

CITTÀ DI GINOSA



PROVINCIA DI TARANTO

STUDIO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DEL TERRITORIO DEL COMUNE DI GINOSA

(Prot. n° 14169 del 24.05.2017)



STUDIO IDRAULICO GINOSA

ARKE'

Ingegneria s.r.l.

Via Imperatore Traiano n.4 - 70126 Bari

Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI
Ordine degli Ingegneri di Bari n. 7288

Dott. Ing. Gioacchino ANGARANO
Ordine degli Ingegneri di Bari n. 5970
(Direttore Tecnico)

Dott. Geol. Sergio Calabrese
Ordine dei Geologi della Puglia n.214

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Responsabile Settore VI - Area LL.PP.
Ing. Giovanni ZIGRINO

SCALA -	CODICE ELABORATO B1.2	Relazione idraulica
DATA GENNAIO 2018		



Sommario

1.	ANALISI IDRAULICA	2
1.1.	Studio idraulico bidimensionale	2
1.1.1.	Scelta dei limiti di rappresentazione delle aree di allagamento	2
1.2.	Descrizione del dominio computazionale ed analisi dei risultati del modello idraulico con approccio a parametri concentrati	5
1.3.	Implementazione delle interferenze all'interno del modello di calcolo	8
2.	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	15
2.1.	Confronto con Studi precedenti	21
2.1.1.	TOMBOTTO SP5	21
2.1.2.	ATTRAVERSAMENTI: VIA CIGNANO e SP1 – CAMPO SPORTIVO	24
2.1.3.	ATTRAVERSAMENTO SS580 – GINOSA	27
3.	STUDIO DI FATTIBILITA' DELLE OPERE DI MITIGAZIONE IDRAULICA.....	32
3.1.	Opere di mitigazione.....	32
3.2.	Opere strutturali di mitigazione.....	32
3.2.1.	Definizione della geometria delle opere di mitigazione.....	36
3.3.	Opere non strutturali di mitigazione	37
3.3.1.	TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE	38
	APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW.....	40



1. ANALISI IDRAULICA

Definite le caratteristiche degli idrogrammi di piena relativi ai tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni è possibile impostare lo studio idraulico che delimita e definisce le caratteristiche delle aree di allagamento conseguenti alle esondazioni.

1.1. Studio idraulico bidimensionale

Per indagare gli effetti della piena nelle aree limitrofe ai corsi d'acqua in caso di esondazione è stata condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico monodimensionale in moto vario TUFLOW, in questo caso utilizzandolo in maniera bidimensionale. Le caratteristiche del modello sono riportate in Appendice A.

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

Innanzitutto è stata valutata l'estensione dell'area di applicazione del modello sulla base dei reticoli, dei relativi bacini idrografici e del centro abitato in esame. Mediante l'applicazione del modello TUFLOW sono state quindi calcolate le principali grandezze idrauliche, quali i tiranti idrici e le velocità di deflusso e l'estensione delle aree interessate alla piena nello stato attuale.

1.1.1. Scelta dei limiti di rappresentazione delle aree di allagamento

Le valutazioni idrauliche condotte nel presente studio hanno consentito di delimitare le aree interessate dalle inondazioni relative alle piene di tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni, determinando anche i tiranti e le velocità nei diversi punti inondatai.

Tuttavia, è bene sottolineare come l'indicazione di allagamento di una superficie non rappresenti di per sé un fattore di pericolosità, in quanto i fattori che influiscono sul livello di pericolosità sono la velocità di scorrimento idrico e la persistenza del fenomeno. Infatti un allagamento che presenta un tirante idrico di 10 cm potrebbe sembrare meno rischioso di uno con tiranti di 2 m, anche se si dovessero verificare con lo stesso tempo di ritorno. Al contrario, se il primo dovesse possedere una elevata velocità di scorrimento e il secondo fosse quasi statico, potrebbe risultare più pericoloso il tirante inferiore.

Anche se l'Autorità di Bacino non fornisce indicazioni a riguardo, è possibile riferirsi ad approcci adottati da altre Autorità di Bacino che suggeriscono più oggettive modalità di perimetrazione delle aree di allagamento che tengono conto dei tiranti e delle velocità valutate nei diversi punti del bacino inondato.

L'Autorità di Bacino del Tevere ha proposto un diagramma che mette in relazione i due parametri fondamentali nella determinazione del livello di pericolosità dell'inondazione, tirante e velocità.

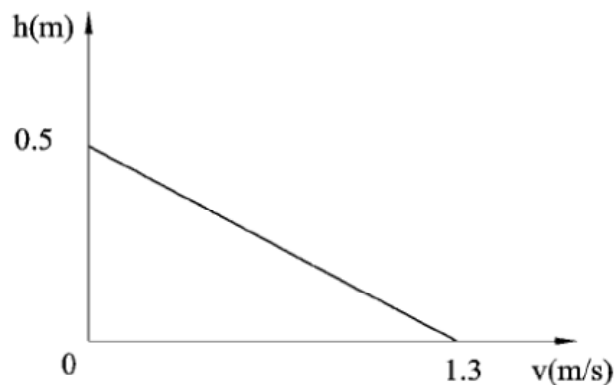
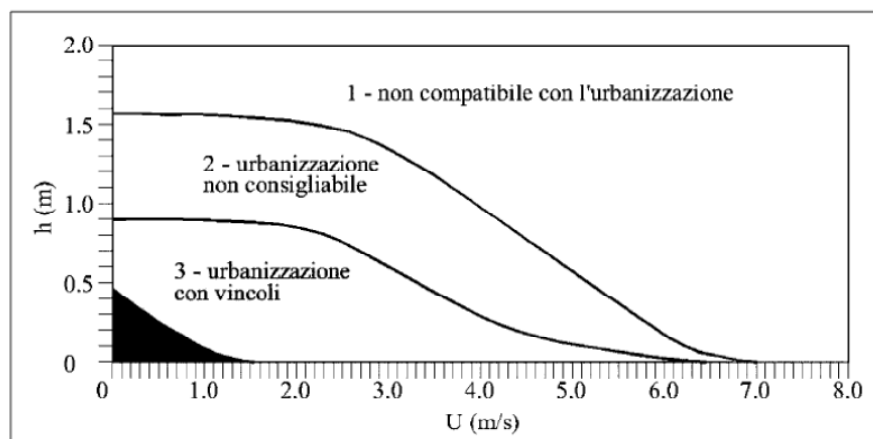


Figura 1.1: Diagramma della vulnerabilità (autorità di Bacino del Tevere)

Quindi la superficie esondata è stata suddivisa in sotto-zone caratterizzate da un medesimo valore della spinta idrostatica. Il valore della spinta è funzione della velocità di scorrimento V , e del tirante idrico h ; nel grafico sottostante (V - h) sono identificate porzioni caratterizzate da stesso valore delle spinta. A seconda della coppia V - h ogni punto geografico dell'area allagata è catalogato con il riferimento (1, 2, 3, 4) relativo alla porzione del grafico all'interno del quale ricade il punto (V - h).

Vengono così definite aree "marginali", quelle ricadenti nella porzione 4 del grafico colorato in nero nel grafico successivo; qui le condizioni di rischio in termini di incolumità delle persone risultano accettabili anche per minori e disabili con accompagnamento.

Si giunge quindi ad una distinzione generale delle aree a pericolosità in tre classi: dirette, indirette e marginali. I primi due termini derivano da considerazioni prettamente idrauliche, già esposte in precedenza e funzione delle caratteristiche del deflusso, il terzo esprime una condizione di effettiva trascurabilità del rischio.



fonte: A.B. Tevere, 2002



In definitiva si assume che le condizioni di rischio non dipendano solo dalla presenza/assenza d'acqua e dell'entità del tirante idrico, ma anche dalla velocità di scorrimento (valutata localmente) che gioca un ruolo determinante nell'attribuzione del livello di danno effettivo.

Similmente l'Autorità di Bacino dell'Adige individua 4 aree di pericolosità idraulica (molto elevata, elevata, media, moderata) in base allo schema seguente:

*1) aree di pericolosità idraulica molto elevata (P4): aree allagate in occasione dell'evento di piena con tempo di ritorno di 30 anni nel quale risulti o la presenza di una **lama d'acqua sul piano di campagna superiore ad 1m o una velocità massima di trasferimento superiore ad 1m/s;***

*2) aree di pericolosità idraulica elevata (P3): aree allagate o in occasione di un evento di piena con tempo di ritorno di 30 anni e condizioni di **lama d'acqua massima raggiunta sul piano di campagna tra 50 cm ed 1m**, o per un evento più raro ($Tr=100$ anni) con condizioni come quelle stabilite per pericolosità molto elevata (**lama d'acqua massima maggiore di 1m oppure velocità superiore ad 1 m/s;***

*3) aree di pericolosità idraulica media (P2): aree allagate per un evento caratterizzato da un tempo di ritorno di 100 anni nelle quali si instaurino condizioni di **lama d'acqua massima sul piano di campagna compresa tra 0 cm ed 1 m;***

*4) aree di pericolosità idraulica moderata (P1): aree esondabili con eventi di piena meno frequenti ($Tr=200$ anni) **in qualunque condizioni di lama d'acqua e velocità sul piano di campagna.***

Sulla base di tali classificazioni è possibile perimetrare aree a diversa pericolosità, attraverso un modello di propagazione dell'onda di piena. Ovviamente le ultime due classi di pericolosità danno luogo ad un rischio NON elevato e quindi non pericoloso per l'incolumità di persone o cose.

Nel presente studio si è preferito, cautelativamente, assumere come limiti di rappresentazione della pericolosità, e quindi della vulnerabilità idraulica, i seguenti valori:

- tirante idrico $> 0,2$ m

- velocità $> 0,51$ m/s.

che risultano, comunque, essere più cautelativi dei limiti proposti dalla letteratura tecnica e dalle Autorità di Bacino sopra indicate.

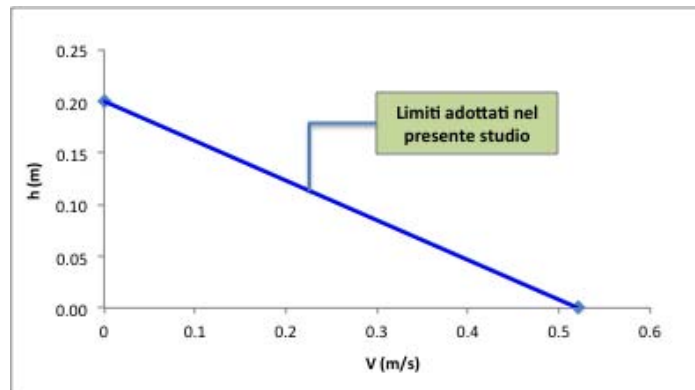


Figura 1.2: Filtro adottato nello studio

1.2. Descrizione del dominio computazionale ed analisi dei risultati del modello idraulico con approccio a parametri concentrati

Il modello digitale del terreno interferente con il reticolo idrografico implementato precedentemente descritto, è stato discretizzato con una griglia di 640 000 celle quadrate di lato 8 m, rappresentato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

L'applicazione del modello idraulico ha visto preliminarmente la definizione del modello digitale del terreno con riferimento all'area in esame.

Per detta fase ci si è avvalsi delle cartografie ufficiali della regione Puglia, e di un rilievo di dettaglio. In questo modo è stato possibile definire un modello digitale del terreno con celle di calcolo aventi dimensioni 8 m x 8 m. Tale griglia ha permesso la ricostruzione dettagliata dello stato dei luoghi nel modello.

Definito il modello digitale del terreno si è ricostruita la conformazione dei luoghi attraverso l'impiego di alcune funzioni del modello di calcolo.

