



Scuola di Dottorato in Scienze e Ingegneria dell'Ambiente,
delle Costruzioni e dell'Energia (SIACE)

UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica
LaMPIT - Laboratorio di Modellistica numerica per la Protezione Idraulica del Territorio

Dottorato di Ricerca in

Scienze e Ingegneria per l'Ambiente, le Costruzioni e l'Energia

XXXV CICLO

CRITERI E METODI PER LA PREDISPOSIZIONE DI STUDI DI PERICOLOSITA' DA ALLUVIONE A SCALA DI BACINO MEDIANTE L'USO DI MODELLI NUMERICI BIDIMENSIONALI DI TIPO "RAIN ON GRID"

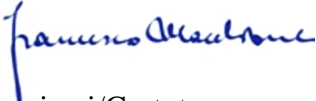
Settore Scientifico Disciplinare ICAR/02

Tematica di ricerca: Risorse e rischi naturali, difesa del suolo e inquinamento

Coordinatore: **Prof. Salvatore Critelli**

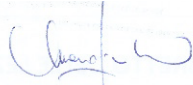
Firma

Supervisore/Tutor: **Prof. Francesco Macchione**


Firma 

Co-supervisori/Co-tutor:

Prof. Mauro Fiorentino

Firma 

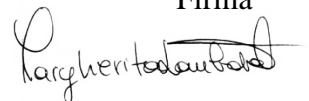
Prof. Beniamino Russo

Firma 

Dottoranda:

Dott.ssa Ing. Margherita Lombardo

Firma



sul Torrente S. Ippolito

*“Vedi questo mal fido torrente,
che serpendo per lungo vallame
rigoglioso devasta sovente
la campagna che a’ fianchi gli sta,
e qual lupo rabbioso per fame
ululando tra sassi s’en va”*

Saverio Tucci, Davoli (Cz), 1845

Sommario

Abstract	5
Pubblicazioni	8
Introduzione.....	9
La modellistica bidimensionale completa a supporto delle analisi di pericolosità idraulica a scala di bacino: recenti applicazioni e problematiche aperte.....	9
Il set-up dei domini di calcolo	11
Le resistenze al moto	11
Il trattamento delle aree urbane e inserimento delle opere antropiche	12
L'input idrologico.....	13
Gli oneri computazionali	15
Focus e obiettivi della ricerca.....	15
Contenuti	16
Bibliografia.....	18
Capitolo 1. Modelli numerici bidimensionali basati sulle equazioni complete del moto vario: cenni teorici e diffusione nell'ambito dello studio delle alluvioni.....	24
Introduzione.....	24
1.1 Equazioni bidimensionali di una corrente a superficie libera in moto vario	24
1.2 Schemi ai volumi finiti: ordine di accuratezza e diffusione in modelli di uso comune.....	26
1.3 Stabilità numerica.....	28
1.4 Modelli semplificati e scelta del codice di calcolo di supporto alle attività di tesi	29
1.5 Il modello idrodinamico bidimensionale TUFLOW-2D	30
1.5.1 Interfaccia grafica.....	31
1.5.2 Struttura del modello	31
1.5.3 Discretizzazione e orientazione del dominio di calcolo	31
1.5.4 Calcolo dei flussi di interfaccia	32
1.5.5 Cell code.....	32
1.5.6 Condizioni iniziali e condizioni al contorno.....	33
1.5.7 Trattamento delle aree urbane e inserimento di manufatti	33
1.5.8 Uso del suolo (materials).....	36
1.5.9 Passo temporale	36
1.5.10 Calcolo della portata.....	36
1.5.11 Tipi di dati in uscita.....	37
1.5.12 Recenti implementazioni: Subgrid Sampling e Risolutore Quadtree	37
1.5.13 Impiego del codice TUFLOW in ambito accademico	41
Bibliografia.....	42
Capitolo 2. Criteri per la valutazione preliminare delle aree inondabili a scala di bacino	49

Introduzione.....	49
2.1 Inquadramento bibliografico	49
2.2 Obiettivi.....	51
2.3 Metodi.....	51
2.3.1 Scenario di riferimento ai fini dell'individuazione.....	51
2.3.2 Elaborazione della griglia di calcolo	52
2.3.3 Assegnazione del coefficiente di scabrezza.....	52
2.3.4 Elaborazioni di post-processing.....	53
2.4 Applicazione ai bacini costieri della fascia Ionica Catanzarese	53
2.4.1 Mappatura vigente	54
2.4.2 Notizie storiche ed eventi di piena occorsi in passato	56
2.4.3 Risultati e discussione	58
2.5 Conclusioni	62
Appendice A. Uso di una griglia di calcolo <i>quadtree</i> adatta a simulazioni idrodinamiche a scala di bacino	63
Bibliografia.....	67
Capitolo 3. Criteri di progetto degli scenari di evento per analisi di pericolosità	71
Premessa: modelli idrologici per la stima delle piene di progetto.....	71
Introduzione.....	75
3.1 Inquadramento bibliografico	76
3.2 Limiti all'estensione delle aree cui può essere applicato un unico ietogramma	83
3.3 Scenari di pioggia prevalenti in area Mediterranea	83
3.3.1 Distribuzione temporale	86
3.3.2 Trend e considerazioni sulla stazionarietà delle precipitazioni nel Sud Italia	87
3.4 Scelta del pluviogramma di progetto.....	88
3.5 Applicazione: analisi e ricostruzione di un evento storico e mappatura della pericolosità	88
3.5.1 Descrizione dell'evento di Soverato.....	88
3.5.2 Ricostruzione numerica dell'evento	89
3.5.3 Simulazione in termini predittivi dell'evento e risultati sulla mappatura delle aree allagate	92
3.6 Discussione e conclusioni.....	99
Bibliografia.....	101
Capitolo 4. Un metodo per la trattazione equivalente delle singolarità nello studio delle alluvioni a scala di bacino: applicazione al caso dell'occlusione e della disostruzione di un ponte.	108
Introduzione.....	108
4.1 L'interazione tra la corrente e le opere antropiche nella modellistica idrodinamica bidimensionale: ponti e attraversamenti fluviali	108
4.2 L'inserimento di ponti e attraversamenti nell'ambito delle simulazioni a scala di bacino.....	108

4.3 Proposta operativa per il trattamento equivalente dell'effetto di ostruzione e disostruzione di un ponte in presenza di detriti vegetali.....	110
4.3.1 Validazione del metodo su test sperimentali	116
4.3.2 Applicazione del metodo ad un caso di studio reale.....	122
4.3.3 Discussione.....	132
4.3.4 Conseguenze dell'inclusione di eventi associati sulla valutazione della vulnerabilità degli elementi a rischio	136
4.4 Conclusioni e futuri sviluppi	139
Bibliografia.....	140
Capitolo 5. Criteri per la valutazione della vulnerabilità a supporto delle analisi di rischio idraulico su aree di pregio archeologico	146
Introduzione.....	146
5.1 Inquadramento bibliografico	146
5.2 La villa romana di Els Munts: descrizione del sito e principali criticità	147
5.2.1 Dati topografici.....	148
5.2.2 Dati pluviometrici.....	149
5.3 Modellazione Numerica (Iber e TUFLOW)	150
5.4 Mappe di allagamento	151
5.5 Calcolo delle sollecitazioni meccaniche innescate da ruscellamento superficiale	152
5.6 Risultati e discussione	154
5.7 Conclusioni.....	155
Bibliografia.....	157
Conclusioni.....	158

Abstract

In contesti come quello Calabrese, l'attuazione della Direttiva Europea sulle Alluvioni (*Flood Directive*, 2007/60/CE) ha subito ritardi, principalmente legati alla mancanza di cooperazione tra gli enti preposti e alla disuniformità delle informazioni territoriali. Questo ha fatto sì che le mappe della pericolosità e del rischio da alluvione, strumenti ai quali la Direttiva riconosce un ruolo fondamentale per la pianificazione della gestione del rischio, si presentino come poligoni frammentati e mosaici di studi ottenuti mediante modelli a diversa complessità. La ricerca in questo settore sta spingendo verso l'introduzione e l'impiego di criteri più rigorosi e metodi fisicamente basati per la valutazione della pericolosità idraulica finalizzata alla pianificazione e alla gestione del rischio. Le considerazioni sulle potenzialità e i vantaggi legati all'applicazione dei modelli 2D fisicamente basati a supporto delle analisi di pericolosità e di rischio da alluvione a scala di bacino idrografico sono suffragate da numerosi studi disponibili in letteratura. A queste considerazioni sono legate le motivazioni del presente lavoro di tesi, che, partendo da una *overview* sui recenti avanzamenti e sulle problematiche ancora aperte nel campo degli studi sulle inondazioni, ha inteso approfondire alcuni degli aspetti di maggiore interesse scientifico al fine di suggerire dei criteri e dei metodi innovativi e di facile implementazione in modelli bidimensionali a supporto degli studi di pericolosità a scala di bacino. L'attenzione è stata rivolta, più nello specifico, verso gli *items* elencati di seguito:

- Metodi innovativi per una preliminare individuazione delle aree potenzialmente inondabili;
- Criteri per la definizione degli scenari pluviometrici di progetto;
- Inclusione nella modellazione degli effetti idraulici indotti dall'interazione della piena con opere di attraversamento;
- Criteri idrodinamici per la valutazione della vulnerabilità dei beni esposti.

Riguardo gli aspetti connessi ad una preliminare individuazione delle aree potenzialmente inondabili è stato messo a punto un framework metodologico basato sull'uso di un modello idrodinamico bidimensionale a partire da un input di pioggia distribuito congiuntamente all'impiego dell'informazione topografica di tipo LiDAR (*Ligth Detection And Ranging*). Attenzione particolare è riservata al *set-up* del dominio di calcolo, il quale prevede l'elaborazione di una griglia computazionale localmente rifinita, che consente di ridurre gli oneri computazionali. Ciò si rivela utile in particolare ove sia prevista l'esecuzione di simulazioni multi-scenario per uno stesso caso studio. Il framework metodologico è stato applicato all'intera fascia costiera comprendente i bacini del torrente Soverato e del fiume Ancinale. La validazione dei risultati è stata eseguita sulla base delle informazioni storiche reperibili da archivi regionali e rilievi post-evento. La delimitazione delle aree

inondabili, ottenuta per via idrodinamica, è stata inoltre messa a paragone con quella ricavata mediante un metodo morfologico-idraulico su cui attualmente sono basate le misure di salvaguardia regionali.

Riguardo la componente idrologica, si propone, sulla base dei principali studi regionali disponibili, un criterio per la definizione di un input idrologico distribuito nello spazio e nel tempo, adatto alle peculiarità climatiche e si analizzano le implicazioni di tale scelta progettuale sull'estensione delle aree inondabili riconducibili agli scenari associati a probabilità di accadimento bassa, media ed elevata, come suggerito dalla Direttiva Alluvioni. Lo stesso caso studio è poi stato oggetto di un'analisi finalizzata alla ricostruzione numerica dell'evento di Soverato del 2000.

E' stato inoltre messo a punto un *flow-chart* a supporto della modellazione a scopo ricostruttivo di eventi alluvionali passati e di analisi di tipo *what if* per valutare la possibilità di includere nel modello i fenomeni di ostruzione di ponti e attraversamenti. Il flow-chart è basato sulla valutazione di fattori predisponenti diretti o indiretti. Per la trattazione equivalente degli effetti idraulici indotti a scala territoriale da fenomeni di occlusione e repentina disostruzione di ponti è stato implementato un metodo basato sull'uso dinamico di una scabrezza equivalente, che consente di riprodurre sia l'effetto di rigurgito imputabile alla presenza dell'ostruzione, sia l'onda conseguente alla rapida disostruzione. Il metodo è stato validato, ammettendo l'analogia con il caso di *dam-break* con deflusso di base. L'applicazione del metodo ha consentito di ottenere una affidabile ricostruzione delle dinamiche di un evento anche in termini di evoluzione della piena. L'applicazione del metodo messo a punto ha anche permesso di evidenziare come l'inclusione di "eventi associati" nella modellazione possa permettere di apprezzare l'effetto di aggravio in termini di vulnerabilità degli elementi esposti. Considerazioni di questo tipo sono, in prospettiva di una stima dei tempi di intervento, più interessanti rispetto alle valutazioni inerenti i valori massimi registrati durante tutto l'evento stesso.

Infine, proprio con riferimento ai criteri di vulnerabilità, nell'ultima parte della tesi si è voluto dare spazio ad alcune valutazioni inerenti i criteri con cui eseguire le analisi di rischio in presenza di beni culturali esposti, spesso trascurati dalla letteratura scientifica, che si concentra sulla vulnerabilità delle persone. Per questo tipo di beni la modellistica idrodinamica basata sulle equazioni complete del moto vario è capace di supportare analisi per la definizione delle migliori strategie per la conservazione dei beni esposti a rischio. In presenza di beni esposti all'azione diretta delle precipitazioni, i criteri di vulnerabilità dovrebbero essere basati sulla valutazione di grandezze derivate come gli sforzi tangenziali. L'applicazione al caso della Villa Romana di Els Munts ha messo in evidenza come per questo tipo di beni, gli scenari di progetto dovrebbero includere anche scenari di pioggia frequente in quanto capaci anch'essi di provocare gravi perdite al bene esposto.

Pubblicazioni

- Macchione, F., Gangi, F., Costanzo, C., Costabile, P., Lombardo, M. (2020). Grid resolution effects on the flood hazard assessment at the basin scale. In: *Technologies for Integrated River Basin Management. Proceedings of the Italian Conference on Integrated River Basin Management*. Volume 41, pp. 41– 54, ISSN: 2282–5517.
- Macchione, F. & Lombardo, M. (2021). A roughness-based method for simulating Hydraulic Consequences of both Woody Debris Clogging and Breakage at Bridges in Basin-Scale Flood Modelling. *Water Resources Research*, 57 (12), <https://doi.org/10.1029/2021WR030485>
- Lombardo, M., Fiorentino, M., Gioia, A., Iacobellis, V., Macchione, F. (2021). Coupling hydrological and hydrodynamic approaches for flood hazard studies at basin scale. In: *Technologies for Integrated River Basin Management. Proceedings of the Italian Conference on Integrated River Basin Management*. Volume 42, pp. 45– 52, ISSN: 2282–5517.
- Lombardo, M. & Macchione, F. (2022). The inclusion of “associated events” in basin scale flood modeling: the case of clogging and breakage at a bridge and its consequences on flood dynamics. *Proceedings of IAHR*, 39 - Granada (Spain) [doi:10.3850/IAHR-39WC2521711920221091](https://doi.org/10.3850/IAHR-39WC2521711920221091)
- Macchione, F. & Lombardo, M. (2022). Un criterio per l’elaborazione di una griglia di calcolo quadtree adatta a simulazioni idrodinamiche bidimensionali a scala di bacino. XXXVIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Reggio Calabria, Settembre 2022
- Lombardo, M. Bladè, E., Russo, B., Macchione, F. (2022). Sollecitazioni meccaniche innescate da ruscellamento superficiale in aree di pregio archeologico: il caso della villa romana di els Munts (Sito Unesco, Altafulla, Spagna). XXXVIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Reggio Calabria, Settembre 2022
- Innocenti, L., Lombardo, M., Persi, E., Comiti, F., Francalanci, S., Macchione, F., Panici, D., Petaccia, G., Righetti, M., Sibilla, S., Solari, L., Termini, D. (2022). Formation of wood obstructions at bridges: processes, related problems and prediction tools. In: *Technologies for Integrated River Basin Management. Proceedings of the Italian Conference on Integrated River Basin Management*. Volume 43, pp. xx–yy, ISSN: 2282–5517.

Introduzione

La modellistica bidimensionale completa a supporto delle analisi di pericolosità idraulica a scala di bacino: recenti applicazioni e problematiche aperte

La crescente frequenza ed intensità degli eventi idrologici estremi in un ambiente in evoluzione (Madsen et al. 2012), spinge alla ricerca di metodi e strumenti capaci di fornire informazioni sufficientemente accurate a supporto della pianificazione e della gestione del rischio da alluvione, che, tra i rischi naturali associati all'acqua è tra i più distruttivi (Tsakiris et al., 2014). Dal punto di vista fisico, i fattori che determinano la genesi di una piena possono variare a seconda della natura idrologica del bacino (Hewlett & Hibbert, 1967). L'origine del deflusso e l'entità della piena che ne consegue sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche fitoclimatiche del bacino e dal meccanismo di infiltrazione predominante (Iacobellis & Fiorentino, 2000; Iacobellis et al., 2001; Gioia et al., 2017). L'impiego di approcci modellistici fisicamente basati tuttavia non è ancora consolidato nell'ambito degli studi sulla pericolosità da alluvione a scala di bacino. Di recente però, diversi autori hanno evidenziato la necessità di definire strategie innovative e di investire in metodi più scientifici e credibili per lo studio del rischio idraulico denunciando l'eccessiva dipendenza dai metodi semplificati, l'inefficienza computazionale dei modelli distribuiti, la mancanza di soluzioni innovative per l'integrazione degli elementi antropici e le difese idrauliche, applicazioni limitate alla sola identificazione delle zone a potenziale pericolo, e non a quello reale e scarsa attenzione verso l'accuratezza dei risultati (vedere ad es. Vorogushyn et al., 2018; Saksena et al., 2020). Gli eventi alluvionali sempre più frequenti, d'altro canto, mettono in luce l'importanza della comprensione dei fenomeni alluvionali di origine meteorica, per supportare i decisori nella definizione di strategie per la mitigazione dei rischi (Sanders et al., 2018), e la necessità di produrre risultati localmente significativi (Rajib et al., 2019). L'impiego di una modellistica più accurata per la mappatura della pericolosità idraulica conferirebbe alle mappe una maggiore applicabilità nel campo della pianificazione territoriale e nella predisposizione di specifiche misure di gestione del rischio aumentandone la consapevolezza nei portatori di interesse (Cauwenberghs et al. 2018; Luke et al., 2018; McLaughlin, 2019; Sanders et al. 2019). La più recente letteratura che si fa strada in tale ambito evidenzia la necessità di agevolare l'implementazione dei modelli idrodinamici superando gli approcci semplificati, ricercando un adeguato compromesso tra accuratezza e tempi di calcolo senza rinunciare tuttavia alla comprensione dell'idrodinamica locale. Studi recenti evidenziano l'influenza della complessità del modello per una più corretta definizione della pericolosità (Willis et al., 2019; Costabile et al., 2020) e i limiti nella validità degli approcci semplificati (Bout e Jetten, 2018); occorre

pertanto focalizzare l'attenzione verso quelle problematiche ancora aperte e sviluppare degli approcci innovativi per incoraggiare l'uso di una modellistica avanzata non solo in ambito accademico ma anche governativo (agenzie territoriali), per una più affidabile valutazione della pericolosità e del rischio idraulico e per l'ammodernamento degli strumenti conoscitivi, tecnici e operativi vigenti sul territorio come i piani di gestione del rischio.

L'aggiornamento delle mappe della pericolosità idraulica è uno degli obiettivi che, secondo la Direttiva Alluvioni, gli Stati Membri avrebbero dovuto conseguire entro il 2021. Nonostante gli sforzi compiuti per la validazione e l'aggiornamento delle perimetrazioni, ad oggi le mappe della pericolosità e del rischio idraulico si presentano come poligoni frammentati caratterizzati da un dettaglio e un contenuto informativo non adeguato agli standard attesi dalla Direttiva, essendo privo di efficacia in termini di comunicazione del rischio e di difficile comprensione e impiego da parte dei portatori di interesse (decisori politici, popolazione, ecc.). L'applicazione di metodi speditivi o di natura morfologica porta all'identificazione dei contorni delle aree potenzialmente inondabili senza fornire alcun tipo di informazione quantitativa circa il valore assunto dalle grandezze idrodinamiche e di conseguenza della modalità con cui la corrente interagisce con gli elementi esposti. Questo tipo di informazione non consente di perseguire i requisiti richiesti dalla normativa (come nel caso dei livelli idrici e delle caratteristiche del deflusso, velocità e portata). L'impiego di una modellistica più accurata per la mappatura della pericolosità idraulica si sta tuttavia affermando anche grazie a progetti collaborativi: nell'ambito del progetto VLAGG (Cauwenberghs et al., 2018), finalizzato all'aggiornamento delle mappe della pericolosità da alluvione indotta da eventi meteorici nella regione delle Fiandre (13000 Km²), sono state prodotte mappe relative a scenari caratterizzati da periodo di ritorno (T2, T10, T25, T100, T1000) e due differenti orizzonti temporali 2016 e 2100. Le simulazioni sono state eseguite ricorrendo al modello idrodinamico bidimensionale JFlow® in ambiente hybrid-Cloud e su architettura multi-GPU (*Graphic Processing Unit*). Per il progetto FloodRISE (Sanders et al., 2018) è stato utilizzato il modello ParBreZo (Sanders et al., 2010) per la mappatura della pericolosità idraulica per Newport Beach (California), San Diego (California) e Tijuana, (Messico). Le mappe prodotte sono rese fruibili grazie ad una apposita piattaforma WEBGIS che ne consente la visualizzazione online.

Nei paragrafi che seguono si propone l'analisi dello stato dell'arte che ha consentito di identificare, alla luce delle più recenti applicazioni, i principali problemi aperti attorno all'impiego della modellistica idrodinamica basata sull'uso delle *SWEs* (*Shallow Water Equations*) a supporto della valutazione della pericolosità idraulica a scala di bacino, allo scopo di orientare la ricerca verso approcci innovativi.

Il set-up dei domini di calcolo

L'impiego degli schemi numerici per l'integrazione delle equazioni 2D del moto vario presuppone la discretizzazione del dominio computazionale di interesse in celle. Per fare ciò è necessario disporre della cosiddetta "*quality mesh*", un oggetto piano, costituito da vertici ed elementi, che rappresenta la struttura rispetto alla quale avviene l'interpolazione delle quote del terreno. La letteratura annovera diversi algoritmi per la generazione delle *quality mesh*, alcuni dei quali già incorporati nei codici commerciali di uso comune. Sta alla sensibilità e all'esperienza dell'utente la scelta della tipologia di griglia più adatta al caso studio, sia in termini di struttura, di geometria che di risoluzione. Per applicazioni su domini di estensione limitata è assai comune l'uso di griglie non strutturate, caratterizzate da notevole flessibilità e capaci di consentire una più accurata discretizzazione della topografia in presenza di batimetria complessa e singolarità (vedere ad es. Caviedes-Voullieme et al., 2012). Di recente alcuni autori hanno evidenziato i vantaggi legati all'impiego di griglie curvilinee o miste cioè caratterizzate da elementi geometrici di forma variabile lungo il dominio (Bomers et al., 2019). Per applicazioni su domini estesi, l'impiego di modelli a griglia strutturate, per le quali non è necessario lo *step* legato alla generazione della *quality mesh*, sembra essere più vantaggioso. Inoltre queste griglie sono più adatte al calcolo di tipo esplicito che impieghi architettura GPU. Xia et al. (2017, 2019) utilizzano DEM a 5m per simulare un evento di su un dominio di 2500 Km², Xing et al. (2019) si spingono fino alla risoluzione di 2 m ricorrendo a griglie strutturate per lo studio delle inondazioni in un bacino urbanizzato di 267.4 Km², confermando che l'impiego di risoluzioni che vanno al di sotto dei 5 m non consentono di riprodurre in modo adeguato canali, strade, e piante degli edifici. La possibilità di disporre di dati ad elevata risoluzione (LiDAR) consente di ottenere più accurate rappresentazioni della topografia; tuttavia, l'impiego di dati ad alta risoluzione in applicazioni a scala di bacino è ancora limitato a pochi esempi sia per via della non completa disponibilità dei dati sia per l'elevato onere computazionale. Una soluzione a queste difficoltà potrebbe essere rappresentata dall'uso di griglie *quadtree*, che consentono una risoluzione spaziale più fine nelle aree più rilevanti, senza un aumento non necessario dei costi computazionali e dell'impronta di memoria per le aree in cui sono previsti cambiamenti limitati nella dinamica della corrente. Tuttavia, la letteratura offre solo poche indicazioni sul modo più adatto per perfezionare questo tipo di griglie.

Le resistenze al moto

Le resistenze idrauliche opposte alla corrente dall'alveo e nella piana inondabile dipendono dal tipo di substrato, dall'uso del suolo, dalla presenza e dal tipo di vegetazione e di conseguenza dalla stagione. Nei modelli fisici si ricorre all'uso di formule empiriche per la descrizione delle resistenze al moto. Nell'approccio più comune le resistenze di attrito sono proporzionali al quadrato della velocità, ma la stima del coefficiente di scabrezza rimane tuttavia un'operazione molto soggettiva. Negli studi a scala vasta ci si limita generalmente a distinguere il coefficiente di scabrezza tra alveo e piana inondabile (vedere ad es. Xia et al. 2019). Alcuni autori (per aree vaste ved. Saksena et al., 2020), avvalendosi dell'uso del GIS, attribuiscono valori differenti del coefficiente di scabrezza a seconda dell'uso del suolo. Per le applicazioni di tipo *rainfall-runoff* la manualistica suggerisce l'uso di una formulazione della legge di resistenza in cui il coefficiente di scabrezza vari con l'altezza della corrente (*depth varying roughness*). Taccone et al. (2020) propongono l'impiego di una legge di resistenza specifica che si adatti al tipo di regime assunto dalla corrente.

Il trattamento delle aree urbane e inserimento delle opere antropiche

Le ostruzioni e gli ostacoli che la corrente incontra durante l'inondazione di un centro abitato dissipano energia e costringono la corrente a cambiare direzione e velocità. Sanders et al. (2008) e Schubert et al. (2012) sono tra i primi a proporre i metodi noti come Building Block method (BB), Building Resistance method (BR) e Building Porosity method (BP). Le modalità con cui trattare l'interazione tra corrente di piena ed edifici prevedono:

- L'impiego di valori più elevati della resistenza del fondo (*Building Resistance*)
- Il sollevamento (estrusione) o la rimozione degli edifici dal dominio 2D: questo approccio è sconsigliato nel caso di modelli *rainfall-runoff* perché non tiene conto della capacità di invaso dell'edificio, dovuta ad esempio alla presenza di parcheggi e tettoie. Infatti la rimozione delle celle dal dominio fa sì che su di esse non vi sia alcuna pioggia applicata, determinando problemi nel bilancio dei volumi e di instabilità all'uscita degli edifici nel caso di estrusione dello stesso (*Building Block*)
- La limitazione della capacità di invaso delle celle e/o la larghezza disponibile al deflusso;
- L'introduzione di fattori di perdita (*form loss*), specificando un coefficiente che tenga conto della dissipazione di energia a scala fine attorno agli edifici;
- L'applicazione di breaklines attorno alla zona di monte dell'edificio: in questo modo l'edificio non è interessato dal deflusso ma non si ha perdita di volume. Se si bloccano tre lati dell'edificio l'acqua entra ma non vi fluisce attraverso;

- Ricorrendo a dei modelli a porosità (*Builing Porosity*) (Costanzo e Macchione, 2006; Ferrari et al., 2017, 2019; Özgen et al., 2016 a, b; Viero, 2019; Guinot et al., 2017)

In ogni caso è necessario operare una corretta calibrazione del modello con riferimento a eventi storici ben documentati (vedi ad es. Macchione et al., 2019)

La risoluzione è un aspetto chiave per il trattamento delle aree urbane. Nelle applicazioni a scala di bacino, in particolare nel caso dei bacini fortemente urbanizzati (si veda ad esempio Xing et al., 2019), si evidenzia come l'impiego di risoluzioni che vanno al di sopra dei 5 m non consenta di riprodurre in modo adeguato canali, strade, e piante degli edifici. Nelle applicazioni di overland-flow una differenziazione tra strade e marciapiedi può influenzare le aree inondabili; tuttavia, un DTM basato su rilievi LiDAR potrebbe non contenere questi dettagli. Diventa in tal caso utile integrare i dati di base con rilievi fotogrammetrici e laser scanner terrestre, ma approcci così dettagliati rientrano nell'ambito della micro-topografia e richiedono rilievi a risoluzione sub-metrica. Tale approccio si spinge fino all'inserimento di muretti e recinzioni, che possono causare ostacoli significativi durante un evento di piena e influenzare la direzione della corrente. I muri agiscono provocando una variazione della direzione della corrente e possono essere sormontati o collassare durante un evento di piena. Muretti e recinzioni possono essere inseriti nel modello come *breaklines* (dotate o meno di spessore, a seconda dell'oggetto e del fenomeno che si intende rappresentare). E' evidente che il rischio in ambiente urbano sia fortemente condizionato dall'efficienza della rete fognaria e del reticolo minuto (fossi, tombini ecc.), da fenomeni di sormonto o rottura delle arginature, da esondazioni locali provocate da ostruzioni dovute al trasporto di materiale litoide o vegetale ecc. La messa in conto di tali aspetti richiede rilievi e valutazioni di maggiore dettaglio e in alcune situazioni la modellistica bidimensionale è insufficiente per una corretta valutazione del rischio idraulico alla scala urbana (Rong et al. 2020).

L'input idrologico

L'approccio basato sull'input diretto di precipitazione, introdotto per le equazioni dell'onda dinamica da Fiedler & Ramirez (2000) si è ormai largamente diffuso e numerose sono le applicazioni rinvenibili in letteratura (Cea et al., 2010; Yeh et al., 2011; Caviedes-Voullième et al., 2012; Costabile et al., 2012; Costabile et al., 2013; Cea et al., 2014; Simons et al., 2014; Singh et al., 2015; Liang et al., 2015; Huang et al., 2015; Cea & Bladé, 2015; Fernández-Pato & Garcia-Navarro, 2016; Fernández-Pato et al., 2016; Bellos & Tsakiris, 2016; Xia et al., 2017; Fernández-Pato et al., 2018; Bout and Jetten, 2018; Hou et al., 2018; Xia & Liang, 2018; Macchione et al., 2019, Xing et al., 2019; Aureli et al., 2020; David & Schmalz, 2020). L'applicazione diretta della pioggia riduce sensibilmente la

dipendenza dal modello di trasformazione afflussi-deflussi e l'attenzione si sposta sulla necessità di progettare scenari di pioggia realistici e compatibili con scenari di probabilità prefissati e valutare in modo corretto gli assorbimenti al suolo. Se l'attenzione è rivolta al bacino idrografico nella sua interezza, si pone il problema della generazione di scenari pluviometrici di progetto, sia nel caso di analisi ricostruttive, per l'accurata riproduzione degli effetti al suolo di alluvioni storiche, sia nel caso di studi predittivi, rispetto alla pericolosità associata ad eventi meteorici intensi. In entrambi i casi, ed in particolare quando si tratti di eventi di natura convettiva, gli studi più recenti stanno rivolgendo l'attenzione verso l'impiego di dati forniti da radar meteorologici e satellitari. Di recente Bellos et al. (2020) hanno ricostruito un evento alluvionale impulsivo (*flash flood*) occorso su un bacino di 328.5 Km², simulando la variabilità spaziale e temporale della cella temporalesca. La distribuzione spaziale della precipitazione e la sua variabilità temporale rimangono tuttavia due aspetti ancora poco indagati nelle applicazioni delle *SWEs* complete a scala vasta. Per tener conto delle perdite dovute al fenomeno dell'infiltrazione è possibile ricorrere a metodi empirici o fisicamente basati. I primi offrono, a discapito di una minore aderenza al processo fisico, il vantaggio di una parametrizzazione meno onerosa e più immediatamente determinabile da un'informazione qualitativa sulla litologia e sull'uso del suolo del bacino. Comunemente impiegato (vedere ad esempio Luke et al., 2018, Aureli et al., 2020) è il metodo proposto dal Soil Conservation Service (1972), noto con il termine inglese di Curve Number. Alcuni autori assumono un valore costante per il coefficiente di perdita (Hu & Song, 2018). Nel modello di Horton, di natura concettuale, la variazione della velocità di infiltrazione è proporzionale alla differenza tra la velocità di infiltrazione attuale e quella finale, alla quale la prima tende asintoticamente. Ogni tipo di suolo è caratterizzato da specifici valori di velocità di infiltrazione massima (iniziale) e minima, che usualmente si fa coincidere con la permeabilità a saturazione e che tiene conto della componente gravitativa. L'ipotesi di base è che la velocità di infiltrazione sia superiore al tasso di infiltrazione. La stima dello ietogramma di pioggia netta si ricava dalla differenza tra intensità di precipitazione e velocità di infiltrazione per ogni intervallo temporale. Il modello non consente di rappresentare la variabilità nella struttura verticale del suolo. Il modello di Green & Ampt (1911) propone la rappresentazione analitica di una descrizione fisica approssimata del fenomeno dell'infiltrazione: la velocità di infiltrazione si stima ipotizzando un profilo di umidità nel suolo di tipo semplificato ipotizzando la presenza di un fronte di umidificazione o di bagnatura dove la variazione di contenuto idrico con la profondità è tanto elevata da dare l'impressione di una linea di separazione netta tra il suolo umido e quello asciutto. Il fronte saturo avanza passando dalla condizione di umidità iniziale a quella di saturazione. L'avanzamento del fronte umido è valutato in funzione dell'infiltrazione cumulata dall'inizio dell'evento, dalla porosità a saturazione e dalla porosità iniziale. Il modello è impiegato da Bout & Jetten (2018), Taccone et al. (2020), Xia et al.

(2019), anche se questi ultimi dichiarano di ritenere il contributo dell'infiltrazione trascurabile per l'entità dell'evento di piena simulato e le condizioni di umidità antecedenti l'evento. I parametri del modello devono essere opportunamente tarati: il problema della calibrazione sia per Green & Ampt che per Horton, per l'applicazione delle *SWEs* 2D per la simulazione dei processi di *rainfall-runoff* alla scala di bacino è affrontata ad esempio da Fernández-Pato et al. (2016). La modellistica commerciale più accreditata consente di attivare moduli specifici per tener conto in modo più o meno semplificato del fenomeno dell'infiltrazione. Tuflow (BMT-WBM, 2020) ad esempio propone l'uso di Horton, Green & Ampt o l'uso di un valore iniziale e poi costante (ILCL – *Initial Loss/Continuing Loss*). I modelli supportati da D-Flow FM (Deltares) sono tre: costante, funzione della pressione, Horton (D-Flow FM User Manual, 2020).

Gli oneri computazionali

In passato uno dei principali limiti all'applicazione della modellistica idraulica completa a scala territoriale vasta era legato alle potenze di calcolo necessarie. Ciò ha fatto sì che le applicazioni dei modelli fisicamente basati fossero limitate ad aree o bacini di piccola estensione. Oggi tuttavia la potenza di calcolo non sembra più costituire un limite all'applicazione di tali modelli su domini estesi. È inoltre crescente la diffusione di codici di calcolo adatti ad ambienti paralleli e si sta affermando l'uso di architetture di calcolo moderne che prevedono l'impiego di una o più schede grafiche (GPU/Multi GPUs) (Hu & Song, 2018; Liang et al., 2016; Xing et al., 2018, Xia et al., 2018) capaci di abbattere i tempi di calcolo dalle 10 alle 100 volte rispetto a un'architettura a cluster/multicores a seconda della complessità dei fenomeni da simulare. Queste premesse sembrano incoraggiare l'uso delle *SWEs* a larga scala anche per previsioni real time (Ming et al., 2020).

Focus e obiettivi della ricerca

Nell'ambito della modellistica idrologica-idrodinamica di tipo *direct rainfall modeling*, numerose sono le questioni ancora aperte dal punto di vista della ricerca scientifica, sia per ciò che attiene agli studi di natura idrologica che idraulica: tra questi si ricordano ad esempio il problema della distribuzione spaziale e temporale della precipitazione (Cea & Fraga, 2018), il ruolo della scabrezza nei problemi di *overland flow* (Sanz-Ramos et al., 2021), l'interazione della corrente con opere idrauliche (Dazzi et al., 2019), la discretizzazione del dominio di calcolo (ved. ad esempio, Ferraro et al., 2020; Macchione et al., 2020; Costabile & Costanzo, 2021) e il *preprocessing* dei dati topografici, che gioca un ruolo fondamentale per una realistica riproduzione di tiranti e velocità in particolare in aree urbanizzate (Xing et al., 2022).

Sulla base dell'analisi dello stato dell'arte sono stati individuati alcuni aspetti di maggiore interesse per la ricerca:

1. Set-up dei domini di calcolo e mesh refinement: l'elaborazione della griglia di calcolo è un passaggio fondamentale per gli studi relativi al rischio di alluvione basati su approcci idrodinamici.
2. Il ruolo della componente idrologica nei bacini di piccole dimensioni con particolare riferimento alla generazione di un input pluviometrico di progetto distribuito spazialmente e temporalmente e rappresentativo delle peculiarità climatiche regionali.
3. Interazione con opere di attraversamento e studio dell'aggravio delle caratteristiche dell'onda di piena dovuto a "eventi associati": l'accurata stima delle variabili idrodinamiche porta a tenere conto di ulteriori cause di rischio legate a fenomeni e singolarità locali. Tra questi, l'interazione tra alluvione e strutture idrauliche, come pile di ponti, la rottura di rilevati o manufatti esistenti in aree urbanizzate. In questa tesi verranno proposti metodi che consentano di tenere conto dell'influenza dei fenomeni locali per rappresentarne gli effetti su scala territoriale, evitando analisi dettagliate che sarebbero proibitive per la modellizzazione numerica.
4. Criteri per la valutazione della vulnerabilità per i beni esposti a rischio.

Contenuti

La prima parte del Capitolo 1 è dedicata alla teoria di base e alla diffusione della modellistica idrodinamica a supporto degli studi di pericolosità da alluvione. Nella seconda parte del Capitolo 1 si descrive il modello TUFLOW, scelto per eseguire i calcoli utili a supportare le attività di ricerca svolte. Nei capitoli successivi, l'attenzione è posta sui quattro focus individuati al paragrafo precedente: per ciascuno di essi sono proposti dei criteri innovativi e dei metodi di agevole implementazione a supporto degli studi sulla pericolosità da alluvione a scala di bacino condotti mediante l'impiego di una modellistica idrodinamica completa. Al Capitolo 2, dedicato allo sviluppo di un framework metodologico per l'individuazione delle aree inondabili per via idrodinamica, si affronta anche il problema del set-up dei domini di calcolo e si suggeriscono dei criteri per il *refinement* della griglia computazionale. Si propone quindi un confronto tra le aree potenzialmente inondabili con le attuali aree di attenzione e con le aree storicamente inondate di alcuni bacini costieri della fascia Ionica Catanzarese. Al Capitolo 3 si discute il problema della definizione delle condizioni al contorno del modello, con particolare riferimento alla selezione degli scenari pluviometrici di progetto che siano rappresentativi del tipo di fenomeno considerato e delle peculiarità climatiche

regionali. Al Capitolo 4 si propone un metodo per l'inclusione degli effetti idraulici indotti dall'occlusione e dalla disostruzione di un ponte durante una piena, che, applicato nell'ambito del caso studio relativo all'alluvione di Soverato, avvenuta nel 2000, ha consentito di ottenere una ricostruzione numerica più fedele alle testimonianze dirette e indirette. Al Capitolo 5 si documenta l'attività svolta in collaborazione con l'Istituto Flumen dell'Università Politecnica di Catalogna, ente che hanno supportato il periodo di formazione estero, il quale è stato svolto durante il terzo anno di studi, in modalità telematica; seguono infine le conclusioni in cui si ripropone una breve sintesi dei principali *outcomes* della ricerca condotta.

Bibliografia

1. Aureli, F., Prost, F., Vacondio, R., Dazzi, S., & Ferrari, A. (2020). A GPU-accelerated shallow-water scheme for surface runoff simulations. *Water*, *12*(3), 637.
2. Bellos, V., Papageorgaki, I., Kourtis, I., Vangelis, H., Kalogiros, I., & Tsakiris, G. (2020). Reconstruction of a flash flood event using a 2D hydrodynamic model under spatial and temporal variability of storm. *Natural Hazards*, *101*(3), 711-726.
3. Bellos, V., & Tsakiris, G. (2016). A hybrid method for flood simulation in small catchments combining hydrodynamic and hydrological techniques. *Journal of Hydrology*, *540*, 331-339.
4. Bomers, A., Schielen, R. M. J., & Hulscher, S. J. (2019). The influence of grid shape and grid size on hydraulic river modelling performance. *Environmental fluid mechanics*, *19*(5), 1273-1294.
5. BMT-WBM. (2020). TUFLOW Classic and HPC 2020-01 Release Notes
6. Bout, V. B., & Jetten, V. G. (2018). The validity of flow approximations when simulating catchment-integrated flash floods. *Journal of hydrology*, *556*, 674-688.
7. Cauwenberghs, K., Feyaerts, T., Hunter, N., Dewelde, J., Vansteenkiste, T., Huybrighs, M., ... & Berry, R. (2018). Collaborative development of high resolution pluvial flood maps for Flanders. *EPiC Series in Engineering*, *3*, 381-388.
8. Caviedes-Voullième, D., García-Navarro, P., & Murillo, J. (2012). Influence of mesh structure on 2D full shallow water equations and SCS Curve Number simulation of rainfall/runoff events. *Journal of hydrology*, *448*, 39-59.
9. Cea, L., & Bladé, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water resources research*, *51*(7), 5464-5486.
10. Cea, L., Garrido, M., & Puertas, J. (2010). Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall–runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology*, *382*(1-4), 88-102.
11. Cea, L., Legout, C., Darboux, F., Esteves, M., & Nord, G. (2014). Experimental validation of a 2D overland flow model using high resolution water depth and velocity data. *Journal of hydrology*, *513*, 142-153.
12. Chen, A. S., Houry, M., Vamvakeridou-Lyroudia, L., Stewart, D., Wood, M., Savic, D. A., & Djordjevic, S. (2018). 3D visualisation tool for improving the resilience to urban and coastal flooding in Torbay, UK. *Procedia engineering*, *212*, 809-815.
13. Costabile, P., Costanzo, C., & Macchione, F. (2012). Comparative analysis of overland flow models using finite volume schemes. *Journal of hydroinformatics*, *14*(1), 122-135.

14. Costabile, P., Costanzo, C., & Macchione, F. (2013). A storm event watershed model for surface runoff based on 2D fully dynamic wave equations. *Hydrological processes*, 27(4), 554-569.
15. Costabile, P., Costanzo, C., De Lorenzo, G., & Macchione, F. (2020). Is local flood hazard assessment in urban areas significantly influenced by the physical complexity of the hydrodynamic inundation model?. *Journal of Hydrology*, 580, 124231.
16. Costanzo, C., & Macchione, F. (2006). Two-dimensional numerical simulation of flood propagation in presence of buildings. *RiverFlow*, 1, 291-301.
17. David, A., & Schmalz, B. (2020). Flood hazard analysis in small catchments: Comparison of hydrological and hydrodynamic approaches by the use of direct rainfall. *Journal of Flood Risk Management*, 13(4), e12639.
18. Deltares (2020). DFlow-FM, User Manual
19. Directive 2007/60/EC (2007). Directive 2007/60/EC of the European Parliament and of the council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks. *Official Journal of the European Union*, L288/27.
20. Fernández-Pato, J., & García-Navarro, P. (2016). 2D zero-inertia model for solution of overland flow problems in flexible meshes. *Journal of Hydrologic Engineering*, 21(11), 04016038.
21. Fernández-Pato, J., Caviedes-Voullième, D., & García-Navarro, P. (2016). Rainfall/runoff simulation with 2D full shallow water equations: Sensitivity analysis and calibration of infiltration parameters. *Journal of hydrology*, 536, 496-513.
22. Fernández-Pato, J., Gracia, J. L., & García-Navarro, P. (2018). A fractional-order infiltration model to improve the simulation of rainfall/runoff in combination with a 2D shallow water model. *Journal of Hydroinformatics*, 20(4), 898-916.
23. Ferrari, A., Vacondio, R., Dazzi, S., & Mignosa, P. (2017). A 1D–2D Shallow Water Equations solver for discontinuous porosity field based on a Generalized Riemann Problem. *Advances in water resources*, 107, 233-249.
24. Ferrari, A., Viero, D. P., Vacondio, R., Defina, A., & Mignosa, P. (2019). Flood inundation modeling in urbanized areas: A mesh-independent porosity approach with anisotropic friction. *Advances in water resources*, 125, 98-113.
25. Fiedler, F. R., & Ramirez, J. A. (2000). A numerical method for simulating discontinuous shallow flow over an infiltrating surface. *International journal for numerical methods in fluids*, 32(2), 219-239.

26. García-Navarro, P., Murillo, J., Fernández-Pato, J., Echeverribar, I., & Morales-Hernández, M. (2019). The shallow water equations and their application to realistic cases. *Environmental Fluid Mechanics*, 19(5), 1235-1252.
27. Gioia, A., Iacobellis, V., Manfreda, S., & Fiorentino, M. (2017). Comparison of different methods describing the peak runoff contributing areas during floods. *Hydrological Processes*, 31(11), 2041-2049.
28. Guinot, V., Sanders, B. F., & Schubert, J. E. (2017). Dual integral porosity shallow water model for urban flood modelling. *Advances in water resources*, 103, 16-31.
29. Hewlett, J. D., & Hibbert, A. R. (1967). Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas. *Forest hydrology*, 1, 275-290.
30. Hou, J., Wang, T., Li, P., Li, Z., Zhang, X., Zhao, J., & Hinkelmann, R. (2018). An implicit friction source term treatment for overland flow simulation using shallow water flow model. *Journal of Hydrology*, 564, 357-366.
31. Hu, X., & Song, L. (2018). Hydrodynamic modeling of flash flood in mountain watersheds based on high-performance GPU computing. *Natural hazards*, 91(2), 567-586.
32. Huang, W., Cao, Z. X., Qi, W. J., Pender, G., & Zhao, K. (2015). Full 2D hydrodynamic modelling of rainfall-induced flash floods. *Journal of mountain science*, 12(5), 1203-1218.
33. Iacobellis, V., & Fiorentino, M. (2000). Derived distribution of floods based on the concept of partial area coverage with a climatic appeal. *Water Resources Research*, 36(2), 469-482.
34. Iacobellis, V., Gioia, A., Manfreda, S., & Fiorentino, M. (2011). Flood quantiles estimation based on theoretically derived distributions: regional analysis in Southern Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(3), 673-695.
35. Lacasta, A., Morales-Hernández, M., Murillo, J., & García-Navarro, P. (2015). GPU implementation of the 2D shallow water equations for the simulation of rainfall/runoff events. *Environmental Earth Sciences*, 74(11), 7295-7305.
36. Liang, D., Özgen, I., Hinkelmann, R., Xiao, Y., & Chen, J. M. (2015). Shallow water simulation of overland flows in idealised catchments. *Environmental Earth Sciences*, 74(11), 7307-7318.
37. Liang, Q., Xia, X., & Hou, J. (2016). Catchment-scale high-resolution flash flood simulation using the GPU-based technology. *Procedia Engineering*, 154, 975-981.
38. Luke, A., Sanders, B.F., Goodrich, K.A., Feldman, D.L., Boudreau, D., Eguiarte, A., Serrano, K., Reyes, A., Schubert, J.E., AghaKouchak, A. and Basolo, V., (2018). Going beyond the flood insurance rate map: insights from flood hazard map coproduction. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18(4), pp.1097-1120.

39. Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., & De Lorenzo, G. (2019). Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study. *Journal of Hydrology*, 576, 443-465.
40. Madsen, H., Lawrence, D., Lang, M., Martinkova, M., & Kjeldsen, T. R. (2014). Review of trend analysis and climate change projections of extreme precipitation and floods in Europe. *Journal of Hydrology*, 519, 3634-3650.
41. McLaughlin, M. (2019). Developments in flood maps for flood risk management in Scotland. *Scottish Geographical Journal* 135:1-2, 5-22
42. Ming, X., Liang, Q., Xia, X., Li, D., & Fowler, H. J. (2020). Real-time flood forecasting based on a high-performance 2-D hydrodynamic model and numerical weather predictions. *Water Resources Research*, 56(7), e2019WR025583.
43. Özgen, I., Zhao, J., Liang, D., & Hinkelmann, R. (2016). Urban flood modeling using shallow water equations with depth-dependent anisotropic porosity. *Journal of Hydrology*, 541, 1165-1184.
44. Rajib, A., Liu, Z., Merwade, V., Tavakoly, A. A., & Follum, M. L. (2020). Towards a large-scale locally relevant flood inundation modeling framework using SWAT and LISFLOOD-FP. *Journal of Hydrology*, 581, 124406.
45. Rong, Y., Zhang, T., Zheng, Y., Hu, C., Peng, L., & Feng, P. (2020). Three-dimensional urban flood inundation simulation based on digital aerial photogrammetry. *Journal of Hydrology*, 584, 124308.
46. Saksena, S., Dey, S., Merwade, V., & Singhofen, P. J. (2020). A computationally efficient and physically based approach for urban flood modeling using a flexible spatiotemporal structure. *Water Resources Research*, 56(1), e2019WR025769.
47. Sanders, B. F., Luke, A., Schubert, J. E., Goodrich, K., Feldman, D. L., Cheung, W., ... & Matthew, R. A. (2018). Tapping the power of shallow-water models for flood hazard mapping. *EPiC Series in Engineering*, 3, 1851-1858.
48. Sanders, B. F., Schubert, J. E., Goodrich, K. A., Houston, D., Feldman, D. L., Basolo, V., ... & Matthew, R. A. (2020). Collaborative modeling with fine-resolution data enhances flood awareness, minimizes differences in flood perception, and produces actionable flood maps. *Earth's Future*, 8(1), e2019EF001391.
49. Sanders, B. F., Schubert, J. E., & Detwiler, R. L. (2010). ParBreZo: A parallel, unstructured grid, Godunov-type, shallow-water code for high-resolution flood inundation modeling at the regional scale. *Advances in Water Resources*, 33(12), 1456-1467.

50. Sanders, B. F., Schubert, J. E., & Gallegos, H. A. (2008). Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling. *Journal of hydrology*, 362(1-2), 19-38.
51. Schubert, J. E., & Sanders, B. F. (2012). Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency. *Advances in water resources*, 41, 49-64.
52. Simons, F., Busse, T., Hou, J., Özgen, I., & Hinkelmann, R. (2014). A model for overland flow and associated processes within the Hydroinformatics Modelling System. *Journal of hydroinformatics*, 16(2), 375-391.
53. Singh, J., Altinakar, M. S., & Ding, Y. (2015). Numerical modeling of rainfall-generated overland flow using nonlinear shallow-water equations. *Journal of Hydrologic Engineering*, 20(8), 04014089.
54. Teng, J., Jakeman, A. J., Vaze, J., Croke, B. F., Dutta, D., & Kim, S. J. E. M. (2017). Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. *Environmental modelling & software*, 90, 201-216.
55. Taccone, F., Antoine, G., Delestre, O., & Goutal, N. (2020). A new criterion for the evaluation of the velocity field for rainfall-runoff modelling using a shallow-water model. *Advances in Water Resources*, 140, 103581.
56. Tsakiris, G. J. N. H. (2014). Flood risk assessment: concepts, modelling, applications. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(5), 1361-1369.
57. Viero, D. P. (2019). Modelling urban floods using a finite element staggered scheme with an anisotropic dual porosity model. *Journal of Hydrology*, 568, 247-259.
58. Vorogushyn S., Bates P.D., de Bruijn, K., Castellarin, A. et al.(2018) Evolutionary leap in large-scale flood risk assessment needed, WIREs Water.2018;5:e1266
59. Willis, T., Wright, N., & Sleight, A. (2019). Systematic analysis of uncertainty in 2D flood inundation models. *Environmental Modelling & Software*, 122, 104520.
60. Xia, X., & Liang, Q. (2018). A new efficient implicit scheme for discretising the stiff friction terms in the shallow water equations. *Advances in water resources*, 117, 87-97.
61. Xia, X., Liang, Q., & Ming, X. (2019). A full-scale fluvial flood modelling framework based on a high-performance integrated hydrodynamic modelling system (HiPIMS). *Advances in Water Resources*, 132, 103392.
62. Xia, X., Liang, Q., Ming, X., & Hou, J. (2017). An efficient and stable hydrodynamic model with novel source term discretization schemes for overland flow and flood simulations. *Water resources research*, 53(5), 3730-3759.

63. Xing, Y., Liang, Q., Wang, G., Ming, X., & Xia, X. (2019). City-scale hydrodynamic modelling of urban flash floods: the issues of scale and resolution. *Natural Hazards*, 96(1), 473-496.
64. Yeh, G. T., Shih, D. S., & Cheng, J. R. C. (2011). An integrated media, integrated processes watershed model. *Computers & Fluids*, 45(1), 2-13.

Capitolo 1. Modelli numerici bidimensionali basati sulle equazioni complete del moto vario: cenni teorici e diffusione nell'ambito dello studio delle alluvioni

Introduzione

Per le analisi relative alla propagazione di una piena è ormai diffusamente riconosciuto che, laddove siano disponibili rilievi topografici ad alta risoluzione, i modelli fisicamente basati siano i più adatti a riprodurre il moto della corrente a superficie libera riuscendo a descrivere fenomeni di invaso, presenza di discontinuità, e altri ostacoli fisici (Felder et al., 2017). Tali modelli consentono di ricavare informazioni non solo sull'estensione delle aree inondabili ma anche sull'evoluzione temporale della piena e delle grandezze idrodinamiche, tipicamente tiranti e velocità (Morales - Hernandez et al., 2021) e di conseguenza sono potenzialmente adatti a supportare anche le attività di protezione civile (Ferrari et al., 2020). La letteratura scientifica riconosce che, per supportare le analisi di pericolosità associate a piene a rapida evoluzione sono necessari modelli bidimensionali basati sulle equazioni complete del moto vario (Bout & Jetten, 2018; Costabile et al., 2020; Garcia-Navarro et al., 2019). In particolare poi, per i bacini a regime torrentizio, generalmente caratterizzati da piccole dimensioni (tipicamente inferiori a 100 km²) e topografia scoscesa (pendenza dell'asta principale maggiore dell'1%) la modellazione delle inondazioni dovrebbe essere eseguita utilizzando modelli dotati di algoritmi di tipo *shock capturing* (Kvocka et al., 2017) in grado di simulare repentine variazioni di regime della corrente in presenza di singolarità. Nonostante la possibilità di disporre oggi di rilievi topografici di dettaglio (Tsakiris, 2014) e codici di calcolo performanti basati su routine parallele, sono ancora poche le applicazioni che contemplano l'uso di dati topografici ad alta risoluzione su aree vaste, presumibilmente a causa del loro elevato costo computazionale (Dazzi et al., 2021). L'uso di questi modelli, diffusi a scala urbana anche a scopo predittivo (ved. ad esempio, Zhang et al., 2021; Mu et al., 2020; Padulano et al., 2021), per studi a scala di bacino sembra essere ancora limitato alla sola ricostruzione di eventi passati ove siano disponibili le piogge registrate durante l'evento (vedi ad es. Costabile et al., 2013; Macchione et al., 2019; Macchione & Lombardo, 2021). L'applicazione a scala di bacino di modelli a pioggia diretta a supporto di analisi di rischio non è ancora consolidata (Macchione et al., 2020; Ming et al., 2020).

1.1 Equazioni bidimensionali di una corrente a superficie libera in moto vario

Le equazioni del moto vario bidimensionali (de Saint-Venant, 1871) derivano dalle equazioni di Navier-Stokes sotto le ipotesi di pressione idrostatica e distribuzione uniforme del profilo di velocità lungo la verticale. Tali ipotesi valgono fintanto che la corrente presenta bassi tiranti e le variazioni di pendenza sono contenute. Perciò esse sono chiamate anche “shallow water equations” ($SWE_{\underline{S}}$).

Le equazioni del moto vario 2D assumono la seguente forma:

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = R - I \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + \frac{gh^2}{2})}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} = gh \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - S_{fx} \right) \\ \frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial huv}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2 + \frac{gh^2}{2})}{\partial y} = gh \left(-\frac{\partial z}{\partial y} - S_{fy} \right) \end{cases} \quad (1.1)$$

dove h è il tirante idrico, t il tempo, u la velocità in direzione x , v la velocità in direzione y , R l'intensità di pioggia e I il tasso di infiltrazione, g la costante di gravità, z la quota del fondo e S_{fx} e S_{fy} le resistenze di attrito nelle direzioni x e y rispettivamente.

Le proprietà reologiche del fluido sono governate dalle forze di attrito, che in genere sono espresse mediante delle leggi semi-empiriche. La formulazione più comune per la legge di attrito è l'equazione di Manning, che consente di esprimere i termini S_{fx} e S_{fy} rispettivamente come:

$$S_{fx} = gh \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{3/4}} \quad (1.2)$$

$$S_{fy} = gh \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{3/4}} \quad (1.3)$$

dove n è il coefficiente di scabrezza secondo Manning.

Il sistema che descrive lo stato di una corrente a pelo libero nello spazio e nel tempo è dunque un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali di tipo iperbolico. Esso può essere scritto in forma vettoriale nel seguente modo:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (1.4)$$

in cui evidentemente,

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + gh^2 / 2 \\ huv \end{pmatrix}; \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + gh^2 / 2 \end{pmatrix}; \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} R - I \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (1.5)$$

L'integrazione di tali equazioni avviene necessariamente per via numerica su griglie di calcolo che discretizzano il dominio e che consentono di operare con le equazioni discretizzate. Il processo di generazione della griglia consente dunque la discretizzazione di un dominio continuo in un numero finito di punti (nel caso della discretizzazione alle differenze finite) o in un numero finito di celle (nel caso della trattazione a volumi finiti). Nell'approccio di discretizzazione alle differenze finite si calcolano i valori puntuali delle variabili in corrispondenza dei nodi della griglia. Nell'approccio dei volumi finiti le variabili sono calcolate come medie rispetto alle celle di calcolo.

