota di max regolazione]
<u>scarico intermedio</u> (sfioratore con paratoie manovrabili)	
quota della soglia	<u>696.00 m s.m.m.</u>
portata massima	<u>$782.62 m^3/s$</u> [alla quota di max invasore]
portata massima	<u>$482.26 m^3/s$</u> [alla quota di max regolazione]
<u>scarico di superficie</u> (sfioratore a soglia fissa)	
quota della soglia	<u>706.50 m s.m.m.</u>
portata massima	<u>$212.61 m^3/s$</u> [alla quota di max invasore]

Tabella 3 – Parametri caratteristici della diga di Valle di Cadore

Probabilmente tale valore non tiene conto di operazioni di spurgo attuate nel periodo considerato e di cui non si ha notizia. Un dato più recente è stato fornito agli scriventi dall'ENEL, nella fase di raccolta del materiale documentale su esplicita richiesta: il più recente rilievo batimetrico, eseguito nel giugno 2003, indica un volume utile di invasore di 0.69 milioni di m^3 ed un volume totale di 1.303

milioni di m³. La capacità totale si sarebbe quindi drasticamente ridotta attestandosi al 40% di quella di progetto. Nel recente documento “Dichiarazione ambientale 2003” redatto dall'ENEL, l'accumulo annuo di materiale solido è quantificato in 60000 m³; rapportato all'intero bacino sotteso dallo sbarramento (380.20 km²) esso corrisponde ad un contributo specifico di 1180 m³/km², valore prossimo a quello stimato nella PRASS.

Assumendo in luogo dei precedenti il valore che altre stime indicano per l'erosione superficiale del bacino del Boite, ovvero 1.1 mm/m²/anno ed applicandolo al bacino residuo tra la diga e la confluenza, la cui superficie è di 24.80 km², si può stimare l'apporto solido a tale tronco del torrente in 26000 m³ annui. Tale stima non considera però gli apporti possibili per l'instabilità dei versanti che caratterizzano il bacino del Boite a valle dello sbarramento; si deve considerare, a tal proposito, che la presenza dello sbarramento riduce l'apporto solido da monte, dando quindi luogo a fenomeni erosivi al piede di versanti caratterizzati da un'elevata vulnerabilità.

5 IL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL FIUME PIAVE

5.1 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.

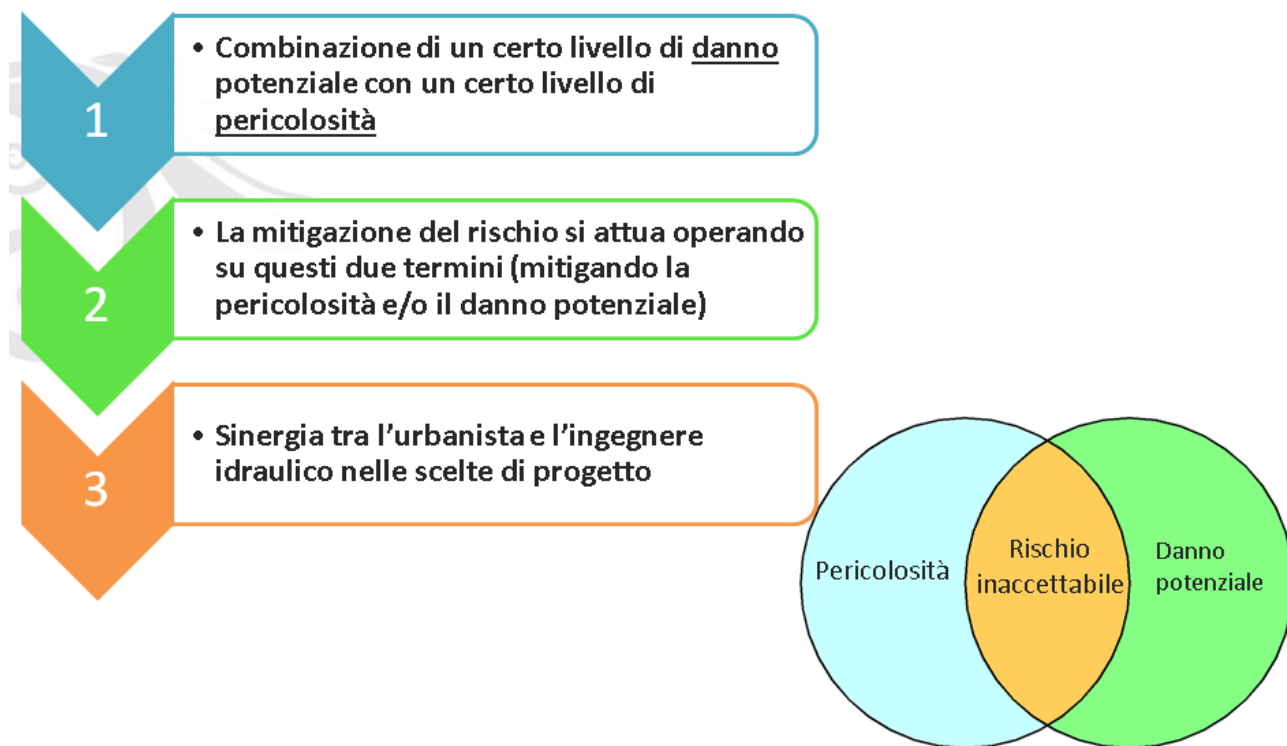


Figura 16 – Il concetto di rischio

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

5.2 Perimetrazione delle aree di pericolosità idraulica e delle zone di attenzione

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. Relativamente alle citate zone di attenzione, l'associazione delle classi di pericolosità, avviene secondo le procedure indicate all'art.6 delle Norme Tecniche di Attuazione di PAI.

Nel caso in esame, le aree oggetto del presente PAT ricadono nelle tavole 23 e 26, come indicato nel quadro di unione in Figura 17. Relativamente alle citate zone di attenzione, l'associazione delle classi di pericolosità, avviene secondo le procedure indicate all'art.6 delle Norme Tecniche di Attuazione di PAI. Tale associazione è stata operata da parte dell'Autorità di Bacino durante la fase di redazione del PAT. Alla proposta di perimetrazione in data 21 Luglio 2014 è seguito il decreto segretariale n. 54 del 03/11/2014 con il quale è stata resa vigente la perimetrazione delle aree di pericolosità idraulica indicate nella tavola 21 di PAI con dicitura "Modificato – Venezia, novembre 2014". Tale perimetrazione è stata recepita nell'elaborato grafico della presente VCI in revisione Novembre 2015. In particolare, come indicato negli elaborati grafici della presente VCI, che riportano le aree perimetrate da PAI, sono state rilevate le situazioni di pericolosità elencate nella seguente Tabella 4. La perimetrazione delle zone di attenzione è indicata in planimetria su base ortofoto nelle seguenti Figura 18, Figura 19, Figura 20 e Figura 21.

Tabella 4 – Aree classificate nel PAI del fiume Piave

num.	PAI	Corso d'acqua	Località	Classificazione
1	23	Torrente Boite	Valle di Cadore	Zona di attenzione
2	26	Torrente Boite	Perarolo di Cadore	Zona di attenzione

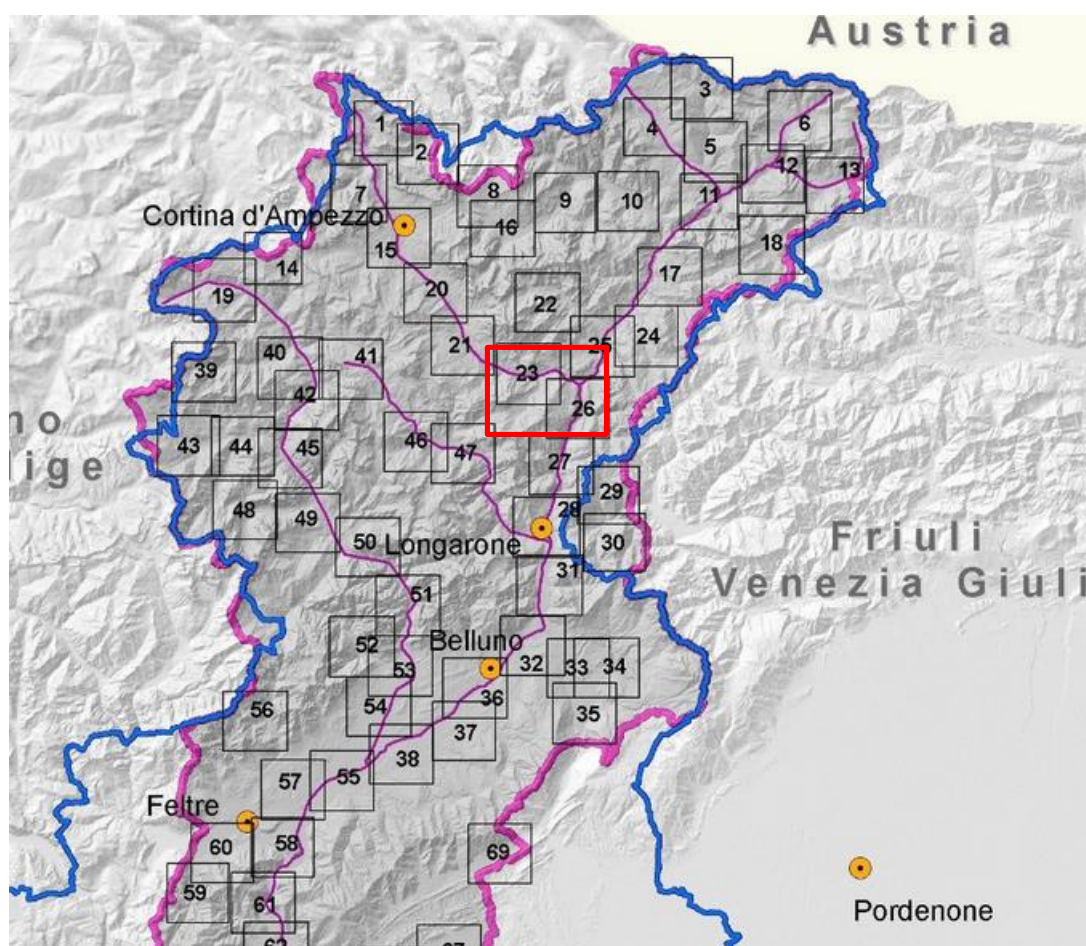


Figura 17 – Quadro di unione della cartografia del PAI- Pericolosità idraulica con evidenziate le tavole ricadenti nel territorio oggetto di PAT (AdB Alto Adriatico 2012).

ZONE DI ATTENZIONE IDRAULICA

Quadro conoscitivo complementare al P.A.I.

-  - Piani Territoriali di Coordinamento Provinciali
-  - Studi recenti dell'Autorità di Bacino

-  **Indicazione delle zone di pericolosità e di attenzione geologica***
-  *cfr. cartografia geologica

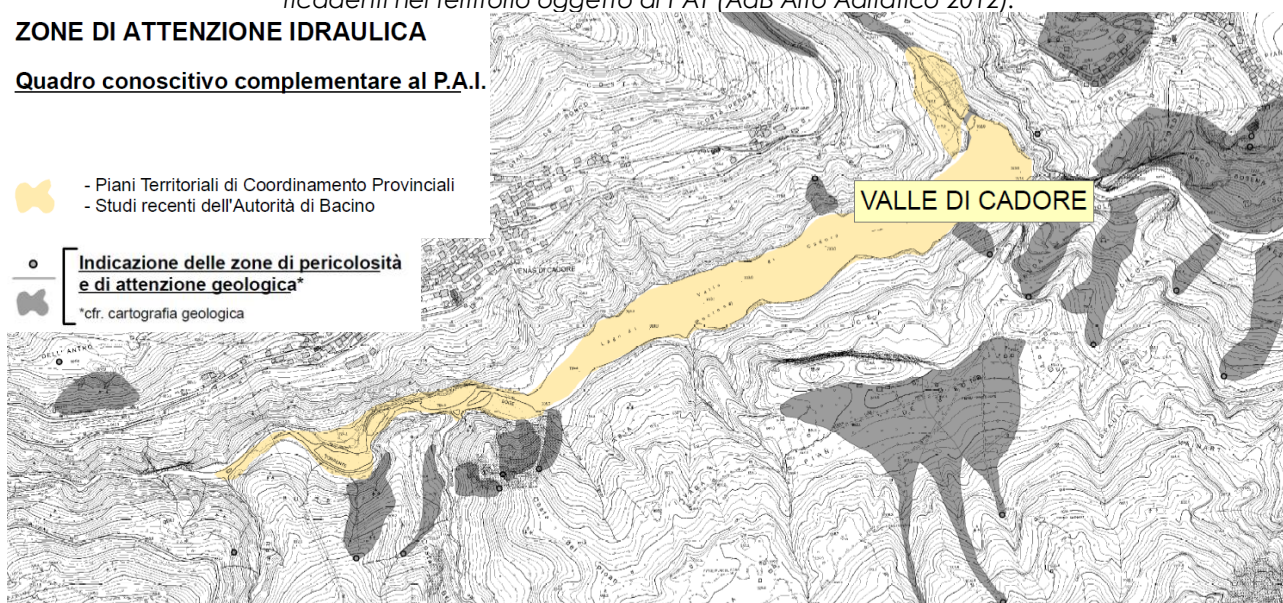


Figura 18 – Zona di attenzione di Valle di Cadore – (AdB Alto Adriatico 2012)

ZONE DI ATTENZIONE IDRAULICA**Quadro conoscitivo complementare al P.A.I.**

-  - Piani Territoriali di Coordinamento Provinciali
-  - Studi recenti dell'Autorità di Bacino

-  **Indicazione delle zone di pericolosità e di attenzione geologica***
-  *cfr. cartografia geologica

PIANO ASSETTO IDROGEOLOGICO P.A.I.**Perimetrazione e classi di pericolosità idraulica**

-  F - Area Fluviale
-  P1 - Pericolosità idraulica moderata
-  P2 - Pericolosità idraulica media
-  P3 - Pericolosità idraulica elevata
-  P4 - Pericolosità idraulica molto elevata



Figura 19 – Zona di attenzione di Perarolo di Cadore – (AdB Alto Adriatico 2012)

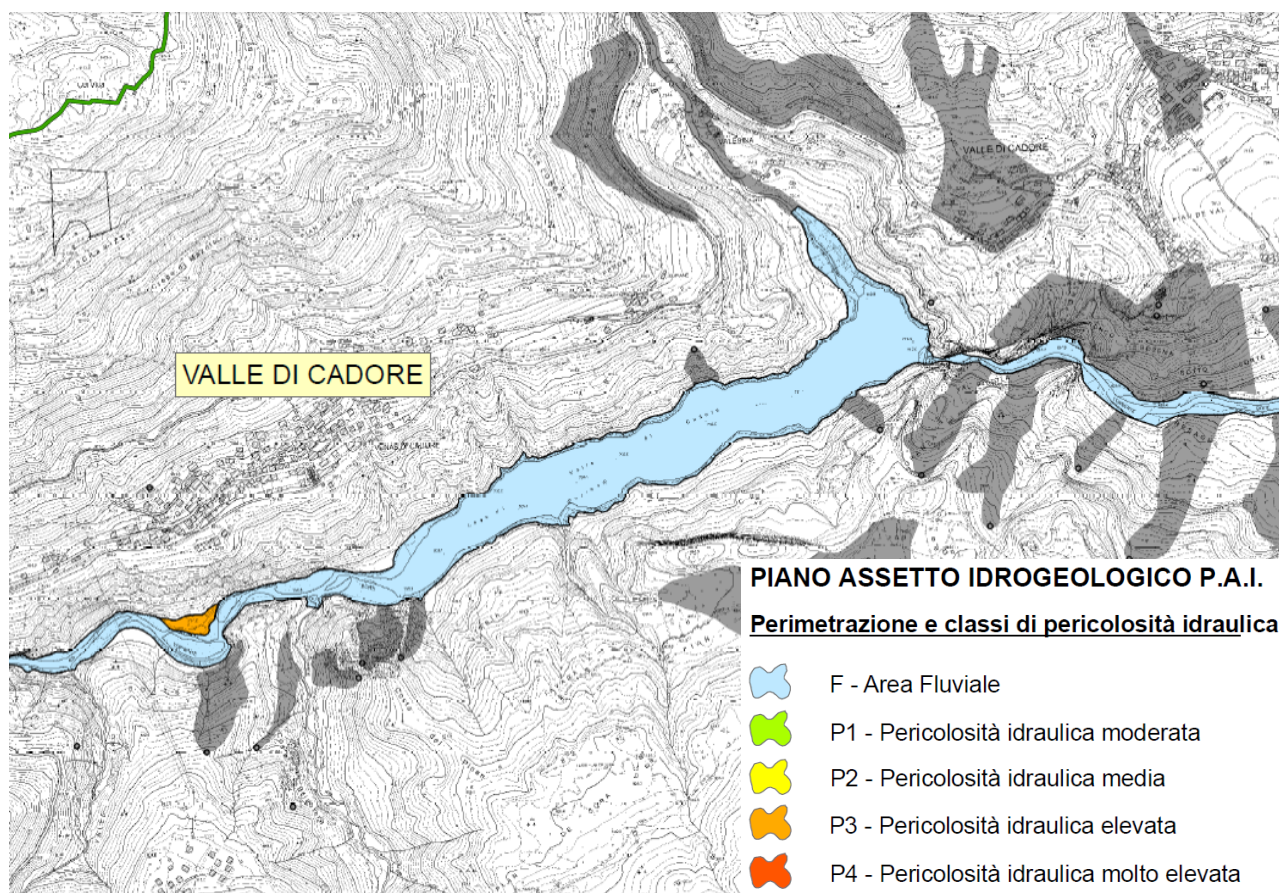


Figura 20 – Proposta di aggiornamento delle previsioni di PAI (Art. 6, comma 4 delle NTA) nella zona di attenzione di Valle di Cadore – (AdB Alto Adriatico 2014)

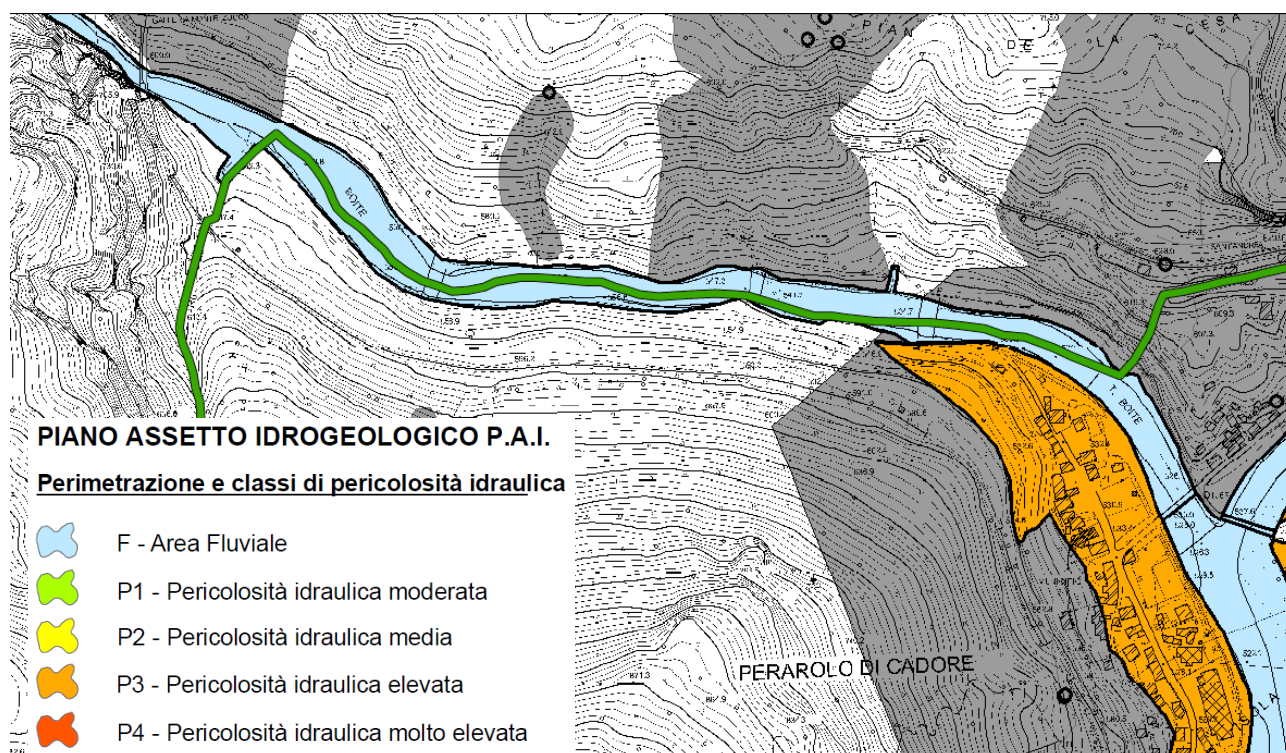


Figura 21 – Proposta di aggiornamento delle previsioni di PAI (Art. 6, comma 4 delle NTA) nella zona di attenzione di Valle di Cadore – (AdB Alto Adriatico 2014)

6 ANALISI IDROLOGICA

6.1 Metodologia di analisi

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

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

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

Molto utilizzati sono i modelli basati sulla ricostruzione dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) caratteristico che rappresenta la risposta del bacino ad impulso di precipitazione efficace perfettamente distribuita sull'intera superficie del bacino e avente volume unitario. Una volta definito l'IUH la ricostruzione dell'idrogramma reale avviene discretizzando lo 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, ha 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.

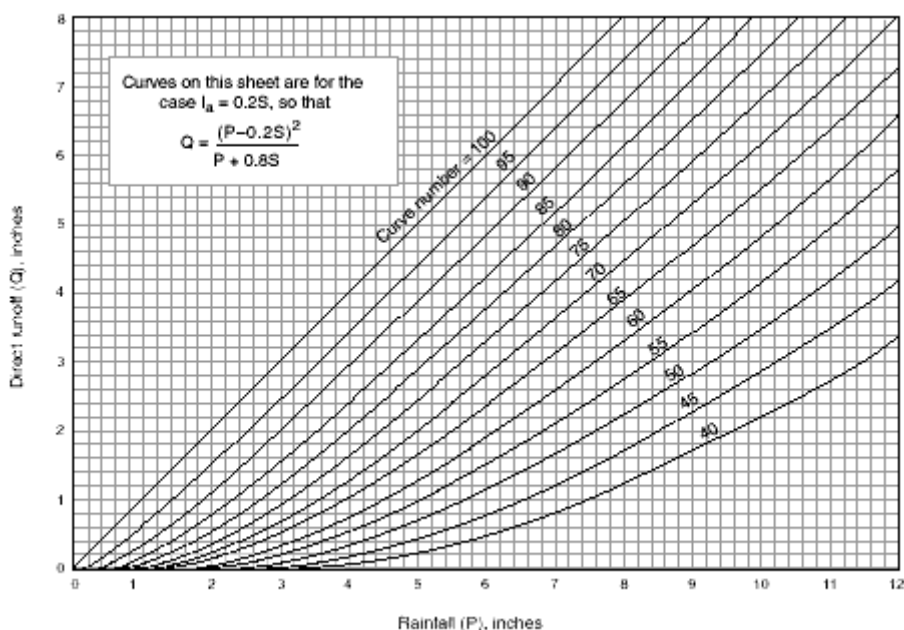


Figura 22 – Correlazione tra apporti meteorici e deflussi nella rete

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 $I_A = (0.05 \div 0.10) S$.

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 corrivazione) e rappresenta la memoria del sistema. Il momento del primo ordine (baricentro) dell'idrogramma identifica il tempo di ritardo t_L (time lag).

Tra i numerosi modelli matematici realizzati per la determinazione di questo idrogramma uno dei più riconosciuti è quello proposto 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 nel territorio oggetto di PAT, 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 seguente Equazione 1.

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

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 dell'Autorità. L'analisi della cartografia allegata allo studio ha permesso di determinare il valore dei parametri $H(x)$ ed $n(x)$ medi per ciascuna unità idrografica in cui è stato suddiviso il territorio oggetto di PAT.

Tabella 5 – Parametri di regionalizzazione delle precipitazioni $n(x)$ e $H(x)$ medi per ciascuna unità idrografica

Unità Idrografica	parametro $n(x)$	parametro $H(x)$
Piave – Caorame	19	0.45

Tali valori, inseriti nell'Equazione 1, hanno permesso di calcolare le curve di possibilità climatica per diversi tempi di ritorno, scritte nella classica forma $h = a \cdot t_p^n$. Esse sono riportate nelle seguenti tabelle di sintesi dove sono evidenziati i parametri a ed n , la ed i tempi di ritorno considerati e la corrispondente variabile ridotta $Y(Tr)$ per ciascuna Unità Idrografica.

Tabella 6 – Unità Idrografica Piave – Maè – Equazioni di possibilità climatica

Tr	5 anni	10 anni	20 anni	50 anni	100 anni
$Y(Tr)$	1.500	2.250	2.970	3.902	4.600
a	28.97	33.96	38.75	44.95	49.59
n	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

6.2.2 Precipitazioni di progetto

Le precipitazioni di progetto sono state calcolate facendo riferimento alle equazioni di possibilità climatiche ricavate nel precedente paragrafo 0 e sono riportate nella seguente Tabella 7.

Tabella 7 – Precipitazioni di progetto in mm al variare della durata e del tempo di ritorno

Tr	5 anni	10 anni	20 anni	50 anni	100 anni
Durata (ore)					
0.25	15.53	18.20	20.77	24.09	26.58
0.5	21.21	24.86	28.37	32.90	36.30
1	28.97	33.96	38.75	44.95	49.59
2	39.58	46.40	52.94	61.40	67.74
3	47.50	55.68	63.53	73.69	81.30
4.5	57.01	66.83	76.25	88.44	97.58
6	64.89	76.07	86.79	100.66	111.06
12	88.64	103.91	118.56	137.51	151.72
18	106.39	124.71	142.29	165.04	182.09
24	121.09	141.95	161.95	187.85	207.25

Come tempo di precipitazione critico si assume il tempo di corivazione del ricettore che, per tutte le aree di trasformazione, è rappresentato dalla fognatura comunale mista, come indicato nell'Elaborato grafico n.24 (tavola 9) di P.A.T. Assumendo come rappresentativo un evento di 30

minuti, per un tempo di ritorno di 50 anni, dalla tabella sopra riportata si ricava la precipitazione di progetto ($a = 32.90$ e $n = 0.45$):

$$h_{\text{progetto}} = a \cdot t_p^n = 33\text{mm}$$

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 un valore pari a 50 per i bacini maggiori, 70 per i piccoli bacini.

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 la precipitazione di debole intensità e di modesta durata non sono in grado di innescare alcun 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 perchè 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.

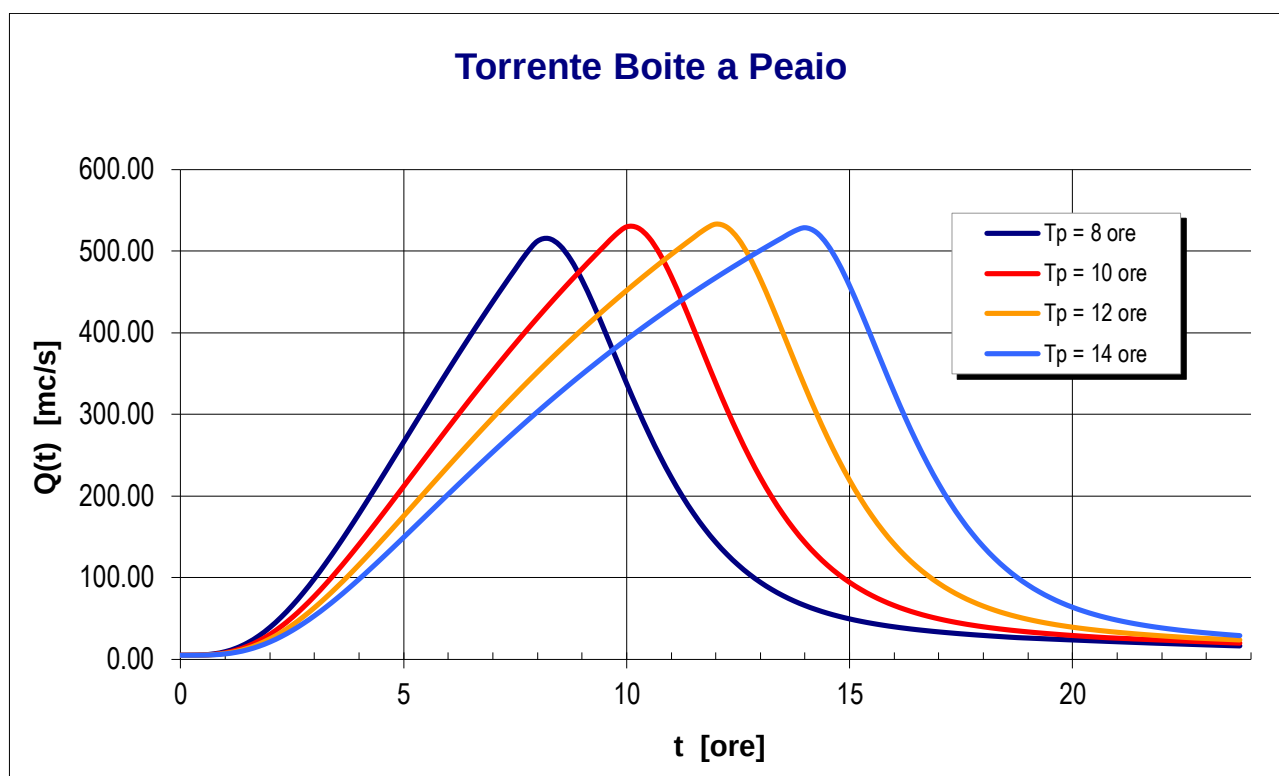


Figura 23 – Torrente Boite a Peaio – Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

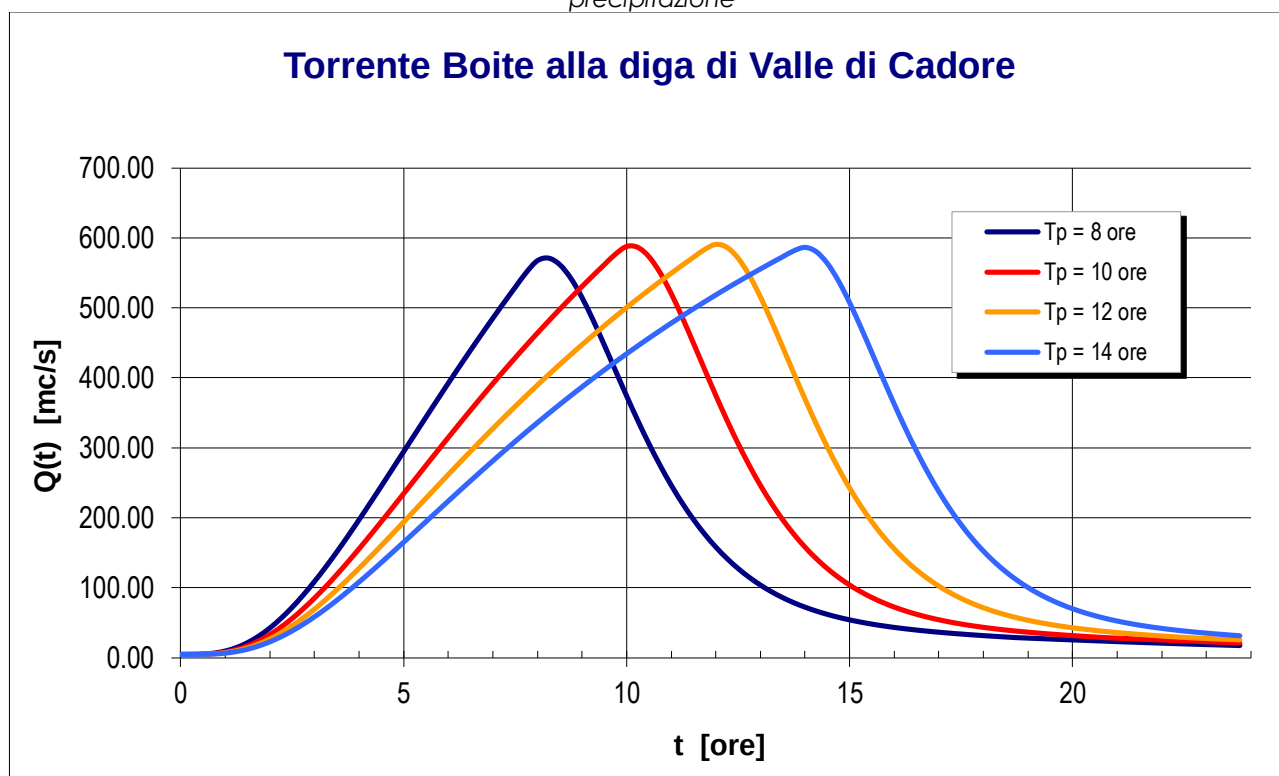


Figura 24 – Torrente Boite alla diga di Valle di Cadore – Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

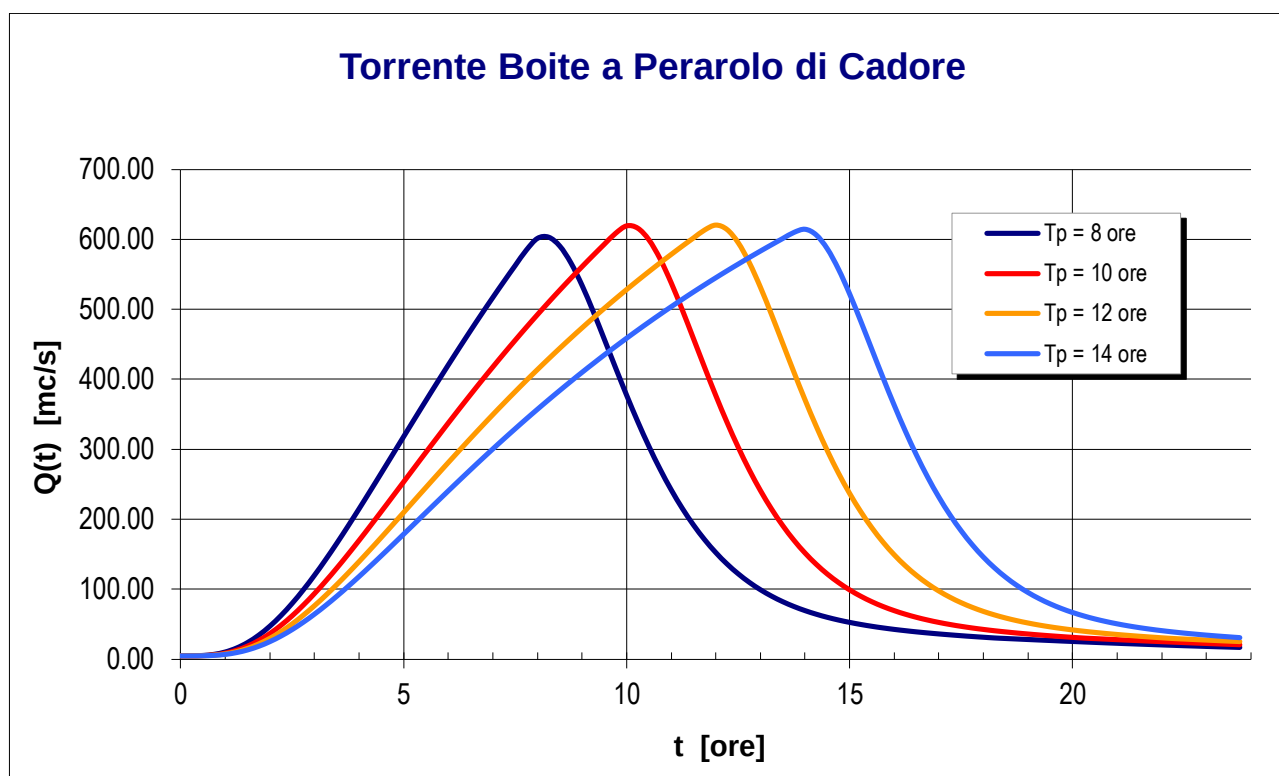


Figura 25 – Torrente Boite a Perarolo di Cadore – Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

