



## INDICE

1	PREMESSA .....	7
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	9
2.1	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO .....	9
2.2	STUDI ESISTENTI.....	11
3	INQUADRAMENTO NORMATIVO .....	12
3.1	PIANO DI GESTIONE RISCHIO DI ALLUVIONI (PGRA).....	12
3.2	NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (DECRETO 17 GENNAIO 2018 DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI) .....	14
3.3	CIRCOLARE 21 GENNAIO 2019, N. 7 C.S.LL.PP. (ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELL'AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018).....	14
3.4	MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE FERROVIARIE (RFI DTC SI CS MA IFS 001 D).....	15
4	STUDIO IDRAULICO.....	17
4.1	STUDIO IDRAULICO A SUPPORTO DELLE SCELTE PROGETTUALI.....	17
4.2	METODOLOGIA .....	17
4.3	MODELLO NUMERICO DEL FIUME BIANCO .....	19
4.3.1	<i>Geometria di calcolo</i> .....	19
4.3.2	<i>Condizioni al contorno</i> .....	21
4.3.3	<i>Scabrezze</i> .....	22
4.4	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE – FIUME BIANCO .....	24
4.5	MODELLO NUMERICO DEL FIUME TANAGRO.....	28
4.5.1	<i>Geometria di calcolo</i> .....	28
4.5.2	<i>Condizioni al contorno</i> .....	30
4.5.3	<i>Scabrezze</i> .....	30
4.5.4	<i>Risultati delle simulazioni numeriche – fiume Tanagro</i> .....	31
4.6	MODELLO NUMERICO DELL'AFFLUENTE ACQUA DELL'IMPERATORE .....	34

4.6.1	<i>Geometria di calcolo</i> .....	34
4.6.2	<i>Condizioni al contorno</i> .....	36
4.6.3	<i>Scabrezze</i> .....	37
4.6.4	<i>Risultati delle simulazioni numeriche – Acqua dell’Imperatore</i> .....	38
4.6.5	<i>Protezioni del fondo e delle sponde</i> .....	42
4.7	DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO PER LE PILE .....	44
4.7.1	<i>HEC 18 - CSU</i> .....	44
4.7.2	<i>FDOT (Florida Department Of Transportation)</i> .....	46
4.7.3	<i>Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo</i> .....	47
4.7.4	<i>Risultati scavi localizzati</i> .....	52
4.8	PROTEZIONI DELLE PILE DALLO SCALZAMENTO.....	55
4.8.1	<i>Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile</i> .....	55
4.9	PROTEZIONI DEI RILEVATI .....	58
5	COMPATIBILITÀ IDRAULICA .....	62

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 7	Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell’intervento.....	8
Figura 8	– Inquadramento territoriale del fiume Bianco rispetto al tracciato ferroviario in progetto .....	9
Figura 9	– Inquadramento territoriale del fiume Tanagro e canale Acqua dell’Imperatore rispetto al tracciato ferroviario in progetto (in rosso) .....	10
Figura 10	– Profilo idraulico del fiume Bianco per TR500 riportati nella “Rivisitazione del Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Sele (Allegato N)” .....	11
Figura 11	– Profilo idraulico del fiume Tanagro nel Vallo di Diano per TR30 riportati nella “Rivisitazione del Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Sele (Allegato N)” .....	11
Figura 12	– Fasce del PGRA lungo il fiume Bianco che comprendono l’attraversamento ferroviario in progetto. ..	13
Figura 13	– Fasce del PGRA nel Vallo di Diano e indicazione del tracciato ferroviario in progetto. ....	13
Figura 14	– Modello idraulico fiume Bianco: estensione del dominio di calcolo. ....	20
Figura 15	– Modello idraulico fiume Bianco: Are di dettaglio geometria SDP. ....	21

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

Figura 16 – Modello idraulico fiume Bianco: idrogrammi di piena.....	21
Figura 17 – Modello idraulico fiume Bianco: mappa dell'indice di Manning. ....	23
Figura 18 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di fatto: altezze d'acqua massime (m). ....	24
Figura 19 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di fatto: velocità massime (m/s) in basso.....	25
Figura 20 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto dei tiranti nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra). ....	26
Figura 21 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto campo di velocità nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra).....	26
Figura 22 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto tiranti lungo la sezione del tracciato ferroviario nello stato di fatto e nello stato di progetto.....	27
Figura 23 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto velocità lungo la sezione del tracciato ferroviario nello stato di fatto e nello stato di progetto.....	27
Figura 24 – Modello idraulico fiume Tanagro: estensione e dettagli del dominio di calcolo. ....	29
Figura 25 – Modello idraulico fiume Tanagro: idrogrammi di piena. ....	30
Figura 26 – Modello idraulico fiume Tanagro: aree allagate nello stato di Fatto TR200 anni.....	31
Figura 27 – Modello idraulico fiume Tanagro: aree allagate nello stato di Progetto TR200 anni. ....	32
Figura 28 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di Progetto: velocità massime (m/s). ....	33
Figura 29 – Modello idraulico Acqua dell'Imperatore: estensione del dominio di calcolo. ....	35
Figura 30 – Suddivisione dei bacini idrografici per la definizione degli idrogrammi di piena in ingresso al modello idraulico 2D. ....	36
Figura 31 – Modello idraulico Acqua dell'Imperatore (bacino 80 e bacino 79): idrogrammi di piena per TR200 anni. ....	37
Figura 32 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore: mappa dell'indice di Manning. ....	38
Figura 33 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore, TR200 anni stato di fatto: altezze d'acqua massime (m) in alto, velocità massime (m/s) in basso. ....	39
Figura 34 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore, TR200 anni stato di progetto: altezze d'acqua massime (m) in alto, velocità massime (m/s) in basso. ....	40
Figura 35 – Modello idraulico Acqua dell'Imperatore, TR200 anni: confronto campo di velocità nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra).....	41
Figura 36 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima. ....	42
Figura 37: Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996). ....	48

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

Figura 38: Più pile affiancati ed inclinate rispetto alla corrente (da HEC18 – Evaluating Scour at Bridges-5th edition). .....	49
Figura 39 – Definition sketch for scour components for a complex pier, FHWA HEC 18, Figure 7.5. ....	50
Figura 40 –Equazioni secondo la FHWA HEC 18. ....	50
Figura 41 –Principali variabili secondo la FHWA HEC 18. ....	50
Figura 42 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23. ....	57
Figura 43: Protezione del rilevato in materassi “tipo Reno”. ....	59
Figura 44: Protezione del rilevato in massi cementati .....	60
Figura 45: Velocità critiche e limite materassi tipo “Reno” (“Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses”). ....	61

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.....	22
Tabella 2 – Livelli idrici ottenuti in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell’attraversamento ferroviario sul Fiume Bianco nello stato di fatto e nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno. ....	28
Tabella 3 – Livelli idrici ottenuti in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell’attraversamento ferroviario sul canale Acqua dell’Imperatore nello stato di fatto e nello stato di progetto per TR200. ....	41
Tabella 4:Coefficiente correttivo $K_1$ . ....	45
Tabella 5:Coefficiente correttivo $K_3$ . ....	45
Tabella 6:Coefficiente correttivo $K_s$ . ....	47
Tabella 7 – Viadotto VI01SB (fiume Bianco), massima profondità di escavazione .....	52
Tabella 8 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione. ....	52
Tabella 9 – Viadotto VI03 massima profondità di escavazione .....	52
Tabella 10 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione. ....	53
Tabella 11 – Viadotto VI04 massima profondità di escavazione. ....	54
Tabella 12 – Viadotto VI05 massima profondità di escavazione. ....	54
Tabella 13 – Viadotto VI06 massima profondità di escavazione. ....	54
Tabella 14 – Viadotto VI07 massima profondità di escavazione. ....	55

Tabella 15 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione. ....	55
Tabella 16 – Viadotto VI01SB (fiume Bianco), calcolo delle protezioni.....	57
Tabella 17 – Viadotti Vallo di Diano (fiume Tanagro), calcolo delle protezioni.....	58
Tabella 18 – Protezioni dei rilevati.....	60

## 1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante degli elaborati specialistici relativi al Progetto di fattibilità tecnica ed economica della Linea ferroviaria Salerno-Reggio Calabria.

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il **lotto 1b Romagnano – Buonabitacolo**, che integra quanto previsto nell'ambito del lotto precedente (1a Battipaglia-Romagnano) realizzando di fatto il doppio binario fino alla stazione di Buonabitacolo e completando l'interconnessione di Romagnano con il ramo relativo al binario pari.

Il tracciato del presente lotto si sviluppa in doppio binario per circa 50 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il ramo dell'Interconnessione di Romagnano con innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le, progettato a 100 km/h.

Dato l'assetto finale previsto nel precedente lotto, l'inizio dell'intervento è ubicato in punti diversi, iniziando il binario pari laddove nel lotto 1a era previsto il passaggio doppio/singolo binario, mentre invece il binario dispari inizia a partire dal punto in cui nell'altro lotto era presente la deviazione verso la LS Battipaglia – Potenza C.le (ramo dispari della Interconnessione di Romagnano).

Il tracciato attraversa i territori di Buccino, Auletta, Caggiano, Polla, Atena Lucana, Sala Consilina, Padula e Montesano sulla Marcellana, tutti nella Provincia di Salerno.





**Figura 1 Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento**

La presente relazione illustra lo studio idraulico, effettuato con modellazione numerica bidimensionale, dei tratti del fiume Bianco e Canale dell'imperatore interferiti dall'attraversamento ferroviario. È stato inoltre sviluppato il modello Bidimensionale del Fiume Tanagro che si sviluppa in parallelo alla linea ferroviaria.

Le analisi sono state condotte al fine di definire e verificare le opere di protezione idraulica della linea ferroviaria stessa e successivamente valutare la compatibilità idraulica delle opere in progetto.



## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Inquadramento idrografico

Il fiume Bianco rappresenta il principale affluente del Tanagro. Esso è costituito dagli apporti idrici di due importanti corsi d'acqua, il torrente Platano ed il fiume Melandro, in località Romagnano al Monte e confluisce nel Tanagro in località Buccino, a valle della zona industriale.

Dal punto di vista morfologico l'alveo si presenta molto ampio e abbastanza inciso nella valle. Il fondo è sabbioso, con presenza di numerosi ciottoli; le sponde in terra sono ricche di vegetazione arbustiva e arborea. A Buccino, nella zona industriale, risulta compreso in sponda destra da un'alta parete in calcestruzzo, protetta da massi ciclopici in calcestruzzo.

La figura seguente riporta un inquadramento del fiume Bianco nell'area di studio, con indicazione del tracciato ferroviario in progetto.



**Figura 2 – Inquadramento territoriale del fiume Bianco rispetto al tracciato ferroviario in progetto**



Il fiume Tanagro, per gran parte del percorso che lo porta sino al Vallo di Diano, scorre incassato nel fondo valle, con alveo stretto e sponde alte, greto ciottoloso con presenza di folta vegetazione in alveo.

La piana del Vallo di Diano, caratterizzata dalla presenza di numerosi canali, è soggetta a periodici allagamenti che costituiscono una costante minaccia per il territorio. Viste le caratteristiche geomorfologiche della piana, la sua notevole estensione, le basse velocità di scorrimento della piena, nonché i tempi di permanenza dell'acqua sul terreno, gli eventi alluvionali non assumono un carattere catastrofico.

Le principali cause che determinano frequenti allagamenti nella piana sono l'insufficienza di alcune sezioni dei corsi d'acqua, che non sono in grado di contenere portate con periodi di ritorno superiori a 30 anni, la presenza di numerosi attraversamenti con inadeguata officiosità idraulica, le basse pendenze che determinano livelli idrici elevati e la propagazione delle acque tracimate dalla sommità arginale, la fitta rete di canali laterali che scorre prevalentemente a livello del piano campagna e che durante gli eventi di piena rigurgita a monte per l'incapacità del corso principale di ricevere ulteriori immissioni idriche, contribuendo ad allagare la piana.



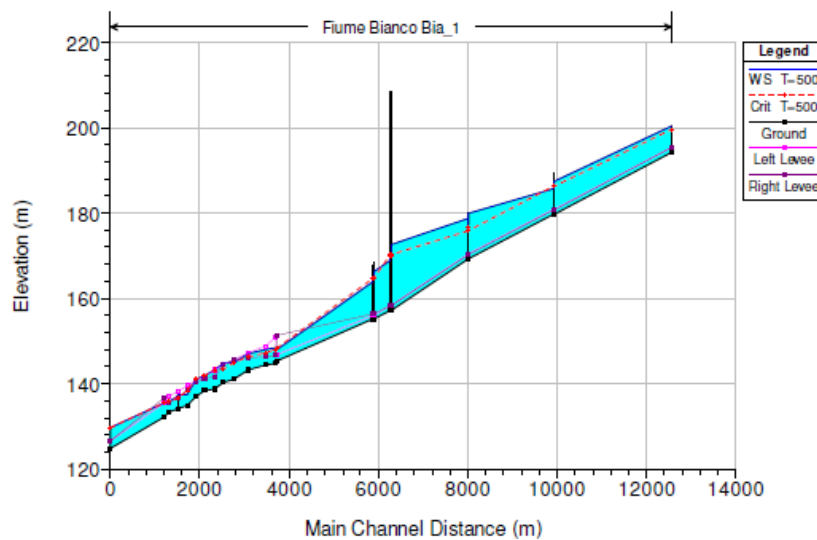
**Figura 3 – Inquadramento territoriale del fiume Tanagro e canale Acqua dell'Imperatore rispetto al tracciato ferroviario in progetto (in rosso)**

## 2.2 Studi esistenti

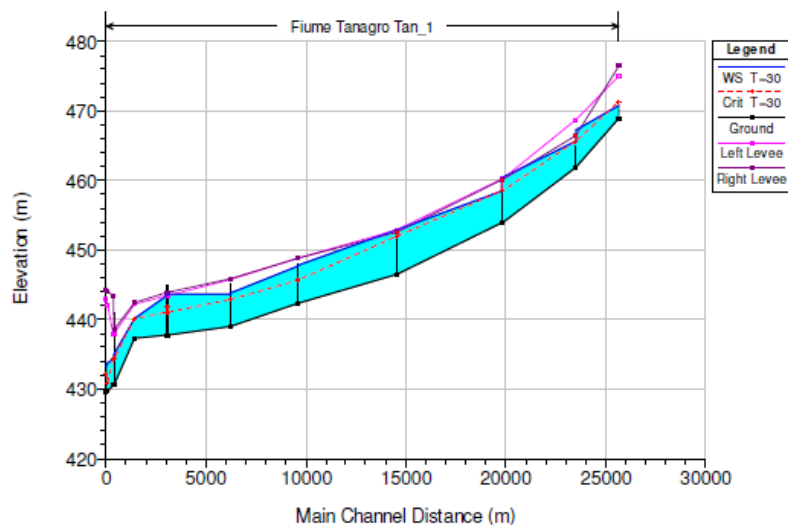
I Fiumi Bianco e Tanagro sono stati oggetto di studio nell'ambito della "Rivisitazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Sele" (Autorità di Bacino Regionale Campania Sud ed Interregionale per il bacino idrografico del Fiume Sele", 2012). In tale approfondimento il corso d'acqua è stato analizzato mediante modello idraulico monodimensionale, attraverso l'implementazione del software HEC-RAS della USACE.

Le portate di riferimento utilizzate in tale studio sono state determinate mediante una legge di stima del valore della piena indice.

I risultati ottenuti hanno portato all'aggiornamento delle fasce fluviali, descritte al Capitolo successivo.



**Figura 4 – Profilo idraulico del fiume Bianco per TR500 riportati nella "Rivisitazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Sele (Allegato N)"**



**Figura 5 – Profilo idraulico del fiume Tanagro nel Vallo di Diano per TR30 riportati nella "Rivisitazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Sele (Allegato N)"**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

### 3 INQUADRAMENTO NORMATIVO

#### 3.1 Piano di Gestione Rischio di Alluvioni (PGRA)

La Direttiva 2007/60/CE (cd. Direttiva alluvioni) derivata dalla più generale Direttiva quadro sulle acque 2000/60/CE, ha introdotto il concetto di un quadro per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni volto a ridurre le conseguenze negative per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche connesse con le alluvioni all'interno della Comunità. Tale Direttiva, nell'incipit, recita: "Le alluvioni possono provocare vittime, l'evacuazione di persone e danni all'ambiente, compromettere gravemente lo sviluppo economico e mettere in pericolo le attività economiche della Comunità. Alcune attività umane (come la crescita degli insediamenti umani e l'incremento delle attività economiche nelle pianure alluvionali, nonché la riduzione della naturale capacità di ritenzione idrica del suolo a causa dei suoi vari usi) e i cambiamenti climatici contribuiscono ad aumentarne la probabilità e ad aggravarne gli impatti negativi. Ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture, connesse con le alluvioni, è possibile e auspicabile ma, per essere efficaci, le misure per ridurre tali rischi dovrebbero, per quanto possibile, essere coordinate a livello di bacino idrografico."

La direttiva alluvioni è stata recepita in Italia dal D.Lgs. 49/2010, che ha introdotto il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA), da predisporre per ciascuno dei distretti idrografici individuati nell'art. 64 del D.Lgs. 152/2006, contiene il quadro di gestione delle aree soggette a pericolosità e rischio individuate nei distretti, delle aree dove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni e dove si possa generare in futuro, nonché delle zone costiere soggette ad erosione.

Le due direttive europee evidenziano l'approccio integrato della gestione che si fonda su alcuni pilastri:

- l'unità geografica di riferimento caratterizzata da un'ampia porzione di territorio raggruppante più bacini individuata come distretto idrografico;
- la pianificazione ai fini e per il raggiungimento degli obiettivi della direttiva 2000/60/CE per l'azione comunitaria in materia di acque; nonché la pianificazione per la gestione e la riduzione del rischio da alluvioni che la direttiva 2007/60/CE introduce (codificando, disciplinando ed ampliando quanto già contenuto nella legge 183/89);
- l'individuazione dei soggetti a cui è demandata la redazione dei piani.

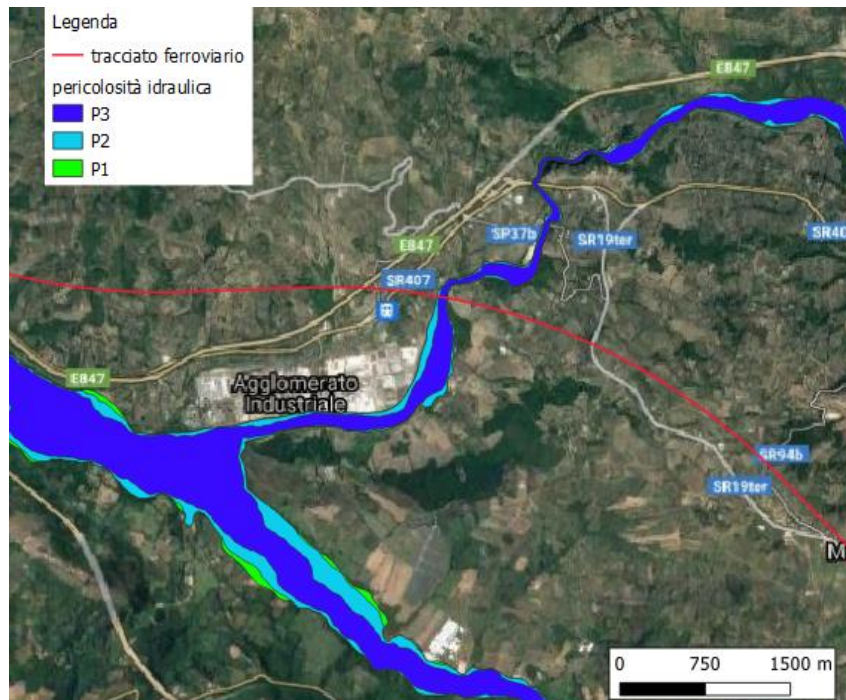
Il Primo Piano di Gestione Rischio di Alluvioni del Distretto idrografico Appennino Meridionale PGRA DAM è stato adottato, ai sensi dell'art. 66 del d.lgs. 152/2006, con Delibera n° 1 del Comitato Istituzionale Integrato del 17 dicembre 2015, è stato approvato dal Comitato Istituzionale Integrato in data 3 marzo 2016. Con l'emanazione del DPCM in data 27/10/2016 si è concluso il I ciclo di Gestione.