1.2 Schemi ai volumi finiti: ordine di accuratezza e diffusione in modelli di uso comune

Nell'approccio dei volumi finiti, la forma integrale delle leggi di conservazione è applicata a ciascun volume di controllo che risulta dalla discretizzazione del dominio nello spazio fisico in un numero finito di volumi finiti o celle di calcolo. Le equazioni di conservazione sono quindi soddisfatte a livello discreto, su un dominio di controllo volumetrico $\Omega_{i,j}$:

$$\int_{\Omega_{i,j}} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} \right) = \int_{\Omega_{i,j}} S d\Omega \quad (1.6)$$

Nella schematizzazione bidimensionale il dominio di calcolo è costituito da volumi di controllo assimilabili a superfici racchiuse da un contorno.

La discretizzazione del dominio spaziale può avvenire mediante l'uso di griglie di calcolo strutturate o non strutturate. Nel primo caso i nodi della griglia vengono generati dall'intersezione di due famiglie di linee appartenenti a determinati sistemi di coordinate cartesiane o curvilinee. In griglie di questo tipo la numerazione dei nodi appartenenti a ciascun elemento può essere ottenuta attraverso semplici operazioni algebriche.

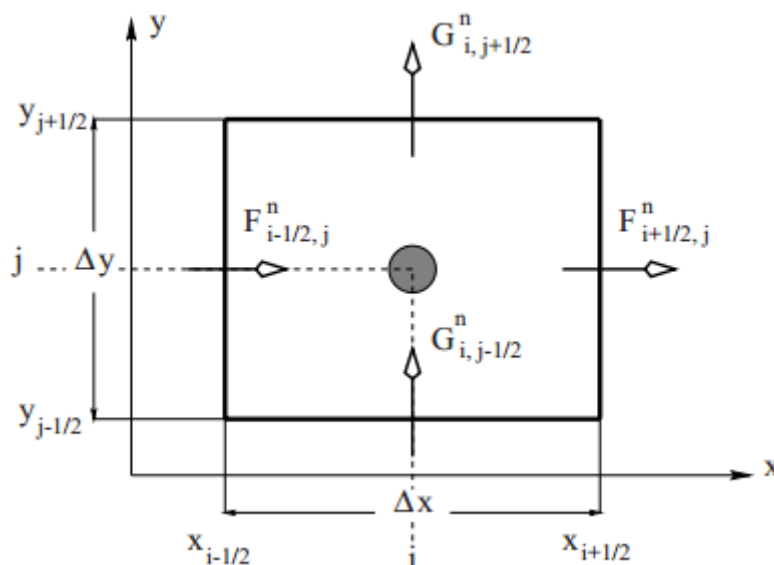


Figura 1-1: Discretizzazione ai volumi finiti per un dominio cartesiano. Una cella di calcolo $\Omega_{i,j}$ è caratterizzata da quattro lati rispetto ai quali calcolare i flussi numerici di interfaccia (Toro, 2009)

La cella di calcolo (i,j) quadrangolare è costituita da quattro lati di lunghezza ΔL_r ($r=1,\dots,4$).

Passando alla forma integrale, con riferimento al volume di controllo V ,

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_V \mathbf{U} dV = - \iint_{\Omega} \mathbf{n} \cdot \mathbf{F}(\mathbf{U}) d\Omega + \iiint_V S(\mathbf{U}) dV \quad (1.7)$$

in cui $\mathbf{n} \cdot \mathbf{F}(\mathbf{U})$ è la componente normale del flusso attraverso la superficie Ω racchiudente il volume V .

L'applicazione del teorema di *Gauss-Green* all'integrale esteso sul volume V , consente di passare all'integrale di superficie:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega_{i,j}} \mathbf{U} d\Omega + \oint_{\Omega_{i,j}} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} dL = \int_{\Omega_{i,j}} S d\Omega \quad (1.8)$$

in cui \mathbf{U} rappresenta il vettore dei valori medi delle variabili dipendenti riferito al volume di controllo $\Omega_{i,j}$ al tempo t .

Il carattere iperbolico del sistema di equazioni (1.1) consente infine di definire una matrice Jacobiana, J_n , costruita per mezzo dei flussi calcolati in direzione ortogonale alla direzione del vettore normale unitario \mathbf{n} . Gli autovalori della matrice Jacobiana rappresentano le basi per l'applicazione delle tecniche di discretizzazione di tipo *upwind* per il calcolo dei flussi numerici di interfaccia (Macchione, 1994; Macchione e Morelli, 2003; García-Navarro et al., 2019).

Negli ultimi decenni, gli schemi ai volumi finiti (FV) si sono affermati nel campo della modellistica numerica per la risoluzione delle equazioni bidimensionali complete del moto vario in acque basse (*SWEs*). Risolutori di questo tipo sono oggi adottati dai modelli commerciali o open-source di riferimento, attualmente impiegati per lo studio delle inondazioni e per la gestione del rischio delle pianure alluvionali urbane e rurali, da agenzie governative (ad esempio in Regno Unito, Paesi Bassi, Australia) (Alcrudo, 2004; Engineers Australia, 2012; Neelz & Pender, 2009; Neelz & Pender, 2013; Teng et al., 2017) e nei paesi in via di sviluppo (Nkwunonwo et al., 2020). I modelli di inondazione basati sugli schemi ai volumi finiti sono noti per la capacità di riprodurre gli stati transitori della corrente, favoriti dalla presenza di discontinuità, proprietà che li rende adatti a fornire previsioni affidabili per lo studio di inondazioni reali su topografia complessa. I modelli ai volumi finiti sono applicati nel campo dello studio delle inondazioni per numerose finalità: tra queste, ad esempio,

nell'ambito delle più recenti applicazioni, si annovera l'identificazione di aree di sosta sicure per veicoli di emergenza durante le operazioni di soccorso in caso di alluvione (Arrighi et al., 2019), la definizione delle priorità di soccorso in caso di inondazione (Patel et al., 2017), lo sviluppo di analisi quantitative sulla vulnerabilità (Costabile et al., 2020; Shirvani et al., 2020), la stima dei tempi di arrivo e dei livelli di piena nelle zone pianeggianti (Latrubesse et al., 2020).

I modelli più comuni sono basati su risolutori ai volumi finiti accurati al primo ordine, come nel caso, ad esempio, di TUFLOW-FV1 (BMT-WBM, 2016), Infoworks ICM (Lhomme et al., 2010), JFlow (Crossley et al., 2010), LISFLOOD-FP con schematizzazione di Roe (Neal et al., 2012), RiverFlow2D (Hydronia, 2019), e BASEMENT (Vetsch et al., 2018). Tuttavia, per alcune applicazioni, uno schema ai volumi finiti accurato al primo ordine potrebbe non essere sufficiente per via degli effetti di diffusione numerica ad esso associati, che diventano particolarmente evidenti nel caso di applicazioni su griglie di calcolo a risoluzione grossolana (Lhomme et al., 2010; Neal et al., 2012). Inoltre, questi schemi tendono a simulare i tempi di arrivo del picco con ritardo, a sottostimare le estensioni delle aree inondabili (Kesserwani & Sharifian, 2020) e non riescono a catturare i transitori su piccola scala (de Almeida et al., 2018). Le analisi degli errori mostrano che i modelli basati su schemi ai volumi finiti del primo ordine tendono a produrre differenze maggiori negli idrogrammi simulati su sezioni ubicate lontano dalla zona di immissione della condizione al contorno e per la simulazione di eventi di piena che si protraggono per giorni (Echeverribar et al., 2019; Horváth et al., 2020, Xia et al., 2019).

La possibilità di modellare in modo accurato i fenomeni di inondazione è essenziale per una corretta simulazione dei fronti asciutto-bagnato e dei tempi di propagazione della piena (Hou et al., 2015, Zhao et al., 2018). Dunque, per migliorare la capacità dei modelli basati sulla schematizzazione ai volumi finiti, si utilizzano risolutori accurati al secondo ordine. Ciò avviene ad esempio nel caso di TUFLOW-FV2 (BMT-WBM, 2016), TUFLOW-HPC (BMT-WBM, 2018), ANUGA (Mungkasi e Roberts, 2013) e Iber (Bladé et al., 2014). La soluzione dei modelli accurati al secondo ordine potrebbe di contro essere affetta da oscillazioni non fisiche in corrispondenza delle discontinuità. Al fine di prevenire la generazione di oscillazioni si introducono dei limitatori non lineari. Questo approccio è stato generalizzato nella teoria nota come Total Variation Diminishing (TVD), introdotta da Harten nel 1983, sulla base della quale sono state proposte diverse espressioni di limitatori (Bai et al., 2018; Guard et al., 2013; Reis et al., 2019).

1.3 Stabilità numerica

La stabilità numerica di uno schema esplicito è governata dalla condizione di Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) (Courant et al., 1928) e controllata dal parametro adimensionale noto come numero di

Courant. Perché la soluzione avanzi nel tempo, senza incorrere in problemi di instabilità numerica, il passo di calcolo temporale Δt deve essere più piccolo del tempo necessario all'onda per attraversare due punti adiacenti della griglia. Detta c la celerità, e Δx il passo di calcolo spaziale, si ha:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \frac{1}{\max|u \pm c|} \quad (1.9)$$

La soluzione rimane stabile per valori di C inferiori a 1.

1.4 Modelli semplificati e scelta del codice di calcolo di supporto alle attività di tesi

La modellistica idraulica bidimensionale è notevolmente avanzata negli ultimi anni e oggi fornisce potenti e flessibili strumenti in grado di supportare le analisi del rischio di alluvione. Esiste un'ampia varietà di codici basati sulle *SWEs* caratterizzati da vari livelli di semplificazione fisica. I modelli più comuni, noti come “*Zero Inertia – SWE*” trascurano i termini di inerzia (o accelerazione) locale e convettiva. Numerosi studi di letteratura, tuttavia, hanno evidenziato come l'uso di questi modelli produca soluzioni non accurate, in particolare nel caso di simulazioni di eventi impulsivi (Pan et al., 2012; Bout & Jetten, 2018) su topografia complessa (Caviedes-Voullieme et al., 2020), sia incapace di simulare in modo corretto i fenomeni di sovrapposizione degli effetti (Aricò & Nasello, 2018) e dia luogo a una inesatta valutazione della vulnerabilità in area urbana (Costabile et al., 2020). Queste considerazioni portano a concludere che l'approccio più rigoroso per la simulazione dei fenomeni di *rainfall-runoff*, dal punto di vista fisico e matematico, consiste nel risolvere le equazioni 2D per acque basse nella loro forma completa.

In questo lavoro di tesi sono stati affrontati alcuni problemi ancora aperti nell'ambito dell'applicazione della modellistica numerica completa a supporto delle analisi di pericolosità da alluvione a scala di bacino. A tal fine è stata redatta una rassegna sui più affidabili e accurati modelli idrodinamici bidimensionali commerciali e *opensource* potenzialmente adatti alle applicazioni su area vasta e capaci di fornire un adeguato strumento di calcolo a supporto dell'attività di ricerca svolta. La scelta è ricaduta sul software commerciale TUFLOW, della BMT Australia.

Il software TUFLOW può essere utilizzato come applicazione autonoma o integrato in altri software di modellistica idraulica (Banks et al. 2014). Il software è disponibile in diverse versioni (1) TUFLOW-Classic che esegue modellazioni 1D / 2D; (2) TUFLOW HPC sia in versione CPU che GPU che si distingue dalla versione classica per il metodo numerico utilizzato per la risoluzione delle equazioni di base e (3) TUFLOW FV (in grado di lavorare su griglia flessibile), che esegue modellazioni tridimensionali (3D) ed è dotato di moduli aggiuntivi per il trasporto solido, le analisi morfologiche e la qualità dell'acqua. TUFLOW HPC per GPU e FV sono dotati di algoritmo *shock capturing* ma non sono ancora in grado di accoppiare la modellistica monodimensionale a quella

bidimensionale (Environmental Agency, 2013). Per utilizzare TUFLOW, che non è dotato di una propria interfaccia, è necessario dotarsi di un software GIS, un editor di testo, un programma per fogli di calcolo e un software di modellazione delle mesh, come SMS o water-RIDE. La piattaforma GIS è necessaria per eseguire le operazioni di pre- e post processing dei dati. L'editor di testo viene utilizzato per elaborare i file di controllo della simulazione, mentre il foglio di calcolo è impiegato per l'assegnazione delle serie temporali, la gestione delle condizioni iniziali o delle condizioni al contorno. La possibilità di parallelizzare le operazioni di calcolo e la disponibilità di una o più schede grafiche consentono di ottenere migliori performance per eseguire simulazioni di grosse dimensioni. TUFLOW è attualmente annoverato tra i migliori software di modellistica 2D insieme a MIKE 21 e InfoWorks 2D (Environment Agency, 2013).

Per i test numerici e le applicazioni a casi studio reali, finalizzati a validare i metodi e i criteri messi a punto nel lavoro di tesi è stata utilizzata la versione HPC GPU del modello idrodinamico TUFLOW 2D. Il modello adotta, per la risoluzione delle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto, uno schema di calcolo esplicito ai volumi finiti al secondo ordine di accuratezza nello spazio e al quarto ordine nel tempo (default) e un passo di calcolo adattivo. La versione impiegata si basa su una schematizzazione del dominio spaziale con griglia di calcolo cartesiana a risoluzione uniforme oppure *quadtree*.

Nonostante alcune delle applicazioni proposte traggano vantaggio dal tipo di modello utilizzato e siano fortemente dipendenti dall'architettura di calcolo di riferimento nonché dalla configurazione hardware-software in uso, i criteri proposti e i principali *outcomes* della tesi hanno validità generale, potendo dunque essere implementati o trasferiti anche su altre applicazioni che sfruttano routine di calcolo simili a quella utilizzata in questo progetto.

1.5 Il modello idrodinamico bidimensionale TUFLOW-2D

Il codice numerico impiegato a supporto delle attività di tesi è TUFLOW (Two-dimensional Unsteady Flow) HPC, sviluppato dalla BMT Australia. Esso è uno dei tanti software presenti in commercio e conta due schemi risolutivi: Classic e Heavily Parallelised Compute (HPC). TUFLOW Classic (vedi Syme, 2001), utilizza uno schema semi-implicito del secondo ordine per risolvere le equazioni bidimensionali del moto vario (BMT-WBM, 2017). Lo schema classico utilizza un passo di calcolo temporale fisso, soggetto alla condizione CFL. Il risolutore HPC di TUFLOW adotta uno schema numerico di tipo *shock-capturing* per la risoluzione esplicita della forma conservativa delle equazioni bidimensionali (2D) delle acque basse (BMT-WBM, 2018). TUFLOW HPC utilizza un passo temporale adattivo in base ai criteri di controllo della stabilità numerica.

1.5.1 Interfaccia grafica

Al contrario di altri software, il modello TUFLOW non è dotato, al contrario di altri software, di un'interfaccia grafica propria, ma si appoggia su GUI (Graphical User Interface) di terze parti. L'assenza di un'interfaccia propria lo rende meno appetibile in ambito tecnico ma, di contro, risulta molto leggero e flessibile in quanto capace di interfacciarsi in modo molto agevole con ambienti GIS open-source (come ad esempio Quantum GIS). Il controllo delle simulazioni avviene tramite *Textpad* mediante la compilazione di una serie di script di testo in linguaggio *full english*.

1.5.2 Struttura del modello

Una simulazione base di TUFLOW è strutturata secondo lo schema di figura 1-2.

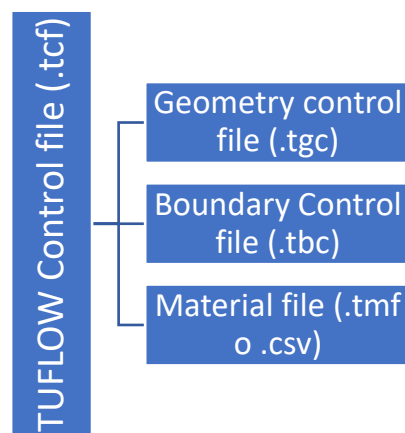


Figura 1-2: Model folder structure di TUFLOW

Il file di controllo della simulazione contiene le istruzioni relative al tipo di schematizzazione numerica da adottare, al passo di calcolo, all'ubicazione delle cartelle contenenti i file di input della simulazione. Raccoglie inoltre le indicazioni relative alla gestione degli output (frequenza di salvataggio dei risultati, formato delle mappe in uscita etc.). Il file di controllo delle geometrie contiene le indicazioni relative alla risoluzione del dominio di calcolo. Il file di controllo delle condizioni al contorno raccoglie i riferimenti ai layer delle boundary conditions. Infine, nel file .csv del Material sono elencati i codici e i relativi coefficienti di scabrezza da utilizzare nel calcolo.

1.5.3 Discretizzazione e orientazione del dominio di calcolo

Il dominio di calcolo è discretizzato tramite elementi quadrati (celle) di dimensione uniforme. La costruzione della griglia di calcolo avviene mediante un campionamento, con algoritmo del vicino al più prossimo, delle quote lette da un modello digitale di elevazione del terreno in formato raster. Questo tipo di interpolazione non è particolarmente accurata per la ricostruzione di tratti caratterizzati da pendenze elevate, in quanto, a piccoli spostamenti lungo la direzione orizzontale possono corrispondere elevate differenze di quota. Ciò è vero in particolare quando il dato di partenza è

caratterizzato da bassa risoluzione. Tuttavia, qualora la base topografica a disposizione abbia una risoluzione elevata (rispetto alla scala di indagine), l'interpolatore di tipo vicino al più prossimo può essere particolarmente vantaggioso perché meno oneroso in termini di costo computazionale.

1.5.4 Calcolo dei flussi di interfaccia

TUFLOW HPC impiega uno schema esplicito ai volumi finiti. Il tirante calcolato è riferito al centro della cella e le componenti della velocità al punto medio di ciascun lato. Lo schema applica la conservazione della massa sulla cella per il calcolo della variazione Δh del tirante. Il centro della cella è indicato in Figura 1-3 con cc mentre i nodi vicini sono indicati con n1 n2 n3 ed n4. Le velocità u nelle facce di sinistra e destra sono dette u1 e u2 e le velocità v in basso e in alto sono indicate come v3 e v4.

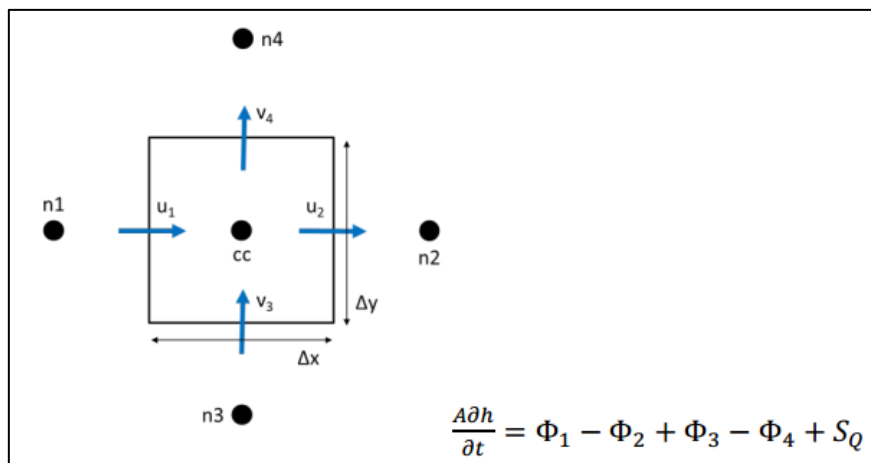


Figura 1-3: Schematizzazione relativa al calcolo dei flussi di interfaccia

I flussi attraverso le 4 interfacce e la quantità sorgente determinano la variazione di volume e di conseguenza la variazione di profondità. Il calcolo dei flussi può avvenire con un'accuratezza al 1° o al 2° ordine nello spazio. Per il 1° ordine lo schema impone che la profondità della cella di monte (Upwinding) sia maggiore o uguale a 0 e minore della quota del pelo libero della cella di monte meno la quota del pelo libero nel centro della cella. Per lo schema al 2° ordine il calcolo è basato su un metodo ibrido in cui la profondità in corrispondenza della faccia della cella passa dalla profondità interpolata, nel limite di una soluzione gradualmente variabile, alla profondità a monte (1° ordine upwind) quando la soluzione è di corrente veloce governata da monte.

1.5.5 Cell code

TUFLOW consente di assegnare un codice alla singola cella del dominio di calcolo in modo da poterne definire lo stato. Una cella del dominio può essere di tipo “terra o ridondante” (0), “attiva” (1), “non attiva” all'interno del dominio attivo (-1) e “di contorno” (2).

1.5.6 Condizioni iniziali e condizioni al contorno

Input localizzato

L'assegnazione di una portata (o di un idrogramma), quale condizione al contorno, avviene mediante l'inserimento nel modello di un elemento lineare in corrispondenza della sezione di ingresso della portata (o dell'idrogramma). La linea 2d_bc deve essere tracciata da sinistra verso destra idraulica e contenere gli attributi relativi al tipo di condizione.

Input distribuito

In un modello con input pluviometrico diretto, per applicare la pioggia alle celle 2D è possibile procedere in diversi modi:

1. Mediante l'uso di un file 2d_rf: le serie temporali di pioggia sono assegnate mediante shapefile poligonali ai quali sono associati fattori di regolazione spaziale e temporale: la pioggia è uniformemente distribuita nello spazio.
2. Mediante griglie raster (di tipo .asc,.flt o NetCDF): l'altezza di pioggia è spazialmente distribuita.
3. Attraverso un file di controllo della precipitazione (.trfc) che consente all'utente di specificare le caratteristiche delle stazioni di pioggia e le istruzioni per il controllo dell'interpolazione dei dati. Questo approccio consente di generare una serie di griglie di pioggia.

Il layer 2d_rf permette l'applicazione di un'altezza di pioggia su ogni cella attiva compresa all'interno del poligono digitalizzato in base a un idrogramma in ingresso.

Il comando .tcf Read Grid Rf richiama il file .csv che contiene i collegamenti alle griglie di pioggia in formato ASCII (.asc) o binario (.flt) o ai file . NetCDF.

Il database .csv relativo alle precipitazioni contiene due colonne: istante temporale (in ore) e nome del file della griglia di pioggia ad esso associato.

TUFLOW non esegue una interpolazione tra istanti temporali ma segue un approccio "stepped" (a gradini). Ogni griglia di pioggia si applica dall'istante della griglia precedente fino al proprio. Gli incrementi temporali non devono essere necessariamente costanti.

1.5.7 Trattamento delle aree urbane e inserimento di manufatti

Edifici

Le ostruzioni e gli ostacoli che la corrente incontra nel corso di un evento di piena che coinvolge un centro abitato dissipano energia e forzano la corrente a cambiare direzione e velocità dando luogo talvolta a moti vorticosi. Queste dissipazioni possono essere introdotte ricorrendo ad approcci

differenti, da valutarsi caso per caso anche a seconda della risoluzione del modello e dell'accuratezza da perseguire.

Il modello TUFLOW consente l'uso di diverse strategie per l'introduzione degli edifici nella modellazione.

1. L'uso di valori di resistenza al moto maggiorati: l'approccio raccomandato nel caso di modelli con input diretto di pioggia è l'uso di una scabrezza variabile in funzione del tirante. Valori più bassi vanno bene per descrivere lo scorrimento superficiale in presenza di piccoli tiranti. Un valore più alto è raccomandato nel caso di tiranti maggiori e in presenza di strutture che impediscano lo scorrimento superficiale.
2. L'estruzione o la rimozione degli edifici dal dominio di calcolo: gli edifici possono essere rimossi dal dominio e considerati come celle "land" oppure estrusi mediante modifica della quota del piano campagna sopra il livello di piena previsto. Questo tipo di approccio non è il più adeguato nel caso di un modello con input di pioggia diretto perché non tiene conto della capacità di invaso di cortili interni e inoltre altezze molto elevate possono provocare problemi di instabilità numeriche in prossimità delle celle poste in prossimità degli edifici e caratterizzate da pendenze elevate.
3. La riduzione della capacità di deflusso delle celle mediante la riduzione della larghezza disponibile al deflusso e/o l'introduzione di fattori di perdita
4. L'uso di *breaklines* attorno alla zona di monte dell'edificio: l'approccio consente di bloccare parzialmente l'area in cui è presente l'edificio senza impedirne l'attraversamento da parte della corrente.

Strade

In un modello di *overland flow*, dove è da aspettarsi un'elevata quantità di correnti caratterizzate da tiranti molto bassi, può essere significativo riuscire a diversificare elementi alla scala della microtopografia. Tuttavia, come già evidenziato in precedenza, l'uso di un DTM basato su rilievi LiDAR potrebbe non essere sufficientemente dettagliato a supportare studi di estremo dettaglio in area urbana.

Muretti e recinzioni

Muri e recinzioni possono causare blocchi significativi durante un evento di piena, influenzando la direzione della corrente (Syme, 2008). I muri agiscono provocando una variazione nella direzione delle acque di piena o possono essere sormontati comportandosi come stramazzi. Muretti e recinzioni possono anche collassare durante un evento di piena. TUFLOW consente di inserire muretti e recinzioni mediante la digitalizzazione di *breaklines* "a spessore" mediante l'uso del file 2d_zsh. Una

linea “thin”, capace di agire sulle quote delle facce laterali, z_u e z_v , può essere preferibile per rappresentare recinzioni in situazioni in cui la larghezza delle celle è molto maggiore della larghezza dell’elemento lineare. Una linea sottile non modifica la quota del centro della cella, quindi non ha impatto sulla capacità di invaso. Una linea “spessa” invece permette di modificare le quote delle facce laterali z_u , z_v e quella del baricentro della cella, z_c e pertanto può essere più appropriata per la rappresentazione di ostruzioni larghe come terrapieni ferroviari.

Ponti

L’interazione tra una corrente idrica defluente in un corso d’acqua e le opere in alveo dà luogo a una “singolarità idraulica”, sede di fenomeni fisici complessi. Nei domini bidimensionali il passaggio della corrente al di sotto dell’impalcato a pelo libero (*low flow*) può essere trattato in modo piuttosto agevole ricorrendo a metodi di letteratura che consentono di modellare pile e spalle (modifiche locali alla geometria, uso di fattori di riduzione della larghezza disponibile al deflusso, uso di coefficienti di perdita di energia, introduzione di attriti di parete). La modellazione 2D delle situazioni in cui la struttura è soggetta a occlusione totale o parziale può essere problematica in quanto rappresenta un fenomeno idraulico tridimensionale e non è esplicitamente affrontata nei modelli commerciali più noti. Il software TUFLOW offre la possibilità di modellare gli effetti della presenza di un’opera tridimensionale in un dominio bidimensionale mediante la funzione “Layered flow constriction”. L’approccio consente di simulare l’interazione della corrente con la struttura in funzione del tirante modellando gli effetti del passaggio della corrente non solo al di sotto, ma anche in condizioni di deflusso in pressione (*weir flow*) e di sormonto. La funzione viene richiamata nel file di controllo della geometria (.tgc).

Utilizzando un unico *shapefile*, è possibile rappresentare, per il sito del ponte, il fondo alveo (le cui caratteristiche possono essere modificate rispetto alle quote originarie) e lo spessore di ciascun livello, variabile in 3D. Il modello prevede attualmente l’uso di tre livelli che simulano un differente comportamento a seconda dell’altezza raggiunta dalla corrente più un quarto che simula il deflusso libero sopra la struttura.

- I tre livelli inferiori hanno degli attributi propri. A ciascun livello va associato una percentuale di “occlusione” (blockage)
- In corrispondenza del quarto (quello più elevato) il deflusso è considerato libero, rappresentativo del sormonto della struttura.

La funzione Layered FCs consente di variare la larghezza disponibile al deflusso delle celle 2D e rappresentare l’effetto combinato provocato dai diversi livelli:

- Quando la corrente attraversa il livello 1 sono applicati solo gli attributi del Layer 1.
- Appena la corrente accede al livello 2, l'influenza del Layer 2 aumenta e l'acqua continua a salire.
- Lo stesso vale per il Layer 3 e il Layer 4.

La larghezza della cella disponibile al deflusso è calcolata sommando le aree bagnate di ciascuno strato (incluso gli effetti del layer blockage) e dividendo per il tirante.

La modellazione dei ponti mediante “Layered flow constriction” è tuttavia ancora in fase di sviluppo e miglioramento e la ricerca in questo campo è ancora aperta.

1.5.8 Uso del suolo (materials)

TUFLOW prevede l'impiego di un coefficiente di Manning n , Manning M o Chézy. L'approccio raccomandato prevede di associare un valore di Manning al tipo di copertura (uso del suolo). Per le applicazioni di tipo *rainfall-runoff*, la manualistica suggerisce l'uso di una formulazione della legge di resistenza in cui il coefficiente di scabrezza vari con l'altezza della corrente (*depth varying roughness*). Manning può variare con il tirante o con il prodotto tirante per velocità. Il valore di scabrezza può essere riferito al centro della cella (default) oppure essere mediato tra i centri delle varie celle contigue (*Bed Resistance Cell Sides*)

1.5.9 Passo temporale

TUFLOW HPC impiega un passo di calcolo adattivo, valutato sulla base delle caratteristiche della corrente alla fine del passo temporale precedente. Per il controllo del massimo valore del passo di calcolo il modello si basa su tre fattori di stabilità.

1. $Nu = (|u| + c) \frac{dt}{dx}$. La soluzione rimane stabile per $Nu \leq 1$;
2. $Nc = c \frac{dt}{dx}$. La soluzione rimane stabile per $Nc \leq 1$;
3. $Nd = v \frac{dt}{dx^2}$ si tratta di un parametro di controllo della diffusione della quantità di moto legato a una viscosità parassita della scala della sottogriglia. Il calcolo si mantiene stabile per valori di $Nd \leq 0.3$.

1.5.10 Calcolo della portata

Per ciascuna polilinea (2d_po), rispetto alla quale si vuole tenere traccia dell'andamento delle portate nel tempo, la portata è calcolata come la somma dei flussi che la attraversano. Il flusso attraverso una

linea o un segmento di polilinea è determinato sommando il flusso attraverso i lati della cella di cui le perpendicolari intersecano la linea (Figura 1-4). Il flusso è positivo se l'acqua defluisce lasciandosi il punto iniziale della polilinea a sinistra.

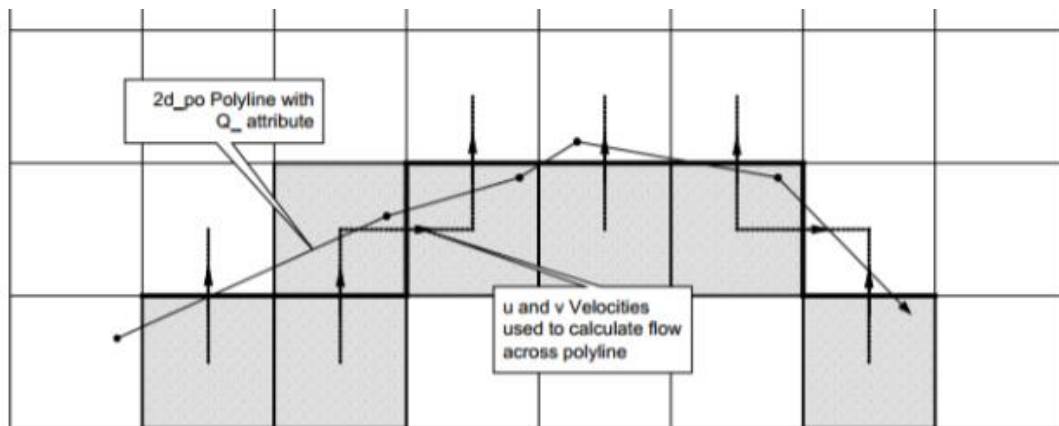


Figura 1-4: Schema di calcolo della portata mediante flussi che intercettano la polilinea

1.5.11 Tipi di dati in uscita

File vettoriali e mappe raster

L'output di una simulazione di TUFLOW è costituito da file vettoriali e raster contenenti informazioni sullo stato della corrente in corrispondenza del baricentro di ciascuna cella di calcolo. I valori numerici sono riferiti a prefissati istanti temporali e/o i massimi assunti durante la simulazione. Essi comprendono i valori di velocità, tirante, quota del pelo libero, e loro combinazioni (Numero di Froude, sforzi tangenziali etc.). È possibile, inoltre, ottenere direttamente le mappe di vulnerabilità ricavate in funzione delle combinazioni di tirante e velocità secondo alcuni tipi di curve involuppo proposte in letteratura. Tra gli output vettoriali compaiono i vettori velocità, rappresentati mediante frecce caratterizzate da una direzione e un verso dati dalla risultante tra le componenti in direzione x e y.

Serie temporali

In corrispondenza di specifiche sezioni o punti del dominio è anche possibile registrare l'andamento temporale delle variabili idrodinamiche (h, v) e della portata Q. I record vengono salvati come file di testo .csv nella cartella destinata ai risultati.

1.5.12 Recenti implementazioni: Subgrid Sampling e Risolutore Quadtree

Subgrid sampling

Un dominio di calcolo per la risoluzione delle equazioni bidimensionali delle acque basse è costituito da celle e facce. Molti schemi risolutivi considerano le celle e le facce come piane e di conseguenza la cella è asciutta o bagnata a seconda che il pelo libero superi la quota della cella o della faccia o

meno. Questo approccio può essere causa di scarsa accuratezza e forte dipendenza dalla risoluzione della griglia di calcolo e, nel caso di griglie strutturate, anche dall'orientazione.

La funzione SGS (*Sub Grid Sampling*) recentemente introdotta dagli sviluppatori del codice di calcolo TUFLOW consente di tener conto dell'informazione topografica di base (dati LiDAR, DEM ad alta risoluzione, oggi diffusamente disponibili) che può avere una risoluzione maggiore rispetto a quella di calcolo pur mantenendo quest'ultima più grossolana (figura 1-5). Essa consiste nel considerare le celle come parzialmente bagnate adoperando l'informazione topografica di partenza per ricavare delle relazioni non lineari tra l'altezza del pelo libero e il volume (*storage capacity*) per la cella, e tra superficie libera e area bagnata, per le facce, per migliorare la rappresentazione dei flussi attraverso di esse. L'approccio continua in ogni caso a calcolare una singola altezza per ogni cella (e un singolo valore della velocità media), ma i calcoli che stanno alla base della definizione del volume e dei flussi utilizzano un'informazione di maggiore dettaglio.

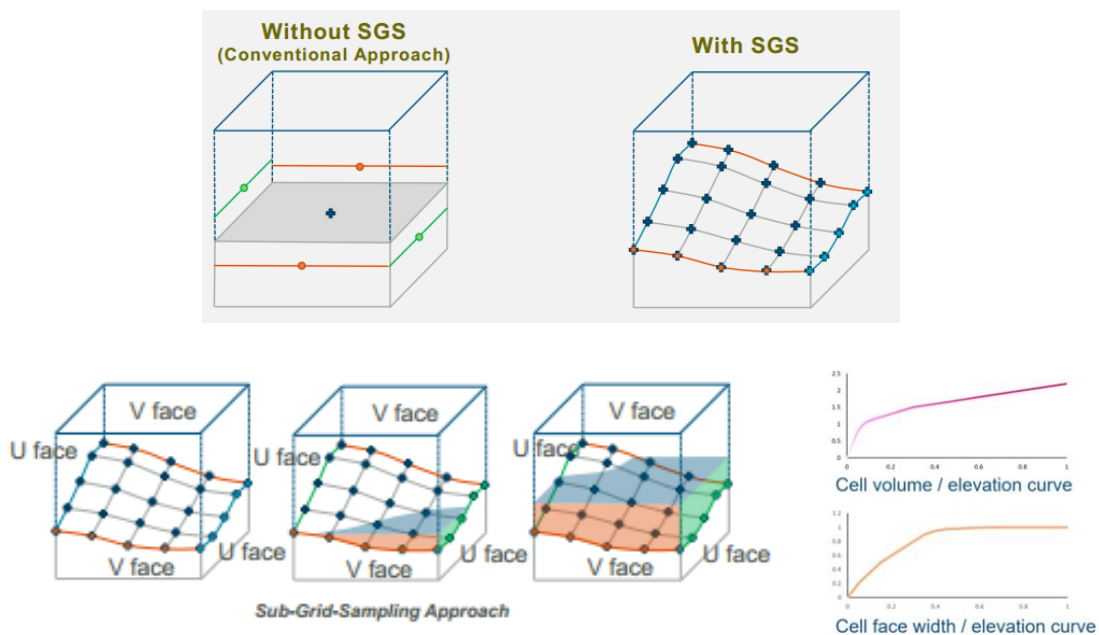


Figura 1-5: Schematizzazioni approccio convenzionale vs approccio SGS (a. Ryan et al., 2019; b. Kitts, 2021)

Per attivare SGS occorre dichiarare “SGS == ON” nel file di controllo della simulazione (.tcf). Per default il campionamento a sottogriglia avviene alla risoluzione del dato topografico di base, indipendentemente dalla risoluzione di calcolo. È possibile altrimenti scegliere la distanza di campionamento dichiarandola nel file di controllo delle geometrie (.tgc) mediante il comando SGS Sample Distance == <distance in m/ft>

I casi sperimentali e reali hanno dimostrato che, rispetto all'approccio a singola quota per cella, l'uso di SGS riduce notevolmente la sensibilità delle griglie cartesiane alla risoluzione e all'orientazione.

In particolare:

- a) Nel caso di un canale prismatico a sezione rettangolare, l'uso della funzione SGS ha consentito di ottenere altezze di moto uniforme conformi a quella calcolata con la formula di Manning.
- b) L'applicazione di SGS a un caso studio di allagamento in area urbana ha consentito di evidenziare la minore dipendenza dalla risoluzione della griglia di calcolo.
- c) L'applicazione di SGS a casi reali a scala di bacino studianti mediante un approccio rainfall on grid ha consentito una migliore rappresentazione delle correnti caratterizzate da tiranti molto piccoli e una migliore riproduzione dei tempi di risposta del bacino all'evento di pioggia con una minore ritenzione nei bacini di testa.

L'uso di SGS sul contorno wet/dry determina un flusso orientato in modo diverso rispetto alla griglia di calcolo ed è più regolarizzato e continuo. Questo effetto smooth è dovuto al fatto che il calcolo della velocità per una cella più grossolana tiene conto di una maggiore area bagnata. Se sussistono gradienti di velocità significative nel canale potrebbe esserci comunque bisogno di ricorrere ad una risoluzione più elevata per arrivare a convergenza. (fonte: WikiTUFLOW, Quadtree and Sub-Grid Sampling FAQ - TUFLOW). Dal punto di vista della rappresentazione grafica della planimetria della superficie libera della corrente, l'uso della funzione SGS inoltre riduce il numero di celle disconnesse che determinano punti di ristagno isolate e valori di velocità irrealistici lungo i fronti asciutto/bagnato. Dal punto di vista dei tempi di calcolo l'operazione di campionamento a sottogriglia può rallentare fino al 20% la fase di preprocessing. Il vantaggio computazionale resta però legato all'abbattimento del numero di celle di calcolo.

Risolutore quadtree

TUFLOW HPC ora supporta anche celle di dimensioni variabili grazie al risolutore quadtree. Una mesh quadtree è costruita dividendo una cella in quattro celle, che possono a loro volta essere divise in quattro e così via (*Figura 1-6*), consentendo al modellista di utilizzare celle più grandi in aree di terreno pianeggiante e celle più piccole dove il terreno ha morfologia più complessa o lungo percorsi di deflusso principali (es. canali).

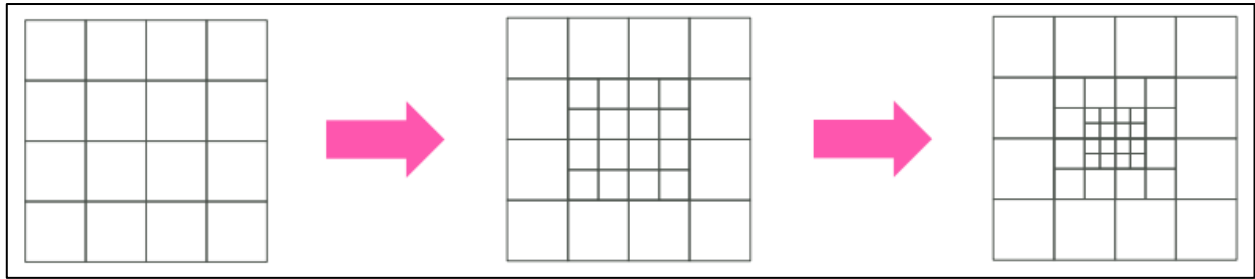


Figura 1-6: Schematizzazione di una griglia Quadtree

La griglia di calcolo può essere rifinita accedendo a n livelli successivi di refinement cioè scalando la dimensione della cella fino a $1/(2^{(n-1)})$ rispetto alla risoluzione di base. Per modificare il livello di *nesting* del quadtree vengono utilizzati dei poligoni con *buffering* automatico utilizzato per riempire eventuali transizioni tra celle di più di un livello di *nesting*.

I vantaggi legati all'uso di griglie quadtree includono:

- a) maggiore accuratezza di calcolo dove necessario;
- b) minore consumo di memoria da parte della GPU;
- c) un numero totale di celle molto ridotto che in genere porta a simulazioni più veloci di un fattore che va da 2 a 5.

Può capitare, tuttavia, se la griglia di calcolo non è ben progettata, che l'uso del risolutore *Quadtree* non comporti alcun beneficio in termini di onere computazionale, anche qualora il numero di celle sia inferiore rispetto a quello della simulazione HPC su griglia a risoluzione uniforme. Infatti, il *run* di un modello *Quadtree*, a livello singolo (nessun *refinement*), quindi basato sull'uso di una griglia identica a quella del modello HPC, è sempre più lento, in media del 20%. L'uso del risolutore *Quadtree* inizia davvero a produrre grandi vantaggi se si utilizzano almeno tre livelli di *refinement* con una riduzione di almeno l'80% del numero di celle. Questo comporta necessariamente un'abilità nella progettazione di simulazioni efficienti. Attualmente però, come discusso nell'Appendice al Capitolo 2, i criteri sulle modalità di refinement di questo tipo di griglie è molto limitata e le *best practices* implicano un alto livello di soggettività da parte del modellista.

Per garantire una maggiore accuratezza è possibile accoppiare l'uso della griglia Quadtree al campionamento *sub-grid-sampling* (SGS) che consente di assegnare una curva altezze-volumi a ciascuna cella utilizzando molta più informazione topografica rispetto al metodo tradizionale (una singola quota per cella) e consentendo di ottenere una cella parzialmente bagnata (BMT-WBM, 2020)

1.5.13 Impiego del codice TUFLOW in ambito accademico

Il modello TUFLOW ha supportato attività di ricerca scientifica nell'ambito degli studi legati alla valutazione del rischio da alluvione. Şen & Kahya (2017) hanno impiegato TUFLOW per la propagazione degli idrogrammi di piena in uscita dal modello WMS su alcuni piccoli bacini costieri turchi al fine di analizzare l'impatto di scenari futuri di pioggia sull'estensione delle aree inondabili. Morsy et al. (2017) hanno impiegato la versione GPU del codice a supporto di un sistema *cloud-based* per la previsione degli impatti su sistemi di infrastrutture di trasporto. Zhaura et al. (2020) hanno di recente utilizzato TUFLOW 1D-2D per l'addestramento di un modello surrogato di apprendimento automatico (*machine learning*) per la previsione di inondazioni su scala stradale in tempo reale in una comunità costiera urbana.

Conclusioni

La ricerca scientifica nell'ambito dello studio delle alluvioni sta rivolgendo una crescente attenzione verso una più rigorosa e dettagliata descrizione fisico-matematica dei fenomeni di piena e dei conseguenti impatti al suolo. L'impiego di modelli idrodinamici basata sulle equazioni del moto vario bidimensionali complete, ormai diffuso in ambito accademico, è oggi considerato una prerogativa per lo studio dei fenomeni di allagamento in presenza di morfologia complessa. Un modello completo, dotato di algoritmi di tipo *shock-capturing*, per la descrizione delle discontinuità, consente, a differenza di modelli semplificati, di descrivere in modo più robusto ed affidabile la dinamica della corrente e l'evoluzione temporale delle grandezze idrodinamiche durante l'evento. Tra i modelli di uso comune, TUFLOW è riconosciuto come uno dei più affidabili software di modellazione idrodinamica ed ha supportato ricerche scientifiche recenti. La versione parallelizzata TUFLOW HPC per GPU con i moduli recentemente introdotti (*SGS* e *Quadtree*) non è mai stata utilizzata a supporto di studi accademici.

Bibliografía

1. Alcrudo, F., 2004. A State of the Art Review on Mathematical Modelling of Flood Propagation. IMPACT Proj. 1–22.
2. Aricò, C., & Nasello, C. (2018). Comparative analyses between the zero-inertia and fully dynamic models of the shallow water equations for unsteady overland flow propagation. *Water*, 10(1), 44.
3. Arrighi, C., Pregolato, M., Dawson, R. J., & Castelli, F. (2019). Preparedness against mobility disruption by floods. *Science of the Total Environment*, 654, 1010-1022.
4. Bai, F. P., Yang, Z. H., & Zhou, W. G. (2018). Study of total variation diminishing (TVD) slope limiters in dam-break flow simulation. *Water Science and Engineering*, 11(1), 68-74.
5. Banks, J.C., Camp, J.V., Abkowitz, M., 2014. Adaptation planning for floods: A review of available tools, *Natural Hazards* (2014) 70:1327–1337
6. Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., ... & Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 30(1), 1-10.
7. BMT-WBM, 2016. TUFLOW User Manual Build 2016-03-AE.
8. BMT-WBM, 2017.
9. BMT-WBM, 2018. TUFLOW Classic/HPC User Manual Build 2018-03-AD.
10. Bout, V. B., & Jetten, V. G. (2018). The validity of flow approximations when simulating catchment-integrated flash floods. *Journal of hydrology*, 556, 674-688.
11. Caviedes-Voullième, D., Fernández-Pato, J., & Hinz, C., 2020. Performance assessment of 2D Zero-Inertia and Shallow Water models for simulating rainfall-runoff processes. *Journal of Hydrology*, 584, 124663.
12. Collicutt, G., Syme, B., Nielsen, C., Roberts, M., 2014. Large scale distributed hydrologic modelling using a massively parallelised two dimensional finite volume hydrodynamic model, 35th Hydrology and Water Resources Symposium
13. Copelin, D., Regan, B., 2015. A new method for simulating stormwater networks in TUFLOW GPU, 36th Hydrology and Water Resources Symposium: The art and science of water.
14. Costabile, P., Costanzo, C., & Macchione, F. (2013). A storm event watershed model for surface runoff based on 2D fully dynamic wave equations. *Hydrological Processes*, 27(4), 554-569.

15. Costabile, P., Costanzo, C., De Lorenzo, G., & Macchione, F. (2020). Is local flood hazard assessment in urban areas significantly influenced by the physical complexity of the hydrodynamic inundation model?. *Journal of Hydrology*, 580, 124231.
16. Costanzo, C., & Macchione, F., 2006. Modelli di simulazione dei fenomeni di allagamento in zona urbana: applicazione ad un caso reale. *Proceedings of the XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche-IDRA2006, Roma*, 10-15.
17. Courant, R. Friedrichs, K.O. Lewy, H., 1928. *Ueber die partiellen Differenzgleichungen der mathematische Physik* Math Ann. , 100, 32–74
18. Crossley, A. Lamb, R. Waller, S., 2010. Fast solution of the shallow water equations using GPU technology, in: BHS Third International Symposium: Managing Consequences of a Changing Global Environment. Newcastle, United Kingdom.
19. Dazzi, S., Shustikova, I., Domeneghetti, A., Castellarin, A., & Vacondio, R. (2021). Comparison of two modelling strategies for 2D large-scale flood simulations. *Environmental Modelling & Software*, 146, 105225.
20. de Almeida, G.A.M., Bates, P., Ozdemir, H., 2018. Modelling urban floods at submetre resolution: challenges or opportunities for flood risk management?. *J. Flood Risk Management* 11, S855–S865.
21. De Saint Venant, B. Théorie de mouvement non-permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. Acad. Sci. Paris C. R. 1871, 73, 237–240.
22. Echeverribar, I., Morales-Hernández, M., Brufau, P., & García-Navarro, P. (2019). 2D numerical simulation of unsteady flows for large scale floods prediction in real time. *Advances in Water Resources*, 134, 103444.
23. Engineers Australia, 2012; Australian Rainfall & Runoff Revision Project 15: Two Dimensional Modelling in Urban and Rural floodplains, Stage 1 and 2 Draft Report. Engineers Australia.
24. Environmental Agency (2013), Report – SC120002, Benchmarking the latest generation of 2D hydraulic modelling packages.
25. Felder, G., Zischg, A., & Weingartner, R. (2017). The effect of coupling hydrologic and hydrodynamic models on probable maximum flood estimation. *Journal of hydrology*, 550, 157-165.
26. Ferrari, A., Dazzi, S., Vacondio, R., & Mignosa, P. (2020). Enhancing the resilience to flooding induced by levee breaches in lowland areas: a methodology based on numerical modelling. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 20(1), 59-72.

27. García-Navarro, P., Murillo, J., Fernández-Pato, J., Echeverribar, I., & Morales-Hernández, M., 2019. The shallow water equations and their application to realistic cases. *Environmental Fluid Mechanics*, 19(5), 1235-1252.
28. Guard, P., Nielsen, C., Ryan, P., Teakle, I., Moriya, N., & Kobayashi, T. (2013). Parameter sensitivity of a 2D finite volume hydrodynamic model and its application to tsunami simulation. Artigo aceito para publicação em: 35 th IAHR World Congress, Chengdu, China.
29. Guinot, V., Sanders, B. F., & Schubert, J. E. (2017). Dual integral porosity shallow water model for urban flood modelling. *Advances in water resources*, 103, 16-31.
30. Horváth, Z., Buttinger-Kreuzhuber, A., Konev, A., Cornel, D., Komma, J., Blöschl, G., ... & Waser, J. (2020). Comparison of fast shallow-water schemes on real-world floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146(1), 05019005.
31. Hou, J., Liang, Q., Zhang, H., & Hinkelmann, R. (2015). An efficient unstructured MUSCL scheme for solving the 2D shallow water equations. *Environmental Modelling & Software*, 66, 131-152.
32. Hydronia LLC, 2019. HydroBID Flood Two-Dimensional Flood and River Dynamics Model.
33. Kesserwani, G., Ayog, J. L., & Bau, D. (2018). Discontinuous Galerkin formulation for 2D hydrodynamic modelling: Trade-offs between theoretical complexity and practical convenience. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 342, 710-741.
34. Kitts, D. R., Syme, W.J., Gao, S., Collecutt, G., Ryan, P. A., 2020. Mesh orientation and cell size sensitivity in 2D SWE solvers. River Flow 2020–Uijttewaal et al (eds) © 2020 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-367-62773-7
35. Kvočka, D., Ahmadian, R., & Falconer, R. A. (2018). Predicting flood hazard indices in torrential or flashy river basins and catchments. *Water Resources Management*, 32(7), 2335-2352.
36. Latrubesse, E. M., Park, E., Sieh, K., Dang, T., Lin, Y. N., & Yun, S. H. (2020). Dam failure and a catastrophic flood in the Mekong basin (Bolaven Plateau), southern Laos, 2018. *Geomorphology*, 362, 107221.
37. Lhomme, J., Gutierrez-Andres, J., Weisgerber, A., Davison, M., Mulet-Marti, J., Cooper, A., & Gouldby, B. (2010). Testing a new two-dimensional flood modelling system: analytical tests and application to a flood event. *Journal of Flood Risk Management*, 3(1), 33-51.
38. Macchione F. , Morelli M. A. , Practical Aspects in Comparing Shock-Capturing Schemes for Dam Break Problems. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 2003, Vol. 129, n. 3, pp. 187-195.

39. Macchione, F. (1994). Schemi “shock-capturing” avanzati applicati all’integrazione delle equazioni del moto vario di correnti a superficie libera, Memorie e Studi N. 248, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria.
40. Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., & De Lorenzo, G. (2019). Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study. *Journal of Hydrology*, 576, 443-465.
41. Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., & Gangi, F. (2019). Fully-hydrodynamic watershed model for flash flood hazard analysis. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for Integrated River Basin Management: Vol. 40. Proceedings 40th Italian Conference on Integrated River Basin Management* (pp. 105–117) EdiBios.
42. Macchione, F., Gangi, F., Costanzo, C., Costabile, P., & Lombardo, M. (2020). Grid resolution effects on the flood hazard assessment at the basin scale. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for integrated river basin management: Vol. 41. Proceedings 41st Italian Conference on Integrated River Basin Management* (pp. 41–54). EdiBios.
43. Ming, X., Liang, Q., Xia, X., Li, D., & Fowler, H. J. (2020). Real-time flood forecasting based on a high-performance 2-D hydrodynamic model and numerical weather predictions. *Water Resources Research*, 56(7), e2019WR025583.
44. Morales-Hernández, M., Sharif, M. B., Kalyanapu, A., Ghafoor, S. K., Dullo, T. T., Gangrade, S., ... & Evans, K. J. (2021). TRITON: A Multi-GPU open source 2D hydrodynamic flood model. *Environmental Modelling & Software*, 141, 105034.
45. Morsy, M. M., Goodall, J. L., O’Neil, G. L., Sadler, J. M., Voce, D., Hassan, G., & Huxley, C. (2018). A cloud-based flood warning system for forecasting impacts to transportation infrastructure systems. *Environmental modelling & software*, 107, 231-244.
46. Mu, D., Luo, P., Lyu, J., Zhou, M., Huo, A., Duan, W., ... & Zhao, X. (2021). Impact of temporal rainfall patterns on flash floods in Hue City, Vietnam. *Journal of Flood Risk Management*, 14(1), e12668.
47. Mungkasi, S., & Roberts, S. G. (2013, April). Validation of ANUGA hydraulic model using exact solutions to shallow water wave problems. In *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 423, No. 1, p. 012029). IOP Publishing.
48. Neal, J., Villanueva, I., Wright, N., Willis, T., Fewtrell, T., & Bates, P. (2012). How much physical complexity is needed to model flood inundation?. *Hydrological Processes*, 26(15), 2264-2282.
49. Neelz, S., Pender, G., 2009. Desktop Review of 2D Hydraulic Modelling Packages. DEFRA/Environment Agency, UK, DEFRA/Environment Agency, UK.

50. Neelz, S., Pender, G., 2013. Benchmarking the Latest Generation of 2D Hydraulic Modelling Packages. DEFRA/Environment Agency, UK.
51. Nkwunonwo, U. C., Whitworth, M., & Baily, B. (2020). A review of the current status of flood modelling for urban flood risk management in the developing countries. *Scientific African*, 7, e00269.
52. Padulano, R., Rianna, G., Costabile, P., Costanzo, C., Del Giudice, G., Mercogliano, P. (2021). Propagation of variability in climate projections within urban flood modelling: a multi-purpose impact analysis. *Journal of Hydrology*, 602,126756.
53. Pan JJ, Cao ZX, Wang XK, et al. (2012). Comparative study of simplified and full hydrodynamic models for flash floods. *Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition)* 44(Supp. 1): 1-6. (In Chinese)
54. Patel, D. P., Ramirez, J. A., Srivastava, P. K., Bray, M., & Han, D. (2017). Assessment of flood inundation mapping of Surat city by coupled 1D/2D hydrodynamic modeling: a case application of the new HEC-RAS 5. *Natural Hazards*, 89(1), 93-130.
55. Reis, C., Figueiredo, J., Clain, S., Omira, R., Baptista, M. A., & Miranda, J. M. (2019). Comparison between MUSCL and MOOD techniques in a finite volume well-balanced code to solve SWE. The Tohoku-Oki, 2011 example. *Geophysical Journal International*, 216(2), 958-983.
56. Ryan, P., Gao, S., Syme, B. (2019). Utilisation of Sub-Grid-Sampling of Bed Elevation Data in Gridded 2D SWE Schemes. [PowerPoint Presentation \(TUFLOW.com\)](#)
57. Saksena, S., Dey, S., Merwade, V., & Singhofen, P. J. (2020). A computationally efficient and physically based approach for urban flood modeling using a flexible spatiotemporal structure. *Water Resources Research*, 56(1), e2019WR025769.
58. Sanders, B. F., Schubert, J. E., & Gallegos, H. A. (2008). Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling. *Journal of hydrology*, 362(1-2), 19-38.
59. Sanz-Ramos, M., Bladé, E., González-Escalona, F., Olivares, G., & Aragón-Hernández, J. L. (2021). Interpreting the Manning Roughness Coefficient in Overland Flow Simulations with Coupled Hydrological-Hydraulic Distributed Models. *Water*, 13(23), 3433.
60. Schubert, J. E., Sanders, B. F., Smith, M. J., & Wright, N. G. (2008). Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Advances in Water Resources*, 31(12), 1603-1621.
61. Şen, O., & Kahya, E., 2017. Determination of flood risk: A case study in the rainiest city of Turkey. *Environmental Modelling & Software*, 93, 296-309.