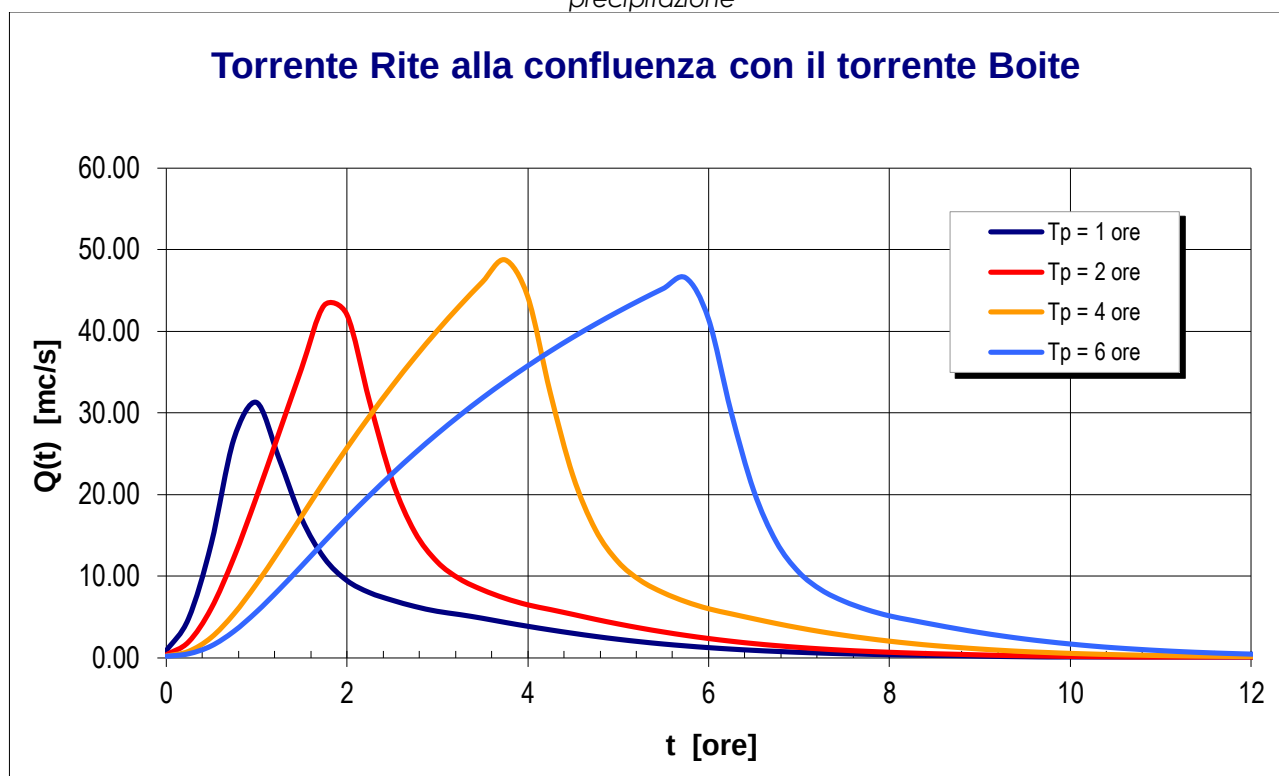


Figura 26 – Torrente Rite alla confluenza con il torrente Boite – Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

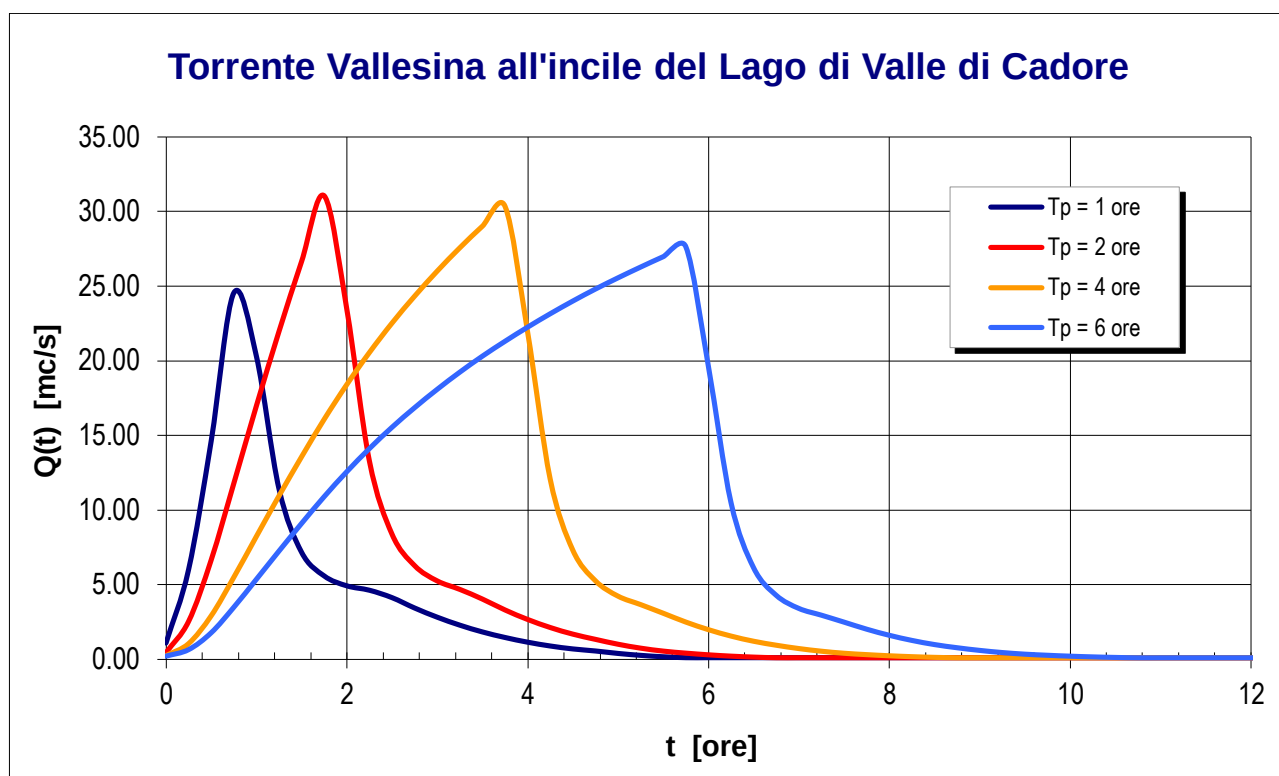


Figura 27 – Torrente Vallesina all'incile del lago di Valle di Cadore – Idrogramma di piena per un $TR=100$ anni e diverse durate di precipitazione

Tabella 8– Sintesi delle elaborazioni condotte

n	Denominazione	Sup.	Lungh.	H media	H₀	Tc Giandotti	Q max
	sottobacino	[km²]	[km]	[m slm]	[m slm]	[ore]	[m³/s]
1	Torrente Boite a Peaio	336.85	42.02	1797.56	800.00	5.40	532
2	Torrente Boite alla diga di Valle di Cadore	373.28	45.86	1756.49	716.07	5.66	591
3	Torrente Boite a Perarolo	387.64	49.32	1730.57	525.00	5.50	620
4	Torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore	17.29	8.87	1558.50	714.00	1.29	49
5	Rio Vallesina all'incile del Lago di Valle di Cadore	9.60	6.24	1862.00	708.00	0.80	31

7 TRASPORTO SOLIDO

Si vuole proporre, in questo capitolo, l'analisi dei fenomeni di trasporto solido che accompagnano la propagazione delle onde di piena lungo i corsi d'acqua principali oggetto del presente PAT. L'analisi è utile per comprendere la dinamica che accompagna questo tipo di fenomeno e per fornire indicazioni circa gli interventi strutturali da adottare per la messa in sicurezza del territorio. Nelle seguenti pagine sono 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 relativamente ai torrenti in corrispondenza delle aree perimetrate dal PAI idraulico o geologico o nelle relative zone di attenzione recentemente introdotte.

7.1 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 fondovalle 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 spaghino verso valle.

Con riferimento ai bacini indagati, si nota come l'apporto di materiale solido avviene in punti abbastanza concentrati in corrispondenza di fenomeni di dissesto facilmente osservabili mentre gran parte del reticolo idrografico scorre tra sponde ben consolidate dalla fitta vegetazione boschiva.

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 delle aste torrentizie 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.

7.2 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 corrazzamento).

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):

$$Q_s = \frac{K}{\rho_s} i^{3/2} (Q - Q_c) \quad (\text{Eq. 7.1})$$

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:

$$Q_c = 0.6 \frac{d_{50}^{1.5}}{i^{7/6}} B \quad (\text{Eq. 7.2})$$

L'equazione (5.2), 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 ($1 \div 1000$ mm) e pendenze superiori all'1%, hanno dimostrato come l'equazione (5.2), qualora si verificano eventi estremi tali da movimentare completamente il letto, l'equazione tende ad intensità di trasporto prossime a quelle reali.

L'alveo è incassato entro ripidi versanti e in caso di sovrabbondanza del materiale di alimentazione laterale produce la formazione di ostruzioni di sedimento costringendo le acque a defluire per filtrazione attraverso l'ammasso.

Tale situazione rappresenta un notevole rischio per la sicurezza in quanto, nel caso di formazione di deflussi superficiali intensi non è da escludersi l'insorgere di fenomeni di colata detritica, probabilmente associati a cedimenti improvvisi dal versante o da fenomeni di ostruzione temporaneo dell'alveo da parte del materiale vegetale fluitato.

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:

$$Q_s = 2.5 i^{1.6} Q \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right) \quad (\text{Eq. 7.3})$$

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 mobilitata 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:

$$\tau = \gamma R i \quad (\text{Eq. 7.4})$$

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 (5.1).

7.3 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, qualora vi sia la disponibilità di materiale.

Come accennato, tali sezioni si trovano in corrispondenza delle aree per le quali è stata effettuato il calcolo degli idrogrammi di piena nel precedente capitolo 6. Viene esclusa la sezione in corrispondenza della diga di Valle di Cadore che con la sua presenza impedisce il deflusso di trasporto solido.

Tabella 7 – Sezioni esaminate

<i>n</i>	<i>Denominazione sottobacino</i>	<i>Sezione di chiusura</i>	<i>Sup. [km²]</i>
1	Boite a Peaio	Peaio	336.85
2	Boite a Perarolo	A monte dell'abitato di Perarolo	387.64
3	Torrente Rite	Incile del Lago di Valle di Cadore	17.29
4	Rio Vallesina	A monte della confluenza in Boite	9.60

Le sezioni d'alveo di riferimento per queste valutazioni sono state ubicate nei punti di restringimento della sezione di deflusso, dovuti alle interferenze dei corsi d'acqua con le infrastrutture esistenti. 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%.

7.3.1 Torrente Boite a Peaio

La sezione di controllo viene posta in corrispondenza del confine con il comune di Vodo di Cadore, immediatamente a valle dell'abitato di Peaio, dove il corso d'acqua presenta una pendenza del 1.25%. Si considera una sezione di larghezza 10 m con sponde inclinate di 1/1 (figure 28 e 29).

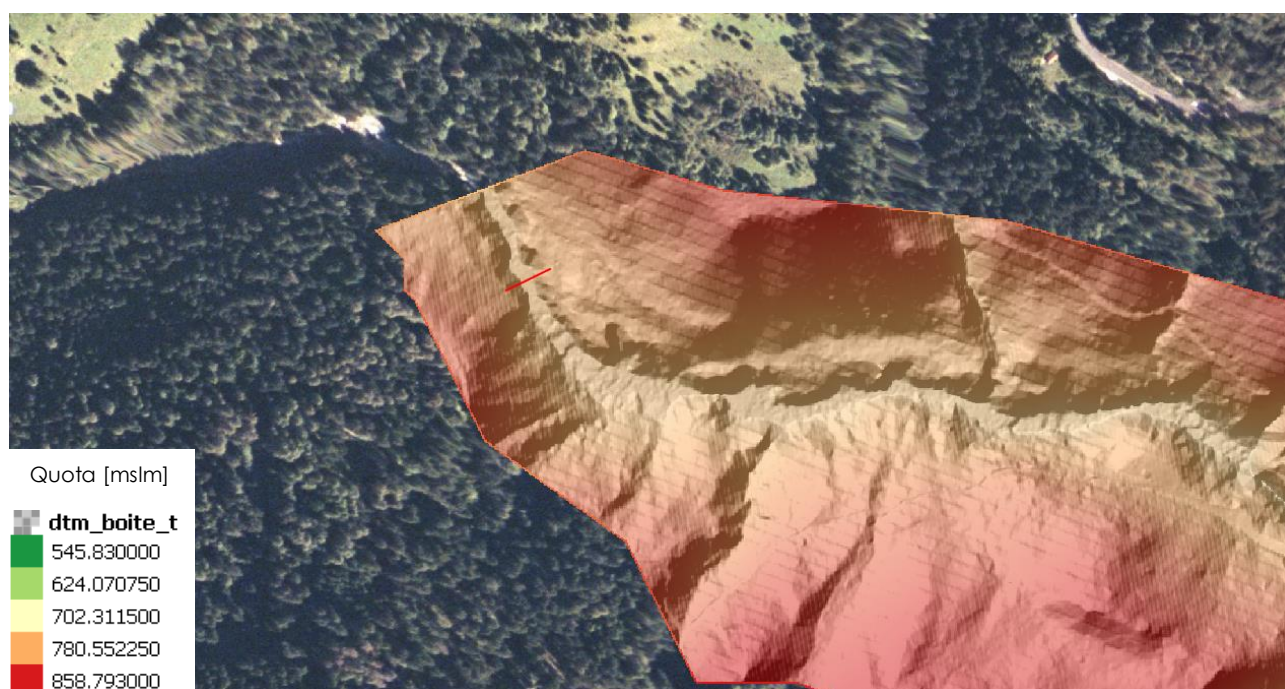


Figura 28 – Torrente Boite a Peaio– Traccia della sezione di riferimento su base lidar

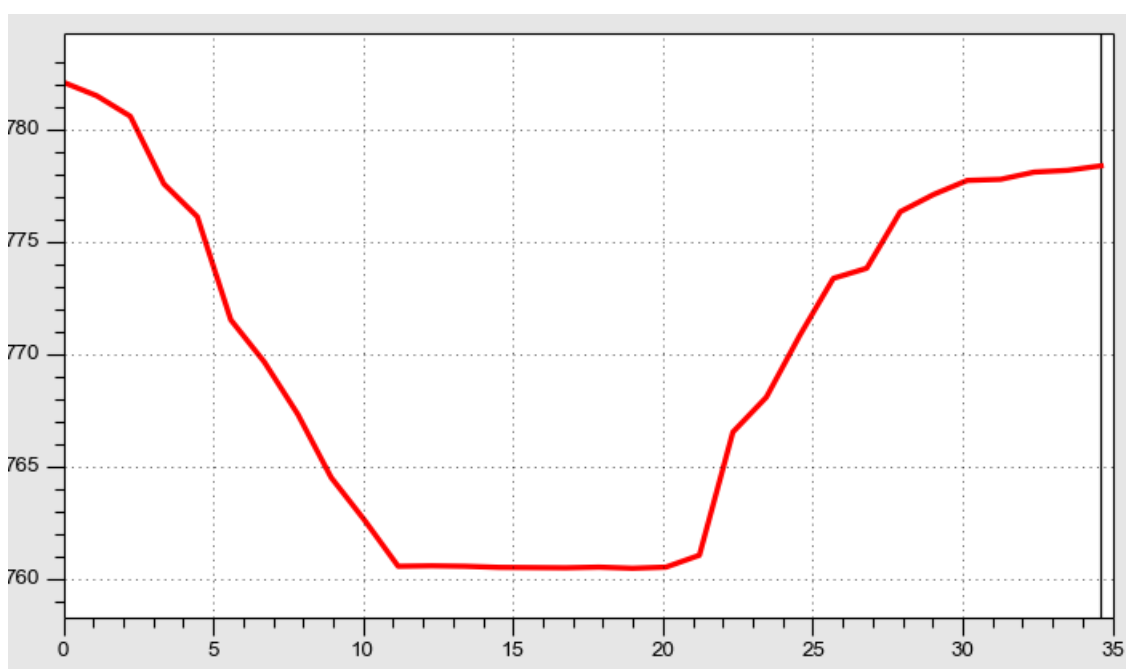


Figura 29 – Torrente Boite a Peaio– Sezione di riferimento su base lidar

Data l'irregolarità del fondo e le dimensioni grossolane del materiale che costituisce l'alveo, ma soprattutto il contenuto elevato di solido trascinato, la scabrezza idraulica risulta molto elevata e nelle valutazioni idrauliche è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e un D_{50} di 5 cm.

Come indicato in Tabella 7, il bacino sotteso dal torrente Boite a Peaio ha un'estensione di 336 km^2 . In occasione dell'evento centenario, una precipitazione di durata pari a 12 ore è in grado di produrre una portata di picco di $532 \text{ m}^3/\text{s}$ (si veda il precedente capitolo 6.3.3) .

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo: $S=0.1$; $\rho_s=2600 \text{ kg m}^{-3}$.

La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=11.7 \text{ m}^3/\text{s}$, valore piuttosto basso se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'insorgere di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi (1983).

Nella seguente figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilitato è stato stimato in poco più di 7 000 e circa 12 000 m^3 rispettivamente per le formulazioni di Schoklitsch (1962) e Smart e Jaeggi (1983).

Si deve ricordare che il volume della parte solida è da intendersi privo di porosità. In termini di volumetria di ammasso il volume deve essere aumentato di circa il 30%, come indicato nel computo dei volumi mobilitati riportato nella seguente Figura 30.

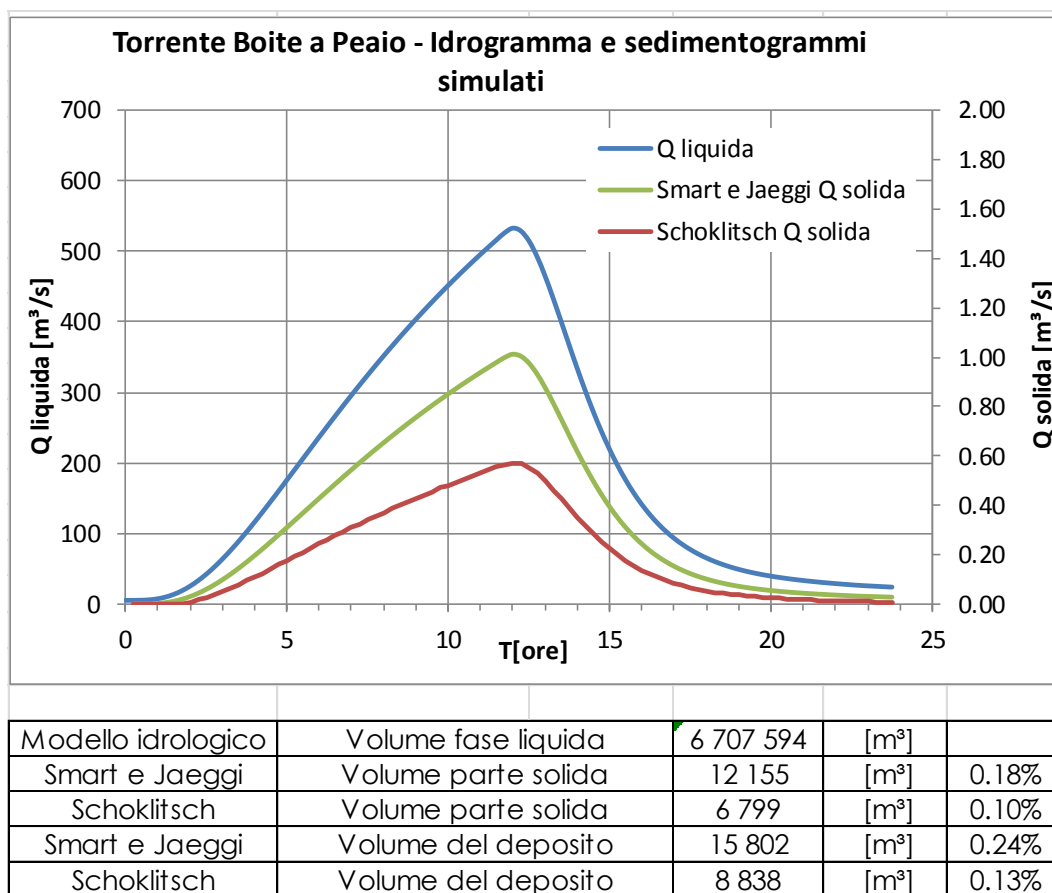


Figura 30 – Torrente Boite a Peaio - idrogramma e sedimentogramma di piena per un evento con $T_r = 100$ anni.

7.3.2 Torrente Boite a Perarolo

La sezione di controllo viene posta a monte dell'abitato di Perarolo, dove la livelletta del torrente Boite è stabilizzata dalla presenza di alcune briglie di tipo classico. A monte di tale tratto, il corso d'acqua è incassato nella valle con sponde ripide; esso presenta una pendenza del 5 %. Si considera una sezione di larghezza 15 m con sponde inclinate di 1/1 (figure 31 e 32).

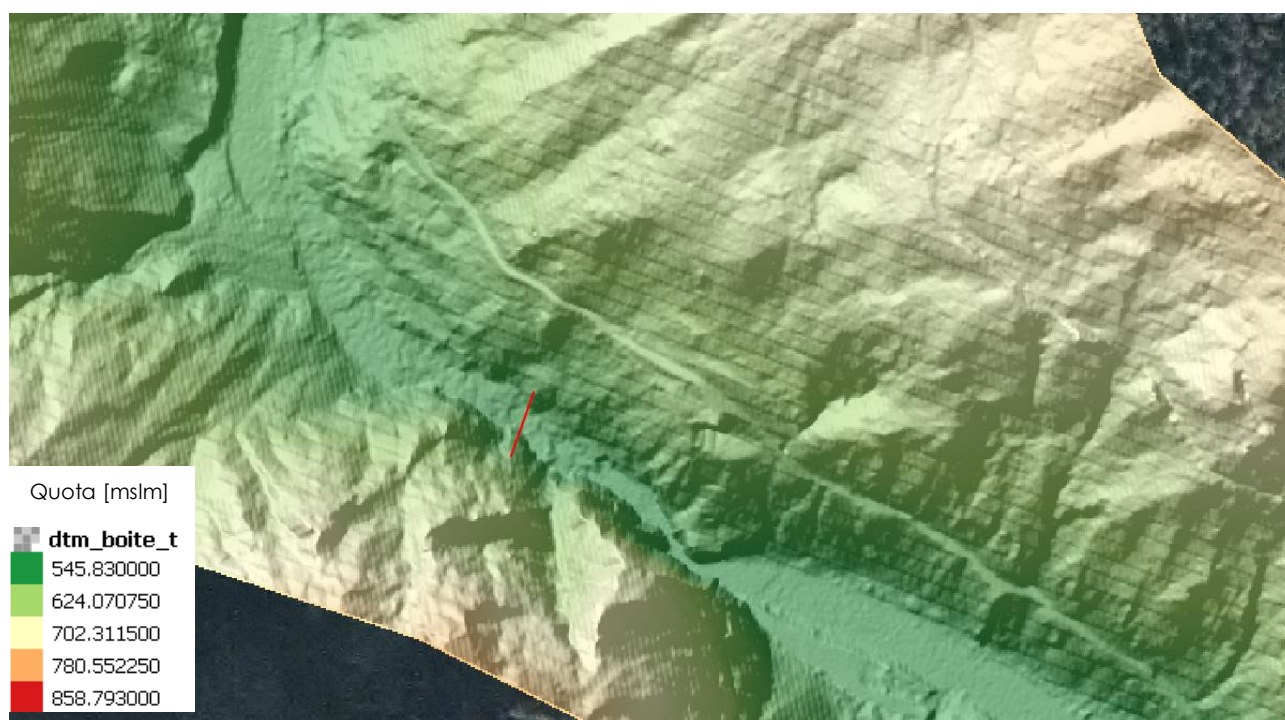


Figura 31 – Torrente Boite a Perarolo– Traccia della sezione di riferimento su base lidar

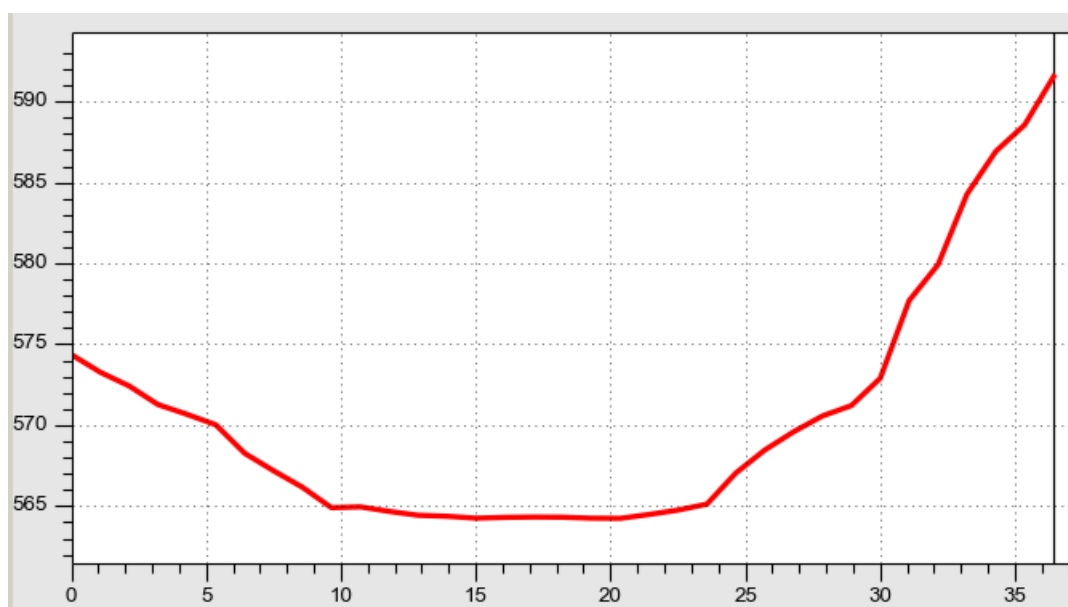


Figura 32 – Torrente Boite a Perarolo– Sezione di riferimento su base lidar

Data l'irregolarità del fondo e le dimensioni grossolane del materiale che costituisce l'alveo, ma soprattutto il contenuto elevato di solido trascinato, la scabrezza idraulica risulta molto elevata e nelle valutazioni idrauliche è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e un D_{50} di 5 cm.

Come indicato in Tabella 7, il bacino sotteso dal torrente Boite a Perarolo ha un'estensione di 387 km^2 . In occasione dell'evento centenario, una precipitazione di durata pari a 12 ore è in grado di produrre una portata di picco di $620 \text{ m}^3/\text{s}$ (si veda il precedente capitolo 6.3.3) .

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo: $S=0.1$; $\rho_s=2600 \text{ kg m}^{-3}$.

La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=17.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

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 (1983).

Nella seguente figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato è stato stimato in quasi 8 000 e circa 14 000 m³ rispettivamente per le formulazioni di Schoklitsch (1962) e Smart e Jaeggi (1983).

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%, come indicato nel computo dei volumi mobilitati riportato nella seguente Figura 36.

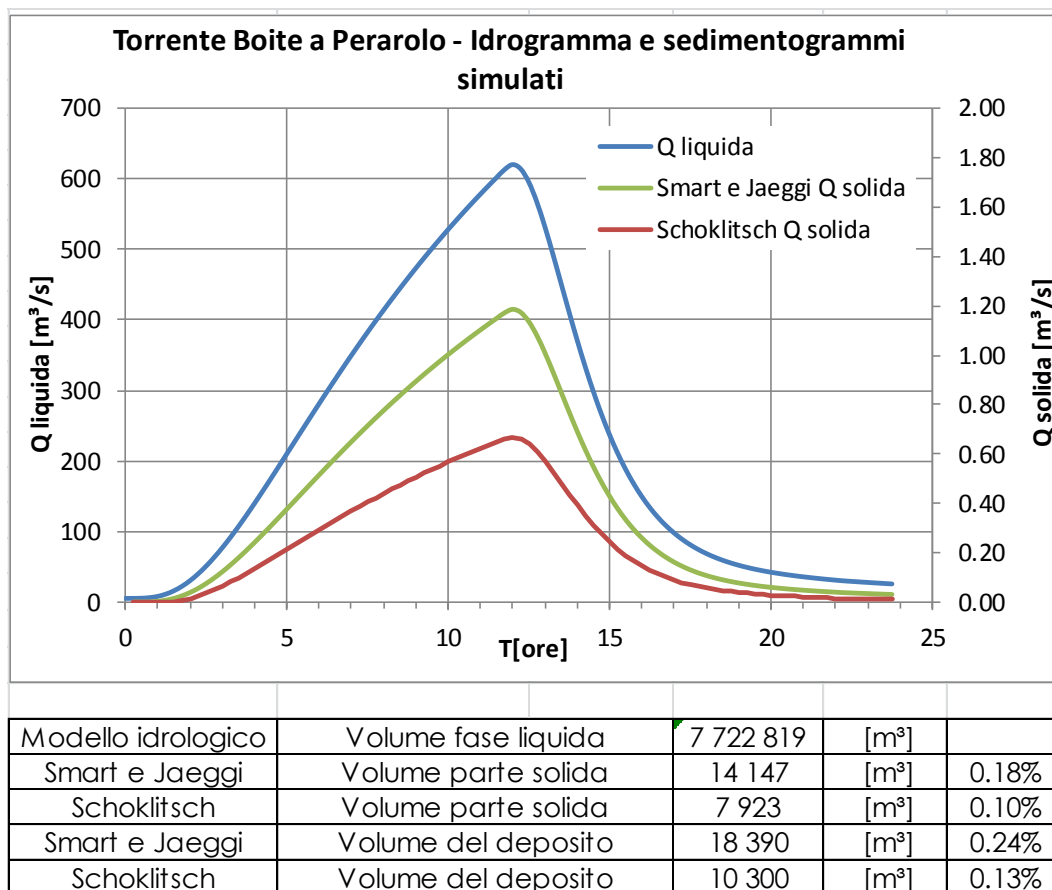


Figura 33 – Torrente Boite a Peaio - idrogramma e sedimentogramma di piena per un evento con $T_r = 100$ anni.

7.3.3 Torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore

La sezione di controllo viene posta a monte della confluenza del torrente Rite nel lago di Valle di Cadore, poco a valle del confine con il Comune di Cibiana di Cadore.

In tale tratto la pendenza del corso d'acqua è pari al 5.5 %. Si considera una sezione di larghezza 15 m con sponde inclinate di 1/1 (Figure 34 e 35).

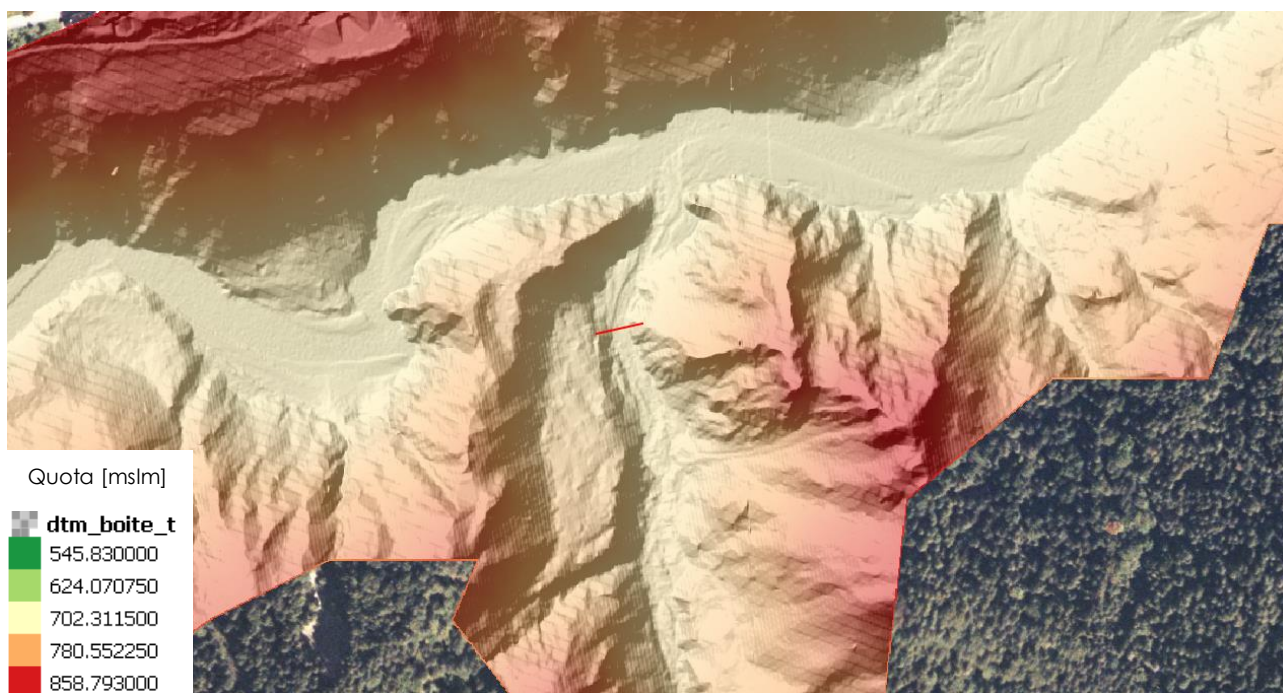


Figura 34 – Torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore – Traccia della sezione di riferimento su base lidar

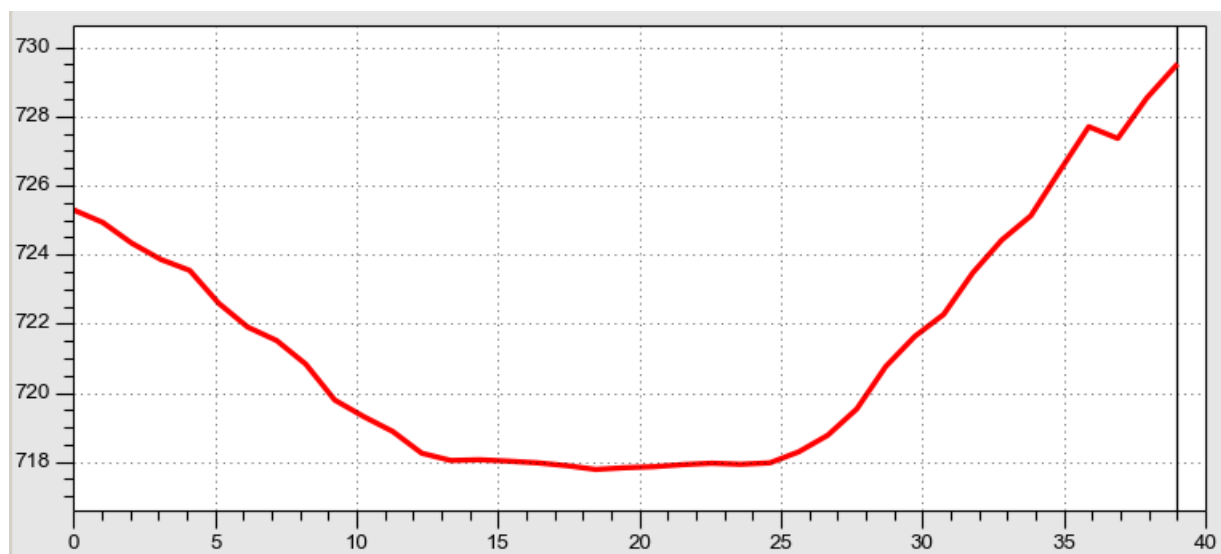


Figura 35 – Torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore – Sezione di riferimento su base lidar

Nelle valutazioni idrauliche è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e un D_{50} di 5 cm.