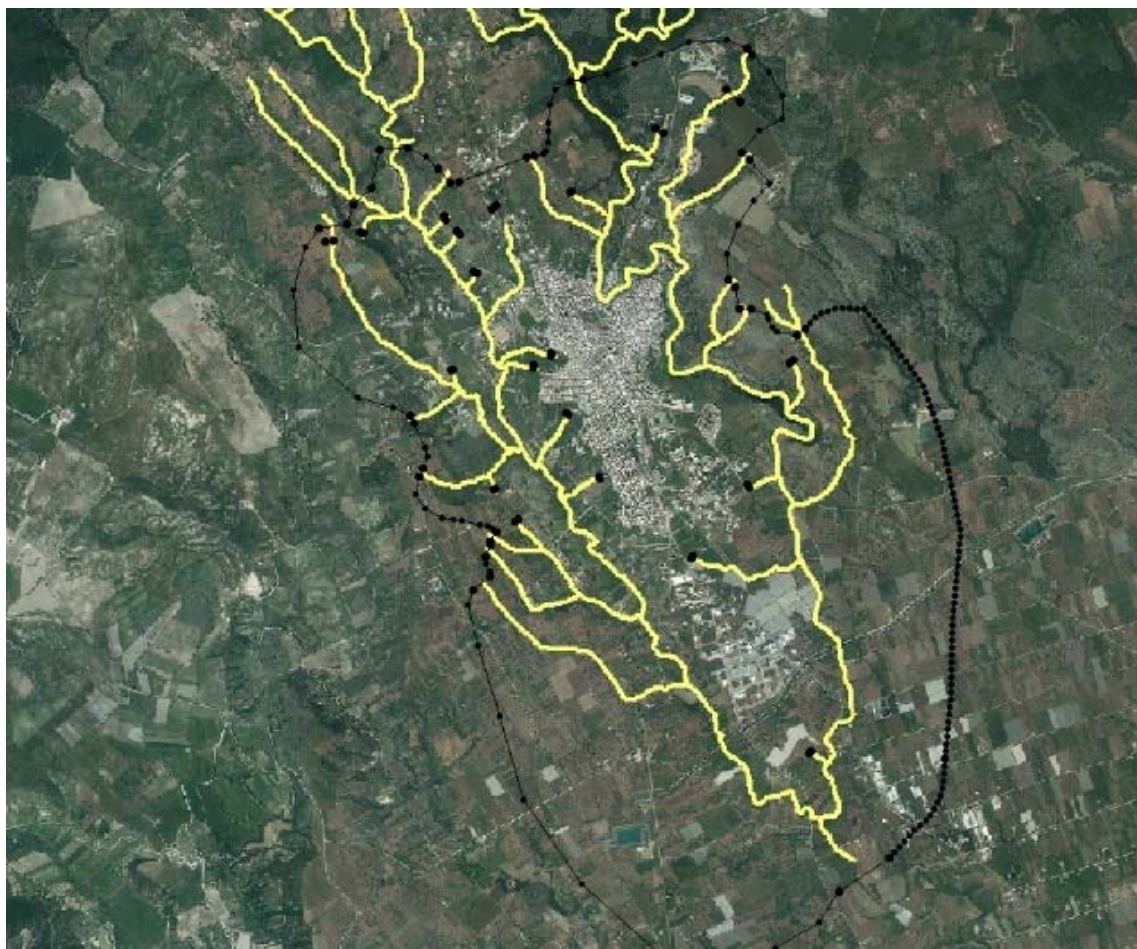


Figura 1.3: Limite del dominio computazionale (in nero)

In particolare, in riferimento alle BC (Boundary Condition) si è fatto ricorso alle seguenti funzioni:

- Flow vs Time (QT) ovvero un idrogramma di portata;
- WSE vs Flow (HQ) ovvero una scala di portata nella sezione di chiusura del bacino calcolata dal software nota la pendenza dell'alveo;
- *Area Property Coverage*: per simulare la presenza di edifici o ostacoli al deflusso modificando il valore di scabrezza;
- Storage Reduction Factor: per simulare l'ostacolo rappresentato dagli edifici al deflusso dell'acqua e posto pari al 70%;
- *1D structures*: per rappresentare ponti e tombini.

Per quanto riguarda i valori di scabrezza di Manning n ($s/m^{1/3}$), si riportano nella tabella a seguire i valori adottati

Uso del suolo	Coeff. di scabrezza di
---------------	------------------------

	Manning n (s/m ^{1/3})
Main Channel	0.035
Costruzioni	0.015
Tombini in cls	0.011
Tombini in cls rivestiti in pietra	0.025
Tombini in cls con scorrimento su terreno naturale	0.035



Figura 1.4: Indicazione delle BC in giallo inserite nel modello

La simulazione dell'evento è stata condotta per una durata pari a 14 ore, superiore alla durata degli idrogrammi inseriti. La dimensione del dominio computazionale, confrontata con l'estensione del bacino idrografico permette di intuire la chiara intenzione di ridurre al minimo l'effetto laminazione del bacino di monte. Con la stessa cautela sono stati scelti i punti di inserimento nel modello degli idrogrammi di piena.

1.3. Implementazione delle interferenze all'interno del modello di calcolo

Come anticipato nella relazione illustrativa, nell'area di studio sono presenti varie interferenze tra reticolo idrografico ed infrastrutture viarie ed idrauliche. L'implementazione di queste infrastrutture è stata prevista nel modello idraulico TUFLOW, al fine di simulare nella maniera più realistica possibile il reale deflusso della piena.

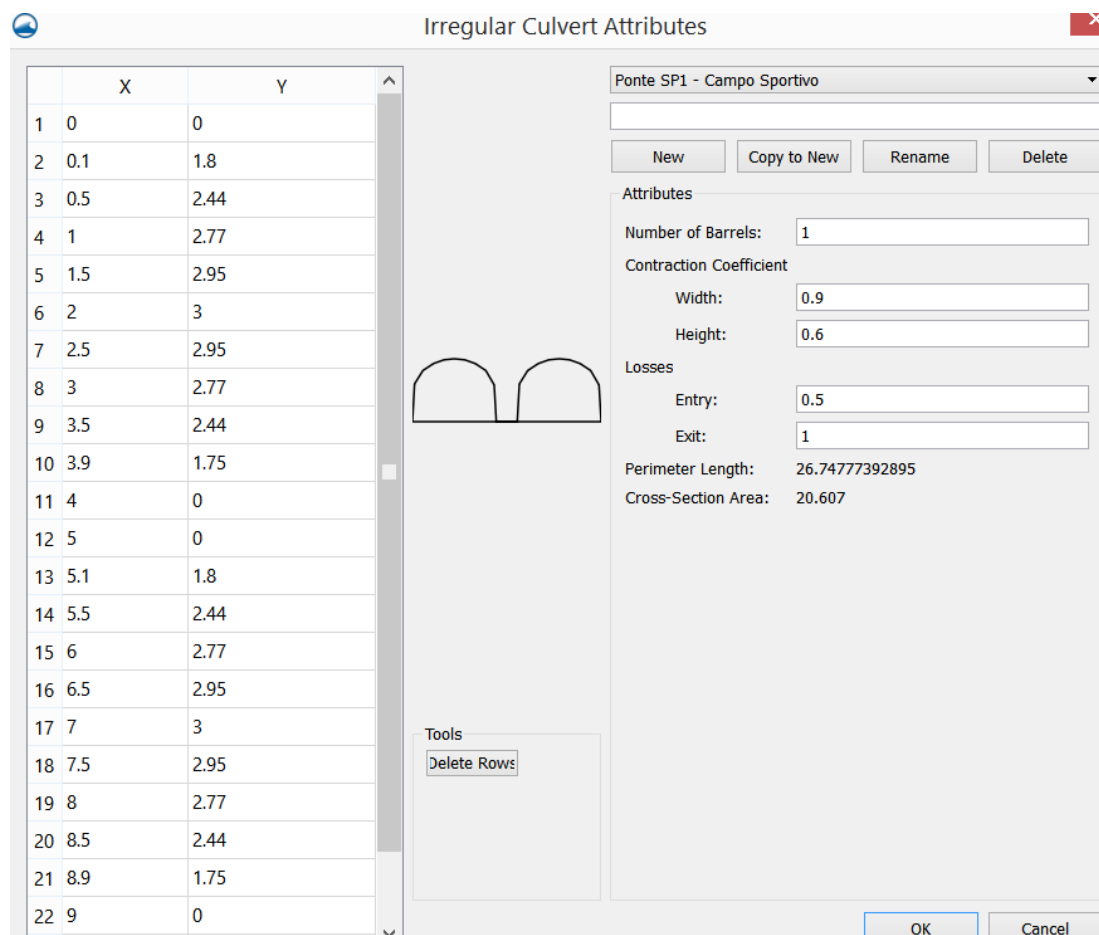
Il TUFLOW consente l'implementazione delle interferenze sia con un approccio monodimensionale (Culvert o Channel), sia con un approccio bidimensionale (Bridge). Nel primo caso, dopo aver inserito la geometria della struttura idraulica, è necessario collegarla al dominio 2d, creando opportuni coverage, nel secondo caso la struttura si inserisce nel dominio bidimensionale nel quale è stato creato. Nel caso di studio si è implementata l'interferenza *Ponte Sp8* come Bridge, mentre le restanti interferenze sono state tutte implementate come Culvert o Channel.

L'interferenza *Acquedotto Pertusillo 1^a Canna*, a vantaggio di sicurezza, non è stata implementata così come è nella realtà, in quanto trattasi di una condotta che sbarra completamente il deflusso delle acque, lasciando una luce libera di circa 1,00 m², luce quest'ultima di dimensione insufficiente a garantire il passaggio delle portate di studio. Pertanto, si è ritenuto opportuno trascurare la ridotta luce libera di passaggio, lasciando la condotta in rilevato, in modo tale da ostacolare il deflusso verso valle ed incrementare leggermente i valori dei tiranti idraulici a monte. Detto artificio è, certamente, a vantaggio di sicurezza per lo scopo che si sta perseguendo.



Figura 1.5: Foto della condotta del Pertusillo 1^a-canna

Per implementare le varie interferenze in TUFLOW si è reso necessario definire una serie di parametri; nella Tabella 1.1 a seguire si riporta per ciascuna interferenza, il nome indicato nella relazione illustrativa, la denominazione all'interno del modello, la modalità con la quale è stata modellata, ossia Bridge (BR), Culvert (CU) e Channel (Ch) e la forma. A tal proposito si precisa che nel TUFLOW è possibile inserire anche geometrie irregolari come si può vedere dalla foto in basso.



	X	Y
1	0	0
2	0.1	1.8
3	0.5	2.44
4	1	2.77
5	1.5	2.95
6	2	3
7	2.5	2.95
8	3	2.77
9	3.5	2.44
10	3.9	1.75
11	4	0
12	5	0
13	5.1	1.8
14	5.5	2.44
15	6	2.77
16	6.5	2.95
17	7	3
18	7.5	2.95
19	8	2.77
20	8.5	2.44
21	8.9	1.75
22	9	0

Irregular Culvert Attributes

Ponte SP1 - Campo Sportivo

New Copy to New Rename Delete

Attributes

Number of Barrels: 1

Contraction Coefficient

Width: 0.9

Height: 0.6

Losses

Entry: 0.5

Exit: 1

Perimeter Length: 26.74777392895

Cross-Section Area: 20.607

Tools

Delete Rows

OK Cancel

Figura 1.6: Esempio di implementazione di Culvert con forma irregolare



Tabella 1.1: Sintesi della modalità di inserimento delle interferenze all'interno del TUFLOW

NOME INTERFERENZA	NOMI_TUFLOW	TIPO	FORMA
Canale SP5 - Via Matera	ViaMater	CU	Rettangolare
Ponte via Palombaro	Via Palomar	CU	Circolare
Ponte Secondario Via Palombaro	Scnd Palom	CU	Circolare
Ponte Via Cignano	Pte Cignan	CU	Circolare
Canale Via Cignano	Ch_Cignano	CH	Cross Section
Ponte SP1 - Campo Sportivo	SP1_CampoS	CU	Irregolare
SP1 - Campagna	SP1_Campag	CU	Circolare
Circonvallazione 1	Circonv. 1	CU	Circolare
Circonvallazione 2	Circonv. 2	CU	Circolare
Circonvallazione 3	Circonv. 3	CU	Circolare
Circonvallazione 4	Circonv. 4	CU	Circolare
Ponte SP 2	PonteSP2	CU	Irregolare
Ponte Secondario SP2	Second SP2	CU	Rettangolare
Acquedotto Sinni - Pertusillo e canale EIPLI (Gravinella)	Sinni(Grav	CU	Rettangolare
	Pert(Gravi		Rettangolare
	2aPertusll		Rettangolare
Ponte SP 4	PonteSP4	CU	Rettangolare
Via Pescarella	Pesc1	CH	Cross Section
	Pesc2		
Ponte EX SS 580 in Ginosa	580_Ginosa	CU	Irregolare
Ponte SP 8	2d_Bridge	BR	Vari layer
Acquedotto Sinni - Pertusillo e canale EIPLI (Lognone Tondo)	SinniPertu	CU	Rettangolare
	AQP(Lognon		Rettangolare
Collegamento EX SS 580 con depuratore di Ginosa	580_raccor	CU	Rettangolare
Strada ex SS 580	SS580	CU	Rettangolare
Lognone - Monte Confluenza	Log.MontCo	CU	Rettangolare
Acquedotto Pertusillo - 1a Canna	-	-	

Si fa presente che per le interferenze “Canale Via Cignano” e “Via Pescarella” si è inserito il Channel ossia un canale a sezione aperta perché, come si può vedere dalla relazione illustrativa, sono presenti dei canali che intercettano e colleghino il deflusso delle acque.