62. Shirvani, M., Kesserwani, G., & Richmond, P. (2020). Agent-based modelling of pedestrian responses during flood emergency: mobility behavioural rules and implications for flood risk analysis. *Journal of Hydroinformatics*, 22(5), 1078-1092.
63. Syme, W. (2001). TUFLOW-Two & onedimensional Unsteady FLOW software for rivers, estuaries and coastal waters. Paper presented at IEAust Water Panel Seminar and Workshop on 2D Flood Modelling, Sydney
64. Syme, W.J., 2008. Flooding in Urban Areas - 2D Modelling Approaches for Buildings and Fences. In: 9th National Conference on Hydraulics in Water Engineering: Hydraulics. Engineers Australia, Barton, A.C.T., pp. 25–32
65. Taccone, F., Antoine, G., Delestre, O., & Goutal, N., 2020. A new criterion for the evaluation of the velocity field for rainfall-runoff modelling using a shallow-water model. *Advances in Water Resources*, 140, 103581.
66. Teng, J., Jakeman, A. J., Vaze, J., Croke, B. F., Dutta, D., & Kim, S. J. E. M. (2017). Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. *Environmental modelling & software*, 90, 201-216.
67. Toro, E. 2009. Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A Practical Introduction. Springer. ISBN 978-3-540-25202-3
68. Tsakiris, G. J. N. H. (2014). Flood risk assessment: concepts, modelling, applications. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(5), 1361-1369.
69. Vetsch, D., Siviglia, A., Caponi, F., Ehrbar, D., Gerke, E., Kammerer, S., Koch, A., Peter, S., Vanzo, D., Vonwiller, L., Facchini, M., Gerber, M., Volz, C., Farshi, D., Mueller, R., Rousselot, P., Veprek, R., Faeh, R., 2018. System Manuals of BASEMENT, Version 2.8. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW).
70. Viero, D. P. (2019). Modelling urban floods using a finite element staggered scheme with an anisotropic dual porosity model. *Journal of hydrology*, 568, 247-259.
71. Xia, X., Liang, Q., & Ming, X. (2019). A full-scale fluvial flood modelling framework based on a high-performance integrated hydrodynamic modelling system (HiPIMS). *Advances in Water Resources*, 132, 103392.
72. Xing, Y., Liang, Q., Wang, G., Ming, X., & Xia, X. (2019). City-scale hydrodynamic modelling of urban flash floods: the issues of scale and resolution. *Natural Hazards*, 96(1), 473-496.
73. Zahura, F. T., Goodall, J. L., Sadler, J. M., Shen, Y., Morsy, M. M., & Behl, M. (2020). Training machine learning surrogate models from a high-fidelity physics-based model:

Application for real-time street-scale flood prediction in an urban coastal community. *Water Resources Research*, 56, e2019WR027038.

74. Zhang, M., Xu, M., Wang, Z., & Lai, C. (2021). Assessment of the vulnerability of road networks to urban waterlogging based on a coupled hydrodynamic model. *Journal of Hydrology*, 603, 127105.
75. Zhao, J., Özgen, I., Liang, D., & Hinkelmann, R. (2018). Improved multislope MUSCL reconstruction on unstructured grids for shallow water equations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 87(8), 401-436.

Capitolo 2. Criteri per la valutazione preliminare delle aree inondabili a scala di bacino

Introduzione

La mancanza di procedure standardizzate, criteri e metodologie comuni sembra essere il principale ostacolo all'attuazione della Direttiva Alluvioni nei paesi europei. L'elaborazione delle mappe del rischio ha subito ritardi in molte regioni, specialmente in contesti di scarsità di dati. Pertanto, le misure per ridurre il rischio, che dovrebbero essere coordinate a livello di bacino idrografico, continuano a basarsi su mosaici di mappe frammentate e ottenute ricorrendo a modelli non omogenei e a differente complessità. La Direttiva chiede agli stati membri dell'UE il costante aggiornamento delle mappe della pericolosità e del rischio, le quali dovrebbero essere elaborate sulla base delle ASPFR (*Areas with significant potential flood risk*) individuate in fase preliminare. Tuttavia, in alcuni contesti (scarsità e disomogeneità di dati territoriali, mancanza di coordinazione tra enti preposti etc.) questa preliminare individuazione è stata eseguita prediligendo metodi speditivi ed è spesso limitata alle sole aste principali. In questa situazione si trova la regione Calabria, dove il vecchio PAI (Piano di Assetto Idrogeologico, 2001 e s.s.m.m.i.i.) che distingue tra aree di attenzione, aree a rischio, punti di attenzione e zone di attenzione, si concentra sulle aste principali ed ingloba solo pochi studi idraulici di dettaglio. Il PAI ha funzione di normare il territorio (e ha effetto sui piani urbanistici, paesaggistici ecc.) ed è aggiornato una tantum, anche sulla base di specifiche richieste, ma dovrebbe armonizzarsi con il PGRA (Piano di Gestione del Rischio di Alluvione), lo strumento che la Direttiva ha introdotto al fine di garantire la corretta gestione del rischio da alluvione, tramite la predisposizione di specifiche misure (M1, M2 ecc.), definite a livello di Unit Of Management (Unità di Gestione), in funzione dei beni minacciati e della necessità di tutela. Esso individua le aree a bassa, media e alta probabilità di inondazione e richiede un aggiornamento ogni 6 anni. La più recente proposta di perimetrazione per il PGRA risale al 2016 ed è basata su un criterio "geomorfologico-idraulico" e attualmente la si può considerare solo come una mappatura temporanea e approssimata che ha indotto le Autorità Competenti a vincolare le aree mediante misure di salvaguardia.

2.1 Inquadramento bibliografico

Nel corso degli ultimi decenni, la ricerca ha compiuto grandi sforzi per lo sviluppo di tecniche e modelli adatti allo studio delle inondazioni e in particolare per l'identificazione delle aree inondabili. Tra i metodi discussi in letteratura si annoverano quelli basati essenzialmente sull'uso di Modelli Digitali del Terreno, ormai sempre più diffusi e facilmente reperibili (Li et al., 2020; Manfreda et al.,

2015), tecniche di apprendimento automatico (Magnini et al., 2021), simulazioni idrodinamiche (Afshari et al., 2018). Rispetto ai metodi idrodinamici, modelli come HAND (Nobre et al., 2016) possono produrre la mappa di contorno dell'estensione del potenziale di alluvione lungo la rete di drenaggio; il metodo proposto da Li et al. (2020) dipende dall'estrazione di un reticolo di drenaggio e trascura completamente le aree di invaso; il GFI (Samela et al., 2017) delinea l'area soggetta a inondazioni in diversi livelli di pericolosità in base a descrittori morfologici e richiede di essere calibrata rispetto alle mappe di inondazione alluvionali esistenti. Questi metodi possono richiedere uno sforzo di calcolo minore, ma trascurano il processo idrodinamico. Le applicazioni si limitano a piccole porzioni di territorio o al canale principale, trascurando di conseguenza le interazioni tra monte e valle e il contributo degli affluenti minori (Vorogushyn et al., 2018). Contrariamente ai modelli semplificati, un modello idrodinamico può essere utilizzato per simulare il processo di deflusso in contesti complessi del terreno e ampie pianure alluvionali conformemente al fenomeno fisico. Questo perché nella modellazione idrodinamica il moto della corrente è descritto, per ciascuna cella del dominio di calcolo, dalle equazioni di Saint-Venant. Il presente lavoro si propone quindi di mostrare le potenzialità di un modello idrodinamico ad alta risoluzione alimentato da precipitazioni dirette, su un cluster di bacini di diversa estensione, per l'individuazione di aree soggette a inondazione, per uno scenario che può essere considerato rappresentativo di un evento limite, in termini di magnitudo.

La ricerca di uno scenario limite adatto al campo della pianificazione territoriale è giustificata dalla recente normativa Europea in materia di prevenzione dai rischi (decisione n°420/2019/UE), la quale chiede agli stati membri di illustrare le misure di prevenzione e preparazione prioritarie nelle valutazioni del rischio, anche per le tipologie di “rischio potenziale ad alto impatto e bassa probabilità” (*HILP-High Impact Low Probability*).

Nell'ambito degli studi idrologici, un concetto comunemente impiegato è quello del *estimated limiting value (ELV)* definito come “*upper boundary*”, da intendere come il più grande evento idrologico che è possibile attendersi in un dato luogo la cui stima è basata sulle migliori informazioni idrologiche disponibili (Chow et al., 1988). L'incertezza associata a questa stima dipende fortemente dalla disponibilità di informazioni, dalle conoscenze tecniche e scientifiche, dall'accuratezza dell'analisi. Valori limiti comunemente impiegati per applicazioni idrologiche sono quelli relativi alla PMP (*Probable maximum precipitation*), che rappresenta l'altezza di pioggia totale, la PMS (*Probable maximum storm*) che definisce la distribuzione temporale della PMP e della corrispondente PMF (*probable maximum flood*), ottenuta dalla PMS, sotto le ipotesi di terreno saturo. Si tratta

tuttavia di limiti “fisici”, deterministici, non associati a una probabilità di accadimento. I tempi di ritorno di una PMP sono anche dell’ordine di milioni di anni.

Nell’ambito degli studi che attengono all’analisi del rischio si ricorre più spesso a un limite “*probability-based*”. Lo scenario limite di riferimento per questo tipo di analisi dovrebbe essere dunque ricercato in un evento di pioggia caratterizzato da bassa probabilità di accadimento e da una durata sufficiente a garantire che ciascuna area del bacino contribuisca al deflusso nella sezione di chiusura.

In una prima fase, la simulazione mira solo all’individuazione delle aree potenzialmente allagabili. In un secondo tempo, il modello potrà essere affinato in termini di “forzante” idrologica distribuita, scabrezza, condizioni al contorno, inserimento di edifici e singolarità, ed essere utilizzato per lo studio dell’impatto al suolo di scenari pluviometrici compatibili con un predefinito tempo di ritorno.

2.2 Obiettivi

Obiettivo del presente capitolo è l’elaborazione di un *framework* a supporto della “individuazione” delle aree potenzialmente esposte a rischio di alluvione volto a superare gli approcci e le tecniche basate esclusivamente sull’impiego dei dati topografici (criteri geomorfologici ecc.) e dall’altra quella di scoraggiare una pratica molto comune, e attualmente più diffusa, consistente nella mosaicatura di studi fatti con tecniche diverse e a diversa accuratezza trascurando le interazioni tra monte e valle e i contributi delle aste minori. Il *framework* proposto prevede l’impiego di un modello idrodinamico basato sulle equazioni complete del moto vario 2D complete attivate da un input pluviometrico diretto. La procedura è applicata alla fascia costiera del Mar Jonio Catanzarese, dove si ritrovano diversi bacini che in occasione di eventi meteorici intensi hanno in passato dato prova della loro distruttività e hanno determinato situazioni non adeguatamente prese in considerazione dalla mappatura vigente. Quest’ultima, essendo tipicamente basata su studi speditivi o derivanti da tradizionali modelli idrologici-idraulici disaccoppiati si concentra sulle aste principali trascurando rami che pur possono essere sede di fenomeni tali da incrementare diffusamente il rischio associato ad un evento alluvionale. I risultati sono confrontati in termini di estensione delle aree potenzialmente inondabili con quelle storicamente inondate.

2.3 Metodi

2.3.1 Scenario di riferimento ai fini dell’individuazione

L'ipotesi assunta in questo studio è quella di considerare, ai fini della preliminare individuazione delle aree potenzialmente inondabili, uno scenario limite rappresentato da un evento di piena risultante dalla distribuzione uniforme sul bacino di una precipitazione caratterizzata dal tempo di ritorno di 500 anni, tipicamente considerato come il valore più elevato nel contesto dell'analisi del rischio idraulico.

La pioggia lorda cumulata è ricavata a partire dalla curva di possibilità pluviometrica, con parametri n ed m regionalizzati VAPI (Valutazione Piene) Calabria, e con n calcolato in funzione alla quota media dell'area analizzata. Per la durata dell'evento si sceglie la durata tipica di un evento di *flash flood*, comunque non superiore alle 24 h, da valutare in funzione di una stima dei tempi caratteristici dei bacini oggetti di studio. Tale scenario non ha finalità predittive per cui si ritiene non necessario ricorrere in questa fase alla scelta di un modello di depurazione dalle perdite. L'area allagata conseguente all'applicazione della forzante di progetto è da intendersi come la massima associata ad un evento di piena eccezionale.

2.3.2 Elaborazione della griglia di calcolo

Poiché l'area non è interamente coperta da dati LiDAR, è stata necessaria una preelaborazione del dataset topografico a disposizione: i dati DTM e LiDAR regionali sono stati mosaicati e ricampionati per l'elaborazione di un nuovo modello digitale del terreno da porre alla base dei calcoli. Le griglie delle precipitazioni sono state utilizzate come input per il modello idrodinamico 2D presentato al Capitolo 1. La risoluzione spaziale scelta per le analisi eseguite è 5 m, che rappresenta, per le finalità dello studio, un adeguato compromesso tra i tempi di calcolo richiesti dalle elaborazioni e l'accuratezza da perseguire. La griglia computazionale è composta da circa 15×10^6 celle quadrate. Per ridurre l'effetto di *water trapping* e migliorare la connettività tra celle adiacenti è stato attivato un trattamento a sottogriglia con distanza di campionamento di 1 m (vedere Lombardo et al., 2020).

2.3.3 Assegnazione del coefficiente di scabrezza

Nella maggior parte dei modelli idraulici classici, la scabrezza rappresenta l'unico parametro per cui è richiesta calibrazione, contrariamente a ciò che avviene per altri "modelli ambientali" che sono caratterizzati da decine di parametri da calibrare. Ciò nonostante, la parametrizzazione e la calibrazione della scabrezza sono attualmente problemi aperti, principalmente perché non è ancora possibile ottenere delle misure di campo del valore di scabrezza e molte componenti della resistenza idraulica non sono direttamente misurabili (Bates, 2021). Per questo motivo, in genere, i modelli richiedono una fase di calibrazione per fare in modo che i risultati si avvicinino il più possibile a

quelli osservati. Questa operazione, tuttavia, agisce anche a compensazione di altri errori nei dati di input e per tale motivo in alcune situazioni i valori di scabrezza possono essere anche molto distanti rispetto al loro valore reale. Nei modelli disaccoppiati l'approccio più comune consiste nell'assumere un valore univoco oppure nell'assegnare il coefficiente di scabrezza in base all'uso del suolo, tipicamente i dati CORINE Land Cover in combinazione con le note tabelle dei coefficienti di scabrezza (vedere Chow; 1959; Cowan, 1956). Alcuni studi mostrano che la differenziazione tra i coefficienti per solo alveo e piana inondabile consente di ottenere risultati migliori o simili rispetto all'utilizzo di un coefficiente distribuito (Liu et al., 2019). Il problema che si solleva però quando si passa a un approccio *rainfall on grid* (o accoppiato) è legato all'uso della formula di Manning nel caso di ruscellamento superficiale. In questi casi la resistenza al moto dipende dalla micro-topografia, dalla copertura del suolo e anche dall'intensità delle precipitazioni e una differente legge di resistenza può essere necessaria per descrivere in modo più corretto il campo di velocità (Taccone et al., 2020). In questo lavoro si assume in una prima fase un valore univoco per il coefficiente di scabrezza, per ridurre le fonti di incertezza dovute alla sua distribuzione spaziale sul dominio. In fase di analisi preliminare il coefficiente di Manning è stato posto uniformemente pari a $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$, compatibile con il *range* di valori comunemente impiegato per applicazioni su larga scala basate su modelli idrodinamici 2D di tipo *rain on grid* (Ming et al., 2019, Sanz-Ramos et al., 2021).

2.3.4 Elaborazioni di post-processing

Poiché, seguendo un approccio con input pluviometrico diretto ogni cella del dominio di calcolo è interessata da altezze idriche diverse da zero, è necessario stabilire una soglia (sui massimi tiranti, o sulla combinazione di tiranti h e velocità v simulati, come il massimo valore assunto dal prodotto hv) per considerare l'area a "pericolosità idraulica" e cioè raggiungibile dalla corrente sia per superamento della capacità di deflusso della sezione del corso d'acqua (esondazione) sia per effetto di fenomeni di ristagno (in presenza di aree concave, bassure) o effetti di rigurgito. Rifacendosi ai criteri suggeriti dalle Linee Guida ISPRA (Barbano et al., 2012), e in accordo con altri diagrammi proposti in letteratura e comunemente impiegati per il calcolo della vulnerabilità, è stato scelto un tirante soglia di 0.10 m per distinguere tra cella asciutta e bagnata. L'uso di una soglia sul tirante consente di eliminare l'effetto di rumore nelle aree pianeggianti dovuto a pixel isolati caratterizzati da altezze molto basse (anche dell'ordine dei mm), dunque non compatibile con l'accuratezza dell'informazione topografica di riferimento.

2.4 Applicazione ai bacini costieri della fascia Ionica Catanzarese

Il territorio oggetto di studio comprende alcuni bacini costieri dislocati lungo la costa Jonica Catanzarese e che si estendono per una superficie di circa 360 Km² in totale. La figura 2-1 mostra un inquadramento territoriale dell'area di studio, in cui sono evidenziati i bacini con superficie superiore a 5 Km²: il fiume Ancinale, con i suoi affluenti, il torrente Bruca, che confluisce nel tratto di monte qualche chilometro più a valle dal centro urbano di Cardinale, il torrente Ancinalesca, che sfocia nelle vicinanze dell'abitato di Satriano e del torrente Pegade, che si unisce all'asta principale, in prossimità della foce, nel mar Ionio. Gli altri bacini compresi nella zona sono quelli del Beltrame (Soverato), ricordato per il tragico evento del settembre 2000, il fiume Alaca, il torrente Melis, il torrente Gallipari, e il torrente Salubro, che attraversano i comuni di Davoli, San Sostene, Sant'Andrea e Isca sullo Ionio.

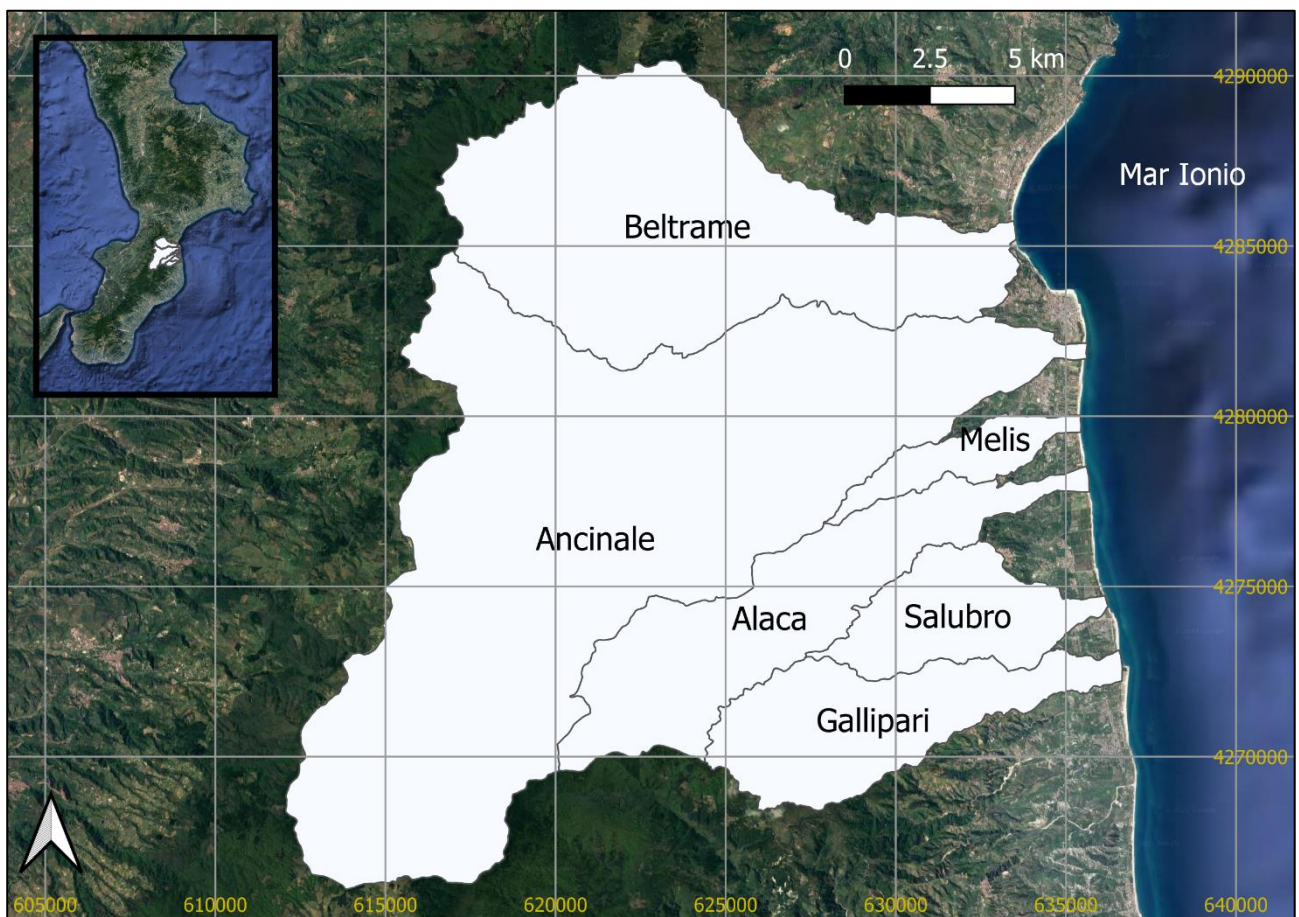


Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'area oggetto di studio

2.4.1 Mappatura vigente

Le perimetrazioni PAI vigenti includono, per il territorio analizzato, 15 punti di attenzione, 28 aree di attenzione e 55 aree a rischio (vedere Figura 2-2).

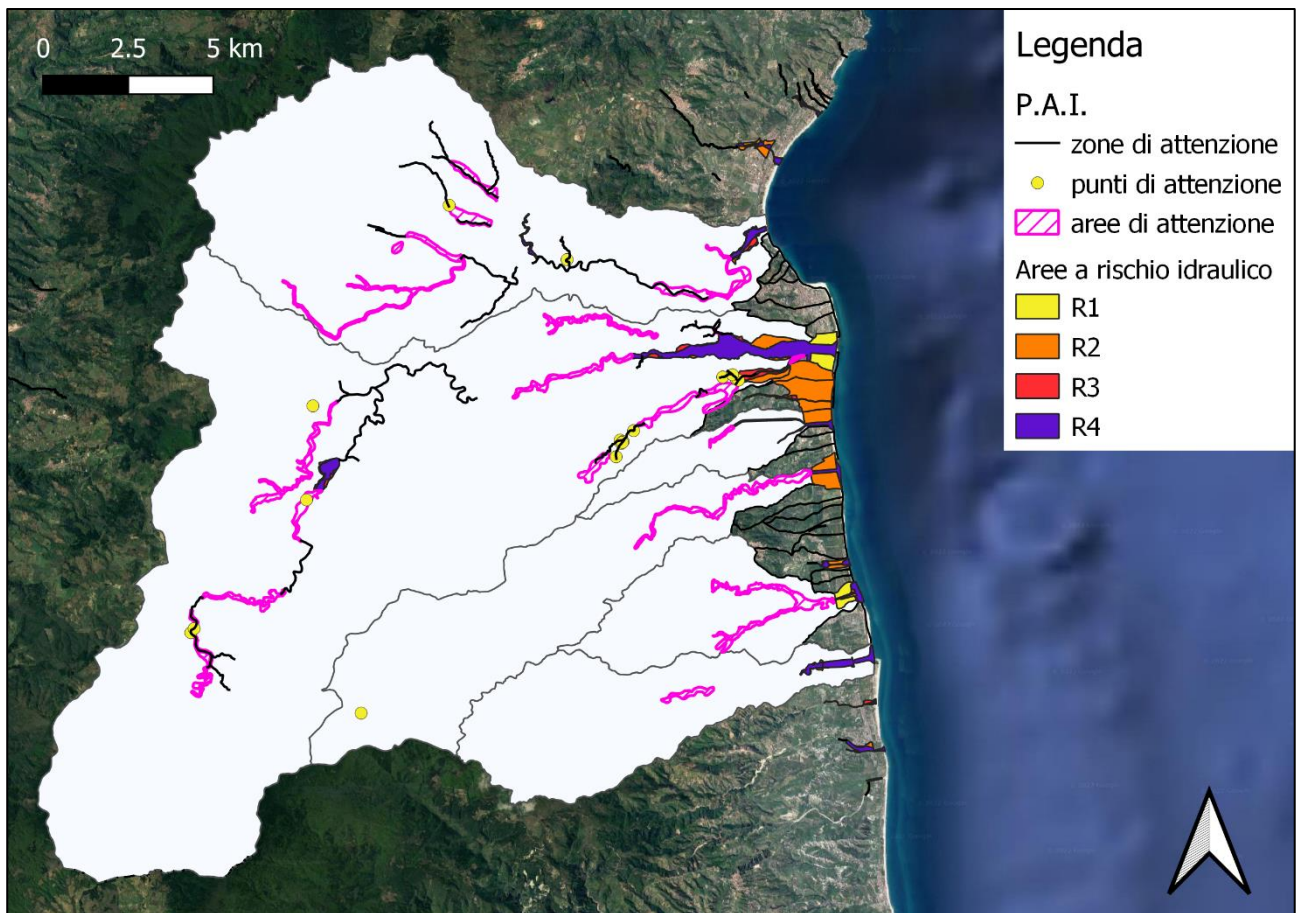


Figura 2-2: *Mapa PAI vigente (fonte: Autorità di Distretto dei Bacini Meridionali, PAI 2020)*

Un estratto del PGRA, comprendente anche il rischio costiero, è riportato, per il territorio di interesse in Figura 2-3. Gli areali raffigurati individuano l'estensione delle aree a bassa pericolosità, che, in assenza di studi di dettaglio coincidono esattamente con quelle a media ed elevata pericolosità.

Il “criterio geomorfologico-idraulico” su cui si basano le mappe del PGRA è di seguito brevemente descritto:

- il reticolo idrografico della CTR è discretizzato in una serie di punti e, a partire dalle rispettive quote s.l.m. lette dal dato LIDAR, sono stati ipotizzati dei "piani d'acqua" ad una quota superiore di 5 metri;
- l'intersezione di tali "piani d'acqua" con il dato altimetrico del LIDAR individua sul reticolo idrografico le aree a pericolosità idraulica;
- l'ampiezza di tali aree, disposta ortogonalmente e centrata sul reticolo idrografico, non potrà comunque essere estesa per più di L metri. La quantità L è riportata nella tabella 2-1 in funzione del numero di Horton dell'asta considerata.

Tabella 2-1: *valori limiti di L in funzione del numero di Horton dell'asta.*

Numero di Horton dell'asta	Ampiezza massima L
1	20
2	50
3	100
4	150
5	300
6	500
7	800
8	1200
9	1600

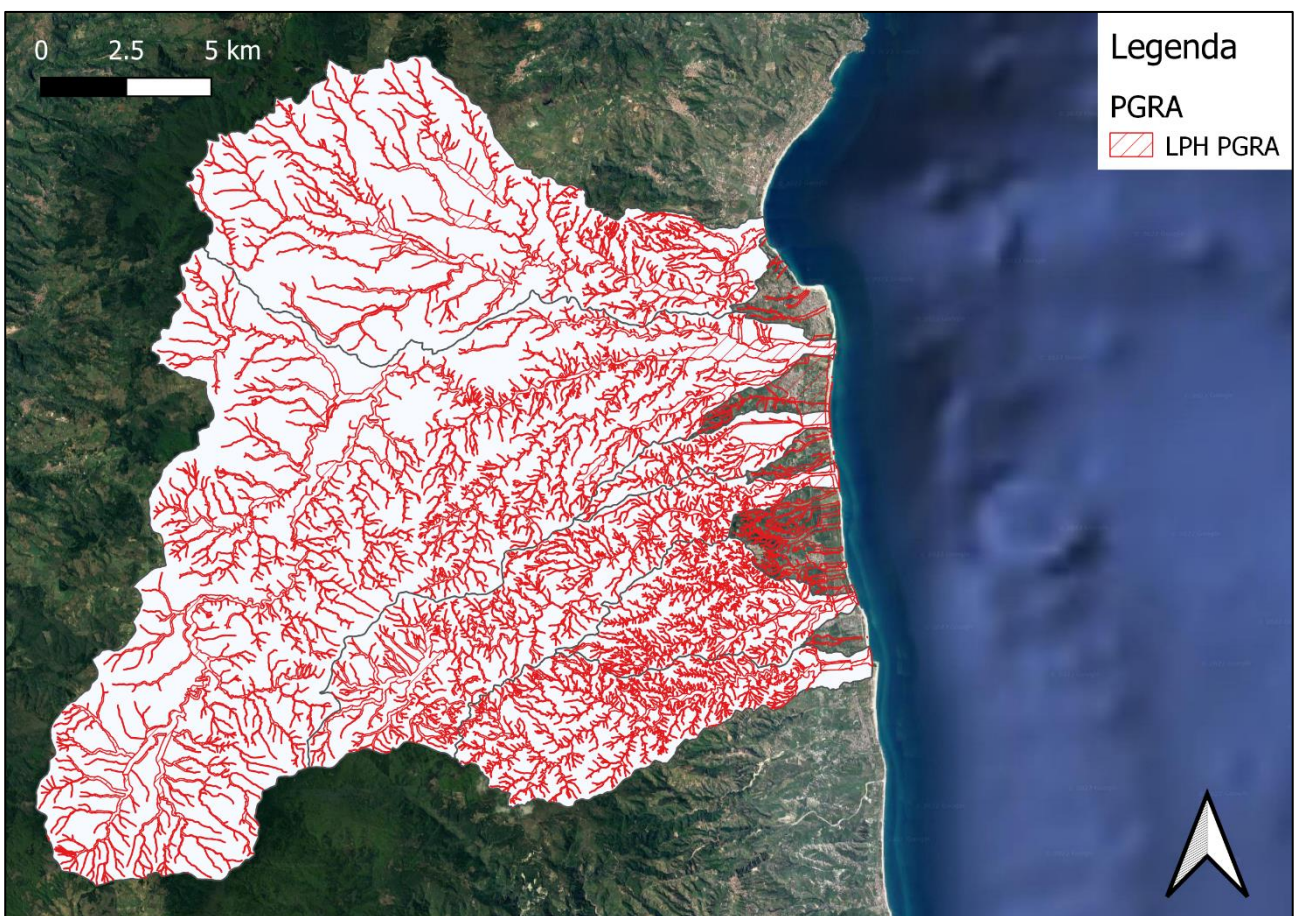


Figura 2-3: Mappa PGRA (fonte: Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, PGRA 2020)

2.4.2 Notizie storiche ed eventi di piena occorsi in passato

La Calabria è una delle regioni italiane maggiormente colpite da eventi alluvionali. I motivi sono legati sia alla natura geologica dei luoghi sia alla particolare conformazione orografica, che la rendono particolarmente esposta a piogge intense. Gli eventi alluvionali che in passato hanno interessato la

regione hanno causato ingenti danni e numerose vittime. Storicamente il versante ionico meridionale della penisola calabrese è stato colpito da eventi piovosi eccezionali, che hanno provocato effetti disastrosi sulle popolazioni dei territori colpiti. In particolare, nell'area considerata in questo studio, nell'ultimo secolo si sono verificati diversi disastri, che hanno provocato vittime, sfollati e danni considerevoli. Le notizie storiche reperibili dagli annali idrologici redatti dal Servizio Idrografico Italiano riguardano gli eventi avvenuti negli anni 1928, 1930, 1933, 1935, 1939, 1951, 1953, 1972, 1985. In particolare, dal 15 al 18 ottobre 1951, il settore sud-orientale della Calabria è stata interessata da eventi eccezionali, per intensità e durata mai registrati in precedenza. La tabella 2-1 riporta i valori delle altezze di pioggia cumulate in 72 ore confrontati con le altezze medie annue dei 3 pluviometri significativi per l'area di studio, ubicati come in figura 2-3.

Tabella 2-1. Altezze di pioggia cumulate durante l'evento del 1951

Stazione	Altezza cumulata in 72 ore (mm)	Totale media annua (mm)	Rapporto
Chiaravalle Centrale	1004	1575	0.64
San Sostene	1126	1489	0.76
Badolato	928	1160	0.80

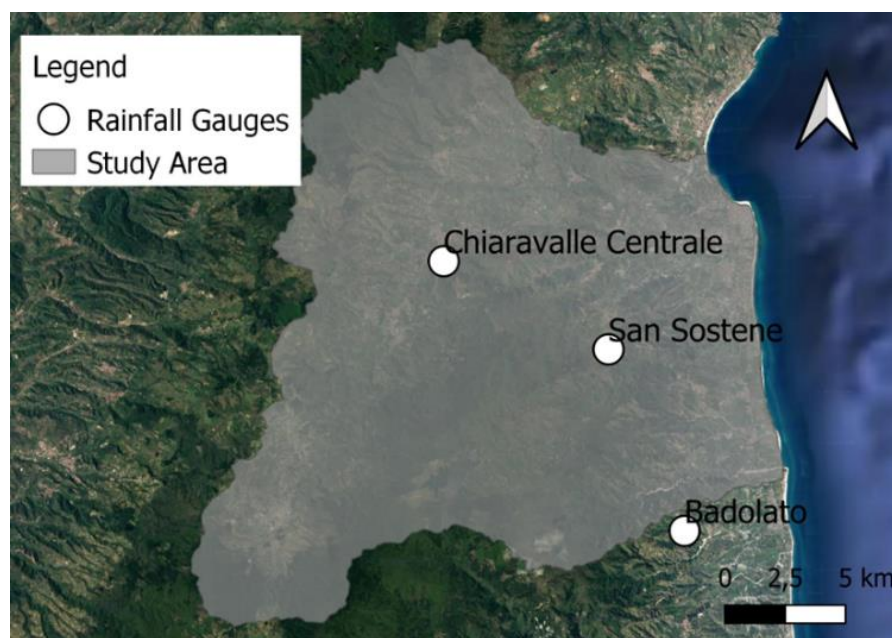


Figura 2-4: Ubicazione delle stazioni pluviografiche

L'evento causò 68 morti e 6.700 sfollati e danni stimati in 30 miliardi di lire. La linea ferroviaria tra il comune di Soverato e il comune di Reggio Calabria fu interrotta in 22 punti a causa di straripamento dei corsi d'acqua e smottamenti. Molti ponti delle ferrovie della costa ionica furono sormontati (vedi

Figura 2-5) o spazzati via. I fiumi Alaca e Salubro causarono ingenti danni a Isca, provocando il crollo di case ed edifici, distruggendone un tratto della linea ferroviaria ionica e devastando completamente le campagne (vedi Figura 2-6)



Figura 2-5: Sormonto del ponte sull'Alaco. A fianco il ponte sull'Alaco in una foto recente



Figura 2-6: Foto storiche dell'evento del 1951. a) Scout impegnati a rimuovere il fango dalle abitazioni. b) Il presidente della Repubblica Einaudi in visita ai territori colpiti.

Per l'evento del 1951 è disponibile il rilievo post-evento dell'area allagata che consente il confronto con i risultati di modellazione idrodinamica.

L'alluvione del 1951 ha modificato anche l'assetto morfologico di alcuni corsi d'acqua: antecedentemente all'alluvione del 1951, ad esempio, il T. Peramo, sfociava direttamente nel mar Ionio, tra le località Roella e Forzà, tra i comuni di Davoli e S. Sostene. Il suo antico letto oggi non esiste più essendo stato bonificato e reso coltivabile (Gualtieri, 2001).

2.4.3 Risultati e discussione

La durata dell'evento è stata fissata pari a 6 ore, di poco superiore al tempo di concentrazione (t_c) del bacino più esteso, stimato secondo la formula di Giandotti (1934).

$$t_c = \frac{4\sqrt{A}+1.5L}{0.8\sqrt{H_m-H_{min}}} = 5.6 \text{ ore} \quad (2.1)$$

dove A è l'area del bacino, L (Km) è la lunghezza del fiume, H_m (m s.l.m.) e H_{min} (m s.l.m.) sono rispettivamente l'altitudine media e minima del bacino. Per il caso in esame $A = 173 \text{ Km}^2$, $L = 45 \text{ Km}$, $H_m = 715 \text{ m s.l.m.}$, $H_{min} = 0 \text{ m s.l.m.}$

La pioggia totale cumulata di durata 6 ore e tempo di ritorno cinquecentennale, ottenuta ricorrendo al metodo VAPI è di $h_{500,6} = 302.8 \text{ mm}$ (figura 2-7).

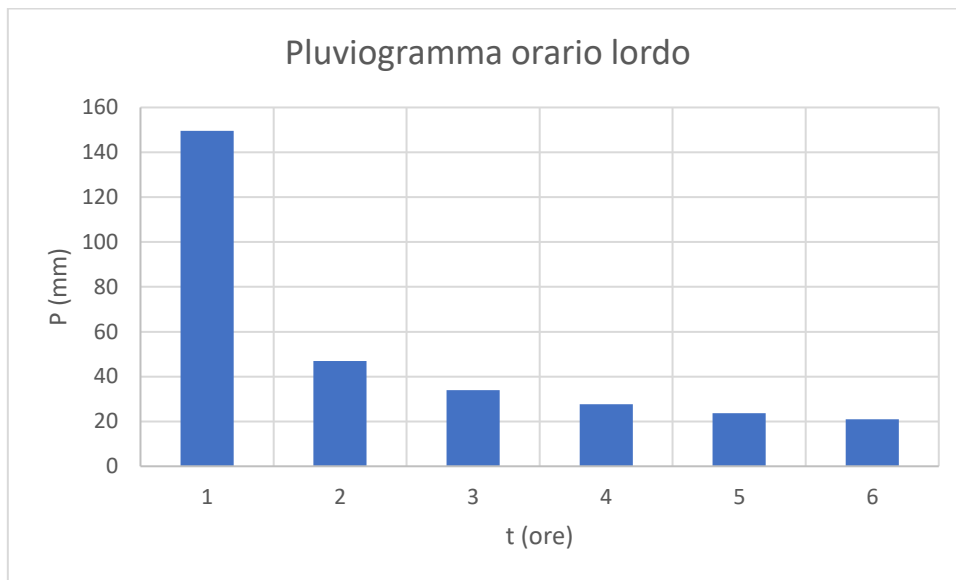
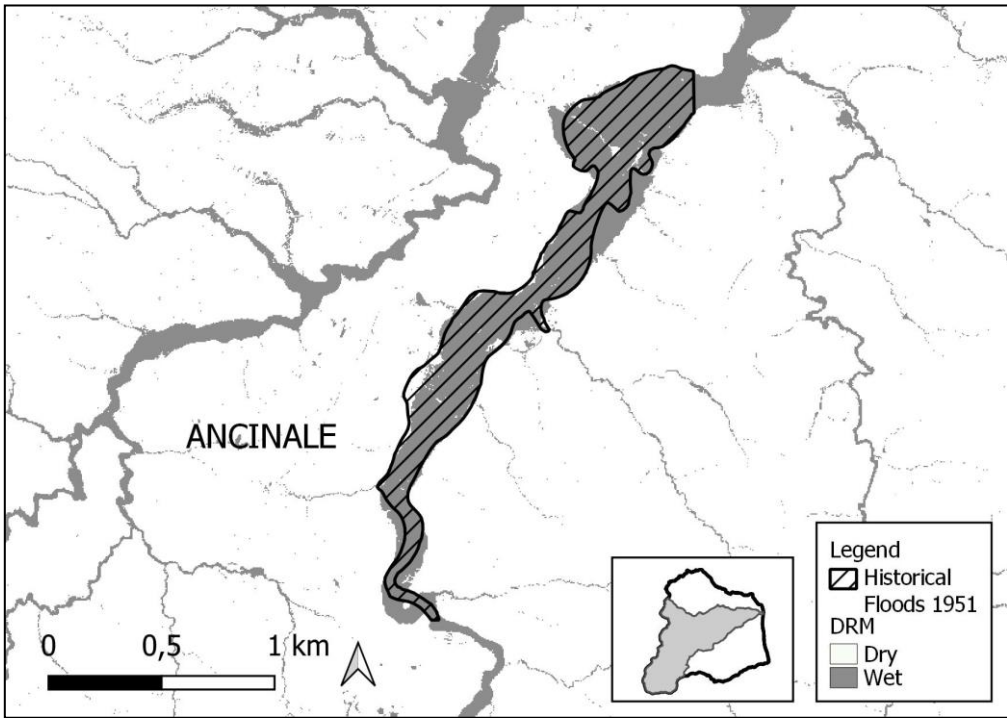
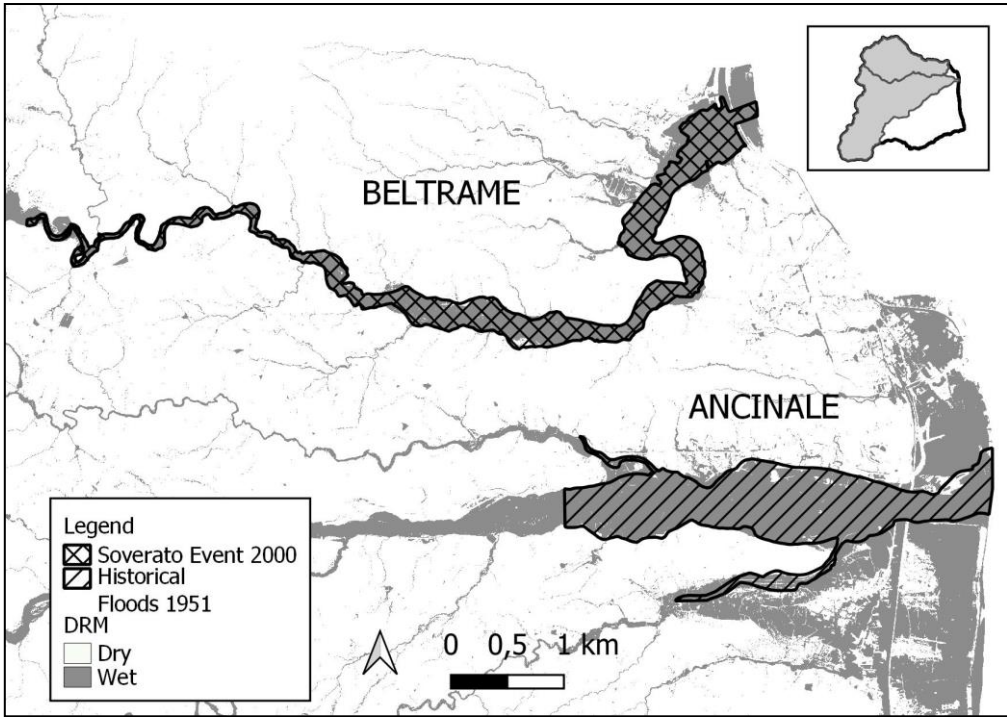


Figura 2-7: Pluviogramma lordo

Il dataset relativo alle aree storicamente inondate fornito dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale contiene i poligoni delle aree allagate nel periodo (1951-1953). Per il bacino di Soverato è stata utilizzato il rilievo eseguito dopo l'evento del 2000 (vedi Macchione et al., 2020; Macchione & Lombardo, 2021). La mappa involuppo dei massimi tiranti è stata convertita in una mappa binaria: le celle con una profondità simulata uguale o superiore ad un valore di soglia di di 0,10 m sono state considerate numericamente bagnate. Un'analisi qualitativa comparativa ha consentito di evidenziare le similitudini e le differenze tra le aree inondate mediante l'approccio proposto e quelle storicamente alluvionate. Un confronto grafico tra l'estensione dell'inondazione e le aree storiche allagate è presentato nella Figura 2-8.

L'area storica allagata e gli elementi numericamente bagnati sono stati confrontati tra loro, all'interno del confine storico. La differenza in termini di percentuale di superficie allagata è data dall'Eq. 2.2

$$\Delta (\%) = \frac{(Hist - DRM)}{Hist} 100 \quad 2.2$$



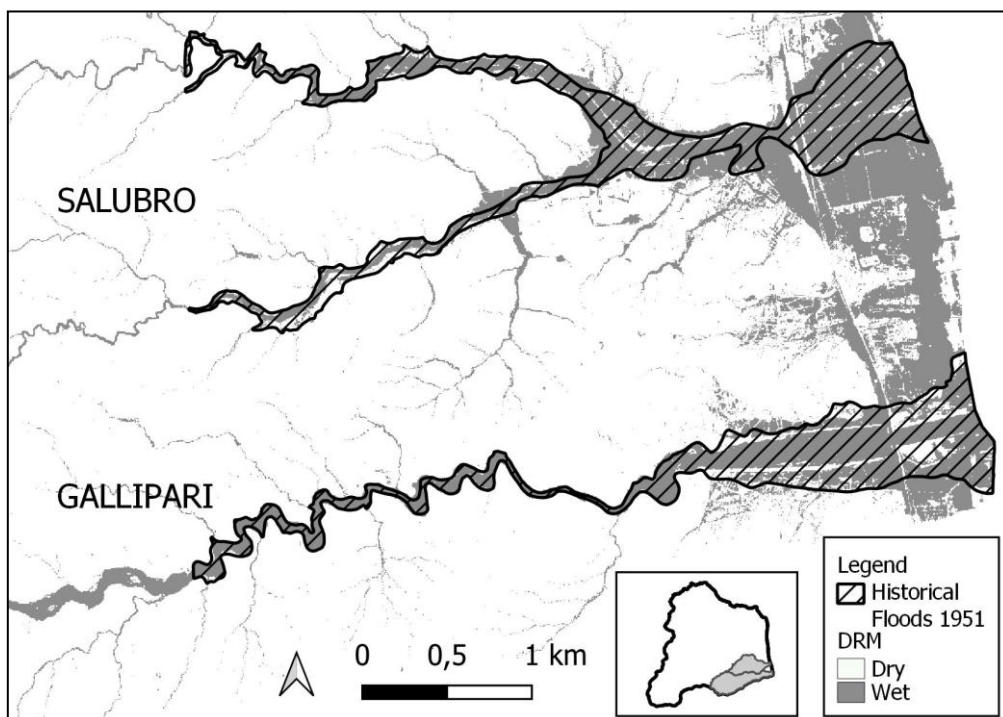
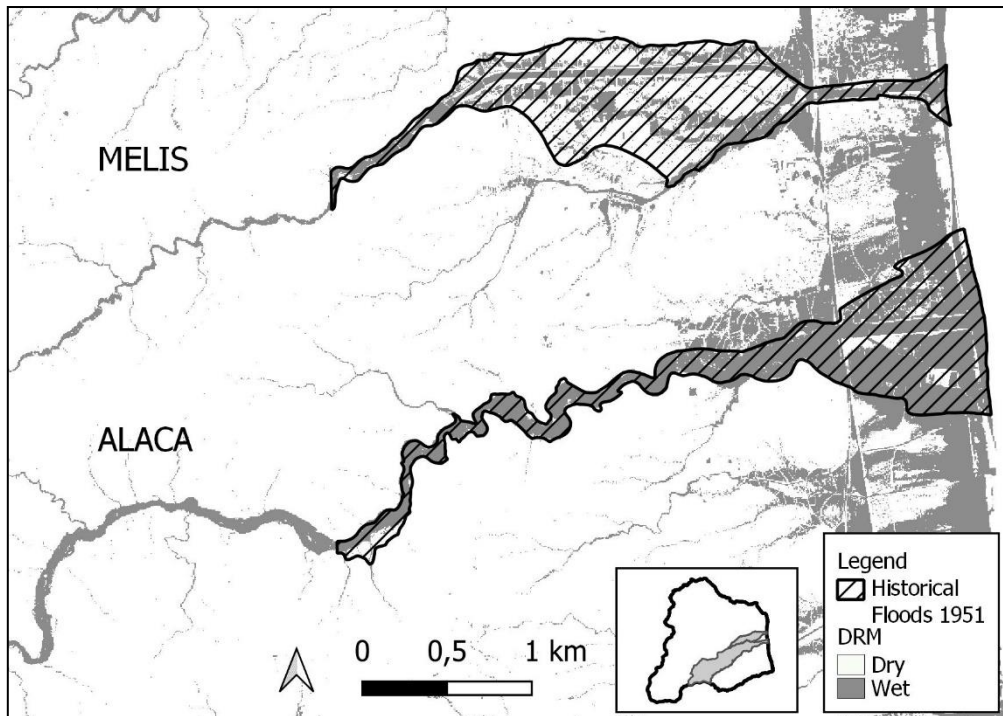


Figura 2-8: Mappe delle aree inondabili ottenute da modellazione rain-on-grid per lo scenario di individuazione

La tabella 2-2 riporta i risultati del confronto. Come è possibile notare dall'ultima colonna, si osserva un'ottima corrispondenza sul fiume Beltrame, dove è disponibile il rilievo più recente e attendibile. Per il fiume Ancinale le differenze sono molto contenute: esse sono principalmente legate alla

presenza di edifici nel LiDAR che sono risultati sopraelevati rispetto al terreno idraulico e quindi interpretati come ostacoli.

Tabella 2-2: risultati della simulazione di individuazione e confronto con area storicamente inondata

Nome del bacino	S [Km ²]	Area storicamente allagata [m ²]	Hist \cap DRM [m ²]	Differenza (%)
Ancinale monte	173.34	551470	516775	-6.3
Ancinale valle		2009547	1883400	-6.3
Beltrame	84.70	1506506	1449325	-3.8
Alaco	41.10	1174668	998550	-15
Gallipari	29.68	985664	767825	-22.1
Salubro	19.12	1112034	885500	-20.4
Melis	8.22	1292502	545475	-57.8

Nei casi relativi al torrente Alaco, alla fiumara Gallipari e del torrente Salubro si riscontrano alcune differenze nella parte montana generalmente dovute a zone ripariali densamente vegetate che hanno condizionato i risultati introducendo un effetto argine. Inoltre, in alcuni tratti, il confine storico comprende aree che appartengono a pendii; per gli stessi casi, nelle aree a valle i motivi principali delle differenze sono dovuti alla presenza di rilevati stradali, non correttamente filtrate e rimosse dal LiDAR. Per il caso del T. Melis è evidente l'effetto della presenza degli argini, realizzati dal Consorzio di Bonifica verso la fine degli anni '90.

In generale, l'alluvione simulata ottenuta utilizzando il modello numerico alimentato dallo scenario pluviometrico di progetto produce una bassa sottostima rispetto all'inondazione storica.

2.5 Conclusioni

Nonostante le evidenti incertezze sull'accuratezza verticale del terreno, eventuali errori sulle aree perimetrate, le incongruenze legate alla diversa epoca considerata, l'approccio proposto sembra essere adeguato ai fini della individuazione delle aree potenzialmente inondabili ad alta risoluzione su aree territoriali vaste. Un tale approccio sembra offrire diversi vantaggi: in primo luogo, i risultati si basano sull'utilizzo di una base topografica ad alta risoluzione (LiDAR 1 m) e non dipendono da un reticolo noto a priori o estratto da un DEM con risoluzione grossolana (che potrebbe non coincidere con quello ricavabile da LiDAR). L'utilizzo di un approccio rain on grid permette di individuare sia le aree in cui la corrente si incanala che le aree di acqua ferma, consentendo di evidenziare sia le aree allagate per effetto di esondazione sia quelle in cui possono generare invasi (aree concave, bassure) ed effetti di ristagno. Questo metodo supera i criteri basati esclusivamente sulla topografia perché

capace di riprodurre con una maggiore aderenza alla fisica del fenomeno la dinamica dell'alluvione che non può essere catturata da uno studio a scala di tratto. Questo approccio è particolarmente adatto per situazioni in cui l'alveo è biforcuto e caratterizzato da percorsi paralleli e per le zone in cui è difficile individuare uno spartiacque ben definito. Per contro, è fortemente consigliato un controllo di qualità del dato topografico a disposizione per evitare effetti dovuti alla presenza degli impalcati dei ponti e dei piccoli attraversamenti, che potrebbe comportare una disconnessione tra le sezioni a monte e a valle degli impalcati. Questo risultato preliminare può comunque aiutare il modellista nella correzione degli errori macroscopici, prima di perfezionare il modello per gli studi di pericolosità.

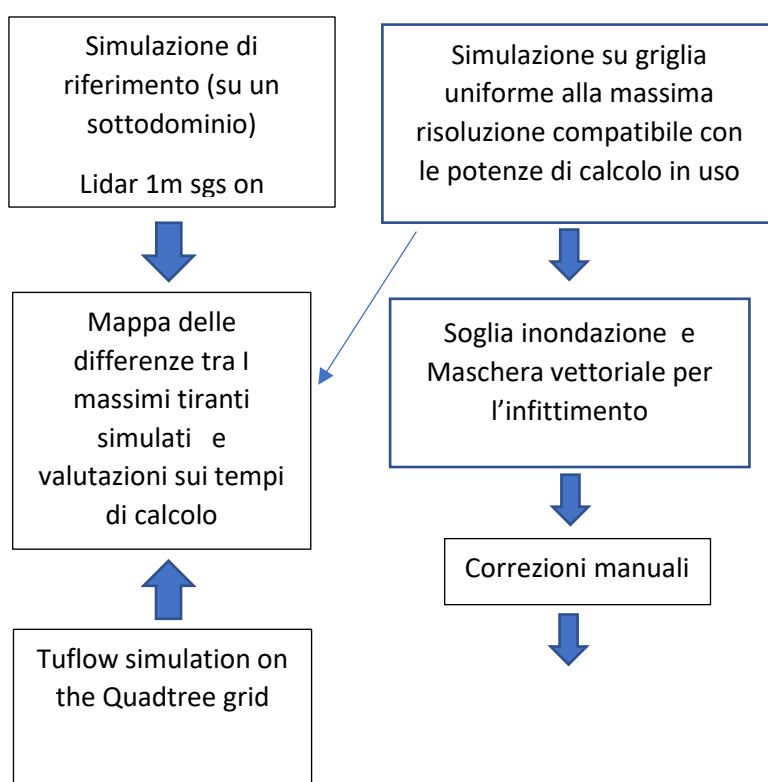
La maggiore criticità della procedura è ascrivibile all'evidente frammentazione lungo le aste minori la cui geometria non può evidentemente essere accuratamente descritta da una o due celle di calcolo. Questo inconveniente può però essere superato ricorrendo all'uso di una griglia localmente rifinita mediante un criterio a posteriori che consente di perseguire un accettabile compromesso tra l'accuratezza del risultato e l'onere computazionale. Il metodo di *refinement* locale proposto in questo lavoro, finalizzato da un lato alla riduzione della frammentazione e dall'altro all'incremento dell'accuratezza nelle aree di maggior interesse è descritto in Appendice.

Appendice A. Uso di una griglia di calcolo *quadtree* adatta a simulazioni idrodinamiche a scala di bacino

Il set-up del dominio di calcolo è un'operazione fondamentale per gli studi finalizzati alla perimetrazione delle aree inondabili e alla valutazione della pericolosità da alluvione mediante modellistica idrodinamica bidimensionale. La scelta del tipo di griglia implica, assieme alla scelta del livello di semplificazione fisica, la definizione di un accettabile compromesso tra accuratezza del risultato e onere computazionale. In tal senso può rivelarsi utile l'uso di una griglia di calcolo a risoluzione differenziata. Un approccio di questo genere per simulazioni dei processi di afflusso deflusso a scala di bacino si trova ad esempio in Caviedes-Voullieme et al. (2012), Cea & Bladè (2015), Fernandez-Pato et al. (2016), Garcia-Navarro et al. (2019). Anche i criteri di refinement del dominio di calcolo sono oggetto di interesse scientifico e la letteratura conta diverse proposte, in particolare con riferimento a griglie non strutturate. Le applicazioni sono tuttavia limitate ad aree urbane (Hu et al., 2019) o a bacini di piccole e piccolissime dimensioni (si veda Ferraro et al., 2019, Costabile & Costanzo, 2021). Per analisi territoriali su aree vaste, per le quali l'applicazione di modelli 2D basati sulle equazioni complete del moto vario (2D-SWEs) è ancora limitata (Dazzi et al., 2021), si giustifica ancor di più la necessità di ricorrere alla differenziazione della risoluzione della griglia di calcolo. Questo è vero in particolare qualora

sia necessario eseguire numerose simulazioni. Nguyen et al. (2016) ad esempio, diradano gradualmente il dominio di calcolo dalla zona dei canali a quella dei versanti passando attraverso più buffer a risoluzione intermedia generati attorno ad un reticolo idrografico digitalizzato. Aureli et al. (2020) si avvalgono di una griglia BUQ (Block-Uniform Quadtree): la zona a risoluzione più alta è posizionata in corrispondenza dei canali di ordine inferiore e sul bordo del dominio. In entrambi gli esempi citati il criterio di differenziazione dipende dalla conoscenza di una flow-path predefinita. Tuttavia, questa informazione, generalmente disponibile dai database regionali, potrebbe non essere congruente con la reale posizione dei canali e con la loro morfologia. Il loro impiego porta ad una banalizzazione del reticolo, in particolare dei tratti minori che sono tuttavia importanti sia da un punto di vista idrologico sia dal punto di vista della pericolosità (Shavers & Stanislawski, 2020). Al problema della grossolana rappresentazione del reticolo minuto si aggiunge anche una eccessiva semplificazione delle zone di naturale invaso nel caso di applicazioni di tipo rain-on-grid.

Il metodo proposto, schematizzato in figura 2-21, consiste nell'eseguire una simulazione preliminare su una griglia uniforme alla massima risoluzione compatibile con il dato topografico a disposizione e con le potenze di calcolo in uso. Segue una estrazione automatica di una maschera vettoriale che comprende tutte le aree del bacino in cui si verificano profondità massime della corrente superiori ad una prefissata soglia. Con tale espediente rimane individuata non solo la zona delle acque incanalate (Costabile et al., 2019) ma anche quella caratterizzata da acqua stagnante. Nell'area così individuata si manterrà, per le successive simulazioni, la risoluzione della griglia originaria, mentre l'area esterna sarà discretizzata con una risoluzione inferiore.



