

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA A23: UDINE - TARVISIO

LAVORI DI RIPRISTINO DEL PONTE SUL RIO GLAGNÒ

Progressiva km. 67+212

(Opera 23.09.0199.0.1e2)

CUP: - CIG: - Codice progetto 0 5 1 9

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO 2

Codice elaborato

PE R 18

Scala

Emissione

Data 14.08.2022

Redatto StN

Controllato A.N.

Approvato A.N.

Titolo elaborato

Relazione idraulica

Nome file

Cartiglio relazioni LOTTO 2.dwg

Firme

PROGETTISTA

dott. ing. Alberto Novarin

CONSULENTE SPECIALISTICO

dott. ing. Matteo Nicolini



COMMITTENTE:

Autostrade per l'Italia SpA

Documento sottoscritto digitalmente

Stampa conforme all'elaborato firmato digitalmente

Rev.	Data	Redatto	Controllato	Approvato	Oggetto revisione
01					
02					
03					
04					
05					



Studio Novarin s.a.s.

via Daniele Manin, 10 - 33100 Udine - ☎ 0432 421013 - ✉ studio@novarin.net

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRÀ ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO DELLO STUDIO NOVARIN. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARÀ PUNITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF STUDIO NOVARIN. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW.

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

autostrade // *per l'italia*

AUTOSTRADA (A23) : UDINE – TARVISIO

TRATTO: CARNIA – PONTEBBA

**Lavori di ripristino del viadotto Rio Glagnò
(progressiva km 67 + 212)**

ANALISI IDRODINAMICA E MORFODINAMICA SU MODELLO NUMERICO BIDIMENSIONALE

Dott. ing. Matteo Nicolini
Via Rauscedo, 5 – 33100 Udine
matteo.nicolini@ingpec.eu

Rev.01 – 02.04.2020

Indice

Premesse e obiettivi dello studio	
1. MATERIALI E METODI.....	1.1
1.1 Materiale utilizzato.....	1.1
1.2 Metodologia di lavoro.....	1.1
2. IL FIUME FELLA E LA CARATTERIZZAZIONE DEL TRATTO DI STUDIO.....	2.1
2.1 Inquadramento generale.....	2.1
2.2 Descrizione del tratto oggetto di studio.....	2.3
2.3 Valutazione della pericolosità da dinamica morfologica nel tratto in esame.....	2.8
2.4 Analisi idrologica.....	2.16
2.5 L'evento dell'agosto 2003.....	2.18
3. MODELLAZIONE MORFODINAMICA BIDIMENSIONALE PER L'INDIVIDUAZIONE PRELIMINARE DELLE DINAMICHE EVOLUTIVE DELL'ALVEO.....	3.1
3.1 Approccio utilizzato.....	3.1
3.2 Il modello morfodinamico con il software CAESAR_LISFLOOD: dati in input.....	3.1
3.3 Simulazioni effettuate e risultati ottenuti.....	3.6
4. MODELLO IDRODINAMICO BIDIMENSIONALE A FONDO MOBILE.....	4.1
4.1 Dominio computazionale e creazione della griglia di calcolo.....	4.1
4.2 Quotatura della mesh.....	4.4
4.3 Software adottato.....	4.4
4.4 Dati in input e parametri.....	4.5
4.5 Risultati ottenuti: stato di fatto.....	4.10
4.6 Risultati ottenuti: stato di progetto.....	4.21
4.7 Considerazioni sui risultati.....	4.50
APPENDICI	
A. PROCEDURA HEC-18	
B. ESTRATTO HEC-18 E SCHEDE DI VALUTAZIONE DELL'EROSIONE LOCALIZZATA AL PIEDE DELLE NUOVE PROTEZIONI SULLE PILE DEL VIADOTTO	
C1. IL SOFTWARE CAESAR-LISFLOOD-FP 2D	
C2. IL SOFTWARE SEDIMENTATION AND RIVER HYDRAULICS – TWO DIMENSIONAL RIVER FLOW MODELING (SRH-2D)	

PREMESSE E OBIETTIVI DELLO STUDIO

PREMESSE

Nell'ambito del *Progetto definitivo relativo ai Lavori di ripristino del viadotto Rio Glagnò (progressiva km 67+212 – Opera 23.09.0199.0.1e2)*, lo scrivente ha implementato un modello morfodinamico di lungo periodo e un modello idrodinamico a fondo mobile a scala di evento (entrambi di tipo bidimensionale) per l'analisi dello stato di fatto e per la verifica degli effetti conseguenti alla realizzazione di strutture di protezione sulle pile di detto attraversamento. E' inoltre stata valutata la possibilità di realizzazione di alcuni pennelli a difesa dell'opera appena ultimata per il ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò (SPEA Engineering, 2019).

Il presente documento riporta i risultati della modellazione numerica riferita ai due scenari relativi allo stato di fatto e a quello di progetto, con riferimento agli interventi analizzati.

Il progetto si inserisce in un particolare contesto ambientale: il fiume Fella, e il fiume Tagliamento, proprio per la loro irregolarità nel regime delle portate e per il ridotto impatto antropico delle opere di sistemazione e sfruttamento, possono a pieno titolo essere considerati un 'laboratorio naturale' che presenta, oggi, le connotazioni tipiche che avevano la maggior parte dei fiumi Alpino-Mediterranei prima della loro regolazione, in particolare la caratteristica di *braiding* (intrecciamento) dell'alveo: i fiumi a canali intrecciati in alveo ghiaioso presentano più filoni separati da barre e isole, e possiedono rive mobili.

L'erosione di barre e isole, la deposizione dei sedimenti, l'avulsione dei canali, la mobilitazione e la deposizione di materiale legnoso di grandi dimensioni e lo sviluppo di zone vegetate rendono l'alveo fluviale altamente dinamico. Inoltre, le interazioni fra suolo e acque superficiali aggiungono un'altra dimensione al complesso mosaico di elementi acquatici, delle zone umide e di quelle terrestri, consentendo a molte specie di coesistere all'interno di un singolo ambiente fluviale.

In questi ultimi anni, alcune ricerche svolte sul fiume Tagliamento (considerato come l'ultimo corridoio fluviale naturalistico d'Europa) hanno mostrato come l'applicazione di nuove tecnologie e di differenti approcci metodologici possano condurre ad una migliore comprensione dei fenomeni in atto che, nel loro complesso, determinano le tendenze evolutive del corso d'acqua.

In un tale contesto, un problema tuttora aperto riguarda l'identificazione dei possibili criteri sia per l'intervento puntuale che per la sistemazione a scala di tratto in modo da coniugare l'esigenza di messa in sicurezza con i moderni criteri della riqualificazione fluviale. E' proprio in tal senso che si inserisce tale documento, in particolar modo per quel che concerne la modellazione di tipo morfodinamico.

OBIETTIVI DELLO STUDIO

I principali obiettivi sono i seguenti:

- 1) mettere a punto un modello numerico bidimensionale di tipo morfodinamico in grado di descrivere le l'evoluzione del corso d'acqua avvenuta in questi ultimi anni;

- 2) implementare un modello idrodinamico a fondo mobile, da un lato, per analizzare con elevato grado di dettaglio i campi di profondità e velocità della corrente in prossimità delle opere di difesa oggetto di progettazione e, dall'altro, per valutare le tendenze erosive o deposizionali (a scala di evento) in corrispondenza delle stesse.

ORGANIZZAZIONE DEL DOCUMENTO

La presente relazione si suddivide in quattro capitoli e tre appendici, delle quali alcune ulteriormente suddivise in sottosezioni.

Il primo Capitolo 1 sintetizza i materiali impiegati ai fini dello studio e la metodologia adottata. Il Capitolo 2 descrive il fiume Fella con alcune particolari caratteristiche del tratto oggetto di studio. Nel capitolo vengono anche sinteticamente riportati i risultati derivanti dall'applicazione di una recente metodologia volta alla quantificazione della pericolosità da dinamica morfologica nel tratto in esame. Il capitolo si conclude con alcune valutazioni idrologiche, specialmente per quel riguarda la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica.

Il Capitolo 3 riassume l'implementazione del modello morfodinamico, che ha permesso di effettuare simulazioni di lunghi orizzonti temporali (dieci anni, ovvero dal 2010 al 2019) in tempi computazionali ragionevoli (circa 14 giorni), al fine di analizzare la recente storia evolutiva del tratto di interesse del corso d'acqua. In particolare, la modellazione numerica ha permesso di evidenziare il progressivo spostamento verso la sponda destra che ha subito il filone principale della corrente, con conseguenti fenomeni erosivi al piede della scarpata.

Il Capitolo 4 descrive lo sviluppo del modello idrodinamico a fondo mobile, a partire dalla realizzazione della mesh di calcolo, con particolare cura dei dettagli quali le pile dei ponti e le opere di difesa spondale. Viene poi descritto il funzionamento del modello a scala di evento, utile per valutare le tendenze erosive o deposizionali in corrispondenza delle opere di difesa. Sono quindi riportati i risultati ottenuti allo stato di fatto (con riferimento alla piena centenaria) e in quello di progetto, sia per la piena con $Tr = 100$ che con quella bicentenaria. Il capitolo rimanda quindi all'Appendice B per la stima della profondità di erosione sulle nuove protezioni delle pile del viadotto effettuata con la metodologia standard statunitense HEC-18, utile confronto con i risultati ottenuti dalla modellazione numerica.

Il documento è corredato di tre appendici: l'Appendice A riporta la metodologia HEC-18, adottata per la valutazione dell'erosione sulle pile dei ponti. L'Appendice B contiene le schede sintetiche con i risultati relativi alla valutazione delle erosioni previste sulle opere in progetto ai fini della protezione delle fondazioni delle pile del viadotto. Le Appendici C1 e C2 descrivono i codici di calcolo adottati ai fini della modellazione, rispettivamente, morfodinamica (CAESAR-LISFLOOD) e idrodinamica a fondo mobile (SRH-2D).

1. MATERIALI E METODI

1.1 MATERIALE UTILIZZATO

Il materiale raccolto ai fini del presente studio può essere suddiviso nelle seguenti categorie:

- 1) dati disponibili direttamente da Enti o da siti istituzionali (Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, Autorità di Distretto Idrografico, ex Provincia di Udine, ecc.);
- 2) dati forniti da Autostrade per l'Italia e, in particolare, relativi al Progetto esecutivo a cura di SPEA Engineering inerente i “Lavori di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò (A23 km 67+212 carreggiata dx) e della relativa opera di protezione fluviale”;
- 3) dati, informazioni, studi e ricerche desumibili da produzione scientifica reperibile a livello nazionale e internazionale;
- 4) dati rilevati direttamente in campagna (campionamenti del materiale d'alveo, rilievi topografici e con l'ausilio di droni).

E' bene evidenziare come, con riferimento al punto 3, tra le numerose ricerche effettuate a livello internazionale sul bacino del fiume Tagliamento, negli ultimi anni c'è stato un crescente interesse riguardo alla relazione fra le dinamiche vegetazionali e i processi morfodinamici e di trasporto all'interno dell'alveo. Gli studi si sono focalizzati sull'analisi di specifici processi, quali la stabilità delle rive, la formazione di isole, nonché sul ruolo giocato dalla vegetazione sulle dinamiche e sulla morfologia degli alvei.

1.2 METODOLOGIA DI LAVORO

Oltre alla fase preliminare di raccolta dati, il presente lavoro può essere suddiviso in due fasi principali relative alla implementazione, rispettivamente, del modello morfodinamico di lungo periodo e di quello idrodinamico a fondo mobile per l'analisi degli effetti a scala di evento. Viene di seguito descritto l'approccio metodologico utilizzato.

1.2.1 Sviluppo del modello morfodinamico di lungo periodo

Le simulazioni morfodinamiche sono state effettuate con il software CAESAR-Lisflood¹ (v. Appendice C1), un recente programma nato dalla fusione di due codici che presenta il grande vantaggio di velocizzare i tempi computazionali nelle simulazioni di lungo periodo.

¹T.J. Coulthard et al. (2013). Integrating the LISFLOOD-FP 2D hydrodynamic model with the CAESAR model: implications for modelling landscape evolution. *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 38, 1897–1906.

In particolare, il software nasce dalla modifica delle equazioni idrodinamiche di CAESAR (Cellular Automaton Evolutionary And Slope And River)² con quelle più complete alle acque basse del codice LISFLOOD-FP³, per coniugare le potenzialità di analisi idrodinamica delle shallow water equations con la possibilità di analisi a lungo termine dell'evoluzione morfodinamica di un corso d'acqua.

Come ampiamente documentato da numerose ricerche, le dinamiche evolutive dei fiumi a canali intrecciati sono tali da dipendere fortemente non solo dai principali fenomeni di piena, ma anche dagli eventi a partire da tempi di ritorno dell'ordine di alcuni mesi, per i quali si iniziano ad avere le prime attività morfologiche nei filoni interessati dai maggiori valori delle velocità della corrente.

Ai fini dello studio delle dinamiche evolutive del recente passato, si è quindi ritenuto più idoneo un approccio che permettesse l'analisi morfodinamica di lungo periodo, per poter cogliere gli effetti indotti dalla combinazione di numerosi eventi e caratterizzati da tempi di ritorno variabili in un ampio range.

Le simulazioni sono quindi state effettuate su una griglia computazionale che, rispetto a quella del modello idrodinamico, è caratterizzata da elementi quadrati aventi lato con dimensione di 10 m, in modo da ottenere un adeguato compromesso tra esigenze di accuratezza dei risultati e tempi computazionali.

Le simulazioni hanno contemplato un orizzonte temporale di 10 anni (2010-2019), in modo da includere l'intera serie dei deflussi contenente un ampio spettro di eventi.

1.2.2 Sviluppo del modello idrodinamico a fondo mobile (a scala di evento)

Il modello idrodinamico è stato implementato con l'ausilio del software SRH-2D⁴ (v. Appendice C2), un codice di calcolo bidimensionale che integra le equazioni alle acque basse (*shallow water equations*) con la tecnica dei volumi finiti. La mesh di calcolo è stata realizzata con il software SMS 11.0, utile anche per agevolare la definizione delle zone a differente scabrezza e la posizione delle condizioni al contorno.

Il dominio di calcolo, che si estende per circa 4.5 km dal ponte di Moggio Udinese fino al ponte ferroviario a monte della zona industriale-artigianale di Carnia, copre un'area di 1.6 km², ed è stato modellato con elementi misti triangolari e quadrangolari, aventi lato variabile tra 0.8 e 10 metri, cercando un appropriato compromesso fra la necessità di rappresentare accuratamente il campo di moto attorno alle pile dei viadotti e alle opere di difesa e le esigenze di contenere i tempi computazionali del modello a fondo mobile a scala di evento (implementato sempre con il codice SRH-2D). Il numero complessivo di elementi della mesh è pari a 71300, mentre il numero di nodi 62190, valori che richiedono tempi computazionali di circa 1 ora per simulare 3 ore

²T.J. Coulthard et al. (2002). A cellular model of Holocene upland river basin and alluvial fan evolution. *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 27, 269–288.

³P.D. Bates et al. (2010). A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. *Journal of Hydrology*, Vol. 387, 33–45.

⁴SRH-2D version 2: Theory and User's Manual, Sedimentation and River Hydraulics – Two Dimensional River Flow Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, November 2008, [http:// www.usbr.gov](http://www.usbr.gov)

di tempo reale⁵ (i tempi CPU dipendono dall'entità delle portate, e quindi dalla quantità delle celle effettivamente 'bagnate', cioè interessate dall'acqua).

La quotatura della mesh, è stata effettuata a partire dal rilievo laser-scan condotto nel corso del mese di Febbraio 2020, poi integrato con successivi rilievi puntuali per la corretta rappresentazione geometrica delle pile e relative fondazioni dei viadotti.

Le simulazioni a fondo mobile a scala di evento sono sempre state effettuate con il software SRH-2D (sfruttando il nuovo solutore⁶, v. Appendice C2), ed è stato utilizzato per l'analisi preliminare delle tendenze erosive e/o deposizionali limitatamente alla scala di evento, valutando quindi gli effetti conseguenti a determinati eventi di piena.

Ai fini cautelativi, si sono anche valutate le profondità di erosione sulle opere di protezione delle fondazioni delle pile del viadotto, adottando la procedura standard HEC-18 dell'ente statunitense FEHA (Federal Highway Administration, descritta in Appendice A), e riportate in Appendice B.

⁵Il codice non è parallelizzato. I tempi CPU si riferiscono ad un processore Intel core i7 @3.80 GHz.

⁶ SRH-2D version 3: User's Manual, Sediment Transport and Mobile-Bed Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, June 2019, <http://www.usbr.gov>

2. IL FIUME FELLA E LA CARATTERIZZAZIONE DEL TRATTO DI STUDIO

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE¹

Il fiume Fella (Figura 2.1) nasce presso Camporosso in Valcanale, dall'unione dei Rii Fella e Cella, che scendono dal versante nord sopra la Sella di Camporosso. A monte di Ugovizza è alimentato dal torrente Saisera, suo primo grosso affluente, che drena i massicci dello Jof Fuart e del Montasio.

Presso Ugovizza il Fella riceve il rio Uque che, con una serie di numerosi affluenti, drena un bacino abbastanza ampio. Presso Pontebba il fiume riceve il torrente Pontebbana, lungo 14 km ed alimentato da alcune sorgenti del Pian di Lanza e da alcuni importanti affluenti, quali il rio Studena e il rio Bombaso.

Il fiume Fella piega quindi verso sud e fino a Chiusaforte scorre in una valle profonda, lungo la quale riceve in sinistra il torrente Dogna e il torrente Raccolana. Dalla stretta di Chiusaforte a Moggio Udinese, il Fella piega nuovamente verso ovest, dapprima riallargandosi e quindi restringendosi a seconda dell'ampiezza del fondovalle che tende ad occupare per tutta la larghezza. In destra riceve consistenti contributi da parte dell'Alba e dell'Aupa, ed in sinistra dal Resia.

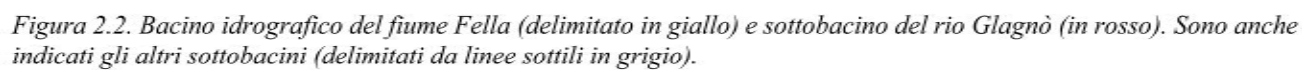
Superata la conca di Moggio, dove riceve il Glagnò (Figura 2.2), ultimo affluente di una certa importanza, il Fella piega verso sud e confluisce nel Tagliamento tra Amaro e Stazione per la Carnia.

Il fiume ha una lunghezza complessiva di circa 50 km ed una superficie drenata di quasi 700 km².



Figura 2.1. Inquadramento idrografico dell'alto Tagliamento, con evidenziato il bacino del fiume Fella (in giallo) e il sottobacino del rio Glagnò (in rosso).

¹Tratto dalla Relazione generale del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del sottobacino del fiume Fella, Allegato alla delibera n. 1 del Comitato Istituzionale del 22.12.2014.



2.2 DESCRIZIONE DEL TRATTO OGGETTO DI STUDIO

Il tratto oggetto di studio va dal ponte della ex SP112 (ora SR UD 112) fino al ponte ferroviario a monte della zona industriale – artigianale di Amaro (5 km circa). Il tratto si presenta semiconfinato ed è caratterizzato da una morfologia fluviale di tipo sinuoso a barre alternate.

Dal punto di vista planimetrico (Figura 2.3) il tratto è caratterizzato, in questi ultimi anni, da una variazione di larghezza e un arretramento spondale medio-bassi, mentre rispetto agli anni '50 la larghezza si è drasticamente ridotta, soprattutto nella parte alta del tratto. Data la presenza di una vasta isola nell'alveo del '54, si è ipotizzato che in passato la morfologia del tratto fosse wandering o addirittura a canali intrecciati, e che questa morfologia con la riduzione di larghezza si sia evoluta in sinuosa a barre alternate.

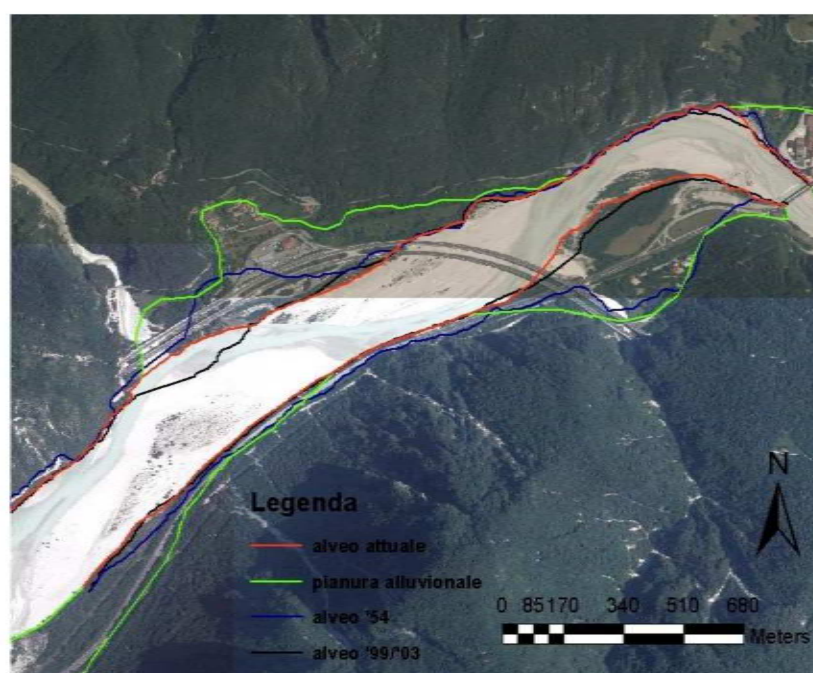


Figura 2.3. Panoramica del tratto oggetto di studio nella quale sono riportati i limiti dell'alveo attuale (in rosso), dell'alveo nel 1954 (in blu), dell'alveo nel 199/2003 (in nero) e la piana alluvionale (in verde). Immagine tratta da M. Palma: Valutazione della pericolosità da dinamica morfologica nei fiumi Tagliamento e Fella, Tesi di Laurea, Università di Padova, 2014).

Le tendenze altimetriche dell'alveo si risolvono in un'evidente sedimentazione nel periodo recente, contemporanea (e probabilmente causa) di un deciso spostamento del filone verso la sponda destra in corrispondenza della confluenza con il rio Glagnò.

Le Figure 2.4-2.6 riportano la sequenza delle ortofoto desumibili da Google Earth e relative, rispettivamente, agli anni 2006, 2013 e 2016: dalle figure è ben evidente il fenomeno di formazione di una rilevante barra vegetata in sinistra idrografica e il contemporaneo shiftamento del filone verso destra.



Figura 2.4. Ortofoto Google Earth riferita all'ottobre 2006.



Figura 2.5. Ortofoto Google Earth riferita al gennaio 2013.

Lo spostamento del filone ha determinato una sempre più marcata azione erosiva che, negli ultimi anni, si è trasformata in un pericoloso fenomeno di sottoescavazione sia del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto, sia delle fondazioni di alcune pile. Tali fenomeni hanno indotto Autostrade per l'Italia S.p.A. alla realizzazione di una serie di lavori urgenti per il ripristino di detto muro, tramite i seguenti interventi:

- spostamento del letto di magra del fiume Fella per allontanarlo dal muro esistente e riportarlo nella sede nella posizione antecedente all'erosione del medesimo muro;
- riprofilatura della sponda del fiume che sosteneva il muro con il materiale d'alveo;

- realizzazione della sistemazione idraulica con massi naturali davanti al muro per ripristinare la protezione scalzata.



Figura 2.6. Ortofoto Google Earth riferita al giugno 2016.

Tali lavori si sono conclusi recentemente, e costituiscono la prima fase di una successiva azione mirata, da un lato, alla protezione delle opere appena terminate e, dall'altra, al consolidamento e protezione delle fondazioni delle pile del viadotto.

Per quanto riguarda la protezione dell'opera a scogliera, verranno realizzati n. 5 pennelli del tipo a massi legati con sommità in corrispondenza del fondo alveo (funzione di consolidamento spondale), mentre per quel che attiene alle protezioni delle pile verranno realizzate delle contromisure per la difesa dall'escavazione dei plinti di fondazione e relativi pali, come illustrato schematicamente in Figura 2.7.

La tendenza erosiva in destra non deve comunque essere intesa come un avvenimento esclusivo di questi ultimi anni, ma bensì una conseguenza del carattere altamente non-lineare dei processi morfologici tipici della dinamica fluviale. In altri termini, l'interazione tra portate liquide, solide e l'apporto di materiali provenienti da monte, determina l'evoluzione a lungo termine dell'alveo, il cui filone principale può evolvere in modo tale da tornare, alternativamente seppure in maniera non periodica, a lambire sia la sponda destra che quella opposta.

A titolo di esempio, la Figura 2.8 riporta un'immagine tratta dalla carta di Anton Von Zach (datata 1805). Dalla figura si può notare come l'andamento del filone principale era tale da avvicinarsi notevolmente alla sponda destra in corrispondenza della confluenza con il rio Glagnò. Se si eccettua l'azione erosiva in destra (oggi giorno marcatamente più evidente), si evince una stretta analogia di allora con l'attuale configurazione che ha assunto l'alveo.

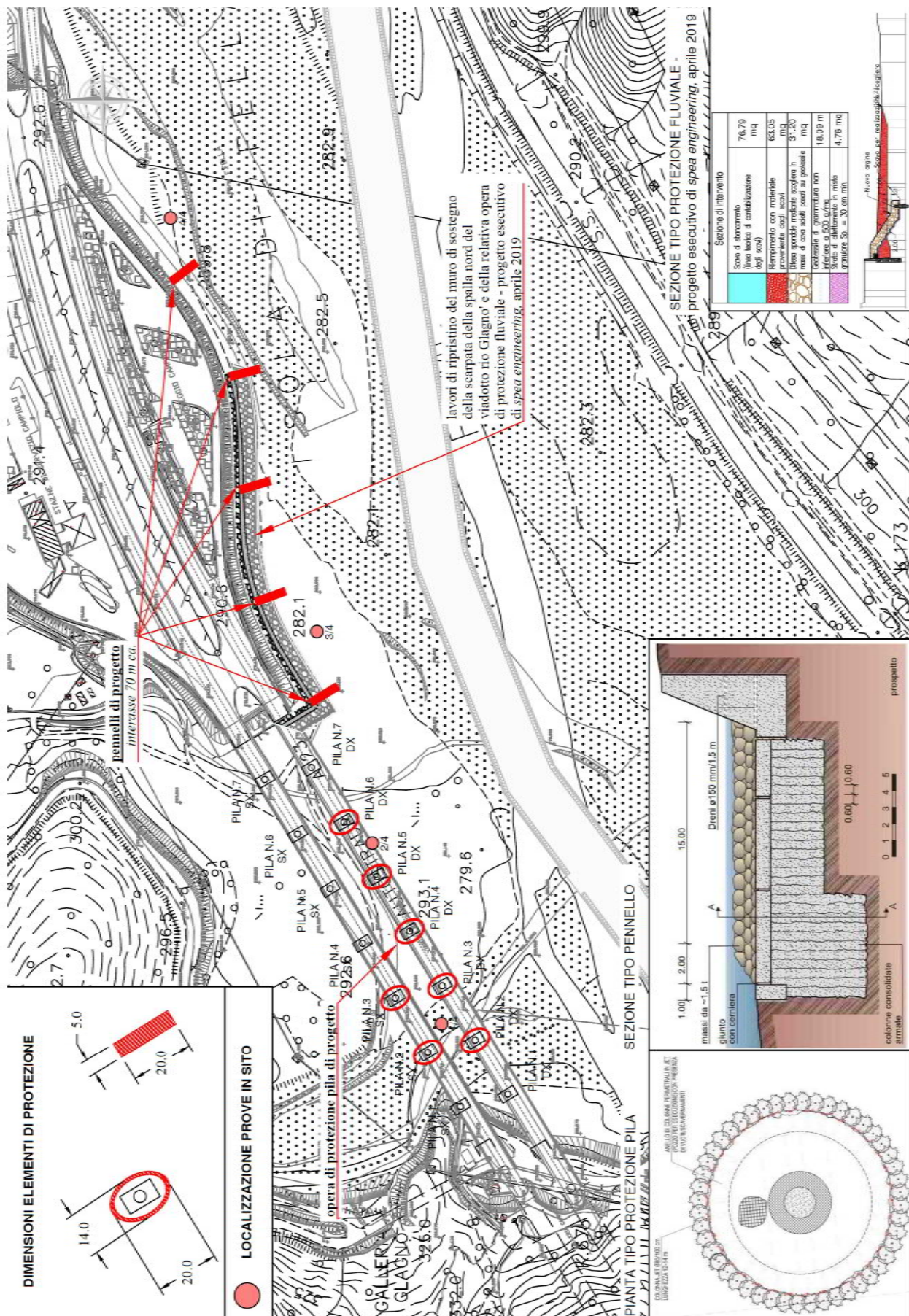




Figura 2.8. Immagine tratta dalla carta del Von Zach (1805) per la zona oggetto di studio.

2.3 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' DA DINAMICA MORFOLOGICA NEL TRATTO IN ESAME²

In questa sezione sono riportati i risultati relativi all'applicazione di due metodologie per la stima della pericolosità da dinamica morfologica, ovvero l'IDM (Indice di Dinamica Morfologica) e la CDE (Classificazione di Dinamica da Evento), differenti tra loro per struttura e per scale spazio-temporali analizzate. Questi due strumenti d'indagine si inseriscono nella metodologia di valutazione e monitoraggio morfologico nota come IDRAIM³, che rappresenta il quadro metodologico complessivo di analisi, valutazione post-monitoraggio e di definizione delle misure di mitigazione degli impatti ai fini della pianificazione integrata prevista dalle Direttive 2000/60/CE e 2007/60/CE.

Nell'ambito del tratto oggetto di studio, i risultati ottenuti hanno consentito di determinare un valore medio per quel che riguarda la dinamica morfologica (IDM) ed una classe elevata per quel che attiene alla CDE, risultati congruenti con le caratteristiche del fiume Fella in tale tratto, ovvero alta energia ed elevato trasporto solido al fondo.

Viene di seguito descritta la metodologia di indagine e sono quindi brevemente riassunti i principali risultati ottenuti.

2.3.1 Indice di Dinamica Morfologica (IDM)

L'IDM valuta le condizioni di dinamica morfologica alla media-lunga scala temporale tenendo conto sia delle variazioni morfologiche passate sia delle attuali tendenze evolutive. La valutazione si dipana attraverso tre ambiti investigativi:

- **Morfologia e processi:** riguarda le caratteristiche di alveo, fondo, sponde e tiene conto di processi e tendenze attuali e relative al passato prossimo (ultimi 15 anni circa).
- **Artificialità:** tiene conto delle opere di difesa che condizionano i processi di dinamica morfologica.
- **Variazioni morfologiche:** considerano le variazioni avvenute nell'arco di almeno mezzo secolo, valutate come indicatori di instabilità che, a rigor di logica, può tornare a manifestarsi.

La valutazione si basa sullo sviluppo di una serie di indicatori (Tabella 2.1) per ognuno dei quali sono disponibili un numero limitato di risposte (si veda il manuale IDRAIM): tra queste si sceglie quella che meglio rappresenta il dato raccolto ed elaborato tramite rilievi geomorfologici e analisi GIS.

Gli indicatori e le relative risposte sono raccolti in schede di valutazione applicabili ai tratti semiconfinati (come quello in esame) e non confinati e, per quanto riguarda le variazioni morfologiche, applicabili ai soli corsi con larghezza media maggiore di 30 metri.

²Adattato da M. Palma: Valutazione della pericolosità da dinamica morfologica nei fiumi Tagliamento e Fella, Tesi di Laurea, Università di Padova, 2014).

³IDRAIM, Sistema di valutazione idromorfologica, analisi e monitoraggio dei corsi d'acqua, Manuale 113/2014 ISPRA, rev. 2015.

SIGLA	INDICATORE	CAMPO DI APPLICAZIONE
Morfologia e Processi		
M1	Tipologia d'alveo	Tutti SC/NC
M2	Erodibilità delle sponde	Tutti SC/NC
M3	Erodibilità del fondo	Tutti SC/NC
M4	Processi di arretramento delle sponde	Tutti SC/NC
M5	Tendenze di larghezza	Tutti SC/NC
M6	Tendenze altimetriche	Tutti SC/NC
Artificialità		
A1	Difese di sponda	Tutti SC/NC
A2	Opere di rivestimento o consolidamento del fondo	Tutti SC/NC
Variazioni morfologiche		
V1	Variazione della configurazione morfologica	Solo G
V2	Variazioni di larghezza	Solo G
V3	Variazioni altimetriche	Solo G

Tabella 2.1. Indicatori da valutare per la determinazione dell'IDM. SC: alvei semiconfinati, NC: alvei non confinati, G: alvei con larghezza >30m.

Gli indicatori relativi a morfologia e processi (M1-M6) partono con l'analizzare aspetti di carattere generale, quali tipologia d'alveo ed erodibilità di sponde e fondo, per poi passare a considerare le dinamiche di arretramento delle sponde ed arrivare infine a valutare le tendenze di larghezza e del fondo alla scala degli ultimi 15 anni circa.

Gli indicatori di artificialità (A1, A2) prendono in esame gli elementi artificiali presenti nel tratto oggetto di studio, valutando la loro influenza sui processi morfologici: si tiene conto negli indicatori esclusivamente di quelle opere che esplicano una certa funzione di protezione di sponde e del fondo.

Gli indicatori di variazioni morfologiche (V1-V3) tengono conto di modifiche morfologiche, variazioni di larghezza e di quota dell'alveo avvenute prevalentemente nel corso degli ultimi 50-60 anni.

Gli indicatori forniscono, a seconda della risposta scelta, un punteggio più o meno alto (Tabella 2.2) che va a determinare la valutazione finale rappresentata dal rapporto tra il punteggio ottenuto nel tratto investigato (somma dei punteggi di ogni indicatore) e il punteggio massimo ottenibile se idealmente tutti gli indicatori avessero ottenuto il loro massimo valore. Dal punteggio massimo si escludono gli indicatori non applicati a causa della mancanza di dati o per la loro non applicabilità. Il rapporto così ottenuto permette di definire la classe di dinamica morfologica, che può essere molto bassa, bassa, media, elevata o molto elevata. In base ai punteggi ricavati per ogni indicatore, si ha anche la possibilità di calcolare sub-indici il cui scopo è evidenziare le tendenze caratteristiche o altre peculiarità all'interno del tratto: essi si suddividono in sub-indice di dinamica laterale (SDL, punteggio relativo agli indicatori che tengono conto della dinamica laterale), di dinamica verticale (SDV, che valuta gli indicatori di dinamica verticale), di morfologia e processi (SDM, che tiene conto

degli indicatori M1-M6), di artificialità (SDA, che tiene conto di A1 e A2), di variazioni morfologiche (SDV, che tiene conto di V1-V3). Si può inoltre calcolare il sub-indice di esondazione indotta (SEI) che, considerando i processi di variazione di larghezza dell'alveo (M5, V2) e di tendenza altimetrica del fondo (M6, V3), valuta la propensione all'esondazione in seguito a variazioni della morfologia dell'alveo.

Indicatori		D-	C-	B-	A	B	C	D	E
Morfologia e processi									
M1	Tipologia d'alveo [DL]	-	-	-	0	3	6	10	-
M2	Erodibilità delle sponde [DL]	-	-	-	0	2	4	6	8
M3	Erodibilità del fondo [DV]	-	-	-	0	2	4	6	8
M4	Processi di arretramento delle sponde [DL]	-	-	-	0	2	4	6	8
M5	Tendenze di larghezza [DL]	-	8	4	0	4	8	-	-
M6	Tendenze altimetriche [DV]	-	8	4	0	4	8	-	-
Artificialità									
A1	Difese di sponda [DL]	-	-	-	0	4	8	12	15
A2	Opere rivestimento o consolidamento fondo [DV]	-	-	-	0	4	8	12	15
Variazioni morfologiche									
V1	Variazioni configurazione morfologica [DL]	-	-	-	0	3	5	-	-
V2	Variazioni di larghezza [DL]	-	5	3	0	3	5	-	-
V3	Variazioni altimetriche [DV]	10	6	3	0	3	6	10	-

Tabella 2.2. Punteggi relativi agli indicatori IDM.

2.3.2 Classificazione di Dinamica da Evento (CDE)

La CDE valuta la pericolosità potenziale derivante da processi di dinamica morfologica alla scala temporale del singolo evento di piena (inteso come fenomeno di elevata magnitudo e bassa probabilità di accadimento), e si basa sull'osservazione di evidenze, differenti per alvei non confinati e per alvei semiconfinati/confinati, che permettono di seguire un percorso logico (diagramma di flusso) basato su indicatori che rivelano la tendenza di un tratto ad esser soggetto a forti modificazioni di assetto piano-altimetrico nel corso del singolo evento formativo (Figura 2.9).

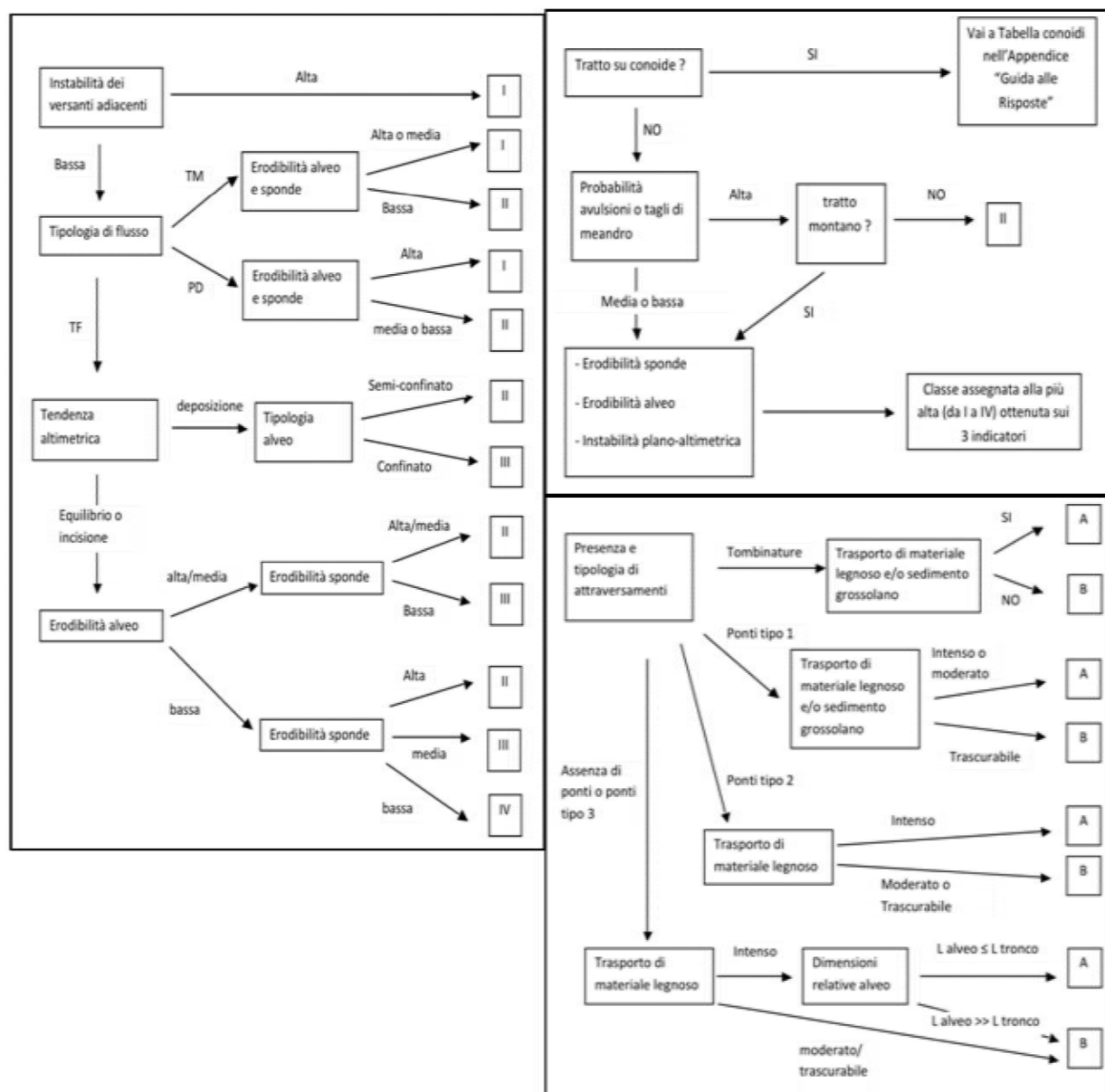


Figura 2.9. Diagrammi di flusso per la definizione della classe CDE relativi ai tratti confinati-semiconfiniti (in alto a sinistra), non confinati (in alto a destra) e alla probabilità di occlusioni (in basso a destra).

La necessità di differenziare lo studio di tratti non confinati e semiconfiniti-confinati si basa sulla presenza, per questi ultimi, dei versanti a contatto con l'alveo, che introducono un'ulteriore variabile nella determinazione della variazione morfologica, influenzata qui anche dai processi gravitativi in grado di interferire con le dinamiche fluviali. Inoltre, essendo gli alvei confinati meno soggetti per loro natura a variazioni piano-altimetriche ed essendo stati meno monitorati nel passato, per essi vengono presi in esame soltanto indicatori riguardanti lo stato attuale del bacino/tratto. Le variazioni investigate con la CDE possono essere sia morfologiche in senso stretto, ovvero dovute alla dinamica del trasporto di sedimenti (cambiamenti di forma e dimensione delle sezioni trasversali, variazioni del profilo longitudinale, migrazione delle posizioni delle sponde dell'alveo, processi di avulsione, ecc.), che inerenti il contorno complessivo dell'alveo,

includendo quindi anche eventuali accumuli di materiale legnoso che possano determinare, tramite ostruzioni di sezione, modifiche alla capacità di portata del tratto.

Questi fenomeni sono spesso la causa maggiore di pericolosità, e possono provocare, in tempi molto brevi (poche ore), forti variazioni morfologiche nel tratto soggetto all’evento e cedimenti in opere di difesa longitudinali e trasversali e in strutture di attraversamento del corso d’acqua, che possono collassare in caso di vetustà o di inadeguatezza rispetto alle dinamiche idrologiche attese.

La valutazione della CDE si basa su due fasi distinte:

- Valutazione delle variazioni morfologiche attese durante l’evento.
- Valutazione della probabilità circa il verificarsi di occlusioni in corrispondenza di sezioni critiche.

L’incrocio delle due analisi condotte porta a definire la classe della dinamica da evento (Tabella 2.3), che può essere bassa, intermedia, elevata o molto elevata (non è qui prevista la classe molto bassa, presente invece tra le possibilità di classificazione dell’indice IDM).

		Probabilità occlusioni (sezioni critiche e trasporto legno)	
		Alta (A)	Bassa (B)
entità variazioni morfologiche	Molto forti (I)	Molto elevata	Molto elevata
	Forti (II)	Molto elevata	Elevata
	Medie (III)	Elevata	Intermedia
	Lievi (IV)	Intermedia	Bassa

		Probabilità occlusioni (sezioni critiche e trasporto legno)	
		Alta (A)	Bassa (B)
entità variazioni morfologiche	Forti (II)	Elevata	Elevata
	Medie (III)	Elevata	Intermedia
	Lievi (IV)	Intermedia	Bassa

Tabella 2.3. Classificazione della dinamica da evento per tratti di ambito montano (a sinistra) e per tratti non montani (a destra).

Come per l’IDM, le analisi per gli indicatori CDE si basano su rilievi geomorfologici e su elaborazioni GIS. Una serie di schede, affini a quelle sviluppate per l’IDM, fungono da supporto nella valutazione nella fase di campo (si veda il manuale IDRAIM). Il diagramma di flusso riportato in Figura 2.9 per la procedura guidata di valutazione delle variazioni morfologiche attese per alvei confinati/semiconfinati prevede di stimare:

- Instabilità dei versanti adiacenti: è la prima evidenza da sondare; un'alta instabilità dei versanti determina, a priori, variazioni morfologiche forti a causa dei fenomeni gravitativi e del trasporto solido portato nell'alveo dagli affluenti, che possono arrivare a costituire sbarramenti temporanei.
- Tipologie di flusso: si suddividono in trasporto al fondo (TF), che prevede processi relativamente poco intensi a bassa concentrazione solida, piena di detriti (PD) quando nonostante l'intensità del processo di trasporto la concentrazione di sedimento trasportato è inferiore alla soglia di passaggio verso reologie non-newtoniane, trasporto di massa (TM) caratterizzato da concentrazioni solide molto elevate quali quelle che si verificano in eventi di *debris flow* e *mud flow*.
- Tendenza altimetrica: volta a definire la tendenza prevista all'interno dell'alveo durante un evento di piena alla deposizione di sedimento (e quindi aggradazione dell'alveo) o all'equilibrio-incisione.
- Erodibilità di alveo e sponde: fattore complementare alla tendenza altimetrica dell'alveo nella definizione delle possibili variazioni morfologiche attese.

Per quanto riguarda il diagramma relativo all'analisi di alvei non confinati (Figura 2.9), esso richiede di analizzare i seguenti aspetti:

- Tratto su conoide: la collocazione di un tratto su una superficie di conoide fluviale determina la sua trattazione specifica dovuta alla moltitudine di condizioni di flusso che si possono verificare rispetto ad altre situazioni di alvei non confinati.
- Probabilità di avulsioni e tagli di meandro: rappresentano lo spostamento di parte dell'alveo in una differente porzione di pianura e la conseguente variazione di configurazione planimetrica; in ambito di pianura, un'alta probabilità determina un'elevata variazione morfologica attesa.
- Erodibilità di alveo e sponde ed instabilità plano-altimetrica: come per i tratti confinati e semiconfinati, in assenza di altri fenomeni in grado di assegnare al tratto un'elevata valutazione di alterazione morfologica sono le variazioni legate alle sponde e all'alveo stessi a determinare la variazione morfologica.

In ultima istanza si valuta la probabilità che si verifichino occlusioni (Figura 2.9). Si valutano:

- Presenza e tipologia di attraversamenti: classificati come tombinature, ponti di tipo 1 (contraddistinti da pile in alveo aventi distanza tra di esse minore o uguale alla distanza attesa del materiale legnoso fluitato oppure con altezza dell'impalcato inferiore rispetto al tirante previsto durante l'evento), ponti di tipo 2 (con distanza tra le pile di poco maggiore rispetto alla lunghezza del materiale legnoso e altezza dell'impalcato prossima al tirante atteso), ponti di tipo 3 (che non possono in alcun modo determinare ostruzioni).
- Trasporto di materiale legnoso: determina, assieme alla presenza di attraversamenti, la causa necessaria al fine che si verifichi un'ostruzione; la presenza e le modalità di trasporto sono funzione della presenza di fasce boschive perifluviali (che possono rifornire la parte a valle del corso con materiale legnoso) e della potenza unitaria della corrente.

2.3.3 Sintesi dei risultati e considerazioni

Il tratto in esame presenta un indice di confinamento⁴ pari a 2.01 e un grado di confinamento⁵ pari a 0.33, parametri che permettono di classificarlo come ‘semiconfinato’. La morfologia del tratto è quella tipica di tipo sinuoso a barre alternate.

Dal punto di vista planimetrico (M4, M5, V2) il tratto presenta un arretramento spondale e una variazione di larghezza nel recente passato di entità medio-basse, mentre rispetto agli anni '50 la larghezza si è drasticamente ridotta, soprattutto nella parte alta del tratto. Data la presenza di una vasta isola nell'alveo del '54 si è ipotizzato che in passato la morfologia del tratto fosse wandering o addirittura a canali intrecciati, e che questa morfologia con la riduzione di larghezza sia evoluta in sinuosa a barre alternate (V1). L'incertezza nel definire con certezza tale indicatore non ha determinato un possibile cambiamento di classe di dinamica morfologica. Le tendenze altimetriche dell'alveo (M6, V3) si risolvono in un'evidente sedimentazione nel periodo recente, testimoniata dal dislivello medio tra piana e barre, e con una moderata incisione dell'alveo nel lungo periodo, con un dislivello medio rispetto ai terrazzi recenti di circa 2 metri. Una briglia posta immediatamente a valle del ponte di Moggio Udinese abbassa leggermente il valore dell'indice A2 relativo alla presenza di opere al fondo.

Nella Tabella 2.4 sono riportati i punteggi relativi ad ogni indicatore ai fini della valutazione dell'IDM, mentre nella Tabella 2.5 si riportano i valori dei sub-indici ottenuti da punteggi parziali degli indicatori IDM.

Indicatore	Punteggio qualitativo	Punteggio numerico	Indicatore	Punteggio qualitativo	Punteggio numerico
M1	C	6	A1	D	12
M2	C	4	A2	D	12
M3	E	8	V1	C	5
M4	C	4	V2	B-	3
M5	A	0	V3	B-	3
M6	C+	8			

Tabella 2.4. Punteggi attribuiti ai vari indicatori ai fini del calcolo dell'IDM.

In particolare, la somma dei punteggi numerici di Tab. 2.4 è pari a 65. Adimensionalizzando tale valore rispetto al massimo possibile (pari a 100, ottenibile quando tutti gli indicatori hanno il punteggio più alto) si ottiene per l'IDM il valore di 0.65, che lo colloca nella classe ‘media’ per quel che riguarda la dinamica morfologica.

⁴L'indice di confinamento (Ic) rappresenta il rapporto tra la larghezza della piana alluvionale (comprensiva dell'alveo) e la larghezza dell'alveo, ed esprime di quanto un alveo è confinato con riferimento alla sua sezione trasversale.

⁵Il grado di confinamento (Gc) esprime la percentuale di lunghezza di un tratto in cui si verifica o meno (presenza/assenza) la condizione di confinamento (contatto diretto con elementi che impediscono la mobilità laterale).

Sub-indice	Valore	Sub-indice	Valore
SDL	0.32	IDMa	0.24
SDV	0.31	IDMv	0.09
IDMm	0.30	SEI	0.38

Tabella 2.5. Valori dei sub-indici ottenuti da punteggi parziali degli indicatori IDM. SDL: sub-indice di dinamica laterale; SDV: sub-indice di dinamica verticale; IDMm: sub-indice di morfologia e processi; IDMa: sub-indice di artificialità; IDMv: sub-indice di variazioni morfologiche; SEI: sub-indice di esondazione indotta, ottenuto sulla base degli indicatori M5, V2 di variazione di larghezza dell'alveo e M6, V3 di tendenza altimetrica.

Per quanto riguarda la classe relativa alla CDE (cfr. Fig. 2.9 e Tab. 2.3), dal momento che il tratto in esame è caratterizzato da una variazione morfologica 'Forte' e una probabilità di occlusioni 'Bassa', si può concludere che appartenga alla classe CDE 'elevata'.

La CDE elevata è determinata prevalentemente dall'alta erodibilità del fondo dell'alveo e dalla tendenza altimetrica alla sedimentazione prevista per la mole di aree sorgenti di sedimento messe in connessione con il tratto grazie ai torrenti Aupa e Resia, caratterizzati da pendenze medio-alte e da sezioni ridotte (elevata potenza unitaria della corrente). Tale risultato risulta coerente con la cartografia del PAIF (Figura 2.10).

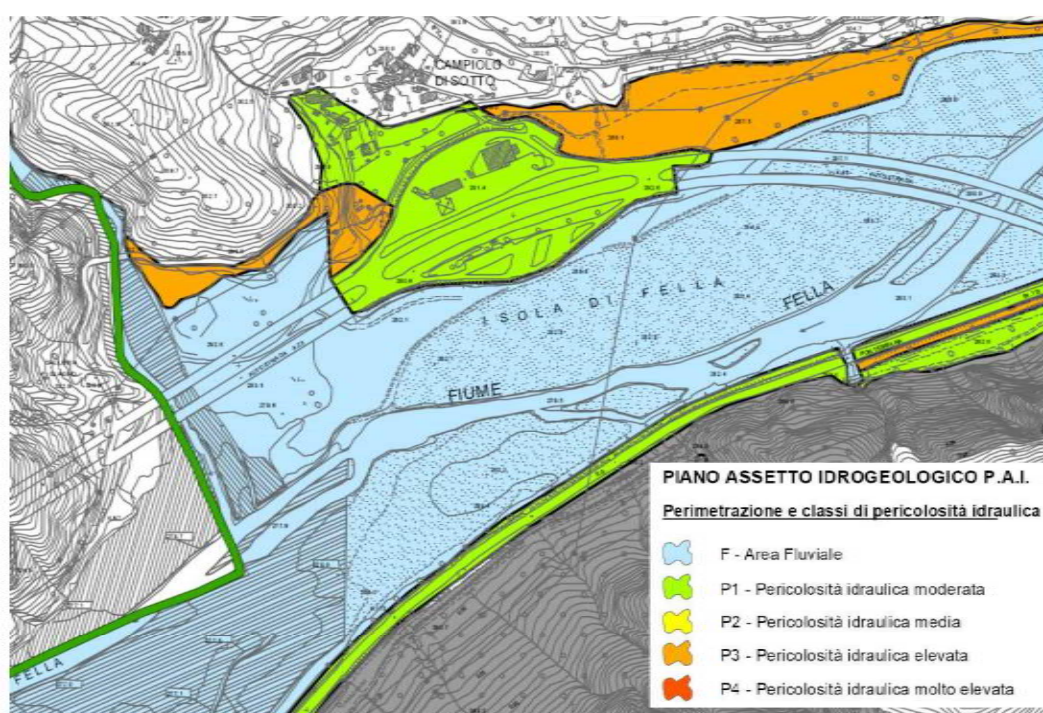


Figura 2.10. Perimetrazione delle aree a diversa pericolosità idraulica del PAIF 2014.

Merita comunque evidenziare come gli indici IDM e CDE sono valutazioni di tipo lineare e hanno lo scopo di integrarsi con metodologie tradizionalmente impiegate per l'analisi della pericolosità idraulica (analisi e modelli idraulici). In particolare, la CDE consente di identificare i tratti dove i processi di variazione del contorno fisico dell'alveo sono più rilevanti in termini di dinamica morfologica, al fine di eseguire modellazioni idrauliche e morfodinamiche più aderenti alla realtà dell'evento previsto e di valutare criticamente i risultati (si vedano i capitoli successivi).

2.4 ANALISI IDROLOGICA

In questa sezione vengono ricavati i dati di pioggia afferenti alla zona di interesse, ipotizzando la chiusura del bacino in corrispondenza della confluenza tra Fella e Glagnò (inclusendo il bacino di quest'ultimo). Si mostrerà come tali dati sono congruenti con quelli ottenuti, tramite diversa procedura, dalla relazione di idrologico-idraulica allegata al progetto esecutivo di SPEA Engineering, per cui nelle successive simulazioni idrodinamiche verrà fatto riferimento a tali valori quali dati di input ai modelli di calcolo.

2.4.1 Metodologia

L'approccio utilizzato è quello classico che si basa sulla definizione delle curve di possibilità pluviometrica per tutte le stazioni i cui afflussi influiscono sulla formazione delle portate di piena nel bacino di interesse. Tali dati vengono poi aggregati in modo ponderato ricorrendo alla definizione dei pesi tramite la procedura dei poligoni di Thiessen. La curva di possibilità pluviometrica finale risulta quindi una media ponderale delle curve ottenibili dalle varie stazioni di misura (per ognuna delle quali si utilizza il software RainMapFVG), nella quale i pesi sono dati dalla percentuale di area del bacino idrografico interessata dal relativo topoieta.

2.4.2 Stazioni pluviografiche coinvolte

Le stazioni idrografiche che sono interessate dalla procedura di calcolo sono riportate nella Tabella 2.6, nella quale è anche evidenziata la superficie e la relativa percentuale che costituisce il peso della stazione. Nella Figura 2.11 è riportata l'ubicazione delle stazioni di misura e i relativi poligoni di Thiessen.

Stazione	Codice	Superficie (km ²)	Peso (%)
Tarvisio	C002	11.732	1.71
Cave del Predil	C003	26.423	3.85
Malborghetto	D018	147.419	21.46
Pontebba	D020	149.509	21.77
Paularo	D016	35.120	5.11
Moggio Udinese	D029	112.164	16.33
Stolvizza	D023	93.530	13.62
S. Giorgio (Resia)	D026	63.251	9.21
Uccea	B001	13.682	1.99
Oseacco	D025	17.633	2.57
Musi	B003	8.149	1.19
Venzone	D030	1.351	0.20
Tolmezzo	D017	6.576	0.96
Avosacco (Arta T.)	D015	0.317	0.05
Totale		686.9	100

Tabella 2.6. Stazioni pluviografiche e relativi pesi nella procedura di determinazione dei topoieta.

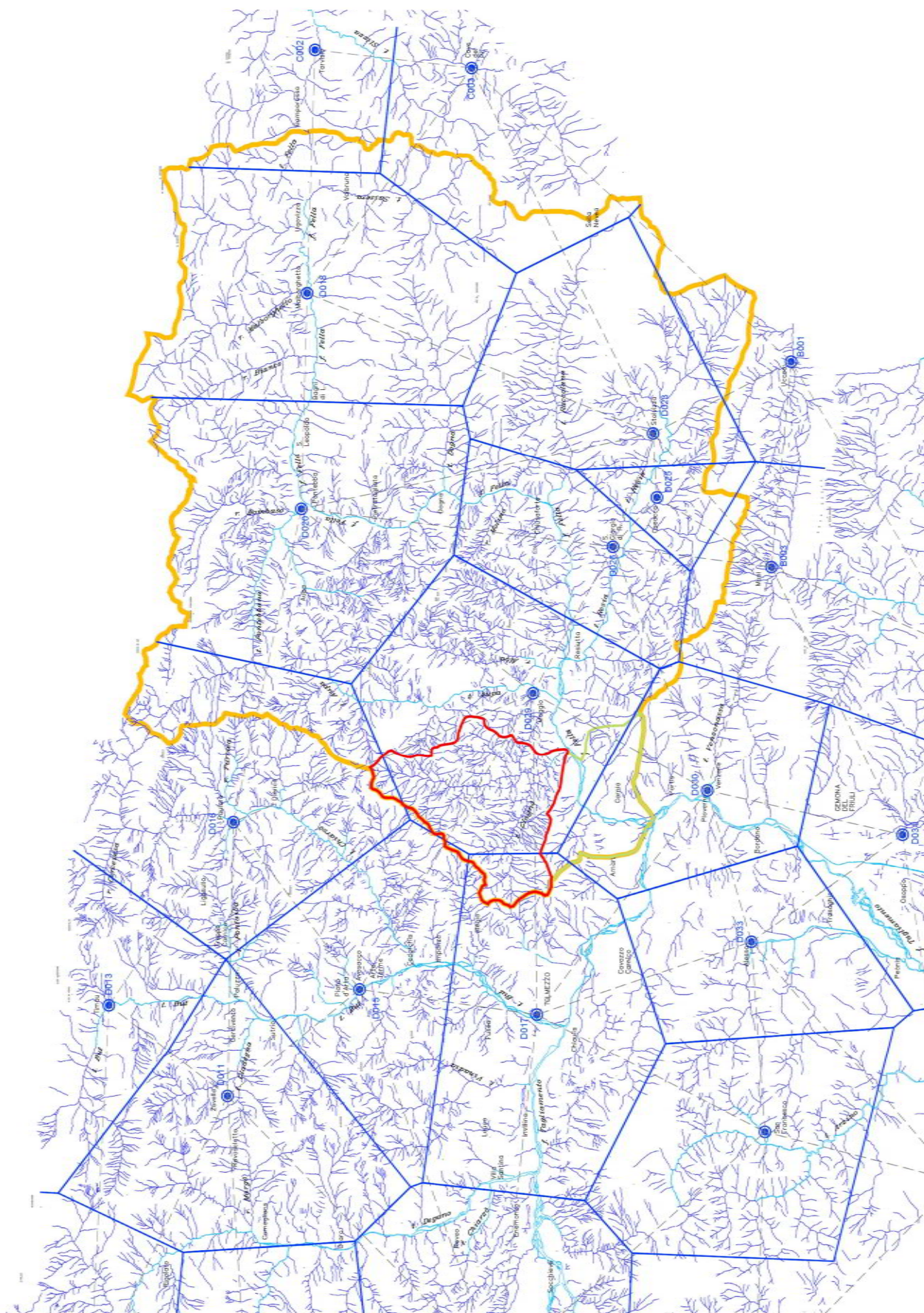


Figura 2.11. Stazioni pluviografiche e costruzione dei poligoni di Thiessen.

Le Figure 2.12-2.25 illustrano i risultati relativi all'applicazione del software RainMapFVG nella determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per le 14 stazioni pluviografiche. La Tabella 2.7 riporta il riassunto dei coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica ottenuti e la relativa media pesata, mentre la Tabella 2.8 i valori delle altezze di pioggia (in mm) ottenuti per diverse durate con la procedura dei topoi (è evidenziata la riga relativa alla durata di 7 ore, corrispondente al tempo di corrivazione del bacino chiuso alla confluenza con il rio Glagnò).

Dal confronto tra i risultati ottenuti con il metodo dei poligoni di Thiessen e quello della regionalizzazione condotto nell'ambito del progetto esecutivo relativo ai lavori di ripristino del muro a protezione della scarpata della spalla del viadotto rio Glagnò, emerge una differenza dell'ordine del 10%, con i risultati regionalizzati caratterizzati da valori più alti. Si è ritenuto quindi opportuno, anche a favore di sicurezza, mantenere i valori precedentemente determinati. Tali valori saranno adottati ai fini della valutazione delle portate di piena per le simulazioni idrodinamiche (si veda il Cap. 4).

2.5 L'EVENTO DELL'AGOSTO 2003

Il 29 agosto 2003, dopo un lungo periodo di siccità, il settore nord-orientale del Friuli Venezia Giulia è stato attraversato da un fenomeno meteorico di forte intensità che ha generato gravi dissesti di versante e un'onda di piena di entità eccezionale propagatasi lungo il Canal del Ferro e la Val Canale, con effetti devastanti soprattutto per i territori ubicati in destra idrografica del fiume Fella (essenzialmente la parte della Val Canale che va da Ugovizza fino a Pontebba, il Canal del Ferro sino circa a Dogna, e la Val Aupa).

Le precipitazioni più intense sono state registrate nella parte alta del bacino del Fella dando luogo a un imponente fenomeno alluvionale. All'azione dirompente delle acque si è aggiunta quella dovuta ad un intenso fenomeno di trasporto solido, sedimento e vegetazione arborea rimossa dalle sponde o dai versanti, con ostruzioni delle sezioni di deflusso e riduzione della loro efficienza idraulica.

I dissesti innescati da questo evento sono stati di vario tipo ma principalmente inquadrabili in due tipologie: fenomeni di colate detritiche, fenomeni alluvionali e di erosione spondale da parte del Fiume Fella e tutta una serie di fenomeni connessi quali: esondazioni (comuni di Pontebba e Dogna), riattivazione di movimenti franosi quiescenti (galleria per il passo Pramollo), accumuli di materiale ghiaioso e danneggiamento di manufatti idraulici e infrastrutture lungo numerose tratte della rete idrografica minore.

L'eccezionalità dell'evento va ricercata nei volumi di precipitazione affluiti, ma soprattutto nell'intensità della precipitazione. A titolo di esempio si consideri che, durante la fase critica dell'evento, dalle 14 alle 18 del 29 agosto, a Pontebba sono stati registrati 293 millimetri di pioggia in quattro ore. La massima intensità registrata storicamente in questa stazione per un periodo di 6 ore, risulta di 199 mm (22/06/96). Anche la stazione presso la galleria per Passo Pramollo ha registrato un'intensità analoga: 243 mm in 4 ore, purtroppo non confrontabile con serie storiche dato che la stazione è stata posizionata recentemente.