Le fasce di pericolosità idraulica riprendono la mappatura dei PSAI; i tempi di ritorno che definiscono le fasce fluviali sono:

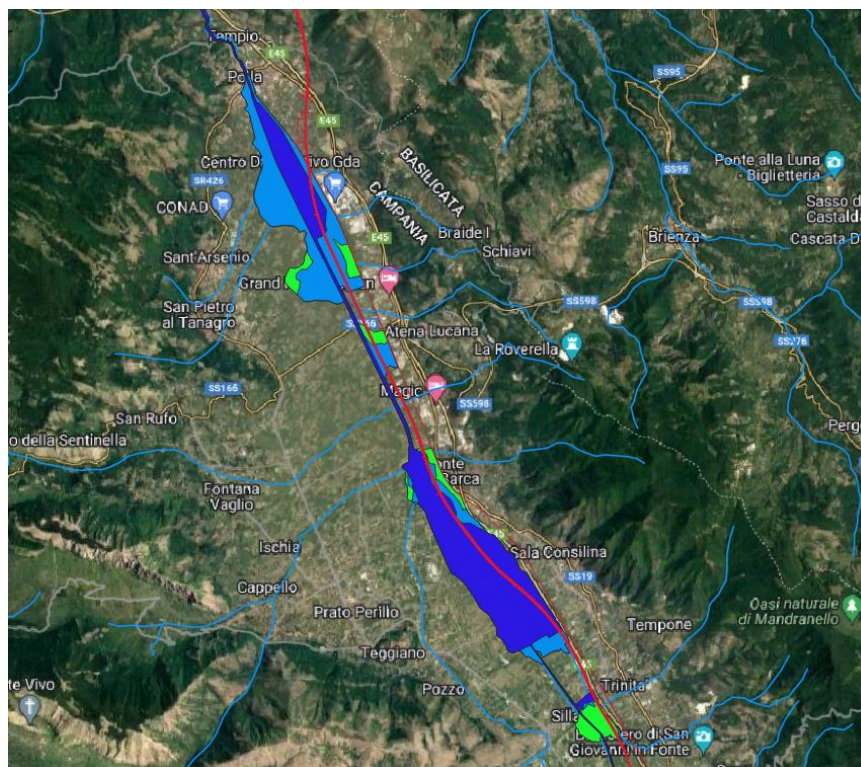
- Periodo di ritorno  $T = 30$  anni, per la perimetrazione della Fascia P1
- Periodo di ritorno  $T = 200$  anni, per la perimetrazione della Fascia P2;
- Periodo di ritorno  $T = 500$  anni, per la perimetrazione della Fascia P3.

Le seguenti figure riportano le fasce fluviali del PGRA lungo il fiume Bianco ed il Tanagro nel Vallo di Diano, con indicazione del tracciato ferroviario in progetto.





**Figura 6 – Fasce del PGRA lungo il fiume Bianco che comprendono l’attraversamento ferroviario in progetto.**



**Figura 7 – Fasce del PGRA nel Vallo di Diano e indicazione del tracciato ferroviario in progetto.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

Per quanto riguarda le Norme di Attuazione dei PSAI (Agosto 2016) indicano all'art. 50 - Studio di compatibilità idraulica. Valutazione della Pericolosità e Rischio: *“Nei casi espressamente previsti dalle presenti norme, i progetti relativi ad interventi (opere, manufatti, infrastrutture ecc.) ricadenti in aree a pericolosità/rischio idraulico e/o da colata sono corredati da uno studio di compatibilità idraulica, contenente valutazioni e verifiche sull'ammissibilità, la natura e l'importanza qualitativa e quantitativa degli effetti di ciascun progetto sullo scenario idraulico definito negli elaborati costituenti il PSAI. [...]”*

### 3.2 Norme tecniche per le costruzioni (Decreto 17 gennaio 2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti)

All'interno dell'“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”” (Decreto 17 gennaio 2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti), al punto 5.1.2.3, si definiscono gli argomenti principali dello studio di “Compatibilità idraulica” relativo ai ponti stradali. Le stesse prescrizioni si estendono poi ai ponti ferroviari, secondo il paragrafo 5.2.1.2.

Si riporta un estratto della normativa:

#### 5.1.2.3 Compatibilità Idraulica

[...]

*Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.*

[...]

### 3.3 Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018)

Le “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.” propongono al punto C5.1.2.3 “Compatibilità Idraulica” ulteriori prescrizioni:

[...]

*Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a  $Tr = 200$  anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.*

[...]

*Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, e da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a  $6 \div 7$  m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti e opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.*

[...]

Per i ponti esistenti sono ammessi gli interventi per l'incremento della sicurezza strutturale in analogia a quanto prescritto al § 8.4 della Norma, solo nel caso in cui siano esclusi incrementi, rispetto all'attuale, del livello di traffico di progetto e gli stessi interventi non vadano in alcun modo a peggiorare le condizioni di sicurezza idraulica esistenti. Poiché in questi casi sono possibili fenomeni di instabilità locale, in applicazione del §8.3 della Norma, è opportuno effettuare la verifica delle fondazioni, e quindi la valutazione dello scalzamento di eventuali spalle o pile in alveo. Anche gli interventi necessari per l'incremento della sicurezza strutturale devono essere accompagnati dallo studio di compatibilità idraulica dove sia messa in evidenza la frequenza probabile ( $1/Tr$ ) degli eventi che garantiscono il franco previsto da Norma.

[...]

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m<sup>3</sup>/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

[...]

### 3.4 Manuale di progettazione delle opere ferroviarie (RFI DTC SI CS MA IFS 001 D)

In accordo a quanto previsto dal Manuale di Progettazione delle opere ferroviarie, ogni tipo di manufatto idraulico deve essere verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno  $Tr$ :

- **linea ferroviaria  $Tr=200$  anni**
- **deviazioni stradali  $Tr=200$  anni**

[...]

#### 3.7.2.1.2 Attraversamenti corsi d'acqua principali

[...]

definizione di una procedura di trasferimento dei dati caratteristici di portata alle sezioni di calcolo; **per le verifiche di opere esistenti sarà utile calcolare le portate con tempo di ritorno di 30, 50, 100, 200 e 500 anni.** Per gli attraversamenti più importanti si calcolerà una portata di piena estrema, per eventuali verifiche di uno scenario di superamento della portata di progetto;

[...]

calcolo dei profili di piena in condizioni di moto permanente nel tronco fluviale in esame per valori di portata corrispondenti ai valori assegnati dei tempi di ritorno e definizione dei corrispondenti livelli di piena alla sezione degli attraversamenti, ante e post operam; valutazione della compatibilità idraulica delle fasi costruttive;

[...]

#### 3.7.2.1.4 Studio idraulico

[...]



*Lo studio dovrà fornire tutte le indicazioni possibili circa l'ampiezza ed importanza del fenomeno, le quote idriche assolute, le indicazioni progettuali per mitigare l'interferenza del rilevato ferroviario con il normale deflusso delle acque di esondazione.*

*Qualora l'infrastruttura ferroviaria provochi una diminuzione del volume di invaso dell'area, dovranno essere valutate le modificazioni indotte sui livelli a monte ed a valle.*

[...]

#### *3.7.2.2.1 Attraversamenti principali*

[...]

*Per tali categorie di opere, relative a bacini con superficie  $S > 10 \text{ km}^2$ , si dovrà verificare la sezione di attraversamento in relazione alle caratteristiche dimensionali del manufatto in modo da minimizzare le modificazioni all'attuale deflusso nelle fasce fluviali, indotte dalla esecuzione delle opere.*

*Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:*

*Il franco rispetto all'intradosso dell'opera dovrà essere:*

*- non inferiore a 1,5 m sopra al livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento, per la portata con tempo di ritorno prescritto dalla normativa nazionale o locale vigente;*

*- non inferiore a 0,50 m sopra la quota del carico idraulico totale per la portata con tempo di ritorno 200 anni.*

[...]

#### *3.8.1.2.1.2 Geometria del rilevato*

[...]

*Nel caso di rilevati vulnerabili per esondazione di corsi d'acqua, dovrà essere garantito un franco non inferiore a 1 m tra la quota della piattaforma ferroviaria (piano di regolamento) e la massima altezza raggiungibile dalla quota di massima piena di progetto; le scarpate dovranno essere protette da apposite opere di difesa progettate sulla base dei parametri indicati nei piani di bacino o negli studi idraulici di progetto*

[...]

*I rilevati per i quali durante le piene possa instaurarsi una differenza di battente idrico tra un lato e l'altro, dovranno avere un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti di fenomeni di sifonamento o di sfiancamento per perdita di stabilità globale, anche nello scenario di assenza di battente idrico, ma rilevato saturo.*

## 4 STUDIO IDRAULICO

### 4.1 Studio idraulico a supporto delle scelte progettuali

Lo studio idraulico, i cui risultati sono descritti nei paragrafi seguenti, è stato svolto in due fasi: una prima fase, che ha fornito valutazioni preliminari necessarie alle scelte progettuali, una seconda fase in cui sono state verificate le opere di progetto rispetto ai criteri normativi illustrati.

In particolare, il tracciato di progetto che è situato nel Vallo di Diano ricade in un'area indicata di pericolosità idraulica: tale situazione è dovuta principalmente all'insufficienza della sezione del fiume Tanagro rispetto alle portate di riferimento (TR30, 200, 500anni) ed alla complessa rete idrografica di canali affluenti. La morfologia della valle, con pendenza molto bassa, la presenza di rilevati arginali del reticolo principale e secondario, nonché dei rilevati autostradali, determinano condizioni critiche al deflusso.

Le scelte di progetto devono inoltre tener conto che i rilevati esistenti rappresentano in parte un elemento di difesa del territorio situato ad est, pertanto nel caso della ferrovia esistente, l'eventuale conversione del rilevato in viadotto potrebbe localmente aumentare l'estensione delle aree allagabili. D'altra parte, la realizzazione di rilevati di impronta maggiore rispetto all'esistente può a sua volta aggravare le condizioni di allagamento, aumentando i livelli nelle aree allagabili o modificando le vie di propagazione della piena.

Sono state fatte quindi diverse ipotesi che hanno tenuto conto sia degli aspetti idraulici ma anche di quelli geotecnici; altro elemento che ha condizionato le scelte progettuali è stata la soluzione della viabilità di progetto.

La soluzione individuata, che prevede lunghi tratti in viadotto intervallati da alcuni rilevati, è stata il frutto di analisi legate al bilancio dei materiali, alle analisi dei cedimenti dei rilevati che, dovendo essere di altezza tale da garantire i franchi di viabilità, risultano essere molto alti.

La presenza dei viadotti consente di minimizzare l'ingombro fisico dell'opera nelle aree allagabili, senza peggiorare la situazione di pericolosità idraulica. Tale scelta inoltre evita la formazione di un'area interclusa tra la ferrovia e l'autostrada, garantendo la maggior trasparenza idraulica possibile.

La presenza di rilevati è stata ritenuta una soluzione ammissibile nei tratti non interessati o che risultano marginalmente interessati dagli allagamenti, e solo localmente tra la pk 41+486 e 41+996 (RI04), tra le pk 42+116 e 43+700 (RI05), e tra le pk 43+899, le pk 45+026 (RI06) e le pk 46+026 e pk 46+625 (RI07).

Le verifiche idrauliche hanno quindi analizzato l'effetto della presenza dei rilevati in area allagabile, mostrando che questi non peggiorano in maniera significativa i tiranti e le velocità massime. Rispetto a queste ultime, la direzione di propagazione della piena segue generalmente la direzione del fiume Tanagro e dei canali principali, da sud verso nord; pertanto, la presenza di rilevati paralleli non aggrava in maniera considerevole le dinamiche di piena. In maniera cautelativa, nei rilevati in area allagabile, sono stati inoltre inseriti forni di trasparenza.

### 4.2 Metodologia

Lo studio idraulico dei fiumi Bianco, Tanagro e Acqua dell'Imperatore che comprende l'attraversamento ferroviario in progetto è stato eseguito mediante modellazione idrodinamica bidimensionale.

Il software utilizzato per l'implementazione dei modelli è HEC-RAS 6.1 sviluppato dal *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE).

La modellazione bidimensionale del corso d'acqua permette di rappresentare con accuratezza il flusso generato dalle portate di piena all'interno dell'asta fluviale e nelle aree ripariali attigue con la peculiarità di mettere in evidenza il comportamento della corrente in prossimità di bruschi restringimenti/allargamenti e forti curvature. È inoltre possibile valutare con un elevato grado di dettaglio gli effetti sulla propagazione del moto in prossimità di attraversamenti o di eventuali interferenze presenti lungo lo sviluppo del tratto fluviale verso valle.

L'algoritmo di modellazione bidimensionale a volumi finiti implicito in HEC-RAS utilizza come equazioni disponibili le *Shallow Water Equations* (SWE) o le *Diffusion Wave Equations* (DWE). L'algoritmo di soluzione implicita consente tempi di calcolo più rapidi rispetto ai metodi espliciti.

La formulazione delle SWE utilizzate nel software HEC RAS si basa sull'equazione di conservazione della massa (continuità):

$$q = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y}$$

Dove i termini rappresentano:

q la portata

h il tirante idrico della corrente

u e v rispettivamente le componenti della velocità lungo le direzioni x e y

t il tempo

In forma vettoriale, l'equazione di continuità prende la forma:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot (hV) = q$$

Dove

$V=(u,v)^T$  è il vettore velocità

$\nabla$  è il gradiente  $\nabla = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)^T$

Integrando su una regione orizzontale con confine perpendicolare al vettore n, usando il teorema della divergenza di Gauss, l'equazione assume la forma integrale:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S (V \cdot n) dS = Q$$

Dove

$\Omega$  è il volume fluido e n è il vettore unitario perpendicolare al contorno S.

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare la massa e la quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette di rappresentare le discontinuità nel flusso e i cambiamenti tra moto gradualmente e rapidamente vario (gradually varied flow e rapidly varied flow).

La turbolenza è modellata come processo di diffusione del gradiente. La viscosità è calcolata come somma di due fattori, che rappresentano la turbolenza prodotta dal taglio verticale e la turbolenza prodotta dal taglio orizzontale nel flusso e deriva dal modello di viscosità di Smagorinsky-Lilly (1963, 1970). Il modello di Smagorinsky-Lilly assume che l'energia turbolenta produzione e dissipazione su piccola scala sono in equilibrio. Il modello Smagorinsky-Lilly è piuttosto costoso da calcolare perché richiede il calcolo dei gradienti di velocità. Tuttavia, è più accurato dal punto di vista fisico, specialmente nelle regioni ad alto taglio come vicino a confini solidi/asciutti.

Per ciascun elemento di calcolo il timestep ( $\Delta t$ ) richiesto è calcolato utilizzando le condizioni di Courant-Friedrichs-Lewy al fine di raggiungere la stabilità numerica. La formulazione della condizione di Courant-Friedrichs-Lewy è la seguente:

$$\Delta t \leq \frac{CFL \Delta x}{(\sqrt{u^2 + v^2} + c)}$$

dove: CFL è il numero di Courant (il valore di default è 0.95),  $\Delta x$  è la dimensione caratteristica dell'elemento appartenente alla griglia di calcolo,  $u$  e  $v$  sono le componenti piane del vettore velocità,  $c$  è la celerità dell'onda,  $\Delta t$  è il time step.

Le caratteristiche geometriche del dominio di calcolo sono riportate all'interno del modello idraulico tramite una rappresentazione semplificata del territorio ad elementi generalmente poligonali, nota come mesh. La mesh di calcolo è di tipo non strutturato, con celle ortogonali tra loro (la faccia tra due celle è perpendicolare a una linea che collega i due centri delle celle che possono avere un numero di lati fino a 8), in grado di riprodurre l'andamento piano altimetrico del territorio è riprodotto con un livello di accuratezza adeguato.

Ogni cella computazionale e faccia di cella si basa sui dettagli del terreno sottostante. Questo tipo di modello è spesso indicato in letteratura come "modello sottogriglia ad alta risoluzione" (Casulli, 2008). Il termine "sottogriglia" significa che utilizza il terreno sottostante dettagliato (sottogriglia) per sviluppare le tabelle delle proprietà geometriche e idrauliche che rappresentano le celle e le facce delle celle. HEC-RAS dispone di un pre-processore dell'area di flusso 2D che elabora le celle e le facce delle celle in tabelle dettagliate delle proprietà idrauliche in base al terreno sottostante utilizzato nel processo di modellazione. Pertanto, una cella può essere parzialmente bagnata con il volume d'acqua corretto per la data elevazione della superficie dell'acqua in base ai dati della griglia; inoltre, ogni faccia di cella computazionale viene valutata in modo simile a una sezione trasversale.

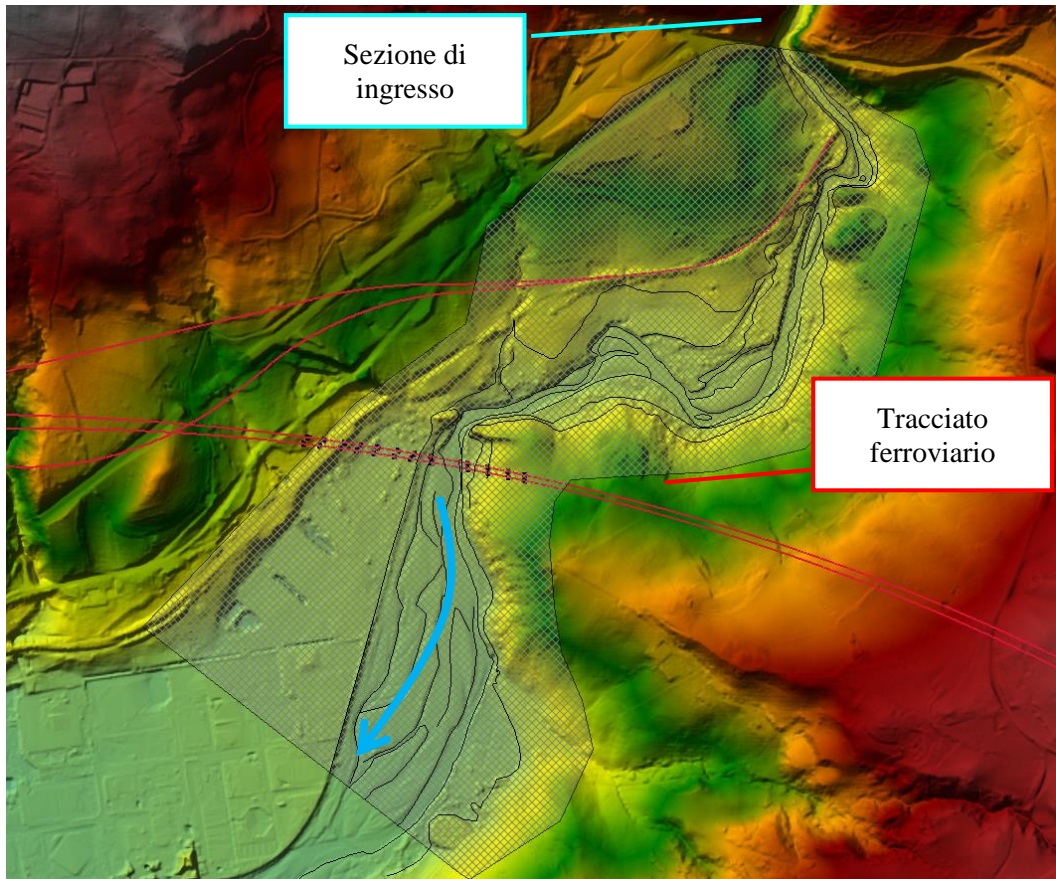
### 4.3 Modello numerico del fiume Bianco

#### 4.3.1 Geometria di calcolo

Le caratteristiche geometriche del dominio di calcolo sono riportate all'interno del modello idraulico tramite una rappresentazione semplificata del territorio ad elementi generalmente poligonali, nota come mesh. La mesh di calcolo è di tipo non strutturato, con celle ortogonali tra loro, in grado di riprodurre l'andamento piano altimetrico del territorio è riprodotto con un livello di accuratezza adeguato.

Nella seguente figura è riportata l'estensione del dominio di calcolo delimitato da un poligono di colore verde. Nella stessa immagine sono visibili l'asse della linea ferroviaria (in rosso), le condizioni a contorno (in azzurro) e le breaklines (in viola) inserite per ottimizzare la definizione della mesh di calcolo. Il dominio si estende su una

superficie di circa 2 km<sup>2</sup> (61592 celle di lato 10x10). All'interno del dominio di calcolo, il Fiume Bianco si sviluppa per una lunghezza di circa 2.7 km.



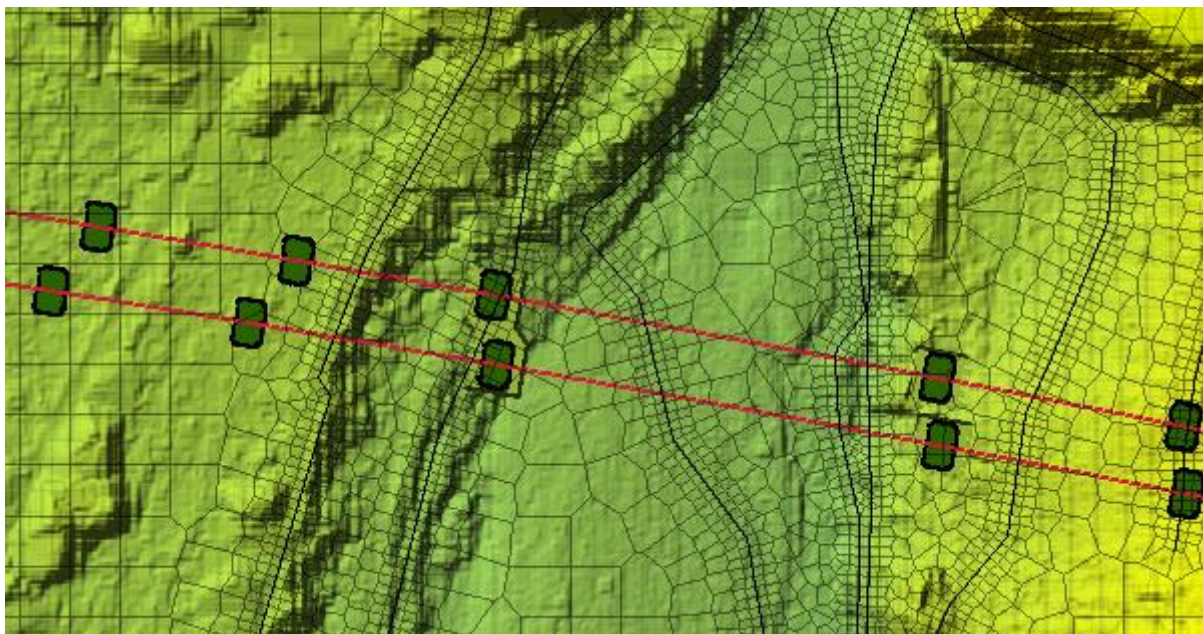
**Figura 8 – Modello idraulico fiume Bianco: estensione del dominio di calcolo.**

L'andamento piano altimetrico del dominio di calcolo è basato sull'utilizzo del DTM con cella 0.5m ricavato da volo LIDAR appositamente effettuato da Italferr nel 2021. Le risoluzioni del DTM sono adeguate a rappresentarne le caratteristiche piano altimetriche delle aree indagate.

