

## S.S.80 – "Raccordo di Teramo"

Tratta stradale Teramo mare  
Variante alla S.S. 80 dalla A14 (Mosciano S. Angelo) alla  
S.S. 16 (Giulianova) – LOTTO IV

### PROGETTO DEFINITIVO

COD. AQ-16

#### PROGETTAZIONE:



#### PROGETTISTI:

*Prof. Ing. Andrea Del Grosso – Ordine Ingg. Genova n. 3611*  
*Ing. Tommaso Di Bari – Ordine Ingg. Taranto n. 1083*  
*Ing. Vito Capotorto – Ordine Ingg. Taranto n. 1080*  
*Arch. Andreas Kipar – Ordine Arch. Milano n.13359 – Progettista e Direttore Tecnico LAND Italia Srl*  
*Ing. Primo Stasi – Ordine Ingg. Lecce n. 842*

#### GEOLOGO:

*Geol. Roberto Pedone*  
*Ordine Geol. Liguria n. 183*

#### RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE DISCIPLINE SPECIALISTICHE:

*Ing. Alessandro Aliotta*  
*Ordine Ingg. Genova n.7995A*

#### COORDINATORE DELLA SICUREZZA:

*Arch. Giorgio Villa*  
*Ordine Arch. Pavia n.645*

#### VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

*Ing. CLAUDIO BUCCI*

## IDROLOGIA E IDRAULICA

### Studio di compatibilità idraulica

### Relazione Idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO			
DPAQ0016	D	22	T00ID01IDRRE02	B	—
C					
B	A seguito Istruttoria ANAS Luglio 2022		Luglio 2022	F.MARTI	P.STASI
A	EMISSIONE		Aprile 2022	C.STANO	P.STASI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>5</b>
2.1	NTC 2018.....	5
2.2	PSDA.....	6
2.2.1	<i>Norme di attuazione PSDA.....</i>	7
2.2.2	<i>Obiettivi dello studio di compatibilità idraulica .....</i>	7
2.3	PAI.....	8
<b>3</b>	<b>ANALISI IDRAULICA.....</b>	<b>11</b>
3.1	CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO .....	11
3.1.1	<i>DTM (Modello digitale del terreno) lidar .....</i>	11
3.2	MODELLAZIONE IDRAULICA MONODIMENSIONALE .....	12
3.2.1	<i>Metodo di calcolo.....</i>	12
3.2.2	<i>Profili di corrente.....</i>	13
3.2.3	<i>Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo .....</i>	14
3.2.4	<i>Condizioni al contorno .....</i>	17
3.2.5	<i>Scabrezza .....</i>	17
3.3	ANALISI IDRAULICA MONODIMENSIONALE: SIMULAZIONI ANTE E POST OPERAM .....	18
3.3.1	<i>Viadotto Tordino .....</i>	18
3.3.2	<i>Fosso Cavone.....</i>	21
3.3.3	<i>Fosso Corno .....</i>	25
3.3.4	<i>Fosso Maise.....</i>	27
3.3.5	<i>Fosso Mustaccio.....</i>	29
3.3.6	<i>Canale Progr 1+517.73.....</i>	30
3.3.7	<i>Tombini .....</i>	32
3.3.8	<i>Verifica del franco idraulico degli attraversamenti per la piena di progetto .....</i>	34
3.4	ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE .....	36
3.4.1	<i>Software INFOWORKS 2D ICM di INNOVYZE.....</i>	36
3.4.2	<i>Caratterizzazione geometrica del dominio di modellazione .....</i>	38
3.4.3	<i>Condizioni al contorno e parametri di calcolo.....</i>	39
3.4.4	<i>Simulazione ante operam .....</i>	39
<b>4</b>	<b>EROSIONE E SCALZAMENTO .....</b>	<b>46</b>
4.1	PROTEZIONE DELLA SPONDA DELL'ANSA DEL FIUME TORDINO .....	46
4.1.1	<i>Sezione di progetto per la protezione della sponda .....</i>	46
4.2	VERIFICA DI STABILITÀ IDRAULICA DELLA SCOGLIERA .....	47
4.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA.....	50
4.3.1	<i>Stratigrafia, parametri caratteristici dei geomateriali e azione sismica .....</i>	50
4.3.2	<i>Verifica in condizioni statiche della situazione provvisoria, in fase di costruzione .....</i>	50
4.3.3	<i>Verifica in condizioni statiche e sismiche della situazione definitiva .....</i>	51
4.4	PROTEZIONE IDRAULICA DEL RILEVATO STRADALE.....	53
4.5	SCALZAMENTO PILE IN ALVEO .....	54
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>59</b>
<b>6</b>	<b>ALLEGATI: .....</b>	<b>60</b>
	<b>ANALISI STORICA EVOLUZIONE FIUME TORDINO.....</b>	<b>61</b>

## Indice delle Tabelle e delle Figure

<b>SOMMARIO</b> .....	1
FIGURA 1-1: BACINO FIUME TORDINO E SUOI AFFLUENTI .....	4
FIGURA 2-1: CLASSI DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA PSDA .....	6
FIGURA 2-2: PERIMETRAZIONI PERICOLOSITÀ IDRAULICA PSDA LUNGO IL TRATTO DEL FIUME TORDINO OGGETTO DI STUDIO.....	6
FIGURA 2-3: PERIMETRAZIONI PERICOLOSITÀ IDRAULICA PSDA SU BASE CARTOGRAFICA IGM .....	7
FIGURA 2-4: PERIMETRAZIONI PERICOLOSITÀ IDRAULICA PSDA SU ORTOFOTO, TRATTO IN PROSSIMITÀ DELLA FOCE.....	7
FIGURA 2-5: STRALCIO CARTOGRAFIA PAI VIGENTE SU ORTOFOTO .....	9
FIGURA 2-6: STRALCIO CARTOGRAFIA PAI SU BASE CARTOGRAFICA IGM ED ORTOFOTO A DIVERSA SCALA.....	9
FIGURA 2-7: ORTOFOTO FONTE GOOGLE EARTH - ANNO 2004 .....	10
FIGURA 2-8: ORTOFOTO FONTE GOOGLE EARTH - ANNO 2018 .....	10
FIGURA 2-9: ORTOFOTO RILIEVO SETTEMBRE 2020 .....	10
FIGURA 3-1: UNIONE DEI DTM DELL'AREA OGGETTO DI STUDIO .....	12
TABELLA 3-1. COEFFICIENTE DI RESISTENZA TIPICA PER DIVERSI TIPI DI PILE .....	16
TABELLA 3-2. COEFFICIENTE DI YARNELL (K) PER TIPOLOGIA DI PILA.....	16
TABELLA 3-3. VALORI DI COEFFICIENTE K PER LA CONDIZIONE DI MOTO DI CLASSE 1B .....	17
FIGURA 3-2: GEOMETRIA SEZIONI HEC-RAS.....	19
FIGURA 3-3: PROFILO IDRAULICO HEC-RAS PER I TEMPI DI RITORNO 200,100,50,10 .....	20
FIGURA 3-4: SEZIONE IDRAULICA DI PROGETTO A MONTE DEL VIADOTTO TORDINO.....	21
FIGURA 3-5: FOSSO CAVONE STATO DI FATTO .....	22
FIGURA 3-6: FOSSO CAVONE DEVIATO (SCENARIO DI PROGETTO).....	22
FIGURA 3-7: ATTRAVERSAMENTI FOSSO CAVONE DEVIATO NELLO SCENARIO DI PROGETTO .....	22
FIGURA 3-8: PROFILO IDRICO TR200 ANNI, FOSSO CAVONE DEVIATO.....	23
FIGURA 3-9_ SEZIONE FOSSO CAVONE, STATO DI FATTO .....	23
FIGURA 3-10: TOMBINO DI PROGETTO FOSSO CAVONE, ASSE PRINCIPALE .....	23
FIGURA 3-11: SOTTOBACINI .....	24
FIGURA 3-12: VERIFICA TOMBINO KM 00+330.56 .....	25
FIGURA 3-13: FOSSO CORNO- SCENARIO DI PROGETTO .....	26
FIGURA 3-14: PROFILO IDRICO TR200 ANNI, FOSSO CORNO SCENARIO DI PROGETTO .....	26
FIGURA 3-15_ GEOMETRIA DI PROGETTO FOSSO CORNO .....	27
FIGURA 3-16: TIRANTE IDRICO TR200 ASSE PRINCIPALE, SCENARIO DI PROGETTO .....	27
FIGURA 3-17: SVINCOLO COSTE LANCIANO .....	27
FIGURA 3-18: PROFILO IDRICO TR200 ANNI, FOSSO MAISE SCENARIO DI PROGETTO .....	28
FIGURA 3-19: TIRANTE IDRICO TR200, ATTRAVERSAMENTO DI PROGETTO RAMPA SVINCOLO.....	28
FIGURA 3-20: TIRANTE IDRICO TR200, ATTRAVERSAMENTO DI PROGETTO ASSE PRINCIPALE .....	28
FIGURA 3-21: VIADOTTO DI PROGETTO INTERFERENTE CON IL FOSSO MUSTACCIO.....	29
FIGURA 3-22: GEOMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO.....	29
FIGURA 3-23: TIRANTE IDRICO TR200, VIADOTTO DI PROGETTO .....	29
FIGURA 3-24: PROFILO IDRICO TR200 ANNI, FOSSO MUSTACCIO, SCENARIO DI PROGETTO.....	30
FIGURA 3-25: INFRASTRUTTURA DI PROGETTO INTERFERENTE CON IL CANALE ALLA PROGR. 1+517.73 .....	31
FIGURA 3-26: GEOMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO.....	31
FIGURA 3-27: TIRANTE IDRICO TR200, PONTICELLO DI PROGETTO.....	31
FIGURA 3-28:PROFILO IDRICO TR200 ANNI, CANALE PROGR. 1+517.73, SCENARIO DI PROGETTO .....	31
FIGURA 3-29: ESEMPIO DI VARIABILITÀ DEI RISULTATI DELLA SIMULAZIONE IN FUNZIONE DEL GRADO DI AFFINAMENTO DELLA MAGLIA DI CALCOLO PER LA MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE .....	37
FIGURA 3-30: ESEMPIO DI CORREZIONE DELL'OUTPUT GRAFICO DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE .....	38
FIGURA 3-31: VARIAZIONE DIMENSIONE MAGLIATURA DEL MODELLO DI CALCOLO BIDIMENSIONALE .....	39
FIGURA 3-32: PERIMETRAZIONI PERICOLOSITÀ IDRAULICA PSDA .....	40
FIGURA 3-33: CLASSI DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA SCENARIO ANTE-OPERAM .....	41
FIGURA 3-34: CLASSI DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA SCENARIO POST-OPERAM .....	41
FIGURA 3-35: RISULTATO SIMULAZIONE IDRAULICA NELLO SCENARIO ANTE-OPERAM PER IL TRANSITO DELLA PIENA DUECENTENNALE .....	42

FIGURA 3-36: RISULTATO SIMULAZIONE IDRAULICA NELLO SCENARIO ANTE-OPERAM PER IL TRANSITO DELLA PIENA DUECENTENNALE .....	42
FIGURA 3-37: SVINCOLO INIZIALE .....	43
FIGURA 3-38: AREE ALLAGABILI IN DESTRA IDRAULICA .....	43
FIGURA 3-39: VIADOTTO TORDINO.....	44
FIGURA 3-40: ALLAGAMENTO IN DESTRA IDRAULICA A VALLE DEL VIADOTTO TORDINO .....	44
FIGURA 3-41: ALLAGAMENTO IN SINISTRA IDRAULICA.....	44
FIGURA 3-42: ALLAGAMENTO ULTIMO TRATTO A MONTE DELL'INNESTO CON LA SS16.....	45
FIGURA 3-43: DISTRIBUZIONE DELLE VELOCITÀ RIFERITE ALLA PIENA DUECENTENNALE.....	45
FIGURA 3-44: DISTRIBUZIONE VELOCITÀ TR200, VIADOTTO TORDINO .....	45
FIGURA 3-45: DISTRIBUZIONE VELOCITÀ TR200, INNESTO SS16 .....	45
FIGURA 4-1: SPONDA DESTRA DEL TORDINO OGGETTO DI STABILIZZAZIONE E PROTEZIONE DALL'AZIONE EROSIVA .....	46
FIGURA 4-2: SEZIONE TIPO DELLA PROTEZIONE IN MASSI NATURALI PER LA PROTEZIONE DELLA SPONDA DESTRA .....	46
FIGURA 4-3: ANDAMENTO DELLO SFORZO TANGENZIALE CRITICO ADIMENSIONALE .....	47
TABELLA 4-1: PARAMETRI DI VERIFICA DELLO SFORZO CRITICO PER I MASSI DA 300KG DELLA SCOGLIERA .....	48
TABELLA 4-2: RISULTATI DA MODELLO IDRUALICO HEC-RAS RELATIVI AL TRATTO DI INTERESSE (PIENA Tr=200 ANNI) .....	48
FIGURA 4-4: VELOCITÀ DELLA CORRENTE LUNGO IL TRATTO DI INTERESSE (INFOWORKS 2D PIENA Tr=200 ANNI).....	49
TABELLA 4-3: STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE MECCANICA PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCARPATA .....	50
FIGURA 4-5: SEZIONE TIPO PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SITUAZIONE PROVVISORIA IN FASE DI COSTRUZIONE .....	50
FIGURA 4-6: FATTORE DI SICUREZZA E SUPERFICIE CRITICA DELLA VERIFICA DELLA SITUAZIONE PROVVISORIA, IN FASE DI COSTRUZIONE DELLA SCARPATA, CONDIZIONE STATICA. ....	51
FIGURA 4-7: SEZIONE TIPO PER LA VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SITUAZIONE DEFINITIVA. ....	51
FIGURA 4-8: FATTORE DI SICUREZZA E SUPERFICIE CRITICA DELLA VERIFICA DELLA SITUAZIONE DEFINITIVA CONDIZIONE STATICA. ....	52
FIGURA 4-9: FATTORE DI SICUREZZA E SUPERFICIE CRITICA DELLA VERIFICA DELLA SITUAZIONE DEFINITIVA CONDIZIONE SISMICA. ....	52
FIGURA 4-10: SEZIONE TIPO DEL RILEVATO E PROTEZIONE DI 3M CON MATERASSI RENO SU GEOTESSUTO .....	53
FIGURA 4-11: SEZIONE TIPO DEL RILEVATO E PROTEZIONE DI 5M CON MATERASSI RENO SU GEOTESSUTO .....	53
FIGURA 4-12: SEZIONE TIPO DEL RILEVATO E PROTEZIONE DI 7M CON MATERASSI RENO SU GEOTESSUTO .....	54
FIGURA 0-1: VOLO IGM 1954 .....	61
FIGURA 0-2: VOLO IGM 1954.....	61
FIGURA 0-3: VOLO 1975.....	61
FIGURA 0-4: VOLO IGM 1976 .....	62
FIGURA 0-5: VOLO IGM 1985 .....	62
FIGURA 0-6: VOLO IGM 1982-1986.....	62
FIGURA 0-7: VOLO IGM 1991 .....	63
FIGURA 0-8: VOLO REGIONE ABRUZZO 2001-2002 .....	63
FIGURA 0-9: VOLO REGIONE ABRUZZO 2007 - PARTE 1 .....	63
FIGURA 0-10: VOLO REGIONE ABRUZZO 2007 - PARTE 2 .....	64
FIGURA 0-11: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2007 .....	64
FIGURA 0-12: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2013 .....	64
FIGURA 0-13: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2015 .....	65
FIGURA 0-14: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2016.....	65
FIGURA 0-15: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2017 .....	65
FIGURA 0-16: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2018 .....	66
FIGURA 0-17: IMMAGINE GOOGLE EARTH - ANNO 2019 .....	66

## 1 PREMESSA

La presente relazione descrive lo studio idraulico eseguito nell'ambito della progettazione definitiva per la realizzazione del IV Lotto della S.S.80 Teramo-Mare, Variante alla S.S.80 dalla A14 (Mosciano S. Angelo) alla S.S.16 (Giulianova), ed illustra le principali analisi svolte, sia sui singoli corsi d'acqua intersecati dal tracciato stradale al fine di verificare idraulicamente le opere d'arte in progetto, sia a livello di area vasta per accertare la compatibilità idraulica della nuova infrastruttura con l'assetto idrogeologico definito dalle vigenti norme di pianificazione di bacino, con particolare riferimento al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) ed al Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA).

In particolare, oggetto del presente studio idraulico, sono le interferenze che il corpo stradale di progetto ha con il Fiume Tordino ed i suoi affluenti. Il tracciato stradale, infatti, si sviluppa per un tratto iniziale di circa 5 km in destra idraulica del Fiume Tordino, per poi attraversarlo, proseguire in sinistra idraulica e terminare dopo 1.6 km in corrispondenza dell'intersezione con la S.S. 16 "Adriatica", in agro del Comune di Giulianova.

Le interferenze idrauliche principali possono così riassumersi:

- Fiume Tordino
- Fosso Cavone
- Fosso Corno
- Fosso Maisè
- Fosso Mustaccio
- Fossi minori

Per quanto attiene alle analisi idrologiche finalizzate alla definizione dei valori di piena caratteristici dei corsi d'acqua interferiti si fa riferimento a quanto riportato nella relazione idrologica che deve essere considerata parte integrante dello studio di compatibilità idraulica.

Le verifiche idrauliche, sia quelle 1D-monodimensionali che 2D-bidimensionali, sono state condotte per un tempo di ritorno  $T_R$  pari a 200 anni.

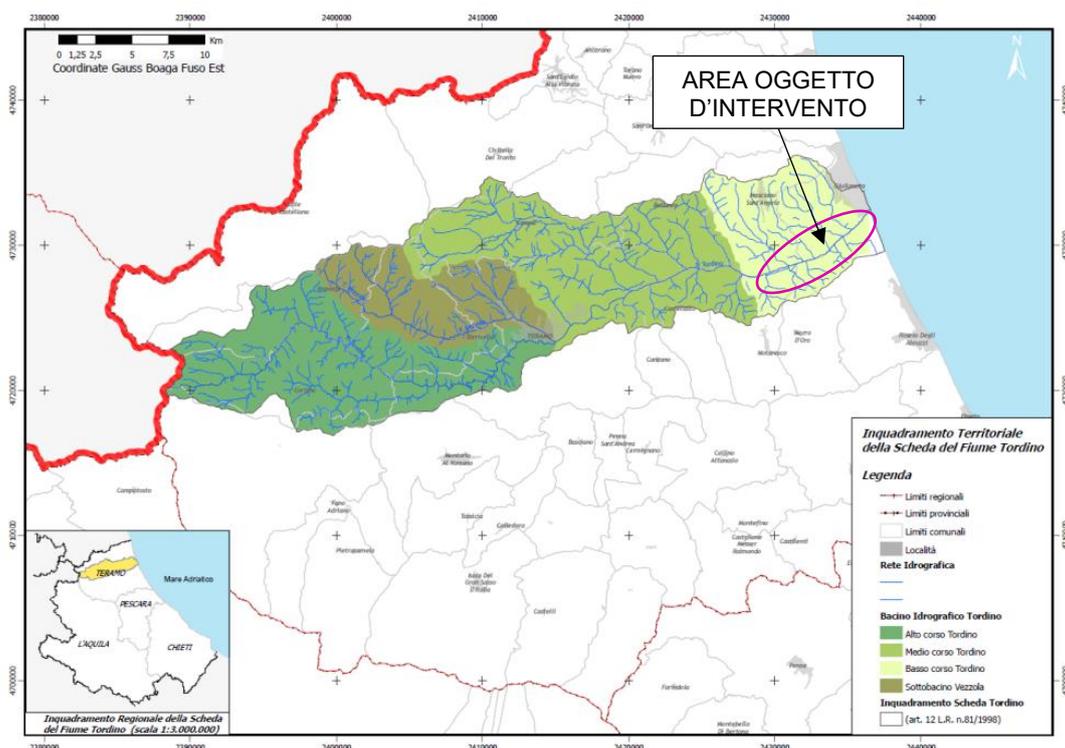


Figura 1-1: Bacino Fiume Tordino e suoi affluenti

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nel presente capitolo sono riportate le indicazioni normative e pianificatorie generali che riguardano la problematica del rischio idrogeologico, gli obiettivi di risoluzione delle problematiche e i vincoli tecnici da rispettare nella progettazione delle opere idrauliche.

Si riporta di seguito un breve elenco delle normative vigenti a livello comunitario, nazionale e regionale in materia di rischio idraulico e idrogeologico.

- Legge 18 maggio 1989, n.183 “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo”;
- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 29 settembre 1998 “Atto di indirizzo e coordinamento per l’individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all’art.1, commi 1 e 2 del D.L. 11 giugno 1998 n.180”;
- Decreto Legge 12 ottobre 2000, n. 279, “Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali” convertito con modificazioni dalla legge 11 dicembre 2000, n. 365
- Legge Regione Abruzzo 16 settembre 1998, n. 81, “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo”;
- Legge Regione Abruzzo 24 agosto 2001, n. 43, “Istituzione dell’Autorità di bacino di rilievo interregionale del fiume Sangro”
- Legge 13 luglio 1999, n.226 “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 13 maggio 1999, n.132, recante interventi urgenti in materia di protezione civile”;
- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n.152 “Norme in materia ambientale” – parte III “Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall’inquinamento e di gestione delle risorse”;
- Direttiva Alluvioni 2007/60/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio del 23 ottobre 2007, relativa alla valutazione e alla gestione del rischio alluvioni;
- Piano Stralcio di Bacino per l’assetto idrogeologico dei bacini di rilievo regionale abruzzesi e del bacino interregionale del fiume Sangro - Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi (PAI), approvato con delibera regionale n.94/7 del 29/01/2008;
- Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA), approvato con delibera regionale n.94/5 del 29/01/2008.
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 e s.m.i. “Norme tecniche per le costruzioni”;

### 2.1 NTC 2018

Per la redazione del progetto si fa riferimento alle normative vigenti ed alle relative istruzioni (D.M. 17/01/18 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”). In ordine agli aspetti di compatibilità idraulica si fa riferimento ad un tempo di ritorno  $T_R$  pari a 200 anni ( $T_R = 200$ ).

L’ubicazione dei manufatti (pile, spalle e rilevati di approccio alle opere d’arte) è tale da garantire per pile da realizzare in alveo, una luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente, avendo cura di prevedere per le pile in alveo idonei accorgimenti per fronteggiare fenomeni di escavazione in corrispondenza delle fondazioni.

Il franco idraulico, definito come distanza liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l’intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza tra l’intradosso delle strutture e il fondo alveo.

Per quanto riguarda i tombini, ovvero quei manufatti totalmente rivestiti in sezione, in grado di condurre complessivamente portate fino a  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  l’evento da assumere a base del progetto è sempre riferito ad un tempo di ritorno  $T_R$  pari a 200 anni ed il tirante idrico non dovrà superare i  $2/3$  dell’altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0.50m.

## 2.2 PSDA

Il Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA), approvato con delibera regionale n.94/5 del 29/01/2008 per il territorio dei bacini della Regione Abruzzo, individua e perimetra le aree a pericolosità idraulica attraverso la determinazione dei livelli corrispondenti a condizioni di massima piena valutati con i metodi scientifici dell'idraulica.

In tali aree di pericolosità idraulica il Piano ha la finalità di evitare l'incremento dei livelli di pericolo e rischio idraulico, impedire interventi pregiudizievoli per il futuro assetto idraulico del territorio, salvaguardare e disciplinare le attività antropiche, assicurare il necessario coordinamento con il quadro normativo e con gli strumenti di pianificazione e programmazione in vigore.

Il PSDA ha individuato, sulla base dei criteri del D. L. 180/98, per i corsi d'acqua principali, le aree a rischio alluvionale da sottoporre a misure di protezione e rispetto alle quali programmare quelle azioni (opere, vincoli e direttive) che permettano di raggiungere un assetto fisico compatibile con la sicurezza idraulica.

La distribuzione della pericolosità idraulica è stata zonizzata in funzione del limite di inondazione per i tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni in 4 classi: molto elevata (P4), elevata (P3), media (P2) e moderata (P1).

### **L'infrastruttura di progetto interferisce con aree di pericolosità idraulica fino alla classe P4.**

Classi di pericolosità idraulica [Q50 - Q100 - Q200] (\*)

	Pericolosità molto elevata $h_{50} > 1\text{m}$ $v_{50} > 1\text{m/s}$		Reticolo idrografico
	Pericolosità elevata $1\text{m} > h_{50} > 0,5\text{m}$ $h_{100} > 1\text{m}$ $v_{100} > 1\text{m/s}$		
	Pericolosità media $h_{100} > 0\text{m}$		
	Pericolosità moderata $h_{200} > 0\text{m}$		

Figura 2-1: Classi di pericolosità idraulica PSDA

(\*) Pericolosità idraulica. Per ogni riga, il verificarsi di almeno una delle condizioni riportate, in assenza delle condizioni delle righe immediatamente superiori, sancisce l'appartenenza alla classe di pericolosità idraulica.



Figura 2-2: Perimetrazioni pericolosità idraulica PSDA lungo il tratto del Fiume Tordino oggetto di studio

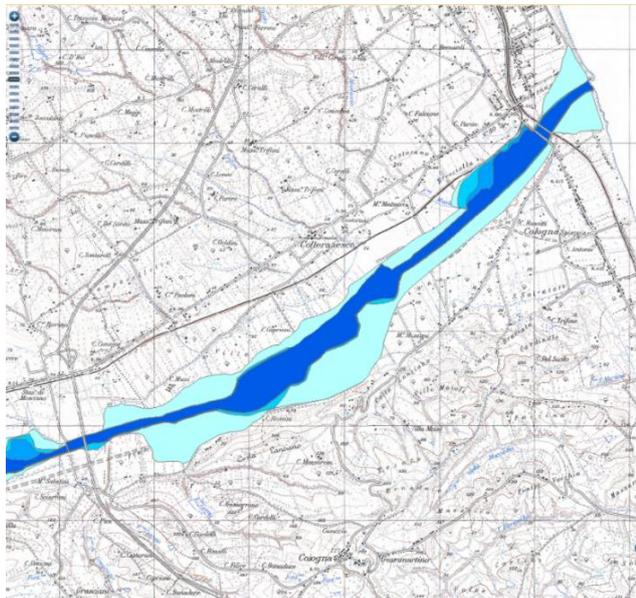


Figura 2-3: Perimetrazioni pericolosità idraulica PSDA su base cartografica IGM

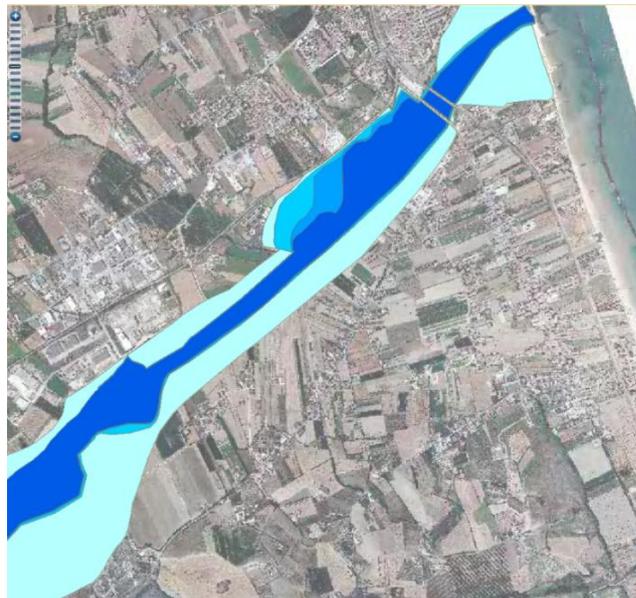


Figura 2-4: Perimetrazioni pericolosità idraulica PSDA su ortofoto, tratto in prossimità della foce

Così come definito nell'Art. 7 comma 3 delle Norme di Attuazione del PSDA: allo scopo di impedire l'aumento delle situazioni di pericolosità nelle aree di pericolosità idraulica perimetrate dal PSDA, tutti i nuovi interventi, opere, attività previsti dallo stesso PSDA devono essere tali da:

- a. non compromettere la riduzione delle cause di pericolosità, né la sistemazione idraulica a regime;
- b. Conservare o mantenere le condizioni di funzionalità dei corsi d'acqua, facilitare il normale deflusso delle acque ed il deflusso delle piene;
- c. Non aumentare il rischio idraulico;
- d. Non ridurre significativamente la capacità di laminazione o invasamento nelle aree interessate;
- e. Favorire quando possibile la formazione di nuove aree inondabili e di nuove aree permeabili;
- f. Salvaguardare la naturalità e la biodiversità degli alvei.