Come indicato in Tabella 7, il bacino sotteso dal torrente Rite all'incile del lago di Valle di Cadore ha un'estensione di 49 km^2 .

In occasione dell'evento centenario, una precipitazione di durata pari a 4 ore è in grado di produrre una portata di picco di $49 \text{ m}^3/\text{s}$ (si veda il precedente capitolo 6.3.3) .

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo: $S=0.1$; $\rho_s=2600 \text{ kg m}^{-3}$.

La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=3.31 \text{ m}^3/\text{s}$.

Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'innescarsi di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi (1983).

Nella seguente figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 100 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato è stato stimato in 1 500 e circa 3 500 m³ rispettivamente per le formulazioni di Schoklitsch (1962) e Smart e Jaeggi (1983).

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%, come indicato nel computo dei volumi mobilitati riportato nella seguente Figura 36.

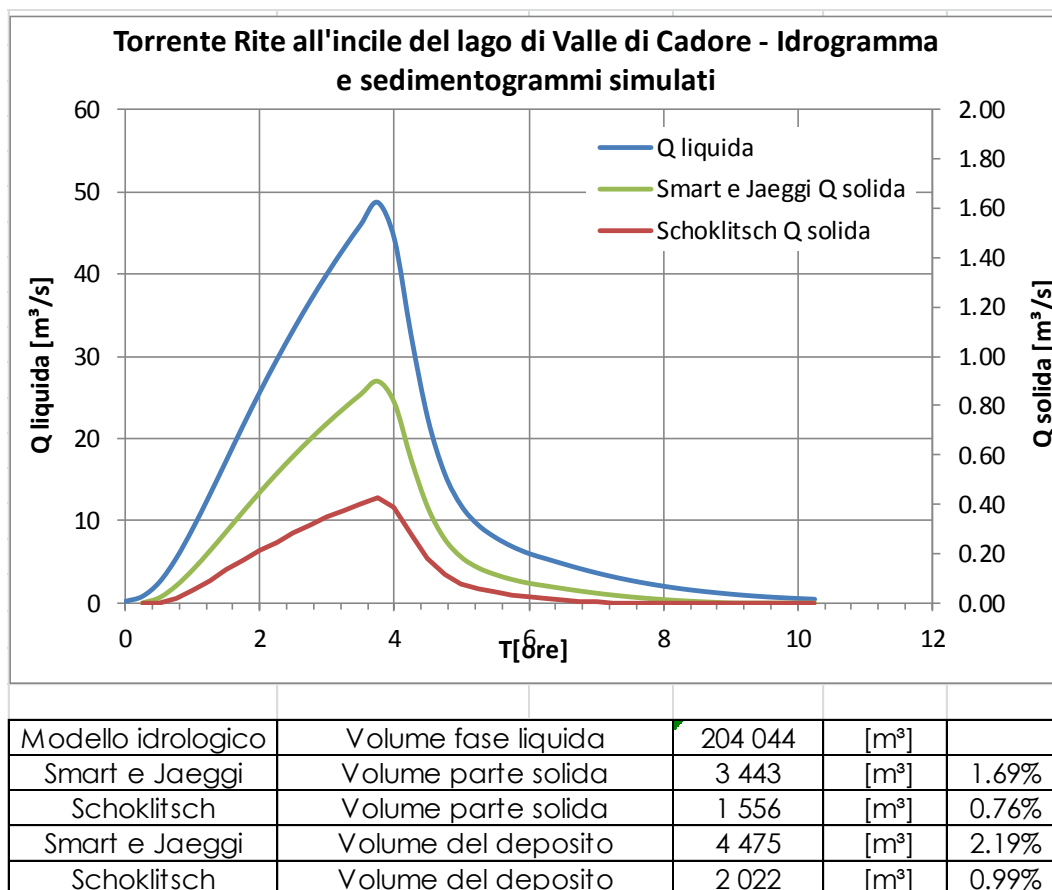


Figura 36 – Torrente Rite all'incile del Lago di Valle di Cadore - idrogramma e sedimentogramma di piena per un evento con $T_r = 100$ anni.

7.3.4 Rio Vallesina all'incile del lago di Valle di Cadore

Il Rio Vallesina infine, affluente di sinistra del torrente Boite, attraversa la SS 55 Alemagna in corrispondenza dell'abitato omonimo. La sezione di interesse viene ubicata a monte dell'abitato, immediatamente a valle di un tratto di torrente stabilizzato con briglie classiche, dove il corso d'acqua presenta una pendenza di circa il 12 %.



Figura 37 – Rio Vallesina – tratto sistemato con briglie classiche.

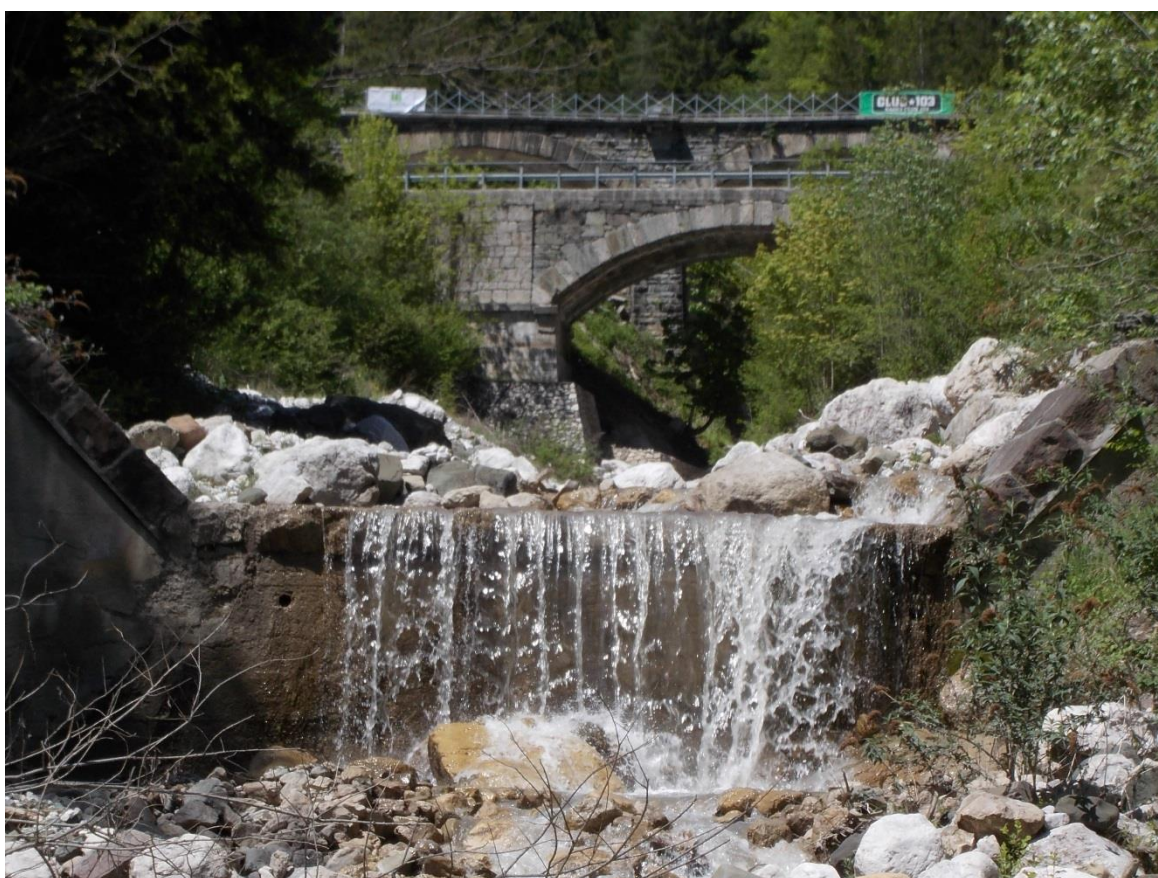


Figura 38 – Figura 39 – Rio Vallesina – tratto sistemato con briglie classiche – in sfondo si vede la SS 55 Alemagna e l'attraversamento della ferrovia

Si considera una sezione di larghezza 8 m con sponde inclinate di 1/1.

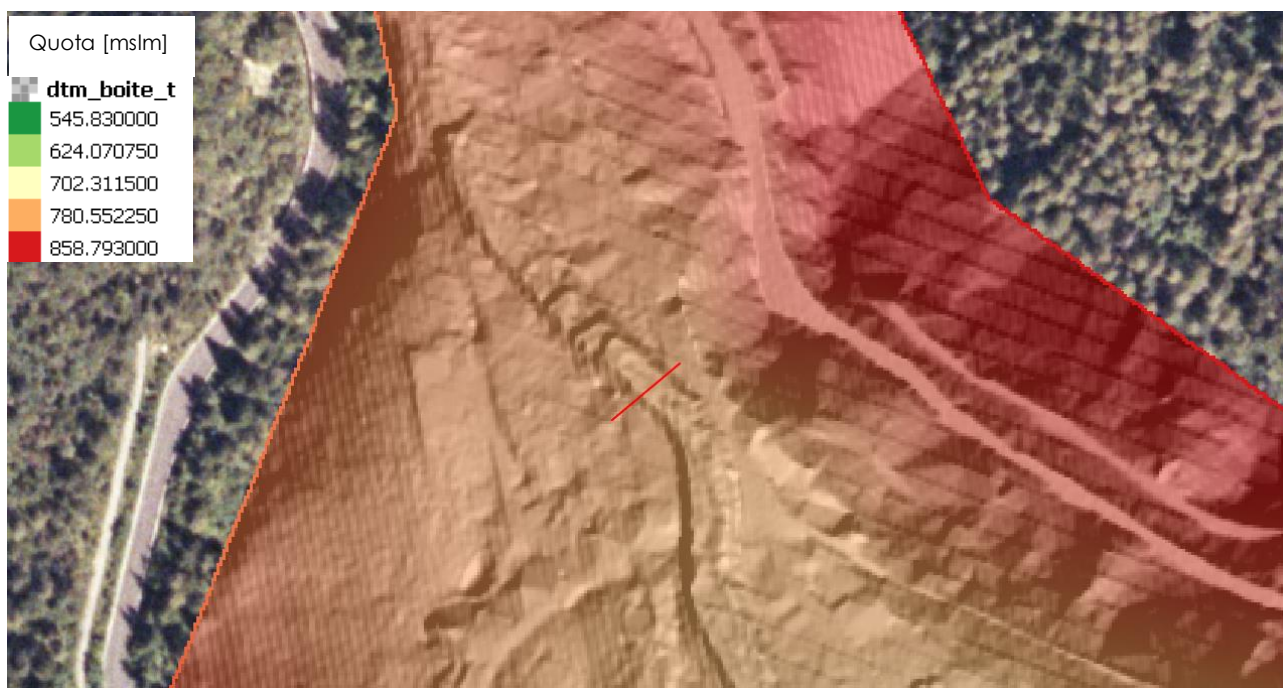


Figura 40 – Rio Vallesina all'incile del lago di Valle di Cadore – Traccia della sezione di riferimento su base lidar

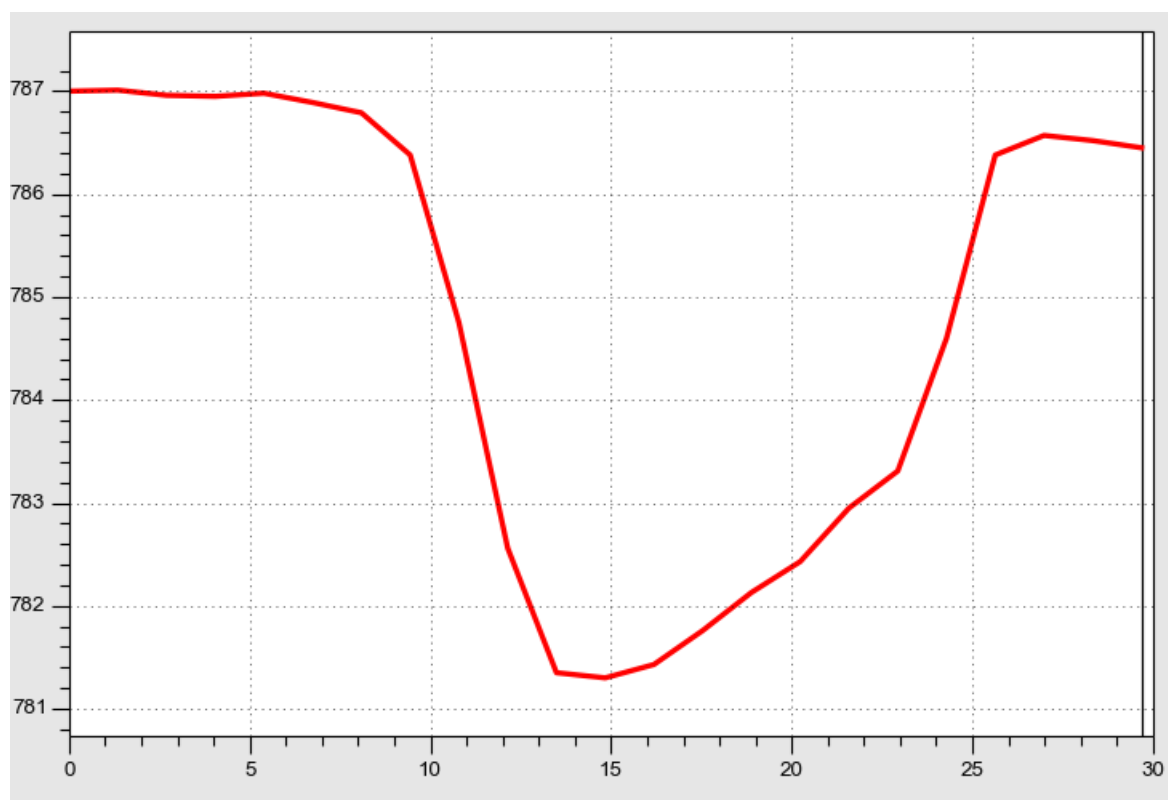


Figura 41 – Rio Vallesina all'incile del lago di Valle di Cadore – Sezione di riferimento su base lidar

Data l'irregolarità del fondo e le dimensioni grossolane del materiale che costituisce l'alveo, ma soprattutto il contenuto elevato di solido trascinato, la scabrezza idraulica risulta molto elevata e nelle valutazioni idrauliche è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e un D_{50} di 5 cm.

Come indicato in tabella 8 (si veda il precedente capitolo 6.3.3), il bacino sotteso dal Rio Vallesina ha un'estensione di 9.60 km². In occasione dell'evento centenario, una precipitazione di durata oraria è in grado di produrre una portata di picco di 31 m³/s.

L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo: $S=0.1$; $\rho_s=2600$ kg m⁻³.

La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=0.76$ m³/s, valore piuttosto basso se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'insorgere di un fenomeno di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi (1983).

Nella seguente figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 300 anni per il quale il volume complessivo mobilitato è stato stimato in circa 2 500 e 5 500 m³ rispettivamente per le formulazioni di Schoklitsch (1962) e Smart e Jaeggi (1983).

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

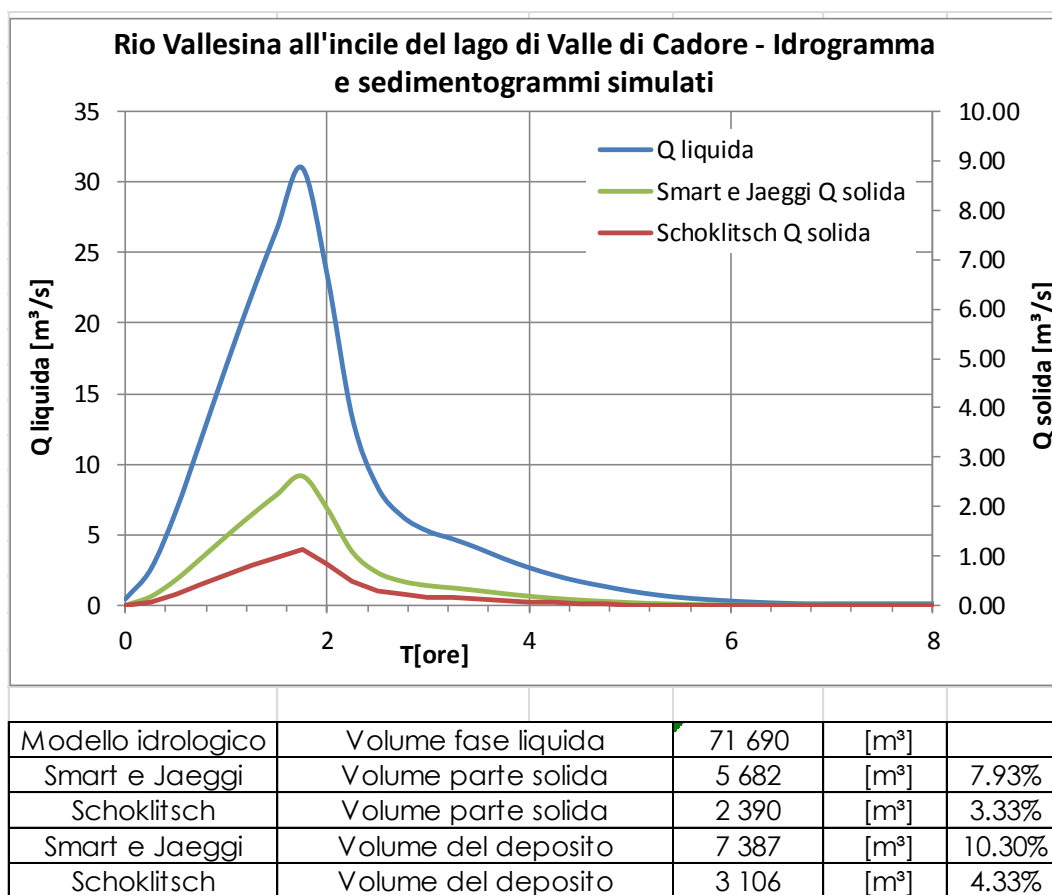


Figura 42 – Rio Vallesina all'incile del Lago di Valle di Cadore - idrogramma e sedimentogramma di piena per un evento con $T_r = 100$ anni.

Qualora si innescassero fenomeni di tipo colata detritica, escludendo il collasso del fondo del canale, rivestito in massi cementati, applicando la formulazione di Costa (1984) si otterrebbero portate di picco circa doppie di quelle calcolate.

Viceversa, nel caso si verificasse il collasso del fondo varrebbe la formulazione di Takahashi, che fornisce portate pari a 10 volte la portata liquida, come indicato nel grafico in figura 43.

Takahashi, 1991:

$$Q_{d \max} = Q_{l \max} C_s / (C_s - C)$$

Costa, 1984:

$$Q_{s \max} = Q_{l \max} / (1 - C)$$

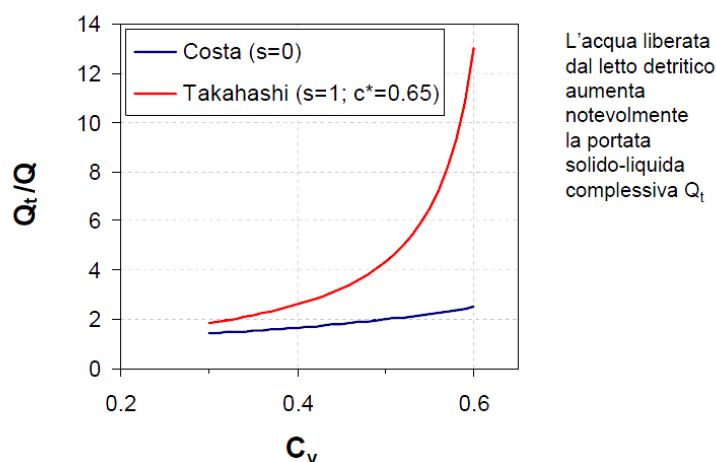


Figura 43 – Rapporto tra la portata totale del debrisflow e la portata liquida per grado di saturazione 0 (formula di Costa) e grado di saturazione 1 (formula di Takahashi) (D'Agostino 2008)

Tali aspetti vengono esaminati nel seguente paragrafo dedicato ai fenomeni di colata detritica

7.4 Innesco di colate detritiche

Nel presente studio è stata indagata la possibilità di innesco e l'eventuale propagazione nel fondovalle abitato del territorio comunale dei fenomeni di colata detritica in corrispondenza del Rio Vallesina.

La formazione, l'innesco e la propagazione delle colate detritiche nell'ambiente alpino sono state recentemente indagati nell'ambito del progetto Paramount – Alpin Space <http://www.paramount-project.eu/> sviluppato tra gli altri dal Dipartimento TESAF dell'Università di Padova.

Come descritto nelle relazioni esplicative dello studio, le colate detritiche in ambiente alpino si formano in genere poco a valle dei punti di sbocco dei canali incisi sulle pareti rocciose sui versanti sottostanti.

Questi canali agiscono da collettori del deflusso scolante dalle superfici rocciose. Le correnti di deflusso superficiali discendenti dai canali in roccia in seguito a precipitazioni di elevata intensità, sono in grado di scavare nel versante e con l'andare del tempo originano dei canali che incidono il versante fino al fondo valle.

Quando una corrente liquida originata dal deflusso superficiale sulle pareti rocciose arriva nel canale inciso sul versante è in grado di mobilitarne i sedimenti giacenti sul fondo, generando una colata di detrito (Griffiths et al. 2004; Berti & Simoni, 2005; Godt & Coe, 2007; Coe et al., 2008a, 2008b; Gregoretti & Dalla Fontana, 2008; Tecca & Genevois, 2009; Kean et al., 2011; Gregoretti et al., 2012). Il meccanismo di innesco di una colata detritica è quindi essenzialmente idraulico. Il modello di innesco utilizzato si compone quindi di un modello idrologico per la stima dei deflussi superficiali, un metodo per stabilire la capacità di questi di mobilitare un deposito di sedimenti di dimensioni e

pendenza definite, un modello per la stima della portata di picco di una colata ed un bilancio di massa delle volumetrie solido-liquide.

L'insieme di questi fattori porta alla definizione di un idrogramma solido-liquido.

A questi si possono assegnare due forme.

La prima segue la forma dell'idrogramma dei deflussi superficiali e viene utilizzata nell'area di generazione della colata. La seconda ha una forma triangolare con lato ascendente quasi verticale e lato discendente meno pendente e viene utilizzata per una colata già sviluppata, ovvero almeno un centinaio di metri a valle del punto di innesco.

In questo caso, secondo le osservazioni di campo (Zanuttigh & Lamberti, 2007) l'idrogramma presenta un valore massimo all'inizio in corrispondenza del fronte e quindi un andamento decrescente.

Il modello di innesco utilizzato nel presente studio per la determinazione dell'idrogramma solido liquido di colata detritica caratteristico per un evento con tempo di ritorno 300 anni è quello presentato da Gregoretti – Degetto (2012) al XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche a Brescia 10 - 15 settembre 2012.

Il modello di innesco si compone di un modello idrologico per la stima dei deflussi superficiali e di una relazione che stabilisca il verificarsi di una colata di detrito note, la portata liquida, le caratteristiche morfologiche del canale nel punto di generazione di una colata (larghezza ed inclinazione) e le caratteristiche granulometriche dei sedimenti presenti sul fondo del canale.

Il modello idrologico qui proposto è quello di Gregoretti & Dalla Fontana (2008) utilizzato per stimare i deflussi superficiali di bacini di testata in ambiente dolomitico.

Acquisito l'idrogramma liquido si confronta il suo valore di picco Q_P con la portata critica Q_{CRIT} per la formazione della colata (Figura 44), determinata mediante relazioni per l'inizio del trasporto ad elevate pendenze. Se risulta superiore si verifica la colata di detrito e si determina la parte di idrogramma liquido potenzialmente contribuente alla colata (Figura 45).

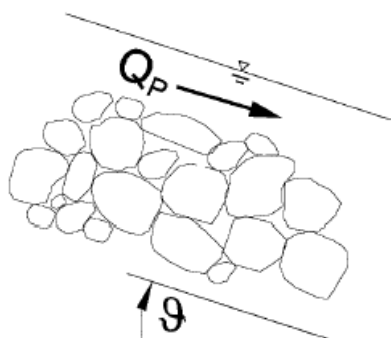


Figura 44 –Trasporto di sedimenti da parte della colata di detrito (Gregoretti – Degetto 2012)

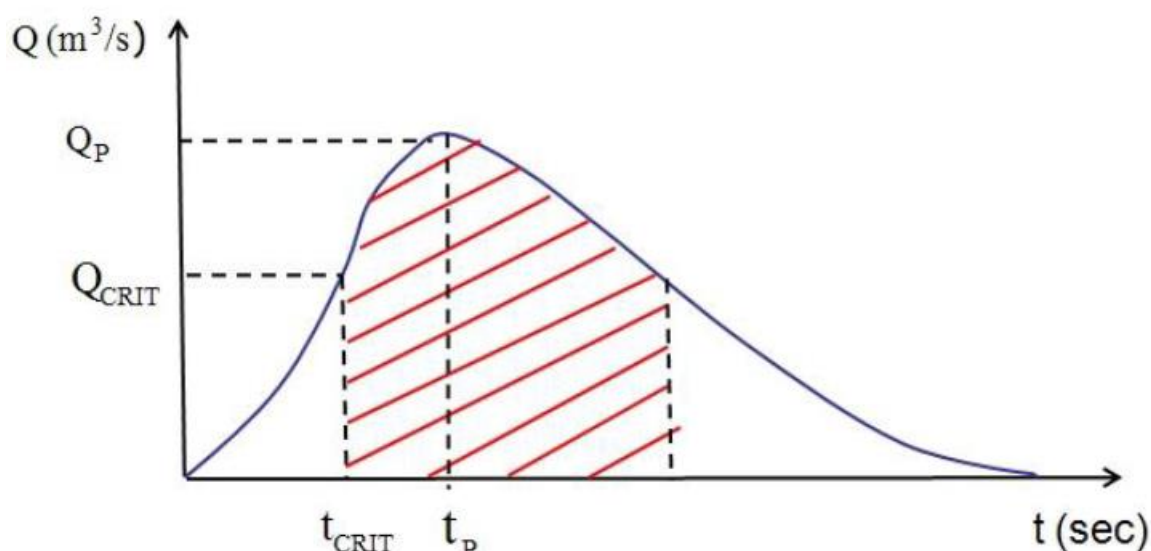


Figura 45 –Volume di deflusso superficiale potenzialmente contribuente alla colata (Gregoretti – Degetto 2012)

Le relazioni in letteratura che possono essere utilizzate per stimare la portata critica Q_{CRIT} sono rispettivamente quelle di Gregoretti & Dalla Fontana (2008) e Tognacca et al (2000):

$$q_{crit} = 0.78 \frac{d_M^{1.5}}{\tan \vartheta^{1.27}}$$

$$q_{crit} = 4 \frac{d_M^{1.5}}{\tan \vartheta^{1.17}}$$

Dove q_{CRIT} è la portata critica per unità di larghezza, d_M è il diametro medio dei sedimenti e ϑ l'angolo di inclinazione del canale. Entrambe le relazioni sono state ottenute per via empirica da dati sperimentali di laboratorio, relativi alla fase iniziale della colata la prima ed a una colata pienamente sviluppata la seconda.

determinato mediante un bilancio di massa noto il volume di deflusso superficiale potenzialmente contribuente alla colata detritica, ed una stima o del volume di sedimento disponibile o della concentrazione volumetrica della fase solida della colata.

All'idrogramma solido-liquido, inoltre, vengono associate due possibili forme (Figura 3). La prima è quella dell'idrogramma liquido e la seconda è triangolare con lato ascendente quasi verticale. Il primo tipo di forma è relativo ad idrogrammi solido-liquido in corrispondenza dell'area di formazione di una colata mentre il secondo è relativo ad idrogrammi di una colata già sviluppata. Come risulta dalle profondità misurate di una colata (Zanuttigh & Lamberti, 2007), queste passano da valori minimi o nulli a valori massimi per poi decrescere. Questo è consistente con quanto osservato sia in natura che in laboratorio: gli elementi lapidei di dimensioni maggiori tendono a raggiungere la testa della colata formando un fronte denso e di profondità elevate seguito da un corpo con valori di profondità e concentrazione volumetrica della fase solida progressivamente decrescenti.

Nel caso di colata pienamente sviluppata, l'idrogramma liquido potenzialmente contribuente alla colata viene costruito utilizzando il valore di picco e di volume di deflusso del primo caso.

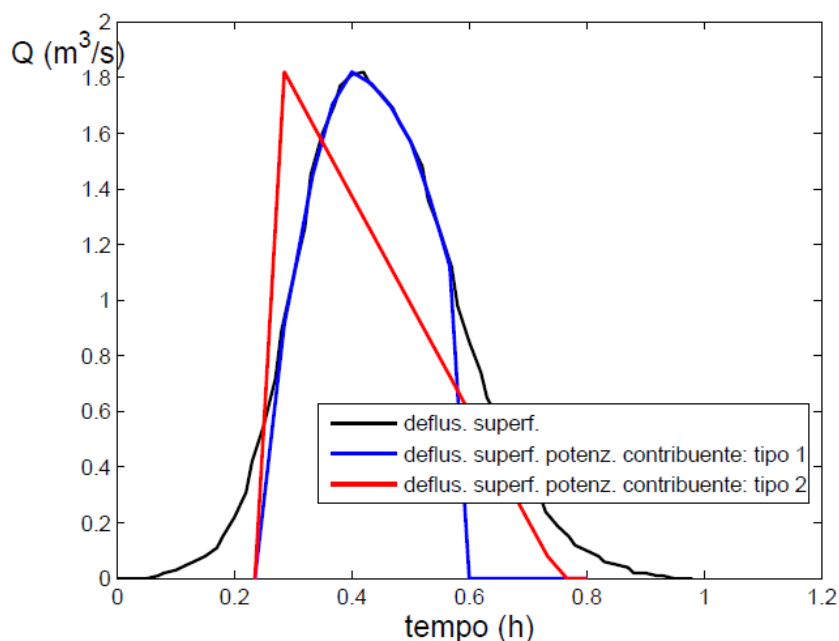


Figura 46 – I due tipi di forma associati all'idrogramma di deflusso superficiale potenzialmente contribuente all'idrogramma solido-liquido (Gregoretti – Degetto 2012)



Figura 47 – Schema di una colata detritica: fronte seguito da un corpo di profondità decrescente (Gregoretti – Degetto 2012)

Il modello per l'individuazione dell'idrogramma liquido e dell'idrogramma solido liquido della colata detritica a partire dai deflussi superficiali è stato implementato sulla piattaforma GIS sviluppata da Degetto – Gregoretti (2013) nell'ambito del progetto Interreg IIIb PARAMount dell'Alpine Space Programme. Come precedentemente accennato, l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti all'evento è stato simulato mediante il modello idrologico di Gregoretti & Dalla Fontana (2008). Quest'ultimo calcola la precipitazione efficace per ogni cella in cui è suddiviso il bacino tramite il metodo SCS e la propaga alla sezione di chiusura secondo la direzione di massima pendenza assegnando una velocità su versante dipendente dal tipo di suolo ed una sulla rete di drenaggio che 1'e funzione del picco della portata simulata.

7.4.1 Rio Vallesina

L'area corrispondente con l'alveo del Rio Vallesina è classificato come zona a pericolosità geologica P4 soggetta a fenomeni di colamento rapido, identificata con il codice 025301200M-CR come si può vedere dalla planimetria in Figura 48. Come precedentemente accennato, e come indicato in Figura 49, la sezione di innesco è stata ubicata in modo da simulare l'effetto che potrebbe avere il distacco di una frana dal bacino di produzione segnalato in occasione di una piena del Rio Vallesina. Tale situazione rappresenta una criticità in quanto l'omonima frazione di Vallesina è posta

nel conoide di deiezione del corso d'acqua, all'incile del lago di Valle di Cadore, dove la pendenza dell'alveo tende a diminuire e la valle si allarga.