La creazione della mesh è stata sviluppata inserendo delle breaklines che descrivono aree con differenze di quota significative di cui tener conto, quali sommità di rilevati, sponde fluviali ecc.

La geometria di calcolo dello stato di progetto prevede l'inserimento delle pile del viadotto, che sono state introdotte come elementi all'interno del DTM e della mesh di calcolo.



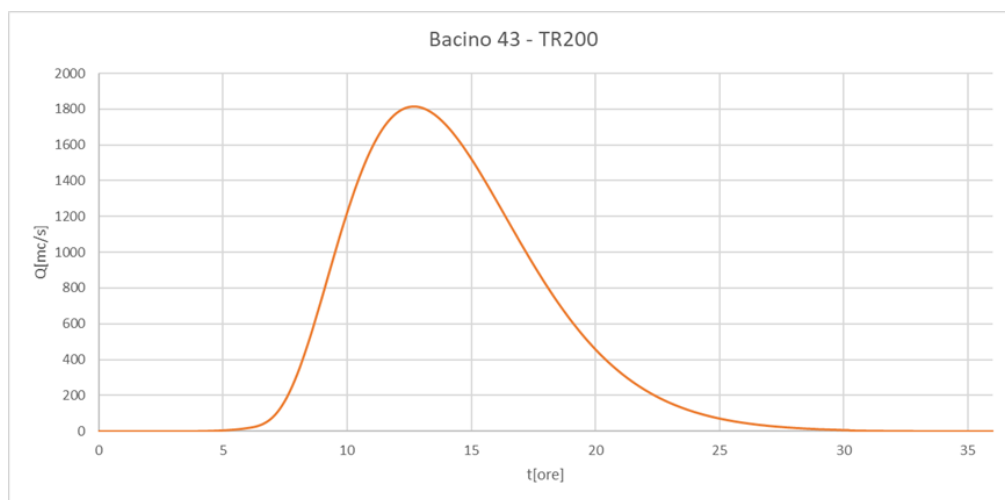


**Figura 9 – Modello idraulico fiume Bianco: Are di dettaglio geometria SDP.**

#### 4.3.2 Condizioni al contorno

Le condizioni a contorno introdotte nel modello di calcolo sono:

- gli idrogrammi di piena per 200anni, calcolati mediante modello idrologico, inseriti nella sezione di monte in ingresso alla mesh di calcolo;
- la condizione di moto uniforme a valle.



**Figura 10 – Modello idraulico fiume Bianco: idrogrammi di piena.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

### 4.3.3 Scabrezze

La scelta del valore di scabrezza, da adottare per le celle di calcolo della mesh, è stata fatta sulla base della copertura del suolo valutata da immagini satellitari.

Le Norme di Attuazione dei PSAI relativi ai bacini idrografici regionali in destra e in sinistra Sele ed interregionale del Fiume Sele riportano che:

*“I parametri di scabrezza da utilizzare nel calcolo idraulico devono tenere conto delle reali e documentabili condizioni di manutenzione del corso d'acqua. Tali valori di parametro di scabrezza, di norma assunti con riferimento a corsi d'acqua naturali, devono essere desunti da quelli individuati dalla tabella seguente (per semplicità riportati solo in termini di scabrezza di Gauckler-Strickler), tenendo conto che gli stessi dovrebbero essere considerati valori massimi non superabili.”*

Descrizione corso d'acqua	$k_s$ di Strickler
	$m^{1/3} s^{-1}$
tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25-30
corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40
corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40-45
tombinature perfettamente lisce e dotate a monte di dispositivi atti ad assicurare la trattenuta di trasporto solido di fondo e in sospensione (briglie selettive, vasche di sedimentazioni, ecc.)	45-55

**Tabella 1 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.**

Nel caso di modellazioni quasi-bidimensionali o bidimensionali, le Norme di Attuazione indicano che “per la simulazione del fenomeno di propagazione fuori alveo deve essere assunto un parametro di scabrezza per le aree limitrofe al corso d'acqua che tenga conto della tipologia di terreno interessata, della presenza o meno di vegetazione e/o della presenza di aree impermeabili, ostacoli, etc. In questo caso, per la determinazione del coefficiente  $K_s$  di Strickler si può fare riferimento ai valori normalmente riportati in bibliografia o, per analogia, ai valori riportati nella tabella precedente”.

L'area in esame è caratterizzata da seminativi, vegetazione arbustiva ed arborea densa.

La Figura 11 riporta la mappa dell'indice di Manning digitalizzata sulla base dell'immagine satellitare dell'area di studio.



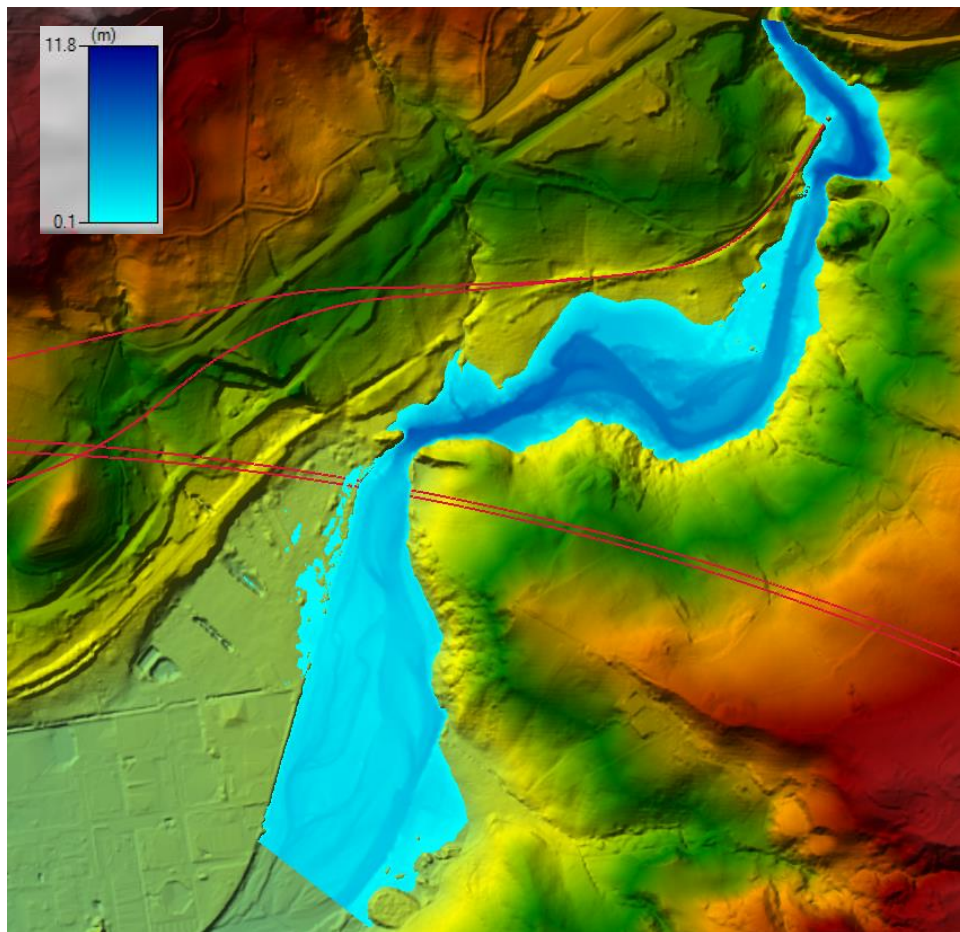


**Figura 11 – Modello idraulico fiume Bianco: mappa dell'indice di Manning.**

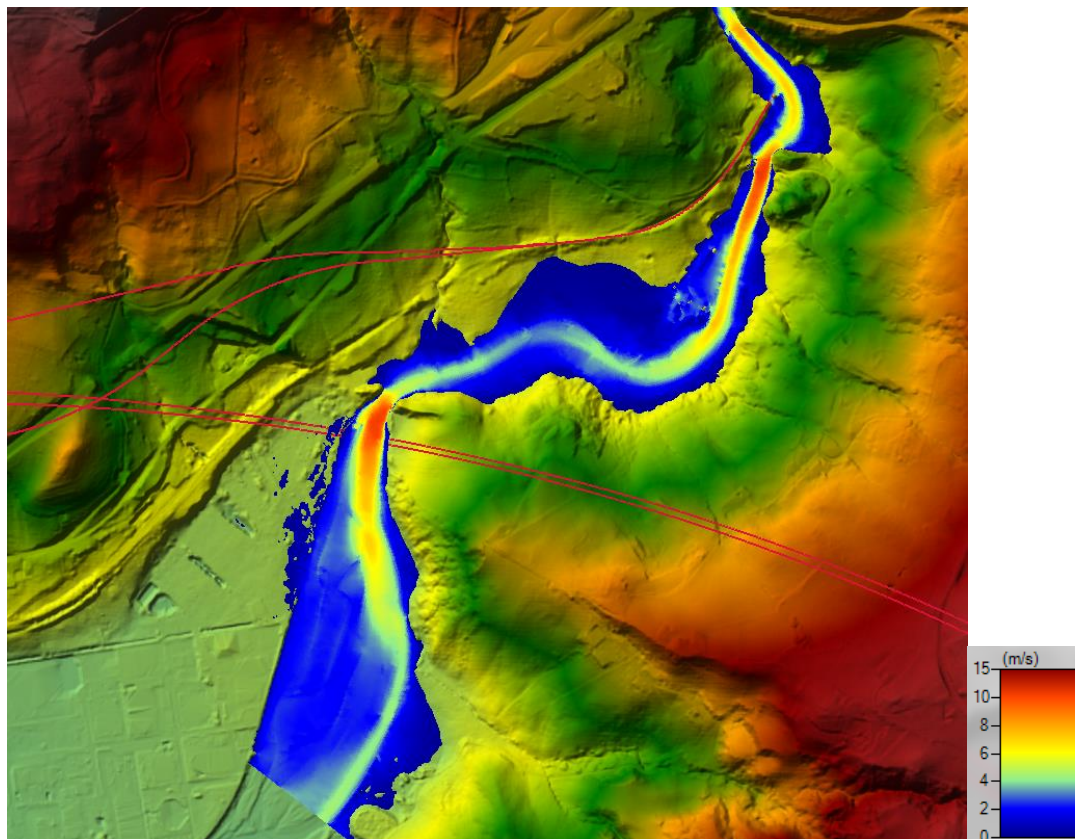
#### 4.4 Risultati delle simulazioni numeriche – fiume Bianco

Le simulazioni numeriche hanno consentito di analizzare livelli e velocità, nonché la propagazione della piena per un tempo di ritorno di 200anni, sia nello stato di fatto che di progetto, verificando l'influenza delle opere previste.

Per l'evento duecentennale, in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario, l'altezza d'acqua raggiunge un massimo di circa 3.6 m, mentre le velocità in alveo raggiungono 6.9 m/s in alveo (Figura 13).



**Figura 12 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di fatto: altezze d'acqua massime (m).**



**Figura 13 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di fatto: velocità massime (m/s) in basso.**

I livelli ottenuti nello stato di progetto differiscono di circa 80cm in corrispondenza del plinto di fondazione; inoltre, non si registrano variazioni di velocità significative (Figura 15).



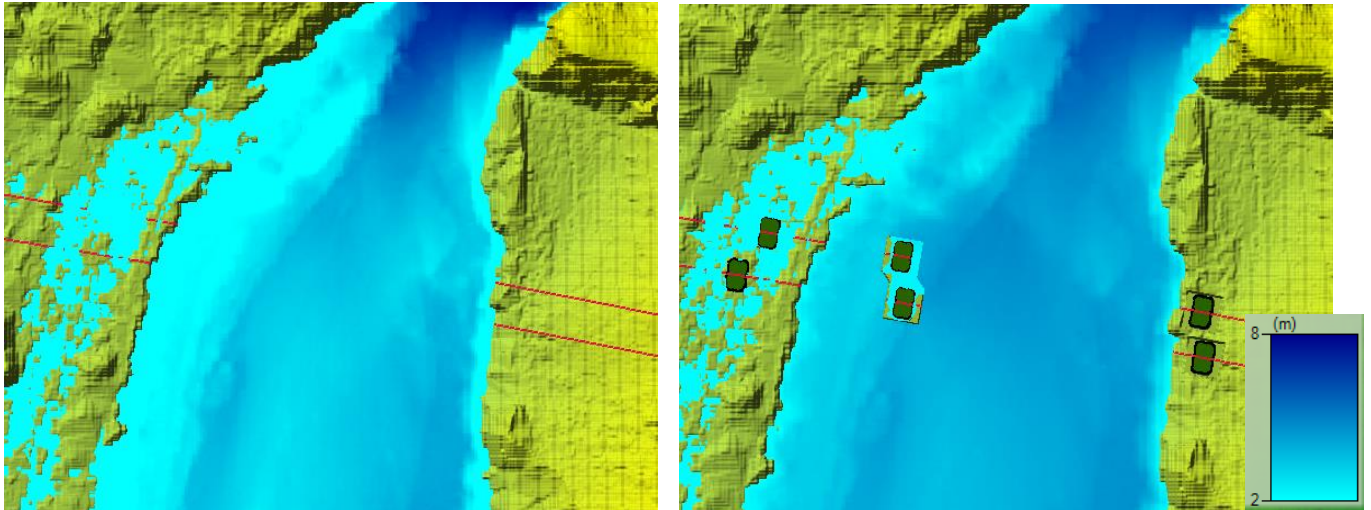


Figura 14 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto dei tiranti nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra).

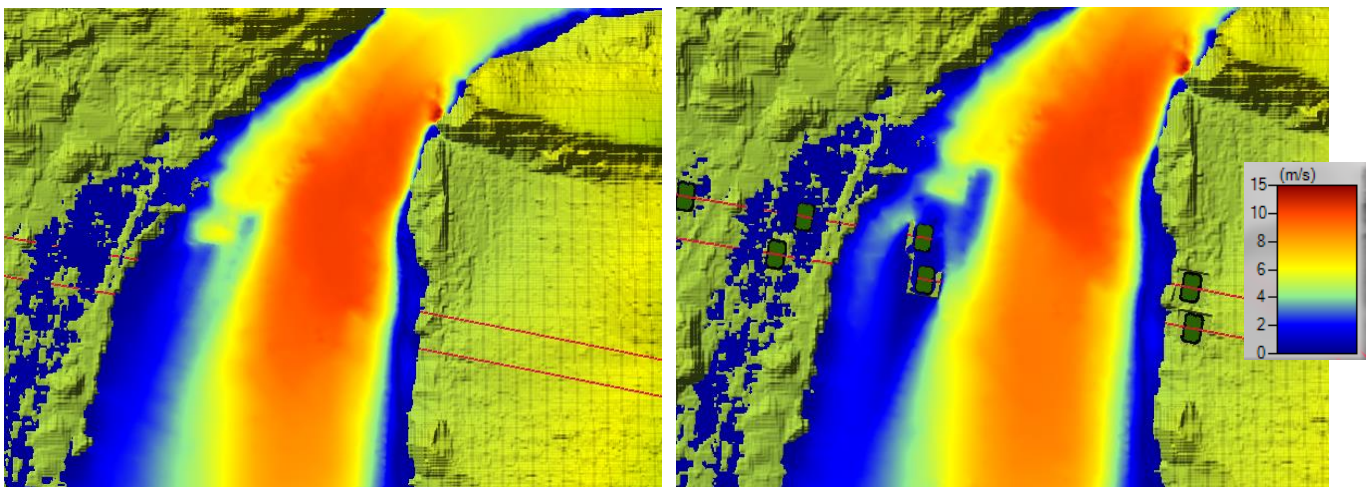
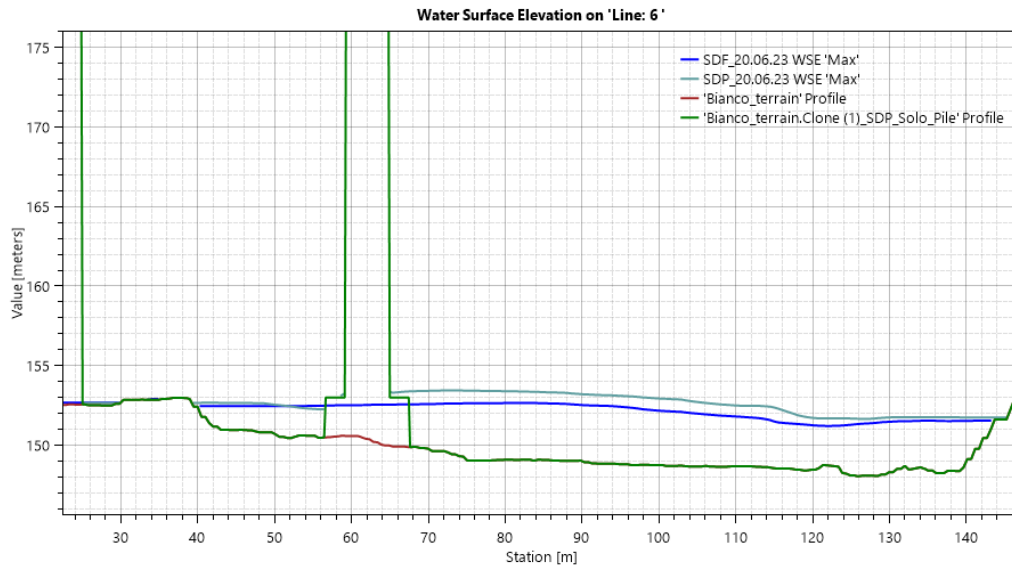
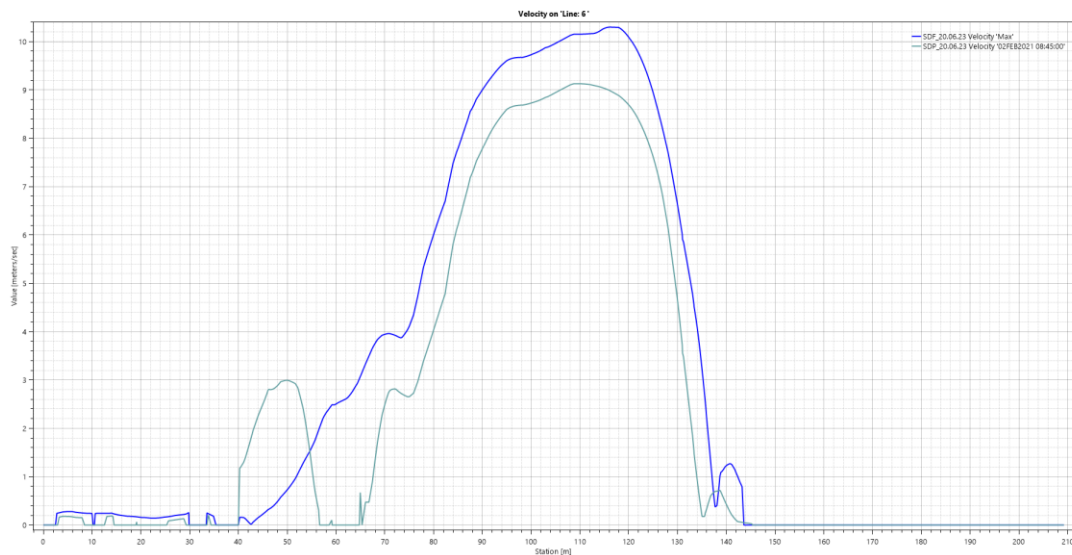


Figura 15 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto campo di velocità nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra).



**Figura 16 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto tiranti lungo la sezione del tracciato ferroviario nello stato di fatto e nello stato di progetto.**



**Figura 17 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni: confronto velocità lungo la sezione del tracciato ferroviario nello stato di fatto e nello stato di progetto.**

La seguente tabella riassume i livelli idrici ottenuti alla sezione fluviale in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Bianco nello stato di fatto e nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno, si tenga presente che i valori massimi sono calcolati in prossimità del plinto di fondazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

	Livelli idrici ante operam [m s.m.m.]	Livelli idrici post operam [m s.m.m.]
<b>TR200</b>	152.74	153.76

**Tabella 2 – Livelli idrici ottenuti in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell’attraversamento ferroviario sul Fiume Bianco nello stato di fatto e nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.**

#### **4.5 Modello numerico del fiume Tanagro**

Il fiume Tanagro non viene attraversato dall’opera ferroviaria in progetto; tuttavia, il tracciato ricade in area allagabile. Si è deciso pertanto di valutare, mediante modello idraulico bidimensionale, l’entità dei tiranti idrici che si verificano per portate di piena con tempo di ritorno duecentennale, ai fini della verifica del franco idraulico, e trentennale, al fine di disporre delle condizioni a contorno per i corsi d’acqua secondari che vengono attraversati dal tracciato ferroviario e risentono delle condizioni idrauliche del fiume Tanagro.