Figura 1.7: Foto del “Canale Via Cignano”



Figura 1.8: Foto del “Canale di Via Pescarella”

Per quanto riguarda la forma delle varie interferenze, vi sono alcune che sono state modellate facendo delle ipotesi sulla forma, come ad esempio il canale di irrigazione dell'EIPLI (*Pert(Gravi)*) presente lungo il torrente Gravinella, la Canna 2 del Pertusillo (*2aPertusill*) sempre sul



torrente Gravinella e la condotta del Sinni (*SinniPertu*) che attraversa il torrente Lognone Tondo. Per queste sezioni si è inserito un tombino di forma rettangolare equivalente dal punto di vista idraulico alla sezione reale; per fare ciò si è posta l'equivalenza tra la portata transitante attraverso la sezione reale e la portata transitante attraverso una sezione rettangolare avente altezza fissata (pari alla massima luce libera) e base incognita. Nella tabella in basso si riportano le dimensioni in metri ottenute per i tre tombini citati sopra.

Tabella 1.2: *Dimensioni equivalenti in metri per i tombini Pert(Gravi, 2aPertusill e AQP(Lognon)*

NOME	BASE (m)	ALTEZZA (m)
Pert(Gravi	115	8.5
2aPertusII	50	3.97
AQP(Lognon)	75	2.5

Per le interferenze a geometria variabile, come per il “Canale SP5 - Via Matera” si è utilizzata la forma della sezione più restrittiva, a vantaggio di sicurezza pari a 2,00 m * 0,60 m.

Definita la geometria dei singoli tombini e la modalità di implementazione (Culvert, Channel o Bridge) si è passati all'inserimento dei dati di input per ciascun tombino che sono: quota del nodo di inlet, quota del nodo di outlet, valore della scabrezza ed eventuale percentuale di ostruzione del tombino.

Figura 1.9: Dati di input per il Culvert 580_Ginosa

Per quanto concerne il valore della scabrezza si precisa che per i tombini in calcestruzzo si è utilizzato un valore di Manning pari a $0,011 \text{ s/m}^{1/3}$, per quelli aventi calcestruzzo rivestito con



elementi in pietra si è inserito un valore pari a $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ ed infine per i tombini rappresentanti le condotte del Sinni, del Pertusillo o del Canale EIPLI, si è adottato un valore di scabrezza pari a $0,035 \text{ s/m}^{1/3}$ dato che il deflusso avviene sul suolo naturale.

Per ciascun tombino si è impostato anche un valore del coefficiente di contrazione e del coefficiente di perdita di carico in ingresso e in uscita. Per le sezioni circolari il coefficiente di contrazione utilizzato è pari a 1 mentre il coefficiente di perdita di carico in ingresso ed in uscita sono rispettivamente pari a 0,50 e 1,00.

Tabella 1.3: Parametri di input inseriti per implementare le strutture idrauliche

NOMI_TUFLOW	TIPO	FORMA	Q. Inlet (m.s.l.m.)	Q. Outlet (m.s.l.m.)	Manning ($\text{s/m}^{1/3}$)
ViaMater	CU	Rettangolare	268.65	268.06	0.011
Via Palomar	CU	Circolare	231.69	230.14	0.011
Scnd Palom	CU	Circolare	242.80	242.05	0.025
Pte Cignan	CU	Circolare	206.24	205.52	0.011
Ch_Cignano	CH	Cross Section	210.85	210.55	0.011
SP1_CampoS	CU	Irregolare	203.08	203.02	0.011
SP1_Campag	CU	Circolare	211.74	210.95	0.011
Circonv. 1	CU	Circolare	206.40	206.10	0.011
Circonv. 2	CU	Circolare	205.69	205.56	0.011
Circonv. 3	CU	Circolare	184.70	184.59	0.011
Circonv. 4	CU	Circolare	185.58	183.33	0.011
PonteSP2	CU	Irregolare	242.32	240.71	0.011
Second SP2	CU	Rettangolare	153.00	152.59	0.011
Sinni(Grav	CU	Rettangolare	136.77	135.92	0.011
Pert(Gravi		Rettangolare	137.70	136.04	0.035
2aPertusll		Rettangolare	132.36	132.33	0.035
PonteSP4	CU	Rettangolare	121.79	121.03	0.011
Pesc1	CH	Cross Section	246.36	245.66	0.011
Pesc2			242.32	240.71	0.011
580_Ginosa	CU	Irregolare	210.81	210.30	0.025
2d_Bridge	BR	Vari layer	LAYERED FLOW CONSTRICTION	LAYERED FLOW CONSTRICTION	LAYERED FLOW CONSTRICTION
SinniPertu	CU	Rettangolare	137.72	137.57	0.011
AQP(Lognon		Rettangolare	139.27	137.50	0.035
580_raccor	CU	Rettangolare	132.31	132.08	0.025
SS580	CU	Rettangolare	131.00	130.75	0.025
Log.MontCo	CU	Rettangolare	122.48	122.47	0.035

Per le sezioni rettangolari ed irregolari, il valore del coefficiente di entrata si distingue tra altezza e larghezza della sezione; infatti si è utilizzato un valore pari a 0,6 per l'altezza e pari a 0,90 per la larghezza; per i coefficienti di perdita di carico si sono utilizzati gli stessi coefficienti della sezione circolare.

Per i due Channel implementati con approccio monodimensionale, si sono importate le sezioni geometriche dall'Hec-Ras e si sono assegnati gli opportuni coefficienti come già descritto. Inseriti i culvert, si è reso necessario collegare il dominio monodimensionale (Culvert o Channel) con il dominio 2D; ciò è stato fatto o specificando le condizioni nei nodi di monte e di valle oppure creando delle apposite Boundary Condition in cui si specifica che si tratta di Flow Source From 1D Model (SX) e successivamente si collegano al Culvert monodimensionale. La scelta dell'una o dell'altra tipologia è dipesa dall'estensione dell'area allagata infatti nei casi di Culvert aventi una ridotta estensione dell'area allagata (inferiore a due volte il lato della cella) a monte e a valle del Culvert, si è impostata la condizione collegamento 1D/2D direttamente nel nodo mentre nel caso di notevole estensione dell'area allagata si è proceduto con l'inserimento di una Boundary Condition a monte e valle della cella.

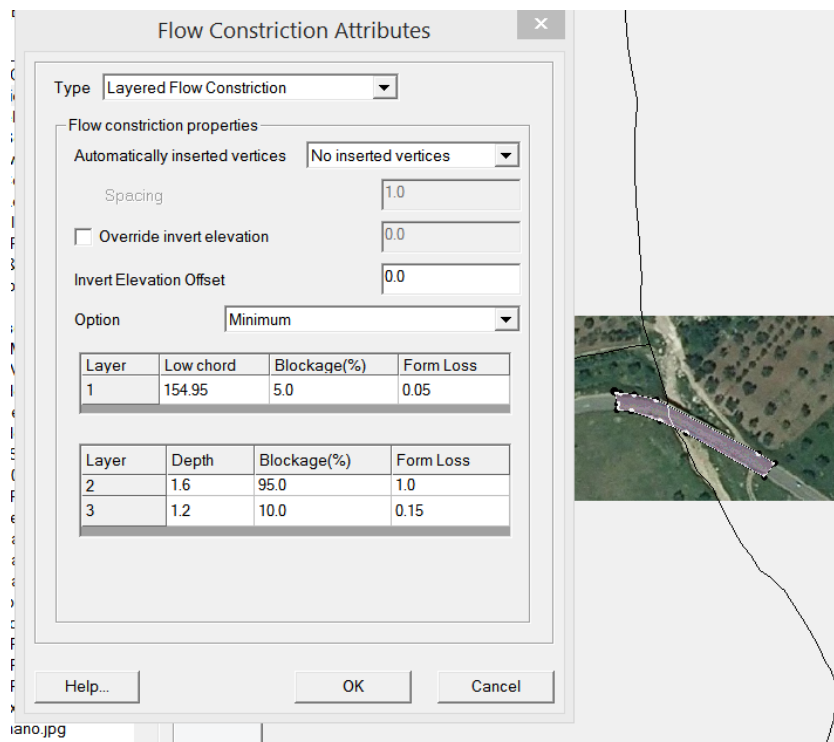


Figura 1.10: Implementazione del Bridge Ponte SP8

2. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

Definita la geometria del modello sono state condotte le simulazioni con il modello TUFLOW, e sono state analizzate le condizioni rappresentative di eventi con tempo di ritorno di 30, 200 e 500 anni luoghi associate all'attuale conformazione delle opere presenti.

Nelle Figura 11, Figura 12 e Figura 13 e nell'allegato B3.1 sono riportati gli inviluppi dei tiranti massimi per i diversi tempi di ritorno considerati, senza considerare alcun filtro che permetta di considerare le differenti pericolosità associate ai tiranti e alle velocità.

Diversamente, nella Figura 14 e nell'allegato B3.2 sono rappresentate le aree allagabili con l'applicazione della funzione di filtro, su tiranti e velocità, descritta attraverso la Figura 1.2. Tale filtro ha permesso di escludere dalle aree allagabili quelle che presentano valori al di sotto della retta limite. Per ottenere tale risultato sono stati uniti gli output del software relativi all'inviluppo dei massimi tiranti e quello relativo alle massime velocità.

I risultati delle modellazioni condotte evidenziano che, in corrispondenza del centro abitato, la situazione non si modifica in maniera sostanziale rispetto alla perimetrazione vigente a meno delle ramificazioni secondarie che non erano state analizzate in precedenza. L'unica zona in cui si apprezza un cambiamento importante è quella in prossimità del campo sportivo, è evidente come il contributo del reticolo presente lungo la S.P. 5 (Via Matera) sia fondamentale in termini di allagamento in corrispondenza del campo sportivo, dopo essersi riversato su via Palombaro e, quindi, su via del Cignano.