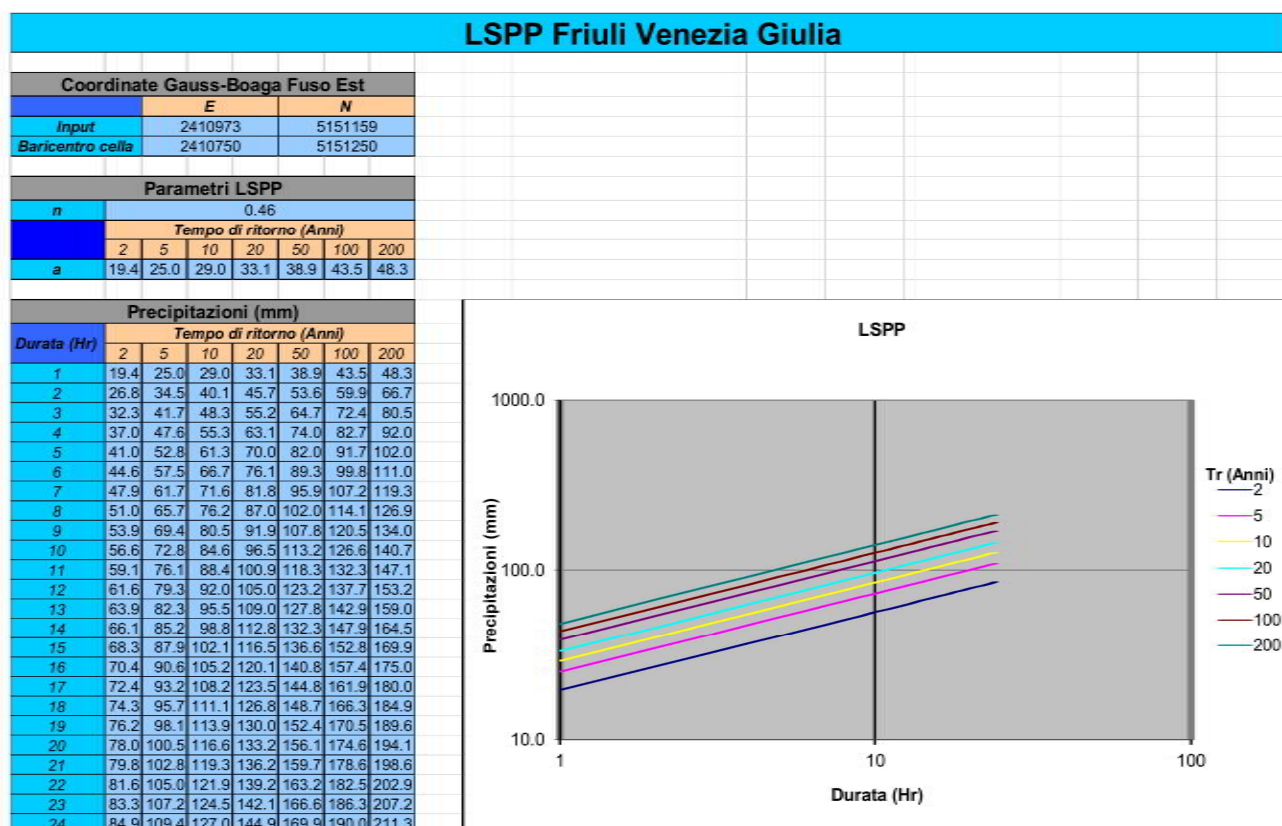


Figura 2.12. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Tarvisio.

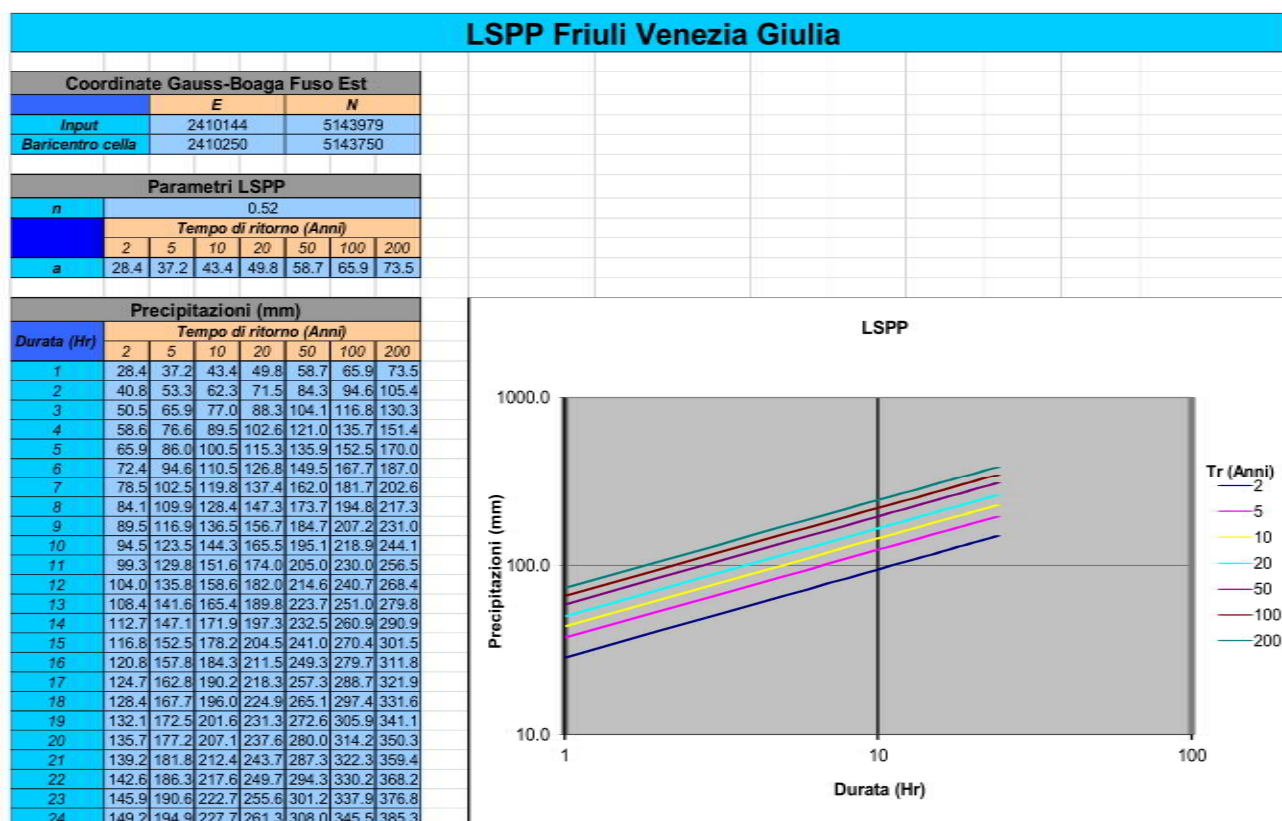


Figura 2.13. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Cave del Predil.

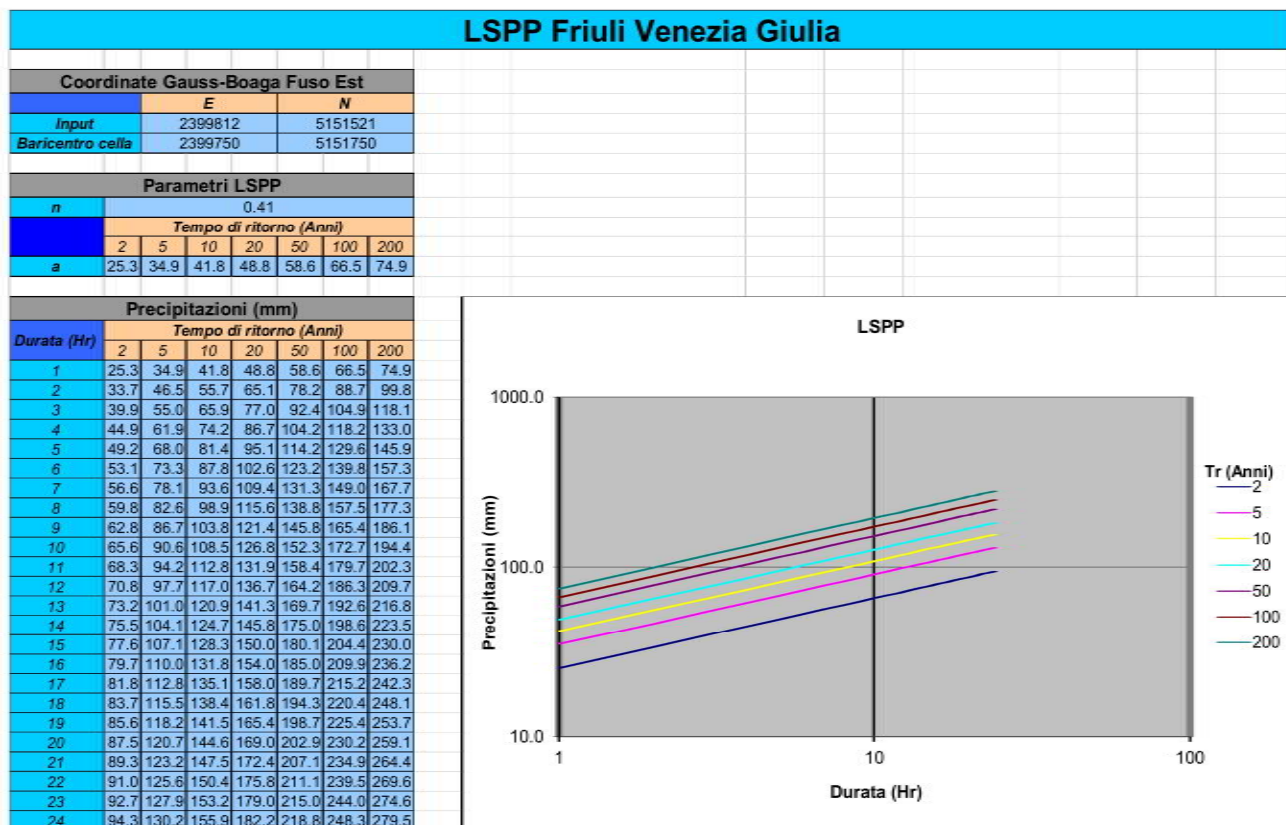


Figura 2.14. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Malborghetto.

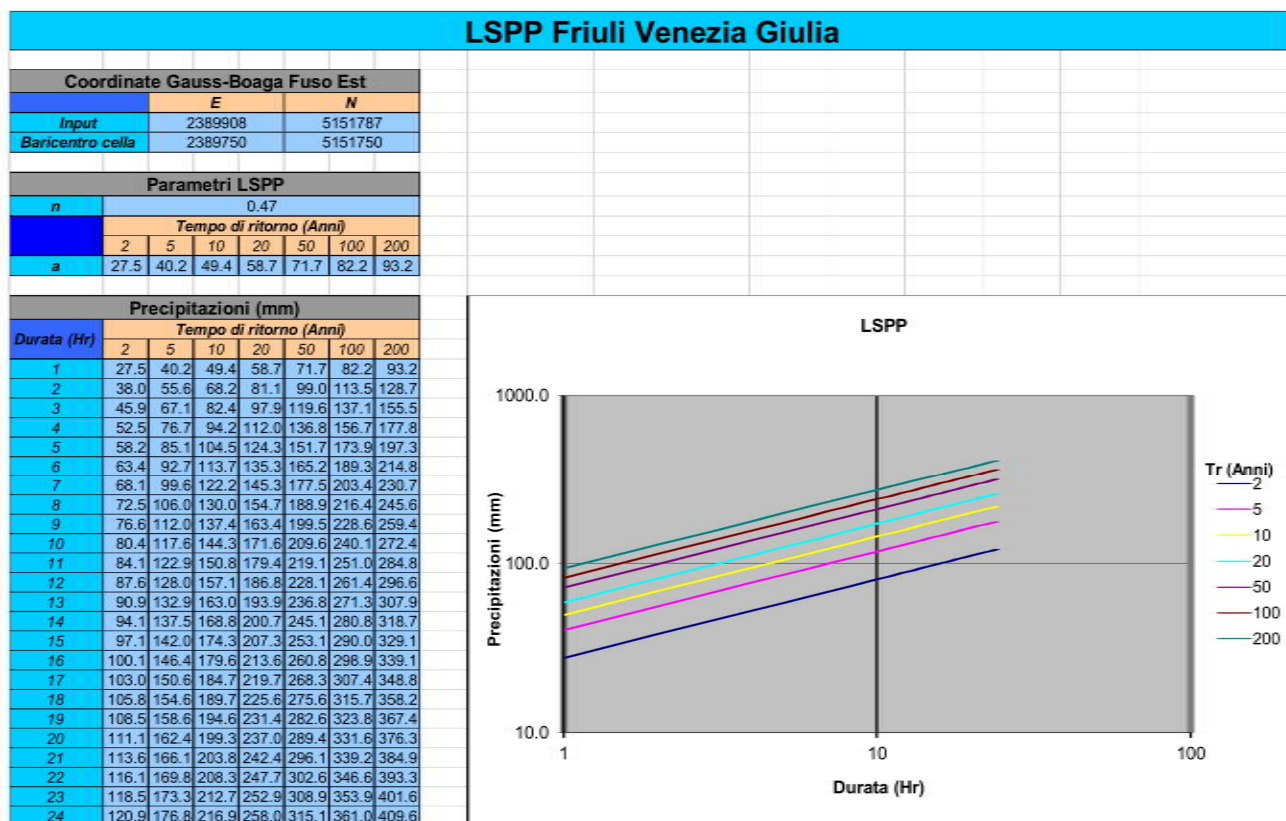


Figura 2.15. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Pontebba.

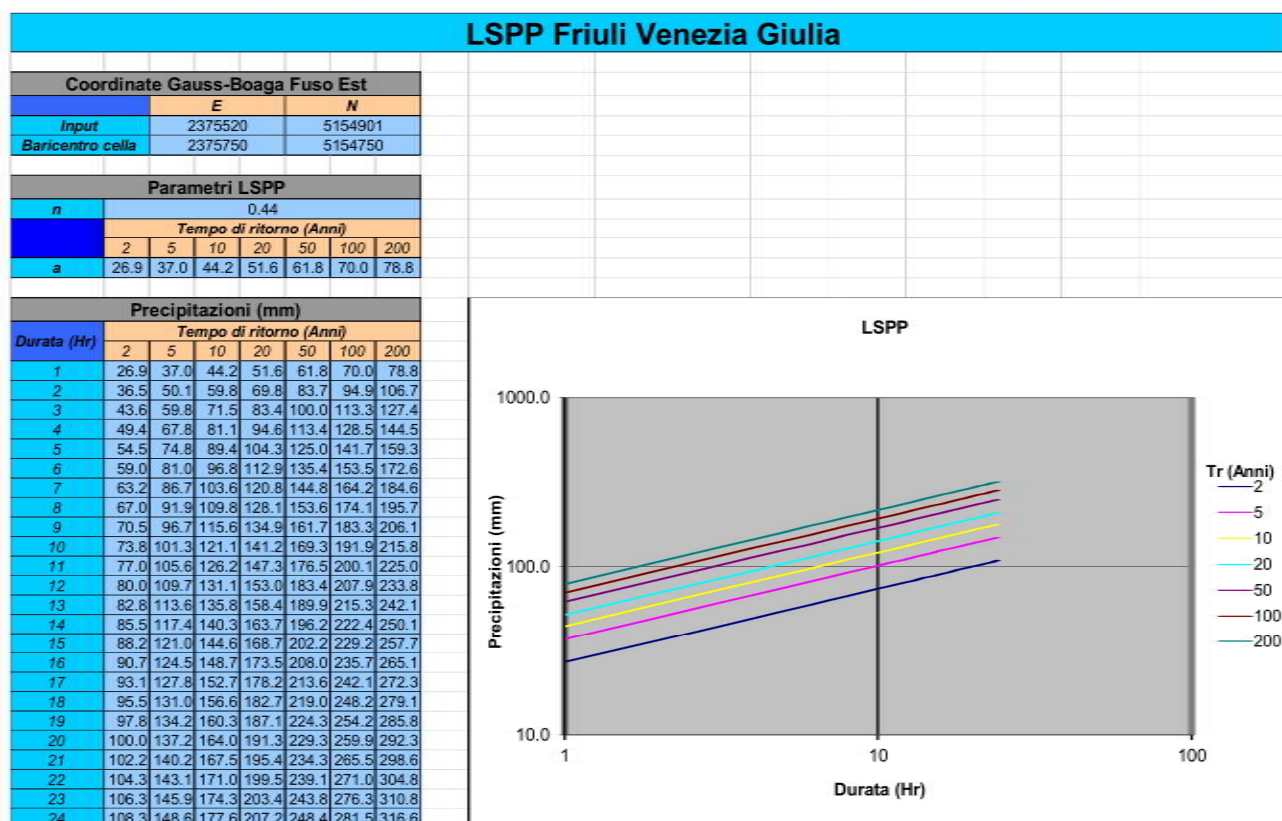


Figura 2.16. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Paularo.

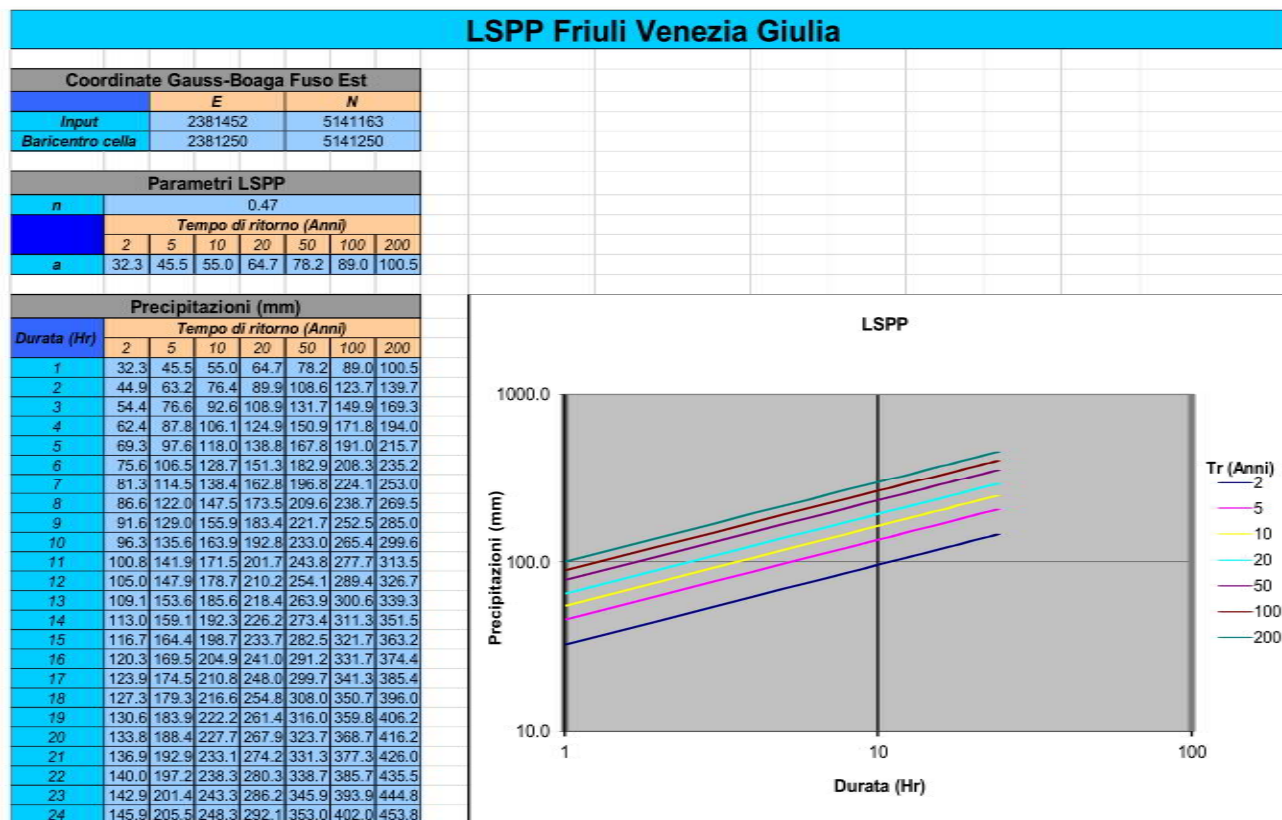


Figura 2.17. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Moggio Udinese.

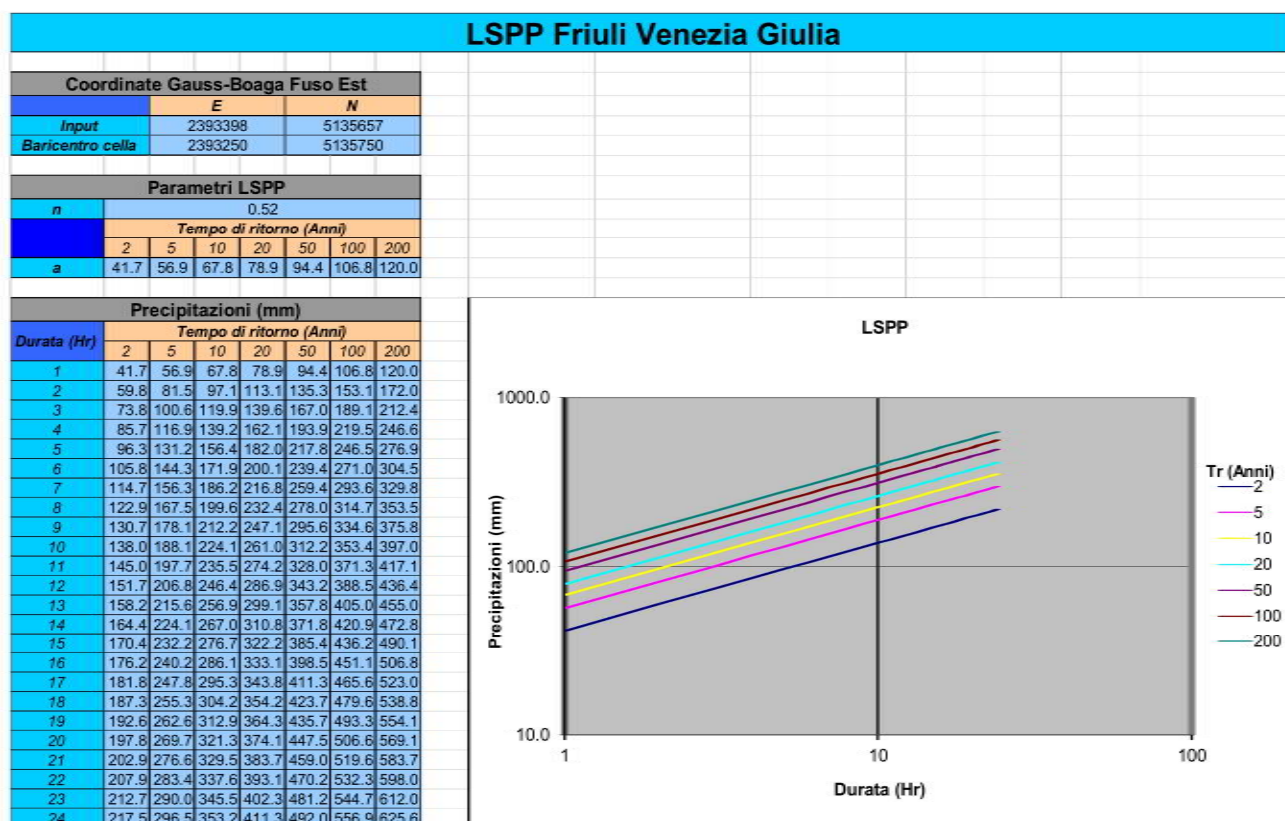


Figura 2.18. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Stolvizza.

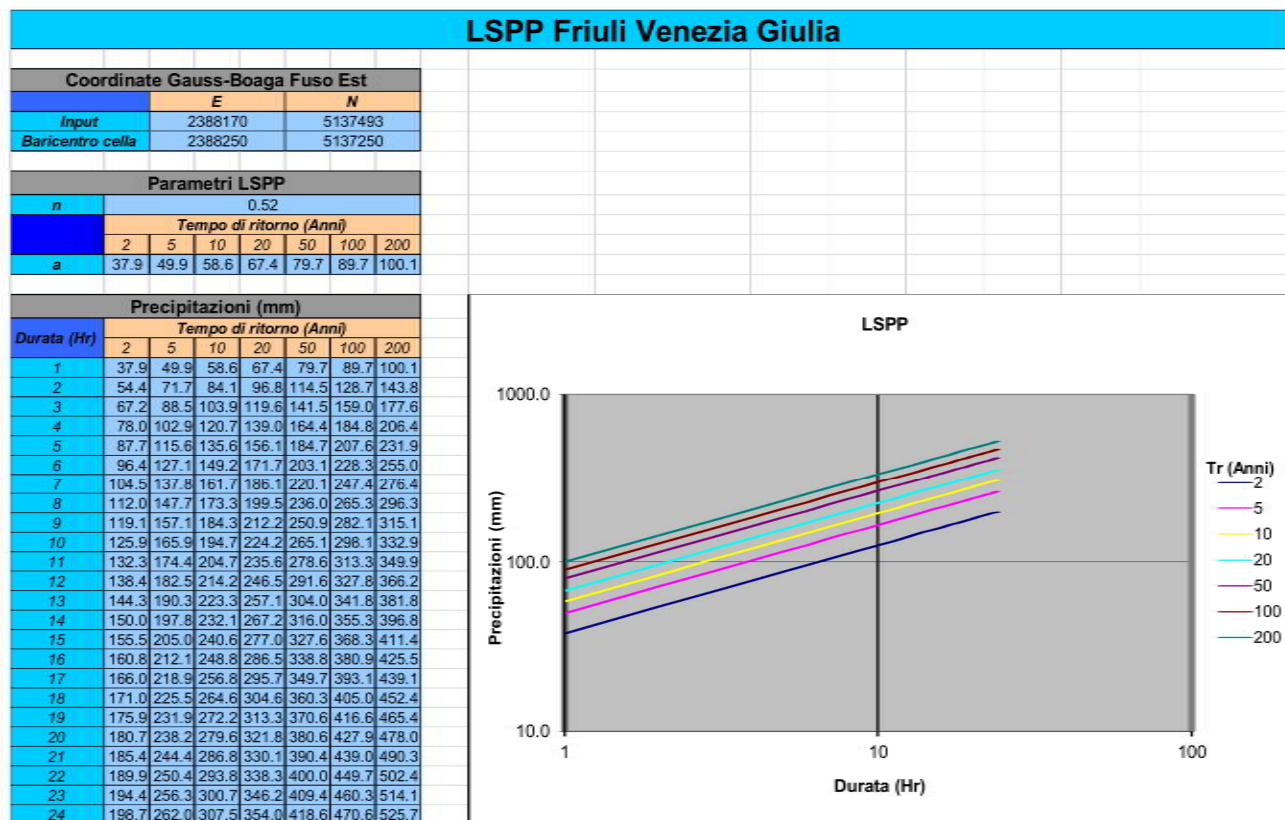


Figura 2.19. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di S. Giorgio di Resia.

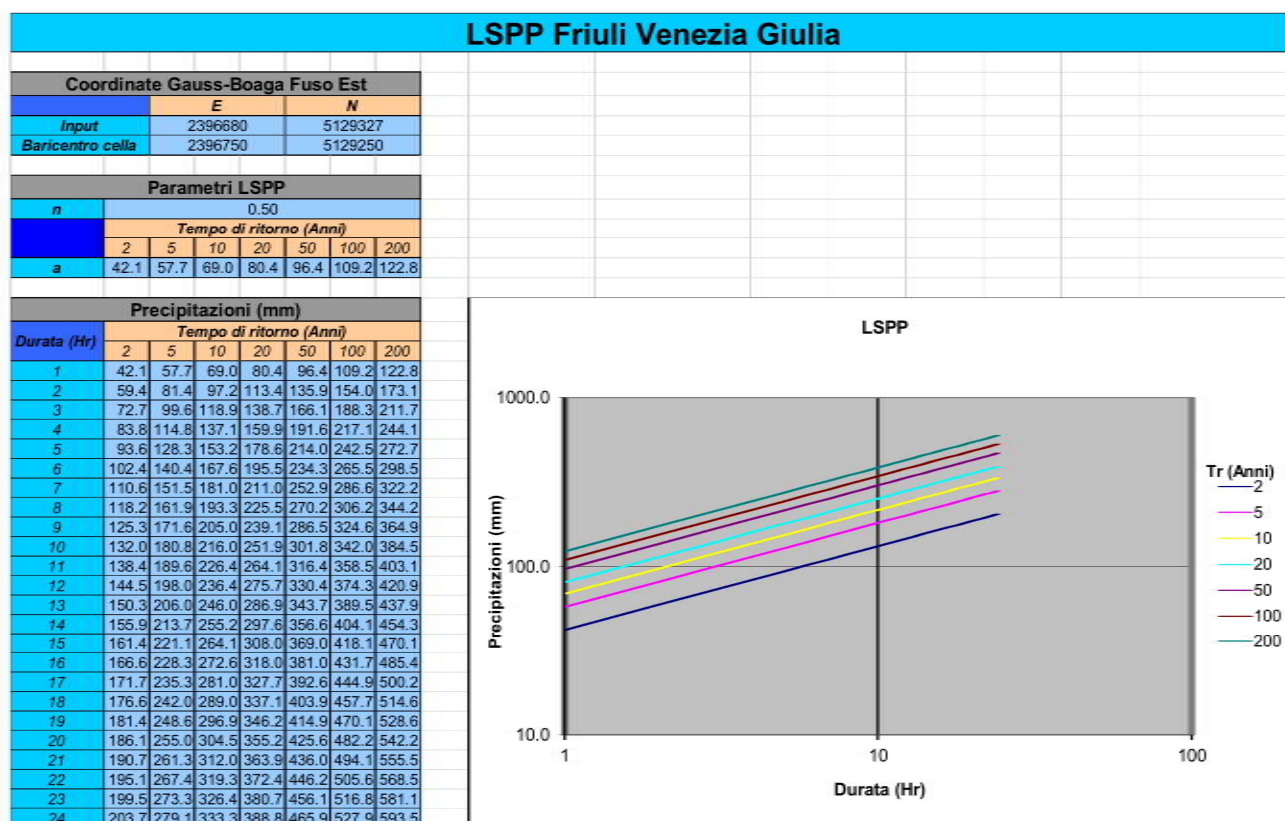


Figura 2.20. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Uccea.

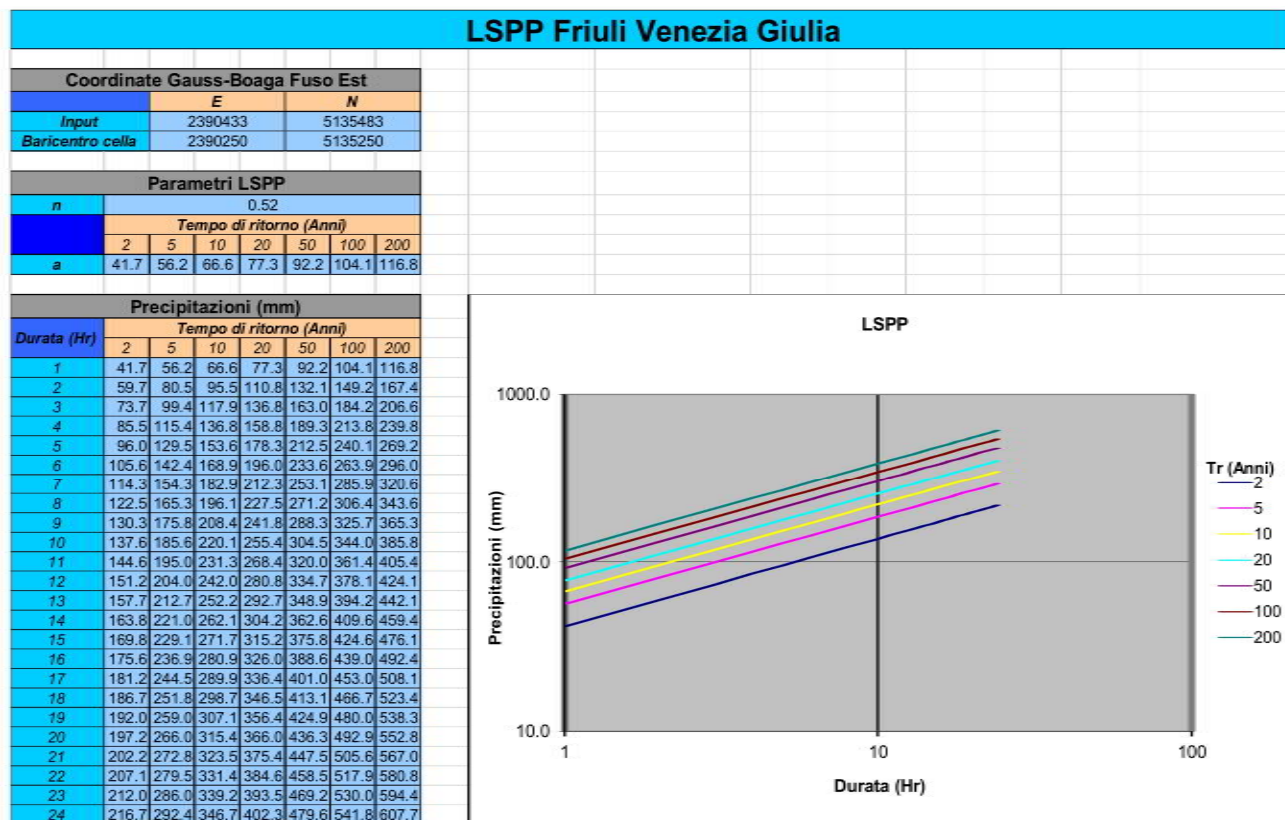


Figura 2.21. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Oseacco.

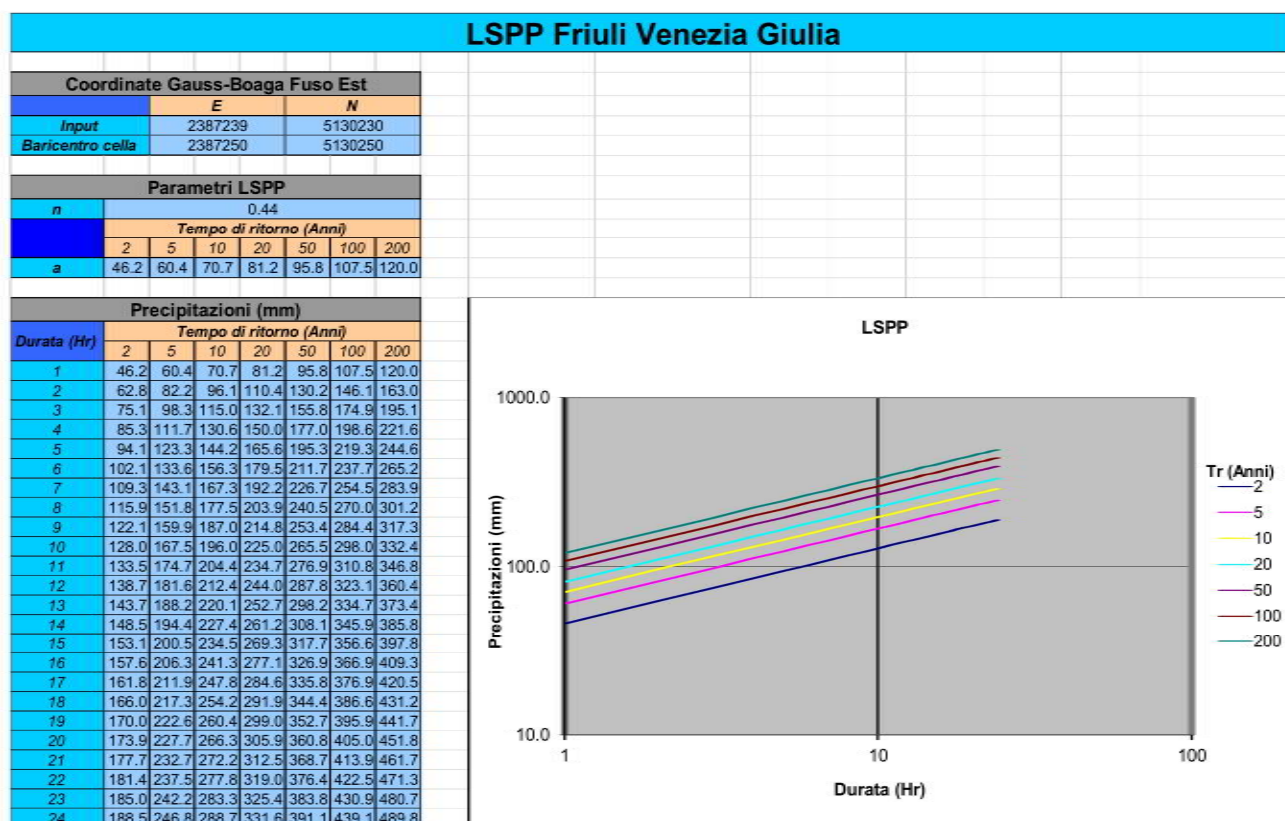


Figura 2.22. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Musi.

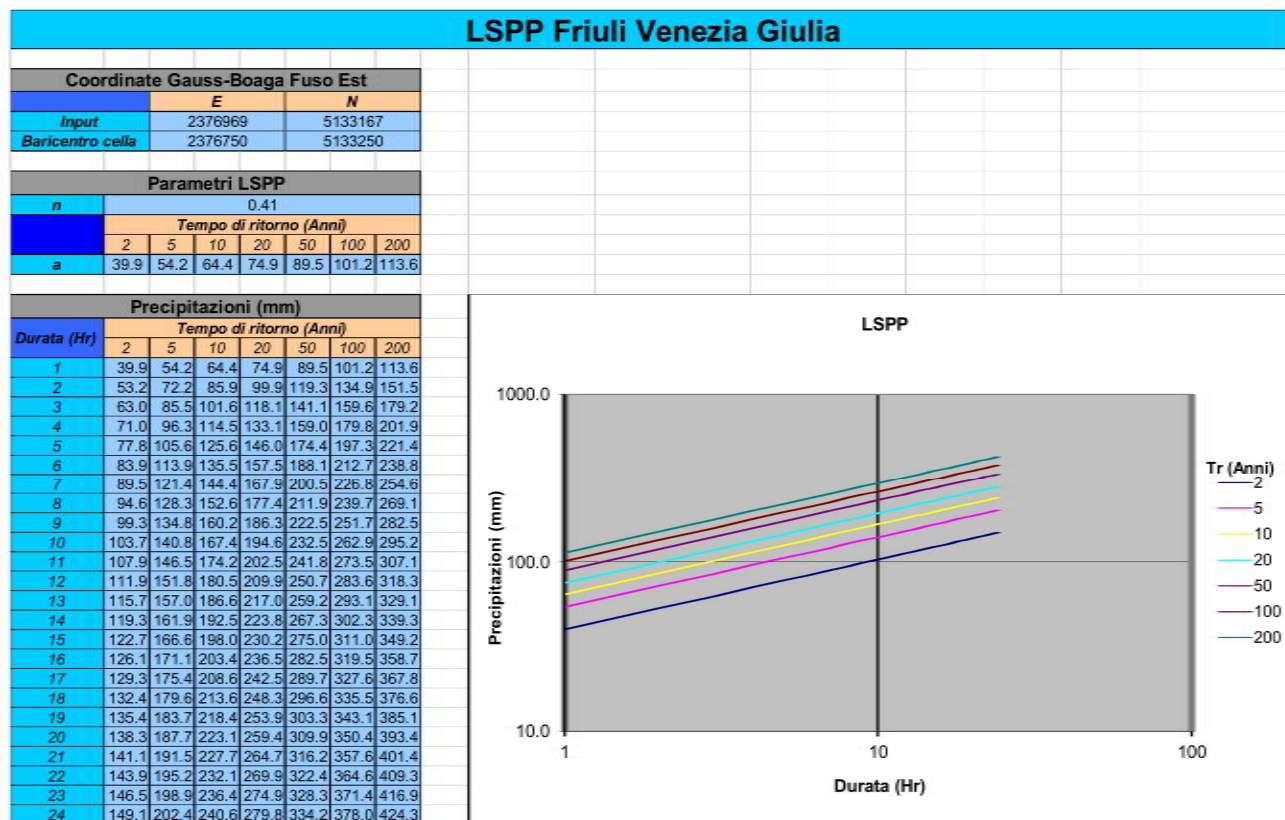


Figura 2.23. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Venzone.

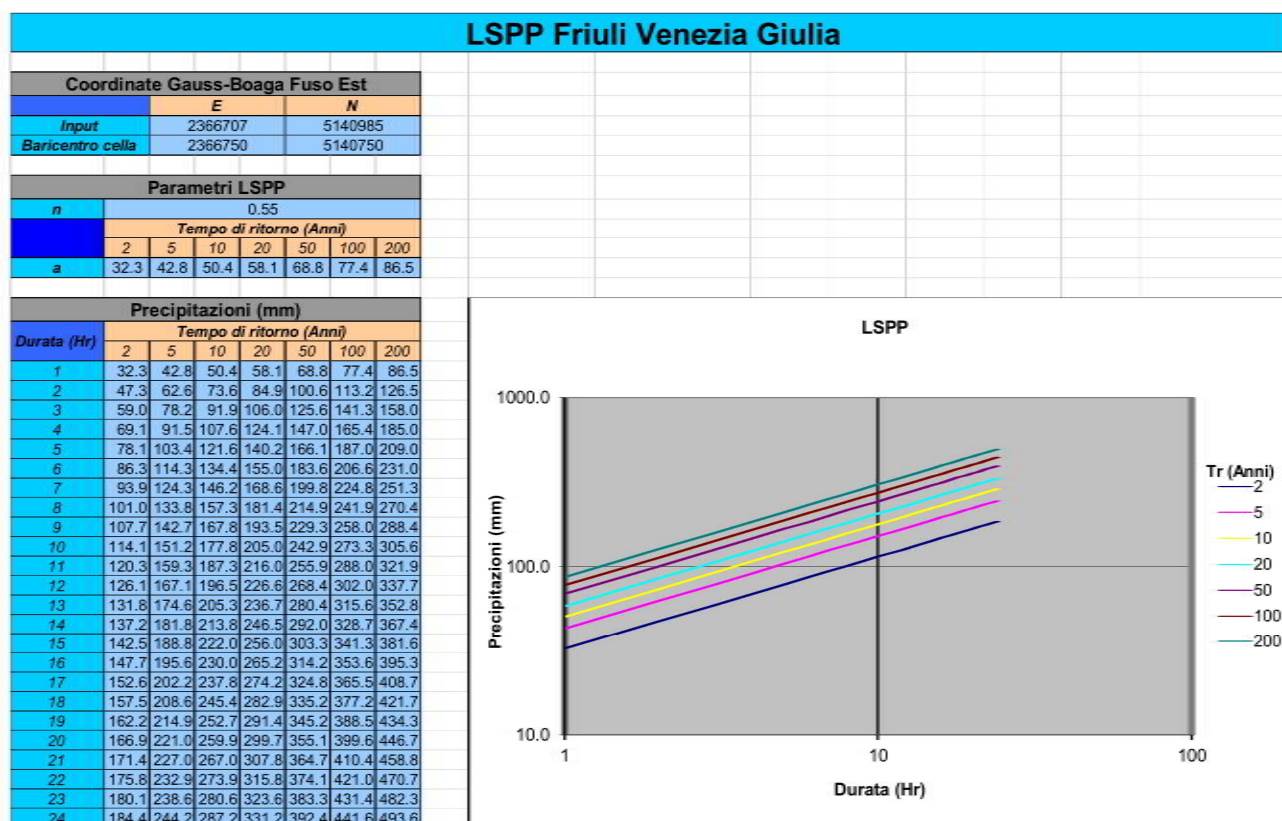


Figura 2.24. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Tolmezzo.

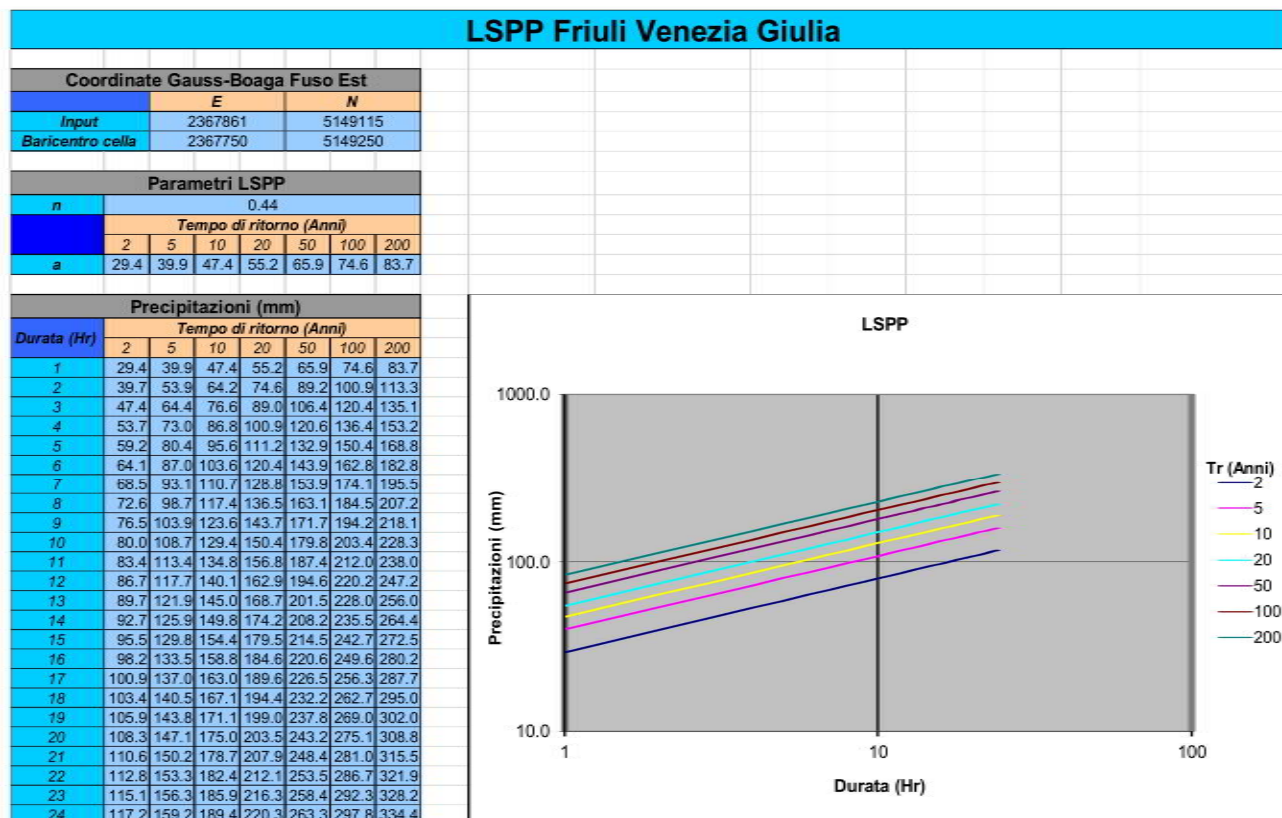


Figura 2.25. Risultati delle elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici della stazione di Avosacco (Arta Terme).

Stazione	n	a (Tr2)	a (Tr5)	a (Tr10)	a (Tr20)	a (Tr50)	a (Tr100)	a (Tr200)
Tarvisio	0.46	19.4	25.0	29.0	33.1	38.9	43.5	48.3
Cave del Predil	0.52	28.4	37.2	43.4	49.8	58.7	65.9	73.5
Malborghetto	0.41	25.3	34.9	41.8	48.8	58.6	66.5	74.9
Pontebba	0.47	27.5	40.2	49.4	58.7	71.7	82.2	93.2
Paularo	0.44	26.9	37.0	44.2	51.6	61.8	70.0	78.8
Moggio Udinese	0.47	32.3	45.5	55.0	64.7	78.2	89.0	100.5
Stolvizza	0.52	41.7	56.9	67.8	78.9	94.4	106.8	120.0
S. Giorgio (Resia)	0.52	37.9	49.9	58.6	67.4	79.7	89.7	100.1
Uccea	0.50	42.1	57.7	69.0	80.4	96.4	109.2	122.8
Oseacco	0.52	41.7	56.2	66.6	77.3	92.2	104.1	116.8
Musi	0.44	46.2	60.4	70.7	81.2	95.8	107.5	120.0
Venzone	0.41	39.9	54.2	64.4	74.9	89.5	101.2	113.6
Tolmezzo	0.55	32.3	42.8	50.4	58.1	68.8	77.4	86.5
Avosacco (Arta T.)	0.44	29.4	39.9	47.4	55.2	65.9	74.6	83.7
Media pesata	0.47	31.52	43.62	52.33	61.18	73.54	83.48	93.99

Tabella 2.7. Tabella riassuntiva dei coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica e relativa media pesata.

Durata (ore)	h (Tr2)	h (Tr5)	h (Tr10)	h (Tr20)	h (Tr50)	h (Tr100)	h (Tr200)
1	31.52	43.62	52.33	61.18	73.54	83.48	93.99
2	43.66	60.42	72.48	84.74	101.86	115.63	130.19
3	52.82	73.10	87.70	102.53	123.25	139.90	157.52
4	60.47	83.69	100.40	117.38	141.09	160.16	180.32
5	67.16	92.94	111.50	130.35	156.69	177.87	200.26
6	73.17	101.26	121.47	142.02	170.71	193.78	218.18
7	78.67	108.86	130.60	152.69	183.54	208.34	234.57
8	83.76	115.91	139.06	162.58	195.42	221.84	249.77
9	88.53	122.51	146.98	171.83	206.55	234.46	263.98
10	93.02	128.73	154.44	180.55	217.03	246.37	277.38
11	97.28	134.63	161.51	188.83	226.98	257.65	290.09
12	101.34	140.25	168.25	196.71	236.45	268.41	302.20
13	105.23	145.63	174.70	204.25	245.51	278.70	313.79
14	108.96	150.79	180.90	211.49	254.22	288.58	324.91
15	112.55	155.76	186.86	218.46	262.60	298.09	335.62
16	116.02	160.55	192.61	225.19	270.68	307.27	345.95
17	119.37	165.19	198.18	231.70	278.51	316.15	355.95
18	122.62	169.69	203.58	238.01	286.09	324.76	365.65
19	125.78	174.06	208.82	244.13	293.45	333.12	375.06
20	128.85	178.31	213.91	250.09	300.61	341.25	384.21
21	131.83	182.44	218.87	255.89	307.59	349.16	393.12
22	134.75	186.48	223.71	261.55	314.39	356.88	401.81
23	137.59	190.41	228.44	267.07	321.02	364.41	410.29
24	140.37	194.26	233.05	272.46	327.51	371.78	418.58

Tabella 2.8. Valori delle altezze di pioggia (in mm) ottenuti per diverse durate con la procedura dei topoi (è evidenziata la riga relativa alla durata di 7 ore, corrispondente al tempo di corrivazione del bacino chiuso alla confluenza con il rio Glagnò).

Nella Tabella 2.9 si riportano i valori cumulati misurati in alcune stazioni di misura.

Stazione	29.08.2003 h (mm)	30.08.2003 h (mm)	31.08.2003 h(mm)
Cave del Predil	141.6	13.4	83.4
Tarvisio	117.2	1.6	74.0
Pramollo (Pontebba)	334.8	0.8	54.0
Pontebba	396.2	1.8	60.6
Chiusaforte	74.4	36.6	34.2
Saletto (Chiusaforte)	65.4	32.8	62.4
Moggio Udinese	136.8	21.2	48.6

Tabella 2.9. Valori cumulati delle altezze di pioggia (in mm) misurati da alcune stazioni in corrispondenza dell'evento di fine agosto 2003.

Se si confrontano i dati con le curve di possibilità pluviometrica, si osserva che la quantità di pioggia caduta a Pontebba in 4 ore dovrebbe avere un tempo di ritorno superiore ai 500 anni. Anche la quantità di pioggia caduta in 24 ore a Malborghetto (355 mm) corrisponderebbe ad un tempo di ritorno superiore ai 500 anni. A titolo di esempio, alla stazione di Grauzaria di Moggio sono caduti più di 400 mm in 24 ore, dato approssimato per difetto in quanto è piovuto più della capacità massima del pluviometro. Tale valore corrisponderebbe ad un tempo di ritorno di 200 anni circa.

La Figura 2.26 riporta gli andamenti delle altezze idrometriche registrate in alcune stazioni di misura. In particolare, si nota l'andamento dell'idrometro ubicato sul ponte di Moggio Udinese.

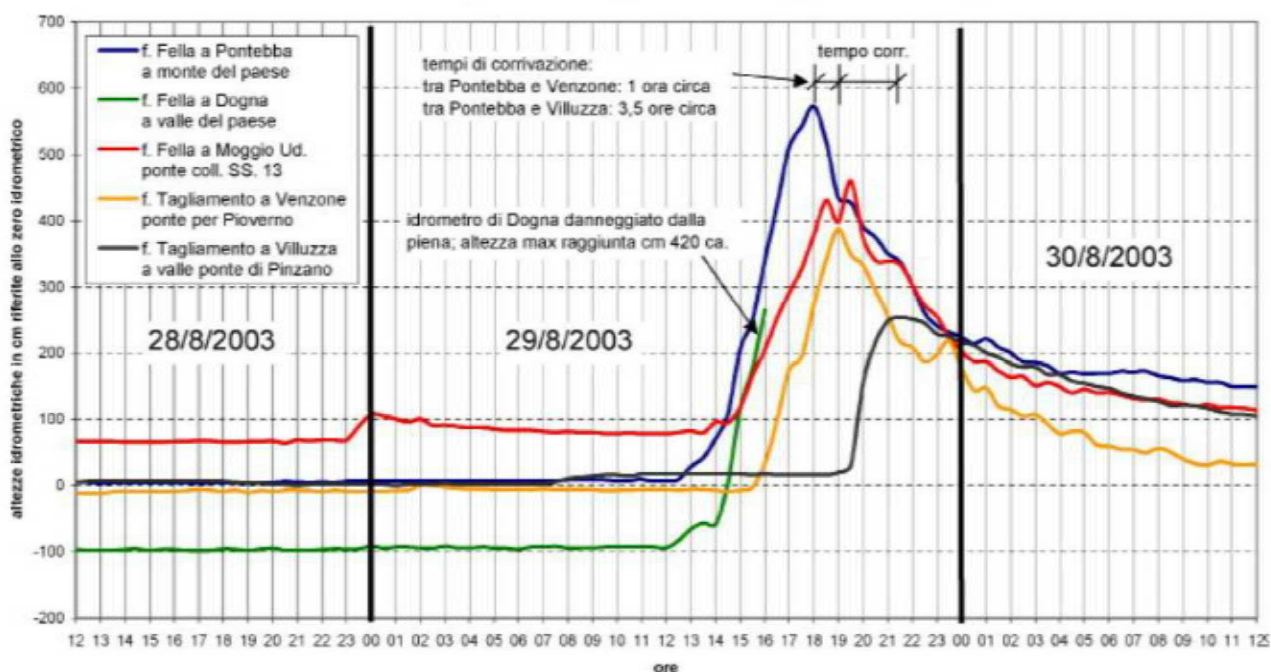


Figura 2.26. Andamento delle altezze idrometriche registrate dalle stazioni sul Fella e sul Tagliamento nei giorni 28-30 agosto 2003.

3.MODELLAZIONE MORFODINAMICA BIDIMENSIONALE PER L'INDIVIDUAZIONE PRELIMINARE DELLE DINAMICHE EVOLUTIVE DELL'ALVEO

3.1 APPROCCIO UTILIZZATO

In questo capitolo viene descritta l'implementazione di un modello morfodinamico bidimensionale basato sul software CAESAR-LISFLOOD (i cui dettagli sono riportati in Appendice C1), con l'obiettivo di analizzare, con simulazioni di lungo periodo, l'evoluzione dell'alveo su una finestra temporale di 10 anni. In particolare, la configurazione iniziale dell'alveo riproduceva la situazione come derivante dal rilievo Lidar dell'anno 2009 e disponibile dal sito della Regione Autonoma FVG. Le simulazioni, quindi, sono state eseguite con la condizione al contorno di monte data dalla sequenza temporale delle portate in corrispondenza della sezione di monte della griglia computazionale.

Il modello morfodinamico interessa il tratto di fiume (Figura 3.1) che va dal ponte della SP112 alla zona industriale – artigianale di Amaro (5 km circa), con il dominio di calcolo discretizzato tramite celle quadrate aventi lato pari a 10 m, sufficiente a descrivere le principali caratteristiche delle morfologie fluviali.

Il software presenta una notevole velocità di calcolo grazie alla parallelizzazione delle routine e alla semplificazione descritta nell'Appendice C1 per quel che riguarda le equazioni di De Saint Venant nella modellazione di tipo idrodinamico: permette quindi di analizzare orizzonti temporali molto estesi, con il grande vantaggio di poter simulare non solo gli eventi di maggiore intensità, ma anche quelli (decisamente più numerosi) che, pur essendo caratterizzati da portate di picco molto inferiori, possono comunque contribuire all'evoluzione morfologica dell'alveo. Il modello morfodinamico, nonostante meno dettagliato di quello descritto nel capitolo successivo, è risultato un utile strumento per analizzare scenari di lungo termine, garantendo maggiore robustezza nei risultati dal momento che contempla un considerevole numero di eventi, molti dei quali caratterizzanti ai fini delle variazioni morfologiche di larga scala.

3.2 IL MODELLO MORFODINAMICO CON IL SOFTWARE CAESAR-LISFLOOD: DATI IN INPUT

3.2.1 Portate

I dati utilizzati come input per CAESAR-LISFLOOD fanno riferimento alla stazione idrometrica CAE di Moggio Udinese, (codice: 149300, altitudine: 310 m s.l.m), posta sul lato di valle dell'impalcato del ponte sul Fella della SP112 (Figura 3.2). La finestra temporale di 10 anni è composta dalla serie idrometrica dei dati registrati con cadenza oraria, e convertiti in deflusso tramite l'applicazione di una opportuna scala delle portate determinata a moto uniforme con le seguenti caratteristiche: larghezza dell'alveo pari a 86 m, pendenza dello 0.5% e coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

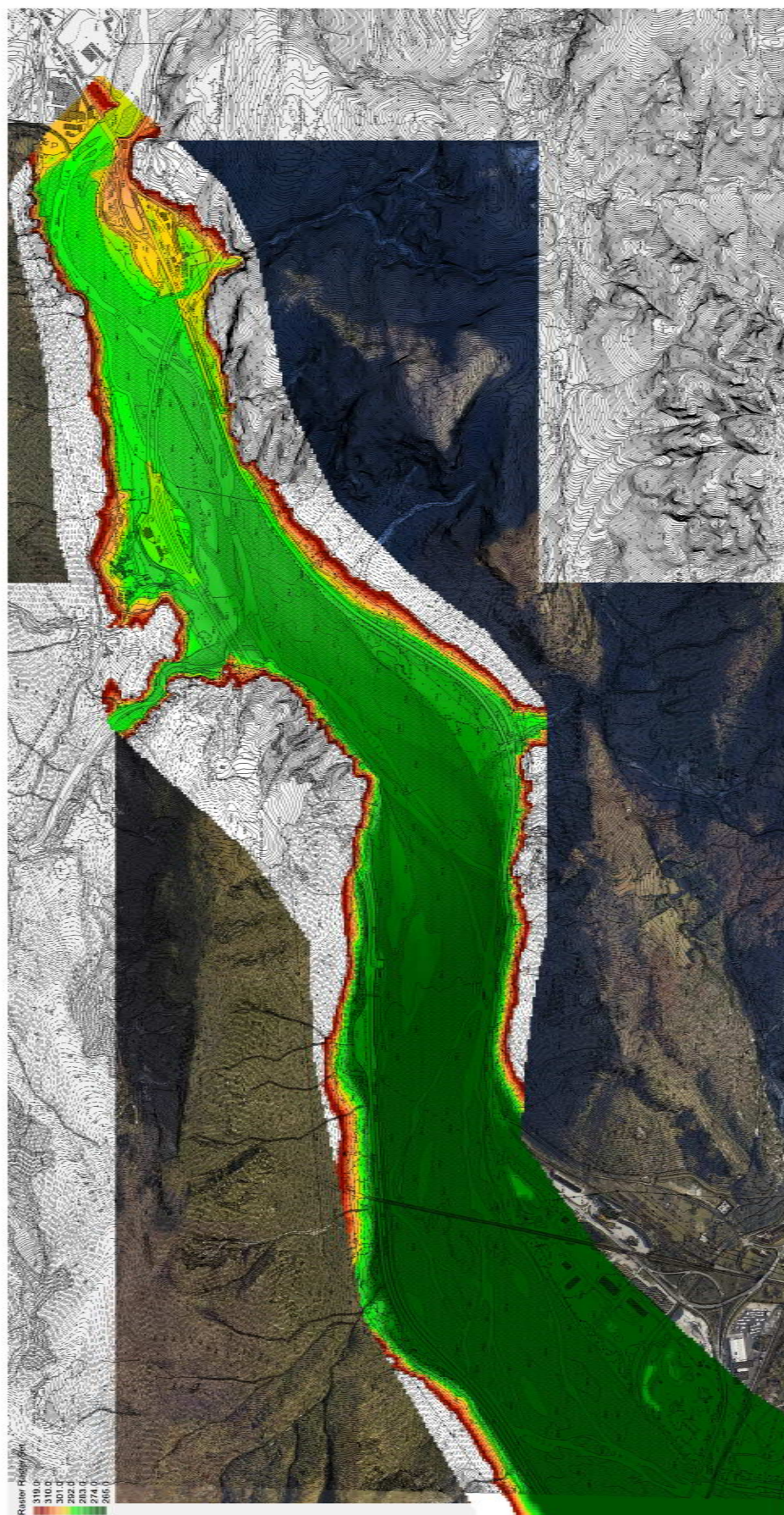


Figura 3.1. Dominio di calcolo interessato dal modello morfodinamico di lungo periodo.