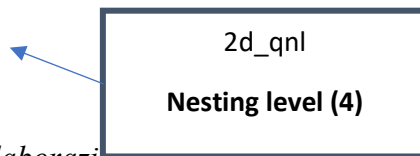


Figura 2-21: Workflow per l'elaborazione di una griglia quadtree a posteriori

Un'applicazione del metodo proposto è qui riportata e discussa.

La traversa ENEL ha rappresentato un elemento chiave in fase di calibrazione del modello per la ricostruzione numerica dell'evento di Soverato (discussa nel dettaglio nei capitoli 3 e 4): i rilievi in situ post-evento hanno consentito di stimare un massimo tirante sulla soglia di 3.15 m e una corrispondente portata di 430 m³/s. L'idrogramma di piena è stato simulato alla sezione di controllo ubicata in corrispondenza della traversa ENEL, localizzata a monte del ponte di Petrizzi, a valle del quale è posta la sezione di chiusura del calcolo, che sottende un bacino di circa 70 Km² (vedere Figura A-1).

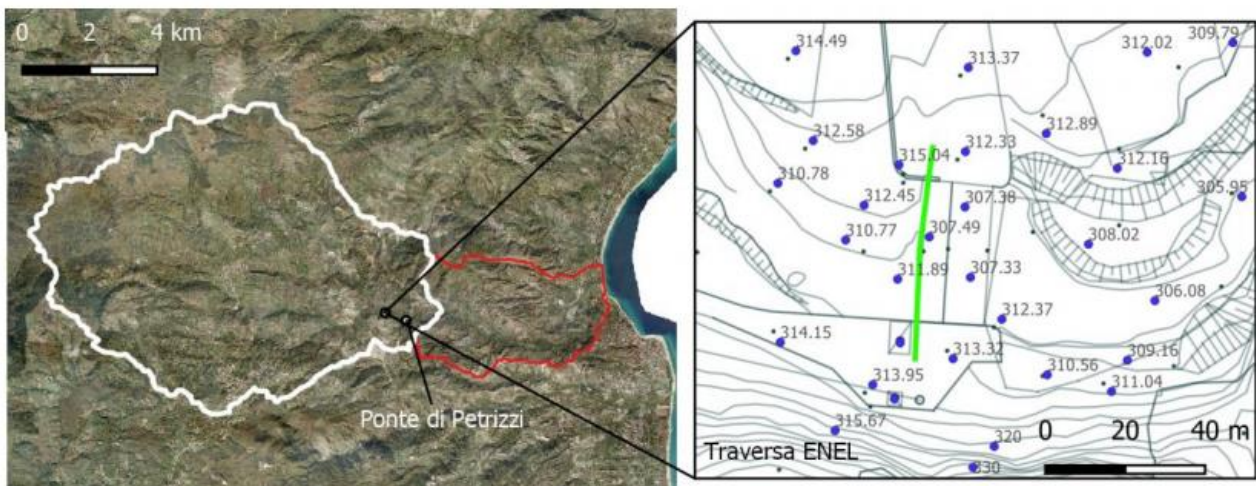


Figura A-1

Applicando il criterio descritto al capitolo 2 sono stati ottenuti i risultati relativi alla simulazione delle prime 12 ore di evento, riferiti alle griglie a risoluzione differenziata (Quadtree e Quadtree + sgs). In particolare la porzione a risoluzione più fine è caratterizzata da celle quadrate aventi lato pari a 5 m. Le aree esterne alle acque incanalate sono state discretizzate con celle quadrate di lato pari a 40 m. Inoltre si è analizzata l'influenza esercitata sui risultati dal trattamento sub-griglia (sgs), che consente di conservare nel computo dei volumi idrici delle celle la massima informazione topografica disponibile. I risultati sono paragonati a quelli ottenuti sulle seguenti altre configurazioni del dominio di calcolo:

- Griglia uniforme (U) fine, ottenuta con celle quadrate di lato pari a 5 m, con trattamento sub-griglia (sgs) (d'ora in avanti "5m_U + sgs");

- Griglia uniforme (U) fine come sopra ma senza trattamento sub-griglia (d'ora in avanti "5m_U");
- Griglia uniforme (U) grossolana, ottenuta con celle quadrati di lato pari a 40 m, con trattamento sub griglia (d'ora in avanti: "40m_U + sgs");
- Griglia uniforme (U) grossolana come sopra, senza trattamento sub-griglia (40m_U)

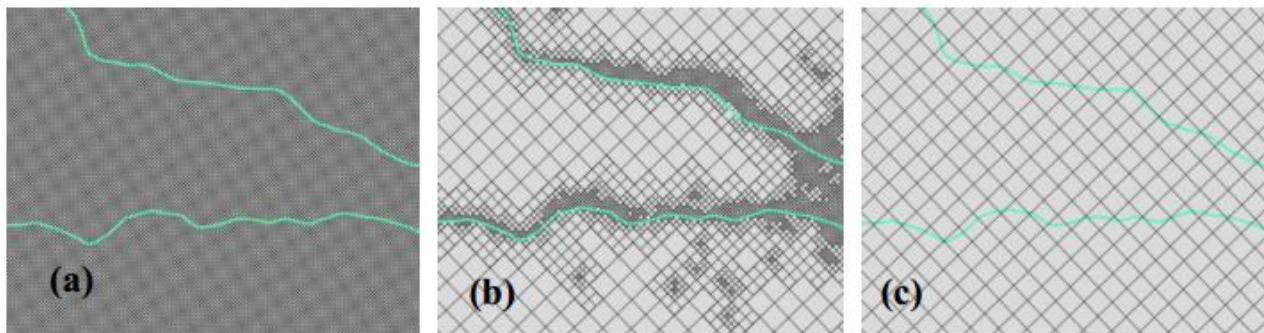


Figura A-2

In Figura A-3 si mostrano i confronti relativi agli idrogrammi simulati in corrispondenza della sezione di calcolo ubicata lungo la traversa ENEL tra la ottava e la nona ora dall'inizio dell'applicazione della precipitazione netta.

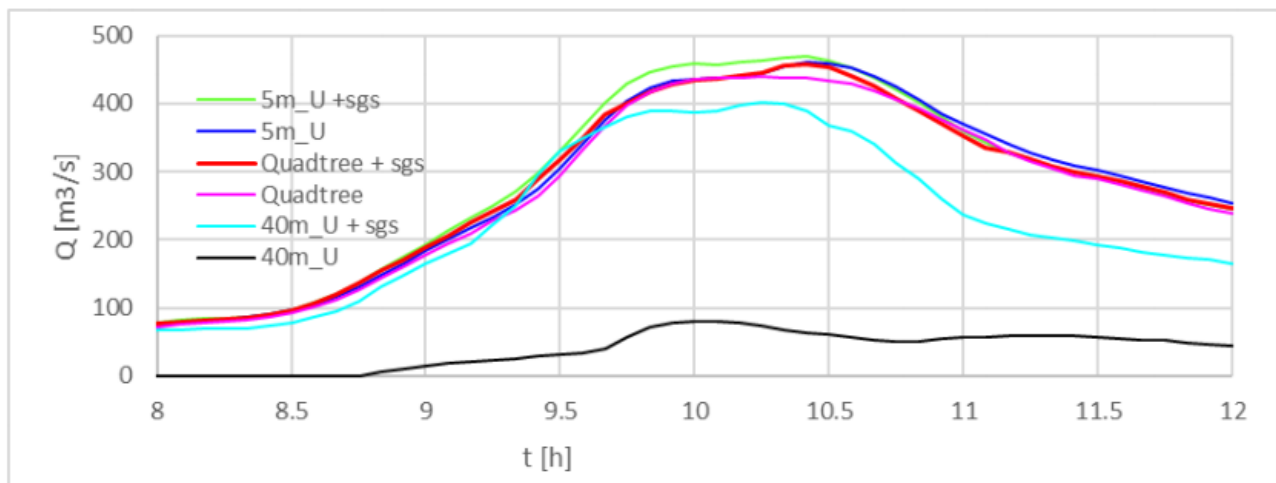


Figura A-3

In Tabella A-1 sono riportate le caratteristiche delle griglie in termini di celle totali e i tempi di calcolo richiesti per le simulazioni

Tabella A-1

ID_Griglia	Risoluzione (m)	N° celle	Rapporto n° celle	Tempo di calcolo hh:mm:ss	Speed-UP	ΔQ_p (%)	Max ΔQ (%)
5m_U + sgs	5	2 799 830	1:1	03:27:28	1x	riferimento	riferimento
5m_U	5	2 799 830	1:1	03:04:25	1.14 x	(-) 1.84%	(-) 6.86 %
Quadtree + sgs	5-40	416 121	1:7	01:21:46	2.6 x	(-) 2.48%	(-) 8.23%
Quadtree	5-40	416 121	1:7	00:54:54	3.8 x	(-) 6.32%	(-) 11.46 %
40m_U + sgs	40	43 747	1:640	00:02:05	105 x	(-)14.32 %	(-) 34.96%
40m_U	40	43 747	1:640	00:00:41	> 300 x	(-) 82.85%	(-) 91.55%

Per la griglia a bassa risoluzione, come già evidenziato in Lombardo et al., 2021, il grossolano ricampionamento della topografia porta ad una eccessiva esaltazione della capacità di invaso superficiale (effetto water trapping). Tale effetto, alla risoluzione scelta per la griglia grossolana, non può essere evidentemente compensato dalla sola attivazione del trattamento sub-griglia. Risultati molto incoraggianti invece sono quelli che riguardano le griglie a risoluzione mista (Quadtree) elaborate mediante il criterio proposto che consente di preservare una risoluzione elevata nelle aree di reale interesse dal punto di vista idrodinamico. In questo caso, l'uso del trattamento sub-griglia porta un discreto miglioramento del risultato ma la presenza delle celle grossolane, anche in assenza di sub-griglia, non compromette significativamente il calcolo della portata nella sezione di interesse, essendo il maggiore contributo (proveniente dalle acque incanalate) ben descritto.

Bibliografia

1. Afshari, S., Tavakoly, A. A., Rajib, M. A., Zheng, X., Follum, M. L., Omranian, E., & Fekete, B. M. (2018). Comparison of new generation low-complexity flood inundation mapping tools with a hydrodynamic model. *Journal of Hydrology*, 556, 539-556.
2. Aureli, F., Prost, F., Vacondio, R., Dazzi, S. & Ferrari, A. (2020). A GPU-accelerated Shallow-Water Scheme for Surface Runoff Simulations. *Water*, 2020, 12, 637.
3. Barbano, A., Braca, G., Bussetini, M., Dessì, B., Inghilesi, R., Lastoria, B., Monacelli, G., Morucci, S., Piva, F., Sinapi, L., Spizzichino, D., (2012). Proposta metodologica per l'aggiornamento delle mappe di pericolosità e di rischio – Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi da alluvioni (Decreto Legislativo n.49/2010). – ISPRA, Roma novembre 2012, rev. luglio 2013.
4. Bates P., D. (2022). Flood inundation prediction. *Annual Review of Fluid Mechanics* 54. 287-315
5. Bout, V. B., & Jetten, V. G. (2018). The validity of flow approximations when simulating catchment-integrated flash floods. *Journal of hydrology*, 556, 674-688.

6. Caviedes-Voullième, D., García-Navarro, P. & Murillo, J. Influence of mesh structure on 2d full shallow water equations and SCS curve number simulation of rainfall/runoff events. *Journal of Hydrology*, 2012, 448, 39–59.
7. Cea, L., & Bladé, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water resources research*, 51(7), 5464-5486.
8. Chow, V. T., Maidment, D. R., & Larry, W. (1988). Mays. Applied hydrology. International edition, MacGraw-Hill, Inc, 149.
9. Chow, V. T., Maidment, D. R., & Larry, W. (1988). Mays. Applied hydrology. *International edition, MacGraw-Hill, Inc, 149.*
10. Chow, V.T. (1959). Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill.
11. Coscarelli, R., Antronico, L., De Pascale, F. (2018). Le conoidi alluvionali lungo la costa degli Dei in Calabria: analisi di alcuni eventi dannosi recenti e la percezione del rischio da parte della popolazione. In *Tecniche per la Difesa del Suolo e dall’Inquinamento*, 39, 495-508
12. Costabile, P. & Costanzo, C. (2021). A 2D-SWEs framework for efficient catchment scale simulations: Hydrodynamic scaling properties of river networks and implications for non-uniform grids generation. *Journal of Hydrology*, 599, 126306.
13. Costabile, P., Costanzo, C., De Bartolo, S., Gangi, F., Macchione, F., & Tomasicchio, G. R. (2019). Hydraulic Characterization of River Networks Based on Flow Patterns Simulated by 2-D Shallow Water Modeling: Scaling Properties, Multifractal Interpretation, and Perspectives for Channel Heads Detection. *Water Resources Research*, 55(9), 7717-7752.
14. Cowan, W.L., (1956). Estimating hydraulic roughness coefficients: *Agricultural Engineering*, v. 37, no. 7, p. 473-475.
15. Dazzi, S., Shustikova, I., Domeneghetti, A., Castellarin, A., & Vacondio, R. (2021). Comparison of two modelling strategies for 2D large-scale flood simulations. *Environmental Modelling & Software*, 146, 105225.
16. EU Directive (2007) EU Floods Directive. 2007/60/ES of the European Parliament and of the Council on the Assessment and Management of Flood Risks.
17. Fernández-Pato, J., Caviedes-Voullième, D., & García-Navarro, P. (2016). Rainfall/runoff simulation with 2D full shallow water equations: Sensitivity analysis and calibration of infiltration parameters. *Journal of hydrology*, 536, 496-513.
18. Ferraro, D., Petaccia, G., Costanzo, C., Costabile, P. & Macchione, F. (2020). A spectral analysis approach for the a priori generation of computational grids in the 2-D hydrodynamic-based runoff simulations at a basin scale, *Journal of Hydrology*, 582

19. García-Navarro, P., Murillo, J., Fernández-Pato, J., Echeverribar, I., & Morales-Hernández, M. (2019). The shallow water equations and their application to realistic cases. *Environmental Fluid Mechanics*, 19(5), 1235-1252.
20. Gualtieri, B. (2001). L'architettura rurale a Davoli. Con divagazioni su storia e leggenda circa le origini del paese. Primerano Edizioni.
21. Hu, R., Fang, F., Salinas, P., Pain, C., Domingo, N.S. & Mark, O. (2019). Numerical simulation of floods from multiple sources using an adaptive anisotropic unstructured mesh method. *Advances in Water Resources*, 123, 173–188.
22. Li, X., Lin, J., Zhao, W., Wen, F., (2020). Approximate calculation of flash flood maximum inundation extent in small catchment with large elevation difference. *Journal of hydrology*, 590, 125-195
23. Liu, Z., Merwade, V., & Jafarzadegan, K. (2019). Investigating the role of model structure and surface roughness in generating flood inundation extents using one-and two-dimensional hydraulic models. *Journal of Flood Risk Management*, 12(1), e12347.
24. Macchione, F., & Lombardo, M. (2021). Roughness-Based Method for Simulating Hydraulic Consequences of Both Woody Debris Clogging and Breakage at Bridges in Basin-Scale Flood Modeling. *Water Resources Research*, 57(12), e2021WR030485.
25. Macchione, F., Gangi, F., Costanzo, C., Costabile, P., Lombardo, M. (2020). Grid resolution effects on the flood hazard assessment at the basin scale. *Proceedings of the Italian Conference on Integrated River Basin Management*. 41, 41-54
26. Magnini, A., Lombardi, M., Castellarin, A. (2021). Flood hazard assessment across large floodplains through machine-learning blends of geomorphic descriptors. *Proceedings of the Italian Conference on Integrated River Basin Management*. 42, 87-94
27. Manfreda, S., Fiorentino, M., & Iacobellis, V. (2005). DREAM: a distributed model for runoff, evapotranspiration, and antecedent soil moisture simulation. *Advances in Geosciences*, 2, 31-39.
28. Manfreda, S., Samela, C., Gioia, A., Consoli, G., Iacobellis, V., Giuzio, L., Cantisani, A., Sole, A. (2015). Flood-prone areas assessment using linear binary classifiers based on flood maps obtained from 1D and 2D hydraulic models. *Natural Hazards* 79:735-754.
29. Ming, X., Liang, Q., Xia, X., Li, D., & Fowler, H. J. (2020). Real-time flood forecasting based on a high-performance 2-D hydrodynamic model and numerical weather predictions. *Water Resources Research*, 56(7), e2019WR025583.

30. Mu, D., Luo, P., Lyu, J., Zhou, M., Huo, A., Duan, W., ... & Zhao, X. (2021). Impact of temporal rainfall patterns on flash floods in Hue City, Vietnam. *Journal of Flood Risk Management*, 14(1), e12668.
31. Nguyen, P., Thorstensen, A., Sorooshian, S., Hsu, K., AghaKouchak, A., Sanders, B., ... & Smith, M. (2016). A high resolution coupled hydrologic–hydraulic model (HiResFlood-UCI) for flash flood modeling. *Journal of Hydrology*, 541, 401-420.
32. Nobre, A. D., Cuartas, L. A., Hodnett, M., Rennó, C. D., Rodrigues, G., Silveira, A., Saleska, S., 2011. Height Above the Nearest Drainage - A hydrologically relevant new terrain model. *Journal of Hydrology*, Volume 404, pp. 13–29
33. Nobre, A. D., Cuartas, L. A., Momo, M. R., Severo, D. L., Pinheiro, A., & Nobre, C. A. (2016). HAND contour: a new proxy predictor of inundation extent. *Hydrological Processes*, 30(2), 320-333.
34. Sanz-Ramos, M., Bladé, E., González-Escalona, F., Olivares, G., & Aragón-Hernández, J. L. (2021). Interpreting the Manning Roughness Coefficient in Overland Flow Simulations with Coupled Hydrological-Hydraulic Distributed Models. *Water*, 13(23), 3433.
35. Shavers, E., & Stanislawski, L. V. (2020). Channel cross-section analysis for automated stream head identification. *Environmental Modelling & Software*, 132, 104809.
36. Vorogushyn, S., Bates, P. D., de Bruijn, K., Castellarin, A., Kreibich, H., Priest, S., ... & Merz, B. (2018). Evolutionary leap in large-scale flood risk assessment needed. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, 5 (2), e1266.
37. Wang, L., & Liu, H. (2006). An efficient method for identifying and filling surface depressions in digital elevation models for hydrologic analysis and modelling. *International Journal of Geographical Information Science*, 20(2), 193-213.
38. WMO (World Meteorological Organization), 2009. Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP). Nr. 1045. Geneva, Switzerland
39. Yannopoulos, S., Eleftheriadou, E., Mpouri, S., & Giannopoulou, I. (2015). Implementing the Requirements of the European flood directive: the case of ungauged and poorly gauged watersheds. *Environmental Processes*, 2(1), 191-207.

Capitolo 3. Criteri di progetto degli scenari di evento per analisi di pericolosità

Premessa: modelli idrologici per la stima delle piene di progetto

Sotto un'ipotesi di stazionarietà sempre più debole (Milly, 2008; Salas e Obeseykera, 2014, Koutsoiannis & Montanari, 2015), la stima delle portate di piena di progetto, riconducibili a prefissati tempi di ritorno, rimane una questione di forte interesse tecnico-scientifico, anche ai fini della mappatura della pericolosità idraulica. A causa del mutato uso del suolo, della crescente urbanizzazione e del cambiamento climatico in atto, essa pone nuovi quesiti e nuove sfide di ricerca nel campo dell'idrologia. Quest'ultima, oggi più che in passato, può trarre notevole vantaggio da strumenti di calcolo molto performanti e una crescente disponibilità di dati territoriali georiferiti di buona qualità.

Le tecniche specifiche per la valutazione probabilistica delle piene dipendono strettamente dalla tipologia e consistenza dei dati disponibili. Esse includono approcci di tipo diretto (locali, regionali o misti), i quali sono basati su misure dirette di portata, e di tipo indiretto (a evento o basato su una simulazione idrologica in continuo), che invece utilizzano misure di precipitazione o altre grandezze coinvolte nella generazione delle portate.

In bacini di grandi dimensioni ed eterogenei dal punto di vista idrogeomorfologico, la generazione di un evento di piena può essere associata a distribuzioni spazio-temporali di eventi di pioggia e condizioni iniziali di umidità del suolo altamente varie che rendono proibitivo l'uso di modelli idrologici a parametri distribuiti o che tentino di riprodurre la variabilità spaziale delle precipitazioni. In queste situazioni si ricorre a metodi statistici diretti - basati sull'analisi statistica delle osservazioni storiche dei massimi annuali delle portate al colmo – abbinati alla regionalizzazione più o meno spinta delle informazioni idrologiche, atta a compensare la scarsità delle registrazioni storiche dei picchi di piena. Una risposta alle esigenze progettuali legate alla valutazione delle portate al colmo per prefissati tempi di ritorno è offerta dal VA.PI. (e.g., Copertino e Fiorentino, 1994), le cui metodologie, sviluppate originariamente in Calabria, sono diventate un riferimento per tutto il territorio nazionale e rappresentano attualmente l'approccio più diffusamente utilizzato per la stima della portata di piena in corrispondenza di una qualsiasi sezione del corso d'acqua.

Nell'ambito del progetto coordinato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) è stata messa a punto una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle piogge e delle portate di piena. La distribuzione dei massimi di riferimento è

la nota “Two Component Extreme Value” (TCEV) (Rossi e al. 1984), caratterizzata da una componente base per gli eventi frequenti ma non rilevanti, e da una componente straordinaria per gli eventi meno frequenti ma più rilevanti. Questo tipo di distribuzione necessita la stima di 4 parametri.

Per ridurre l’incertezza sulla stima dei parametri si ricorre ad una procedura di regionalizzazione gerarchica (Fiorentino et al., 1985; 1987; Versace et al., 1989), basata sul concetto di regione idrologica omogenea. La procedura di regionalizzazione è articolata su 3 livelli: nel primo livello si ipotizzano delle zone omogenee in cui il coefficiente di asimmetria teorico G sia costante; il secondo livello riguarda l’individuazione di sottozone omogenee, all’interno delle precedenti, dove è costante anche il coefficiente di variazione della legge teorica; il terzo livello consiste nella individuazione di legami tra valori medi delle serie storiche ed i parametri geografici, i quali caratterizzano le località in cui sono installate le stazioni di misura. Al terzo livello il metodo coincide con quello della media indice. L’approccio VAPI è ad oggi diffusamente utilizzato per la stima diretta o indiretta delle portate di progetto.

Per bacini di dimensioni più piccole, nella pratica comune, quando non si abbiano a disposizione lunghe serie di portate al colmo, si ricorre spesso a metodi semplificati basati sull’uso di formule empiriche. Tuttavia, la ricerca ha fatto enormi progressi in questo campo, proponendo una varietà di approcci indiretti per la stima dei massimi picchi di piena. Gli approcci di tipo a evento (Viglione and Blöschl, 2009; Castiglioni et al., 2010; Grimaldi et al., 2012b; Haberlandt and Radtke, 2014, Grimaldi & Petroselli, 2015) si basano sulla costruzione di un evento di progetto di assegnato periodo di ritorno mediante l’uso di uno ietogramma ritenuto rappresentativo dell’evento pluviometrico e ricorrono ad un modello deterministico di trasformazione afflussi-deflussi tale da garantire la conservazione del tempo di ritorno tra pioggia e portata al colmo. Gli approcci basati su simulazioni in continuo (Cameron et al., 2000; Blazkova & Beven, 2002; Grimaldi et al., 2021) prevedono invece la generazione di serie sintetiche di precipitazione di lunga durata. Queste vengono introdotte nel modello afflussi-deflussi generando una serie continua di portate. La determinazione della portata di progetto viene derivata dall’analisi di frequenza delle portate generate.

I modelli indiretti prevedono quindi l’uso di moduli predisposti al calcolo dell’infiltrazione e della concentrazione del *runoff*.

Tra i metodi concentrati di tipo indiretto, la pratica comune è fortemente legata all’utilizzo del noto metodo *Curve Number* (CN) proposto dall’USGS degli Stati Uniti, in quanto di agevole applicazione. Il metodo CN è diffusamente impiegato in alternativa a modelli di infiltrazione come Green-Ampt o Horton poichè dipende da un esiguo numero di parametri e in letteratura esistono numerose e dettagliate tabelle che ne consentono la stima in funzione delle caratteristiche geo-litologiche del

bacino e dell'uso del suolo. Occorre tuttavia notare che il suo utilizzo su scala temporale sub-giornaliera è controverso (Hawkins et al., 2009), e non tiene conto della dimensione temporale nelle sue equazioni. Inoltre, esso si basa essenzialmente sull'ipotesi Hortoniana di generazione del deflusso per saturazione dall'alto e dunque a rigore non è adatto nei casi in cui prevalgano meccanismi diversi (Betson, Dunne & Black, Hewlett e Hibbert) (ved. Efstratiadis et al., 2014). In letteratura si ritrovano alcune varianti del modello, volte a superare i limiti concettuali e le incoerenze dell'approccio originario, ad esempio, introducendo la variabilità spaziale e temporale dei parametri (Santikari & Murdoch, 2018), esplicitando il concetto di contenuto idrico del suolo in modo da renderlo più adatto a simulazioni in continuo (Michel et al., 2005; Singh et al., 2015) o proponendo un approccio misto come il CN4GA (*Curve Number for Green-Ampt*), che include le informazioni corrette sulla scala dell'evento nell'equazione dell'infiltrazione di Green-Ampt (Grimaldi et al., 2013).

Per la concentrazione del *runoff*, tra i modelli concentrati, si ricordano quelli basati sull'utilizzo di un idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH). Essi possono essere applicati ad una qualsiasi sezione di un corso d'acqua sulla base delle sole caratteristiche geomorfologiche del bacino (ved. ad es. Grimaldi et al., 2012a). Tra questi spiccano ad esempio i modelli basati su una interpretazione multifrattale del reticolo idrografico (es. FIUH, Fiorentino et al. (2002)) che richiede solo la stima del tempo di ritardo del bacino idrografico e si è dimostrato molto robusto nella sua applicazione ai bacini del Sud Italia.

Una rassegna di modelli a parametri distribuiti e semi-distribuiti, in cui si tiene conto in modo più o meno semplificato dei fenomeni di assorbimento al suolo, si ritrova in Kampf e Burges (2007). Tra questi si ricordano i più noti TOPMODEL, THALES, TOPKAPI, SWAT ed HEC-HMS.

Una valida alternativa ai modelli diretti e indiretti precedentemente descritti per la stima delle portate al colmo di piena per prefissati periodi di ritorno prevede l'uso di metodi di derivazione teorica, che, dando seguito alle pionieristiche ricerche di Eagleson (1972), propongono l'uso di distribuzioni teoricamente derivate della frequenza delle piene a partire dalla distribuzione di probabilità delle precipitazioni osservate e di un modello di trasformazione afflussi-deflussi che tenga conto delle caratteristiche geomorfologiche del bacino. Questo approccio, che trova ampia diffusione in letteratura (Goel et al., 2000; Iacobellis e Fiorentino, 2000; Fiorentino e Iacobellis, 2001; De Michele e Salvadori, 2002; Franchini et al., 2005; Iacobellis et al., 2011) mira ad offrire una interpretazione più rigorosa dal punto di vista fisico dei meccanismi coinvolti nella generazione di una piena. Pur basandosi su un uso più estensivo di parametri, buona parte di questi sono direttamente legati alle caratteristiche fisiche dei bacini e la crescente disponibilità di informazioni spazialmente distribuite

e georiferite relative alle caratteristiche idrologiche, geomorfologiche, geologiche e vegetazionali, ne rende meno onerosa la calibrazione.

Nel modello IF (Iacobellis e Fiorentino, 2000) si assume che il picco di piena della componente diretta del deflusso, sia il prodotto tra la relativa area contribuente ed il picco di deflusso relativo ad un'area unitaria, entrambi modellati come variabili casuali. Mentre l'area contribuente segue una distribuzione di tipo Gamma troncata, l'intensità delle precipitazioni segue una distribuzione di tipo Weibull. L'intensità di pioggia varia con la durata τ secondo una legge di potenza in accordo con le classiche curve di probabilità pluviometrica. Il modello TCIF (Gioia et al., 2008) è una generalizzazione del modello IF e nasce dalla considerazione che la produzione di deflusso superficiale avviene in corrispondenza di una precipitazione che superi, per intensità o altezza, una o più soglie dipendenti dalla capacità di assorbimento del suolo. In particolare, lo schema a doppia soglia, determina due tipi di eventi differenti, di tipo L (frequenti) e di tipo H (rari), i quali presentano differenti meccanismi dominanti responsabili della formazione del ruscellamento e una diversa correlazione con le variabili che determinano la posizione e l'estensione delle aree contribuenti.

Per l'Italia meridionale, la regionalizzazione del modello è discussa in Iacobellis et al. (2011). La calibrazione è eseguita sfruttando le informazioni disponibili su 33 bacini strumentati, tra di loro eterogenei dal punto di vista idrogeomorfoclimatico. In Calabria, in particolare, il comportamento dei bacini risulta prevalentemente umido che produce aree contribuenti modeste caratterizzate da un contributo al ruscellamento piuttosto elevato.

La questione della stima delle piene di progetto, sia in termini di portata al colmo che in termini di volume, è da anni oggetto di studi e di ricerche, anche nel contesto più specifico del territorio Regionale. Il territorio Calabrese, prevalentemente collinare e montuoso, è caratterizzato da una forma stretta e allungata, ed è solcato da corsi d'acqua a carattere torrentizio e pochi grandi fiumi. Le tipiche "fiumare" Calabre presentano un tratto montano piuttosto acclive e incassato e proseguono verso la costa in un letto largo e sassoso. In inverno, quando le piogge sono abbondanti, trascinano con violenza fango e detriti verso il mare, mentre in estate l'alveo si presenta quasi totalmente asciutto. In occasione di eventi di pioggia fortemente concentrati, i corsi d'acqua più piccoli, spesso interagenti con i centri urbani, sono stati in passato sede di eventi alluvionali a rapido decorso, e hanno dato prova della loro impulsività.

In Calabria il numero di sezioni strumentate è tuttavia esiguo e le serie di dati di portata non sono particolarmente estese e adatte a consentire una stima diretta delle portate al colmo affidabile.

Un approfondimento sulla stima delle portate al colmo di piena è stato condotto nell'ambito dei POR 2000-2006. Dall'esperienza del progetto POR è conseguita una proposta operativa basata su diversi livelli di complessità (Biondi et al., 2012). Gli approcci proposti per la stima della portata al colmo sono 5 e spaziano dai semplici metodi empirici per la stima speditiva del coefficiente udometrico, ai più moderni approcci statistici, fino ai modelli a parametri distribuiti per la ricostruzione dell'intero idrogramma di piena.

I metodi statistici regionali annoverano due approcci: il primo, riprende sostanzialmente le metodologie del progetto VAPI (Valutazione Piene) del GNDCI (Versace et al., 1989) mentre il secondo fa ricorso alle distribuzioni teoricamente derivate secondo i modelli IF e della sua generalizzazione TCIF.

Nonostante i noti limiti, tra i metodi indiretti, il metodo SCS-CN è attualmente l'approccio suggerito dalle Linee Guida dall'Autorità di Bacino Idrografico della Regione Calabria nell'ambito della procedura di stima delle piene di progetto (Regione Calabria, AbR, 2002).

Ad oggi poco discusso in letteratura e ancora non diffuso nella pratica progettuale è l'impiego accoppiato di modelli di bilancio idrologico a parametri distribuiti e di modelli di propagazione del deflusso superficiale fisicamente basati. Tuttavia, l'uso di tecniche agevoli e poco invasive per l'accurato rilievo topografico, la diffusione di metodi più appropriati per la valutazione dei contributi idrologici, accoppiati ad una modellistica idraulica completa potrebbe rappresentare in futuro, una prerogativa per la valutazione della pericolosità da alluvione e per la predisposizione di mappe di pericolosità e rischio idraulico a scala di bacino.

Introduzione

La forma, i tempi e il picco di un idrogramma sono significativamente influenzati dalla variabilità spaziale e temporale delle precipitazioni e dalle caratteristiche dei bacini idrografici (Singh, 1997). I forti temporali spesso provocano inondazioni improvvise, smottamenti superficiali e colate detritiche, che possono causare numerosi danni alle infrastrutture e la perdita di vite umane. L'analisi della distribuzione spaziale e delle caratteristiche temporali degli eventi piovosi intensi è un passaggio fondamentale per una migliore comprensione di tali fenomeni, per la loro possibile previsione. L'identificazione di eventi pluviometrici di progetto, con una struttura temporale realistica, è una delle questioni chiave per i modelli di inondazione finalizzati alla valutazione del rischio (Terranova et al., 2015). In questo Capitolo, in virtù di un'ampia analisi bibliografica, si pongono le basi per la definizione dei criteri per la scelta di un pluviogramma di progetto che sia rappresentativo delle peculiarità meteorologiche della zona ed esoneri dalla suddivisione del dominio in sottoaree (sottobacini, topoiecti ecc.) ai fini della distribuzione spaziale dell'input di pioggia.

3.1 Inquadramento bibliografico

Una precipitazione di progetto riassume le informazioni sull'intensità (o altezza) della pioggia e la sua probabilità di accadimento per una fissata durata. Essa rappresenta l'input principale per i modelli di trasformazione afflussi-deflussi, soprattutto in caso di valutazioni che non possano avvalersi di serie di portata misurata. L'approccio più comune nella pratica ingegneristica consiste nell'utilizzare le curve di intensità-durata-frequenza (IDF) ricavate nel sito di interesse a partire dai dati storici di precipitazione puntuale. Tuttavia, la conoscenza dell'intensità delle precipitazioni corrispondente a una data durata e probabilità di accadimento non è di per sé sufficiente per determinare con precisione l'entità della piena di progetto: una volta selezionata una relazione IDF adeguata, sorgono alcune questioni: come distribuire le precipitazioni totali nello spazio e nel tempo? Più specificamente, come modellare la variabilità della pioggia su un bacino nello spazio e nel tempo? Il profilo temporale della pioggia (profilo di intensità) può essere assunto uniforme a livello regionale o deve essere specifico per il singolo bacino? (Singh, 2017). È possibile generare una distribuzione delle precipitazioni di progetto da considerare critica per l'intero bacino? E tale criticità in che termini deve essere valutata? (Portata massima? Massima estensione delle superfici inondabili? Volumi di piena?). Nella pratica corrente si fa riferimento ad alcuni modelli standard per distribuire l'altezza cumulata di pioggia nel tempo e nello spazio.

Uno dei metodi più comuni per distribuire temporalmente una precipitazione di progetto è l'*Alternating Block Method* (ABM), ma è possibile ricorrere anche ad altri profili come uno ietogramma triangolare, i profili del Soil Conservation Service (SCS) (NRCS, 2007) o HMR (HydroMeteorological Reports) 52 (Hansen et al., 1982), che definisce la distribuzione spaziale e temporale della massima precipitazione probabile per un bacino. Il problema è che nessuno di questi ietogrammi rappresenta correttamente la variabilità temporale degli eventi reali, soprattutto quando si verificano diversi picchi di intensità delle precipitazioni durante un evento di pioggia. Può accadere che la variabilità temporale delle precipitazioni degli eventi reali mostri un sostanziale allontanamento dagli ietogrammi di progetto sintetici e, in questi casi, gli impatti al suolo delle diverse ipotesi di distribuzione della pioggia di progetto sulle stime del rischio di inondazione sono ancora poco conosciuti. Questa carenza di studi dovrebbe essere colmata, considerata la ben nota sensibilità della risposta del bacino alla distribuzione delle precipitazioni, come evidenziato da numerosi lavori citati in Cea & Fraga (2018).

Studi recenti evidenziano l'importanza di incorporare i profili di intensità della pioggia negli studi di simulazione dei processi di infiltrazione, di generazione del deflusso superficiale, di erosione del suolo. Zhang et al. (2022) hanno mostrato, ricorrendo a delle schematizzazioni analitiche di un versante, che i processi di generazione del deflusso superficiale sono condizionati dalla struttura

temporale delle precipitazioni. Dunkerley (2021) ha verificato che i profili di pioggia a intensità costante, comunemente utilizzati nella pratica ingegneristica, sono lontani da quelli tipici delle precipitazioni naturali. L'autore ha concluso che i profili temporali delle precipitazioni di progetto devono riflettere in modo più realistico le fluttuazioni di intensità naturali. In passato, alcuni autori hanno studiato il ruolo della forma dello ietogramma al fine di individuare un profilo critico senza però indagarne gli effetti al suolo in termini idrodinamici. Ad esempio Alfieri et al. (2008) hanno confrontato alcuni dei metodi comunemente usati per derivare modelli temporali sintetici come il metodo razionale, il metodo variazionale, lo ietogramma Chicago e il *best linear unbiased estimation* (BLUE). Gli autori hanno trovato che nella maggior parte dei casi, lo ietogramma BLUE produce risultati migliori rispetto ad altri metodi, determinando tuttavia stime distorte dei picchi di inondazione nella maggior parte delle condizioni climatiche e idrologiche considerate. In tabella 3-1 si riporta un elenco di lavori in cui si indaga l'influenza dei profili di pioggia sugli impatti al suolo in termini di portata di picco ed estensione delle aree inondabili. Gao et al. (2018), ad esempio, hanno studiato come diverse intensità delle precipitazioni e dei profili temporali possono interagire con le configurazioni della copertura del suolo e influenzare i picchi di inondazione. Gli autori hanno rilevato che uno ietogramma con picco finale determina i picchi di portata più alti nella sezione di chiusura del bacino studiato, seguito da quello prodotto da precipitazioni con picco intermedio e anticipato. Le precipitazioni uniformi nel tempo danno invece luogo a picchi di portata più bassi. Ricorrendo ad un modello distribuito, Luo et al. (2018) hanno studiato l'impatto sulla risposta idrologica di un bacino urbano, del cambiamento dell'uso del suolo, con riferimento a piogge di progetto ricavate dalle curve di possibilità pluviometrica per diversi periodi di ritorno, durata e forme. Gli autori hanno utilizzato sei profili di pioggia di durata di 10 e 20 ore con tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni. L'umidità del suolo antecedente è rimasta invariata tra le due durate. Il picco di portata ottenuto dal profilo di tipo centrale è risultato intermedio tra quello generato dalla pioggia con picco iniziale e quella tardiva. Alcuni autori sono andati oltre la valutazione del picco di portata e del volume di piena, cercando di quantificare anche l'impatto della distribuzione temporale della precipitazione sulle aree allagate, i massimi tiranti e le velocità. Mu et al. (2021) hanno studiato l'impatto dei profili temporali delle precipitazioni sulle *flash floods* in una città del Vietnam, confrontando i risultati in termini di area allagata e profondità massima derivanti da quattro tipi di pioggia di durata pari a 24 ore trovando che il picco centrale produce la massima profondità dell'acqua mentre il picco all'inizio produce la maggiore estensione dell'inondazione. Gli autori hanno tenuto conto dell'infiltrazione utilizzando il metodo SCS. Bezak et al. (2018) hanno valutato l'impatto sull'estensione dell'area inondabile e sulla velocità massima considerando 10 scenari di pioggia di progetto ricavati dalle curve di Huff (Huff, 1967) con il metodo *Frequency Storm*. Gli autori hanno

utilizzato un approccio disaccoppiato basato sul modello HEC-HMS per calcolare gli idrogrammi, utilizzati di seguito come input per HEC-RAS 1D-2D. Hanno riscontrato che il profilo caratterizzato da una posizione del picco al 75% della durata porta alla massima estensione dell'inondazione. Krvavica & Rubinić (2020) hanno studiato e confrontato diversi idrogrammi di progetto per la stima delle inondazioni in bacini idrografici parzialmente urbanizzati. La pioggia efficace è stata calcolata utilizzando il metodo SCS-CN e le simulazioni idrodinamiche bidimensionali sono state eseguite utilizzando il software HEC-RAS mediante un approccio diffusivo. Il metodo AVM (*Average variability method*) (Pilgrim & Cordery, 1975) ha dato risultati più vicini a quelli dell'evento osservato. Zhang Y. et al. (2021) hanno proposto un *framework* per la valutazione quantitativa del rischio da flash flood per i bacini montani e la gestione delle piene improvvise, basato sull'uso di una modellistica accoppiata di tipo idrologico (HEC-HMS) e idraulico (FLO-2D). Gli autori hanno distribuito (per otto periodi di ritorno) la quantità totale di pioggia di progetto di durata 48 ore in accordo con il profilo temporale osservato durante l'evento storico a cui si è fatto riferimento anche per la calibrazione del modello. Papaioannou et al. (2018) hanno proposto un framework metodologico basato sulla definizione di 3 scenari per l'implementazione della direttiva europea sulle alluvioni nei piccoli bacini non strumentati. Per distribuire temporalmente le precipitazioni, gli autori hanno utilizzato il metodo a blocchi alternati per scenari di tempo di ritorno di 50 e 100 anni e il metodo del profilo peggiore (*WPM*) per lo scenario con tempo di ritorno di 1000 anni. È stato utilizzato anche in questo caso un approccio disaccoppiato, basato sulla metodologia SCS-CN con l'approccio NRCS per la trasformazione afflussi-deflussi e HEC-RAS 2D per la propagazione dei conseguenti idrogrammi di progetto. Zhai et al. (2018) hanno valutato la sensibilità della soglia dell'altezza di pioggia per la previsione delle inondazioni e l'*early warning* nelle regioni montuose. Sono state selezionate tre condizioni di umidità del suolo antecedente l'evento per rappresentare le condizioni del suolo secco, normale e saturo prima dell'arrivo di una piena improvvisa. Sono stati selezionati quattro modelli temporali delle precipitazioni e sono state considerate cinque durate delle precipitazioni comprese tra 1 e 24 ore. Gli autori hanno osservato che l'altezza soglia tendeva ad aumentare nel caso di precipitazioni con picco all'inizio, il che si spiega considerando che a un profilo di precipitazione ritardato potrebbe essere associato un volume defluente e una portata di picco più elevati. Inoltre, le altezze soglie con intervalli di tempo brevi erano più adatte per l'*early warning* specialmente nei piccoli bacini rurali nelle regioni umide. Zhang M. et al. (2021) ha valutato la vulnerabilità delle reti stradali al ristagno idrico urbano sulla base di un modello idrodinamico accoppiato con riferimento a 7 profili di pioggia. Gli autori hanno osservato che è necessario considerare gli impatti dell'andamento delle precipitazioni sulla valutazione della vulnerabilità stradale: è stato riscontrato che le precipitazioni con forma unimodale hanno l'impatto maggiore sulla

vulnerabilità della rete stradale, mentre quelle con una forma uniforme hanno il minor impatto. Tra le forme unimodali, hanno selezionato i modelli di picco centrale e ritardato come i più pericolosi per la rete stradale. I lavori citati fino a qui evidenziano come il profilo di intensità possa influenzare i risultati in termini di picco di piena, volume di inondazione, tempo di arrivo del picco e variabili idrodinamiche. In generale, il fine di tutti questi studi era quello di selezionare lo scenario peggiore, per la valutazione dei rischi.

Tuttavia, occorre osservare che non è detto che lo scenario peggiore sia il più probabile, ovvero quello più vicino alla realtà territoriale e al contesto di riferimento. I primi tentativi di vincolare il progetto dello ietogramma ai profili di precipitazione tipici regionali sono stati fatti da Ewea et al. (2016), Mohanty et al. (2018) e Zeimetz et al. (2018). Ewea et al. (2016) hanno studiato la sensibilità e l'influenza di vari profili di pioggia sui volumi di deflusso e sul picco idrografico per una regione della Mecca Al-Mukkramah, in Arabia Saudita. Gli autori hanno osservato che i maggiori picchi di intensità si trovano nella prima parte del profilo di pioggia nei due quartili relativi alle piogge convettive, a differenza dei tipi comunemente usati dal metodo SCS che si basano su profili tipici di piogge cicloniche frontali. L'uso dei più comuni profili di Huff ha determinato una sovrastima fino al 68% del picco di portata rispetto a quella ottenuta con il tipico profilo temporalesco. Mohanty et al. (2018) infine hanno di recente proposto un framework metodologico per definire le serie temporali di pioggia di progetto interpolate spazialmente, su scala regionale, in modo da definire gli input per il modello di inondazione 2D con l'obiettivo di produrre mappe di inondazione alluvionale a scala distrettuale.

Tabella 3-1: Rassegna bibliografica sulla definizione degli scenari di progetto per la valutazione della pericolosità da alluvione mediante l'uso di modelli idrologici-idrodinamici.

Author(s)	Journal	Model type	Study area	Duration	Intensity profiles		Tr	Spatial resolution	Temporal resolution
					N°	Type			
Luo et al. (2018)	Journal of Flood Risk Management	<i>Hydrological Distibuted CDRMV3</i>	Kamo River basin, 210 Km ²	10-h, 20-h	6	see the Paper for details	50, 100, 200 y	50 m	1 h
Krvavica&Rubinic (2020)	Water	<i>Coupled SCS-CN HEC-RAS 2D DW (Direct rainfall)</i>	Novigrad (Croatia), 3.08 Km ²	2-6 h	6	“”	50 y	2-5-10 m	10 min
Papaioannou et al. (2018)	Hydrology	<i>Decoupled UH NRCS Standard PRF 484 + HEC-RAS 2D</i>	Xerias, 116.8 Km ²	Tc (Giandotti)	2	“”	50, 100, 1000 y	5m – downgraded 1m where needed	
Mu et al. (2020)	Journal of Flood Risk Management	<i>Integrated SCS-CN FLO2D (Direct rainfall)</i>	Hue city, 150 km ²	24-h	4	“”	Maximum daily rainfall	30 m	

Bezak et al. (2016)	Geosciences	<i>HEC-HMS+HEC-RAS 1D/2D</i>	Glinščica Stream catchment (Slovenia), 16.85 Km ²	24-h	10	“”	10, 100 y	5 m	
Ewea et al. (2016)	Arabian Journal of Geoscience	<i>WMS + HEC-HMS</i>	Wadi Quos basin, 63.4 Km ²	6-h, 12-h	6	“”	100 y		
Gao et al. (2018)	Journal of Hydrology	<i>SD - TOPMODEL</i>	Trout Beck catchment (UK) 11.4 Km ²	1-h	4	“”	-10y up to maximum 1hr recorded rainfall	20 m	6 min
Mohanty et al. (2018)	Water Resources Management	<i>Coupled MIKE 21 2D (Direct rainfall)</i>	Jagatsinghpur District (INDIA) 1759 Km ²	24-h		“”	50, 100, 200 y	10 m	n.a.
Yannopoulos et al. (2015)	Environmental Processes	<i>Decoupled SUH, SN-SUH, SCS + HEC-RAS 1D</i>	Tourla watershed (Greece) A=n.a. Lp =7.70 Km	6-12-24 h	6	“”	50 y	-	1 h
Zeimetz et al. (2018)	Water Resources Management	<i>n.a.</i>	Mattmark dam catchment (Switzerland), 36 Km ²	4-h, 8-h, 12-h, 24-h, 35-h		“”	n.a.	-	n.a.

Zhai et al. (2018)	Natural Hazards	<i>Coupled CNFF-HMS + Dynamic Muskingum Method</i>	Meixi, Liukou, Yucun catchment (CHINA)	1-24 h		“”		25 m	n.a.
Zhang M. et al. (2021)	Journal of Hydrology	<i>Coupled SWMM + LISFLOOD-FP</i>	Chebei Watershed (China), 100 Km ²	2-h	7	“”	20 y	8 m	12 min
Zhang Y. et al. (2021)	Natural Hazards	<i>HEC-HMS + FLO2D</i>	Hadahe River Basin (China), 152 Km ²	48-h	1	“”	5, 10, 25, 50, 100, 200, 500, 1000	15 m	1 h

3.2 Limiti all'estensione delle aree cui può essere applicato un unico ietogramma

Gli eventi temporaleschi possono variare considerevolmente nello spazio e l'intensità delle precipitazioni spesso varia in modo significativo anche su distanze inferiori ad 1 Km. La variabilità spaziale delle precipitazioni è importante nel determinare le caratteristiche degli idrogrammi riferibili ad una specifica sezione del corso d'acqua. Il volume totale delle precipitazioni richiede la conoscenza della distribuzione spaziale delle precipitazioni (Singh, 1997).

Per quanto riguarda la distribuzione spaziale delle precipitazioni, l'approccio più comune consiste nell'utilizzare uno ietogramma di progetto medio corrispondente a un dato periodo di ritorno sull'intero bacino (assumendo quindi una pioggia spazialmente omogenea) o utilizzare ietogrammi di progetto diversi (tutti corrispondenti allo stesso periodo di ritorno) a livello di sottobacino. In entrambi i casi, il picco di intensità delle precipitazioni associato a un dato periodo di ritorno si verifica simultaneamente sull'intero bacino. Si tratta questa di un'ipotesi che diventa irrealistica nei bacini medi e grandi. Inoltre, è improbabile che le altezze di pioggia che durante uno stesso evento si registrano in località diverse abbiano lo stesso periodo di ritorno (Cea & Fraga, 2018).

Nicótina et al. (2008) hanno mostrato che la sensibilità dei bacini idrografici rispetto alla distribuzione spaziale della precipitazione è controllata dalla propagazione sui versanti e nel sistema dei canali. Gli autori hanno evidenziato che, per bacini dell'ordine di 100 Km^2 , il tempo di percorrenza totale di una particella d'acqua è controllato dal tempo di percorrenza del versante. Di conseguenza, secondo i risultati dello studio, la risposta del bacino non dipende dallo specifico andamento delle precipitazioni. Nei bacini più grandi, il tempo di percorrenza nei canali rappresenta un contributo importante rispetto al tempo di percorrenza totale e di conseguenza la risposta del bacino sarà anche controllata dalla specifica distribuzione spaziale delle precipitazioni.

In bacini più grandi (orientativamente, tipicamente più grandi di 10^3 km^2) si prevede che il tempo di percorrenza dei canali sia una parte importante del tempo di residenza totale. In questo caso la risposta di un bacino sarà anche controllata dalle specificità della distribuzione spaziale delle precipitazioni.

3.3 Scenari di pioggia prevalenti in area Mediterranea

I sistemi di perturbazione dominanti che innescano eventi di precipitazione estrema nell'Italia meridionale sono generalmente classificati come sistemi convettivi (piccola estensione areale e breve durata) e fenomeni frontali o ciclonici (area più ampia e durata maggiore) o una combinazione di entrambi.

La regione Calabria (Italia meridionale) si estende nella parte centrale dell'area mediterranea e presenta peculiari caratteristiche microclimatiche; i fenomeni meteorologici sono fortemente legati alla sua posizione geografica oltre che alle sue caratteristiche geomorfologiche. La costa occidentale della regione è delimitata dal Mar Tirreno, mentre la costa orientale e meridionale dal Mar Ionio. L'intero territorio regionale presenta una superficie totale di circa 15.000 km². In generale, nella parte occidentale della Calabria si registrano le precipitazioni maggiori, mentre nella parte orientale si verificano gli eventi più estremi, in quanto esposta a cicloni più intensi (Federico et al., 2008).

Le perturbazioni che danno luogo a precipitazioni intense in Calabria possono essere classificate in quattro gruppi principali: a) perturbazioni che hanno origine a ridosso delle Alpi (compresi quelli sul Golfo di Genova); b) temporali che si sviluppano nell'area del Mediterraneo occidentale (Golfo di Lione, Rodano, penisola Iberica); c) le tempeste che si sviluppano nell'Africa settentrionale o entrano nel Mediterraneo dallo stretto di Gibilterra; d) le tempeste che si muovono nel Mediterraneo centrale dai Balcani e dall'Europa orientale. Le perturbazioni riconducibili alla classe a) sono le più frequenti e sono comuni a tutti i modelli atmosferici (*atmospheric patterns*, AP) identificati da Federico et al. (2008), da AP01 a AP06. Essi interessano sia il versante tirrenico che quello ionico della regione. In particolare quando un ciclone viaggia principalmente da Ovest a Est (AP02, AP06) sul Nord Italia le precipitazioni si verificano sul versante Ovest della penisola. Quando i cicloni viaggiano principalmente da nord a sud (AP01, AP03, AP04, AP05) le precipitazioni si verificano sul versante orientale della Calabria (vedi Figura 3-1)

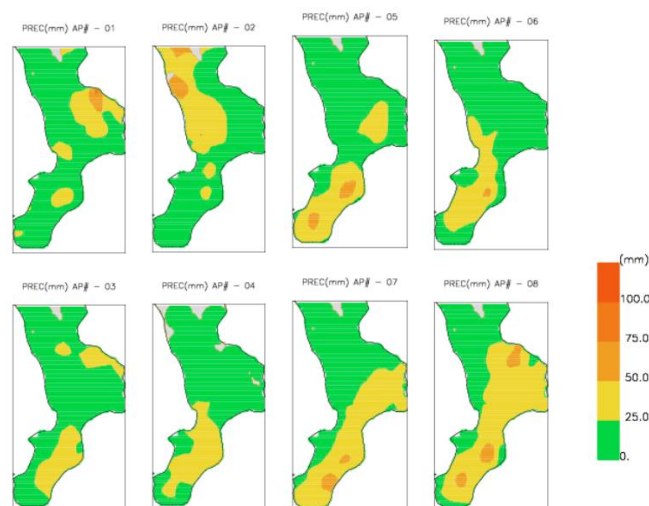


Figura 3-1. Storm scenarios class a) AP01-AP06 (da Federico et al., 2008)

Greco et al. (2020) hanno classificato circa il 25% dell'intero insieme di eventi analizzati come HSS (heavy synoptic systems), circa il 35% come VHSS (very heavy synoptic systems) e circa il 40%

come CSLE (Convective systems with local effects) (vedi Figura 3-2a). Inoltre, il 63% di HSS e il 52% di VHSS si sono verificati nella stagione SON (settembre – ottobre – novembre) (in particolare a settembre e ottobre), mentre oltre il 50% di CSLE è stato osservato nella stagione JJA (giugno – luglio – agosto) (principalmente a luglio e agosto) (Figura 3-2b e Figura 3-2c); inoltre, gli eventi CSLE si sono verificati nelle aree montane, principalmente nella parte centrale della regione, e ciò testimonia il ruolo cruciale svolto dall'effetto orografico per questo tipo di eventi. Gli eventi HSS hanno interessato principalmente la costa nord-occidentale della regione, mentre gli eventi VHSS hanno riguardato principalmente la costa sud-orientale della Calabria. Rispetto ai casi di HSS, i casi di VHSS sono caratterizzati da eventi di minore estensione spaziale ma maggiore intensità, in accordo con la letteratura disponibile sulla climatologia degli eventi piovosi estremi nell'Italia meridionale.

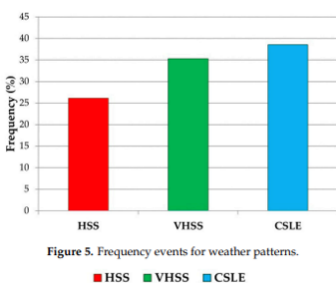


Figure 5. Frequency events for weather patterns.

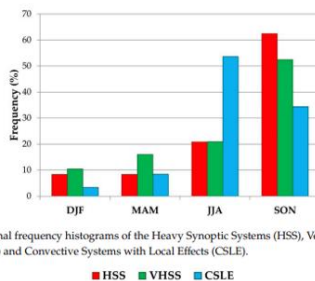


Figure 6. Seasonal frequency histograms of the Heavy Synoptic Systems (HSS), Very Heavy Synoptic Systems (VHSS) and Convective Systems with Local Effects (CSLE).

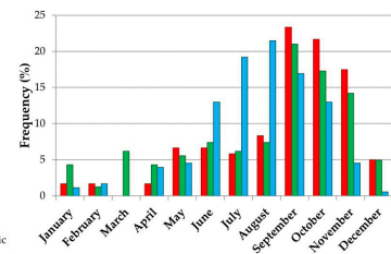


Figure 7. Monthly frequency histograms of HSS, VHSS and CSLE.

a)

b)

c)

Figura 3-2. a) Frequenza degli eventi per i sistemi HSS, VHSS, CSLE b) Istogrammi di frequenza stagionale dei sistemi HSS, VHSS, CSLE, c) Istogrammi di frequenza mensile dei sistemi HSS, VHSS, CSLE (da Greco et al., 2020)

In un recente lavoro, Biondi et al. (2021) hanno selezionato 459 eventi piovosi intensi avvenuti in Calabria dal 2002 al 2015 classificandoli come Cicloni (Sistemi Frontali) (282 eventi) e Celle Convettive (177 eventi). In generale, i cicloni (FS) comprendono eventi piovosi con un'estensione di $10^3 - 10^4$ Km² e la loro durata varia da alcune ore a diversi giorni. I picchi di intensità localizzati variano tipicamente da 40 a 140 mm/giorno o più (Rossi et al., 2016). Le celle convettive comprendono celle temporalesche isolate la cui estensione varia da 10 a 50 km² o un gruppo di celle compattate a forma circolare (variabile linearmente in termini di intensità) fino a 100 km². L'intensità varia da 10 a 100 mm/h e la durata dell'evento varia da meno di un'ora a diverse ore. Per il caso di studio specifico, gli autori hanno riscontrato che solo pochi casi di CC superavano la durata di 6 h.