##### **4.5.1 Geometria di calcolo**

Le caratteristiche geometriche del dominio di calcolo sono riportate all’interno del modello idraulico tramite una rappresentazione semplificata del territorio ad elementi generalmente poligonali, nota come mesh. La mesh di calcolo è di tipo non strutturato, con celle ortogonali tra loro, in grado di riprodurre l’andamento piano altimetrico del territorio è riprodotto con un livello di accuratezza adeguato.

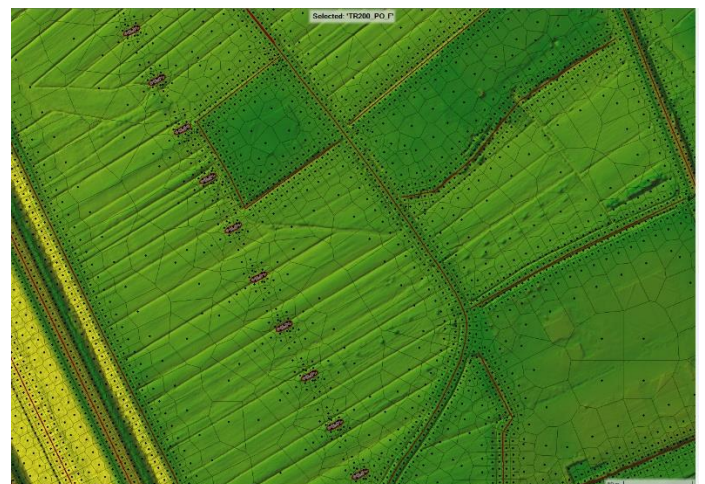
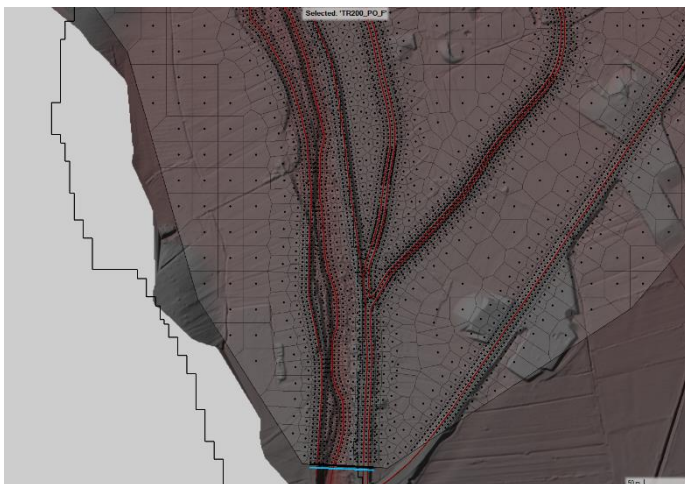
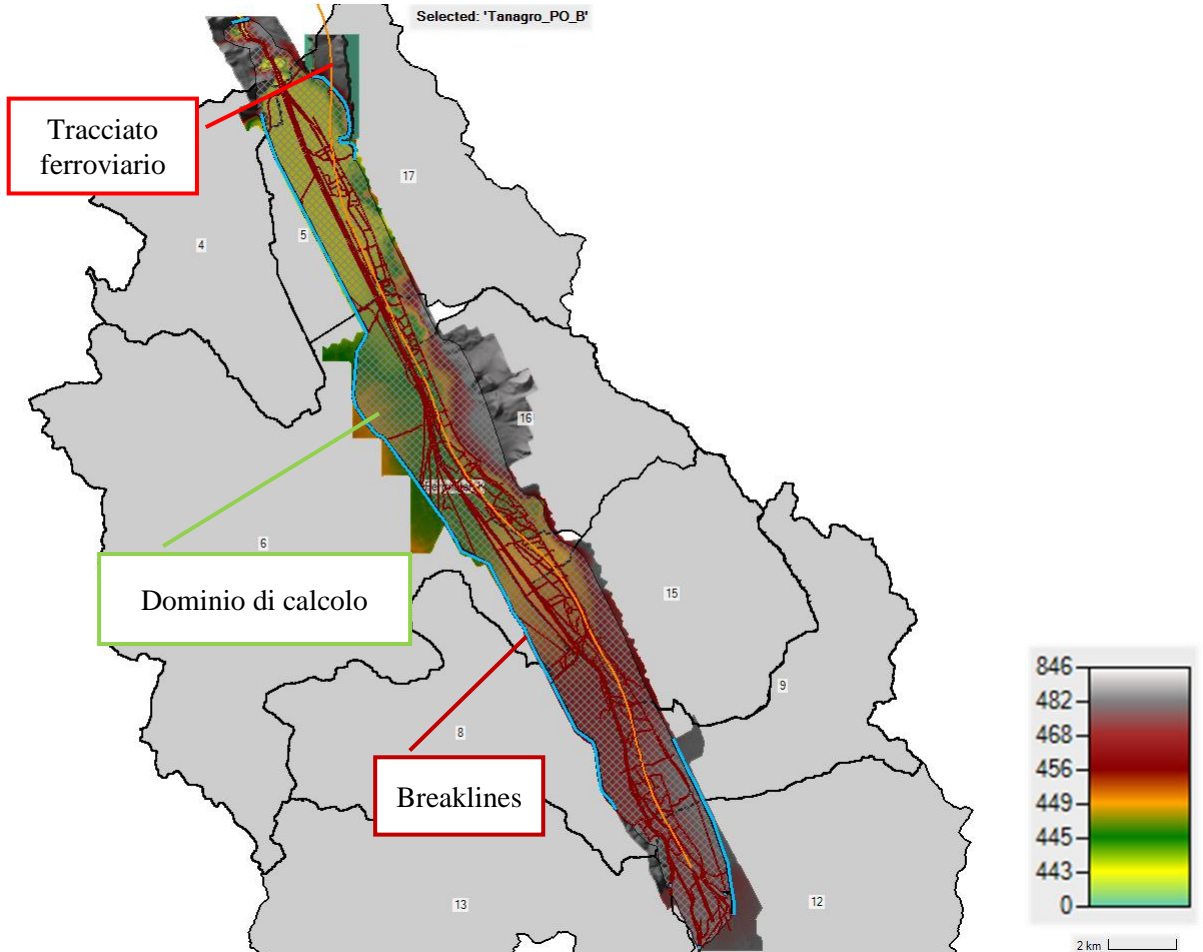
L’area di studio comprende il tratto della linea ferroviaria tra le pk 21+878 e pk 47+250.

La seguente immagine mostra l’estensione del dominio di calcolo. Nella stessa immagine sono visibili l’asse della linea ferroviaria (in rosso), le sezioni dove sono state inserite le condizioni al contorno e i bacini considerati nello studio idrologico. Complessivamente, l’area di calcolo comprende una superficie di circa 66 km<sup>2</sup> (403.962 celle di risoluzione 30 m infittite a 5 m in corrispondenza delle breaklines). All’interno del dominio di calcolo, il Fiume Tanagro si sviluppa per una lunghezza di circa 30 km.

L’andamento piano altimetrico del dominio di calcolo è basato sull’utilizzo LIDAR con cella 0.5m, la cui risoluzione è adeguata a rappresentarne le caratteristiche piano altimetriche delle aree indagate.

La creazione della mesh è stata sviluppata inserendo delle breaklines che descrivono aree con differenze di quota significative di cui tener conto, quali sommità di rilevati, sponde fluviali ecc.





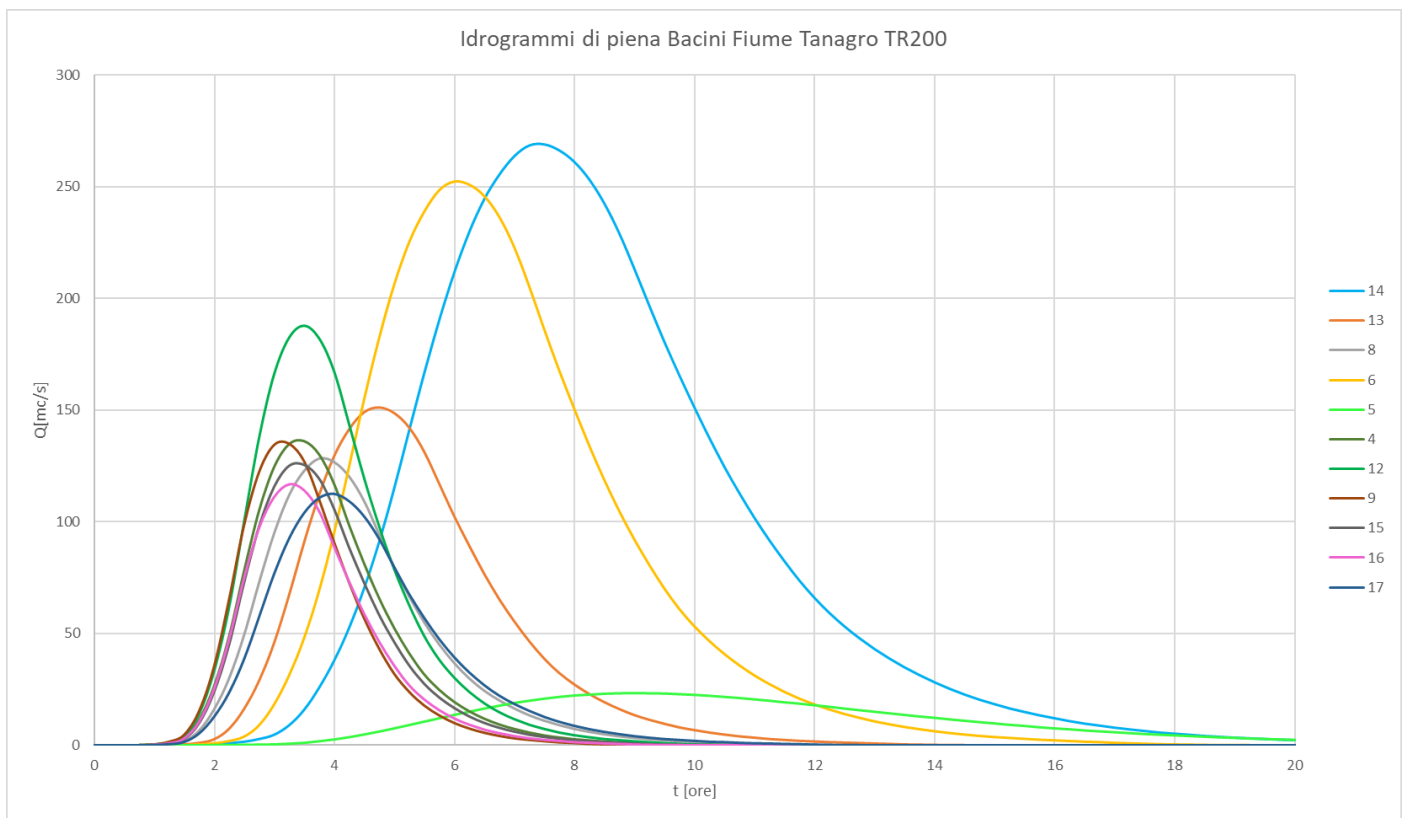
**Figura 18 – Modello idraulico fiume Tanagro: estensione e dettagli del dominio di calcolo.**



#### 4.5.2 Condizioni al contorno

Le condizioni a contorno introdotte nel modello di calcolo sono:

- gli idrogrammi di piena associati ad eventi con tempo di ritorno di 3 e 200 anni, calcolati mediante modello idrologico e tenuto conto della portata di riferimento indicata dal PSAI del Sele (Figura 19);
- la condizione di moto uniforme a valle.



**Figura 19 – Modello idraulico fiume Tanagro: idrogrammi di piena.**

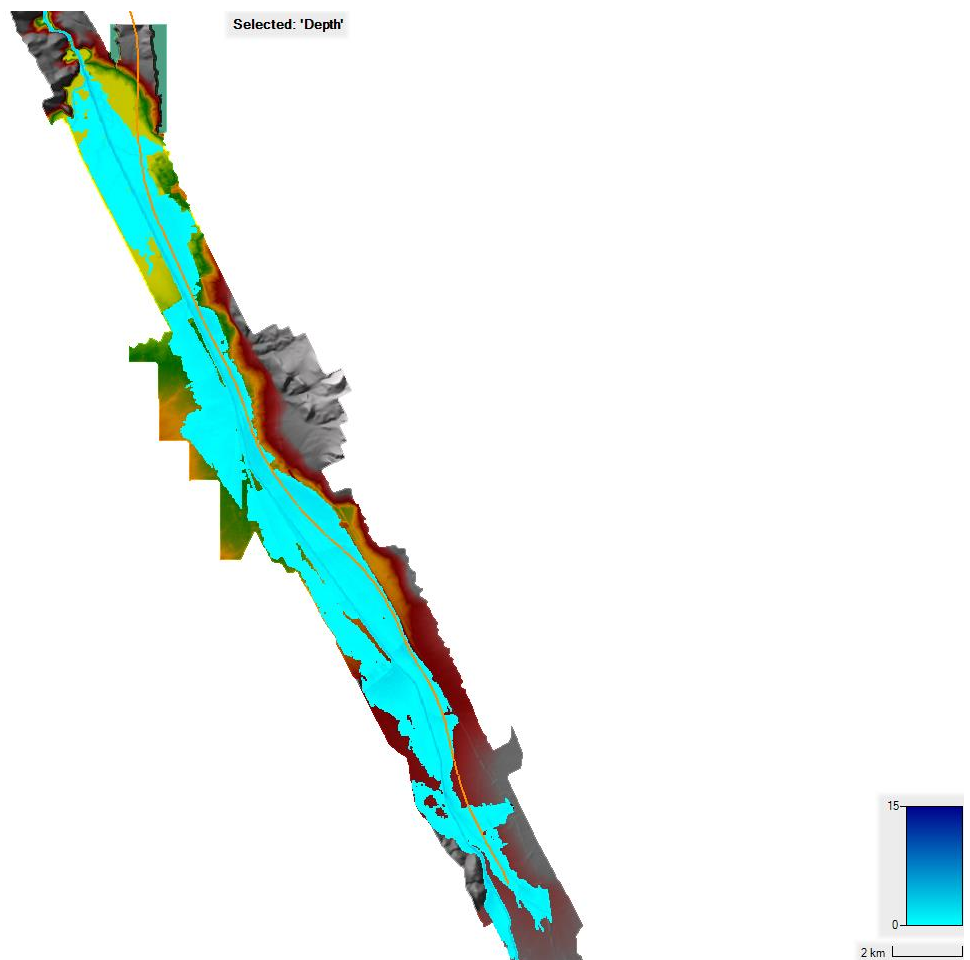
#### 4.5.3 Scabrezze

L'area in esame è caratterizzata da seminativi, edificato sparso, filari alberati discontinui, vegetazione erbacea ed arbustiva. Date le condizioni dell'area di studio e dei corsi d'acqua, con presenza di vegetazione anche in alveo, è stata assunta una scabrezza uniforme di 0.045 su tutto il dominio di calcolo.

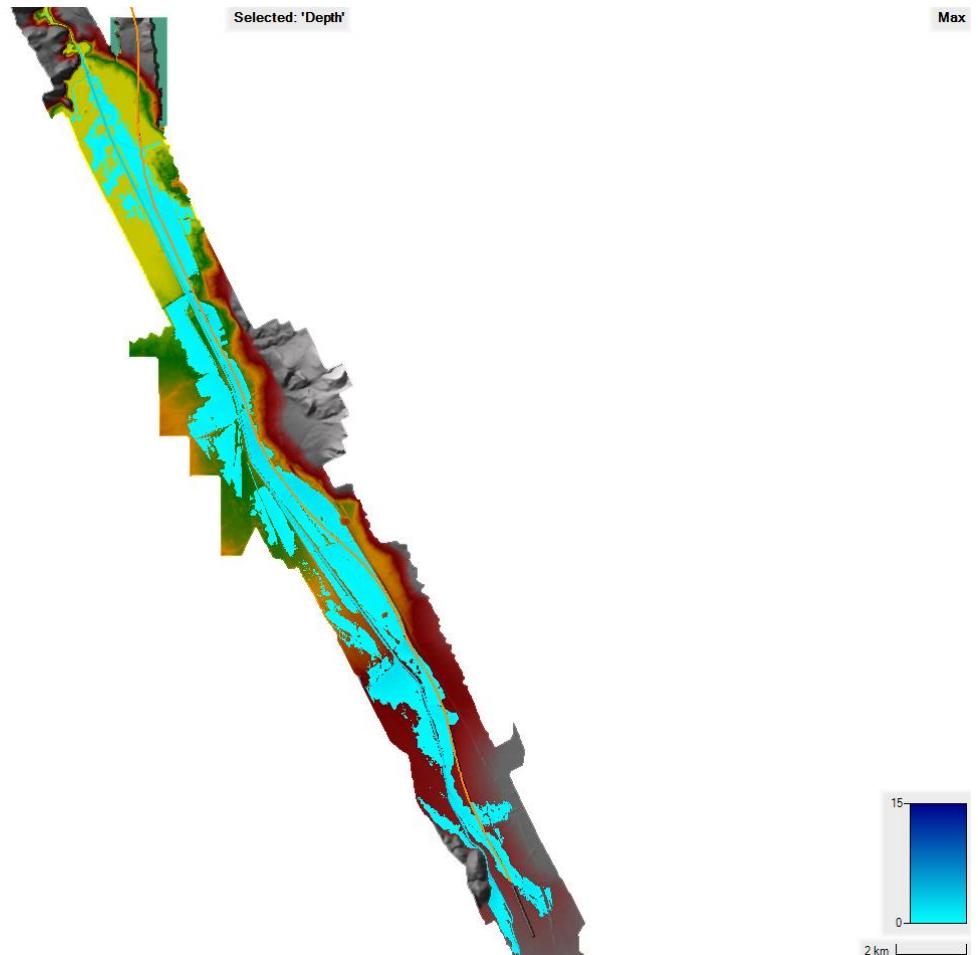
#### 4.5.4 Risultati delle simulazioni numeriche – fiume Tanagro

Le simulazioni numeriche hanno consentito di individuare i tiranti associati a TR200 lungo il Vallo di Diano, di cui tener conto per la verifica del franco idraulico del viadotto ferroviario e le condizioni a contorno di valle dei numerosi affluenti in destra idraulica interferiti dal tracciato ferroviario in progetto.

L'estensione delle aree allagate per diversi tempi di ritorno è riportata nella seguente immagine.



**Figura 20 – Modello idraulico fiume Tanagro: aree allagate nello stato di Fatto TR200 anni.**

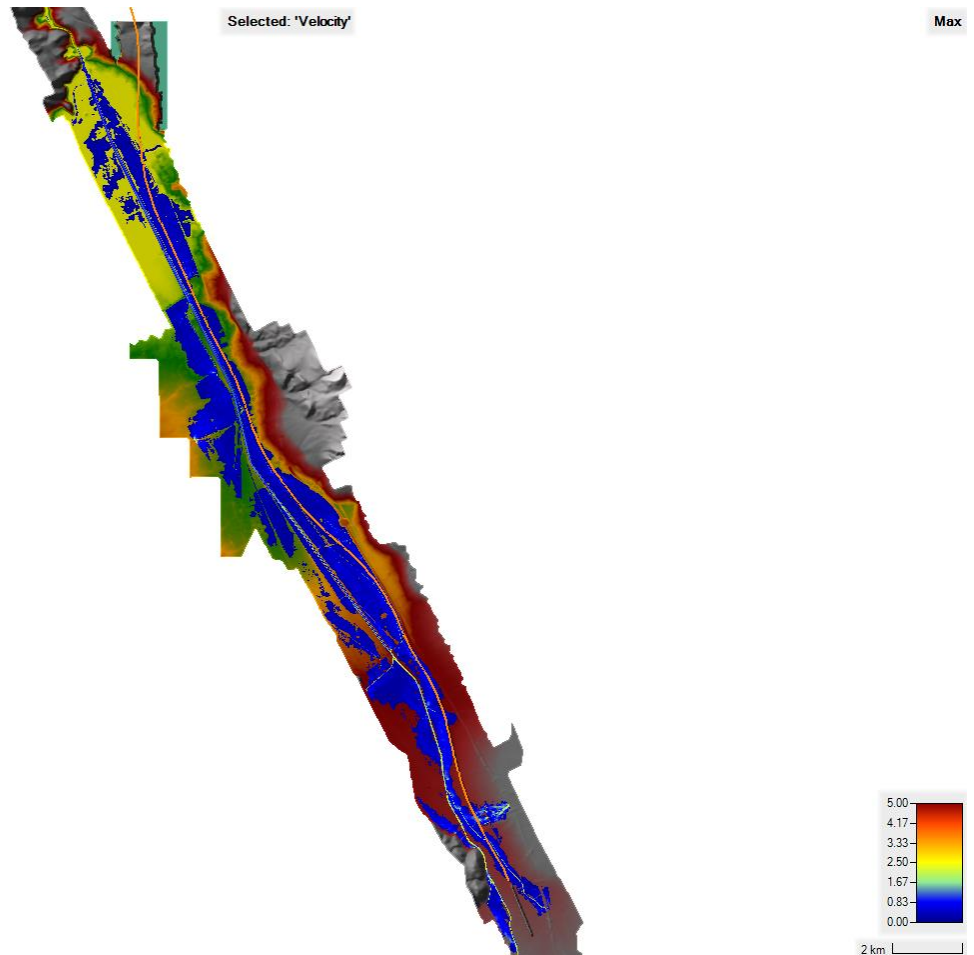


**Figura 21 – Modello idraulico fiume Tanagro: aree allagate nello stato di Progetto TR200 anni.**

Per l'evento duecentennale, in corrispondenza dell'opera ferroviaria, il massimo tirante idrico è dell'ordine di qualche decina di centimetri, con valori prossimi a 1 metro nella zona centrale del Vallo di Diano.