## 2.2.1 Norme di attuazione PSDA

Per gli interventi in progetto, le Norme di Attuazione del PSDA prevedono la redazione di uno studio di compatibilità idraulica nell'intento di prevenire l'aumento delle condizioni di rischio idraulico provocati da uno sviluppo del territorio, all'interno di aree caratterizzate da un grado di pericolosità idraulica, in modo incompatibile con la capacità della rete idrografica.

## 2.2.2 Obiettivi dello studio di compatibilità idraulica

Gli interventi da realizzarsi nelle aree di pericolosità idraulica nei casi previsti dalle Norme di Attuazione, devono essere corredate da uno studio di compatibilità idraulica che dimostri la coerenza con quanto proposto dal PSDA e si dimostri, che l'intervento è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente (fatto salvo quello intrinsecamente connesso all'intervento stesso) e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio mediante azioni future.

Lo studio di compatibilità deve:

- 1) descrivere e valutare gli effetti idrologici ovvero definire la variazione della risposta idrologica dei terreni in seguito alla trasformazione dell'area;
- 2) descrivere e valutare gli effetti idraulici ovvero la situazione di pericolosità idraulica sia dell'area in oggetto sia di quelle limitrofe al corso d'acqua nel tratto di valle;

3) Suggestire tecniche costruttive o azioni compensative volte a ridurre o eliminare l'impatto dell'intervento in progetto.

Gli effetti idrologici vengono descritti attraverso:

- L'inquadramento della situazione attuale, dello sfruttamento dell'area in riferimento all'uso del suolo, al grado di permeabilità delle superfici quantificando le aree omogenee, i sistemi di raccolta e smaltimento delle acque.
- La definizione dello stato di progetto mettendo in evidenza le modifiche apportate allo stato di fatto;
- La valutazione dell'eventuale diminuzione della permeabilità media dell'area;
- la valutazione della modifica della risposta idrologica, quantificando la variazione dei deflussi totali trasferiti al corpo idrico ricettore a seguito dell'intervento di progetto ed il loro eventuale incremento

Gli effetti idraulici dovranno mettere in evidenza le eventuali modifiche che verranno apportate alla morfologia dell'alveo fluviale attraverso:

- inquadramento dello stato attuale della situazione di pericolosità, riportando i risultati del PSDA, facendo riferimento non solo all'area oggetto d'intervento ma anche alle aree limitrofe a valle del corpo idrico che potrebbero subire delle ripercussioni a causa della realizzazione delle opere di progetto;
- evidenziare eventuali sottrazioni al fiume di aree idonee all'espansione in caso di verificarsi di eventi di piena eccezionali;
- valutazione di eventuali modifiche al regime idrometrico che potrebbe avere effetti negativi sulla sicurezza del territorio a causa dell'aumento del livello o della dimensione delle aree a pericolosità idraulica.

### 2.3 PAI

Il Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico dei bacini di rilievo regionale abruzzesi e del bacino interregionale del fiume Sangro - Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi (PAI), è stato redatto secondo gli indirizzi della L. 183/1989 e del D.L. 180/1998 e s.m.i. ed approvato con delibera regionale n.94/7 del 29/01/2008. Con il Piano di Bacino si realizza uno strumento di gestione del territorio compatibile con le dinamiche naturali e del territorio stesso, nell'ottica di uno sviluppo sostenibile. La normativa di attuazione del PAI disciplina le destinazioni d'uso del territorio attraverso prescrizioni puntuali su ciò che è consentito e ciò che è vietato realizzare, in termini di interventi opere ed attività, nelle aree a pericolosità molto elevata (P3), elevata (P2) e moderata (P1).

A seguire si riporta uno stralcio del PAI vigente inquadrato nell'intorno del Fiume Tordino. L'infrastruttura di progetto non interseca nessuna delle perimetrazioni del PAI, ma si sviluppa in prossimità di aree segnalate come orli di scarpata in erosione fluviale con processi di dissesto attivo o quiescente.

		STATO DI ATTIVITA'		
		ATTIVO	QUIESCENTE	NON ATTIVO
FORME, PROCESSI E DEPOSITI PER ACQUE CORRENTI SUPERFICIALI	Orlo di scarpata di erosione fluviale o torrentizia			
	Alveo con erosione laterale o sponda in erosione			
	Alveo con tendenza all'approfondimento			
	Solco da ruscellamento concentrato			
	Superficie a calanchi e forme similari			
	Superficie con forme di dilavamento prevalentemente diffuso			
	Superficie con forme di dilavamento prevalentemente concentrato			
	Conoide alluvionale			
	Cono di origine mista			
	Depressione palustre			

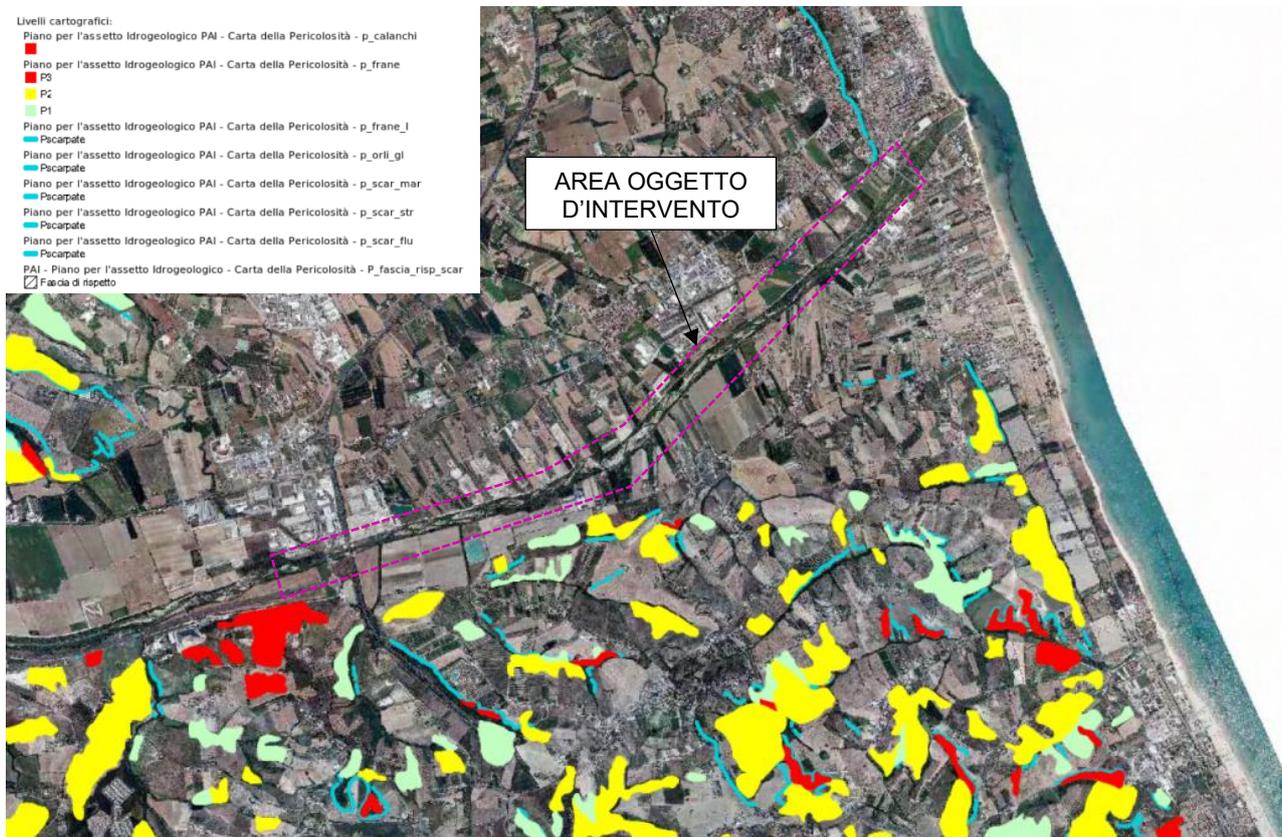


Figura 2-5: Stralcio cartografia PAI vigente su ortofoto



Figura 2-6: Stralcio cartografia PAI su base cartografica IGM ed ortofoto a diversa scala

Dal confronto di fotogrammi storici riportati nell'Allegato 1, risulta evidente la spiccata propensione del Fiume Tordino a non avere un andamento ben definito in un alveo regolare ma con caratteristiche intermedie tra un

alveo sinuoso a tratti meandriforme o intrecciato, tipico di una morfologia transizionale, caratterizzata da un alveo relativamente largo e poco profondo, costituito in gran parte da barre emerse. Il canale di magra divaga all'interno dell'alveo, alternando continuamente la posizione sui due lati, e scorrendo quindi spesso a contatto con una delle due sponde (definizione IDRAIM). Si riporta in Figura 2-7, Figura 2-8, Figura 2-9 l'evoluzione temporale del processo di erosione fluviale, particolarmente accentuato in corrispondenza di un'installazione di serre sulla strada comunale di Coste Lanciano.

Sulla base delle considerazioni fatte sulle caratteristiche morfologiche del Fiume Tordino e dei risultati ottenuti dalle simulazioni idrauliche eseguite con modello bidimensionale in moto vario e nell'ipotesi del verificarsi di fenomeni di instabilità che potrebbero innescarsi a causa delle tendenze evolutive del corso d'acqua, si prevede la realizzazione di interventi di protezione idraulica dei rilevati ricadenti nelle aree soggette ad allagamento per eventi di piena caratterizzati da un tempo di ritorno di 200 anni. Inoltre, laddove la strada di progetto si avvicina maggiormente alle sponde, si prevedono interventi di protezione spondale come meglio descritto e verificato nel Capitolo 4.



Figura 2-7: Ortofoto fonte Google Earth - anno 2004



Figura 2-8: Ortofoto fonte Google Earth - anno 2018



Figura 2-9: Ortofoto rilievo settembre 2020

### 3 ANALISI IDRAULICA

L'analisi idraulica è stata realizzata nello scenario dello stato di fatto e di progetto preliminarmente mediante l'implementazione di modelli idraulici monodimensionali in moto permanente per i corsi d'acqua interferiti dall'infrastruttura di progetto e successivamente con un modello bidimensionale in moto vario per simulare le modalità con cui l'onda di piena tracima ed inonda le aree circostanti.

#### 3.1 CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Per poter effettuare una modellazione idraulica di un corso d'acqua, sia essa di tipo monodimensionale o bidimensionale, in grado di interpretare quanto più correttamente e dettagliatamente il reale comportamento di un fiume in diverse condizioni di regime idraulico, è necessario disporre di dati relativi all'assetto geometrico, con riferimento sia all'alveo inciso che alle aree golenali, nonché alle opere presenti.

Nel presente studio, il modello bidimensionale del tratto del fiume Tordino in esame è stato implementato utilizzando le seguenti fonti di informazioni topografiche:

- Cartografia aerofotogrammetrica
- DTM (modello digitale del terreno) Lidar del tratto del fiume Tordino oggetto del presente studio, con maglia 1x1m realizzato nella campagna di rilievi di settembre 2020;
- DTM con maglia 1x1m del Geoportale Nazionale utilizzato per coprire le aree a monte dell'intervento non comprese nell'area di rilievo di settembre 2020;
- DTM con maglia 2x2m del Geoportale Nazionale per coprire l'area costiera;
- Rilievo celerimetrico dell'area d'intervento.

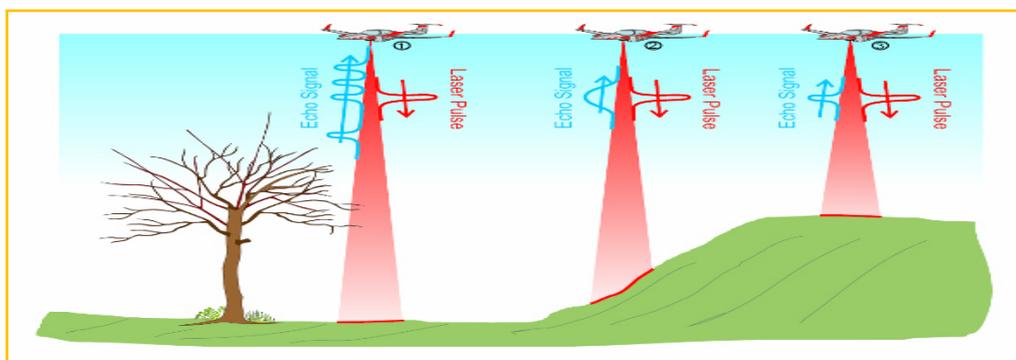
Le cartografie a scala minore (CTR e aerofotogrammetria), così come l'impiego di immagini satellitari, sono servite per una più precisa localizzazione degli elementi esistenti e degli interventi in progetto durante la modellazione, e per un ulteriore confronto incrociato della qualità delle differenti basi topografiche, a diversa scala cartografica e risalenti a momenti differenti.

Il DTM verificato e integrato con tutti i contributi è stato utilizzato come base per l'implementazione della modellazione idraulica.

##### 3.1.1 DTM (Modello digitale del terreno) lidar

Tutta l'area fluviale del Tordino interessata dagli interventi in progetto, è stata oggetto di un'approfondito rilievo plani-altimetrico al fine di individuare con precisione l'andamento dell'alveo. In particolare, a settembre 2020 è stato realizzato un rilievo di dettaglio dell'area con laser scanner aereo, LIDAR .

La tecnica di rilievo con Laser Scanner anche conosciuta come LIDAR (Light Detection And Ranging) è costituita da un sensore Laser Scanner montato su aereo che invia una grande quantità di impulsi Laser verso il terreno e ne misura il tempo di riflessione del terreno, ricavandone indirettamente la quota assoluta rispetto al sensore stesso.



Tale misura permette di ricavare la quota sul livello del mare del punto sul terreno che ha generato la riflessione dell'impulso Laser. Ciò è reso possibile dall'impiego di sistemi di posizionamento IMU, in grado di determinare la posizione e la quota dell'aereo in ogni istante della ripresa. Il tipo di sensore e la quota di sorvolo determinano la densità dei punti quota misurati sul terreno. Dai dati LiDAR opportunamente elaborati

è possibile restituire informazioni precise sulla morfologia del terreno anche in corrispondenza di aree densamente coperte da vegetazione, grazie alla capacità del fascio laser di penetrare la copertura forestale e raggiungere il suolo sottostante. La tecnologia LiDAR (Light Detection and Ranging) è un importante strumento di rilievo morfometrico in grado di restituire, rispetto alla metodologia tradizionale, un elevato numero di dati topografici ad elevata precisione e la capacità di discernere con processi di filtraggio automatizzati i punti relativi ad oggetti sul terreno (come vegetazione, aree urbane) da quelli corrispondenti al suolo. Il LiDAR aerotrasportato rappresenta una tecnica di rilievo che consente la derivazione di Modelli Digitali del Terreno (DTM) e (DSM) ad un'accuratezza e ad una risoluzione non raggiungibile dai DEM derivati da dati altimetrici acquisiti con tecniche tradizionali.

Il rilievo Lidar realizzato a settembre 2020 ha fornito tavolette DTM relative al tratto di Tordino interessato, caratterizzate da una maglia 1x1 m di lato.

Poiché la modellazione idraulica bidimensionale necessita di domini molto estesi per non influenzare le condizioni idrodinamiche dell'area da analizzare, per creare il DTM base dell'area 2D da indagare sono state utilizzate anche le tavolette DTM disponibili nella Banca Dati del Geoportale Nazionale (GN) del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM), con risoluzione 1x1 m lungo l'asta del Tordino e 2x2 m nella zona della fascia costiera.

Per creare un modello digitale del terreno uniforme è stato necessario l'utilizzo di un software GIS per unire le diverse tipologie di dato, ricampionarle alla risoluzione maggiore (1x1m) e creare un unico file DTM da implementare nel modello idraulico.

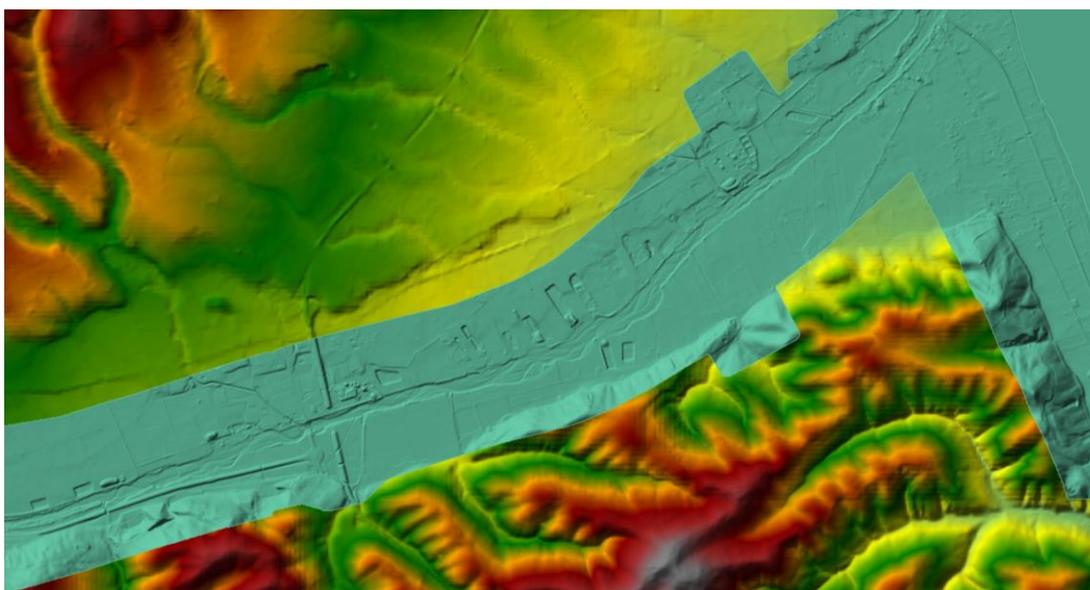


Figura 3-1: Unione dei DTM dell'area oggetto di studio

## 3.2 MODELLAZIONE IDRAULICA MONODIMENSIONALE

### 3.2.1 Metodo di calcolo

Le verifiche idrauliche degli attraversamenti del reticolo idrografico esistente con i ponti e viadotti in progetto, valutano il rispetto di un adeguato franco tra la quota del pelo libero dell'acqua e la quota sottotrave dei manufatti. Tali verifiche sono state eseguite effettuando delle simulazioni in moto permanente, di un tratto significativo di asta, avvalendosi del software di calcolo Hec-RAS, sviluppato dal *U.S. Army Corps of Engineers*. Le verifiche contemplano lo stato ante e post operam, per portate aventi tempo di ritorno pari a 200 anni.

I fenomeni di deflusso in esame, per lo meno nelle immediate vicinanze degli attraversamenti, si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del

sistema di equazioni differenziali che governano il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio. Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema.

### 3.2.2 Profili di corrente

Il codice di calcolo utilizzato per il profilo idrico in piena della corrente nel tratto di corso d'acqua fa riferimento alle condizioni di moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo variabile).

Tale schema che tiene conto della variazione delle dimensioni dell'alveo e delle singolarità localizzate (rappresentate da manufatti, bruschi restringimenti o allargamenti, variazioni di scabrezza, salti di fondo), ed è generalmente adatto ad affrontare tutte le situazioni in cui la valutazione degli effetti degli interventi in progetto sulle condizioni di deflusso è rappresentabile in termini di modificazione del profilo idrico. A tal proposito ci si è avvalsi del programma di calcolo Hec-Ras, nel quale è implementata una procedura di calcolo nota in letteratura con il nome di Standard Step Method.

La Procedura consiste nel calcolo, della quota del pelo libero in una sezione a partire da quella nota in una sezione adiacente, per mezzo di un procedimento iterativo che si avvale delle seguenti due equazioni:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

$$h_e = L \overline{S_f} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

$WS_1, WS_2 =$  quote del pelo libero nelle sezioni alle estremità della tratta considerata;

$V_1, V_2 =$  velocità media (portata/area liquida) nelle citate sezioni;

$\alpha_1, \alpha_2, =$  coefficiente di Coriolis;

$g =$  accelerazione di gravità (= 9.81 m/s<sup>2</sup>);

$h_e =$  perdita di energia tra le 2 sezioni;

$L =$  lunghezza della tratta (media pesata);

$S_f =$  cadente piezometrica della tratta;

$C =$  coefficiente di espansione o contrazione

La lunghezza media della tratta viene definita come:

$$L = \frac{L_{lob} \overline{Q}_{lob} + L_{ch} \overline{Q}_{ch} + L_{rob} \overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \quad (3)$$

dove:

$L_{lob}$ ,  $L_{ch}$ ,  $L_{rob}$  = lunghezze per il modo in golena sinistra, alveo di magra e in golena destra;

$Q_{lob}$ ,  $Q_{ch}$ ,  $Q_{rob}$  = media aritmetica delle portate nelle due sezioni con riferimento a golena sinistra, alveo di magra e golena destra.

La determinazione della capacità di portata totale e del coefficiente di Coriolis per una data sezione richiede che il flusso sia suddiviso in parti con velocità uniformemente distribuita. In pratica il flusso nelle golene viene suddiviso in base ai punti utilizzati per descrivere la geometria della sezione, e la capacità di portata in ogni posizione dell'area liquida è calcolata con la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} ar^{2/3} \quad (4)$$

dove:

$k$  = capacità di portata della porzione considerata;

$n$  = coefficiente di Manning della porzione,

$a$  = area della porzione;

$r$  = raggio idraulico della porzione.

La capacità di portata totale dell'intera sezione è ottenuta come somma delle capacità delle singole porzioni nelle quali la stessa è stata suddivisa. Le perdite di carico vengono calcolate come prodotto della lunghezza media pesata della tratta  $L$ , determinata con l'espressione (3), per la cadente piezometrica media. Nelle espressioni analitiche utilizzate per il calcolo dei profili di moto sono implicite le seguenti osservazioni, che pertanto devono essere verificate nell'effettivo fenomeno fisico soggetto ad indagine:

- il moto è stazionario
- il moto è gradualmente vario
- il moto è unidimensionale (componenti della velocità in direzioni diverse da quella del moto non sono considerate)
- la pendenza del corso d'acqua è  $<10\%$ .

Si assume il moto stazionario in quanto nelle equazioni utilizzate non compaiono i termini dipendenti dal tempo. Il moto deve essere di tipo gradualmente vario perché l'equazione (1) è basata sull'ipotesi che in tutte le sezioni vige una distribuzione idrostatica delle pressioni.

Il moto deve essere unidimensionale perché l'equazione (4) è basata sull'ipotesi che la quota energetica sia la stessa in tutti i punti di una sezione.

Si assumono poi pendenze "piccole" perché si assume di avere distribuzione idrostatica delle pressioni lungo le verticali, che per valori piccoli della pendenza possono essere identificate con le normali al moto.

### 3.2.3 Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo

La realizzazione di un ponte, a causa del restringimento della sezione idraulica dovuto alla presenza di pile e spalle, comporta delle modifiche sulle altezze idrometriche della corrente. Il calcolo del sovrizzo a monte del restringimento viene effettuato attraverso l'impiego delle usuali formulazioni scientifiche, sulla base della modalità di deflusso attraverso la sezione contratta.

È possibile distinguere tre diverse classi di moto:

**Classe A:** il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente lenta.

**Classe B:** il deflusso avviene con transizione da corrente lenta a corrente veloce o viceversa.

**Classe C:** il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente veloce

Nel seguito saranno brevemente riassunte le formulazioni usualmente utilizzate per il calcolo nelle varie condizioni di moto.

## **Classe A**

Un deflusso di tipo A si verifica quando una corrente lenta incontra un restringimento e lo supera restando sempre in condizioni di corrente lenta, ossia con un livello della superficie idrica superiore al valore dell'altezza critica.

Per tale tipologia di deflusso sono disponibili in letteratura numerose formule sperimentali per determinare il sovrizzo rispetto all'altezza del moto indisturbato:

### Equazione dell'energia

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di continuità dell'energia, alle sezioni immediatamente a monte ed a valle del ponte ed a due ulteriori sezioni opportunamente derivate all'ingresso ed all'uscita del ponte.

La perdita di carico attraverso il ponte ed i livelli idrometrici di monte e valle vengono quindi calcolati trattando il ponte come una qualsiasi sezione trasversale del corso d'acqua naturale, avendo comunque ridotto l'area disponibile, incrementato il contorno bagnato e variato il coefficiente di scabrezza, per tenere in conto le modificazioni geometriche della sezione utile al deflusso indotte dalla presenza di spalle e pile.

### Equazione del momento della quantità di moto

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di equilibrio della quantità di moto tra la sezione immediatamente a monte ed immediatamente a valle del ponte.

Il calcolo procede operativamente in tre passi, applicando l'equazione di equilibrio prima tra la sezione d'alveo immediatamente a valle del ponte (indicata nel seguito con S2) e quella di valle del ponte (BD), poi tra questa e quella di monte del ponte (BU) ed infine tra questa e la sezione d'alveo immediatamente a monte del ponte (S1).

Per l'equilibrio tra la sezione d'alveo S2 e la sezione del ponte BD, risulta:

$$A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} = A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} + F_f - W_x$$

dove

$A_2$  e  $A_{BD}$  = area attiva di deflusso alla sezione S2 e BD, rispettivamente;

$A_{PBD}$  = area ostruita dalle pile del ponte nella sezione di valle del ponte;

$Y_2, Y_{BD}$  = distanza verticale tra la superficie idrica ed i baricentri delle aree  $A_2$  e  $A_{BD}$ ;

$g$  = accelerazione di gravità

$$A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} = A_2 \bar{Y}_2 + \frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} - A_{PBD} \bar{Y}_{PBD} + F_f - W_x$$

Infine per l'equilibrio tra la sezione di monte del ponte (BD) e quella di monte dell'alveo (S1) risulta:

$$A_3 \bar{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} + A_{PBU} \bar{Y}_{PBU} + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{PBU} Q_3^2}{g A_3^2} + F_f - W_x$$

dove  $C_D$  è un coefficiente di resistenza per il deflusso della corrente attorno alle pile.

Tale coefficiente viene utilizzato per stimare l'energia necessaria alla corrente per defluire attorno alla pila, dalla separazione del flusso davanti alla struttura, fino alla turbolenza di scia a valle di questa. Alcuni valori del coefficiente di resistenza sono stati determinati tramite studi sperimentali per diverse forme di pile di ponti, come riportato nella tabella seguente:

Forma della pila	Coefficiente di resistenza CD
Pile circolari	1.20
Pile allungate con retro semicircolare	1.33
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 2:1	0.60
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 4:1	0.32
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 8:1	0.29
Pile con fronti squadrate	2.00
Fronte triangolare con angolo di 30°	1.00
Fronte triangolare con angolo di 60°	1.39
Fronte triangolare con angolo di 90°	1.60
Fronte triangolare con angolo di 120°	1.72

Tabella 3.1. Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

### Formula di Yarnell

La formula di Yarnell è un'equazione determinata empiricamente ed utilizzata per il calcolo del sovrizzo a monte della corrente idrica a seguito del restringimento di sezione dovuto ad un ponte.

La formulazione si basa su oltre 2600 esperimenti su modelli fisici a varia grandezza, realizzati per diverse larghezze e lunghezze di ponti, per diverse forme di pile, nonché per diverse portate ed angoli di incidenza della corrente. L'espressione è la seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_2^2}{2g}$$

dove:

$H_{3-2}$  = Sovralzo del livello idrico da monte a valle del ponte

K = Coefficiente di forma delle pile

$V_2$  = Velocità nella sezione di valle

$\omega$  = Rapporto tra l'area ostruita dalle pile nella sezione di valle e l'area totale disponibile al deflusso.

L'equazione di Yarnell dipende dalla forma delle pile, rappresentata dal coefficiente K, dall'area ostruita dalle pile, e dalla velocità dell'acqua. Il metodo risulta indipendente dalla forma della luce del ponte in particolare qualora la perdita di energia risulti principalmente associata alla presenza delle pile. La tabella seguente riporta gli usuali valori del coefficiente K per varie tipologie di pile da ponte.

Forma della pila	Coefficiente di Yarnell (K)
Fronte e retro semicircolari	0.90
Pile con coppia di cilindri con setto di collegamento	0.95
Pile con coppia di cilindri senza setto di collegamento	1.05
Fronte e retro triangolari con angolo di 90°	1.05
Fronte e retro squadrate	1.25

Tabella 3.2. Coefficiente di Yarnell (K) per tipologia di pila

### Formula di Rehbock

La formula di Rehbock, determinata per via sperimentale, calcola il sovrizzo della corrente idrica tramite l'espressione:

$$\Delta y = K_R(1-r)V_2^2 / 2g$$

dove  $K_R = 1$  per pile e rostri arrotondati e  $K_R = 2$  per pile a spigoli vivi

## **Classe B**

Il deflusso di tipo B si verifica nel caso in cui il moto attraverso la sezione ristretta del ponte avviene con il passaggio in condizioni critiche. Tale passaggio può determinare, a seconda delle condizioni di moto della corrente a monte del ponte, una transizione da corrente lenta a corrente veloce (Classe b1) o una transizione da corrente veloce a corrente lenta (Classe b2).