Figura 11: Inviluppo dei massimi tiranti senza filtro per un tempo di ritorno di 30 anni



Figura 12: Inviluppo dei massimi tiranti senza filtro per un tempo di ritorno di 200 anni



Figura 13: Inviluppo dei massimi tiranti senza filtro per un tempo di ritorno di 500 anni



Figura 14: Involuppo dei massimi tiranti con il filtro proposto

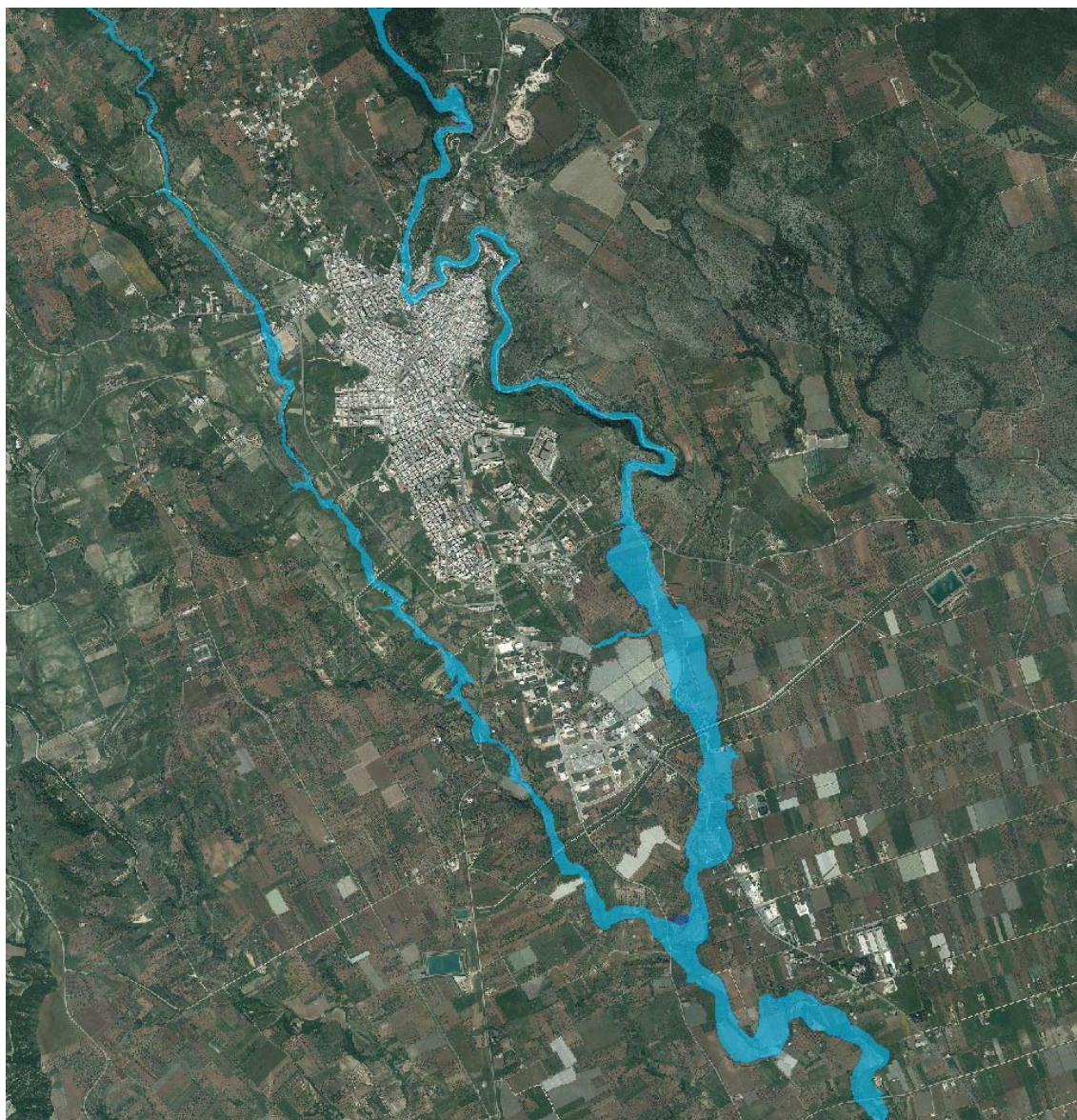


Figura 15: Perimetrazione vigente dell'AdB della Basilicata

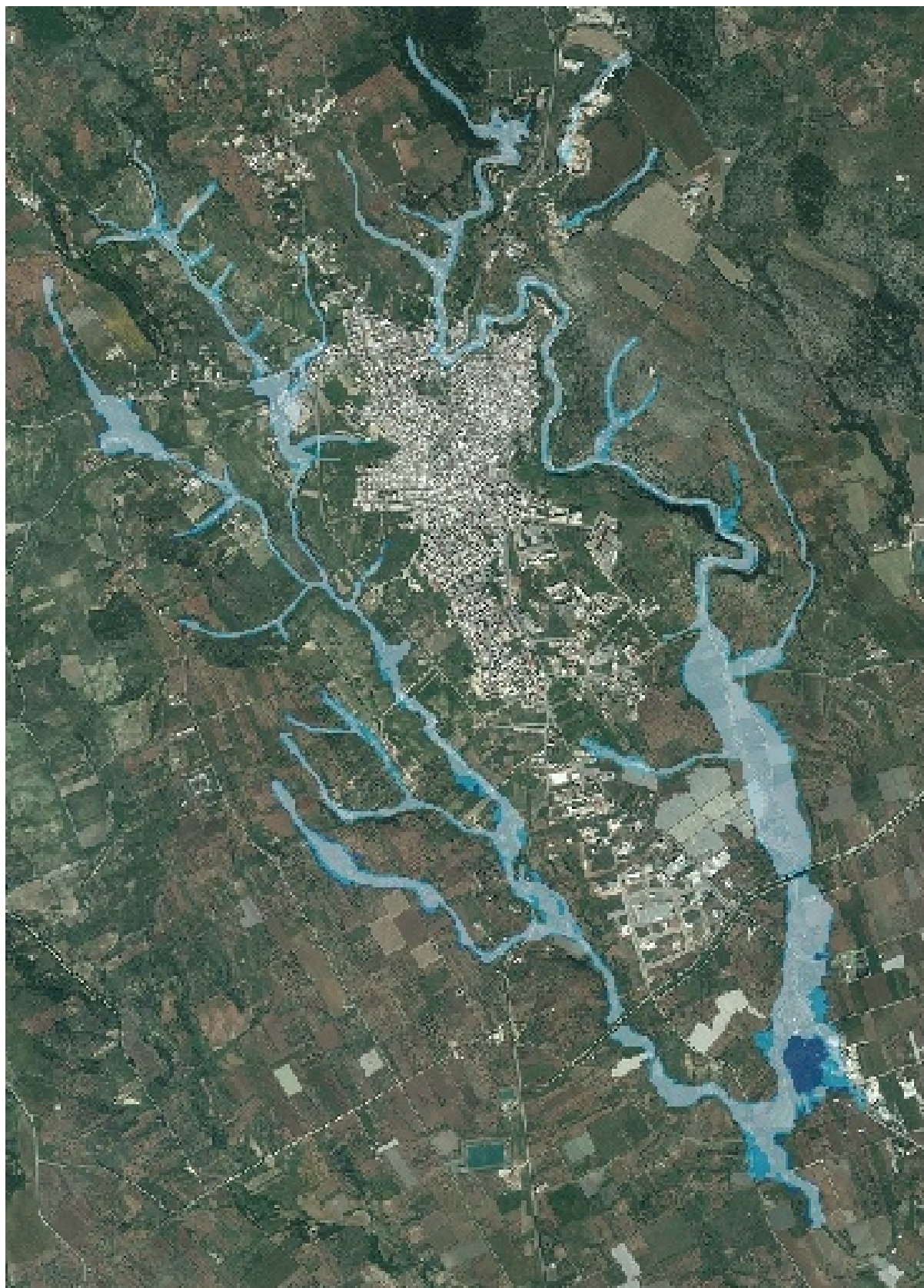


Figura 16: Proposta di modifica di perimetrazione per il centro abitato di Ginosa



2.1. Confronto con Studi precedenti

Il Comune di Ginosa ha reso disponibile agli scriventi copia della Relazione del Consulente Tecnico della Procura della Repubblica di Taranto Prof. Ing. Luigi D'Alpaos, nominato consulente per il Procedimento legale a seguito del fenomeno alluvionale che ha colpito la città di Ginosa nei giorni 6-9 ottobre del 2013, causando non solo danni ma anche quattro vittime.

Nel seguito si riportano alcune considerazioni derivanti dai confronti tra le risultanze dello studio del Prof. D'Alpaos, ottenute grazie ad un modello monodimensionale, ed i dati ottenuti dal modello bidimensionale implementato per redigere lo studio idraulico in oggetto.

A tal proposito si premette che il prof. D'Alpaos ha studiato alcuni punti particolari del reticolo idrografico che interferisce con il centro abitato di Ginosa e Ginosa Marina, per capire quale fosse la portata di pioggia verificatasi durante l'evento succitato del 2013. Lo studio, inoltre, ha cercato di calibrare il valore di scabrezza, mettendola in relazione con i segni lasciati dall'onda di piena durante il suo passaggio. Gli elementi analizzati con maggiore grado di dettaglio sono stati:

- Tombotto SP5 (via Palombaro);
- Tombotto via Cignano;
- Ponte SP1-Campo Sportivo;
- Ponte EX SS580 in Ginosa;
- SP 4 km 2;
- SP4 km 4.

Poiché lo studio in oggetto ha analizzato un dominio che riguarda il solo centro abitato di Ginosa, gli elementi in comune a quelli utilizzati dal prof. D'Alpaos, sono i primi quattro, pertanto di seguito si riporta un confronto dettagliato per ciascun elemento in comune.

2.1.1. TOMBOTTO SP5

Il prof. D'Alpaos utilizza un approccio monodimensionale per studiare tale interferenza e adotta un valore di scabrezza di Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; dalla sua analisi emerge che la massima portata che può transitare attraverso tale tombotto varia tra $35 \text{ m}^3/\text{s}$ e $45 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre evidenzia che in caso di un'ostruzione di 1 metro, detto tombotto non è più in grado di far transitare dette portate e si verifica una esondazione.

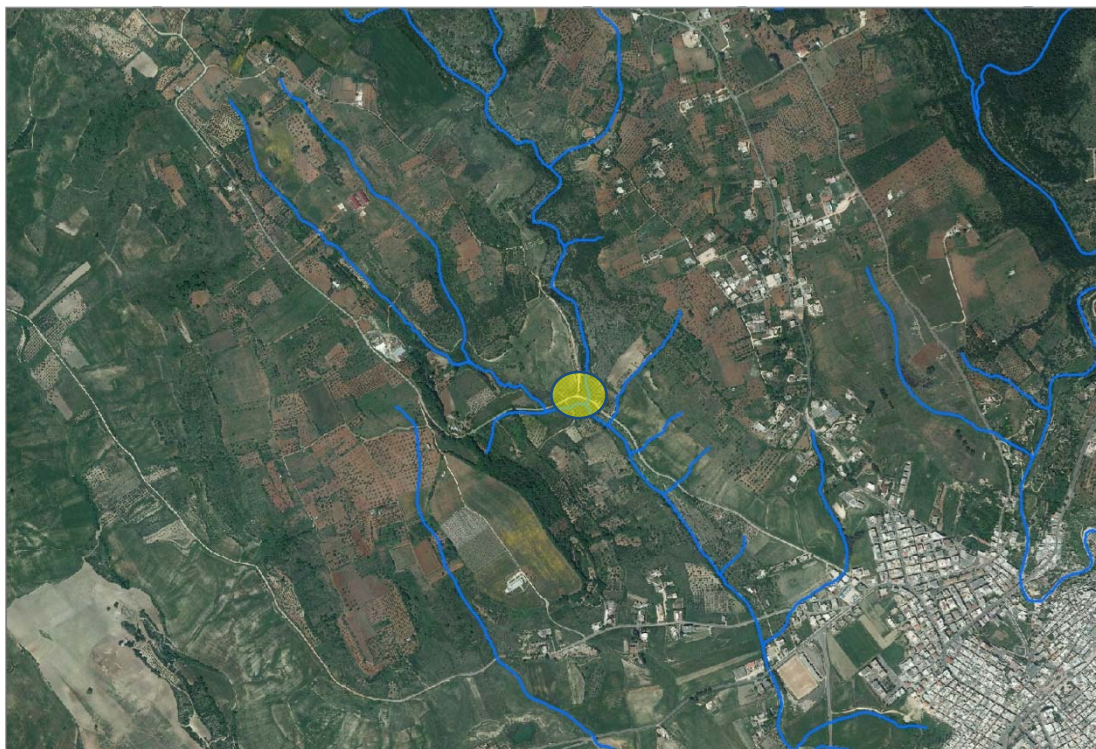


Figura 17: Inquadramento su Ortofoto dell'interferenza Tombotto SP5 (cerchio giallo)

L'analisi bidimensionale condotta nel presente studio permette l'implementazione delle strutture monodimensionali e fornisce il dato relativo alla massima portata che lo attraversa nella simulazione condotta. Nel modello implementato si è utilizzato un valore di scabrezza di Manning a monte del tombino Campo Sportivo, pari a $0,035 \text{ s/ m}^{1/3}$ (Strickler = $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) ed un valore di scabrezza di Manning interno al tombino pari a $0,015 \text{ s/ m}^{1/3}$ (Strickler = $67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$).