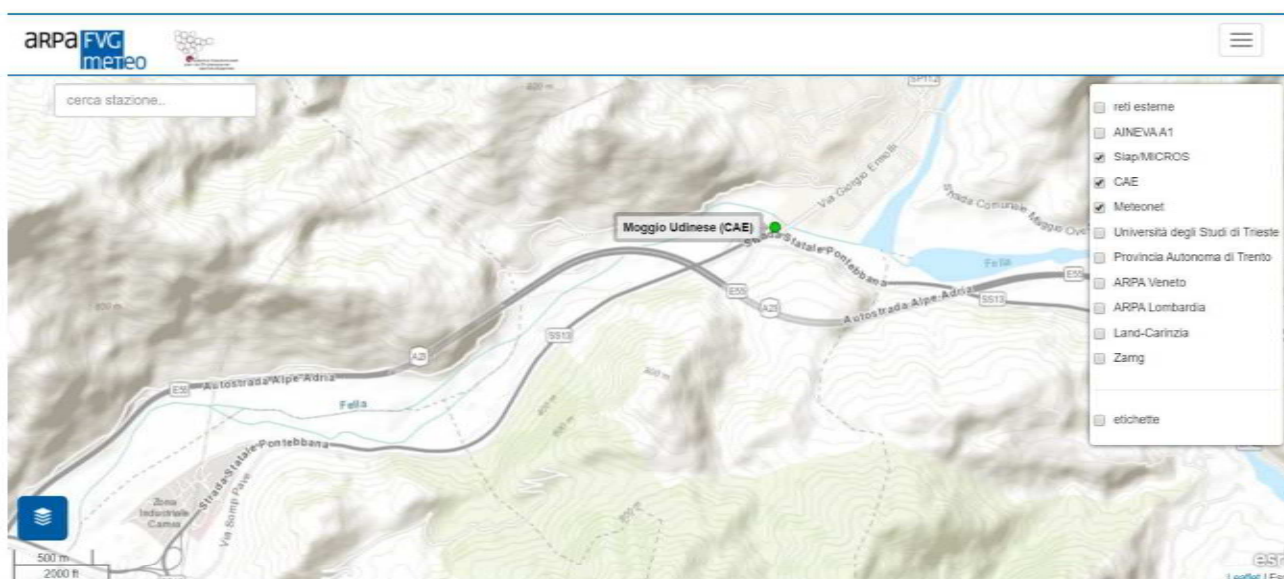


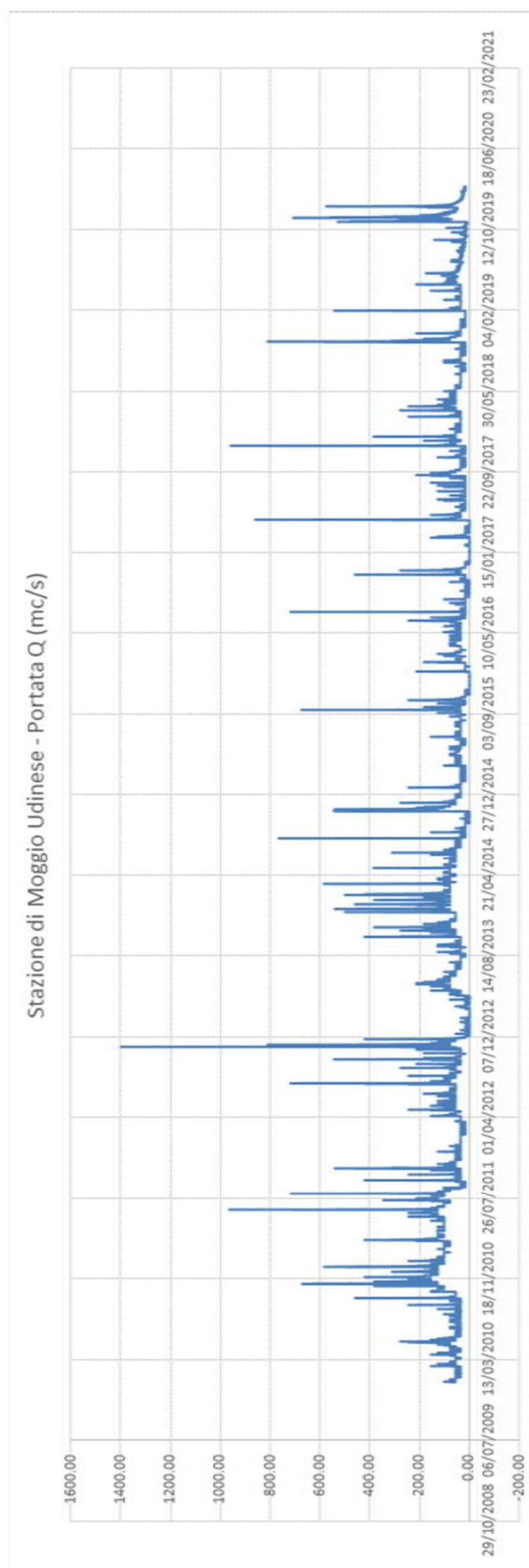
Figura 3.2. Localizzazione della stazione CAE di Moggio Udinese nell'interfaccia dell'applicativo OMNIA di ARPA Friuli Venezia Giulia.

La Figura 3.3 illustra la serie cronologica delle portate così calcolate con riferimento all'orizzonte temporale Gennaio 2010 – Febbraio 2020. Di particolare interesse risulta il valore massimo che si attesta attorno ai 1400 m³/s, valore in accordo con quello statisticamente ricavato dallo studio idrologico parte del precedente progetto esecutivo a cura di SPEA Engineering per Autostrade per l'Italia S.p.A. e inerente i “Lavori di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò (A23 km 67+212 carreggiata dx) e della relativa opera di protezione fluviale” (si veda la Tab. 3.1).

Sezione di chiusura	S _{tot} (km ²)	C	t _c (ore)	h(mm)						Q (m ³ /s)					
				TR5	TR10	TR25	TR50	TR100	TR200	TR5	TR10	TR25	TR50	TR100	TR200
Fella a Campiolo	645.18	0.4	7.03	133.05	157.74	188.93	212.07	235.04	257.93	1357	1608	1926	2162	2396	2630

Tabella 3.1. Riproduzione dei risultati relativi alla relazione idrologica parte del Progetto esecutivo inerente i “Lavori di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò (A23 km 67+212 carreggiata dx) e della relativa opera di protezione fluviale”. (Fonte SPEA Engineering per Autostrade per l'Italia S.p.A., 01_51011451PEIDRRIDR0001-0.pdf, Tab. 4.4.)

Figura 3.3 (alla pagina seguente). Serie cronologica delle portate in corrispondenza della stazione di Moggio Udinese nel periodo Gennaio 2010 – Febbraio 2020.



3.2.2 Coefficienti di scabrezza

La definizione dei coefficienti di scabrezza (in termini di Manning) è stata effettuata a partire dai valori ottenuti in fase di taratura di un modello idrodinamico e morfodinamico sviluppato in un precedente studio relativo al tratto di fiume Tagliamento compreso tra il ponte di Pioverno (Venezia) e la stretta di Pinzano¹. Il modello morfodinamico, per sua natura, può inoltre contemplare numerose situazioni: ad esempio, una porzione di alveo che a inizio simulazione è in ghiaia, può essere ricoperta di vegetazione anche nel giro di qualche stagione (nel caso in cui il periodo sia caratterizzato da assenza di fenomeni di piena). Viceversa, alcune aree che, durante la simulazione, vengono ricoperte da vegetazione, possono tornare spoglie se la velocità dell'acqua è tale da rimuoverle.

Le considerazioni precedenti fanno comprendere come il coefficiente di scabrezza possa cambiare nel tempo. Ai fini delle simulazioni, è stato quindi deciso di assegnare il valore iniziale del coefficiente di scabrezza di Manning alle diverse celle del DTM distinguendo tra quelle caratterizzate da materiale ghiaioso e quelle con inizialmente presente la vegetazione. Nel procedere con i calcoli, il software automaticamente tiene traccia dell'evoluzione della tipologia di fondo alveo, attribuendo il valore appropriato di scabrezza.

3.2.3 Parametri vegetazionali

I parametri vegetazionali sono strettamente connessi con la scabrezza dell'alveo, come appena accennato. In particolare, il software permette di impostare due parametri che, nelle analisi di sensitività effettuate, si sono dimostrati particolarmente importanti (impostabili nella schermata "Vegetation", v. Appendice C1):

- *Grass maturity*, per il quale si sono fatte le simulazioni con i due scenari:
 - 1 anno (crescita lenta)
 - 0.3 anni (crescita veloce);
- *Proportion of erosion that can occur when vegetation is fully grown*, per il quale si è considerato:
 - 0.5, ovvero con alveo ricoperto da vegetazione matura il valore di erosione si attesta al 50% rispetto al caso di assenza di vegetazione;
 - 0.2, idem ma con il 20%.

3.3 SIMULAZIONI EFFETTUATE E RISULTATI OTTENUTI

Le simulazioni effettuate sono state numerose, specialmente per condurre inizialmente alcune analisi di sensitività del software. Sono stati variati alcuni parametri o dati di input del modello (come ad esempio i parametri di vegetazione, di erosione laterale, la portata solida in ingresso, ecc.), al fine di valutarne l'influenza sugli output e verificare la condizione avente il maggior riscontro con la realtà o coi risultati attesi. A tal proposito, si ricorda che il modello non è stato oggetto di una vera e propria calibrazione, ma è comunque da

¹ M. Nicolini (2018), *Studio morfodinamico su modello numerico del tratto di fiume Tagliamento compreso tra il ponte di Pioverno (Venezia) e il ponte di Pinzano*. Relazione idraulica. CISM (Centro Internazionale di Scienze Meccaniche), Udine.

ritenersi affidabile in quanto i parametri adottati sono quelli che permettevano il migliore riscontro (a fine simulazione) tra i risultati modellistici e le ortofoto desumibili da Google Maps, riferite agli stessi orizzonti temporali.

La Figura 3.4 illustra l'interfaccia grafica del software con la rappresentazione del DEM di calcolo, mentre la Figura 3.5 un istante durante la simulazione in condizioni di basse portate.

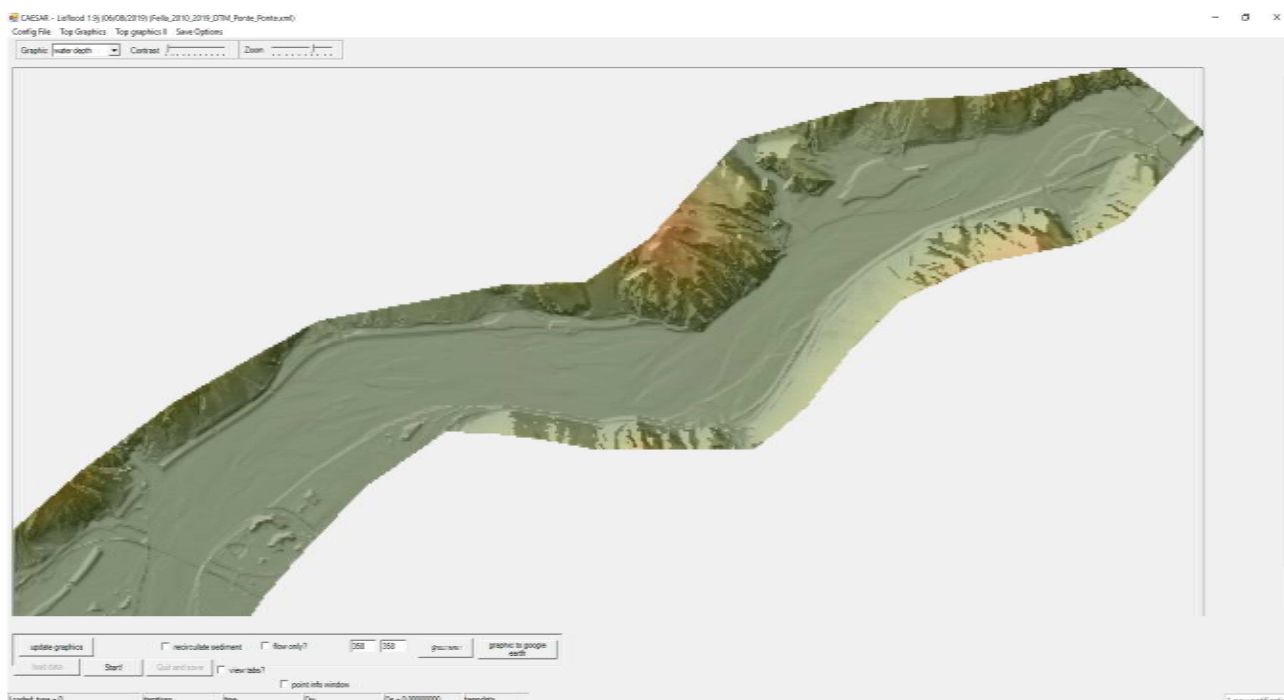


Figura 3.4. Esempio dell'interfaccia di CAESAR-LISFLOOD, con rappresentazione del DEM di calcolo.

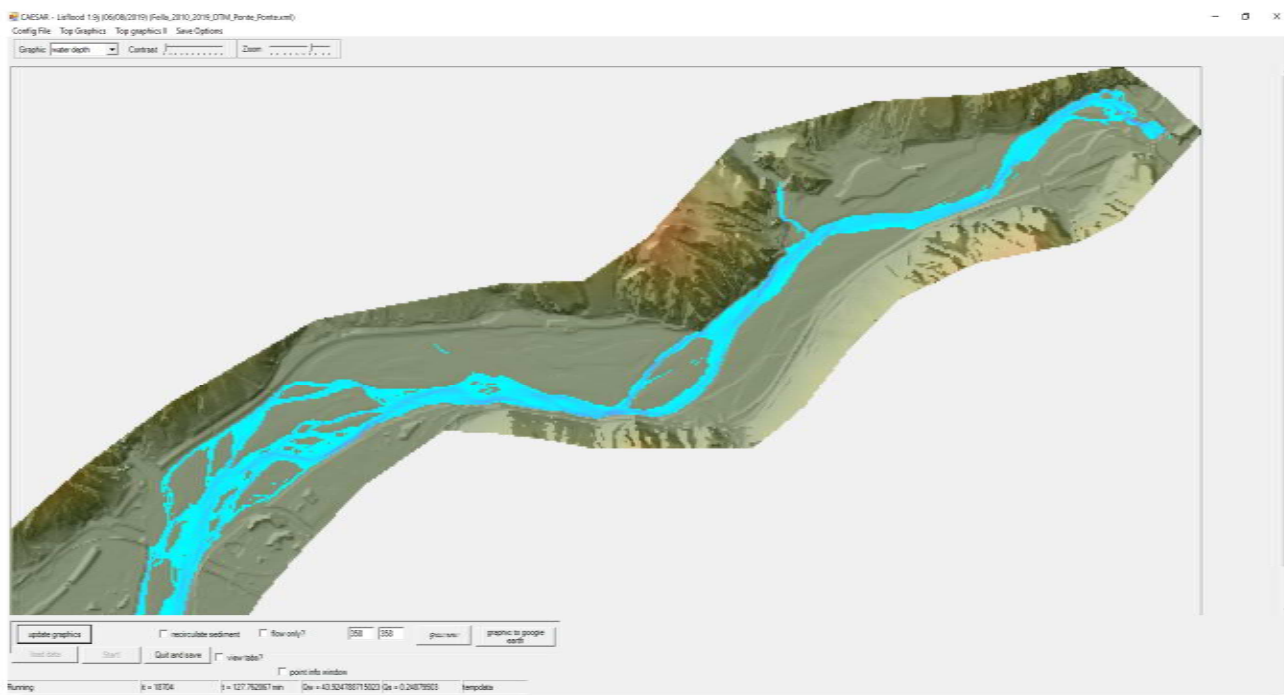


Figura 3.5. Esempio di immagine fornita come output da CAESAR-LISFLOOD, che illustra le zone allagate nel dominio ad un certo istante della simulazione.

Oltre alle immagini (che forniscono una rappresentazione qualitativa), il software permette di salvare il file raster “elevdiff.txt” che riporta, per ogni cella, la differenza di quota rispetto alla situazione iniziale (alla fine della simulazione e/o ad intervalli di tempo specificati nella schermata “Files”). Il file può essere importato all’interno di SMS e, impostando una scala cromatica per la “Contour Map”, permette di ottenere un raster in cui vengono messe in evidenza le zone tendenzialmente erose e quelle in cui avviene il deposito (si veda a titolo di esempio la Figura 3.6, dove in scala di marrone sono indicate le zone erose, mentre in scala di verde quelle di deposito).

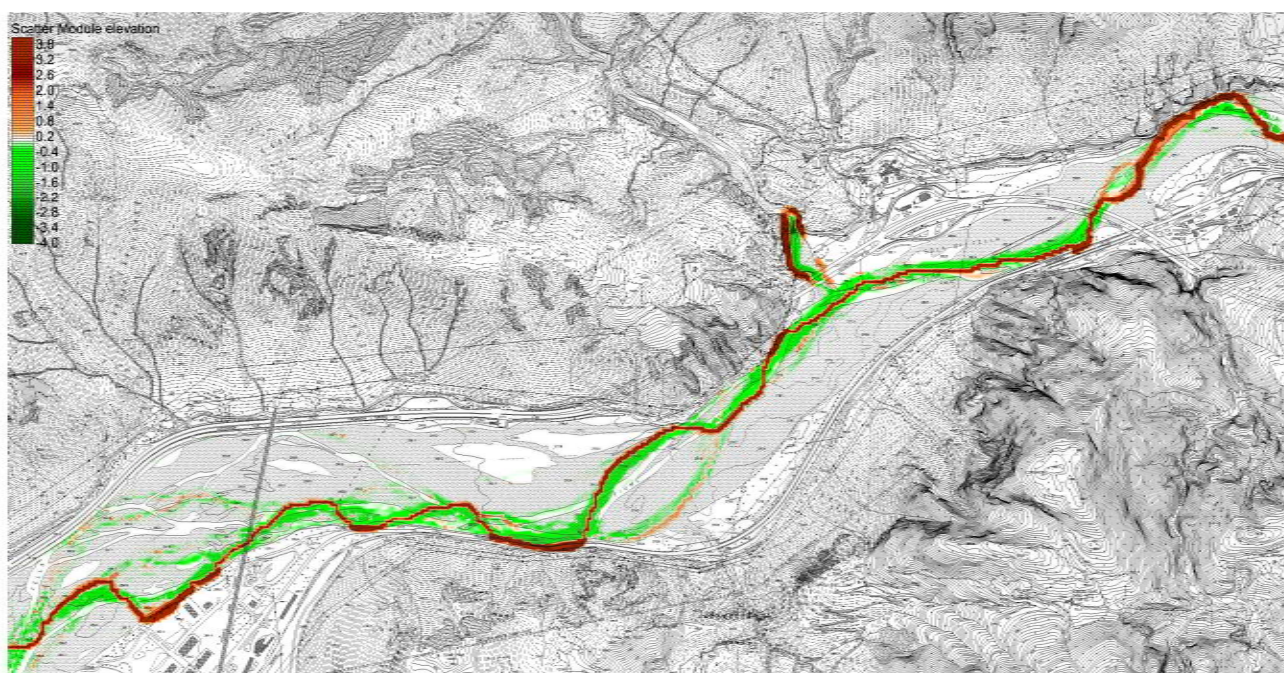


Figura 3.6. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico e realizzata con il software SMS, in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

Tutte le simulazioni hanno adottato come condizioni al contorno in ingresso i dati orari di portata nel periodo di 10 anni dal 2010 al 2019 (compresi), per un totale di 3652 giorni simulati e un tempo medio di CPU (per ogni simulazione) pari a circa 14 giorni.

I parametri impostati all’interno di CAESAR-LISFLOOD sono quelli che, in base ad un consistente numero di simulazioni iniziali, hanno condotto ai risultati più soddisfacenti. Non potendo parlare di una taratura vera e propria del modello, si può comunque affermare che le analisi di sensitività hanno permesso di individuare i valori dei parametri che permettessero un buon accordo (a fine 2019) tra modello e situazione reale.

La scala cromatica adottata, per motivi di uniformità di rappresentazione, è la stessa per tutte le figure. Si noti che, nonostante gli elevati estremi (± 4.0 m), normalmente le variazioni del fondo alveo sono nella maggior parte dei casi contenute all’interno di ± 1.0 m. Diverso è invece il caso di fenomeni di arretramento spondale,

derivanti da erosioni laterali e divagazioni dei filoni principali del corso d'acqua). In tali casi, infatti, l'asportazione del pendio di sponda determina variazioni che possono anche arrivare a 3.5÷4.0 m.

Le Figure 3.7-3.14 riportano, per la zona di interesse in corrispondenza del viadotto Rio Glagnò, i risultati ottenuti con riferimento a diversi istanti temporali per comprendere, seppur qualitativamente, l'evoluzione tendenziale avvenuta in tale tratto. I risultati sono rappresentati in forma cromatica (in toni di verde le tendenze al deposito e in toni di marrone quelle erosive), con i valori numerici positivi che indicano l'erosione (e viceversa).

I risultati devono essere valutati con una certa analisi critica: dal momento infatti che il modello prevede anche l'erosione di versante e il possibile franamento spondale, laddove i versanti siano in roccia stabile (come lungo l'alveo del Glagnò) oppure le sponde siano state consolidate (ad es. a seguito dei lavori effettuati in sinistra idrografica lungo il Fella), non sono da considerare attendibili le previsioni modellistiche, ancorché presentino il vantaggio di evidenziare le zone di tendenziale erosione (il fatto che siano stati realizzati interventi di ripristino è una conferma in tal senso).

Il modello invece riproduce correttamente due fenomeni principali che sono avvenuti in questi ultimi anni in corrispondenza della confluenza tra Fella e Glagnò, vale a dire:

- 1) lo spostamento progressivo del filone di magra del Fella verso la destra idrografica con la conseguenza di erodere la scarpata della spalla nord;
- 2) l'elevata azione erosiva da parte del Glagnò su alcune pile e relative fondazioni del viadotto nord.

Per quanto riguarda il punto 1, è stato necessario l'urgente intervento di ripristino più volte richiamato. Per quel che riguarda invece il punto 2, c'è da rilevare come la tendenza evolutiva del fiume Fella nel tratto adiacente la confluenza sia stata di un generale abbassamento dell'alveo, che risulta essere particolarmente inciso in sponda destra. A seguito di ciò, l'erosione delle pile del viadotto nord è attribuibile, da un lato, all'azione idrodinamica operata dalla corrente del Rio Glagnò e, dall'altro, all'abbassamento del fondo alveo come risultato di una erosione generalizzata del Fella, specialmente proprio in destra anche per lo spostamento del filone.

Gli interventi di ripristino proposti nel presente progetto tengono quindi in considerazione queste dinamiche in atto, e sono orientati alla funzione protettiva sia dell'intervento di ripristino da poco terminato, sia delle fondazioni delle pile, soggette a duplice azione erosiva.

Per quel che riguarda il primo aspetto, sono quindi proposti alcuni pennelli per il consolidamento della scogliera a protezione della scarpata, mentre per quanto riguarda il secondo sono state identificate delle misure di protezione locale da effettuarsi sulle fondazioni delle pile maggiormente soggette a erosione.

Tali interventi in progetto vengono analizzati in maggior dettaglio con l'ausilio del modello idrodinamico a fondo mobile descritto nel capitolo seguente.

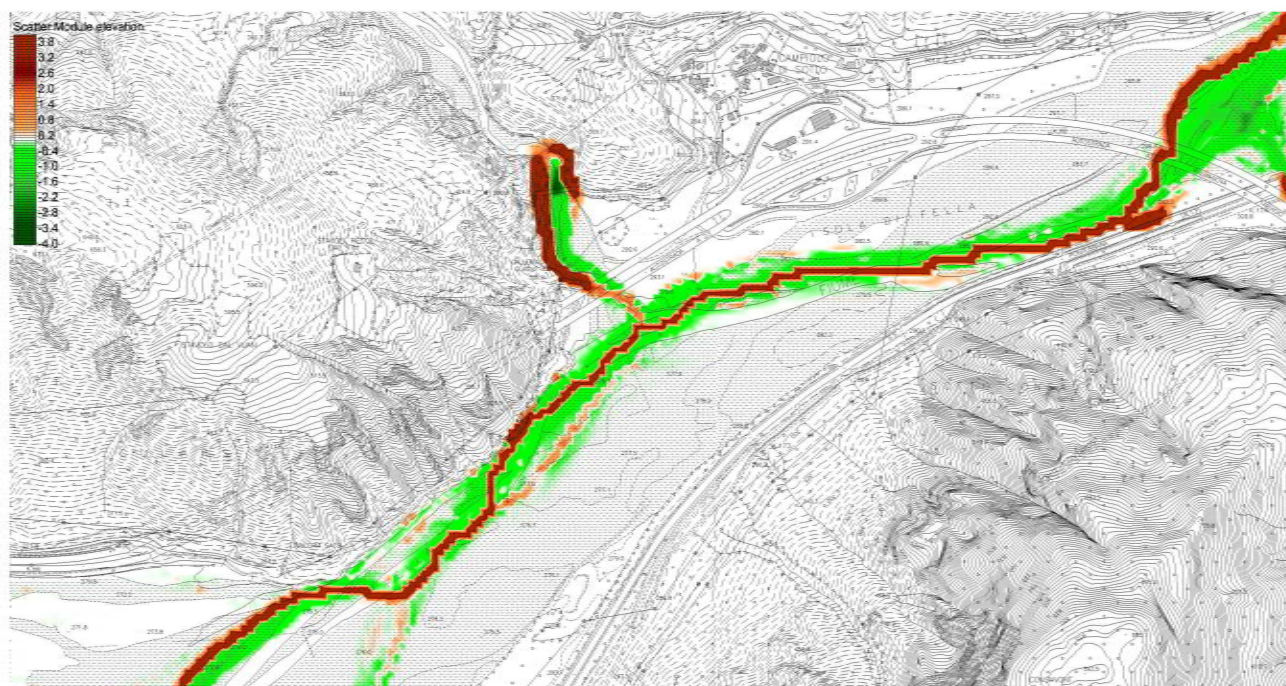


Figura 3.7. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 1), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

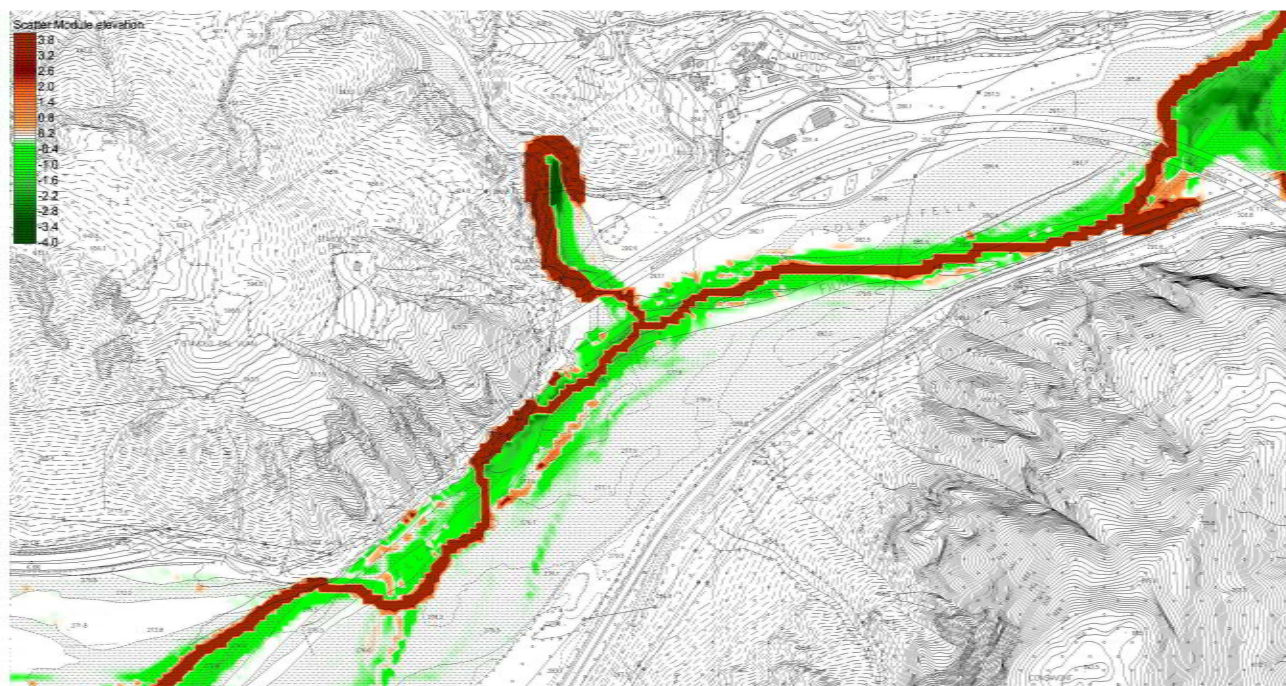


Figura 3.8. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 2), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

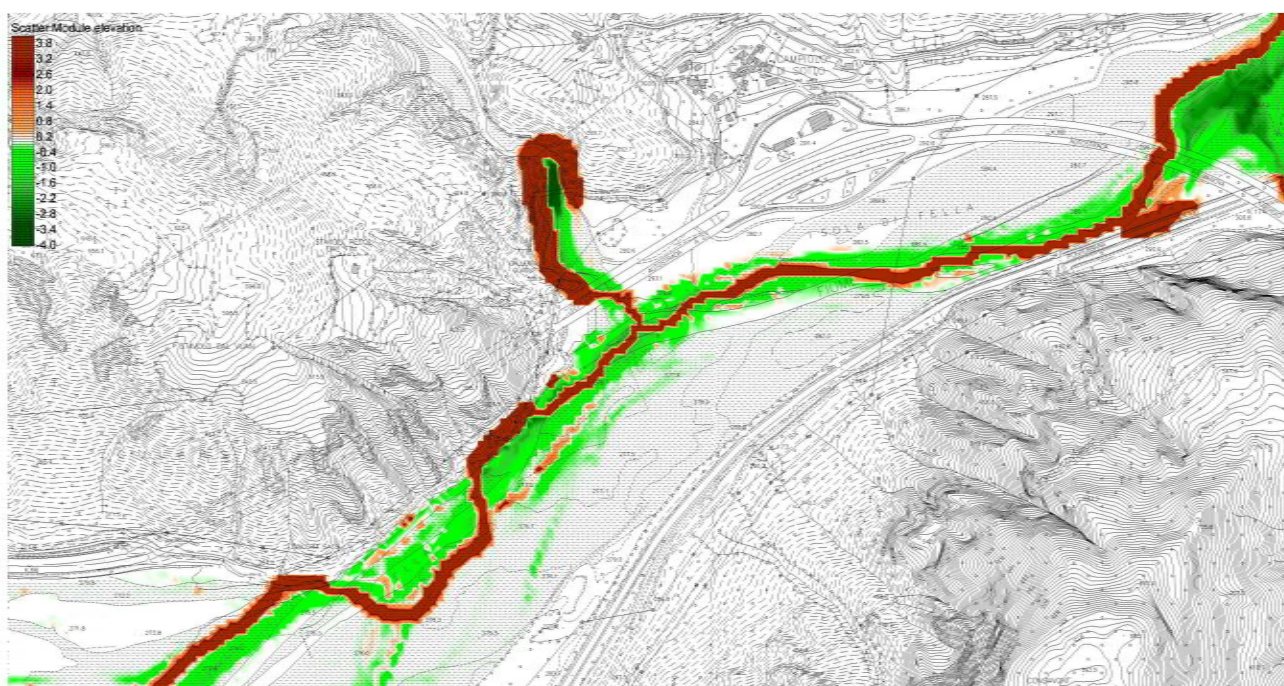


Figura 3.9. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 3), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

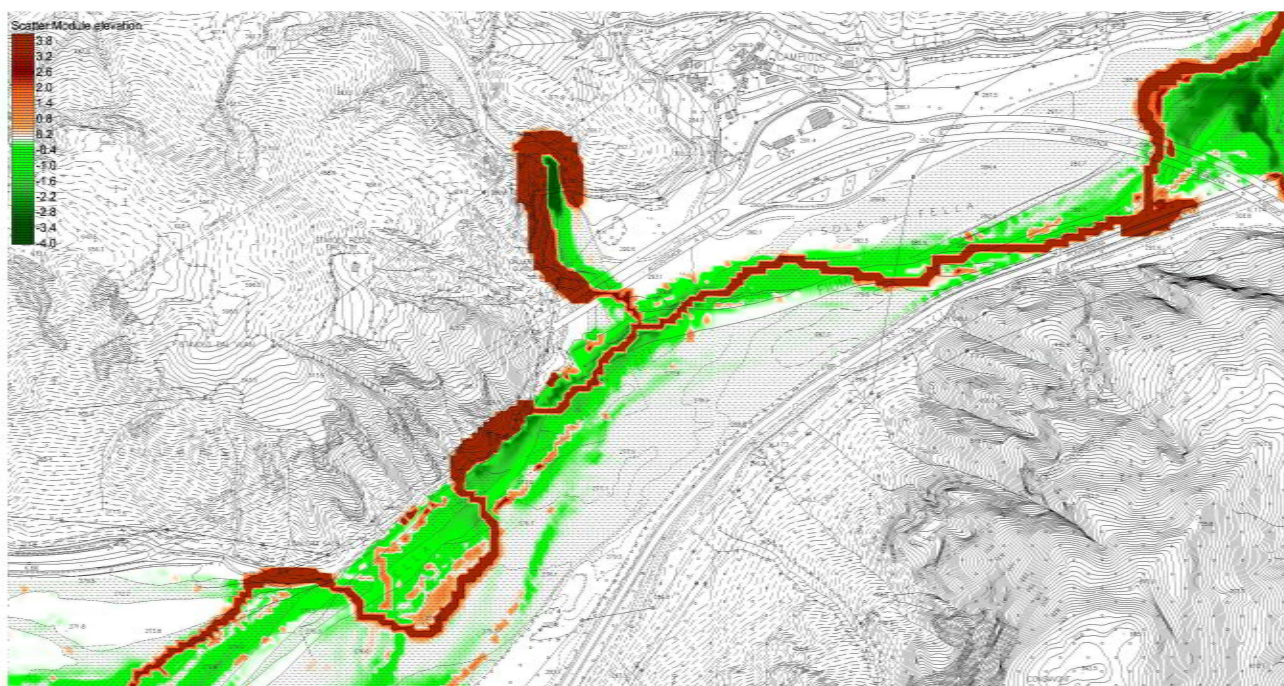


Figura 3.10. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 4), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

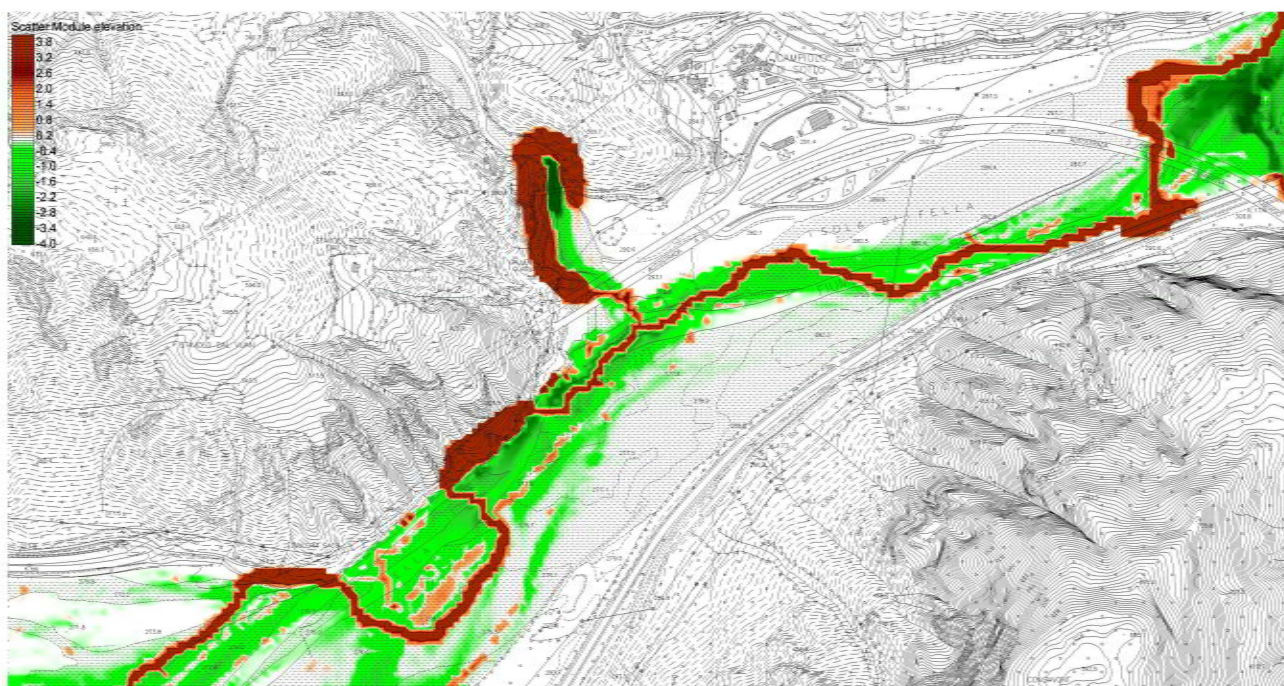


Figura 3.11. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 5), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

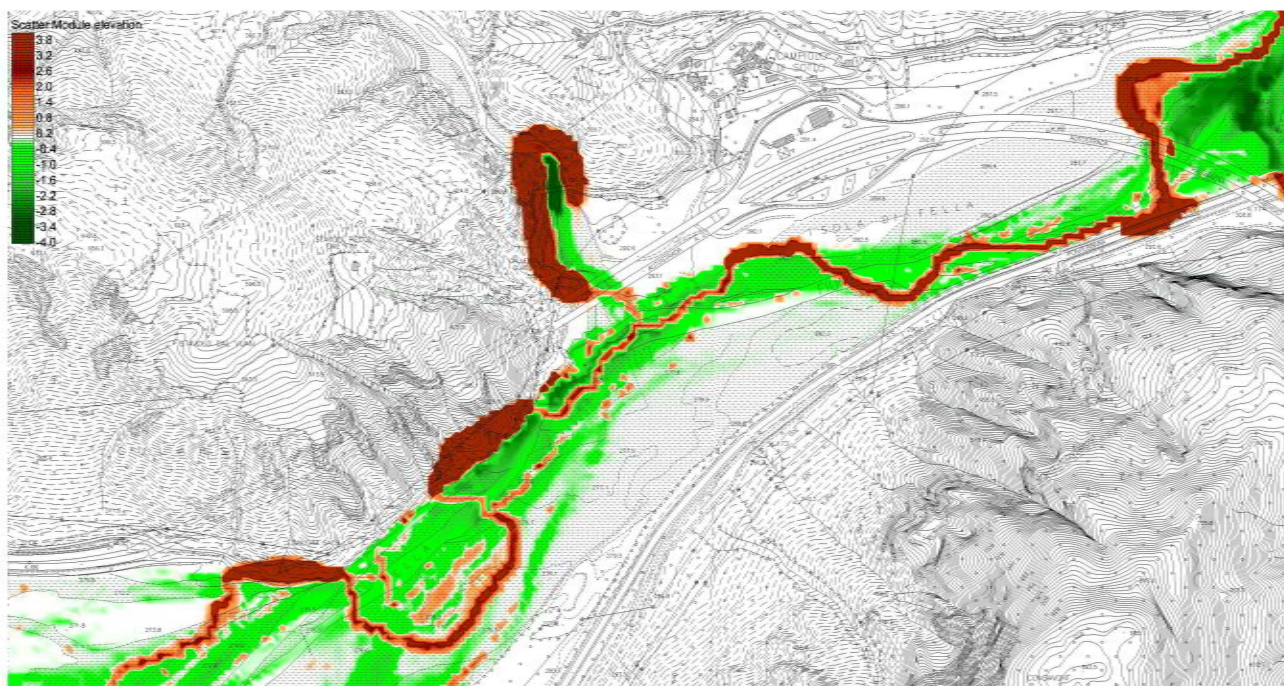


Figura 3.12. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 6), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

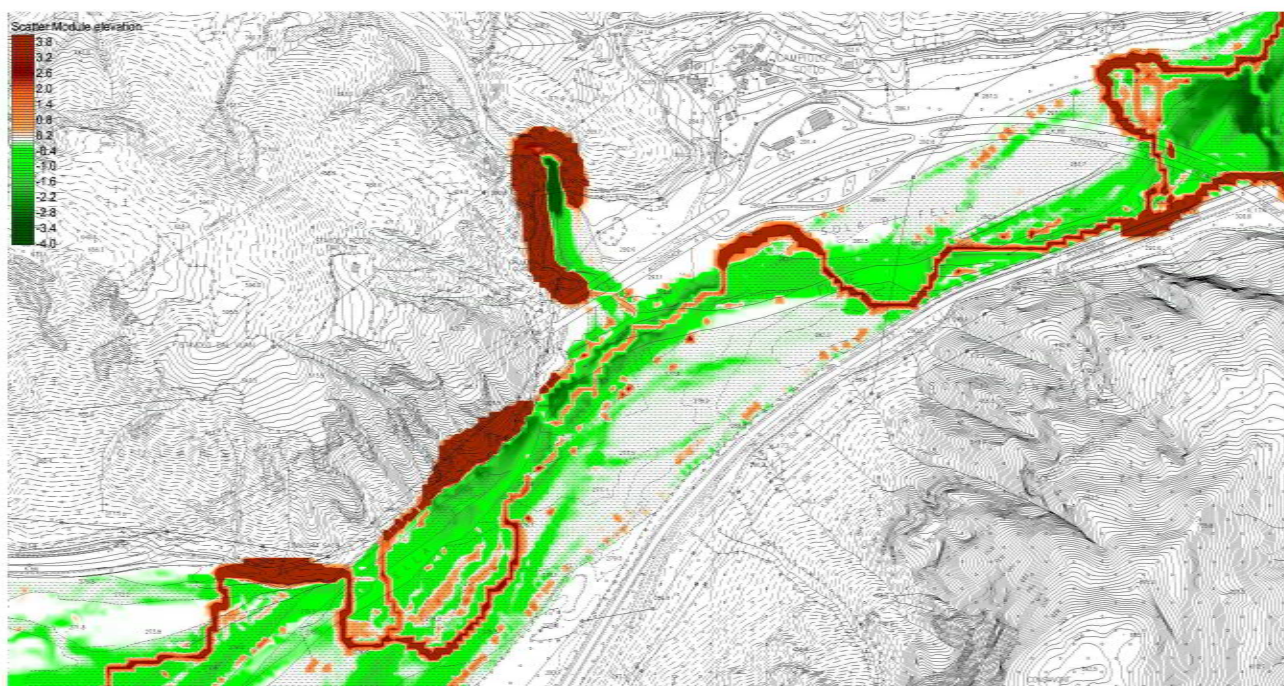


Figura 3.13. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 7), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

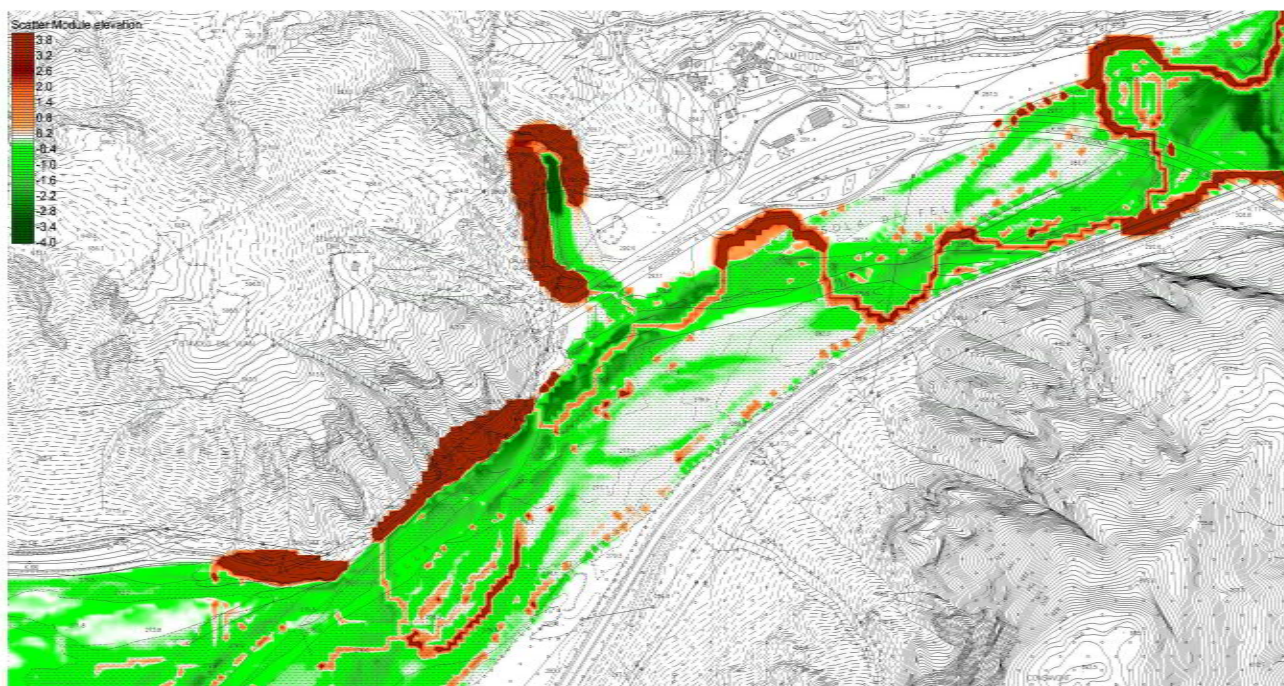


Figura 3.14. Rappresentazione cromatica dei risultati ottenuti dal modello morfodinamico (istante 8), in cui in marrone sono mostrate le zone di erosione (valori positivi) e in verde quelle di deposito (valori negativi).

4. MODELLO IDRODINAMICO BIDIMENSIONALE A FONDO MOBILE

In questa sezione sono descritti i risultati ottenuti con il modello idrodinamico bidimensionale a fondo mobile, sviluppato con il software SRH-2D descritto nell'Appendice C2. Dopo una breve descrizione sulle caratteristiche della mesh di calcolo, sono illustrate le mappe relative ai campi idrodinamici (profondità dell'acqua e velocità della corrente) e di variazione di fondo alveo (deposito/erosione) negli scenari di interesse: stato di fatto e stato di progetto, ottenuti considerando sia la simulazione effettuata in condizioni di massima piena centenaria, sia quella con $Tr = 200$.

4.1 DOMINIO COMPUTAZIONALE E CREAZIONE DELLA GRIGLIA DI CALCOLO

Il dominio computazionale si estende dal ponte di Moggio Udinese della ex-SP112 fino al ponte ferroviario a monte della zona industriale-artigianale di Amaro, comprendendo un tratto di alveo di circa 5 km.

La Figura 4.1 illustra l'inquadratura del tratto di fiume Fella e dell'ultimo tratto del Rio Glagnò con evidenziato in rosso il contorno della mesh, ovvero del dominio computazionale, mentre la Figura 4.2 l'andamento delle quote del terreno all'interno del dominio di calcolo.

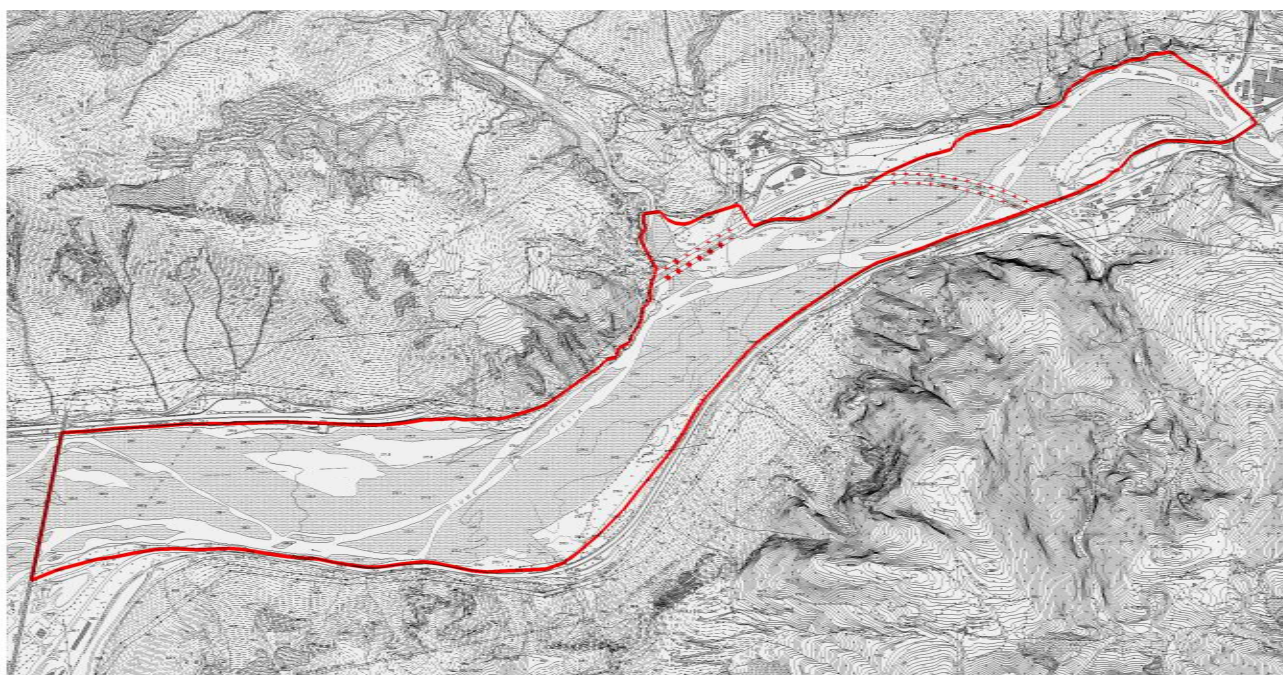


Figura 4.1. Inquadratura geografica del fiume Fella su base cartografica nel tratto oggetto di studio, con evidenziato in rosso il contorno del dominio di calcolo.

La discretizzazione del dominio di calcolo (con una mesh non strutturata e caratterizzata da elementi misti triangolari e quadrangolari) ha richiesto un certo compromesso tra le esigenze di dettaglio computazionale e i vincoli dettati dai tempi di calcolo.

Visto il grado di dettaglio della mesh, la dimensione delle celle è stata opportunamente adeguata per discretizzare tutte le opere presenti in alveo; in particolare, in presenza di pennelli, pile di ponte, muri di sponda e alcune particolari morfologie, il lato di alcune celle è stato ridotto fino a $0.8 \div 1.0$ metri.

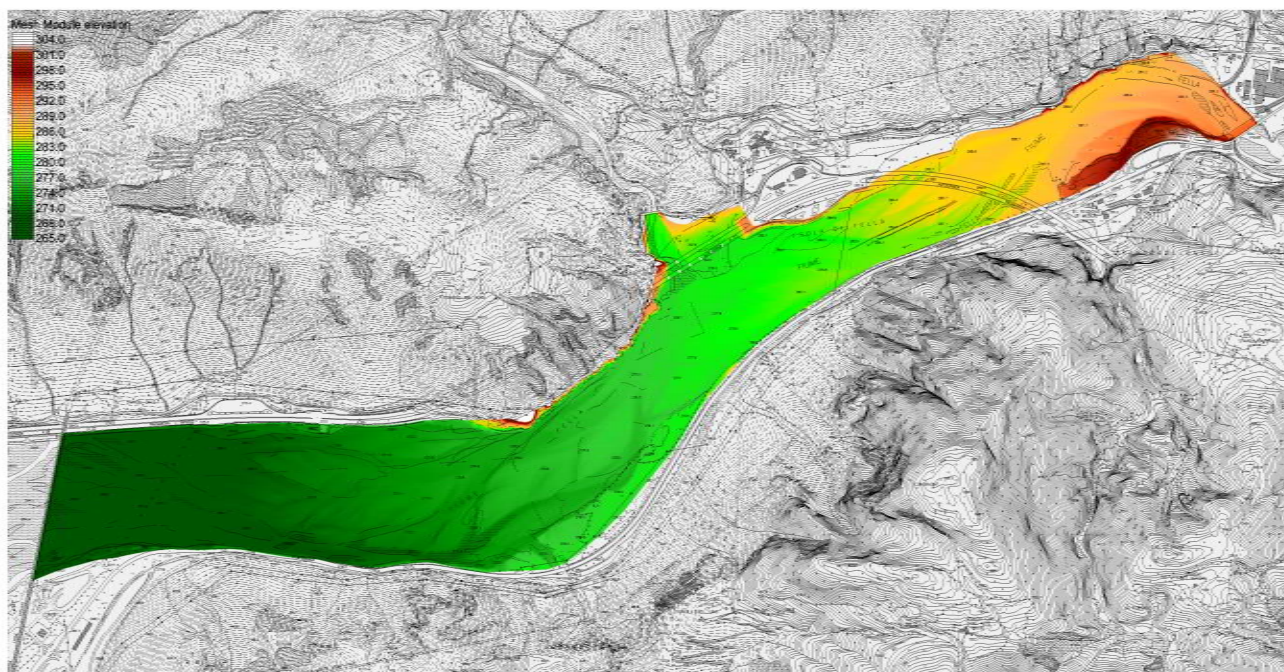


Figura 4.2. Andamento delle quote (in metri sul medio mare) nell'ambito del dominio di calcolo.

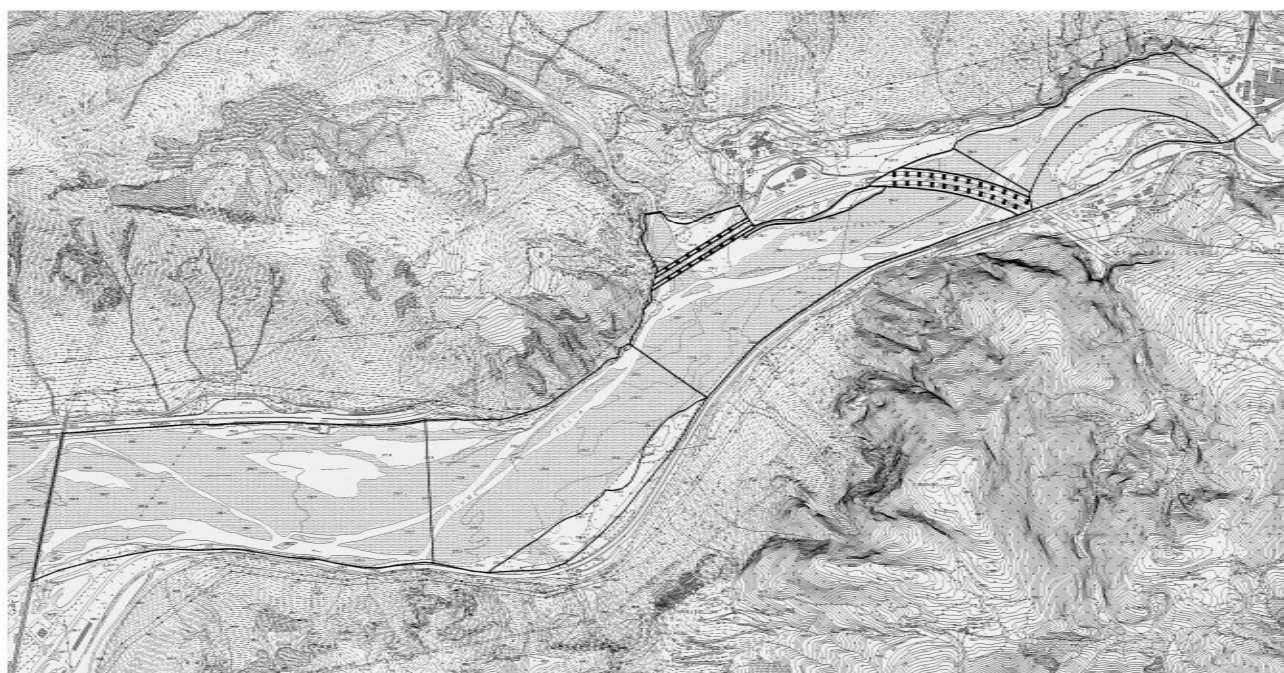


Figura 4.3. Suddivisione del dominio di calcolo in poligoni per rappresentare contorni di interesse.

A partire dal dominio di calcolo, è stato quindi preparato un file che contenesse tutti i contorni interni significativi, in modo da delineare le poligonali fondamentali per descrivere opere e morfologie. Tali delimitazioni interne hanno soprattutto contemplato la descrizione delle pile dei viadotti (Figura 4.3).

La Figura 4.4 illustra la panoramica complessiva della mesh di calcolo, dalla quale si evince il raffittimento progressivo delle celle nel tratto della confluenza con il Rio Glagnò, sede degli interventi in progetto.



Figura 4.4. Panoramica generale della mesh computazionale.

Le Figure 4.5 e 4.6 illustrano due esempi su ortofoto con riferimento alla zona, rispettivamente, in corrispondenza del viadotto Rio Glagnò (situazione allo stato di fatto) e di quello sul Fella, mentre la Figura 4.7 i dettagli inseriti nella mesh per contemplare le opere in progetto (protezioni pile viadotto e pennelli).

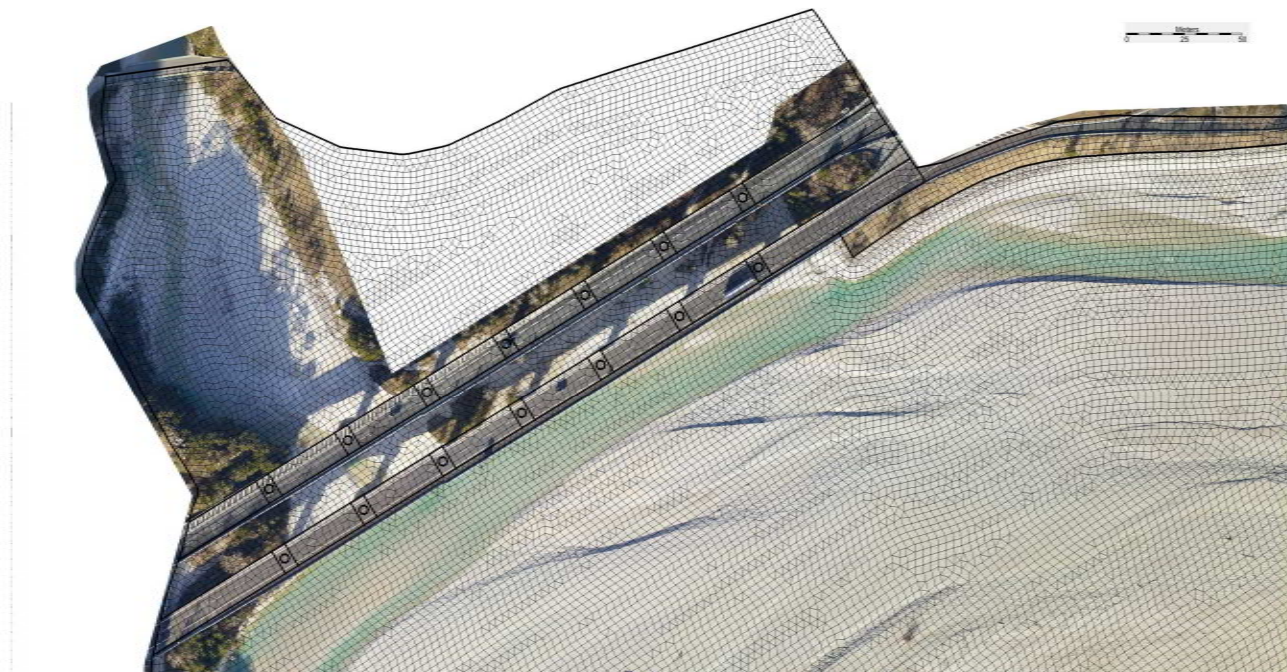


Figura 4.5. Particolare della zona in corrispondenza della confluenza con il Rio Glagnò, in destra idrografica, con la discretizzazione delle pile del viadotto (allo stato di fatto) e del muro di sostegno della scarpata della spalla nord, oggetto di recente ripristino da parte di Autostrade per l'Italia S.p.A..

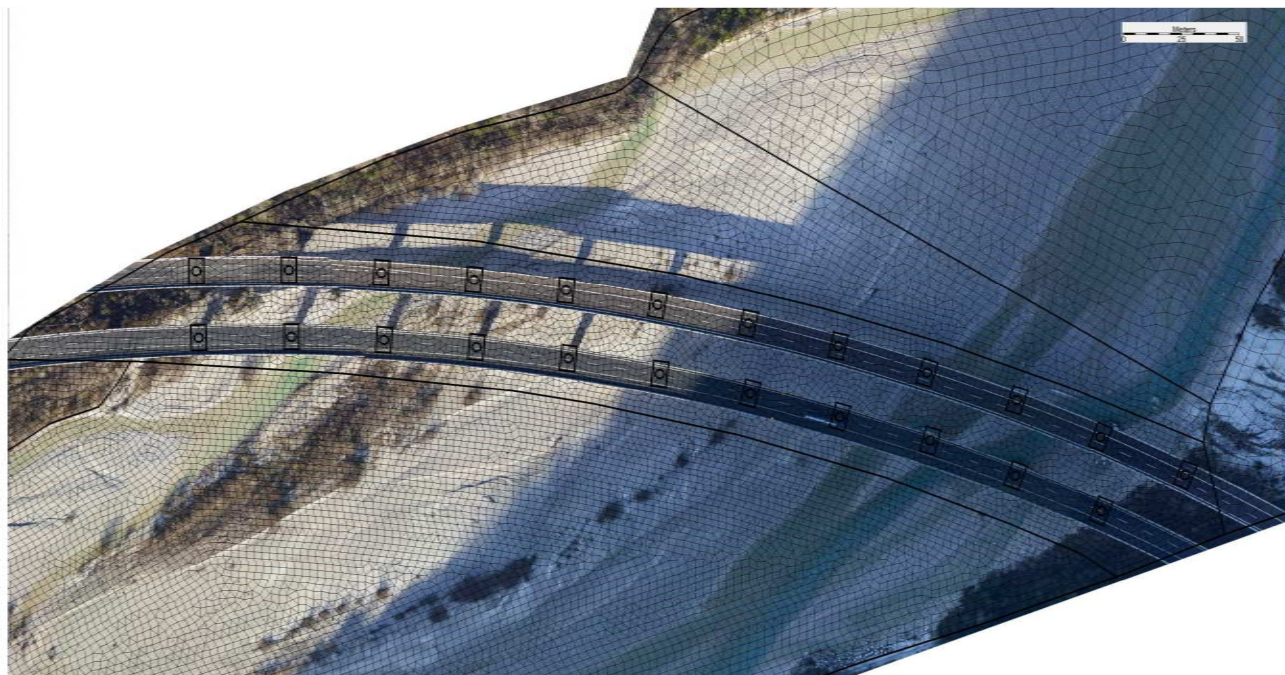


Figura 4.6. Particolare della zona di attraversamento del viadotto sul fiume Fella.



Figura 4.7. Particolare della mesh con inserimento degli elementi di progetto (protezione alle pile e pennelli).

4.2 QUOTATURA DELLA MESH

La quotatura della mesh è stata effettuata sulla base di un recente rilievo laser-scan (Febbraio 2020) realizzato con droni nella zona oggetto di modellazione. Tale rilievo è stato successivamente integrato con misure puntuali per identificare la posizione e relativa quota delle pile e delle fondazioni in modo da poterle correttamente inserire nella mesh di calcolo.

La Figura 4.8 illustra l'andamento delle quote del terreno nella zona di maggior interesse, dalla quale si può notare come le microforme fluviali siano riprodotte, grazie alla fine discretizzazione delle celle. E' inoltre da evidenziare come l'andamento altimetrico dell'alveo sia quello post-interventi di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord.

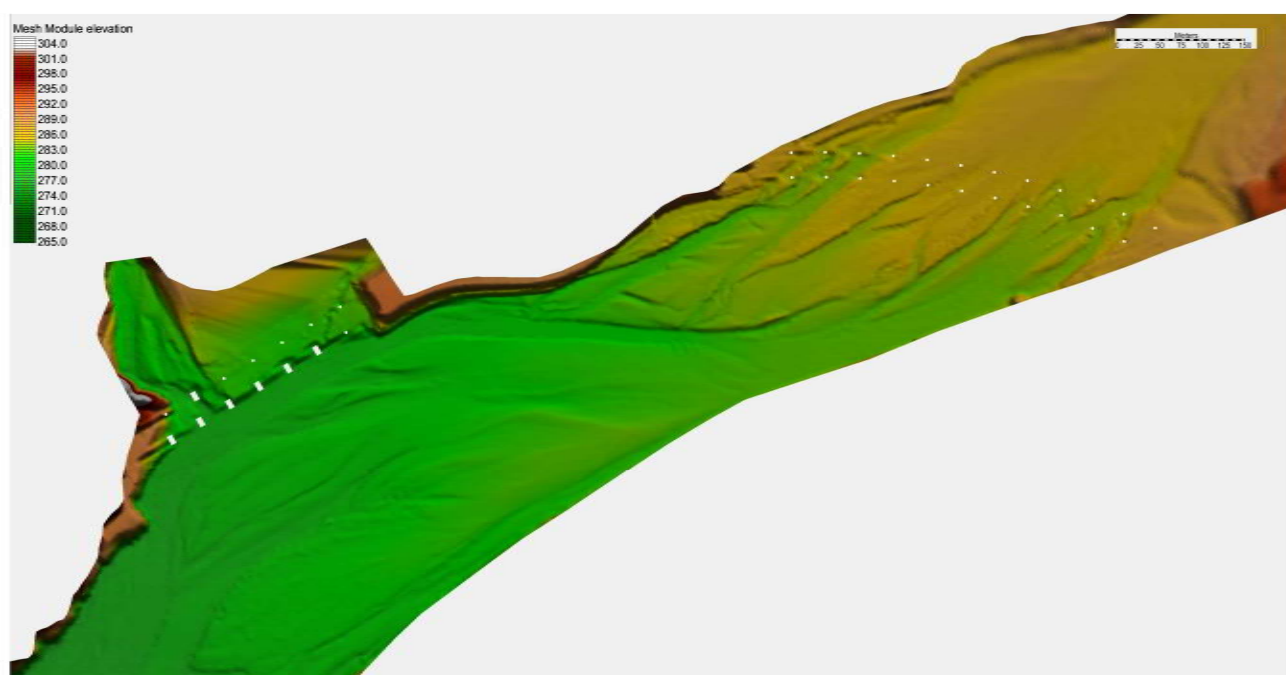


Figura 4.8. Andamento delle quote nella zona in corrispondenza della confluenza con il Rio Glagnò.