In entrambe le sotto-tipologie di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

Per la classe b1 si può inoltre fare ricorso anche ad una formula empirica che fornisce direttamente un valore ben approssimato dell'altezza a monte:

$$y_o = K(Q^2 / (g \cdot b_o^2 \cdot F_{lim}^2))^{1/3}$$

dove:

$b_o$  = Larghezza dell'alveo a monte del restringimento

$F_{lim}$  = Numero di Froude in funzione del rapporto di contrazione  $r$

$K$  = Coefficiente dipendente dalla forma dell'ostruzione

La tabella sottostante riporta alcuni valori del coefficiente  $K$  in funzione della tipologia delle pile.

Tipo di ostruzione	K
Pile con fronti squadrate	1.135
Pile con fronti triangolari	1.085
Pile con fronti semicircolari	1.050
Contrazione laterale ben accompagnata	1.030-1.020

Tabella 3.3. Valori di coefficiente  $K$  per la condizione di moto di classe 1b

## **Classe C**

Un deflusso di classe C si verifica nel caso in cui una corrente veloce transita attraverso la sezione ristretta del ponte rimanendo sempre in condizioni di moto veloce. In tale caso il massimo dell'elevazione si ha nella sezione contratta ed è inferiore o al massimo uguale all'altezza critica.

Anche per quest'ultima tipologia di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

### **3.2.4 Condizioni al contorno**

In assenza di dati certi sul regime di corrente, si è ipotizzato un regime di corrente mista, e pertanto si sono assegnate condizioni al contorno alle sezioni iniziale e terminale. In particolare si sono imposte le seguenti condizioni:

- Condizione di monte: altezza della corrente pari all'altezza di moto uniforme (imposta come  $j = i_{fondo}$ )
- Condizione di valle: altezza della corrente nota pari al livello medio marino/livello idrico di valle.

### **3.2.5 Scabrezza**

Ai fini del calcolo, i valori del parametro di scabrezza "coefficiente di Manning  $n$ ", sono stati desunti dai valori tabellari definiti per diverse tipologie d'alveo e aree golenali, secondo le principali formulazioni esistenti in letteratura tecnica e di cui se ne riporta uno stralcio nella seguente tabella:

Descrizione del corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning ( $m^{-1/3} \times s$ )	ks Strickler ( $m^{1/3} \times s^{-1}$ )	m Kutter ( $m^{1/2}$ )	$\gamma$ Bazin ( $m^{1/2}$ )
<i>Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo</i>	0.040÷0.033	25÷30	3.50÷3.00	3.00÷2.30
<i>Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo</i>	0.033÷0.028	30÷35	3.00÷2.00	2.30÷1.75
<i>Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione</i>	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
<i>Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati</i>	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
<i>Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo</i>	0.025÷0.022	40÷45	1.50÷1.35	1.30÷1.00
<i>Tratti tominati perfettamente liscati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto</i>	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60
<i>Aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni</i>	0.050÷0.040	20÷25	$\geq 3.50$	$\geq 3.00$
<i>Aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi</i>	0.033÷0.025	30÷40	3.00÷1.50	2.30÷1.30
<i>Aree urbane adibite a parcheggio o con strade abbastanza ampie</i>	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60

### 3.3 ANALISI IDRAULICA MONODIMENSIONALE: SIMULAZIONI ANTE E POST OPERAM

Una prima simulazione in condizioni ante operam è stata condotta su tutti i corsi d'acqua indagati al fine di verificare gli attuali livelli di rischio idraulico associati alla piena duecentennale. In sintesi si riporta lo stato dell'arte di ciascun corso d'acqua, rimandando agli allegati i quaderni delle sezioni ed i tabulati di calcolo.

#### 3.3.1 Viadotto Tordino

Il tratto di Fiume Tordino indagato, si estende dall'attraversamento con la SP22 fino alla foce. L'alveo di magra è di tipo irregolare ed è compreso all'interno dell'alveo di piena più ampio, in gran parte arginato, la cui pendenza media si attesta intorno allo 0.6%

Ai fini della verifica idraulica del Viadotto in progetto, sono state utilizzate 206 sezioni trasversali ricavate dal DTM. Come dato di input si è fatto riferimento alla portata di picco duecentennale derivante dall'idrogramma Teramo. Come condizione al contorno di valle è stata considerata una quota livello mare di valle pari a +0.6 m s.l.m.m ed il valore di scabrezza di Manning adottato è stato differenziato per la zona dell'alveo  $n=0.03$  mentre per la zona extraalveo  $n=0.04$ .

La simulazione dello scenario ante operam permette di definire i livelli idrici attuali, considerando la presenza delle infrastrutture idrauliche esistenti tra cui il ponte tubo, i ponti ad arco ed il ponte ciclo pedonale ubicato in corrispondenza dell'area vicina alla foce. Il calcolo dei profili idrici è stato condotto per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno di 10, 50, 100 e 200 anni.

Risulta evidente dai tabulati di calcolo e dalle sezioni idriche allegate, che la conformazione irregolare dell'alveo del Tordino, risulta insufficiente al transito della portata duecentennale in diversi tratti del tracciato indagato, generando aree di allagamento diffuse sia in destra che in sinistra idraulica.

Si riporta un estratto dei risultati in corrispondenza delle sezioni in cui verrà realizzato l'attraversamento di progetto:



Figura 3-2: Geometria sezioni Hec-Ras

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
TORDINO	2670	TR 200	890.50	12.58	15.92	15.37	16.51	0.003113	3.44	273.94	147.92	0.69
TORDINO	2670	TR 100	789.60	12.58	15.94	15.19	16.40	0.002371	3.02	277.23	148.20	0.60
TORDINO	2670	TR 50	689.60	12.58	15.71	15.02	16.15	0.002515	2.93	243.94	141.27	0.61
TORDINO	2670	TR 10	460.80	12.58	15.17	14.58	15.50	0.002568	2.56	180.22	95.92	0.60
TORDINO	2644.91	TR 200	890.50	12.44	16.02	15.22	16.38	0.001805	2.84	391.12	229.63	0.53
TORDINO	2644.91	TR 100	789.60	12.44	16.02	15.05	16.30	0.001437	2.52	389.16	229.56	0.48
TORDINO	2644.91	TR 50	689.60	12.44	15.76	14.87	16.06	0.001631	2.53	330.69	227.38	0.50
TORDINO	2644.91	TR 10	460.80	12.44	15.12	14.42	15.43	0.002180	2.49	185.14	90.61	0.56
TORDINO	2631.71	TR 200	890.50	12.39	15.86	15.23	16.33	0.002384	3.16	331.06	171.35	0.61
TORDINO	2631.71	TR 100	789.60	12.39	15.41	15.06	16.14	0.004299	3.78	208.71	90.66	0.80
TORDINO	2631.71	TR 50	689.60	12.39	15.68	14.87	16.02	0.001877	2.68	299.96	170.95	0.54
TORDINO	2631.71	TR 10	460.80	12.39	15.05	14.40	15.39	0.002440	2.61	176.63	87.67	0.59
TORDINO	2595.36	TR 200	890.50	12.13	15.44	15.44	16.14	0.003939	3.91	291.06	260.31	0.78
TORDINO	2595.36	TR 100	789.60	12.13	15.23	15.23	15.97	0.004433	3.92	240.80	229.81	0.82
TORDINO	2595.36	TR 50	689.60	12.13	14.92	14.92	15.76	0.005841	4.10	184.01	149.01	0.91
TORDINO	2595.36	TR 10	460.80	12.13	14.34	14.34	15.12	0.007823	3.90	118.14	77.28	1.01

Nello scenario post operam, il nuovo tratto di SS80, interferisce con il Tordino mediante un'opera di scavalco costituita da un viadotto a tre campate, di luci 65m+70m+65m, ubicato tra le sezioni 2644.91 e 2631.71. L'opera è costituita da una struttura con unico impalcato e due pile a fusto circolare di diametro di 3 m, ricadenti in alveo. In corrispondenza delle sezioni monte/valle del ponte, data l'inclinazione dell'attraversamento rispetto all'asse della corrente di circa 35°, è stato introdotto un fattore di correzione nella modellazione idraulica, tramite l'uso della funzione "skew angle", che proietta la geometria in direzione ortogonale al flusso idrico, con un angolo compreso tra direzione delle sezioni e direzione dell'asse fluviale. La simulazione dello scenario post-operam fornisce i seguenti risultati:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
TORDINO	2670	TR 200	890.50	12.58	16.08	15.37	16.59	0.002477	3.20	298.49	150.15	0.62
TORDINO	2670	TR 100	789.60	12.58	16.17	15.19	16.54	0.001738	2.74	311.68	152.79	0.52
TORDINO	2670	TR 50	689.60	12.58	15.87	15.02	16.24	0.001993	2.72	267.20	147.37	0.55
TORDINO	2670	TR 10	460.80	12.58	15.29	14.58	15.58	0.002117	2.40	191.81	96.96	0.55
TORDINO	2644.91	TR 200	890.50	12.44	16.07	15.22	16.52	0.002069	3.07	322.04	229.95	0.57
TORDINO	2644.91	TR 100	789.60	12.44	16.16	15.05	16.49	0.001441	2.61	336.28	230.70	0.48
TORDINO	2644.91	TR 50	689.60	12.44	15.86	14.87	16.19	0.001638	2.60	291.16	228.15	0.50
TORDINO	2644.91	TR 10	460.80	12.44	15.25	14.42	15.53	0.001800	2.34	196.86	91.50	0.51
TORDINO	2640	Bridge										
TORDINO	2631.71	TR 200	890.50	12.39	14.92	15.23	16.40	0.011243	5.39	165.10	86.73	1.25
TORDINO	2631.71	TR 100	789.60	12.39	15.41	15.06	16.14	0.004299	3.78	208.71	90.66	0.80
TORDINO	2631.71	TR 50	689.60	12.39	15.54	14.87	16.01	0.002642	3.06	237.24	170.60	0.63
TORDINO	2631.71	TR 10	460.80	12.39	15.05	14.40	15.39	0.002440	2.61	176.63	87.67	0.59
TORDINO	2595.36	TR 200	890.50	12.13	15.44	15.44	16.14	0.003939	3.91	291.06	260.31	0.78
TORDINO	2595.36	TR 100	789.60	12.13	15.23	15.23	15.97	0.004433	3.92	240.80	229.81	0.82
TORDINO	2595.36	TR 50	689.60	12.13	14.92	14.92	15.76	0.005841	4.10	184.01	149.01	0.91
TORDINO	2595.36	TR 10	460.80	12.13	14.34	14.34	15.12	0.007823	3.90	118.14	77.28	1.01

Dal confronto dei risultati ante e post operam si ricava che la presenza dell'infrastruttura provoca un innalzamento dei livelli di circa 0.05 m in corrispondenza della sezione 2644.91 a monte dell'attraversamento ed un abbassamento in corrispondenza della sezione ristretta del ponte ed in quella subito a valle. Le condizioni di deflusso, in termini di livelli idrici, si ripristinano poco più a valle, in corrispondenza della sezione 2595.36, a dimostrazione del fatto che il manufatto di progetto non comporta notevoli ostruzioni sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

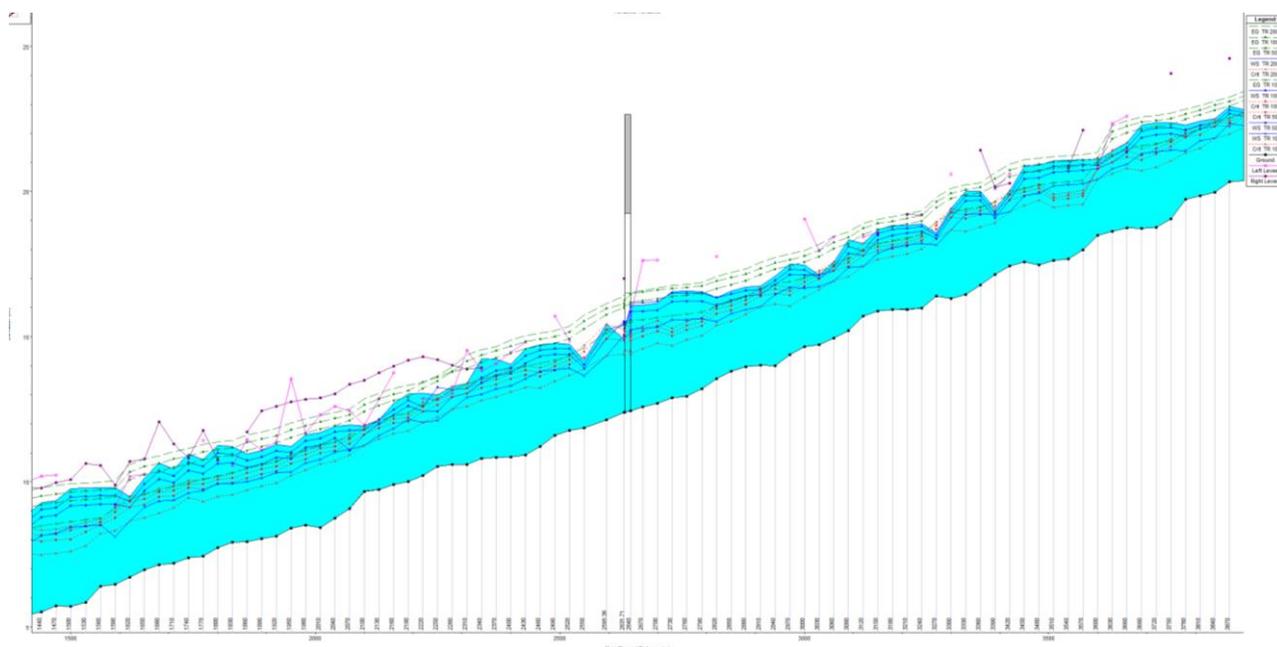


Figura 3-3: Profilo idraulico Hec-Ras per i tempi di ritorno 200,100,50,10

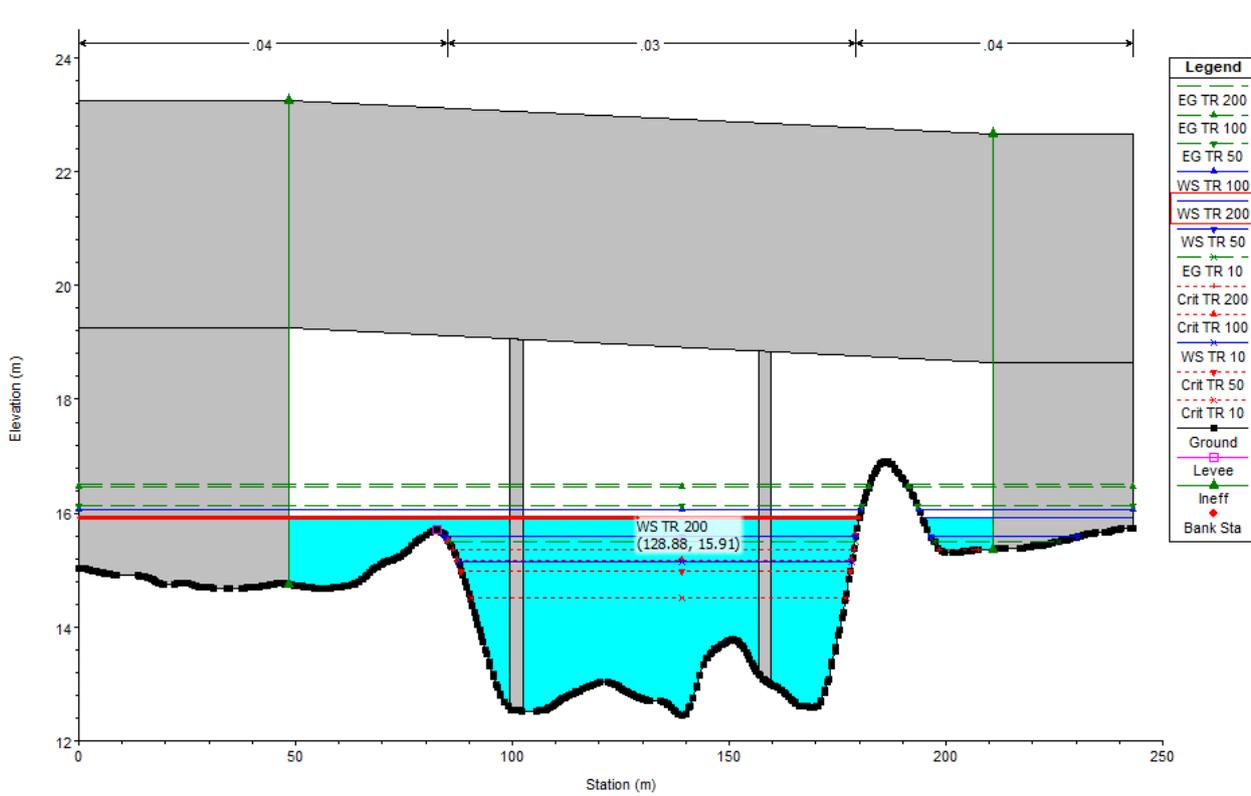


Figura 3-4: Sezione idraulica di progetto a monte del Viadotto Tordino

Il franco idraulico di sicurezza tra la quota di massima piena in alveo e l'intradosso minimo dell'impalcato, si attesta a 2,74m.

Nuovo viadotto Tordino	
Quota min. intradosso impalcato	18.65 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	15.91 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>2.74 m</b>

### 3.3.2 Fosso Cavone

Partendo da monte, il primo fosso con cui l'infrastruttura di progetto interferisce, è il fosso Cavone, un corso d'acqua non rivestito, arginato, con la particolarità di avere il fondo alveo che si attesta mediamente alla quota del piano campagna dei terreni ubicati in destra idraulica. La simulazione dello scenario ante-operam ha evidenziato l'insufficienza della sezione esistente al transito della portata duecentennale in diversi tratti dell'asta oggetto di studio. Nello scenario post-operam, a causa della limitata distanza intercorrente tra il sottovia di progetto in corrispondenza dell'Autostrada A14 ed il fosso stesso, si è constatata l'impossibilità di innalzare la livelletta stradale ad una quota tale da consentire il transito della portata di progetto in condizioni di sicurezza idraulica ed al contempo garantire lo scarico delle acque del bacino afferente in corrispondenza della confluenza con il Tordino. Per tali motivazioni, la soluzione progettuale adottata consiste nella deviazione del tracciato del fosso esistente e nella sua risagomatura che parte circa 100 metri più a valle del tombino posto in corrispondenza dell'interferenza con la SP22. La sezione di progetto è di tipo rettangolare, rivestita in c.a., larga 7 metri ed alta 2.5m. Nella zona di transizione tra il canale esistente e quello di progetto, verranno realizzati due salti di fondo di circa un metro, il canale prosegue con una pendenza dello 0.7% fino all'intersezione con l'infrastruttura stradale, mentre a valle, la pendenza diventa dello 0.3% fino allo sfocio nel Tordino. Dal punto di vista planimetrico, il nuovo canale corre parallelamente al nuovo tratto di strada per poi attraversare l'asse stradale principale con un tombino scatolare (dimensioni 7x4 m) in corrispondenza della progressiva km 0+732, e successivamente la viabilità complanare. In esso confluirà

anche la portata del canale esistente, del quale si ripercorre il tracciato nell'ultimo tratto fino al recapito finale.



Figura 3-5: Fosso Cavone stato di fatto

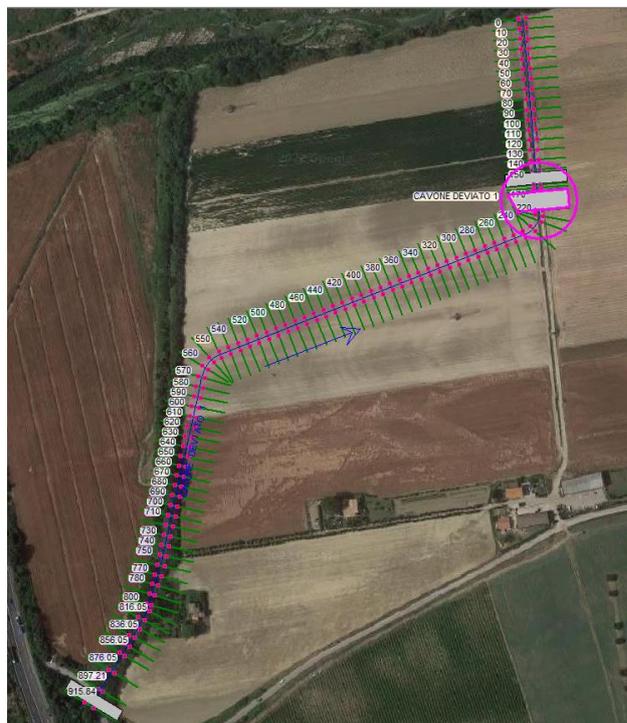


Figura 3-6: Fosso Cavone deviato (scenario di progetto)



Figura 3-7: Attraversamenti fosso Cavone deviato nello scenario di progetto

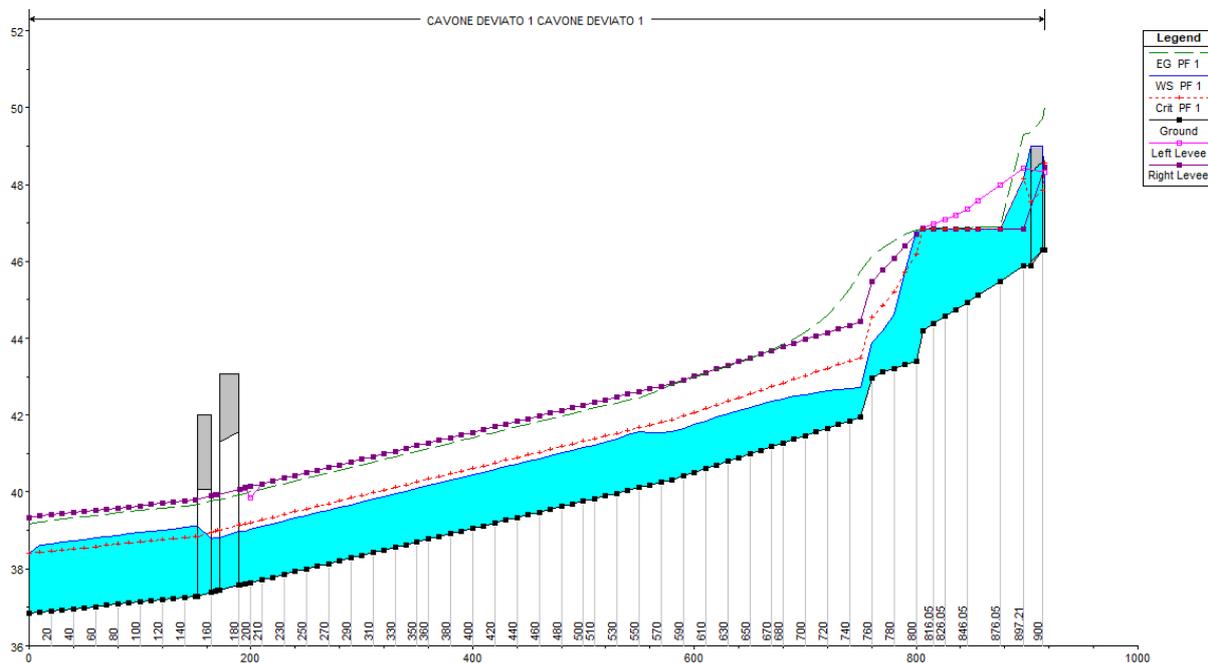


Figura 3-8: Profilo idrico TR200 anni, fosso Cavone deviato

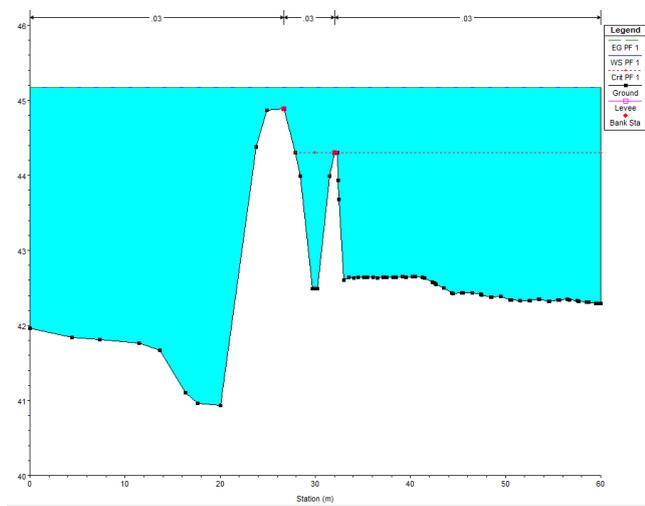


Figura 3-9\_ Sezione fosso Cavone, stato di fatto

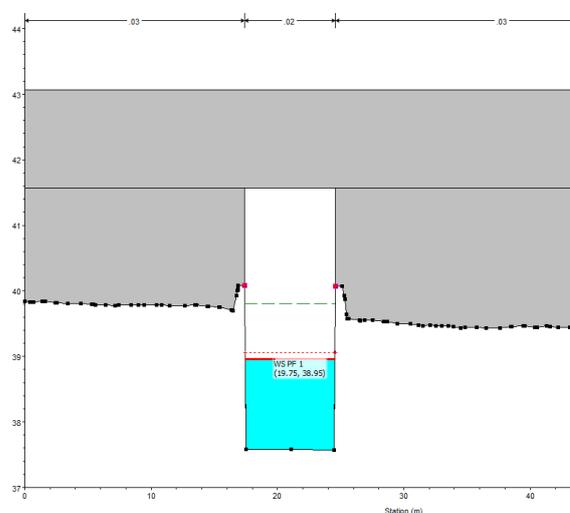


Figura 3-10: Tombino di progetto fosso Cavone, asse principale

Attraversamento fosso Cavone deviato – asse principale	
Quota intradosso impalcato	41.57 m s.l.m.
Quota max livello idrico $T_R$ 200 anni	38.97 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>2.60 m</b>
Attraversamento fosso Cavone deviato – complanare	
Quota intradosso impalcato	40.08 m s.l.m.
Quota max livello idrico $T_R$ 200 anni	38.78 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.30 m</b>

Le acque che rimarrebbero intercluse tra il rilevato autostradale, la nuova strada di progetto ed il fosso Cavone originario nell'area "M" indicata in Figura 3-11, verranno convogliate verso il recapito finale mediante

due tubazioni  $\varnothing 1200$  posizionate in corrispondenza della progressiva km 00+330.56. La verifica del manufatto viene riportata in Tabella 3.4 .