Per capire la massima capacità di deflusso del tombotto si sono commentati i risultati con tempo di ritorno di 500 anni in quanto rappresentativi del caso peggiore.

Dall'analisi cinquecentennale è emerso che detto tombotto è in grado di far defluire circa $46 \text{ m}^3/\text{s}$, pertanto il dato conferma quanto verificato dal prof. D'Alpaos, dato che del resto coincide con quello immesso per detto tempo di ritorno a monte del tombotto, nella sezione G1.



Figura 18: Inquadramento delle sezioni di inserimento delle portate di piena

Dalla mappa dei massimi tiranti idrici si evidenzia che su via Palombaro vi è comunque deflusso di acqua, ma come si può osservare dalle mappe temporali, tale contributo è dovuto al deflusso delle acque dei bacini G2, G3 e G4.



Figura 19: Mappa dei massimi tiranti idrici in prossimità del ponte di Via Palombaro

Dall'immagine in basso relativa allo step temporale di 5 minuti, si scopre che le acque di G1 non sono ancora arrivate mentre gli altri bacini hanno già allagato via Palombaro.

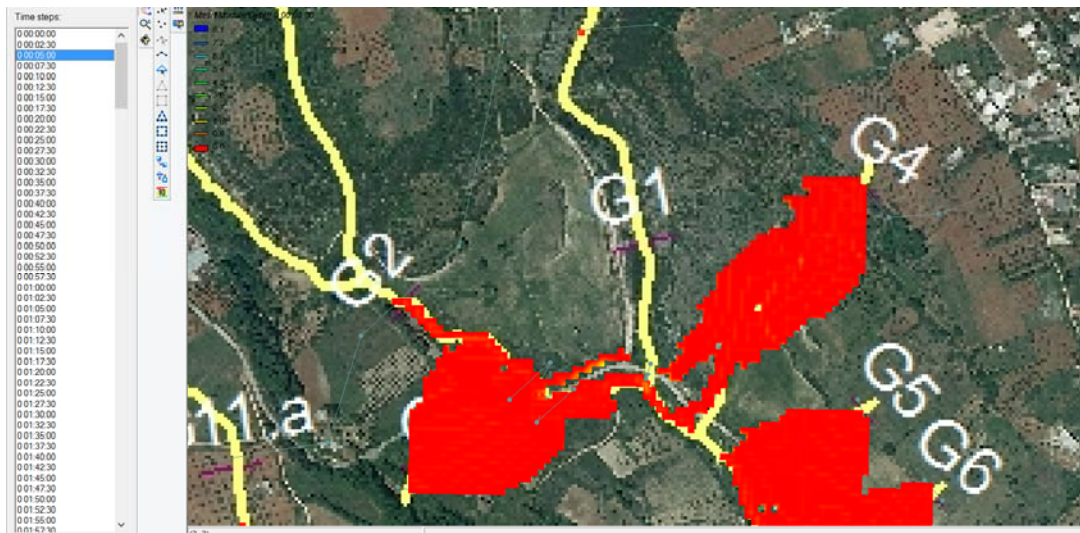


Figura 20: Mappa dei Tiranti idrici in prossimità del ponte di V. Palombaro all'istante di 5 minuti

2.1.2. ATTRAVERSAMENTI: VIA CIGNANO e SP1 – CAMPO SPORTIVO

Il prof. D'Alpaos utilizza l'approccio monodimensionale per simulare l'evento di piena verificatosi nel 2013 e ricavare la portata dell'evento, prendendo come riferimento i segni lasciati dall'onda di piena immediatamente a monte del ponte SP1-Campo Sportivo, a quota 204,98 m.s.l.m.

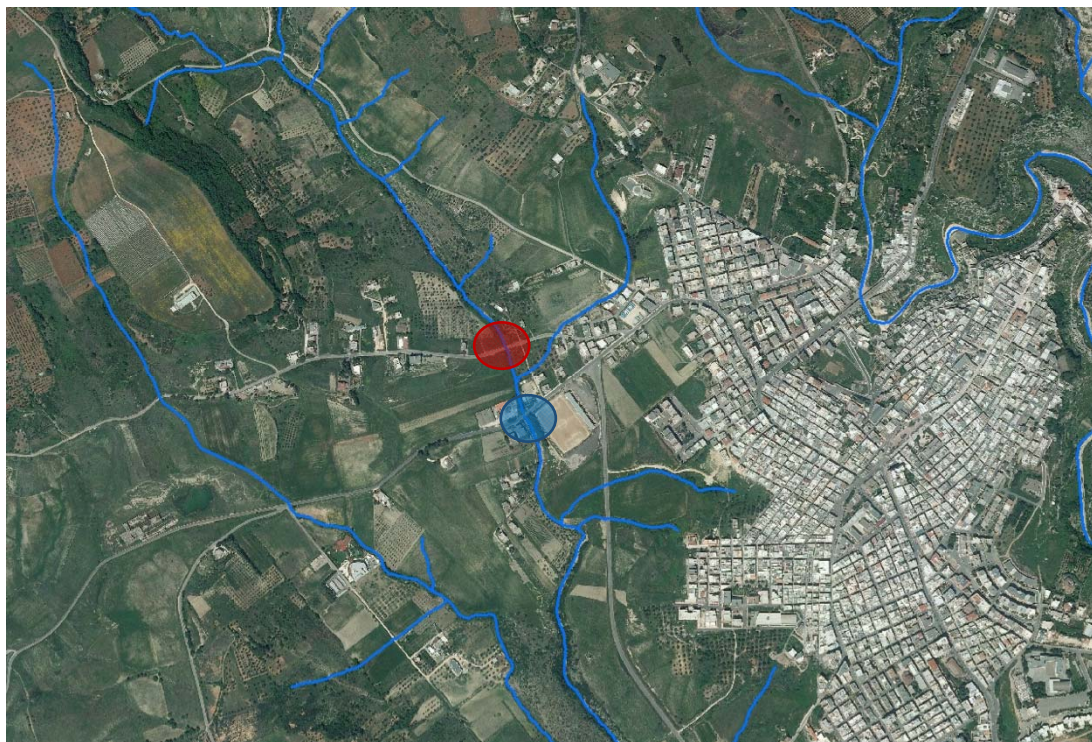


Figura 21: Inquadramento su Ortofoto dell'interferenza Via Cignano (cerchio rosso) e SP1-Campo Sportivo (cerchio blu)

Il modello è stato implementato adottando un valore di scabrezza di Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Dalla simulazione condotta dal prof. D'Alpaos è emerso che:

- la portata che ha permesso il raggiungimento della quota 204,98 m.s.l.m. a monte del ponte SP1 – Campo Sportivo è pari a $60 \text{ m}^3/\text{s}$;
- la portata in grado di attraversare il tombino di via Cignano, nell'ipotesi di luce completamente libera, è pari a $45\text{-}55 \text{ m}^3/\text{s}$
- la portata in grado di attraversare il tombino della SP1 – Campo Sportivo, nell'ipotesi di luce completamente libera è pari a $50\text{-}60 \text{ m}^3/\text{s}$.

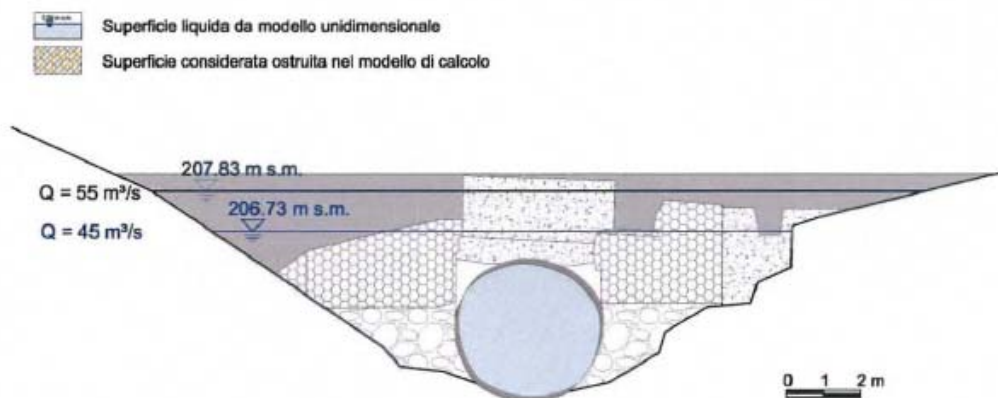


Figura 22: Sezione del ponte di Via Cignano ottenuta dal modello di D'Alpaos



Figura 23: Sezione del ponte della SP1 ottenuta dal modello di D'Alpaos

Adottando lo stesso modello idraulico bidimensionale descritto al paragrafo precedente, si sono simulati entrambi i tombini come Culvert e si è ottenuto che la portata che transita attraverso il tombino di Via Cignano è circa pari a $45 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre la portata che transita

attraverso il tombino della SP1 è circa pari a $46.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Tali valori rispecchiano le portate immesse all'interno del modello bidimensionale e non rappresentano la massima portata transitabile nel tombino.

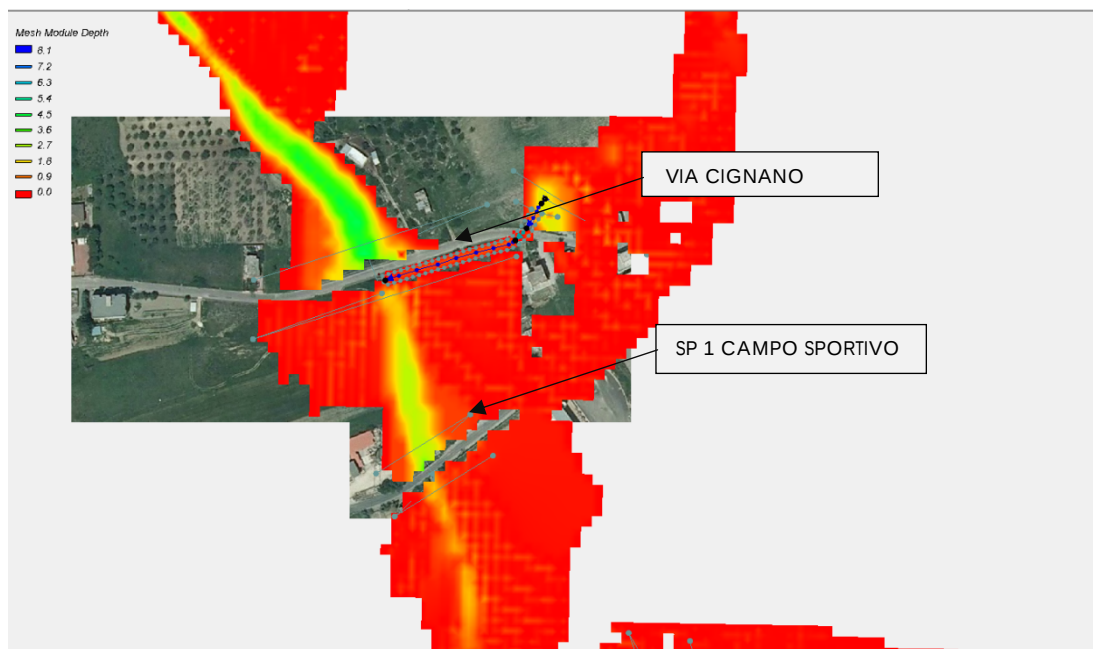


Figura 24: Mappa dei massimi tiranti idrici in prossimità del ponte di Via Cignano e della SP1-Campo Sportivo

Analizzando i risultati di via Cignano si evidenzia che la strada è interessata dal deflusso delle acque, ma è legato all'acqua che esonda dal reticolo G8, come si può vedere dall'immagine relativa allo step temporale di 10 minuti.