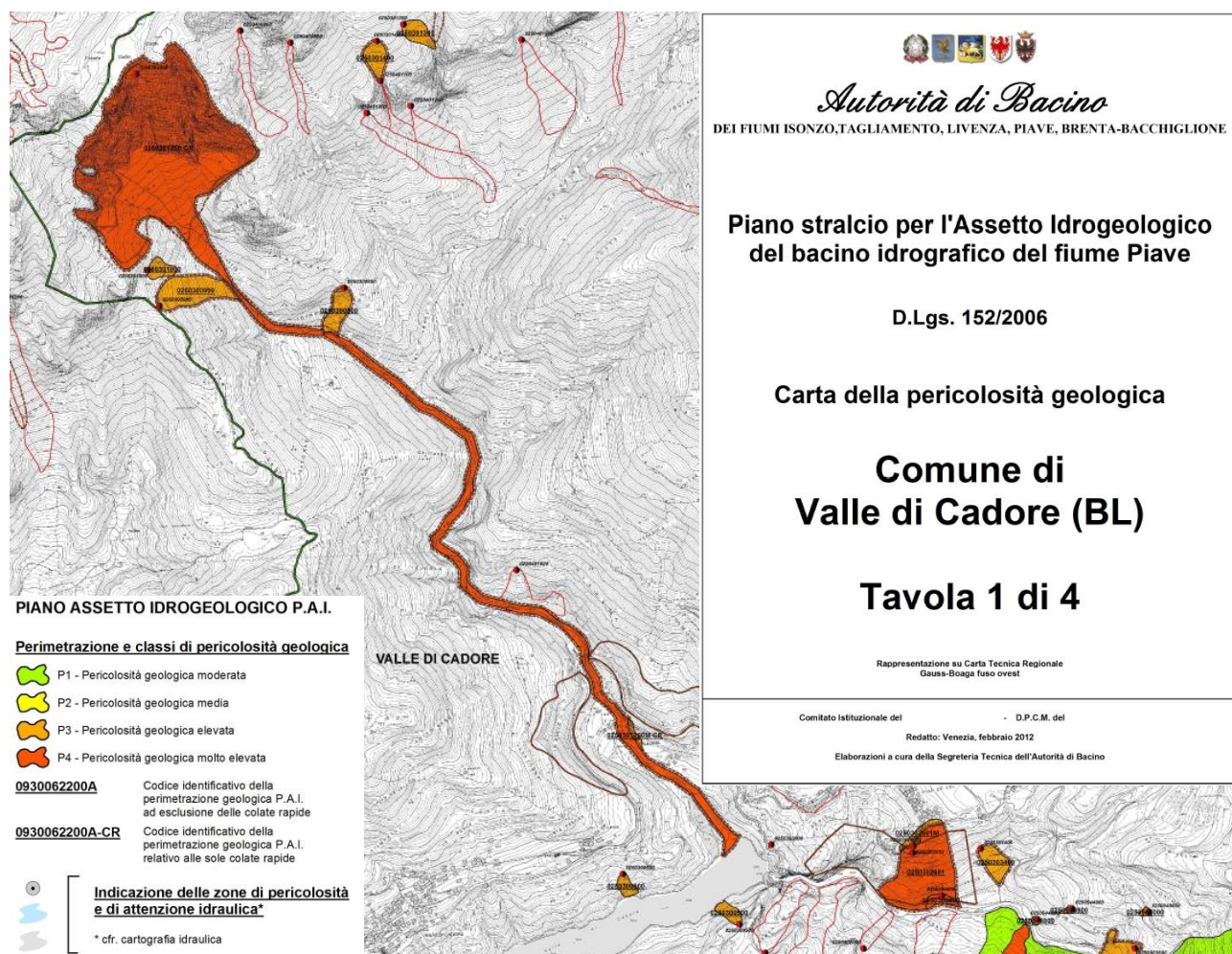


Figura 48 –Pai Goeologico Stralcio della tavola 1 del Comune di Valle di Cadore



Figura 49 –Ubicazione della sezione di innesco

La sezione di innesco è stata ubicata a quota 1330 mslm, essa è rappresentata nelle seguenti figure:

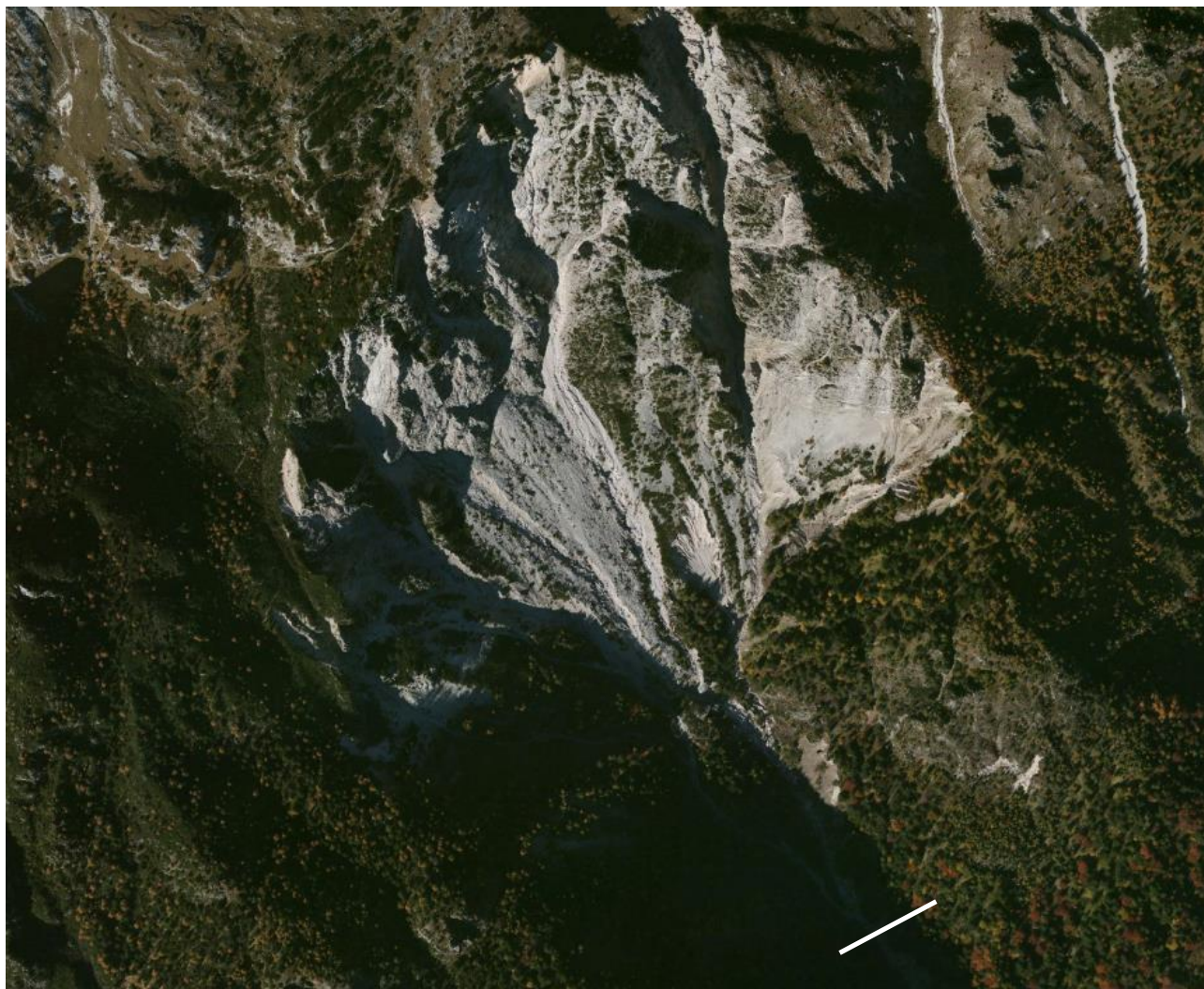
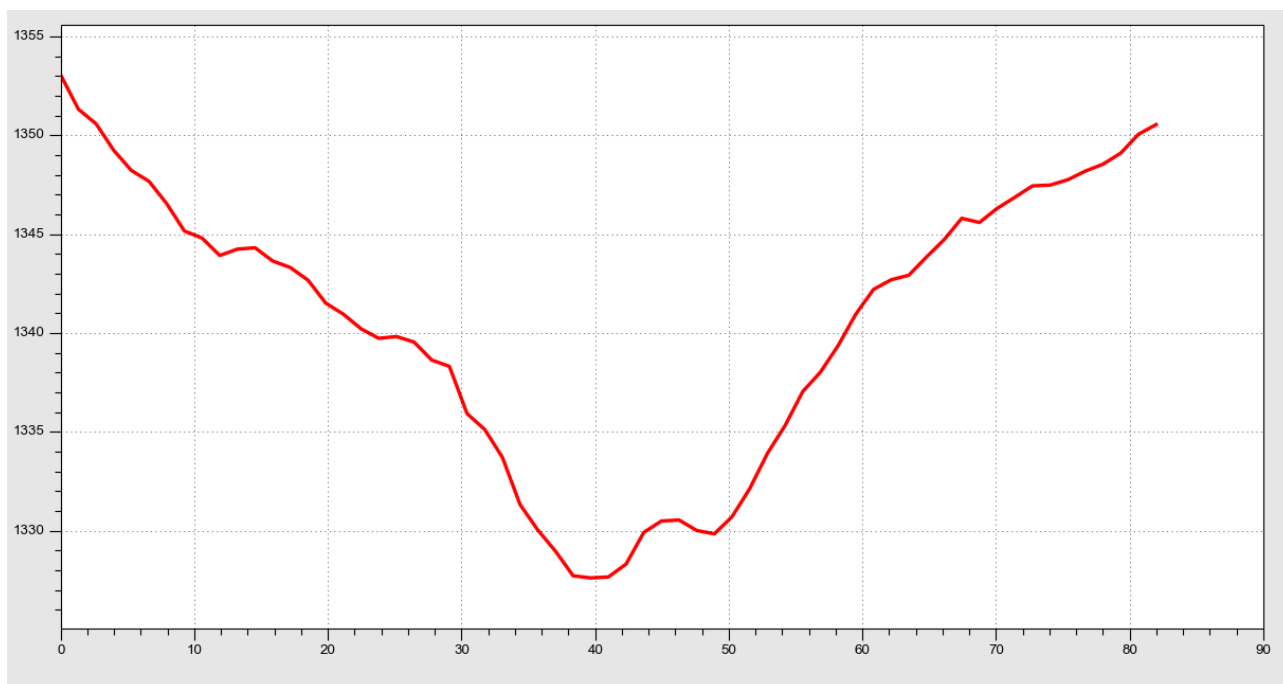


Figura 50 –Sezione di innesco

Sulla base del software modellistico in uso, sono state effettuate le elaborazioni morfologiche necessarie alla caratterizzazione idrografica ed idrologica del bacino e quindi necessarie al calcolo dell'idrogramma liquido. In particolare sono state condotte le seguenti operazioni:

- la rimozione delle depressioni (pits) per avere continuità di percorso tra tutte le celle, del bacino idrologico, e la sezione di chiusura del bacino stesso (*DEM depit*) ;
- il calcolo dell'area drenata da ogni singola cella e la direzione dei deflussi (*Upslope Area 1*);
- l'estrazione dello spartiacque del bacino definita in funzione delle esigenze di studio e progetto (*Watershed*).
- 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*);
- l'elaborazione, per l'area del bacino estratto, dei tempi di propagazione lungo il versante e lungo il reticolo, delle direzioni di deflusso 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*), 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.

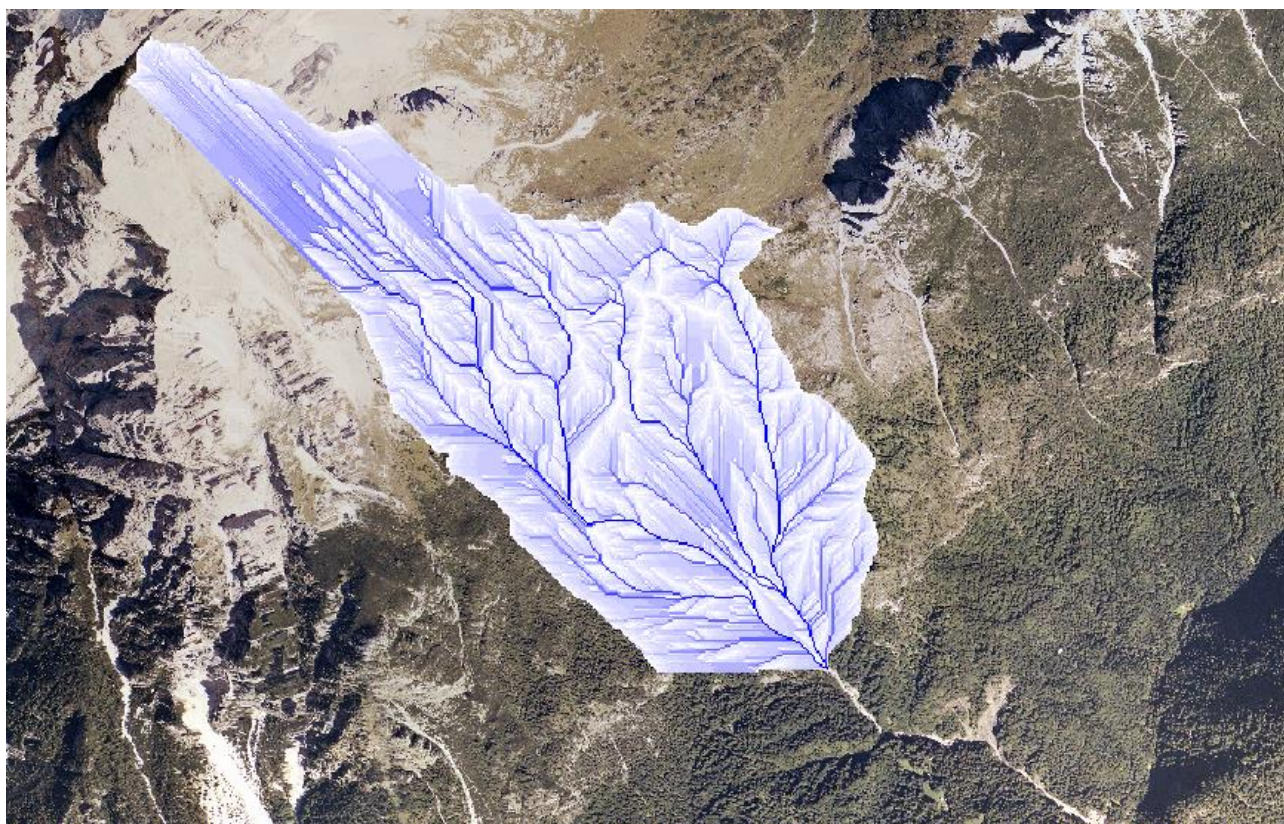


Figura 51– Area drenata calcolata nel bacino idrologico idraulico afferente al Rio Vallesina a monte dell'abitato di Vallesina

Le velocità di versante utilizzate nella simulazione sono state 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 9.

Tabella 9–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)
322	Arbusti e cespugli su suoli ghiaiosi	0.1
332	Rocce e rupi	0.3
333	Aree nude ghiaiose con vegetazione sparsa	0.1
340	Ghiaioni ed erosioni attive	0.1

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.

La velocità nella rete di drenaggio è assunta pari a quella corrispondente al picco simulato nella sezione di innesco calcolata tramite la legge di Gauckler-Strickler con coefficiente di scabrezza pari a $9 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (il modello esegue delle iterazioni a partire da un Modello di innesco di una colata detritica e l'idrogramma solido-liquido valore di tentativo per la velocità in rete).

Dati pluviometrici

Si sono utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica ricavate nel precedente paragrafo 6.2.1. La velocità nella rete di drenaggio è assunta pari a quella corrispondente al picco simulato nella sezione di innesco calcolata tramite la legge di Gauckler-Strickler con coefficiente di scabrezza pari a $9 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (il modello esegue delle iterazioni a partire da un Modello di innesco di una colata detritica e l'idrogramma solido-liquido valore di tentativo per la velocità in rete).

Idrogramma di debris flow

Nella sezione di innesco per i depositi detritici è stato assunto un diametro medio $d_M = 0.104 \text{ m}$, La larghezza della sezione di deflusso B è pari a 5 m , mentre la pendenza s è pari al 20% .

Si riporta in la carta delle pendenze dal bacino di produzione determinata mediante le analisi GIS descritte al precedente capitolo 6 sul rilievo Lidar fornito dal Ministero dell'Ambiente.

Per quanto riguarda la concentrazione volumetrica dei sedimenti del deposito si è fatto riferimento a quelle di Gregoretti et al (2012) relative agli studi condotti sulla valle del Boite.

L'idrogramma solido liquido risultante dalle elaborazioni condotte è indicato nella seguente figura. L'output della simulazione indica la possibilità di innesco di un debris flow, alla portata critica $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ circa

Tabella 7 – Tabella di sintesi output modello di innesco (Gregoretti Dalla Fontana 2008)

CRITICAL DISCHARGE COMPUTATION

Average grain size diameter (m) — 0.070
 Slope — 80.000
 Unit critical discharge computed according to Gregoretti and Dalla Fontana (2008) (m^2/s) — 0.019
 Critical discharge (m^3/s) — 0.098
 Total seepage discharge (m^3/s) — 0.255
 Total critical discharge (m^3/s) — 0.353
 Peak value runoff discharge (m^3/s) — 12.125

Maximum runoff discharge larger than critical discharge: DEBRIS FLOW OCCURRENCE

Time corresponding to the critical discharge (hrs) — 0.015

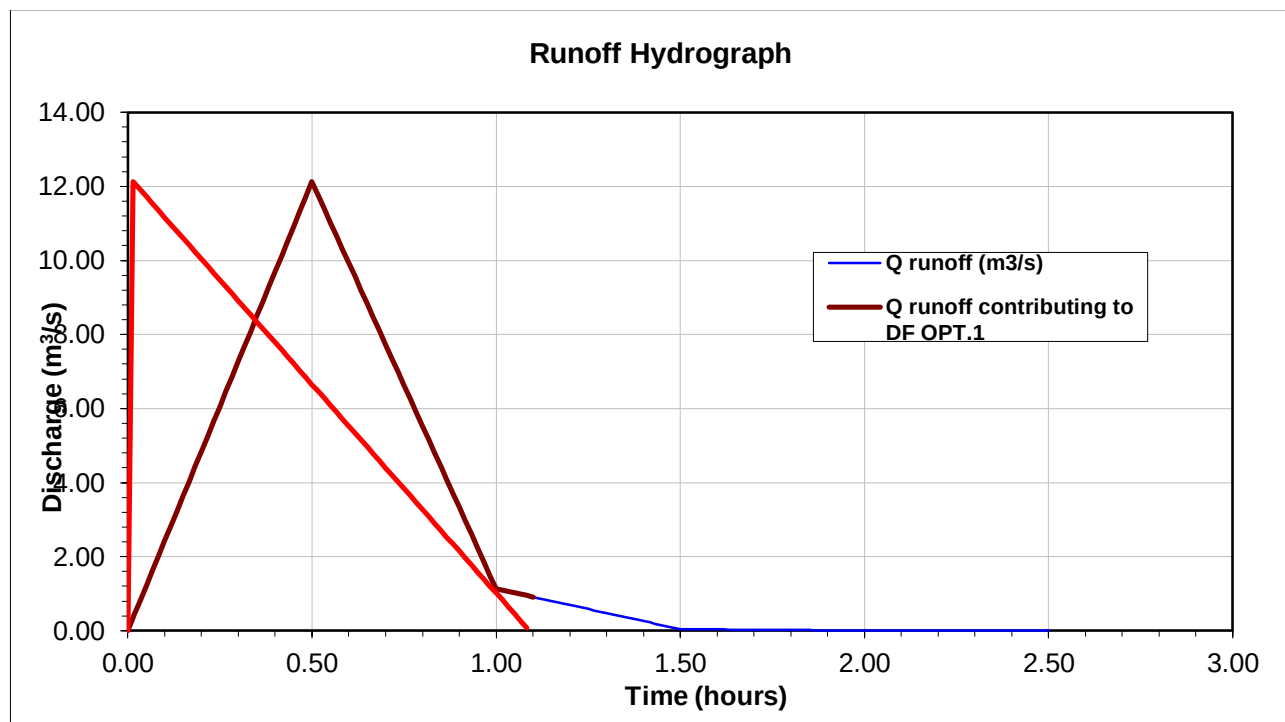


Figura 52– Idrogramma dell'ammasso solido liquido risultante dalla simulazione

8 PERIMETRAZIONE DELLE AREE DI PERICOLOSITA' IDRAULICA RICADENTI NELLE “ZONE DI ATTENZIONE”

8.1 Criteri adottati

Come precedentemente accennato, per permettere l'associazione delle classi di pericolosità idraulica nelle aree definite come “Zone di attenzione” dal PAI che interessano il territorio comunale secondo le procedure indicate all'art.6 delle NTA del PAI, è stata condotta un'indagine secondo il criterio idrodinamico.

L'obiettivo dell'attività è quello di assegnare una classe di pericolosità alle zone di attenzione che non sono ancora state classificate dall'Autorità di Bacino

In particolare, l'analisi idraulica dei torrenti Boite, Fiorentina e Pettorina, e la conseguente mappatura delle aree a pericolosità idraulica ha richiesto l'applicazione di un modello bidimensionale a moto vario.

Relativamente all'individuazione delle aree fluviali, nel caso di alvei a fondo mobile dotati di notevole mobilità laterale, come nel caso dei corsi d'acqua presenti nell'area oggetto di PAT, essa non può basarsi sul concetto di piena ordinaria, poiché non è in grado di rappresentare la dinamica evolutiva del corso d'acqua.

Da ciò deriva l'esigenza di fondare i metodi di individuazione delle aree fluviali sul criterio geomorfologico, quale strumento per riconoscere le forme del corso d'acqua, e sul criterio idrodinamico, per valutarne l'intensità anche a carattere locale.

Pertanto, in analogia con quanto riportato nella relazione tecnica di PAI (Comitato Istituzionale 9 Novembre 2012), le aree di pericolosità idraulica sono state perimetrate mediante l'applicazione del criterio idrodinamico in occasione dell'evento con $tr=100$ anni, mentre le aree fluviali sono state individuate mediante il criterio geomorfologico.

I risultati delle elaborazioni condotte sono riportati nella tavola 9 di PAT (elaborati grafici 64 e 65) in termini di pericolosità idraulica, classificati secondo il tirante idraulico massimo registrato durante le simulazioni condotte secondo la Tabella 10 di seguito riportata:

Tabella 10 – Classi di pericolosità utilizzate nella perimetrazione delle aree

	F - Area fluviale - Metodo geomorfologico e/o $H_{max} > 1,50m$
	P3 - Pericolosità idraulica elevata - $1,00 < H_{max} < 1,50m$
	P2 - Pericolosità idraulica media - $0,25 < H_{max} < 1,00m$
	P1 - Pericolosità idraulica moderata - $0,00 < H_{max} < 0,25m$

In particolare, l'analisi idraulica dei torrenti perimetrati nelle zone di attenzione del PAI ha richiesto l'applicazione di un modello idraulico bidimensionale a moto vario nelle 4 aree di attenzione individuate nel PAI, come individuato negli elaborati grafici di PAT dal n.64 al n.65.

La zona di attenzione del Rio Vallesina ha richiesto l'applicazione di uno specifico modello di propagazione di colata detritica.

Infatti, le colate detritiche in ambiente alpino si formano in genere poco a valle dei punti di sbocco dei canali incisi sulle pareti rocciose sui versanti sottostanti.

Questi canali agiscono da collettori del deflusso scolante dalle superfici rocciose. Le correnti di deflusso superficiali discendenti dai canali in roccia in seguito a precipitazioni di elevata intensità, sono in grado di scavare nel versante e con l'andare del tempo originano dei canali che incidono il versante fino al fondo valle.

Quando una corrente liquida originata dal deflusso superficiale sulle pareti rocciose arriva nel canale inciso sul versante è in grado di mobilitarne i sedimenti giacenti sul fondo, generando una colata di detrito (Griffiths et al. 2004; Berti & Simoni, 2005; Godt & Coe, 2007; Coe et al., 2008a, 2008b; Gregoretti & Dalla Fontana, 2008; Tecca & Genevois, 2009; Kean et al., 2011; Gregoretti et al., 2012). Il meccanismo di innesco di una colata detritica è quindi essenzialmente idraulico e pertanto è stato indagato nel presente studio.

Per la caratterizzazione della pericolosità sulla base delle velocità e dei tiranti si è utilizzata la classificazione suggerita dalla seguente tabella che classifica la magnitudo della colata (rif. Gregoretti et al. 2008) secondo la Tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11 – Classi di pericolosità utilizzate nella perimetrazione delle aree

	Velocity	<0.5 m/s	0.5-1.0 m/s	>1 m/s
Depth	classe	1	2	3
< 0.5 m	1	1	2	3
0.5-1.0 m	2	2	4	6
>1 m	3	3	6	9

In analogia con quanto riportato nelle analisi di pericolo idraulico si può categorizzare la classe di magnitudo 1-3 come classe di pericolosità P2 (pericolosità media), la classe di magnitudo 3-6 come classe di pericolosità P3 (pericolosità elevata) e la classe di magnitudo 6-9 come classe di pericolosità P4 (pericolosità molto elevata).

P4	Pericolosità idraulica molto elevata
P3	Pericolosità idraulica elevata
P2	Pericolosità idraulica media

Le caratteristiche del modello TUFLOW, utilizzato per la modellazione idraulica del presente studio, sono riportate in Appendice A alla presente Relazione.

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

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

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

e nel recente aggiornamento datato 2012:

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

Le caratteristiche del modello agli AUTOMI CELLULARI, utilizzato per la modellazione delle colate detritiche del presente studio, sono riportate in Appendice B del presente studio. Il modello è stato tarato nei bacini della valle del Boite nell'ambito del progetto PARAMOUNT – Alpinspace nel biennio 2011 – 2013 (<http://paramount-project.eu>).

Esso fa parte del software Adb toolbox (Autorità di Bacino), scaricabile gratuitamente dal sito web del portale cartografico nazionale del Ministero dell'Ambiente (www.pcn.miniambiente.it).

8.2 La valle del torrente Boite da località Peaio a Perarolo di Cadore

Il presente paragrafo riguarda le zone di attenzione del fondovalle del torrente Boite ricadenti nel territorio comunale dalla località Venas di Cadore, in corrispondenza del Lago di Valle di Cadore lungo il corso del torrente Boite. Nel territorio comunale il torrente Boite scorre incassato nella sua valle e non attraversa zone urbanizzate.

Si riporta lo stralcio delle tavole del PAI su base ortofoto nelle seguenti figure



Figura 53 – Zona di attenzione di Venas di Cadore lungo il torrente Boite

8.2.1 Dati topografici

Per la modellazione dell'area oggetto di indagine sono stati utilizzati i dati LiDAR telerilevati all'interno del progetto Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale (PST-A) svolto dal Ministero dell'Ambiente nell'anno 2009.

Il sistema è costituito da un laser operante nell'infrarosso vicino ($\lambda=1064$ nm) che invia impulsi di luce ad una frequenza che varia dai 33 ai 100 kHz a seconda dell'altezza di volo. Gli impulsi laser vengono diretti nadiralmente verso il suolo attraverso uno specchio oscillante che riflette gli stessi con un'apertura di 25° a destra ed a sinistra rispetto alla perpendicolare alla direzione di avanzamento dell'aeromobile.

La scansione del terreno deriva quindi dalla combinazione di due movimenti, quello di oscillazione dello specchio e quello di avanzamento dell'aeromobile.

Il raggio laser, una volta colpito il suolo, viene riflesso e parte dell'energia incidente sul terreno ritorna verso lo specchio che, a sua volta, convoglia il segnale luminoso ad un sistema di rilevamento che determina il tempo di ritorno dell'impulso.

Dal tempo impiegato dalla luce a percorrere il tragitto - punto di emissione - riflessione - punto di ricezione - si determina la distanza fra lo specchio ed il punto di riflessione al suolo.

L'intero sistema è montato rigidamente sull'aeromobile la cui posizione (vettore di stato) viene determinata mediante il segnale GPS (Global Position System).

Il calcolo della traiettoria del sistema avviene mediante la combinazione, in un processo differenziale, delle misure GPS cinematiche registrate dal GPS montato sull'aeromobile (rover) e di quelle registrate da una stazione fissa a terra (master) posizionata su di un punto noto entro 30 km dall'area del rilievo. Integrando tutti questi dati con quelli di posizione istantanea dello specchio (figura 2) si determina la posizione nello spazio dei punti che hanno riflesso il raggio laser e che saranno riferiti al sistema geodetico in cui opera il GPS ovvero il WGS84. L'errore associato alla misura effettuata dall'IMU determina in larga parte il livello di precisione del rilievo.

In particolare sono stati forniti:

- I dati grezzi registrati dal sensore in formato ASCII XYZ, nel sistema di coordinate Gauss Boaga Fuso 32;
- I dati grezzi del solo terreno, nello stesso formato, essendo state eliminate, cioè, le elevazioni dovute alla vegetazione e ai fabbricati;
- Il Modello Digitale della Superficie (DSM), comprendente anche la vegetazione, come grigliato regolare con passo pari a 1m x 1m;
- Il Modello Digitale del Terreno (DTM), senza vegetazione, con le stesse caratteristiche del precedente con edifici;
- Il Modello Digitale del Terreno (DTM), senza vegetazione, con le stesse caratteristiche del precedente senza edifici;

Le seguenti Figura 54 e Figura 55 illustrano graficamente i DTM ottenuti:

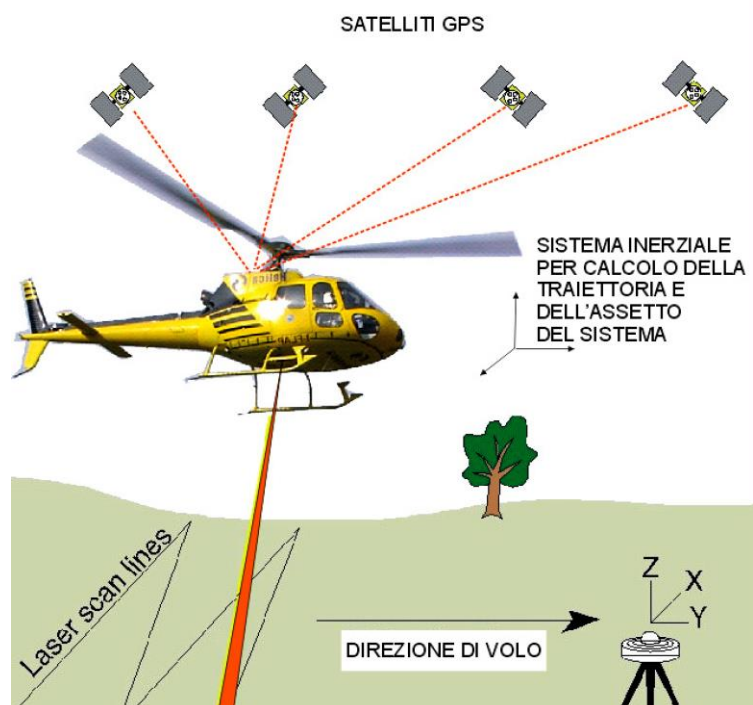


Figura 54 – Integrazione dei vari sistemi (GPS IMU e Laser Scanning)

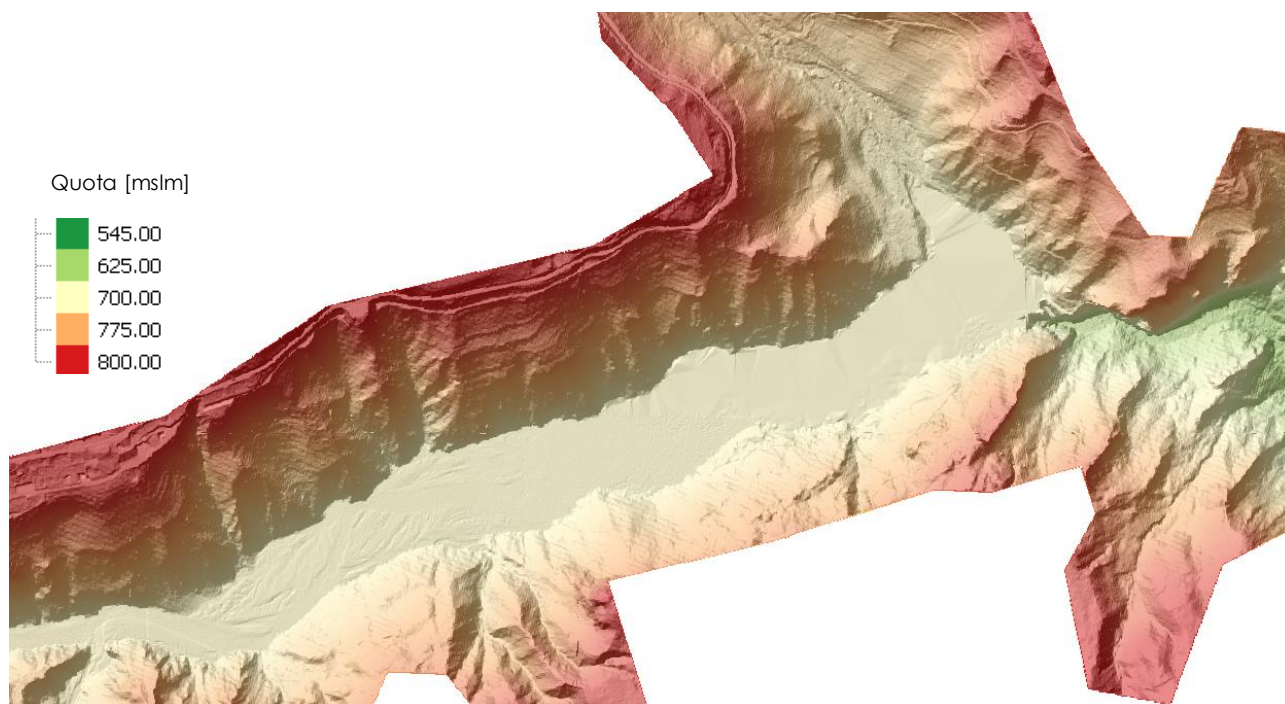


Figura 55 – DTM del lago di Valle di Cadore

8.2.2 Geometria del modello (TUFLOW)

Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, il tratto fluviale oggetto di studio è stato modellato in due parti distinte.