Figura 3-11: Sottobacini

Tabella 3.4: Portate Tr 200 per i sottobacini in corrispondenza dello svincolo iniziale

BACINO	AREA [mq]	L [m]	Qi [m]	Qf [m]	i [m/m]	tc [ore]	$\varnothing$	h [mm]	Q <sub>200</sub> [mc/s]
A	19133.87	165.30	45.99	45.40	0.004	0.170	0.20	41.42	0.259
B	3682.54	123.20	46.78	46.06	0.006	0.170	1.00	41.42	0.249
C	3435.71	119.68	46.70	45.76	0.008	0.170	1.00	41.42	0.233
D	14032.23	161.65	43.67	41.16	0.016	0.115	0.20	37.87	0.258
E	27625.88	254.69	43.44	40.14	0.013	0.177	0.20	41.81	0.362
F	20770.36	118.05	45.93	45.16	0.007	0.126	0.20	38.70	0.354
G	2157.57	99.11	49.82	45.30	0.046	0.170	1.00	41.42	0.146
G1	4554.54	242.92	55.61	51.99	0.015	0.170	1.00	41.42	0.308
L1	3640.93	238.47	55.16	51.93	0.014	0.170	1.00	41.42	0.246
L	2044.53	81.54	49.45	46.42	0.037	0.170	1.00	41.42	0.138
M	39926.38	307.94	44.47	41.70	0.008	0.248	0.20	45.12	0.404
N	5063.71	51.59	42.44	42.14	0.006	0.068	0.20	33.65	0.139
O	64283.78	353.00	42.24	39.57	0.008	0.285	0.20	46.58	0.583
P	222383.26	199.50	42.75	39.50	0.010	0.162	0.20	40.95	3.131

## Circular Culvert

Invert Elev Dn (m)	= 40.9700
Pipe Length (m)	= 29.4000
Slope (%)	= 0.3000
Invert Elev Up (m)	= 41.0582
Rise (mm)	= 1200.0
Shape	= Circular
Span (mm)	= 1200.0
No. Barrels	= 2
n-Value	= 0.012
Culvert Type	= Circular Corrugate Metal Pipe
Culvert Entrance	= Headwall
Coeff. K,M,c,Y,k	= 0.0078, 2, 0.0379, 0.69, 0.5

### Embankment

Top Elevation (m)	= 43.5000
Top Width (m)	= 22.0000
Crest Width (m)	= 0.0000

### Calculations

Qmin (cms)	= 0.0000
Qmax (cms)	= 1.7000
Tailwater Elev (m)	= Normal

### Highlighted

Qtotal (cms)	= 1.6000
Qpipe (cms)	= 1.6000
Qovertop (cms)	= 0.0000
Veloc Dn (m/s)	= 1.8465
Veloc Up (m/s)	= 1.8690
HGL Dn (m)	= 41.4592
HGL Up (m)	= 41.5429
Hw Elev (m)	= 41.7321
Hw/D (m)	= 0.5616
Flow Regime	= Inlet Control

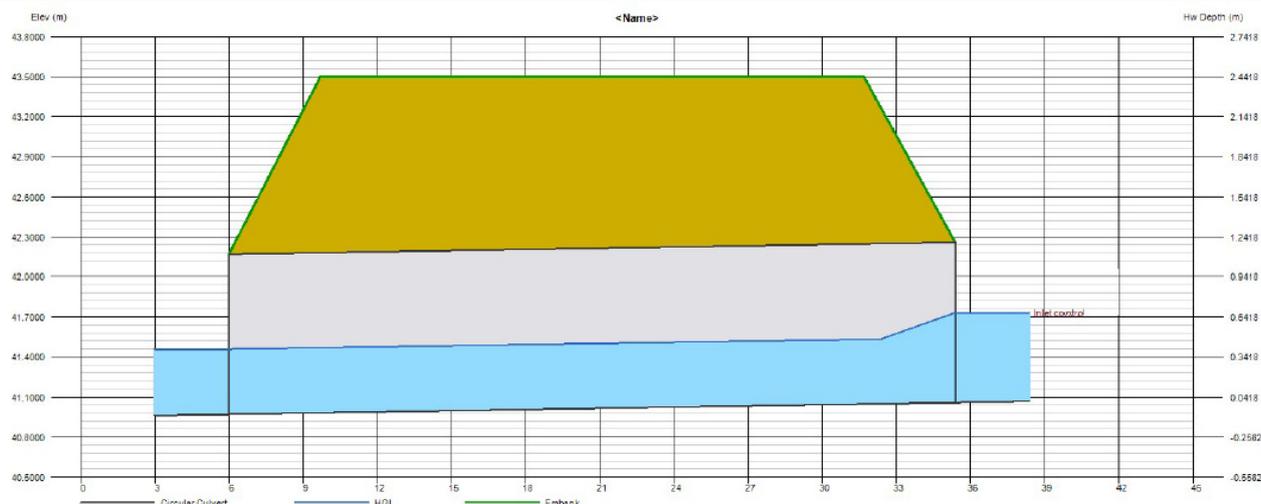


Figura 3-12: Verifica tombino km 00+330.56

### 3.3.3 Fosso Corno

Anche il fosso Corno si presenta come un corso d'acqua non rivestito, arginato, con altezza degli argini di circa 2 m rispetto al piano campagna circostante. L'asta fluviale, caratterizzata da una pendenza dello 0.8% nel primo tratto, diventa del 2% nell'ultimo tratto, in corrispondenza dello sfocio nel corso d'acqua principale, zona in cui l'alveo si allarga ed il rilevato arginale è presente esclusivamente in destra idraulica.

In alcuni tratti si evidenzia la non regolarità della sezione fluviale che comporta delle esondazioni localizzate al transito della portata duecentennale.

Nello scenario di progetto, alla Progr. Km 1+117.80 è prevista la realizzazione di un ponticello di luce 25 m in corrispondenza dell'asse principale, ed un altro ponticello parallelo in corrispondenza della viabilità complanare. Tali opere permettono lo scavalco del fosso nel rispetto del franco idraulico e senza intaccare il rilevato arginale esistente.

Attraversamento fosso Corno – asse principale	
Quota intradosso impalcato	40.24 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	38.44 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.80 m</b>
Attraversamento fosso Corno – complanare	
Quota intradosso impalcato	39.00 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	37.05 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.95 m</b>

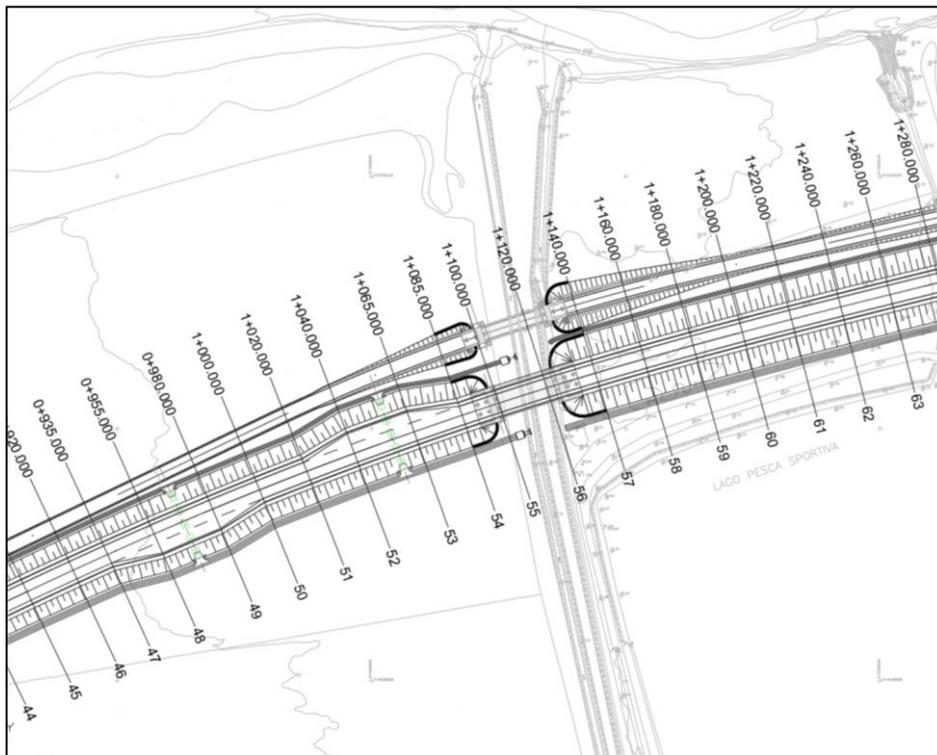


Figura 3-13: Fosso Corno- Scenario di progetto

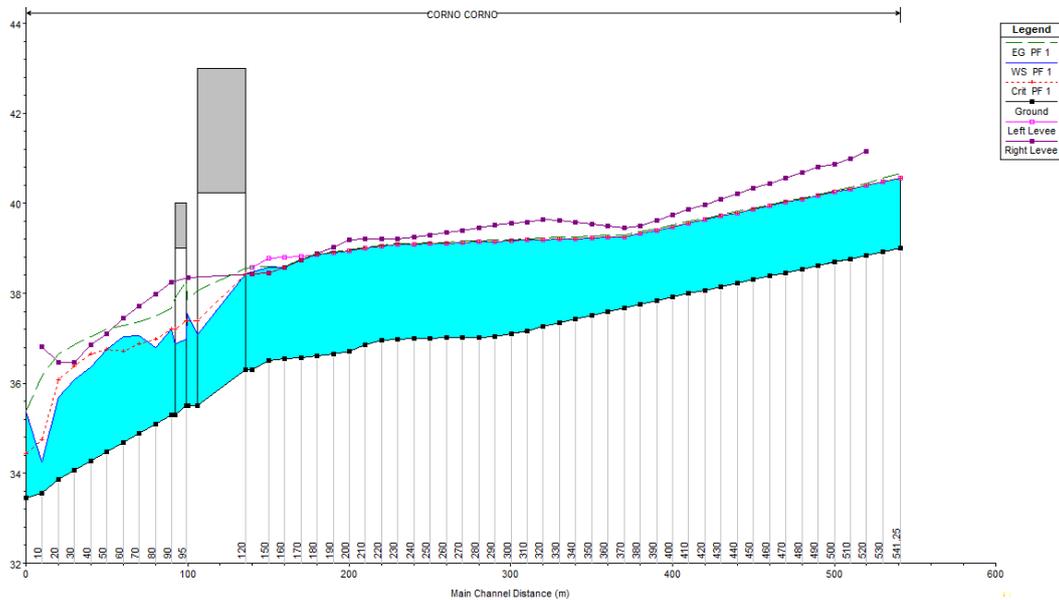


Figura 3-14: Profilo idrico TR200 anni, fosso Corno scenario di progetto



Figura 3-15\_Geometria di progetto fosso Corno

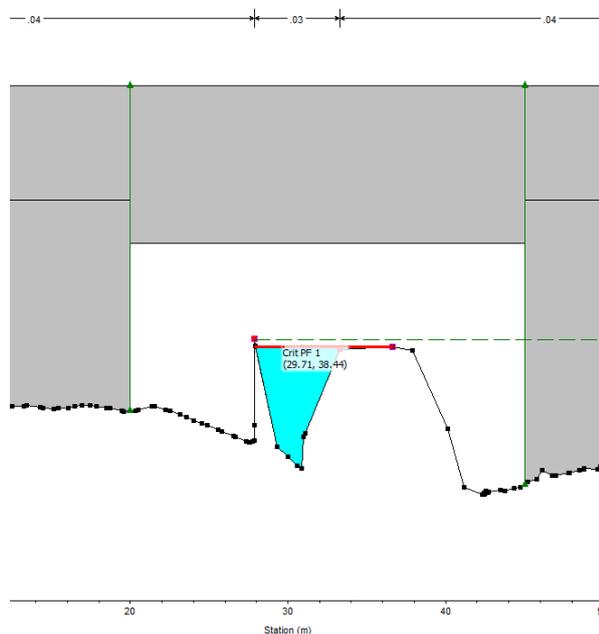


Figura 3-16: Tirante idrico TR200 asse principale, scenario di progetto

### 3.3.4 Fosso Maise

Il fosso Maise interferisce con l'infrastruttura di progetto in corrispondenza dello svincolo di Coste Lanciano. Allo stato attuale si presenta come un canale rivestito di forma trapezia delle dimensioni di circa 2m al fondo e 8 m nella parte superiore, la cui profondità si attesta a 2 m dal piano campagna. La pendenza dell'asta è dello 0.6% e seppur in alcuni punti del tracciato si rileva una insufficienza della sezione per il transito della portata duecentennale, in corrispondenza dei due attraversamenti di progetto, la sezione idrica risulta sufficiente. Per l'attraversamento del fosso in corrispondenza dell'intersezione con la rampa in uscita e con l'asse principale è prevista la realizzazione di due ponticelli di luce 11m.



Figura 3-17: Svincolo Coste Lanciano

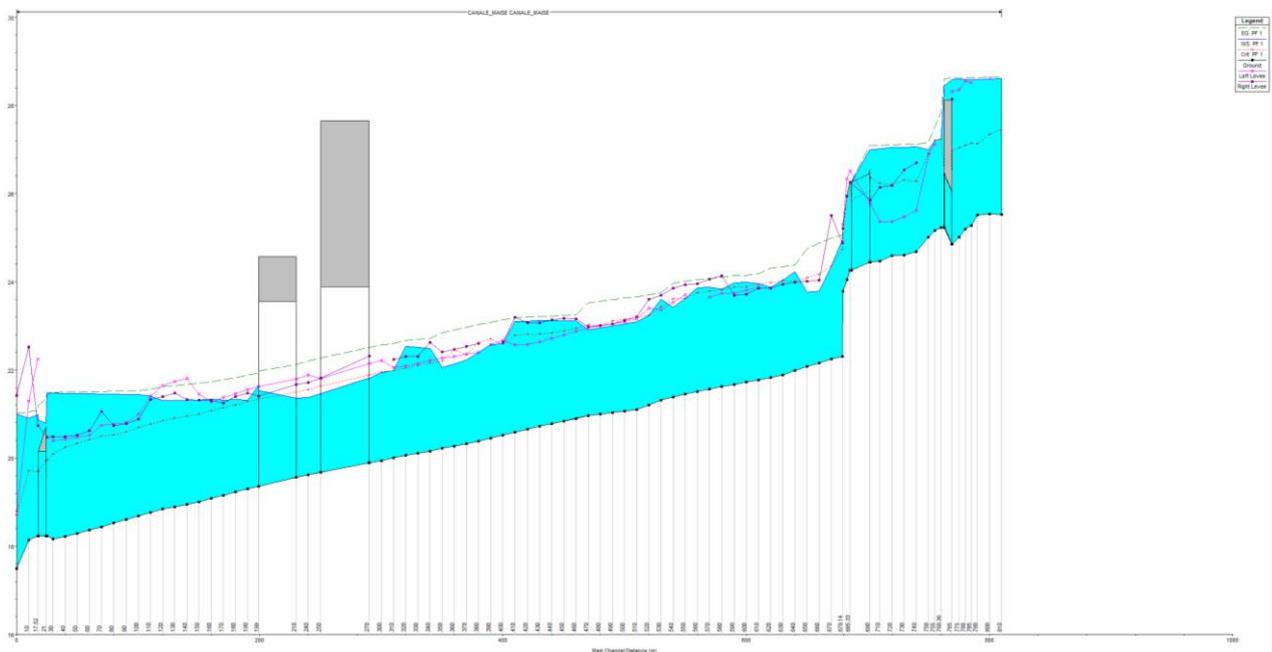


Figura 3-18: Profilo idrico TR200 anni, fosso Maise scenario di progetto

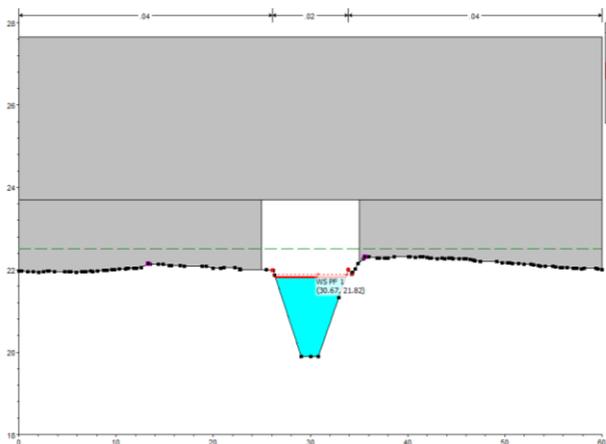


Figura 3-19: Tirante idrico TR200, attraversamento di progetto rampa svincolo

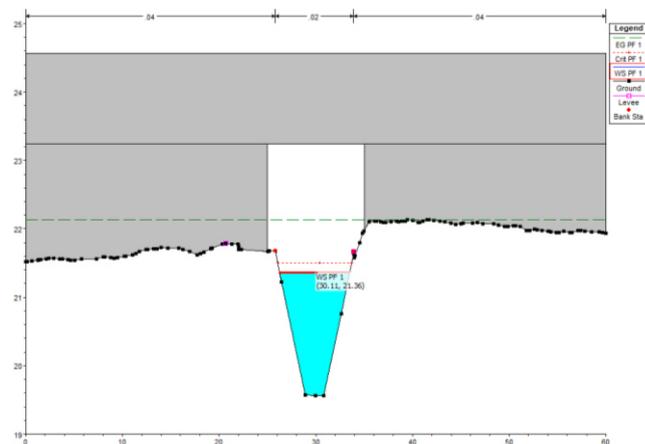


Figura 3-20: Tirante idrico TR200, attraversamento di progetto asse principale

Attraversamento fosso Maise rampa svincolo	
Quota intradosso impalcato	23.70 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	21.82 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.88 m</b>
Attraversamento fosso Maise asse principale	
Quota intradosso impalcato	23.24 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	21.36 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.88 m</b>

### 3.3.5 Fosso Mustaccio

Il fosso Mustaccio è uno degli affluenti del Tordino in sinistra idraulica. La sua sezione è rivestita, di forma trapezia, larga 3 m al fondo e circa 8 m nella parte superiore. La pendenza media dell'asta è di circa l'1%. Lo sfocio nel Tordino avviene a valle di un ponticello esistente che non risulta idoneo al transito della portata duecentennale creando fenomeni di rigurgito e conseguente allagamento a monte dello stesso.

Nello scenario di progetto il fosso verrà scavalcato dal viadotto VI02 a sei campate per il quale risulta abbondantemente verificato il franco idraulico di sicurezza.

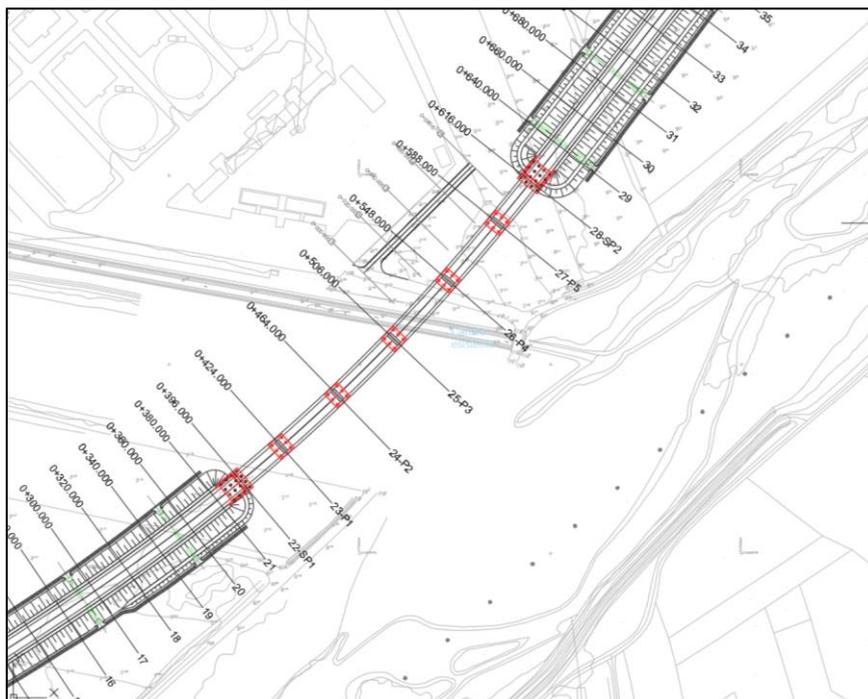


Figura 3-21: Viadotto di progetto interferente con il fosso Mustaccio

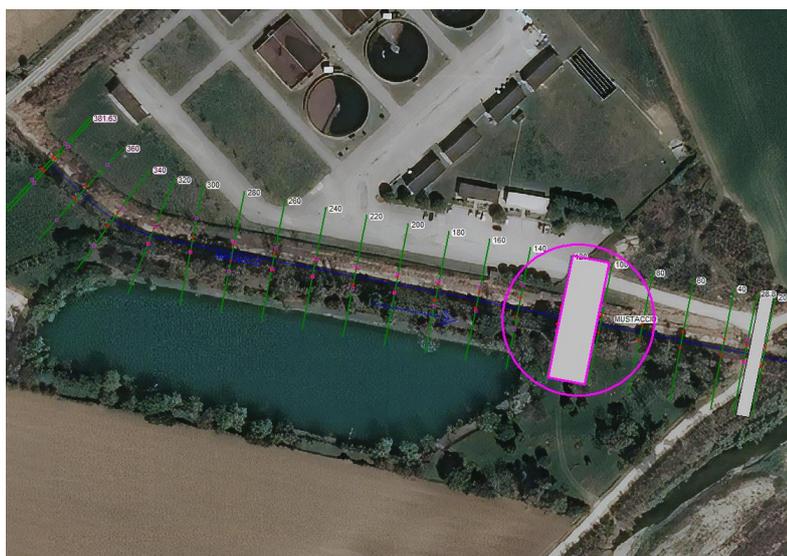


Figura 3-22: Geometria di progetto su ortofoto

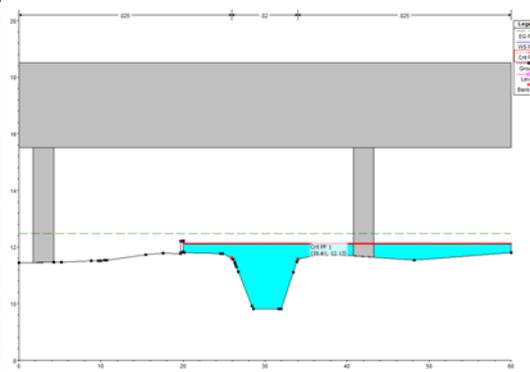


Figura 3-23: Tirante idrico TR200, viadotto di progetto

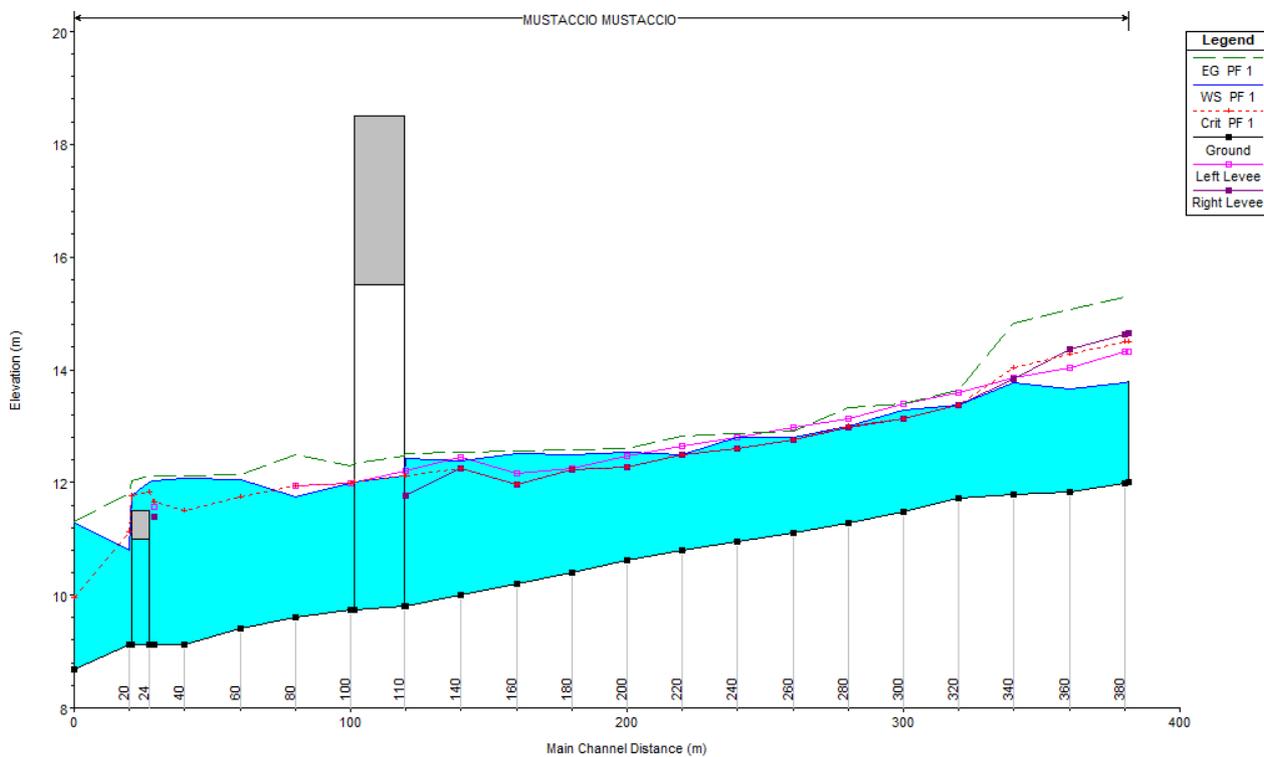


Figura 3-24: Profilo idrico TR200 anni, fosso Mustaccio, scenario di progetto

Attraversamento fosso Mustaccio	
Quota intradosso impalcato	15.51 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	12.13 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>3.38 m</b>

### 3.3.6 Canale Progr 1+517.73

Il canale in corrispondenza della progressiva km 1+517.73 non è ufficialmente censito come reticolo idrografico, ma permette il transito di portate importanti al pari dei fossi fin'ora analizzati. A monte dell'area di studio è presente un tombino idraulico in corrispondenza del rilevato ferroviario, mentre a valle, poco prima della confluenza nel Tordino, vi è un ponticello utilizzato per la connessione della viabilità podereale. Il fosso è in terra, non rivestito, a sezione trapezia, largo circa 1 m nella parte inferiore e circa 6m in quella superiore; in destra idraulica vi è la presenza di un corpo arginale. L'asta è caratterizzata da una pendenza dello 0.3 % per tutto lo sviluppo indagato. Come è possibile riscontrare dai risultati della simulazione ante operam, allo stato attuale, la sezione del fosso non è verificata al transito della portata duecentennale, tra l'altro, la zona in cui ricade, risulta interclusa tra il rilevato ferroviario ed il rilevato stradale della SS16 che rappresenta il punto finale del tracciato della strada di progetto e ricade nelle perimetrazioni del PSDA classificata a pericolosità idraulica molto elevata. Nello scenario post operam si prevede la realizzazione di un ponticello di luce 15 m che consenta il transito della portata duecentennale con adeguato franco idraulico.

Attraversamento canale Progr 1+517.73	
Quota intradosso impalcato	9.29 m s.l.m.
Quota max livello idrico T <sub>R</sub> 200 anni	7.48 m s.l.m.
<b>Franco di Sicurezza</b>	<b>1.81 m</b>

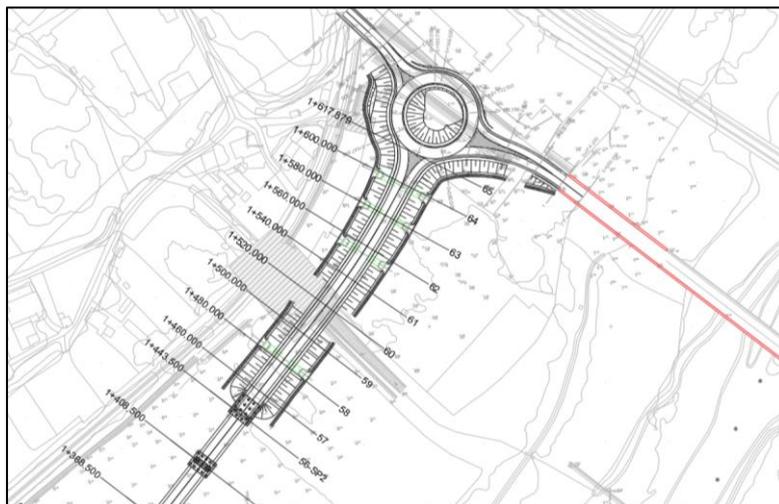


Figura 3-25: Infrastruttura di progetto interferente con il canale alla progr. 1+517.73



Figura 3-26: Geometria di progetto su ortofoto

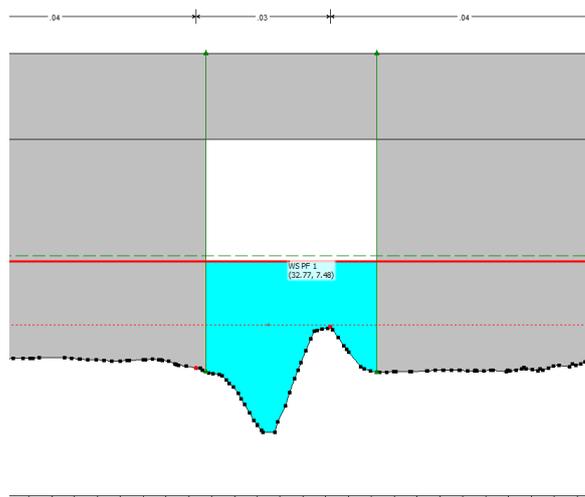


Figura 3-27: Tirante idrico TR200, ponticello di progetto

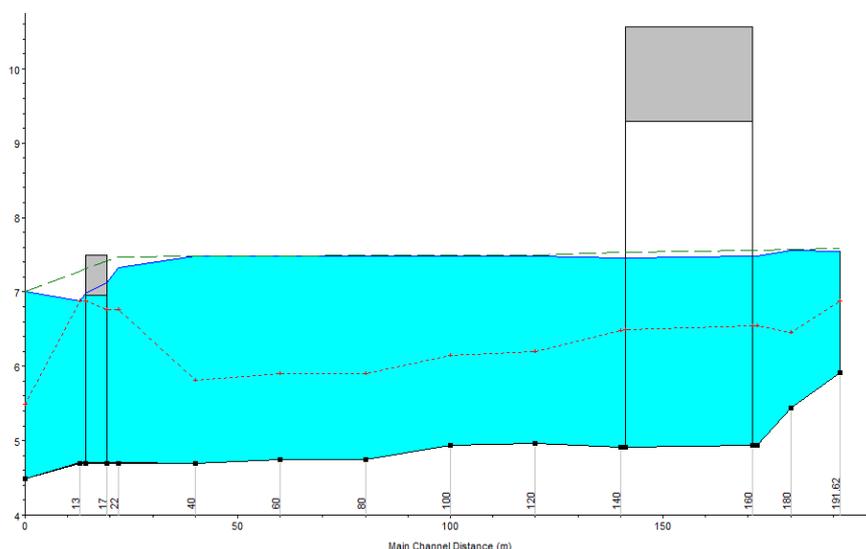


Figura 3-28: Profilo idrico TR200 anni, canale progr. 1+517.73, scenario di progetto

### 3.3.7 Tombini

Lungo il tracciato stradale di progetto si prevede la realizzazione di tombini necessari per garantire la continuità idraulica dei canali minori esistenti.