Figura 25: Mappa dei Tiranti idrici in prossimità del ponte di Via Cignano all'istante di 10 minuti

2.1.3. ATTRAVERSAMENTO SS580 – GINOSA

Il prof D'Alpaos studia tale interferenza con un modello dedicato al fine di risalire al valore della portata di piena che si è verificata durante l'evento del 2013 grazie ad alcuni segni lasciati dalla piena al suo passaggio. Infatti, a monte del ponte è presente un segno alla quota 218,47 m.s.l.m. ed a valle è pari a 217,82 m.s.l.m.

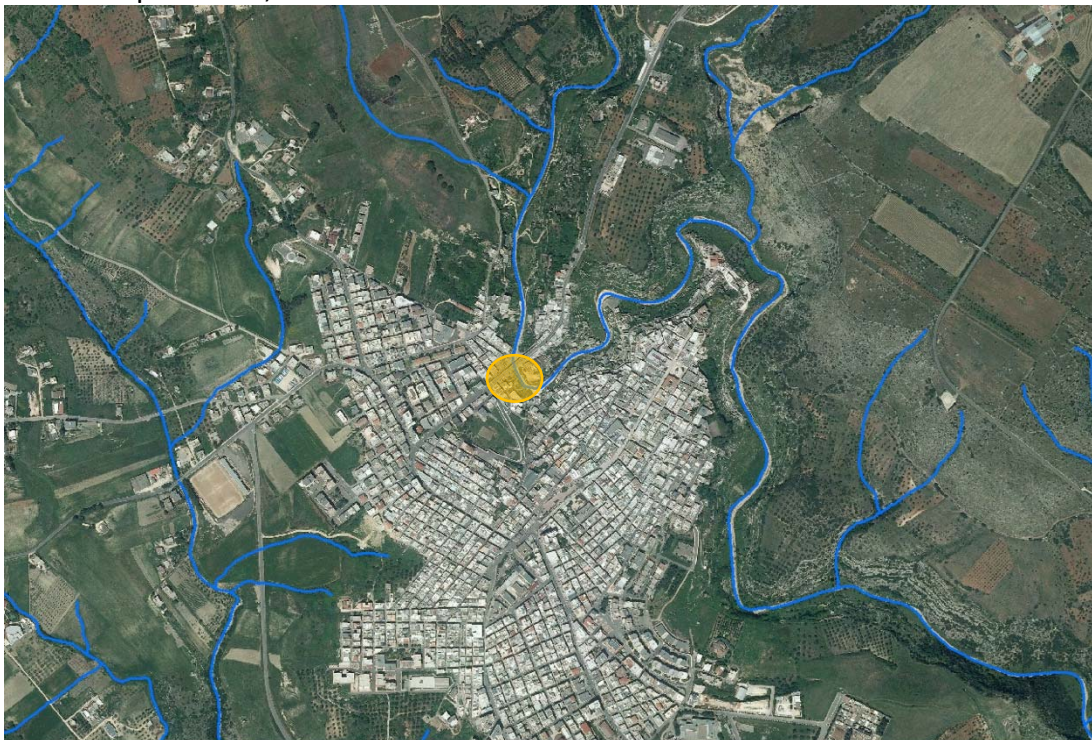


Figura 26: Inquadramento su Ortofoto dell'interferenza SS580-Ginosa (cerchio arancio)

In tale caso egli ha adottato un valore di scabrezza secondo Strickler pari a $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e come condizione di valle ha imposto un'altezza del pelo libero pari a quella rilevata, ossia 217,82 m s.l.m.

Dall'analisi è emerso che per una portata di $170 \text{ m}^3/\text{s}$ si verificava una quota del pelo libero pari a 218,45 m s.l.m., che tradotta in termini di tirante idrico rispetto al punto più depresso era pari a 6,29 metri.

Nel modello qui implementato si è utilizzato un approccio bidimensionale ed un valore di scabrezza a monte del tombino Campo Sportivo, pari a $0,035 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$ (Strickler = $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) mentre all'interno del tombino si è adottato un valori di scabrezza di Manning pari a $0,023 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$ (Strickler = $67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$).



Figura 27: Tiranti idrici del ponte SS580-GINOSA ottenuta dal modello di D'Alpaos

Nel modello implementato si è utilizzato un approccio bidimensionale di moto vario e si è visto che al transitare di una portata pari a circa $160 \text{ m}^3/\text{s}$ (somma del contributo dei bacini L1, L2, L3 ed L4) il tirante idrico nelle sezioni di monte è circa pari a 4,00 metri, che è inferiore di circa 2,00 metri rispetto al dato fornito dal prof. D'Alpaos.

Le cause della differenza di tirante idrico si possono legare a due motivazioni, in primis la notevole differenza del valore di scabrezza e la seconda per la ridotta estensione del dominio computazionale del modello di D'Alpaos e contemporaneamente alla condizione di valle utilizzata infatti il prof. D'Alpaos impostando un valore del livello idrico di valle pari a 217,82 m.s.l.m. (il tirante sarebbe di circa 5 metri), “costringe” l'acqua a raggiunger tale altezza, a pochi metri dal ponte.

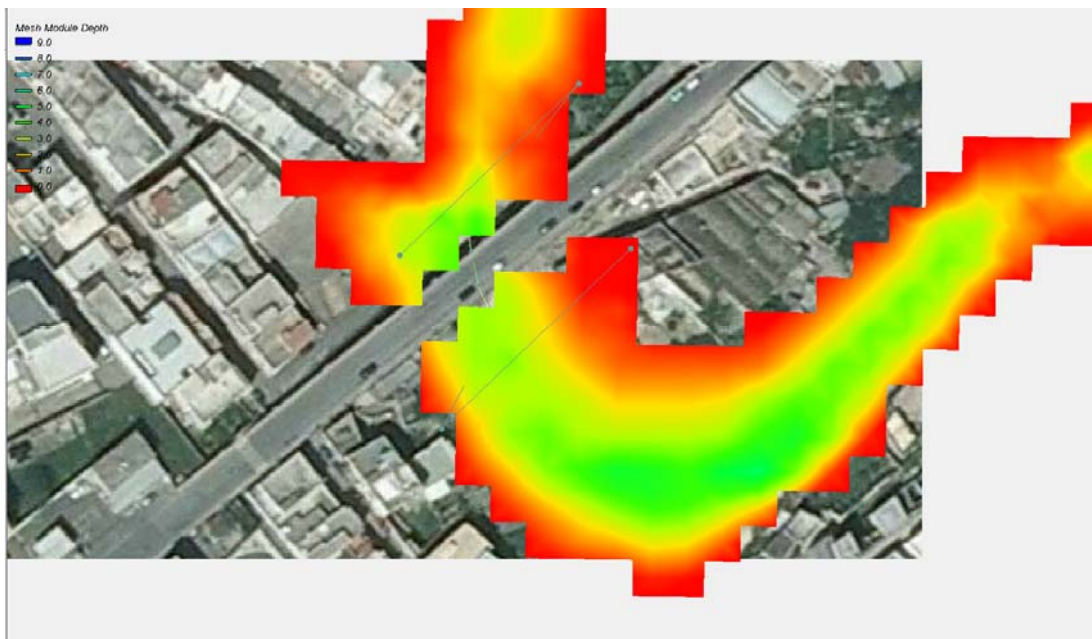


Figura 28: Mappa dei massimi Tiranti idrici del ponte SS580-GINOSA ottenuta dal modello implementato

Per quanto concerne il diverso valore di scabrezza utilizzato, si riportano a seguire alcune fotografie scattate dopo alcuni giorni dall'evento del 2013 in corrispondenza dello stesso attraversamento. Si comprende come, soprattutto a causa degli alberi trascinati dalla piena e dai detriti presenti, la situazione rappresentata dal Prof. D'Alpaos sia legata ad una condizione eccezionale dovuta ad un evento estremo.



Figura 29



Figura 30



Figura 31



3. STUDIO DI FATTIBILITA' DELLE OPERE DI MITIGAZIONE IDRAULICA

3.1. Opere di mitigazione

Come detto in premessa, con il presente studio oltre a definire le effettive aree a pericolosità idraulica si è proceduto anche a individuare le possibili opere di mitigazione del rischio idraulico per la messa in sicurezza del centro abitato.

Le opere di mitigazione individuate si possono suddividere in:

- opere strutturali
- opere non strutturali

3.2. Opere strutturali di mitigazione

L'analisi della pericolosità idraulica del centro abitato di Ginosa ha evidenziato che complessivamente, per gli eventi con tempo di ritorno di 30, 200 e 500 anni, non ci sono grandi criticità. L'unica zona che appare avere delle criticità è quello del Campo Sportivo, per tutte le considerazioni già svolte nel capitolo precedente.

Per mitigare la pericolosità idraulica in tale area, si propone di realizzare un canale deviatore a monte di Via Cignano che dovrà intercettare i deflussi del sottobacino G8 e collettarli all'interno del reticolo del Gravinella.

La scelta operata prevede, dunque, di realizzare un canale deviatore (in blu in Figura 32) che intercetta le acque del reticolo denominato G8. Il canale in oggetto intercetta il reticolo in corrispondenza di una sezione dove confluiscono le acque del 90 % del bacino di pertinenza (Figura). Le acque del bacino residuo continueranno ad utilizzare il canale già esistente e che colletta le acque in corrispondenza del T. Gravinella.



Figura 32: Canale deviatore (in blu) che intercetta le acque del reticolo denominato G8



Figura 3.2 : Bacino sotteso dal canale deviatore



Nella tabella a seguire (cfr. Tabella) si riportano le diverse portate di picco che afferiranno al canale deviatore.

Tabella 3.1: Valori di portata per il canale deviatore del bacino G8

<i>Canale Deviatore</i>	Q₃₀ (m³/s)	Q₂₀₀ (m³/s)	Q₅₀₀ (m³/s)
Bacino G8	2,09	3,48	4,16

A valle della realizzazione di detto intervento la pericolosità idraulica del centro abitato di Ginosa si modificherebbe. Si riporta nella figura a seguire la pericolosità idraulica post-intervento.