I risultati hanno confermato i risultati di precedenti studi riguardanti l'area mediterranea: gli eventi piovosi abbondanti di tipo SF si verificano in autunno e i fenomeni convettivi sono più frequenti in estate (vedere Figura 3-3) (come evidenziato da numerosi studi riportati in Biondi et al.; 2021)

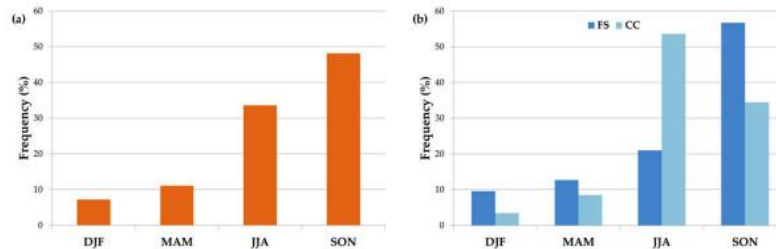


Fig. 4. Seasonal frequency histograms of a) intense rainfall events, b) frontal systems (FS) and convective cells (CC). DJF – December-January-February, MAM – March-April-May, JJA – Jun-July-August, SON – September-October-November.

Figure 3-3. Istogrammi di frequenza stagionale di (a) eventi di pioggia intensa, (b) tempeste FS, CC (da Biondi et al., 2021)

3.3.1 Distribuzione temporale

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche delle precipitazioni di breve durata sulla base dei più rilevanti lavori scientifici condotti per la regione Calabria al fine di ottenere delle ipotesi utili a supportare la scelta dei profili di pioggia di progetto.

Lo studio di Terranova et al. (2015) indaga le caratteristiche spaziali e temporali delle precipitazioni sub-orarie relative ad eventi piovosi intensi che hanno colpito la Calabria negli anni 1998-2008. Più nello specifico, lo studio ha analizzato una notevole quantità di serie ad alto dettaglio temporale (5 min) relative a 155 siti (circa un pluviometro ogni 100 km²). Per l'analisi, sono stati rilevati più di 152 mila eventi piovosi, separati da almeno 6 ore di tempo asciutto. Sono stati scelti diversi eventi di pioggia intensa (HRE) considerando gli eventi piovosi registrati simultaneamente in diversi pluviometri, anche non contigui, all'interno della regione. In particolare, questa ulteriore selezione è stata condotta, sulla base di valori di soglia di precipitazione cumulata (≥ 100 mm), intensità massima (≥ 50 mm/h) ed energia cinetica (≥ 29 MJ/ha). Sono stati poi sottoposti a un'indagine approfondita 25 HRE distinti, inclusi i ben noti eventi geo-idrologici catastrofici. Gli HRE ottenuti, classificati automaticamente in base alla loro struttura nel tempo, sono stati analizzati per quanto riguarda l'evoluzione sia spaziale che temporale. A tal fine i 25 HRE sono stati distinti in diffusi (17) o localizzati (8), a seconda che l'area interessata sia rispettivamente ≥ 500 km² o < 500 km². In particolare, la struttura temporale degli eventi è stata descritta attraverso il profilo piovoso standardizzato (quantità precipitazioni - durata, in termini di percentuali cumulate). Quindi, è stato

adottato un codice di forma binario a 4 cifre per identificare automaticamente la forma del profilo (Terranova e Iaquina, 2011; Terranova e Gariano, 2014). Gli autori hanno trovato che HRE hanno diverse estensioni spaziali e modelli temporali: generalmente, gli eventi localizzati hanno strutture temporali con il picco all'inizio dell'evento (tipo temporale). Picchi iniziali caratterizzano i temporali della stagione secca, in cui sono più frequenti gli eventi convettivi. Al contrario, gli eventi diffusi presentano strutture temporali miste con picchi localizzati nell'ultima metà della loro durata.

3.3.2 Trend e considerazioni sulla stazionarietà delle precipitazioni nel Sud Italia

I cambiamenti negli eventi estremi possono influenzare gli ambienti naturali e le attività umane, nonché la salute e la sicurezza umana. La ricerca indica che è probabile che gli eventi di pioggia intensi di durata inferiore al giorno aumentino di frequenza portando potenzialmente a un aumento dell'entità e della frequenza delle inondazioni improvvise (Westra et al., 2014).

L'ipotesi su cui si basa attualmente il progetto di uno scenario di evento è che la successione temporale degli eventi sia governata da un processo "stazionario". Se il processo non è stazionario, ad esempio, nel caso delle piene, in presenza di cambiamenti climatici, perché i meccanismi di generazione dell'evento cambiano nel tempo, non si può più semplificare il problema ricorrendo al tempo di ritorno medio. Occorre dunque verificare l'ipotesi di stazionarietà a livello locale.

Per l'area Mediterranea, Longobardi et al. (2016) hanno osservato una riduzione e un aumento delle precipitazioni rispettivamente durante i mesi invernali ed estivi. In particolare, le maggiori riduzioni invernali sono state rilevate lungo il versante tirrenico della penisola meridionale italiana, mentre l'aumento estivo è apparso abbastanza diffuso su tutto il territorio indagato.

Utilizzando un database a griglia mensile (129 serie mensili raccolte per il periodo 1951–2016), interpolato con una risoluzione spaziale di 5 km x 5 km Caloiero et al. (2021) hanno osservato, in particolare per la Regione Calabria, un andamento decrescente delle precipitazioni annuali e invernali-autunnali e un andamento crescente per quello estivo.

Con riferimento alla regione Calabria, Caloiero et al. (2017) hanno analizzato le distribuzioni spaziali e temporali delle precipitazioni in Calabria considerando le categorie di precipitazioni secondo la classificazione di Alpert et al. (2002). I risultati hanno mostrato che le categorie di precipitazioni più elevate non mostrano tendenze significative.

De Luca & Galasso (2018) hanno recentemente verificato se i recenti eventi piovosi in Calabria occorsi nel nuovo secolo possano essere considerati molto diversi dagli eventi accaduti in passato. Gli autori hanno preso in considerazione i massimi annuali di pioggia cumulata osservati nella regione

Calabria, concentrando l'attenzione sulle serie temporali caratterizzate da eventi piovosi abbondanti verificatisi dall'1 gennaio 2000. Gli autori hanno concluso che per la distribuzione TCEV, spesso applicata per le serie temporali annuali massime in Calabria, non sembra essenziale adottare modelli non stazionari, poiché dalle osservazioni osservate non emergono tendenze significative.

3.4 Scelta del pluviogramma di progetto

Riguardo la struttura temporale del pluviogramma di progetto adatto alle peculiarità regionali Calabresi, sulla base dei risultati forniti da Terranova e Gariano (2014), Terranova & Iaquina (2011) e Colosimo et al. (1996), si ipotizza un pluviogramma caratterizzato da un picco iniziale, sembra essere adatto (e valido) per simulare eventi di durata inferiore al giorno. Per l'analisi di altri eventi, occorrerebbe considerare altre strutture temporali. Riguardo la distribuzione spaziale, si ipotizza di assumere uniforme l'input per bacini dell'ordine di 100 Km².

3.5 Applicazione: analisi e ricostruzione di un evento storico e mappatura della pericolosità

Per verificare la plausibilità delle ipotesi e delle considerazioni illustrate nei paragrafi precedenti, si mostra un'applicazione dei criteri selezionati per la definizione degli scenari di progetto, ad un caso studio. Il caso studio scelto è relativo ad un evento alluvionale occorso in passato e ben documentato: l'alluvione di Soverato, avvenuta nel 2000. Le elaborazioni che seguono sono finalizzate a verificare l'applicabilità del modello con finalità ricostruttive e testare le ipotesi per una valutazione in termini predittivi delle aree inondabili estendendo l'analisi all'intero bacino idrografico.

3.5.1 Descrizione dell'evento di Soverato

L'evento avvenuto nel settembre 2000 è noto come evento di Soverato, dal nome del comune in cui 13 persone perirono a causa dell'alluvione del fiume Beltrame nella mattina del 10 settembre. Negli stessi giorni, dall'8 al 9 settembre, ben 109 comuni Calabresi, per una superficie di quasi 1/3 del territorio regionale, furono colpiti da piogge e temporali. Cinquantasei pluviometri gestiti dal Centro Funzionale Multirischi Regionale registrarono una pioggia giornaliera superiore a 100 mm e, tra questi, 12 pluviometri registrarono valori superiori a 200 mm. Riguardo al periodo di ritorno attribuibile ai valori registrati durante l'evento, 13 di essi hanno mostrato periodi di ritorno di 10/20 anni, 4 di 20/50 anni, 2 di 50/100 anni, 4 di 100/200 anni e uno superiore a 200 anni (Figura 3-4).

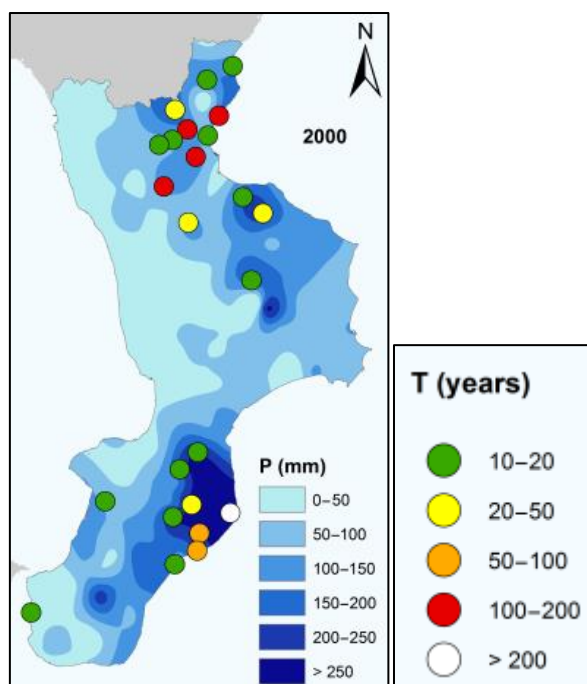


Figura 3-4. Massimo periodo di ritorno (T) delle precipitazioni giornaliere registrate durante ogni evento (cerchi colorati secondo la legenda) e valori massimi di pioggia giornaliera (scala di blu, secondo la legenda).

Il 10 settembre le intense precipitazioni si sono concentrate principalmente sul settore medio-sud-orientale della regione. La massima pioggia giornaliera è stata di 301,6 mm, con un periodo di ritorno superiore a 500 anni. Gli effetti più gravi, si sono verificati nel comune di Soverato (provincia di Catanzaro), nella zona in cui è stata registrata la pioggia massima giornaliera (Petrucci et al., 2017). Attorno alle ore 04:00 del mattino, la disastrosa alluvione del fiume Beltrame ha spazzato via il campeggio denominato “Le Giare”, situato proprio sulla sponda del fiume, dove si trovavano 53 persone, di cui 17 portatori di handicap. I sopravvissuti si salvarono arrampicandosi sui tetti dei bungalow o sugli alberi, attendendo i soccorsi anche per più di 5 ore (Aceto et al., 2017). 13 persone sono morte, cinque delle quali disabili. Alcune testimonianze dei superstiti sono riportate all’interno del database PEOPLE (Petrucci et al., 2017).

3.5.2 Ricostruzione numerica dell’evento

In questo paragrafo si riporta una sintesi delle operazioni finalizzate alla ricostruzione numerica dell’evento di Soverato.

Il modello digitale del terreno posto alla base del calcolo numerico è stato ottenuto mediante una fusione dei dati LiDAR con risoluzione a terra di 1 m, forniti dal Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM), dei DEM a 5 m reperiti dal Geoportale Regionale, per le aree non coperte dal dato LiDAR, e dei rilievi eseguiti dai topografi dopo l’evento. Il controllo sulla

congruenza della topografia con lo stato dei luoghi al tempo dell'evento è stato eseguito con riferimento a 44 sezioni rilevate durante un sopralluogo avvenuto nel mese di dicembre del 2000. Alcune correzioni manuali sono state necessarie per eliminare delle incongruenze topografiche, derivanti dalle variazioni dell'assetto plano-altimetrico verificatesi tra il 2000 e il 2008 (epoca dei rilievi). Le verifiche relative alla congruenza topografica sono state affrontate e descritte da Gangi (2019), che, sulla base di un confronto tra ortoimmagini relative ad epoche diverse, ha evidenziato le differenze tra l'assetto dell'alveo al tempo dell'evento e quello più recente, conseguente alle sistemazioni idrauliche post-evento. Le precipitazioni sono state stimate sulla base dei dati registrati tra le 17:40 del 9 settembre e le 23:40 del 10 settembre 2000, nelle 4 stazioni pluviografiche più prossime al bacino: Soverato Marina (codice 1970, 6 m s.l.m.), Chiaravalle Centrale (codice 1960, 714 m a.l.m.), Monte Serralta (codice 1935, 1013 m s.l.m.) e Palermiti (codice 1940, 480 m s.l.m.). Le aree di influenza di ciascuna stazione sono state definite mediante i poligoni di Thiessen. Gli afflussi totali sono stati depurati ricorrendo al metodo Curve Number (CN) del Soil Conservation Service (SCS). Il valore del CN di primo tentativo è stato modificato successivamente per dar luogo a delle piogge nette tali da consentire il raggiungimento della portata massima stimata in corrispondenza della traversa ENEL, localizzata a monte del ponte di Petrizzi. Il coefficiente di scabrezza è stato posto pari a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ su tutto il bacino e localmente incrementato per una migliore rappresentazione dello stato di fatto. Foto post-evento hanno consentito di selezionare i segni della piena più affidabili ai fini della calibrazione e della validazione del modello. In totale sono stati usati 41 *watermarks* di cui 36 nell'area valliva e 5 nel tratto immediatamente a monte del ponte di Petrizzi. Infine, per ottenere una migliore aderenza temporale e ricostruire le testimonianze storiche del repentino aumento di tiranti nella zona del campeggio, verificatosi nelle prime ore del mattino del 10 settembre, è stata necessaria l'inclusione nel modello della trattazione del fenomeno dell'occlusione e della disostruzione del ponte di Petrizzi. Questa ultima parte, che ha richiesto la messa a punto di un metodo equivalente per la simulazione dell'effetto di rigurgito indotto dalla strettoia, esacerbato dalla presenza di detriti, e per la modellazione degli effetti macroscopici sull'onda di piena conseguente alla disostruzione repentina nel manufatto, è trattata nel dettaglio al Capitolo 4.

In figura 3-5 si riporta un *workflow* che sintetizza le analisi compiute per finalità ricostruttive.

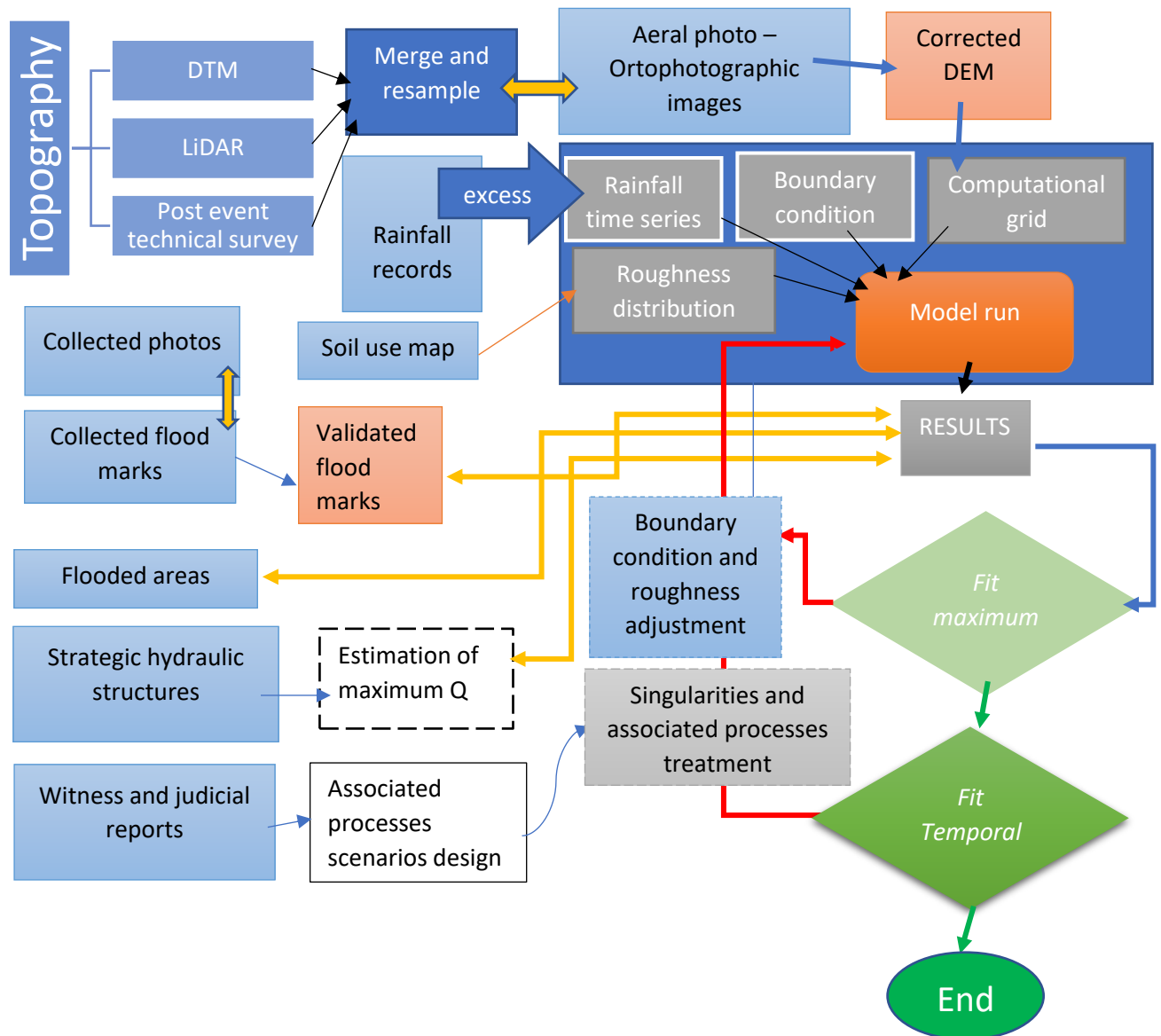


Figura 3-5. Workflow impiegato per la ricostruzione numerica dell'evento di Soverato

Si riportano di seguito i risultati della ricostruzione dell'evento in termini di idrogrammi simulati in corrispondenza di alcune sezioni di controllo ubicate lungo l'asta principale come in Figura 4-10.

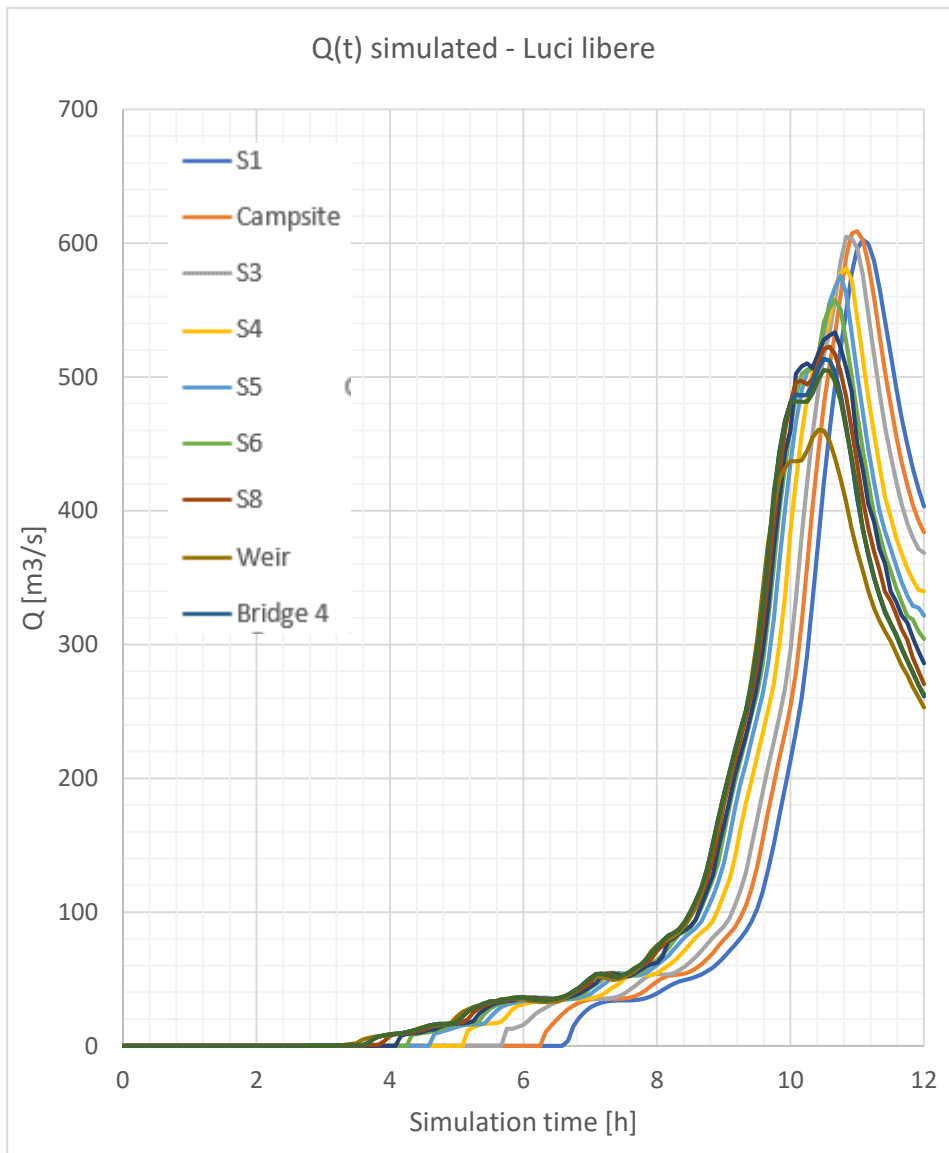


Figura 3-5. Idrogrammi simulati in corrispondenza di alcune sezioni di controllo

3.5.3 Simulazione in termini predittivi dell'evento e risultati sulla mappatura delle aree allagate

Se l'evento di Soverato non fosse ancora accaduto, prendendo come dato il solo tempo di ritorno stimato per la pioggia che si è verificata, ricorrendo alla distribuzione temporale della precipitazione secondo il profilo discusso al paragrafo 3.4, quale sarebbe l'entità dell'errore commesso sull'estensione dell'area allagata? E sui massimi livelli idrici? Quali portate di piena conseguirebbero ad alcuni scenari di evento di pioggia ipotetici?

Nell'applicazione che si mostra di seguito si vuole verificare la sensibilità del modello rispetto alle ipotesi relative allo scenario di progetto.

Sono stati ipotizzati tre diversi scenari di pioggia di durata $D = 12$ ore. A variare tra i tre scenari è la condizione di umidità antecedente.

1. Scenario 1: Pioggia 200-ennale totale (terreno completamente saturo);
2. Scenario 2: Pioggia 200-ennale, condizione di umidità AMC III (CN III calcolato come media areale);
3. Scenario 3: Pioggia 200-ennale, AMC II (CN II calcolato come media areale);

Le altezze di pioggia di progetto sono state calcolate ricorrendo alla nota distribuzione TCEV. Il livello di regionalizzazione scelto è commisurato alla lunghezza della serie storica dei massimi di breve durata.

Tabella 3-2: *Calcolo delle Curve di Possibilità Pluviometrica relative alle stazioni di misura più prossime al bacino del T. Soverato*

	Quota stazione	Pluviometro di Soverato								
	6	TCEV - 1° livello			TCEV - 2° livello			TCEV - 3° livello		
	Durata [h]	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	87.7	117.2	137.2	78	102.8	119.7	97.3	128.6	149.6
	3	129.7	172.8	201.9	119.2	157.3	183	135.7	179.3	208.6
	6	145.8	193	225	141.3	186.3	216.8	167.4	221.2	257.3
	12	176.5	233.3	271.7	174	229.6	267	206.4	272.8	317.3
	24	213.8	282.4	328.7	211.7	279.3	325	254.6	336.4	391.3
anni disponibili	33									
	Quota stazione	Pluviometro di Chiaravalle C.le								
	714	TCEV - 1° livello			TCEV - 2° livello			TCEV - 3° livello		
	Durata [h]	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	84.2	108.4	124.9	100.2	132.3	153.9	97.4	128.6	149.6
	3	167.9	220.7	256.5	172.8	227.9	265.3	173.0	228.5	265.8
	6	237.1	312.8	364	237.3	313.1	364.3	248.6	328.4	382.0
	12	317.2	418.5	487	316.7	417.9	486.2	357.2	472.0	548.9
	24	441.4	585.5	683	421.2	555.5	646.6	513.4	678.2	788.8
anni disponibili	71									
	Quota stazione	Pluviometro di Cenadi - Serralta - C5								
	1013	TCEV - 1° livello			TCEV - 2° livello			TCEV - 3° livello		
	Durata [h]	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	63.2	78.9	89.6	80.1	103.7	119.7	77.7	100.4	116.2
	3	108.8	140	161.1	114.7	148.6	171.6	134.9	174.4	201.8
	6	152.5	197.1	227.3	155.2	201	232	191.2	247.1	285.9
	12	198.3	255.5	294.3	206.8	268	309.2	270.8	350.1	405.0

	24	237.8	301.9	345.4	274.4	355.4	410.3	383.7	496.0	573.8
anni disponibili	10									
Quota stazione	Pluviometro di Palermi									
480	TCEV - 1° livello			TCEV - 2° livello			TCEV - 3° livello			
Durata [h]	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	T ₅₀	T ₂₀₀	T ₅₀₀	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	83.7	108.9	126.1	92.4	121.9	141.8	97.4	128.6	149.6	
3	133.8	175.4	203.6	140.5	185.3	215.6	159.7	210.9	245.3	
6	207.2	275.9	322.3	191.4	252.5	293.9	218.1	288.2	335.2	
12	293.9	394.6	462.7	249.5	329.2	383.1	298.0	393.8	458.0	
24	376	505.8	593.7	310.8	410	472.2	407.2	538.0	625.7	
anni disponibili	26									

La CPP utilizzata ai fini del calcolo, definita come una media areale delle CPP relative alle quattro stazioni di misura considerate è descritta dall'Equazione 3.1

$$h_{t,200} = 114.4t^{0.448} \quad (3.1)$$

Per tutti e tre gli scenari il profilo scelto per la distribuzione temporale delle piogge lorde è uno ietogramma di tipo Chicago decrescente discretizzato ad intervalli di un'ora. Il pluviogramma così definito rappresenta la forzante pluviometrica del modello numerico, che, risolve in ogni cella di calcolo le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto nelle due dimensioni.

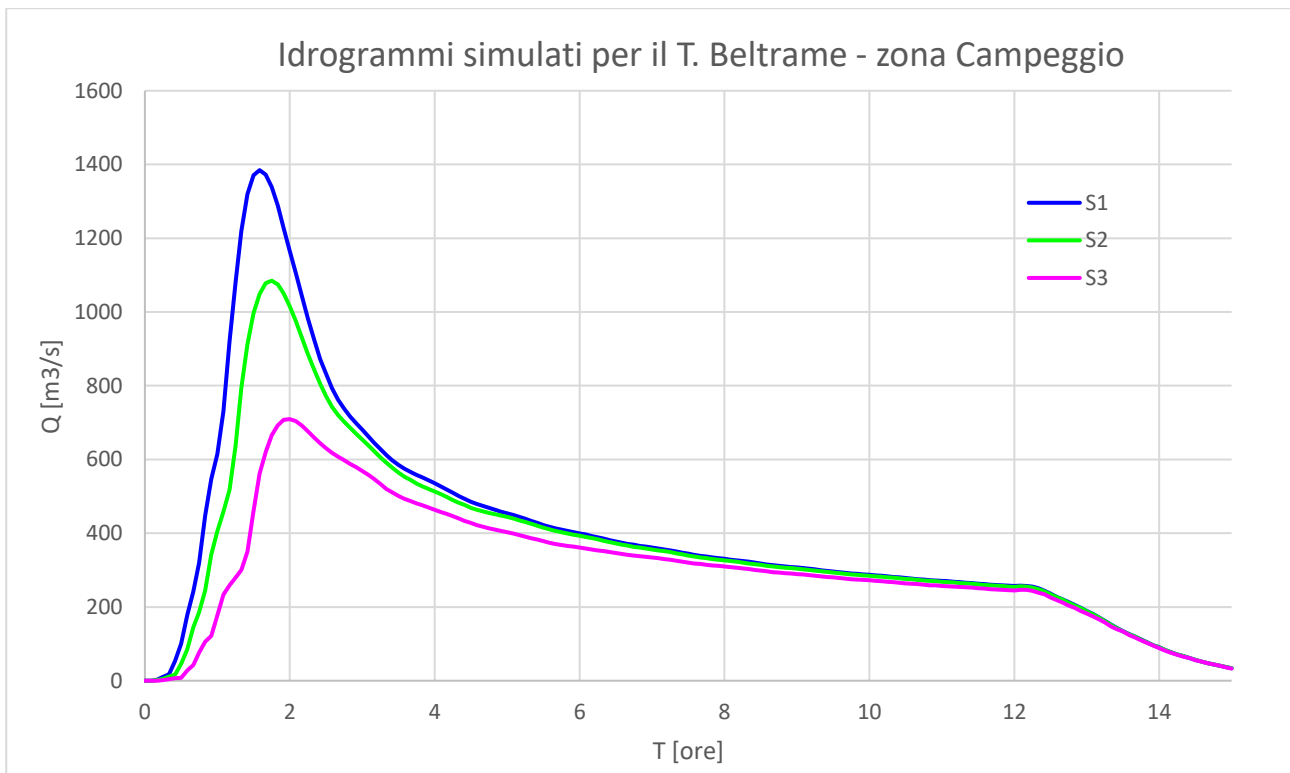


Figura 3-6. *Idrogrammi simulati alla sezione posta in corrispondenza dell'area del Campeggio per i diversi scenari.*

Le *performances* del modello, sono valutate in termini di capacità del modello di replicare l'area storicamente inondata utilizzando il metodo dei classificatori binari lineari, proposto da De Giorgis et al. (2012).

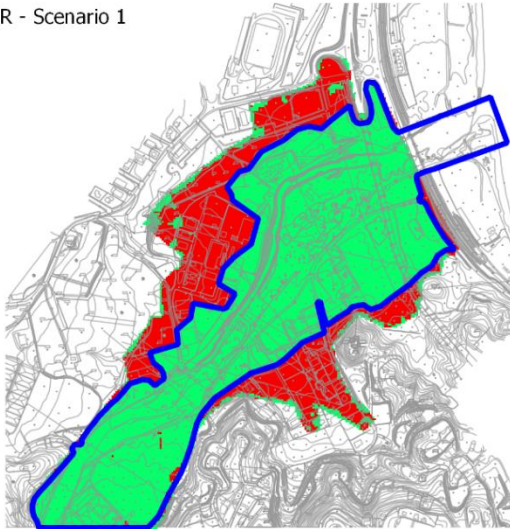
L'implementazione di questo metodo ha previsto un'elaborazione preliminare consistente nell'individuazione di un'area di confronto scelta in modo da racchiudere interamente l'area storicamente inondata e il risultato del calcolo numerico, in un tratto montano e in quello vallivo, in prossimità della foce, comprendente la zona del campeggio.

Per un'assegnata soglia di tirante pari a 0.1 m, finalizzata a distinguere tra celle asciutte e celle bagnate, le mappe associate ai diversi scenari sono convertite in informazioni di tipo binario (0 per le celle non allagate e 1 per quelle sommerse). La mappa di riferimento è stata anch'essa preliminarmente convertita in tipo binario.

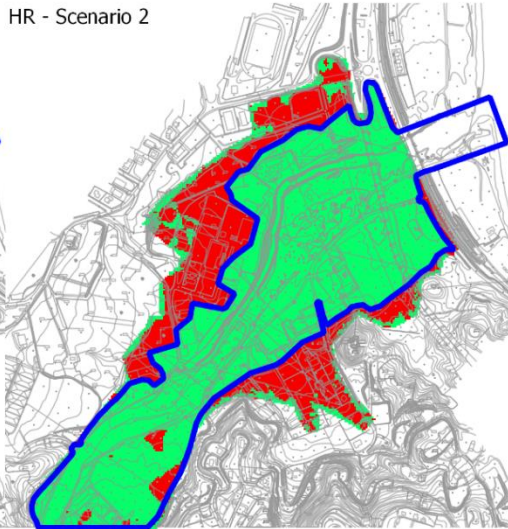
I classificatori binari utilizzati sono i seguenti:

- TP (Vero Positivo): il modello identifica correttamente un elemento allagato segnalato dalla mappa di riferimento. Nelle figure 3-7 e 3-8 è rappresentato dall'area in verde interna al contorno che identifica l'area storicamente inondata.
- FP (False Positive): la cella è inondata per il modello, ma la mappa di riferimento non lo identifica come area storicamente inondata. Nelle figure 3-7 e 3-8 è rappresentato dall'area in rosso esterna al contorno che identifica l'area storicamente inondata.
- TN (True Negative): il modello identifica correttamente un elemento non allagato; Nelle figure 3-7 e 3-8 è rappresentato dall'area in verde esterna al contorno che identifica l'area storicamente inondata.
- FN (False Negativo): la cella non è inondata per il modello, ma la mappa di riferimento lo identifica come elemento di un'area storicamente inondata. Nelle figure 3-7 e 3-8 è rappresentato dall'area in rosso interna al contorno che identifica l'area storicamente inondata.

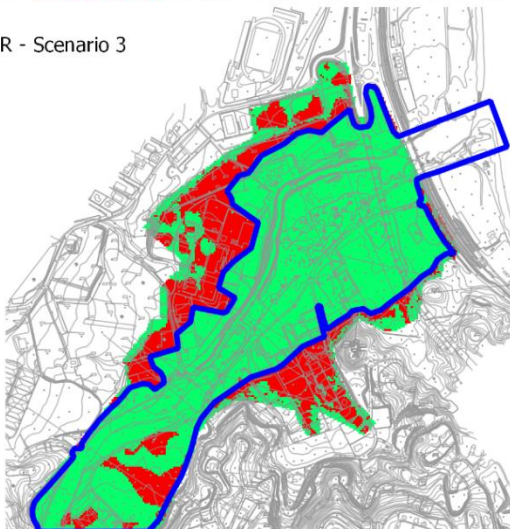
HR - Scenario 1



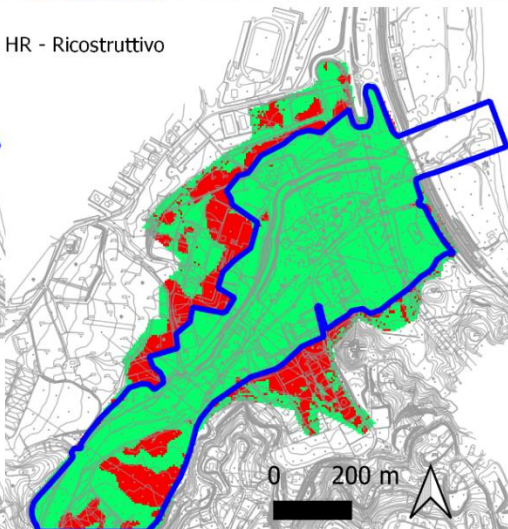
HR - Scenario 2



HR - Scenario 3



HR - Ricostruttivo






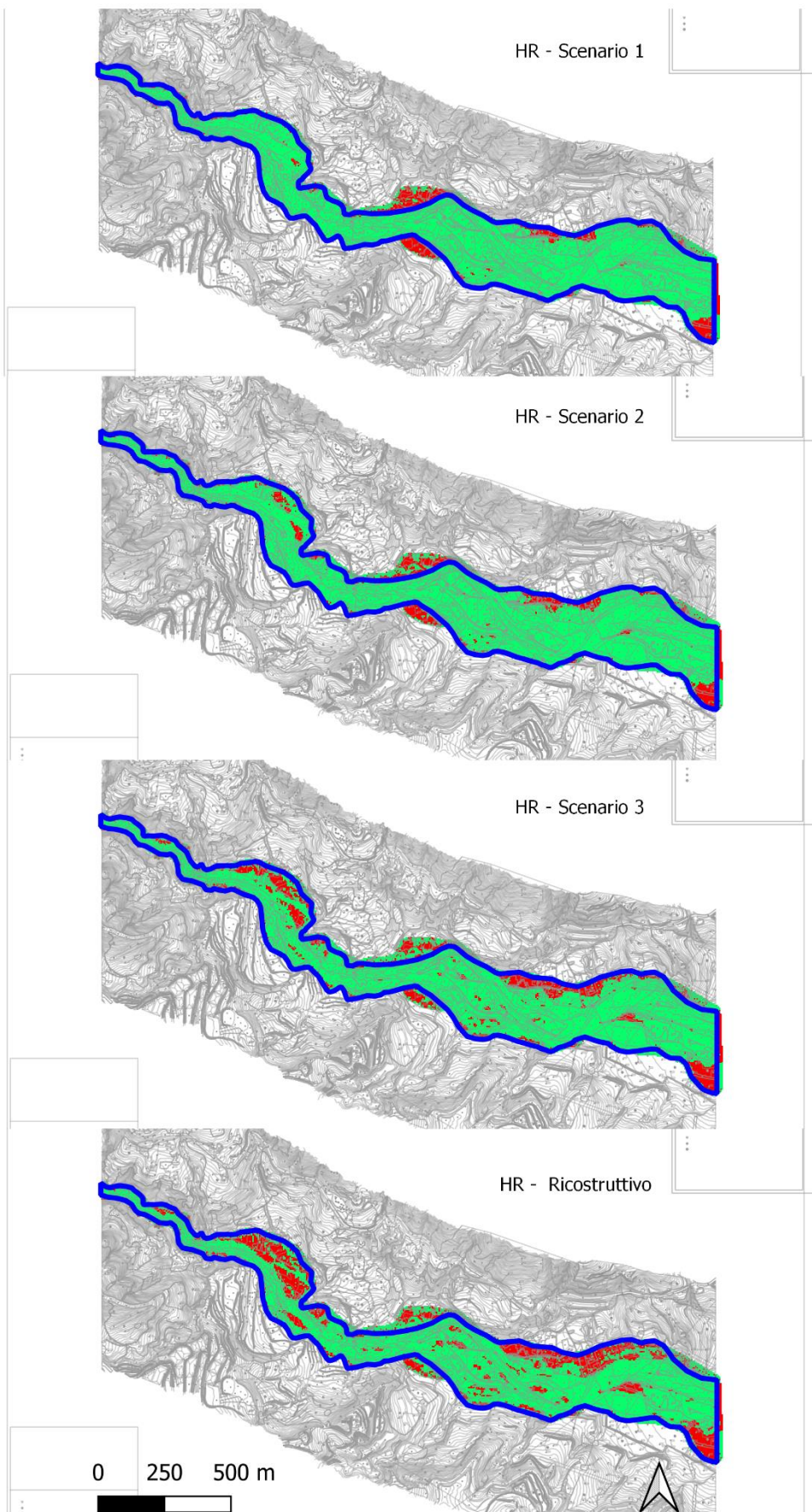
	Veri positivi e veri negativi
	Falsi positivi e falsi negativi
	Contorno dell'area storicamente inondata

Figura 3-7. Area storicamente inondata per la zona valliva



	Veri positivi e veri negativi
	Falsi positivi e falsi negativi
	Contorno dell'area storicamente inondata

Figura 3-8. Area storicamente inondata per il tratto montano

Infine, è stata valutata la probabilità di rilevamento (HR) per ciascuna configurazione dividendo la somma tra veri positivi e veri negativi sull'area totale di confronto.

Tabella 3-3: Confronto tra gli HR ottenuti considerando i tre scenari. In verde sono evidenziati i risultati migliori, che portano ad una massimizzazione dei veri positivi e negativi.

Monte			Valle		
Area di confronto (m ²)	531712		Area di confronto (m ²)	603259.4	
Scenario 1	457750	0.861	Scenario 1	421200	0.698
Scenario 2	427125	0.803	Scenario 2	448350	0.743
Scenario 3	451075	0.848	Scenario 3	429300	0.712
Ricostruttivo	397125	0.747	Ricostruttivo	464400	0.770

Per verificare i risultati nella zona a valle, rispetto allo scenario ricostruttivo, ottenuto senza considerare l'ostruzione dei ponti, trattata solo al Capitolo 4, sono stati impiegati 36 segni della piena distribuiti su diverse zone di influenza (vedi figura 3-9).

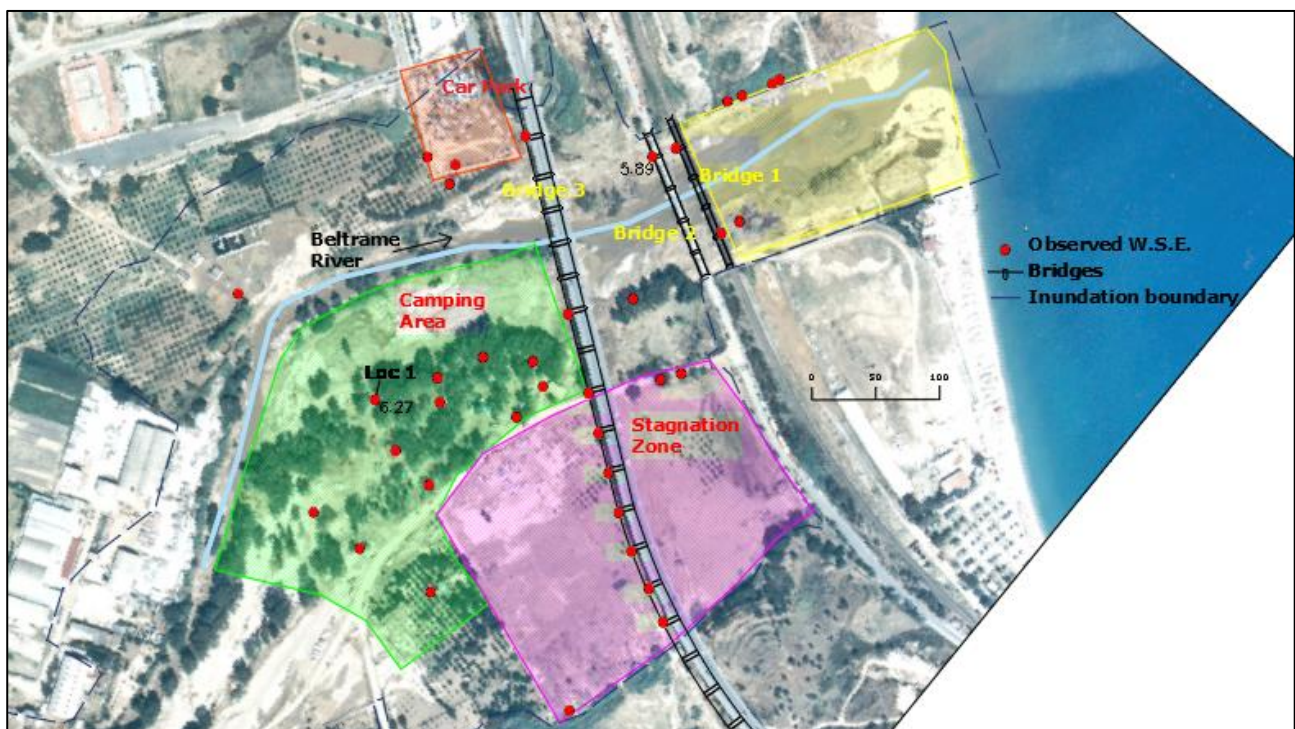


Figura 3-9: Ortofoto post-evento, corso d'acqua, posizione dei ponti e segni della piena

Tabella 3-4: Errori medi sulla quota massima della superficie libera tra valori simulati e osservati a seconda dello scenario ipotizzato. S1: Tr 200, pioggia totale, S2: Tr 200 AMC III, S3: Tr 200 AMC II, R: ricostruttivo con ponti di valle liberi

Zone	Errori medi (differenze)				Errori medi (assoluti)			
	S1	S2	S3	R	S1	S2	S3	R
Camping	1.724	1.292	0.556	-0.36	1.724	1.323	0.695	0.34
Stagnation area	1.797	1.395	0.713	0.02	1.797	1.395	0.713	0.12
Car Park	2.634	2.196	1.383	-0.32	2.634	2.196	1.383	0.48
Bridge 3	2.230	1.797	0.976	-1.09	2.230	1.797	0.976	1.09
Between Bridges 2- 3	2.424	2.424	1.161	-0.95	2.424	2.424	1.161	0.95
Between Bridges 1-2	2.108	2.108	1.032	-1.03	2.108	2.108	1.032	1.03
Bridge 1 (Downstream)	0.961	0.961	0.290	-0.25	0.961	0.961	0.290	0.29

3.6 Discussione e conclusioni

Dai risultati riportati in tabella 3-3 si nota come l'ipotesi di suolo saturo consenta di ottenere, in termini di estensione delle aree inondate, una migliore sovrapposizione nella zona montana. L'estensione delle aree inondabili, in questa zona, è evidentemente meno dipendente dai volumi e il fenomeno è governato dalla morfologia del tratto. La larghezza della superficie libera varia in modo molto modesto rispetto all'incremento di tirante che può corrispondere ad una variazione di volume affluito. Spostando invece l'attenzione sull'area valliva si vede come, anche se, l'impiego di una pioggia totale sarebbe più efficace in fase di individuazione, poiché darebbe luogo ad una minimizzazione dei falsi negativi all'interno dell'area storicamente inondata, questa ipotesi potrebbe determinare abbondanti sovrastime dei tiranti con conseguente aggravio dell'estensione delle aree inondabili. Il risultato migliore, con riferimento ad un *box* di confronto, è infatti ottenuto, in questa zona, sotto le ipotesi relative allo scenario ricostruttivo, evidentemente meno gravoso degli scenari di progetto. Nelle aree pianeggianti, dunque, l'estensione delle aree inondate diventa molto più sensibile alla forzante pluviometrica e quindi allo scenario d'evento ipotizzato. Quando, oltre all'estensione dell'area allagata, si pone l'attenzione sui valori delle altezze simulate, l'importanza della corretta progettazione dello scenario è ancora più evidente. Dal confronto tra le quote della superficie libera simulata e osservata si nota come tutti e tre gli scenari ipotizzati determinino delle sovrastime piuttosto consistenti, che vanno via via a decrescere al ridursi della magnitudine dell'evento di progetto. Il modello ricostruttivo invece determina lievi sottostime, che diventano più importanti in corrispondenza dei ponti. Nel capitolo successivo, si vedrà come questa sottostima viene corretta mediante l'introduzione dell'ipotesi dell'ostruzione degli attraversamenti di valle.

Bibliografia

1. Aceto, L., Pasqua, A., & Petrucci, O. (2017). Effects of damaging hydrogeological events on people throughout 15 years in a Mediterranean region. *Advances in Geosciences*, 44, 67-77.
2. Alfieri, L., Laio, F., & Claps, P. (2008). A simulation experiment for optimal design hyetograph selection. *Hydrological Processes*, 22(6), 813-820.
3. Alpert, P., Ben-Gai, T., Baharad, A., Benjamini, Y., Yekutieli, D., Colacino, M., ... & Manes, A. (2002). The paradoxical increase of Mediterranean extreme daily rainfall in spite of decrease in total values. *Geophysical research letters*, 29(11), 31-1.
4. Bezak, N., Šraj, M., Rusjan, S., & Mikoš, M. (2018). Impact of the rainfall duration and temporal rainfall distribution defined using the Huff curves on the hydraulic flood modelling results. *Geosciences*, 8(2), 69.
5. Biondi, D., Claps, P., Cruscomagno, F., De Luca, D.L., Fiorentino, M., Ganora, D., Gioia, A., Iacobellis, V., Laio, F., Manfreda, S., Versace, P. (2012). Dopo il VAPI: la valutazione delle massime portate al colmo di piena nell'esperienza del POR Calabria. XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, 10-15 settembre 2012.
6. Biondi, D., Greco, A., & De Luca, D. L. (2021). Fixed-area vs storm-centered Areal Reduction factors: A Mediterranean case study. *Journal of Hydrology*, 595, 125654.
7. Blazkova S, Beven KJ. Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty). *Water Resour Res* 2002(38):1–14.
8. Bout, V. B., & Jetten, V. G. (2018). The validity of flow approximations when simulating catchment-integrated flash floods. *Journal of hydrology*, 556, 674-688.
9. Caloiero, T., Coscarelli, R., & Pellicone, G. (2021). Trend Analysis of Rainfall Using Gridded Data over a Region of Southern Italy. *Water*, 13(16), 2271.
10. Caloiero, T., Coscarelli, R., Ferrari, E., & Sirangelo, B. (2017). Temporal analysis of rainfall categories in Southern Italy (Calabria Region). *Environmental Processes*, 4(1), 113-124.
11. Cameron DS, Beven KJ, Twan J, Naden P. Flood estimation by continuous simulation (with likelihood based on uncertainty estimation). *Hydrol Earth Syst Sci* 2000;4(1):23–34.
12. Castiglioni, S., Lombardi, L., Toth, E., Castellarin, A., Montanari, A., 2010. Calibration of rainfall-runoff models in ungauged basins: A regional maximum likelihood approach. *Adv. Water Resour.* 33 (10), 1235–1242.
13. Cea, L., & Fraga, I. (2018). Incorporating antecedent moisture conditions and intraevent variability of rainfall on flood frequency analysis in poorly gauged basins. *Water Resources Research*, 54(11), 8774-8791.

14. Colosimo, C., Mendicino, G., Terranova, O. (1996). An analysis of rainfall profiles of an experimental basin (Turbolo creek basin – Italy). In: Proc. Of the Conferencia Internacional de Geologia Ambiental y Ordenacion del territorio, Granada, Spain, 22-25 April 1996, 173-186
15. Copertino V. A. and Fiorentino M. (1994). Valutazione delle piene in Puglia, 177-209, DIFA-Università della Basilicata e CNR-GNDICI, Potenza
16. De Giorgis, M., Gnecco, G., Gorni, S., Roth, G., Sanguineti, M., Taramasso, A.C (2012). Classifiers for the detection of flood-prone areas using remote sensed elevation data. *J. Hydrol.* 470–471, 302–315
17. De Luca, D. L., Galasso L. (2018). Stationary and Non-Stationary Frameworks for Extreme Rainfall Time Series in Southern Italy. *Water* (10), 1477.
18. De Michele C, Salvadori G. On the derived flood frequency distribution: analytical formulation and the influence of antecedent soil moisture condition. *J Hydrol* 2002;262:245–58
19. Dunkerley, D. (2021). The importance of incorporating rain intensity profiles in rainfall simulation studies of infiltration, runoff production, soil erosion, and related landsurface processes. *Journal of Hydrology*, 603, Part A, December 2021, 126834
20. Eagleson, P. S.: Dynamics of flood frequency, *Water Resour. Res.*, 8(4), 878–898, 1972
21. Efstratiadis, A., Koussis, A. D., Koutsoyiannis, D., & Mamassis, N. (2014). Flood design recipes vs. reality: can predictions for ungauged basins be trusted?. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(6), 1417-1428.
22. Ewea, H. A., Elfeki, A. M., Bahrawi, J. A., & Al-Amri, N. S. (2016). Sensitivity analysis of runoff hydrographs due to temporal rainfall patterns in Makkah Al-Mukkramah region, Saudi Arabia. *Arabian Journal of Geosciences*, 9(5), 1-12.
23. Federico, S., Avolio, E., Pasqualoni, L., & Bellecci, C. (2008). Atmospheric patterns for heavy rain events in Calabria. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 8(5), 1173-1186.
24. Fiorentino M, Iacobellis V. New insights about the climatic and geologic control on the probability distribution of floods. *Water Resour Res* 2001;37(3):721–30.
25. Fiorentino, M., Gabriele, S., Rossi, F., and Versace, P. (1987). “Regional flood frequency analysis using the two component extreme value distribution. A key reference abstract.” *Excerpta*, 2, 39–50

26. Fiorentino, M., Manfreda, S., Iacobellis, V. (2007) Peak runoff contributing area as hydrological signature of the probability distribution of floods, *Advances in Water Resources*, 30(10), pp. 2123-2134
27. Fiorentino, M., Versace, P., and Rossi, F. (1985). “Regional flood frequency estimation using the two-component extreme value distribution.” *J. Hydro. Sci.*, 30(1), 51–64.
28. Fiorentino, M.; Oliveto, G.; Rossi, A. (2002). Alcuni aspetti del controllo energetico ed idrologico sulla geometria delle reti e delle sezioni fluviali. Parte Prima: Controllo idrologico. In *Proceedings of the XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Potenza, Italy, 16–19 September 2002.
29. Franchini, M., Galeati, G., and Lolli, M. (2005). Analytical derivation of the flood frequency curve through partial duration series analysis and a probabilistic representation of the runoff coefficient, *J. Hydrol.*, 303, 1–15.
30. Gao, J., Kirkby, M., Holden, J. (2018). The effect of interactions between rainfall patterns and land-cover change on flood peaks in upland peatlands. *Journal of Hydrology*, 567, December, 546-559
31. Gioia, A., Iacobellis, V., Manfreda, S., Fiorentino, M. (2008). Runoff thresholds in derived flood frequency distributions, *Hydrology & Earth System Sciences*, 12(6), 1295–1307
32. Goel, N. K., Kurothe, R. S., Mathur, B. S., and Vogel, R. M. (2000). A derived flood frequency distribution for correlated rainfall intensity and duration, *J. Hydrol.*, 228, 56–67,
33. Greco, A., De Luca, D. L., & Avolio, E. (2020). Heavy precipitation systems in Calabria Region (Southern Italy): High-resolution observed rainfall and large-scale atmospheric pattern analysis. *Water*, 12(5), 1468.
34. Grimaldi S. & Petroselli A. (2015) Do we still need the Rational Formula? An alternative empirical procedure for peak discharge estimation in small and ungauged basins. *Hydrol Sci J*, 60, (1), 67–77
35. Grimaldi, S., Nardi, F., Piscopia, R., Petroselli, A., & Apollonio, C. (2021). Continuous hydrologic modelling for design simulation in small and ungauged basins: A step forward and some tests for its practical use. *Journal of Hydrology*, 595, 125664.
36. Grimaldi, S., Petroselli, A., & Nardi, F. (2012a). A parsimonious geomorphological unit hydrograph for rainfall–runoff modelling in small ungauged basins. *Hydrological Sciences Journal*, 57(1), 73-83.

37. Grimaldi, S., Petroselli, A., & Serinaldi, F. (2012b). Design hydrograph estimation in small and ungauged watersheds: continuous simulation method versus event-based approach. *Hydrological Processes*, 26(20), 3124-3134.
38. Grimaldi, S.; Petroselli, A.; Romano, N. Curve-Number/Green-Ampt mixed procedure for streamflow predictions in ungauged basins: Parameter sensitivity analysis (2013). *Hydrol. Process.* 2013, 27, 1265–1275.
39. Haberlandt, U., Radtke, I. (2014). Hydrological model calibration for derived flood frequency analysis using stochastic rainfall and probability distributions of peak flows. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 18 (1), 353–365.
40. Hansen, E.M., Schreiner, L.C., Miller, J.F. (1982). Application of probable maximum precipitation estimates: United States east of the 105th meridian, 55. US Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration.
41. Hawkins, R.H., Ward, T.J., Woodward, D.E., van Mullem, J.A. (2009). Curve Number Hydrology: State of the Practice;ASCE: Reston, VA, USA
42. Huff, F. A. (1967). Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water resources research*, 3(4), 1007-1019.
43. Iacobellis V., Fiorentino M. (2000). Derived distribution of floods based on the concept of partial area coverage with a climatic appeal, *Water Resour. Res.*, 36(2), 469–482
44. Iacobellis, V., Gioia, A., Manfreda, S., & Fiorentino, M. (2011). Flood quantiles estimation based on theoretically derived distributions: regional analysis in Southern Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(3), 673-695.
45. Kampf S. K., & Burges S. J. (2007). A framework for classifying and comparing distributed hillslope and catchment hydrologic models. *Water resources research*, 43(5)
46. Koutsoyiannis, D., & Montanari, A. (2015). Negligent killing of scientific concepts: the stationarity case. *Hydrological Sciences Journal*, 60(7-8), 1174-1183.
47. Krvavica, N., & Rubinić, J. (2020). Evaluation of design storms and critical rainfall durations for flood prediction in partially urbanized catchments. *Water*, 12(7), 2044.
48. Li, W., Lin, K., Zhao, T., Lan, T., Chen, X., Du, H., Chen, H. (2019). Risk assessment and sensitivity analysis of flash floods in ungauged basins using coupled hydrologic and hydrodynamic models. *Journal of Hydrology* 572 , 108–120
49. Longobardi, Buttafuoco, Caloiero, Coscarelli, R. (2016). Spatial and temporal distribution of precipitation in a Mediterranean area (southern Italy). *Environ Earth Sci* (2016) 75:189

50. Luo, P., He, B., Duan, W., Takara, K., & Nover, D. (2018). Impact assessment of rainfall scenarios and land-use change on hydrologic response using synthetic Area IDF curves. *Journal of Flood Risk Management*, 11, S84-S97.
51. Michel, C.; Vazken, A.; Charles, P. (2005). Soil conservation service curve number method: How to mend among soil moisture accounting procedure? *Water Resour. Res.* 41, 1–6.
52. Milly, P. C., Betancourt, J., Falkenmark, M., Hirsch, R. M., Kundzewicz, Z. W., Lettenmaier, D. P., & Stouffer, R. J. (2008). Stationarity is dead: Whither water management?. *Science*, 319(5863), 573-574.
53. Mohanty, M. P., Sherly M. A., Karmakar S., Ghosh, S. (2018). Regionalized Design Rainfall Estimation: an Appraisal of Inundation Mapping for Flood Management Under Data-Scarce Situations. *Water Resources Management*, 32:4725–4746
54. Mu, D., Luo, P., Lyu, J., Zhou, M., Huo, A., Duan, W., Nover, D., He, B., Zhao, X. (2021). Impact of temporal rainfall patterns on flash floods in Hue City, Vietnam. *Journal of Flood Risk Management*, 14:e12668
55. National Weather Service <https://www.weather.gov/>
56. Nicótina, L., Alessi Celegon, E., Rinaldo, A., Marani, M. (2008). On the impact of rainfall patterns on the hydrologic response. *Water Resources Research*, 44, W12401.
57. Papaioannou, G., Efstratiadis, A., Vasiliades, L., Loukas, A., Papalexiou, S., M., Koukouvinos A , Tsoukalas I., Kossieris, P. (2018). An Operational Method for Flood Directive Implementation in Ungauged Urban Areas. *Hydrology*, 5, 24;
58. Petrucci, O., Aceto, L., Pasqua, A, A. (2017). “PEOPLE”, Mendeley Data, V1, doi: 10.17632/mz2b8f8ys7.1
59. Petrucci, O., Caloiero, T., Pasqua, A. A., Perrotta, P., Russo, L., & Tansi, C. (2017). Civil protection and Damaging Hydrogeological Events: comparative analysis of the 2000 and 2015 events in Calabria (southern Italy). *Advances in Geosciences*, 44, 101-113.
60. Pilgrim, D.H.; Cordery, I. Rainfall temporal patterns for design floods. *J. Hydraul. Div.* 1975, 101, 81–95
61. POR Calabria 2000-2006, asse 1misura 1.4 – Lotto n. 7 – Stima delle massime portate al colmo di piena.
62. Regione Calabria, AbR (2002). “Linee guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d’acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d’attenzione e l’aggiornamento delle aree a rischio inondazione”.