In prossimità dell'inizio dell'intervento, nello specifico in corrispondenza dell'attraversamento con l'Autostrada A14, sarà realizzato un sistema di opere costituite da fossi e tombini, necessari per deviare le acque che attualmente confluiscono in un tombino posto sotto la A14, da sostituire in quanto interferente con il nuovo sottovia ST01. Saranno creati due distinti sistemi di regimentazione e convogliamento delle acque, rispettivamente a sud e a nord del nuovo sottovia.

Nella parte a sud dell'opera ST01, sarà intercettato e deviato il fosso esistente, denominato "Fosso A1 pk 0+120", attraverso un manufatto in c.a., detto camera di intercettazione, nel quale confluiranno anche i deflussi provenienti da un fosso di guardia da realizzare ex novo (Fosso 01) e del fosso di guardia autostradale esistente (si veda elaborato: T00ID02IDRPP01). La presenza di una cameretta in c.a. garantisce l'assenza di erosioni localizzate dovute allo sviluppo di turbolenze alla confluenza, dovute all'angolo elevato di incontro tra i fossi confluenti ( $> 60^\circ$ ). Tale scelta consente anche di realizzare la deviazione del fosso in uno spazio contenuto, limitando scavi e occupazione di terreno in adiacenza al rilevato della A14.

In uscita dalla camera di deviazione del "Fosso A1 pk 0+120" è previsto un canale a cielo aperto (Fosso 02) dotato di rivestimento in c.a. per evitare infiltrazioni nel terreno sottostante a maggior garanzia di tutela della stabilità del rilevato autostradale, che consentirà il trasporto delle acque oltre la A14, passando in corrispondenza di un sottovia non utilizzato.

Nella parte a nord dell'opera ST01 l'attraversamento idraulico della A14 è stato previsto da realizzare con tecnologia trenchless (microtunnelling) in conci in c.a. di diametro 1500 mm, per limitare il più possibile l'impatto dell'intervento.

La camera di spinta, posta ad est della A14, avrà pareti e soletta di fondo in c.a. gettato in opera (pareti e soletta di contrasto) con dimensioni interne di 13.0m x 5.0 m, necessarie per l'installazione del sistema di perforazione e avanzamento dei conci. Usualmente, salvo controindicazioni specifiche, tale manufatto non viene demolito al termine dell'installazione della condotta ma rimane in opera con funzioni di pozzetto di estremità del tombino di attraversamento. Le dimensioni, inoltre, consentiranno di creare una zona di calma per contenere la turbolenza allo sbocco del tombino facilitando inoltre il raccordo con il tratto di valle del Fosso A1 pk 0+120, che richiede una curvatura a  $45^\circ$  circa della direzione principale di deflusso. Gli stessi effetti non potrebbero conseguirsi, ad esempio, con una semplice inalveazione in terra o rivestita in materassi, allo sbocco del tombino (maggiore occupazione di spazi per realizzare la curva e problemi di erosione delle sponde).

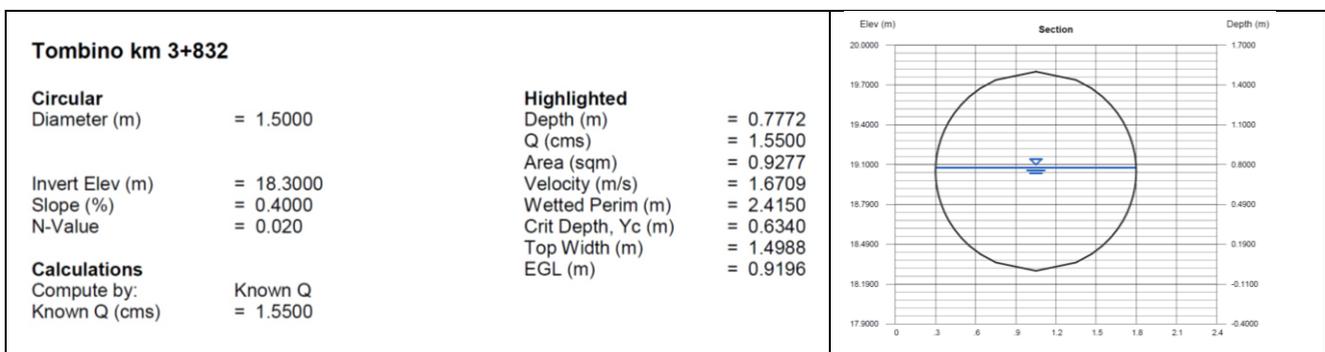
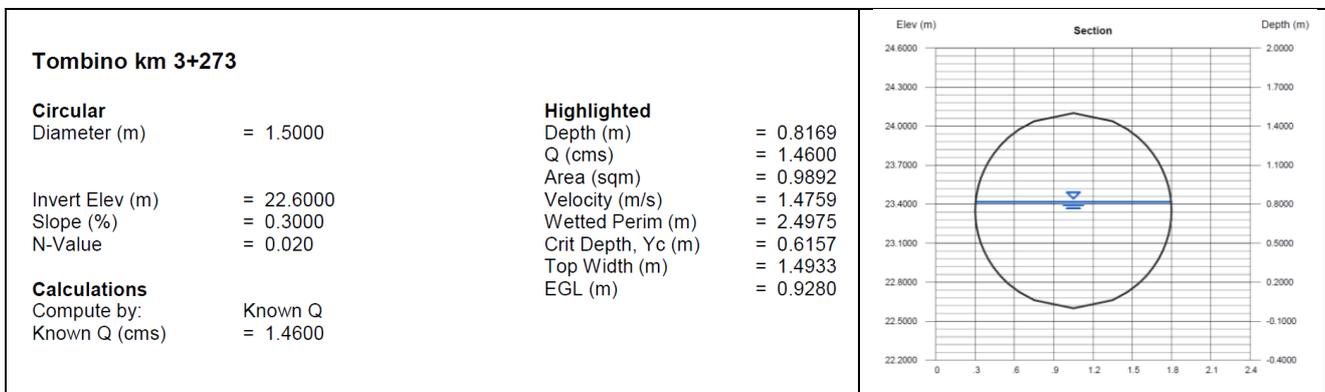
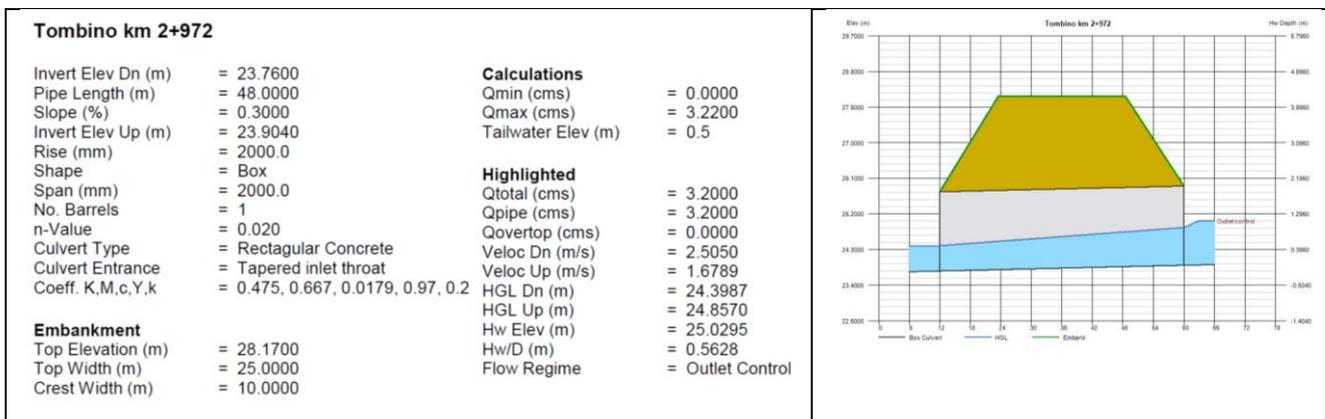
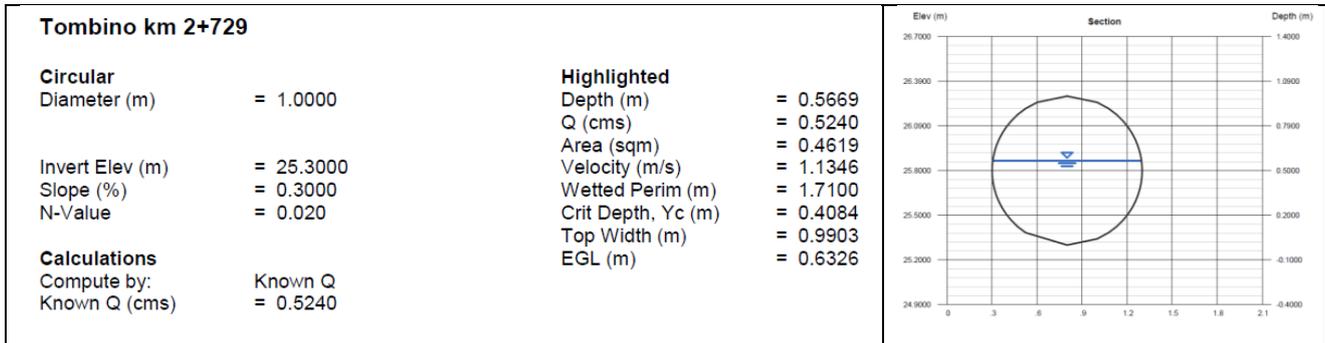
Il recapito naturale individuato per i fossi di questo settore di strada, è dato dal lato in destra idraulica dell'alveo del Tordino, che sarà raggiunto tramite il "Fosso A1 pk 0+120" nel suo tratto esistente e tramite il fosso "Fosso 00" di progetto, Tale recapito risulta essere l'unico possibile da raggiungere con moto a gravità, visto l'esiguo dislivello altimetrico della zona interessata.

Proseguendo lungo l'asse principale sono previsti tombini idraulici scatolari 2x2m, i quali, anche se sovradimensionati per il transito delle portate di progetto, sono stati così definiti per assicurare in ogni caso la facilità di intervento per future operazioni manutentive. In corrispondenza delle complanari è invece prevista la realizzazione di strutture idrauliche che garantiscono gradi di riempimento inferiori al 70% dell'altezza dell'opera.

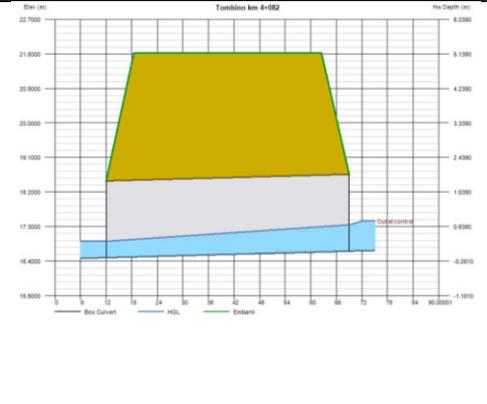
La portata di progetto, utilizzata nelle verifiche idrauliche, è la duecentennale determinata nella relazione idrologica a cui si rimanda.

Per la verifica idraulica dei tombini e delle tubazioni, si è utilizzato il software Hydraflow express extension per Autodesk CIVIL 3D. Esso si basa sui metodi di calcolo definiti dal HDS-5 (Hydraulic Design of Highway Culverts).

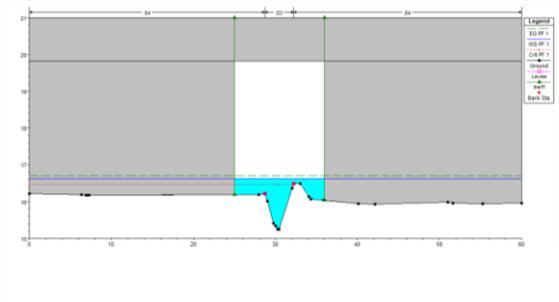
Per il canale alla progressiva km 4+247, invece, si prevede la realizzazione di un ponticello di luce 11 m. La verifica del rispetto del franco minimo al transito della portata duecentennale è stata condotta mediante l'ausilio del software Hec-Ras.



<b>Tombino km 4+082</b>			
Invert Elev Dn (m)	= 16.4900	<b>Calculations</b>	= 0.0000
Pipe Length (m)	= 57.0000	Qmin (cms)	= 1.8000
Slope (%)	= 0.3000	Qmax (cms)	= 0.6
Invert Elev Up (m)	= 16.6610	Tailwater Elev (m)	= 0.6
Rise (mm)	= 2000.0	<b>Highlighted</b>	= 1.7500
Shape	= Box	Qtotale (cms)	= 1.7500
Span (mm)	= 2000.0	Qpipe (cms)	= 0.0000
No. Barrels	= 1	Qovertop (cms)	= 2.0477
n-Value	= 0.020	Veloc Dn (m/s)	= 1.2742
Culvert Type	= Rectangular Concrete	Veloc Up (m/s)	= 16.9173
Culvert Entrance	= Tapered inlet throat	HGL Dn (m)	= 17.3477
Coeff. K,M,c,Y,k	= 0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2	HGL Up (m)	= 17.4471
<b>Embankment</b>		Hw Elev (m)	= 0.3930
Top Elevation (m)	= 21.8200	Hw/D (m)	= Outlet Control
Top Width (m)	= 44.0000	Flow Regime	
Crest Width (m)	= 0.0000		



Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
CANALE 10	324.67	PF 1	6.62	16.03	16.75	16.52	16.75	0.000213	0.30	27.88	60.00	0.13
CANALE 10	320	PF 1	6.62	16.02	16.75	16.52	16.75	0.000213	0.30	28.23	60.00	0.13
CANALE 10	300	PF 1	6.62	15.98	16.74	16.52	16.75	0.000275	0.35	26.78	60.00	0.15
CANALE 10	280	PF 1	6.62	15.94	16.74	16.52	16.74	0.000230	0.32	28.12	60.00	0.14
CANALE 10	260	PF 1	6.62	15.89	16.73	16.51	16.74	0.000149	0.26	31.58	60.00	0.11
CANALE 10	240	PF 1	6.62	15.85	16.73	16.51	16.73	0.000085	0.20	36.34	60.00	0.08
CANALE 10	220	PF 1	6.62	15.73	16.73	16.51	16.73	0.000082	0.20	36.85	60.00	0.08
CANALE 10	200	PF 1	6.62	15.48	16.73	16.49	16.73	0.000126	0.28	33.28	60.00	0.10
CANALE 10	180	PF 1	6.62	15.43	16.73	16.44	16.73	0.000101	0.26	35.89	60.00	0.09
CANALE 10	160	PF 1	6.62	15.25	16.64	16.46	16.72	0.002455	1.36	6.42	60.00	0.46
CANALE 10	140	Bridge										
CANALE 10	120	PF 1	6.62	15.13	16.31	16.31	16.53	0.009970	2.30	3.47	32.00	0.89
CANALE 10	100	PF 1	6.62	15.07	16.30	16.12	16.32	0.001193	0.86	12.81	32.16	0.31
CANALE 10	80	PF 1	6.62	15.00	16.30	16.01	16.31	0.000176	0.33	30.57	60.00	0.12
CANALE 10	60	PF 1	6.62	15.07	16.30	16.03	16.30	0.000120	0.29	34.19	60.00	0.10
CANALE 10	40	PF 1	6.62	14.76	16.30	15.94	16.30	0.000073	0.27	36.15	60.00	0.08
CANALE 10	28	PF 1	6.62	14.74	16.30	15.83	16.30	0.000058	0.25	39.55	60.00	0.07



### 3.3.8 Verifica del franco idraulico degli attraversamenti per la piena di progetto

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle simulazioni idrauliche effettuate per la verifica della compatibilità idraulica di ciascuna opera di attraversamento per l'evento di piena di progetto, caratterizzato da tempo di ritorno  $T_R = 200$  anni.

Si evidenzia quindi il valore del franco idraulico di progetto, calcolato come differenza tra la quota di intradosso dell'impalcato dell'opera di attraversamento e la quota del tirante idrico al colmo di piena ricavato dal modello idraulico monodimensionale in moto permanente in corrispondenza della sezione di monte dell'opera.

Nel caso degli attraversamenti costituiti da tombino scatolare, in accordo con quanto previsto dalle circolari applicative delle NTC 2018 n. 7 del 21/01/2019 al paragrafo C5.1.2.3, essendo le portate di piena con  $T_R$  pari a 200 anni inferiori al valore di  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  previsto dalla norma, il tirante idrico da non superare è posto pari a  $2/3$  dell'altezza della sezione, pertanto il franco idraulico minimo da rispettare è pari a  $1/3$  dell'altezza interna della sezione del tombino.

ID OPERA	Interferenza idrografica	Progr. Asse stradale	Tipologia di opera	Quota di intradosso impalcato	Quota di livello idrico max (T = 200 anni)	Portata al colmo Q <sub>c</sub> (T = 200 anni)	Franco idraulico minimo (NTC 2018 e Circolare applicativa)	Franco idraulico di progetto	Coeff. di verifica (franco di progetto / franco minimo)
				(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	
TM03	Fosso Cavone deviato (asse principale)	Asse 1 km 0+732	Tombino scatolare	41.57	38.97	39.60	1.33	<b>2.60</b>	1.9
TM58	Fosso Cavone deviato (complanare 1)	km 0+569	Tombino scatolare	40.08	38.78	39.60	0.93	<b>1.30</b>	1.4
OM01	Fosso Corno (asse principale)	Asse 1 km 1+117	Ponticello	40.24	38.44	29.70	1.50	<b>1.80</b>	1.2
OM06	Fosso Corno (complanare 1)	km 0+949	Ponticello	39.00	37.05	29.70	1.50	<b>1.95</b>	1.3
OM02	Fosso Maise (asse principale)	Asse 1 km 3+470	Ponticello	23.7	21.82	31.95	1.50	<b>1.88</b>	1.3
OM05	Fosso Maise (rampa 4 di svincolo)	km 0+171	Ponticello	23.24	21.36	31.95	1.50	<b>1.88</b>	1.3
VI01	Fiume Tordino (Viadotto Tordino)	Asse 1 da km 4+354	Viadotto	18.65	15.91	890.50	1.50	<b>2.74</b>	1.8
VI02	Fosso Mustaccio (asse principale)	Asse 2 da km 0+396	Viadotto	15.51	12.13	55.70	1.50	<b>3.38</b>	2.3
OM04	Canale Progr 1+517.73 (asse principale)	Asse 2 km 1+517	Ponticello	9.29	7.48	30.05	1.50	<b>1.81</b>	1.2

### 3.4 ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE

In questo capitolo viene descritto il modello idraulico bidimensionale a moto vario che è stato implementato per caratterizzare il regime idrico del fiume Tordino, in riferimento agli scenari ante e post operam.

Un modello idraulico si definisce a moto vario quando le equazioni utilizzate per la descrizione del moto risultano dipendenti dal tempo, ed è bidimensionale se il campo di moto della corrente è determinato su un piano bidimensionale (x,y).

Il modello è stato implementato attraverso il software per la verifica e progettazione di bacini fluviali e dei sistemi di drenaggio urbano INFOWORKS 2D ICM di InnoVzyze, che integra il calcolo idrologico e idraulico a moto vario e la componente di calcolo bidimensionale.

A seguire si descrivono le ipotesi assunte riguardo le caratteristiche del terreno e le condizioni al contorno del sistema in riferimento al caso di studio. Sono poi elencate le simulazioni svolte nei diversi scenari considerati e i risultati di dettaglio che hanno portato a valutarne la compatibilità idraulica.

#### 3.4.1 Software INFOWORKS 2D ICM di INNOVZYZE

Il modello idraulico bidimensionale a moto vario è stato implementato mediante il programma di calcolo INFOWORKS 2D ICM di InnoVzyze.

Il codice di calcolo analizza il campo di moto a partire da un DTM rappresentativo della geometria del dominio di calcolo, basandosi sulla risoluzione di tre equazioni non lineari alle differenze finite per la determinazione del campo di moto della corrente su di un piano bidimensionale (x, y). Due di queste sono le equazioni del moto nelle direzioni x e y; la terza equazione è data dalla legge di continuità che garantisce la conservazione della massa all'interno del dominio di calcolo.

Le principali caratteristiche della componente 2D sono:

- formulazione del volume limitato (finite volume)
- risoluzione numerica basata sullo schema di Godunov e sulla soluzione di Riemann (Shockcapturing scheme)
- uso di una maglia non strutturata (unstructured mesh).

Il flusso 2D viene rappresentato mediante un algoritmo matematico basato sull'equazione delle acque basse (Shallow Water Equation) relativo all'altezza media che si ricava dalle equazioni di Navier-Stokes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D} * u_{1D}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \left( hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right) = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D} * v_{1D}$$

Dove:

*h* altezza dell'acqua

*u* e *v* velocità nelle direzioni *x* e *y*

*S<sub>0,x</sub>* e *S<sub>0,y</sub>* pendenze dell'alveo nelle direzioni *x* e *y*

*S<sub>f,x</sub>* e *S<sub>f,y</sub>* gli attriti nelle direzioni *x* e *y*

*q<sub>1D</sub>* portata per unità di area

*u<sub>1D</sub>* e *v<sub>1D</sub>* componenti di velocità della portata *q<sub>1D</sub>* nelle direzioni *x* e *y*

SWE assume che il flusso è prevalentemente orizzontale e che la variazione della velocità sopra la coordinata verticale può essere trascurata.

La gestione della cella bagnata ed asciutta è eseguita utilizzando come criterio una profondità di soglia ed impostando la velocità a zero se la profondità ricade sotto tale valore di soglia.

Tale criterio evita la generazione di elevate velocità artificiali in aree bagnate e/o asciutte.

Il valore di default per la profondità di soglia è 1mm.

Questo algoritmo può essere utilizzato teoricamente sia con maglie strutturate (rettangolari) che non strutturate (triangolari) ed è adatto per rappresentare flussi rapidamente variabili, nonché correnti veloci e lente.

In InfoWorks si utilizzano le maglie non strutturate perché sono molto più flessibili e di facile utilizzo quando si vogliono rappresentare forme e ostacoli complessi presenti nel dominio.

Il modello digitale del terreno viene discretizzato come una griglia di elementi di geometria triangolare. Le tre equazioni vengono risolte in ciascun nodo della maglia di calcolo; il metodo di risoluzione delle suddette equazioni prevede una procedura di calcolo iterativa per la minimizzazione dello scarto della soluzione stessa. In questo modo è calcolata in ogni nodo la velocità mediata sul tirante idrico, ovvero senza tenere conto della sua variazione nella direzione z.

Per minimizzare i possibili errori numerici nella soluzione, dovuti a scarti nel calcolo dell'equazione di conservazione di massa, è possibile infittire localmente la maglia di calcolo per limitare tali effetti di diffusione numerica e ottenere risultati più accurati, come si può notare in Figura 3-29.

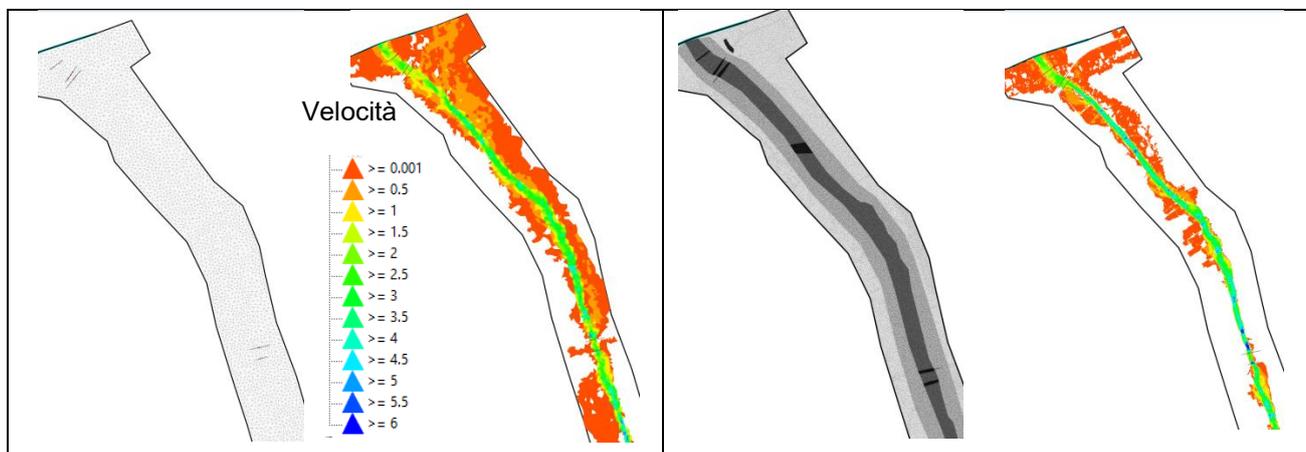


Figura 3-29: Esempio di variabilità dei risultati della simulazione in funzione del grado di affinamento della maglia di calcolo per la modellazione idraulica bidimensionale

Le equazioni di base utilizzate per simulare il moto bidimensionale indotto dalla piena di riferimento nell'area in studio, sono affette da alcune approssimazioni.

La prima approssimazione prevede che le due equazioni del moto lungo le direzioni x e y si basino sull'ipotesi che la corrente sia lineare, e che quindi la pressione presenti distribuzione idrostatica lungo la verticale.

A livello geometrico, la dimensione della maglia, se non sufficientemente piccola, può generare effetti di instabilità nel momento in cui un elemento passa dalla condizione di completa immersione ad un parziale asciugamento. Il modello considera infatti appartenente al campo di moto i soli elementi in cui tutti i nodi presentano un tirante maggiore di zero.

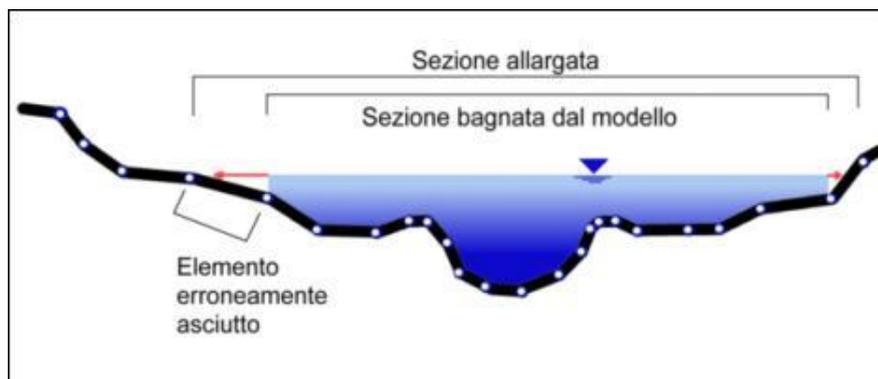


Figura 3-30: Esempio di correzione dell'output grafico della modellazione idraulica bidimensionale

Tuttavia, un eccessivo infittimento della dimensione delle celle, specialmente in zone in cui si prevede che il deflusso delle acque possa avere caratteristiche mediamente regolari e non particolarmente complesse, è tale da generare un appesantimento del calcolo con incremento della durata della simulazione stessa senza che vengano forniti ulteriori utili dettagli. La corretta scelta della risoluzione delle maglie di calcolo, nelle diverse porzioni costituenti il dominio della modellazione, è quindi un aspetto particolarmente delicato per poter fornire le necessarie informazioni circa la dinamica fluviale.

Un'altra importante approssimazione del modello di calcolo risiede nella formula adottata per la resistenza idraulica del fondo, che viene fatta dipendere dal quadrato del modulo della velocità e dal coefficiente di scabrezza di Manning, il cui valore è supposto localmente noto e costante nel tempo.

### 3.4.2 Caratterizzazione geometrica del dominio di modellazione

Il modello bidimensionale di dettaglio del fiume Tordino è stato implementato per una estensione longitudinale lungo l'asse pari a circa 9 km, e per una area trasversale tale da comprendere l'intera larghezza dell'alveo inciso e le aree circostanti che possono essere interessate durante eventi di piena.