Le velocità di propagazione della piena risultano essere molto basse, data la conformazione morfologica della piana.

I risultati ottenuti sono stati utilizzati per identificare le condizioni a contorno delle verifiche idrauliche del reticolo secondario (effettuate con modelli monodimensionali) e per verificare la condizione post operam con riferimento alla piena duecentennale del Tanagro e valutare gli scalzamenti delle pile.



**Figura 22 – Modello idraulico fiume Bianco, TR200 anni stato di Progetto: velocità massime (m/s).**

Per quanto riguarda le differenze tra stato di fatto e di progetto, la simulazione dell'evento duecentennale non mostra differenze in termini di estensione delle aree allagabili rispetto allo stato di fatto, ma soltanto delle modeste variazioni localizzate dei tiranti dovute alla presenza delle pile e dei brevi tratti di rilevato ferroviari e stradali.

Si evidenzia che la propagazione del flusso avviene generalmente da sud verso nord, con velocità massime di propagazione basse sia nello stato di fatto che di progetto (mediamente pari a 0.3 m/s); in particolare, le variazioni di velocità indotte dalla presenza dell'opera possono essere considerate trascurabili.

Lungo l'intero tratto di opera in affiancamento al fiume Tanagro, i livelli nello stato di progetto sono compresi tra 0 e 2 m e rispettano abbondantemente il franco idraulico.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda agli elaborati grafici contenenti le planimetrie dei livelli idrici e delle velocità ante e post operam.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

## 4.6 Modello numerico dell'affluente Acqua dell'Imperatore

La verifica mediante modello monodimensionale del canale Acqua dell'Imperatore, affluente di destra del fiume Tanagro, ha restituito risultati non soddisfacenti circa la valutazione dei tiranti e delle aree allagabili nello stato di fatto: in particolare il corso d'acqua risulta insufficiente per le portate di riferimento ma dai risultati del modello monodimensionale non si è in grado di stabilire con chiarezza la necessità e convenienza di un'eventuale sistemazione del corso d'acqua (allargamento, rialzi arginali, ecc.). Si è pertanto deciso di implementare un modello idraulico bidimensionale per chiarire tali aspetti.

### 4.6.1 Geometria di calcolo

Le caratteristiche geometriche del dominio di calcolo sono riportate all'interno del modello idraulico tramite una rappresentazione semplificata del territorio ad elementi generalmente poligonali, nota come mesh. La mesh di calcolo è di tipo non strutturato, con celle ortogonali tra loro, in grado di riprodurre l'andamento piano altimetrico del territorio è riprodotto con un livello di accuratezza adeguato.

In Figura 23 si riporta l'estensione del dominio di calcolo. Nella stessa immagine sono visibili l'asse della linea ferroviaria (in rosso), le condizioni a contorno (in azzurro), le breaklines (in viola) inserite per ottimizzare la definizione della mesh di calcolo.

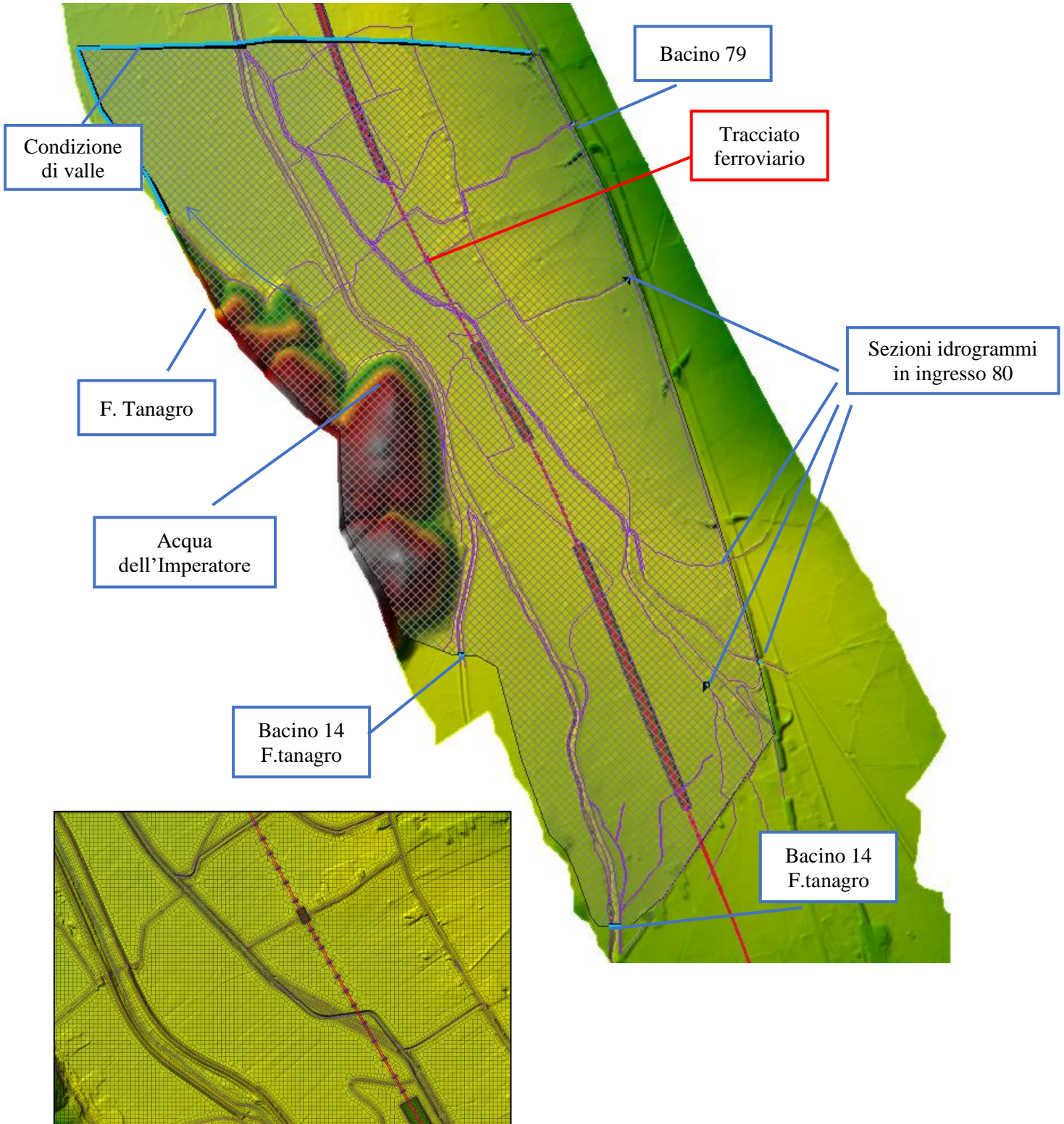
Il dominio di calcolo si estende su una superficie di circa 5.4 km<sup>2</sup> (249984 celle di risoluzione media 10x10). All'interno del dominio di calcolo, il reticolo idrografico indagato si sviluppa per una lunghezza di circa 5 km.

L'andamento piano altimetrico del dominio di calcolo è basato sull'utilizzo del DTM con cella 0.5m effettuato da Italferr (2021), la cui risoluzione è adeguata a rappresentarne le caratteristiche piano altimetriche delle aree indagate.

La creazione della mesh è stata sviluppata inserendo delle breaklines che descrivono aree con differenze di quota significative di cui tener conto, quali sommità di rilevati, sponde fluviali ecc.

La geometria di calcolo dello stato di progetto prevede l'inserimento delle pile del viadotto, che sono state introdotte come elementi poligonali all'interno del DTM e della mesh di calcolo.





**Figura 23 – Modello idraulico Acqua dell'Imperatore: estensione del dominio di calcolo.**

#### 4.6.2 Condizioni al contorno

Le condizioni a contorno introdotte nel modello di calcolo sono:

- gli idrogrammi di piena per TR200 anni, calcolati attraverso analisi idrologica e suddividendo il bacino 80 in 4 sottobacini (80A/B/C/D) e considerando anche il bacino 79, il cui corso d'acqua confluisce nel canale Acqua dell'Imperatore (Figura 24);
- la condizione di moto uniforme a valle.

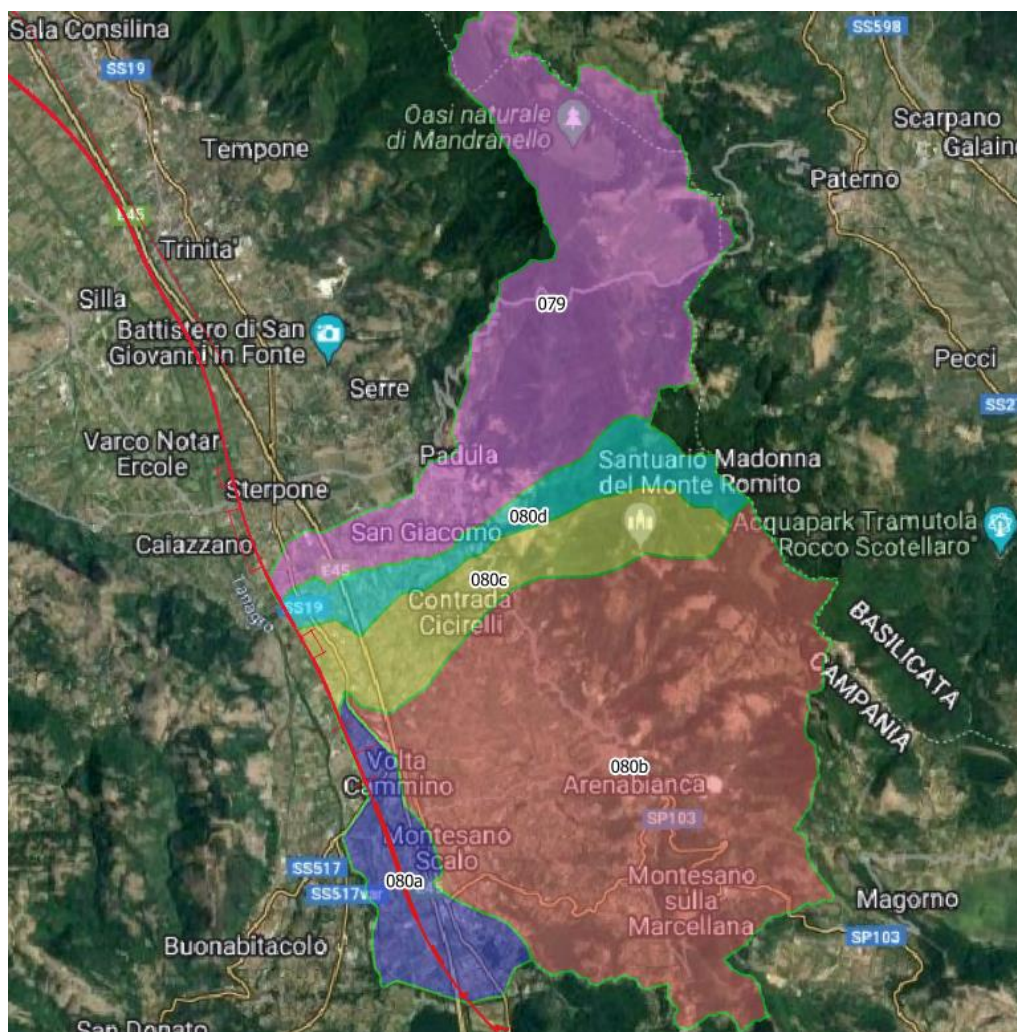
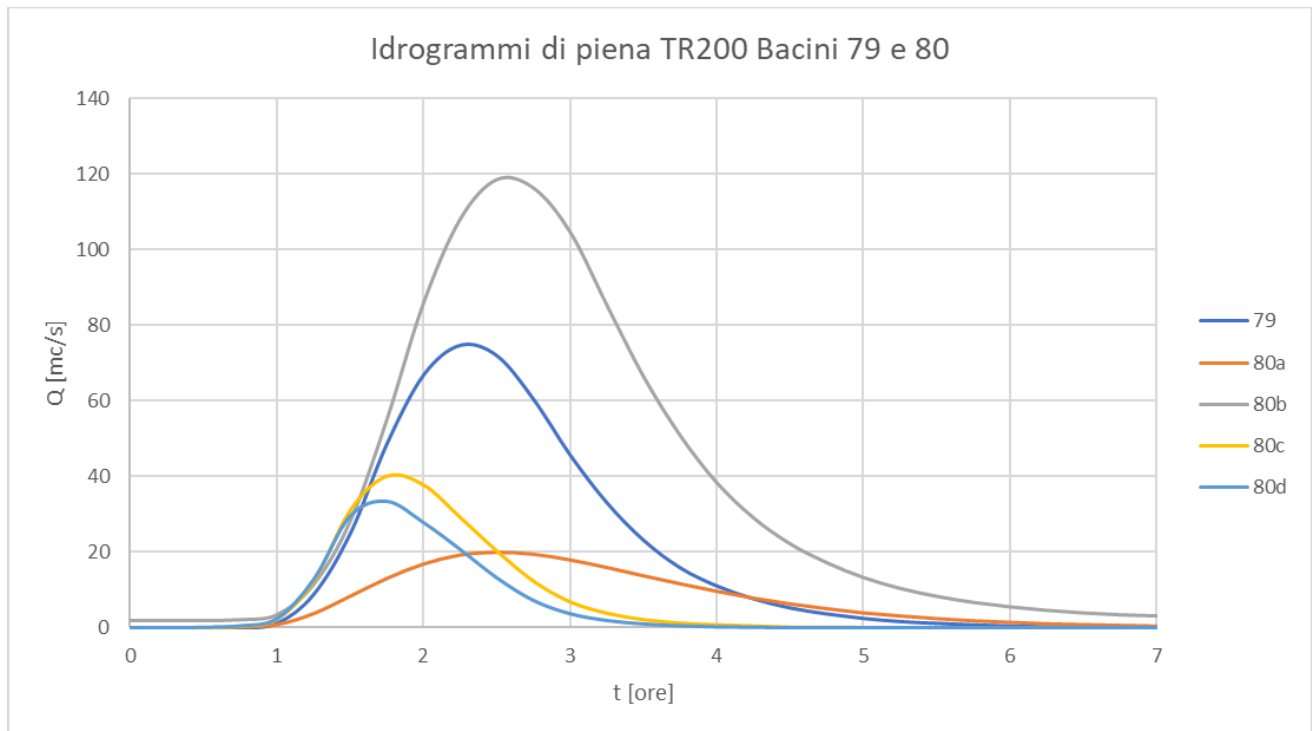


Figura 24 – Suddivisione dei bacini idrografici per la definizione degli idrogrammi di piena in ingresso al modello idraulico 2D.



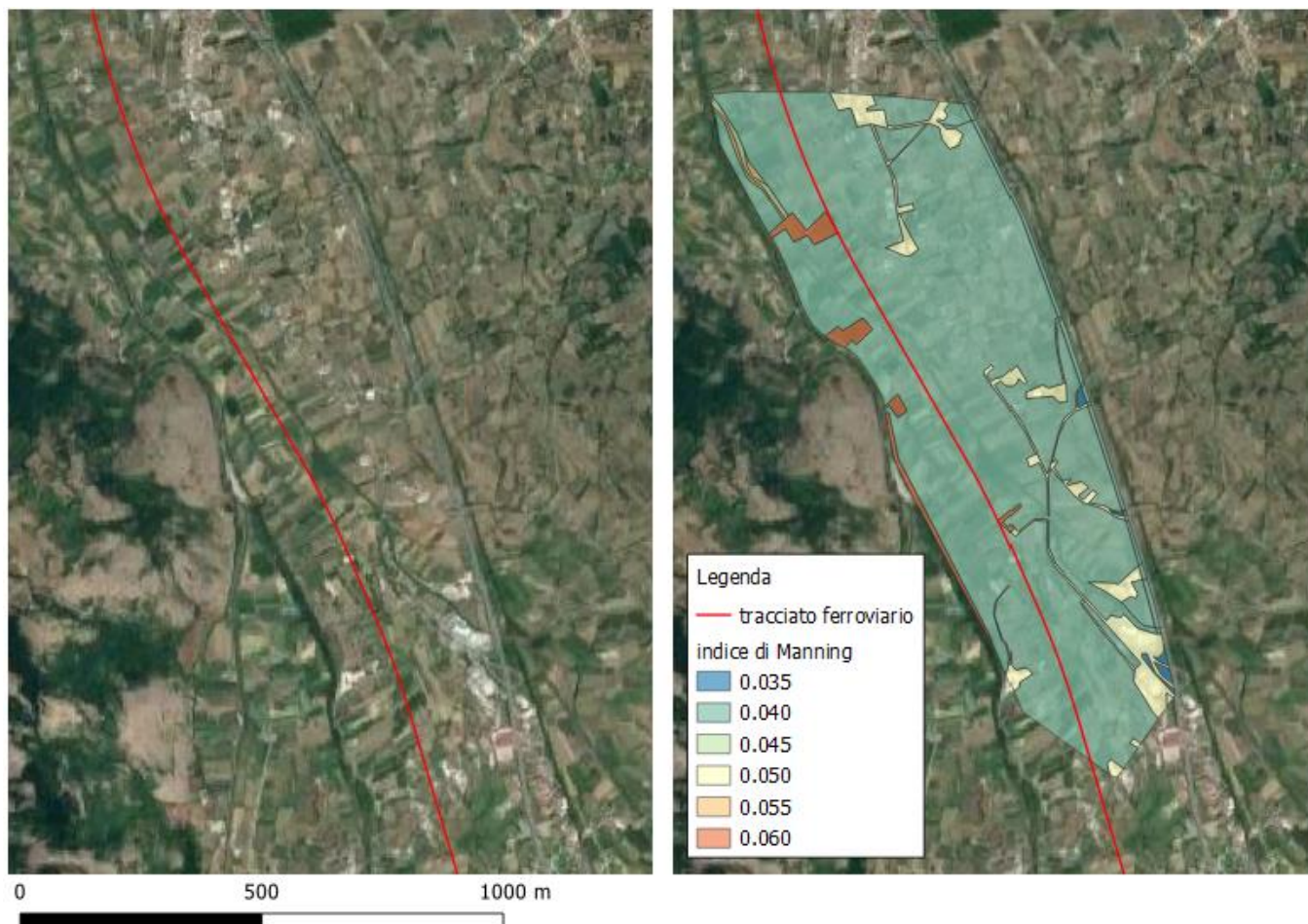


**Figura 25 – Modello idraulico Acqua dell’Imperatore (bacino 80 e bacino 79): idrogrammi di piena per TR200 anni.**

#### 4.6.3 Scabrezze

L’area in esame è caratterizzata da seminativi, edificato sparso, zone industriali e filari alberati discontinui.

La Figura 26Figura 11 riporta la mappa dell’indice di Manning digitalizzata sulla base dell’immagine satellitare dell’area di studio.