La configurazione dell'alveo così come rilevata costituisce quindi la situazione iniziale sulla base della quale sono state effettuate le simulazioni di tipo idrodinamico a fondo mobile.

4.3 SOFTWARE ADOTTATO

Il software adottato per le simulazioni idrodinamiche è SRH-2D¹, un modello numerico di simulazione ai volumi finiti sviluppato dallo statunitense Bureau of Reclamation. In particolare, l'ultima versione, v 3.2.4, è

¹ SRH-2D version 2: Theory and User's Manual, Sedimentation and River Hydraulics – Two Dimensional River Flow Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, November 2008, <http://www.usbr.gov>

quella del giugno 2019². Il software è liberamente scaricabile dal sito web, assieme ad alcuni file di esempio, e a ulteriore documentazione utile per l'utilizzo^{3,4}.

Il programma si configura con diversi moduli di calcolo, di cui i principali sono quello idrodinamico e quello relativo alla simulazione del trasporto solido e dell'evoluzione morfologica di un corso d'acqua, che vengono richiamati da un unico file di input, necessario per avviare le simulazioni.

Nel file di input (estensione *.sif), oltre ai principali parametri che definiscono il modulo da utilizzare e le caratteristiche della simulazione, si trovano i link ad altre tipologie di file, anche questi necessari per effettuare le simulazioni: il file della mesh di calcolo (estensione *.2dm) e i file per definire le condizioni al contorno (tipicamente, gli idrogrammi di piena in ingresso al dominio di calcolo).

Il modello utilizzato è basato sul modulo idrodinamico, che integra le equazioni bidimensionali alle acque basse con la tecnica dei volumi finiti, e su quello di trasporto, che integra l'equazione di trasporto solido e di evoluzione morfologica per rappresentare la variazione altimetrica del fondo alveo (Appendice C2).

Ai fini della modellazione, è stato necessario ricorrere anche al software SMS (Surface Modeling System), commercializzato dall'Aquaveo e di cui si dispone la licenza della versione 11.0. Come si è visto, questo permette la realizzazione della mesh di calcolo, ovvero del dominio computazionale in base al quale SRH-2D effettua le integrazioni numeriche.

Per quanto riguarda la fase di post-processing, si è ancora utilizzato il software SMS, che permette di caricare i file salvati da SRH-2D (in formato binario *.xmdf), con indicati i valori delle principali variabili idrodinamiche e di trasporto.

4.4 DATI IN INPUT E PARAMETRI

Ai fini delle simulazioni idrodinamiche, è necessario fornire al software numerosi dati in input e parametri modellistici, quali i flussi nelle sezioni di ingresso al dominio di calcolo, la distribuzione spaziale dei coefficienti di scabrezza e altri parametri di dettaglio puramente numerici (quali il time step e la durata dell'orizzonte temporale simulato) per eseguire i run del modello. Per quanto riguarda invece le simulazioni a fondo mobile, queste vengono generalmente lanciate a partire da una configurazione di moto permanente già raggiunta con una precedente simulazione idrodinamica, e necessitano di svariati dati in input tra cui la distribuzione della curva granulometrica, le portate solide in ingresso al dominio di calcolo e le zone non soggette a erosione (alveo fisso non erodibile).

Nel caso in esame, si è assunta come portata di riferimento quella centenaria (in analogia con il precedente progetto esecutivo di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò),

² SRH-2D version 3: User's Manual, Sediment Transport and Mobile-Bed Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, June 2019, <http://www.usbr.gov>

³ Y. G. Lai, *Flow Hydraulics and Sediment Transport Modeling with SRH-2D*, Bureau of Reclamation, March 2017.

⁴ Y. G. Lai, *Modeling In-Stream Structures and Internal Features with SRH-2D*, Bureau of Reclamation, February 2016.

e si sono poi verificati gli interventi anche con riferimento ad una eventuale piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni. Ai fini della determinazione delle portate di progetto, si è fatto riferimento alla relazione idrologico-idraulica del citato progetto esecutivo, che riporta le seguenti caratteristiche (Tab. 4.1) del bacino del fiume Fella in corrispondenza della sezione di chiusura ubicata presso il viadotto Rio Glagnò (bacino del Rio Glagnò escluso):

Superficie del bacino, S (km ²)	645.2
Lunghezza asta principale, L (km)	46.0
Quota media bacino, z_m (m s.l.m.)	1200
Quota massima incisione bacino, z_{max} (m s.l.m.)	2600
Quota sezione di chiusura, z_c (m s.l.m.)	280
Pendenza media, i (%)	1.9
Tempo di corrivazione, t_c (ore)	7.03
Coefficiente medio di deflusso, ϕ	0.4

Tabella 4.1. Principali caratteristiche del bacino idrografico del fiume Fella in corrispondenza della confluenza con il Rio Glagnò (escludendo il bacino di quest'ultimo).

Ai fini del calcolo delle portate di piena, è poi necessario eseguire l'analisi statistico-probabilistica delle precipitazioni, che porta a definire le curve di possibilità pluviometrica, opportunamente pesate sul bacino idrografico di riferimento a monte della sezione di chiusura. Sempre riferendosi al precedente studio idrologico-idraulico, le curve di pioggia desunte tramite regionalizzazione dei dati pluviometrici sono riportate in Tabella 4.2.

COD	STAZIONE	TR=10		TR=100		TR=200		h(tp=1ora)		
		a	n	a	n	a	n	TR=10	TR=100	TR=200
148	TARVISIO	31.45	0.436	47.35	0.411	52.00	0.406	29.95	43.63	47.59
170	TOLMEZZO	51.64	0.520	74.15	0.522	80.82	0.522	49.94	71.74	78.20
173	PONTEBBA	54.43	0.480	93.79	0.490	105.50	0.492	49.36	79.36	88.17
180	RESIA	61.09	0.524	87.92	0.530	95.56	0.532	60.08	86.60	94.11
183	MOGGIO UDINESE	57.83	0.471	93.82	0.472	104.49	0.472	52.60	80.77	89.00
184	VENZONE	80.13	0.364	131.68	0.339	146.74	0.334	66.66	97.34	105.94
185	GEMONA	64.84	0.338	93.30	0.343	101.34	0.345	63.73	87.82	94.45
186	ALESSO	63.11	0.492	81.87	0.518	86.90	0.524	62.16	80.52	85.41
189	S.DANIELE DEL FRIULI	57.01	0.328	85.16	0.323	93.25	0.322	56.38	79.71	86.16
196	UDINE	58.71	0.317	85.84	0.334	93.52	0.339	55.27	77.59	83.66

Tabella 4.2. Parametri delle curve di possibilità pluviometrica per le stazioni a monte della sezione di chiusura del fiume Fella in corrispondenza del viadotto Rio Glagnò. (Riproduzione dei risultati relativi alla relazione idrologica parte del Progetto esecutivo inerente i "Lavori di ripristino del muro di sostegno della scarpata della spalla nord del viadotto Rio Glagnò - A23 km 67+212 carreggiata dx e della relativa opera di protezione fluviale". Fonte Autostrade per l'Italia, 01_51011451PEIDRRIDR0001-0.pdf, Tab. 4.1.)

Come già accennato, la sezione di chiusura adottata nel precedente progetto esecutivo esclude il contributo del Rio Glagnò, che si immette in destra idrografica subito a valle. Da una analisi del bacino del Rio Glagnò si sono determinati i principali parametri, come riportato nella Tab. 4.3.

Superficie del bacino, S (km ²)	41.7
Lunghezza asta principale, L (km)	9.2
Quota media bacino, z_m (m s.l.m.)	1022
Quota massima incisione bacino, z_{max} (m s.l.m.)	2188
Quota sezione di chiusura, z_c (m s.l.m.)	292
Tempo di corrivazione, t_c (ore)	1.83
Coefficiente medio di deflusso, ϕ	0.4

Tabella 4.3. Principali caratteristiche del bacino idrografico del Rio Glagnò, chiuso in corrispondenza della confluenza con il fiume Fella.

Si può quindi concludere affermando che i principali dati relativi all'insieme del bacino Fella + Rio Glagnò in corrispondenza dell'omonimo viadotto sono: $S = 686.9$ km² e t_c di 7 ore circa.

Le portate di riferimento assunte come riferimento nella modellazione sono riassunte nella Tabella 4.4.

	Rio Glagnò	Fiume Fella
Q (Tr 100)	316	2396
Q (Tr 200)	352	2630

Tabella 4.4. Portate di piena (valori in m³/s) per i tempi di ritorno assunti nella modellazione idrodinamica.

Ai fini della valutazione delle tendenze evolutive a scala di evento, le simulazioni idrodinamiche sono state effettuate considerando la condizione stazionaria di raggiungimento delle portate di piena in tutto il campo di moto. Tale ipotesi di lavoro, nonostante sia differente dalle situazioni che si instaurano effettivamente al passaggio di un evento di piena (con fase crescente e di successivo esaurimento), comporta però il vantaggio di considerare condizioni cautelative ai fini della determinazione delle tendenze erosive e/o deposizionali per il dimensionamento delle opere di difesa.

A partire quindi da tali condizioni idrodinamiche iniziali, il modello a fondo mobile calcola la variazione altimetrica del fondo alveo per ogni nodo della mesh di calcolo. Sempre ai fini cautelativi, tali simulazioni sono state effettuate in condizioni di trasporto *clear water*, ovvero ipotizzando nullo l'apporto di sedimenti da monte, andando quindi a valutare l'evoluzione dell'alveo in relazione alla capacità di trasporto della corrente.

4.5 RISULTATI OTTENUTI: STATO DI FATTO

Il software adottato per le simulazioni ha permesso di determinare i campi idrodinamici: con riferimento alla piena centenaria, la Figura 4.9 riporta l'andamento della profondità dell'acqua nel dominio di calcolo (su scala cromatica graduata), mentre la Figura 4.10 il campo delle velocità della corrente. La Figura 4.11 illustra ancora il campo di profondità nella parte centrale del dominio di calcolo, mentre la Figura 4.12 il relativo campo di velocità: da quest'ultima sono ben evidenti i fenomeni di 'scia' provocati dalla presenza delle pile e/o loro fondazioni. Le Figure 4.9-4.12 si riferiscono alla situazione ad inizio simulazione idrodinamica a fondo mobile: in altre parole, non contemplano l'evoluzione del fondo alveo come conseguenza dei fenomeni di trasporto.

Con riferimento alla zona oggetto di intervento, la Figura 4.13 riporta l'andamento delle profondità con relativi valori sovrapposti, mentre la Figura 4.14 il campo di velocità; le Figure 4.15 e 4.16 sovrappongono anche i vettori velocità. Le Figure 4.13-4.16 si riferiscono alla situazione corrispondente alla fine della simulazione a fondo mobile.

Dalle figure è desumibile un valore di velocità compreso tra 2 e 3 m/s in corrispondenza degli interassi tra le strutture di fondazione delle pile, e valori che possono arrivare a 3.5 m/s nella zona antistante la nuova scogliera a protezione della scarpata. Tali valori devono necessariamente essere contemplati per quel che riguarda il dimensionamento, da un lato, delle nuove strutture di protezione delle fondazioni delle pile maggiormente esposte ai fenomeni erosivi e, dall'altro, dei nuovi pennelli a protezione delle opere recentemente ultimate da parte di Autostrade per l'Italia S.p.A..

Sempre con riferimento allo stato di fatto, la Figura 4.17 riporta l'andamento della tendenza evolutiva in termini di erosione netta/deposizione nella parte centrale del dominio di calcolo. Dalla figura emergono chiaramente le tendenze già evidenziate nel modello morfodinamico del Capitolo 3, e riscontrate nella realtà, ovvero una accentuata capacità erosiva della corrente in sponda destra che, da un lato, tende a scalzare al piede il muro di protezione della scarpata del viadotto e, dall'altro, esercita fenomeni localizzati di erosione alle pile e alle strutture di fondazione.

I valori determinati dal modulo di trasporto (alcuni di essi indicati in Figura 4.17 come isolinee) sono decisamente rilevanti, superando i 5 metri per quel che riguarda la zona in sponda destra e variabili tra 1-2 m e oltre 4 metri per quel che attiene alle escavazioni sulle pile del viadotto (Figura 4.18).

Nonostante in corrispondenza del viadotto siano presenti alcune zone di tendenziale deposito, sono da evidenziare parecchie aree localizzate di pericolosa escavazione, particolarmente ubicate in prossimità delle fondazioni di alcune pile già oggetto di rilevanti erosione al piede. Si ricorda infatti che il modello idrodinamico a fondo mobile ha come condizione di partenza delle quote di fondo alveo quelle del rilievo 2020, quindi con una situazione di escavazione in atto.

Oltre ai valori di velocità sopra riportati, tali condizioni hanno suggerito la realizzazione di numerose strutture di protezione al piede delle pile del viadotto, oltreché ai pennelli a difesa della scogliera appena realizzata, come descritto nella sezione seguente.

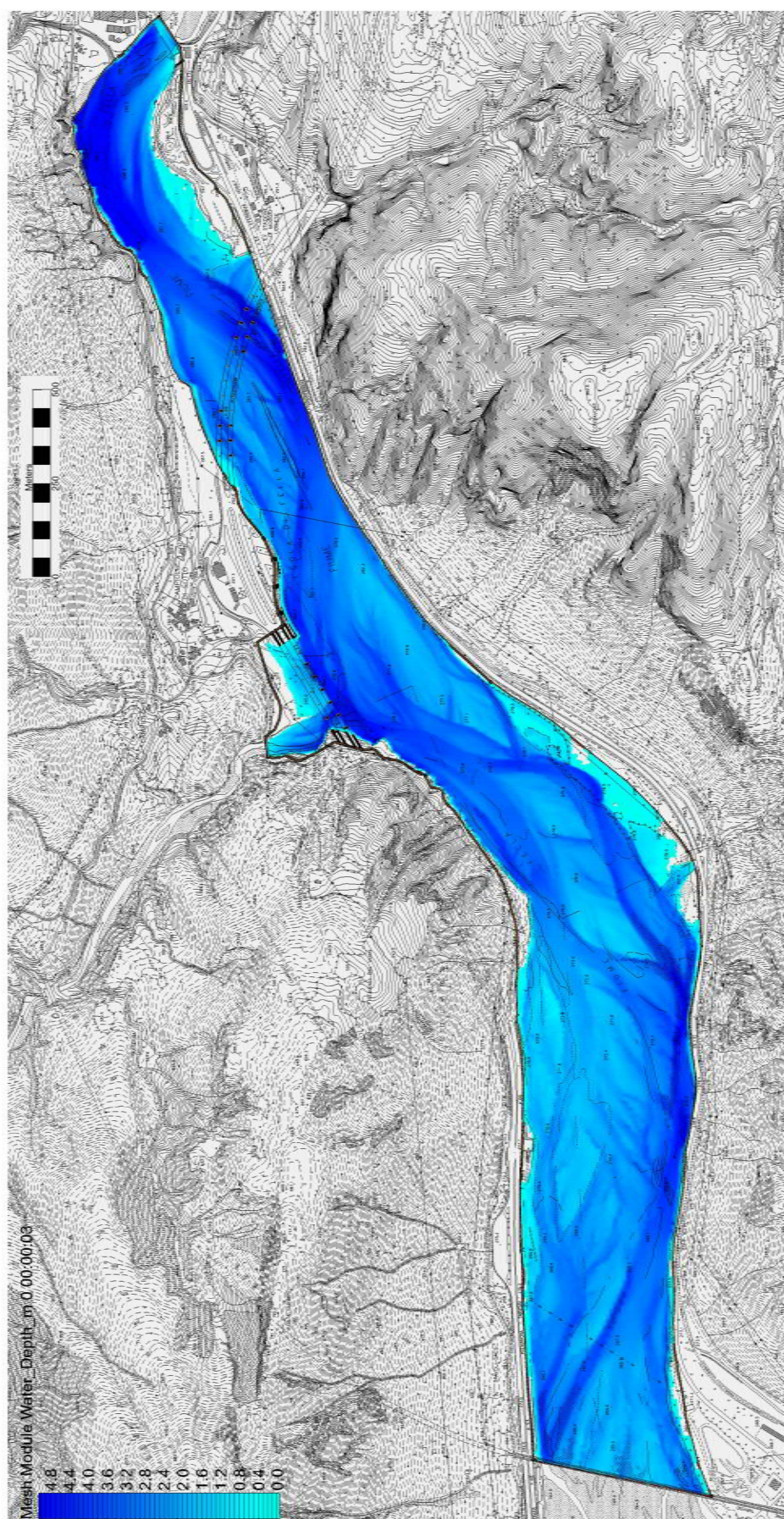


Figura 4.9. Mappa cromatica delle profondità dell'acqua (in m) allo stato di fatto (a inizio simulazione idrodinamica a fondo mobile).

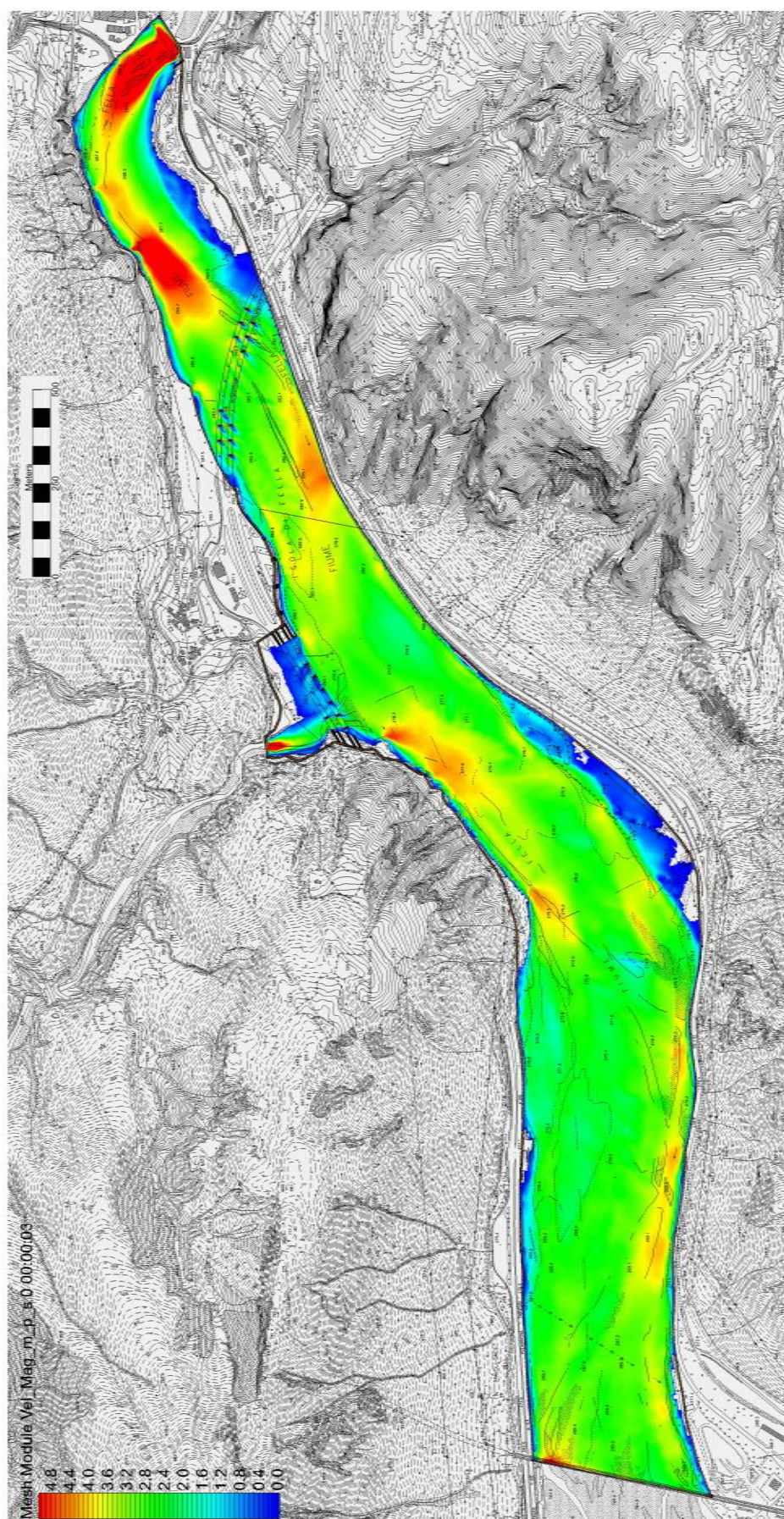


Figura 4.10. Mappa cromatica delle velocità della corrente (in m/s) allo stato di fatto (a inizio simulazione idrodinamica a fondo mobile).

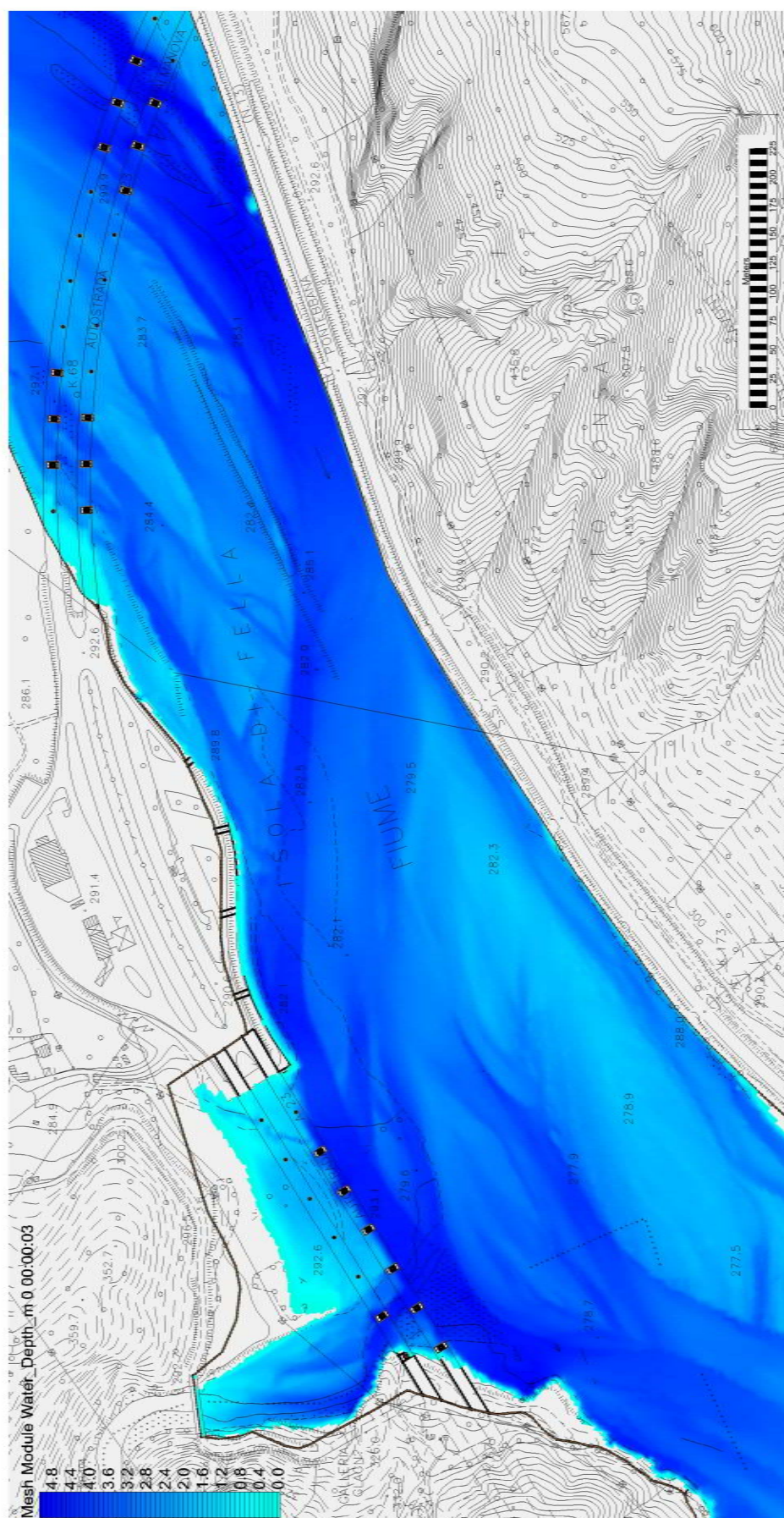


Figura 4.11. Mappa cromatica delle profondità dell'acqua (in m) allo stato di fatto nella parte centrale del dominio (a inizio simulazione idrodinamica a fondo mobile).

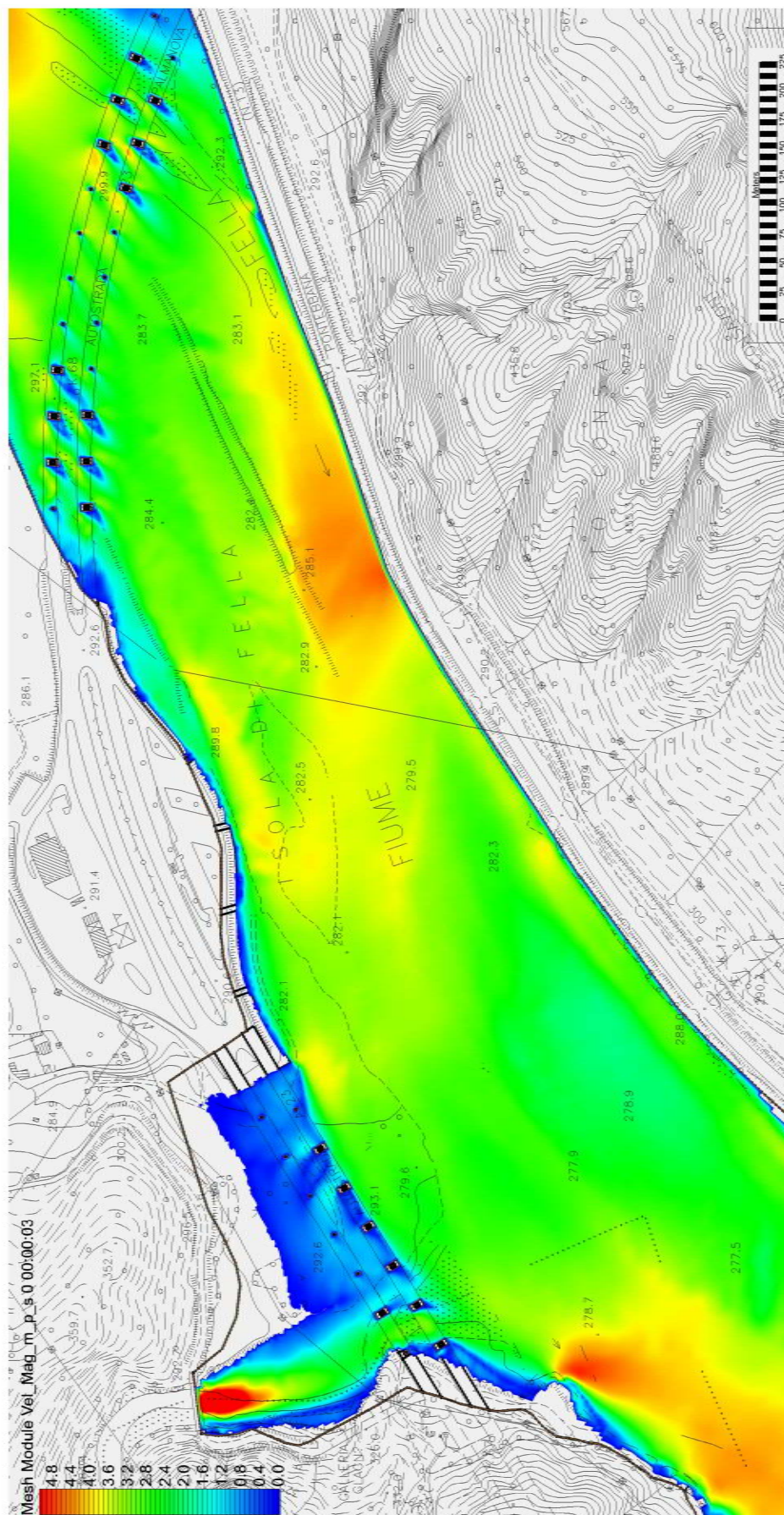


Figura 4.12. Mappa cromatica delle velocità della corrente (in m/s) allo stato di fatto nella parte centrale del dominio (a inizio simulazione idrodinamica a fondo mobile).

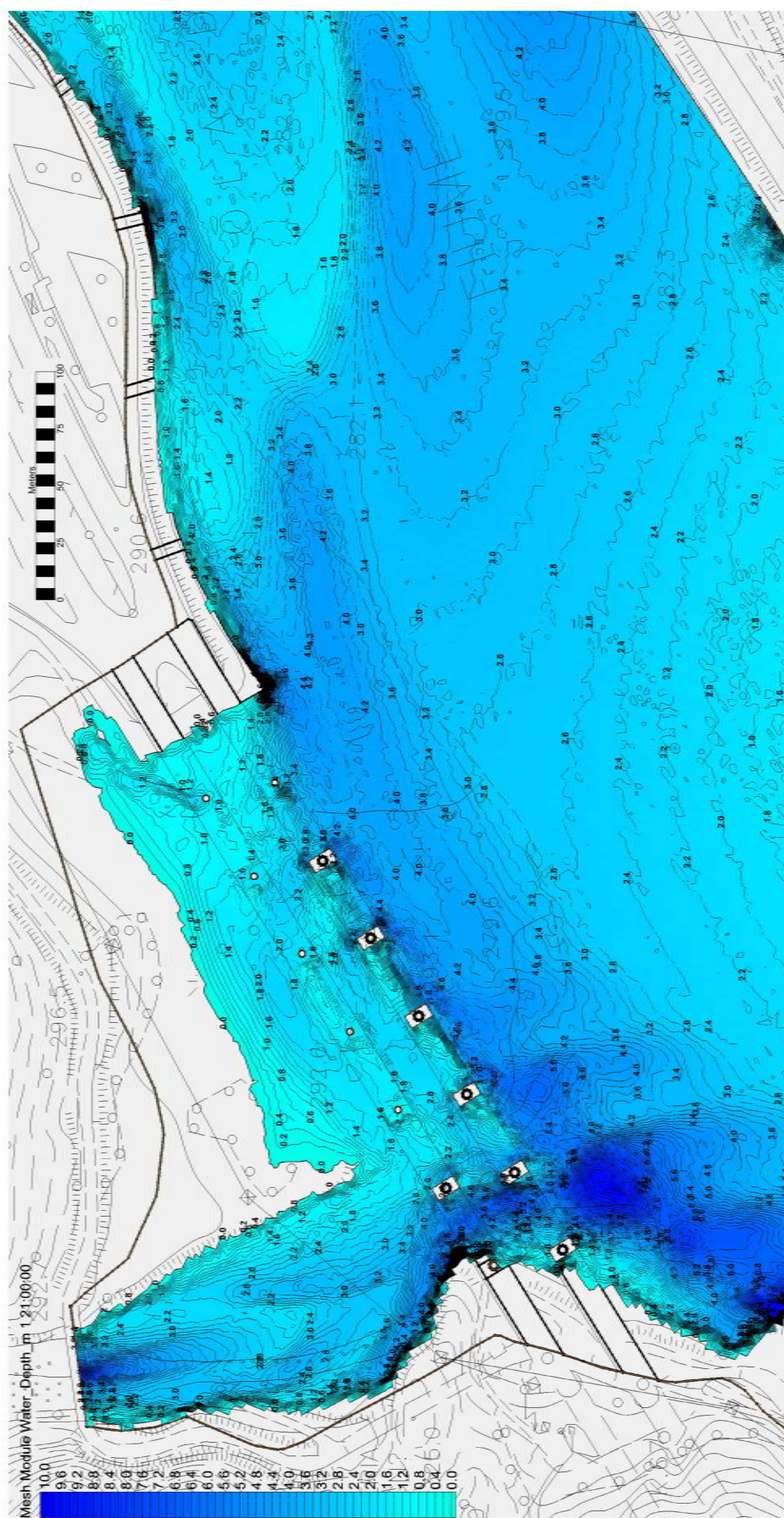


Figura 4.13. Particolare della mappa cromatica delle profondità dell'acqua (in m) a fine simulazione idrodinamica a fondo mobile nella configurazione allo stato di fatto, con indicazione dei relativi valori.

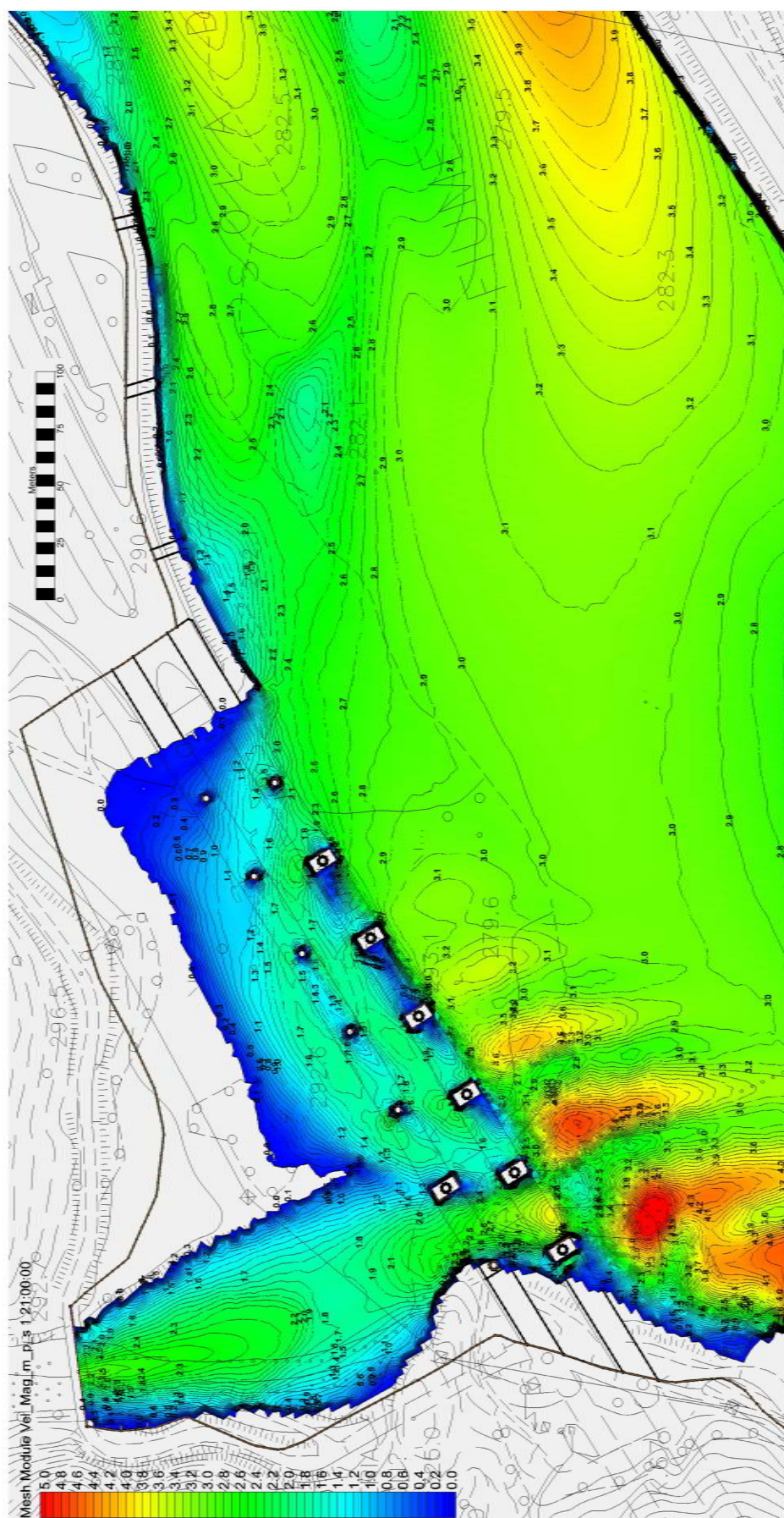


Figura 4.14. Particolare della mappa cromatica delle velocità dell'acqua (in m/s) a fine simulazione idrodinamica a fondo mobile nella configurazione allo stato di fatto, con indicazione dei relativi valori.

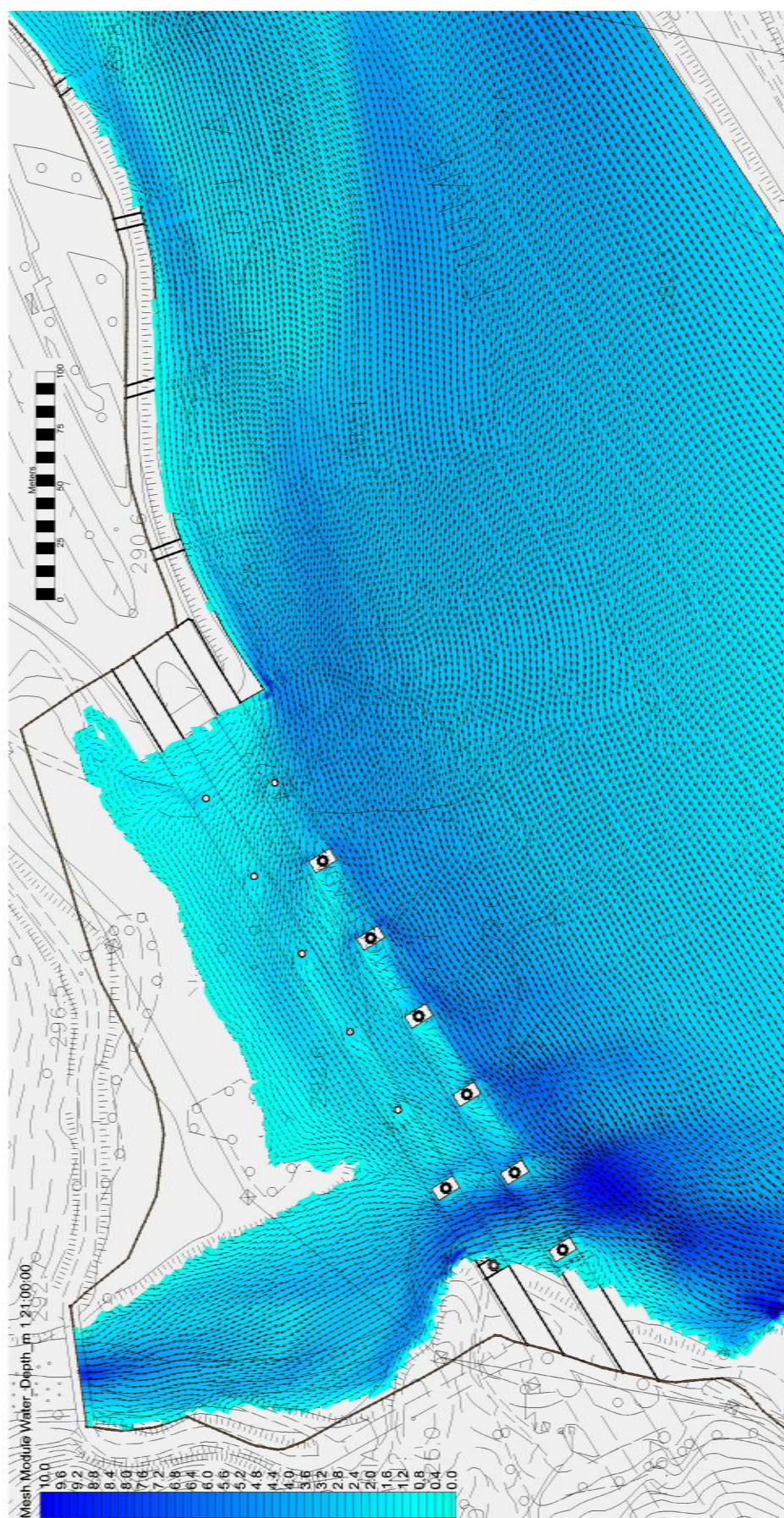


Figura 4.15. Particolare della mappa cromatica delle profondità dell'acqua (in m) a fine simulazione idrodinamica a fondo mobile nella configurazione allo stato di fatto, con indicazione dei relativi valori e sovrapposti i vettori velocità.

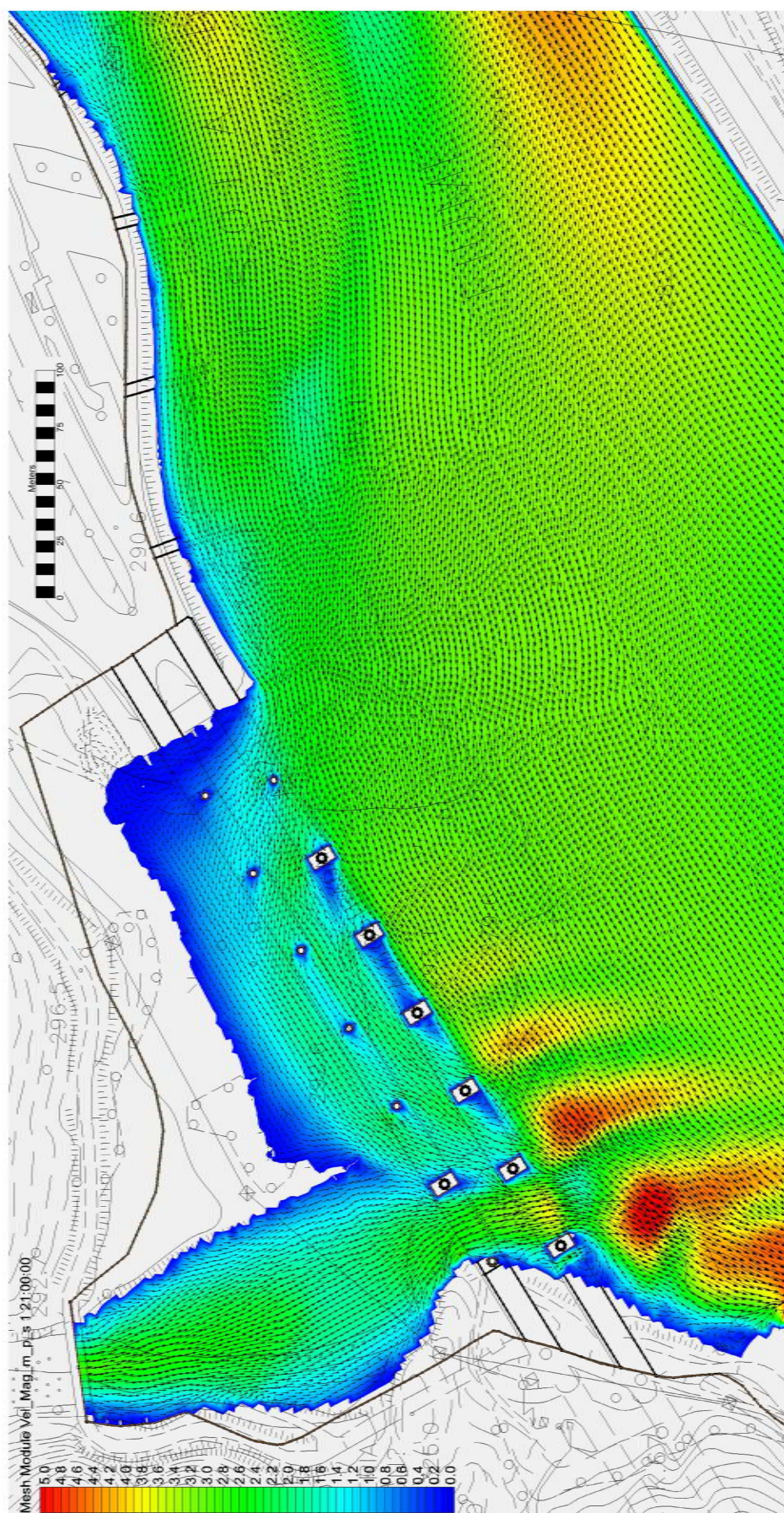


Figura 4.16. Particolare della mappa cromatica delle velocità dell'acqua (in m/s) a fine simulazione idrodinamica a fondo mobile nella configurazione allo stato di fatto, con indicazione dei relativi valori e sovrapposti i vettori velocità.

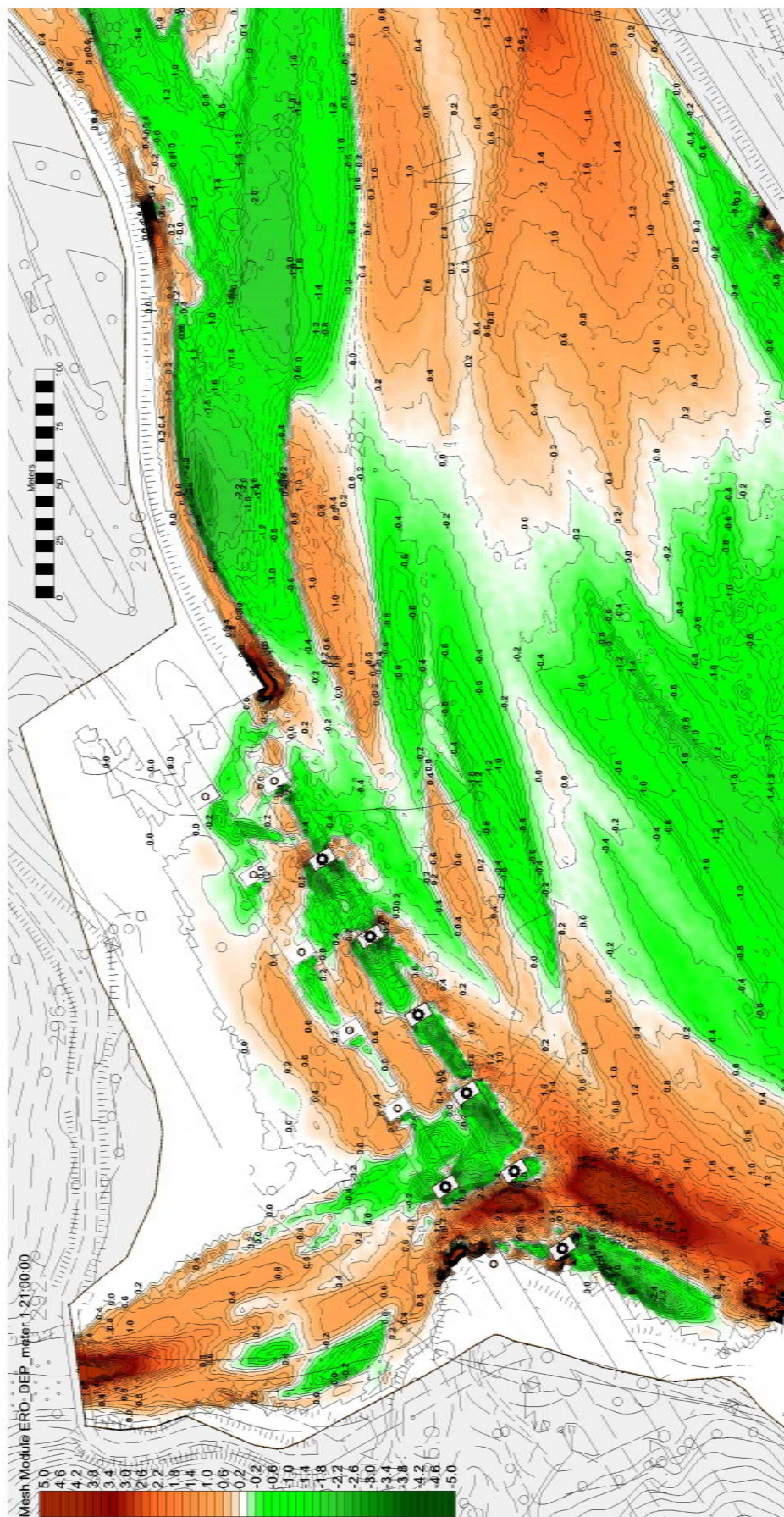


Figura 4.17. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di fatto (N.B.: valori positivi significano erosione netta).

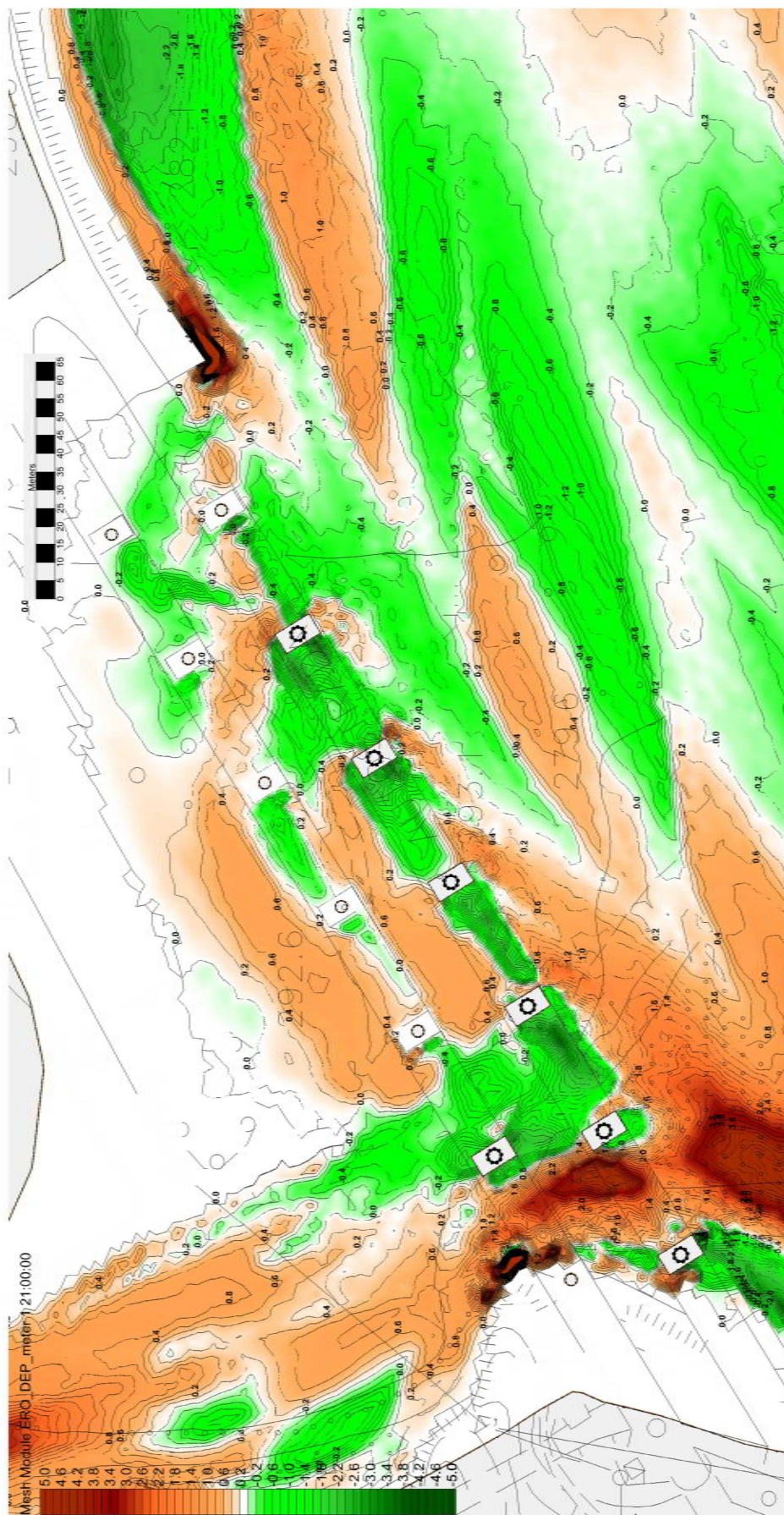


Figura 4.18. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di fatto nella zona del viadotto (N.B.: valori positivi significano erosione netta).

4.6 RISULTATI OTTENUTI: STATO DI PROGETTO

I valori idrodinamici in termini di velocità della corrente e le conseguenti capacità erosive in corrispondenza, da un lato, delle fondazioni delle pile e, dall'altro, della scogliera a protezione del muro e della scarpata della spalla nord del viadotto, necessitano di adeguate contromisure atte al contenimento di tali fenomeni.

Lo scenario individuato per le simulazioni allo stato di progetto consiste in due interventi di protezione:

- 1) realizzazione di strutture di consolidamento delle fondazioni di alcune pile del viadotto;
- 2) realizzazione di pennelli a protezione della sponda destra.

In particolare, per quanto riguarda il punto 1), sono state identificate strutture a forma ellittica aventi asse maggiore pari a 20.0 m e asse minore di 14.0 m, in modo tale da minimizzare l'interferenza con il flusso e i conseguenti fenomeni erosivi. Per quanto riguarda il punto 2), è stato analizzato un intervento consistente nella costruzione di n. 5 pennelli, con dimensioni planimetriche 20 m x 5 m, nella seguente duplice configurazione:

- a) strutture sommergibili dalla corrente, impostate ad una quota pari al fondo alveo (attuale);
- b) strutture non sormontabili dalle acque di piena.

La soluzione a) fa riferimento alla capacità di rallentare la corrente e di diminuire i fenomeni erosivi che la corrente avrebbe in sponda destra, mentre la soluzione b) rappresenta una configurazione di intervento mirato, oltre che al consolidamento spondale, a favorire il deposito nelle celle che verrebbero a formarsi tra pennello e pennello, determinando in tal modo un allontanamento del filone principale e un suo spostamento verso il centro alveo.

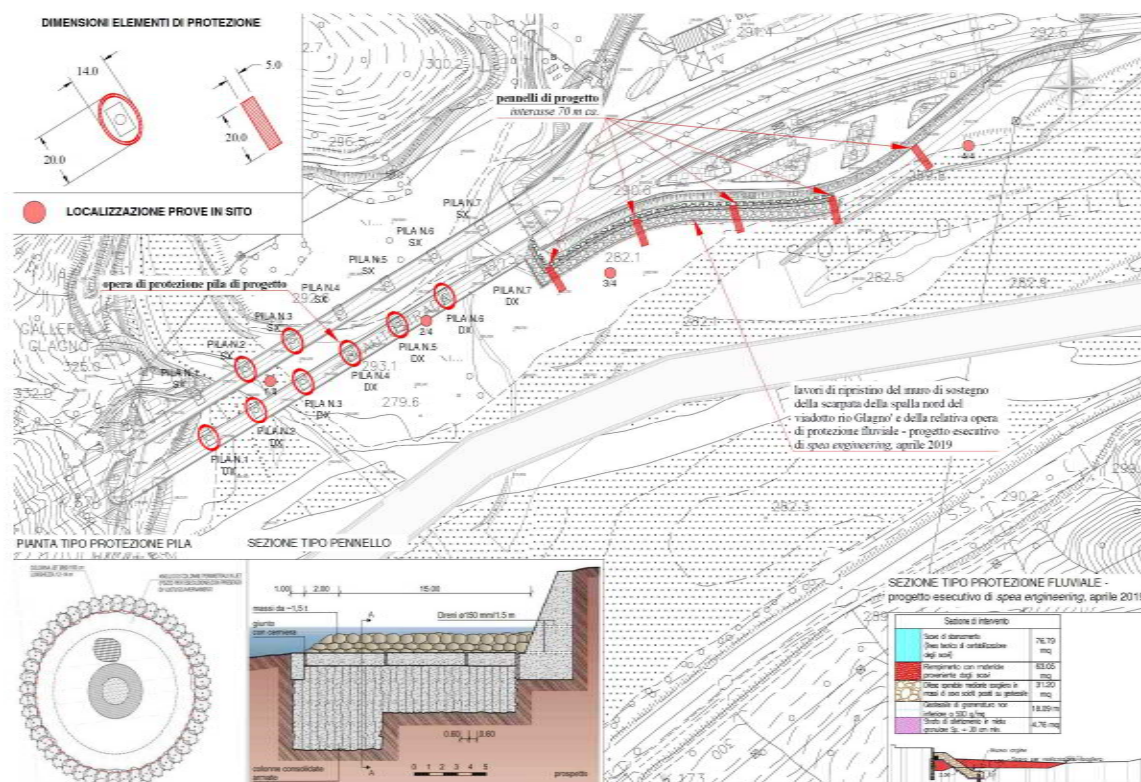


Figura 4.19. Planimetria degli interventi proposti e analizzati con il modello idrodinamico a fondo mobile.

4.6.1. Risultati con riferimento alla piena con $T_r = 100$ anni

Le simulazioni sono state dapprima effettuate sotto le stesse ipotesi di quelle condotte allo stato di fatto, ovvero:

- 1) portata costante e pari al valore di picco della piena centenaria;
- 2) trasporto in condizioni di clear water, assumendo nullo (a fini cautelativi) l'apporto solido da monte;
- 3) configurazione del fondo alveo allo stato attuale, quindi con alcune strutture di protezione in progetto già esposte alla corrente e altre che, eventualmente, vengono fatte emergere come conseguenza dei fenomeni erosivi localizzati;
- 4) strutture di difesa (in particolare i pennelli) non erodibili, quindi modellate come fondo alveo fisso (sulle quali è comunque possibile il deposito di sedimenti).

Le figure alle pagine seguenti riportano i risultati con riferimento ai campi idrodinamici e di variazione tendenziale di fondo alveo (N.B.: valori positivi indicano erosione netta, quindi abbassamento dell'alveo).

In particolare, la Figura 4.19 riporta il campo delle profondità dell'acqua allo stato di progetto, nella configurazione a pennelli sormontabili, mentre la Figura 4.20 sovrappone a questo l'andamento vettoriale del campo di velocità. La Figura 4.21 riporta il campo di velocità (in Figura 4.22 sono riportati i relativi valori con sovrapposto il campo vettoriale). Come si può notare, la presenza dei pennelli determina un sensibile rallentamento del flusso nelle zone adiacenti alla sponda destra.

La Figura 4.23 illustra l'andamento tendenziale erosione/deposito allo stato di progetto, mentre la Figura 4.24 con sovrapposti i vettori velocità. Entrambe si riferiscono alla configurazione di pennelli sormontabili.

Ai fini di una migliore comprensione delle figure, merita evidenziare che alcune protezioni al piede delle pile sono completamente interrare a inizio della simulazione e, a fronte dei processi erosivi in atto, possono essere parzialmente scoperte.

Con riferimento alla configurazione di pennelli non sormontabili, la Figura 4.25 riporta il campo delle profondità dell'acqua, mentre la Figura 4.26 sovrappone a questo l'andamento vettoriale del campo di velocità. La Figura 4.27 riporta il campo di velocità (in Figura 4.28 sono riportati i relativi valori con sovrapposto il campo vettoriale). Come si può notare, il fatto che i pennelli non siano sormontabili determina un ulteriore effetto di rallentamento del flusso nelle zone adiacenti alla sponda destra: in corrispondenza delle celle vengono infatti a formarsi quei moti vorticosi utili all'intrappolamento e deposizione dei sedimenti.

La Figura 4.29 illustra l'andamento tendenziale erosione/deposito allo stato di progetto, mentre la Figura 4.30 con sovrapposti i vettori velocità. La Figura 4.31 rappresenta invece uno zoom sulla zona dei pennelli, dalla quale si nota l'effetto dei vortici.

Ai fini delle tendenze evolutive in corrispondenza delle pile, la configurazione scelta per i pennelli non appare invece giocare un ruolo apprezzabile, se si eccettua la Pila n. 7 DX. Appare invece evidente il carattere maggiormente erosivo alla testa dei pennelli per quel che riguarda la configurazione non sormontabile, ovviamente causato dalla maggior interferenza che questi hanno con il flusso principale.

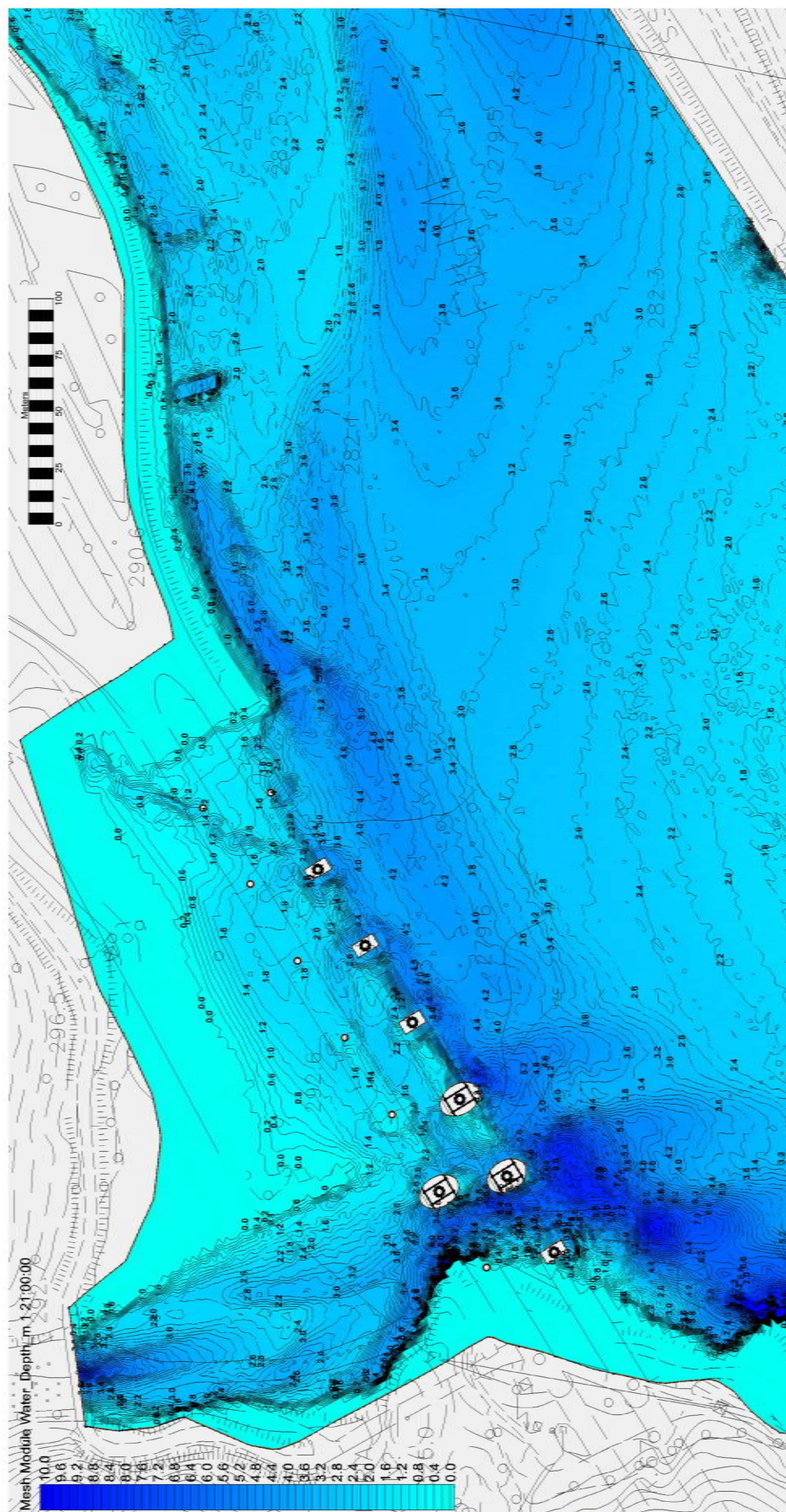


Figura 4.19. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli sormontabili).