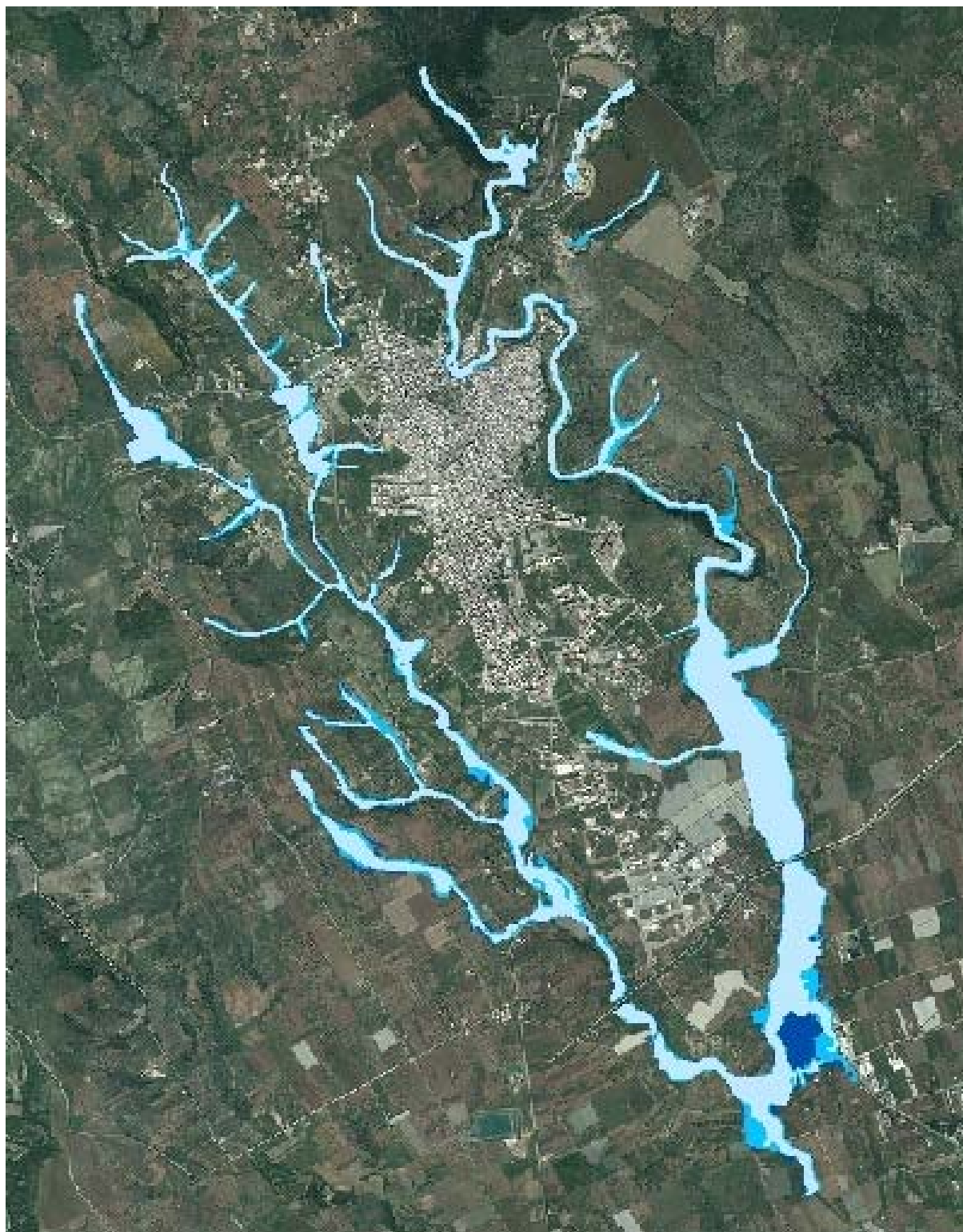


Figura 3.3 Perimetrazione post-intervento

3.2.1. Definizione della geometria delle opere di mitigazione

Valutate le portate transistanti nelle opere di progetto, si è proceduto a definire la geometria delle stesse. Nel progettare il canale si è fatto in modo che la portata duecentennale transiti con un franco di sicurezza pari a 1 metro mentre quella cinquecentennale deve essere tutta contenuta nel canale.

Osservando il profilo longitudinale si è verificato che il tratto del terreno con minore pendenza ha un valore di pendenza pari a 1,43%, pertanto da un'analisi di moto uniforme si è giunti a definire la geometria per detto canale a sezione trapezia, esso dovrà avere base minore pari a 0,75 metri, base maggiore pari a 2,50 metri ed altezza pari a 1,50 metri.

Per stabilire le quote di partenza e di arrivo del canale, oltre che valutare le quote del terreno, si è tenuto conto della quota del tirante idrico nelle sezioni di monte e di valle, che è rispettivamente pari a 229,00 m.s.l.m. e 210 m.s.l.m, come si evince dalle immagini in basso.

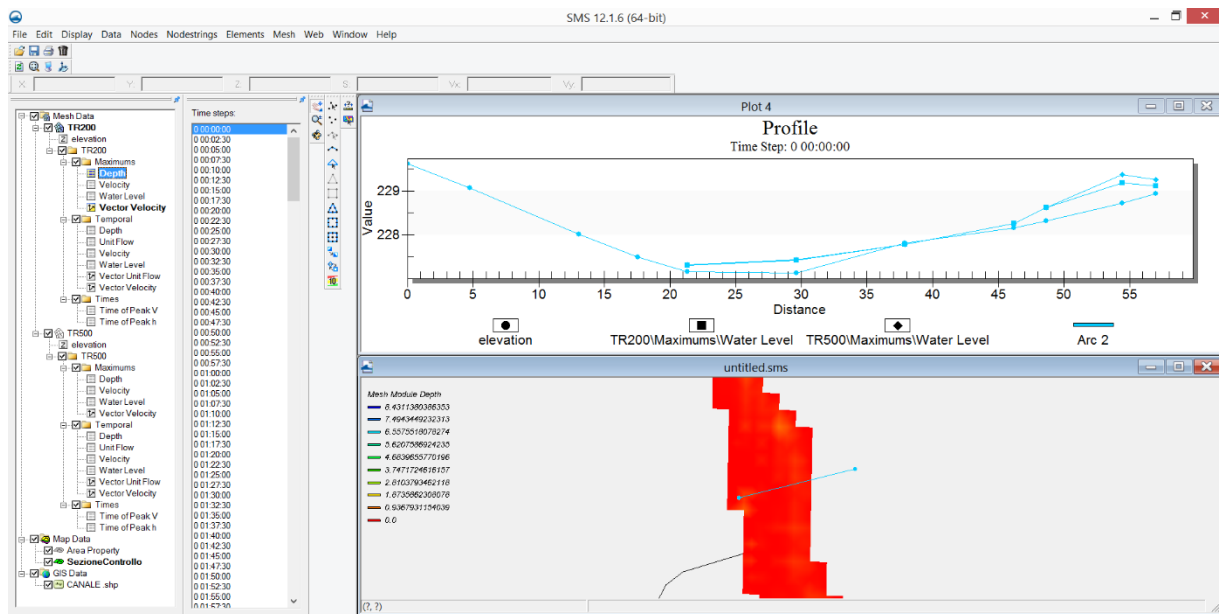


Figura 3.4: Sezione del terreno tirante idrico per TR 200 anni e TR 500 anni nel punto di partenza del canale deviatore

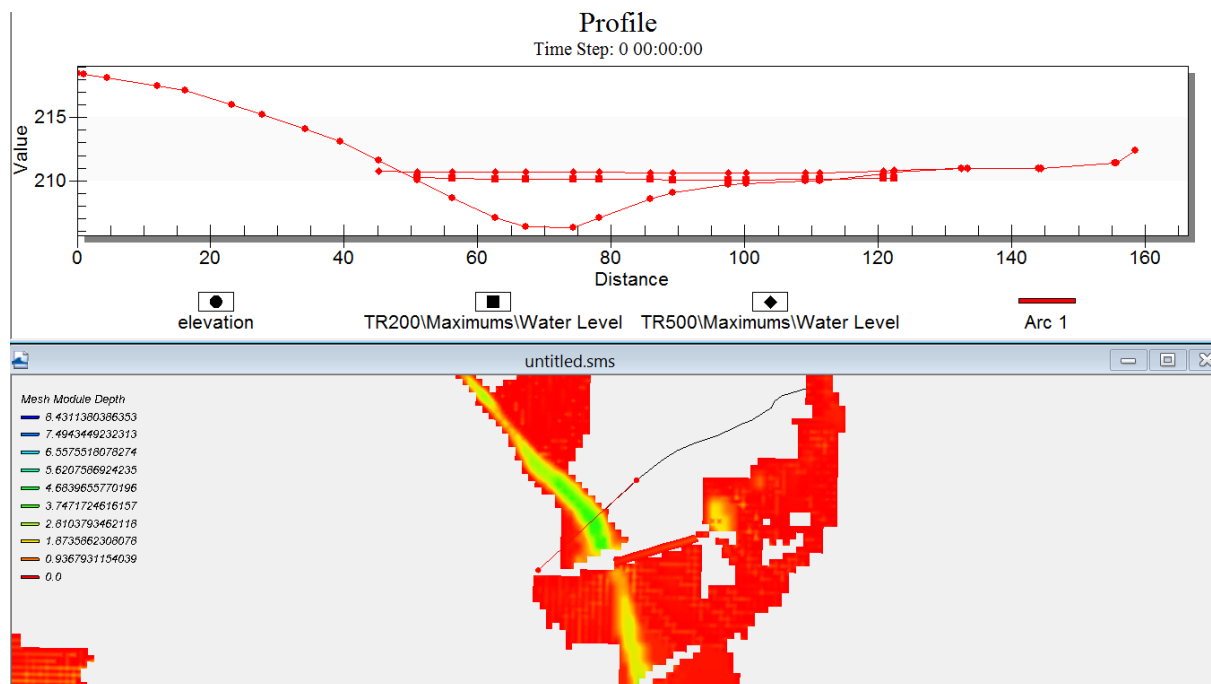


Figura 3.5: Sezione del terreno tirante idrico per TR 200 anni e TR 500 anni nel punto di arrivo del canale deviatore

Nella sezione di imbocco e nella sezione di sbocco è previsto un allargamento della sezione del canale, fino a 5 m, al fine di evitare forti fenomeni di turbolenza e convogliare più facilmente le acque che giungono. Entrambe le sezioni di imbocco e sbocco saranno rivestite con blocchi di pietra naturale intasati tra loro con malta cementizia. Inoltre nella sezione di monte è previsto in sinistra idraulica un rilevato arginale composto da materie provenienti da cave di prestito, tra cui terre limose ed argillose comprese tra il tipo A6 della classificazione CNR-UNI10006 con contenuto minimo in sabbia del 15% ed il tipo A4 con contenuto massimo in sabbia del 50%.

Il canale, invece, sarà rivestito con masselli autobloccanti in calcestruzzo vibrocompresso di spessore pari a 12 cm per pavimentazioni erbose.

Inoltre, in corrispondenza delle intersezioni con la viabilità esistente opportuna opera di attraversamento realizzata mediante uno scatolare di larghezza pari a 2.5 m e altezza tale da consentire il transito delle portate di piena con un franco di sicurezza di 1.00 m.

3.3. Opere non strutturali di mitigazione

Le acque di piena sono generalmente caratterizzate da un notevole contenuto di materiale in sospensione, il quale, per il rallentamento subito dalla corrente in corrispondenza di allargamenti della sezione dell'alveo, si deposita sul fondo dello stesso. Questo fenomeno nel tempo può ridurre la capacità di transito dell'alveo stesso e influire negativamente sul



meccanismo di trasferimento della massa liquida verso valle. Per queste ragioni è importante prevedere la manutenzione periodica di queste opere.

Opere di manutenzione previste:

- rimozione rifiuti solidi e taglio vegetazione in alveo;
- ripristino sezione alveo con eliminazione materiali litoidi;
- pulizia periodica degli alvei secondo un piano programmato;
- manutenzione delle strutture di attraversamento esistenti.

La progettazione degli interventi di manutenzione è volta a mantenere nel tempo la capacità di smaltimento di un corso d'acqua attraverso il controllo e/o regolazione dei processi di trasporto solido, di sviluppo della vegetazione e di accumulo di rifiuti, che modificano nel tempo la funzionalità idraulica di un corso d'acqua e delle opere presenti verificandone l'utilità.

3.3.1. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE

Gli interventi di manutenzione si distinguono in ordinari e straordinari:

- **gli interventi ordinari** sono quei lavori eseguiti in modo ciclico nel tempo, sullo stesso tratto di un corso d'acqua **per il mantenimento della funzionalità idraulica** del corso d'acqua e delle opere idrauliche ed infrastrutturali ivi presenti, funzionalità già ottenuta con lavori previsti in un progetto di sistemazione idraulica o di manutenzione straordinaria. Generalmente comprendono: il taglio controllato della vegetazione, i disalvei, la movimentazione dei sedimenti, la rimozione di materiale flottante e di rifiuti.