Le caratteristiche topografiche delle aree interessate dalla modellazione sono state dedotte sulla base del DTM Lidar, del rilievo di dettaglio e della planimetria aerofotogrammetrica del territorio.

Per esaminare con maggiore accuratezza le zone che presentano geometrie particolari (discontinuità spaziali, restringimenti, bruschi cambi di direzione o elevazione), senza però appesantire eccessivamente l'onere computativo del modello, si è deciso di utilizzare una discretizzazione della maglia di calcolo variabile in base al grado di dettaglio necessario per la precisa caratterizzazione del campo di moto del corso d'acqua. In particolare:

- Aree distanti dalla zona di interesse: superficie maglia di calcolo compresa tra un minimo di 50 e un massimo di 200 m<sup>2</sup>, con massima variazione in altezza di 1 m e minimo angolo interno degli elementi triangolari pari a 25°;
- Aree limitrofe all'alveo inciso in destra e sinistra idraulica: superficie maglia di calcolo compresa tra un minimo di 12 e un massimo di 48 m<sup>2</sup>;
- Alveo inciso: superficie maglia di calcolo compresa tra un minimo di 3 e un massimo di 12 m<sup>2</sup>;
- Attraversamenti e loro adiacenze: superficie maglia di calcolo compresa tra un minimo di 1 e un massimo di 3 m<sup>2</sup>.

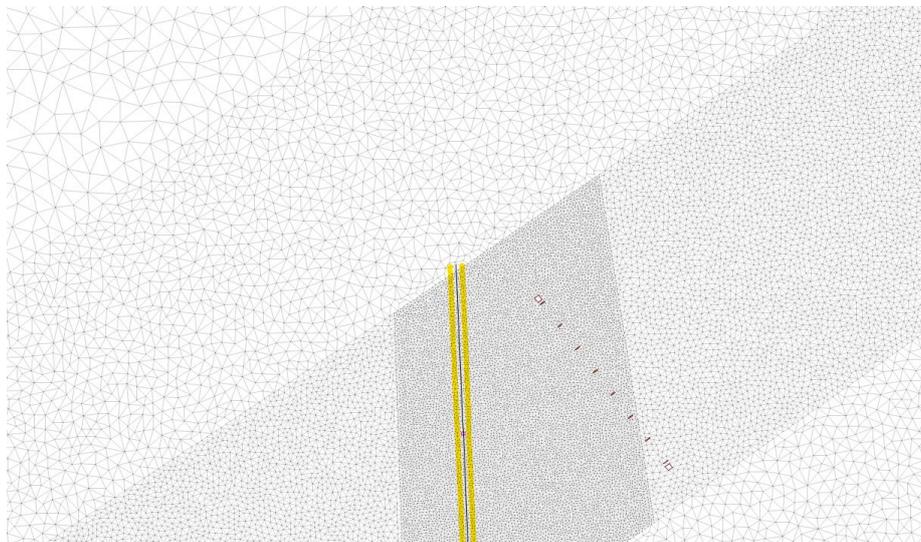


Figura 3-31: Variazione dimensione magliatura del modello di calcolo bidimensionale

### 3.4.3 Condizioni al contorno e parametri di calcolo

Per poter effettuare qualsiasi simulazione idraulica è indispensabile definire le condizioni al contorno del modello numerico utilizzato ed i parametri di calcolo di riferimento delle condizioni fisiche del sistema. In particolare, devono essere definite:

- 1) La portata in ingresso al sistema che per la modellazione in moto vario viene fornita dall'idrogramma. Nel caso in esame, sulla scorta delle considerazioni effettuate nell'analisi idrologica, si è scelto di operare a favore di sicurezza, utilizzando come condizione di immissione la portata duecentennale dell'idrogramma Teramo definita con il software HEC-HMS. Portata di picco picco:  $891 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- 2) I livelli idrici dello stato iniziale: si ipotizza che all'inizio dell'evento di piena il livello idrico sia zero in tutti i punti del sistema e che in uscita dal dominio si verifichi un livello di moto uniforme.
- 3) In uscita dal dominio di modellazione è stata considerata l'influenza del livello medio mare ad una quota pari a  $+0.6 \text{ m s.l.m.m}$
- 4) Le caratteristiche geometriche;
- 5) La resistenza idraulica delle superfici interessate dal deflusso mediante i coefficienti di scabrezza differenziati in macroaree: zona dell'alveo inciso  $n=0.03$ ; zone adiacenti a seconda della copertura del suolo  $n=0.04-0.05$

### 3.4.4 Simulazione ante operam

I risultati della simulazione dello scenario ante-operam sono rappresentati in Figura 3-35 in termini di tirante idrico generato dall'evento di piena con tempo di ritorno 200 anni, mentre, la rappresentazione dei risultati in funzione delle classi di pericolosità definite dal PSDA è riportata in Figura 3-33. Come è possibile notare, rispetto alle perimetrazioni della pericolosità idraulica riportate nella cartografia del piano (Figura 3-32), si riscontrano alcune differenze inerenti l'estensione dell'allagamento provocato dalla piena duecentennale, che nella rappresentazione cartografica ufficiale corrisponde alla massima estensione delle aree allagabili. E' lecito sostenere che queste differenze sono dovute principalmente alla tipica morfologia transizionale del Tordino ed alla differente conformazione attuale dell'alveo rispetto all'epoca in cui sono state realizzate le simulazioni a corredo dello studio del PSDA, altresì è attribuibile alla risoluzione del dato cartografico utilizzato per la rappresentazione del terreno, alla tipologia di magliatura utilizzata per rappresentare il dominio idraulico ed al diverso software di calcolo implementato. In particolare:

- Nella zona in cui ha inizio l'intervento in progetto, in corrispondenza della rotatoria di intersezione con la SP22, i risultati della modellazione idraulica riportano un'area allagabile in destra idraulica che si estende fino al rilevato stradale esistente. Trovandosi in prossimità di due importanti opere di

attraversamento (viadotto SP22 e viadotto autostradale), il naturale deflusso della portata è condizionato dal restringimento della sezione idrica dovuto alla presenza delle strutture in alveo. Per un evento di piena duecentennale, il massimo tirante raggiunto in corrispondenza del rilevato esistente si attesta sui 0.5 m e la velocità del deflusso raggiunge valori inferiori ai 0.5 m/s.

- Nell'area a valle dell'autostrada A14, si evidenzia una maggiore estensione dell'allagamento in sinistra idraulica rispetto alle perimetrazioni che si estendono, invece, in destra. Con molta probabilità, lo sviluppo delle attività antropiche lungo gli argini del fiume, tra cui anche le attività estrattive, ha comportato una sensibile modifica della conformazione degli argini e dell'alveo, rendendo la zona in sinistra idraulica maggiormente soggetta a fenomeni di allagamento.
- Nella zona più a valle, quasi in corrispondenza della foce, dalle simulazioni effettuate si riscontra un allagamento diffuso in destra idraulica che raggiunge il rilevato della SS16 posto perpendicolarmente all'asse del Tordino. Per l'evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno TR200 anni, i tiranti risultanti sono dell'ordine di pochi centimetri e la velocità di deflusso è comunque inferiore ai 0.5 m/s

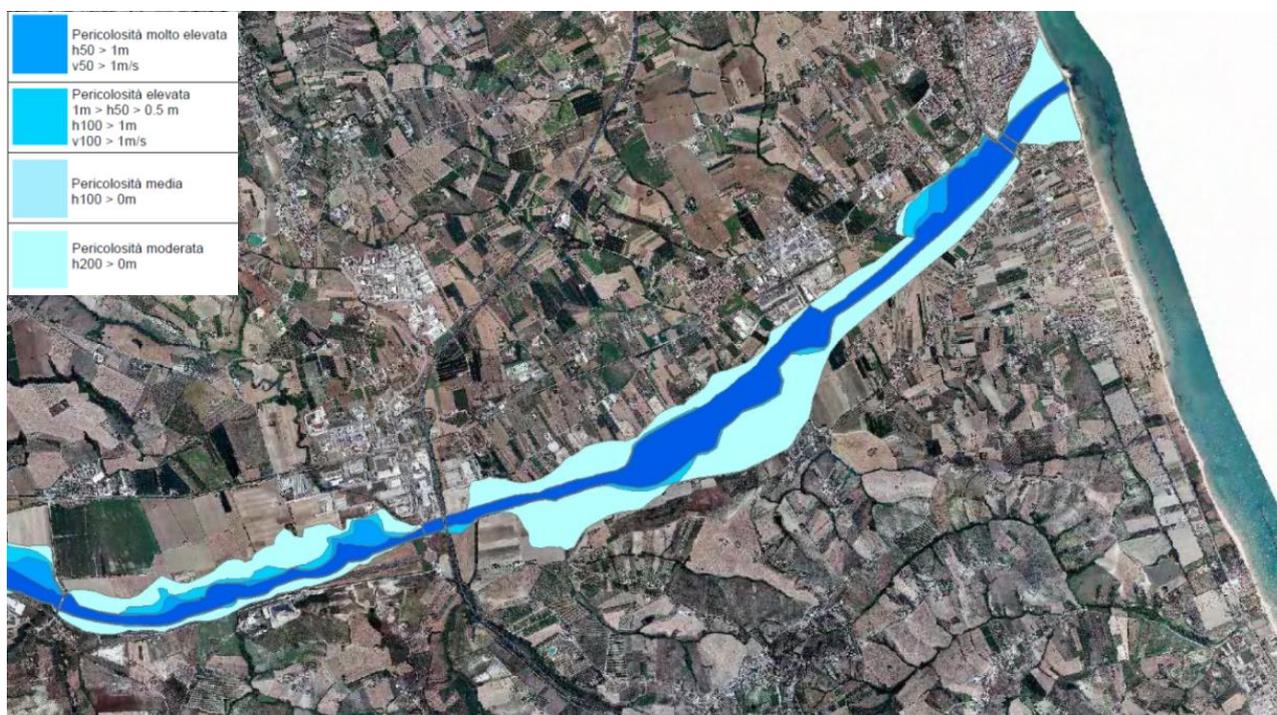


Figura 3-32: Perimetrazioni pericolosità idraulica PSDA



Figura 3-33: Classi di pericolosità idraulica scenario ante-operam

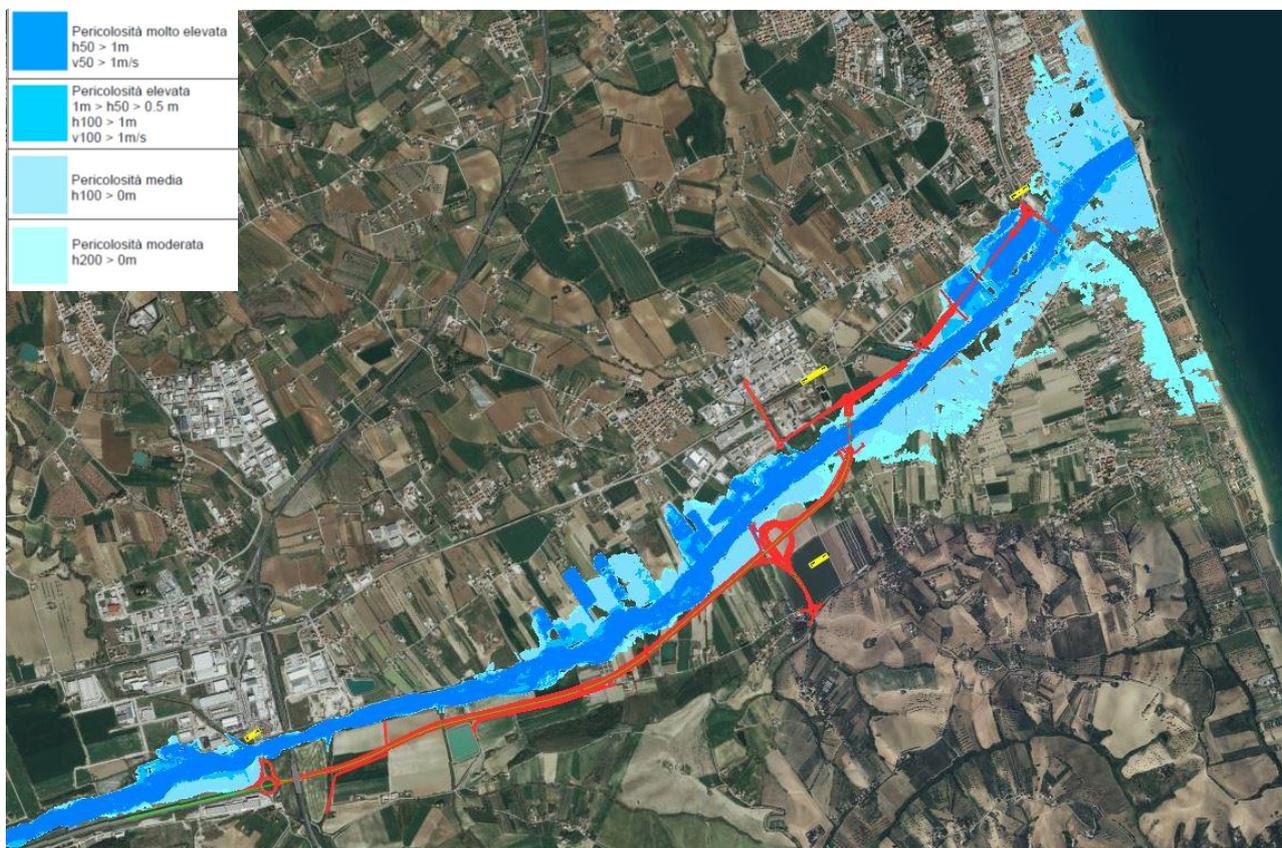


Figura 3-34: Classi di pericolosità idraulica scenario post-operam

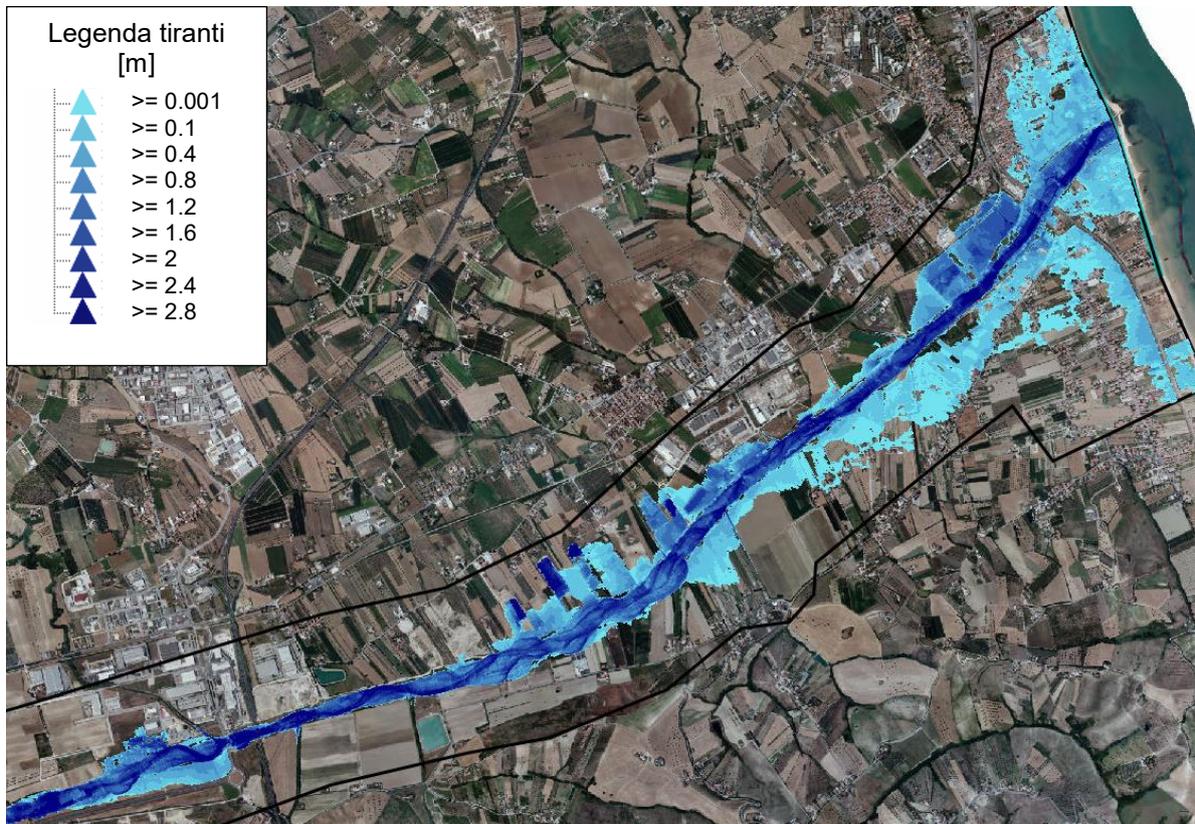


Figura 3-35: Risultato simulazione idraulica nello scenario ante-operam per il transito della piena duecentennale

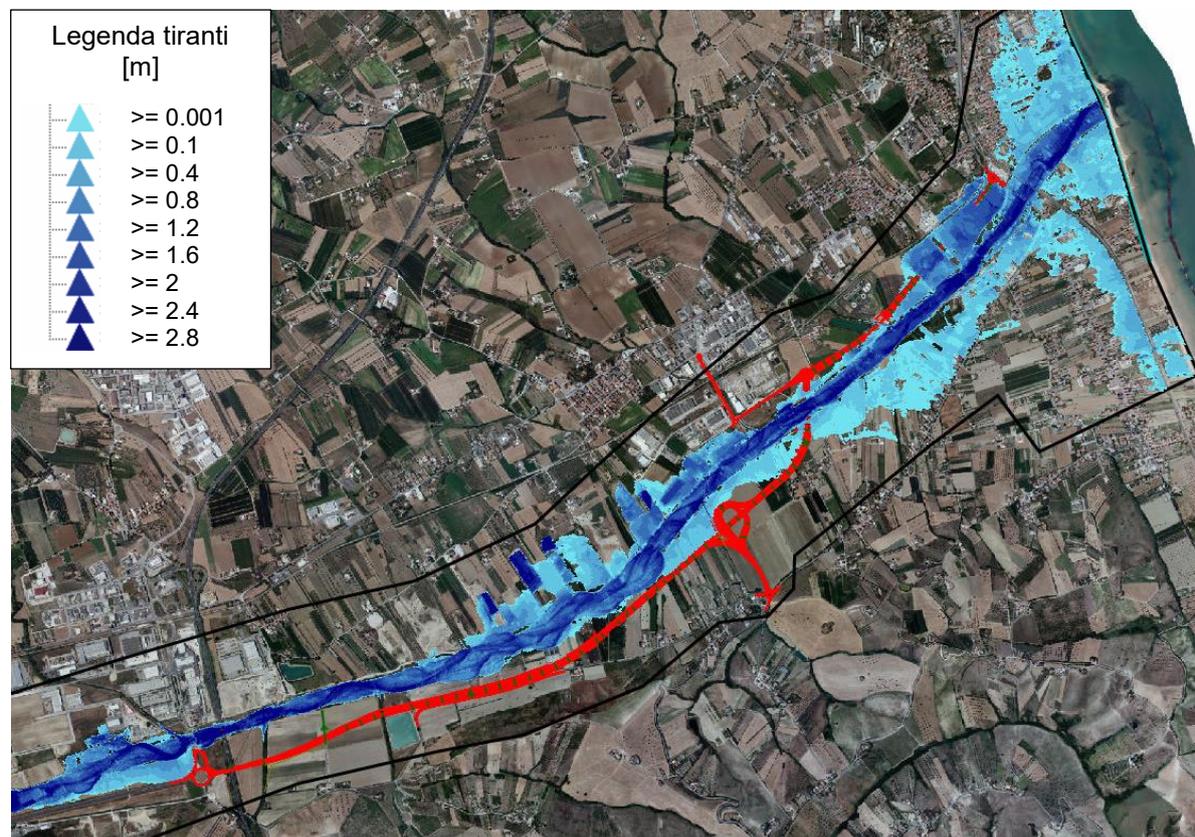


Figura 3-36: Risultato simulazione idraulica nello scenario ante-operam per il transito della piena duecentennale

Nello scenario di progetto, il modello digitale del terreno è stato modificato con l'inserimento del nuovo viadotto Tordino e l'ingombro del rilevato stradale per tutto il suo sviluppo. Altresì sono stati aggiunti una serie di tombini idraulici sia nella prima parte del tracciato in destra idraulica che in sinistra, necessari per garantire trasparenza idraulica relativamente all'allagamento e continuità al reticolo idrografico secondario esistente. Il criterio di posizionamento dei tombini di trasparenza idraulica ha interessato anche parti del tracciato stradale non ricadente in aree allagabili poiché vista la vicinanza ad un corso d'acqua primario caratterizzato da una morfologia volubile e considerata la probabilità di accadimento di eventi estremi con un tempo di ritorno superiore a quello di progetto, si vuole scongiurare l'effetto "diga" che si potrebbe creare in corrispondenza del rilevato stradale e che potrebbe inficiare la funzionalità e l'integrità dell'infrastruttura stessa. Per l'ultima parte di tracciato in sinistra idraulica, invece, si è optato per la realizzazione di due viadotti (VI02 e VI03) per garantire la necessaria trasparenza idraulica ed interferire in maniera trascurabile con le aree a pericolosità idraulica molto elevata.

Dal confronto dei risultati della modellazione ante e post operam riportata nelle immagini a seguire, si può affermare che in termini di aree allagabili non vi sono sostanziali variazioni tra lo stato di fatto e quello di progetto. Anche le variazioni dei livelli idrici si attestano nell'ordine di qualche centimetro così come riportato nei diagrammi di confronto corrispondenti alle sezioni significative indicate in rosso. Lo stesso dicasi per i livelli idrici in corrispondenza del nuovo viadotto Tordino: sia nel modello monodimensionale che in quello bidimensionale, la variazione di livello è minima e si conferma un'insufficienza arginale diffusa anche nell'area dell'attraversamento di progetto Figura 3-39.

In Figura 3-43, Figura 3-44 e Figura 3-45 si riporta la rappresentazione dell'andamento delle velocità caratteristiche di un evento di piena duecentennale. I valori di velocità risultanti sono stati presi di riferimento per il calcolo dello scavo medio atteso in prossimità delle pile del nuovo viadotto Tordino e per il dimensionamento degli interventi di protezione dei rilevati interessati dall'allagamento a cui si rimanda nel Capitolo 4.

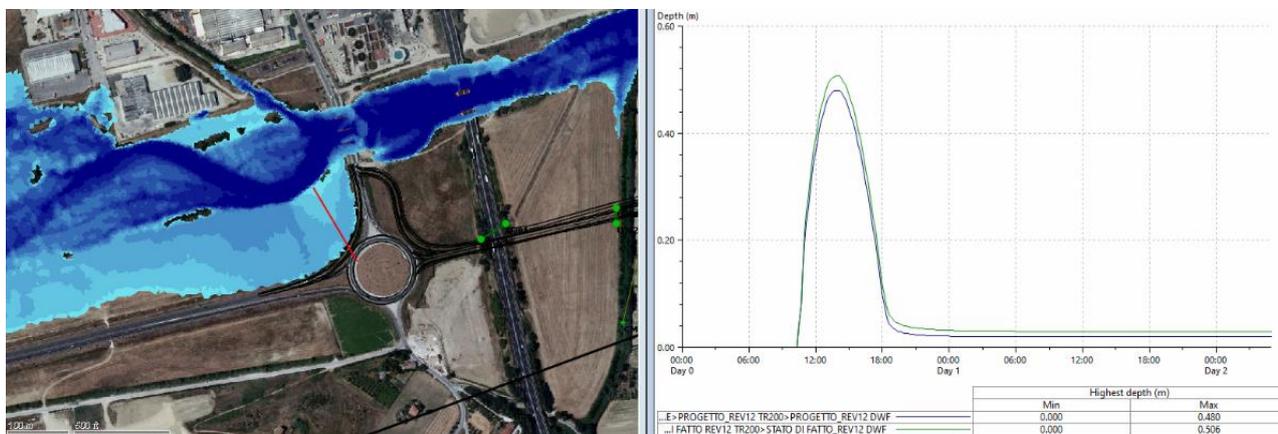


Figura 3-37: Svincolo iniziale

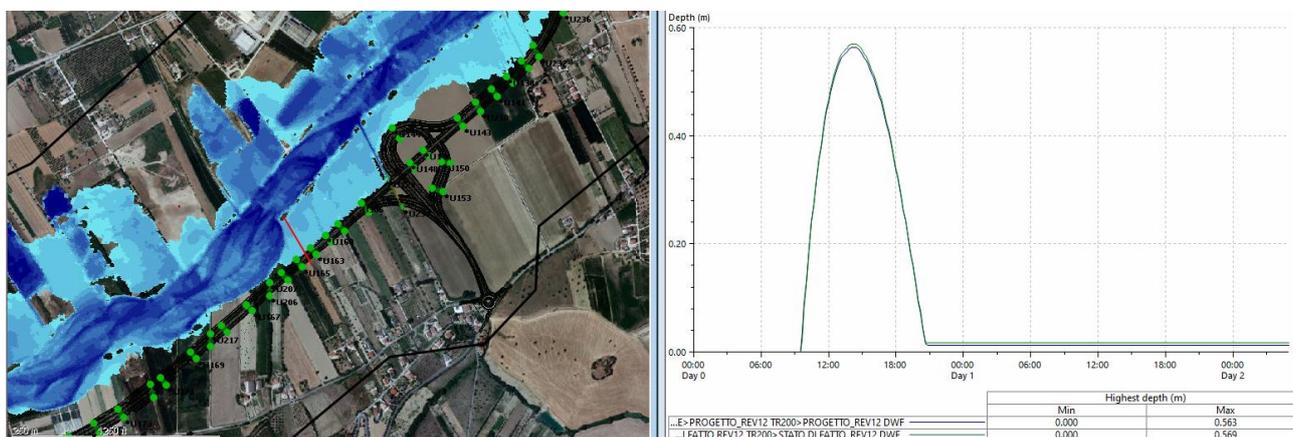


Figura 3-38: Aree allagabili in destra idraulica

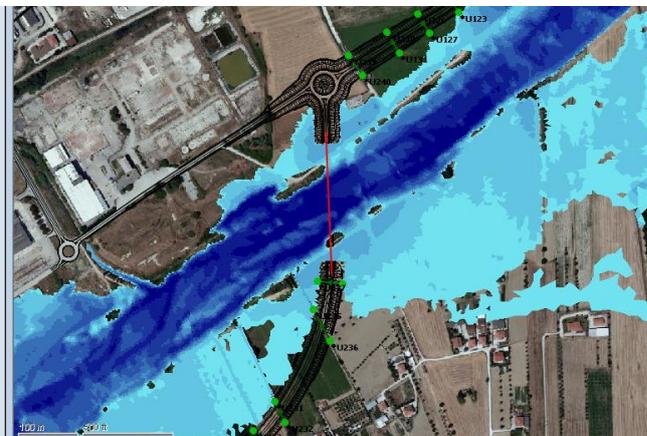
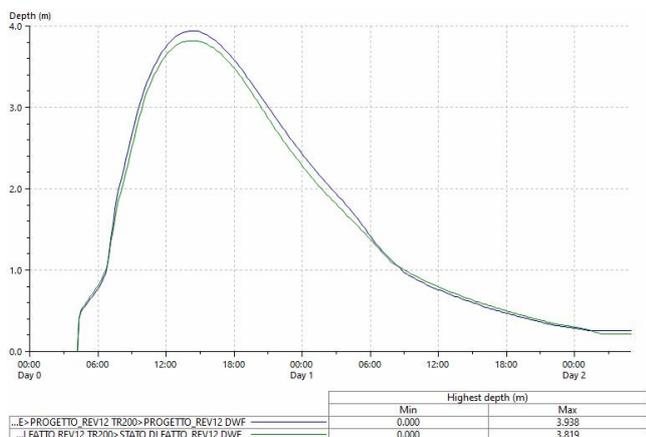