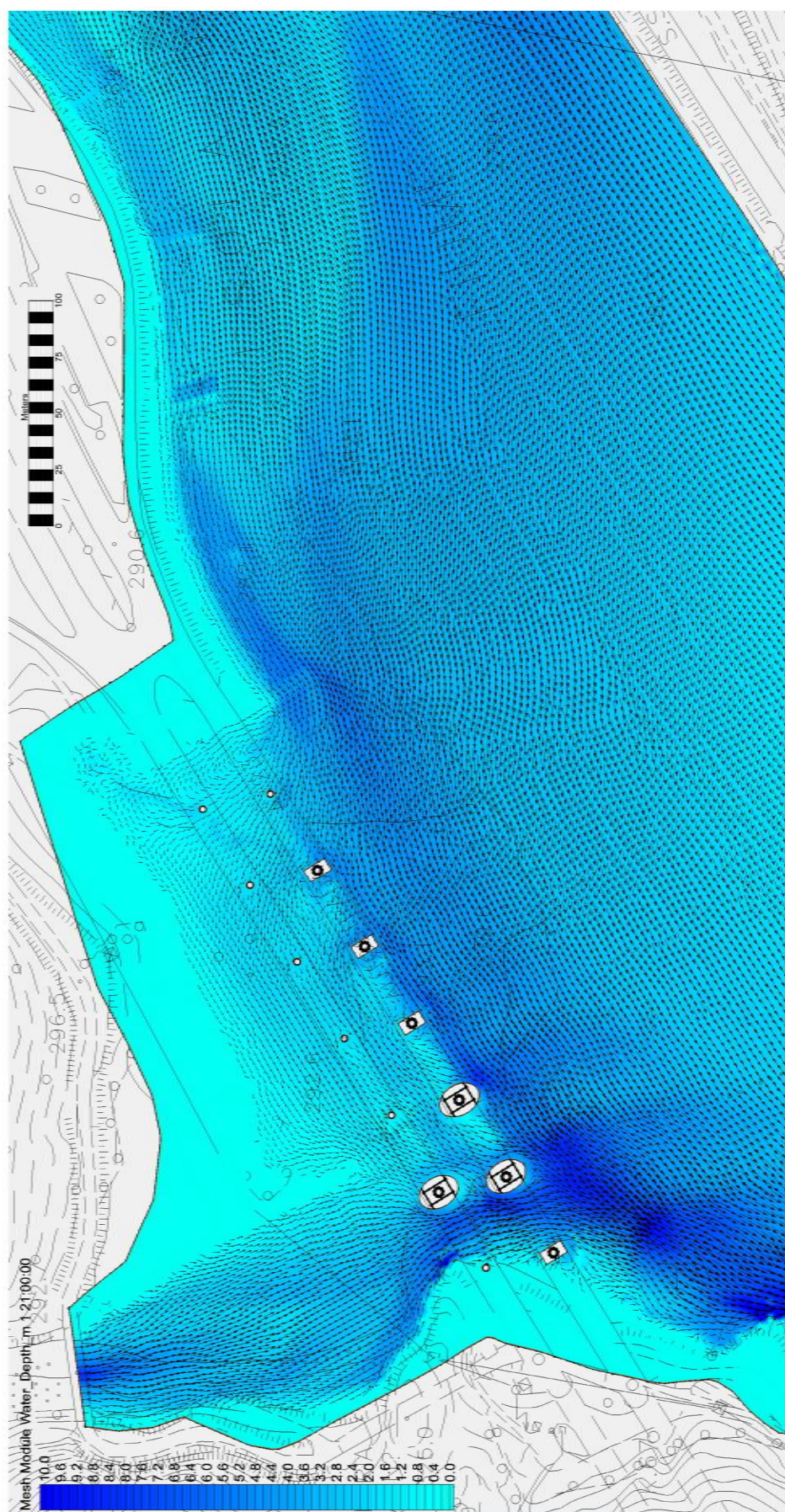


Figura 4.20. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli sormontabili), con sovrapposto il campo vettoriale di velocità.

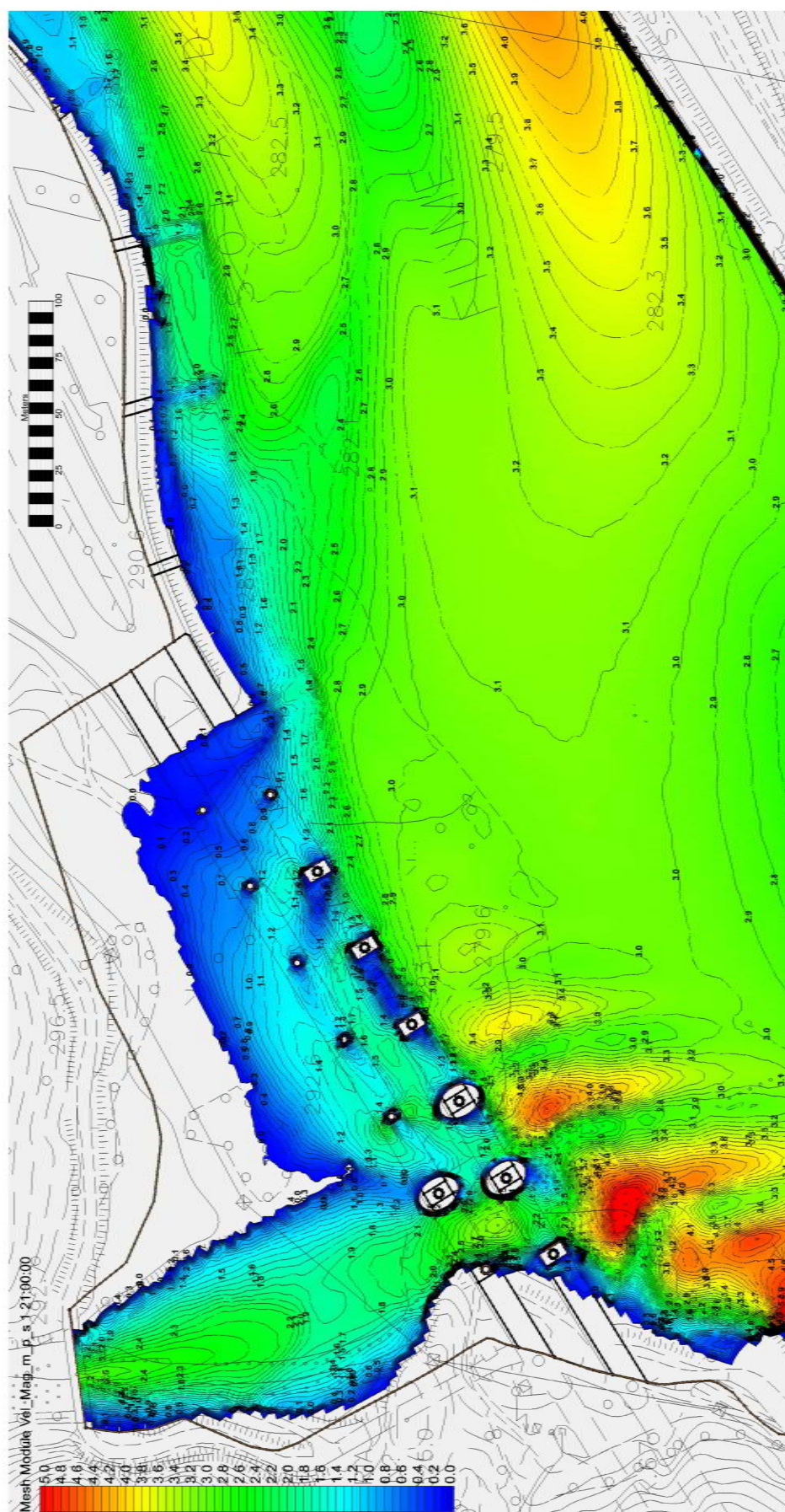


Figura 4.21. Valori della velocità della corrente (in m/s) allo stato di progetto (pennelli sormontabili).

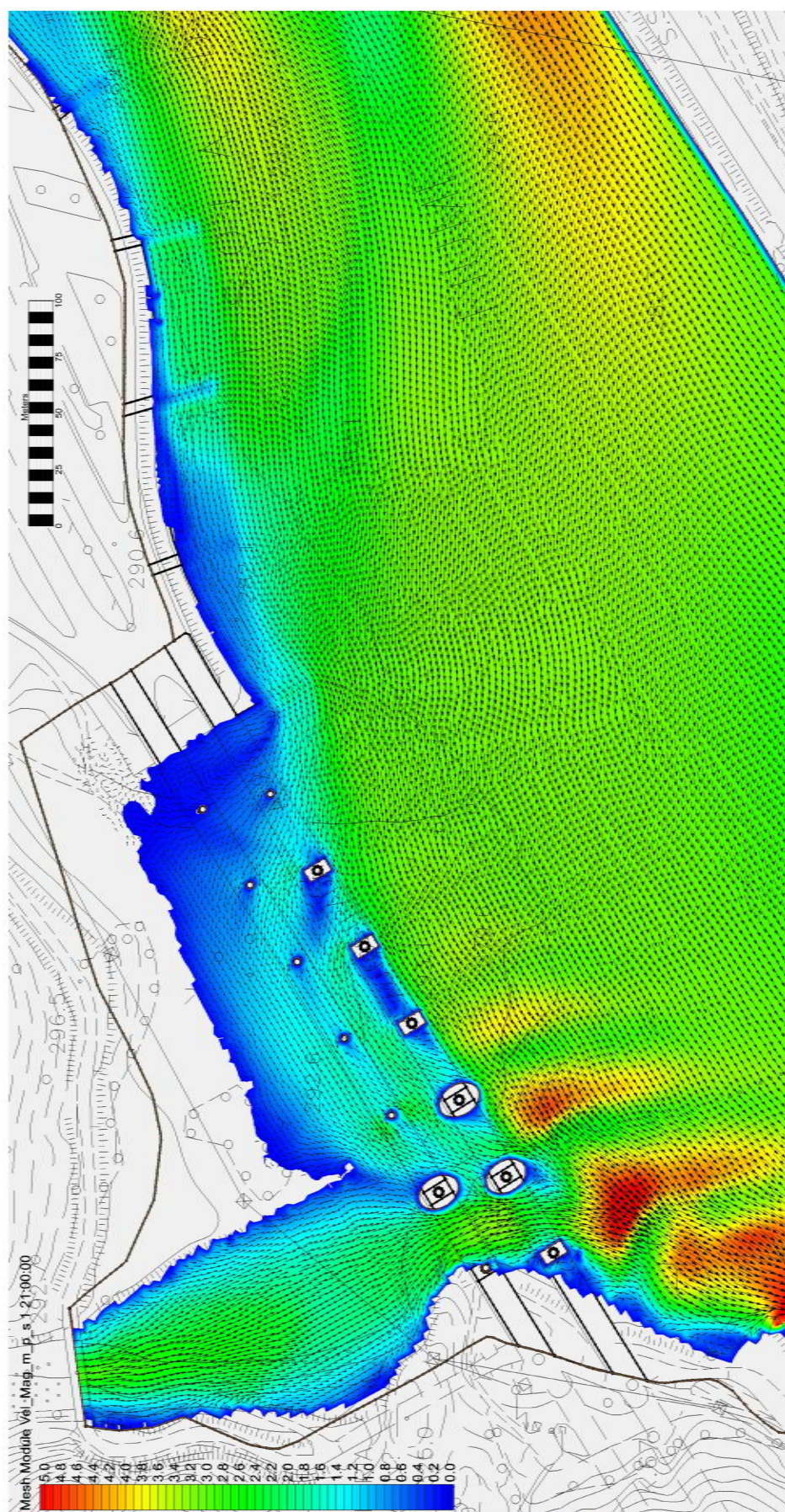


Figura 4.22. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) allo stato di progetto (pennelli sormontabili).

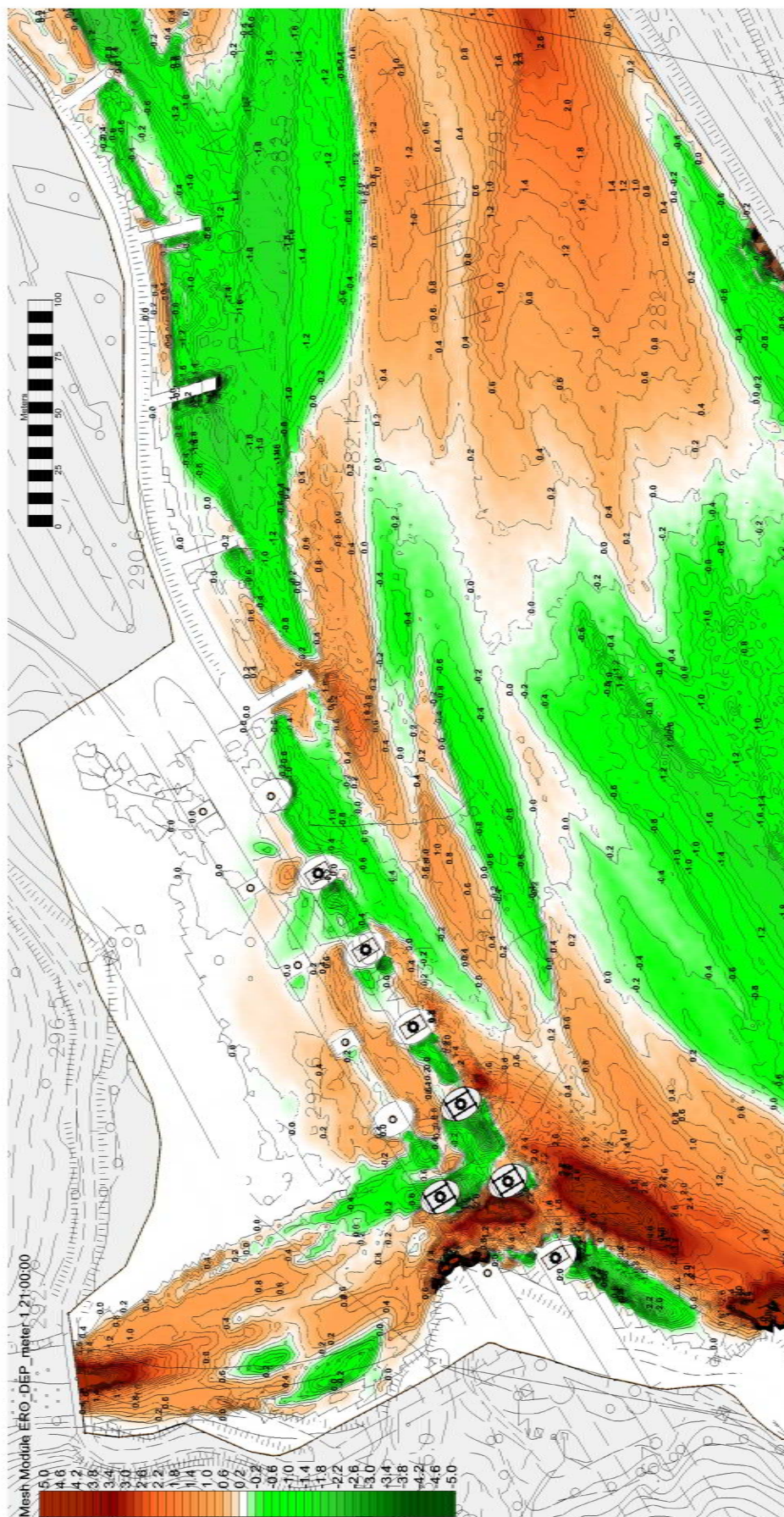


Figura 4.23. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per la situazione di pennelli sormontabili dalla corrente.

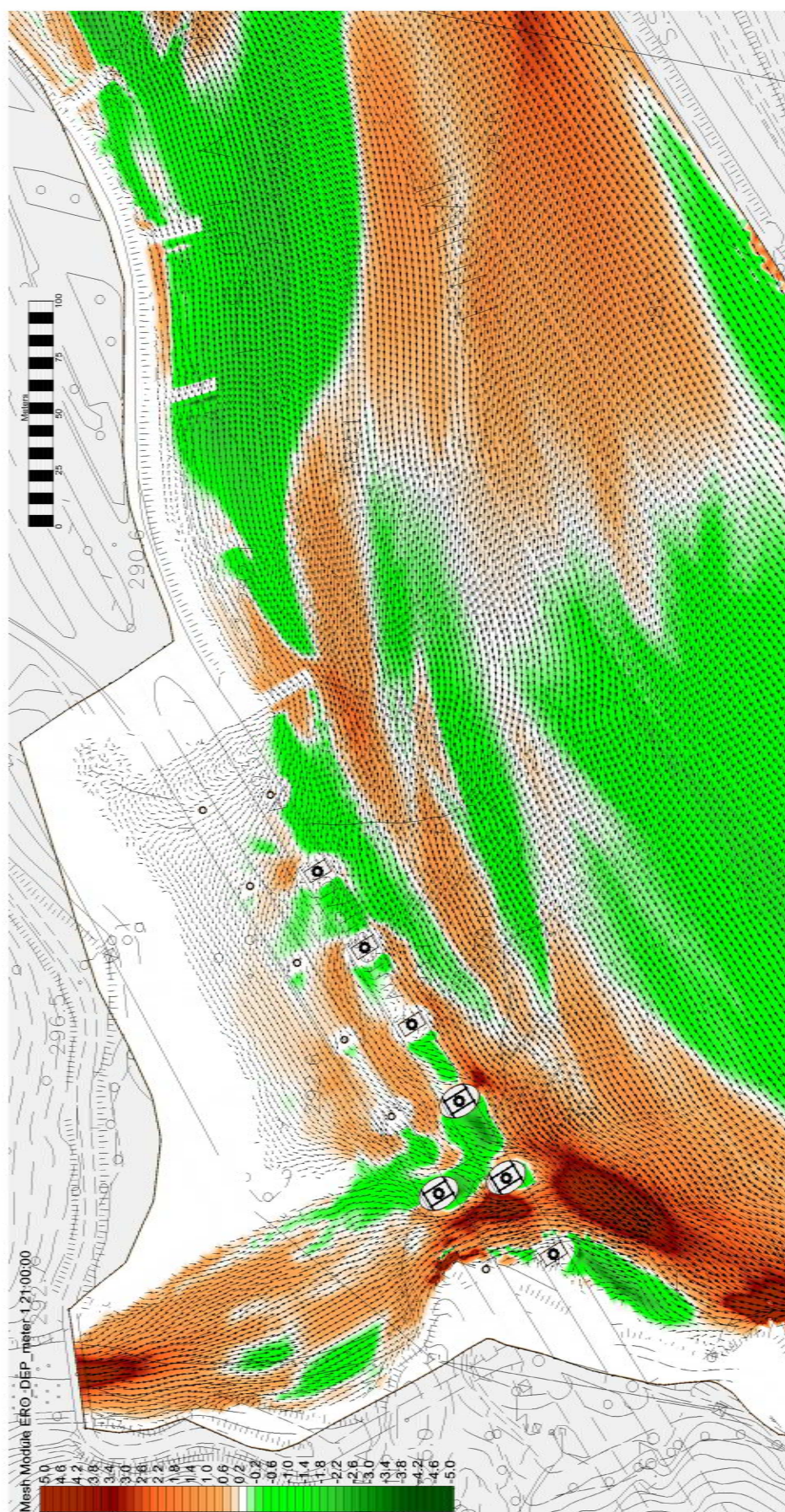


Figura 4.24. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) sovrapposto alle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per la situazione di pennelli sormontabili dalla corrente.

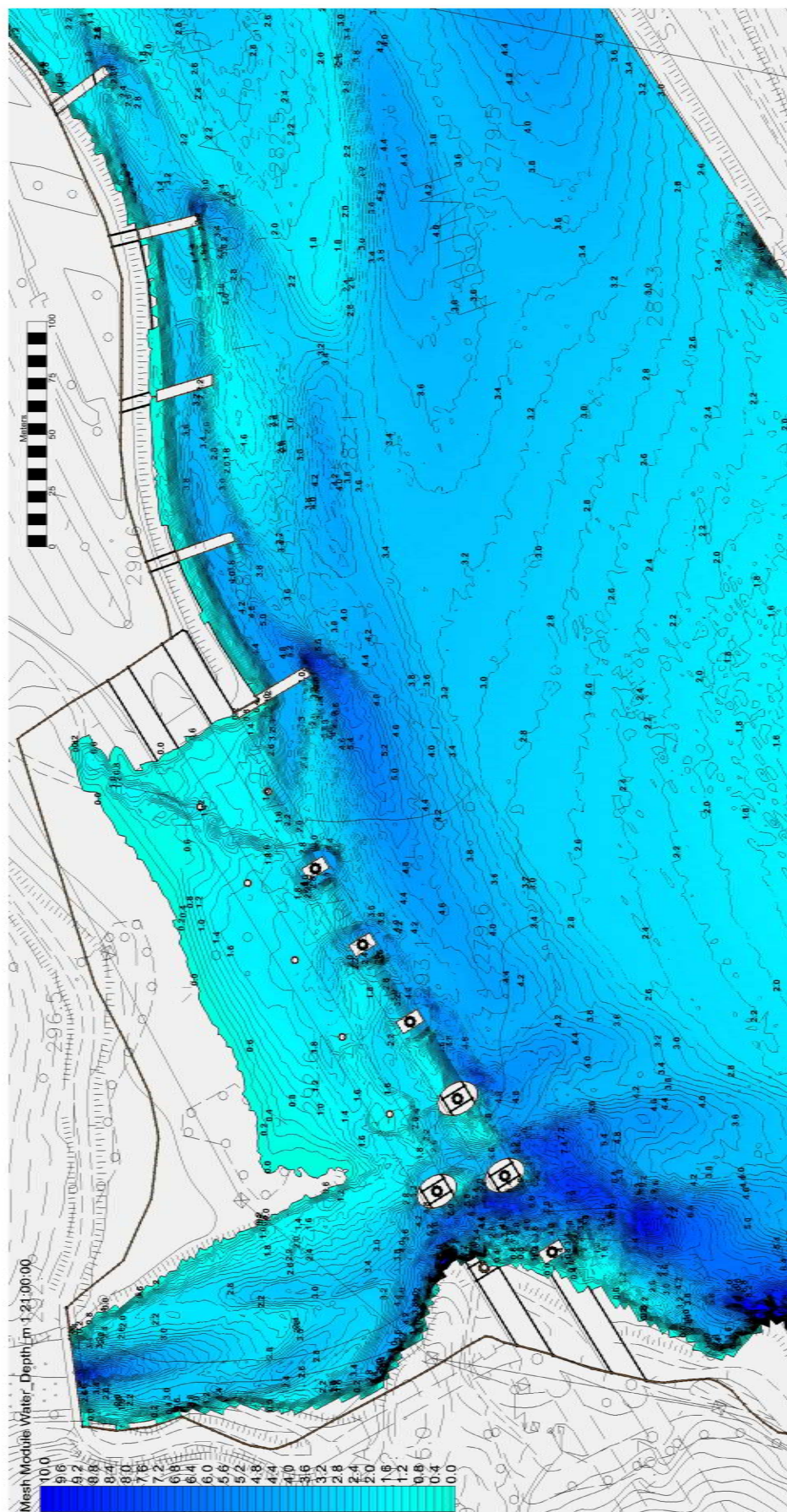


Figura 4.25. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili).

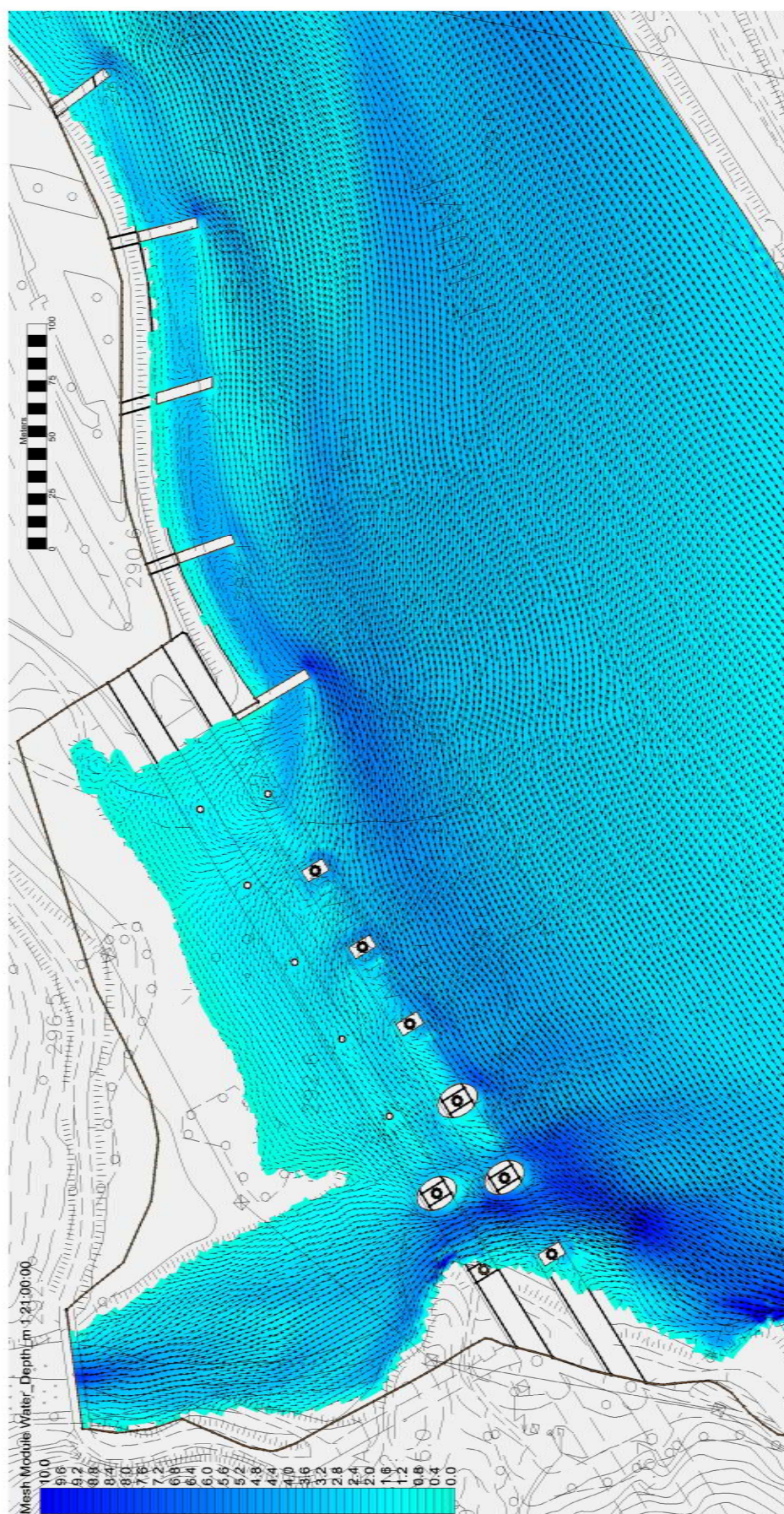


Figura 4.26. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili), con sovrapposto il campo vettoriale di velocità.

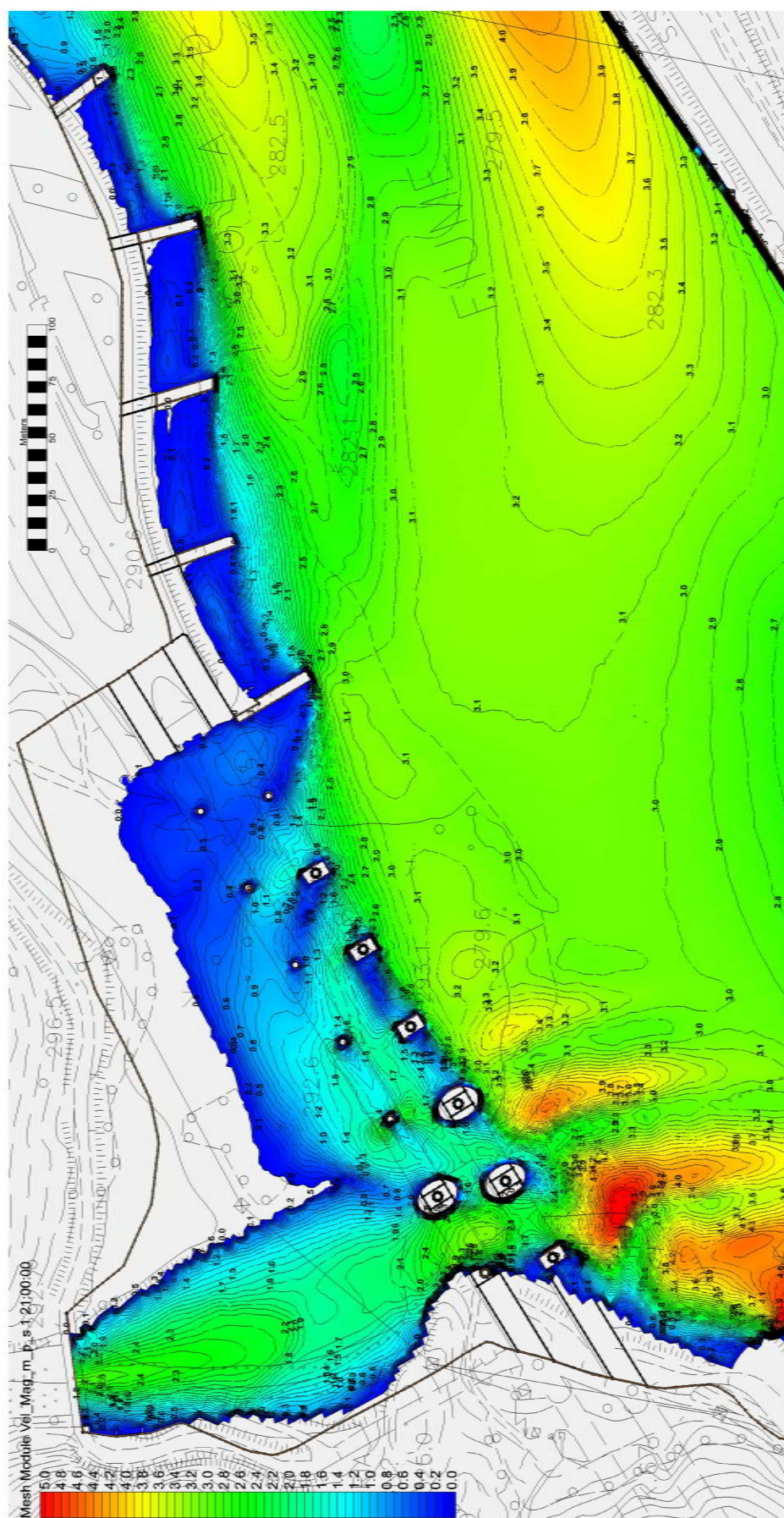


Figura 4.27. Valori della velocità della corrente (in m/s) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili).

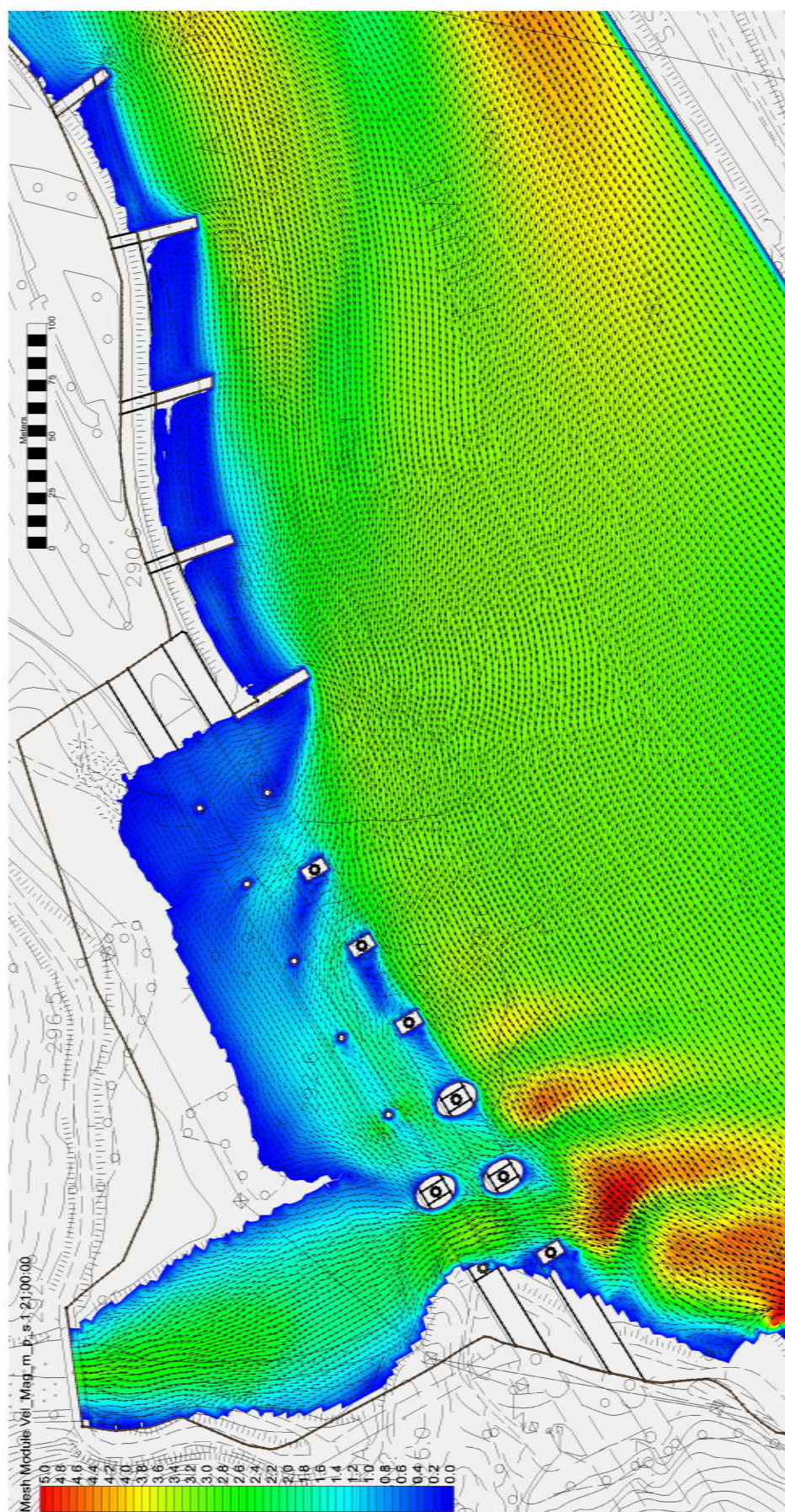


Figura 4.28. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili).

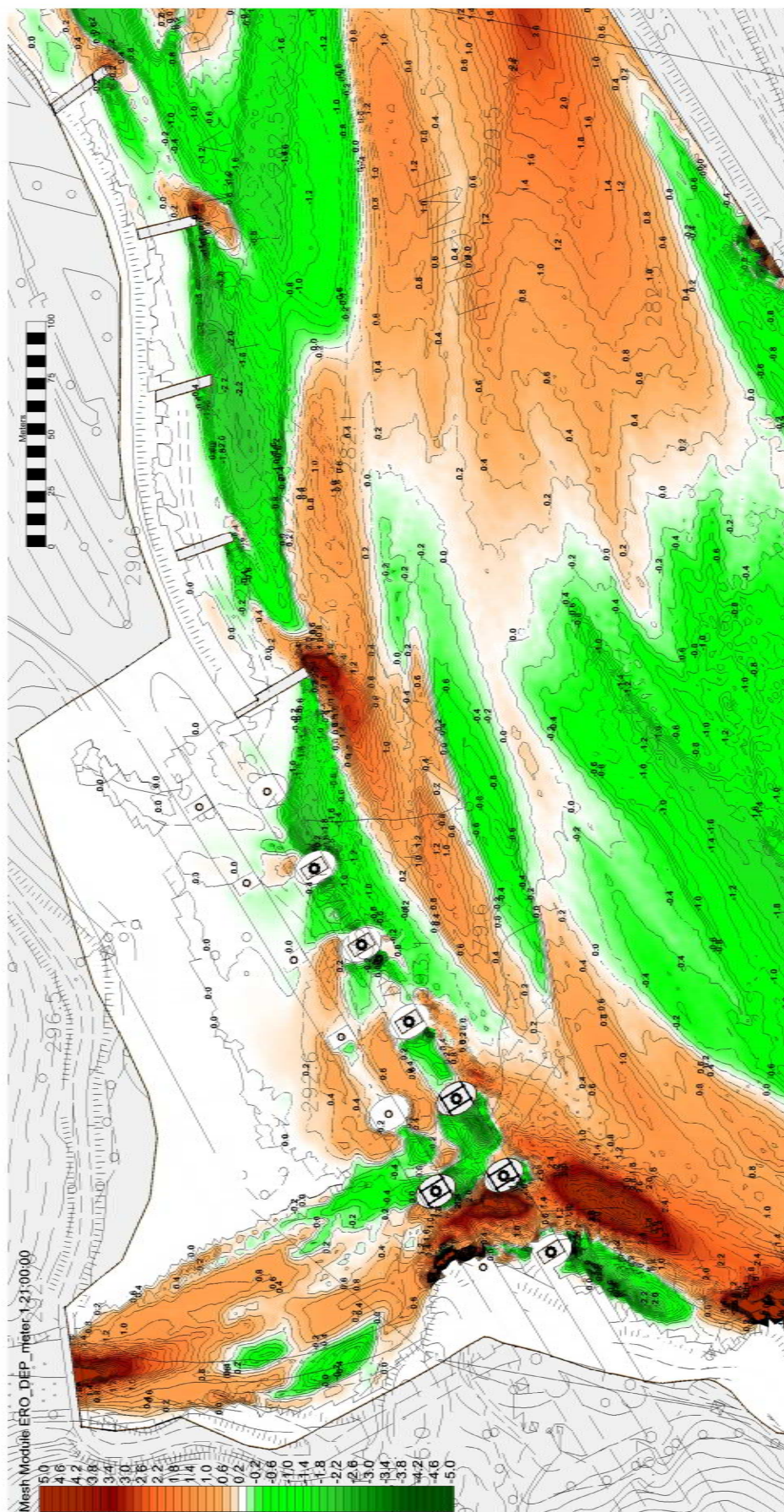


Figura 4.29. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per la situazione di pennelli non sormontabili.

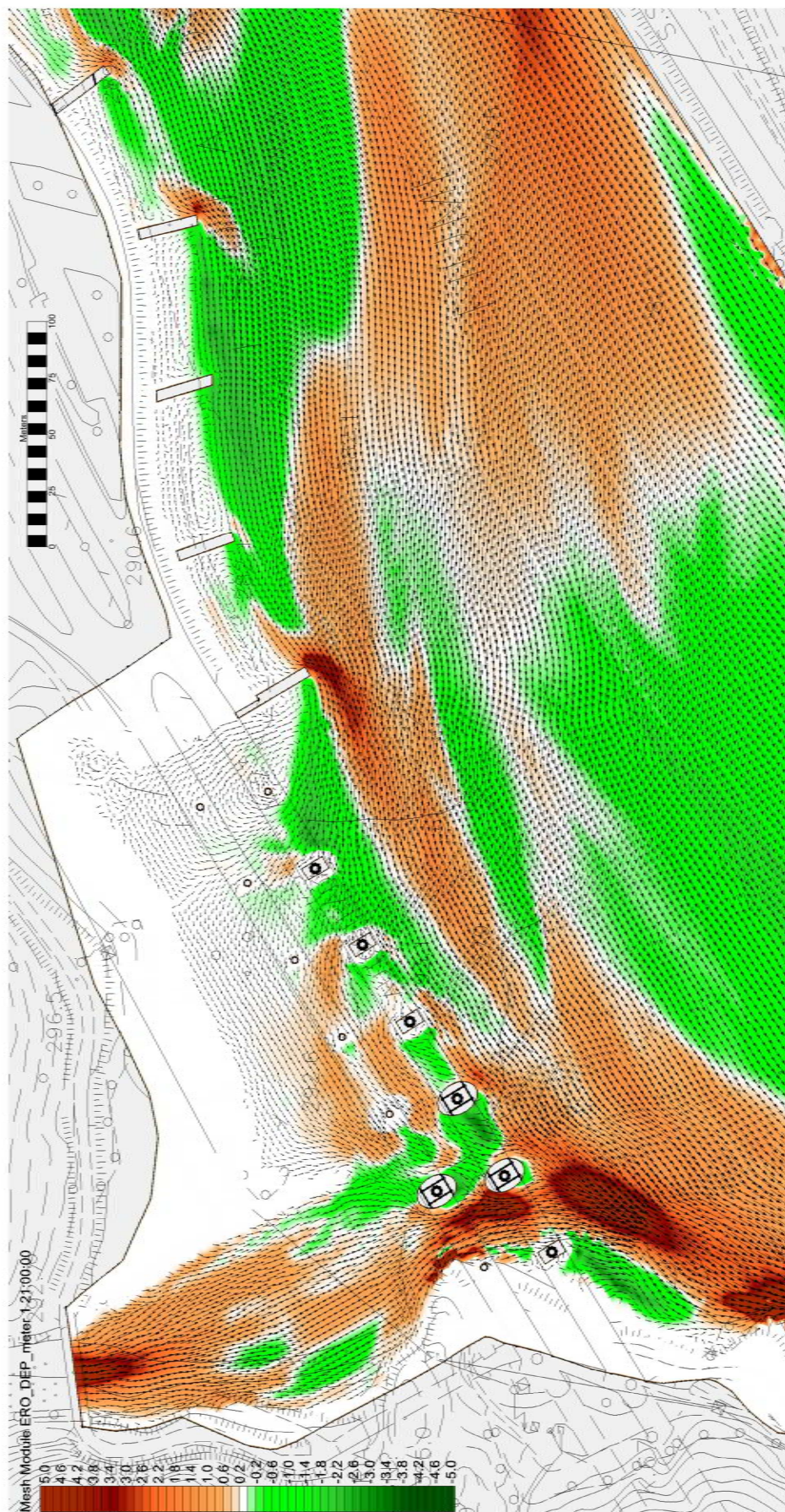


Figura 4.30. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) sovrapposto alle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per la situazione di pennelli non sormontabili dalla corrente.

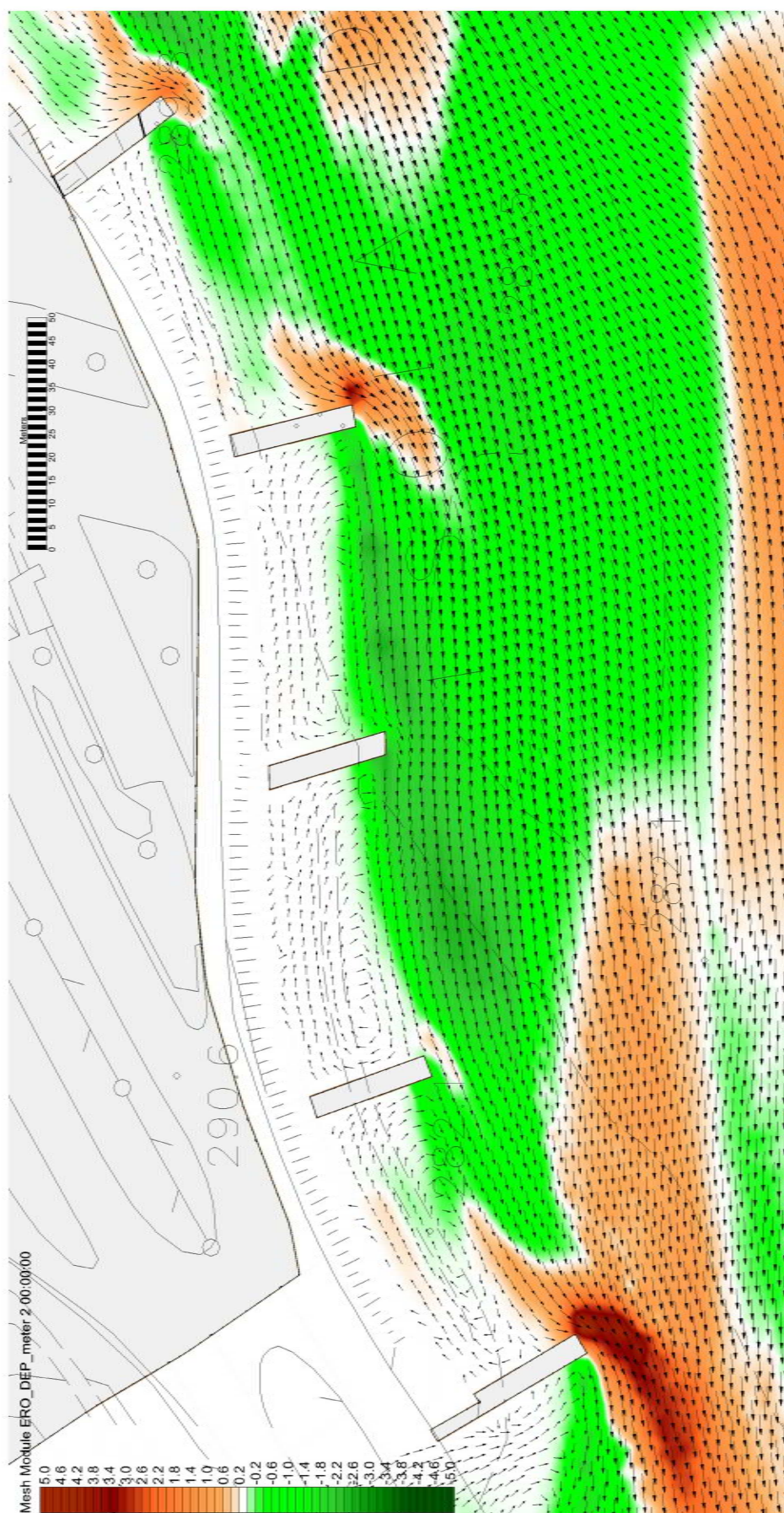


Figura 4.31. Particolare del campo vettoriale di velocità (in m/s) in corrispondenza dei pennelli.

4.6.2. Risultati con riferimento alla piena con $T_r = 200$ anni

Le Figure seguenti riportano i risultati delle simulazioni con riferimento alla piena bicentenaria, i cui valori di riferimento per le portate massima di piena sono riportati nella Tabella 4.4.

In analogia alla sezione precedente, le figure riportano i risultati con riferimento ai campi idrodinamici e di variazione tendenziale di fondo alveo (N.B.: valori positivi indicano erosione netta, quindi abbassamento dell'alveo).

In particolare, la Figura 4.32 riporta il campo delle profondità dell'acqua allo stato di progetto, nella configurazione a pennelli sormontabili, mentre la Figura 4.33 sovrappone a questo l'andamento vettoriale del campo di velocità. La Figura 4.34 riporta il campo di velocità (in Figura 4.35 sono riportati i relativi valori con sovrapposto il campo vettoriale). Come si può notare, anche nel caso della piena con $T_r = 200$, la presenza dei pennelli determina un sensibile rallentamento del flusso nelle zone adiacenti alla sponda destra.

La Figura 4.36 illustra l'andamento tendenziale erosione/deposito allo stato di progetto, mentre la Figura 4.37 con sovrapposti i vettori velocità. Entrambe si riferiscono alla configurazione di pennelli sormontabili.

Ai fini di una migliore comprensione delle figure, merita evidenziare che alcune protezioni al piede delle pile sono completamente interrato a inizio della simulazione e, a fronte dei processi erosivi in atto, possono essere parzialmente scoperte.

Con riferimento alla configurazione di pennelli non sormontabili, la Figura 4.38 riporta il campo delle profondità dell'acqua, mentre la Figura 4.39 sovrappone a questo l'andamento vettoriale del campo di velocità. La Figura 4.40 riporta il campo di velocità (in Figura 4.41 sono riportati i relativi valori con sovrapposto il campo vettoriale). Come si può notare, il fatto che i pennelli non siano sormontabili determina un ulteriore effetto di rallentamento del flusso nelle zone adiacenti alla sponda destra: in corrispondenza delle celle vengono infatti a formarsi quei moti vorticosi utili all'intrappolamento e deposizione dei sedimenti.

La Figura 4.42 illustra l'andamento tendenziale erosione/deposito allo stato di progetto, mentre la Figura 4.43 con sovrapposti i vettori velocità. La Figura 4.44 rappresenta invece uno zoom sulla zona dei pennelli, dalla quale si nota l'effetto dei vortici.

Con riferimento all'evento bicentenario, a differenza di quanto visto per il caso $T_r = 100$, esiste una differenza nella tendenza evolutiva in corrispondenza della linea SX delle pile del viadotto. Viene ancora confermato il carattere maggiormente erosivo alla testa dei pennelli per quel che riguarda la configurazione non sormontabile, ovviamente causato dalla maggior interferenza che questi hanno con il flusso principale.

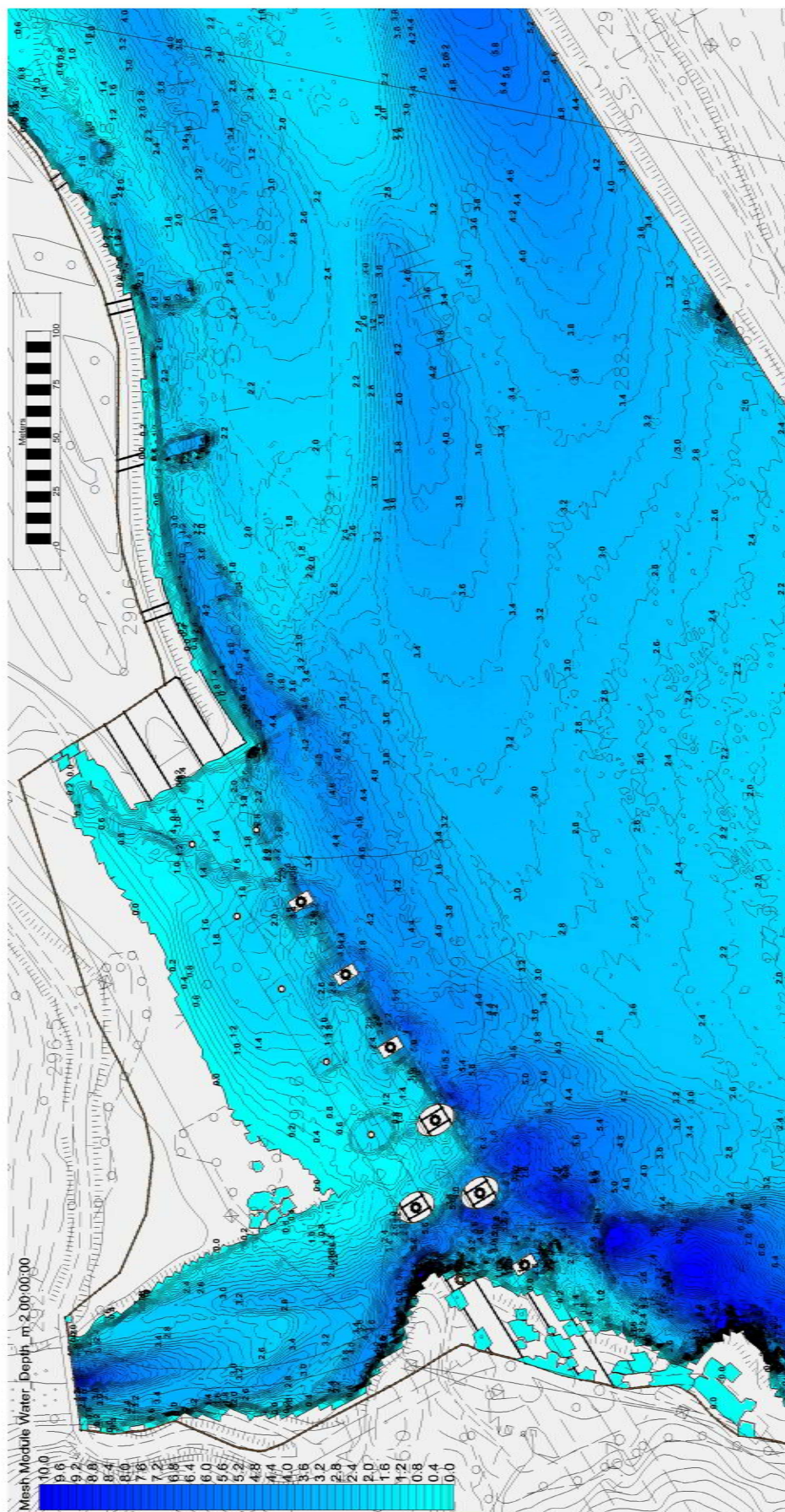


Figura 4.32. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli sormontabili), per $Tr = 200$.

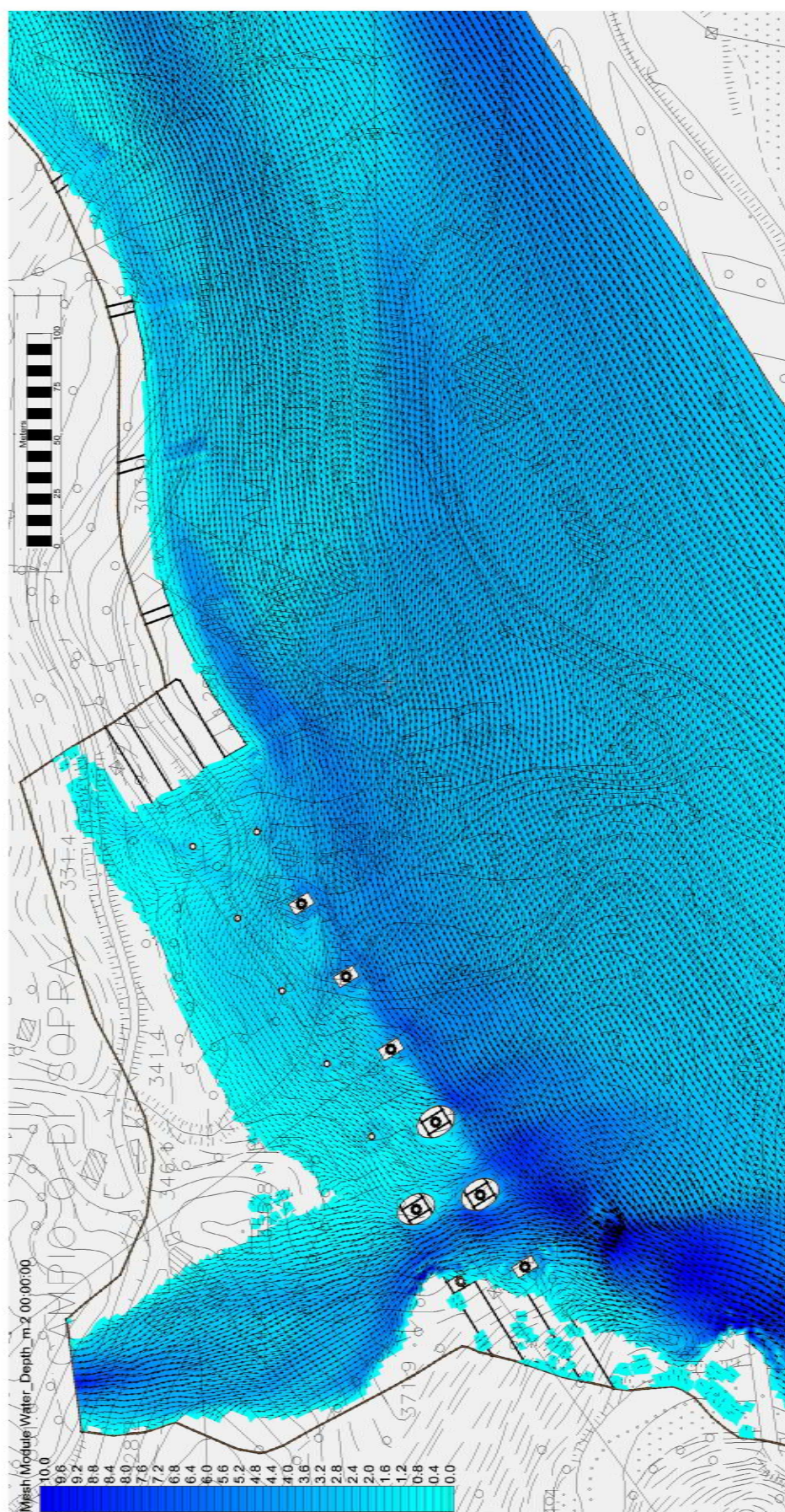


Figura 4.33. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli sormontabili), con sovrapposto il campo vettoriale di velocità, per $Tr = 200$.

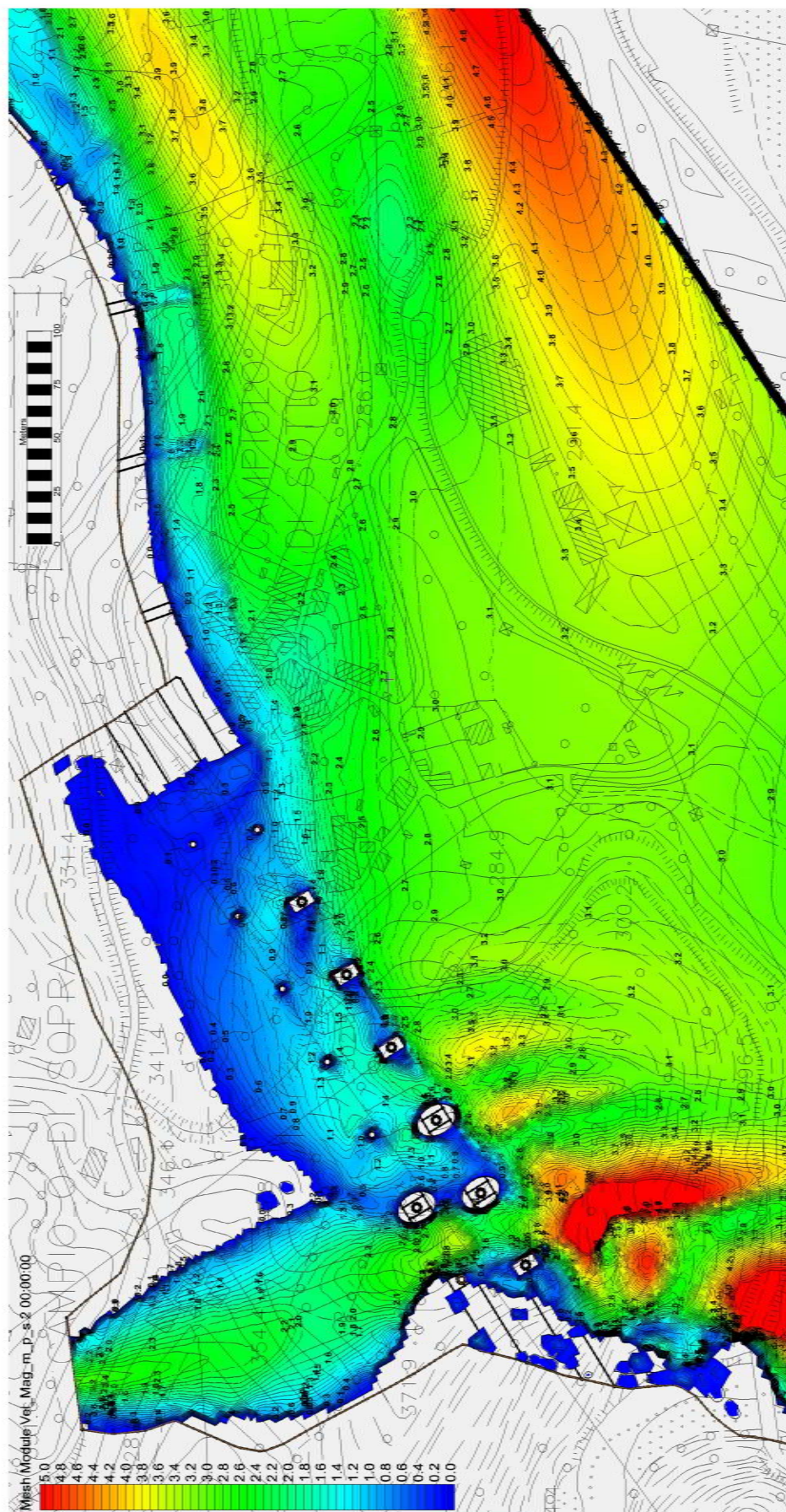


Figura 4.34. Valori della velocità della corrente (in m/s) allo stato di progetto (pennelli sormontabili) , per $Tr = 200$.

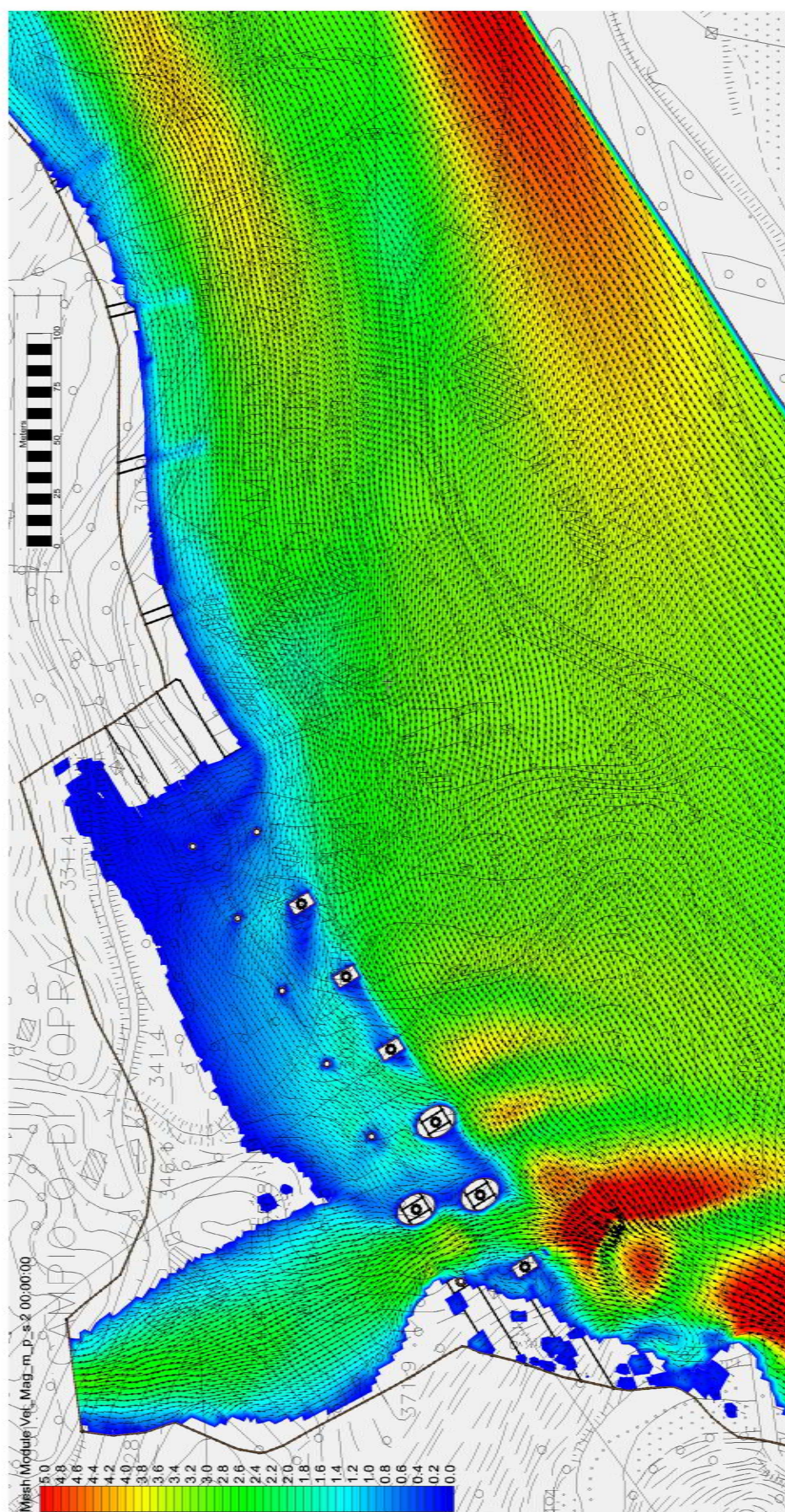


Figura 4.35. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) allo stato di progetto (pennelli sormontabili) , per $Tr = 200$.