Essi devono essere previsti all'interno del progetto di manutenzione o di ampi progetti di sistemazione idraulica per gli effetti che possono comportare a valle ed a monte della loro attuazione.

- **gli interventi straordinari**, sono quei lavori eseguiti eccezionalmente nel tempo su tratti significativi di un corso d'acqua volti al ripristino della funzionalità idraulica di un corso d'acqua e delle opere idrauliche ed infrastrutturali ivi presenti, funzionalità generalmente compromessa dallo sviluppo incontrollato di processi di dinamica fluviale e condizionati dallo sviluppo incontrollato della vegetazione e dai processi di trasporto solido per assenza di preventiva manutenzione. Generalmente comprendono: il taglio controllato della vegetazione, i disalvei, la movimentazione dei sedimenti, la rimozione di materiale flottante e di rifiuti, modifiche della sezione idraulica rispetto allo stato preesistente, l'eliminazione di opere interferenti con la corrente, purché migliorative delle condizioni di deflusso. Essi devono essere previsti all'interno del progetto di manutenzione.

Si rammenta a tal proposito che le opere di mitigazioni non strutturali non ricoprono un ruolo secondario, a dispetto di quanto si potrebbe immaginare in maniera semplicistica, in quanto la scarsa manutenzione degli alvei e delle opere di attraversamento porta ad un notevole



incremento della scabrezza idraulica e, di conseguenza, ad un aumento della pericolosità idraulica che non corrisponderebbe più a quella proposta in questo studio.



APPENDICE A – IL MODELLO MATEMATICO TUFLOW

Il TUFLOW è specifico per le simulazioni idrauliche bidimensionali delle correnti a superficie libera e risulta quindi particolarmente idoneo per descrivere comportamenti idrodinamici in ambienti come aree costiere, estuari, fiumi, pianure alluvionali e aree urbane, dove le complesse direzioni di flusso non sono correttamente rappresentabili mediante i tradizionali modelli monodimensionali.

Il modello è stato sviluppato da una ricerca congiunta tra la WBM Oceanics Australia e l'Università del Queensland nel 1990. Nato come modello idraulico bidimensionale, oggi incorpora anche le funzionalità del sistema ESTRY, basato sulle equazioni complete monodimensionali, ed implementa il legame dinamico 1D/2D, che offre al modello maggiore versatilità e stabilità. Il TUFLOW è stato inoltre soggetto ad intensi test di validazione da parte del WBM Pty Ltd e altri. Il programma nel tempo continua ad evolvere per incontrare le esigenze della modellazione idrodinamica. Altre caratteristiche, che lo hanno reso oggetto della scelta di questa Autorità, sono la rappresentazione di domini multipli 2D, la rappresentazione delle strutture idrauliche 1D e 2D, la simulazione delle correnti supercritiche 1D e 2D, l'interfaccia con il GIS e gli accurati strumenti di controllo della qualità degli output.

Nello specifico, 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, alle aree adiacenti, il tutto attraverso uno schema a griglia. Il deflusso attraverso le aree esterne all'alveo viene calcolato dal modello TUFLOW 2D, bidimensionale puro.

Il modello bidimensionale e quello monodimensionale, integrati nel pacchetto TUFLOW, costituiscono un potente strumento per studi di previsione e propagazione delle onde di piena. 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: Nel dettaglio il software utilizzato per l'input e l'output dei dati è stato SMS (Surfacewater Modelling System – www.aquaveo.com)

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 ;

TUFLOW è un programma per la simulazione di deflussi mono e bidimensionali per lo studio di piene e maree. TUFLOW, è stato originariamente sviluppato per flussi bidimensionali (2D), il suo anagramma sta per Twodimensional Unsteady FLOW. 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.

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:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(Hu)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv)}{\partial y} = 0$$

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

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

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.



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. Il modello si basa su un codice di calcolo a moto vario adatto per la modellazione matematica di flussi e maree. 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:

$$\frac{\partial(uA)}{\partial x} + B \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0$$

Equazione di continuità

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + k|u|u = 0$$

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 = $gn^2 / R^{4/3}$

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

R = raggio idraulico

g = accelerazione di gravità;

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).

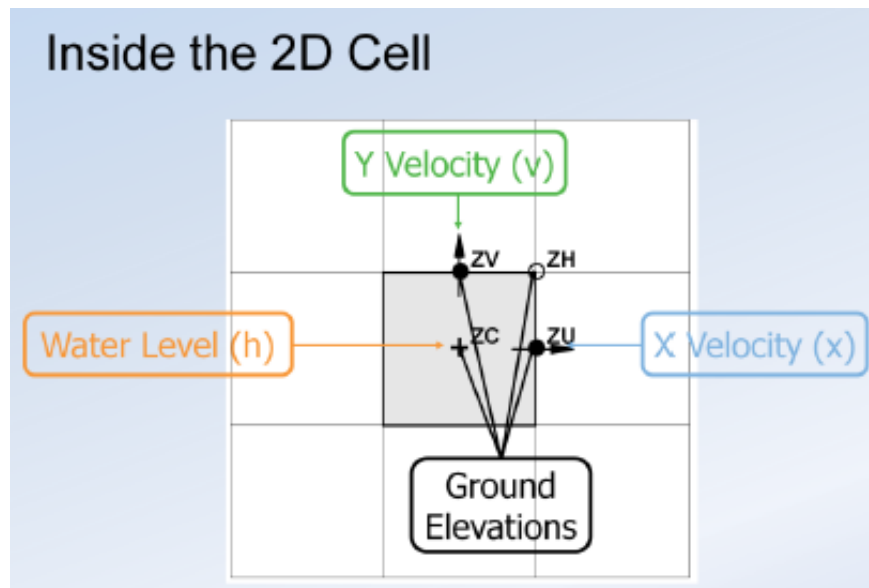


Figura A1: Schema di una cella nel TUFLOW

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.

TUFLOW risolve simultaneamente la rete monodimensionale 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.

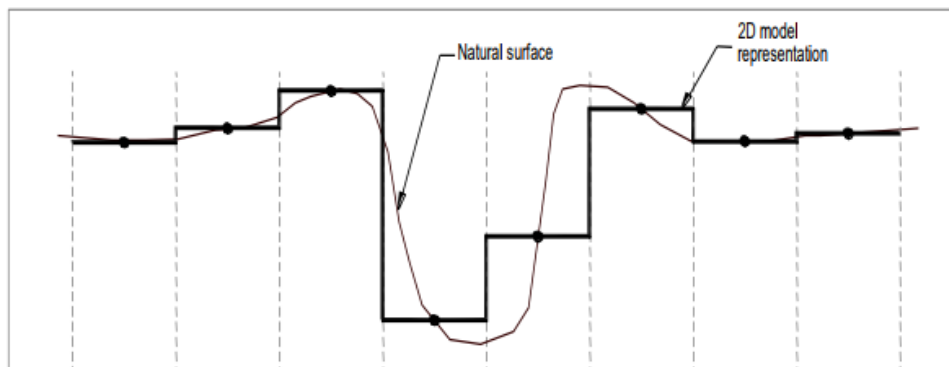


Figura A2- Esempio di una rappresentazione bidimensionale poco accurata di un corso d'acqua

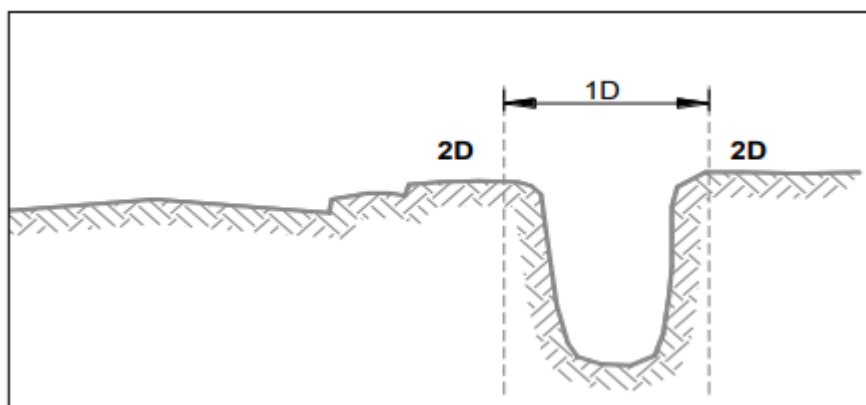


Figura A3– Esempio di modellazione mono-bidimensionale

Nel caso in cui la capacità di deflusso dell'alveo schematizzato in modo monodimensionale si dimostrasse insufficiente a contenere la portata in arrivo, mediante opportuni link il volume in eccesso viene trasferito, istante per istante, al territorio latistante che viene rappresentato attraverso uno schema a griglia ricavato da opportune elaborazioni condotte sul DTM. Il deflusso attraverso tali aree viene calcolato dal modello TUFLOW, bidimensionale puro. In Figura A4 sono riportati gli schemi dei possibili meccanismi di link per l'accoppiamento dei due modelli (1D/2D).

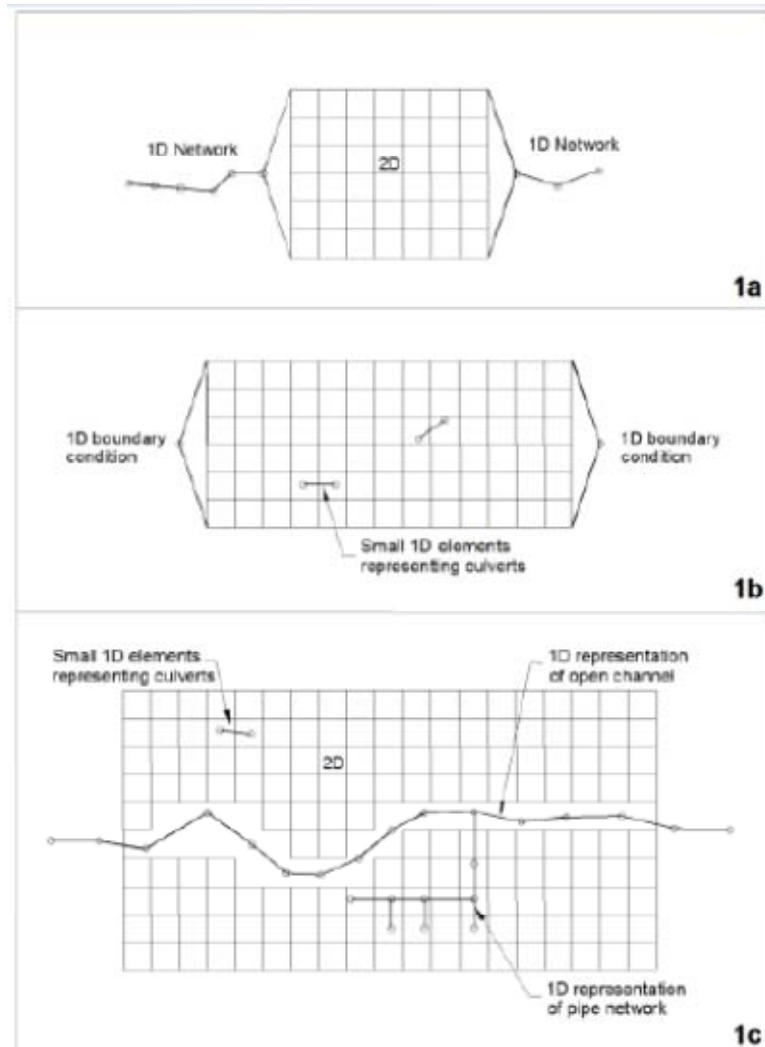


Figura A433– Schemi di link tra il modello bidimensionale TUFLOW ed il modello monodimensionale ESTRY

Tutti i dati riguardanti la topografia e le grandezze idrauliche caratteristiche degli oggetti sono contenute in layer 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.

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.