63. Rossi, F., Fiorentino, M., and Versace, P. (1984). “Two component extreme value distribution for flood frequency analysis.” *Water Resour. Res.*, 20(7), 847–856
64. Rossi, F., Scannapieco, G., Villani, P. (2016). Una proposta operativa per la rivalutazione del rischio idrogeologico di alluvione in Italia. XXXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Atti di convegno, Bologna 14-16 Settembre 2016
65. Salas, J. D., & Obeysekera, J. (2014). Revisiting the concepts of return period and risk for nonstationary hydrologic extreme events. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(3), 554-568.
66. Santikari, V. P., & Murdoch, L. C. (2018). Including effects of watershed heterogeneity in the curve number method using variable initial abstraction. *Hydrology and Earth System Sciences*, 22(9), 4725-4743.
67. Singh, P.K.; Mishra, S.K.; Berndtsson, R.; Jain, M.K.; Pandey, R.P. (2015). Development of a Modified SMA Based MSCS-CN Model for Runoff Estimation. *Water Resour. Manag.* 29, 4111–4127.
68. Singh, V., P. (1997). Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph. *Hydrological Processes*, 11, 1649-1669
69. Singh, V., P. (2017). *Handbook of Applied Hydrology*, Second Edition. McGraw-Hill Education – Europe, Chapter 125
70. Terranova & Iaquina (2011). Temporal properties of rainfall events in Calabria (southern Italy), *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11,751-757
71. Terranova O., G., and Gariano, S., L. (2014). Rainstorms able to induce flash floods in a Mediterranean-climate region (Calabria, southern Italy). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 14, 2423-2434
72. Terranova, O., G., Gariano, S., L., Greco, R. (2015). EGU General Assembly Conference Abstracts, EGU General Assembly 2015, held 12-17 April, 2015 in Vienna, Austria
73. Versace P., Ferrari E., Fiorentino M., Gabriele S. & Rossi F. (1989). La valutazione delle piene in Calabria. CNR-GNDICI, Linea 1, CNR-IRPI, Geodata, Cosenza.
74. Viglione, A., Blöschl, G. (2009). On the role of storm duration in the mapping of rainfall to flood return periods. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 13 (2), 205–216.
75. Westra, S., H. J. Fowler, J. P. Evans, L. V. Alexander, P. Berg, F. Johnson, E. J. Kendon, G. Lenderink, and N. M. Roberts (2014), Future changes to the intensity and frequency of short duration extreme rainfall, *Rev. Geophys.*, 52, 522–55

76. Yannopoulos, S., Eleftheriadou, E., Mpouri, S., Giannopoulou, I. (2018). Implementing the Requirements of the European Flood Directive: the Case of Ungauged and Poorly Gauged Watersheds. *Environ. Process.* (2015) 2 (Suppl. 1): S191–S207
77. Zeimet, F., Schaepli, B., Artigue, G. Hernández, J., G., Schleiss, A., J. (2018). Swiss Rainfall Mass Curves and their Influence on Extreme Flood Simulation. *Water Resour Manage* (2018) 32:2625–2638
78. Zhai, X., Guo, L., Liu, R., Zhang, Y. (2018). Rainfall threshold determination for flash flood warning in mountainous catchments with consideration of antecedent soil moisture and rainfall pattern. *Natural Hazards* (2018) 94:605–625
79. Zhang, J., Liu, J., Han, X., Shen, X., Liang, Z., Wang, S. (2022). Variable storage behavior controlled by rainfall intensity and profile structure upon saturation excess overland flow generation. *Journal of Hydrology*, 106, 127860
80. Zhang, M., Xu, M., Wang, Z., & Lai, C. (2021). Assessment of the vulnerability of road networks to urban waterlogging based on a coupled hydrodynamic model. *Journal of Hydrology*, 603, 127105.
81. Zhang, Y., Wang, Y., Zhang, Y., Luan, Q., Liu, H. (2021). Multi-scenario flash flood hazard assessment based on rainfall-runoff modelling and flood inundation modelling: a case study. *Natural Hazards*, 105, 967-981

Capitolo 4. Un metodo per la trattazione equivalente delle singolarità nello studio delle alluvioni a scala di bacino: applicazione al caso dell'occlusione e della disostruzione di un ponte.

Introduzione

In questo Capitolo si affronta il problema della modellazione delle alluvioni a scala di bacino in presenza di opere che interagiscono con la corrente di piena e che alterano in modo non trascurabile l'evoluzione dell'evento. Nell'ambito delle applicazioni idrodinamiche 2D l'inserimento di tutte le opere idrauliche che interagiscono con la corrente si rivela piuttosto oneroso in quanto spesso tali strutture hanno delle dimensioni più piccole della risoluzione spaziale del modello di calcolo. Per analisi territoriali su domini di vasta estensione è prassi trascurare le singolarità. Talvolta però queste sono in grado di influire significativamente sulle dinamiche di interesse nell'analisi del rischio idraulico, pertanto è auspicabile mettere a punto delle modalità di trattazione a basso onere computazionale.

4.1 L'interazione tra la corrente e le opere antropiche nella modellistica idrodinamica bidimensionale: ponti e attraversamenti fluviali

La presenza di un attraversamento determina un restringimento della sezione dovuto alla presenza delle spalle e delle pile. L'assetto idrometrico della corrente nelle immediate vicinanze del ponte può essere quindi alterato rispetto alla situazione indisturbata, in particolare se il restringimento è marcato. Inoltre la presenza di ponti e attraversamenti può avere effetti sull'idrodinamica di una piena e, in particolari casi, può determinare un aggravio a monte del ponte a causa di un effetto di rigurgito, che può essere esaltato in occasione di eventi di piena caratterizzati da un notevole trasporto di materiale litoide o vegetale. Nei tratti montani dei corsi d'acqua a regime torrentizio queste situazioni sono molto comuni (Fuchs et al., 2019; Mazzorana et al., 2012; Mazzorana et al., 2018, Panici et al., 2018) e in alcuni casi, a tergo del ponte, può aver luogo un invaso temporaneo.

4.2 L'inserimento di ponti e attraversamenti nell'ambito delle simulazioni a scala di bacino

La presenza di pile nella sezione attiva del corso d'acqua è assai frequente; tuttavia, questo aspetto non è sempre tenuto nella giusta considerazione negli studi idrodinamici alla scala di bacino. Costabile & Macchione (2015) osservano una variazione significativa del numero di Froude nell'intorno dell'attraversamento e mostrano come il rigurgito prodotto dall'impatto della corrente con le pile non interessi la sezione trasversale in maniera omogenea, con la conseguente

differenziazione del franco. Inoltre, bisogna mettere in conto possibili ulteriori riduzioni della sezione di deflusso dovuti:

- Alla parziale ostruzione delle luci presenti, fenomeno assai probabile nei bacini montani e a regime torrentizio a causa del trasporto di materiale litoide e detriti vegetali.
- All'angolo di incidenza della corrente: la direzione della corrente non è sempre normale a quella dell'impalcato ma può avere angolo di incidenza diverso da zero.

Questi fattori sono attualmente trascurati nell'ambito delle valutazioni della pericolosità e nella mappatura del rischio idraulico; tuttavia, diversi autori propongono di considerarli sia per la progettazione delle opere, sia ai fini della mappatura del rischio idraulico (ved. ad es. De Cicco et al., 2018; Kouhi et al., 2020; Macchione, Costabile, Costanzo, Gangi & Lombardo, 2019).

L'inserimento delle strutture idrauliche in un modello 2D, però, non è immediato poiché esse sono caratterizzate da pareti verticali o strutture chiuse come canali e ponti, o con forme complesse.

Le griglie bidimensionali non consentono di descrivere tale complessità geometrica in modo esplicito ma sono disponibili diversi accorgimenti per tener conto della presenza delle strutture idrauliche e delle interazioni con la corrente.

In genere, tre metodi vengono utilizzati dai vari modelli per rappresentare le strutture idrauliche:

1. Una rappresentazione esplicita che prevede una manipolazione (manuale) della griglia computazionale: questa include infittimento locale e delocalizzazione dei nodi della griglia di calcolo, o assegnazione manuale di una quota diversa da quella originaria;
2. Una caratterizzazione degli effetti della struttura che vengono introdotti come attributi dell'elemento appartenente alla struttura (fattori di perdita di energia, fattori di riduzione della larghezza disponibile al deflusso o SRF (storage reduction factor); vedere ad esempio Bradley et al., 2005, Parola et al., 2000; Ruiz-Villanueva et al., 2013.
3. Una rappresentazione della struttura con un modello separato (normalmente 1D), o analitico, (ved. ad esempio, Dazzi et al., 2020) e l'accoppiamento del modello, o del risultato, con il risultato del calcolo bidimensionale.

Per le finalità in cui il lavoro di tesi si inquadra, e cioè descrivere l'idrodinamica a scala di bacino, nel trattamento delle singolarità si focalizza l'attenzione su una possibilità di rappresentare l'effetto dei ponti sulla dinamica idraulica a scala territoriale, che è quella di interesse ai fini dell'analisi del rischio idraulico, senza bisogno di dover analizzare in dettaglio l'idraulica locale, che peraltro richiederebbe un rilievo molto accurato della struttura.

4.3 Proposta operativa per il trattamento equivalente dell'effetto di ostruzione e disostruzione di un ponte in presenza di detriti vegetali

E' risaputo che viadotti, ponti e sottopassi possono determinare un aggravio significativo del rischio idraulico nelle aree adiacenti o a valle. Durante piene impulsive è possibile osservare fenomeni di erosione e conseguente deposito di materiale lapideo e detriti legnosi. Inoltre, le recenti inondazioni (si ricordino ad esempio gli eventi di piena del Nord Italia dell'autunno del 2020), hanno evidenziato come i ponti possano rappresentare importanti ostacoli alle correnti di piena e oggi il problema è all'attenzione delle istituzioni che operano nel campo della gestione del rischio da alluvione (Manciola et al., 2019). Durante le maggiori piene, può verificarsi la riduzione della capacità di deflusso della sezione, il conseguente innalzamento della superficie libera (come evidenziato in Ruiz-Villanueva et al., 2014; Rusyda, Ikematsu e Hashimoto, 2020; Rusyda, Isfanari, et al., 2020, Schmocker et al., 2015) e la formazione degli accumuli a monte dell'attraversamento possono essere amplificati dall'ostruzione parziale o totale delle luci del ponte da parte di detriti legnosi trasportati dalla piena. L'effetto di rialzo indotto da accumuli di materiale legnoso è oggetto di numerosi studi (Follett et al., 2020; Piton et al., 2020; Schalko et al., 2018, 2019; Schmocker & Hager, 2013) che hanno portato a formule sperimentali per la stima dell'aumento del tirante idrico in presenza di accumuli.

L'effetto di rigurgito determinato dall'accumulo di materiale flottante vicino ai ponti può causare un aggravio del pericolo di inondazioni (Okamoto et al., 2019, 2021; Steeb et al., 2017). La formazione di invasi temporanei può produrre inoltre sollecitazioni anomale sia sulle pile dei ponti che sull'impalcato. Questo tipo di situazione è stata considerata in studi che coinvolgono approcci 3D per identificare le condizioni che portano al crollo del ponte (vedi, ad esempio, Oudenbroek et al., 2018). Sia la disostruzione che il collasso si sviluppano generalmente in un tempo piuttosto breve: si ha così un rapido svaso del volume d'acqua accumulato a monte, che si traduce in un sensibile aumento, rispetto alla situazione di deflusso indisturbato, dei livelli idrici a valle (Brath & Montanari, 2000). Mazzorana et al. (2012; 2018) annoverano tra le dinamiche in cui il fenomeno può evolvere "l'ostruzione del canale con conseguente onda di *dam-break*". Chen et al. (2020) hanno verificato sperimentalmente che l'accumulo di detriti legnosi, in particolari condizioni, a causa della spinta di acqua e fango, può diventare instabile determinando un rilascio repentino del volume idrico accumulato a monte del ponte. La disostruzione improvvisa del ponte può produrre conseguenze significative sull'evoluzione della piena, in quanto è in grado di determinare sia un aumento in termini di portate o tiranti idrici, sia aumentarne l'impulsività. Le dinamiche che portano alla formazione delle condizioni di ostruzione e disostruzione sono complesse e la loro comprensione richiede il

coinvolgimento di competenze diversificate che includono studi sulle interazioni tra dinamica fluviale e vegetazione.

L'interesse in questo settore è significativamente accresciuto negli ultimi decenni. Alcuni autori hanno focalizzato la loro attenzione sui meccanismi di instabilità della vegetazione rigida emergente durante eventi alluvionali importanti (Calvani et al., 2019; Francalanci et al., 2020; Miyamoto & Kimura, 2016; Tanaka & Yagisawa, 2009). Altri autori hanno indagato sulle dinamiche di mobilitazione e trasporto dei detriti legnosi già presenti nell'alveo del fiume (Bocchiola et al., 2008; Persi et al., 2016, 2018, 2019; Ruiz-Villanueva et al., 2016; Sibilla et al., 2020; Zischg et al., 2018) e sulla probabilità di accumulo di legno in corrispondenza delle pile e sull'impalcato del ponte (Diehl, 1997; Panici et al., 2020; Shalko et al., 2020a). Un altro aspetto di interesse riguarda lo studio dei parametri geometrici che contribuiscono a peggiorare tale accumulo (De Cicco et al., 2015) nonché la loro influenza sulla stabilità degli ammassi (De Cicco et al., 2020; Panici & de Almeida, 2018) fino alle strategie progettuali per ridurre il verificarsi di tali situazioni (Rossi & Armanini, 2019; Schalko et al., 2020b; Schmocker & Weitbrecht, 2013). La probabilità di intercettazione del materiale aumenta se il ponte presenta spalle prominenti, franco modesto e pile in alveo, ma anche in assenza di pile ed in condizioni di corrente veloce se il ponte è già parzialmente occluso, oppure in presenza di corrente lenta se la luce è inizialmente libera (vedi Gschnitzer et al., 2017).

Per studi su aree vaste, un trattamento di ponti in grado di descrivere l'idraulica locale potrebbe non essere di facile attuazione, soprattutto in termini di modellazione in quanto bisogna fare attenzione a simulare le diverse fasi possibili: deflusso in pressione, sormonto e deflusso a superficie libera. Ming et al. (2020) evidenziano, tra i limiti del loro modello, l'incapacità di simulare direttamente processi dinamici come la rottura delle opere di difesa e mitigazione idraulica durante l'evento che, tuttavia, possono svolgere un ruolo importante nell'evoluzione dell'alluvione (Dazzi, Ferrari, et al., 2019; Dazzi, Vacondio, & Mignosa, 2019; Mignosa et al., 2020). A ciò si aggiunge il problema della costruzione di una definizione dettagliata della geometria della struttura e della preparazione del dominio di calcolo.

Nell'ambito degli studi finalizzati alla valutazione del rischio di alluvione, un dettaglio spinto sulle caratteristiche locali della corrente nelle immediate vicinanze del ponte potrebbe non essere necessario per descrivere l'effetto sulla corrente in termini di tiranti e velocità. L'uso di metodi equivalenti per lo studio delle conseguenze di un'ostruzione e di una disostruzione non è ampiamente discusso in letteratura. Appare giustificabile quindi la ricerca di metodi di facile applicazione per includere i fenomeni di ostruzione nelle analisi di pericolosità e di conseguenza nella mappatura del rischio idraulico.

Ispirandosi alle considerazioni proposte nello studio di Panici et al. (2020), è stato messo a punto un *flowchart* che consente al modellista, coinvolto in una ricostruzione di un evento storico o nella simulazione di scenari di evento ipotetici, di valutarne la plausibilità e di inserire nel modello la trattazione del fenomeno di ostruzione e disostruzione di un ponte, in base all’analisi di evidenze dirette e/o fattori predisponenti.

Il modellista impegnato in uno studio sulla pericolosità da alluvione o nella ricostruzione di eventi storici valuterà l’entità dell’occlusione che può essere (o essere stata) innescata in corrispondenza di ciascun ponte considerando gli aspetti mostrati in *Figura 4-1*.

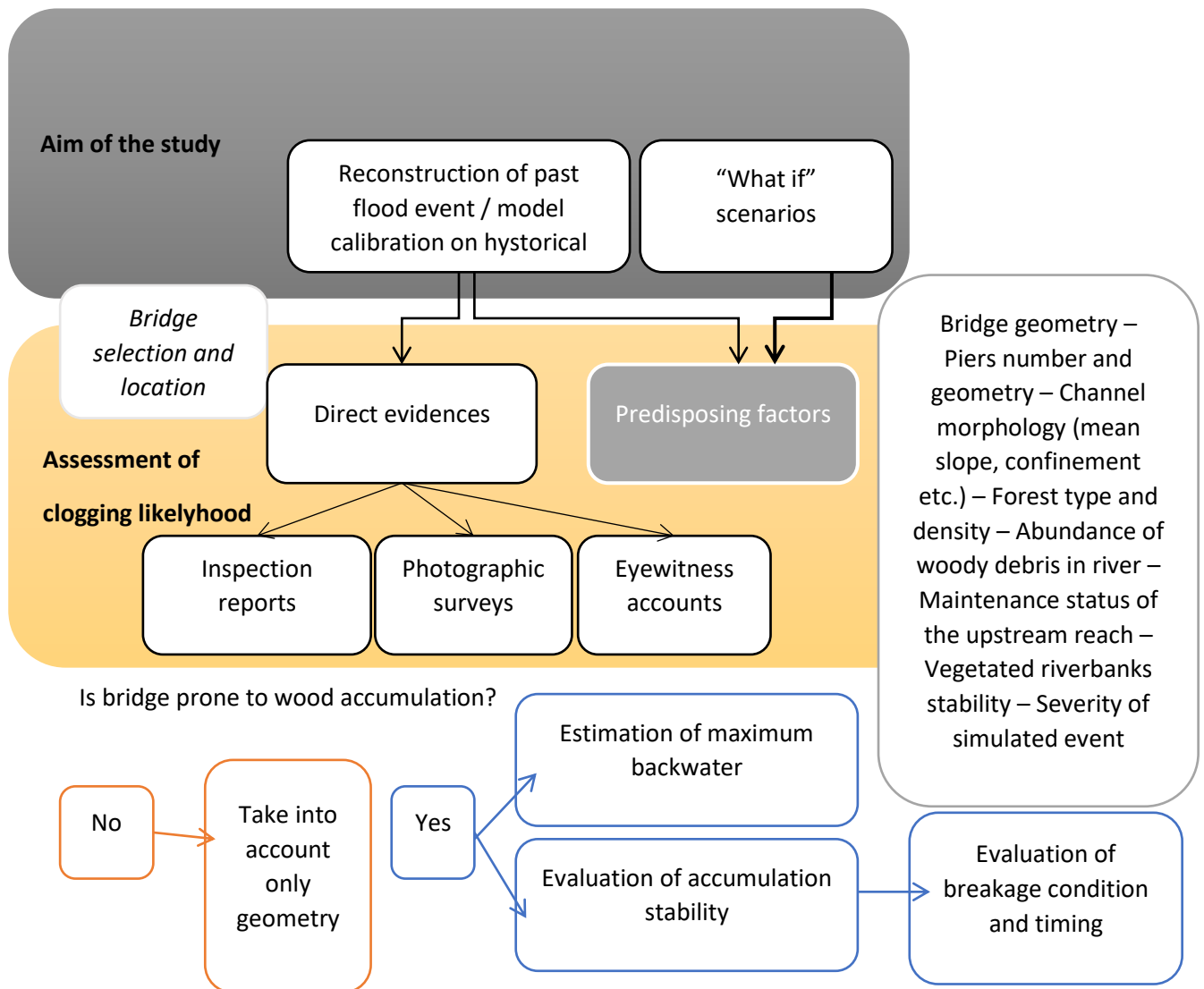


Figura 4-1: Diagramma decisionale per introdurre gli effetti di ostruzione e disostruzione nel modello

Sulla scorta delle considerazioni sin qui fatte, si propone nel presente lavoro un metodo semplice e fisicamente basato per tenere conto dei fenomeni di occlusione. Il metodo, messo a punto nel corso delle attività di ricerca di cui alla presente tesi e già accettato in letteratura (Macchione e Lombardo

2021, Macchione e Lombardo 2022), può essere utile sia in fase di ricostruzione numerica di eventi verificatisi in passato, sia per la valutazione di possibili scenari di occlusione nel caso di studi predittivi. In quest'ultimo caso le condizioni che determinano l'occlusione e i fattori che innescano la disostruzione devono essere predeterminati durante il progetto della simulazione. Inoltre il metodo può rivelarsi utile per la modellazione di scenari “*what if*”, per la mappatura probabilistica del rischio di alluvione. La proposta è un metodo per la rappresentazione dei fenomeni della totale o parziale occlusione degli attraversamenti fluviali al fine di simulare in modo sufficientemente accurato le caratteristiche idrodinamiche della corrente a scala territoriale per il calcolo delle variabili necessarie per la valutazione della pericolosità associata ad un'alluvione (tipicamente tiranti, velocità e il loro prodotto), senza alcuna necessità di simulare quei fenomeni idraulici locali che si verificano a scala del singolo manufatto e che non influenzano le variabili di stima della pericolosità idraulica

In altre parole, il metodo proposto consiste nel trattare i fenomeni di ostruzione e di disostruzione al fine di simulare solo gli effetti significativi sulla propagazione dell'onda di piena, trascurando gli effetti locali.

Quando un ponte viene occluso da detriti legnosi, si forma un ostacolo la cui geometria (altezza, larghezza, spessore) non può essere determinata con precisione. L'attività di ricerca è stata rivolta verso la situazione peggiore, che solitamente è tipica di ponti con luci limitate, in cui è plausibile il verificarsi di un'occlusione totale delle stesse.

In una geometria caotica che è propria di un accumulo legnoso, è difficile studiare il fenomeno di deflusso della corrente attraverso essa nel dettaglio; tuttavia, gli studi a scala territoriale non riguardano effetti idraulici alla scala dei centimetri o dei decimetri ma alla scala della cella computazionale, che è dell'ordine di 10 m e riguardano, più in generale, gli effetti macroscopici indotti dall'accumulo.

Questi ultimi includono i seguenti due aspetti:

1. Effetto di rigurgito causato dalla presenza dell'accumulo.
2. Effetti sui tiranti e sulle portate defluenti dovuti alla possibile rimozione dell'accumulo.

Poiché un accumulo costituito da materiale vegetale eterogeneo è dotato di porosità, la corrente continuerà a defluire a valle in parte attraverso i vuoti dell'accumulo, in parte sormontando l'ostacolo. Per ottenere un quadro completo di ciò che avviene in corrispondenza dell'ammasso occorrerebbe distinguere tra le due aliquote di portata, ma ciò che interessa nell'analisi del rischio di inondazione è solo l'effetto di rigurgito. Questo effetto può essere facilmente riprodotto operando un incremento

locale di scabrezza imposto su un breve tratto (di lunghezza L) dell'alveo a partire dalla sezione di imbocco della strettoia.

Il valore del coefficiente di scabrezza k necessario allo scopo è facilmente ottenibile in funzione del valore della portata Q per la quale si teme il verificarsi del trasporto del materiale legnoso e di un suo accumulo a tergo del ponte tale da provocare qui un'altezza di rigurgito che indichiamo con h_u . Dunque, con riferimento alla formula di Strickler¹, k può essere calcolato direttamente utilizzando una soluzione analitica per il profilo di profondità dell'acqua calcolato per x variabile tra $x = 0$ e $x = L$, sotto alcune ipotesi semplificative.

Nei passaggi che seguono si indica con z la quota del pelo libero, con h il tirante della corrente, con v la velocità, con B la larghezza della superficie libera, con R il raggio idraulico, con J la perdita di energia per unità di peso della corrente, con g l'accelerazione di gravità e con Fr il numero di Froude.

A partire dall'equazione di Bernoulli:

$$\frac{d}{dx} \left(z + h + \frac{v^2}{2g} \right) = -J \quad (4.1)$$

dove J è espresso come

$$J = \frac{v^2}{k^2 R^{4/3}} \quad (4.2)$$

Assumendo $R = h$

$$J = \frac{v^2}{k^2 h^{4/3}} = \frac{2g}{k^2 h^{4/3}} \frac{v^2}{2g} \quad (4.3)$$

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) = -J \quad (4.4)$$

si ottiene

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} (1 - Fr^2) = -\frac{g}{k^2 h^{1/3}} Fr^2 \quad (4.5)$$

in cui:

$$Fr^2 = \frac{Q^2}{g B^2 h^3} \quad (4.6)$$

¹ A differenza degli altri Capitoli della tesi, in cui si è preferito fare riferimento a Manning (n è il coefficiente utilizzato da TUFLOW), qui la trattazione è riportata in termini di Strickler come in Macchione & Lombardo (2021).

Se si assumono le ipotesi di corrente molto lenta ($Fr^2 \ll 1$) e si trascura la pendenza del fondo rispetto alla pendenza del profilo di rigurgito ($\frac{dz}{dx} \ll \frac{dh}{dx}$) si ottiene:

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{Q^2}{k^2 B^2} h^{-\frac{10}{3}} \quad (4.7)$$

e

$$dx = -\frac{k^2 B^2}{Q^2} h^{\frac{10}{3}} dh \quad (4.8)$$

Integrando il primo membro tra 0 ed L ed il secondo tra h_m (tirante di monte) e h_v (tirante di valle)

$$\int_0^L dx = -\int_{h_m}^{h_v} \frac{k^2 B^2}{Q^2} h^{10/3} dh \quad (4.9)$$

si ottiene:

$$L = \frac{3}{13} \frac{k^2 B^2}{Q^2} (h_m^{13/3} - h_v^{13/3}) \quad (4.10)$$

E infine

$$k = \left[\frac{13}{3} \frac{L}{(h_m^{13/3} - h_v^{13/3})} \right]^{1/2} \frac{Q}{B} \quad (4.11)$$

Guardando al denominatore si nota come, per via dell'elevato valore dell'esponente (13/3), il termine $h_v^{13/3}$, per le situazioni di interesse può essere trascurato rispetto ad $h_m^{13/3}$. In particolare il contributo di h_v è trascurabile rispetto a quello di h_m fino ad un rapporto $\frac{h_v}{h_m}$ pari a 0.58 se si accetta al denominatore un errore del 5%.

Queste considerazioni consentono di semplificare la formula come segue:

$$k = \left[\frac{13}{3} \frac{L}{h_m^{13/3}} \right]^{1/2} \frac{Q}{B} \quad (4.12)$$

La formula consente di ricavare direttamente un valore di scabrezza adatto a determinare il rigurgito previsto o imposto a monte di un attraversamento fluviale o di una strettoia. Il metodo si rivela utile per trattare in modo agevole situazioni che si osservano diffusamente su un bacino idrografico in occasione di piene importanti che possono determinare rigurgiti non trascurabili.

La lunghezza L deve avere un valore piccolo ma sufficiente per discretizzare adeguatamente l'equazione (4.12) senza alcuna necessità di rifinire la griglia di calcolo. Utilizzando una griglia strutturata, conviene assumere la lunghezza L uguale ad un multiplo della lunghezza Δx della cella computazionale (ad esempio $L \approx 5 \Delta x$). Inoltre, il valore per L non dovrebbe essere troppo piccolo perché risulterebbe in un valore di k troppo piccolo, che potrebbe determinare un aggravio dei tempi di calcolo. La lunghezza reale dell'accumulo legnoso potrebbe essere in realtà più piccola di $5\Delta x$. Tuttavia, i test numerici dimostreranno che questa estensione spaziale non influisce sui risultati del modello alla scala di interesse del fenomeno.

Lo stesso metodo è utile per simulare la disostruzione del ponte e il conseguente effetto di dam-break. Solitamente, in un problema di dam-break, l'effetto della diga viene simulato introducendo una discontinuità sui livelli idrici (vedere Chanson 2006; 2009, Dressler, 1952, Ritter, 1892); il metodo qui presentato introduce invece un tratto con notevole variazione di profondità in una breve lunghezza L indotto dal valore di scabrezza imposto. Per simulare l'effetto di rottura della diga è sufficiente modificare bruscamente il valore di scabrezza ripristinando il valore originario del tratto attraverso il quale è stato impostato il valore incrementato. Questo produce un effetto di disostruzione con rapido svasso dell'acqua accumulata a monte. In questo modo, è possibile rappresentare in modo accurato l'effetto di rottura della diga senza descrivere in dettaglio l'idraulica del ponte. Come verrà mostrato nel paragrafo successivo, questo diverso trattamento preserva le peculiarità dell'onda di dam-break dal punto di vista della dinamica di propagazione. Le simulazioni numeriche sono state eseguite con l'ausilio di TUFLOW.

4.3.1 Validazione del metodo su test sperimentali

Il metodo proposto può essere utilizzato come un modulo da implementare all'interno di un codice di calcolo idrodinamico finalizzato alla simulazione numerica delle alluvioni. In questo studio esso è stato associato al codice di calcolo bidimensionale TUFLOW. Il modello TUFLOW è già stato testato per la simulazione numerica di un problema di dam-break da Sheehy et al. (2018). In particolare, nel presente studio, si è fatto ricorso alla versione HPC-GPU a griglia strutturata. Il modello è basato su una schematizzazione ai volumi finiti accurato al secondo ordine nello spazio e al quarto ordine nel tempo per la integrazione numerica esplicita delle *shallow water equations* complete bidimensionali. Al fine di verificare se il metodo proposto può essere utilizzato per simulare sia l'effetto di rigurgito dovuto all'ostruzione del ponte sia l'effetto di dam-break generato dall'improvvisa disostruzione, il metodo è stato applicato ai casi sperimentali di *dam break* eseguiti dalla *US Army Engineer Waterways Experiment Station* (di seguito WES) (1960–1961). In particolare, sono stati considerati i Test 1.1 (20) e Test 1.2 (32), rispettivamente relativi alla rimozione istantanea di un setto alto 1 piede

(0.3048 m) in presenza di un deflusso di base su fondo idraulicamente liscio e scabro. Il metodo è stato applicato imponendo una maggiorazione della scabrezza su un tratto di canale di lunghezza predefinita posta a valle del sito della diga per ottenere, in corrispondenza di una portata di progetto, un'altezza di rigurgito pari all'altezza della diga (0,3048 m). La fase di disostruzione è paragonata alla rimozione istantanea della diga ed è innescata mediante il ripristino istantaneo del valore originario di scabrezza.

Le simulazioni sono state eseguite utilizzando la versione HPC del codice bidimensionale TUFLOW (BMT-WBM, 2018; 2020). I confronti proposti si riferiscono alla serie temporale dei tiranti osservati in corrispondenza di sezioni di misura a monte e a valle del sito della diga.

4.3.1.1 Descrizione dell'apparato sperimentale

Gli esperimenti del WES furono condotti in un canale prismatico a sezione rettangolare lungo 400 piedi (121.92 m). La sezione trasversale aveva larghezza di 4 piedi (1.219 m). Una paratoia di altezza pari a 1 piede (0.3048 m) era posizionata distanza $x = 200$ piedi (60.96 m) dalla sezione estrema di monte.

4.3.1.2 Test n°1

Per il test n° 1 si è fatto riferimento alle condizioni del test 1.1 (20). La paratoia lascia aperta inferiormente una luce di altezza pari a 0.20×0.3048 m (0.061 m), cosicché alla corrente di base corrisponde un tirante pari al 20% dell'altezza della diga. Il valore di scabrezza, costante e uniforme, è pari a $0.009 \text{ s/m}^{1/3}$. Nel canale è immessa da monte una portata costante pari a $0.086 \text{ m}^3/\text{s}$. In condizioni indisturbate, l'altezza di moto uniforme, calcolata attraverso la formula di Strickler varrebbe 0.0590 m. La corrente è veloce essendo l'altezza critica corrispondente pari a 0.079 m. La diga provoca un profilo di corrente lenta a monte della diga. La rottura dello sbarramento è simulata mediante rimozione istantanea della paratoia.

4.3.1.3 Test n°2

Per il test n° 2 si è fatto riferimento alle condizioni del test 1.2 (32). Nel canale è immessa da monte una portata costante pari a $0.0283 \text{ m}^3/\text{s}$. La paratoia lascia inferiormente una luce di altezza pari al 32% dell'altezza della diga (0.098 m). La scabrezza varia in funzione del tirante assunto dalla corrente. In condizioni indisturbate, l'altezza di moto uniforme calcolata attraverso la formula di Strickler vale 0.0975 m. L'altezza critica corrispondente è pari a 0.038 m. La rottura dello sbarramento è simulata mediante rimozione istantanea della paratoia.

Nel test n°2 la scabrezza del canale risulta variabile con la profondità della corrente. Nelle prove sperimentali il canale è reso artificialmente scabro mediante la disposizione di barre trasversali realizzate con angolari di alluminio con ali di altezza pari a 1.905 cm. Una delle due ali era attaccata al fondo mentre l'altra sporgeva nella regione del moto. L'interasse tra le barre era di 15.24 cm sul fondo del canale e di 30.48 cm sulle pareti. L'equazione che interpola i punti sperimentali è la seguente (Chen, 1980):

$$n = \sqrt{n_0^2 + \left(\frac{\nu C}{8gi^{1/2}r^{4/3}}\right)^2} \quad (4.13)$$

in cui

$$n_0 = 0.0354 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$\nu = 0.00000113 \text{ m}^2/\text{s} \text{ (viscosità cinematica)}$$

$$C = 8133$$

$$i = 0.005 \text{ (pendenza del fondo)}$$

$$r = \frac{Bh}{B+2h} \text{ (raggio idraulico)}$$

La scabrezza è assegnata mediante una curva $n(h)$.

4.3.1.4 Dettagli della simulazione numerica e risultati

Per l'esecuzione numerica dei test è stato elaborato un dominio di calcolo caratterizzato da celle quadrate di lato pari a 1 piede (0.3048 m). La geometria è stata generata in ambiente SMS 13.0 per punti, fornendo in un file di testo, le coordinate cartesiane della sezione di monte e della sezione di valle. I punti sono stati interpolati linearmente.

La scelta della risoluzione spaziale di 1 piede è giustificata dal fatto che il canale ha dimensioni multiple di 1 piede. Inoltre, si è voluto mantenere la griglia piuttosto grossolana per testare la capacità del metodo di fornire risultati accurati anche senza infittire localmente la griglia di calcolo. I test numerici sono stati eseguiti due volte, assumendo due differenti valori per la lunghezza del tratto con scabrezza maggiorata. Una prima volta è stata assunta una lunghezza di $5 \times 0.3048 \text{ m} = 1.524 \text{ m}$ e la scabrezza equivalente è risultata pari a $0.783 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; una seconda volta è stata assunta una lunghezza di $10 \times 0.3048 = 3.048 \text{ m}$, cui corrisponde una scabrezza equivalente pari a $1.108 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (figura 4-2).

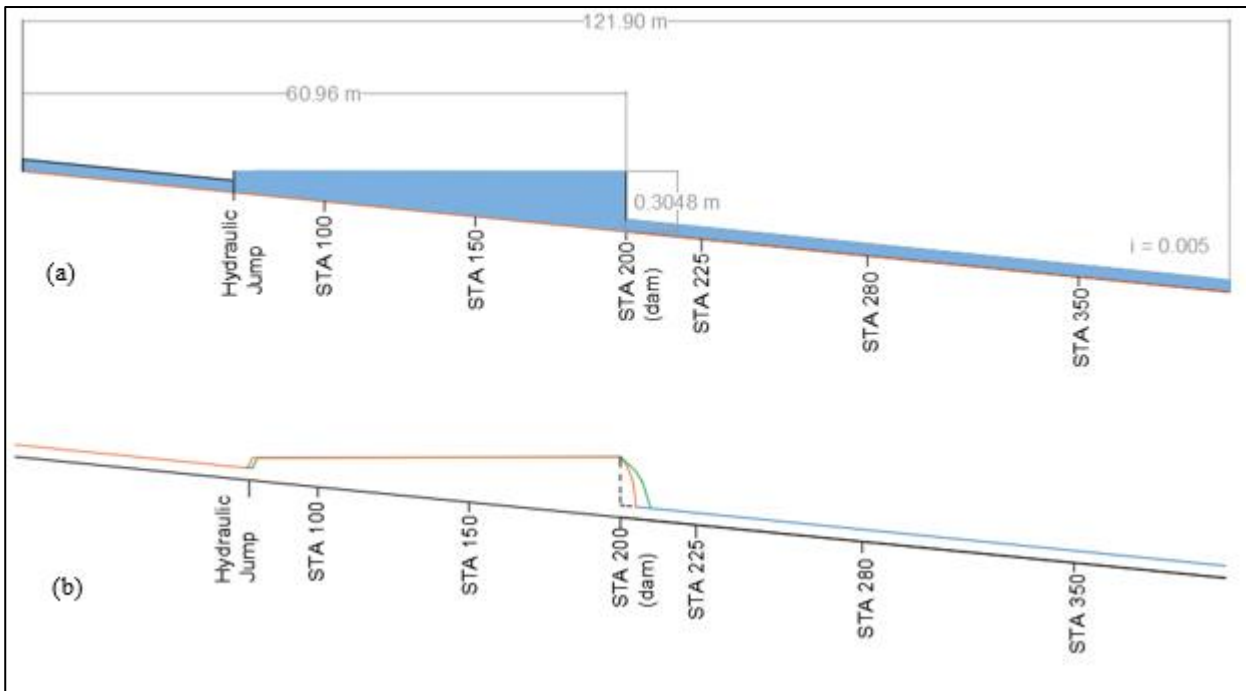


Figura 4-2: Schematizzazione del canale WES

La fase di disostruzione è simulata mediante un ripristino della scabrezza originaria (figura 4-3) al raggiungimento della condizione di regime stazionario.

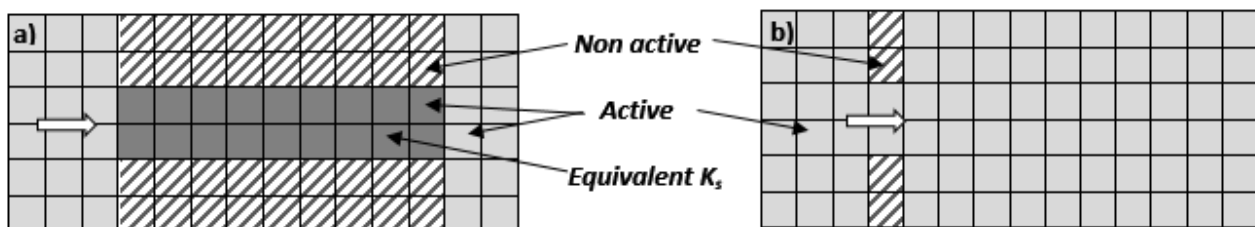


Figura 4-3: Caratteristiche del dominio di calcolo per la fase a) di occlusione e b) di disostruzione

I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli dei test sperimentali: sono noti i valori osservati dei tiranti per due sezioni a monte del sito della diga (sta 100, sta 150) in corrispondenza della diga (sta 200) e a valle della stessa (sta 225, sta 280, sta 350). I valori calcolati sono stati confrontati con i profili ottenuti sperimentalmente (vedi figure 4-4 e 4-5) a distanze dalla sezione da monte di 30.48 m, 45.72 m, 60.96 m, 68.58 m, 106.68 m.

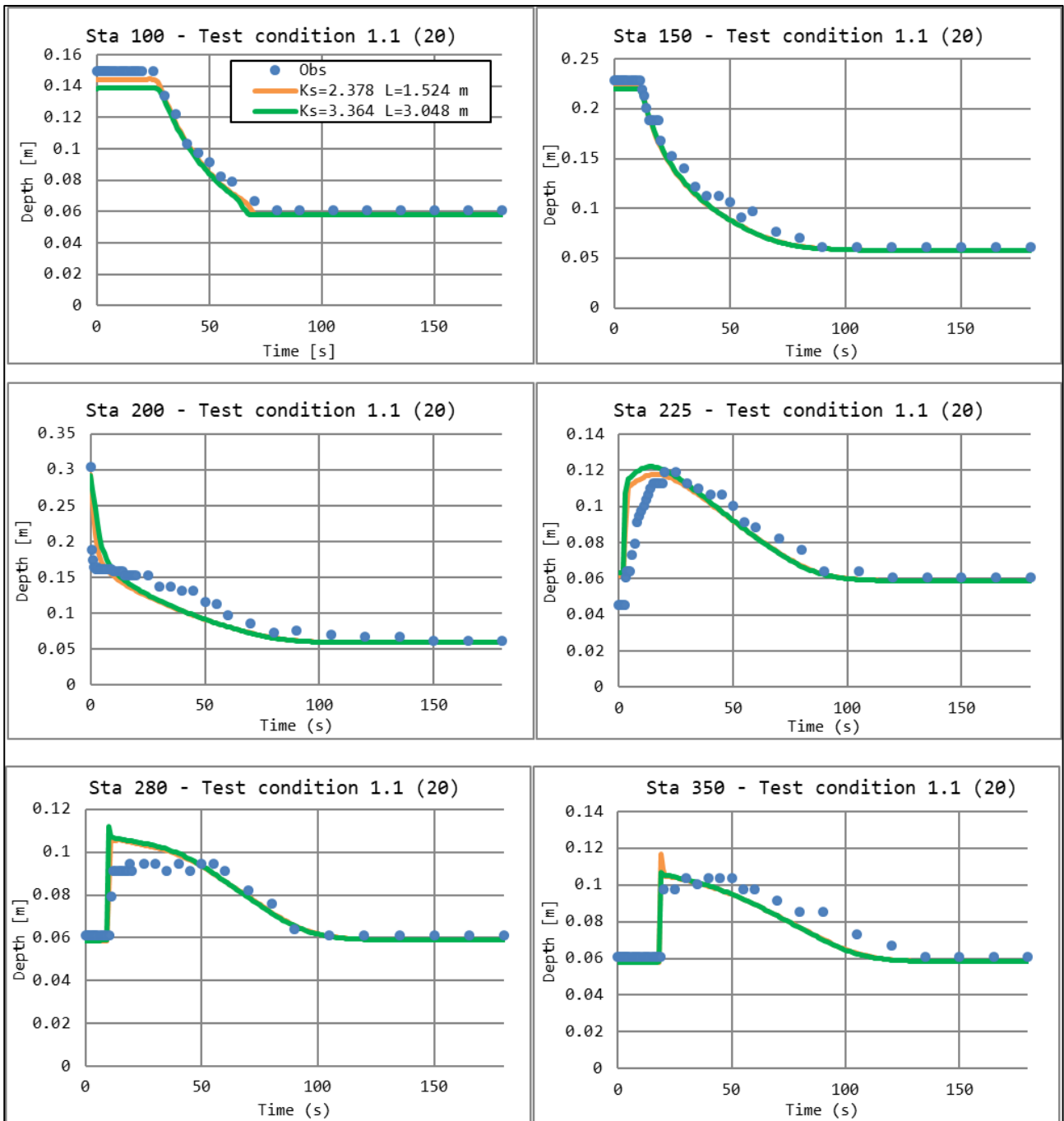


Figura 4-4: Confronto tra punti sperimentali e risultati del calcolo numerico per il TEST 1

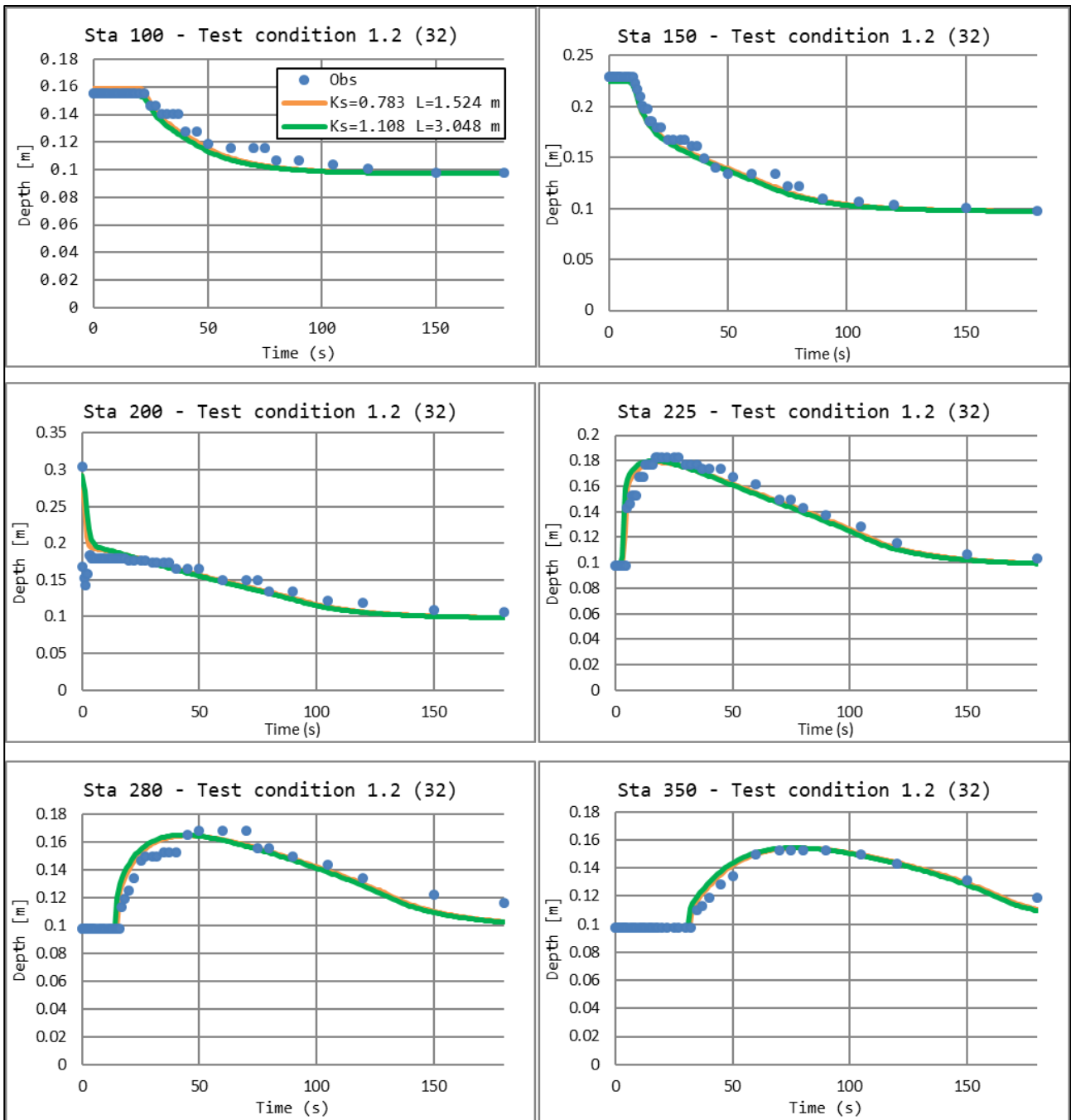


Figura 4-5: Confronto tra punti sperimentali e risultati del calcolo numerico per il TEST 2

Complessivamente gli idrogrammi calcolati mostrano un comportamento molto prossimo a quello osservato, sia in termini di valori delle altezze sia per quanto concerne i tempi di propagazione dei fronti positivo e negativo. Per il test a scabrezza bassa si osservano leggere sovrastime dei tiranti massimi mentre, per il caso a scabrezza elevata, la concordanza dei valori numerici con quelli sperimentali è molto spinta. In ogni caso si nota che la soluzione con 5 celle sia di qualità leggermente superiore a quella ottenuta con 10 celle. La qualità dei risultati numerici qui ottenuti è paragonabile a quella ottenuta da altri autori (Chen, 1980) che hanno simulato gli stessi test con le classiche condizioni di dam break.

4.3.2 Applicazione del metodo ad un caso di studio reale

Questo paragrafo mostra l'applicazione del *flowchart* e del metodo proposto al caso studio del Torrente Soverato (noto anche come Torrente Beltrame) situato sulla costa orientale della Calabria (Italia) (*Figura 4-6*).

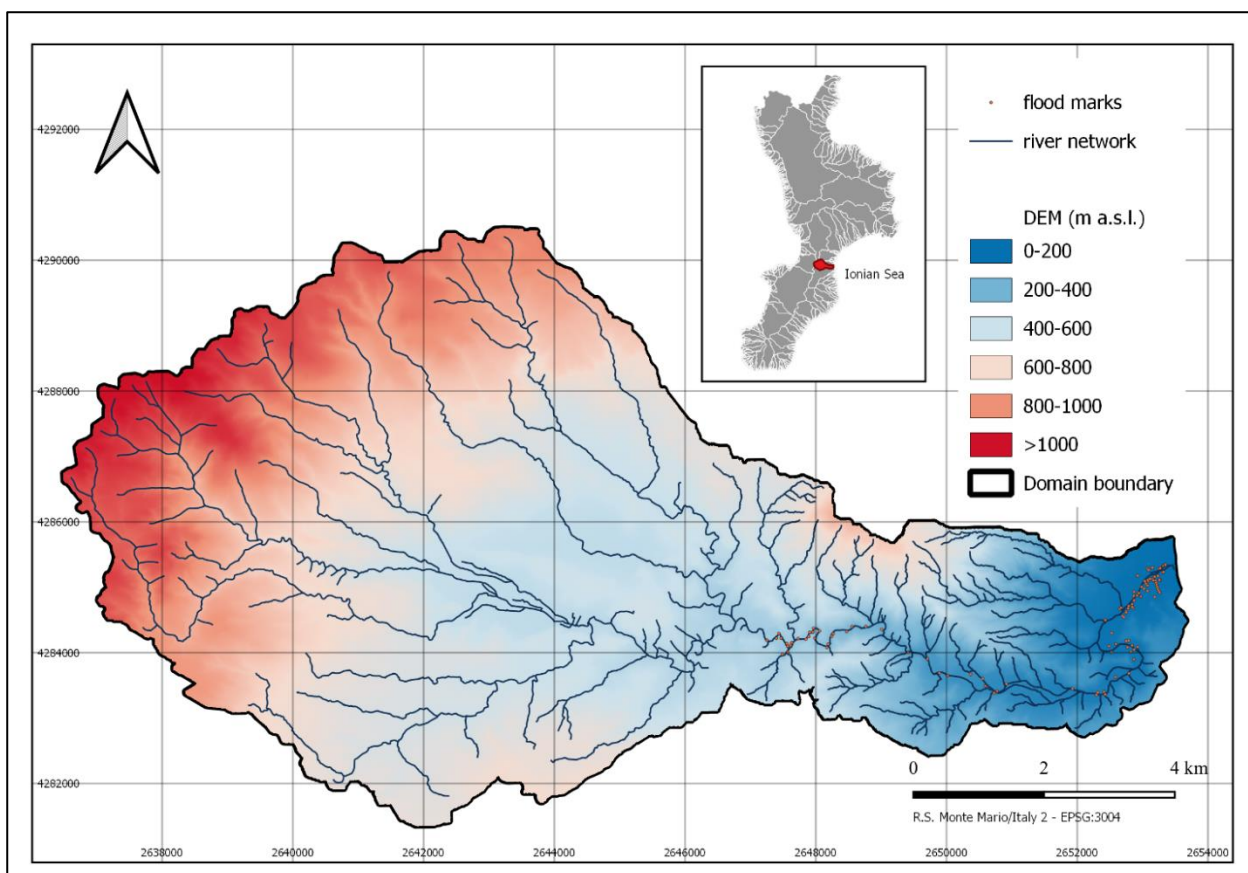


Figura 4-6: Inquadramento del bacino oggetto di studio

Le principali caratteristiche morfometriche del bacino idrografico sono riportate nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1. Principali caratteristiche morfometriche del bacino oggetto di studio

Bacino idrografico	Superficie (Km ²)	Perimetro (Km)	Pendenza media (%)	Quota media (m s.l.m.)	Lunghezza dell'asta principale (Km)
Soverato	84.4	50.8	19.50	518.04	24.54

Il metodo proposto è stato applicato per tenere conto degli effetti dell'ostruzione e della disostruzione del ponte di Petrizzi per la ricostruzione numerica della grave alluvione avvenuta sul fiume Soverato tra il 9 e il 10 settembre del 2000, descritta al Capitolo 3.

I ponti presenti lungo l'asta principale del Torrente Soverato sono quattro:

1. Ponte ferroviario (di seguito denominato Ponte 1);
2. Carreggiata ex SS106 (Ponte 2 di seguito);
3. Strada statale SS 106 (di seguito Ponte 3);
4. Strada statale SP 119 (Ponte 4 di seguito).

Tra questi, i ponti 1, 2 e 3 presentano pile nella sezione attiva (vedi Figura 4-7). I rapporti di ispezione post-evento e le osservazioni indirette forniscono solide indicazioni dell'evidenza che i Ponti 2 e 4 sono stati interessati da ostruzioni. In particolare, un testimone ha riferito che il ponte 4 ha subito una improvvisa distruzione durante l'evento. Per la validazione della ricostruzione numerica dell'evento sono stati utilizzati livelli misurati, segni della piena e rapporti giudiziari post-evento.

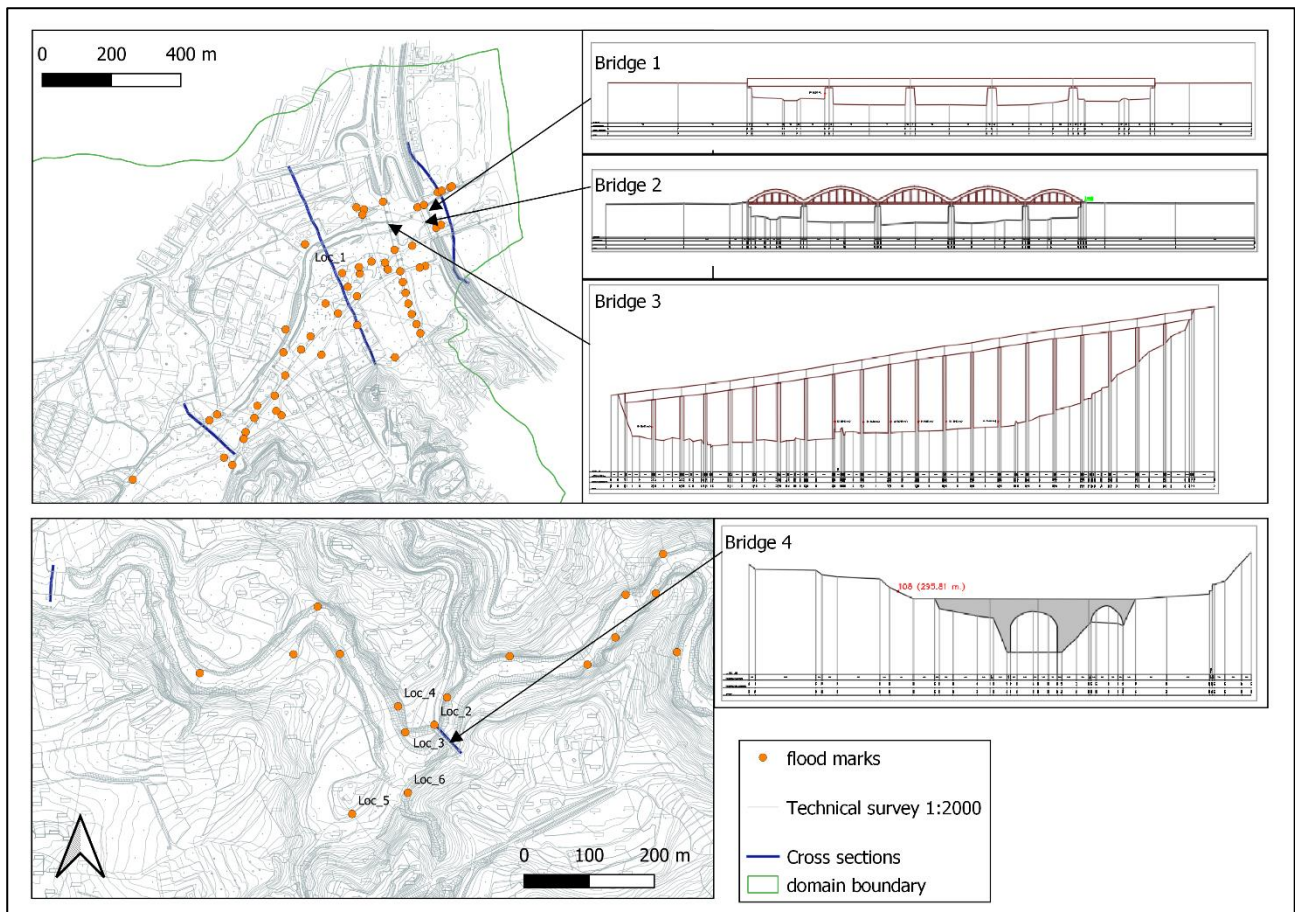


Figura 4-7: Ubicazione delle sezioni di calcolo degli idrogrammi e dei punti di controllo, posizione e sezioni dei ponti.