Il tratto fluviale appartenente al territorio comunale posto a monte della diga di Valle di Cadore discretizzato con una griglia di 454 320 celle quadrate di lato 4.5 m, rappresentato in Figura 56 e in particolare in Figura 57. Il tratto a valle della diga fino a Perarolo di Cadore è stato schematizzato con una griglia di 206 250 celle di lato 4 m,

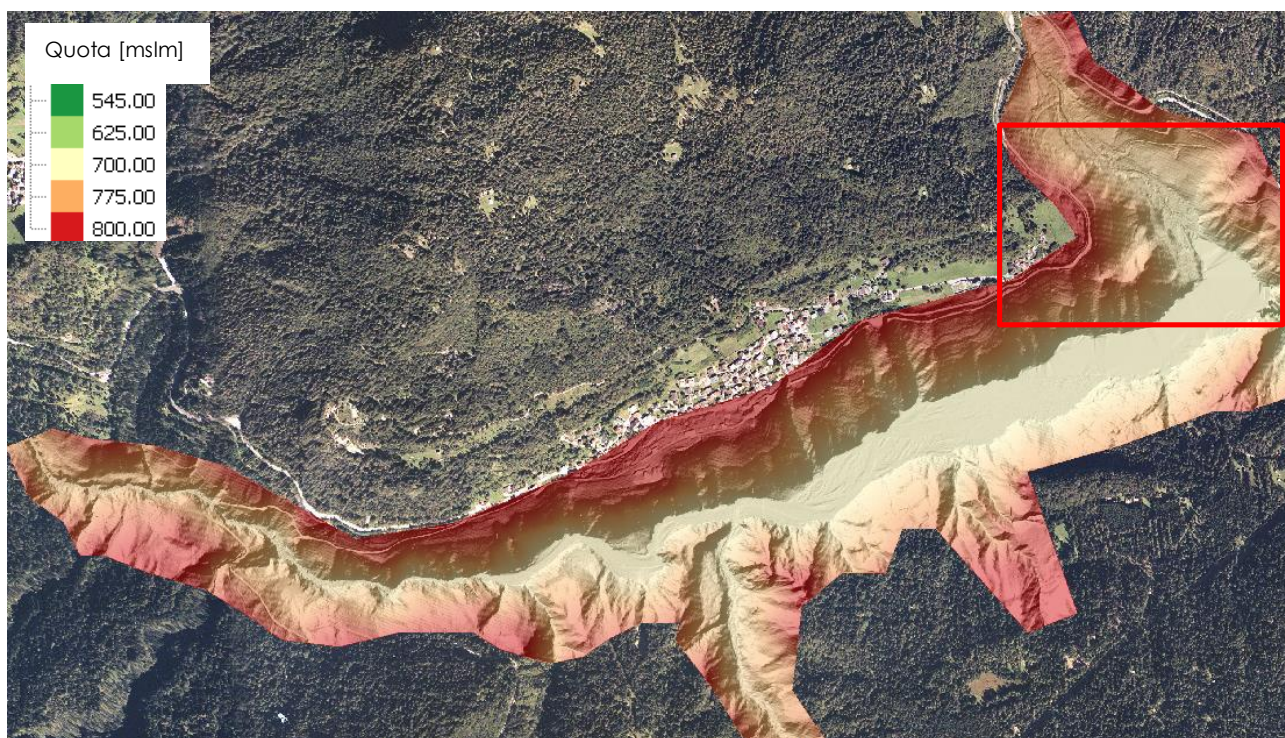


Figura 56 – Modello bidimensionale del torrente Boite e dei suoi principali affluenti - vista generale del tratto a monte della diga di Valle di Cadore

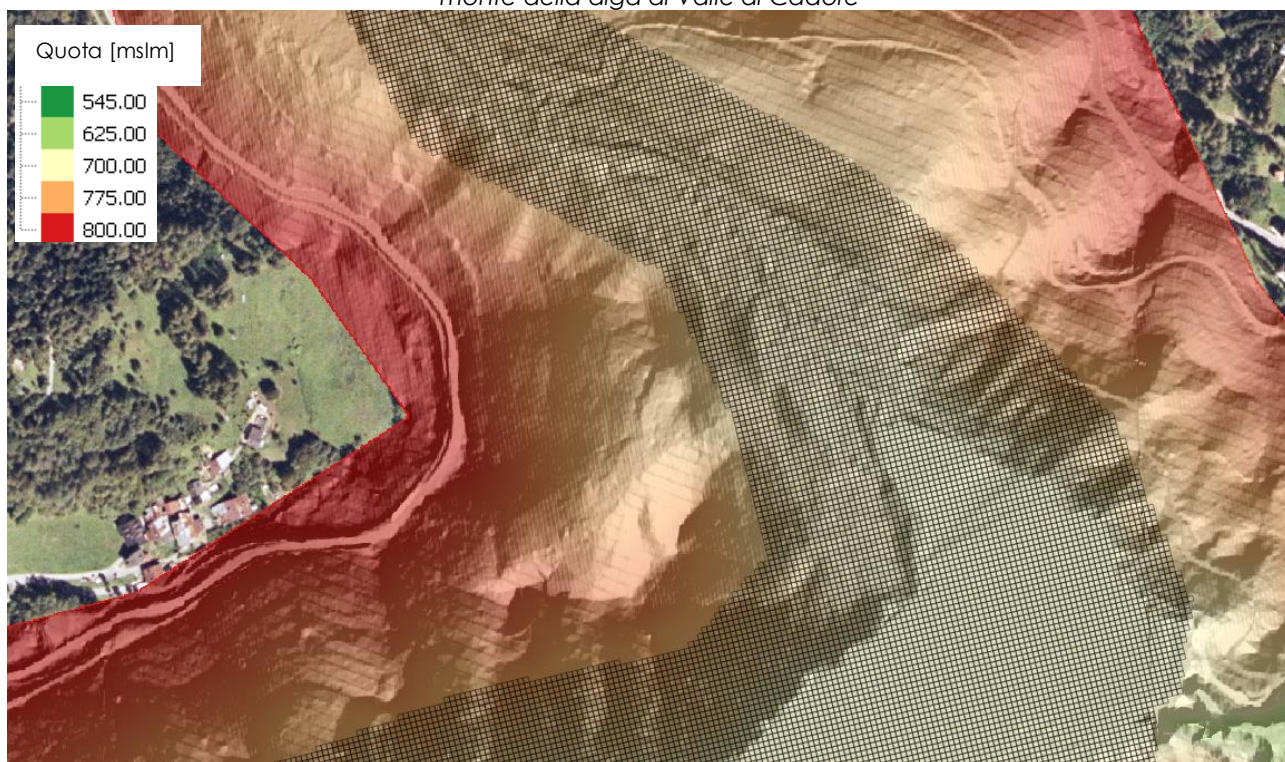


Figura 57 – Modello bidimensionale del torrente Boite e dei suoi principali affluenti vista particolare del tratto a monte della diga di Valle di Cadore

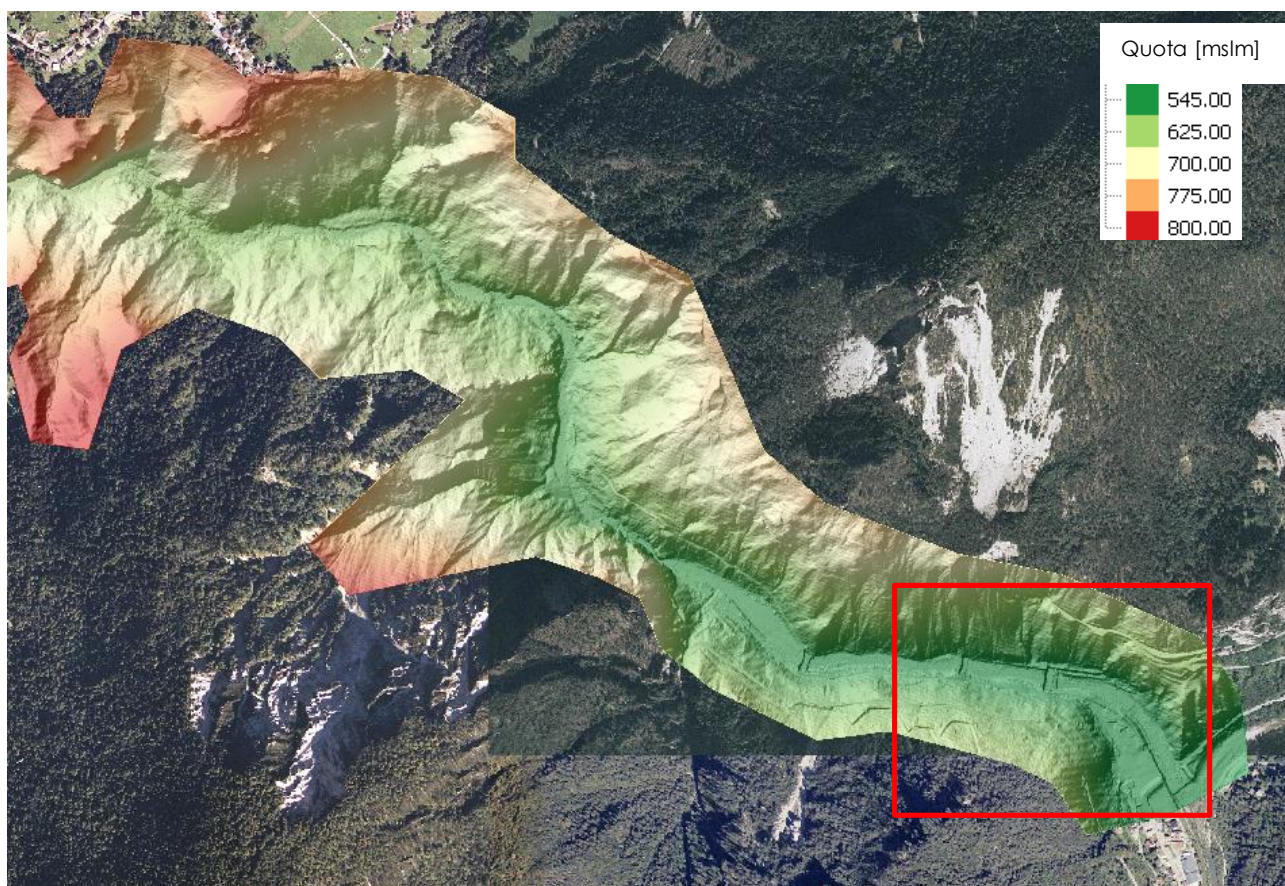


Figura 58 – Modello bidimensionale del torrente Boite e dei suoi principali affluenti - vista generale del tratto a valle della diga di Valle di Cadore



Figura 59 – Modello bidimensionale del torrente Boite e dei suoi principali affluenti vista particolare del tratto a valle della diga di Valle di Cadore

Le celle di calcolo sono composte da 11 punti di calcolo ciascuna, un punto ZC per il calcolo del livello idrometrico, 2 punti ZU per calcolo delle velocità lungo x, 2 punti ZV per le velocità lungo y e 4 punti ZH con significato esclusivamente grafico per la restituzione dei risultati (Figura 60 e Figura 61).

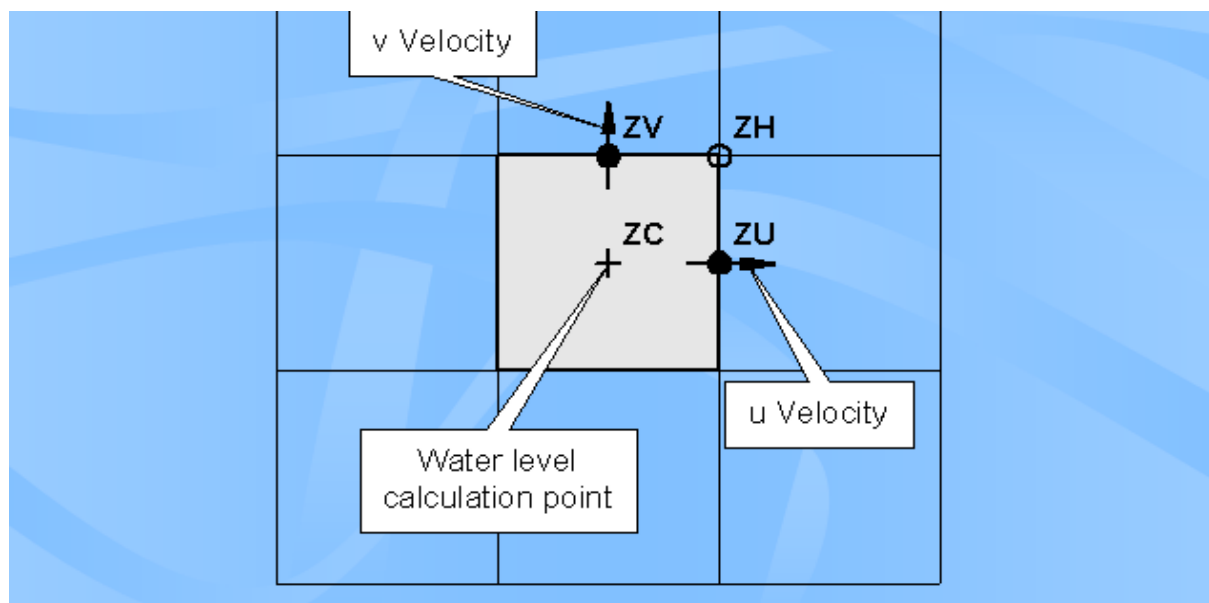


Figura 60 – Schema di una cella di TUFLOW

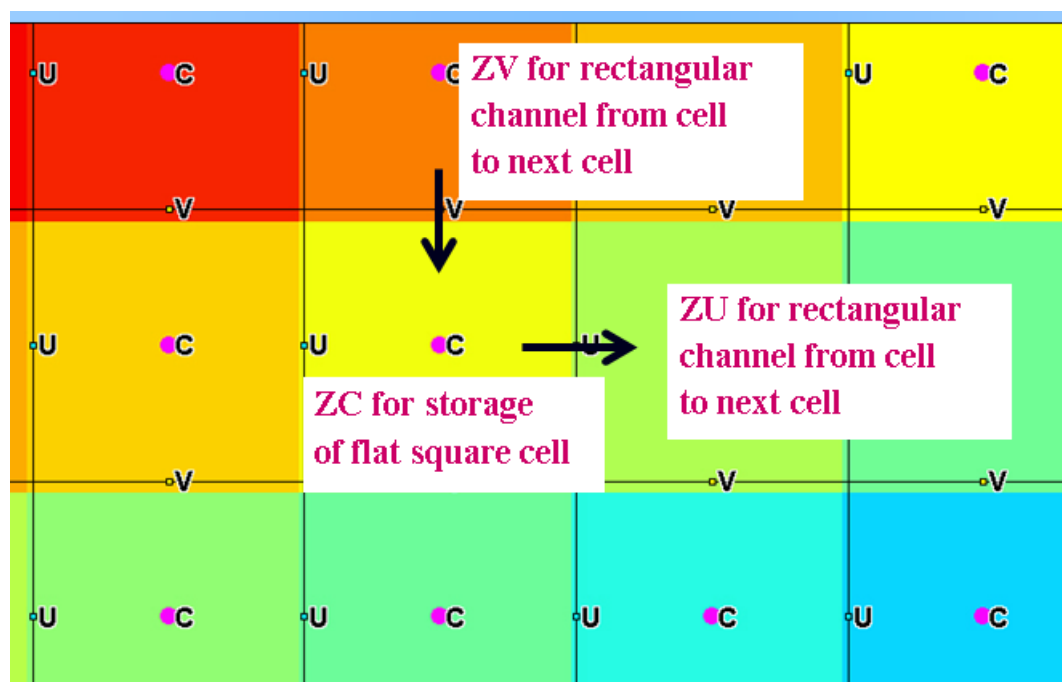


Figura 61 – Link tra le celle

8.2.3 Scabrezza dell'alveo

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

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

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

8.2.4 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI¹ 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.

Per quanto riguarda il tratto di torrente a monte della diga di Valle di Cadore, le portate in ingresso sono state schematizzate con tre idrogrammi relativi al torrente Boite ed ai suoi affluenti Rio Vallesina e torrente Rite in corrispondenza delle loro confluenze. In favore di sicurezza, l'idrogramma utilizzato per il torrente Boite è quello calcolato considerando come contribuente tutto il bacino sotteso dalla diga. Per ciascun corso d'acqua è stato assunto come rappresentativo l'idrogramma corrispondente al tempo di precipitazione che fornisce la portata massima, determinato nel precedente paragrafo 6.3.3, con contemporaneità dei picchi, come rappresentato graficamente in Figura 62.

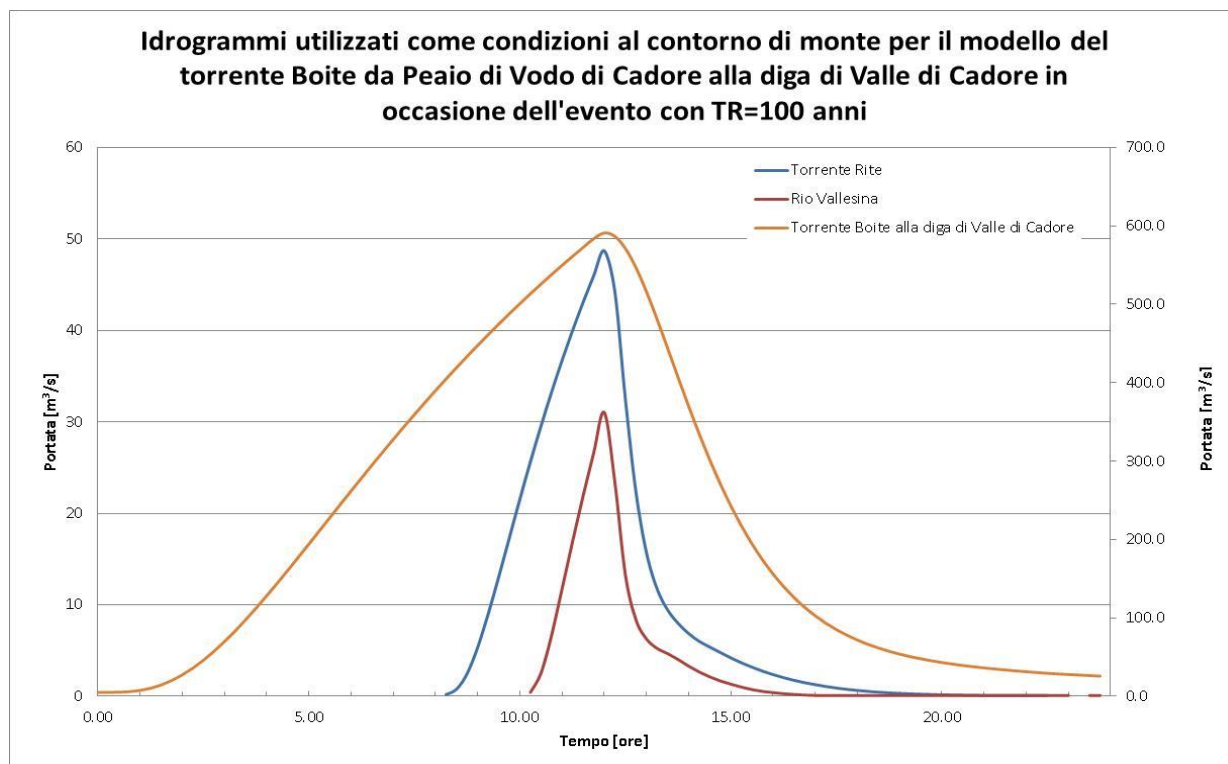


Figura 62 – Condizioni al contorno del modello numerico del Torrente Boite nel tratto a monte della diga di Valle di Cadore

¹ paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

Per quanto riguarda il tratto di torrente Boite a valle della diga, si è considerato come condizione al contorno di monte l'idrogramma calcolato considerando come contribuente tutto il bacino sotteso a Perarolo senza tenere conto degli effetti di laminazione derivanti dalla presenza della diga di Valle di Cadore

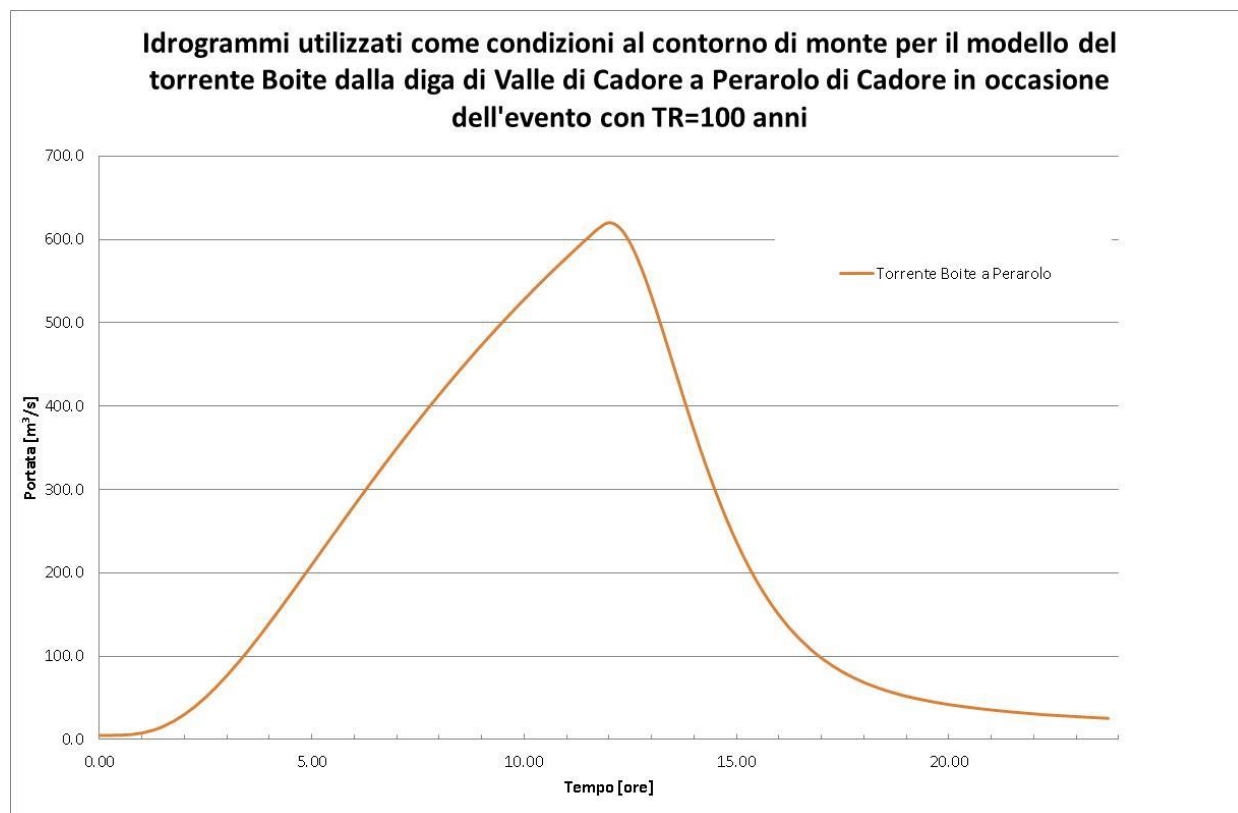


Figura 63 – Condizioni al contorno del modello numerico del Torrente Boite nel tratto a valle della diga di Valle di Cadore

Relativamente alla condizione di valle del modello del torrente Boite a monte della diga di valle, è stata assunto un livello idrometrico costante pari alla quota di massimo riempimento della diga, pari a 710.50 m slm., come indicato nella tabella di sintesi dei dati del manufatto (Tabella 3).

Relative al modello del tratto torrentizio a valle della stessa diga, è stato assunto un livello idrometrico costante pari a 531 mslm in corrispondenza della sezione denominata "CHIUSURA MODELLO", (Figura 65). Tale livello corrisponde all'altezza di moto uniforme calcolata nella sezione di valle per la portata di picco di 620 m³/s.

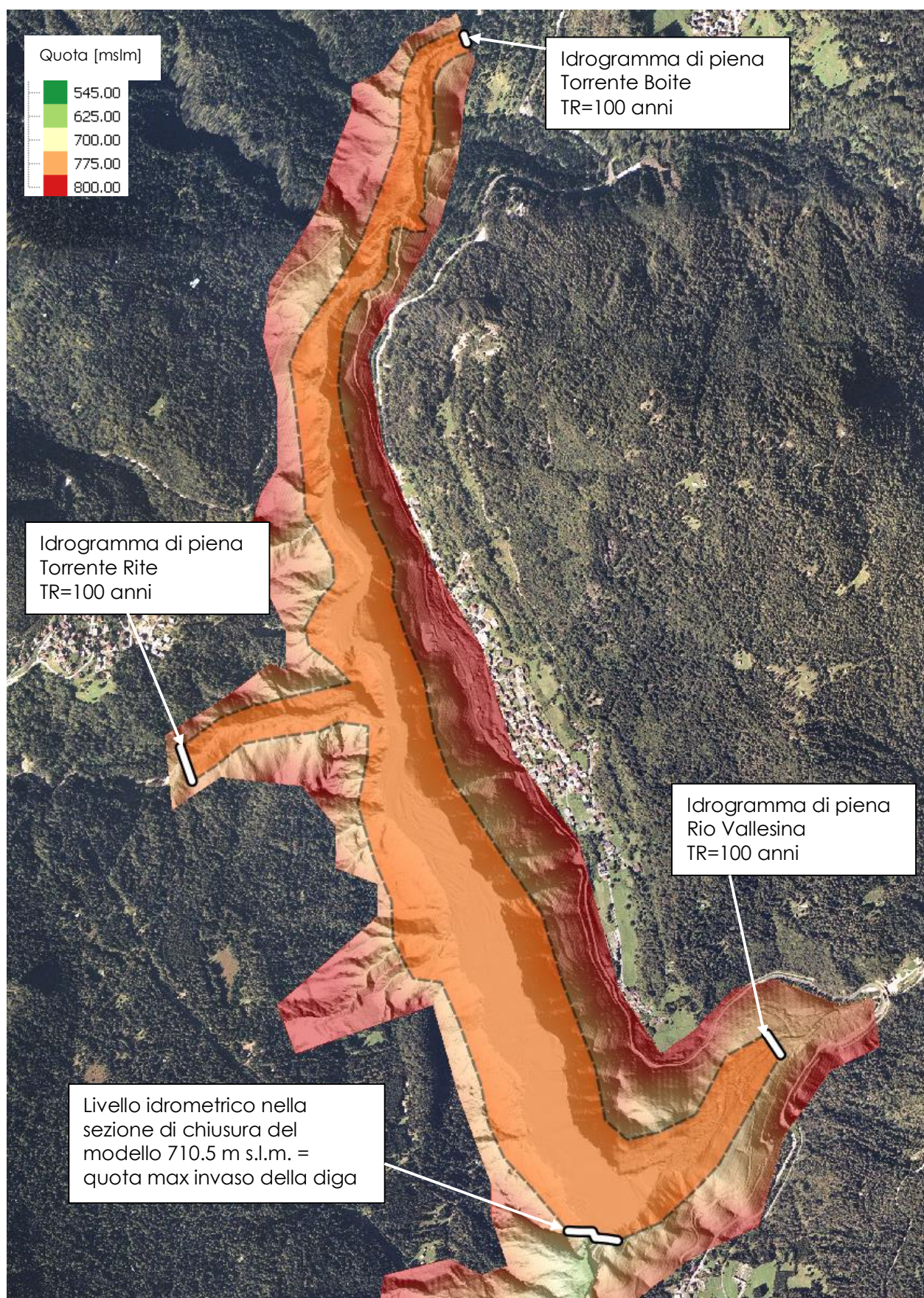


Figura 64 – Condizioni al contorno del modello numerico del Torrente Boite da località Peaio di Vodo di Cadore alla diga di Valle di Cadore

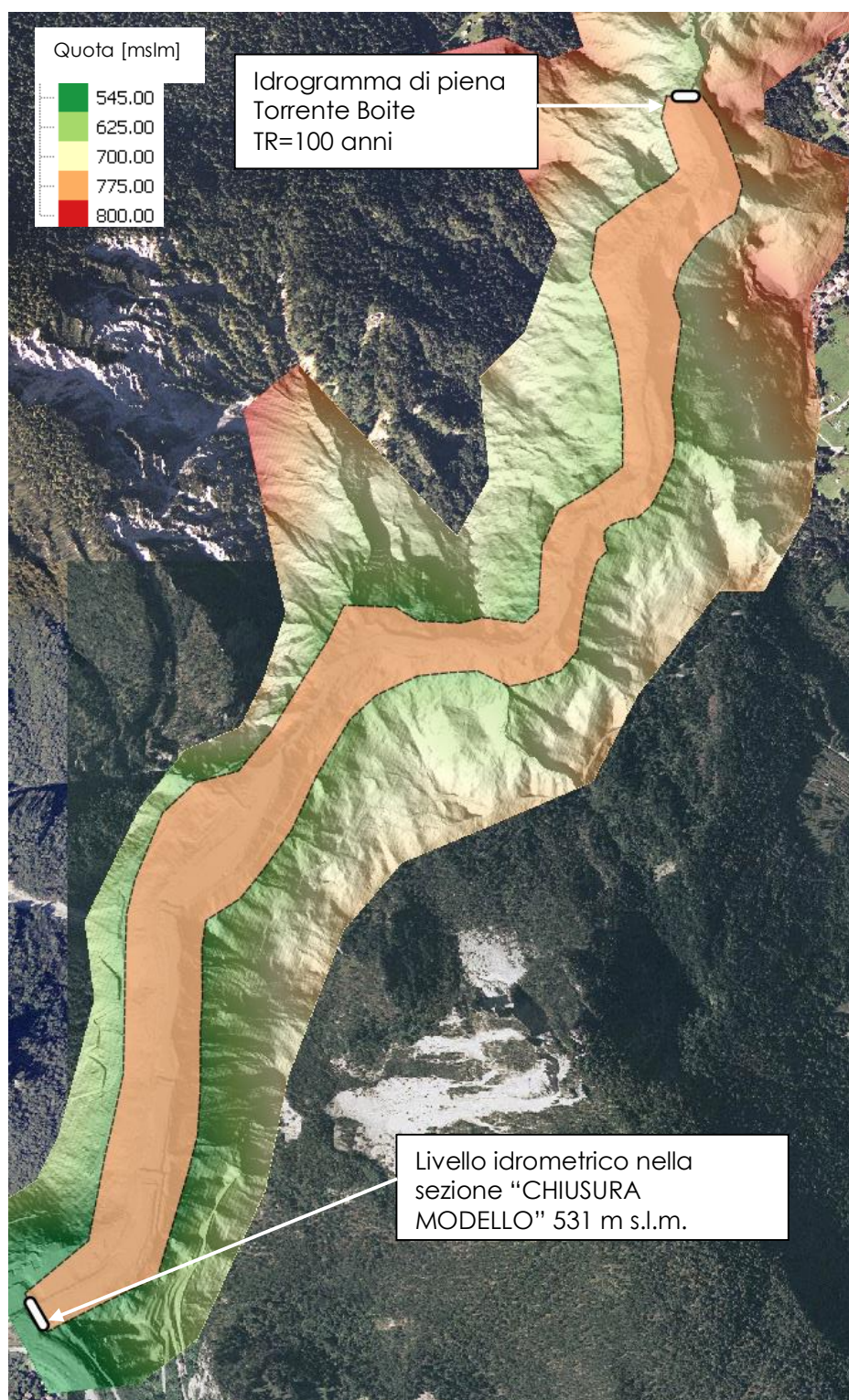
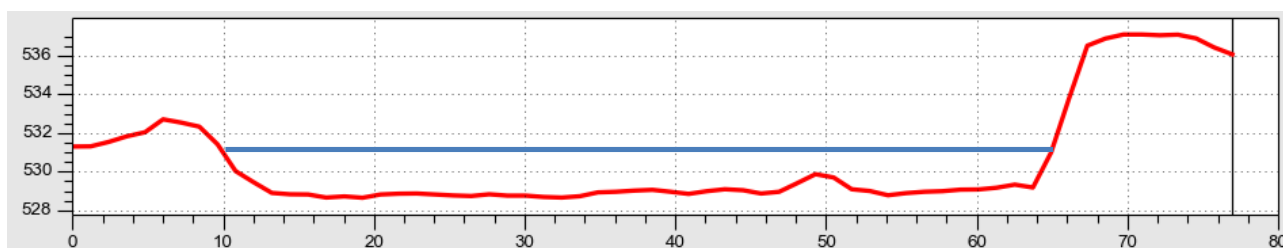


Figura 65 – Condizioni al contorno del modello numerico del Torrente Boite dalla diga di Valle di Cadore all'abitato di Perarolo di Cadore e sezione di chiusura del modello con livello idrometrico utilizzato come condizione di valle

8.2.5 Risultati del modello

Il modello bidimensionale ha consentito di visualizzare per ogni istante di calcolo la mappa delle altezze d'acqua, velocità, portate e livelli idrici nel tempo.

In particolare, in una situazione pressoché sicura dal punto di vista della vulnerabilità delle aree adiacenti il corso d'acqua non sono state rilevate particolari insufficienze del torrente Boite.

Come si può vedere dalla seguente Figura 66, i tiranti idraulici raggiunti dal corso d'acqua in piena non superano mai i 5 m nel tratto esterno al lago. L'area allagata non differisce di molto dalla zona di attenzione del PAI salvo nella conoide del Vallesina in cui la zona di attenzione PAI risulta particolarmente estesa rispetto a quella risultante dal modello (Figura 67).



Figura 66 - Modello numerico del torrente Boite da località Peaio di Vodo di Cadore alla diga di Valle di Cadore – inviluppo dei massimi tiranti idraulici registrati in occasione dell'evento di piena con $tr=100$ anni

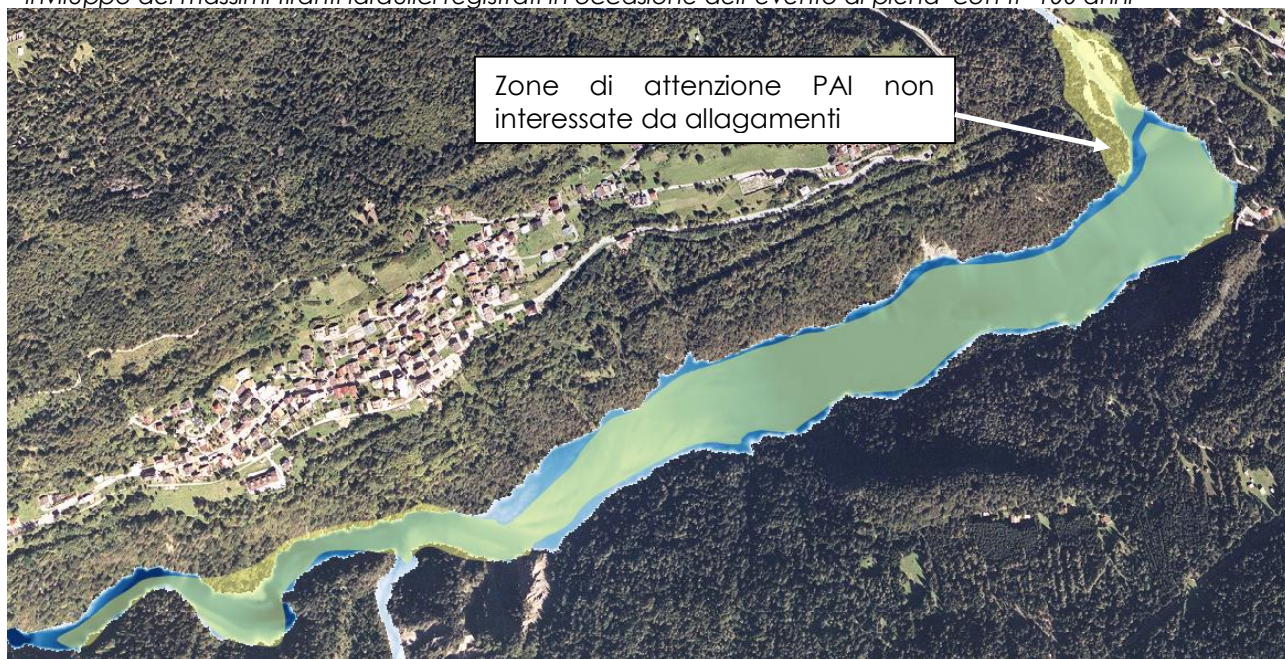


Figura 67 - Modello numerico del torrente Boite da località Peaio di Vodo di Cadore alla diga di Valle di Cadore – Confronto tra l'area allagabile e la zona di attenzione del PAI 2012

Le velocità di deflusso, rappresentate in Figura 68, raggiungono il valore massimo di 5 m/s in corrispondenza dei tratti di alveo inciso a monte dell'abitato di Venas per diminuire progressivamente fino a valori inferiori ad 1 m/s in prossimità della diga. In corrispondenza della sfioro della diga si registrano velocità dell'ordine dei 2.5 m/s.