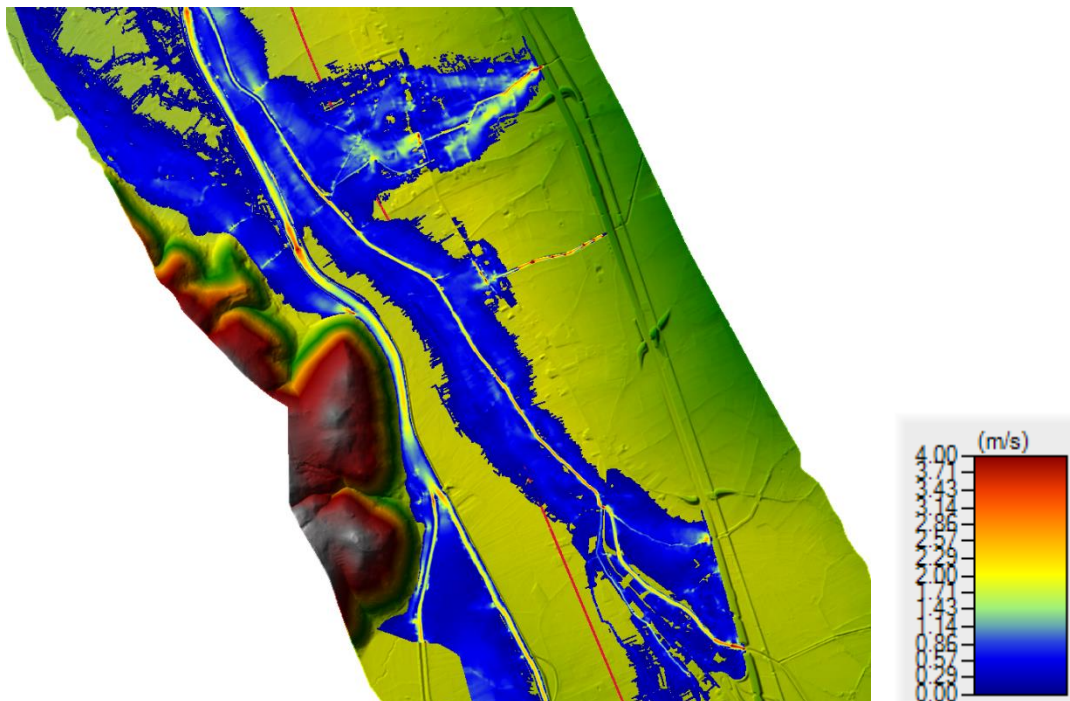
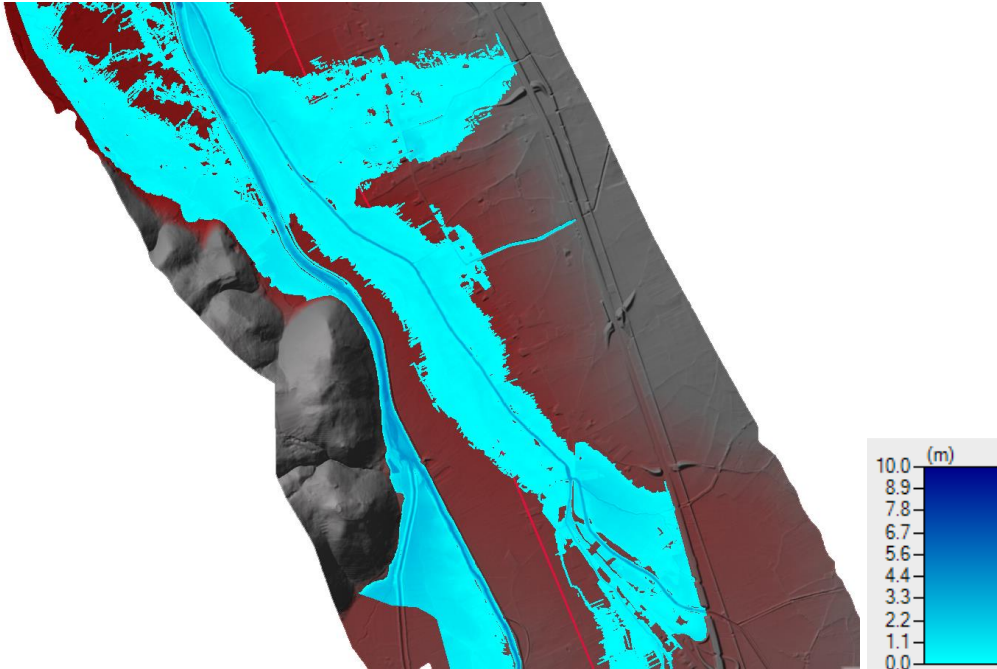
**Figura 26 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore: mappa dell'indice di Manning.**

#### **4.6.4 Risultati delle simulazioni numeriche – Acqua dell'Imperatore**

Le simulazioni numeriche hanno consentito di analizzare livelli e velocità di propagazione della piena duecentennale nel dominio di calcolo 2D, verificando la necessità di introdurre opere di adeguamento o protezione idraulica.

I corsi d'acqua esaminati risultano insufficienti al contenimento della piena duecentennale.

Lungo il tratto esaminato, gli allagamenti interessano parzialmente il tracciato ferroviario, dove si determinano tiranti massimi dell'ordine di qualche decina di cm, fino ad un massimo di 50 cm. Lungo il corso d'acqua in prossimità dell'attraversamento ferroviario si ha un tirante di 3.7 m e una velocità di 2.2 m/s in alveo. Lungo la piana allagata, le velocità sono molto contenute, inferiori a 1 m/s.



**Figura 27 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore, TR200 anni stato di fatto: altezze d'acqua massime (m) in alto, velocità massime (m/s) in basso.**



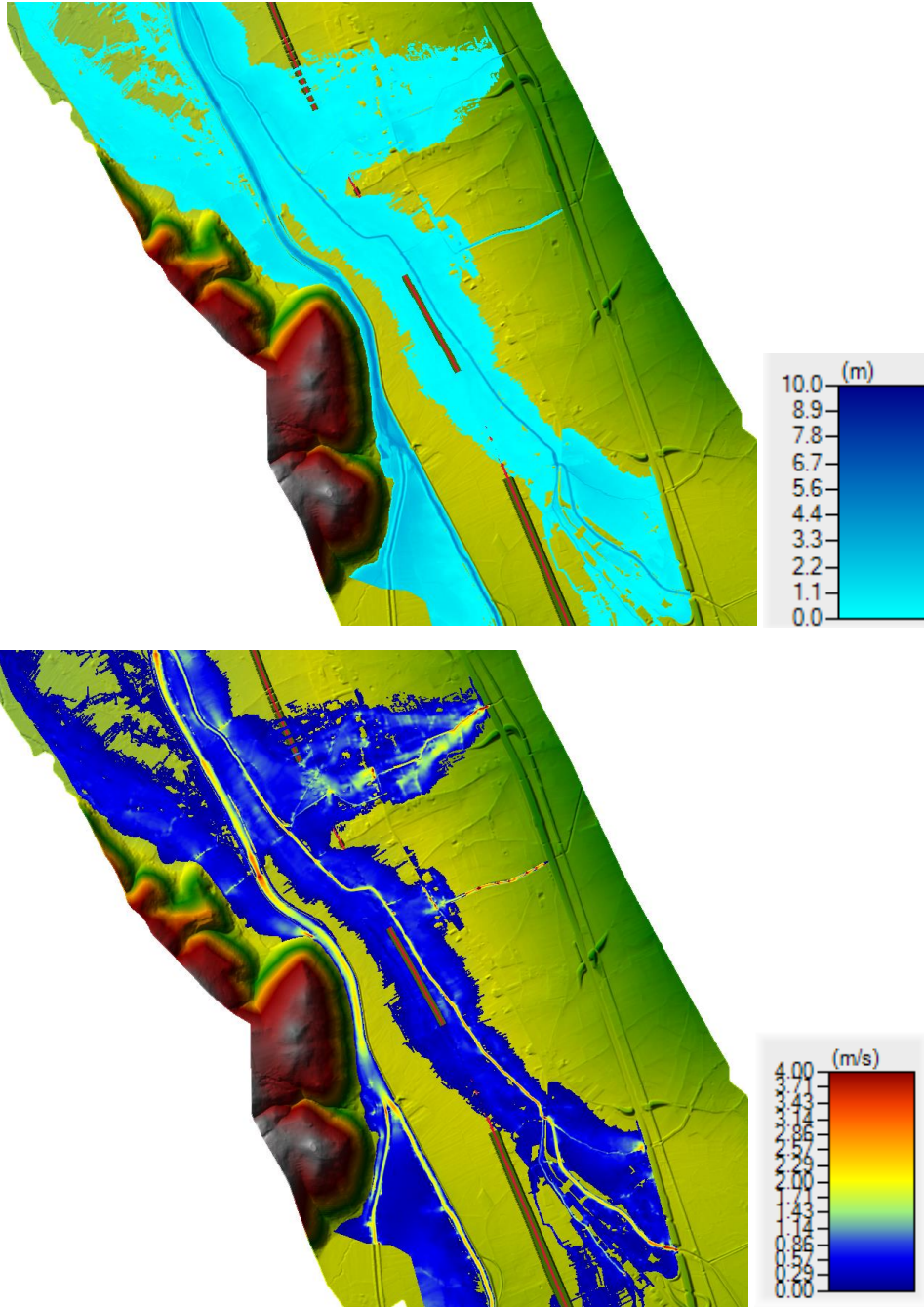
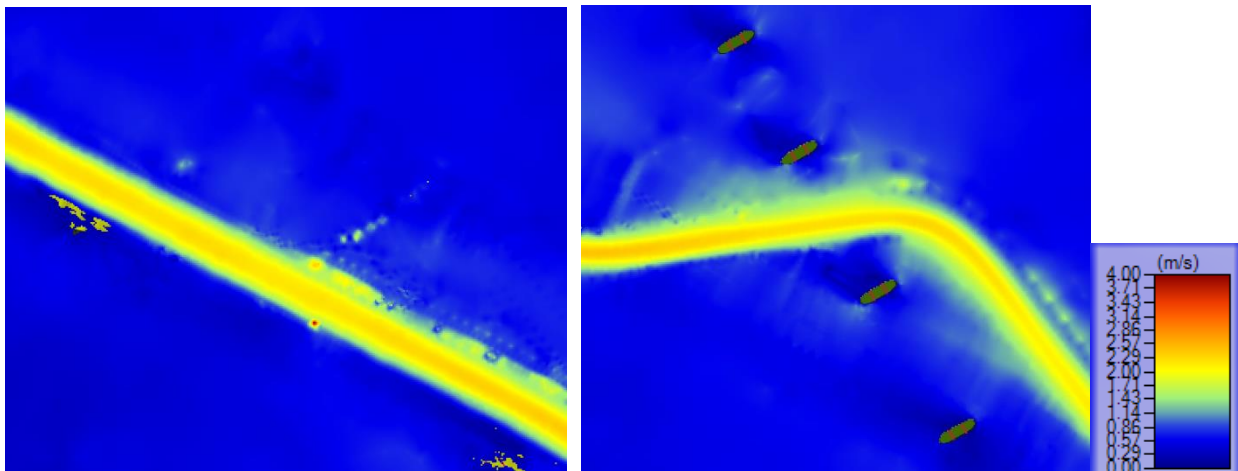


Figura 28 – Modello idraulico canale Acqua dell'Imperatore, TR200 anni stato di progetto: altezze d'acqua massime (m) in alto, velocità massime (m/s) in basso.

I risultati ottenuti in termini di livelli idrici nello stato di progetto differiscono di un valore non significativo e paragonabile ad effetti numerici (1-2 cm) in prossimità dell'attraversamento; anche il campo di velocità è del tutto paragonabile nello stato di progetto a quello dello stato di fatto: una lieve differenza localizzata si riscontra in prossimità della pila destra dell'attraversamento (Figura 29).



**Figura 29 – Modello idraulico Acqua dell'Imperatore, TR200 anni: confronto campo di velocità nello stato di fatto (a sinistra) e nello stato di progetto (a destra).**

La seguente Tabella 3 riassume i livelli idrici ottenuti in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario sul canale Acqua dell'Imperatore nello stato di fatto e nello stato di progetto per TR200.

	<b>Livelli idrici ante operam</b> <b>[m s.m.m.]</b>	<b>Livelli idrici post operam</b> <b>[m s.m.m.]</b>
<b>TR200</b>	468.4	468.7

**Tabella 3 – Livelli idrici ottenuti in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul canale Acqua dell'Imperatore nello stato di fatto e nello stato di progetto per TR200.**



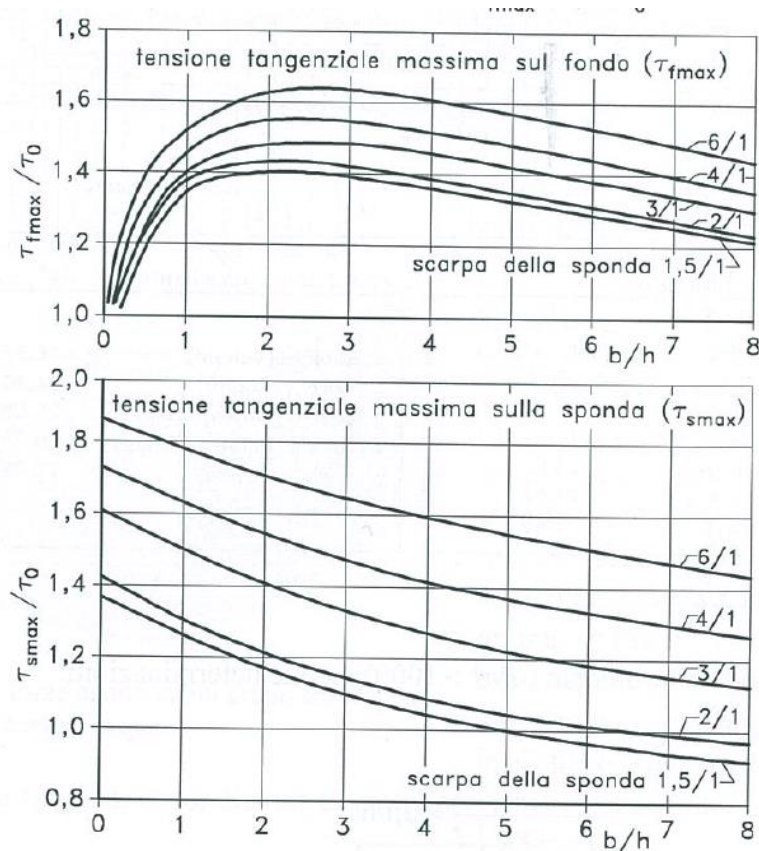
#### 4.6.5 Protezioni del fondo e delle sponde

Stante la presenza delle pile in prossimità del canale, è stato previsto di proteggere l'alveo e le sponde in prossimità dell'attraversamento mediante massi sciolti intasati con calcestruzzo.

Il diametro dei massi è stato scelto verificando che il rapporto tra la tensione tangenziale critica dei medesimi e la tensione tangenziale massima derivante dalle modellazioni monodimensionali fosse sempre superiore a 1. Nelle verifiche i massi sono stati considerati sciolti, operando in tal modo in favore di sicurezza.

La distribuzione delle tensioni tangenziali è strettamente legata alla forma della sezione. Infatti, è prossima a quella media solo quando la sezione è larga rispetto al tirante idrico e approssimativamente rettangolare.

Il valore della tensione tangenziale massima sul fondo e sulle sponde, in una sezione, può essere ottenuto applicando al valore medio i fattori correttivi ricavati dagli abachi sperimentali di Figura 30, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico ( $b/h$ ) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per l'alveo in oggetto, avente sezione trapezoidale con un rapporto  $b/h$  minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde applicando i parametri correttivi indicati.



**Figura 30 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.**

Il calcolo della tensione critica è stato effettuato utilizzando il criterio di Shields, ossia:

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d$$

Con:

- $\gamma_s$  peso specifico dei massi
- $\gamma_w$  peso specifico dell'acqua
- d diametro del masso

La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, ossia applicando un fattore correttivo pari a:

$$\frac{\tau_{cr}(\alpha)}{\tau_{cr}(0)} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}$$

Dove:

- $\tau_{cr}(\alpha)$  è la tensione tangenziale critica sulla sponda
- $\tau_{cr}(0)$  è la tensione tangenziale critica sul fondo
- $\alpha$  l'angolo di inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale assunto pari a  $32^\circ$
- $\varphi$  l'angolo d'attrito dei massi, assunto pari a  $45^\circ$

assumendo un peso specifico dei massi pari a  $26000 \text{ N/m}^3$  ed un peso specifico dell'acqua pari a  $9810 \text{ N/m}^3$ .

Tra il terreno naturale e i massi è prevista la posa di un geotessuto di massa non inferiore ai  $400 \text{ gr/m}^2$ , prevedendo uno strato di allettamento in sabbia al fine di non danneggiarlo durante le operazioni di posa.

La tabella seguente riporta i dati idraulici ed i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente). Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 30 cm per un tratto di circa 50 m.

Dati idraulici	Raggio idraulico			Tensione tangenziale media		Velocità media		tirante	
	$R_H$ [m]			$T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]		$V$ [m/s]		$h$ [m]	
	1.15			25.5		1.65		3.3	
Risultati	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
	0.3	1.4	1.2	35.7	30.6	291.42	168	8.16	5.50

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

#### 4.7 Determinazione dello scavo localizzato per le pile

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile dei ponti, necessario a definire la quota di imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità. Di conseguenza, per poter ottenere delle stime il più verosimili possibili, nel presente studio sono state utilizzate più metodologie di calcolo, di seguito riportate.

##### 4.7.1 HEC 18 - CSU

L'equazione HEC-18 riportata nella monografia “*Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition*” edita dalla Federal Highway Administration è basata sull'equazione CSU ed è raccomandata sia in presenza che in assenza di trasporto solido. L'equazione, di seguito riportata, calcola la massima profondità di scavo per pile semplici in canali con fondo sabbioso.

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

Dove:

$K_1$  fattore correttivo legato alla forma della pila;

$K_2$  fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente;

$K_3$  fattore correttivo legato alle condizioni del fondo;

$a$  larghezza della pila [m];

$y_1$  profondità della corrente subito a monte della pila [m];

$Fr_1$  numero di Froude in corrispondenza della pila.

Per pile allineate con la corrente esistono delle limitazioni nella profondità di erosione ricavate sperimentalmente:

$$y_s \leq 2.4 \cdot a \quad \text{se } Fr_1 \leq 0.80;$$

$$y_s \leq 3 \cdot a \quad \text{se } Fr_1 \geq 0.80;$$

Le tabelle seguenti riportano invece i fattori correttivi  $K_1$  e  $K_3$ :

Forma della pila	$K_1$
Squadrata	1.10
Arrotondata	1.00
Circolare	1.00

Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

**Tabella 4: Coefficiente correttivo  $K_1$ .**

Configurazione fondo alveo	Altezza dune (m)	$K_3$
Clear – water	-	1.10
Piatto	-	1.10
Piccole dune	$0.60 \leq H < 3.00$	1.10
Dune medie	$3.00 \leq H < 9.00$	$1.10 \div 1.20$
Dune grandi	$H \geq 9.00$	1.30

**Tabella 5: Coefficiente correttivo  $K_3$ .**

Il coefficiente  $K_2$  è stimato attraverso l'espressione seguente:

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

dove L è la lunghezza della pila in direzione della corrente e  $\theta$  angolo di attacco della corrente.

Se  $\frac{L}{a} > 12$  il rapporto assume il valore massimo pari a 12.

Nel caso di “pile tozze” con basse profondità della corrente tale relazione può essere utilizzata introducendo un fattore correttivo inferiore all'unità.

Infatti l'applicazione delle formule usuali a casi con tiranti comparabili con la larghezza della pila fornirebbero risultati eccessivi, rispetto a quanto riscontrato nella realtà.

L'applicazione di tali fattori è vincolata al soddisfacimento delle seguenti condizioni:

- Il rapporto tra la profondità della corrente e la larghezza della pila deve essere inferiore a 0.8 ( $y/a < 0.8$ );
- Il rapporto tra la larghezza della pila e il diametro medio dei sedimenti è maggiore di 50 ( $a/d_{50} > 50$ );
- Il numero di Froude è inferiore a 1.

Il fattore correttivo da applicare all'equazione precedente può essere calcolato nel modo seguente:

$$K_w = 2.58 \cdot \left( \frac{y}{a} \right)^{0.34} \cdot F_{r1}^{0.65} \text{ per } V/Vc < 1$$



$$K_w = 1.0 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.13} \cdot F_{r1}^{0.25} \text{ per } V/V_c > 1$$

Dove  $V_c$  è la velocità critica di incipiente di movimento dei sedimenti.

#### 4.7.2 FDOT (Florida Department Of Transportation)

L'equazione FDOT è anch'essa citata nella monografia "Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition". Come suggerito dalla monografia HEC18, la formulazione FDOT può essere considerata un'alternativa al metodo CSU, in particolar modo per le "pile tozze" con bassi tiranti e materiale fine al fondo. Tale approccio è del tutto confrontabile, anzi, sovrapponibile con l'equazione di Sheppard-Melville.

La profondità di scalzamento attesa può essere valutata come:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{y_s}{a^*} = 2.5f_1f_2f_3 \quad \text{for } 0.4 < \frac{V_1}{V_c} < 1.0 \\ \frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[ 2.2 \left( \frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) + 2.5f_3 \left( \frac{\frac{V_{1p}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{for } 1 < \frac{V_1}{V_c} < \frac{V_{1p}}{V_c} \\ \frac{y_s}{a^*} = 2.2f_1 \quad \text{for } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{1p}}{V_c} \end{array} \right.$$

con

$$V_{1p} = \max(V_{1p1}; V_{1p2})$$

$$V_{1p1} = 5V_c; \quad V_{1p2} = 0.6\sqrt{gy_1}$$

Dove:  $y_s$  è la profondità di scavo,  $a^*$  è il diametro effettivo della pila,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $V_1$  è la velocità della corrente in approccio alla pila,  $y_1$  è il tirante,  $V_c$  è la velocità critica di incipiente di movimento dei sedimenti.

Inoltre

$$f_1 = \tanh \left[ \left( \frac{y_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$$

$$f_2 = \left\{ 1 - 1.2 \left[ \ln \left( \frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$$

$$f_3 = \left[ \frac{\left( \frac{a^*}{d_{50}} \right)}{0.4 \left( \frac{a^*}{d_{50}} \right)^{1.2} + 10.6 \left( \frac{a^*}{d_{50}} \right)^{-0.13}} \right]$$


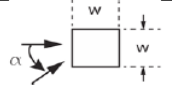
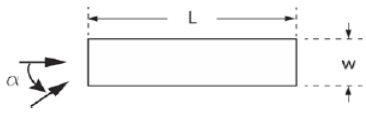
$$a^* = K_s a_p$$

Dove  $K_s$  è il fattore di forma e  $a_p$  è la larghezza proiettata della pila, calcolata come:

$$a_p = a \cdot \cos\theta + L \cdot \sin\theta$$

$a$  e  $L$  rispettivamente larghezza e profondità della pila,  $\theta$  angolo di attacco della corrente,  $d_{50}$  è il diametro mediano dei sedimenti.