Figura 3-39: Viadotto Tordino

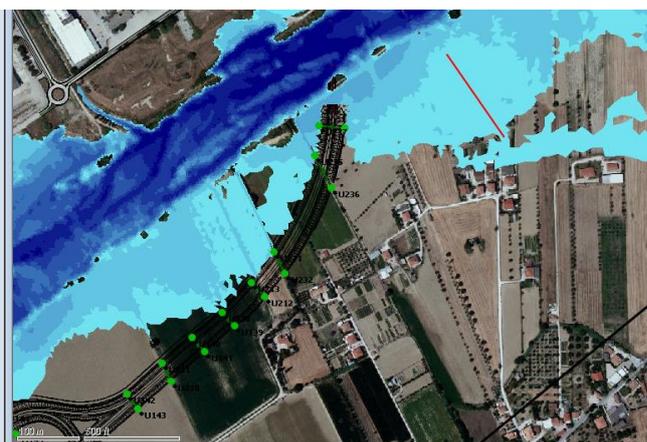
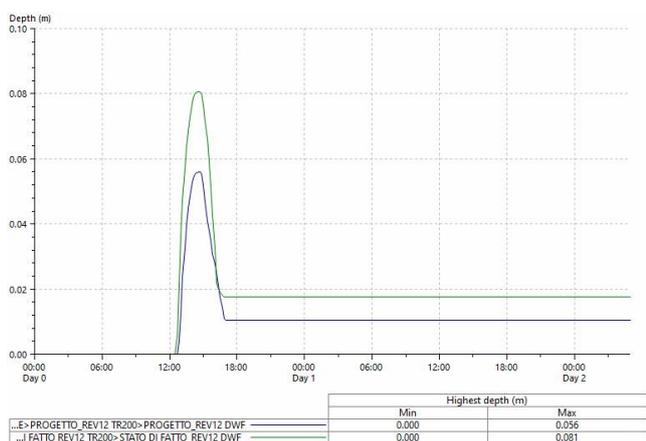


Figura 3-40: Allagamento in destra idraulica a valle del Viadotto Tordino

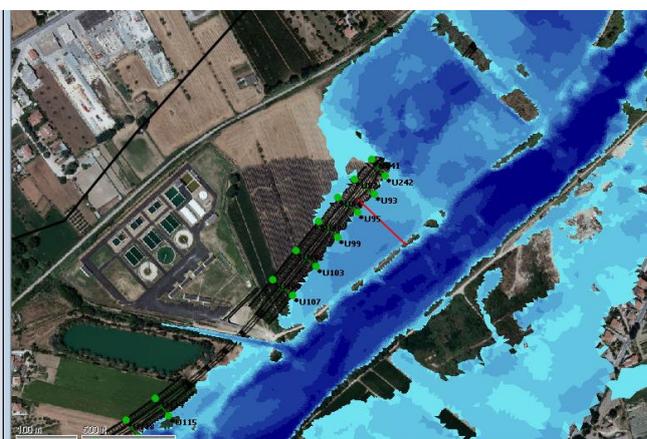
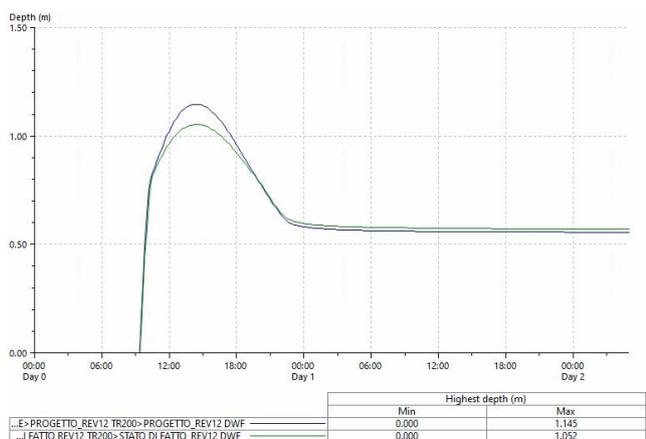


Figura 3-41: Allagamento in sinistra idraulica

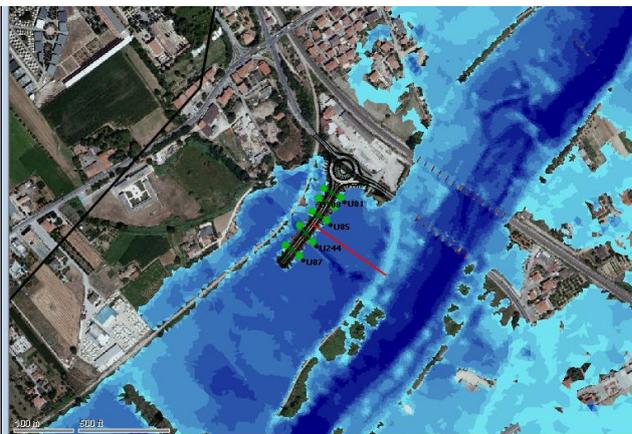
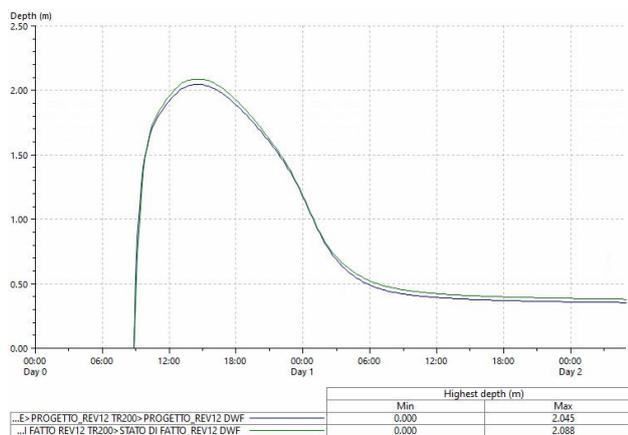


Figura 3-42: Allagamento ultimo tratto a monte dell'innesto con la SS16

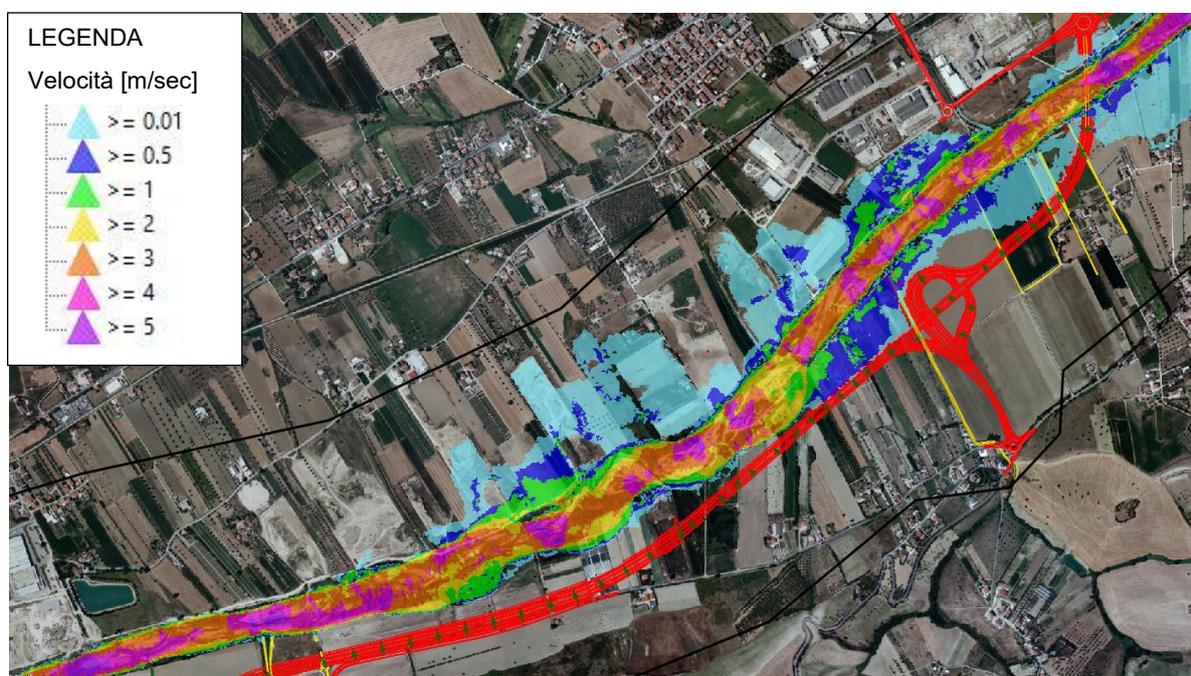


Figura 3-43: Distribuzione delle velocità riferite alla piena duecentennale

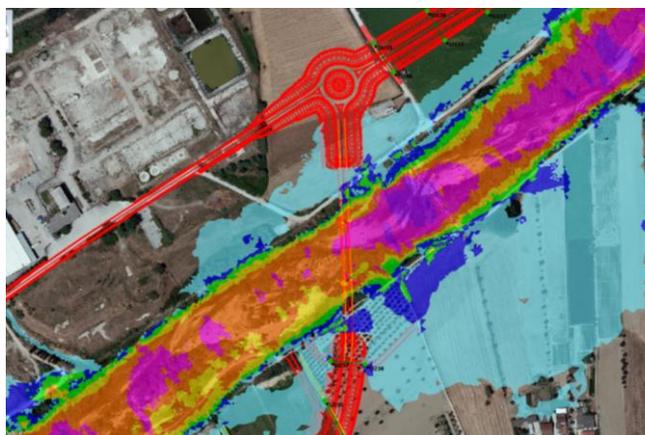


Figura 3-44: distribuzione velocità TR200, viadotto Tordino

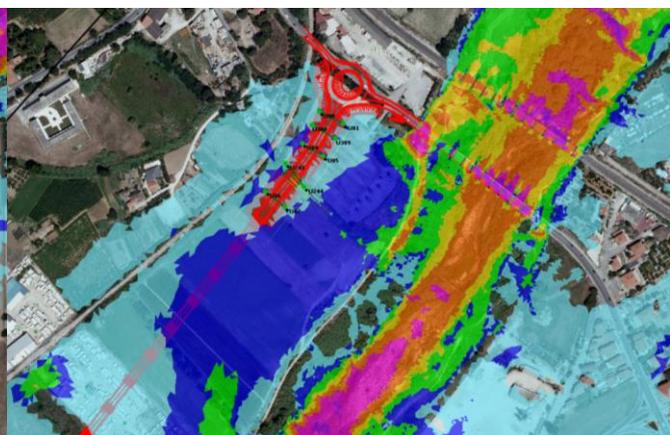


Figura 3-45: distribuzione velocità TR200, innesto SS16

## 4 EROSIONE E SCALZAMENTO

### 4.1 PROTEZIONE DELLA SPONDA DELL'ANSA DEL FIUME TORDINO

#### 4.1.1 Sezione di progetto per la protezione della sponda

Nella seguente immagine è riportato uno stralcio della planimetria delle aree allagabili per la piena con periodo di ritorno 200 anni. In particolare è messo in evidenza, con una linea rossa, un tratto di circa 400 m della sponda destra del fiume Tordino che, formando un'ansa, si avvicina alla strada oggetto della progettazione.

Allo scopo di stabilizzare tale tratto della sponda ed evitare future modifiche legate ad una progressione dell'azione erosiva, è prevista la realizzazione di una protezione in massi naturali.



Figura 4-1: Sponda destra del Tordino oggetto di stabilizzazione e protezione dall'azione erosiva

La sezione tipo è riportata nella seguente immagine. Previa pulizia e riprofilatura della sponda naturale esistente che presenta una pendenza 1:2, la protezione sarà realizzata in massi 300-1000kg posati su geotessuto non tessuto con scopo di filtro. Lo strato di massi avrà uno spessore di 1,3 m, pari a 2 volte il diametro medio dei massi. Al piede della scarpata, la protezione proseguirà verso il centro del fiume per una larghezza di almeno 4.0m.

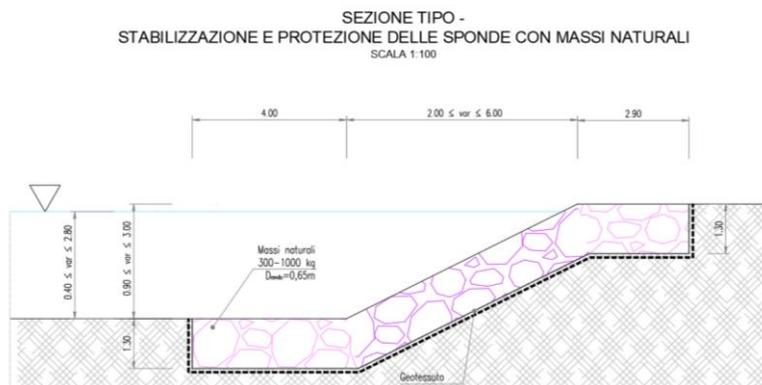


Figura 4-2: Sezione tipo della protezione in massi naturali per la protezione della sponda destra

Per quanto riguarda il **geotessuto non tessuto** con funzione di filtro **si prescrive** una massa areica superiore a  $300 \text{ g/m}^2$  e una apertura massima dei pori  $O_{90}$  di  $70 \mu\text{m}$  (secondo EN ISO 12956  $70 \pm 20\%$ ). Deve inoltre garantire resistenza a rottura superiore a  $50 \text{ KN/m}$  (CMD e MD secondo EN ISO 10319) e una elevata elongazione a rottura, pari almeno al 90% (Allungamento – MD e CMD secondo EN ISO 10319 pari a  $90\% \pm 20\%$ ), allo scopo di evitare il rischio di lacerazioni durante la fase di posa dei massi.

La sezione tipo di progetto è riportata negli elaborati grafici alla tavola T00ID02IDRI02.

## 4.2 VERIFICA DI STABILITÀ IDRAULICA DELLA SCOGLIERA

La corrente esercita sul materiale solido un'azione dinamica che tende a rimuovere il materiale e a trasportarlo verso valle, la soglia di innesco del moto per i sedimenti di data granulometria dipende, oltre che dalla natura del materiale stesso, dalle caratteristiche idrodinamiche della corrente.

Il trasporto di fondo ha inizio quando lo sforzo al fondo ( $\tau$ ) oltrepassa lo sforzo resistente limite ( $\tau_c$ ), che dipende, in larga misura, dalle dimensioni dei grani posti sul contorno:

$$\tau > \tau_c$$

Nel caso in esame lo sforzo tangenziale ( $\tau$ ) è dato dalla modellazione HEC-RAS e rimane da definire lo sforzo resistente limite ( $\tau_c$ ). Questo viene definito con Shields che, a partire da analisi sperimentali e da un bilancio delle forze in gioco, ha definito lo sforzo limite ( $\tau_c$ ) come:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \tau_c^*$$

Dove:

- a)  $\tau_c$ : sforzo resistente limite;
- b)  $\gamma_s$ : peso specifico del materiale (scogliera);
- c)  $\gamma$ : peso specifico dell'acqua;
- d)  $d$ : diametro del materiale;
- e)  $\tau_c^*$ : sforzo tangenziale critico adimensionale.

Lo sforzo tangenziale critico adimensionale è definito in funzione del numero di Reynolds adimensionale ( $Re_*$ ) e del numero di Froude ( $Fr^*$ ). Per moto turbolento ( $Re_* > 400$ ) il valore risulta costante, approssimato a 0.06.

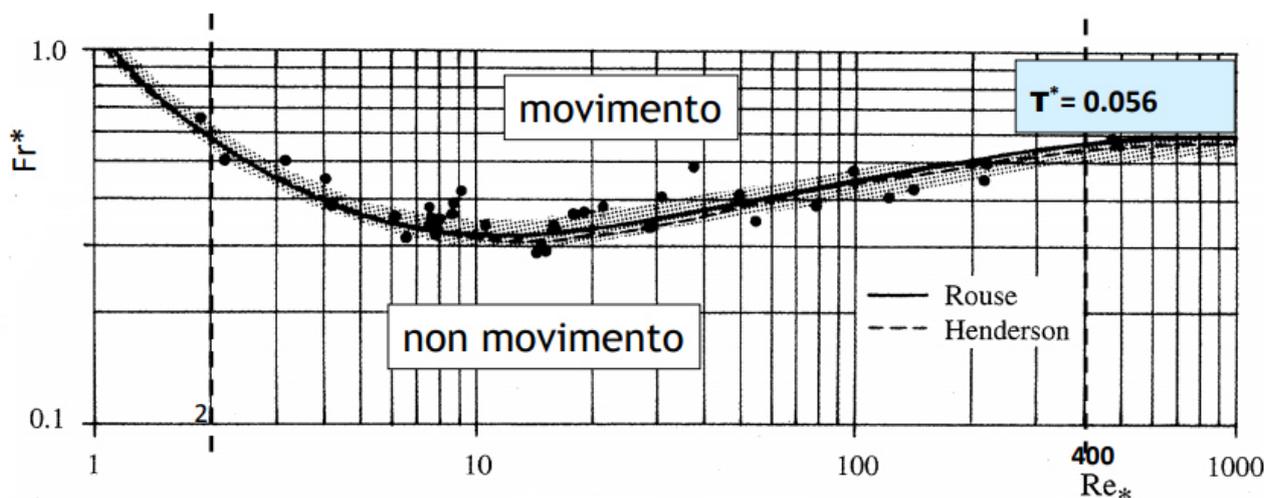


Figura 4-3: Andamento dello sforzo tangenziale critico adimensionale

La relazione trovata vale nel caso di fondo piano. Sulle sponde, come nel caso della scogliera, vanno considerate altre forze in gioco causate dall'inclinazione della sponda. L'equazione di Shields viene quindi modificata come:

$$\tau_c(\alpha) = \tau_c(0) \left( \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \varphi}} \right)$$

Dove:

- $\tau_c(0)$ : sforzo tangenziale critico su fondo piano;
- $\alpha$ : inclinazione della sponda;
- $\varphi$ : angolo di attrito interno del materiale di sponda.

Si noti come  $\tau_c(\alpha) < \tau_c(0)$ , la sponda va protetta e rivestita con materiale di pezzatura maggiore di quello posto sul fondo.

A partire dalle relazioni definite precedentemente, si può dimensionare il diametro della protezione spondale come quel diametro che permette di ottenere un fattore di sicurezza almeno:

$$FS = \frac{\tau_c}{\tau} > 1.5$$

Nel caso i diametri (d) siano compatibili con il tirante (h), si può utilizzare la relazione di Armanini:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.06 \left[ 1 + 0.67 \left( \frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]$$

Nella seguente tabella sono riportati i valori adottati per il caso in esame. Considerando, in particolare il diametro nominale d per i massi da 300 Kg, una pendenza di 1/2, un angolo d'attrito del materiale di 43°

Tabella 4.1: Parametri di verifica dello sforzo critico per i massi da 300kg della scogliera

$\gamma_s$	d	$\alpha$	$\varphi$	h	$\tau_c(0)$	$\tau_c(\alpha)$
[kg/m <sup>3</sup> ]	[m]	[°]	[°]	[m]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]
2300	0.51	26.6	43	3	507.7	383

I valori di sforzo al fondo sono stati calcolati per la piena Tr=200 anni con modello idraulico monodimensionale HEC-RAS nelle sezioni d'interesse, dalla progressiva 4+170 alla 3+900. Si osservi, nella seguente tabella, la colonna "Shear Chan", ovvero lo sforzo critico al fondo.

Tabella 4.2: Risultati da modello idraulico Hec-Ras relativi al tratto di interesse (piena Tr=200 anni)

HEC-RAS Plan: PROG_14-3-2022 River: TORDINO Reach: TORDINO Profile: PF 1													
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Shear Chan
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(N/m2)
TORDINO	4+200	PF1	891	22.52	24.93	24.93	25.53	0.006235	3.5	278.79	258.37	0.9	<b>93.8</b>
TORDINO	4+170	PF1	891	22.25	24.2	24.5	25.2	0.015234	4.48	213.5	247.77	1.34	<b>169.69</b>
TORDINO	4+140	PF1	891	22.11	24.1	24.2	24.8	0.009718	3.79	256.8	275.99	1.09	<b>118.09</b>
TORDINO	4+110	PF1	891	21.74	24	24	24.5	0.006651	3.31	286.9	280.3	0.91	<b>87.66</b>
TORDINO	4+080	PF1	891	21.64	23.8	23.8	24.3	0.006904	3.27	281.5	267.66	0.92	<b>86.87</b>
TORDINO	4+050	PF1	891	21.43	23.6	23.5	24.1	0.006072	3.17	280.9	207.49	0.87	<b>80.37</b>
TORDINO	4+020	PF1	891	21.03	23.6	23.2	24	0.003897	2.81	319.2	216.27	0.72	<b>60.1</b>

TORDINO	3+990	PF1	891	20.87	23.4	23.1	23.8	0.003887	2.88	309.5	188.79	0.72	<b>62.14</b>
TORDINO	3+960	PF1	891	20.89	23.4	22.9	23.7	0.002908	2.68	332.7	183.72	0.63	<b>51.91</b>
TORDINO	3+930	PF1	891	20.53	23.1	22.7	23.6	0.004108	3.2	278	150.65	0.75	<b>74.01</b>
TORDINO	3+900	PF1	891	20.38	22.8	22.8	23.5	0.005361	3.71	289	225.1	0.86	<b>98.68</b>

I valori di sforzo al fondo sono, nella realtà, variabili non solo lungo il profilo longitudinale del fiume ma anche in ogni sezione. Quelli calcolati con Hec-Ras, rappresentano il valore medio in ogni sezione. Lungo le sezioni, a parità di scabrezza, tali valori dipendono dalle velocità della corrente e, per tale motivo, quelle in corrispondenza della sponda da proteggere sono, in genere, minori sia dei valori che si manifestano al centro della sezione e minori del valore medio della sezione. Tale aspetto è stato confermato e verificato con il modello idraulico bidimensionale Infoworks. Nella seguente immagine, in cui sono riportate le velocità della corrente ottenute per la piena Tr=200 anni, è possibile apprezzare la distribuzione delle velocità della corrente lungo il tratto di interesse. In particolare, si osservi come le velocità lungo la sponda (tra 1 e 2 m/s) sono minori, anche per il caso in esame, di quelle della zona centrale del fiume in cui si raggiungono valori di 3 e 4 m/s, come nel tratto corrispondente alla progressiva 4+170, caratterizzata da una minore larghezza e velocità maggiori.

Alla luce di tale osservazione appare, quindi, ragionevole considerare, per tutto il tratto di interesse, il valore di progetto dello sforzo al fondo calcolato con Hec-Ras alla sezione 4+170, pari a 170N/m<sup>2</sup>.

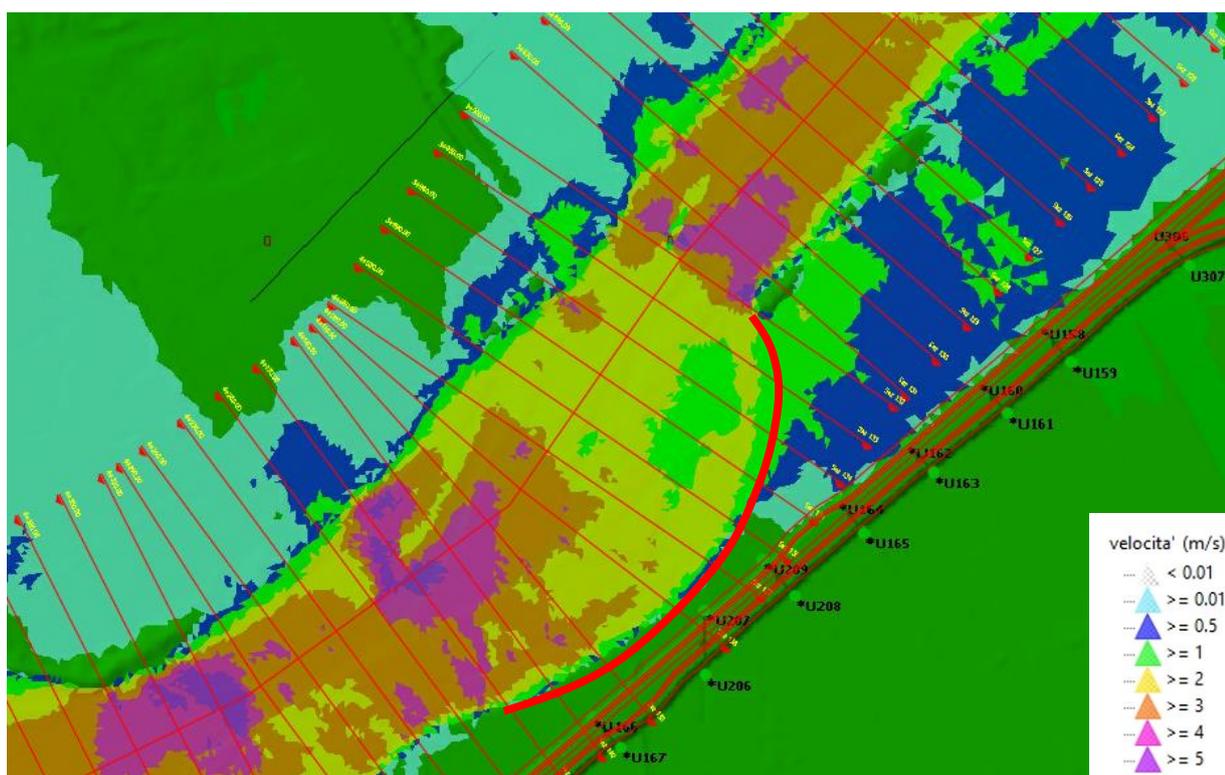


Figura 4-4: Velocità della corrente lungo il tratto di interesse (Infoworks 2D piena Tr=200 anni)

Dai valori sopra riportati, la **pezzatura scelta di 300kg-1000Kg** per la scarpata della sponda, risulta pertanto verificata con il seguente fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{\tau_c}{\tau} = \frac{383}{170} = 2.2 > 1.5$$

### 4.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA

Per le verifiche di stabilità globale della scarpata si è proceduto alla verifica:

- situazione provvisoria che si manifesta in fase di costruzione, al termine dello scavo al piede e prima della posa della scogliera: condizioni statiche ed assenza di falda lato scarpata.
- la situazione definitiva: in condizioni statiche e presenza di falda lato terra e condizioni sismiche ma assenza di falda lato scarpata e lato fiume.

#### 4.3.1 Stratigrafia, parametri caratteristici dei geomateriali e azione sismica

Dai profili e dalle stratigrafie lungo il tracciato stradale è stata definita la stratigrafia e i parametri geotecnici per le verifiche della scarpata nel tratto di interesse. Quote e parametri sono riportati sinteticamente nella seguente tabella.

Tabella 4.3: Stratigrafia e caratterizzazione meccanica per la verifica di stabilità della scarpata

quote da testa scarpata		Nome strato	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\varphi'$	$E'$
Da [m]	A [m]		[KN/m <sup>3</sup> ]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[KPa]	[°]	[MPa]
0	-4	Strato 1 (depositi recenti)	19		8	28	15
-4	-	Strato 2 (ghiaia sabbioso-limosa)	19		0	37	30
Mantellata pietrame			16		0	43	30

I dati di riferimento per la definizione dell'azione sismica e l'accelerazione utilizzata nella verifica della situazione definitiva sono riportati di seguito:

- categoria topografica T2
- vita utile: 50 anni
- categoria terreno: C
- classe d'uso: IV
- Accelerazione...[m/s<sup>2</sup>]...: Orizzontale = 1.02    Verticale = 0.51

#### 4.3.2 Verifica in condizioni statiche della situazione provvisoria, in fase di costruzione

La sezione di riferimento per la condizione provvisoria è riportata nella seguente immagine.

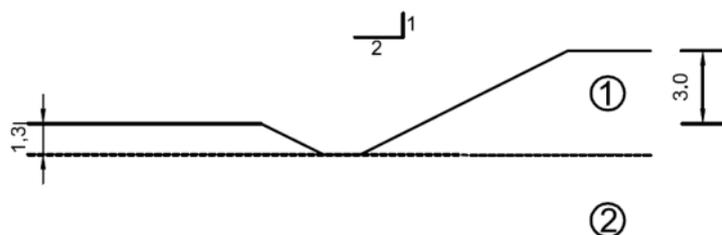


Figura 4-5: Sezione tipo per la verifica di stabilità della situazione provvisoria in fase di costruzione

Data la brevità e provvisorietà della fase di costruzione in esame, trattandosi di un fiume a regime prevalentemente torrentizio che, lungo il tratto dell'ansa in oggetto, è normalmente in condizioni asciutte, per tale verifica è stata assunta l'assenza della mantellata di protezione della scarpata, l'assenza di acqua lato fiume e di falda nel primo strato, l'assenza di sisma. È stato inserito un carico di 10kPa alla testa della scarpata per tenere conto della presenza di eventuali mezzi durante l'esecuzione del lavoro.

La Combinazione di carico per la **verifica statica** secondo le NTC 2018 è A2 + M2 + R2, in cui per la verifica in esame e per il calcolo dei parametri di progetto è da considerare la fattorizzazione della coesione della tangente dell'angolo dei materiali di 1.25 e un valore minimo di R da garantire di 1.1.

La verifica di stabilità globale è stata condotta con il software MACStars W e la ricerca della superficie critica con il minor fattore di sicurezza con metodo di Bishop.

Nel caso in esame il fattore di sicurezza minimo calcolato è di  $1.404 > R = 1.1$  e la superficie critica è riportata nella seguente immagine.