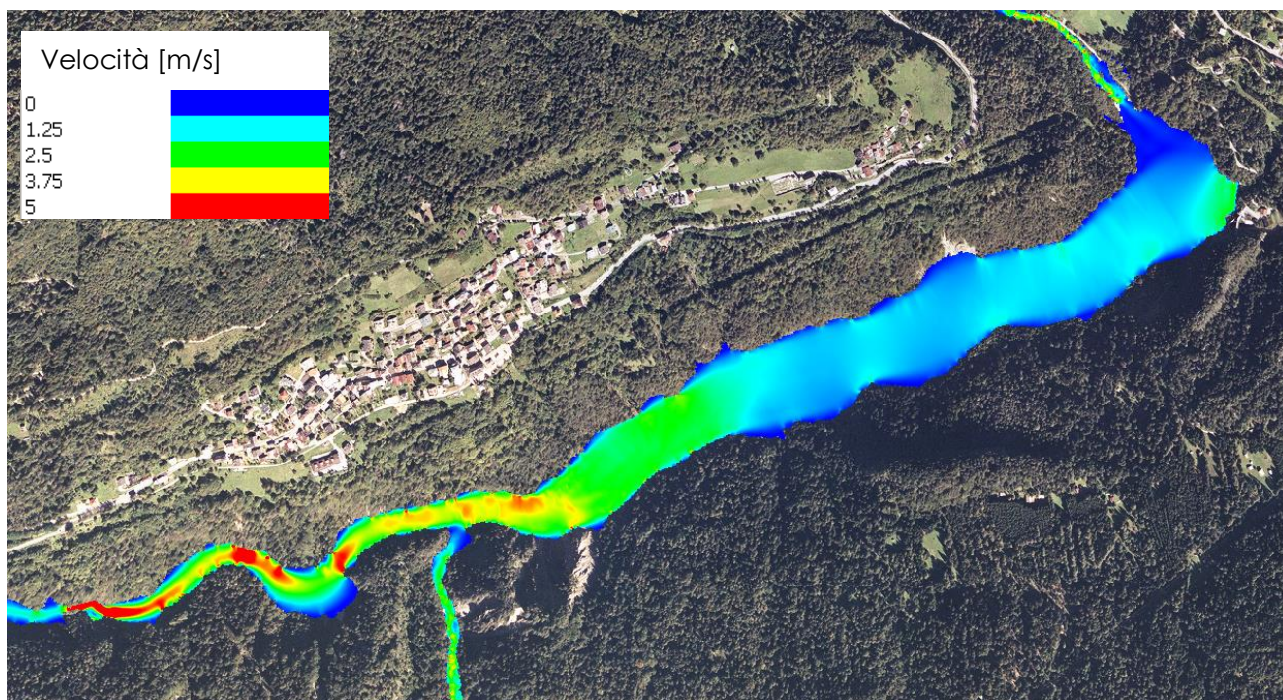


Figura 68 - Modello numerico del torrente Boite da località Peaio di Vodo di Cadore alla diga di Valle di Cadore – inviluppo delle velocità massime registrate in occasione dell'evento di piena con $t_r=100$ anni

Applicando i criteri descritti nel precedente paragrafo 8.1, i risultati della modellazione idraulica hanno condotto alla perimetrazione di pericolosità idraulica riportata nelle tavole 9° e 9b di PAT (Elaborati 24 e 25) di cui si riporta uno stralcio nella seguente Figura.

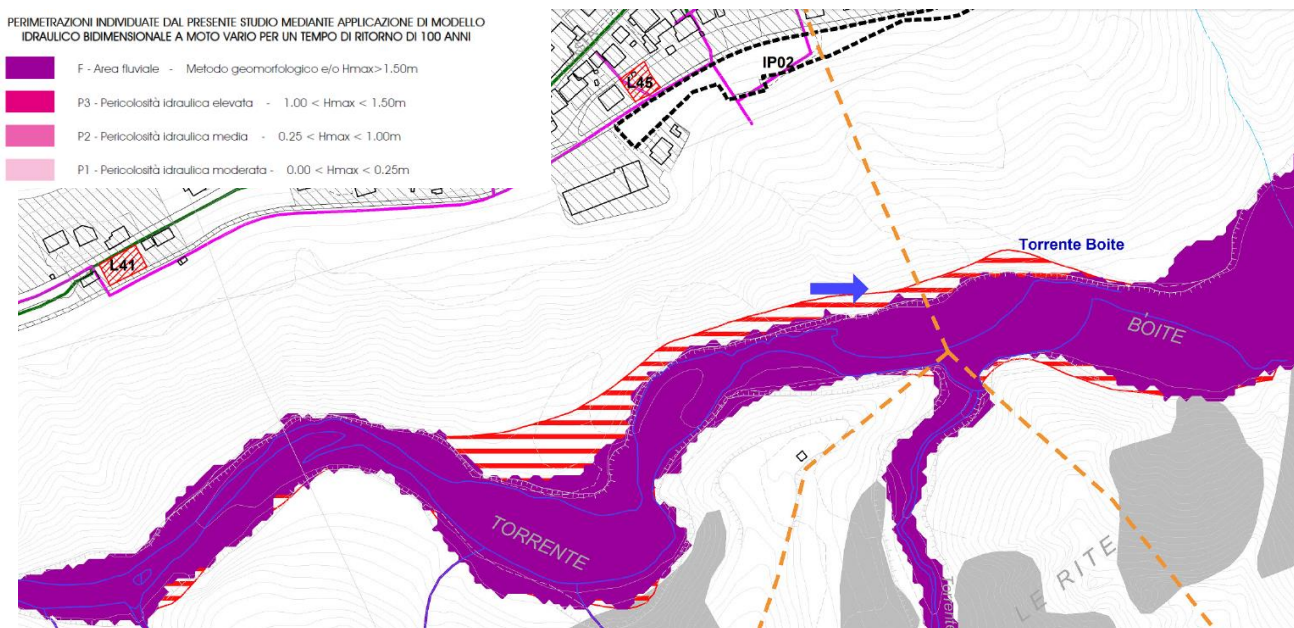


Figura 69 – Torrente Boite in località Venas – Stralcio della tavola 9 di PAT

Per quanto riguarda i risultati del modello a valle della diga, in occasione della piena centenaria il torrente Boite rimane confinato nel suo alveo mantenendosi lontano dalle aree vulnerabili (Figura 70).

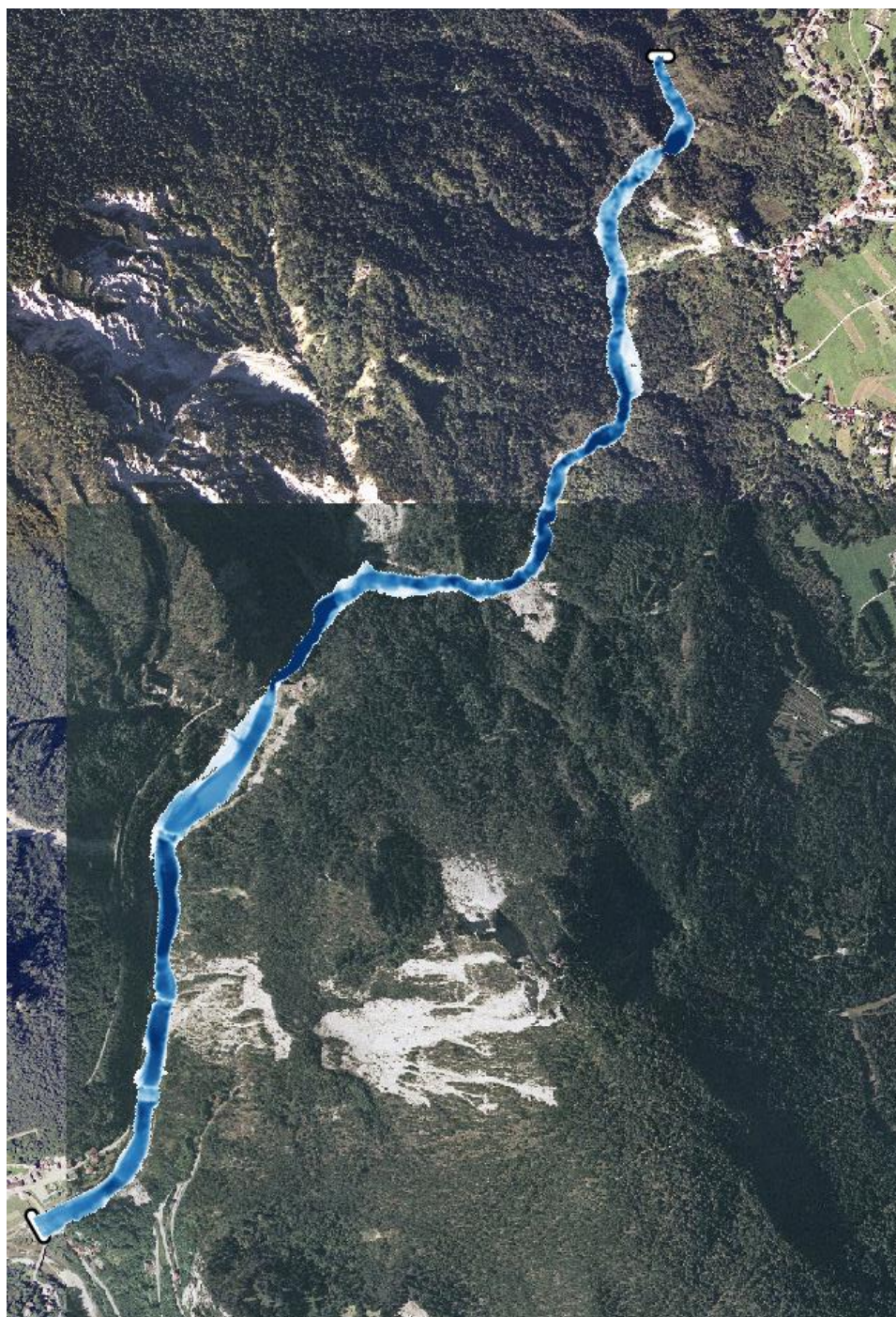


Figura 70 - Modello numerico del torrente Boite dalla diga di Valle di Cadore a Perarolo di Cadore – inviluppo dei massimi tiranti idraulici registrati in occasione dell'evento di piena con $tr=100$ anni

8.3 Rio Vallesina

Come accennato nel precedente paragrafo 7.4, si è voluto indagare se la capacità di trasporto del torrente Rio Vallesina in occasione di una piena critica fosse tale da movimentare un potenziale apporto di versante proveniente da un'area indicata dal PAI come zona di pericolosità geologica per colamento rapido, come si può vedere dalla planimetria in figura 71.

Come indicato nella precedente Figura 49 e in Figura 71, la sezione di innesco è stata ubicata in modo da simulare l'effetto che potrebbe avere il distacco di una frana dal bacino di produzione di detriti situato al di sopra della quota di 1130 mslm, in occasione di una piena del Rio Vallesina.

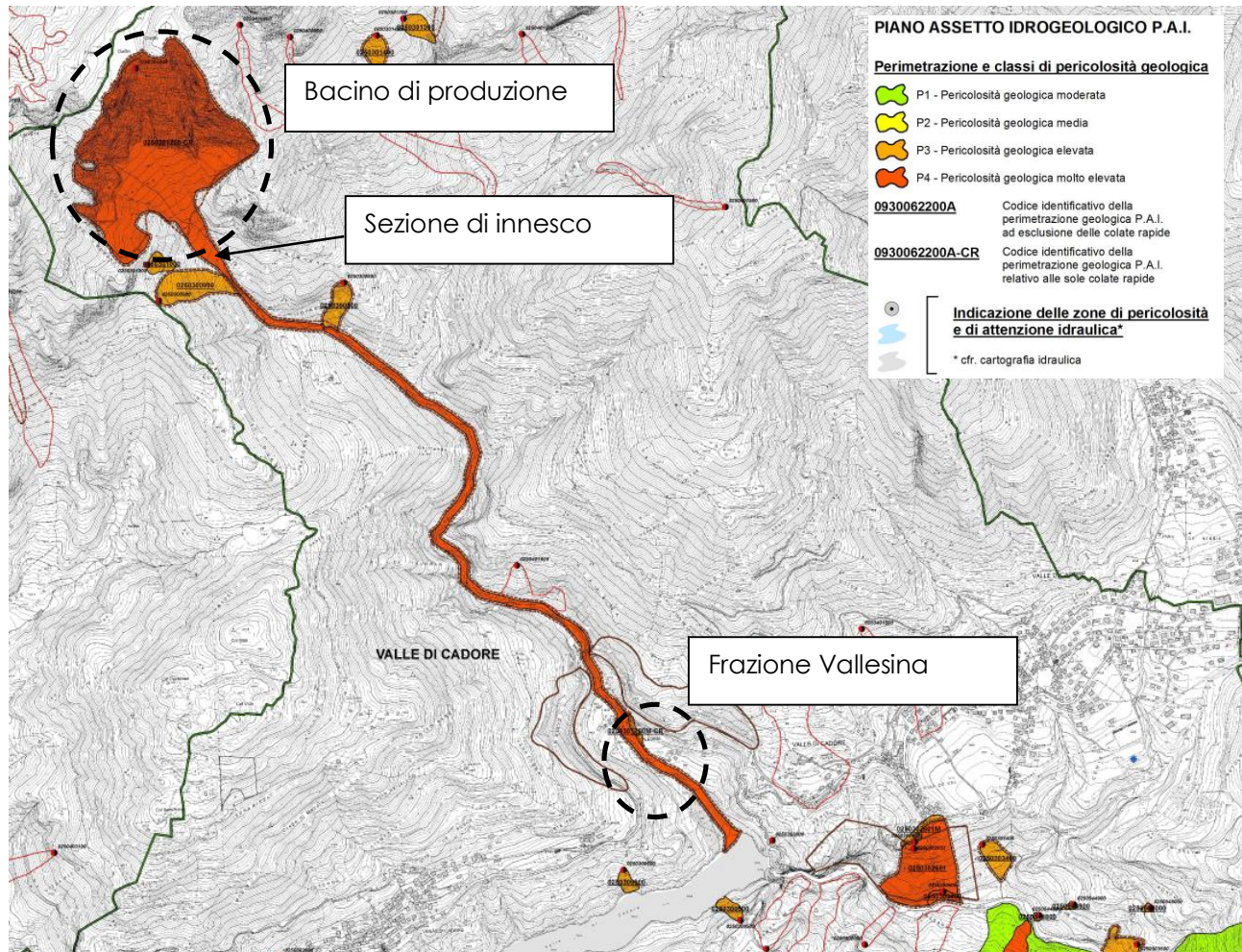


Figura 71 –Pai Goeologico Stralcio della tavola 1 del Comune di Valle di Cadore

Tale situazione rappresenta una criticità in quanto in corrispondenza della frazione denominata Vallesina.

8.3.1 Dati topografici

Analogamente al caso del torrente Boite, per la modellazione del Rio Vallesina è stato utilizzato il rilievo topografico lidar svolto dal Ministero dell'ambiente nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento (2009)

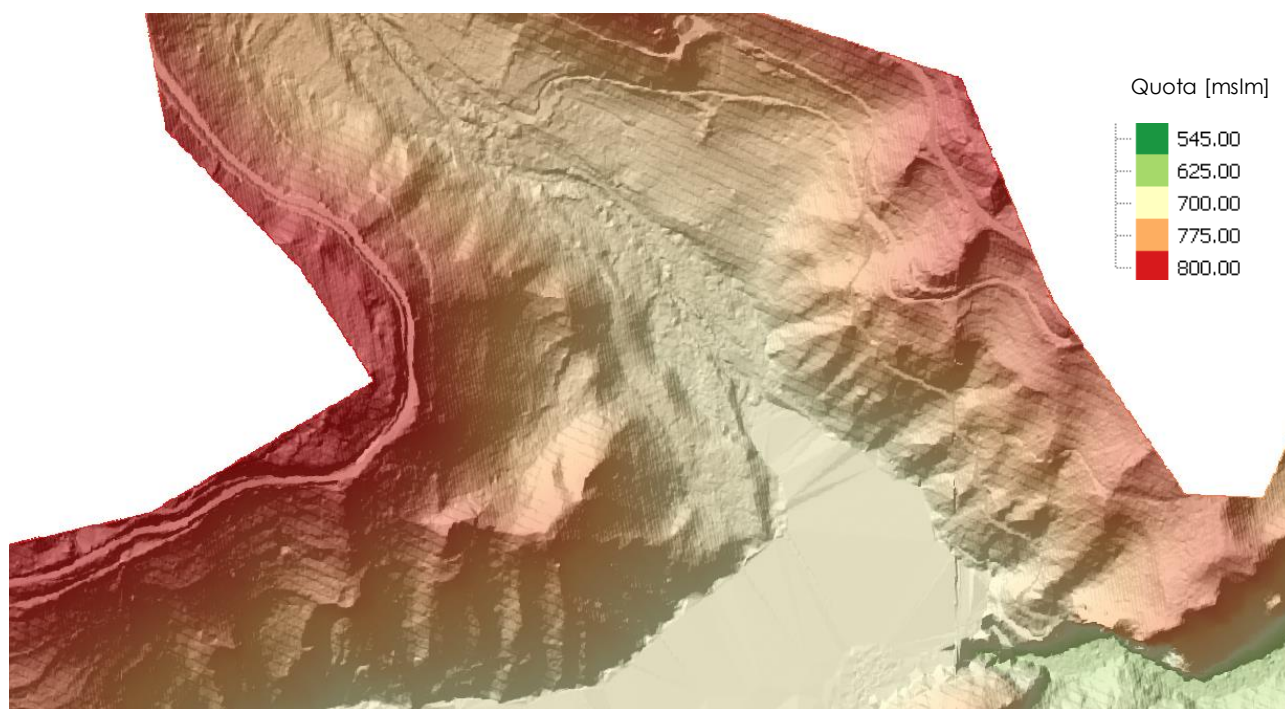


Figura 72 – DTM nell'area di frazione Vallesina - si vede la zona di confluenza del Rio Vallesina nel lago di valle di Cadore

8.3.2 Geometria del modello (AUTOMI CELLULARI)

Come accennato, la particolarità della situazione ha richiesto l'applicazione di uno specifico modello di calcolo per lo studio della propagazione delle colate detritiche, le cui caratteristiche sono descritte in Appendice B alla presente relazione. Con l'ausilio degli strumenti di pre e post processing presenti nel sistema GIS in uso, il tratto fluviale oggetto di studio nella parte limitrofa all'abitato di Valesina è stato discretizzato con una griglia di 223 200 celle quadrate di lato 5 m, rappresentato in Figura 73.

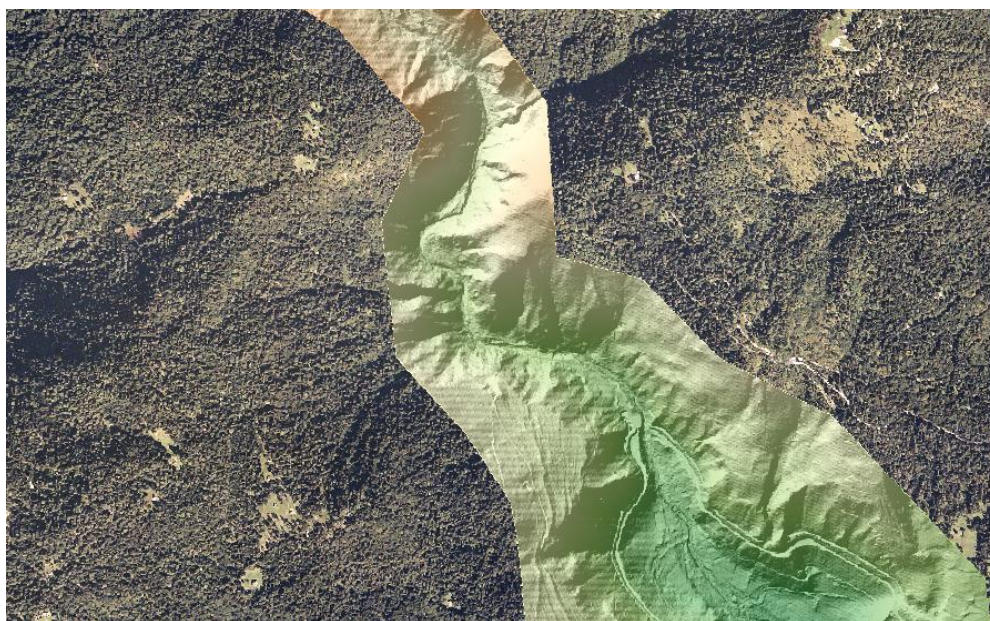


Figura 73 – DTM utilizzato per l'implementazione del modello di propagazione delle colate detritiche agli automi cellulari (Gregoretto Degetto 2012)

8.3.3 Dati di ingresso e parametri del modello

I parametri del modello sono essenzialmente il coefficiente di Chezy adimensionale C_H , ed i coefficienti per il calcolo dell'erosione e deposito del miscuglio solido.

Il coefficiente di Chezy adimensionale è il parametro, nel caso di colata in regime granulo-inerziale, che regola la resistenza al moto, ovvero la resistenza che il fondo oppone allo scorrimento della colata che vi si propaga sopra. Come valori del coefficiente Chezy adimensionale C_H , Gregoretti (2000), per colate con volumetria solida di circa 5000 m³ ha proposto il range $2 < C_H < 3$. Per colate con volumetrie superiori l'effetto di rallentamento dovuto al fondo diminuisce C_H può assumere valori fino a 5.

Nella presente simulazione è stato assunto un C_H pari a 3.

I parametri KD (deposito) e KE (erosione) sono stati assunti rispettivamente pari a 1 e 0.5 in accordo con le indicazioni di Egashira ed Ashida (1987) e Gregoretti Degetto (2012).

Per calcolare l'idrogramma solido-liquido nell'area di innesco è stato assunto un valore di concentrazione volumetrica della fase solida a riposo (C^*) pari a 0.62, mentre per il materiale erodibile nei canali, più compatto, è stato assegnato un valore di $C^* = 0.66$. Per quanto riguarda h_{ROUT} e h_{ER} sono stati assunti valori pari rispettivamente a 0.05 e 0.1 m.

8.3.4 Condizioni al contorno

In analogia con quanto indicato nell'Allegato A alla DGR 2948/2009 e con quanto descritto nella relazione tecnica del PAI² 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.

Le portate solido liquide in ingresso state schematizzate con un idrogramma di portata calcolato nella sezione di innesco della colata descritta nel precedente paragrafo 7.4.1, come rappresentato graficamente in Figura 52.

8.3.5 Risultati del modello

Dall'applicazione modellistica eseguita emerge che il collettore del Rio Vallesina contiene le portate liquide e solide prodotte fino al conoide alluvionale che lo connette al lago di Valle di Cadore. Tuttavia sono state rilevate alcune criticità.

Come si può vedere dalle seguenti figure, la colata detritica tende ad invadere l'incile del lago con livelli idrometrici anche superiori al metro e velocità massime consistenti, anche superiori ai 10 m/s. Lungo il canale di convogliamento la colata rimane confinata nel proprio alveo salvo alcune aree non occupate da edifici.

L'ammasso tende ad espandersi in corrispondenza della viabilità in sinistra idrografica nella parte più bassa della frazione. Non sono stati rilevati edifici in particolare situazione di pericolo anche se il modello non tiene conto del possibile collasso delle sponde sollecitate dal defluire della colata.

² paragrafo 2.1.1.1 "la piena di riferimento"

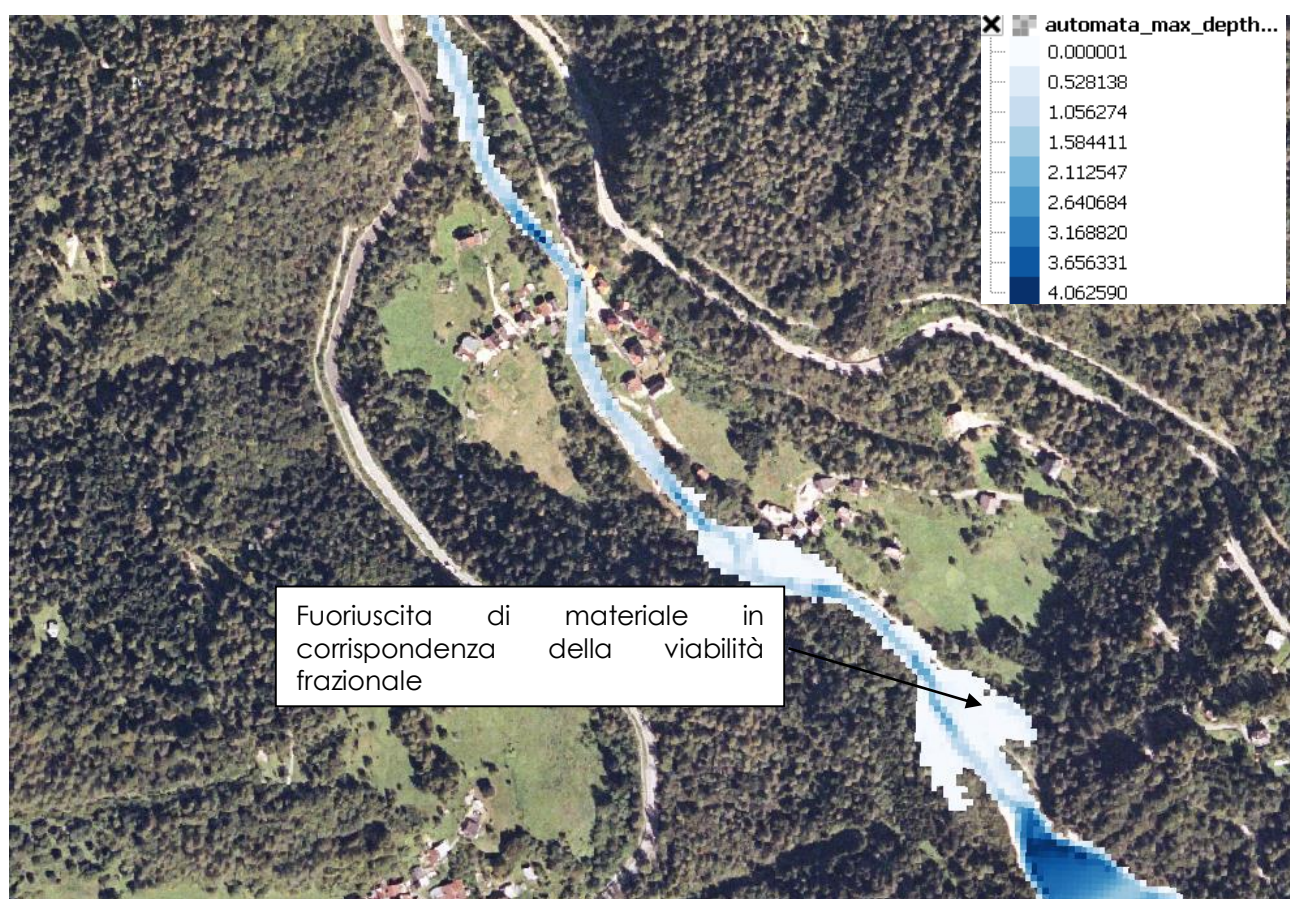


Figura 74 - Rio Vallesina–involuppo dei massimi tiranti idraulici registrati in occasione dell'evento di piena con $tr=100$ anni

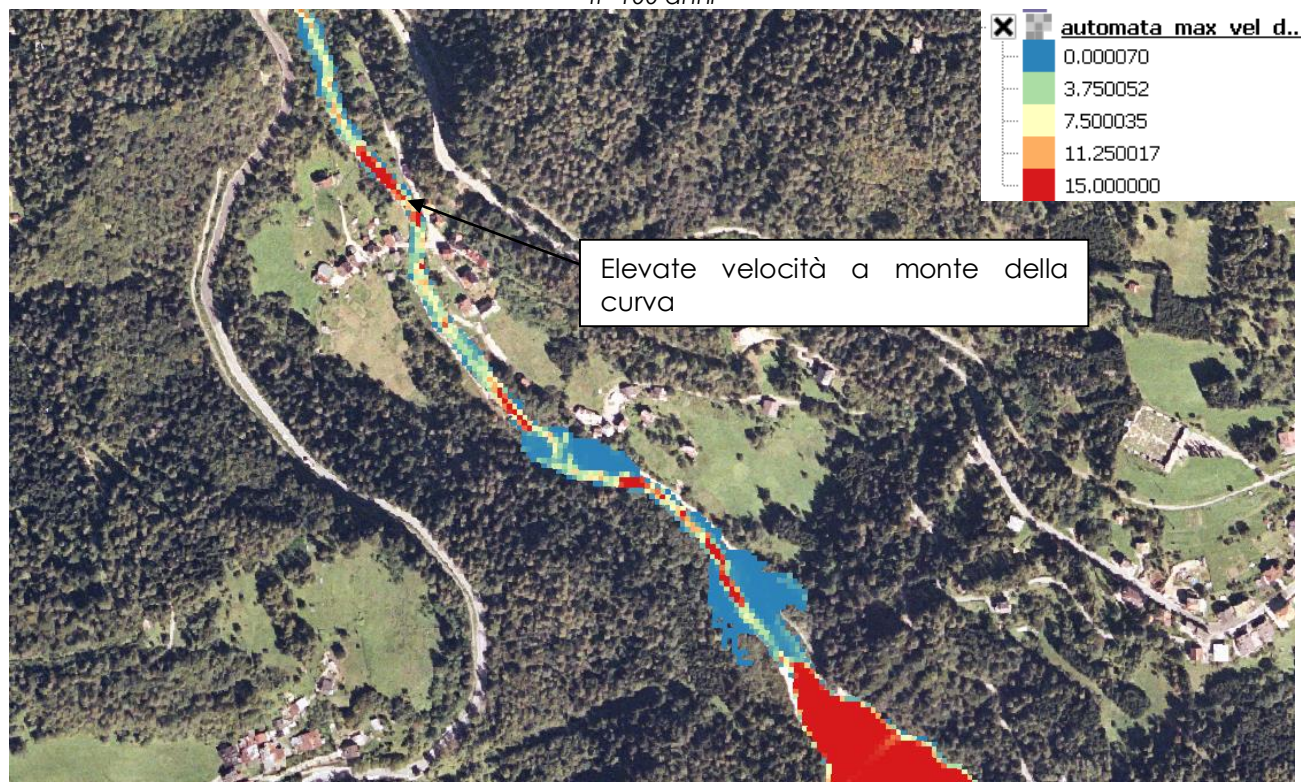


Figura 75 Rio Vallesina - involucro delle velocità massime registrate in occasione dell'evento di piena con $tr=100$ anni

Inoltre si rileva una tendenza al deposito, in corrispondenza della curva adiacente alle abitazioni situate nella parte alta della frazione.

Come evidenziato nella seguente figura, l'innalzamento del fondo raggiunge il metro in alcune zone, il che potrebbe determinare un pericolo di disalveazione del torrente durante il verificarsi dell'evento di colata.



Figura 76 Rio Vallesina – Altezze di deposito registrate in occasione dell'evento di piena con $tr=100$ anni

Applicando i criteri descritti nel precedente paragrafo 8.1, i risultati della modellazione idraulica hanno condotto alla perimetrazione di pericolosità idraulica riportata nella tavole 9° e b di PAT (Elaborati 24 e 25) di cui si riporta uno stralcio nella seguente Figura 76.