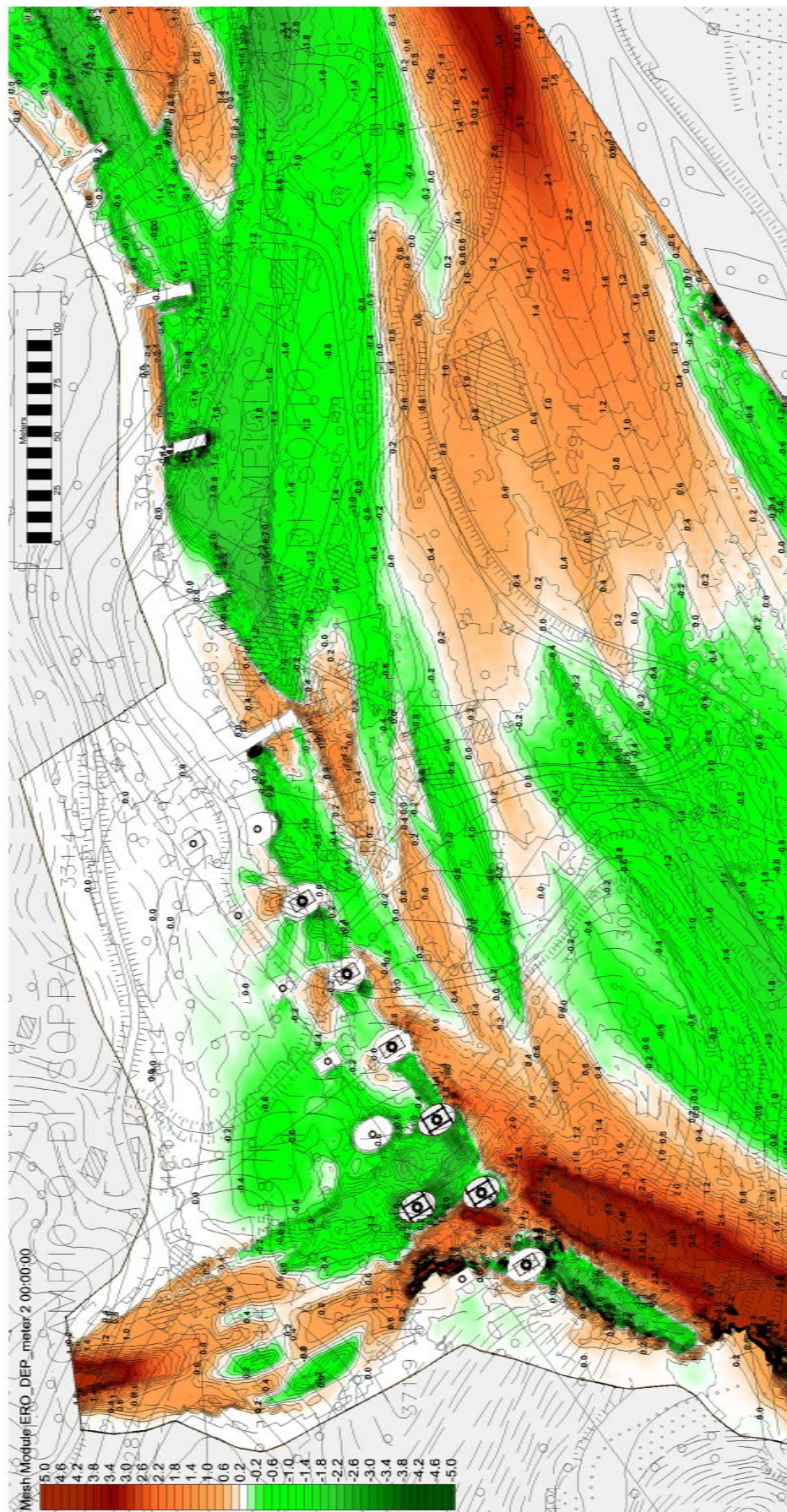


Figura 4.36. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per pennelli sormontabili dalla corrente ($Tr = 200$).

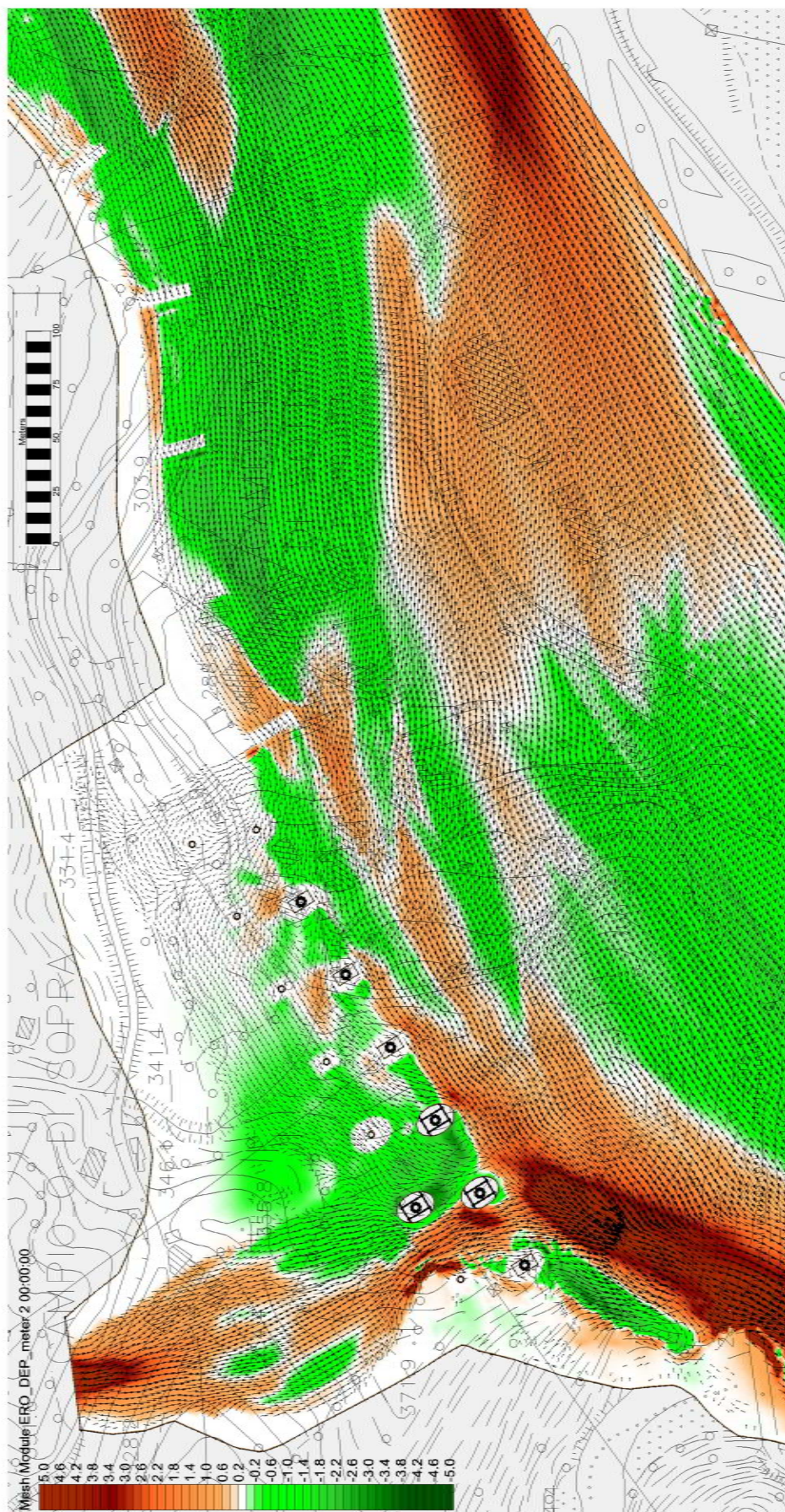


Figura 4.37. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) sovrapposto alle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per pennelli sormontabili dalla corrente ($Tr = 200$).

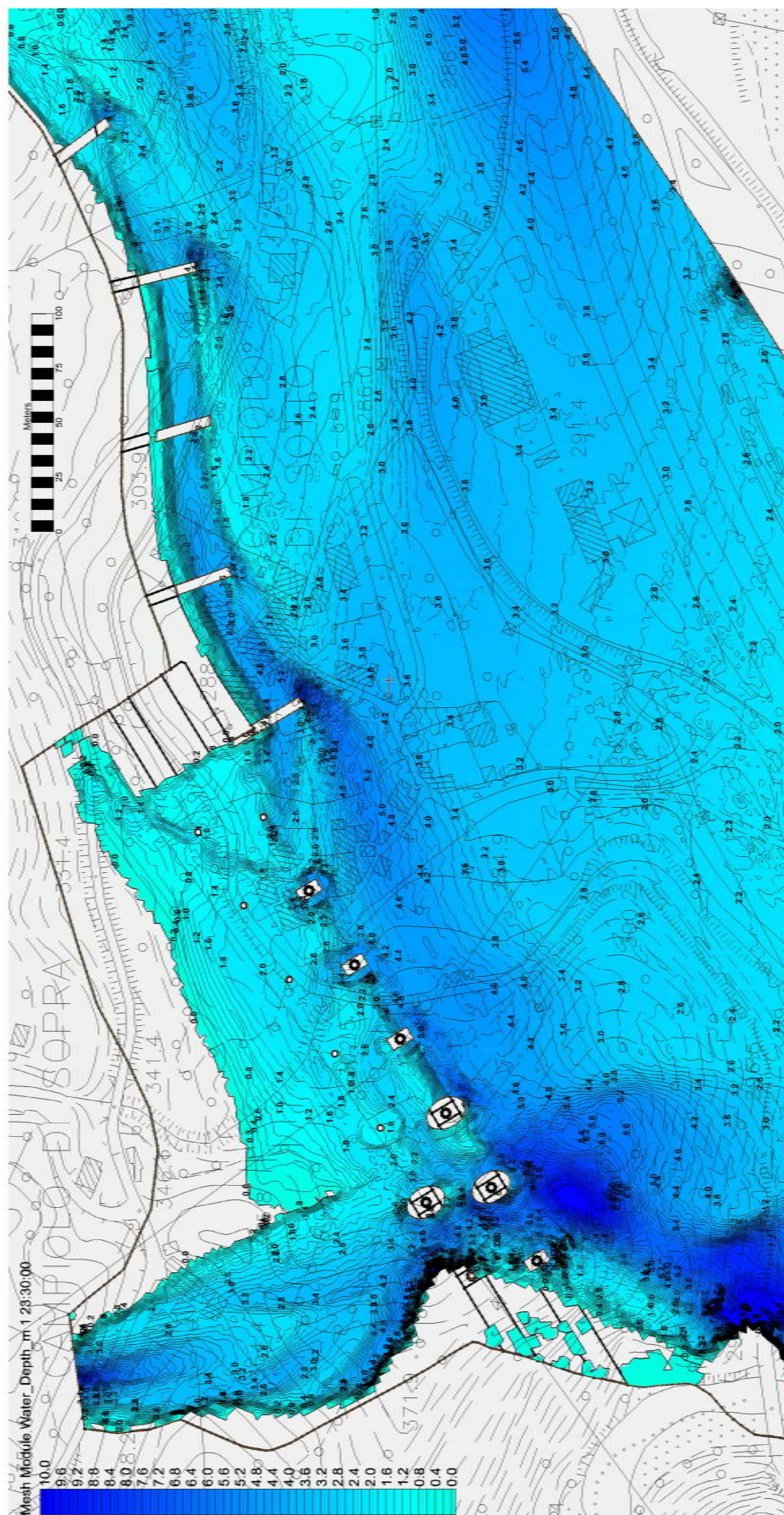


Figura 4.38. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili), per $Tr = 200$.

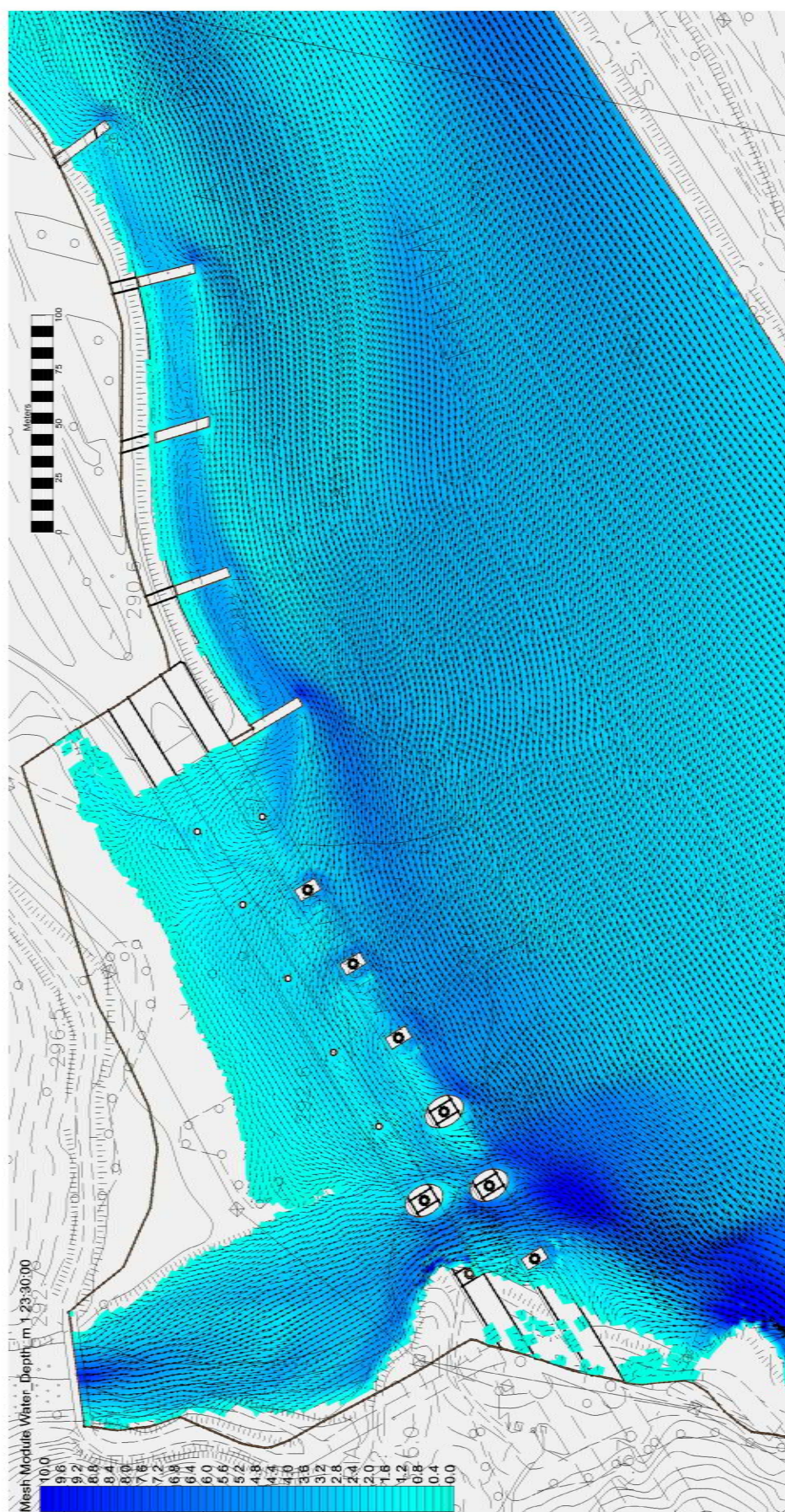


Figura 4.39. Valori della profondità dell'acqua (in m) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili), con sovrapposto il campo vettoriale di velocità, per $Tr = 200$.

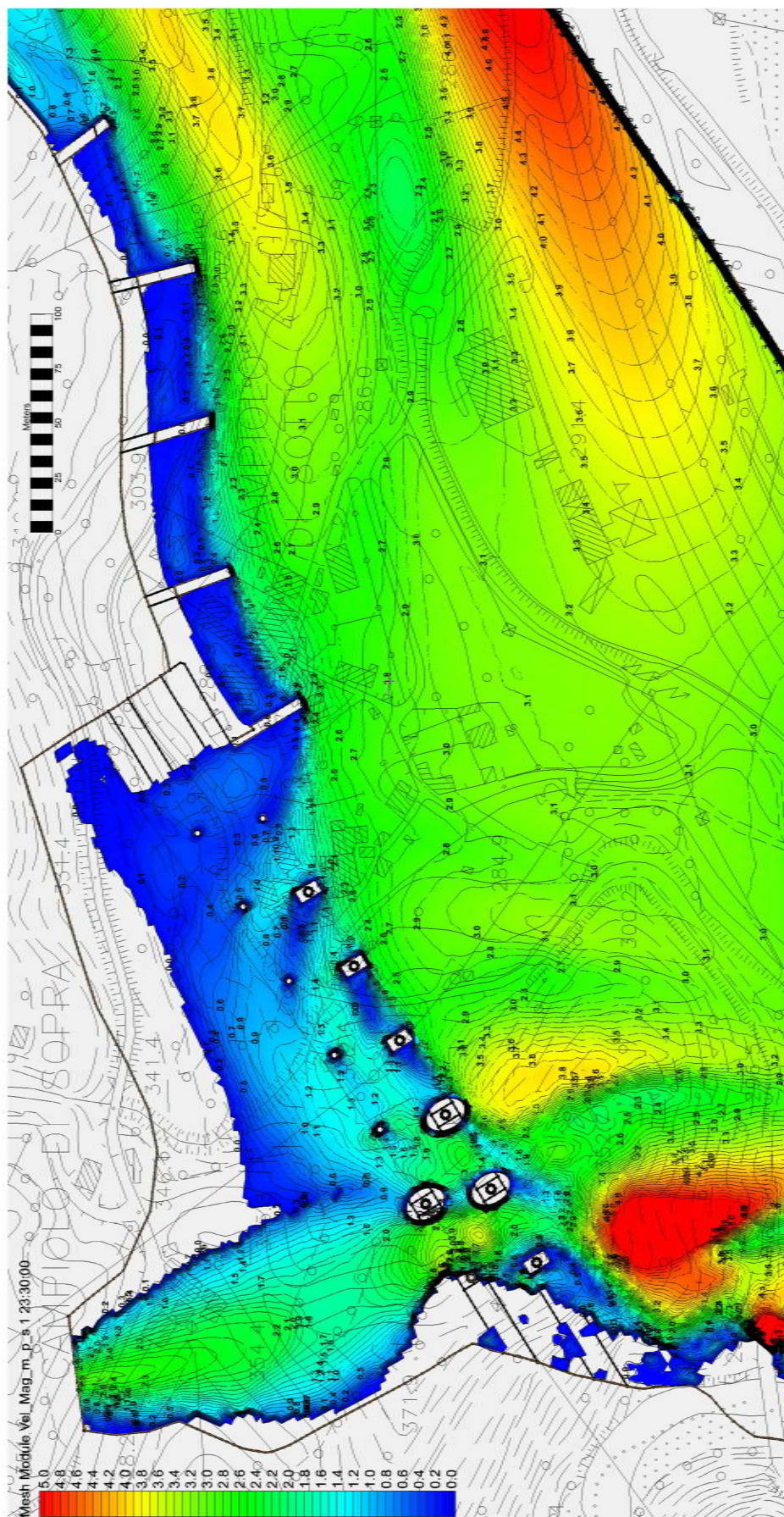


Figura 4.40. Valori della velocità della corrente (in m/s) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili), per $Tr = 200$.

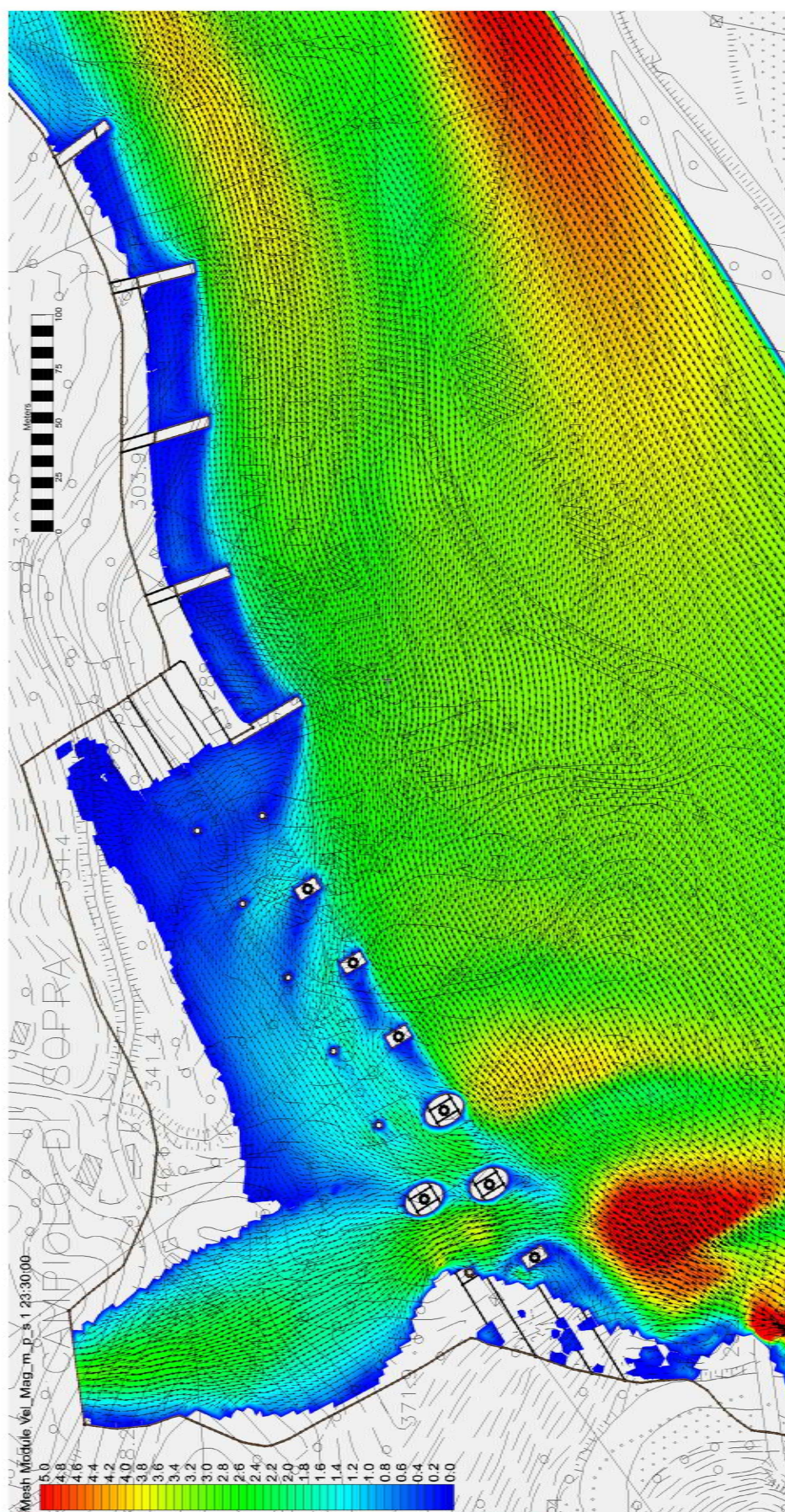


Figura 4.41. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) allo stato di progetto (pennelli non sormontabili), per $Tr = 200$.

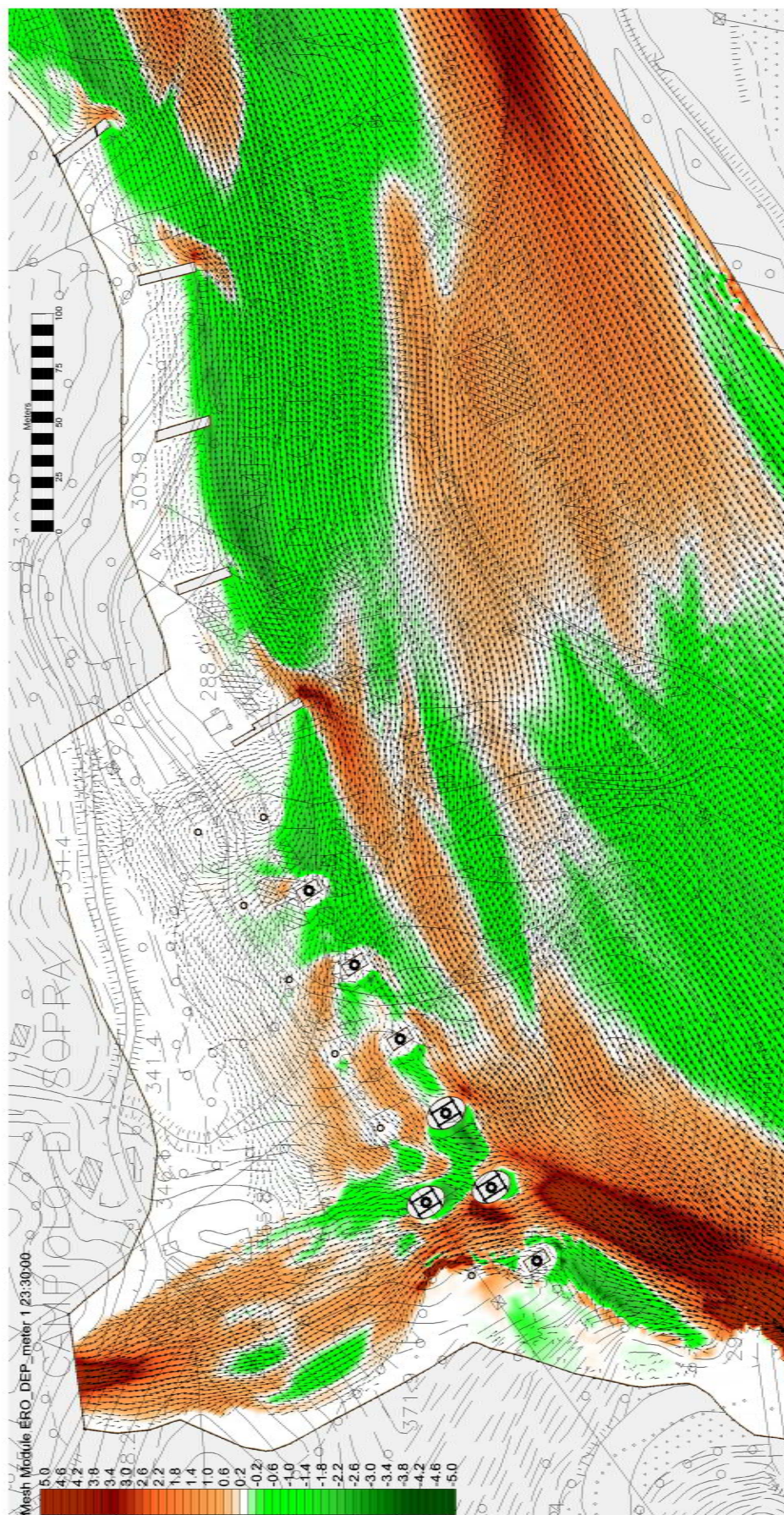


Figura 4.42. Particolare della mappa cromatica (e relativi valori sovrapposti) delle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per pennelli non sormontabili ($Tr = 200$).

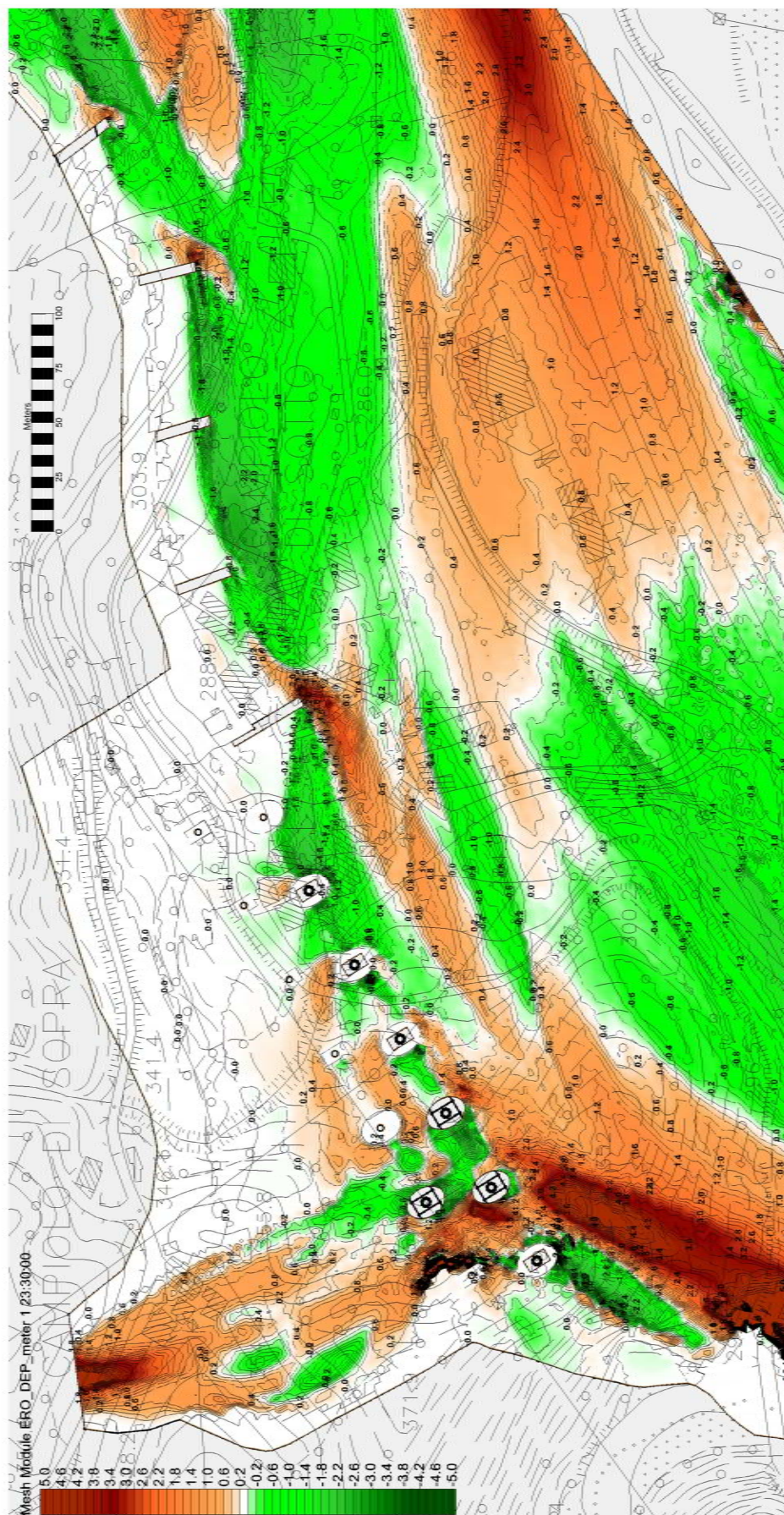


Figura 4.43. Andamento del campo vettoriale di velocità (in m/s) sovrapposto alle variazioni di fondo alveo (in m) allo stato di progetto (N.B.: valori positivi erosione netta), per pennelli non sormontabili ($Tr = 200$).

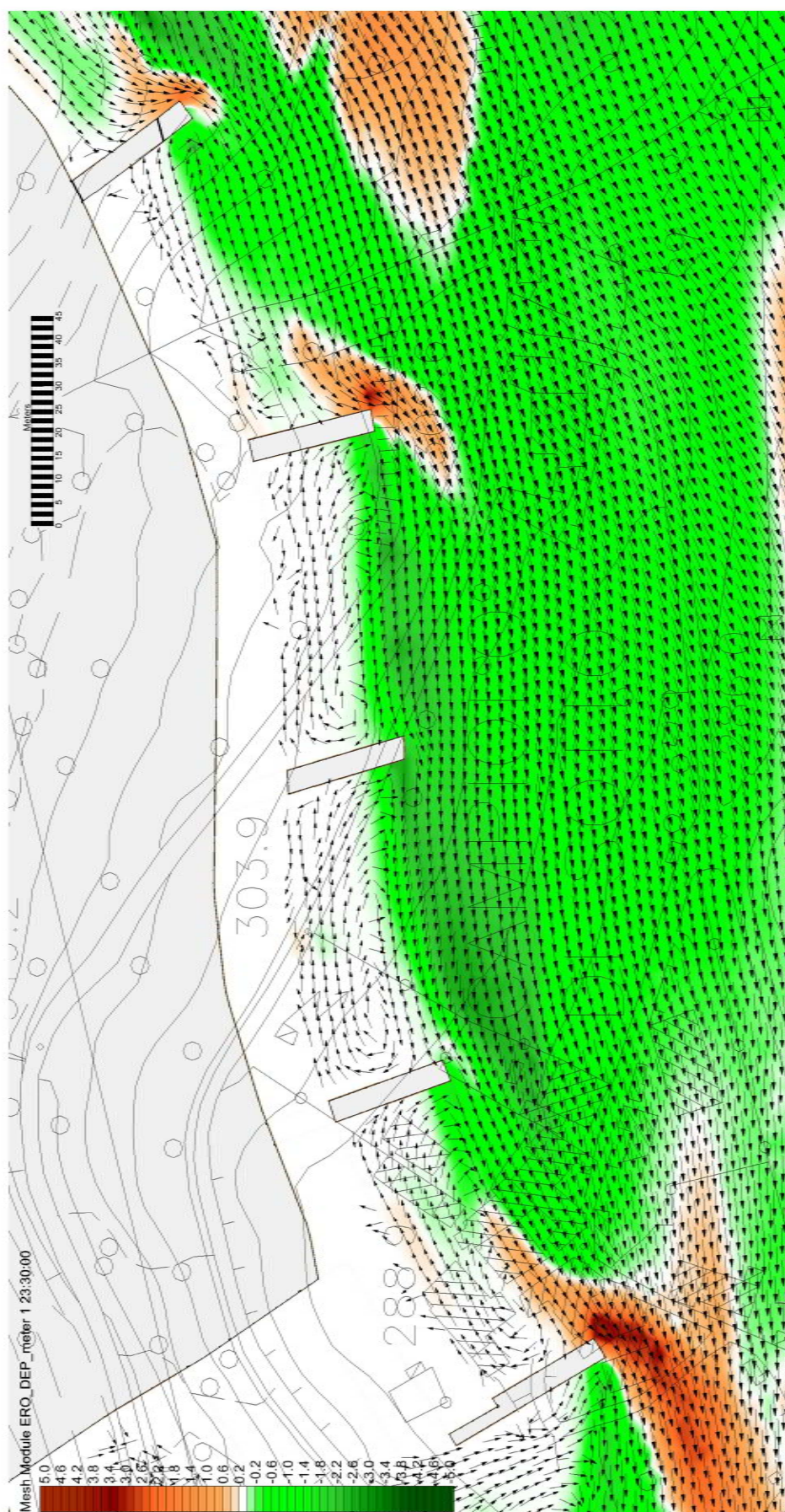


Figura 4.44. Particolare del campo vettoriale di velocità (in m/s) in corrispondenza dei pennelli ($Tr = 200$).

4.7 CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI

Dai risultati ottenuti e dalle figure riportate alle pagine precedenti si possono trarre alcune considerazioni:

- 1) allo stato attuale, la corrente del Fella tende a fluire in maniera abbastanza marcata verso la sponda destra, determinando accentuati fenomeni erosivi pericolosi per le strutture di protezione appena ultimate;
- 2) in corrispondenza della confluenza con il Rio Glagnò, la corrente del Fella, superata la spalla del viadotto, tende a espandersi verso destra e ad entrare nella zona delle pile n. 6 e 7, per poi ricongiungersi con la corrente del Glagnò;
- 3) il filone principale del Glagnò, anche per l'interazione con la corrente del Fella, viene costretto a transitare quasi completamente tra la coppia delle pile 1 e 2, determinando accentuati fenomeni erosivi alle fondazioni delle stesse, come riscontrato in campo;
- 4) la soluzione progettuale relativa alla realizzazione delle protezioni al piede non mira ad alterare l'andamento di questo campo di moto, quanto piuttosto a prendere le necessarie contromisure per proteggere le fondazioni delle pile da ulteriori escavazioni che dovessero presentarsi in futuro;
- 5) ai fini del dimensionamento di tali protezioni, il modello a fondo mobile restituisce profondità di erosione dell'ordine dei 6 metri per le pile maggiormente investite dal flusso, ovvero la Pila n. 2 SX e la Pila n. 2 DX: è bene evidenziare che, a inizio simulazione, il modello a fondo mobile parte dalla configurazione d'alveo allo stato attuale (quindi con plinti già scoperti), quindi a tali valori deve aggiungersi la zona di attuale escavazione (circa 2 metri);
- 6) i risultati del modello a fondo mobile sono confrontabili con quelli ottenibile dalla procedura HEC-18 (v. Appendice B), che fornisce valori di circa 8.5 metri per entrambe le pile di cui al punto precedente: tale risultato va comunque riferito alla configurazione che prevede la quota di fondo alveo corrispondente a quella della fondazione attuale, per cui i valori sono in accordo con quelli ottenuti dalla modellazione;
- 7) è doveroso comunque ricordare che i valori ricavati devono prendersi con le dovute cautele, essendo sempre associabile a stime sulle profondità di erosione un certo grado di incertezza;
- 8) in Appendice B sono riportati i valori riferiti alle sole pile maggiormente soggette a fenomeni erosivi: tuttavia, ciò non toglie che, visto il carattere altamente dinamico dell'evoluzione morfologica dell'alveo (denotato anche dai risultati qualitativi ottenuti nella sezione 2), l'evoluzione futura possa in qualche modo portare a fenomeni erosivi della stessa entità anche sulle altre pile; e questo sia per l'azione delle portate di piena che provengono dal Glagnò, sia per i fenomeni erosivi di valle ad opera del filone principale del Fella che, per quanto più volte richiamato, è soggetto ad evoluzioni planimetriche altamente variabili;
- 9) la soluzione progettuale relativa alla realizzazione di pennelli presenta il vantaggio di diminuire il fenomeno accennato al precedente punto 1) tramite il rallentamento e l'allontanamento della corrente dalla sponda, con conseguenti fenomeni deposizionali;

- 10) l'effetto benefico della presenza dei pennelli è maggiormente accentuato passando dalla configurazione sormontabile a quella di pennelli non sormontabili: in quest'ultimo caso, si presenta l'ulteriore vantaggio di innescare la formazione dei fenomeni vorticosi all'interno delle celle, favorendo maggiormente il deposito dei sedimenti;
- 11) per contro, le strutture non sormontabili accentuano i fenomeni erosivi alla testa delle stesse: i risultati ottenuti dalla modellazione prevedono valori variabili in un range tra 1 m (pennelli 1 e 2, contando da monte) e 2 metri (pennello 5) per quel che riguarda la configurazione sormontabile, mentre si incrementano a rispettivamente 2 m (pennello 1), 3.5 m (pennello 2) e 4 m (pennello 5) nella configurazione non sormontabile (in entrambi i casi i pennelli 3 e 4 sono più 'protetti' rispetto agli altri), e quindi presentano fenomeni deposizionali più che erosivi;
- 12) il modello idrodinamico, seppure un utile riferimento per quanto riguarda l'analisi dei campi idrodinamici e di tendenze erosive/deposizionali, è stato comunque adottato con le ipotesi cautelative di portata in condizioni stazionarie e assenza di contributi solidi nel campo di moto;
- 13) i valori erosivi descritti in precedenza in prossimità delle fondazioni delle pile sono confrontabili, sia nella configurazione a pennelli sormontabili che in quella di strutture non sormontabili (anche se in quest'ultimo caso i valori sono leggermente superiori).

Udine, 02.04.2020

Dott. ing. Matteo Nicolini

APPENDICI

A. PROCEDURA GENERALE DI ANALISI DELL'EROSIONE SULLE PILE DEI PONTI

La procedura per l'analisi delle problematiche idrauliche di erosione dei ponti è stata inquadrata in una serie di circolari emanate dall'U.S. Department of Transportation della Federal Highway Administration. Queste circolari descrivono una successione di fasi da seguire per la progettazione (o la verifica, se l'opera è già esistente) di strutture di attraversamento. Esse sono:

- HEC-20¹, che si occupa delle problematiche relative alla stabilità del corso d'acqua e alle relative tendenze evolutive indipendentemente dalla presenza della struttura;
- HEC-18², che fornisce le equazioni per determinare lo scavo relativo a pile e spalle;
- HEC-23³, che riporta le contromisure per far fronte ai danni causati da fenomeni erosivi di piena.

In particolare, la procedura HEC-20 include analisi geomorfologiche quantitative e qualitative per la definizione dell'evoluzione a lungo termine dell'alveo, HEC-18 si focalizza sul calcolo dell'entità dell'erosione per la definizione del prisma di scavo, mentre HEC-23 è orientata alle eventuali contromisure da adottare nel caso di erosioni eccessive su ponti esistenti. I tre documenti sono strettamente correlati.

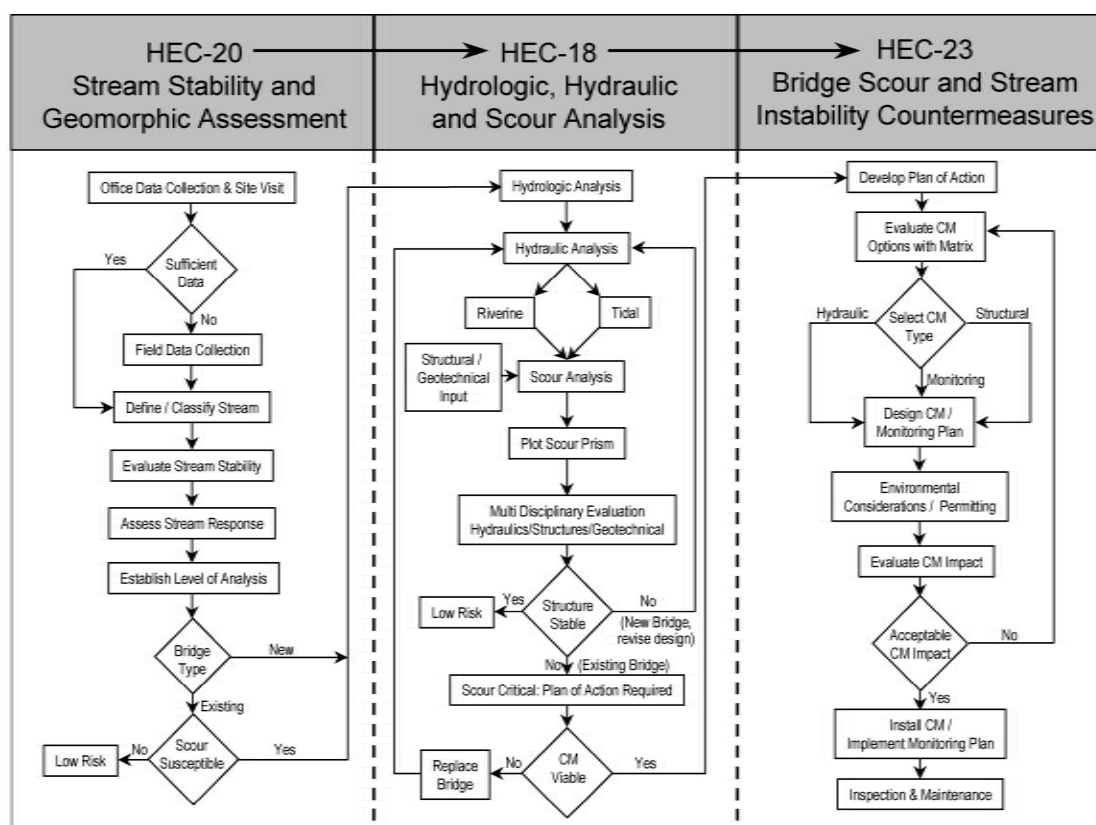


Figura A.1. Schematizzazione delle attività di analisi previste dalle circolari HEC-20, HEC-18 e HEC-23.

¹ *Stream Stability at Highway Structures, Hydraulic Engineering Circular No. 20 (HEC-20), 4th Edition, Publication No. FHWA-HIF-12-004, April 2012.*

² *Evaluating Scour at Bridges, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), 5th Edition, Publication No. FHWA-HIF-12-003, April 2012.*

³ *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance, Hydraulic Engineering Circular No. 23 (HEC-23), 3rd Edition, Publication No. FHWA-NHI-09-111, September 2009.*

A.1 METODOLOGIA DI VALUTAZIONE DELL'EROSIONE

L'erosione è il risultato del moto della corrente e si manifesta con l'asportazione di sedimenti dal fondo e dalle rive del corso d'acqua nonché, se presenti, dalle pile e dalle spalle dei ponti. Nei vari tratti di un corso d'acqua i materiali interessati dall'erosione possono avere natura molto diversa ma, in generale, i terreni incoerenti sono maggiormente sensibili rispetto a quelli coesivi. L'erosione di lungo termine, comunque, può essere la stessa in entrambi i tipi di terreno.

E' importante evidenziare come tutte le formule utilizzate per la stima dell'erosione sono state ottenute da esperimenti di laboratorio con eventuali successive verifiche sul campo.

Da un punto di vista generale si possono distinguere due modalità di erosione: quella *clear- water* e quella *live-bed*. La prima si manifesta quando la corrente non ha forza sufficiente per realizzare un trasporto al fondo, ovvero quando il materiale si sposta solo in sospensione. In questo caso la tensione tangenziale sul fondo è inferiore a quella di Shields di moto incipiente. L'erosione di tipo *live-bed* si ha in presenza di trasporto solido al fondo.

L'erosione totale può essere considerata come la somma di tre contributi:

- l'erosione di lungo termine sul letto del fiume;
- l'erosione generalizzata sul ponte (scavo dovuto essenzialmente alla contrazione della vena);
- l'erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle.

Questi contributi, considerati tra loro indipendenti, vengono sommati per ottenere l'erosione complessiva.

Il contributo di lungo termine include le modifiche della quota di fondo alveo derivanti sia da processi naturali sia da cause indotte da attività antropiche (ad esempio, escavazioni di inerti) a monte del tratto in cui è stato collocato il ponte. Questo fenomeno è legato alla capacità di trasporto dei sedimenti provenienti da monte e quindi può anche assumere diverse caratteristiche durante la vita del corso d'acqua. E' interessante notare come in tale contributo venga considerata anche la possibilità di evoluzione morfologica di medio-lungo termine del corso d'acqua derivante, ad esempio, dalla divagazione di un meandro a seguito dei processi erosivi che vengono ad instaurarsi nelle anse di un fiume. La migrazione laterale del letto principale può intaccare la stabilità delle pile, erodere le spalle e modificare l'entità dell'erosione totale, cambiando l'angolo di attacco della corrente sulle pile.

Il contributo erosivo imputabile alla contrazione della vena interessa la parte delle luci del ponte e può essere uniforme o meno sulla sezione trasversale (presentando, dunque, zone a profondità più accentuate).

Il contributo di erosione localizzata provoca la rimozione del materiale attorno alle pile, alle spalle e alle relative fondazioni ed è legato, oltre che all'accelerazione del flusso, ai vortici che si manifestano a causa dell'ostruzione dello stesso.

A.2 EROSIONE GENERALIZZATA CLEAR-WATER E LIVE-BED

Come già accennato, il primo tipo si manifesta quando non c'è movimento di materiale al fondo a monte della sezione, oppure, quando il materiale, trasportato in sospensione a monte della sezione, viene trasportato in sospensione attraverso la stessa. Si parla di erosione *live-bed*, invece, quando si ha trasporto di materiale al fondo a monte della sezione.

Durante una piena si assiste alla presenza prevalente di erosione *clear-water* nella fase di crescita, seguita da quella di tipo *live-bed* nella fase di colmo, fino al ritorno alla tipologia *clear-water* nella fase di esaurimento.

Per determinare il tipo di erosione si deve calcolare la velocità critica, ovvero quella velocità che determina l'inizio del movimento per un materiale al fondo di cui si conosca il D_{50} , e confrontarla con la velocità della corrente a monte del ponte. La velocità critica è data da:

$$V_c = k_u y_l^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

dove: V_c è la velocità critica al di sopra della quale il materiale con diametro D_{50} , o inferiori, è trasportato [m/s];

y_l è la profondità media della corrente a monte del ponte [m];

D_{50} è il diametro delle particelle corrispondenti al 50% del passante [m];

k_u è 6.19 per le unità nel S.I.;

V è la velocità media della corrente a monte del ponte [m/s].

Per cui se: $V_c > V$, si ha erosione di tipo *clear-water*;

$V_c < V$, si ha erosione di tipo *live-bed*.

L'entità dell'erosione può essere determinata attraverso formule empiriche specifiche per i due casi. Facendo riferimento alla Figura A.2, si riportano nel seguito tali formule.



Figura A.2. Definizione delle variabili adottate nelle formule per il calcolo dell'erosione generalizzata.

Erosione generalizzata di tipo live-bed

Per stabilire l'entità dell'erosione di tipo *live-bed* si può ricorrere ad una versione modificata dell'equazione di Laursen (1960), assumendo che il materiale al fondo sia trasportato a monte. L'equazione è:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_I} \quad \text{con } y_2 = y_0 + y_s$$

dove: y_1 è la profondità indisturbata [m];

y_0 è la profondità nella sezione contratta in assenza di erosione [m];

y_s è l'entità dell'erosione [m];

Q_1 è la portata a monte relativa all'alveo centrale [m³/s];

Q_2 è la portata nella sezione del ponte [m³/s];

W_1 è la larghezza del fondo a monte [m];

W_2 è la larghezza del fondo al netto dell'ingombro delle pile e delle spalle [m].

L'esponente k_I si determina in funzione del rapporto tra la velocità d'attrito nella sezione di monte e la velocità di sedimentazione del materiale di fondo (V^*/ω), dove:

$$V^* = \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{1/2} = (g v_1 S_{f1})^{1/2}$$

e S_{f1} è la pendenza dei carichi totali (spesso assunta pari a quella media del fondo alveo a monte del ponte). I valori di k_I sono riportati in Tabella A.1.

V^*/ω	k_I
< 0.50	0.59
0.50 ÷ 2.00	0.64
> 2.00	0.69

Tabella A.1. Valori di k_I in funzione di V^*/ω .

L'equazione di Laursen tende a sovrastimare la profondità di erosione in corrispondenza del ponte. In un alveo a fondo sabbioso, nel quale la parte erosa tende a essere riempita nella fase di esaurimento della piena, si può assumere $y_0 \sim y_1$.

Erosione generalizzata di tipo clear-water

Anche in questo caso l'equazione utilizzata è proposta da Laursen:

$$y_2 = \left(\frac{k_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right)^{3/7} \quad \text{con } y_s = y_2 - y_0$$

dove: y_2 è la profondità media di equilibrio nella sezione del ponte, dopo l'erosione;

Q è la portata;

D_m è il diametro della più piccola particella non trasportabile del materiale di fondo, nella sezione del ponte, in genere assunto pari a $D_m = 1.25D_{50}$ [m];

W è la larghezza utile (ovvero al netto di pile e spalle);

y_0 profondità media nella sezione del ponte, senza erosione [m];

$k_u = 0.025$, per le unità nel S.I..

A.3. EROSIONE LOCALIZZATA

Il meccanismo che causa l'erosione attorno alle pile e alle spalle di un ponte è legato, principalmente, alla formazione di vortici alla loro base (Figura A.3).

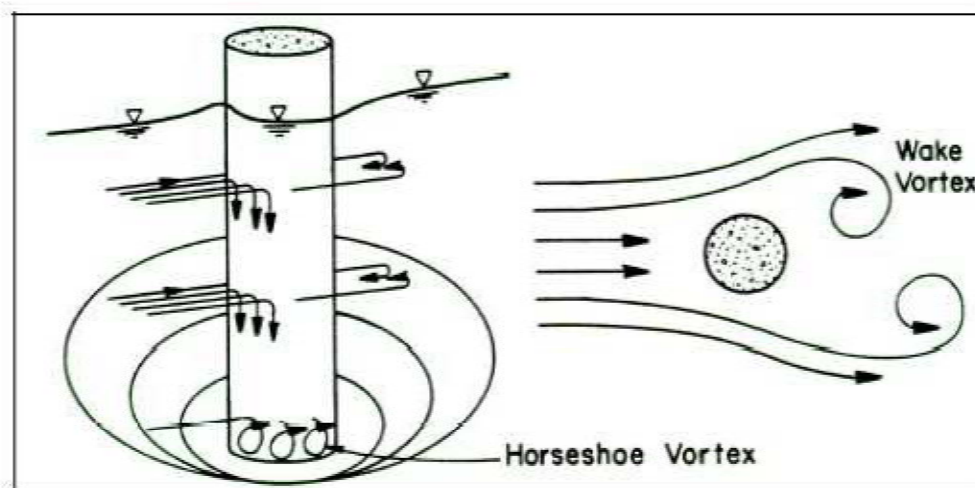


Figura A.3. Meccanismo dell'erosione provocata da una pila di ponte.

L'azione dei vortici tende a rimuovere il materiale. Mano a mano che l'erosione aumenta, i vortici si riducono e con essi si attenua il trasporto di materiale. I vortici fin qui descritti sono noti col nome di *horseshoe*, ovvero a ferro di cavallo, ma a questi si sommano anche altre strutture coerenti a valle della pila di tipo verticale (dette *wake vortex*, cioè vortici di scia). Anche i vortici di scia rimuovono materiale, ma la loro intensità si riduce notevolmente allontanandosi dalla pila. I fattori che influenzano la velocità dell'erosione localizzata sono:

- la velocità della corrente;
- la profondità dell'alveo;
- la larghezza e la lunghezza delle pile;
- le dimensioni e la varietà in diametro del materiale di fondo;
- l'angolo di attacco delle pile e delle spalle;
- la forma di pile e spalle;
- la configurazione del fondo alveo.

L'erosione localizzata è stata estensivamente analizzata in laboratorio, generalmente per pile dalle geometrie in condizioni di alvei caratterizzati da materiali prevalentemente sabbiosi o comunque non coesivi.

Per valutare l'entità dell'erosione, si fa riferimento all'equazione CSU, raccomandata per entrambi i tipi di erosione, essendo la più conservativa. L'equazione prevede la massima profondità di scavo alle pile:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

dove: y_s è la profondità di erosione [m];

y_1 è la profondità subito a monte della pila [m];

K_1 è la correzione legata alla forma delle pile;

K_2 è la correzione legata all'angolo di incidenza della corrente sulle pile;

K_3 è la correzione che tiene conto della presenza di forme al fondo dell'alveo;

K_4 è la correzione che tiene conto del corazzamento⁴;

a è la larghezza della pila [m];

Fr_1 è il numero di Froude subito a monte della pila, $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$;

V_1 è la velocità subito a monte della pila [m/s];

g è l'accelerazione di gravità [m/s²].

Si passa ora a valutare i vari coefficienti.

- Per quanto riguarda K_1 , si riportano le forme in Figura A.4 e i relativi valori in Tabella A.2.

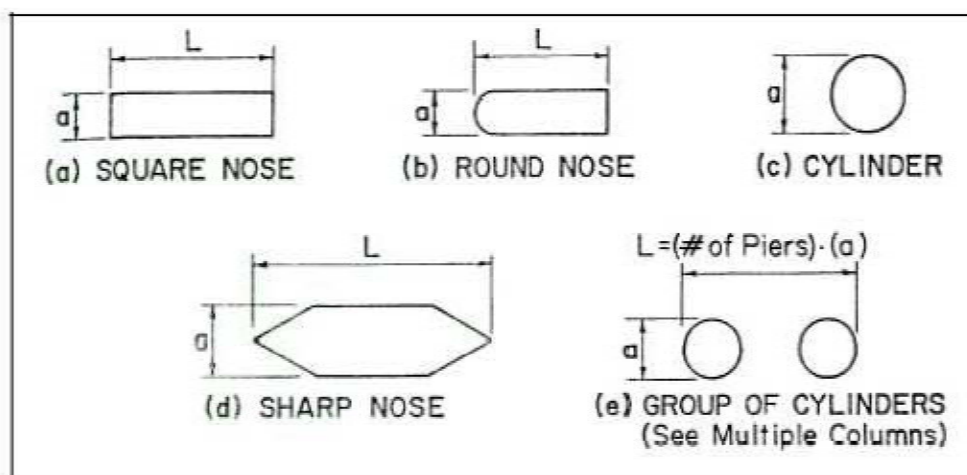


Figura A.4. Possibili forme di pile.

⁴Il coefficiente K_4 è stato posto pari a uno ($K_4 = 1$) nell'ultima versione del documento HEC-18 (Aprile 2012).

Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

Tabella A.2. Valori del coefficiente K_1 in funzione della geometria della pila.

- Per il coefficiente K_2 , detto θ l'angolo di attacco della corrente, $K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$; si riportano alcuni valori in Tabella A.3.

Angle	L/a=4	L/a=8	L/a=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0
Angle = skew angle of flow L = length of pier, m			

Tabella A.3. Valori del coefficiente K_2 in funzione dell'angolo d'attacco e della lunghezza della pila.

- Il coefficiente K_3 tiene conto della condizione di fondo alveo e, usualmente, è assunto pari a 1.1 (Tabella A.4).

Bed Condition	Dune Height m	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$3 > H \geq 0.6$	1.1
Medium Dunes	$9 > H \geq 3$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H \geq 9$	1.3

Tabella A.4. Valori del coefficiente K_3 .

- Per il calcolo del coefficiente K_4 si deve fare riferimento al diametro del materiale al fondo.
Se (diametri in mm):

○ $D_{50} < 2$ o $D_{95} < 20$ allora $K_4 = 1$;

$$\circ \quad D_{50} \geq 2 \text{ e } D_{95} \geq 20 \text{ allora } \begin{cases} K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} \\ V_R = \frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}} \end{cases}$$

dove:

V_{icD_x} è la velocità richiesta perchè inizi l'erosione alle pile per il materiale D_x [m/s]:

$$V_{icD_x} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cD_x}$$

V_{cD_x} è la velocità critica di incipiente movimento [m/s]:

$$V_{cD_x} = k_u y_1^{1/6} D_x^{1/3}.$$

Il valore minimo per K_4 è 0.4, che si adotta quando $V_1 < V_{icD_{50}}$.

Si ricorda comunque che, in accordo con l'ultima versione del documento HEC-18, si consiglia di porre comunque $K_4 = 1$.

Quando le pile sono molto larghe (rispetto alla profondità della corrente) le analisi condotte sul campo hanno mostrato come le formule presentate tendono a sovrastimare l'entità dell'erosione. Per questo motivo, nell'equazione CSU viene introdotto un ulteriore fattore, K_w . Questo coefficiente è da applicare solo quando si verificano tutte e tre le condizioni seguenti:

- $\frac{y_1}{a} < 0.8$
- $\frac{a}{D_{50}} > 50$
- $Fr_1 < 1$.

Il coefficiente vale:

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0.34} Fr_1^{0.65} \quad \text{per } \frac{V_1}{V_c} < 1$$

altrimenti:

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0.13} Fr_1^{0.25} \quad \text{per } \frac{V_1}{V_c} \geq 1$$

A.4 METODO DELLA SOVRAPPOSIZIONE DELLE COMPONENTI DI EROSIONE

Nel caso si abbiano pile complesse, oppure nel caso in cui il plinto di fondazione, a seguito dell'erosione della pila, venga messo a nudo, la modalità di calcolo dell'erosione localizzata deve seguire un'altra procedura che, fermo restando le formule per il contributo generalizzato, si articola nel calcolo successivo delle componenti di erosione dovute a: pila, plinto e (eventualmente) pali di fondazione. Si assume quindi che l'erosione localizzata complessiva sia data dalla somma delle tre componenti.

Con riferimento alla Figura A.5, l'erosione totale è data dalla somma di tre componenti:

$$y_s = y_{s \text{ pier}} + y_{s \text{ pc}} + y_{s \text{ pg}}$$

dove:

- $y_{s \text{ pier}}$ è l'erosione dovuta alla pila;
- $y_{s \text{ pc}}$ è l'erosione dovuta al plinto;
- $y_{s \text{ pg}}$ è l'erosione dovuta ai pali di fondazione.

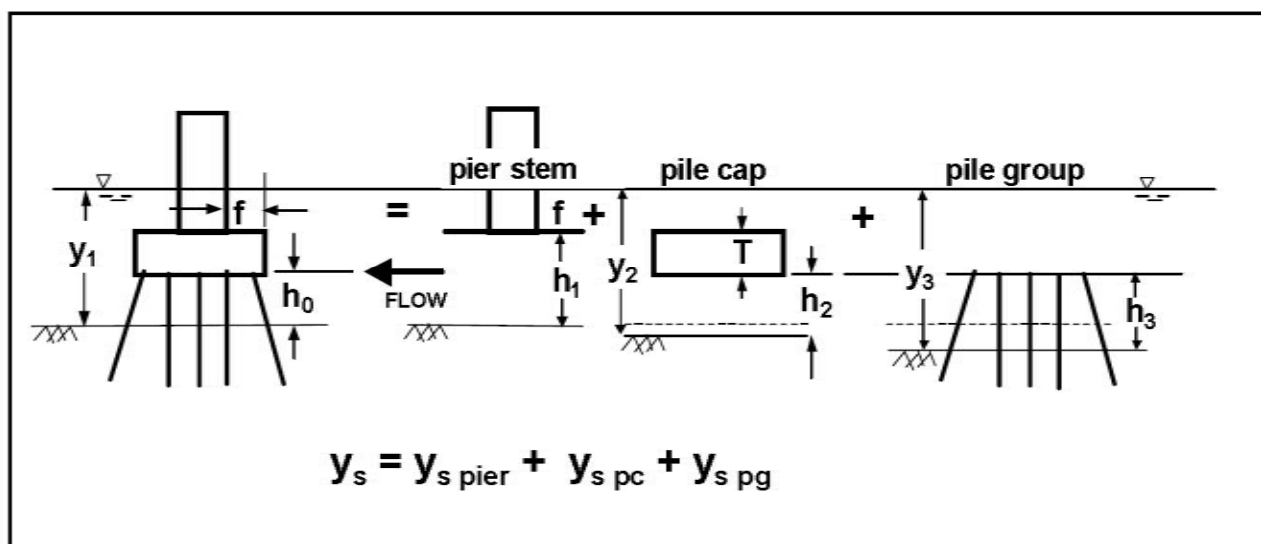


Figura A.5. Definizione delle variabili per l'applicazione del metodo di sovrapposizione delle componenti di erosione.

Le variabili principali sono:

- T = altezza del plinto;
- f = distanza (sporgenza) tra il bordo del plinto e il bordo della pila;
- h_0 = quota base plinto - quota fondo alveo prima dell'erosione;
- $h_1 = h_0 + T$ (quota sommità plinto – quota iniziale fondo alveo);
- $h_2 = h_0 + y_{s \text{ pier}}/2$;
- $h_3 = h_0 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2$;

- $y_2 = y_1 + y_{s\ pier}/2$;
- $y_3 = y_1 + y_{s\ pier}/2 + y_{s\ pc}/2$;
- $V_2 = V_1 \cdot (y_1 / y_2)$;
- $V_3 = V_1 \cdot (y_1 / y_3)$.

Ognuna delle tre componenti è analizzata in modo indipendente dalle altre.