Per il calcolo di  $K_s$  si è fatto riferimento alle seguenti specifiche:

Structure Shape (Plan View)	Shape Coefficient, $K_s$
General Constraints $10.0 \geq \left(\frac{w}{L}\right) \geq 0.1$ ; $0 \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$	If $\left(\frac{w}{L}\right) < 0.1$ set $\left(\frac{w}{L}\right) = 0.1$ ; If $\left(\frac{w}{L}\right) > 10.0$ set $\left(\frac{w}{L}\right) = 10.0$
	$K_s = 1.0$
	$K_s = 0.9 + 1.21 \left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right)^4$
	$0 \leq \alpha \leq (\pi/4)$ $K_s = 0.9 + (2.63K_1 - 2.37) \left[ \left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right)^4 - 0.38 \right]$ $K_1 = 1.23 + 0.13 \left(\frac{w}{L}\right)^{0.3}$ $(\pi/4) < \alpha \leq (\pi/2)$ $K_s = 0.9 + (2.63K_2 - 2.37) \left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right)^4$ $K_1 = 1.23 + 0.13 \left[ \frac{1}{\left(\frac{w}{L}\right)} \right]^{0.3}$

**Tabella 6: Coefficiente correttivo  $K_s$ .**

#### 4.7.3 Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo

##### Calcolo della velocità critica

La velocità critica di incipiente di movimento dei sedimenti può essere calcolata con differenti equazioni che ben approssimano quanto riscontrato nelle prove sperimentali in canaletta. Si è scelto di adottare una formula di carattere generale, proposta da Soulsby nel 1997.

$$V_c = 5.75 \left[ \text{LOG} \left( \frac{12h}{6D_{50}} \right) \right] [\theta_c (s - 1) g D_{50}]^{0.5}$$

$$\theta_c = \frac{0.3}{1 + 1.2 D_*} + 0.055[1 - \exp(-0.02D_*)]$$

$$D_* = D_{50}[(s - 1)g/\nu^2]^{1/3}$$

dove  $h$  è il tirante idrico,  $D_{50}$  è il diametro medio dei sedimenti,  $\theta_c$  è il coefficiente di Shields calcolato alla condizione di inizio di movimento,  $s$  è il rapporto la densità dei sedimenti è quella dell'acqua,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\nu$  è la viscosità cinematica dell'acqua.

Calcolo dello scalzamento nel caso di plinto di fondazione scoperto – Pila equivalente

Le equazioni sopra proposte, CSU e FDOT, legano la profondità di scavo con la larghezza della pila. Nel presente elaborato si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente, nel caso in cui lo scavo non scoprisse il plinto di fondazione, la larghezza equivalente deriva da quella della pila di progetto. Con profondità di scavo tali da scoprire il plinto, la larghezza equivalente considera anche le dimensioni del plinto. La larghezza equivalente viene calcolata secondo l'approccio proposto da Melville e Raudkivi (1996), schematizzato in Figura 31.

Nel caso di due pile accostate, il valore di  $Y$  (ricoprimento del plinto), è assunto pari al minimo dei due ricoprimenti.

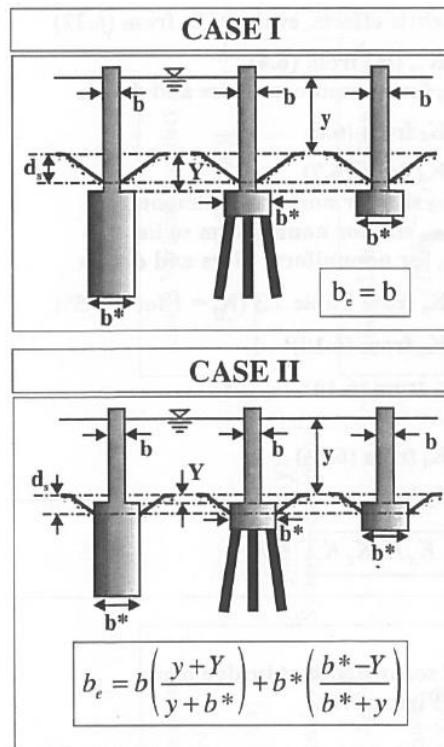


Figura 31: Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996).

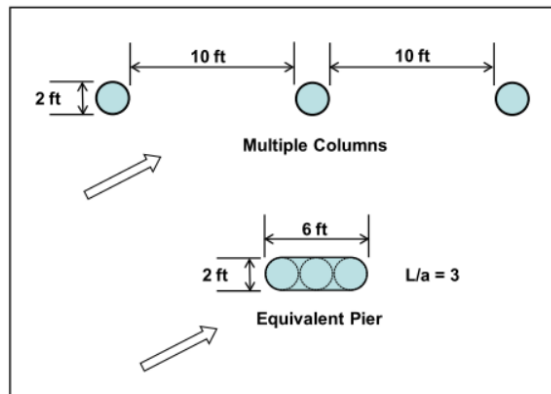
Calcolo dello scalzamento per pile e plinti affiancati

Nel caso di più pile inclinate rispetto alla direzione della corrente (Figura 32), la profondità di scavo dipende dalla distanza tra le pile. Come riportato nel manuale HEC-18 (Evaluating Scour at Bridges-5th edition) nel caso di pile cilindriche la cui spaziatura è inferiore a 5 volte il diametro del singolo elemento, il calcolo della profondità di scavo va eseguito considerando le dimensioni di una “pile equivalente” ottenuta accostando idealmente le pile (Figura 32).

Il metodo CSU può essere applicato con due modalità equivalenti:

1. Definita la pila equivalente calcolo il coefficiente  $K_2$  considerando l'angolo di incidenza tra l'asse longitudinale della pila composta e la direzione del flusso principale (Figura 32);
2. Proietto su piano ortogonale alla corrente i contorni della pila composta, quantificando la larghezza della pila. Diversamente dall'approccio precedente il coefficiente  $K_2$  è posto pari a 1.

Poiché anche la pila composta presenta le estremità circolari, allora  $K_1=1$ .



**Figura 32: Più pile affiancati ed inclinate rispetto alla corrente (da HEC18 – Evaluating Scour at Bridges-5th edition).**

HEC 18 – COMPLEX PIERS

Il metodo delle “complex piers” proposto dalla FHWA e riportato in HEC18 si dedica alla trattazione dello scavo localizzato in condizioni di fondazione complesse. Nello specifico, l'equazione proposta esprime lo scavo totale in funzione dei tre contributi che descrivono la complessità della pila: pier stem, pile cap e pile group.



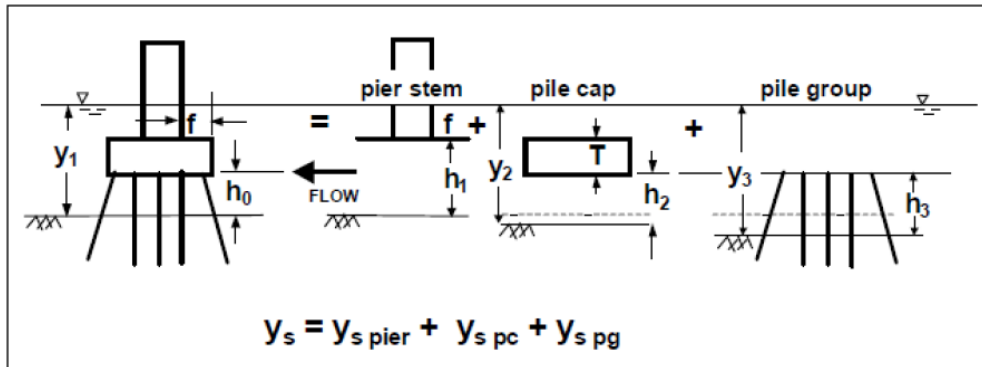


Figura 33 – Definition sketch for scour components for a complex pier, FHWA HEC 18, Figure 7.5.

$$\frac{y_{s \text{ pier}}}{y_1} = K_{h \text{ pier}} \left[ 2.0K_1K_2K_3 \left( \frac{a_{\text{pier}}}{y_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.43} \right] \quad (\text{HEC 18, Equation 7.23 - pier stem scour component})$$

$$\frac{y_{s \text{ pc}}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_w \left( \frac{a_{\text{pc}}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43} \quad (\text{HEC 18, Equation 7.24) - case 1, pile cap in flow field})$$

$$\frac{y_{s \text{ pc}}}{y_f} = 2.0K_1K_2K_3K_w \left( \frac{a_{\text{pc}}}{y_f} \right)^{0.65} \left( \frac{V_f}{\sqrt{g y_f}} \right)^{0.43} \quad (\text{HEC 18, Equation 7.26 - case 2, pile cap on or below bed})$$

$$\frac{y_{s \text{ pg}}}{y_3} = K_{h \text{ pg}} \left[ 2.0K_1K_3 \left( \frac{a_{\text{pg}}^*}{y_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \right)^{0.43} \right] \quad (\text{HEC 18, Equation 7.31 - scour for a pile group})$$

Figura 34 –Equazioni secondo la FHWA HEC 18.

Le principali variabili utilizzate nelle formule sono riportate nella seguente figura:

- f = Distance between front edge of pile cap or footing and pier, ft (m)
- h<sub>o</sub> = Height of the pile cap above bed at beginning of computation, ft (m)
- h<sub>1</sub> = h<sub>o</sub> + T = height of the pier stem above the bed before scour, ft (m)
- h<sub>2</sub> = h<sub>o</sub> + y<sub>s pier</sub>/2 = height of pile cap after pier stem scour component has been computed, ft (m)
- h<sub>3</sub> = h<sub>o</sub> + y<sub>s pier</sub>/2 + y<sub>s pc</sub>/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<sub>1</sub> = Approach flow depth at the beginning of computations, ft (m)
- y<sub>2</sub> = y<sub>1</sub> + y<sub>s pier</sub>/2 = adjusted flow depth for pile cap computations ft (m)
- y<sub>3</sub> = y<sub>1</sub> + y<sub>s pier</sub>/2 + y<sub>s pc</sub>/2 = adjusted flow depth for pile group computations, ft (m)
- V<sub>1</sub> = Approach velocity used at the beginning of computations, ft/sec (m/sec)
- V<sub>2</sub> = V<sub>1</sub>(y<sub>1</sub>/y<sub>2</sub>) = adjusted velocity for pile cap computations, ft/sec (m/sec)
- V<sub>3</sub> = V<sub>1</sub>(y<sub>1</sub>/y<sub>3</sub>) = adjusted velocity for pile group computations, ft/sec (m/sec)

Figura 35 –Principali variabili secondo la FHWA HEC 18.

### Limiti nell'uso del metodo FDOT

Secondo gli studi condotti da Sheppard et al. (2013), riguardanti il confronto tra i valori di scalzamento osservati in laboratorio e in sito e quelli valutati secondo le più comuni ed utilizzate formule per il calcolo dello scalzamento (tra cui anche quelle proposte da Melville, Froehlich, Breusers e CSU), la formulazione FDOT fornisce valori più attendibili (e prossimi a quelli misurati) rispetto alle altre, per i seguenti campi di valori:

$$\frac{V_1}{V_c} = 0.4 \div 7.6$$

$$\frac{y_1}{a} = 0.05 \div 10$$

$$\frac{a}{d_{50}} = 3.65 \div 65047$$

$$FR = 0.03 \div 1.95$$

Per ogni pila è stato valutato se le grandezze coinvolte rientrassero all'interno dei range di valori raccomandati. Spesso la condizione  $a/d_{50}$  è fortemente limitante; generalmente, il rapporto tra la larghezza della pila e il diametro mediano dei sedimenti supera il valore di 65047, quindi "a rigore" il metodo FDOT - Sheppard Melville andrebbe escluso. Nonostante questo, i risultati mostrano come le due formulazioni diano risultati del tutto allineati.

Si è deciso di fare riferimento principalmente alla formulazione CSU, utilizzando FDOT come stima utile ad un confronto quantitativo.

### Considerazioni finali

Le caratteristiche della corrente incidente su ogni singola pila sono state ottenute attraverso la modellazione bidimensionale dei corsi d'acqua, facendo riferimento alle massime piene di progetto.

Per ogni pila lambita dalla corrente è stata calcolata la profondità di scavo, confrontando volta per volta quale delle due equazioni (HEC18 e FDOT) forniva il valore massimo.

Il calcolo della profondità di scavo non tiene conto della presenza di materiale flottante accumulato attorno alle pile dei viadotti.

Le caratteristiche della corrente incidente su ogni singola pila sono state ottenute attraverso la modellazione idraulica del corso d'acqua, facendo riferimento alla piena duecentennale.

Le caratteristiche granulometriche dei sedimenti sono state ricavate a partire dalle informazioni geologiche fornite. In particolare, è stato usato un  $d_{50}$  pari a 2mm.

#### 4.7.4 Risultati scavi localizzati

Le seguenti tabelle riportano la massima profondità di scavo calcolata per le pile dei viadotti sui corsi d'acqua analizzati.

##### 4.7.4.1 Scavi Fiume Bianco

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila - corrente [°]	Forma pila	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Forma plinto	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	d50 [mm]	Scavo da pc [m]	Tipo di scavo
P08	4.00	5.00	0	rett	-	-	rett	15.0	25.0	2.0	16.51	plinto scoperto

**Tabella 7 – Viadotto VI01SB (fiume Bianco), massima profondità di escavazione**

##### 4.7.4.2 Scavi Fiume Tanagro

###### VI02

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento in corrispondenza delle pile più sollecitate:

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila - corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI02 P64	1.35	0.44	90	3.6	13.00	16.5	16.5	1.92	5.33	4.54	plinto scoperto
VI02 P124	1.00	0.75	90	3.6	13.00	16.5	16.5	3.97	6.37	5.98	plinto scoperto

**Tabella 8 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione.**

Si è considerato quindi, che per tutte le pile lo scalzamento di progetto fosse pari a 6.4 m.

###### VI03

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento in corrispondenza della pila più sollecitata, considerato come valore di riferimento per tutte le restanti pile.

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila - corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI03 P03	1.10	0.93	50	3.6	13.00	16.5	16.5	5.70	-	6.99	plinto scoperto

**Tabella 9 – Viadotto VI03 massima profondità di escavazione**

VI04

Per il VI04, caratterizzato da 320 pile, sulla base dei risultati della simulazione bidimensionale (tiranti e velocità) sono state considerate tre classi di valori ai fini del calcolo degli scalzamenti:

CLASSE	SCAVO	CLASSI DI VALORE	PILE VI04														
CLASSE A	tra 7 e 9m ( Scavo Progetto: 9m)	$h > 1$ and $v > 0.8$ or $h > 0.9$ and $v > 1.2$	Pila 120	Pila 135	Pila 140	Pila 167	Pila 181	Pila 216	Pila 226	Pila 278	Pila 28	Pila 291	Pila 292	Pila 293	Pila 296	Pila 91	
CLASSE B	tra 5 e 7m ( Scavo Progetto: 7m)	$h > 1$ and $v > 0.5$ or $h < 0.8$ and $v > 1.5$ or $h > 0.9$ and $0.5 < v < 1.2$	Pila 134	Pila 135	Pila 136	Pila 14	Pila 140	Pila 141	Pila 145	Pila 147	Pila 160	Pila 175	Pila 176	Pila 178	Pila 181	Pila 182	
CLASSE C	minore di 5m ( Scavo Progetto: 5m)	$h > 1$ and $v < 0.5$ or $h < 0.8$ and $v < 1$	Pila 185	Pila 188	Pila 190	Pila 191	Pila 194	Pila 199	Pila 200	Pila 201	Pila 204	Pila 205	Pila 206	Pila 207	Pila 208	Pila 209	
			Pila 211	Pila 212	Pila 213	Pila 214	Pila 215	Pila 216	Pila 217	Pila 219	Pila 22	Pila 220	Pila 222	Pila 226	Pila 228	Pila 229	
			Pila 23	Pila 233	Pila 238	Pila 239	Pila 24	Pila 240	Pila 242	Pila 243	Pila 245	Pila 25	Pila 251	Pila 253	Pila 257	Pila 258	
			Pila 259	Pila 26	Pila 260	Pila 262	Pila 263	Pila 27	Pila 270	Pila 272	Pila 273	Pila 278	Pila 279	Pila 28	Pila 280	Pila 281	
			Pila 282	Pila 284	Pila 286	Pila 287	Pila 288	Pila 289	Pila 29	Pila 290	Pila 291	Pila 292	Pila 293	Pila 294	Pila 295	Pila 297	
			Pila 298	Pila 30	Pila 31	Pila 315	Pila 32	Pila 36	Pila 44	Pila 45	Pila 46	Pila 5	Pila 91				
			Pila 100	Pila 101	Pila 102	Pila 103	Pila 104	Pila 105	Pila 106	Pila 107	Pila 108	Pila 11	Pila 110	Pila 111	Pila 112	Pila 113	
			Pila 114	Pila 115	Pila 116	Pila 117	Pila 118	Pila 119	Pila 12	Pila 122	Pila 123	Pila 124	Pila 125	Pila 13	Pila 131	Pila 132	
			Pila 133	Pila 137	Pila 138	Pila 139	Pila 142	Pila 143	Pila 144	Pila 146	Pila 148	Pila 15	Pila 150	Pila 151	Pila 153	Pila 154	
			Pila 156	Pila 157	Pila 158	Pila 159	Pila 16	Pila 162	Pila 163	Pila 164	Pila 165	Pila 166	Pila 168	Pila 169	Pila 17	Pila 170	
			Pila 172	Pila 173	Pila 174	Pila 177	Pila 18	Pila 180	Pila 183	Pila 184	Pila 186	Pila 187	Pila 19	Pila 192	Pila 195	Pila 197	
			Pila 2	Pila 20	Pila 202	Pila 203	Pila 21	Pila 218	Pila 22	Pila 220	Pila 223	Pila 224	Pila 23	Pila 231	Pila 236	Pila 246	
			Pila 248	Pila 249	Pila 250	Pila 254	Pila 255	Pila 264	Pila 265	Pila 266	Pila 268	Pila 269	Pila 271	Pila 276	Pila 279	Pila 280	
Pila 281	Pila 282	Pila 283	Pila 284	Pila 285	Pila 3	Pila 30	Pila 300	Pila 301	Pila 302	Pila 304	Pila 305	Pila 306	Pila 307				
Pila 308	Pila 309	Pila 31	Pila 310	Pila 311	Pila 312	Pila 313	Pila 314	Pila 316	Pila 317	Pila 318	Pila 319	Pila 32	Pila 320				
Pila 321	Pila 33	Pila 34	Pila 35	Pila 37	Pila 39	Pila 4	Pila 40	Pila 41	Pila 42	Pila 43	Pila 47	Pila 48	Pila 49				
Pila 50	Pila 51	Pila 52	Pila 53	Pila 54	Pila 55	Pila 56	Pila 57	Pila 58	Pila 59	Pila 6	Pila 60	Pila 61	Pila 62				
Pila 63	Pila 64	Pila 65	Pila 66	Pila 67	Pila 68	Pila 69	Pila 7	Pila 70	Pila 71	Pila 72	Pila 73	Pila 74	Pila 75				
Pila 76	Pila 77	Pila 78	Pila 79	Pila 8	Pila 80	Pila 82	Pila 83	Pila 84	Pila 86	Pila 87	Pila 88	Pila 89	Pila 9				
Pila 90	Pila 92	Pila 93	Pila 94	Pila 95	Pila 96	Pila 97	Pila 98	Pila 99	Spalla B								

**Tabella 10 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione.**



Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento per la pila più sollecitata in ciascuna delle tre classi considerate:

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila-corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI04 P60	1.50	0.30	90	3.6	13.00	16.5	16.5	1.30	1.41	3.32	1.30
VI04 P216	1.05	1.60	90	3.6	13.00	16.5	16.5	6.69	9.03	11.28	6.69
VI04 P279	1.91	0.44	90	3.6	13.00	16.5	16.5	2.04	5.67	4.99	2.04

Tabella 11 – Viadotto VI04 massima profondità di escavazione.

#### VI05

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento in corrispondenza pila più sollecitata, considerato come valore di riferimento per tutte le restanti pile.

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila-corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI05 P02	1.20	0.66	0	3.6	13.00	16.5	16.5	3.17	4.80	2.68	plinto scoperto

Tabella 12 – Viadotto VI05 massima profondità di escavazione.

#### VI06

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento pila più sollecitata, considerato come valore di riferimento per tutte le restanti pile.

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila-corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI06 P01	0.82	1.60	30	3.6	13.00	16.5	16.5	7.71	-	8.11	plinto scoperto

Tabella 13 – Viadotto VI06 massima profondità di escavazione.

#### VI07

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento in corrispondenza pila più sollecitata, considerato come valore di riferimento per tutte le restanti pile.

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila-corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI07 P08	0.85	0.94	90	3.6	13.00	16.5	16.5	4.52	6.59	6.55	plinto scoperto

**Tabella 14 – Viadotto VI07 massima profondità di escavazione.**

## VI08

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dello scalzamento in corrispondenza pila più sollecitata, considerato come valore di riferimento per tutte le restanti pile.

Pila	Tirante idraulico [m]	Velocità [m/s]	Incidenza pila-corrente [°]	Base pila [m]	Lunghezza pila [m]	Base plinto [m]	Lunghezza plinto [m]	Scavo HEC18 [m]	Scavo FDOT [m]	Scavo Complex Pier [m]	Tipo di scavo
VI08 P05	0.48	0.84	90	3.6	13.00	16.5	16.5	3.86	-	4.86	plinto scoperto

**Tabella 15 – Viadotto VI02 massima profondità di escavazione.**

## 4.8 Protezioni delle pile dallo scalzamento

Il calcolo delle escavazioni localizzate attorno alle pile ha evidenziato la vulnerabilità delle opere di attraversamento ai fenomeni di scalzamento. Si provvede perciò al dimensionamento degli elementi di protezione delle pile, per le verifiche si terrà conto delle caratteristiche della corrente incidente, calcolate per le piene di progetto.