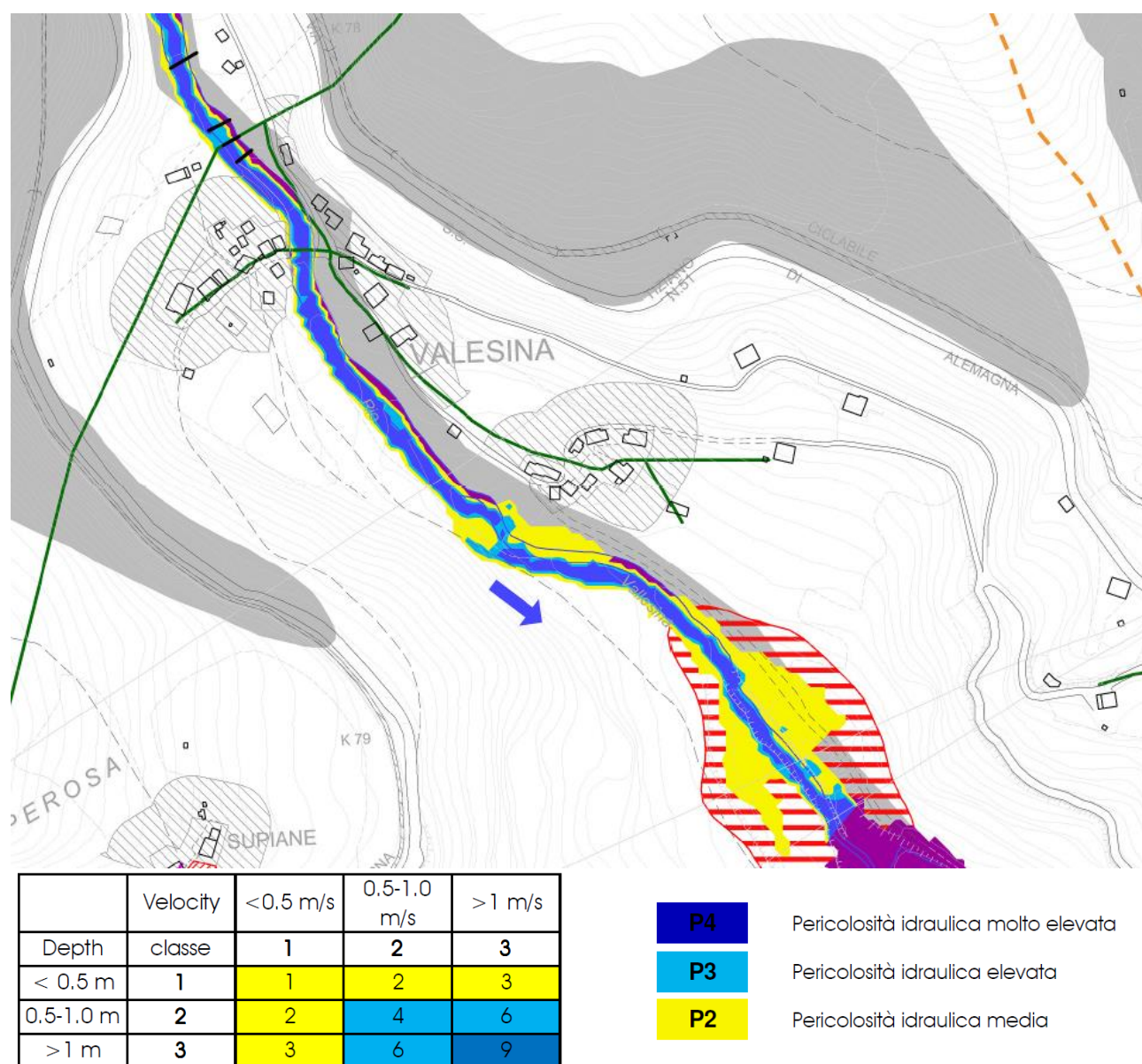


Figura 77 – Rio Vallesina– Stralcio della tavola 9b di PAT

9 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”.

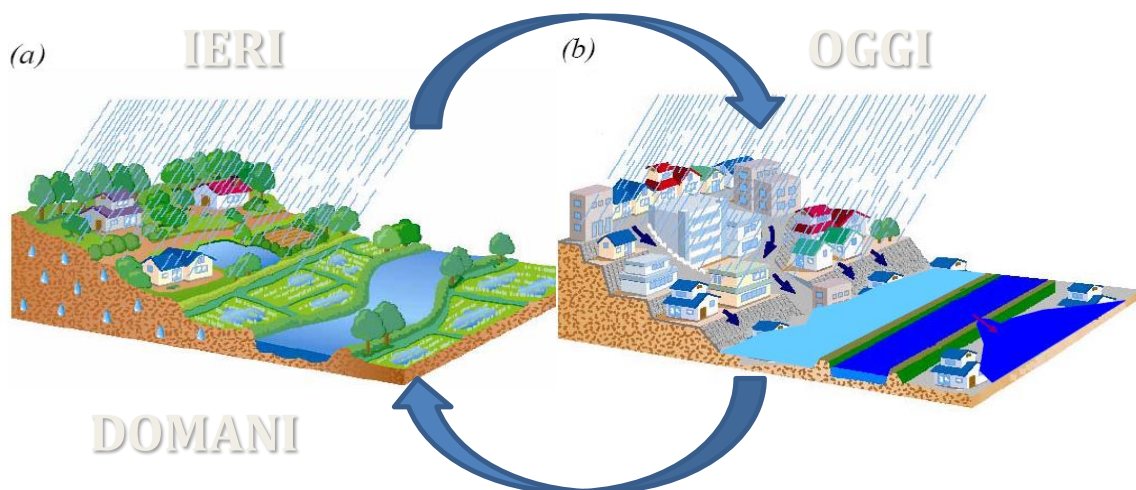


Figura 78 – Principio dell'invarianza idraulica

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

Nell'ambito degli interventi di PAT, sono state individuate le aree interessate da interventi di potenziale impermeabilizzazione. Tali aree sono indicate nell'Elaborato n.9 di P.A.T. e riportate nella seguente Tabella 12.

Tabella 12 – Trasformazioni di PAT rilevanti in rapporto alla potenziale impermeabilizzazione del suolo

AZIONE
Servizi di progetto (IP)
Aree di espansione residenziale (ER)
Aree di espansione produttive (EP)
Lotti liberi (L)

Complessivamente, gli interventi di potenziale impermeabilizzazione individuati nella tavola 11 di PAT sono nel numero di 64.

Gli interventi di potenziale impermeabilizzazione individuati sono stati a loro volta classificati in base alla superficie coinvolta, in modo tale da applicare considerazioni differenziate in base all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione adottata è riportata nella seguente Tabella 13, mentre le aree classificate sono indicate nell'Elaborato grafico n.24 (tavola 9) di P.A.T.

Tabella 13 – 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

9.2 Determinazione dei contributi specifici delle singole aree di trasformazione

Per la determinazione del contributo delle aree individuate allo stato programmato è stato applicato un modello di attuazione di PAT conservativo per quanto riguarda la valutazione della superficie impermeabilizzata secondo i coefficienti di deflusso parziali riportati in Tabella 14 e secondo i criteri descritti nei seguenti paragrafi.

Tabella 14 – Coefficienti di deflusso adottati per tipologia di superficie

Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso ϕ
Coperture, strade, piazzali	0.9
Superfici semi permeabili (grigliati drenanti, strade in terra battuta o stabilizzato)	0.6
Verde	0.2
Agricolo	0.2

9.2.1 Determinazione dei coefficienti di deflusso nelle aree di trasformazione allo stato programmato di PAT

Per quanto riguarda la valutazione dei contributi delle aree di trasformazione di tipo “Linee preferenziali di sviluppo insediativo” di tipo residenziale (E), la cui estensione verrà definita tramite P.I., si è ritenuto di adottare ai fini del presente studio l'estensione massima possibile in riferimento alle previsioni del PAT. All'interno degli ambiti di massimo inviluppo 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 a quello previsto dal dimensionamento del PAT.

Come intervento di compensazione (si veda il successivo capitolo 10), 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, riportato anche nelle norme tecniche di attuazione, 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 15 per le “Aree di espansione residenziale (ER)” e “Lotti liberi (L)” di tipo residenziale, e quella riportata in Tabella 16 per le Aree di espansione Misto Produttivo (EP)

Per quanto riguarda le aree adibite a Servizi di progetto (IP), il coefficiente di deflusso viene determinato caso per caso sulla base dell'indice di copertura.

Tabella 15 - Ambito di trasformazione "Aree di espansione residenziale" e "Lotti liberi" di tipo residenziale - ripartizione superfici stimata e coefficiente di deflusso ottenuto allo stato programmato

Linee preferenziali di sviluppo insediativo e lotti liberi RESIDENZIALI		
Tipo di superficie	Ripartizione superfici	Coefficiente di deflusso ϕ
Coperture, strade, piazzali	25%	0.9
Superfici semi permeabil	15%	0.6
Verde	60%	0.2
Agricolo	0%	0.2
TOTALE	100%	0.44

Tabella 16 - Ambito di trasformazione "Aree di espansione misto produttivo" superfici stimata e coefficiente di deflusso ottenuto allo stato programmato

Linee preferenziali di sviluppo insediativo e lotti liberi PRODUTTIVI, Servizi di interesse pubblico		
Tipo di superficie	Ripartizione superfici	Coefficiente di deflusso ϕ
Coperture, strade, piazzali	50%	0.9
Superfici semi permeabil	15%	0.6
Verde	35%	0.2
Agricolo	0%	0.2
TOTALE	100%	0.61

In particolare all'intervento di tipo Espansione produttiva destinata a campeggio, viene considerato non rilevante ai fini dell'applicazione del principio dell'invarianza idraulica, in quanto l'aliquota di superficie impermeabilizzata rispetto allo stato attuale non è significativa. Per quanto riguarda il margine del consolidato su cui realizzare interventi di completamento edilizio entro il limite dei 30 m, e quelli sul diffuso entro il limite dei 25 m, essendo tali interventi di tipo puntuale, essi vengono assimilati alla classe "0", ovvero ad che coinvolgono una superficie inferiore a 0.1 ha (1000 m²). Tali interventi vengono considerati non rilevanti al fine dell'applicazione del "principio dell'invarianza idraulica", come indicato nell'Allegato A alla D.G.R.V. 2948/2009.

9.2.2 Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato di PAT:

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 9.1 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 6.2.2. I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella 17 in termini di volume di deflusso totale, portata uscente e contributo specifico nella forma di coefficiente udometrico u [l/s ha].

Tabella 17 – Determinazione dei contributi specifici delle aree di trasformazione allo stato programmato di PAT

ID	CODICE AREA	Tipo intervento	Descrizione	Superficie S[m²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione e H[mm]	Volume di deflusso previsto[m³]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
1	IP01	Servizi di progetto	Servizio a verde per la pista ciclabile IC=5%	12878	2	0.24	33	100	55	43
2	IP02	Servizi di progetto	Servizio a verde attrezzato IC=10%	5183	1	0.27	33	46	26	49
3	IP03	Servizi di progetto	Area verde a gioco e sport IC=5%	2005	1	0.24	33	16	9	43
4	IP04	Servizi di progetto	Area a parco gioco e sport e parcheggi IC=5%	4235	1	0.24	33	33	18	43
5	E02	Aree di espansione	Misto produttivo	4576	1	0.61	33	92	51	112
6	E01	Aree di espansione	Misto produttivo	5858	1	0.61	33	118	65	112
10	L03	Lotti liberi	Residenziale	1642	1	0.44	33	24	13	80
14	L07	Lotti liberi	Residenziale	1156	1	0.44	33	17	9	80
15	L08	Lotti liberi	Residenziale	1039	1	0.44	33	15	8	80
20	L13	Lotti liberi	Residenziale	10740	2	0.44	33	155	86	80
22	L15	Lotti liberi	Residenziale	1301	1	0.44	33	19	10	80
24	L17	Lotti liberi	Residenziale	1589	1	0.44	33	23	13	80
25	L18	Lotti liberi	Residenziale	1087	1	0.44	33	16	9	80
26	L19	Lotti liberi	Residenziale	2148	1	0.44	33	31	17	80
28	L21	Lotti liberi	Residenziale	5012	1	0.44	33	73	40	80
29	L22	Lotti liberi	Residenziale	6171	1	0.44	33	89	50	80
30	L23	Lotti liberi	Residenziale	2680	1	0.44	33	39	22	80
31	L24	Lotti liberi	Residenziale	1720	1	0.44	33	25	14	80
32	L25	Lotti liberi	Residenziale	2082	1	0.44	33	30	17	80
33	L26	Lotti liberi	Residenziale	2242	1	0.44	33	32	18	80
34	L27	Lotti liberi	Residenziale	1444	1	0.44	33	21	12	80
38	L31	Lotti liberi	Residenziale	1260	1	0.44	33	18	10	80

ID	CODICE AREA	Tipo intervento	Descrizione	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione e H[mm]	Volume di deflusso previsto[m ³]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
41	L34	Lotti liberi	Residenziale	1812	1	0.44	33	26	15	80
42	L35	Lotti liberi	Residenziale	1186	1	0.44	33	17	10	80
47	L40	Lotti liberi	Residenziale	1136	1	0.44	33	16	9	80
53	L46	Lotti liberi	Residenziale	1642	1	0.44	33	24	13	80
57	L50	Lotti liberi	Residenziale	2439	1	0.44	33	35	20	80
59	L52	Lotti liberi	Residenziale	3887	1	0.44	33	56	31	80
1	IP01	Servizi di progetto	Servizio a verde per la pista ciclabile IC=5%	12878	2	0.24	33	100	55	43
2	IP02	Servizi di progetto	Servizio a verde attrezzato IC=10%	5183	1	0.27	33	46	26	49
3	IP03	Servizi di progetto	Area verde a gioco e sport IC=5%	2005	1	0.24	33	16	9	43
4	IP04	Servizi di progetto	Area a parco gioco e sport e parcheggi IC=5%	4235	1	0.24	33	33	18	43
5	E02	Aree di espansione	Misto produttivo	4576	1	0.61	33	92	51	112
6	E03	Aree di espansione	Misto produttivo	5858	1	0.61	33	118	65	112
7	E01	Aree di espansione	Residenziale	10380	2	0.44	33	150	83	80
10	L03	Lotti liberi	Residenziale	1642	1	0.44	33	24	13	80
14	L07	Lotti liberi	Residenziale	1156	1	0.44	33	17	9	80
15	L08	Lotti liberi	Residenziale	1039	1	0.44	33	15	8	80
20	L13	Lotti liberi	Residenziale	10740	2	0.44	33	155	86	80
22	L15	Lotti liberi	Residenziale	1301	1	0.44	33	19	10	80
24	L17	Lotti liberi	Residenziale	1589	1	0.44	33	23	13	80
25	L18	Lotti liberi	Residenziale	1087	1	0.44	33	16	9	80
26	L19	Lotti liberi	Residenziale	2148	1	0.44	33	31	17	80
28	L21	Lotti liberi	Residenziale	5012	1	0.44	33	73	40	80
29	L22	Lotti liberi	Residenziale	6171	1	0.44	33	89	50	80

ID	CODICE AREA	Tipo intervento	Descrizione	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione e H[mm]	Volume di deflusso previsto[m ³]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]
30	L23	Lotti liberi	Residenziale	2680	1	0.44	33	39	22	80
31	L24	Lotti liberi	Residenziale	1720	1	0.44	33	25	14	80
32	L25	Lotti liberi	Residenziale	2082	1	0.44	33	30	17	80
33	L26	Lotti liberi	Residenziale	2242	1	0.44	33	32	18	80
34	L27	Lotti liberi	Residenziale	1444	1	0.44	33	21	12	80
38	L31	Lotti liberi	Residenziale	1260	1	0.44	33	18	10	80
41	L34	Lotti liberi	Residenziale	1812	1	0.44	33	26	15	80
42	L35	Lotti liberi	Residenziale	1186	1	0.44	33	17	10	80
47	L40	Lotti liberi	Residenziale	1136	1	0.44	33	16	9	80
53	L46	Lotti liberi	Residenziale	1642	1	0.44	33	24	13	80
57	L50	Lotti liberi	Residenziale	2439	1	0.44	33	35	20	80
59	L52	Lotti liberi	Residenziale	3887	1	0.44	33	56	31	80

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

Confrontando le portate calcolate con il valore della portata che defluisce da un terreno adibito a verde interessato da un evento meteorico estremo, caratterizzato da un coefficiente di deflusso pari a 0.2, si ottiene il volume da destinare alla laminazione delle piene per ciascuna area individuata.

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

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella 18 in termini di volume di laminazione totale e specifico.

Tabella 18 – Definizione dell'impatto delle nuove previsioni urbanistiche sul regime idraulico del territorio

ID	CODICE AREA	Superficie S[m²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso attuale[m³]	Volume di deflusso previsto[m³]	Portata massima ammissibile [l/s]	Portata massima prevista [l/s]	Coeff. udometrico attuale u[l/s*ha]	Coeff. udometrico previsto u[l/s*ha]	Volume di laminazione [m³]	Volume di laminazione specifico [m³*ha]
1	IP01	12878	2	0.24	33	85	100	47	55	37	43	15	12
2	IP02	5183	1	0.27	33	34	46	19	26	37	49	12	23
3	IP03	2005	1	0.24	33	13	16	7	9	37	43	2	12
4	IP04	4235	1	0.24	33	28	33	15	18	37	43	5	12
5	E02	4576	1	0.61	33	30	92	17	51	37	112	62	135
6	E01	5858	1	0.61	33	39	118	21	65	37	112	79	135
8	L01	544	0	0.44	33	4	8	2	4	37	80	-	-
9	L02	893	0	0.44	33	6	13	3	7	37	80	-	-
10	L03	1642	1	0.44	33	11	24	6	13	37	80	13	79
11	L04	713	0	0.44	33	5	10	3	6	37	80	-	-
12	L05	525	0	0.44	33	3	8	2	4	37	80	-	-
13	L06	820	0	0.44	33	5	12	3	7	37	80	-	-
14	L07	1156	1	0.44	33	8	17	4	9	37	80	9	79
15	L08	1039	1	0.44	33	7	15	4	8	37	80	8	79
16	L09	909	0	0.44	33	6	13	3	7	37	80	-	-
17	L10	933	0	0.44	33	6	14	3	8	37	80	-	-
18	L11	912	0	0.44	33	6	13	3	7	37	80	-	-
19	L12	973	0	0.44	33	6	14	4	8	37	80	-	-
20	L13	10740	2	0.44	33	71	155	39	86	37	80	85	79
21	L14	843	0	0.44	33	6	12	3	7	37	80	-	-
22	L15	1301	1	0.44	33	9	19	5	10	37	80	10	79
23	L16	976	0	0.44	33	6	14	4	8	37	80	-	-
24	L17	1589	1	0.44	33	10	23	6	13	37	80	13	79
25	L18	1087	1	0.44	33	7	16	4	9	37	80	9	79
26	L19	2148	1	0.44	33	14	31	8	17	37	80	17	79
27	L20	701	0	0.44	33	5	10	3	6	37	80	-	-
28	L21	5012	1	0.44	33	33	73	18	40	37	80	40	79

ID	CODICE AREA	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso attuale[m ³]	Volume di deflusso previsto[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]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
29	L22	6171	1	0.44	33	41	89	23	50	37	80	49	79
30	L23	2680	1	0.44	33	18	39	10	22	37	80	21	79
31	L24	1720	1	0.44	33	11	25	6	14	37	80	14	79
32	L25	2082	1	0.44	33	14	30	8	17	37	80	16	79
33	L26	2242	1	0.44	33	15	32	8	18	37	80	18	79
34	L27	1444	1	0.44	33	10	21	5	12	37	80	11	79
35	L28	500	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-
36	L29	788	0	0.44	33	5	11	3	6	37	80	-	-
37	L30	935	0	0.44	33	6	14	3	8	37	80	-	-
38	L31	1260	1	0.44	33	8	18	5	10	37	80	10	79
39	L32	423	0	0.44	33	3	6	2	3	37	80	-	-
40	L33	513	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-
41	L34	1812	1	0.44	33	12	26	7	15	37	80	14	79
42	L35	1186	1	0.44	33	8	17	4	10	37	80	9	79
43	L36	790	0	0.44	33	5	11	3	6	37	80	-	-
44	L37	535	0	0.44	33	4	8	2	4	37	80	-	-
45	L38	652	0	0.44	33	4	9	2	5	37	80	-	-
46	L39	606	0	0.44	33	4	9	2	5	37	80	-	-
47	L40	1136	1	0.44	33	7	16	4	9	37	80	9	79
48	L41	588	0	0.44	33	4	9	2	5	37	80	-	-
49	L42	433	0	0.44	33	3	6	2	3	37	80	-	-
50	L43	577	0	0.44	33	4	8	2	5	37	80	-	-
51	L44	904	0	0.44	33	6	13	3	7	37	80	-	-
52	L45	493	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-
53	L46	1642	1	0.44	33	11	24	6	13	37	80	13	79
54	L47	354	0	0.44	33	2	5	1	3	37	80	-	-
55	L48	456	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-
56	L49	769	0	0.44	33	5	11	3	6	37	80	-	-

ID	CODICE AREA	Superficie S[m ²]	Classe di intervento	Coeff. di deflusso ϕ	Altezza di precipitazione H[mm]	Volume di deflusso attuale[m ³]	Volume di deflusso previsto[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]	Volume di laminazione [m ³]	Volume di laminazione specifico [m ³ *ha]
57	L50	2439	1	0.44	33	16	35	9	20	37	80	19	79
58	L51	749	0	0.44	33	5	11	3	6	37	80	-	-
59	L52	3887	1	0.44	33	26	56	14	31	37	80	31	79
60	L53	499	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-
61	L54	911	0	0.44	33	6	13	3	7	37	80	-	-
62	L55	662	0	0.44	33	4	10	2	5	37	80	-	-
63	L56	682	0	0.44	33	4	10	2	5	37	80	-	-
64	L57	456	0	0.44	33	3	7	2	4	37	80	-	-

10 MISURE DI COMPENSAZIONE

Le misure compensative proposte nel presente studio, riportate all'interno delle Norme Tecniche di Attuazione del PAT, riguardano:

1. prescrizioni generali di cui tenere conto sistematicamente, ogni qualvolta si opera una trasformazione del territorio;
2. prescrizioni relative alle aree di pericolosità idraulica, alle aree fluviali ed alle zone di attenzione;
3. Interventi finalizzati alla mitigazione della pericolosità idraulica;
4. prescrizioni sull'applicazione del principio dell'invarianza idraulica per l'intero territorio oggetto di PAT, di cui tenere conto nella redazione dei P.I.

Esse sono descritte nei seguenti paragrafi.

10.1 Prescrizioni generali

All'interno dei corsi d'acqua permanenti sono ammessi esclusivamente interventi finalizzati alla regimentazione delle acque ed alla messa in sicurezza del territorio³.

I corsi d'acqua anche minori non possono essere deviati, manomessi o tombinati se non per inderogabili ragioni di sicurezza idraulica o per la realizzazione di piccoli interventi funzionali alle attività agricole e abitative delle zone contermini ed alla produzione di energia idroelettrica.

La chiusura o tombinatura di fossati e canali deve essere accompagnata dalla realizzazione di percorsi alternativi che ne ripropongano la funzione in termini sia di volumi di invaso che di smaltimento delle acque.

Le eventuali tombinature necessarie per i passi carrai devono essere limitate allo stretto necessario ed essere realizzate con sezioni idrauliche tali da scongiurare possibili ostruzioni. Nel caso siano interessati canali pubblici, deve essere lasciata libera da ostacoli ed impedimenti una fascia di rispetto della larghezza di almeno 4 m, indispensabile per il transito dei mezzi addetti alla manutenzione, mentre sono vietate nuove edificazioni a distanze inferiori a 10 m, ai sensi del R.D. 386/1904 e del R.D. 523/1904. Va in ogni caso garantito il deflusso minimo vitale (DMV) dei corsi d'acqua.

10.2 Prescrizioni relative alle aree di pericolosità idraulica, alle aree fluviali ed alle zone di attenzione

Tali prescrizioni si applicano nelle aree classificate come aree fluviali aree di diversi gradi di pericolosità idraulica indicate negli elaborati grafici di PAT.

³ Per ambito fluviale si intendono le sponde e gli argini dei fiumi torrenti e canali, comprese le aree golenali, nonché le zone di cui all'art. 41 L.R. 11/04 lettera g) punto 1.

10.2.1 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

10.2.2 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, purché 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, purché non in contrasto con le esigenze di sicurezza idraulica, geologica o valanghiva;
 - d. realizzazione e manutenzione di sentieri, purché 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, purché, 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 nonché di piste ciclopeditoni, purché 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, purché 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 nonché opere di irrigazione, purché 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, oltretutto 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.

10.2.3 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, purché non comportino mutamento della destinazione d'uso, né 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.

10.2.4 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 tecnicocostruttivi 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.

10.2.5 Disciplina degli interventi nelle aree a pericolosità idraulica moderata (P1)

La pianificazione urbanistica e territoriale disciplina l'uso del territorio, le nuove costruzioni, i mutamenti di destinazione d'uso, la realizzazione di nuove infrastrutture e gli interventi sul patrimonio edilizio esistente nel rispetto dei criteri e delle indicazioni generali del PAI conformandosi allo stesso.

10.2.6 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, ciclopeditone 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.

10.2.7 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-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;
 - 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 nonchè 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, nonchè 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.

10.2.8 Criteri per la progettazione della difesa delle preesistenze in area fluviale

1. In luogo di singoli interventi di difesa, gli enti locali territorialmente competenti, possono redigere un progetto di difesa esteso a più edifici finalizzato ad individuare un sistema coordinato di misure strutturali e/o non strutturali atto a garantire la tutela dell'incolumità fisica delle persone residenti, la mitigazione della vulnerabilità delle edificazioni esistenti e a contenere l'esposizione al danno potenziale, tenuto conto degli indirizzi e prescrizioni di protezione civile.
2. Il complesso delle misure strutturali di difesa nelle aree fluviali si conforma ai seguenti ulteriori criteri ed indirizzi:
 - a. le misure strutturali di difesa devono essere strettamente riferite alle edificazioni presenti e loro immediate adiacenze ed, eventualmente, alle infrastrutture stradali funzionali anche all'esercizio della protezione civile;
 - b. le misure strutturali di difesa non devono in ogni caso interferire negativamente con il regime idraulico del corso d'acqua;
 - c. le misure strutturali di difesa idraulica non possono comunque indurre localmente significativi incrementi dei tiranti idrici e delle velocità della corrente che possano risultare pregiudizievoli per l'incolumità fisica delle persone.
3. L'ente locale territorialmente competente sottopone il progetto di difesa di cui al comma 1 all'approvazione della Regione che, acquisito il parere dell'Autorità di Bacino, ne autorizza la realizzazione.

10.3 Prescrizioni per la redazione dei P.I. sull'applicazione del principio dell'invarianza idraulica

I Piani degli Interventi di PAT dovranno essere corredati di una Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI) ai sensi della D.G.R.V.n. 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.

Per le modalità di realizzazione dei volumi da destinare a laminazione si potrà fare riferimento alle linee guida di riportate nel paragrafo 10.3.1.

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 Superfici semi permeabili (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.

A tale proposito si ricorda che le fognature comunali sono attualmente 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. Questi ultimi collettori sono, di fatto, i corpi idrici ricettori di diverse aree urbanizzate ma, in sede di PI, dovrà essere prevista la separazione tra i due diversi contributi.

In analogia con quanto indicato nella DGRV 2943/2009, gli interventi di trasformazione di P.A.T. 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. Essi sono indicati nell'Elaborato grafico n.9 di P.A.T. "Carta della compatibilità idraulica".

Per il dimensionamento di tali interventi di mitigazione, lo studio di compatibilità idraulica di PI dovrà indagare i seguenti aspetti:

1. verificare l'idoneità della condotta di scarico allo smaltimento dei deflussi prodotti dall'evento critico;
2. verificare che i volumi destinati alla laminazione delle piene siano sufficienti a garantire il principio dell'invarianza idraulica definito nella Delibera della Giunta Regionale del Veneto n. 2943/2009;
3. verificare che le aree adibite a laminazione sono poste ad una quota sufficientemente alta da evitare effetti di rigurgito da parte del ricettore in piena.

I risultati delle verifiche saranno riportati nella seguente tabella di sintesi:

Ricettore	Indicare il corpo idrico ricettore
Quota fondo ricettore [m slm]	Indicare la quota del fondo del corpo idrico ricettore in m slm
Livello idrometrico del ricettore in piena [m slm]	Indicare il livello idrometrico del corpo idrico ricettore in m slm in occasione dell'evento critico*
Tipologia invaso	Vasche di laminazione, aree verdi ribassate etc.
Capacità invaso [m³]	Indicare la capacità di invaso per la laminazione delle piene in m³
Quota minima fondo invaso [m slm]	Indicare la quota minima del fondo dell'invaso per la laminazione delle piene in m slm
Portata in arrivo [tr 50 anni] [l/s]	Indicare la portata in arrivo in occasione dell'evento meteorico con tr=50 anni

Portata massima in uscita per la taratura della bocca tassata	Indicare la portata massima in uscita dalla condotta di scarico pari al valore della portata invariante
[l/s]	

*Se il ricettore è demaniale, il tempo di ritorno cui fare riferimento sarà pari a 100 anni

10.3.1 Linee guida per la realizzazione degli interventi di compensazione

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. I dispositivi di reimmissione in falda andranno dimensionati con parametri desunti da prove sperimentali, come indicato nell'allegato A alla DGR 2948/2009.

Nella seguente tabella si riporta l'elenco degli interventi di trasformazione e la relativa tipologia di intervento di mitigazione possibile

ID	CODICE AREA	Tipo intervento	Descrizione	Superficie S[m²]	Intervento di compensazione possibile
1	IP01	Servizi di progetto	Servizio a verde per la pista ciclabile IC=5%	12878	1,2,3,4*
2	IP02	Servizi di progetto	Servizio a verde attrezzato IC=10%	5183	1,2,3,4*
3	IP03	Servizi di progetto	Area verde a gioco e sport IC=5%	2005	1,2,3,4*
4	IP04	Servizi di progetto	Area a parco gioco e sport e parcheggi IC=5%	4235	1,2,3,4*
5	E02	Aree di espansione	Misto produttivo	4576	1,2,3,4*
6	E01	Aree di espansione	Misto produttivo	5858	1,2,3,4*
10	L03	Lotti liberi	Residenziale	1642	1,2,3,4*
14	L07	Lotti liberi	Residenziale	1156	1,2,3,4*
15	L08	Lotti liberi	Residenziale	1039	1,2,3,4*
20	L13	Lotti liberi	Residenziale	10740	1,2,3,4*
22	L15	Lotti liberi	Residenziale	1301	1,2,3,4*
24	L17	Lotti liberi	Residenziale	1589	1,2,3,4*
25	L18	Lotti liberi	Residenziale	1087	1,2,3,4*
26	L19	Lotti liberi	Residenziale	2148	1,2,3,4*
28	L21	Lotti liberi	Residenziale	5012	1,2,3,4*
29	L22	Lotti liberi	Residenziale	6171	1,2,3,4*
30	L23	Lotti liberi	Residenziale	2680	1,2,3,4*
31	L24	Lotti liberi	Residenziale	1720	1,2,3,4*

ID	CODICE AREA	Tipo intervento	Descrizione	Superficie S[m ²]	Intervento di compensazione possibile
32	L25	Lotti liberi	Residenziale	2082	1,2,3,4*
33	L26	Lotti liberi	Residenziale	2242	1,2,3,4*
34	L27	Lotti liberi	Residenziale	1444	1,2,3,4*
38	L31	Lotti liberi	Residenziale	1260	1,2,3,4*
41	L34	Lotti liberi	Residenziale	1812	1,2,3,4*
42	L35	Lotti liberi	Residenziale	1186	1,2,3,4*
47	L40	Lotti liberi	Residenziale	1136	1,2,3,4*
53	L46	Lotti liberi	Residenziale	1642	1,2,3,4*
57	L50	Lotti liberi	Residenziale	2439	1,2,3,4*
59	L52	Lotti liberi	Residenziale	3887	1,2,3,4*

* ***I dispositivi di reimmissione in falda andranno dimensionati con parametri desunti da prove sperimentali, come indicato nell'allegato A alla DGR 2948/2009***

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

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

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

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

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

CIRF Centro Italiano per la Riqualificazione Fluviale (2006) – Linee guida strumenti ed esperienza per gestire i corsi d'acqua e il territorio.

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;

De Getto, M – Gregoretti, C. (2013) Debris Flow Modelling Tool User Manual – Progetto Paramount Alpine Space – European Territorial Cooperation <http://paramount-project.eu>

Gregoretti, C – Degetto, M. (2012) Debris Flow Modelling Tool Reference Manual – Progetto Paramount Alpine Space – European Territorial Cooperation <http://paramount-project.eu>

Gregoretti, C – Degetto, M. (2012) Modello di innesco di una colata detritica originata dall'erosione di sedimenti per deflusso superficiale e dell'idrogramma solido-liquido – XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – Brescia 10 - 15 settembre 2012

ENEL S.P.A. (1993) - Gli impianti idroelettrici dell'Alto Piave;

APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW

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

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

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

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

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

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

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

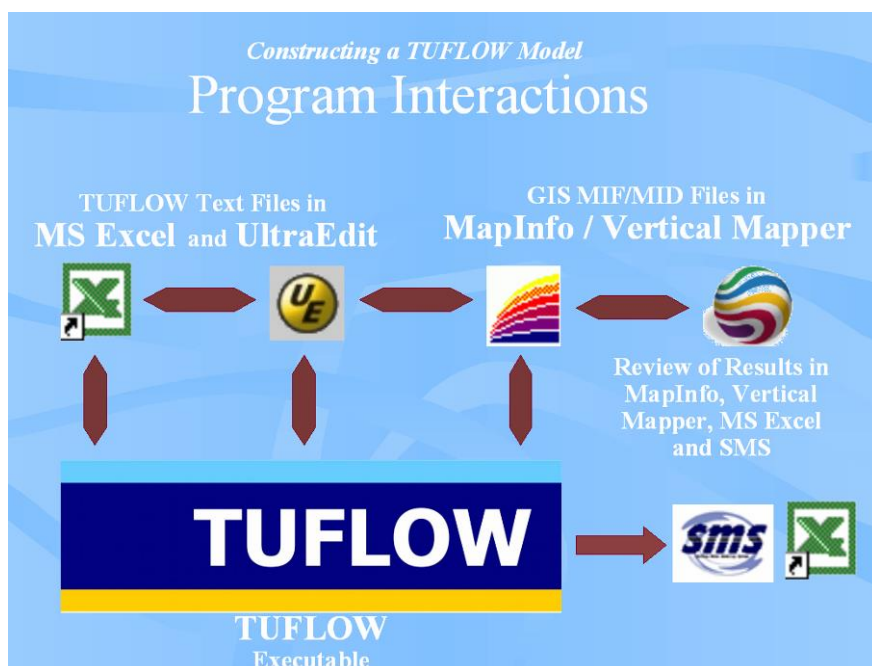


Figura 1– Schema delle interazioni tra i programmi utilizzati

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

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

A.1 TUFLOW

TUFLOW è un programma per la simulazione di deflussi mono e bi dimensionali per lo studio di piene e maree. TUFLOW, è stato originariamente sviluppato per flussi bidimensionali (2D) ,il suo anagramma sta per **T**wo **d**imensional **U**nsteady **F**LOW. Esso incorpora tutte le funzioni di ESTRY 1D sia monodimensionale che quasi2D, basato sulle equazioni monodimensionali del moto a pelo libero.

Il completo algoritmo di soluzione 2D, creato da Stelling 1984 sviluppato da Syme 1991, risolve equazioni bidimensionali di continuità e conservazione della quantità di moto per superfici libere. Il software è stato sviluppato come progetto di ricerca dalla WBM Oceanics Australia e dall'Università di Queensland nel 1990. Il progetto è stato successivamente ampliato aggiungendo una connessione dinamica 2D/1D (Syme 1991). I successivi miglioramenti dal 1998 ad oggi si sono focalizzati sulle strutte idrauliche, modellazione del flusso, connessione tra le strutture 2D/1D e l'utilizzo

del GIS per la gestione dei dati (Syme 2001a, Syme 2001b). TUFLOW è anche stato oggetto di numerosi tests da parte della WBM Pty Ltd e altri (Barton 2001, Huxley, 2004).