Erosione dovuta alla pila

Tale componente si determina con la seguente equazione:

$$y_{s\ pier} = y_1 \cdot K_{h\ pier} \cdot 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \right)^{0.43}$$

dove il coefficiente $K_{h\ pier}$ è ricavabile dalla Figura A.6.

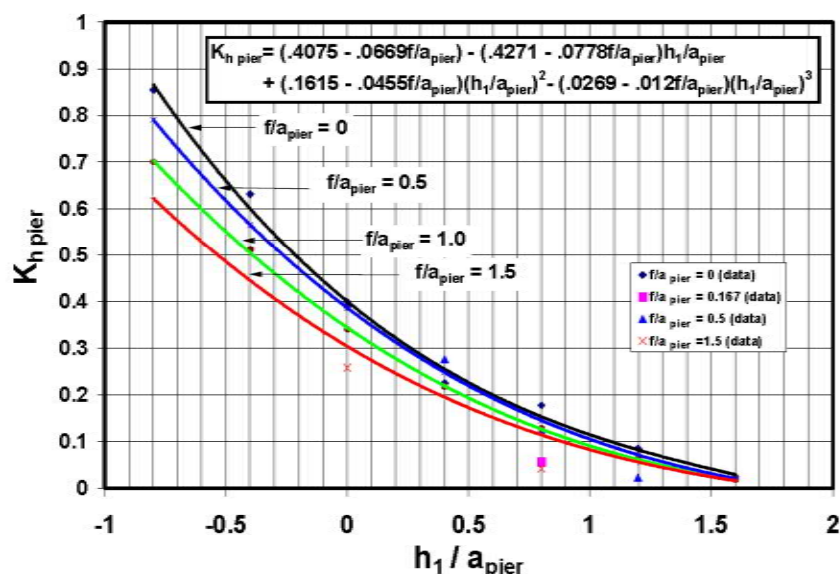


Figura A.6. Curve per la determinazione del coefficiente $K_{h\ pier}$.

Erosione dovuta al plinto di fondazione

Se $y_{s\ pier}$ è tale da mettere in luce la sommità del plinto di fondazione, si prosegue con l'elaborazione. In particolare, si considerano due casi, a seconda della messa a nudo della base del plinto o meno.

- Caso 1, cioè se $h_2 \geq 0$: l'erosione dovuta al plinto viene valutata con la seguente equazione:

$$y_{s_{pc}} = y_2 \cdot 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_w \cdot \left(\frac{a_{pc}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} \right)^{0.43}$$

nella quale il parametro a_{pc}^* può essere ricavato dalla Figura A.7. Quindi, si prosegue con la valutazione della terza componente.

- Caso 2, cioè se $h_2 < 0$: in tale caso, la procedura non prevede la successiva applicazione della terza componente di erosione (quella dovuta ai pali), ma prevede solamente il calcolo dell'erosione con la seguente equazione:

$$y_{s_{pc}} = y_f \cdot 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_w \cdot \left(\frac{a_{pc}}{y_f} \right)^{0.65} \left(\frac{V_f}{\sqrt{g \cdot y_f}} \right)^{0.43}$$

Le variabili che compaiono sono così calcolate:

$$y_f = h_1 + y_{s_{pier}}/2;$$

$$V_f = V_2 \frac{\ln \left(10.93 \frac{y_f}{K_s} + 1 \right)}{\ln \left(10.93 \frac{y_2}{K_s} + 1 \right)}$$

dove K_s viene in genere assunto pari al D_{84} del materiale al fondo.

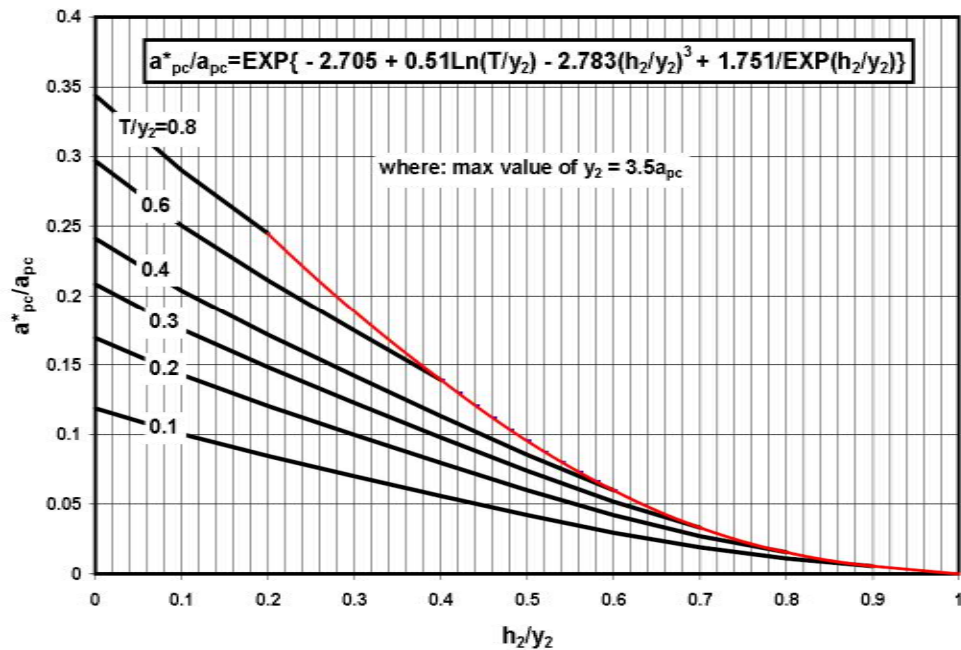


Figura A.7. Grafico per la determinazione della larghezza equivalente del plinto, a_{pc}^* .

Erosione dovuta ai pali di fondazione

Limitatamente al caso 1, si applica la terza componente:

$$y_{s\ pg} = y_3 \cdot K_{h\ pg} \cdot 2 \cdot K_1 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{a_{pg}^*}{y_3} \right)^{0.65} \left(\frac{V_3}{\sqrt{g \cdot y_3}} \right)^{0.43}$$

nella quale $a_{pg}^* = a_{proj} \cdot K_{sp} \cdot K_m$. Il significato dei parametri a_{pg}^* e a_{proj} è illustrato nelle Figure A.8 e A.9, mentre i coefficienti K_{sp} e K_m sono ricavabili dalla Figura A.10 e dalla Figura A.11, rispettivamente. Infine, il coefficiente $K_{h\ pg}$ può essere ottenuto dalla Figura A.12.

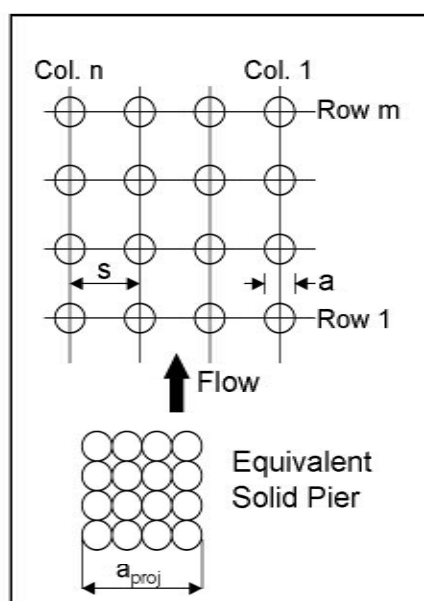


Figura A.8. Larghezza equivalente dei pali in caso di corrente incidente in modo allineato alla disposizione dei pali di fondazione.

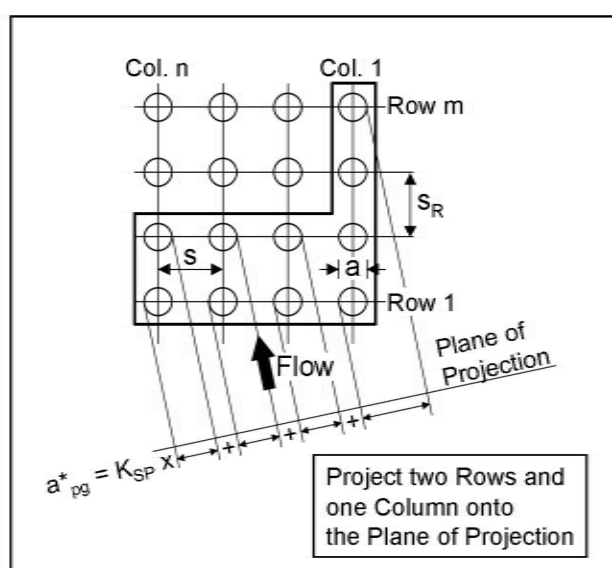


Figura A.9. Larghezza equivalente dei pali in caso di corrente incidente obliquamente alla disposizione dei pali di fondazione.

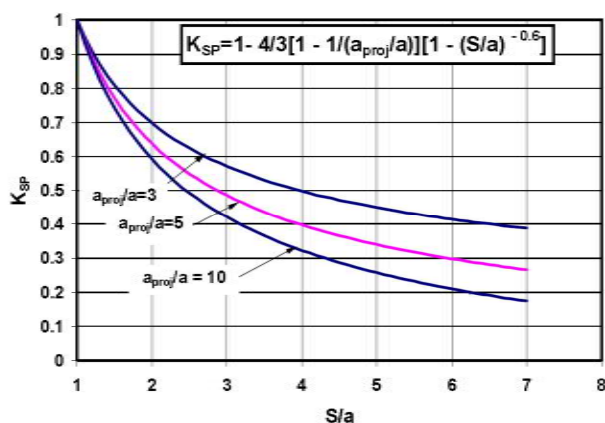


Figura A.10. Curve per la determinazione di K_{SP} .

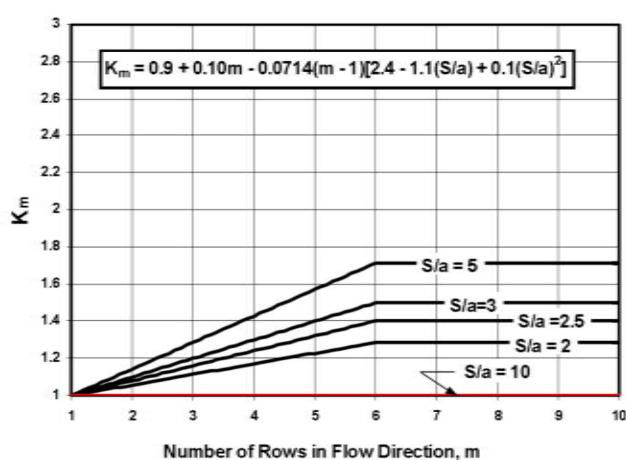


Figura A.11. Curve per la determinazione di K_m .

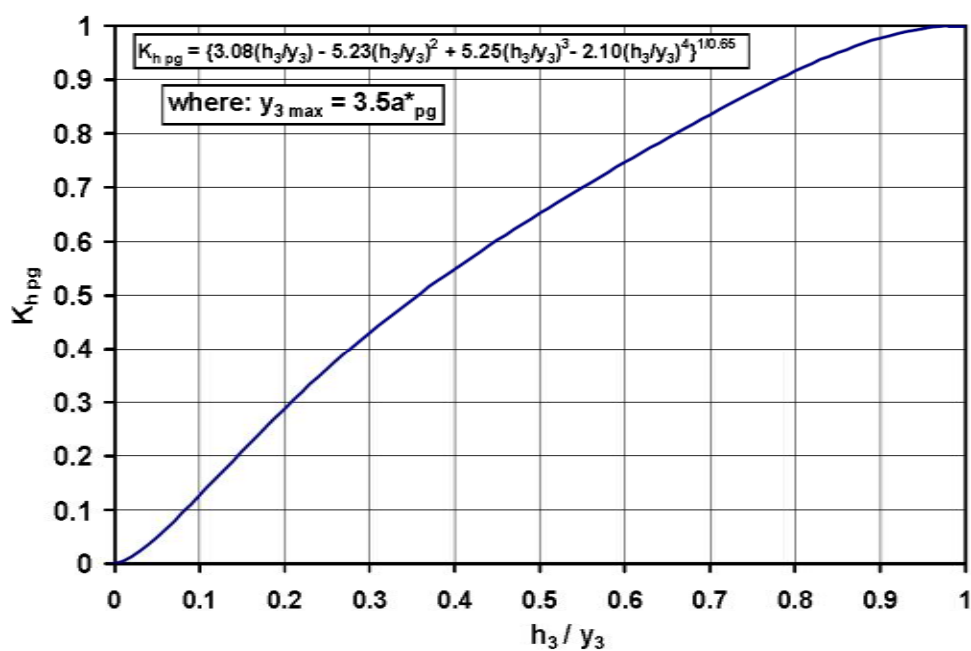


Figura A.12. Curva per la determinazione del coefficiente K_{hpg} .

B. ESTRATTO HEC-18 E SCHEDE DI VALUTAZIONE DELL'EROSIONE LOCALIZZATA AL PIEDE DELLE NUOVE PROTEZIONI SULLE PILE DEL VIADOTTO

In questa appendice sono riportate alcune schede relative all'applicazione della procedura HEC-18 per quel che riguarda la valutazione dell'erosione localizzata al piede delle opere di protezione delle pile del viadotto Rio Glagnò.

Per quanto riguarda i dettagli e le formule complete, si veda l'Appendice A.

Le schede sono precedute da alcune pagine estratte dal documento originale HEC-18¹

¹ *Evaluating Scour at Bridges, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), 5th Edition, Publication No. FHWA-HIF-12-003, April 2012.*

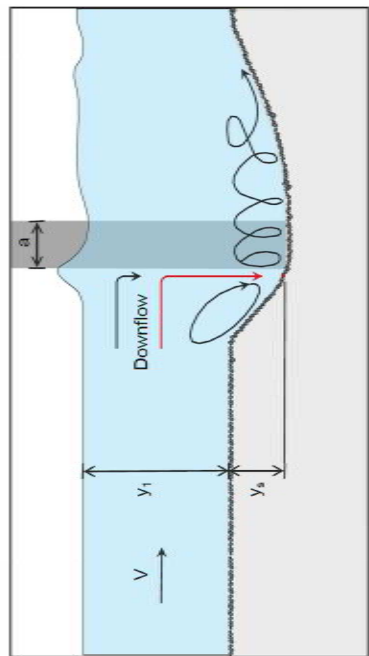
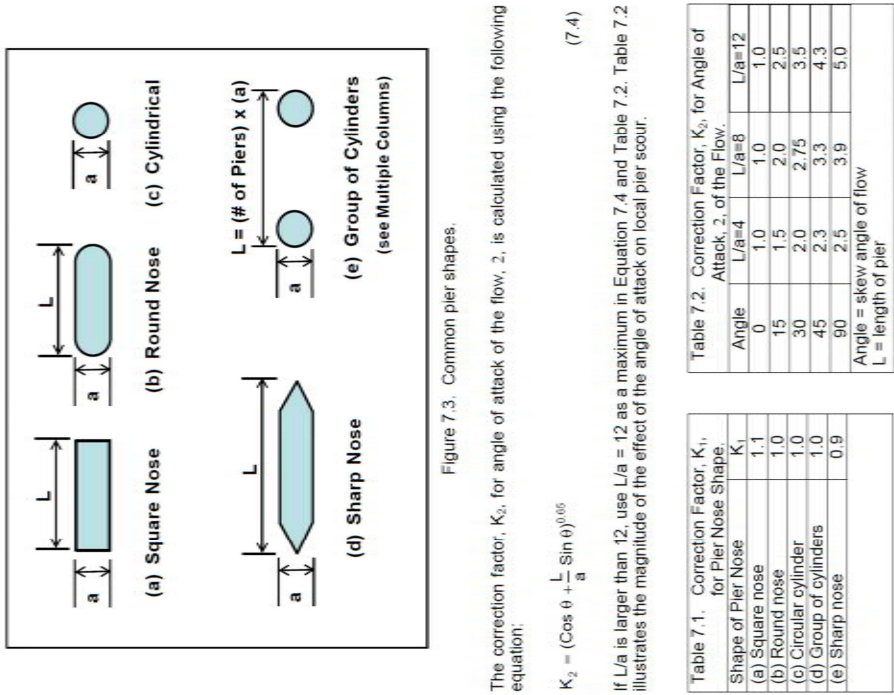


Figure 7.2. Definition sketch for pier scour.

The HEC-18 equation is:

$$\frac{Y_s}{a} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \tag{7.1}$$

As a Rule of Thumb, the maximum scour depth for round nose piers aligned with the flow is:

$$Y_s \leq 2.4 \text{ times the pier width (a) for } Fr \leq 0.8$$
$$Y_s \leq 3.0 \text{ times the pier width (a) for } Fr > 0.8 \tag{7.2}$$

In terms of y/a , Equation 7.1 is:

$$\frac{Y_s}{a} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{Y_1}{a} \right)^{0.35} Fr_1^{0.43} \tag{7.3}$$

where:

- Y_s = Scour depth, ft (m)
- Y_1 = Flow depth directly upstream of the pier, ft (m)
- K_1 = Correction factor for pier nose shape from Figure 7.3 and Table 7.1
- K_2 = Correction factor for angle of attack of flow from Table 7.2 or Equation 7.4
- K_3 = Correction factor for bed condition from Table 7.3
- a = Pier width, ft (m)
- L = Length of pier, ft (m)
- Fr_1 = Froude Number directly upstream of the pier = $V_1/(gy_1)^{1/2}$
- V_1 = Mean velocity of flow directly upstream of the pier, ft/s (m/s)
- g = Acceleration of gravity (32.2 ft/s²) (9.81 m/s²)

Figura B.1. Erosione su pile semplici: metodo basato sull'equazione CSU.

7.5.2 Superposition of Scour Components Method of Analysis

The components of a complex pier are illustrated in Figure 7.5 (Jones and Sheppard 2000). This is followed by a definition of the variables. Note that the pile cap can be above the water surface, at the water surface, in the water or on the bed. The location of the pile cap may result from design or from long-term degradation and/or contraction scour. The pile group, as illustrated, is in uniform (lined up) rows and columns. This may not always be the case. The support for the bridge in many flow fields and designs may require a more complex arrangement of the pile group. In more complex pile group arrangements, the methods of analysis given in this manual may give smaller or larger scour depths.

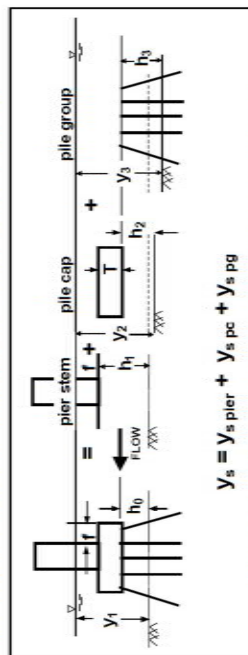


Figure 7.5. Definition sketch for scour components for a complex pier.

The variables illustrated in Figure 7.5 and others used in computations are as follows:

- f = Distance between front edge of pile cap or footing and pier, ft (m)
- h_0 = Height of the pile cap above bed at beginning of computation, ft (m)
- h_1 = $h_0 + T$ = Height of the pier stem above the bed before scour, ft (m)
- h_2 = $h_0 + Y_{s pier}/2$ = Height of pile cap after pier stem scour component has been computed, ft (m)
- h_3 = $h_0 + Y_{s pier}/2 + Y_{s pg}/2$ = Height of pile group after the pier stem and pile cap scour components have been computed, ft (m)
- S = Spacing between columns of piles, pile center to pile center, ft (m)
- T = Thickness of pile cap or footing, ft (m)
- y_1 = Approach flow depth at the beginning of computations, ft (m)
- y_2 = $y_1 + Y_{s pier}/2$ = Adjusted flow depth for pile cap computations, ft (m)
- y_3 = $y_1 + Y_{s pier}/2 + Y_{s pg}/2$ = Adjusted flow depth for pile group computations, ft (m)
- V_1 = Approach velocity used at the beginning of computations, ft/sec (m/sec)
- V_2 = $V_1(y_1/y_2)$ = Adjusted velocity for pile cap computations, ft/sec (m/sec)
- V_3 = $V_1(y_1/y_3)$ = Adjusted velocity for pile group computations, ft/sec (m/sec)

Total scour from superposition of components is given by:

$$Y_s = Y_{s pier} + Y_{s pc} + Y_{s pg} \quad (7.22)$$

where:

$$Y_s = \text{Total scour depth, ft (m)}$$

7.12

7.5 SCOUR FOR COMPLEX PIER FOUNDATIONS

7.5.1 Introduction

As Salim and Jones (1995, 1996, 1999) point out most pier scour research has focused on solid piers with limited attention to the determining scour depths for (1) pile groups, (2) pile groups and pile caps, or (3) pile groups, pile caps and solid piers exposed to the flow. The three types of exposure to the flow may be by design or by scour (long-term degradation, general (contraction) scour, and local scour, in addition to stream migration). In the general case, the flow could be obstructed by three substructural elements, herein referred to as the scour-producing components, which include the pier stem, the pile cap or footing, and the pile group. Nevertheless, research has provided methods and equations to determine scour depths for complex pier foundations as an extension of the pier scour equations for routine applications (Section 7.2). The results of this research are recommended for use and are given in the following sections. These procedures can be expected to produce conservative results. Physical Model studies are still recommended for complex piers with unusual features such as staggered or unevenly spaced piles or for major bridges where conservative scour estimates are not economically acceptable. However, the methods presented in this section provide a good estimate of scour for a variety of complex pier situations.

The steps listed below are recommended for determining the depth of scour for any combination of the three substructural elements exposed to the flow (Jones and Sheppard 2000), but engineering judgment is an essential element in applying the design graphs and equations presented in this section as well as in deciding when a more rigorous level of evaluation is warranted. Engineering judgment should take into consideration the volume of traffic, type of traffic (school bus, ambulance, fire trucks, local road, interstate, etc.), the importance of the highway, cost of a failure (potential loss of life and dollars) and the increase in cost that would occur if the most conservative scour depth is used. The stability of the foundation should be checked for:

- The scour depths should be determined for the scour design flood or smaller discharge if it causes deeper scour and the scour design check flood, as recommended in this manual (see Table 2.1).
- If needed use computer programs HEC-RAS (USACE 2010a), FST2DH (FHWA 2003b), etc.) to compute the hydraulic variables.
- Total scour depth is determined by separating the scour producing components, determining the scour depth for each component and adding the results. The method is called "Superposition of the Scour Components."
- Analyze the complex pile configuration to determine the components of the pier that are exposed to the flow or will be exposed to the flow which will cause scour.
- Determine the scour depths for each component exposed to the flow using the equations and methods presented in the following sections.
- Add the components to determine the total scour depths.
- Plot the scour depths and analyze the results using an interdisciplinary team to determine their reliability and adequacy for the bridge, flow and site conditions, safety and costs.
- Conduct a physical model study (Section 7.9) if engineering judgment determines it will reduce uncertainty, increase the safety of the design and/or reduce cost.

7.11

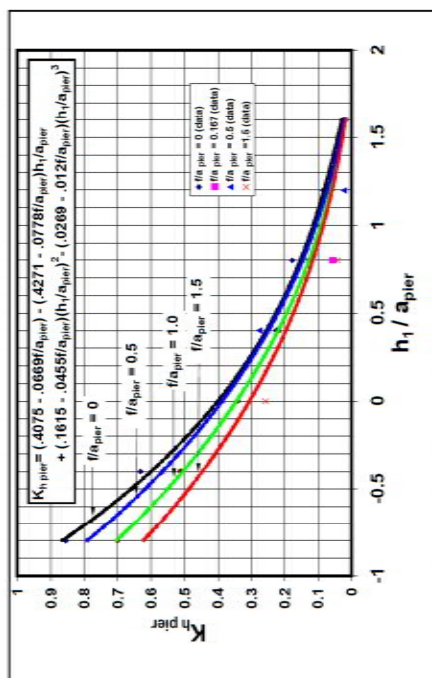


Figure 7.6. Suspended pier scour ratio (Jones and Sheppard 2000).

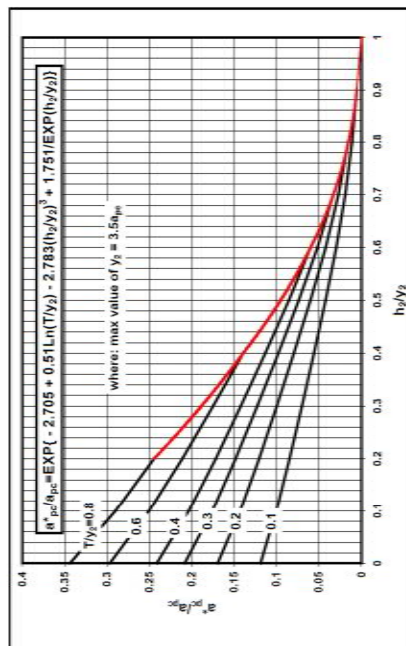


Figure 7.7. File cap (footing) equivalent width (Jones and Sheppard 2000).

7.13

7.14

$Y_{s, pier}$ = Scour component for the pier stem in the flow, ft (m)
 $Y_{s, pc}$ = Scour component for the pier cap or footing in the flow, ft (m)
 $Y_{s, ps}$ = Scour component for the piles exposed to the flow, ft (m)

Each of the scour components is computed from the basic pier scour Equation 7.1 using an equivalent sized pier to represent the irregular pier components, adjusted flow depths and velocities as described in the list of variables for Figure 7.5, and height adjustments for the pier stem and pile group. The height adjustment is included in the equivalent pier size for the pile cap. In the following sections guidance for calculating each of the components is given.

7.5.3 Determination of the Pier Stem Scour Depth Component

The need to compute the pier stem scour depth component occurs when the pier cap or the footing is in the flow and the pier stem is subjected to sufficient flow depth and velocity as to cause scour. The first computation is the scour estimate, $Y_{s, pier}$, for a full depth pier that has the width and length of the pier stem using the basic pier equation (Equation 7.1). In Equation 7.1, a_{pier} is the pier width and other variables in the equation are as defined previously. This base scour estimate is multiplied by $K_{s, pier}$, given in Figure 7.6 as a function of h_1/a_{pier} and h/a_{pier} , to yield the pier stem scour component as follows:

$$\frac{Y_{s, pier}}{Y_1} = K_{s, pier} \left[2.0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{a_{pier}}{Y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{g Y_1}} \right)^{0.43} \right] \quad (7.23)$$

where:

$K_{s, pier}$ = Coefficient to account for height of pier stem above bed and shielding effect by pile cap overhang distance η_m in front of pier stem (from Figure 7.6)

The quantity in the square brackets in Equation 7.23 is the basic pier scour ratio as if the pier stem were full depth and extended below the scour.

7.5.4 Determination of the Pile Cap (Footing) Scour Depth Component

The need to compute the pile cap or footing scour depth component occurs when the pile cap is in the flow by design, or as the result of long-term degradation, contraction scour, and/or local scour attributed to the pier stem above it. As described below, there are two cases to consider in estimating the scour caused by the pile cap (or footing). Equation 7.1 is used to estimate the scour component in both cases, but the conceptual strategy for determining the variables to be used in the equation is different (partly due to limitations in the research that has been done to date). In both cases the wide pier factor, K_{wp} , in Section 7.4 may be applicable for this computation.

Case 1: The bottom of the pile cap is above the bed and in the flow either by design or after the bed has been lowered by scour caused by the pier stem component. The strategy is to reduce the pile cap width, a_{pc} , to an equivalent full depth solid pier width, a_{pe} , using Figure 7.7. The equivalent pier width, an adjusted flow depth, Y_2 , and an adjusted flow velocity, V_2 , are then used in Equation 7.1 to estimate the scour component.

Figura B.3. Erosione su pile complesse: metodo della sovrapposizione delle componenti di erosione (2/3).

<p>Case 2. The bottom of the pile cap or footing is on or below the bed. The strategy is to treat the pile cap or exposed footing like a short pier in a shallow stream of depth equal to the height to the top of the footing above bed. The portion of the flow that goes over the top of the pile cap or footing is ignored. Then, the full pile cap width, a_{pc}, is used in the computations, but the exposed footing height, y_1 (in lieu of the flow depth), and the average velocity, V_1, in the portion of the profile approaching the footing are used in Equation 7.1 to estimate the scour component.</p> <p>An inherent assumption in this second case is that the footing is deeper than the expected scour depth so it is not necessary to add the pile group scour as a third component in this case. If the bottom of the pile cap happens to be right on the bed, either the Case 1 or Case 2 method could be applied, but they won't necessarily give the same answers. If both methods are tried, then engineering judgment should dictate which one to accept.</p> <p>Details for determining the pile cap or footing scour component for these two cases are described in the following paragraphs.</p> <p>Case 1. Bottom of the Pile Cap (Footing) in the Flow above the Bed</p> $\begin{aligned} T &= \text{Thickness of the pile cap exposed to the flow, ft (m)} \\ h_2 &= h_0 + Y_{s, pier}/2, \text{ ft (m)} \\ Y_2 &= Y_1 + Y_{s, pier}/2 = \text{adjusted flow depth, ft (m)} \\ V_2 &= V_1/(Y_2) = \text{adjusted flow velocity, ft/s (m/s)} \end{aligned}$ <p>where:</p> $\begin{aligned} h_0 &= \text{Original height of the pile cap above the bed, ft (m)} \\ y_1 &= \text{Original flow depth at the beginning of the computations before scour, ft (m)} \\ Y_{s, pier} &= \text{Pier stem scour depth component, ft (m)} \\ V_1 &= \text{Original approach velocity at the beginning of the computations, ft/s (m/s)} \end{aligned}$ <p>Determine a^*/a_{pc} from Figure 7.7 as a function of h_0/y_2 and T/y_2 (note that the maximum value of $y_2 = 3.5 a_{pc}$).</p> <p>Compute $a^*_{pc} = (a^*/a_{pc}) a_{pc}$, where a^*_{pc} is the width of the equivalent pier to be used in Equation 7.1 and a_{pc} is the width of the original pile cap. Compute the pile cap scour component, $Y_{s, pc}$ from Equation 7.1 using a^*_{pc}, V_2, and V_1 as the pier width, flow depth, and velocity parameters, respectively. The rationale for using the adjusted velocity for this computation is that the near bottom velocities are the primary currents that produce scour and they tend to be reduced in the local scour hole from the overlying component. For skewed flow use the L/a for the original pile cap as the L/a for the equivalent pier to determine K_s. Apply the wide pier correction factor, K_w, if (1) the total depth, $y_2 < 0.8 a^*_{pc}$, (2) the Froude Number $V_2/(g y_2)^{1/2} < 1$, and (3) $a^*_{pc} > 50 D_{50}$. The scour component equation for the Case 1 pile cap can then be written:</p> $\frac{Y_{s, pc}}{Y_2} = 2.0 K_s K_d K_w \left(\frac{a^*_{pc}}{Y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{g Y_1}} \right) \quad (7.24)$ <p>Next, the pile group scour component should be computed. This is discussed in Section 7.5.5.</p>	<p>Case 2. Bottom of the Pile Cap (Footing) Located On or Below the Bed.</p> <p>One limitation of the procedure described above is that the design chart in Figure 7.7 has not been developed for the case of the bottom of the pile cap or footing being below the bed (i.e., negative values of h_0). In this case, use a modification of the exposed footing procedure that has been described in previous editions of HEC-18. The previous procedure was developed from experiments in which the footing was never undermined by scour and tended to be an over predictor if the footing is undermined.</p> <p>As for Case 1:</p> $\begin{aligned} Y_2 &= Y_1 + Y_{s, pier}/2, \text{ ft (m)} \\ V_2 &= V_1/(Y_2), \text{ ft/s (m/s)} \end{aligned}$ <p>The average velocity of flow at the exposed footing (V_1) is determined using the following equation:</p> $\frac{V_1}{V_2} = \frac{\ln \left(10.93 \frac{Y_1}{K_s} + 1 \right)}{\ln \left(10.93 \frac{Y_2}{K_s} + 1 \right)} \quad (7.25)$ <p>where:</p> $\begin{aligned} V_1 &= \text{Average velocity in the flow zone below the top of the footing, ft/s (m/s)} \\ V_2 &= \text{Average adjusted velocity in vertical of flow approaching the pier, ft/s (m/s)} \\ \ln &= \text{Natural log to the base e} \\ y_1 &= h_1 + Y_{s, pier}/2 = \text{distance from the bed (after degradation, contraction scour, and pier stem scour) to the top of the footing, ft (m)} \\ K_s &= \text{Grain roughness of the bed (normally taken as the } D_{50} \text{ for sand size bed material and } 3.5 D_{50} \text{ for gravel and coarser bed material), ft (m)} \\ y_2 &= \text{Adjusted depth of flow upstream of the pier, including degradation, contraction scour and half the pier stem scour, ft (m)} \end{aligned}$ <p>See Figure 7.8 for an illustration of variables.</p> <p>Compute the pile cap scour depth component, $Y_{s, pc}$ from Equation 7.1 using the full pile cap width, a_{pc}, V_1 as the width, flow depth, and velocity parameters, respectively. The wide pier factor K_w in Section 7.4 should be used in this computation if (1) the total depth $y_2 < 0.8 a_{pc}$, (2) the Froude Number $V_2/(g y_2)^{1/2} < 1$, and (3) $a_{pc} > 50 D_{50}$. Use Y_2/a_{pc} to compute the K_w factor if it is applicable. The scour component equation for the case 2 pile cap or footing can then be written:</p> $\frac{Y_{s, pc}}{Y_1} = 2.0 K_s K_d K_w \left(\frac{a_{pc}}{Y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{g Y_1}} \right) \quad (7.26)$ <p>In this case assume the pile cap scour component includes the pile group scour and compute the total scour depth as:</p> $Y_s = Y_{s, pier} + Y_{s, pc} \quad (\text{For Case 2 only}) \quad (7.27)$
---	--

7.16

7.15

Figura B.4. Erosione su pile complesse: metodo della sovrapposizione delle componenti di erosione (3/3).

DATI PILA N. 2 SX

DSD [m]	Velocità corrente [m/s]	Angolo di attacco theta [deg]
0.0500	0.1000	0.00
Fondo alveo [m]	Base pilato [m]	Scarsità pilato [m]
281.15	251.15	281.15
K1	1.00	1.00
K2	1.10	
K3	1.00	
K4	1.00	
a pier [m]	3.80	
T [m]	30.00	
f [m]	8.10	
f la pila	2.13	
a pc [m]	14.00	
a pali	1.20	
L pc [m]	20.00	

EROSIONE LOCALIZZATA: EQUAZIONE CSU

Fondo alveo [m]	Quota pelo libero [m]	y1 [m]	V1 [m/s]	Fr1
281.15	283.70	2.55	3.00	0.60
Controllo per pile lunghe y1 < 0.8 a pier ?	Coefficiente Ksc	Scavo locale Eq. (7.1) HEC-18 y1 [m]	Base fondo scavo [m]	
YES	0.95	5.54	275.61	
Scarsità pilato [m]	Base pilato [m]	Base scavo [m]	Quanto sopra scarsità pilato ? [m]	Status
281.15	251.15	275.61	-5.54	Pilato scoperto
				Quanto sopra base pilato ? [m]
				24.46

EROSIONE LOCALIZZATA: SOVRAPPOSIZIONE DELLE COMPONENTI

EROSIONE CAUSATA DALLA PILA

h0 [m]	h1 [m]	h1a pier	Kh pier	y1 [m]	V1 [m/s]	Fr1
-30.00	0.00	0.00	0.26	2.55	3.00	0.60
Erosione di pila Eq. (7.23) HEC-18 y1 pier [m]	Base fondo scavo [m]					
1.55	279.60					
Base fondo scavo [m]	Scarsità pilato [m]	Base pilato [m]	Quanto sopra scarsità pilato ? [m]	Status	Quanto sopra base pilato ? [m]	Necessità di calcolare erosione da plinto
279.60	281.15	251.15	-1.55	Pilato scoperto	28.45	SI

Caso 1 o 2
2

EROSIONE CAUSATA DAL PLINTO

CASO 2

h2 [m]	y2 [m]	V2 [m/s]	Fr2
-29.23	3.32	2.30	0.40
y1 pier [m]	y1 [m]	h3 [m]	numeratore
1.55	0.77	0.05	5.14
Controllo per pile lunghe y1 < 0.8 a pc ?	Coefficiente Ksc	Erosione di plinto Eq. (7.26) HEC-18 y1 pc [m]	y1 pila + y1 pilato [m]
YES	0.73	6.78	8.33
a pc > 0.50 ?	se V1 < Vc	Base fondo scavo [m]	Base pilato [m]
YES	0.729435	272.82	251.15
Fr1 < 1 ?	se V1 < Vc		
YES	0.616531		
NO			

Figura B.5. Scheda relativa all'applicazione del metodo HEC-18 alla Pila n. 2 SX.

DATI PILA N. 2 DX

DSD [m]	Velocità corrente [m/s]	Angolo di attacco theta [deg]
0.0500	0.1000	0.00
Fondo alveo [m]	Base pilato [m]	Scarsità pilato [m]
281.12	251.12	281.12
K1	1.00	1.00
K2	1.10	
K3	1.00	
K4	1.00	
a pile [m]	3.80	
T [m]	30.00	
f [m]	8.10	
f la pile	2.13	
a pc [m]	14.00	
a pali	1.20	
L pc [m]	20.00	

EROSIONE LOCALIZZATA: EQUAZIONE CSU

Fondo alveo [m]	Quota pelo libero [m]	y1 [m]	V1 [m/s]	Fr1
281.12	283.50	2.38	3.00	0.62
Controllo per pile lunghe y1 < 0.8 a pier ?	Coefficiente Ksc	Scavo locale Eq. (7.1) HEC-18 y1 [m]	Base fondo scavo [m]	
YES	0.94	5.44	275.68	
Scarsità pilato [m]	Base pilato [m]	Base scavo [m]	Quanto sopra scarsità pilato ? [m]	Status
281.12	251.12	275.68	-5.44	Pilato scoperto
				Quanto sopra base pilato ? [m]
				24.56

EROSIONE LOCALIZZATA: SOVRAPPOSIZIONE DELLE COMPONENTI

EROSIONE CAUSATA DALLA PILA

h0 [m]	h1 [m]	h1a pier [m]	Kh pier [m]	y1 [m]	V1 [m/s]	Fr1
-30.00	0.00	0.00	0.26	2.38	3.00	0.62
Erosione di pile Eq. (7.23) HEC-18 y1 pier [m]	Base fondo scavo [m]					
1.53	279.59					
Base fondo scavo [m]	Scarsità pilato [m]	Base pilato [m]	Quanto sopra scarsità pilato ? [m]	Status	Quanto sopra base pilato ? [m]	Necessità di calcolare erosione da pilato
279.59	281.12	251.12	-1.53	Pilato scoperto	28.47	SI
						Caso 1 o 2?
						2

EROSIONE CAUSATA DAL PLINTO

CASO 2

h2 [m]	y2 [m]	V2 [m/s]	Fr2
-29.23	3.15	2.27	0.41
y1 pier [m]	y1 [m]	h3 [m]	numeratore
1.53	0.77	0.05	5.13
			denominatore
			Eq. (7.25) HEC-18 [m/s]
			1.78
			Fr1
			0.65
Controllo per pile lunghe y1 < 0.8 a pc ?	Coefficiente Ksc	Erosione di pilato Eq. (7.26) HEC-18 y1 pc [m]	y1 pile + y1 pilato [m]
YES	0.73	6.72	8.26
a pc > 0.50 ?	se V1 < Vc	Base fondo scavo [m]	Base pilato [m]
YES	0.725706	272.87	251.12
Fr1 < 1 ?	se V1 < Vc		
YES	0.615321		
VS < Vc ?			
NO			

Figura B.6. Scheda relativa all'applicazione del metodo HEC-18 alla Pila n. 2 DX.

C1. IL SOFTWARE CAESAR-LISFLOOD-FP 2D¹

CAESAR-LISFLOOD (Coulthard, 2017) è un modello geomorfologico/LEM (Landscape Evolution Model), che nasce come integrazione di due software di calcolo: il modello idrodinamico LISFLOOD-FP 2D (Bates et al., 2010) con il modello geomorfologico CAESAR (Cellular Automaton Evolutionary Slope And River model). E' in grado di simulare i processi idrodinamici e l'evoluzione morfologica a scala di bacino con simulazioni che coprono un orizzonte temporale variabile da qualche ora a centinaia di anni.

I modelli LEM (tra cui il CAESAR) nascono per simulare l'evoluzione geomorfologica a scala di bacino su un ampio orizzonte temporale. Proprio per l'ordine di grandezza delle scale in gioco, sono stati inizialmente sviluppati per semplici simulazioni a moto permanente, non permettendo di cogliere importanti fenomeni caratterizzati da scale temporali ridotte (come ad esempio il passaggio di un'onda di piena).

D'altro canto, i classici modelli idrodinamici e di trasporto che permettono di cogliere tali fenomeni richiedono tipicamente intervalli di discretizzazione delle equazioni molto minori (dell'ordine del secondo, o anche meno per alcuni schemi espliciti di risoluzione), con schemi numerici molto più pesanti che hanno ostacolato la loro inclusione nei modelli LEM.

Recentemente, è stato sviluppato il software LISFLOOD-FP 2D, che si basa sulla risoluzione di una forma ridotta delle Shallow Water Equations (v. l'appendice C2 successiva), e che adotta uno schema numerico molto semplice in grado di incrementare in modo significativo l'efficienza computazionale rispetto ai classici modelli idrodinamici. Questo ha portato ad un allineamento con i time step di discretizzazione e i relativi tempi computazionali tipici dei modelli LEM, permettendone la combinazione. Il modello idrodinamico LISFLOOD-FP e il LEM CAESAR ne rappresentano un esempio, e il nuovo software CAESAR-LISFLOOD costituisce il primo modello di simulazione nato per la modellazione di effetti idrodinamici nell'ambito di un LEM.

IL MODELLO LISFLOOD-FP

LISFLOOD-FP è un modello numerico che integra le equazioni alle acque basse in forma completa. Il metodo è del secondo ordine nello spazio e del primo ordine nel tempo, e utilizza un trattamento semi-implicito per il termine di attrito al fondo per incrementare la stabilità. Il flusso intercella (Q) viene calcolato come:

$$Q = \frac{q - gh_{\text{flow}} \Delta t \frac{\Delta(h+z)}{\Delta x}}{(1 + gh_{\text{flow}} \Delta t n^2 |q| / h_{\text{flow}}^{10/3})} \Delta x$$

nella quale q è il flusso intercella dall'iterazione precedente (m^2s^{-1}), g è l'accelerazione di gravità (ms^{-2}), n è il coefficiente di scabrezza di Manning ($\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$), h è la profondità (m), z l'elevazione (m), h_{flow} è la massima

¹Materiale adattato da T.J. Coulthard et al. (2013), Integrating the LISFLOOD-FP 2D hydrodynamic model with the CAESAR model: implications for modelling landscape evolution, *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 38.

profondità d'acqua, x è la larghezza della cella (m) e t è il tempo (s). Avendo stabilito la portata attraverso tutti e quattro i contorni di una cella (il modello lavora su griglie quadrangolari), la profondità d'acqua (h) su una cella viene aggiornata come:

$$\frac{\Delta h^{i,j}}{\Delta t} = \frac{Q_x^{i-1,j} - Q_x^{i,j} + Q_y^{i-1,j} - Q_y^{i,j}}{\Delta x^2}$$

dove i e j sono le coordinate discrete che identificano la cella. Il software adotta un time step di calcolo in base alla classica condizione di stabilità CFL:

$$\Delta t_{\max} = \alpha \frac{\Delta x}{\sqrt{gh}}$$

dove α è un coefficiente variabile tipicamente tra 0.3 e 0.7. Tale coefficiente aumenta la robustezza del modello, in quanto la condizione CFL è necessaria ma non sufficiente per la stabilità di uno schema (chiaramente c'è una forte dipendenza dalla dimensione della cella e dalla profondità d'acqua).

LISFLOOD-FP è stato ampiamente testato e confrontato con altri modelli idrodinamici. Ad esempio, Bates et al. (2010) e Neat et al. (2012) hanno dimostrato che il software è in grado di simulare tiranti idrici e velocità con un massimo margine di scostamento contenuto entro il 10% rispetto ad un ampio range di codici completi alle acque basse (commerciali e non). In più, le operazioni del modello risultano significativamente più veloci rispetto ad un modello alle acque basse di tipo esplicito.

Le limitazioni del software risiedono principalmente nel fatto che, pur essendo di tipo inerziale, si basa su un bilancio effettuato considerando una sola cella. Non è pertanto in grado di modellare gli effetti idrodinamici, ad esempio, che avvengono quando il flusso viene deviato verso l'esterno di un meandro, che possono essere invece risolti con una soluzione delle SWE in forma completa. Inoltre, il software può essere applicato solo in condizioni sub-critiche, e con flussi gradualmente variati.

IL SOFTWARE CAESAR

Il software CAESAR è un modello LEM per determinare l'evoluzione morfologica a scala di bacino attraverso la simulazione dei flussi su una griglia regolare di celle (tipicamente sulla base di un DEM), variandone l'elevazione in base ai processi di erosione e di deposito. CAESAR contiene quattro moduli principali: uno idrologico, un modulo idrodinamico, uno relativo ai processi di erosione e deposito fluviale, e uno per il calcolo delle dinamiche di versante (in genere legate alla pendenza).

In particolare, il modulo idrodinamico utilizza un algoritmo “flow-sweeping”, che adotta un'approssimazione uniforme del campo di moto, utilizzando l'equazione di Manning.

I tiranti idrici e le velocità calcolate su ogni cella sono quindi impiegati per calcolare le tensioni tangenziali al fondo, utili per stimare l'erosione o il deposito. Il calcolo viene effettuato ricorrendo a numerose formule di trasporto, tra cui quella di Einstein (1950) e quella di Wilcock e Crowe (2003).

CENNI SULL'INTEGRAZIONE DEI MODELLI CAESAR E LISFLOOD

Modulo idrodinamico

In CAESAR-LISFLOOD l'algoritmo per la propagazione dei flussi è interamente costituito da quello del modello LISFLOOD-FP, che utilizza le equazioni viste in precedenza.

Modulo di trasporto

Oltre alle equazioni classiche del bilancio dei sedimenti, che il modulo integra, il modello simula il processo di collasso o movimento laterale dei sedimenti, che avviene nei corsi d'acqua naturali quando il fondo viene eroso ("in channel lateral erosion"), secondo la seguente equazione:

$$\Delta z_{i-1,j} = \Delta z_{i,j} L \frac{(\Delta z_{i-1,j} - \Delta z_{i,j})}{\Delta x}$$

La quantità di materiale mosso da una cella (ad esempio $\Delta z_{i-1,j}$) adiacente ad una cella in erosione è proporzionale alla quantità di materiale eroso dalla cella $\Delta z_{i,j}$, ad una costante L e alla pendenza tra le celle (se entrambe le celle sono sommerse). Il parametro L rappresenta la stabilità/coesione del substrato modellato. Una riduzione di L porta a canali più stretti con piccoli rapporti tra larghezza e profondità d'acqua (W/D), mentre un suo incremento porta a canali più piatti con maggiori rapporti W/D .

Caratteristiche del modello integrato

In CAESAR-LISFLOOD ci sono due controlli sul time step di calcolo. Il primo è la condizione CFL per il modulo idrodinamico. Il secondo, relativamente al modulo di trasporto, determina il time step sulla base della quantità di materiale eroso o depositato in una cella. Similmente a quanto fatto con la condizione di CFL in CAESAR, il time step viene regolato per limitare la quantità di erosione e deposizione, e quindi limitare i cambiamenti di quota del fondo (che influiscono sulla pendenza delle celle), che possono generare instabilità del modello.

Questo porta a situazioni in cui il time step del modulo idrodinamico è inferiore a quello dei processi di erosione/deposizione (ad esempio durante portate modeste, per le quali non ci sono processi di erosione o deposito), e altre situazioni opposte (ad esempio, durante gli eventi di piena, in cui vi sono rilevanti fenomeni di trasporto). CAESAR-LISFLOOD seleziona automaticamente il più piccolo time step tra i due.

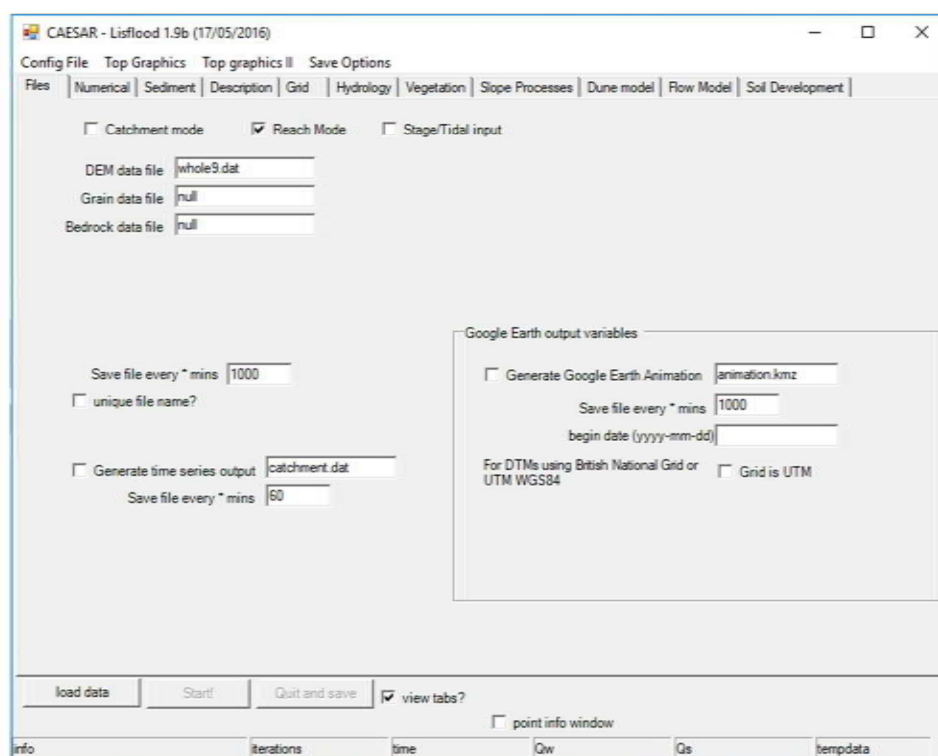
Durante le condizioni di magra di un corso d'acqua (si pensi anche al caso del fiume Tagliamento) i time step del modulo idrodinamico possono anche essere di due ordini di grandezza più piccoli di quelli del modulo di trasporto, comportando un significativo aumento dei tempi computazionali. Per superare tale problema, CAESAR-LISFLOOD misura la differenza tra gli input idrologici e la portata in uscita dal bacino. Se tale differenza è inferiore ad un valore prescritto dall'utente (un valore di bassa portata può essere ad esempio 1

m^3s^{-1}), il time step viene condizionato dal modulo di trasporto. In sintesi, durante tali situazioni di magra, non viene effettuata la simulazione idrodinamica di dettaglio, riducendo notevolmente i tempi di calcolo.

UTILIZZO DEL SOFTWARE

Il programma richiede diversi dati di input, e vi sono inoltre numerose impostazioni e parametri da specificare. Nel seguito vengono illustrate nel dettaglio le schermate principali del software e i relativi dati richiesti.

Schermata “Files”



Contiene i dati principali usati da CAESAR-LISFLOOD per quanto riguarda il caricamento ed il salvataggio dei dati. Per prima cosa è possibile scegliere fra *Catchment mode* (se vengono inseriti degli input di precipitazione che generano deflusso) e *Reach mode* (se vengono inseriti come input dei dati di portata, cioè degli idrogrammi di piena in ingresso al dominio di calcolo).

Le finestre successive permettono di specificare i dati relativi al DEM di riferimento, alla granulometria dell'alveo e al DEM del *bedrock* (definito come lo strato inerosibile, sotto al quale quindi non si può avere erosione, comprendente anche strutture situate in alveo come pennelli, soglie, pile di ponte, ecc.).

I file relativi al DEM sono in formato ASCII, quindi contengono 6 linee iniziali di intestazione (numero di colonne e di righe, coordinate Gauss-Boaga X e Y del punto Low Left, dimensione della cella e valore del NoData) e successivamente le righe e le colonne che riportano l'elevazione di ogni cella.

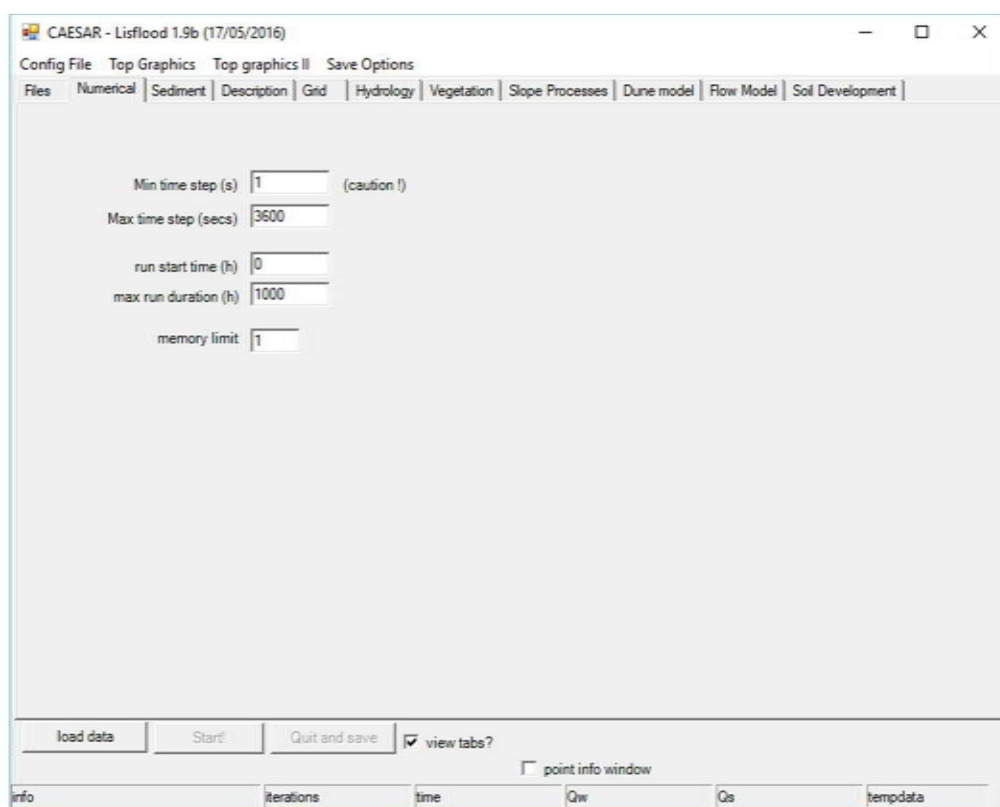

```

NCOLS          1519
NROWS          1690
XLLCORNER      2361838.520133982
YLLCORNER      5116385.326520817
CELLSIZE       10
NODATA_VALUE   -9999
-9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
9 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
-9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
9 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
-9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999
9 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999 -9999

```

Le successive finestre riguardano la modalità di salvataggio dei dati nel corso della simulazione.

Schermata "Numericals"



Tale schermata comprende cinque parametri da impostare:

- Min time step (s): forza il programma ad operare secondo precisi time-step. Parametro utile per velocizzare le simulazioni;
- Max time step (s): fa in modo che non vengano saltati dei valori di input. Viene quindi impostato pari al time step con il quale vengono inseriti i dati di portata in input (ad esempio 3600 s per dati orari);
- Run start time (ore): tempo al quale la simulazione inizia. Viene impostato a 0, a meno che la simulazione non venga fatta iniziare ad un istante diverso;

- **Max run duration (ore):** durata totale della simulazione. Corrisponde alla lunghezza del file di input dei dati di portata (ad esempio 24 ore di dati di portata in input corrispondono a 24 h di tale parametro);
- **Memory limit:** valore puramente computazionale, usualmente impostato ad 1.

Schermata “Sediment”

The screenshot shows the 'Sediment' configuration window of the CAESAR - Listflood 1.9b software. The window is divided into several sections for inputting sediment parameters.

size	grain size (m)	proportion	suspended ?	fall velocity (m/s)
size1	0.0005	0.144	<input type="checkbox"/>	0.065
size2	0.001	0.022		
size3	0.002	0.019		
size4	0.004	0.029		
size5	0.008	0.058		
size6	0.016	0.146		
size7	0.032	0.220		
size8	0.064	0.231		
size9	0.128	0.121		

Below the table, there are checkboxes for 'All 9 grainsizes?' (checked) and 'sum must equal 1.0' (OK). There are also input fields for 'Bedrock erosion threshold (Pa)' (0) and 'Bedrock erosion rate (m/Pa/Yr)' (0).

On the right side, there are checkboxes for 'Wilcock and Crowe' (checked) and 'Einstein' (unchecked). Below these are several input fields for erosion parameters, including 'Max velocity used to calc Tau from vel.' (5), 'Max erode limit' (0.02), 'Active layer thickness (m) must be at least 4 times max erode limit' (0.1), 'Proportion re-circulated if recirculate box is checked' (1.0), 'in channel lateral erosion rate' (20), 'Lateral Erosion' (unchecked), 'Lat erosion rate' (0), 'Number of passes for edge smoothing filter' (100), 'Number of cells to shift lat erosion downstream' (5), and 'Max difference allowed in cross channel smooth' (0.0001).

At the bottom, there are buttons for 'load data', 'Start', 'Quit and save', and 'view tabs?'. There is also a checkbox for 'point info window' (unchecked).

In tale menu è possibile impostare tutti i parametri relativi alla curva granulometrica ed al trasporto solido.

Nella parte sinistra vengono specificate le informazioni relative a *Grain size data* e *Proportion*. Vanno inserite quindi le caratteristiche granulometriche utilizzate dal modello. Ci sono nove diametri di grani disponibili. Nella prima colonna vanno specificate le dimensioni delle classi granulometriche, mentre nella seconda la proporzione iniziale di ogni frazione granulometrica (come frazione di 1). I valori granulometrici vanno inseriti in ordine crescente, e la somma delle proporzioni deve dare 1.

Non è richiesto di inserire tutti i 9 valori di classi granulometriche: nel caso in cui ne vengano utilizzate di meno, è sufficiente togliere la spunta alla voce *All 9 grainsizes?* che compare sotto, e impostare a 0 i valori di *Proportion* delle classi che non si intendono utilizzare.

Affianco alla prima riga (relativa a *size1*) è possibile attivare l'opzione *suspended?* e specificare la corrispondente *Fall velocity* (m/s): così facendo, la classe granulometrica corrispondente a *size1* verrà trattata come componente di trasporto solido in sospensione, con la corrispondente velocità specificata.

Nella parte destra della schermata, invece, viene per prima cosa richiesto quale equazione per il trasporto dei sedimenti usare: se quella di Wilcock and Crowe o quella di Einstein.

Successivamente è richiesto l'inserimento di una serie di parametri:

- Max velocity used to calculate Tau from velocity: massima velocità utilizzata per il calcolo del trasporto solido. E' un parametro raramente usato (se non per pendenze molto elevate), e solitamente viene impostato a 5;
- Max erode limit: specifica la massima quantità di materiale che può essere eroso o depositato in una cella. Tale parametro previene instabilità numeriche causate da quantità di materiale troppo elevate che vengono movimentate da una cella all'altra. Per DEM di precisione 10 m o meno, tale valore è solitamente impostato attorno a 0.01. Per DEM con dimensione maggiore delle celle, tale parametro può essere leggermente più grande;
- Active layer thickness (m): CAESAR ha una serie di strati attivi che rappresentano il letto del fiume, gli strati superficiali e quelli sottostanti. Un usuale range per tale parametro è di 0.1-0.2 m, e deve essere almeno quattro volte il massimo limite di erosione, precedentemente specificato;
- Proportion re-circulated if recirculate box is checked: quando si è nella modalità *Reach*, tale parametro rappresenta la proporzione (tra 0 ed 1) di sedimenti uscenti dai limiti del DEM che vengono reimmessi come input;
- In canal lateral erosion rate: questo parametro controlla la larghezza dei canali, e quindi quanto coesivo è il sedimento. Se il sedimento è sciolto e non consolidato, esso viene prontamente eroso e trasportato lateralmente (all'interno del canale), che risulterà quindi largo e poco profondo. Se il sedimento invece è più coesivo risulterà più difficile da movimentare lateralmente, e il canale sarà quindi più stretto e profondo. Valori maggiori di tale parametro risultano per canali larghi, mentre valori minori per canali stretti. Numericamente, tale parametro permette il movimento laterale dei sedimenti da una cella *a* (immersa) ad una cella ricevente *b* in base alla quantità erosa *E*, moltiplicata per il parametro laterale *L* e per la pendenza fra cella *a* e *b*:

$$dZ_b = E_b \cdot L \cdot \frac{(Z_a - Z_b)}{dx}$$

dove *Z* è la quota della cella, *dZ_b* il cambio di quota della cella ricevente *b* e *dx* la dimensione della cella. Valori tipici sono compresi tra 10 e 20 per la maggior parte delle tipologie di corsi d'acqua.

Nella parte inferiore della colonna di destra è possibile spuntare la casella relativa a *Lateral Erosion*. Il tasso di abbassamento a seguito di erosione di una cella viene calcolato come:

$$\text{Rate of lowering of bank cell} = \frac{1}{Ca} \cdot \tau \cdot L \cdot E \cdot R \cdot \text{Time}$$

dove *Ca* è il raggio di curvatura (in m), *τ* è lo sforzo di taglio *L.E.R* è il *lateral erosion rate* e il tempo è in s.

Il materiale rimosso da una cella spondale viene aggiunto a quella adiacente. Si ha erosione laterale solo per le quattro celle confinanti con quella considerata.

I parametri che seguono sono:

- Lateral erosion rate: valori tra 0.001 e 0.1 vengono usati per fiumi a canali intrecciati, mentre valori attorno a 0.0001 per meandri o canali con scarsa erosione laterale. Tale valore non dipende dalla precisione del DEM;
- Number of passes for edge smoothing filter: descrive quanto è ben levigata la curvatura dei canali calcolata. Orientativamente, può essere impostato come distanza tra due meandri nella dimensione della cella della griglia. Il valore deve essere un numero intero;
- Number of cells to shift lat erosion downstream: il gradiente usato per determinare l'erosione laterale può essere spostato a valle, e ciò consente alle curve dei meandri e alle barre di spostarsi verso valle. Valori suggeriti sono circa il 10% dei valori usati al parametro precedente, quindi solitamente range da 1 a 5. Tale valore deve essere un intero;
- Max difference allowed in cross channel smoothing of edge values: una volta determinato il valore del raggio di curvatura per il bordo esterno della curva, CAESAR-LISFLOOD deve interpolare tale valore attraverso il canale per permettere ai sedimenti di essere trasportati lateralmente. Tale parametro controlla la “lisciatura”, quindi si ha una livellazione dei valori fino a quando la differenza tra le iterazioni è inferiore al valore immesso. Un numero piccolo si tradurrà in una livellazione migliore. Se il valore è troppo elevato, per canali ampi si potranno avere deposizioni aggiuntive al centro del canale. Un valore di default è 0.0001, ma se ci sono dieci o più celle in una sezione del canale può essere necessario abbassare tale numero di un ordine di grandezza (nonostante avere bassi valori incrementi di molto il tempo di simulazione).

Schermata “Hydrology”

The screenshot shows the 'Hydrology' configuration window of the CAESAR-LISFLOOD 1.9b software. The window is divided into several sections for configuring hydrological inputs:

- Reach input variables:** A table with columns for 'X', 'Y', and 'File Name'. It includes checkboxes for 'Input 1' through 'Input 8'. A label 'input data time step (mins)' is next to a value of '1440'. A 'Divide inputs by...' field is set to '1'.
- Rainfall input variables:** Fields for 'Rainfall data file' (set to 'null'), 'Rainfall data file time step (min)' (set to '60'), and 'm' value' (set to '0.01'). It also includes a 'Time varying M file' (set to 'null') and 'Time varying M file time step (min)' (set to '1440'). Checkboxes for 'if checked, discharge is read direct from rainfall file' and 'Spatially variable rainfall and M value (if M value file used)' are present.
- Stage/Tidal input variables:** Fields for 'X' (set to '0'), 'Y' (set to '0'), 'File Name', and 'input data time step (mins)' (set to '1440').