La tipologia di protezioni adottate è quella in massi.

### 4.8.1 Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile

Il dimensionamento delle protezioni attorno alle pile è stato effettuato valutando la condizione di incipiente moto dei massi posti a protezione delle pile. Nello specifico è stata confrontata la velocità critica degli elementi di protezione con la velocità della corrente in approccio alla singola pila.

La valutazione della velocità critica di incipiente movimento è stata effettuata seguendo due modi.

Il primo è proposto all'interno della monografia *“Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance-Third Edition”*, VOL.2, Hydraulic Engineering Circular No.23 (HEC23), pubblicato dal US Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Il secondo è basato sul criterio di stabilità di Shields.

Secondo le linee guida HEC23 il diametro mediano dei massi di protezione  $D_{50}$  viene definito secondo l'equazione:

$$D_{50} = \frac{0.692V_{des}^2}{(s-1)2g}$$

Dove  $V_{des}$  è la velocità della corrente in approccio alla pila,  $s$  è il rapporto la densità dei sedimenti è quella dell'acqua,  $g$  è l'accelerazione di gravità. Alla critica  $V_c = V_{des}$ , assunto  $s = 2.65$ , la precedente relazione può essere così riscritta:

$$V_{c,1} = 6.84\sqrt{D_{50}}$$

Una deduzione può farsi anche a partire dalla relazione di Shields ottenendo:

$$V_{c,2} = K_s y^{1/6} \sqrt{\theta(s-1)} \sqrt{D_{50}}$$

Dove  $K_s$  è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler del fondo alveo,  $y$  è il tirante della corrente in approccio alla pila,  $\theta$  è il coefficiente adimensionale di Shields, posto pari a 0.06.

Nel presente studio il valore della velocità critica è stato assunto pari al minore tra i due calcolati con le due metodologie precedentemente descritte.

Stimata la velocità critica dei massi di protezione, funzione del diametro  $D_{50}$  e delle caratteristiche del flusso, si ritiene la protezione verificata se  $FV = V/V_c \geq 2$  ( $FV$  fattore di sicurezza,  $V$  velocità della corrente in arrivo alla pila).

Il fattore di sicurezza tiene conto delle varie incertezze sia sulla stima della  $V_c$  che sulla definizione dell'effettiva corrente in arrivo.

Secondo tali linee guida HEC23, il terreno attorno ad ogni pila soggetta ad escavazione deve essere "armato" con massi che occupano un rettangolo di lato almeno pari a 5-6 volte il diametro della pila. Lo spessore minimo raccomandato per le protezioni è pari a tre volte  $D_{50}$ . È bene prevedere uno strato filtrante al di sotto dei massi di protezione. Per completezza si riporta in Figura seguente uno schema estratto dalla monografia HEC23.

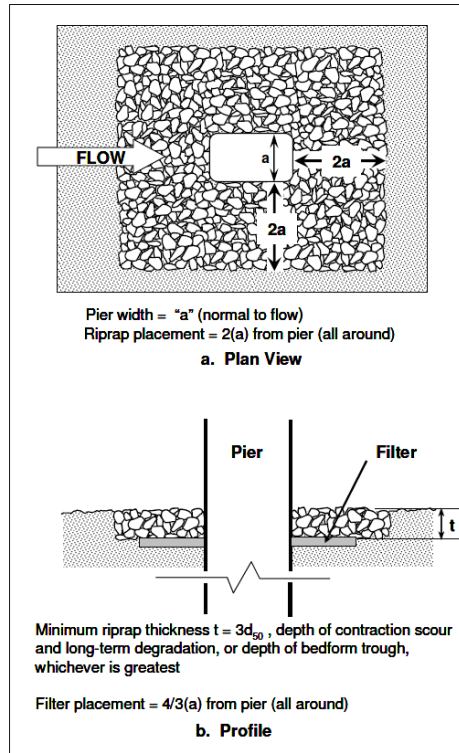


Figura 36 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23.

In genere, sono stati adottati massi sciolti fino ad un diametro medio pari a 0.70 – 0.80 m; per diametri superiori, è stata prevista anche la legatura.

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati del calcolo di dimensionamento dei massi, così come la tipologia di protezione adottata.

Pila	Tirante idraulico [m]	V - Velocità corrente [m/s]	Forma pila	Larghezza pila (Plinto) [m]	Lunghezza pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato (senza protezioni) [m]	Tipo di scavo (senza protezioni)	D50 protez [m]	Vcr1 protez [m/s]	Vcr2 protez [m/s]	Fv	Tipologia di protezione
P8	4.0	5.0	rett	15	25	16.51	plinto scoperto	1.50	8.38	16.02	1.68	massi legati

Tabella 16 – Viadotto VI01SB (fiume Bianco), calcolo delle protezioni

Pila	Tirante idraulico [m]	V - Velocità corrente [m/s]	Forma pila	Larghezza pila [m]	Lunghezza pila [m]	Scavo max	Tipo di scavo (senza protezioni)	D50 protez [m]	Vcr1 protez [m/s]	Vcr2 protez [m/s]	Fv	Tipologia di protezione
VI02 P64	1.35	0.44	rett	3.6	13	5.33	plinto scoperto	0.30	3.75	5.98	8.51	massi sciolti
VI02 P124	1.00	0.75	rett	3.6	13	6.37	plinto scoperto	0.30	3.75	5.69	5.00	massi sciolti
VI03 P03	1.10	0.93	rett	3.6	13	6.99	plinto scoperto	0.30	3.75	5.78	4.03	massi sciolti

Pila	Tirante idraulico [m]	V - Velocità corrente [m/s]	Forma pila	Larghezza pila [m]	Lunghezza pila [m]	Scavo max	Tipo di scavo (senza protezioni)	D50 protez [m]	Vcr1 protez [m/s]	Vcr2 protez [m/s]	Fv	Tipologia di protezione
VI04 P60	1.50	<b>0.30</b>	rett	3.6	13	3.32	plinto scoperto	0.30	3.75	6.08	12.49	massi sciolti
VI04 P216	1.05	<b>1.60</b>	rett	3.6	13	11.28	plinto scoperto	0.30	3.75	5.73	2.34	massi sciolti
VI04 P279	1.91	<b>0.44</b>	rett	3.6	13	5.67	plinto scoperto	0.30	3.75	6.33	8.51	massi sciolti
VI05 P02	1.20	<b>0.66</b>	rett	3.6	13	4.80	plinto scoperto	0.30	3.75	5.86	5.68	massi sciolti
VI06 P01	0.82	<b>1.60</b>	rett	3.6	13	8.11	plinto scoperto	0.30	3.75	5.50	2.34	massi sciolti
VI07 P08	0.85	<b>0.94</b>	rett	3.6	13	6.59	plinto scoperto	0.30	3.75	5.54	3.99	massi sciolti
VI08 P05	0.48	<b>0.84</b>	rett	3.6	13	4.86	plinto scoperto	0.30	3.75	5.03	4.46	massi sciolti

**Tabella 17 – Viadotti Vallo di Diano (fiume Tanagro), calcolo delle protezioni.**

#### 4.9 Protezioni dei rilevati

Parte dei rilevati di progetto, vengono lambiti dagli allagamenti dovuti alle piene dei corsi d'acqua, come riportato dettagliatamente nelle planimetrie delle aree di esondazione.

Nel caso di rilevati vulnerabili per esondazione di corsi d'acqua, dovrà essere garantito un franco non inferiore a 1 m tra la quota della piattaforma ferroviaria (piano di regolamento) e la massima altezza raggiungibile dalla quota di massima piena di progetto. Le opere di difesa possono essere costituite da gabbioni metallici o gabbioni materasso metallici, riempiti di pietrame di pezzatura compresa fra 1 e 1,5/2 volte la dimensione della maglia del gabbione. In tal caso il pietrame deve avere elevato peso specifico, essere non gelivo, né friabile ed avere una buona durezza. Fra gabbione e corpo del rilevato deve essere interposto un apposito filtro, al fine di evitare il trascinarsi di materiale fino presente all'interno del corpo del rilevato. Il corpo del rilevato interessato dall'esondazione deve essere eseguito con materiali non sensibili all'acqua. L'altezza delle opere di difesa deve essere superiore ad 1 metro rispetto al livello della massima piena di progetto determinato mediante apposito studio idraulico [*Manuale di progettazione RFI delle opere civili Parte II-sezione 3*].

Con il fine di proteggere l'infrastruttura da possibili crolli o danneggiamenti dovuti da effetti erosi della corrente vengono previste due tipologie di protezioni:

- Protezione in materassi "tipo Reno": Questo tipo di rivestimento del rilevato viene adottato laddove le velocità della corrente non sono particolarmente elevate, non superiori a 2 m/s. Il dettaglio tipologico è riportato nella figura sottostante (). I rivestimenti vengono estesi in altezza fino a una quota superiore di almeno un metro rispetto al massimo livello idrico raggiunto per la piena con TR 300 anni Figura 37;
- Protezione in massi cementati: questo tipo di protezione viene impiegato per quelle porzioni di rilevati lambite da correnti liquide con velocità superiori a 2 m/s. Rispetto ai materassi, questo rivestimento garantisce una maggiore resistenza all'effetto erosivo della corrente. Le protezioni saranno estese in altezza fino a una quota superiore di almeno 100 cm rispetto al massimo livello idrico raggiunto per le massime piene di progetto. Nella prossima immagine è riportato un dettaglio tipologico Figura 38



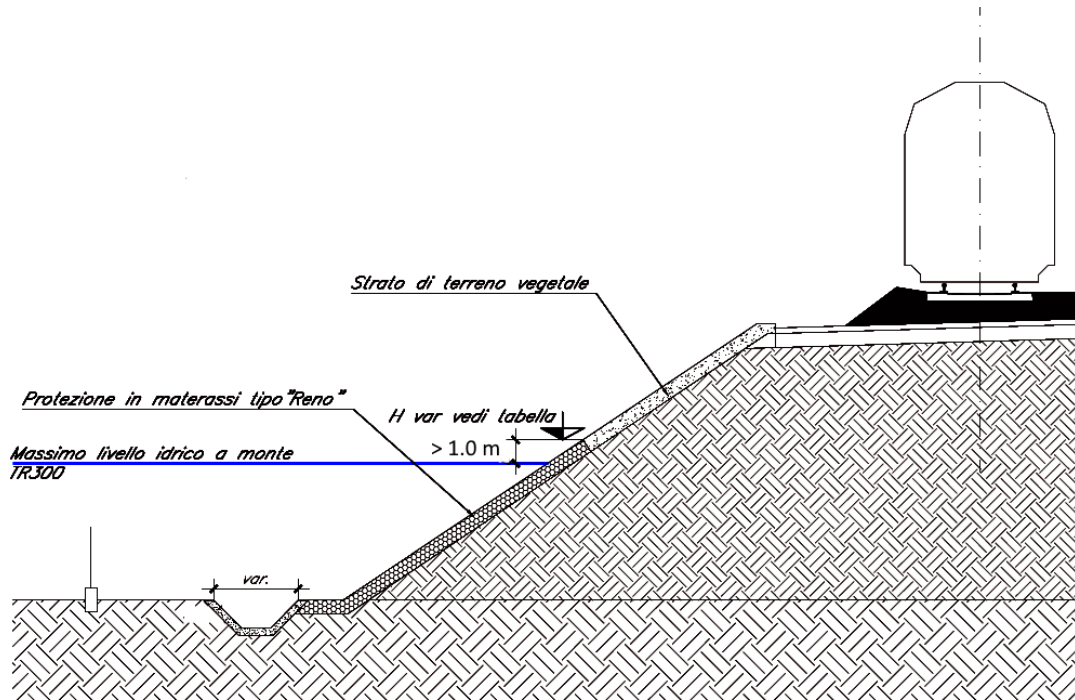
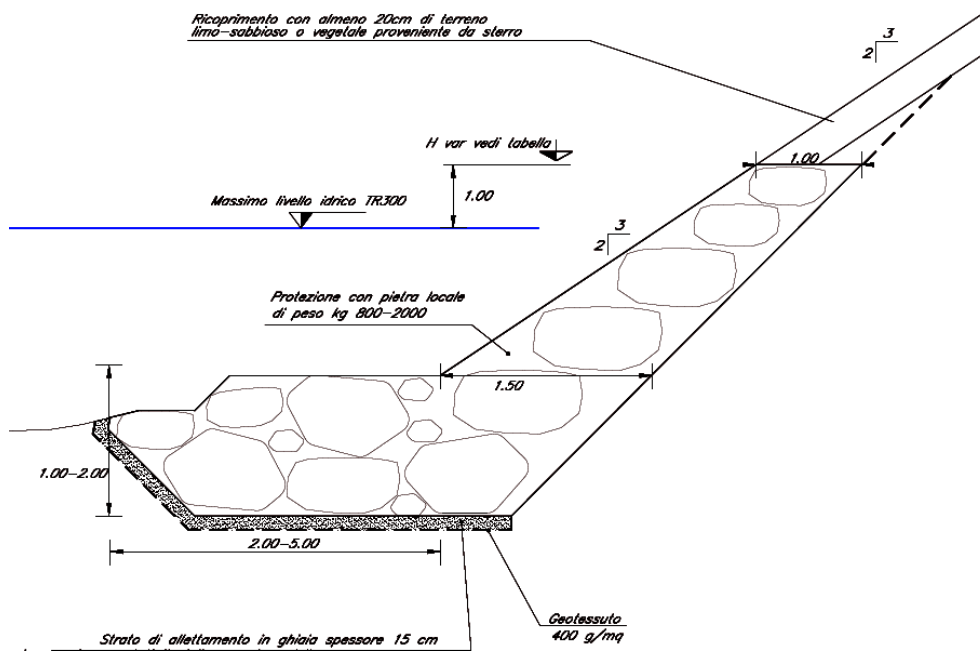


Figura 37: Protezione del rilevato in materassi "tipo Reno".



**Figura 38: Protezione del rilevato in massi cementati**

Poiché nel Vallo di Diano, l'opera in progetto si trova in area allagabile, sono state previste le protezioni dei rilevati in funzione delle altezze di allagamento e delle velocità di propagazione della piena. In particolare, date le velocità ed i tiranti ottenuti, sono state identificate le caratteristiche delle protezioni, costituite da materassi reno, come riassunto nella seguente tabella:

	da pk (*)	a pk (*)	Tirante massimo (m)	Velocità massima (m)	Altezza protezione (m)	Lato del rilevato protetto
RI04	<b>41+486</b>	41+996	1.0	0.4	2.0	lato ovest
RI04	<b>37+764</b>	37+948	0.2	0.2	1.2	lato est
<b>RI04</b>	<b>38+170</b>	38+274	1	0.4	2	lato est
RI05	<b>41+486</b>	41+996	1	0.9	2	lato ovest
RI05	<b>38+394</b>	38+675	1.2	0.6	2.2	lato est
<b>RI06</b>	<b>40+903</b>	41+303	1.5	1.6	2.5	Lato est
<b>RI07</b>	<b>46+026</b>	46+625	0.7	0.6	1.7	Lato ovest
<b>RI07</b>	<b>42+303</b>	42+902	1.3	0.9	2.3	Lato est

**Tabella 18 – Protezioni dei rilevati.**

Dovranno inoltre essere previste le protezioni dei rilevati delle viabilità NV36, NV29 e NV46.

Il metodo di verifica della protezione spondali è basato sul confronto tra la velocità della corrente che lambisce il rilevato ( $V$ ) e la velocità ammissibile  $V_{amm}$ . Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$V < V_{amm}$$

La velocità ammissibile considera due condizioni limite, la condizione di movimento incipiente per i sedimenti e la condizione di massima deformazione del materasso o gabbione.

I valori di velocità critica (primo movimento dei sedimenti) e limite (alla max deformazione del materasso) sono stati derivati dal test in laboratorio, riportati poi nel manuale “Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses”. Entrambe le velocità dipendono dallo spessore dei rivestimenti e dalle dimensioni medie del materiale di riempimento.

Type	Thickness (m)	Filling stones		Critical velocity (*)	Limit velocity (*)
		stone size	$d_{50}$		
Reno mattress	0,15-0,17	70-100	0.085	3.5	4.2
		70-150	0.110	4.2	4.5
	0,23-0,25	70-100	0.085	3.6	5.5
		70-150	0.120	4.5	6.1
	0,30	70-120	0.100	4.2	5.5
		100-150	0.125	5.0	6.4
Gabions	0,50	100-200	0.150	5.8	7.6
		120-250	0.190	6.4	8.0

**Figura 39: Velocità critiche e limite materassi tipo “Reno” (“Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses”).**

Sulla base delle prove sperimentali, la condizione di verifica rispetto alla velocità critica dei sedimenti è più cautelativa rispetto alla condizione di deformazione del gabbione. Dall’analisi dei valori di velocità riportati nella tabella, anche considerando il minimo spessore dei materassi, la velocità ammissibile è superiore a 2 m/s.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli bidimensionali</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 002	REV. B

## 5 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Nello studio effettuato è stata valutata la compatibilità idraulica dell'infrastruttura di progetto con il territorio ed è stata analizzata la sicurezza del corpo ferroviario, identificando in termini di funzionalità e sicurezza i manufatti di presidio idraulico più opportuni, garantendo la minima interferenza delle opere ferroviarie con il normale deflusso delle acque.

Gli strumenti normativi presi a riferimento nella valutazione della compatibilità idraulica delle opere di progetto sono:

- NTC 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Manuale di Progettazione RFI 2019;
- “Piani per l'Assetto Idrogeologico relativamente ai bacini idrografici regionali in Destra, in Sinistra Sele e al Bacino Interregionale del Sele” (PSAI Sele, 2016), ed in particolare l'Allegato G “Indirizzi tecnici per la redazione degli studi di compatibilità idraulica per il bacino idrografico interregionale Sele” delle Norme di Attuazione.

All'interno del PSAI Sele sono perimetrate aree di “Pericolosità idraulica” e “Rischio idraulico”. Il viadotto sul fiume Bianco rientra all'interno di tali perimetrazioni.

Tra gli elaborati annessi al progetto di fattibilità tecnica ed economica è stata predisposta la “Relazione idrologica generale” all'interno della quale sono trattate in modo completo le varie tematiche di carattere idrologico.

I risultati delle simulazioni numeriche hanno consentito di valutare i franchi minimi rispetto alle piene di riferimento.

Gli attraversamenti sono stati verificati in termini di:

- franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico;
- posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;
- posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.

Nella progettazione di ponti e viadotti si è cercato di minimizzare la realizzazione di pile nell'alveo di magra dei corsi d'acqua in modo da variare il meno possibile le caratteristiche del moto della corrente di piena ed evitare un conseguente peggioramento dei livelli di piena.

Per i casi analizzati, non si è resa necessaria l'introduzione di sistemazioni idrauliche dell'alveo, che rimane intatto rispetto allo stato attuale.

Nel presente studio è stata condotta in modo approfondito l'analisi degli scavi localizzati nell'intorno delle pile, considerando anche le condizioni di scavo con i plinti di fondazione esposti alla corrente. Per le pile più esposte all'azione erosiva della corrente sono state dimensionate adeguate opere di protezione.

Il confronto con lo stato di fatto mostra che l'opera non determina una modifica significativa in termini di livelli e velocità.

La seguente tabella riassume la valutazione della compatibilità idraulica delle opere in progetto, con riferimento alla normativa vigente, in termini di:

- distanza tra fondo alveo e quota di sotto-trave: questa prescrizione viene messa in relazione al possibile trasporto di tronchi di importanti dimensioni lungo il corso d'acqua. Infatti, per gli attraversamenti idraulici, altezze libere ridotte e luci di ampiezza limitata possono comportare, in presenza di trasporto di sedimenti galleggianti, occlusioni o limitazioni delle aperture dei viadotti a causa degli ammassi detritici che si possono formare attorno alle pile dei ponti,
- franco rispetto al livello idrico ed al gradiente energetico.

<b>Fiume Bianco</b>		<b>TR200</b>
Quota intradosso (m s.m.m.)		178.94
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)		<b>26.92</b>
Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)		153.76
Velocità (m/s)		10
Franco idraulico (m)		<b>25.18</b>
Franco EG (m)		<b>21.0</b>

<b>Acqua dell'Imperatore</b>		<b>TR200</b>
Quota intradosso (m s.m.m.)		473.63
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)		<b>5.70</b>
Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)		468.95
Velocità (m/s)		3.7
Franco idraulico (m)		<b>4.68</b>
Franco EG (m)		<b>4.2</b>

<b>Bacino 79</b>		<b>TR200</b>
Quota intradosso (m s.m.m.)		472.93
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)		<b>5.80</b>
Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)		468.30
Velocità (m/s)		1.9
Franco idraulico (m)		<b>4.63</b>
Franco EG (m)		<b>4.50</b>

Per quanto riguarda il fiume Tanagro, l'opera in progetto non interferisce con il corso d'acqua che scorre parallelo alla stessa; le verifiche idrauliche condotte hanno mostrato che, viste le altezze d'acqua che si instaurano nelle aree allagabili, l'opera (viadotti e rilevati) rispetta il franco idraulico nell'intero tratto.

Alla luce dei risultati ottenuti, anche in caso di accumulo o trasporto di materiale flottante, l'altezza libera è più che sufficiente a mantenere i franchi.



Le luci nette dei viadotti, misurate nella direzione ortogonale al filone principale della corrente soddisfano le indicazioni della normativa che prescrivono una distanza netta ed ortogonale minima di 40 m, anche al fine di evitare l'accumulo attorno alle pile di specie vegetali ad alto fusto.