Il dominio computazionale è composto da circa 3.4×10^6 di celle quadrate di 25 m^2 . La scelta della griglia strutturata per la simulazione di eventi di piena a scala di bacino è considerata vantaggiosa

per applicazioni su aree vaste poichè riduce significativamente i tempi di pre-processing (Shustikova et al., 2019), dato che non necessita della generazione della quality mesh rispetto alla quale avviene l'interpolazione del dato topografico. Questa operazione, cui sono soggette le griglie non strutturate, può rivelarsi molto onerosa dal punto di vista computazionale e la mesh generata richiede spesso un accurato controllo di qualità (Shewchuk, 2012).

Per ottenere un modello digitale del terreno il più vicino possibile a quello dell'epoca dell'evento, è stato operato un *merge* tra i dati LiDAR a 1 m e i DEM regionali a 5 m manipolati localmente in base a rilievi topografici post evento (come in Macchione, Costabile, Costanzo e De Lorenzo, 2019).

Per la simulazione sono stati utilizzati le serie di precipitazioni registrate da quattro pluviometri ubicati in aree molto prossime al bacino. L'altezza di pioggia totale è stata preliminarmente depurata dall'infiltrazione e quindi applicata come serie temporali delle precipitazioni nette, direttamente alle celle di calcolo per mezzo di poligoni che ricoprono più celle di calcolo.

4.3.2.1 Ipotesi della parziale ostruzione dei ponti di valle

Le simulazioni numeriche preliminari hanno consentito di verificare che l'inclusione nel modello dei soli ingombri delle pile (per i ponti 1, 2 e 3) non è sufficiente per riprodurre i livelli massimi di acqua raggiunti dalla piena (vedi Macchione et al., 2020). I rilievi post-evento hanno evidenziato la presenza di tronchi e ramaglia a monte dei ponti 1 e 2. Inoltre, i segni di piena portano a considerare molto probabile l'occlusione dei ponti 1 e 2 poiché sulle pile del Ponte 3, situato un po' più a monte, sono rimaste tracce della piena ad altezza tale da giustificare l'ipotesi di occlusione. In questo caso, data la loro relativa vicinanza, i due ponti possono essere trattati come un unico ostacolo, allo scopo di simulare l'effetto dell'ostruzione sui livelli idrici. La scabrezza equivalente per i due ponti è stata calcolata con riferimento al segno di piena (quota 5,89 m), osservato in corrispondenza della prima pila a sinistra del ponte 2. K è stato calcolato facendo riferimento alla portata massima simulata alla sezione trasversale del campeggio ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$). Per ottenere il livello dell'acqua osservato, il valore di K è stato calcolato mediante l'equazione (4.12). In questo caso, h_m è stata calcolata come la profondità media per la sezione trasversale illustrata nella Figura 4-4 e l'impostazione per la larghezza della sezione B un valore di 113 m. Il valore della lunghezza L assunta per il calcolo di K è 60 m.

Si è ottenuto per K il valore di $3.02 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

La Figura 4-10a mostra i dettagli topografici e la posizione delle aree del dominio alle quali sono associati diversi valori di scabrezza. La Figura 4-10b mostra l'area del dominio con scabrezza maggiorata per simulare il comportamento dei ponti 1 e 2.

L'ostruzione dei Ponti 1 e 2 migliora la stima dei livelli massimi d'acqua sia tra i ponti che a valle rispetto alla simulazione eseguita senza ostruzione. La tabella 4-2 contiene gli errori medi per i livelli d'acqua simulati nelle varie zone ottenute nell'ipotesi di (a) ostruzione dei Ponti 1 e 2 e (b) ponte libero.

Per verificare i risultati nella zona a valle, sono stati impiegati i 36 segni della piena validati, come nel Capitolo 3.

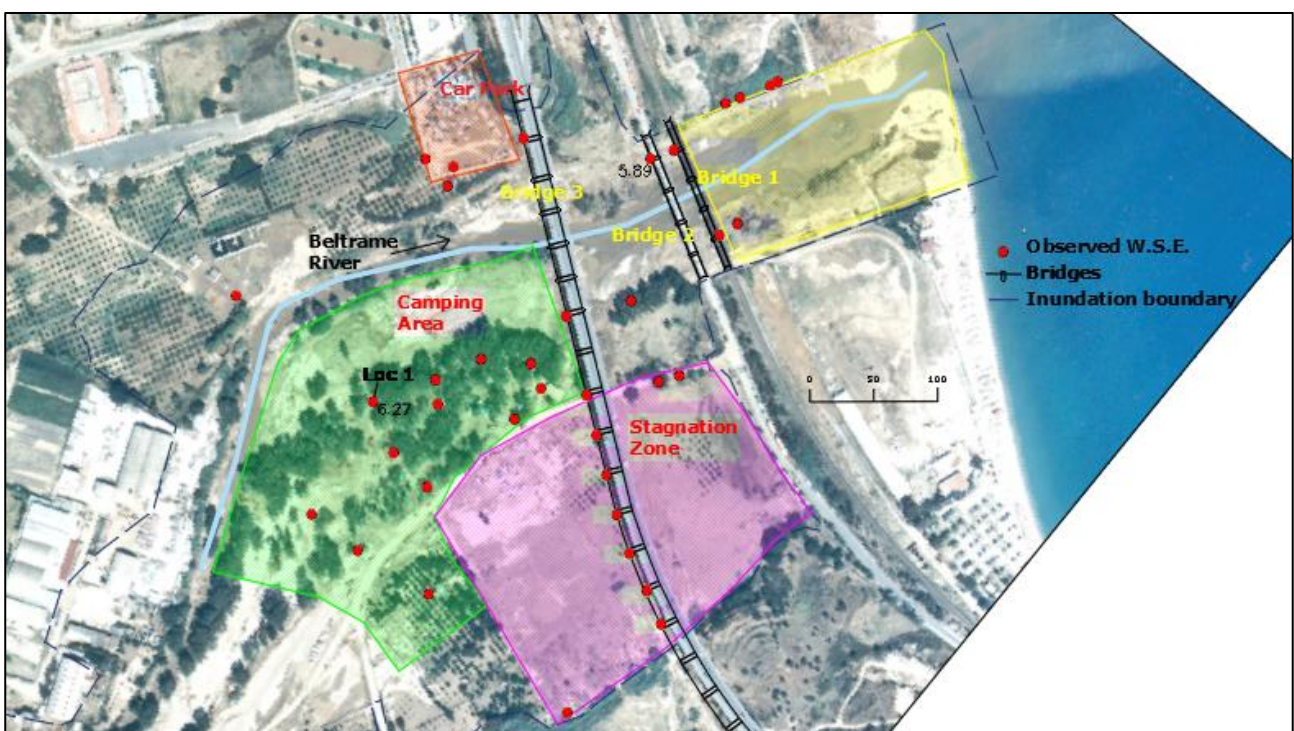


Figura 4-8: Ortofoto post-evento, corso d'acqua, posizione dei ponti e segni della piena

Tabella 4-2: errori medi per i livelli d'acqua simulati nelle varie zone ottenute nell'ipotesi di (a) ostruzione dei Ponti 1 e 2 e (b) ponte libero

Zona	Occlusione dei ponti 1 e 2		Senza occlusione dei ponti 1 e 2	
	Simulato – Osservato (m)	Simulato – Osservato (m)	Simulato – Osservato (m)	Simulato – Osservato (m)
Campeggio	-0.02	0.37	-0.36	0.34
Ristagno	0.20	0.21	0.02	0.12
Parcheggio	0.67	0.67	-0.32	0.48
Ponte 3	0.25	0.25	-1.09	1.09
Tra i Ponti 2 e 3	0.46	0.46	-0.95	0.95

Tra i Ponti 1 e 2	0.44	0.47	-1.03	1.03
Valle Ponte 1	0.01	0.12	-0.25	0.29

Si può notare che il miglior adattamento si ottiene considerando il ponte ostruito. Inoltre, il confronto tra i valori assoluti rivela che sotto la prima ipotesi gli errori risentono di una minore dispersione. Con riferimento alla zona di ristagno, tutte le osservazioni si riferiscono ai segni che la piena ha lasciato sulle pile del ponte 3. I livelli idrici osservati sono molto prossimi all'orizzontale, a supporto dell'ipotesi della presenza di acqua stagnante. Le sovrastime introdotte sono di circa 0,25 m su tutta la sezione, valore che rispetto alle profondità osservate è dell'ordine del 10%.

4.3.2.2 Ipotesi dell'ostruzione del ponte n°4

Il ponte 4 è una struttura in pietrame e muratura con una luce maggiore in corrispondenza dell'alveo e un arco secondario situato più in alto, sulla destra. Il ponte 4 ha subito la formazione di un accumulo con grossi detriti legnosi accumulati sul fondo nella sezione centrale e a tergo del ponte. L'ostruzione ha determinato un innalzamento dei livelli idrici a monte e la formazione di un invaso temporaneo. La geometria può essere schematizzata come un varco tra le due spalle del ponte, queste ultime trattate come pareti solide.

Il ponte è stato ostruito dai detriti legnosi nelle prime ore della mattina del 10 settembre 2000 e l'acqua ha superato l'impalcato del ponte. Un testimone ha riferito che la disostruzione del ponte è avvenuta intorno alle 4 del mattino. L'analisi dei segni della piena ha consentito di determinare il livello massimo raggiunto dall'acqua prima della disostruzione. Le immagini fotografiche post-evento documentano come l'apertura secondaria sia rimasta permanentemente bloccata da detriti (*Figura 4-9*).



Figura 4-9: *Accumuli di materiale legnoso e ramaglia al ponte 4 e occlusione totale dell'apertura secondaria (foto post evento)*

Il ponte 4 presenta un fornice largo 8.90 m e alto 7.80 m, fino all'intradosso. L'estradosso è sopraelevato rispetto al fondo dell'alveo di 10.10 m. La quota corrispondente è di 294.30 m s.l.m. Il ponte è largo 38 m nella parte superiore e caratterizzato da uno spessore di 5 m. Il calcolo della scabrezza equivalente ha comportato qui di assumere una lunghezza maggiore dello spessore effettivo del ponte in modo da evitare coefficienti di Strickler eccessivamente piccoli che avrebbero notevolmente rallentato il calcolo. È stata ipotizzata una lunghezza di 49 m. Per evitare rifinimenti locali, la lunghezza dell'apertura del ponte è stata posta uguale a due celle computazionali ($2\Delta x = 10$ m), un po' più grande rispetto a quella reale (8.9 m) (vedi Figura 4-10d).

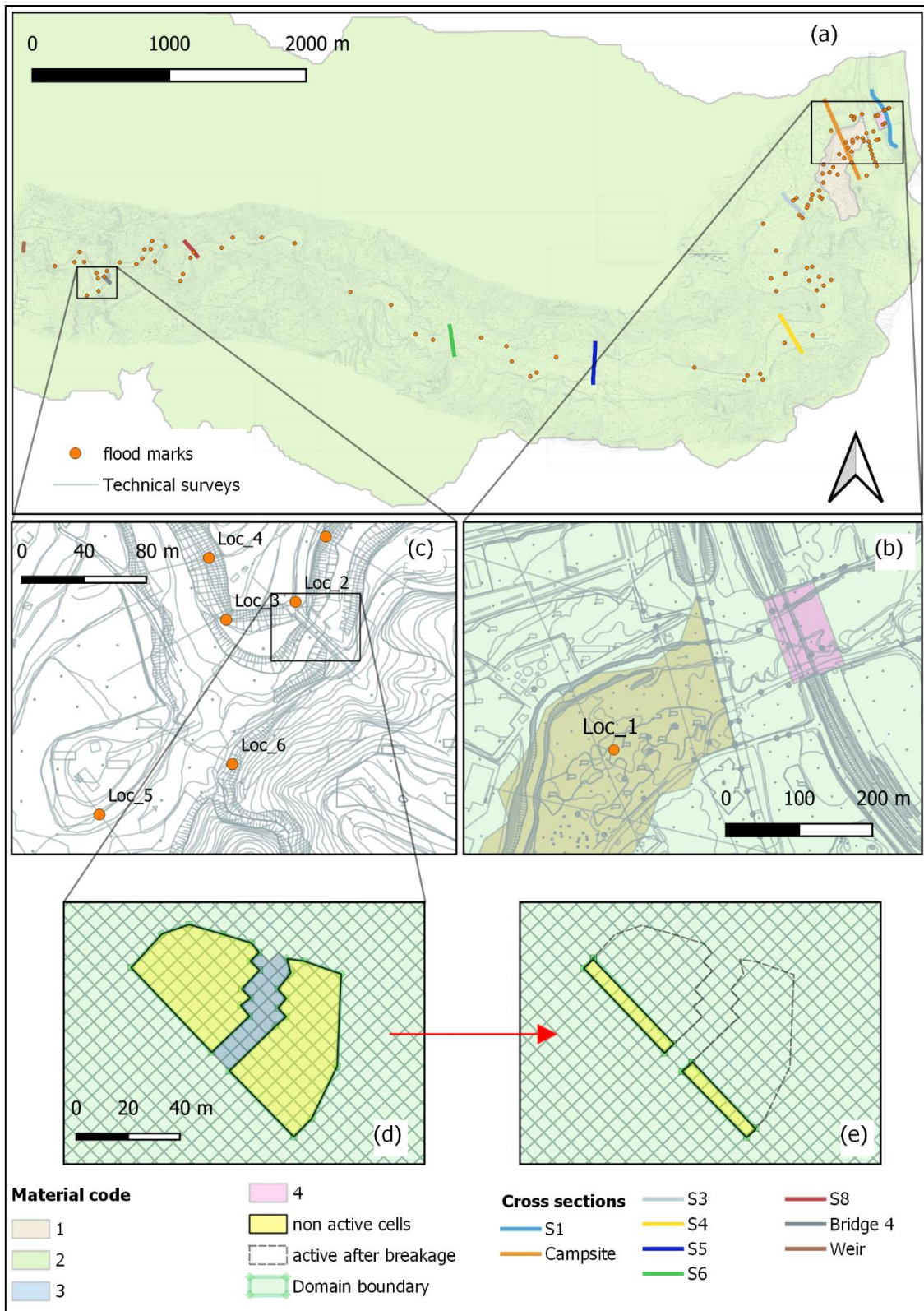


Figura 4-10: Caratteristiche del dominio di calcolo e localizzazione delle sezioni di controllo (a). Material codes per zona Campaggio e ponti di valle (b). Code 1: $5 \text{ m}^1/3/\text{s}$, Code 2: $20 \text{ m}^1/3/\text{s}$, Code 3: $1.65 \text{ m}^1/3/\text{s}$, Code 4: $3.02 \text{ m}^1/3/\text{s}$. Localizzazione dei ponti e dei segni della piena (b, c). Ponte 4 prima (d) e dopo (e) la distruzione

È stata poi imposta un'altezza di rigurgito pari alla differenza tra il valore medio dei massimi livelli idrici osservati (295.25 m s.l.m.) nella zona a monte del ponte e in corrispondenza della sezione di ingresso del ponte. Per il valore della portata da utilizzare nel calcolo, è stata effettuata una stima considerando il carico idraulico sull'impalcato, il quale è stato assunto pari alla differenza tra il livello medio della superficie libera dell'invaso a monte (295.25 m s.l.m.) e la quota dell'impalcato del ponte (294.30 m s.l.m.).

Una simulazione preliminare condotta considerando il ponte 4 non ostruito ha dato luogo, in corrispondenza delle ore 4 del mattino, a una portata calcolata di circa 175 m³/s. Per la stima del valore di K da imporre per ottenere il rigurgito osservato è stato posto Q = 175 m³/s nell'equazione (4.12). Il valore risultante di K è di 1.65 m^{1/3}/s.

La figura 4-10c mostra la topografia del ponte n. 4. La figura 4-10d mostra il varco durante la fase di ostruzione. La figura 4-10 e mostra la transizione del dominio tra la fase iniziale e quella del momento della rottura. Inoltre, la Tabella 4-3 mostra per il ponte 4 i valori delle grandezze che entrano nell'Equazione (4.12) e il valore ottenuto per il coefficiente di scabrezza.

Tabella 4-3: Valori delle grandezze che entrano nell'Equazione 4.12

Ponte	h ₀ (m)	B (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	K (m ^{1/3} /s) – con ostruzione	K (m ^{1/3} /s) – luce libera
4	10.25	10	49	175	1.65	20

La disostruzione è stata innescata dunque quando la portata al ponte ha raggiunto il valore di Q=175 m³/s, che si è verificato alle 04:04:48, cioè molto vicino al tempo riportato dal testimone. Il livello medio dell'acqua calcolato in corrispondenza dei segni della piena nella zona dell'invaso era di 295,39 m s.l.m.(contro un valore di riferimento di 295.25 m s.l.m.). La fase di disostruzione è stata innescata con l'attivazione delle celle precedentemente escluse dal dominio di calcolo, mantenendo inattiva solo una fila di celle in corrispondenza delle spalle del ponte (vedi Figura 4-10e). Inoltre, la scabrezza è stata istantaneamente riportata all'originale valore dell'alveo.

La tabella 4-4 mostra un confronto tra i livelli idrici osservati a monte del ponte e quelli simulati per i seguenti due istanti di tempo:

1. Istante temporale corrispondente alle 4 del mattino (cioè un istante prima della disostruzione del ponte, per una portata Q =175 m³/s).

2. Istante temporale corrispondente alla portata massima simulata alla sezione del ponte (cioè 515 m³/s), avutasi tra le 5 e le 6 del mattino.

Tabella 4-4: Confronto tra i livelli idrici osservati a monte del ponte e quelli simulati nella condizione di ponte occluso e libero.

Punto	h+z osservato	Ponte 4 occluso (Q=175 m ³ /s, ore 04:00)			Ponte 4 libero (Q=515 m ³ /s, ore 05:30)		
		h+z simulato	Sim-oss	Sim-oss	h+z simulato	Sim-oss	Sim-oss
Loc_2	295.81	294.77	-1.04	1.04	291.33	-4.48	4.48
Loc_3	294.76	295.38	0.62	0.62	294.80	0.04	0.04
Loc_6	295.26	295.39	0.13	0.13	295.14	-0.12	0.12
Loc_4	295.94	295.43	-0.51	0.51	295.34	-0.6	0.6
Loc_5	295.07	295.39	0.32	0.32	295.01	-0.06	0.06
Errore (media)			-0.096	0.524		-1.044	1.06

I livelli dell'acqua simulati un attimo prima della disostruzione sono i più prossimi ai valori osservati; quindi, è possibile che i livelli massimi dell'acqua non siano dovuti al massimo deflusso idrologico occorso durante l'evento, ma all'effetto ristagno causato dall'occlusione del ponte (vedi Figura 4-11).

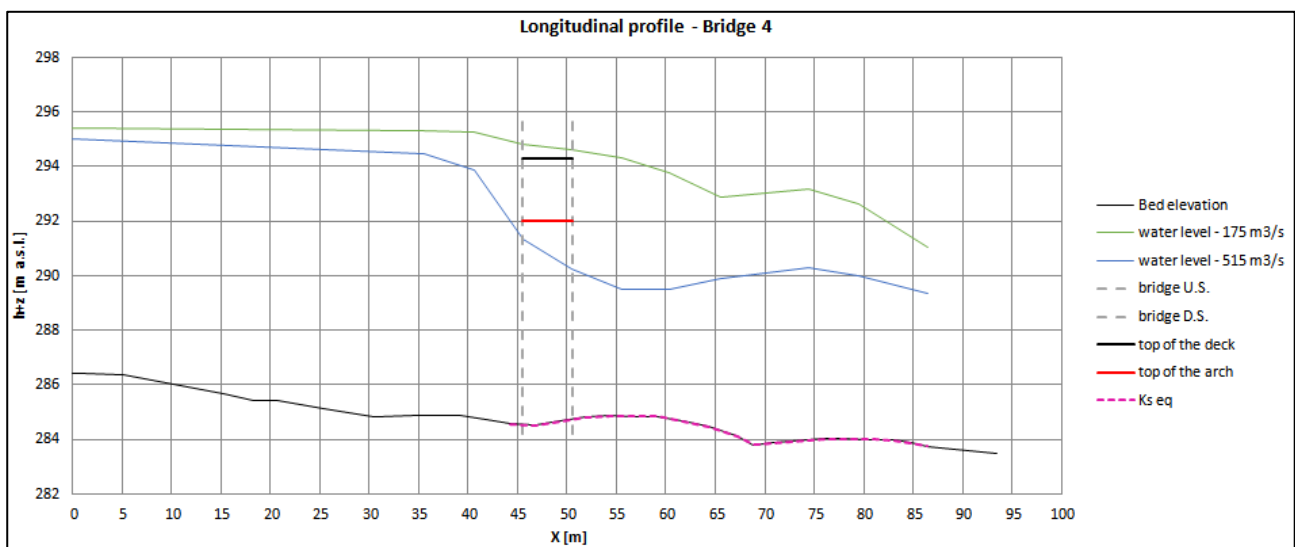


Figura 4-11: Profili del pelo libero simulati nel caso di ponte ostruito (verde) e ponte libero (blu). In magenta il tratto lungo il quale è stato imposto l'incremento di scabrezza.

L'effetto dell'improvvisa disostruzione del Ponte 4 ha determinato un picco di portata di circa 520 m³/s. La Figura 4-12 mostra che il picco conseguente alla disostruzione del ponte si riduce rapidamente a valle, per cui, negli ultimi due idrogrammi, corrispondenti alla zona del campeggio e

alla zona in prossimità della foce (idrogrammi S1 e *Campsite* in Figura 4-12) (curve arancioni e azzurre), rimane solo un irripidimento di una porzione del ramo ascendente dell'idrogramma.

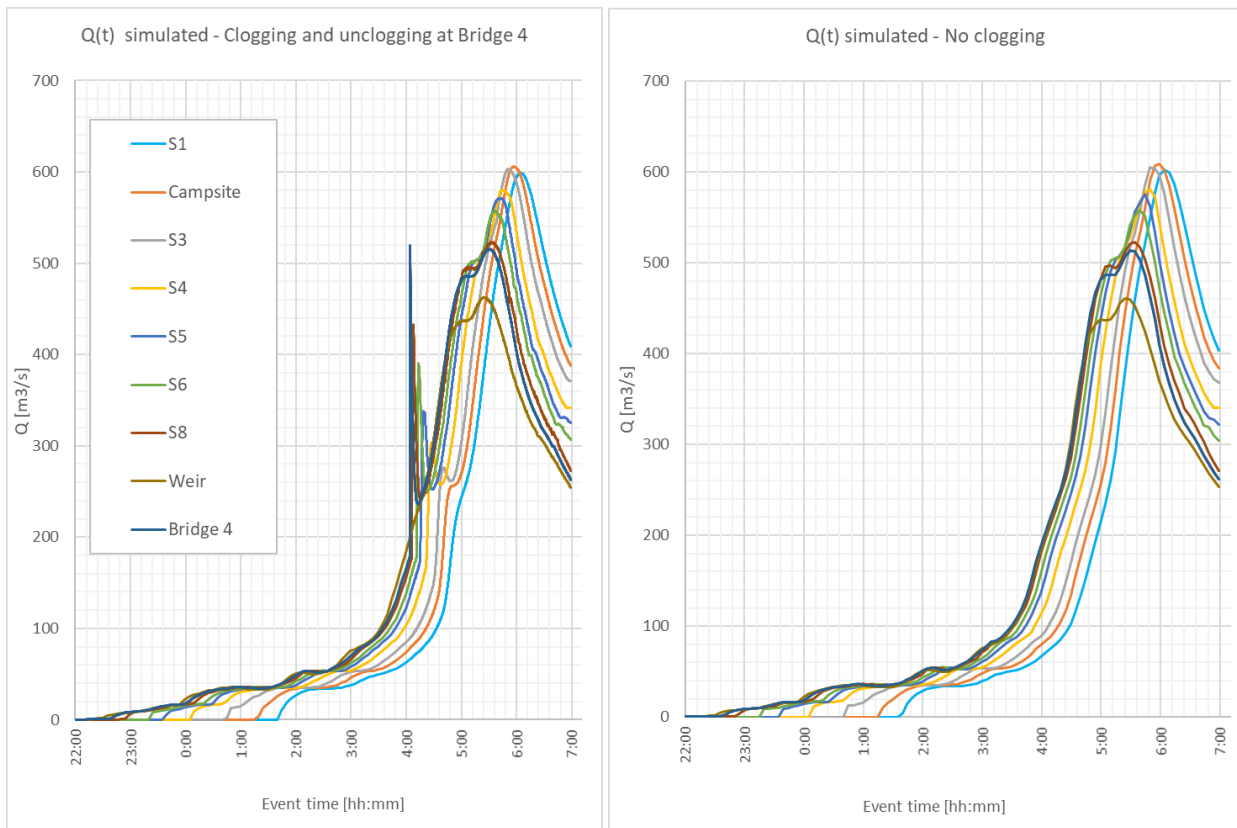


Figura 4-12: Idrogrammi simulati sotto le ipotesi di a) ostruzione e disostruzione al ponte 4 e b) ponte 4 libero

Tale effetto si colloca temporalmente tra le 4 e le 5 del mattino, in accordo con le testimonianze dei superstiti che riferirono un rapido aumento di livello in quell'intervallo di tempo (Aceto et al., 2017). L'effetto a valle dell'ostruzione è evidenziato nella Figura 4-14 in cui si mostra un confronto tra i livelli idrici simulati in corrispondenza della zona del campeggio per due condizioni: il grafico blu rappresenta l'ipotesi di assenza di ostruzione mentre quello verde rappresenta l'ipotesi di intasamento del ponte e rottura istantanea con conseguente onda di dam-break.

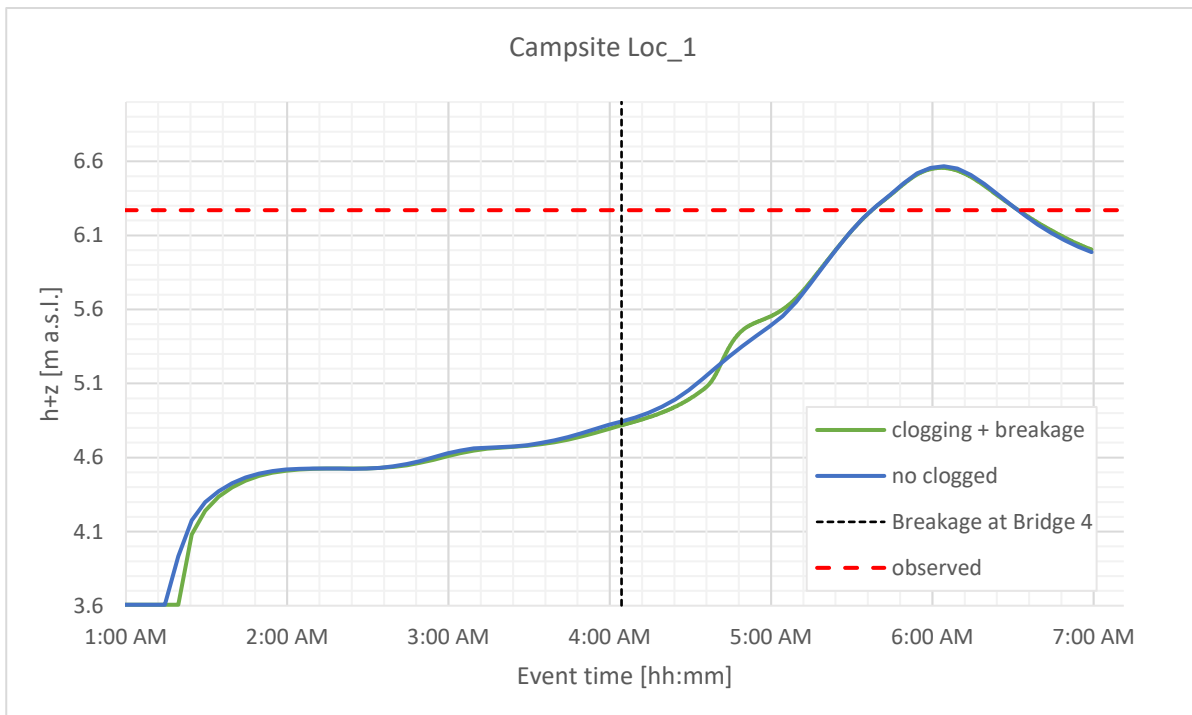


Figura 4-13: Andamento temporale della quota del pelo libero in un punto localizzato nella zona del campeggio sotto le ipotesi di ostruzione e disostruzione al ponte 4 (in verde) e ponte 4 libero (blu).

4.3.3 Discussione

I risultati della simulazione delle prove sperimentali eseguite da WES hanno mostrato che il metodo proposto è in grado di riprodurre sia l'effetto di rigurgito causato da un'ostruzione in un tratto di canale, sia l'effetto di dam-break conseguente alla disostruzione, ottenuto semplicemente dall'istantaneo ripristino della scabrezza originaria. L'effetto di rigurgito e l'onda di dam-break sono stati ben riprodotti impegnando un numero molto limitato di celle. Risultati molto simili sono stati ottenuti utilizzando sia 10 celle che 5. Si noti che un trattamento rigoroso del fenomeno di deflusso al di sotto della diga avrebbe richiesto un complicato calcolo idraulico da accoppiare con l'uso delle equazioni di acque basse, per simulare il comportamento della corrente sotto la paratoia verticale. Con il metodo qui proposto occorre solo assegnare il valore di scabrezza dato dall'equazione (4.12) alla porzione di dominio adibito alla rappresentazione della strettoia.

Il metodo proposto è stato applicato a diverse situazioni che si sono verificate durante lo stesso evento reale: l'ostruzione e la disostruzione del ponte 4 e la parziale occlusione dei ponti di valle. Per questo evento, la ricostruzione numerica dell'alluvione è stata eseguita utilizzando come input le precipitazioni registrate, depurate dalle perdite d'infiltrazione. Poiché non erano disponibili misurazioni di portata, la validazione è stata eseguita utilizzando i numerosi segni di piena disponibili per l'evento. I risultati numerici sono molto vicini ai valori osservati. Inoltre, le aree allagate risultanti

dal calcolo coincidono con quelle effettivamente allagate (per maggiori dettagli, si veda Macchione et al., 2020).

L'applicazione ai Ponti 1 e 2 ha mostrato che il metodo può trattare, in modo molto semplice, anche il caso di due ponti molto vicini tra loro senza bisogno di complicate analisi geometriche e topografiche. Inoltre, si è visto che è facile calcolare il coefficiente di scabrezza anche per sezioni naturali e non solo per sezioni rettangolari. Ciò è dovuto ai bassi numeri di Froude che si generano a monte dell'accumulo. Il metodo proposto ha dato buoni risultati anche per il caso leggermente più complesso del Ponte 4. In effetti, questo ponte ha un'apertura notevolmente più stretta della larghezza del corso d'acqua e si trova in una zona montuosa. Questo caso ha richiesto l'imposizione di una lunghezza L significativamente maggiore della lunghezza dell'apertura (lungo l'asse del fiume), per evitare di dover ricorrere a valori troppo bassi del coefficiente di Strickler e che avrebbero rallentato il calcolo in misura consistente. Poiché il ponte si trova in un tratto in curva, la lunghezza necessaria ha richiesto l'impostazione di un'apertura che seguisse la curvatura dell'asse dell'alveo. Nonostante ciò, il calcolo del coefficiente K si è rivelato agevole, determinando un rigurgito molto prossimo a quello atteso, previsto mediante l'equazione (4.12).

La fase di disostruzione è stata riprodotta molto facilmente, semplicemente riportando istantaneamente la scabrezza dal valore maggiorato al valore imposto sul resto dell'alveo (da 1,65 a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$). Inoltre, le celle inattive introdotte per simulare il varco sono state riattivate nell'istante di restart. Da tale momento, il calcolo è proseguito utilizzando una topografia, nella zona del ponte, fedele a quella reale. A causa del ripristino della scabrezza naturale, si è verificato un aumento istantaneo della portata calcolata e una rapida diminuzione dell'altezza di rigurgito a tergo del ponte (vedi Figura 4-13).

In particolare, nel caso illustrato in questo studio, la disostruzione del Ponte 4 ha generato un ulteriore picco di portata nell'idrogramma simulato nella sezione del ponte della stessa entità del picco idrologico verificatosi in seguito (vedi Figura 4-14).

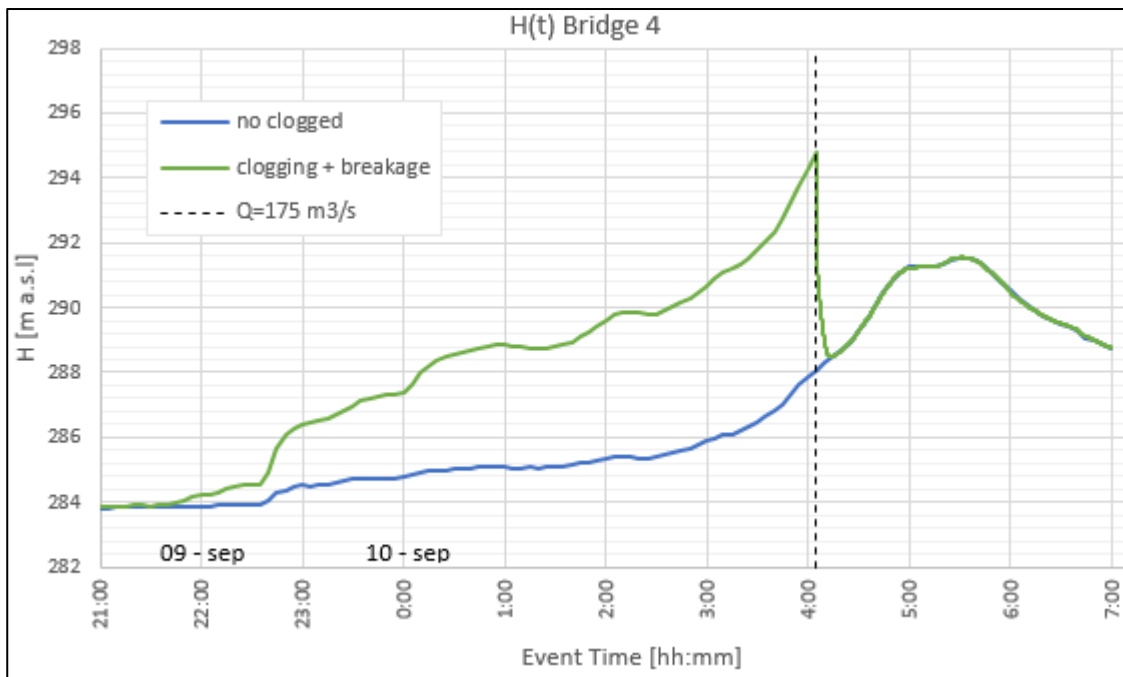


Figura 4-14: Andamento temporale della quota del pelo libero in un punto localizzato a monte del ponte 4 le ipotesi di ostruzione e disostruzione (in verde) e ponte libero (blu).

Poiché il volume d'acqua invasato a tergo del ponte è modesto (circa $7 \times 10^4 \text{ m}^3$ rispetto a un volume totale della piena di circa $8 \times 10^6 \text{ m}^3$), il picco generato dalla disostruzione si attenua rapidamente procedendo verso valle. Tuttavia, in corrispondenza dell'area del campeggio (situata a circa 10 km a valle del Ponte 4), l'idrogramma di portata mostra una deformazione dovuta proprio a questo rilascio repentino d'acqua. In particolare, si registra l'irripidimento di una porzione del ramo crescente dell'idrogramma di portata (vedi Figura 4-12) e di conseguenza dell'idrogramma dei tiranti (vedi Figura 4-14). Questo irripidimento si registra tra le ore 4 e le ore 5 del mattino, in accordo con l'intervallo orario in cui i testimoni hanno osservato un rapido incremento del livello idrico nella zona del campeggio. Il fatto che la rottura si sia verificata in concomitanza di una fase di rapido aumento delle portate (vedi Figura 4-12) potrebbe far sollevare la questione delle conseguenze della possibile incertezza dell'orario di disostruzione indicata dal testimone. Per questo motivo, sono stati eseguiti ulteriori calcoli assumendo un'incertezza di ± 15 minuti rispetto alle 4:00 a.m. I valori delle portate simulate per quegli istanti sono $130 \text{ m}^3/\text{s}$ per le 3:45 e $236 \text{ m}^3/\text{s}$ per le 4:15 (vedi figura 4-12). Il calcolo dei coefficienti di scabrezza ottenuto per queste due portate mediante l'equazione (4.12) ha fornito i valori di $1.22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e $2.22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, rispettivamente. La simulazione della disostruzione a questi due istanti ha dato i risultati mostrati in Figura 4-15.

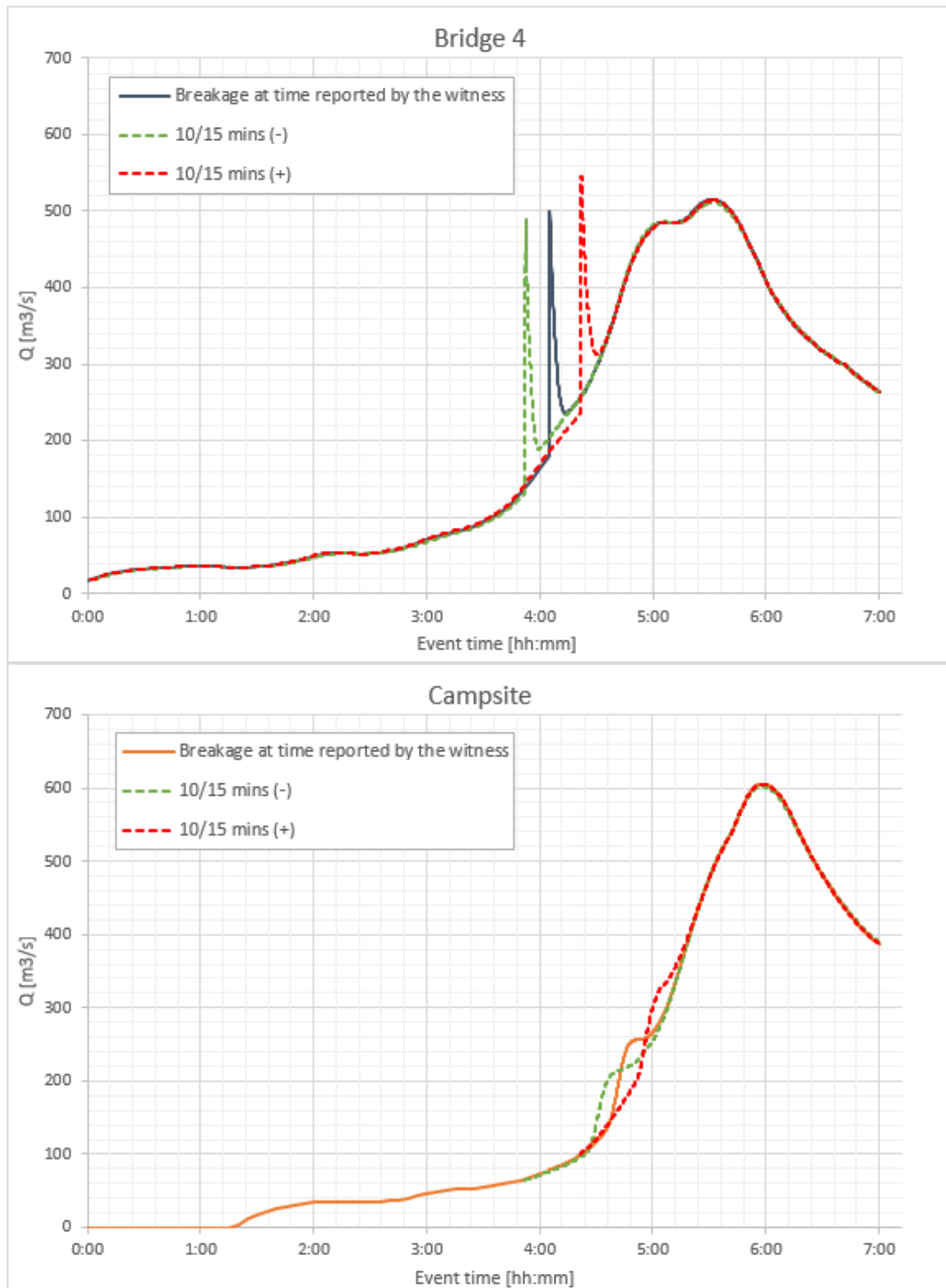


Figura 4-15: Conseguenze della possibile incertezza dell'orario di distruzione indicata dal testimone

Come si può vedere dalla Figura 4-15, sebbene le portate alle 3:45 e 4:15 siano significativamente differenti dalle portate alle 4:00 (rispettivamente -26% e $+35\%$), le portate di picco causate dalla rottura (486 e $554 \text{ m}^3/\text{s}$) differiscono solo di -6.3% e $+6.7\%$, rispettivamente, rispetto alla portata di picco di rottura calcolata alle ore 4:00. Pertanto, il metodo risulta essere molto stabile e ciò è dovuto

al fatto che la portata di picco di rottura dipende molto di più dal massimo livello idrico raggiunto a monte del ponte e molto meno dalla portata in arrivo.

Questa variazione associata all'incertezza sull'orario di disostruzione provoca una traslazione temporale in avanti e all'indietro dell'irripidimento delle profondità della corrente nella zona del campeggio, ma tale effetto si conserva ed è simile in tutti e tre i casi (vedi Figura 4-15). Pertanto, le conclusioni tratte dalla prima simulazione non risultano compromesse.

Lo studio qui presentato indica che gli effetti della rottura possono avere conseguenze disastrose sulla sicurezza delle persone, anche se non provocano un superamento della portata massima generata nel fiume dall'evento idrologico, come sarà evidenziato nel paragrafo successivo. Pertanto, ai fini della valutazione del rischio di alluvione, è importante tenere conto degli effetti indotti da situazioni di questo tipo. Per tale motivo può essere utile un metodo equivalente che possa simulare facilmente questi effetti.

Tutti i test riportati in questo lavoro sono stati eseguiti senza la necessità di infittire localmente la griglia di calcolo; ciò non è banale quando si devono trattare più ponti contemporaneamente su grandi aree.

4.3.4 Conseguenze dell'inclusione di eventi associati sulla valutazione della vulnerabilità degli elementi a rischio

Durante un'alluvione può essere determinante il verificarsi di situazioni che in letteratura vengono identificate come "eventi associati" (Falconer, 2012). Mentre in ambito urbano tali processi possono includere forze sugli edifici, trasporto di automobili, intasamento di automobili alla deriva in un incrocio stradale con formazione di sbarramenti, interventi di temporanea messa in sicurezza durante l'evento (vedi Mignot et al., 2019), alla scala di bacino includono ad esempio trasporto di detriti, erosione, colate detritiche (vedi Mazzorana et al., 2012). Tali fenomeni sono originati il più delle volte da processi estremamente localizzati, ma in grado di alterare in modo rilevante la dinamica della piena stessa, determinando talvolta un aumento dell'impulsività della piena. Gli studi che introducono tali processi nella simulazione numerica sono ancora scarsi. Tuttavia includerli o meno nella modellazione può essere determinante per ottenere una ricostruzione più accurata della dinamica di un evento alluvionale verificatosi in passato o nel caso di studi relativi a scenari "*what if*" per la valutazione delle possibili traiettorie evolutive di un'inondazione. La possibilità di valutare la plausibilità di scenari di questo tipo e di simularne le conseguenze è oggetto di ricerca, ma per ragioni computazionali sono tipicamente trascurati nelle simulazioni su larga scala anche se possono avere

effetti determinanti, come evidenziato da Ming et al. (2019) e discusso in Dazzi et al. (2019) con l'esempio della rottura degli argini.

In questo paragrafo è dunque discusso come l'effetto determinato dall'inclusione di un evento di questo tipo, può incidere sull'impulsività della piena.

In figura 4-16, con riferimento al caso studio analizzato in precedenza, si confrontano per due sezioni significative, gli idrogrammi simulati in assenza e in presenza del fenomeno di disostruzione.

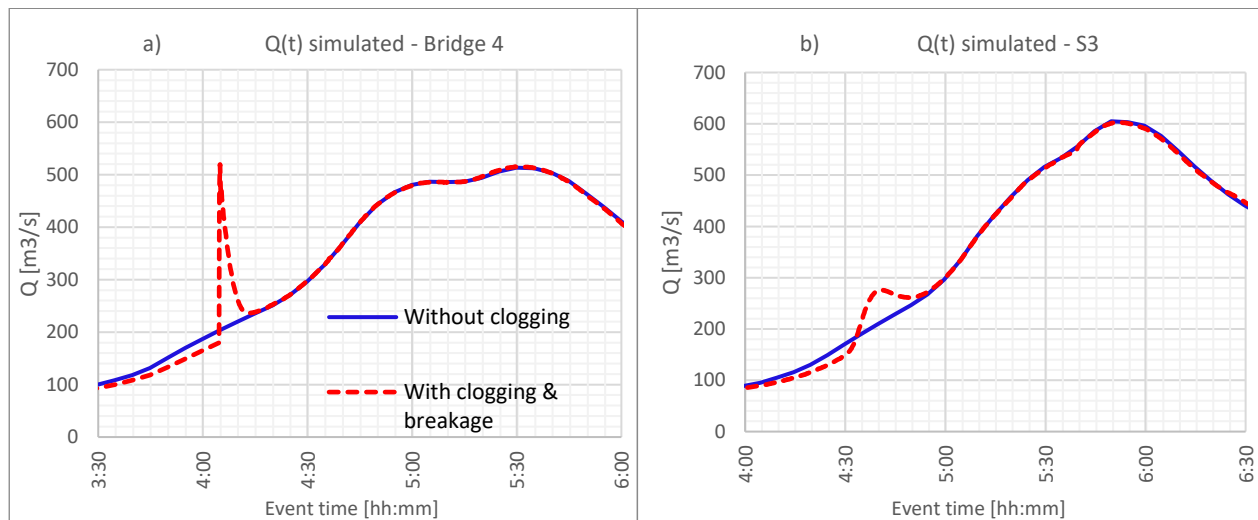


Figura 4-16: Dettaglio degli idrogrammi simulati in corrispondenza della sezione del ponte 4 e nella zona del campeggio

Dalla Figura 4-16 è possibile apprezzare l'effetto indotto dalla disostruzione e ricavare alcune informazioni: anche nella più grave ipotesi di rilascio istantaneo del volume d'acqua accumulato a monte del ponte, la portata massima a valle è comunque da attribuire all'evento idrologico. L'effetto residuo dello sblocco rapido ha però portato a valle un rapido innalzamento del livello dell'acqua, secondo quanto riportato dai sopravvissuti all'evento

Se ci si concentra sull'analisi della rapidità con cui le grandezze idrodinamiche h e v , che sono quelle che condizionano le funzioni vulnerabilità associata alla stabilità di un individuo (vedere ad esempio Russo et al., 2013; et al., Martínez et al., 2016) variano nel tempo, si nota come i tempi necessari per osservare un incremento di circa mezzo metro sui livelli idrici siano fino a cinque volte più brevi rispetto ai tempi necessari per avere uno stesso incremento in assenza della disostruzione.

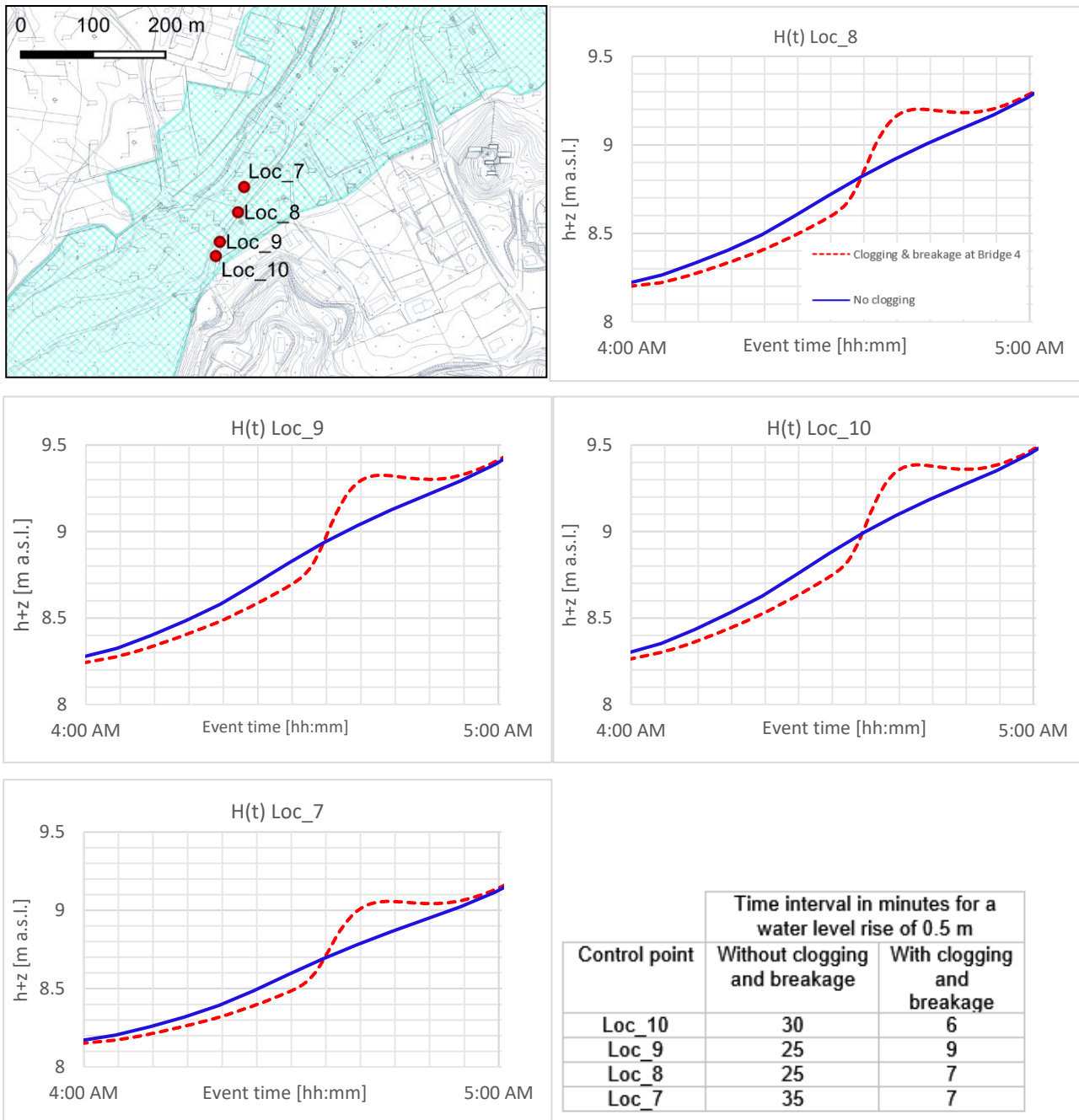


Figura 4-17: Effetto residuo indotto dalla disostruzione nella zona del campeggio

Il modello è dunque capace di riprodurre l'effetto di irripidimento, che non sarebbe stato possibile apprezzare senza l'applicazione del metodo messo a punto.

Al termine della simulazione i valori massimi della pericolosità calcolata rimarranno probabilmente simili poiché, a valle, essi sono legati alla portata massima idrologica e non alla portata generata dalla rottura. Tuttavia, durante l'evento, ci sono differenze significative in termini di impulsività.

Ciò suggerisce come la vulnerabilità delle persone (che è funzione della velocità e della profondità dell'acqua) tipicamente valutata in senso "assoluto", debba invece essere valutata come funzione del

tempo e in dipendenza delle dinamiche evolutive dell'evento alluvionale. Considerazioni di questo tipo possono essere estremamente importanti, in una prospettiva di applicazione *real time* finalizzata all'*early warning*, della stima del tempo che un individuo può avere a disposizione per mettersi in salvo.

4.4 Conclusioni e futuri sviluppi

L'impiego di modelli bidimensionali avanzati per lo studio delle piene a rapido decorso è ampiamente documentato in letteratura ed è ormai diffuso per gli studi a scala di bacino. Uno degli aspetti cruciali ancora poco consolidati consiste nella possibilità di tener conto, nella modellazione, dell'interazione tra la corrente di piena e le strutture di attraversamento, quali ponti e ponticelli, i quali possono essere molto numerosi nel caso in cui l'analisi del rischio di alluvione sia eseguita su vaste aree. Purtroppo, analizzare in dettaglio l'idraulica di situazioni così localizzate comporterebbe un grosso onere computazionale. Di conseguenza si rivela utile il ricorso a trattamenti semplificati ma capaci di riprodurre l'effetto macroscopico indotto sulla piena che non comportino aggravii sui tempi di calcolo.

I risultati dei test numerici eseguiti in questo studio mostrano che il metodo proposto basato sull'uso di una scabrezza equivalente in grado di determinare un profilo di rigurgito simile a quello generato da un'ostruzione risolve il problema senza aggravii computazionali. Inoltre, le analisi condotte hanno mostrato che l'istantaneo ripristino di una scabrezza naturale consente di simulare l'onda conseguente alla repentina rimozione dello sbarramento. L'applicazione del metodo proposto al caso studio reale ha consentito di verificare come l'interazione tra la corrente di piena e gli attraversamenti, talvolta, non possono essere trascurati per ricostruire in modo fedele un evento di piena a scala di bacino. La dinamica della piena può essere notevolmente modificata dalla presenza di ponti e dal verificarsi di un'ostruzione e una disostruzione repentina.

L'uso del metodo proposto si è rivelato particolarmente agevole, in quanto non ha necessitato di eseguire manipolazioni locali del dominio, producendo buoni risultati su una griglia di calcolo strutturata e in condizioni di orientamento sfavorevoli. Consolidare l'uso e valutarne i limiti e il potenziale di metodi equivalenti per l'inclusione di fenomeni locali (difficili da rappresentare altrimenti) ha importanti implicazioni ingegneristiche: tra queste, la simulazione dell'effetto causato da ostruzioni permanenti e simultanee disostruzioni di piccoli attraversamenti in concomitanza di predefiniti scenari di piena.