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

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

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

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

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

Dove:

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

ζ = livello idrometrico;

H = tirante idraulico

t = tempo;

x e y = distanza in direzione x e y;

c_f = coefficiente di Coriolis;

C = coefficiente di Chezy

μ = coefficiente di diffusione orizzontale della quantità di moto;

p = pressione atmosferica;

ρ = densità dell'acqua;

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

B.2 ESTRY

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

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

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

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

Dove:

u = velocità specifica media;

ζ = livello idrometrico;

t = tempo;

x = distanza;

A = area della sezione di deflusso;

B = larghezza della lama d'acqua;

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

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

R = raggio idraulico

g = accelerazione di gravità;

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

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

A.3 Accoppiamento dei modelli

TUFLOW risolve simultaneamente la rete monodimensionale (mediante ESTRY) e uno o più domini bidimensionali fornendo un'accurata simulazione idrodinamica dei fenomeni di piena e

dell'allagamento delle aree adiacenti ai corsi d'acqua.

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

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

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

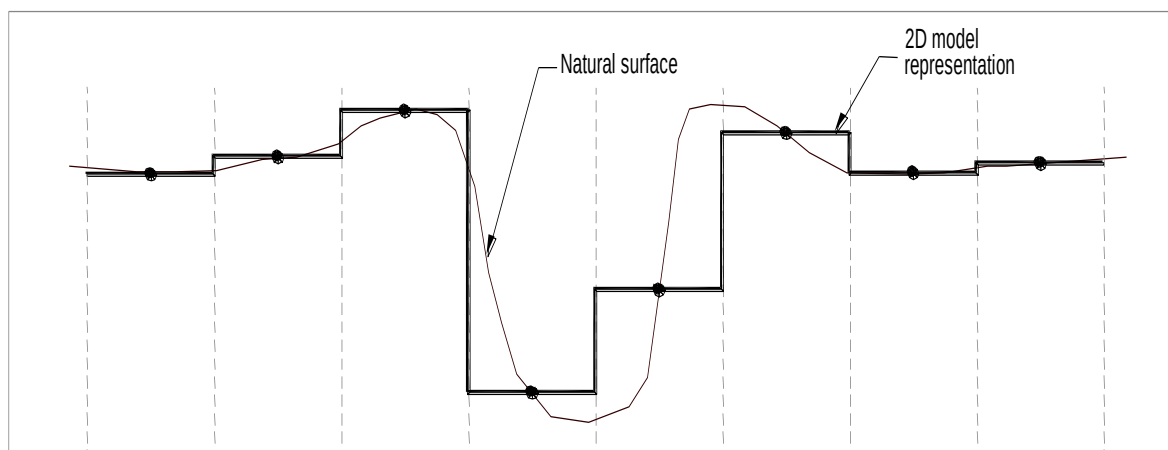


Figura 2 - Esempio di una rappresentazione bidimensionale poco accurata di un corso d'acqua

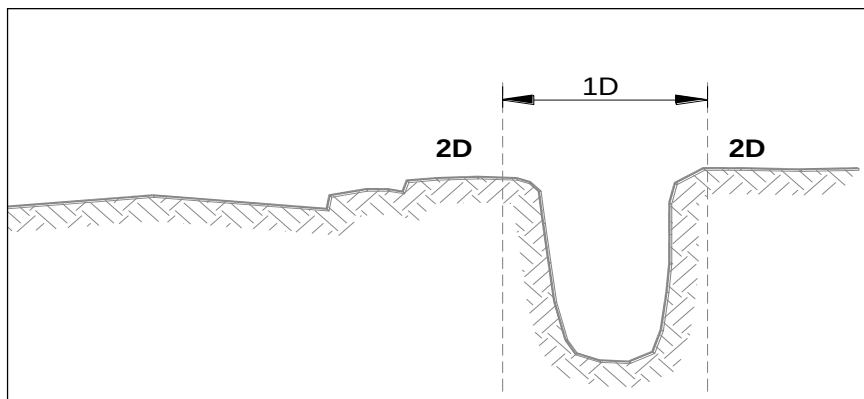


Figura 3– Esempio di modellazione mono-bidimensionale

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

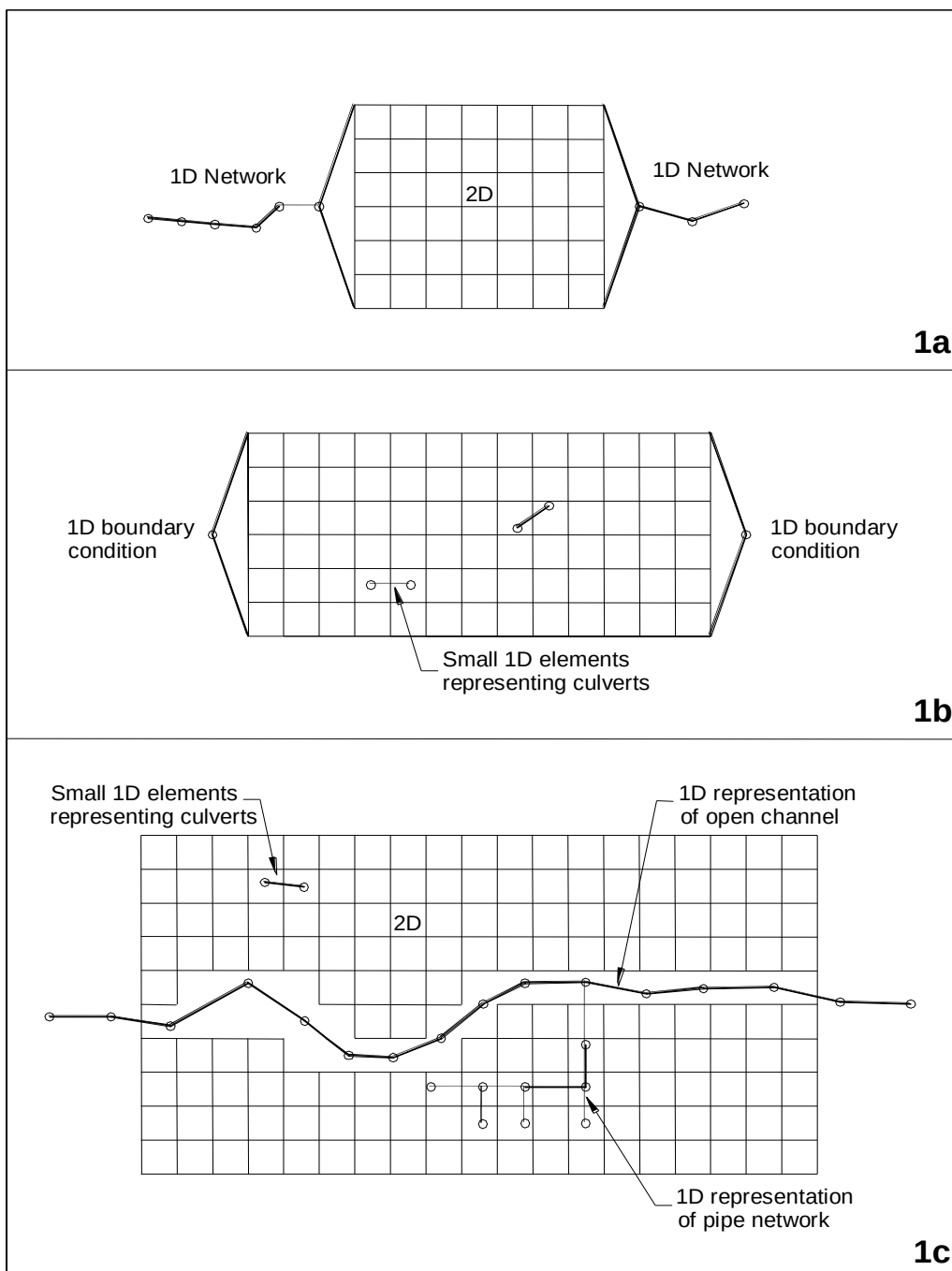


Figura 4 – Schemi di link tra il modello bidimensionale TUFLOW ed il modello monodimensionale ESTRY

A.4 Inserimento dati

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

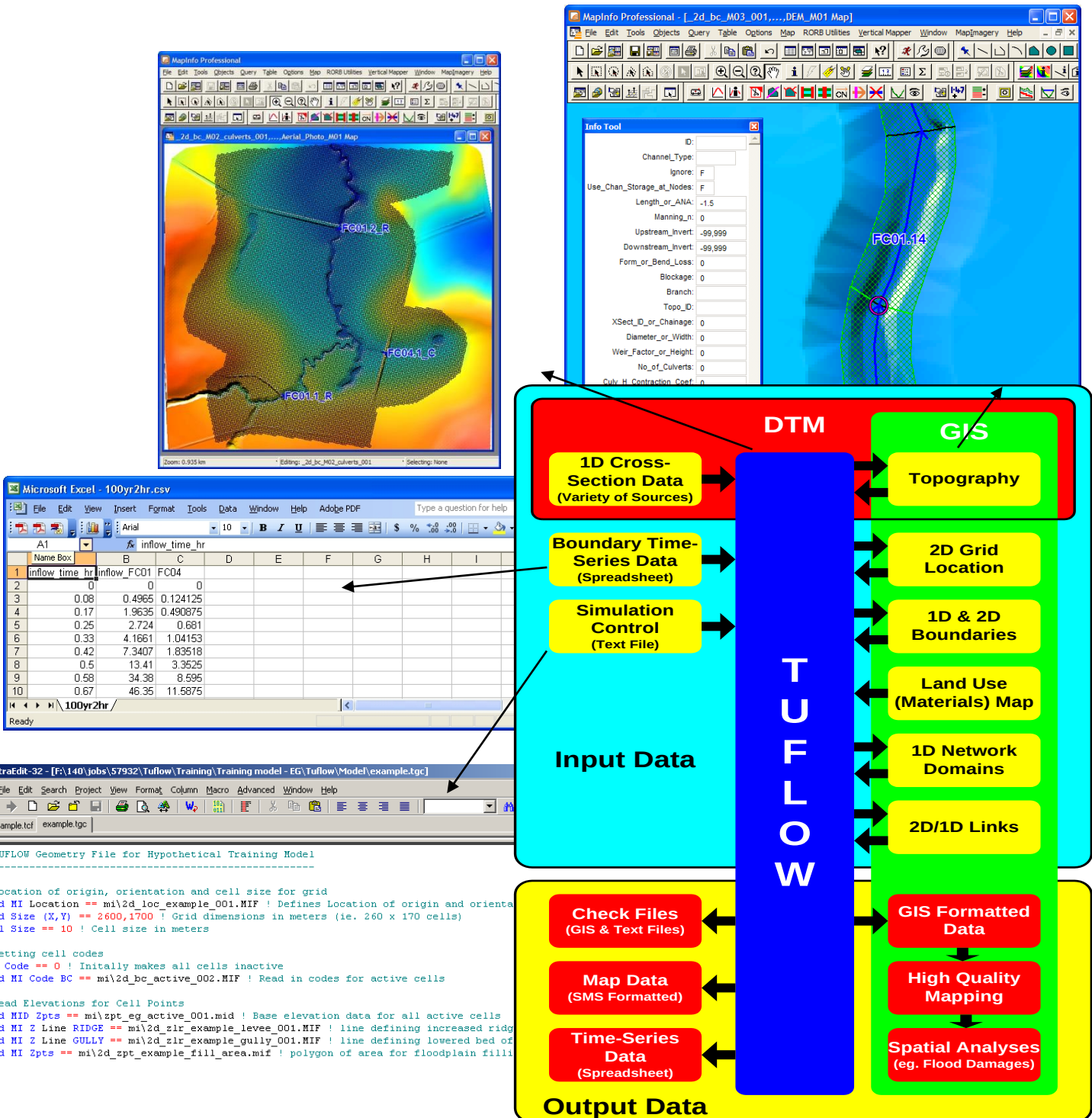


Figura 6– Struttura del software

A.5 Visualizzazione dei risultati

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

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

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

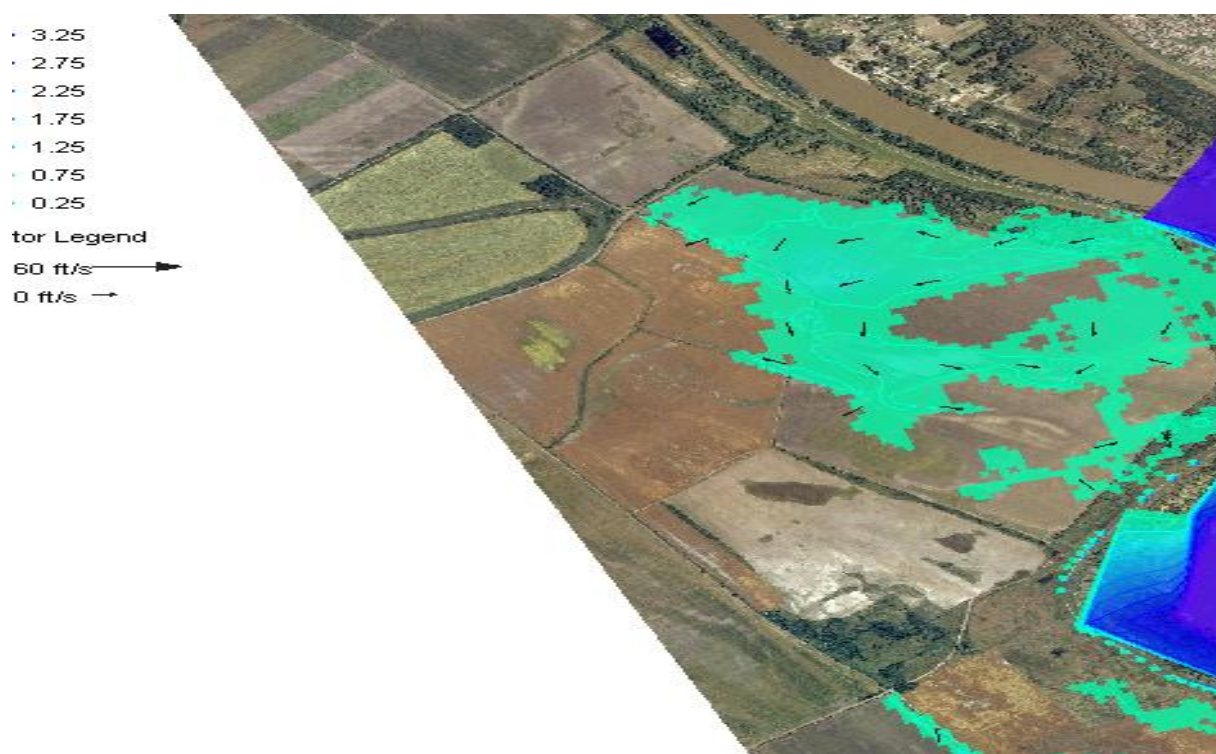


Figura 7 Esempio di visualizzazione dei risultati di simulazione idraulica mono-bidimensionale⁴

A.6 Applicazioni e utenti

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

⁴ Ing. G. Andreella per OGS Osservatorio Geofisico Sperimentale (TS) (2007) - Environmental hydrological and ground management for the CADSES area - Project No. 5D154 – Pilot Project in the Tisza – Marosszogi area (Hungary)

applicato per un numero di studi ad alto profilo. In Australia ci sono in totale più di trenta organizzazioni che utilizzano TUFLOW.

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

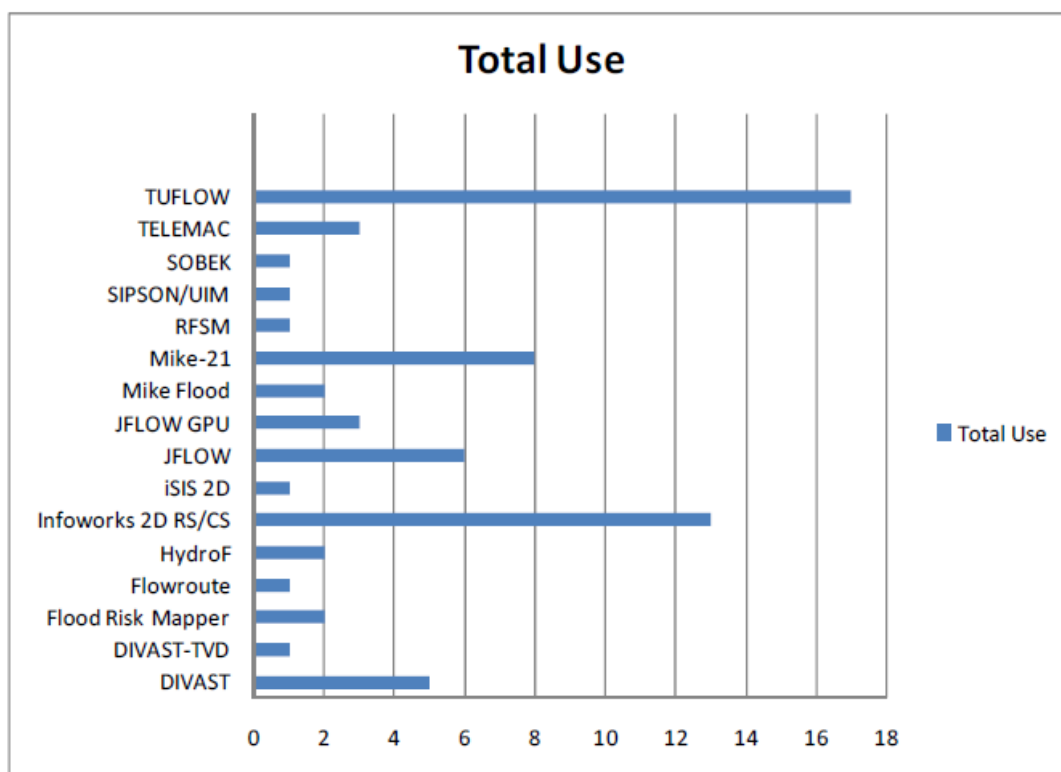


Figure 3.1: Number of respondents using each 2D flood inundation modelling package identified by questionnaire survey

Probabilmente l'applicazione più importante riguarda lo studio delle aree a rischio idraulico del Tamigi a Londra e nelle aree limitrofe (Thames Embayments Inundation Study)). Lo studio è stato sviluppato da Halcrow e Hr Wallingford dal 2003.

Un altro studio inglese molto interessante è la deviazione dell'intero Fiume Trent (il terzo più grande bacino idrografico del Regno Unito) , realizzato da Capita Symonds .

TUFLOW è anche stato utilizzato come software di modellazione per il sito olimpico di Londra 2012. Il modello è stato sviluppato alla fine del 2003 da Capita Symonds come parte della gara d'appalto per i giochi olimpici.

Quasi tutti i maggiori consulenti del regno Unito, un numero di consulenti minori e l'agenzia per lo sviluppo dell'UK hanno acquistato TUFLOW, e in tutto rappresentano più di 40 differenti organizzazioni. Gli utenti più importanti sono: Halcrow, Capita Symonds, HR Wallingford, Atkins, URS, Jacobs, JBA Consulting, Faber Maunsell, Arup, Mott MacDonald, Bureau Veritas, Buro Happold, Golder, Black and Veatch, Mouchel Parkman. Diverse Università del Regno Unito hanno licenze accademiche di TUFLOW, le principali sono: Bristol e Glasgow e l'Università del Galles.

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

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

A.7 BIBLIOGRAFIA

Molte pubblicazioni sono disponibili nel sito

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

in particolare, le più significative sono di seguito elencate:

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

A8 - VALIDAZIONE

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

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

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

e nel recente aggiornamento datato 2012:

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

APPENDICE B – IL MODELLO DI PROPAGAZIONE DELLE COLATE DETRITICHE AGLI AUTOMI CELLULARI

Il modello utilizzato per la propagazione delle colate detritiche è quello di Gregoretti et al. (2011). Questo modello è stato presentato alla 5th International Conference on Debris Hazards: Mitigation, Mechanics, Prediction and Assessment che si è tenuto a Padova il 14-17 Giugno 2011. Tale modello fa parte del software AdB (Autorità di Bacino), scaricabile gratuitamente dal sito web del portale cartografico nazionale del Ministero dell'Ambiente (www.pcn.miniambiente.it)

Il modello di Gregoretti et al. (2011) è di tipo a celle. I modelli a celle, in precedenza, sono stati utilizzati per descrivere e/o delineare la propagazione di una piena in zone rurali di ampia estensione (Zanobetti et al.) nelle aree urbane (Ricciardi, 1997; 1970 2002; Miguez et al., 2009), nei bacini montani per il trasporto dei sedimenti (Jain, 2005). Successivamente anche Chiang et al., (2012) hanno utilizzato un modello a celle per simulare la propagazione delle colate di detrito. Nel modello di Gregoretti et al. (2011), il campo di moto viene suddiviso in celle quadrate ed il mezzo è ipotizzato continuo e monofase.

Il deflusso tra celle adiacenti viene schematizzato con leggi di moto uniforme e di stramazzo in parete grossa in base al dislivello topografico tra le celle stesse. L'erosione ed il deposito vengono stimati adattando la legge empirica di Egashira e (1987) ad un continuo monofase. Il confronto tra i risultati del modello con quelli del modello commerciale maggiormente utilizzato FLO2d riguarda la simulazione dell'evento di colata detritica, avvenuto in ambito dolomitico, sul Rio Lazer il 4 Novembre 1966 e mostra che il modello a celle riproduce più correttamente la distribuzione dello spessore dei sedimenti depositati e rilevati post-evento (Gregoretti et al., 2011).

Il modello di Gregoretti et al. (2011) simula la propagazione di una colata granulo-inerziale. Il regime granulo-inerziale è quello che contraddistingue il flusso di acqua e sedimenti, in cui i sedimenti sono soggetti a continui urti reciproci a causa della natura turbolenta del moto.

Al regime granulo inerziale si contrappone il regime macro-viscoso in cui le particelle solide scorrono le une sulle altre. Il regime macroviscoso è caratterizzato da basse velocità, per permettere appunto lo scorrimento delle particelle solide le une sulle altre, e innescato da deflusso superficiale che si mantiene poco al di sopra del valore critico e trasporta nel caso di materiale solido costituito da ghiaia, volumetrie solide contenute.

Aumentando il deflusso superficiale aumentano sia le velocità che il volume solido eroso ed inglobato nella corrente per cui il regime diventa granulo-inerziale. Il regime granulo-inerziale è caratterizzato da alte velocità ed è causato da deflusso superficiale ben al di sopra del valore critico che permette l'erosione e trasporto di elevate quantità di materiale solido.

B.1 Implementazione del modello

Il campo di moto viene discretizzato tramite le celle quadrate del DTM e si assume il miscuglio solido-liquido continuo. Il moto del miscuglio solido-liquido viene determinato imponendo la conservazione della massa e della quantità di moto allo scambio di massa e quantità di moto tra ogni singola cella del DEM e quelle che la circondano.

Si assumono quindi per ogni cella otto direzioni di deflusso, corrispondenti alle otto celle che la circondano (Figura 1) allo stesso modo del programma commerciale FLO2D

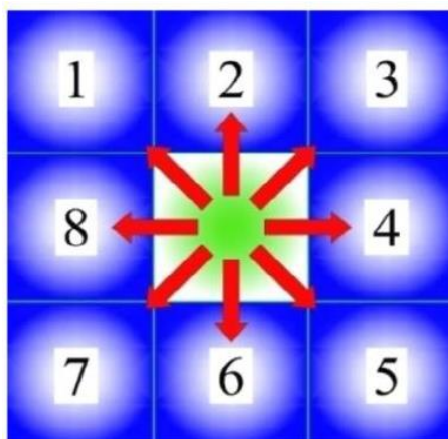


Figura 1 – Schema delle direzioni di propagazione del moto

Le ipotesi alla base del modello sono:

- 1) miscuglio solido-liquido continuo e mono-fasico;
- 2) scambio di massa e quantità di moto regolato da leggi 1D tra una cella ed ognuna delle otto che la circondano;
- 3) la superficie libera di una cella viene considerata orizzontale;
- 4) otto possibili direzioni di deflusso;
- 5) la sezione di deflusso da una cella ad una qualsiasi di quelle adiacenti è inizialmente assunta rettangolare di base pari al lato della cella stessa;
- 6) il volume di miscuglio contenuto in una cella è funzione della profondità;
- 7) lo scambio di massa tra celle è simultaneo per ogni singolo passo temporale;
- 8) lo scambio di massa tra celle contigue dipende dalla differenza di livello tra celle;
- 9) lo schema di calcolo è esplicito ed il passo di calcolo temporale viene determinato imponendo la condizione di stabilità di Courant.

B.2 L'equazione di continuità

Le due ipotesi fondamentali alla base dell'equazione di continuità sono:

- a) il volume V_i^t della cella i al tempo t è uguale alla profondità della cella al tempo t , h_i^t moltiplicata per l'area di base della cella;
- b) la portata che viene scambiata tra due celle unicamente dai livelli delle celle.

In forma differenziale l'equazione di continuità risulta:

$$A \frac{dh}{dt} = A i_{b,i} - \sum_{k=1}^8 Q_{i,k}$$

dove $Q_{i,k}$ è la portata scambiata dalla cella i con la cella k ed è assunta positiva se si ha trasferimento di massa dalla cella i alla cella k e negativa se viceversa; $i_{b,i}$ è la velocità di erosione o deposito del fondo della cella i assunta positiva nel caso di erosione e negativa nell'altro.

B.3 Deflusso tra celle adiacenti

Il deflusso tra celle adiacenti dipende dai dislivelli delle quote della superficie libera ed altimetrico delle celle. Trascurando i termini inerziali nelle equazioni che regolano il moto si può schematizzare che il deflusso avvenga a gravità se una cella ha entrambe le quote altimetrica e della superficie libera superiori od inferiori a quella adiacente mentre a stramazzo se una cella ha quote altimetrica e della superficie libera rispettivamente inferiore e superiore a quelle della cella adiacente o viceversa (Figura 2).

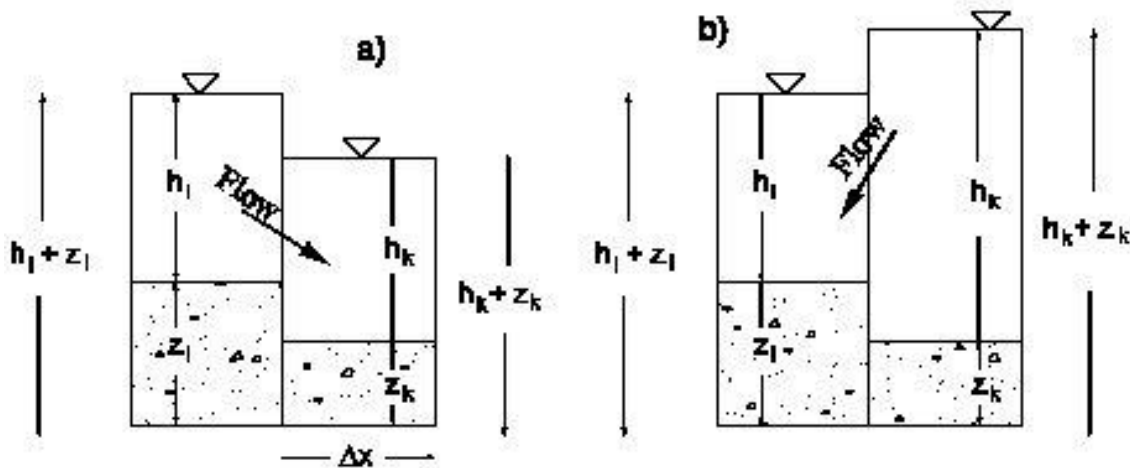


Figura 2 – Schema di deflusso tra una cella e quella adiacente

Le equazioni che regolano il moto nei due casi sono rispettivamente:

$$Q_{i,k} = C h_i \Delta x w \sqrt{g h_i \sin \vartheta}$$

$$Q_{i,k+1} = 0.385 \Delta x s \sqrt{2g (h_i - h_{k+1})}^{1.5}$$

dove Ch è il coefficiente di conduttanza (Seminara e Tubino, 1993) Δx è il lato della cella del DTM, $\sin \theta_{i,k}$ è il seno dell'angolo tra il baricentro della cella i e quello della cella k ; $w_{i,k}$ e $s_{i,k}$ sono due funzioni peso:

$$w_{i,k} = \frac{\sin \theta_{i,k}}{\sum_{k=1}^n \sin \theta_{i,k}}$$

$$s_{i,k} = \frac{h_i - h_k}{\sum_{k=1}^m h_i - h_k}$$

essendo n ed m il numero di celle per cui $\sin \theta_{i,k}$ e $h_i - h_k$ risultano positivi. Le funzioni peso dipendono dalla forzante del moto (dislivelli topografico e della superficie libera) e sono introdotte per ridurre la

larghezza del deflusso da una cella all'altra che è inizialmente pari al lato stesso delle celle, per tener conto della non unidirezionalità del moto.

B.3 Erosione e deposito

L'erosione e deposito vengono modellati tramite l'equazione empirica di che nel caso di flusso unifase diventa:

$$i_{b,i} = \sum_{k=1}^8 K_E U_{i,k} (\sin \vartheta - \vartheta_{E,D})$$

dove K è una costante empirica compresa tra 0 ed 1 che assume valori diversi rispettivamente per l'erosione e il deposito, $U_{i,k}$ è la velocità media corrispondente alla portata $Q_{i,k}$, $\theta_{i,k}$ è l'angolo tra il baricentro della cella i e quello della cella k nel caso di deflusso a gravità ed è l'angolo tra i baricentri delle quote della superficie libera diminuito dell'inclinazione del fondo tra le stesse nel caso di deflusso a stramazzo; θ_{lim} è l'angolo limite per erosione e deposito. L'erosione ed il deposito vengono simulati per profondità superiori ad h_{lim} .

B.4 Struttura dell'algoritmo

Le celle del DEM vengono suddivise in celle di entrata, deflusso e uscita. Le celle di entrata sono le celle in cui si immette l'idrogramma solido-liquido, le celle di deflusso sono quelle in cui si ha la propagazione e le celle di uscita quelle in cui si permette l'uscita. Al primo passo temporale si ha il riempimento delle sole celle di entrata. Al secondo passo temporale si ha la propagazione nelle celle di deflusso circondanti le celle di entrata, al terzo la propagazione nelle celle di deflusso circondanti le celle di deflusso "bagnate" al secondo passo temporale e così via (Figura 3).

Le coordinate delle celle "bagnate" per la prima volta durante uno stesso passo temporale vengono immagazzinate sequenzialmente in un unico vettore. Il deflusso tra celle corrispondente ad un passo temporale viene infatti calcolato sequenzialmente a partire dalle celle di entrata. Ad un istante generico si calcola il deflusso dalle celle di entrata a quelle bagnate per prime (al secondo passo temporale), poi il deflusso tra queste a quelle bagnate per seconde (al terzo passo temporale) e così via.

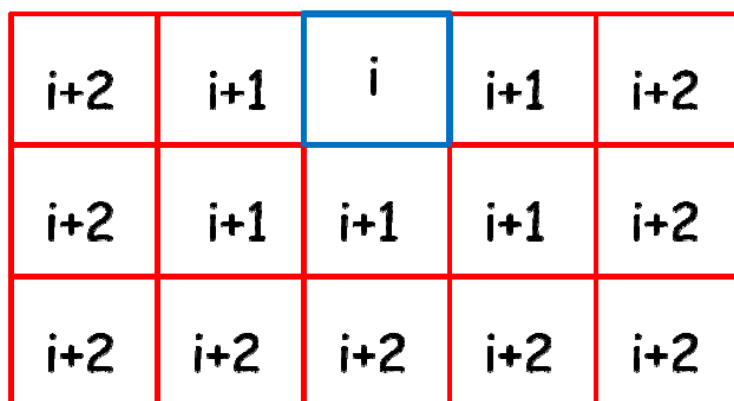


Figura 3 – Schema sequenziale del deflusso tra le celle adiacenti ai passi temporali i , $i+1$ e $i+2$

Per ogni cella si calcolano i contributi di deflusso per gravità verso le celle che la circondano che hanno quota del fondo e della superficie libera inferiore e quelli per efflusso a stramazzo verso le celle a quota altimetrica superiore ma con quota della superficie libera inferiore.

Alla fine del ciclo di calcolo per la singola cella si verifica che il volume in uscita sia inferiore od al limite uguale a quello pre-esistente diminuendo nel caso contrario in modo proporzionale tutti i contributi uscenti.

Alla fine del ciclo di calcolo relativo a tutte le celle si aggiornano le quote sommando per ognuna di esse tutti i contributi di uscita (negativi) ed entrata (positivi) imponendo che la quota finale della superficie libera in una cella non sia inferiore a quella delle celle adiacenti e riceventi per evitare fenomeni di oscillazione.

Terminato il calcolo del deflusso intercella, si calcola l'erosione od il deposito relativo ad ogni cella moltiplicando la velocità di erosione con il passo temporale. La velocità di erosione/deposito viene calcolata per la direzione di pendenza massima in cui si ha deflusso uscente .

Nel caso di deflusso a gravità, l'angolo $\theta_{i,k}$ è quello individuato dall'inclinazione rispetto all'orizzontale della linea congiungente i baricentri topografici delle due celle, mentre nel deflusso a stramazzo l'angolo $\theta_{i,k}$ è quello relativo al dislivello tra le quote delle due celle diminuito dell'inclinazione del fondo tra le stesse.

I valori della velocità di erosione/deposito calcolati per ogni direzione sono già pesati tramite il termine di velocità $U_{i,k}$. Si controlla, quindi, che il prodotto delle velocità di deposito con il passo temporale non comporti un volume superiore a quello presente sulla cella, in tal caso si assume un deposito pari al solo volume presente. Si aggiornano, quindi, sia la profondità che le quote del fondo. Le condizioni al contorno sono rappresentate dalle celle sorgenti e dalle celle situate sul bordo. Le prime non sono soggette ad erosione e hanno ugual idrogramma di entrata. Per le seconde il flusso in uscita viene calcolato senza funzioni peso nella direzione di massimo deflusso.

Ci sono, inoltre, altre due profondità "parametriche". La prima è la profondità minima perchè si abbia deflusso da una cella verso l'adiacente, per evitare la propagazione di profondità molto piccole (< 0.01 m) che sarebbe un assurdo fisico. La seconda, analogamente è la profondità minima affinché si abbia erosione.

Vi è, infine, un angolo limite di inclinazione al fondo (5°) al di sotto del quale la colata di detrito non si riesce a propagare per il deposito della gran parte della fase solida trasformandosi in una corrente liquida con trasporto solido ordinario. Al di sotto di tale angolo, il modello per simulare il deposito della gran parte della fase solida amplifica il coefficiente empirico K di deposito.