At the bottom, there are buttons for 'load data', 'Start!', 'Quit and save', and a checkbox for 'view tabs?'. A status bar at the very bottom shows 'info', 'iterations', 'time', 'Qw', 'Qs', and 'tempdata'.

Tale schermata riguarda i dati di input di portata e precipitazione.

La parte sinistra riguarda le *Reach input variables*, e quindi i dati in ingresso operando nella modalità *Reach*.

In tale sezione vanno specificate le coordinate x e y dei punti in cui viene immessa la portata all'interno del modello (a partire dall'angolo in alto a sinistra del dominio in unità cella, non in metri) e il nome del file contenente i dati di portata.

Il file coi dati di input è un file .txt formato da 14 colonne e tante righe quanti sono i time step da simulare. Nella prima colonna si riporta il tempo (in time step), nella seconda la portata in input (in $m^3/(time\ step)$), la terza, quarta e quinta sono vuote (quindi contengono zeri) e dalla sesta alla quattordicesima sono contenuti i $m^3/(time\ step)$ di sedimenti per ognuna delle frazioni granulometriche specificate alla precedente schermata "Sediment".

```
0 2.17 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
1 2.30 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
2 2.04 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
3 2.30 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
4 2.17 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
```

Il time step utilizzato per l'inserimento dei dati deve essere specificato nella finestra *input data time step (mins)* posta accanto.

Sotto c'è la finestra *Divide input by*, che permette di specificare il numero di celle sulle quali viene suddiviso l'idrogramma di piena contenuto nel file. Se ad esempio un file di input rappresenta la registrazione di una stazione, i valori registrati possono essere suddivisi su un numero specificato di celle, evitando in questo modo che ci sia immissione di portata(e quindi incisione) in un'unica cella: si può quindi utilizzare lo stesso file di input per tutte le celle, e il valore inserito corrisponde al numero di celle per cui viene diviso l'input.

La parte destra della schermata è relativa all'inserimento dei dati per la modalità *Catchment*.

Schermata "Vegetation"

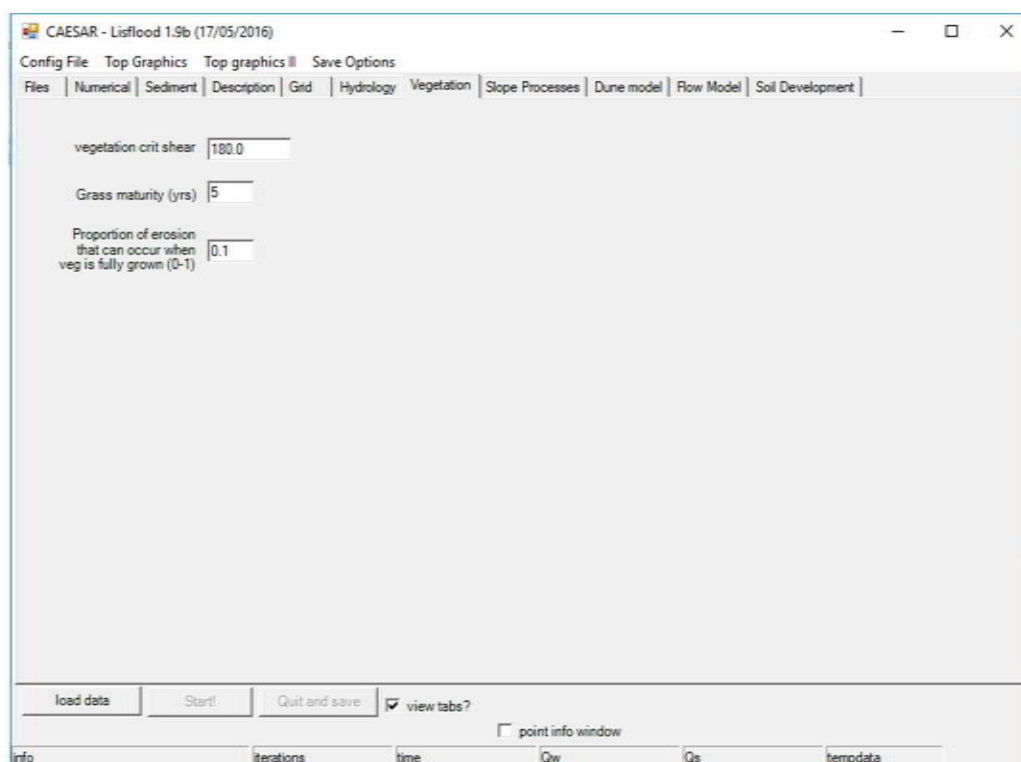
Questa schermata contiene i parametri relativi alla vegetazione. La vegetazione può avere un effetto di mitigazione dell'erosione in alveo. E' da specificare che non viene fatto riferimento ad una specifica tipologia di pianta, albero o cespuglio, ma tali parametri riguardano più che altro come la vegetazione in genere possa avere un impatto sull'erosione e sul deposito nel canale e come possa influenzare i processi fluviali.

I parametri da specificare sono tre:

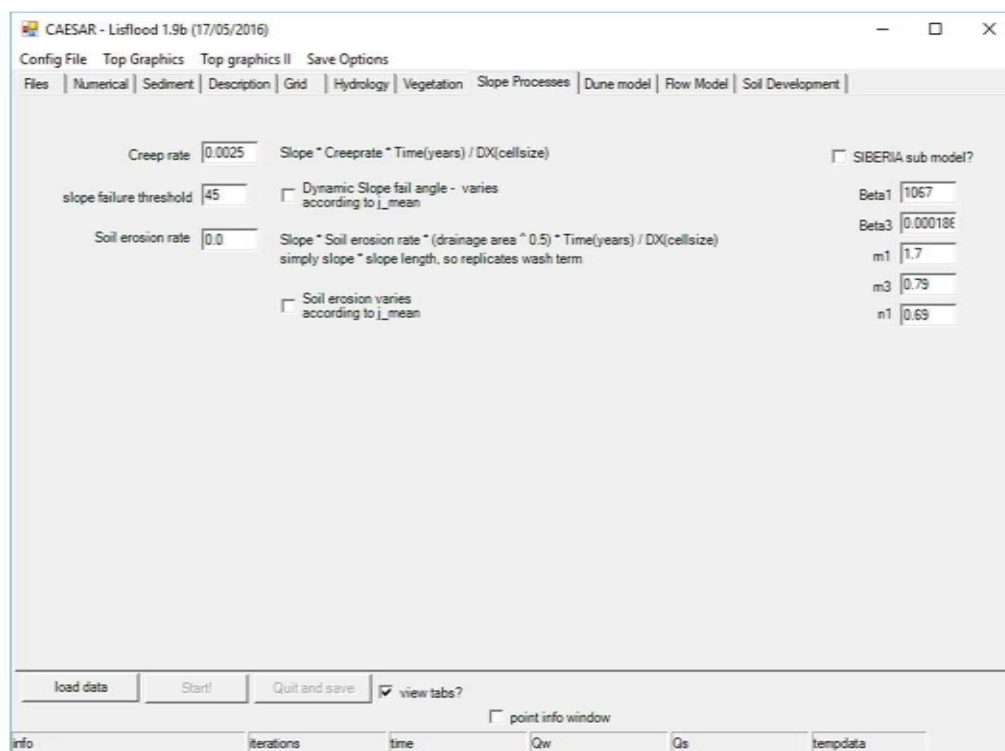
- Vegetation critical shear: indica lo sforzo di taglio sopra il quale la corrente è in grado di sradicare la vegetazione;

- Grass maturity: indica il numero di anni che la vegetazione impiega a raggiungere la completa maturità. Varia tra 0 e 1;
- Proportion of erosion that can occur when vegetation is fully grown: indica il tasso di erosione che si può avere in relazione al grado di maturità raggiunto dalla vegetazione. Il significato di tale parametro è messo in evidenza nella seguente tabella.

Parametro “Proportion of erosion...”	Vegetation maturity	% di erosione
0	0	0%
	0.5	0%
	1	0%
0.1	0	0%
	0.5	5%
	1	10%
0.5	0	0%
	0.5	25%
	1	50%
1	0	0%
	0.5	50%
	1	100%



Schermata “Slope processes”



Tale schermata contiene i parametri usati nel controllo dei processi legati alla pendenza.

Nella parte sinistra vanno inseriti i seguenti parametri:

- Creep rate: viene espresso lo scorrimento del suolo mediante l’equazione:

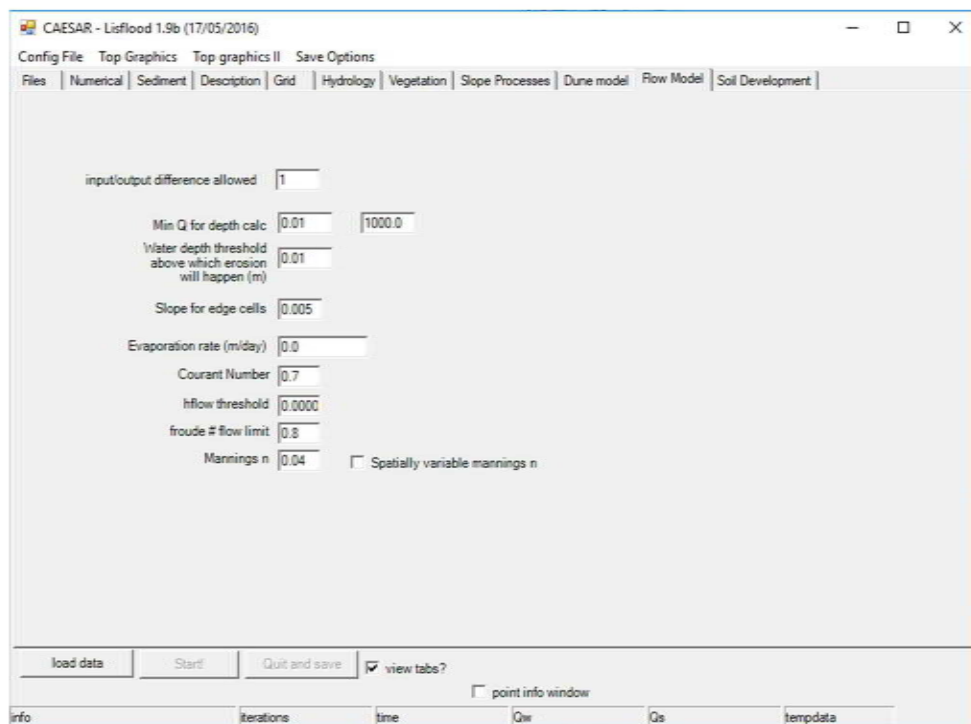
$$\text{Creep Rate} = \frac{\text{Slope} \cdot \text{Creeprate} \cdot \text{Time (years)}}{\text{Cellsize}}$$

Questo porta ad avere erosione in corrispondenza delle pendenze più ripide e arrotondamento degli elementi più “appuntiti”. Valori tipici sono attorno a 0.0025;

- Slope failure threshold: è l’angolo in gradi sopra il quale si hanno franamenti. In parte è possibile spuntare l’opzione *Dynamic Slope failure angle*, che varia con j_mean (un parametro che corrisponde alla saturazione del terreno);
- Soil erosion rate: variabile che fa parte dell’equazione:

$$\frac{\text{Slope} \cdot \text{Soil erosion rate} \cdot \sqrt{\text{drainage area}} \cdot \text{Time (years)}}{\text{Cellsize}}$$

Schermata “Flow Model”



I parametri da inserire sono:

- **Input/output difference allowed:** valore utilizzato per velocizzare la simulazione. Sia che si operi in modalità *Reach* che *Catchment*, CAESAR-LISFLOOD calcola la quantità d'acqua che dovrebbe uscire dal modello. Se ciò che entra è uguale a ciò che esce, allora si può assumere che il modello di flusso stia simulando uno stato stazionario. In questo caso, si può separare il time step idrodinamico da quello relativo al modulo di trasporto, velocizzando la simulazione nel caso di basse portate. Tale valore è la differenza (in metri cubi) tra input ed output considerata accettabile per permettere al modello di procedere in modalità più veloce. Orientativamente, può essere settato circa pari ai valori più bassi di portata o ad un valore medio annuo;
- **Min Q for depth calc:** è la soglia sopra la quale CAESAR-LISFLOOD calcola il tirante idrico. Se tale valore non viene settato, il programma potrebbe perdere tempo a calcolare altezze d'acqua di frazioni di millimetro, che non provocano alcuna erosione o deposito di sedimenti. Tale parametro dipende dalla dimensione della cella del dominio, e viene assunto generalmente pari a 0.1 per la dimensione di quest'ultima;
- **Water depth threshold above which erosion will happen (m):** profondità di flusso alla quale il software inizia a calcolare l'erosione. Normalmente è presa pari a 0.01. Valori minori vengono utilizzati per DEM a risoluzione molto alta, e valori maggiori per DEM a risoluzione minore;

- Slope for edge cells: è la pendenza delle celle in uscita sul confine del dominio. Tale valore viene utilizzato per calcolare la profondità d'acqua e quindi il flusso uscente dal modello. E' importante anche per controllare l'erosione ed il deposito lungo tale confine. Se tale valore viene impostato troppo basso si avrà deposito, viceversa si avrà erosione che arretra verso monte. Per impostare questo valore, si calcola la pendenza media del fondo per il canale vicino all'uscita;
- Courant Number: valore che controlla la stabilità numerica e quindi la velocità del modello. Il range è tra 0.3 e 0.7. Valori maggiori incrementano i time step ma causano instabilità. Il valore dipende dalla dimensione delle celle: per celle di 20 o 50 metri si può prendere 0.7, mentre per celle minori (ad esempio 2 m) sono necessari valori minori, come 0.3;
- hflow threshold: è la differenza di quota della superficie dell'acqua tra due celle. E' usato per evitare che il modello idrodinamico calcoli flussi nel caso in cui vi siano piccoli gradienti tra le celle. Un valore di default è 0.00001 (in metri);
- Froude # flow limit: un valore di default è 0.8 (condizioni sub-critiche), e valori minori possono essere presi in presenza di flussi profondi con alte risoluzioni del dominio;
- Mannings n: coefficiente di Manning. Spuntando accanto su "Spatially variable Mannings n" è possibile importare un file .txt dello stesso formato del DEM di base contenente i diversi valori del coefficiente.

Attraverso l'opzione *Save Options* presente nella barra dei menu è possibile stabilire quali file ottenere in output durante la simulazione (al time step specificato nella schermata *Files*) e al termine di essa.

I file che si possono ottenere sono: *elevation* (contiene il DEM), *elevation difference* (riporta le differenze tra il DEM di partenza e quello finale o al time step specificato), *grainsize* (proporzione di ogni classe granulometrica per ogni cella), *water depth* (profondità d'acqua), *d50 top layer* (riporta il d50 dello strato superficiale di sedimento), *flow velocity* (risultante della velocità del flusso per ogni cella) e *velocity vectors* (contiene i vettori relativi alle velocità espressi mediante coordinata iniziale e direzione in gradi).

C2. IL SOFTWARE SEDIMENTATION AND RIVER HYDRAULICS – TWO-DIMENSIONAL RIVER FLOW MODELING (SRH-2D)

SRH-2D è un codice di calcolo bidimensionale (2D) per la simulazione dei campi idrodinamici¹ e la determinazione del trasporto solido e l'evoluzione morfologica² in sistemi fluviali a fondo mobile. Il software è stato sviluppato presso il Bureau of Reclamation statunitense (<http://www.usbr.gov>).

SRH-2D risolve le equazioni 2D complete dell'onda dinamica, cioè le equazioni di bilancio di Saint Venant, note anche come *shallow water equations* (SWE). In termini di capacità di modellazione, SRH-2D è paragonabile a molti codici di calcolo esistenti, quali RMA-2 (che, di fatto, ha recentemente sostituito quale simulatore di riferimento all'interno del pacchetto commerciale SMS – Surface Modeling System), MIKE21 e Delft 3D. L'ultima versione (3.2.4 del giugno 2019) ha potenziato le capacità di calcolo relative alla dinamica dei sedimenti e alla valutazione dell'evoluzione morfologica del fondo alveo.

SRH-2D utilizza una mesh flessibile che può contenere celle di forma arbitraria. In pratica, una mesh ibrida con celle quadrangolari e triangolari permette di ottenere il miglior compromesso fra precisione della soluzione ed esigenze computazionali. In secondo luogo, SRH-2D adotta schemi numerici molto robusti e stabili (la risoluzione avviene con la tecnica dei volumi finiti), con un algoritmo proprietario di *wet & dry*. Il risultato è che il modello è molto stabile e sono necessari pochi parametri di taratura per ottenere soluzioni affidabili. Esso è stato verificato, convalidato e applicato con successo a numerosi casi.

MODULO IDRODINAMICO: EQUAZIONI DI BILANCIO

La maggior parte dei flussi in domini a pelo libero è caratterizzata da profondità relativamente bassa, e l'effetto dei movimenti verticali è trascurabile. Di conseguenza, le equazioni di bilancio di massa e quantità di moto tridimensionali di Navier-Stokes possono essere mediate verticalmente per ottenere una serie di equazioni bidimensionali mediate sulla profondità, che portano alle ben note *shallow water equations*, note anche come equazioni 2D di Saint Venant, che si possono scrivere come:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU}{\partial x} + \frac{\partial hV}{\partial y} = e$$

$$\frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial hUU}{\partial x} + \frac{\partial hVU}{\partial y} = \frac{\partial hT_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{xy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + D_{xx} + D_{xy}$$

$$\frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial hUV}{\partial x} + \frac{\partial hVV}{\partial y} = \frac{\partial hT_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{yy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + D_{yx} + D_{yy}$$

¹ SRH-2D version 2: Theory and User's Manual, Sedimentation and River Hydraulics – Two Dimensional River Flow Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, November 2008, <http://www.usbr.gov>

² SRH-2D version 3: User's Manual, Sediment Transport and Mobile-Bed Modeling, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, June 2019, <http://www.usbr.gov>

dove t è il tempo, x e y sono le due coordinate cartesiane orizzontali, h è la profondità dell'acqua, U e V sono le componenti di velocità nella direzione x e y mediate sulla profondità, e è il termine sorgente nell'equazione di bilancio della massa (può essere pensato, in alcuni casi, come il tasso di precipitazione al netto delle perdite idrologiche, oppure, se negativo, come un tasso di infiltrazione nel caso di propagazione di fenomeni di piena su conoidi alluvionali), g è l'accelerazione di gravità, T_{xx} , T_{xy} e T_{yy} sono gli stress turbolenti mediati sulla profondità, D_{xx} , D_{xy} , D_{yx} e D_{yy} sono i termini di dispersione dovuti all'operazione di media sulla profondità, $z = z_b + h$ è la quota della superficie libera, z_b la quota del fondo, ρ è la densità dell'acqua, e τ_{bx} e τ_{by} le azioni tangenziali sul fondo alveo (dovute all'attrito). In particolare, l'attrito al fondo viene calcolato utilizzando l'equazione di Manning, come segue:

$$\begin{pmatrix} \tau_{bx} \\ \tau_{by} \end{pmatrix} = \rho C_f \begin{pmatrix} U \\ V \end{pmatrix} \sqrt{U^2 + V^2}$$

$$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}}$$

dove n è il coefficiente di scabrezza di Manning.

Il modello idrodinamico esprime gli stress turbolenti basandosi sulle equazioni di Boussinesq:

$$T_{xx} = 2(v + v_t) \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{2}{3}k$$

$$T_{xy} = 2(v + v_t) \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)$$

$$T_{yy} = 2(v + v_t) \frac{\partial V}{\partial y} - \frac{2}{3}k$$

dove ν è la viscosità cinematica dell'acqua, ν_t è il coefficiente di viscosità turbolenta e k è l'energia cinetica turbolenta.

Per calcolare il coefficiente di viscosità turbolenta, deve essere utilizzato un modello di chiusura. Il codice SRH-2D permette di scegliere tra due modelli di turbolenza (Rodi 1993): il modello parabolico, mediato sulla profondità, e il modello a due equazioni $k-\varepsilon$.

Utilizzando il modello parabolico, $\nu_t = C_t U_* h$, dove U_* è la velocità d'attrito al fondo. La costante C_t varia da 0.3 a 1.0, e in SRH-2D viene usato un valore di default pari a 0.7.

Se viene utilizzato il modello $k-\varepsilon$, la viscosità turbolenta viene calcolata con $\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$. Le due equazioni addizionali sono risolte come segue:

$$\frac{\partial h k}{\partial t} + \frac{\partial h U k}{\partial x} + \frac{\partial h V k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h \nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{h \nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_h + P_{kb} - h \varepsilon$$

$$\frac{\partial h\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial hU\varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial hV\varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_s} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_s} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + C_{s1} \frac{\varepsilon}{k} P_h + P_{sb} - C_{s2} h \frac{\varepsilon^2}{k}$$

dove sono usate le seguenti definizioni e coefficienti (Rodi 1993):

$$P_h = h\nu_t \left[2 \left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 \right]$$

$$P_{kb} = C_f^{-1/2} U_*^3$$

$$P_{sb} = C_{s1} C_{e2} C_\mu^{1/2} C_f^{-3/4} \frac{U_*^4}{h}$$

$$C_\mu = 0.09, \quad C_{s1} = 1.44, \quad C_{s2} = 1.92, \quad \sigma_k = 1, \quad \sigma_\varepsilon = 1.3, \quad C_{s1} = 1.8 \sim 3.6$$

I termini P_{kb} e P_{sb} vengono aggiunti per tenere in conto della generazione di energia turbolenta e della dissipazione dovuta all'attrito del fondo.

Per quanto riguarda il coefficiente di scabrezza di Manning, il software SRH-2D ipotizza un valore costante localmente (quindi invariabile con il flusso), ma può essere distribuito spazialmente in base alla tipologia di fondo alveo.

Oltre al coefficiente di Manning, è conveniente anche un'altra rappresentazione della scabrezza con l'altezza della scabrezza equivalente k_s del fondo. Per un letto a materiali sciolti, l'altezza della scabrezza equivalente e il coefficiente di Manning dovrebbero includere entrambi gli effetti della dimensione del grano del materiale del letto e della dimensione delle forme di fondo. I due parametri dovrebbero essere convertiti uno nell'altro mediante la formula di Strickler:

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{A}$$

dove il parametro A ha un valore pari a 26, a seconda delle dimensioni del sedimento, della forma del letto, della vegetazione e della morfologia del canale. Per fondi pianeggianti, k_s dovrebbe essere $2d_{90}$, basato sul diametro del materiale del fondo. Un valore un po' più alto, ad esempio $3d_{90}$, fu usato da van Rijn (1987).

MODULO IDRODINAMICO: CONDIZIONI INIZIALI E AL CONTORNO

Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali, come ad esempio i valori delle componenti di velocità (U e V), la quota del pelo libero (Z), l'energia cinetica turbolenta e il relativo tasso di dissipazione (k e ε), nel caso in cui venga impiegato un modello di turbolenza k - ε , sono necessarie per avviare la simulazione. Il software permette di impostare le condizioni iniziali in molti modi.

Se il problema è quello di cercare una soluzione di tipo stazionario (cioè a moto permanente), la quota iniziale della superficie libera è l'unica variabile iniziale da impostare, poiché SRH-2D annulla automaticamente le

componenti di velocità e i valori di k e ε . La quota iniziale della superficie libera può essere assegnata in diversi modi, tra i quali quello di assumere inizialmente una configurazione del letto asciutto, oppure a partire dai risultati di una simulazione precedente (il cosiddetto *hot start*).

Per simulazioni a moto vario, è raccomandabile partire dai risultati di una simulazione precedente, ricavando quindi le condizioni iniziali a partire dalla soluzione di una simulazione a moto permanente.

Condizioni al contorno in ingresso

Un contorno di ingresso è definito come una porzione di confine del dominio di calcolo in cui si prevede che il flusso entri nel dominio. Dato un dominio di calcolo, è possibile specificare più porzioni di confine con condizioni al contorno in ingresso (questa operazione deve essere effettuata preliminarmente a partire dalla mesh di calcolo, definendo le cosiddette *nodestring*, cioè insiemi di nodi contigui della mesh su cui poi viene specificata la tipologia di condizione al contorno). Per ogni condizione in ingresso, deve essere specificato il relativo idrogramma di piena (nel caso di simulazione a moto vario). Se viene simulato anche il trasporto solido, è necessaria anche la relativa concentrazione di sedimenti.

A partire dall'idrogramma di piena fornito dall'utente, il software SRH-2D calcola una distribuzione del vettore della velocità lungo il contorno di ingresso in modo tale da mantenere la continuità sulla portata totale. A tal fine, possono essere usati i seguenti tre approcci.

Approccio v-uniforme: All'ingresso viene impostata una velocità costante con direzione di flusso normale al contorno.

Approccio q-uniforme: Viene assunta una portata unitaria costante $q = vh$, con una direzione del flusso normale al contorno (v è il valore della velocità, e h è la profondità dell'acqua in ingresso).

Approccio di trasporto: Viene calcolato un parametro di trasporto, in modo che:

$$K = Q / \sum_i \frac{h_i^{5/3}}{n_i} \Delta s_i$$

con i l' i -esima porzione del contorno, h_i l'altezza d'acqua, n_i il coefficiente di Manning e Δs_i l'ampiezza della porzione i -esima. La velocità ad ogni porzione i viene quindi calcolata come:

$$v_i = Kh_i^{2/3} / n_i$$

La direzione del flusso viene assunta normale al contorno.

Se il flusso in ingresso è subcritico, non è necessario impostare la quota del pelo libero: questa viene calcolata da SRH-2D assumendo che la pendenza della superficie libera normale alla direzione di ingresso sia costante.

Se il flusso invece è supercritico, è necessario assegnare anche la quota del pelo libero come condizione al contorno.

Se viene impiegato il modello di turbolenza $k-\varepsilon$, sono necessari i valori di k ed ε all'ingresso. Per la maggior parte delle applicazioni pratiche, si possono utilizzare valori di default basati sulle relazioni proposte da Rastogi e Rodi (1978):

$$v_t = 0.0765 U_* h$$

$$\varepsilon = g U_* S$$

dove S è la pendenza dell'energia e U_* la velocità d'attrito. Oppure, possono essere specificati i seguenti valori di k e ε all'ingresso:

$$k = 0.922 U_*^2$$

$$\varepsilon = \frac{U_*^3}{h}$$

con

$$U_*^2 = g n^2 (U^2 + V^2) / h^{1/3}$$

Condizioni al contorno di uscita

Un contorno di uscita è definito come una porzione di confine del dominio di calcolo in cui si prevede che il flusso esca nel dominio. E' possibile specificare più tipologie di flusso in uscita.

Se il flusso è in condizioni subcritiche, è necessario assegnare solo la quota della superficie libera. Non sono necessarie condizioni al contorno se invece il flusso è supercritico. SRH-2D calcola automaticamente le variabili in uscita assumendo che le derivate delle variabili normali al contorno siano costanti.

Nel caso di condizioni subcritiche, possono essere impiegati i seguenti modi per assegnare la quota della superficie libera.

Quota della superficie specificata dall'utente: L'utente può specificare la quota del pelo libero costante oppure con una serie temporale.

Scala di deflusso: L'utente può fornire tabularmente la scala di deflusso, che fornisce il legame tra la quota del pelo libero e la portata.

Condizione di trasparenza: Per simulazioni in condizioni non stazionarie, come la propagazione di inondazioni, può essere utilizzata la condizione di trasparenza, per la quale la quota della superficie libera all'uscita è calcolata utilizzando le condizioni cinematiche, ovvero:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \sqrt{gh} \frac{\partial h}{\partial n} = 0$$

(n qui si riferisce al vettore unitario normale al contorno). Viene effettuata una operazione di media sulle variabili in uscita al fine di ottenere la quota media della superficie al contorno.

Condizioni al contorno di parete

I contorni della mesh di calcolo (qualora non già specificati come ingresso e/o uscita) possono essere considerati delle ‘pareti’ virtuali che il flusso non può attraversare. I contorni possono essere esterni (cioè il limite esterno del dominio computazionale) e interni (ad esempio isole o, come nel caso del presente studio, le pile dei ponti di Braulins, della A23 e di Cimano, che sono state esplicitamente modellati).

Il software assume di default la condizione di *no-slip* sulle pareti, calcolando le azioni tangenziali d’attrito al confine con una parete solida come segue:

$$(\tau_{wx}, \tau_{wy}) = \rho C_\mu^{1/4} k_P^{1/2} \frac{\kappa(U, V)}{\ln(E y_P^+)}$$

con $y_P^+ = C_\mu^{1/4} k_P^{1/2} y_P / \nu$ per il modello $k-\varepsilon$, e:

$$(\tau_{wx}, \tau_{wy}) = \rho U_* \frac{\kappa(U, V)}{\ln(E y_P^+)}$$

con $y_P^+ = U_* y_P / \nu$ per il modello parabolico mediato sulla profondità (modello *zero-equation*).

Nelle equazioni precedenti, C_μ è il coefficiente già definito, k_P è l’energia cinetica turbolenta alla cella P che contiene la faccia della parete di contorno, $\kappa = 0.41$ è la costante di von Karman, y_P è la distanza normale dal centro della cella P alla parete, ed E è una costante.

Per il modello $k-\varepsilon$, P_h e ε alla cella P sono fissati e calcolati come:

$$P_h = \tau_w^2 / (\kappa \mu y_P^+) \quad \text{e} \quad \varepsilon = C_\mu^{3/4} k_P^{3/2} / (\kappa y_P)$$

Nel caso di simulazioni con trasporto solido, in corrispondenza della parete il gradiente di concentrazione del sedimento nella direzione normale alla parete è impostato pari a zero.

Condizioni al contorno di simmetria

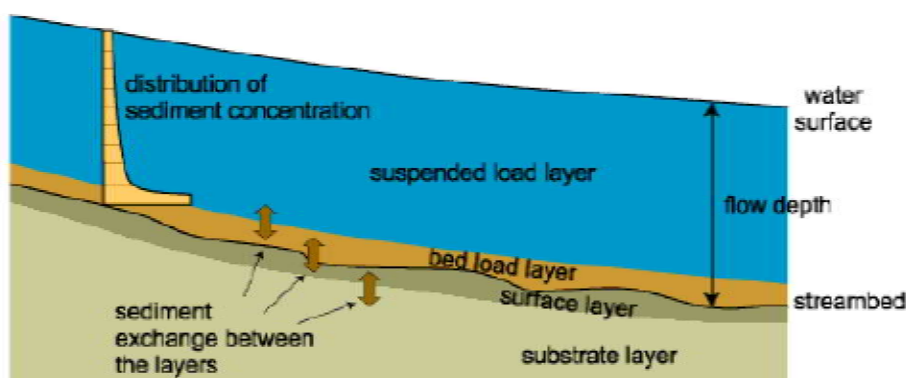
Il contorno di simmetria è definito come un limite in cui tutte le variabili dipendenti sono estrapolate assumendo che il gradiente della variabile lungo la direzione normale al contorno sia zero, tranne che per la componente di velocità normale al contorno stesso. La componente di velocità normale al confine è impostata pari a zero.

Si noti che il contorno di simmetria agisce come la condizione di parete liscia in SRH-2D.

MODULO DI TRASPORTO: EQUAZIONI DI BILANCIO

Il trasporto dei sedimenti e i cambiamenti morfologici dell'alveo di un fiume dipendono da molte variabili come la portata, la granulometria del fondo, le proprietà spondali e l'apporto di sedimenti da monte. La granulometria del letto cambia rispetto al suo stato iniziale, in quanto le particelle di sedimento vengono erose o depositate. A loro volta, i cambiamenti nella morfologia del fiume alterano i campi idrodinamici e i tassi di trasporto dei sedimenti.

Ai fini della modellazione numerica, l'insieme formato dalla fase liquida e di quella solida può essere pensato come suddiviso in quattro strati verticali separati, come mostrato in figura: lo strato del trasporto in sospensione, lo strato del trasporto al fondo, lo strato di mescolamento (o strato attivo) e il sotto-strato (ovvero l'alveo sottostante).



Schema dei layer assunti nella modellazione a fondo mobile.

Lo strato del trasporto in sospensione è rappresentato dalla maggior parte della colonna d'acqua, nella quale le particelle di sedimento sono sospese e vengono trasportate come carico in sospensione. Lo strato del trasporto al fondo è nella parte finale della colonna d'acqua, vicino al fondo, dove le particelle rotolano, slittano o saltano. I sedimenti nello strato del trasporto al fondo vengono trasportati come carico al fondo.

Lo strato attivo è uno strato sottile sopra il letto del fiume in cui avviene lo scambio di sedimenti tra particelle nella colonna d'acqua e quelle nel sotto-strato. Quest'ultimo rappresenta il materiale del letto al di sotto dello strato attivo: spesso possono essere utilizzati uno o più sotto-strati per la rappresentazione della stratificazione verticale del letto. I processi fisici in ogni strato sono diversi e possono essere modellati separatamente. In particolare, devono essere adeguatamente modellati gli scambi di sedimenti tra gli strati.

Il primo step nella modellazione del trasporto solido è quello di rappresentare la variabilità della granulometria che costituisce il fondo alveo come suddivisa in un certo numero di classi di sedimento, N_{sed} . Ogni classe k è governata dalla seguente equazione di conservazione della massa (in condizioni di non in equilibrio):

$$\frac{\partial hC_k}{\partial t} + \frac{\partial \cos(\alpha_k)\beta_k V_t hC_k}{\partial x} + \frac{\partial \sin(\alpha_k)\beta_k V_t hC_k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(hf_k D_x \frac{\partial hC_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hf_k D_y \frac{\partial hC_k}{\partial y} \right) + S_{e,k}$$

nella quale il pedice k si riferisce alla classe k -esima, C_k è la concentrazione volumetrica del sedimento mediata sulla profondità, $\beta_k = V_{sed,k}/V_t$ è il rapporto tra la velocità del sedimento e quella del flusso (con $V_t = \sqrt{U^2 + V^2}$ velocità media del flusso e $V_{sed,k}$ la velocità del sedimento mediata sulla verticale e pesata sulla concentrazione), α_k è l'angolo tra la direzione di trasporto del sedimento e l'asse x , f_k è il parametro di modalità del trasporto, che rappresenta la frazione dei sedimenti che potrebbe essere trasportata come carico in sospensione (1.0 per puro trasporto in sospensione e 0.0 per puro trasporto al fondo), D_x e D_y sono i coefficienti di mescolamento dei sedimenti nelle direzioni x e y rispettivamente, e $S_{e,k}$ è il termine di scambio dei sedimenti tra la colonna d'acqua e il letto del fiume.

Sono quindi necessarie alcune relazioni ausiliarie per le variabili seguenti: il parametro di modalità di trasporto f_k , l'angolo relativo alla direzione di trasporto del sedimento α_k , il rapporto di velocità β_k , il termine di scambio $S_{e,k}$ e i coefficienti D_x e D_y .

Parametro di modalità del trasporto

Il parametro relativo alla modalità di trasporto del sedimento, f_k ($0 \leq f_k \leq 1$), specifica la percentuale di sedimenti di classe k trasportata in sospensione.. Una semplice equazione empirica è data da:

$$f_k = \text{Min}[1.0, 2.5\exp(-Z_k)]$$

nella quale $Z_k = \frac{\omega_{sed,k}}{\kappa U_*}$ è il parametro di sospensione, $\omega_{sed,k}$ è la velocità di caduta della particella, e κ è la costante di von Karman (0.41). $f_k = 0$ può essere usato se il trasporto al fondo è dominante, mentre $f_k = 1$ viene usato se si modella solamente quello in sospensione.

Effetto delle correnti secondarie e della gravità

La direzione di trasporto dei sedimenti viene assunta coincidente con la direzione della velocità della corrente (mediata sulla verticale) per il carico in sospensione, ma può deviare da questa nel caso di trasporto al fondo se sono presenti correnti secondarie. A tal fine, SRH-2D determina l'angolo tra le due direzioni come:

$$\tan \alpha_k = \frac{\sin \delta_k - \frac{(1-f_k)C_{gl}}{0.85\sqrt{\theta_k}} \frac{\partial z_b}{\partial y}}{\cos \delta_k - \frac{(1-f_k)C_{gl}}{0.85\sqrt{\theta_k}} \frac{\partial z_b}{\partial x}}$$

nella quale $\theta_k = \frac{\tau_b}{\rho g(s-1)d_k}$ è il parametro di Shields, τ_b è lo stress al fondo, $s = \frac{\rho_s}{\rho} - 1$, ρ_s è la densità del sedimento, d_k è il diametro del sedimento della classe k , C_{gl} è il fattore di forma della particella, e δ_k è l'angolo dello stress al fondo. C_{gl} varia tra 0.5 e 1.0, con 0.5 per casi in laboratorio e 1.0 per casi sul campo. L'angolo dello stress al fondo riflette gli effetti di correnti secondarie (o moti a spirale) e della dimensione dei sedimenti, e può essere calcolato come:

$$\delta_k = \tan^{-1}\left(\frac{V}{U}\right) - (1 - f_k) \tan^{-1}\left[\frac{2C_{spi}}{\kappa^2} \left(1 - \frac{n\sqrt{g}}{\kappa h^{1/6}}\right) \frac{h}{R_c}\right]$$

in cui il secondo termine al secondo membro è la deviazione dello stress al fondo dalla direzione del flusso dovuta a correnti secondarie indotte dalla curvatura del moto; R_c è il raggio locale di curvatura delle linee di corrente e C_{spi} è un coefficiente del modello (assunto pari a 1.0).

Velocità di movimento del sedimento

Il rapporto tra la velocità di trasporto del sedimento e la velocità del flusso, β_k , è stato assunto pari a 1.0, e tale valore è adeguato per molte applicazioni. Per alcune applicazioni può essere adottata l'equazione seguente:

$$\begin{aligned}\beta_k &= \text{Max}(\beta_{k,sus}, \beta_{k,bed}) \\ \beta_{k,bed} &= \frac{U_*}{V_t} \frac{1.1\phi_k^{0.17}[1-\exp(-5\phi_k)]}{\sqrt{\theta_r}} \quad \phi_k = \frac{\theta_k}{\theta_r} < 20 \\ \beta_{k,sus} &= 1 + \frac{U_*}{2\kappa V_t} [1 - \exp(2.7Z_k)] \quad Z_k < 10\end{aligned}$$

dove θ_r rappresenta il parametro di Shields per il quale può essere usato il valore di default di 0.045.

Scambio di massa tra colonna d'acqua e fondo alveo

Tale termine viene in genere modellato in maniera differente distinguendo fra trasporto in sospensione e al fondo, vale a dire:

$$S_{e,k} = \begin{cases} \zeta \omega_{s,k} (C_{s,k}^* - C_{s,k}) & \text{per trasporto in sospensione} \\ \frac{1}{L_{b,k}} (q_{b,k}^* - q_{b,k}) & \text{per trasporto al fondo} \end{cases}$$

dove ζ è un parametro per il tasso di scambio in sospensione, $C_{s,k}^*$ è la capacità di trasporto dei sedimenti in sospensione, $q_{b,k}^*$ è la capacità di trasporto al fondo (in condizioni di equilibrio), e $L_{b,k}$ è la lunghezza di adattamento del trasporto al fondo. SRH-2D usa le seguenti formule per il termine di scambio di massa:

$$\begin{aligned}S_{e,k} &= \frac{1}{L_{t,k}} (q_{t,k}^* - \beta_k V_t h C_k) \\ L_{t,k} &= (1 - f_k) L_{b,k} + \frac{f_k \zeta V_t h}{\omega_{s,k}}\end{aligned}$$

dove $q_{t,k}^*$ è la capacità trasporto del carico totale in condizioni di equilibrio.

La lunghezza di adattamento in condizioni di non-equilibrio caratterizza la distanza che i sedimenti devono percorrere per passare da uno stato di non-equilibrio ad uno stato di equilibrio, ed è correlata alle scale di trasporto dei sedimenti, alle dimensioni delle forme del letto e alla geometria. E' anche funzione della dimensione del sedimento, tanto che un incremento della dimensione porta ad una diminuzione della lunghezza

di adattamento. Ovviamente, la selezione di un appropriato valore di $L_{b,k}$ è rilevante solo per problemi dove il trasporto di sedimenti in condizioni di non-equilibrio risulta preponderante. Questo è solitamente il caso di condizioni localizzate di erosione a causa della presenza di strutture in alveo e contrazioni del flusso, oppure fenomeni di incisione dell'alveo a valle di strutture di ritenuta. Valori molto piccoli di $L_{b,k}$ (ad es., $1 \cdot 10^{-6}$) possono essere usati per simulare il caso di trasporto in condizioni di equilibrio. Per le condizioni di non-equilibrio, tuttavia, possono essere adottati diversi approcci (quali assumere la lunghezza dei ripples di sabbia, la dimensione della mesh di discretizzazione del dominio di calcolo, oppure la lunghezza dominante delle forme di fondo come dune di sabbia e barre alternate).

Il software SRH-2D permette di determinare la lunghezza di adattamento con varie opzioni:

1. Può essere specificato un valore costante di $L_{b,k}$.
2. La formula della 'lunghezza di salto' di Philips e Sutherland (1989):

$$L_{b,k} = C_{sl}(\theta_k - \theta_c)d_k \text{ per } \theta_k > \theta_c = 0.045$$

nella quale C_{sl} è una costante del modello con un valore di default di 4000. La lunghezza di salto può essere usata se la forma predominante del letto è costituita da ripples, come quelli che si verificano spesso nei fiumi.

3. La formula della lunghezza della duna di Van Rijn (1984), qualora le dune siano le forme di fondo dominanti:

$$L_b = 7.3h$$

La determinazione del coefficiente dei sedimenti in sospensione, ζ , dovrebbe basarsi su dati empirici. Alcuni ricercatori suggeriscono che può essere adottato un valore di ζ tra 0.25 e 1.0, e tale valore dipende dalla situazione del fondo alveo. In SRH-2D, ζ è uguale a 1.0 per erosione netta e 0.25 per deposito netto. Un'altra opzione raccomandata da Armanini e Di Silvio (1988) è assumere ζ non costante. La relazione proposta da Armanini e Di Silvio (1988) è:

$$\zeta = \eta + (1 - \eta) \cdot e^{\left(-1.5\eta^{-1/6} \cdot \frac{\bar{\omega}_{s,k}}{U_*}\right)}$$

nella quale η è la scabrezza relativa equivalente, calcolata come:

$$\eta = 33e^{\left(-1 - \frac{\kappa V_t}{U_*}\right)}$$

Mescolamento e dispersione dei sedimenti

I coefficienti di mescolamento, D_x e D_y includono sia il mescolamento orizzontale dovuto alla turbolenza che la dispersione dovuta all'operazione di mediare le variabili sulla profondità. Attualmente, SRH-2D imposta i coefficienti a zero, ma a tali termini possono essere inseriti se necessario.

Equazioni di trasporto in condizioni di equilibrio

Numerose sono le equazioni che permettono di stimare la capacità di trasporto totale (q_t^*) in condizioni di equilibrio. SRH-2D permette di optare fra l'equazione di Engelund e Hansen (1972) per alvei sabbiosi, l'equazione di Meyer-Peter e Muller (1948) per alvei ghiaiosi e le equazioni di Parker (1990) e Wilcock e Crowe (2003) per alvei misti sabbioso-ghiaiosi.

L'equazione di Engelund-Hansen di trasporto dei sedimenti è molto applicata per via della sua semplicità e relativa accuratezza. Il trasporto totale può essere espresso come:

$$\frac{q_{t,k}^*}{\sqrt{s g d_k^3}} = 0.05 p_{ak} \frac{V_t^2}{g d_k \sqrt{s(s-1)}} \left[\frac{\tau_b}{(s-1) \rho g d_k} \right]^{1.5}$$

dove V_t è la velocità del flusso, $s = \rho_s/\rho$, p_{ak} è la frazione volumetrica del sedimento di classe k nello strato attivo, g è l'accelerazione di gravità.

L'equazione di Meyer-Peter-Muller è largamente usata per alvei a letto ghiaioso. In SRH-2D, viene adottata una forma modificata proposta da Wong e Parker (2006) scritta come:

$$\frac{q_{t,k}^*}{\sqrt{s g d_k^3}} = 4.93 p_{ak} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{1.5} \frac{\tau_b}{(s-1) \rho g d_k} - 0.047 \right]^{1.6}$$

dove $s = \rho_s/\rho$, p_{ak} è la frazione volumetrica del sedimento di classe k nello strato attivo, $n' = d_{50}^{1/6}/20$ è il coefficiente di scabrezza di Manning dovuto alla tensione tangenziale sul grano, e n è il coefficiente di scabrezza di Manning per la tensione totale.

L'equazione di Parker (1990) è stata originariamente sviluppata per trasporto su alveo ghiaioso, ma è stata successivamente dimostrata la sua applicabilità anche ad alvei misti sabbia-ghiaia. Wilcock e Crowe (2003) hanno introdotto una espressione con una forma simile ma con coefficienti modificati. Entrambe le equazioni possono essere espresse come:

$$\frac{q_{t,k}^* g (s-1)}{(\tau_b/\rho)^{1.5}} = p_{ak} G(\phi_k); \quad \phi_k = \frac{\theta_k}{\theta_r} \left(\frac{d_k}{d_{50}} \right)^\alpha$$

dove $q_{t,k}^*$ è la portata volumetrica di sedimento per unità di larghezza ($C_k^* = q_{t,k}^*/q$ e q è la portata per unità di larghezza), p_{ak} è la frazione volumetrica del sedimento di classe k nello strato attivo, $s = \rho_s/\rho - 1$, ρ e ρ_s sono le densità dell'acqua e dei sedimenti, rispettivamente, g è l'accelerazione di gravità, τ_b è la tensione tangenziale al fondo, $\theta_k = \frac{\tau_b}{(s-1) \rho g d_k}$ è il parametro di Shields per il sedimento di classe k , e d_{50} è il diametro medio dei sedimenti costituenti l'alveo.

Il parametro θ_r rappresenta un valore di riferimento sopra il quale il sedimento è mobilizzato, e α è il fattore di esposizione (o di nascondimento) per tenere conto della riduzione della tensione tangenziale per particelle più grandi, e cresce nella tensione tangenziale critica per particelle più piccole. In generale, θ_r varia tra 0.03 e 0.08, e α tra 0.2 e 0.9.

La funzione G è stata adattata a dati rilevati in campo da Parker, ed è espressa come:

$$G = \begin{cases} 11.933(1 - 0.853/\phi)^{4.5} & \phi > 1.59 \\ 0.00218e^{[14.2(\phi-1)-9.28(\phi-1)^2]} & 1.0 \leq \phi \leq 1.59 \\ 0.00218\phi^{14.2} & \phi < 1.0 \end{cases}$$

Wilcock e Crowe (2003), tuttavia, hanno usato una funzione G diversa, cioè:

$$G = \begin{cases} 14.0(1 - 0.894/\sqrt{\phi})^{4.5} & \phi \geq 1.35 \\ 0.002\phi^{7.5} & \phi < 1.35 \end{cases}$$

vengono inoltre usati diversi valori di θ_r e α , e sono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$\theta_r = 0.021 + 0.015e^{(-20p_{sand})}$$

$$\alpha = 1.0 - \frac{0.67}{1 + e^{(1.5-d_k/d_{50})}}$$

nella formula sopra, p_{sand} è la frazione di sabbia nello strato attivo.

MODULO DI TRASPORTO: EVOLUZIONE MORFOLOGICA DEL FONDO

La modellazione dell'evoluzione morfologica dell'alveo (il cui fondo si assume a quota z_b) viene effettuata ricorrendo alla seguente equazione riferita alla k -esima classe di sedimenti:

$$\eta_{ak} \left(\frac{\partial z_b}{\partial t} \right)_k = -\dot{V}_k = -\frac{1}{L_{t,k}} (q_{t,k}^* - \beta_k V_t h C_k)$$

dove $\eta_{ak} = 1 - \sigma_{ak}$ è il parametro di porosità, σ_{ak} è la porosità per la classe di dimensione k nello strato attivo, e \dot{V}_k è il tasso di erosione volumetrica netta per unità di area (o il tasso netto di profondità erosa) per la classe k . L'equazione sopra fornisce l'erosione o la deposizione netta dei sedimenti (alterando quindi il contenuto di sedimenti nello strato attivo).

In SRH-2D, lo strato attivo è lo strato più alto del letto, ed è quello che partecipa allo scambio dei sedimenti tra la colonna d'acqua e l'alveo sottostante, mentre il sotto-strato fornisce sedimenti allo strato attivo (erosione), o li riceve (deposito). La frazione volumetrica e la porosità dello strato attivo e del sotto-strato vengono scelte come due variabili primitive (sono perciò necessarie due equazioni per ogni sotto-strato in cui si suddivide l'alveo). L'equazione di conservazione della massa viene usata per determinare la frazione volumetrica nello strato attivo, ed è data da:

$$\frac{\partial m_a p_{ak}}{\partial t} = -\dot{V}_k + p_{2k} \sum_i \dot{V}_i \quad \text{se erosione netta: } \sum_i \dot{V}_i \geq 0$$

$$\frac{\partial m_a p_{ak}}{\partial t} = -\dot{V}_k + p_{ak} \sum_i \dot{V}_i \quad \text{se deposito netto } \sum_i \dot{V}_i < 0$$

dove m_a è il volume totale o la massa per unità di area (escludendo i vuoti) dei sedimenti nello strato attivo, p_{ak} è la frazione volumetrica della classe k -esima nello strato attivo ($\sum_k p_{ak} = 1$), p_{2k} è la frazione

volumetrica della classe k -esima nel primo sotto-strato. In SRH-2D, il volume totale (o massa) per unità di area (m_a) rimane costante durante la simulazione, mentre lo spessore dello strato attivo può cambiare.

Il valore di m_a viene calcolato all'inizio della simulazione ed è pari allo spessore dello strato attivo (δ_a). Lo spessore δ_a è funzione del flusso e delle condizioni dei sedimenti come anche dell'evoluzione del fondo. In SRH-2D, δ_a è un valore fornito come dato in input. Di default, δ_a viene posto pari a $N_a d_{90}$, con N_a variabile da 1.0 per grandi massi a più di 14.0 per sedimenti fini. Altri metodi possono essere usati. Per esempio, Wu (2004) imposta δ_a come metà dell'altezza delle dune.

La porosità dello strato attivo è governata dall'equazione di conservazione del volume, derivata dal vincolo cinematico, e può essere espressa come:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \delta_a}{\partial t} &= -\frac{\dot{V}_k}{\tilde{\eta}_k} + p_{2k} \frac{\sum_i \dot{V}_i}{\eta_{2k}} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i \geq 0 \\ \frac{\partial \delta_a}{\partial t} &= -\frac{\dot{V}_k}{\tilde{\eta}_k} + p_{ak} \frac{\sum_i \dot{V}_i}{\eta_{ak}} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i < 0\end{aligned}$$

(δ_{ak} è la frazione volumetrica di dimensione k per unità di superficie dello spessore dello strato attivo, compresi i vuoti; relazione tra δ_{ak} e η_{ak} : $\delta_{ak}\eta_{ak} = p_{ak}m_a$). Nella formula precedente, $\tilde{\eta}_k$ è calcolato come:

$$\begin{aligned}\tilde{\eta}_k &= \eta_{ak} \quad \text{se } \dot{V}_k \geq 0 \quad (k\text{-esima dimensione erosa dallo strato attivo}) \\ \tilde{\eta}_k &= \eta_{sk} \quad \text{se } \dot{V}_k < 0 \quad (k\text{-esima dimensione depositata nello strato attivo})\end{aligned}$$

e η_{sk} è il parametro di porosità per i sedimenti in sospensione.

Le equazioni precedenti possono essere convenientemente scritte come:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \delta_{ak}}{\partial t} &= -\frac{\dot{V}_k}{m_a p_{ak}} \delta_{ak} + p_{2k} \frac{\sum_i \dot{V}_i}{\eta_{2k}} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i \geq 0 \text{ e } \dot{V}_k \geq 0 \\ \frac{\partial \delta_{ak}}{\partial t} &= -\frac{\dot{V}_k}{\eta_{sk}} + p_{2k} \frac{\sum_i \dot{V}_i}{\eta_{2k}} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i \geq 0 \text{ e } \dot{V}_k < 0 \\ \frac{\partial \delta_{ak}}{\partial t} &= \frac{p_{ak} \sum_i \dot{V}_i - \dot{V}_k}{m_a p_{ak}} \delta_{ak} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i < 0 \text{ e } \dot{V}_k \geq 0 \\ \frac{\partial \delta_{ak}}{\partial t} &= -\frac{\dot{V}_k}{\eta_{sk}} + \frac{\sum_i \dot{V}_i}{m_a} \delta_{ak} \quad \text{se } \sum_i \dot{V}_i < 0 \text{ e } \dot{V}_k < 0\end{aligned}$$

Anche la frazione volumetrica (p_{Lk}), il parametro di porosità (η_{Lk}), e lo spessore (t_L) dei sotto-strati vengono aggiornati. In SRH-2D, lo strato attivo è anche denominato Layer 1. Il primo sotto-strato (Layer 2, a contatto cioè con lo strato attivo) scambia sedimenti con lo strato attivo, in modo che la massa di ogni classe è mantenuta nello strato attivo. Con il procedere della simulazione, lo spessore del Layer 2 può incrementare o decrescere. Il successivo sotto-strato (Layer 3) rimane immutato fino a che lo spessore del Layer 2 non si riduce a zero. In

tale circostanza, il Layer 3 rimpiazza il Layer 2 e il numero totale di sotto-strati si riduce di uno. Per il Layer 2, la frazione volumetrica (p_{2k}), il parametro di porosità (η_{2k}) e il suo spessore vengono calcolati. Se si ha erosione netta ($\sum_i \dot{V}_i \geq 0$), p_{2k} e η_{2k} non cambiano, e il cambiamento dello spessore è governato dalla seguente equazione:

$$\frac{dt_{2k}}{dt} = - \left(\sum_i \dot{V}_i \right) \left(\sum_i \frac{p_{2i}}{\eta_i} \right)$$

dove i varia tra tutte le classi di sedimento. Se si ha deposito netto ($\sum_i \dot{V}_i < 0$), la variazione dello spessore è governata da:

$$\frac{dt_{2k}}{dt} = - \left(\sum_i \dot{V}_i \right) \left(\sum_i \frac{p_{ai}}{\eta_{ai}} \right)$$

e p_{2k} e η_{2k} vengono modificati mescolando completamente le nuove deposizioni dello strato attivo con i sedimenti già presenti nel Layer 2.

MODULO DI TRASPORTO: CONDIZIONI INIZIALI E AL CONTORNO

Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali di una simulazione a fondo mobile vengono in genere desunte dai risultati di una precedente simulazione idrodinamica in condizioni stazionarie (con riferimento, cioè, a un valore di portata costante). Una volta che si sono ottenuti i risultati in termini di campi idrodinamici (velocità e profondità della corrente), questi vengono utilizzati come condizione iniziale attraverso l'opzione *Restart* offerta da SRH-2D. Le concentrazioni iniziali dei sedimenti in tutto il dominio di calcolo vengono assunte pari a zero all'inizio della simulazione a fondo mobile.

Condizioni al contorno in ingresso

Oltre alla portata liquida (come descritto in precedenza), devono essere specificate le portate solide per ogni classe granulometrica dei sedimenti. In alternativa, il software permette di specificare l'opzione *Capacity*, attraverso la quale l'andamento temporale delle portate solide viene automaticamente calcolato in funzione della portata liquida tramite una delle formule di capacità di trasporto, in condizioni di equilibrio.

L'utilizzo dell'opzione *Capacity* offre il vantaggio di semplici condizioni al contorno qualora non si abbiano informazioni sufficienti in merito a dati sedimentologici. Inoltre, può essere condotta un'analisi di sensitività utilizzando una maggiore o minore alimentazione di sedimenti, attraverso la definizione del valore di un coefficiente moltiplicativo delle formule di capacità di trasporto.

MODULO IDRODINAMICO E MODULO DI TRASPORTO: INTEGRAZIONE NUMERICA DELLE EQUAZIONI DI BILANCIO (CENNI)

Sia le equazioni alle acque basse (2D Shallow water equations) del modulo idrodinamico che le equazioni di trasporto e bilancio della massa del sedimento vengono risolte con la tecnica di integrazione numerica ai volumi finiti.

Il dominio di calcolo viene innanzitutto discretizzato con una mesh non strutturata formata da celle di forma poligonale. I poligoni più comunemente utilizzati sono triangoli e quadrilateri. Tutte le variabili dipendenti vengono calcolate in corrispondenza del baricentro delle celle. Le equazioni differenziali vengono integrate su ogni cella utilizzando il teorema di Gauss.

A titolo di esempio, si consideri l'equazione generale di trasporto-diffusione seguente:

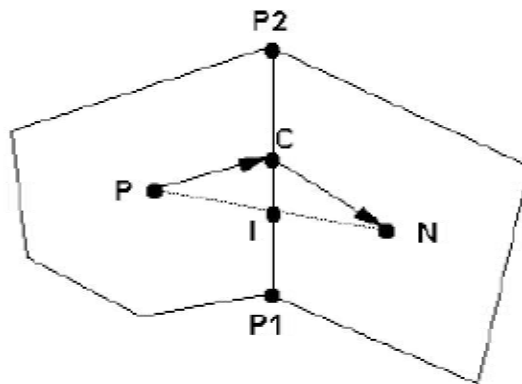
$$\frac{\partial h\phi}{\partial t} + \nabla \cdot (h\vec{V}\phi) = \nabla \cdot (\Gamma \nabla \phi) + S_\phi^*$$

dove ϕ denota una variabile di integrazione, Γ è la diffusività, e S_ϕ^* è in termine sorgente. L'integrazione su un poligono P (v. in figura) fornisce:

$$\frac{(h_p^{n+1}\phi_p^{n+1} - h_p^n\phi_p^n)A}{\Delta t} + \sum_{\text{tutti i lati}} (h_c V_c |\vec{s}|)^{n+1} \phi_c^{n+1} = \sum_{\text{tutti i lati}} (\Gamma_c^{n+1} \nabla \phi^{n+1} \cdot \vec{n} |\vec{s}|) + S_\phi$$

nella quale Δt è il time step di calcolo, A è l'area della cella, $V_c = \vec{V}_c \cdot \vec{n}$ è la componente di velocità normale al lato della cella (P_1P_2 in figura) ed è valutata al centro C del lato, \vec{n} è il vettore unitario normale al lato della cella, \vec{s} è il vettore di distanza del lato della cella (da P_1 a P_2 in figura), e $S_\phi = S_\phi^* A$.

Il pedice C indica un valore valutato al centro di un lato della cella, e gli apici n e $n+1$ denotano il time step temporale. E' da evidenziare che viene adottata una discretizzazione temporale di Eulero al primo ordine. Il principale compito della discretizzazione è ottenere un'appropriata espressione per i flussi convettivi e diffusivi per ogni lato della cella.



Definizione dei punti principali per il calcolo delle variabili su due celle adiacenti.

La discretizzazione del termine diffusivo, il primo termine al secondo membro nell'espressione sopra, necessita di particolare attenzione. L'espressione utilizzata per $\nabla \phi \cdot \vec{n}$ può essere scritta come:

$$\nabla \phi \cdot \vec{n} |\vec{s}| = D_n(\phi_N - \phi_P) + D_C(\phi_{P2} - \phi_{P1})$$

nella quale:

$$D_n = \frac{|\vec{s}|}{(\vec{r}_1 + \vec{r}_2) \cdot \vec{n}} ; D_C = \frac{(\vec{r}_1 + \vec{r}_2) \cdot \vec{s} / |\vec{s}|}{(\vec{r}_1 + \vec{r}_2) \cdot \vec{n}}$$

dove \vec{r}_1 è il vettore distanza da P a C e \vec{r}_2 da C a N . I coefficienti di diffusione normale e trasversale, D_n e D_C , coinvolgono solo variabili geometriche ad ogni lato della cella, e vengono calcolati solo una volta all'inizio della simulazione.

Il calcolo di una variabile, diciamo Y , al centro C del lato di una cella verrà discusso successivamente. Questa è un'operazione di interpolazione utilizzata frequentemente per un numero di variabili. Nel prosieguo viene derivata un'espressione accurata al secondo ordine. Come mostrato in figura, un punto I viene definito come punto di intersezione tra la linea PN e la linea P_1P_2 . Un'interpolazione del secondo ordine per il punto I fornisce:

$$Y_I = \frac{\delta_1 Y_N + \delta_2 Y_P}{\delta_1 + \delta_2}$$

nella quale $\delta_1 = \vec{r}_1 \cdot \vec{n}$ e $\delta_2 = \vec{r}_2 \cdot \vec{n}$. Y_I può essere utilizzato per calcolare il valore di Y al centro del lato della cella. Tale approccio, tuttavia, non garantisce un'accuratezza del secondo ordine, a meno che \vec{r}_1 e \vec{r}_2 siano paralleli. Un'espressione al secondo ordine è invece data da:

$$Y_C = Y_I - C_{lato}(Y_{P1} - Y_{P2})$$

$$C_{lato} = \frac{(\delta_1 \vec{r}_2 - \delta_2 \vec{r}_1) \cdot \vec{s}}{(\delta_1 + \delta_2) |\vec{s}|^2}$$

I termini aggiuntivi nell'espressione sopra sono simili a quelli di diffusione trasversale.

ϕ_C nel termine convettivo necessita di ulteriore approfondimento: se viene direttamente applicato uno schema al secondo ordine, potrebbero verificarsi oscillazioni spurie per il flusso in celle con un alto numero di Péclet (Patankar 1980). Quindi, viene aggiunto un termine di attenuazione allo schema del secondo ordine simile al concetto di viscosità artificiale. Lo schema 'smorzato' è derivato combinando lo schema upwind al primo ordine con lo schema al secondo ordine centrato, e può essere espresso come:

$$\phi_C = \phi_C^{CN} + d(\phi_C^{UP} - \phi_C^{CN})$$

nella quale:

$$\phi_C^{UP} = \frac{1}{2}(\phi_N + \phi_P) + \frac{1}{2} \text{segno}(V_C)(\phi_P - \phi_N)$$

e ϕ_C^{CN} è lo schema di interpolazione del secondo ordine. Nell'espressione sopra, d definisce la quantità di attenuazione utilizzata. Nella maggior parte delle applicazioni, viene usato $d = 0.2 \sim 0.3$.

Con tali espressioni adottate per i termini diffusivo e convettivo, l'equazione di partenza per una cella P può essere riscritta in forma discreta mediante la seguente equazione lineare:

$$A_P \phi_P = \sum_{np} A_{nb} \phi_{nb} + S_{diff} + S_{conv} + S_\phi$$

dove “ nb ” si riferisce a tutte le celle adiacenti alla cella P . I coefficienti in questa equazione sono date dalle seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} A_{nb} &= \Gamma_C D_n + \text{Max}(0, -h_C V_C |\vec{s}|) \\ A_P &= \frac{h_P^n A}{\Delta t} + \sum_{nb} A_{nb} \\ S_{diff} &= \frac{h_P^n A}{\Delta t} + \sum_{\text{tutti i lati}} \Gamma_C D_c (\phi_{P2} - \phi_{P1}) \\ S_{conv} &= \sum_{\text{tutti i lati}} (h_C V_C |\vec{s}|) \left\{ (1-d) \left[\frac{\delta_1}{\delta_1 + \delta_2} - \frac{1 - \text{segno}(V_C)}{2} \right] (\phi_N - \phi_P) \right\} \\ &\quad - \sum_{\text{tutti i lato}} (h_C V_C |\vec{s}|) [(1-d) C_{lato} (\phi_{P2} - \phi_{P1})] \end{aligned}$$