Bibliografia

1. Aceto, L., Pasqua, A., & Petrucci, O. (2017). Effects of damaging hydrogeological events on people throughout 15 years in a Mediterranean region. *Advances in Geosciences*, 44, 67-77.
2. BMT, WBM (2017a). 'TUFLOW User Manual – Build 2017-09-AC', Pty Ltd, Brisbane
3. BMT, WBM (2017b). 'TUFLOW Classic and HPC 2017-09 Release Notes' Pty Ltd, Brisbane
4. BMT-WBM (2018). TUFLOW User Manual – Build 2018-03. BMT Commercial Australia.
5. Bocchiola, D., Rulli, M. C., & Rosso, R. (2008). A flume experiment on the formation of wood jams in rivers. *Water Resources Research*, 44, W02408.
6. Bradley, J. B., Richards, D. L., & Bahner, C. D. (2005). Debris Control Structures - Evaluation and Countermeasures: Hydraulic Engineering Circular 9(3rd ed.). Federal Highway Administration.
7. Brath, A., & Montanari, A. (2000). Vulnerabilità idraulica dei ponti. In Soluzioni innovative nella manutenzione dei corsi d'acqua con forte trasporto solido. Numero speciale della rivista. *L'Acqua*, 3, 45–60.
8. Calvani, G., Perona, P., Zen, S., Bau', V., & Solari, L. (2019). Return period of vegetation uprooting by flow. *Journal of Hydrology*, 578, 124103.
9. Chanson, H 2006, 'Tsunami Surges on Dry Coastal Plains: Application of Dam Break Wave Equations', *Coastal Engineering Journal*, vol. 48, no. 4 (2006), pp. 355-370
10. Chanson, H 2009 'Application of the method of characteristics to the dam break wave problem', *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47, no. 1 (2009), pp. 41-49
11. Chen, C. (1980). Laboratory verification of a dam-break flood model. *Journal of the Hydraulics Division*, 106, 535–556.
12. Chen, J., Wang, D., Zhao, W., Chen, H., Wang, T., Nepal, N., & Chen, X. (2020). Laboratory study on the characteristics of large wood and debris flow processes at slit-check dams. *Landslides*, 17, 1703–1711.
13. Costabile, P., & Macchione, F. (2015). Enhancing river model set-up for 2-D dynamic flood modelling. *Environmental Modelling & Software*, 67, 89-107.
14. Costabile, P., Macchione, F., Natale, L., & Petaccia, G. (2015). Flood mapping using LIDAR DEM. Limitations of the 1-D modeling highlighted by the 2-D approach. *Natural Hazards*, 77(1), 181-204.
15. Dazzi, S., Ferrari, A., Mignosa, P., & Vacondio, R. (2019). Levee breach-induced flooding. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for Integrated River Basin Management*:

- Vol. 40. Proceedings 40th Italian Conference on Integrated River Basin Management*(pp. 149–162). EdiBios.
16. Dazzi, S., Vacondio, R., & Mignosa, P. (2019). Integration of a levee breach erosion model in a GPU-accelerated 2D shallow water equations code. *Water Resources Research*, 55, 682–702.
 17. Dazzi, S., Vacondio, R., & Mignosa, P. (2020). Internal boundary condition for a GPU-accelerated 2D shallow water model: Implementation and applications. *Advances in Water Resources*, 137, 103525
 18. De Cicco, P. N., Paris, E., & Solari, L. (2015). Flume experiments on bridge clogging by woody debris: The effect of shape of piers. In E-proceedings 36th IAHR World Congress. The Hague.
 19. De Cicco, P. N., Paris, E., Ruiz-Villanueva, V., Solari, L., & Stoffel, M. (2018). In-channel wood-related hazards at bridges: A review. *River Research and Applications*, 34, 617–628.
 20. De Cicco, P. N., Paris, E., Solari, L., & Ruiz-Villanueva, V. (2020). Bridge pier shape influence on wood accumulation: Outcomes from flume experiments and numerical modelling. *Journal of Flood Risk Management*, 13, e12599.
 21. Diehl, T. H. (1997). Potential drift accumulation at bridges. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Research and Development, Turner-Fairbank Highway Research Center.
 22. Dressler, R 1952, ‘Hydraulic Resistance Effect Upon the Dam-Break Functions’, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, vol. 49, no. 3, pp. 217-225
 23. Falconer, R. A. (2012). Modelling extreme flood events and associated processes in rivers, estuaries and coastal environments. *Proceedings of 10th International Conference on Hydroscience and Engineering*, Orlando, Florida, USA. 4-5. (Opening Keynote Address).
 24. Follett, E., Schalko, I., & Nepf, H. (2020). Momentum and energy predict the backwater rise generated by a large wood jam. *Geophysical Research Letters*, 47, e2020GL089346.
 25. Francalanci, S., Paris, E., & Solari, L. (2020). On the vulnerability of woody riparian vegetation during flood events. *Environmental Fluid Mechanics*, 20, 635–661.
 26. Fuchs, S., Keiler, M., Ortlepp, R., Schinke, R., & Papathoma-Köhle, M. (2019). Recent advances in vulnerability assessment for the built environment exposed to torrential hazards: Challenges and the way forward. *Journal of hydrology*, 575, 587-595.
 27. Gschnitzer, T., Gems, B., Mazzorana, B., & Aufleger, M. (2017). Towards a robust assessment of bridge clogging processes in flood risk management. *Geomorphology*, 279, 128–140.

28. Kouhi, S., Hashemi, M. R., Kian, R., Spaulding, M., Lewis, M., & Ginis, I. (2020). Flood risk in past and future: A case study for the Pawtuxet River's record-breaking March 2010 flood event. *Journal of Flood Risk Management*, 13, e12655.
29. Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., & De Lorenzo, G. (2019). Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study. *Journal of Hydrology*, 576, 443-465.
30. Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., & Gangi, F. (2019). Fully-hydrodynamic watershed model for flash flood hazard analysis. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for Integrated River Basin Management: Vol. 40. Proceedings 40th Italian Conference on Integrated River Basin Management*(pp. 105–117).
31. Macchione, F., Gangi, F., Costanzo, C., Costabile, P., & Lombardo, M. (2020). Grid resolution effects on the flood hazard assessment at the basin scale. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for integrated river basin management: Vol. 41. Proceedings 41st Italian Conference on Integrated River Basin Management*(pp. 41–54). EdiBios.
32. Manciola, P., Di Francesco, S., Biscarini, C., & Casadei, S. (2019). Hydraulic vulnerability of road structures in flood plain area. In C. G. Frega & F. Macchione (Eds.), *Technologies for integrated river basin management: Vol. 40. Proceedings 40th Italian Conference on Integrated River Basin Management* (pp. 91–104). EdiBios.
33. Martínez E., Gómez M., Russo B. (2016). Experimental study of the stability of pedestrians exposed to urban pluvial flooding. *Natural Hazards*. Springer. Vol. 82, No.2, 1259-1278. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2242-z>.
34. Mazzorana, B., Comiti, F., Scherer, C., & Fuchs, S. (2012). Developing consistent scenarios to assess flood hazards in mountain streams. *Journal of Environmental Management*, 94, 112–124.
35. Mazzorana, B., Ruiz-Villanueva, V., Marchi, L., Cavalli, M., Gems, B., Gschnitzer, T., et al. (2018). Assessing and mitigating large wood-related hazards in mountain streams: Recent approaches. *Journal of Flood Risk Management*, 11, 207–222.
36. Mignosa, P., Ferrari, A., Dazzi, S., & Vacondio, R. (2020). Flooding scenarios caused by dam-break/dam-breach at flood control reservoirs. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for integrated river basin management: Vol. 41. Proceedings 41st Italian Conference on Integrated River Basin Management*(pp. 55–68). EdiBios.
37. Mignot, E., Li, X., and Dewals, B. (2019). Experimental modelling of urban flooding: A review. *Journal of Hydrology*, 568, 334-342.

38. Ming, X., Liang, Q., Xia, X., Li, D., & Fowler, H. J. (2020). Real-time flood forecasting based on a high performance 2D hydrodynamic model and numerical weather predictions. *Water Resources Research*, 56, e2019WR025583.
39. Miyamoto, H., & Kimura, R. (2016). Tree population dynamics on a floodplain: A tradeoff between tree mortality and seedling recruitment induced by stochastic floods. *Water Resources Research*, 52, 7226–7243.
40. Okamoto, T., Takebayashi, H., Sanjou, M., Suzuki, R., & Toda, K. (2019). Log jam formation at bridges and the effect on floodplain flow: A flume experiment. *Journal of Flood Risk Management*, 13, e12562.
41. Okamoto, T., Tanaka, K., Matsumoto, K., & Someya, T. (2021). Influence of velocity field on driftwood accumulation at a bridge with a single pier. *Environmental Fluid Mechanics*, 21, 693–711.
42. Oudenbroek, K., Naderi, N., Bricker, J. D., Yang, Y., van der Veen, C., Uijttewaal, W., et al. (2018). Hydrodynamic and debris-damming failure of bridge decks and diers in steady flow. *Geosciences*, 8(11), 1–26.
43. Panici, D., & de Almeida, G. A. M. (2018). Formation, growth and failure of debris jams at bridge piers. *Water Resources Research*, 54, 6226–6241.
44. Panici, D., Kripakaran, P., Djordjević, S., & Dentith, K. (2020). A practical method to assess risks from large wood debris accumulations at bridge piers. *Science of the Total Environment*, 728, 138575.
45. Parola, A. C., Apelt, C. J., & Jempson, M. A. (2000). Debris forces on highway bridges(NCHRP Rep. No. 445). Transportation Research Board.
46. Persi, E., Petaccia, G., & Sibilla, S. (2016). Woody debris transport modelling by a coupled DE-SW approach. *Geophysical Research Abstracts*, 18, EGU2016.
47. Persi, E., Petaccia, G., & Sibilla, S. (2018). Large wood transport modelling by a coupled Eulerian-Lagrangian approach. *Natural Hazards*, 91, 59–74.
48. Persi, E., Petaccia, G., Sibilla, S., Lucía, A., Andreoli, A., & Comiti, F. (2019). Numerical modelling of uncongested wood transport in the Rienz River. *Environmental Fluid Mechanics*, 20, 539–558.
49. Petrucci, O., Aceto, L., Pasqua, A. A. (2017). “PEOPLE”, Mendeley Data, V1, doi: 10.17632/mz2b8f8ys7.1
50. Piton, G., Horiguchi, T., Marchal, L., & Lambert, S. (2020). Open check dams and large wood: Head losses and release conditions. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 20(12), 3293–3314.

51. Ritter, A. 1892, 'Die Fortpflanzung von Wasserwellen' Zeitschrift Verein Deutscher Ingenieure, vol. 36(2), no. 33, pp. 947–954 (in German)
52. Rossi, G., & Armanini, A. (2019). Experimental analysis of devices upholding open check dams from driftwood. *Environmental Fluid Mechanics*, 20, 559–578.
53. Ruiz-Villanueva, V., Bladé Castellet, E., Díez-Herrero, A., Bodoque, J. M., & Sánchez-Juny, M. (2014). Two-dimensional modelling of large wood transport during flash floods. *Earth Surface Processes and Landforms*, 39(4), 438–449.
54. Ruiz-Villanueva, V., Bodoque, J. M., Díez-Herrero, A., Eguibar, M. A., & Pardo, I. E. (2013). Reconstruction of a flash flood with large wood transport and its influence on hazard patterns in an ungauged mountain basin. *Hydrological Processes*, 27(24), 3424–3437.
55. Ruiz-Villanueva, V., Wyzga, B., Mikus', P., Hajdukiewicz, H., & Stoffel, M. (2016). The role of flood hydrograph in the remobilization of large wood in a wide mountain river. *Journal of Hydrology*, 541(A), 330–343.
56. Russo B., Gómez M., Macchione M. (2013). Pedestrian hazard criteria for flooded urban areas. *Natural Hazards*. Springer. Vol. 69, No.1, 251-264. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0702-2>.
57. Rusyda, M. I., Ikematsu, S., & Hashimoto, H. (2020). Flume experiments on Wood Debris Jam at an Arch Bridge in upstream river reach during flash flood. *Jurnal Teknik Sipil & Perencanaan*, 22(1), 1–9.
58. Rusyda, M. I., Isfanari, I., Wahyuningsih, T., & Maricar, M. F. (2020). Influence of bamboo debris accumulation formed by culvert bridges on backwater rise during flash flood. *International Journal of Geomate*, 75, 197–202.
59. Schalko, I., Lageder, C., Schmocker, L., Weitbrecht, V., & Boes, R. M. (2019). Laboratory Flume Experiment on the formation of spanwise large wood accumulations: I. Effect on backwater rise. *Water Resources Research*, 55, 4854–4870.
60. Schalko, I., Schmocker, L., Weitbrecht, V., & Boes, R. M. (2018). Backwater rise due to large wood accumulations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 144(9), 04018056.
61. Schalko, I., Schmocker, L., Weitbrecht, V., & Boes, R. M. (2020a). Laboratory study on wood accumulation probability at bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, 58(4), 566–581.
62. Schalko, I., Schmocker, L., Weitbrecht, V., & Boes, R. M. (2020b). Risk reduction measures of large wood accumulations at bridges. *Environmental Fluid Mechanics*, 20, 485–502.
63. Schmocker, L., & Hager, W. H. (2013). Scale modelling of wooden debris accumulation at a debris rack. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(8), 827–836.

64. Schmocker, L., & Weitbrecht, V. (2013). Driftwood: Risk analysis and engineering measures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139, 683–695.
65. Schmocker, L., Brändli, D., Weitbrecht, V., & Boes, R. (2015). Backwater rise due to driftwood accumulations. In *Proceedings 36th IAHR World Congress* (pp. 4–11).
66. Sheehy, D., Markar, S., & Newton, D. Assessing the accuracy of a two-dimensional hydraulic model for dambreak analysis.
67. Sibilla, S., Persi, E., & Petaccia, G. (2020). Adapting the advection-diffusion equation to the modelling of floating debris transport. In C. G. Frega, & F. Macchione (Eds.), *Technologies for integrated river basin management: Vol. 41. Proceedings 41st Italian Conference on Integrated River Basin Management* (pp. 163–170). EdiBios.
68. Steeb, N., Rickenmann, D., Badoux, A., Rickli, C., & Waldner, P. (2017). Large wood recruitment processes and transported volumes in Swiss mountain streams during the extreme flood of August 2005. *Geomorphology*, 279, 112–127.
69. Tanaka, N., & Yagisawa, J. (2009). Effects of tree characteristics and substrate condition on critical breaking moment of trees due to heavy flooding. *Landscape and Ecological Engineering*, 5, 59–70.
70. Zischg, A. P., Galatioto, N., Deplazes, S., Weingartner, R., & Mazzorana, B. (2018). Modelling spatiotemporal dynamics of large wood recruitment, transport, and deposition at the river reach scale during extreme floods. *Water*, 10(9), 1–19.

Capitolo 5. Criteri per la valutazione della vulnerabilità a supporto delle analisi di rischio idraulico su aree di pregio archeologico

Introduzione

Questo Capitolo è frutto della collaborazione intrapresa tra il Laboratorio di Modellistica per la Protezione Idraulica del Territorio dell'Università della Calabria, FLUMEN dell'Università Politecnica di Catalogna (Barcellona, Spagna) e il Gruppo di Ingegneria Idraulica e Ambientale (GIHA) della EUPLA (Università di Saragozza (Spagna)), istituti di ricerca che hanno supportato il periodo di formazione estero, svolto in modalità telematica, sotto la supervisione dei Proff. Ernest Bladé e Beniamino Russo.

5.1 Inquadramento bibliografico

L'azione delle piogge e delle acque di scorrimento superficiale è annoverata tra le fonti di danno e le cause di perdita e deterioramento di siti archeologici (Sesana et al., 2021). Gli studi sull'impatto degli eventi di pioggia volti all'incremento della resilienza dei siti archeologici e culturali sono accresciuti notevolmente negli ultimi decenni nei Paesi Europei, anche alla luce delle richieste della Direttiva Alluvioni (*Flood Directive*, 2007/60/CE). I danni a cui possono essere soggetti tali siti, tuttavia, possono essere distinti tra quelli prodotti da azioni lente e progressive come gli agenti atmosferici e l'erosione, e quelli prodotti da eventi catastrofici con conseguenze immediatamente distruttive, come precipitazioni estreme, inondazioni o smottamenti provocati dall'acqua (Musumeci et al., 2021). Queste problematiche sono ancora più accentuate nel caso di località caratterizzate da piogge con elevate intensità anche per eventi con elevata probabilità di accadimento come molte zone litoranee del Sud d'Europa e per le quali la situazione potrebbe aggravarsi proprio in virtù dei possibili effetti dei cambiamenti climatici sui regimi di pioggia locali (Rodriguez et al, 2014). La letteratura esistente si concentra molto di più sugli effetti prodotti da eventi estremi e numerosi sono i contributi che indagano sull'effetto dei cambiamenti climatici sulla perdita di beni culturali (Kaspersen & Halsnæs, 2017; Ravankhah et al. 2019). Più trascurato invece è l'impatto di eventi frequenti, capaci però di produrre effetti di degradazione progressiva, che dovrebbero essere adeguatamente valutati, a supporto dell'identificazione delle migliori strategie di protezione del sito. Questi interventi oggi possono trarre notevole vantaggio dall'uso di tecniche di rilievo Laser Scanner Terrestre (LST), non invasive, e caratterizzate da accuratezze molto spinte. Nel campo dell'architettura tali tecniche di rilievo rappresentano preziosissime fonti di informazioni a supporto degli studi finalizzati al restauro e al recupero dei beni. Dalla stessa mole di dati, a supporto di analisi di dettaglio, può trarre vantaggio

anche l'uso di modelli di calcolo avanzati capaci di riprodurre in modo accurato il campo delle velocità e dei tiranti idrici (Taccone et al., 2020) da cui dipende la corretta valutazione degli sforzi di trascinamento, responsabili della degradazione dei materiali costituenti il sito. In questo Capitolo si evidenziano le potenzialità dell'approccio idrodinamico 2D completo per la valutazione delle sollecitazioni meccaniche indotte da precipitazioni frequenti. L'analisi è stata condotta su uno dei siti del complesso Archeologico di Tarraco, patrimonio dell'umanità UNESCO, in particolare della villa romana di Els Munts situata a pochi chilometri dalla città di Tarragona (Spagna) e per il quale si ha a disposizione un rilievo LST ad elevata risoluzione.

5.2 La villa romana di Els Munts: descrizione del sito e principali criticità

Il complesso archeologico di Tarraco (nome dell'antica Tarragona) è uno dei più importanti resti dell'antica civiltà romana in Catalogna e, dal 2000, è patrimonio mondiale dell'UNESCO. La villa romana Els Munts è situata in una zona collinare di Altafulla, a pochi chilometri da Tarragona. Si tratta di una villa riccamente decorata con mosaici e dipinti, fatti realizzare a seguito della visita dell'imperatore Adriano del II secolo. L'ambiente si compone di diversi settori: un'area termale, un giardino o hortus zona residenziale, un mitreo e un ambulatio di collegamento alla zona residenziale (domus). L'abitato imperiale era costituito da un ampio peristilio, un triclinio e un fabbricato a due piani di cui rimane solo parte del piano semi-interrato. La villa si presenta prevalentemente a cielo aperto, e solo una parte è coperta con una struttura metallica e un tetto in fibra di cemento (Figura 5-1).

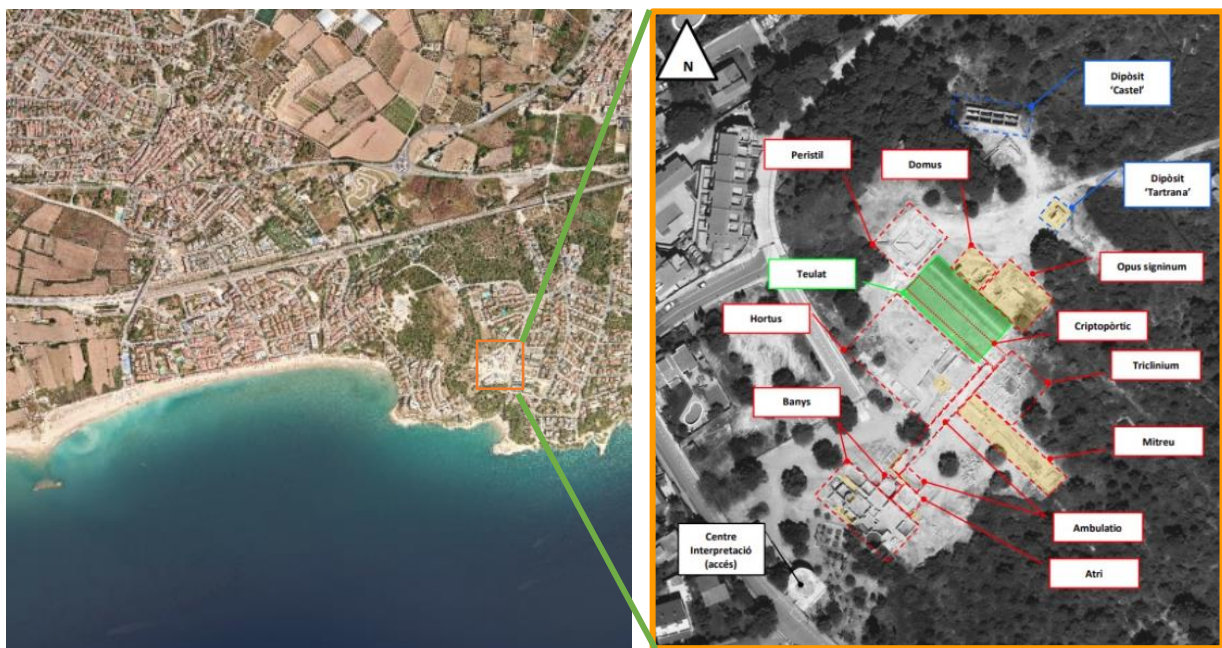


Figura 5-1: Inquadramento dell'area e planimetria della villa romana di Els Munts (Altafulla, Spagna).

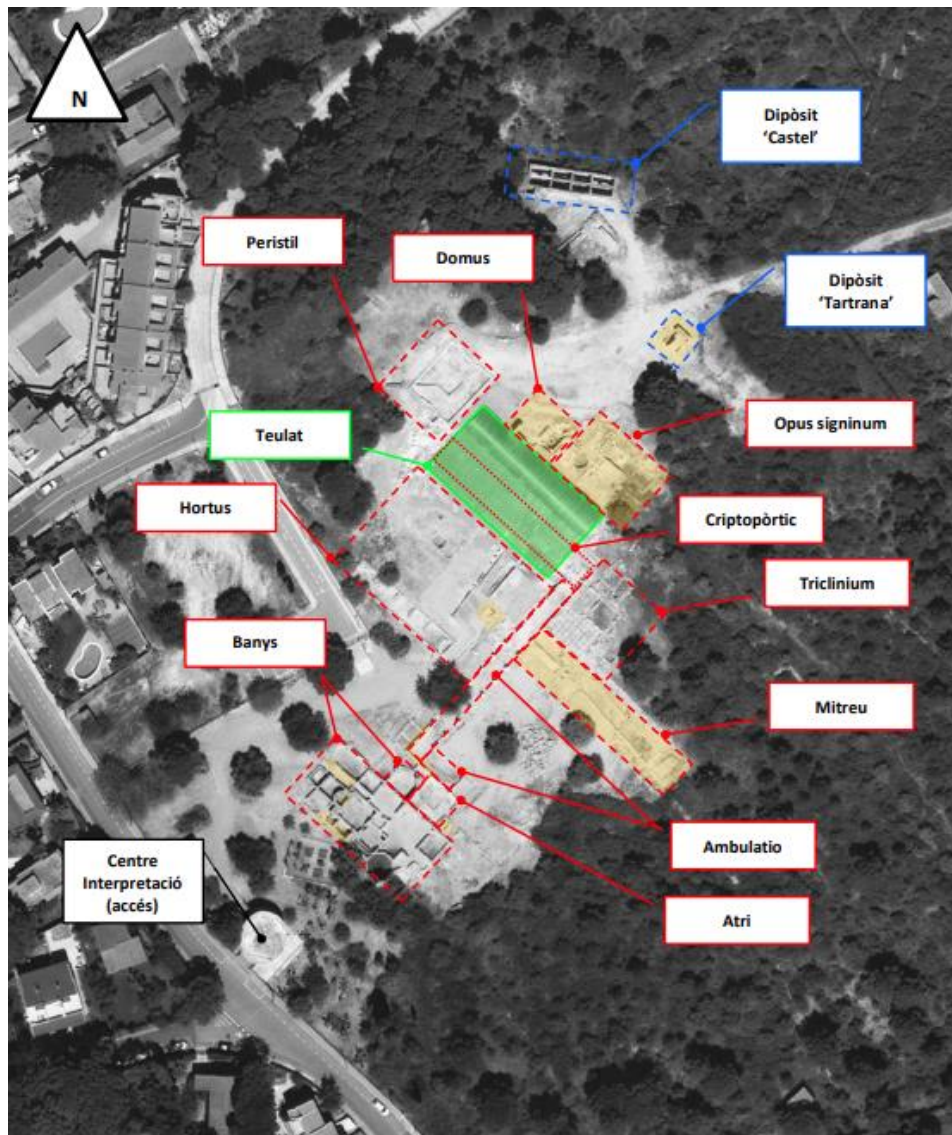


Figura 5-2. Planimetria del sito archeologico e identificazione dei vari ambienti

Secondo le informazioni fornite dall'Area di Gestione del Patrimonio dell'Agenzia Catalana per i Beni Culturali, durante il sopralluogo dell'8 ottobre 2018, nel sito si verificano problemi di drenaggio sia a causa di piogge ad alta intensità che di precipitazioni più frequenti. Le principali criticità rilevate riguardano fenomeni di erosione del terreno e cedimenti alla base delle pareti dovuti a ristagni d'acqua e formazione di rivoli di acqua incanalata, deterioramento della pavimentazione nell'ala ovest, con conseguente danneggiamento del mosaico, infiltrazioni sulle pareti e accumuli di sedimenti nella zona dei bagni.

5.2.1 Dati topografici

Nell'aprile 2019 è stata acquisita una topografia ad-hoc di elevato dettaglio utilizzando tecniche di rilevamento LST, analizzando una superficie di circa 1,5 ha. Questa tecnica consiste in un dispositivo che emette un raggio laser e permette di misurare la distanza dall'emettitore (stazione centrale) al ricevitore (ostacolo, topografia o pareti). Il prodotto principale della topografia LST è una nuvola di punti con informazioni plano-altimetriche di dettaglio. La nuvola di punti ottenuta, una volta trattata per eliminare eventuali anomalie dovute al filtraggio, è composta da oltre 58 milioni di punti, con conseguente risoluzione di quasi 4.000 punti per metro quadrato. Se i punti vengono elaborati per formare una superficie continua, il risultato si presenta come in Figura 5-3.

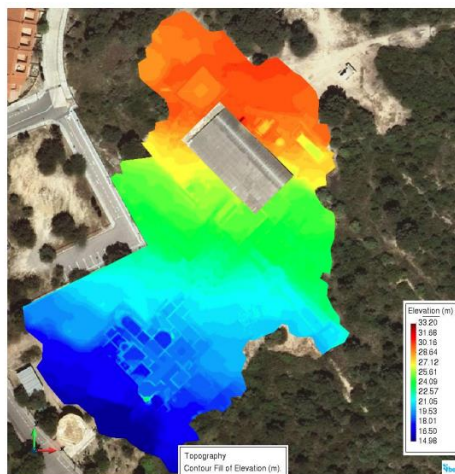


Figura 3. MDS emprat per la simulació hidrològica (altitud relativa). La superfície associada a la teulada s'ha tractat de manera aïllada (veure apartat 4.2).

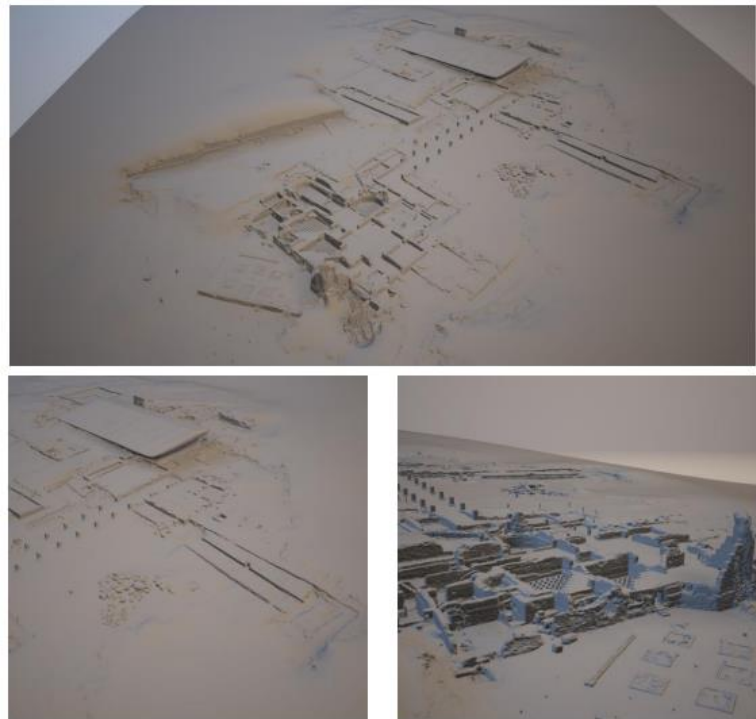


Figura 2. Representació del núvol de punts com a triangulació per crear una superfície continua.

Figura 5-3. Copertura areale del reliev e rappresentazione a superfici continue della nuvola di punti

Tutte queste informazioni non possono essere utilizzate direttamente per costruire il modello numerico. Le informazioni planimetriche e altimetriche della nuvola di punti sono state post-processate per generare un modello di superficie digitale (DSM). Questo DSM sarà la base della modellazione idrologica e idraulica.

5.2.2 Dati pluviometrici

A seguito di una verifica preliminare finalizzata a escludere la presenza di possibili contributi provenienti da eventuali aree scolanti esterne, suffragata da analisi GIS su LiDAR DEM dell'Istituto Cartografico e Geologico della Catalogna (ICGC), è stata eseguita una simulazione

idrodinamica finalizzata alla determinazione di tiranti e velocità per ciascuno degli scenari di pioggia di progetto.

L'area di studio è caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo, molto irregolare con lunghi periodi di siccità e precipitazioni molto intense e di breve durata.

Solo una delle tre stazioni ricadenti nell'area di influenza della Villa, di proprietà del Servizio Meteorologico Statale (AEMET) è stata ritenuta affidabile per la caratterizzazione pluviometrica del sito. Ubicata nella città di Tarragona, a pochi chilometri dall'area di studio, per essa sono disponibili 72 anni di registrazioni. Il tempo di concentrazione (T_c), ottenuto attraverso la formula di Témez (Témez, 1978), vale circa 10 minuti, considerando la lunghezza approssimativa del percorso più lungo di 225 m per un dislivello di 14.7 m. In accordo con i criteri dettati dalla normativa locale sul Drenaggio Superficiale dalla Direzione Generale delle Strade, l'Istituto FLUMEN ha elaborato ietogrammi di progetto con il metodo di blocchi alterni per vari tempi di ritorno (T_r), fissando la durata della pioggia (D) pari a 3 volte il tempo di concentrazione del bacino ($D = 3T_c$), in modo da garantire l'arrivo del contributo dell'intera area di studio.

I pluviogrammi utilizzati per la modellazione numerica sono mostrati nella Figura 5-4. Le intensità di picco relative agli scenari associati ai valori di $T_r = 2$ e 50 anni sono rispettivamente 1.6 mm/min e 4 mm/min.

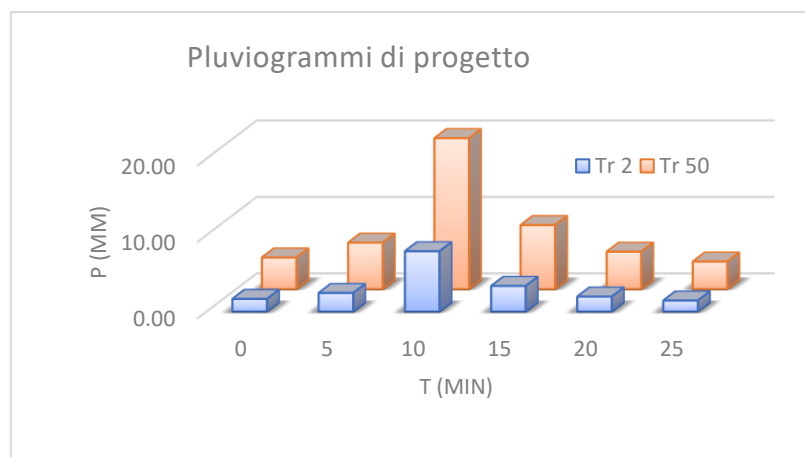


Figura 5-4: pluviogrammi utilizzati per la modellazione numerica

5.3 Modellazione Numerica (Iber e TUFLOW)

Un'analisi preliminare è stata eseguita dal gruppo di ricerca Flumen mediante il modello bidimensionale Iber (Bladé et al., 2014). Lo strumento è stato sviluppato congiuntamente tra l'Istituto FLUMEN dell'Università Politecnica della Catalogna, il gruppo GEAMA dell'Università de la

Coruña e il CIMNE, con la collaborazione del Centro Studi Idrografici del CEDEX (Ministero della Promozione e Ministero dell'Agricoltura, dell'Alimentazione e dell'Ambiente della Spagna). Per l'integrazione numerica Iber risolve le equazioni delle acque basse 2D (equazioni bidimensionali di Saint Venant), su una mesh ai volumi finiti, che può essere irregolare e non strutturata, formata da triangoli, o combinazioni di entrambe. Per la sua risoluzione Iber utilizza il metodo di volumi finiti con lo schema Roe. I risultati sono stati paragonati a quelli in uscita dal modello TUFLOW in uso presso il laboratorio LaMPIT

I calcoli idraulici sono stati eseguiti con il codice numerico TUFLOW HPC, basato sulle equazioni complete delle correnti a superficie libera in moto vario (*shallow water equations*), integrate con uno schema numerico accurato al secondo ordine nello spazio e al quarto ordine nel tempo. La griglia di calcolo utilizzata nelle simulazioni è caratterizzata da circa 1.8 milioni di celle quadrate. Essa è stata elaborata a partire dall'originario rilievo Laser Scanner Terrestre (LST) ricampionato a 10 cm. Le altezze di pioggia sono assegnate in modo diretto e rappresentano una condizione al contorno distribuita del modello, con un intervallo di discretizzazione temporale di 5 minuti. E' stato utilizzato un coefficiente di Manning approssimativo di $0,04 \text{ s/m}^{1/3}$. Le precipitazioni, variabili nel tempo, sono state assegnate con una distribuzione uniforme. Il terreno è stato considerato inizialmente asciutto.

5.4 Mappe di allagamento

I risultati ottenuti mediante i due modelli per gli scenari di pioggia associati ai tempi di ritorno di 2 e 50 anni sono riportati in questo paragrafo.

Periodo di ritorno di 2 anni

Per questo periodo di ritorno e durata della pioggia, precipita un volume di 18,69 mm. Esistono piccole aree di ristagno con altezze idriche superiori a 0,5 m sul versante Nord-Est del tetto e dietro l'angolo a Ovest del peristilio (Figura 5-5).

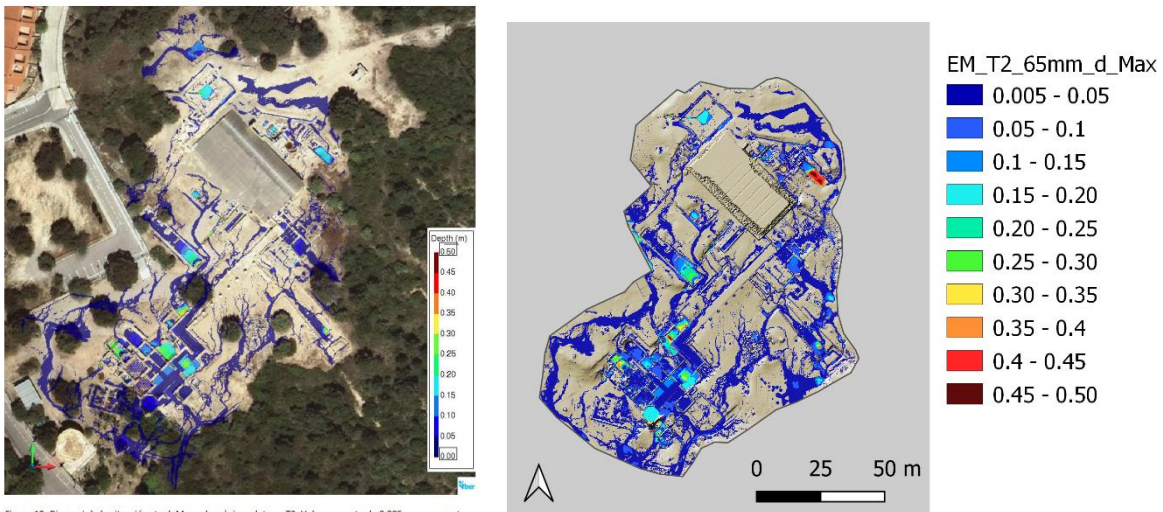


Figura 10. Diagnosi de la situació actual. Mapa de màxim calat per T2. Valors per sota de 0,005 m no es mostren, mentre que valors superior a 0.5 m es representen en negre.

Figura 5-5: Confronto tra le mappe inviluppo dei massimi tiranti ottenute mediante Iber (a) e TUFLOW (b) per lo scenario T2

Periodo di ritorno di 50 anni

Per questo periodo di ritorno e durata della pioggia, precipita un volume di 46.81 mm. Le aree in cui le altezze d'acqua superano i 50 cm aumentano rispetto all'area interessata da T2, soprattutto nella zona dei bagni (Figura 5-6).

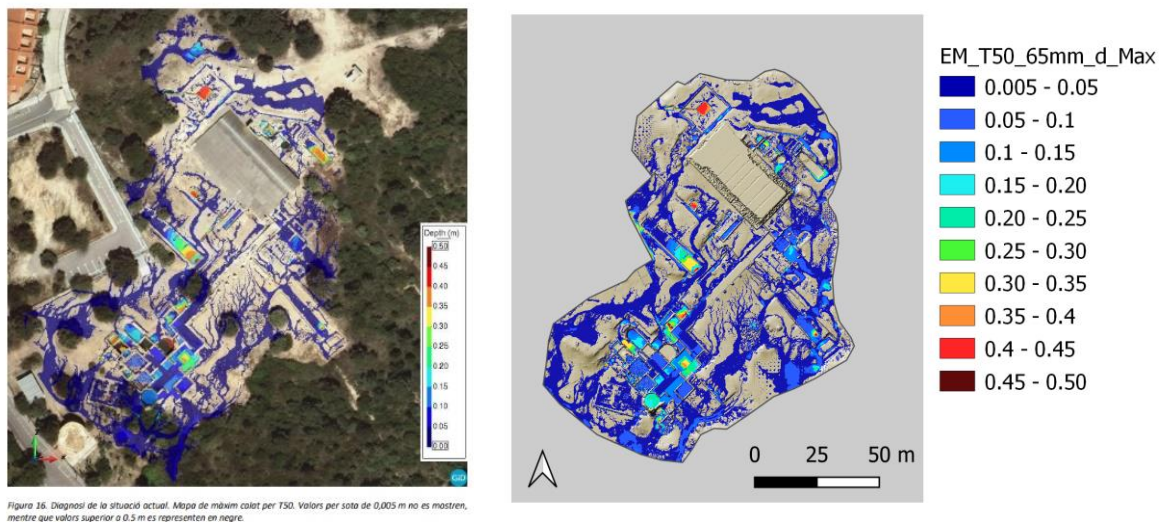


Figura 15. Diagnosi de la situació actual. Mapa de màxim calat per T50. Valors per sota de 0,005 m no es mostren, mentre que valors superior a 0.5 m es representen en negre.

Figura 5-6: Confronto tra le mappe inviluppo dei massimi tiranti ottenute mediante Iber (a) e TUFLOW (b) per lo scenario T50

5.5 Calcolo delle sollecitazioni meccaniche innescate da ruscellamento superficiale

Considerate le basi fisico-matematiche del modello si ritiene che gli sforzi di trascinamento calcolati siano di accuratezza confacente al dettaglio spaziale disponibile e alla finalità dell'indagine. In particolare, gli sforzi di trascinamento, espressi in N/m^2 , possono essere calcolati in funzione delle variabili idrodinamiche del modello 2D mediante la formula:

$$\tau = \frac{\rho g V^2 n^2}{h^{1/3}}$$

dove ρ rappresenta la densità dell'acqua, g è l'accelerazione di gravità, V è la velocità, n il coefficiente di Manning e h il tirante idrico. Sulla base dei valori dei tiranti e delle velocità attese, si considerano ammissibili valori di τ fino all'ordine di qualche centinaio di N/m^2 . In questo studio l'attenzione è posta sulla valutazione della superficie del sito che può essere interessata da fenomeni di erosione superficiale. Con riferimento ad un substrato sabbioso, nell'ipotesi di granulometria uniforme, al fine di individuare la condizione di moto incipiente dei sedimenti, si segue la procedura riportata in Armanini (2005). Posto pari a $25000 N/m^3$ il peso specifico del materiale solido, assunto per d , diametro delle particelle sferiche, il valore di 1 mm, si valuta il diametro caratteristico adimensionale D^* , mediante la formula di Bonnefille (1963):

$$D^* = d \left(\frac{g \Delta}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

dove:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

ν : $10^{-6} m^2/s$

D^* consente la valutazione dello sforzo adimensionale critico sull'abaco di Yalin (1977), riportato in Figura 5-7, o ricorrendo alla formula di Bownlie (1981):

$$\Theta_{cr} = 0.22 D^{*-0.9} + 0.06 e^{-17.73 D^{*-0.94}}$$

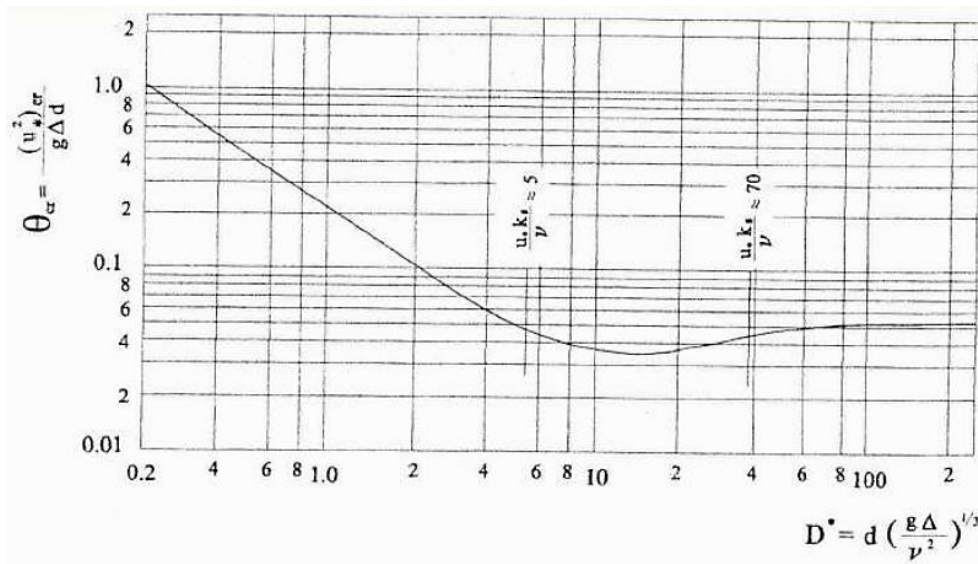


Figura 5-7: Abaco di Yalin (1977)

Il valore risultante, pari a 0.04, è infine confrontato con quello dello sforzo di trascinamento adimensionale calcolato su ogni cella del dominio

$$D\theta_{max} = \frac{T_{max}}{(\gamma_s - \gamma)d}$$

permettendo così di individuare le aree potenzialmente soggette a fenomeni di trasporto ed erosione, al verificarsi della condizione $\theta_{max} \geq \theta_{cr}$.

5.6 Risultati e discussione

In figura 5-8 si mostrano le mappe dei valori degli sforzi tangenziali riferiti ai due scenari considerati ($T_r = 2$ anni e $T_r = 50$ anni) (figure 5-8.a e 5-8.b) e quella riferita al loro rapporto (figura 5-8.c). In figura 5-8.d sono riportate le aree per le quali gli sforzi di trascinamento superano il valore critico per particelle di sabbia di diametro pari a 1 mm per lo scenario $T_r = 2$ anni (colore rosso); in colore blu sono riportati gli incrementi delle aree per lo scenario $T_r = 50$ anni.

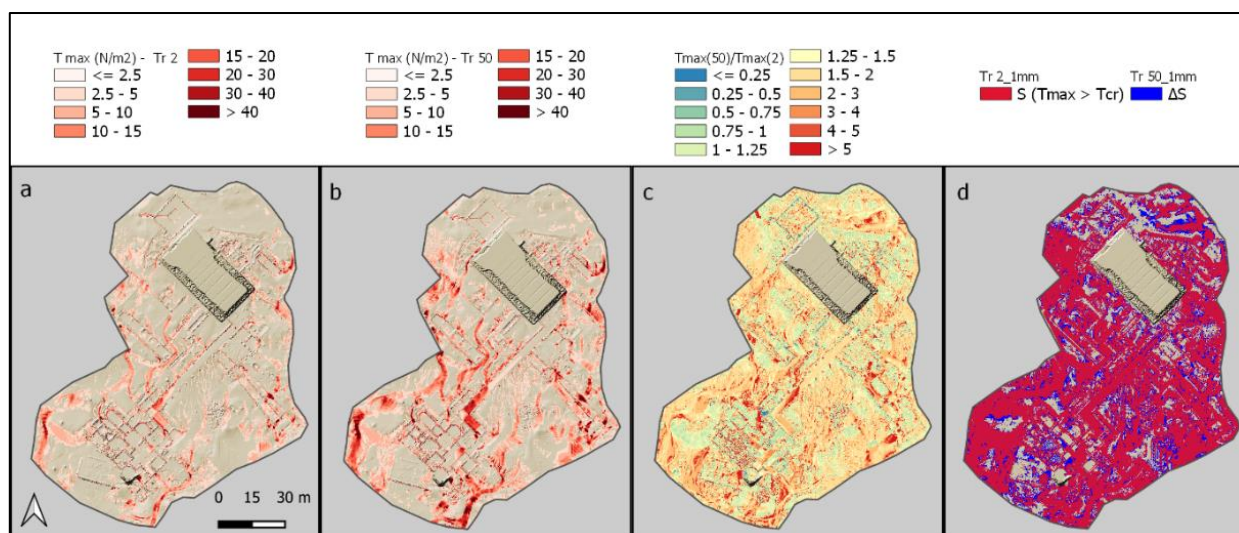


Figura 5-8: Mappe degli sforzi di trascinamento.

Le estensioni di tali aree sono riportate in tabella 5-1. Da mappe di questo tipo è possibile individuare le zone del sito più vulnerabili, che possono essere compromesse sia in occasione di eventi frequenti sia in caso di eventi estremi e le superfici a rischio.

Tabella 5.1: Estensione delle superfici per le quali le particelle di sabbia di diametro pari a 1 mm sono soggette a valori dello sforzo di trascinamento superiori a quello critico (l'estensione totale del sito è di 17643 m²).

Tr = 2 anni	Tr = 50 anni	Incremento ΔS (da 2 a 50 anni)
11628 m ² - 66%	13832 m ² - 78 %	+ 12%

Ulteriori indagini possono prevedere il confronto dei valori degli sforzi di trascinamento di calcolo con quelli critici per i materiali presenti all'interno del sito, a supporto della scelta delle tecniche più adeguate alla protezione di elementi architettonici particolarmente pregiati come ad esempio le pavimentazioni a mosaico.

5.7 Conclusioni

I siti archeologici sono estremamente vulnerabili agli impatti degli eventi meteorologici. Le analisi proposte in questo capitolo sono finalizzate alla valutazione dei possibili effetti meccanici di ruscellamento superficiale indotto da piogge frequenti per uno dei siti del complesso archeologico di Tarraco dell'UNESCO, la Villa Romana di Els Munts (Altafulla, Spagna), mediante l'applicazione di un modello numerico idrodinamico bidimensionale. L'analisi, supportata da rilievi ad elevata risoluzione, è eseguita a scala di sito. I risultati della modellazione consentono di evidenziare non

solo la distribuzione dei valori di profondità e velocità, ma anche la distribuzione degli sforzi di trascinamento, che risulta più efficace per l'identificazione degli elementi archeologici più vulnerabili all'interno del sito di studio. In questa applicazione, in particolare, è stata valutata la vulnerabilità del sito in relazione alla potenziale mobilitazione dei sedimenti in occasione di piogge frequenti. I risultati hanno evidenziato che anche per scenari ad elevata probabilità di accadimento ($T_r=2$ anni), i valori degli sforzi di trascinamento risulterebbero sufficienti per innescare il sollevamento delle particelle di sabbia su più della metà della superficie del sito archeologico. Ciò suggerisce che i criteri di vulnerabilità debbano essere stabiliti in base alle peculiarità dell'elemento a rischio e alla causa che ne provoca il danneggiamento. Un approccio idrodinamico di tipo *rain on grid* può rappresentare uno strumento efficace per supportare la progettazione di interventi di difesa e protezione del sito e di adattamento ai cambiamenti climatici.

Bibliografía

1. Armanini, A. (2005). Principi di Idraulica Fluviale. Bios; 2° edizione
2. Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., ... & Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 30(1), 1-10.
3. Kaspersen, P. S., & Halsnæs, K. (2017). Integrated climate change risk assessment: A practical application for urban flooding during extreme precipitation. *Climate Services*, 6,55–64.
4. Musumeci, R. E., Foti, E., Rosi, D. L., Sanfilippo, M., Stancanelli, L. M., Iuppa, C., ... & Patane, D. (2021). Debris-flow hazard assessment at the archaeological UNESCO world heritage site of Villa Romana del Casale (Sicily, Italy). *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 64, 102509.
5. Ravankhah, M., de Wit, R., Argyriou, A. V., Chliaoutakis, A., Revez, M. J., Birkmann, J. Žuvela-Aloise, M., Sarris, A., Tzigounaki, A., & Giapitsoglou, K. (2019). Integrated assessment of natural hazards, including Climate Change's influences, for cultural heritage sites: The case of the historic Centre of Rethymno in Greece. *International Journal of Disaster Risk Science*, 10(3), 343–361.
6. Rodríguez, R., Navarro X., Casas M. C., Ribalaygua J., Russo B., Pouget L., Redaño A. (2014). Influence of climate change on IDF curves for the metropolitan area of Barcelona (Spain). *International Journal of Climatology*. Royal Meteorological Society. Vol. 34, No. 3, 643-654.
7. Sesana, E., Gagnon A.S., Ciantelli C., Cassar J.A., Hughes J.J. (2021). Climate change impacts on cultural heritage: A literature review. *WIREs Clim Change*; 12:e710.
8. Temez, J. R. (1978). *Calculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales*. Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo. España. ISBN: 84-7433-040-8.
9. Taccone, F., Antoine, G., Delestre, O., & Goutal, N. (2020). A new criterion for the evaluation of the velocity field for rainfall-runoff modelling using a shallow-water model. *Advances in Water Resources*, 140, 103581.

Conclusioni

La possibilità di disporre oggi di dati territoriali di buona qualità e strumenti di calcolo altamente performanti, spinge verso la ricerca di criteri e l'affinamento di metodi a supporto di analisi territoriali di dettaglio. In particolare, nell'ambito dei rischi naturali, le disposizioni Europee e Nazionali rivolgono particolare attenzione al problema delle alluvioni e dei loro effetti al suolo. La Direttiva sulle Alluvioni (*Flood Directive 2007/60/CE*) incoraggia verso l'uso delle migliori tecnologie per la redazione delle mappe della pericolosità, considerate strumenti fondamentali per la pianificazione e la gestione del rischio. In ambito tecnico, tuttavia, continua a prevalere l'uso di approcci tradizionali, generalmente basati su modelli semplificati, la cui applicazione, limitata a pochi tratti fluviali di interesse, non consente una valutazione della pericolosità che guardi al bacino idrografico nella sua interezza. La ricerca scientifica sta rivolgendo l'attenzione verso nuovi metodi di indagine che includano una più dettagliata e rigorosa descrizione fisico-matematica dei fenomeni di piena e degli impatti al suolo. La modellazione idrodinamica, basata sulle equazioni del moto vario bidimensionali complete, ormai diffusa in ambito accademico, è oggi considerata lo strumento più adeguato per lo studio dei fenomeni di allagamento in presenza di topografia complessa. In particolare, un modello completo, dotato di robusti algoritmi di tipo *shock-capturing*, per la descrizione delle discontinuità, consente, a differenza di modelli semplificati, di descrivere in modo più affidabile la dinamica della corrente e l'evoluzione temporale delle grandezze idrodinamiche. Un approccio basato sull'attivazione delle equazioni del modello a partire da un input pluviometrico distribuito, già impiegato in letteratura per la ricostruzione di eventi alluvionali occorsi in passato, rappresenta una strada relativamente poco esplorata nell'ambito della mappatura della pericolosità idraulica a scala di bacino. Come discusso al Capitolo 1 l'applicazione di un modello di tipo *rainfall on grid* (o *direct rainfall*) a scala di bacino presenta numerose questioni aperte e alcune di esse sono state affrontate in questo lavoro di tesi.

Un primo contributo significativo riguarda l'individuazione delle aree a potenziale rischio da alluvione a scala di bacino, attività preliminare agli studi di pericolosità. Il *workflow* messo a punto prevede la definizione di uno scenario di pioggia estremo che consenta la delimitazione della massima estensione dei livelli di piena riconducibili ad uno scenario limite, accettabile nell'ambito delle analisi del rischio. L'approccio proposto sovverte il tradizionale *modus operandi* nel contesto dell'individuazione delle aree inondabili che insiste su una selezione aprioristica dei tratti fluviali su cui eseguire studi di maggiore dettaglio. L'individuazione sull'intero bacino idrografico di aree potenzialmente attive dal punto di vista idrodinamico consente infatti di includere nell'individuazione

anche i tratti minori, solitamente trascurati, ma in grado di contribuire significativamente alla pericolosità. La porzione di dominio compresa all'interno dell'area preliminarmente individuata potrà essere successivamente affinata, ricorrendo ad esempio all'uso di una griglia di tipo *Quadtree*, con i vantaggi evidenziati con l'esempio riportato nell'appendice A del Capitolo 2. Su questo nuovo dominio, potranno essere poi eseguite simulazioni via via più dettagliate, di tipo a evento, basate su condizioni al contorno di natura idrologica, finalizzate alla perimetrazione delle aree inondabili a prefissata pericolosità, quindi per tempi di ritorno prestabiliti.

A tal fine, i metodi proposti al Capitolo 3, nell'ambito delle analisi di tipo predittivo, possono trovare applicazione a casi studio relativi a bacini di dimensioni medio-piccole e dove siano disponibili dati sufficienti per la calibrazione. Per questi bacini, infatti, i fenomeni che determinano l'evoluzione di un evento alluvionale sono caratterizzati da una variabilità spaziale meno incerta, in quanto gli eventi critici di precipitazione tendono a interessare, in molti casi, l'intero bacino. Le limitate dimensioni dei bacini considerati all'interno della tesi, consentono una modellazione semplificata della risposta idrologica dei suoli, in quanto la variabilità delle caratteristiche geolitologiche e di uso del suolo può essere ben interpretata con modelli idrologici distribuiti o, talvolta, anche con i più semplici aggregati modelli parametrici. Con l'applicazione al caso di Soverato, si è visto come, mentre per analisi di tipo ricostruttivo, in presenza di dati affidabili, sia sufficiente una attenta calibrazione dei parametri per ottenere risultati soddisfacenti, nell'ambito delle analisi di natura predittiva diventa necessario disporre di input pluviometrici ben progettati e diventa più importante la corretta valutazione degli assorbimenti al suolo. Ciò in particolare per la zona valliva del corso d'acqua, in presenza di aree pianeggianti, dove l'estensione dell'inondazione diventa più sensibile al volume dell'onda di piena.

L'affinamento di un modello caratterizzato da una base fisica rigorosa può anche prevedere, come mostrato al Capitolo 4, l'inclusione di singolarità e dei loro effetti sulle dinamiche della piena. Generalmente, le opere di attraversamento che possono interagire con la corrente sono trascurate nell'ambito delle applicazioni a scala territoriale vasta; in alcuni casi però possono esercitare un ruolo determinante nell'evoluzione del fenomeno. Il *flow-chart* ed il metodo equivalente mostrati nel Capitolo 4 consentono di guidare e agevolare l'inclusione all'interno del modello degli effetti idraulici indotti dall'ostruzione di un ponte o di una strettoia, ad opera di detriti o materiale legnoso, e della sua repentina disostruzione. In particolare, questo secondo aspetto, che desta notevole attenzione in campo sperimentale, non era mai stato affrontato nell'ambito della modellistica numerica idrodinamica a scala di bacino. L'inclusione degli effetti indotti dall'occlusione e dalla repentina disostruzione del ponte, mediante l'impiego del metodo messo a punto, ha consentito una ricostruzione numerica dell'evento di Soverato più fedele alle testimonianze dei superstiti.

L'inclusione nel modello dell'effetto della distruzione ha inoltre permesso di evidenziare l'effetto di aggravio della piena in termini di impulsività, caratteristica che può essere determinante ai fini di una valutazione "dinamica" della vulnerabilità.

La questione della vulnerabilità associata ad eventi di pioggia diretta è stata affrontata nel Capitolo 5. Con riferimento al caso studio della Villa di Els Munts, patrimonio mondiale dell'UNESCO, è stato evidenziato come sia gli scenari di riferimento per la valutazione della pericolosità, sia i criteri di calcolo della vulnerabilità non possano essere stabiliti in maniera generica, cioè indipendentemente dall'elemento esposto a rischio. Nel caso dei beni culturali esposti all'azione erosiva connessa al ruscellamento, occorre valutare anche l'effetto di piogge frequenti, essendo capaci anch'esse di provocare danni consistenti. Per le analisi di vulnerabilità per questa categoria di beni esposti occorre anche ricorrere a grandezze, come gli sforzi tangenziali, che risultano da combinazioni di tiranti e velocità. La corretta valutazione di queste ultime in particolare richiede l'uso di un modello fisicamente basato e sufficientemente accurato unitamente a una griglia di calcolo molto dettagliata.

I criteri di analisi proposti in questo lavoro possono trovare applicazione in contesti territoriali come quello Calabrese, dove l'impiego di metodi indiretti, basati cioè sull'uso delle serie storiche di precipitazione, più numerose e consistenti delle registrazioni di portata, può essere una valida alternativa ai metodi diretti per la stima della portata di piena riconducibile a prefissati tempi di ritorno. Considerando accettabile l'ipotesi di isofrequenza tra piogge e portate, per bacini di limitata estensione, l'uso di un modello di tipo "*direct rainfall*" può ancora essere considerato un metodo "di frontiera" nell'ambito delle tecniche indirette per le analisi di pericolosità da alluvione a scala di bacino. Il consolidamento dei criteri di analisi e l'estensione dei metodi proposti a bacini in cui diventi determinante la variabilità spaziale dei campi di pioggia e dei meccanismi di formazione del deflusso superficiale è un campo di ricerca nuovo, che può essere esplorato solo attraverso una collaborazione sinergica con le scienze idrologiche.