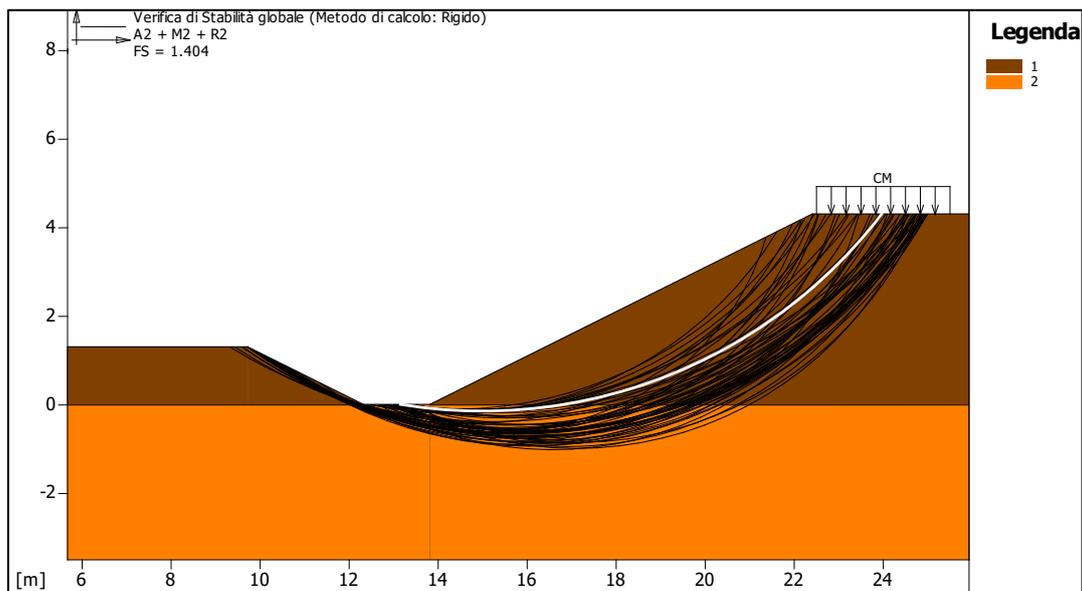


Figura 4-6: Fattore di sicurezza e superficie critica della verifica della situazione provvisoria, in fase di costruzione della scarpata, condizione statica.

### 4.3.3 Verifica in condizioni statiche e sismiche della situazione definitiva

La sezione di riferimento per la situazione definitiva è riportata nella seguente immagine.

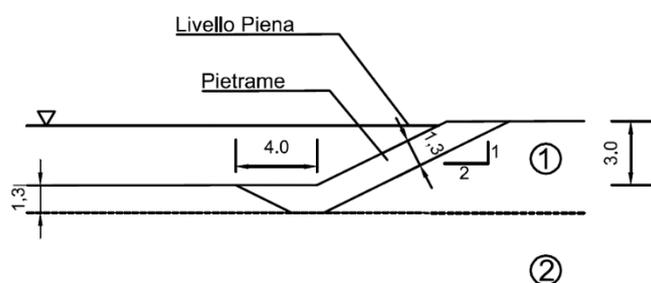


Figura 4-7: Sezione tipo per la verifica di stabilità della situazione definitiva.

La Combinazione di carico per la **verifica statica** secondo le NTC 2018 è A2 + M2 + R2, in cui per la verifica in esame e per il calcolo dei parametri di progetto è da considerare la fattorizzazione della coesione della tangente dell'angolo dei materiali di 1.25 e un valore minimo di R da garantire di 1.1.

La verifica di stabilità globale è stata condotta con il software MACStars W e la ricerca della superficie critica con il minor fattore di sicurezza con metodo di Bishop.

Nel caso in esame il fattore di sicurezza minimo calcolato è di  $1.518 > R = 1.1$  e la superficie critica è riportata nella seguente immagine.

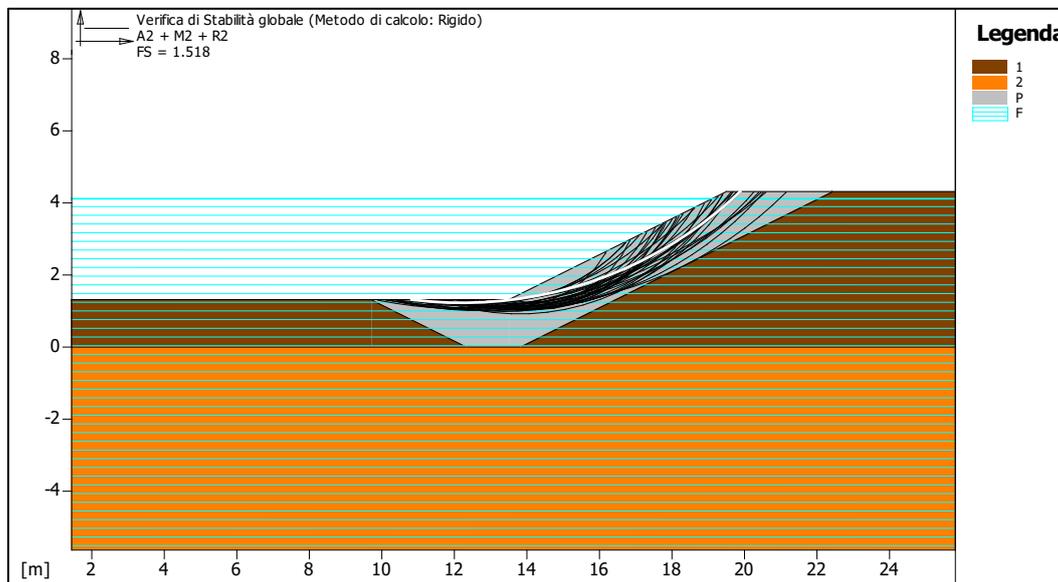


Figura 4-8: Fattore di sicurezza e superficie critica della verifica della situazione definitiva condizione statica.

La Combinazione di carico per la **verifica sismica** secondo le NTC 2018 è  $Kh \pm Kv + M2 + R2$ , in cui per la verifica in esame e per il calcolo dei parametri di progetto è da considerare la fattorizzazione della coesione della tangente dell'angolo dei materiali di 1 e un valore minimo di R da garantire di 1.2.

La verifica di stabilità globale è stata condotta con il software MACStars W e la ricerca della superficie critica con il minor fattore di sicurezza con metodo di Bishop.

Nel caso in esame il fattore di sicurezza minimo calcolato è di  $1.309 > R = 1.2$  e la superficie critica è riportata nella seguente immagine.

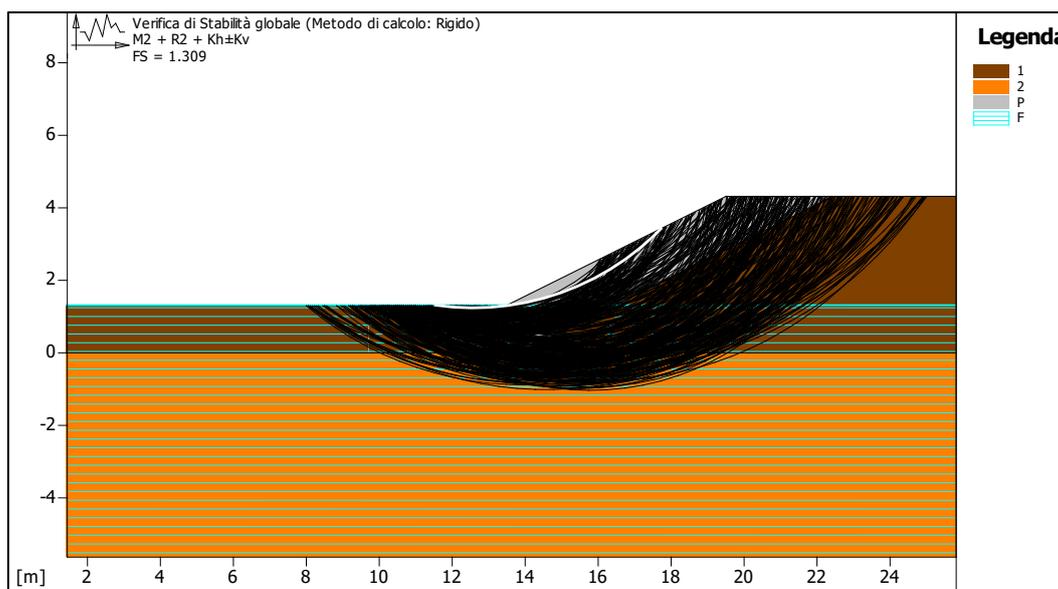


Figura 4-9: Fattore di sicurezza e superficie critica della verifica della situazione definitiva condizione sismica.

#### 4.4 PROTEZIONE IDRAULICA DEL RILEVATO STRADALE

Come riportato nella tavola T00ID01IDRPP02, con la piena  $Tr=200$  anni il fiume Tordino può esondare.

Allo scopo di proteggere il rilevato stradale da una possibile erosione è previsto l'utilizzo di **materassi tipo Reno** posati **su geotessuto** non tessuto a scopo di filtro. Il materasso su geotessuto avrà uno spessore di 17cm.

Nelle seguenti immagini sono riportate le sezioni tipo in funzione dell'altezza da proteggere e della tipologia di rilevato, come nella tavola T00ID02IDRI02:

- 3m di cui 2 m di materasso sul rilevato e 1m, in orizzontale, sulla berma
- 5m di cui 4 m di materasso sul rilevato e 1m, in orizzontale, sulla berma
- 7m di cui 6 m di materasso sul rilevato e 1m, in orizzontale, sulla berma.

Nelle tavola T00ID02IDRDI03, è riportato lo sviluppo longitudinale lungo il tracciato stradale delle diverse tipologie di protezione in funzione delle altezze bagnate del rilevato.

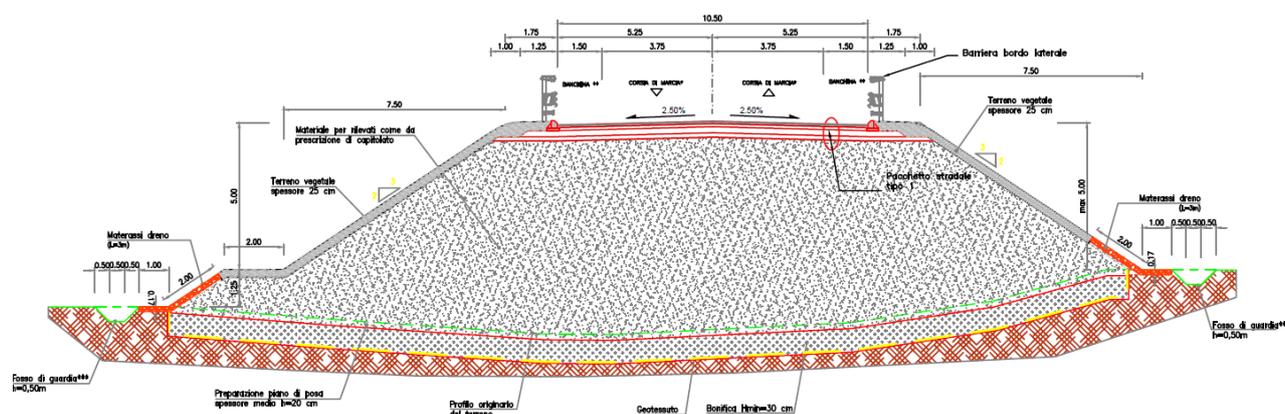


Figura 4-10: Sezione tipo del rilevato e protezione di 3m con materassi Reno su geotessuto

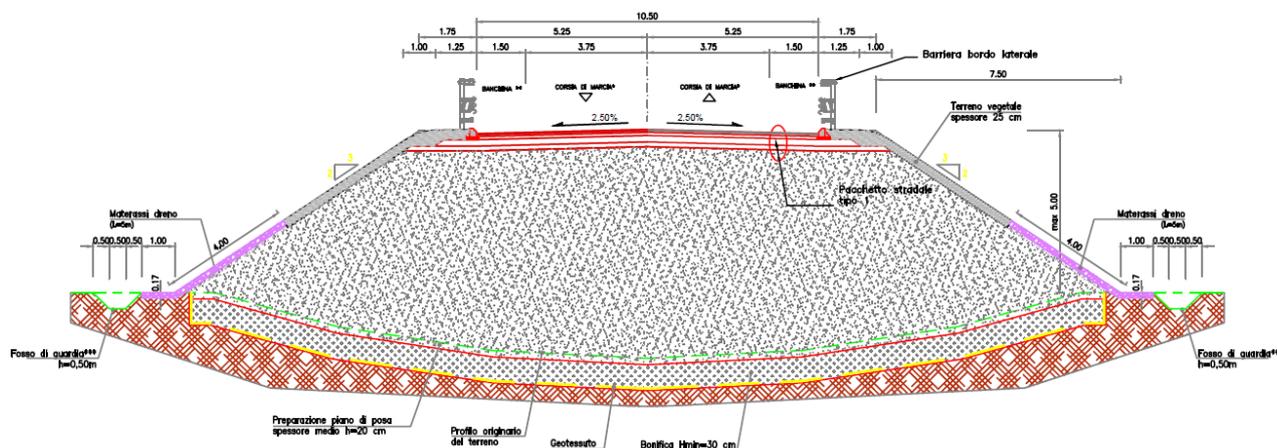


Figura 4-11: Sezione tipo del rilevato e protezione di 5m con materassi Reno su geotessuto

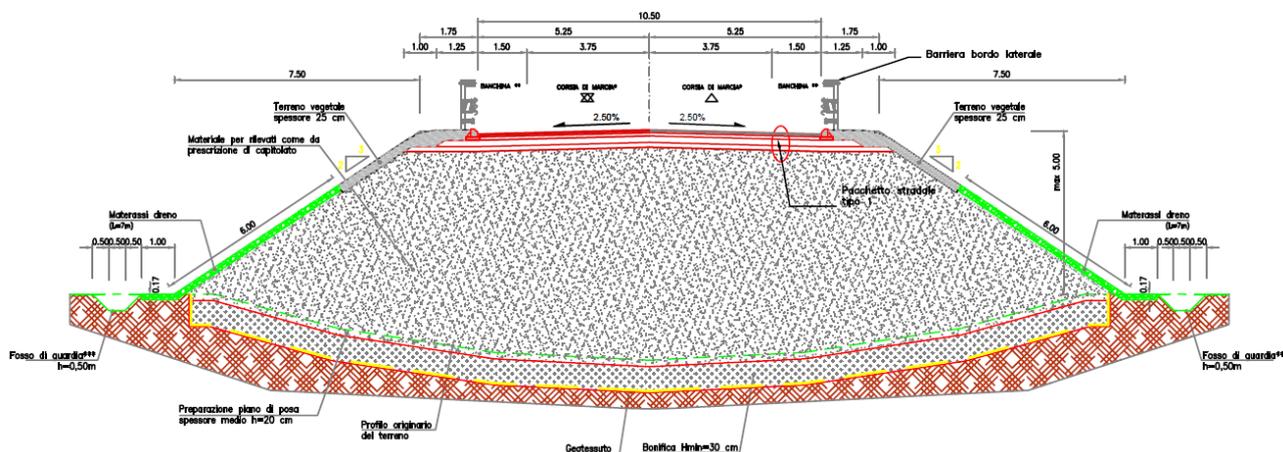


Figura 4-12: Sezione tipo del rilevato e protezione di 7m con materassi Reno su geotessuto

Il **geotessuto non tessuto con scopo di filtro si prescrive una massa areica superiore a 300 g/m<sup>2</sup>** e una apertura massima  $O_{90}$  non inferiore a 60  $\eta$ m (secondo EN ISO 12956 60 $\pm$ 15%). Deve inoltre garantire resistenza a rottura superiore a 25 KN/m (CMD e MD secondo EN ISO 10319).

#### 4.5 SCALZAMENTO PILE IN ALVEO

In questo paragrafo viene svolta l'analisi quantitativa del massimo scalzamento atteso al piede delle pile del viadotto Tordino che ricadono in alveo. Lo scalzamento è causato dallo scavo del materiale componente il letto e le sponde dell'alveo come conseguenza dell'azione erosiva della corrente e viene valutato in occasione della piena di progetto. L'erosione in corrispondenza delle pile ricadenti in alveo è data dalla somma di tre contributi:

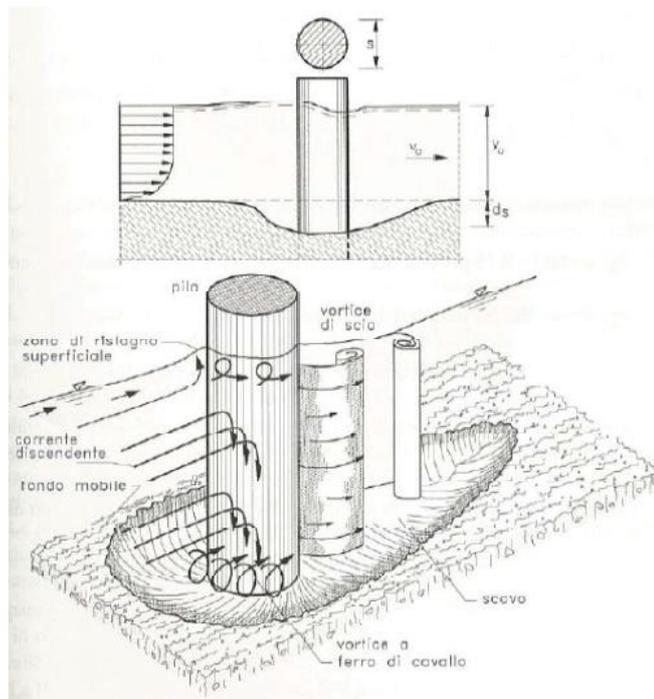
- 1) erosione generalizzata dovuta alla variazione altimetrica del fondo dell'alveo a monte ed a valle del ponte sia a lungo termine che durante ogni evento di piena;
- 2) erosione dovuta alla contrazione della sezione idrica causata dalla presenza delle pile in alveo;
- 3) erosione transitoria localizzata che si verifica sia durante gli eventi di piena che in quelli di morbida dovuta alla formazione di vortici in corrispondenza degli ostacoli rappresentati dalle pile. Essa dipende sia dalle caratteristiche della corrente e dell'alveo che da quelle dell'ostacolo

il problema della previsione dello scalzamento massimo atteso in corrispondenza dei manufatti in alveo ha portato a concentrare l'attenzione sul fenomeno con numerose ricerche che hanno permesso di approfondire le conoscenze del campo cinematico che si innesca nei dintorni dell'ostacolo. L'unione tra i casi di studio reali, le sperimentazioni e le modellazioni fisiche in laboratorio hanno portato alla definizione di numerose formule che permettono di stimare i massimi livelli di scalzamento prevedibili.

Per stimare la massima erosione attesa in corrispondenza delle pile del viadotto Tordino sono stati presi in considerazione cinque metodi di calcolo tra quelli presenti in letteratura. Tutte le formulazioni dipendono da una serie di parametri riguardanti il regime di moto, la configurazione geometrica e le caratteristiche del materiale del fondo alveo, quali:

- Larghezza  $s$ , lunghezza  $L$  e forma della pila, e suo angolo di inclinazione rispetto al flusso;
- Velocità  $V_0$  e tirante  $y_0$  della corrente indisturbata a monte o a valle dell'attraversamento, e numero di Froude ad essi collegato;
- Dimensioni caratteristiche del materiale al fondo, eventualmente assortito granulometricamente ( $D_{50}$ ,  $D_{95}$ ) e relativa velocità critica di trascinamento  $V_c$  (valutabile in genere secondo la formulazione di Shields);
- Morfologia del letto fluviale (presenza o meno di dune o di ripples) e possibilità del corazzamento naturale (sulla base dell'assortimento granulometrico);

- Numero e disposizione delle pile.



La Federal Highway Administration (USA) ha condotto diversi studi per analizzare la validità delle formulazioni usate per stimare l'erosione in corrispondenza di ostacoli in alveo, fondate su dati raccolti in campo o scaturiti da prove di laboratorio. Le equazioni ritenute maggiormente attendibili da detti studi sono state applicate nel caso in esame e sono di seguito riportate:

- Equazione di Froehlich

$$y_s = 0.32\varphi g^{-0.1}V_0^{0.2}y_0^{0.36}s^{0.62}D_{50}^{-0.08}$$

in questa formulazione il coefficiente correttivo  $\varphi$  è legato alla geometria delle pile

Geometria pile	$\varphi$
Circolari	1
Rettangolari	1.3
Con fronte appuntita	0.7

- Equazione Froehlich Design

$$y_s = 0.32\varphi g^{-0.1}V_0^{0.2}y_0^{0.36}s^{0.62}D_{50}^{-0.08} + s$$

è una formulazione cautelativa rispetto alla precedente in quanto viene sommata la larghezza della pila.

- Equazione HEC-18 modificata da Mueller e Wagner

$$y_s = 2K_1K_2K_3K_4g^{-0.215}y_0^{0.135}s^{0.65}V_{50}^{0.43}$$

dove

$K_1$  è un coefficiente legato alla forma delle pile

Geometria pile	$K_1$
Circolari	1
Rettangolari	1.1
Con fronte appuntita	0.9

$K_2$  dipende dall'angolo che viene a formarsi tra la pila e la corrente incidente e dalla lunghezza della pila L

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

$K_3$  dipende dalla morfologia dell'alveo

Morfologia alveo	$K_3$
Assenza di forme di fondo	1.1
Presenza di dune medie	1.2
Presenza di dune grandi	1.3

$K_4$  dipende dalla dimensione delle particelle del fondo alveo

$$K_4 = 0.35 \left( \frac{S}{D_{50}} \right)^{0.19}$$

- Equazione HEC-18-K4-Mu (Colorado State University, CSU)

$$\frac{y_s}{y_0} = 2K_1K_2K_3K_4 \left( \frac{S}{y_{50}} \right)^{0.65} Fr_0^{0.43}$$

$K_4$  è il termine dipendente dalla granulometria del materiale del fondo

$$K_4 = 0.4V_R^{0.15}$$

$K_4=1$  quando  $D_{50} < 2\text{mm}$  o  $D_{95} < 20\text{mm}$

dove  $V_R$  è dato dal rapporto delle velocità:

$$V_R = \frac{V_0 - V_{ic,D_{50}}}{V_{c,D_{50}} - V_{ic,D_{95}}}$$

La velocità critica di moto incipiente del granulo di dimensione  $D_s$ , è calcolata secondo la formulazione di Laursen:

$$V_{c,D_x} = 6.19y_0^{1/6} D_x^{1/3}$$

Velocità di approccio che da inizio al processo di scavo al piede della pila

$$V_{ic,D_x} = 0.645 \left( \frac{D_x}{S} \right)^{0.053} V_{c,D_x}$$

$K_1$  dipende dalla forma della pila

Forma pila	$K_1$
Fronte e retro rettangolari	1.1
Fronte e retro arrotondati	1
circolari	1
Gruppo di pile circolari	1
Fronte triangolare	0.9

$K_2$  dipende dall'inclinazione della pila rispetto alla corrente

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

$K_3$  dipende dalle condizioni del fondo alveo

Fondo alveo		$K_3$
Assenza di trasporto solido		1.1
Letto piano ed assenza di dune		1.1
Dune di piccole dimensioni	$3 > H > 0$	1.1
Dune di medie dimensioni	$10 > H > 3$	1.1-1.2
Dune di grandi dimensioni	$H > 10$	1.3

- Equazione di Breusers-Hancu2

$$\frac{y_s}{s} = f_1 \left( \frac{V_0}{V_{cr}} \right) \left[ 2 \tanh \left( \frac{y_0}{s} \right) \right] f_2 f_3$$

$f_1$  tiene conto del rapporto fra velocità indisturbata e critica per il trascinato:

$f_1 = 0$	Per $V_0/V_{cr} \leq 0.5$
$f_1 = 2 V_0/V_{cr} - 1$	Per $0.5 \leq V_0/V_{cr} \leq 1.0$
$f_1 = 1$	Per $V_0/V_{cr} \geq 1.0$

La velocità critica è valutata mediante la formulazione di Shields:

$$V_{cr} = 0.85 \sqrt{2gD_{50}(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_w}$$

$\gamma_s$  = peso specifico del materiale del fondo

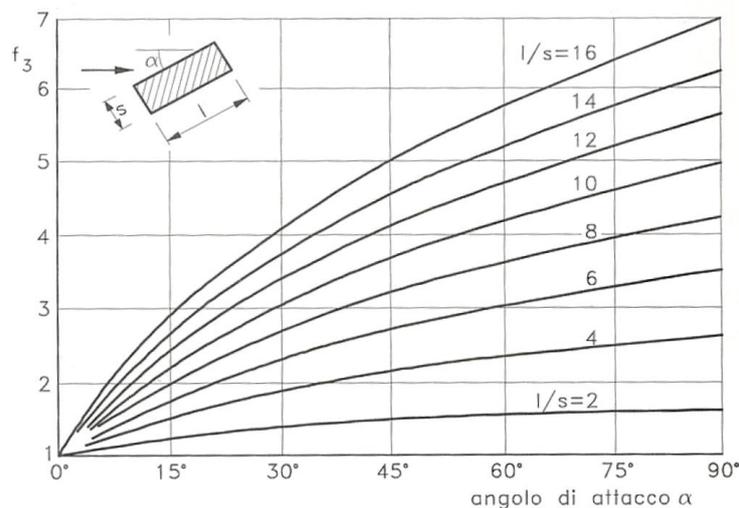
$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua

$g$  = accelerazione di gravità

$f_2$  dipende dalla forma della pila

Forma pila	$f_2$
1	Pile circolari
1.3	Pile rettangolari
0.75	Pile sagomate

$f_3$  dipende dall'angolazione della pila rispetto alla corrente, dal rapporto fra lunghezza e larghezza della pila ed è desumibile dal seguente grafico:



Si riportano a seguire, i risultati dell'applicazione delle formule empiriche sopra menzionate, nel caso di studio del viadotto Tordino. I valori di portata, livello idrico e velocità sono quelli desunti dalla simulazione bidimensionale per il transito della piena riferita ad un tempo di ritorno duecentennale. Per la granulometria si è fatto riferimento alle risultanze delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dai sondaggi BH22 e BH24.

Sulla base dei valori di scavo medio atteso così determinato, si è avuta cura di posizionare l'intradosso della fondazione ad una profondità maggiore, tale da non inficiare la stabilità strutturale della pila.

PILA SX		
Larghezza pila	s=	3 m
Lunghezza pila	l=	3 m
Velocità media indisturbata	$v_0=$	3.75 m/s
Profondità indisturbata	$Y_0=$	3.64 m
Dimensione del materiale	$d_{50}=$	0.020 m
Angolo corrente - pila	$\alpha =$	0 °
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s=$	27000 N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile		ROTONDE
Accelerazione di gravità	$g=$	9.81 m/s <sup>2</sup>

PILA DX		
Larghezza pila	s=	3 m
Lunghezza pila	l=	3 m
Velocità media indisturbata	$v_0=$	3.27 m/s
Profondità indisturbata	$Y_0=$	3.57 m
Dimensione del materiale	$d_{50}=$	0.009 m
Angolo corrente - pila	$\alpha =$	0 °
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s=$	27000 N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile		ROTONDE
Accelerazione di gravità	$g=$	9.81 m/s <sup>2</sup>

METODO	TORDINO	
	SCAVO STIMATO PILA SX [m]	SCAVO STIMATO PILA DX [m]
CSU	2.88	3.12
Froehlich	1.43	1.47
Froehlich Design	4.43	4.43
HEC-18 Mueller Wagner	3.01	3.05
Breusseurs Hancu	5.03	4.98
Scavo medio atteso	3.35	3.41

## 5 CONCLUSIONI

L'obiettivo dello Studio di Compatibilità Idraulica è quello di valutare sia le variazioni sull'assetto idrologico e/o idraulico del corso d'acqua conseguenti alla realizzazione degli interventi in progetto sia di verificare le condizioni di sicurezza degli elementi che si prevede di inserire nel territorio in aree a potenziale pericolo di alluvionamento.

Sulla base di quanto esposto nello studio condotto per la nuova opera in progetto, si può affermare che:

- a. L'infrastruttura di progetto mantiene le condizioni di funzionalità dei corsi d'acqua interferiti, non ostacolando il normale deflusso delle acque ed il deflusso della piena, garantendo un adeguato franco idraulico di sicurezza per eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno fino a 200 anni. A tale riguardo, l'analisi idraulica ha interessato la verifica puntuale delle opere d'arte di attraversamento del reticolo in termini di criticità dello stato di fatto e dimostrando, nello stato di progetto, la verifica della sussistenza del franco minimo prescritto da normativa tra il livello di massima piena duecentennale e l'intradosso delle nuove strutture.
- b. Non aumenta il rischio idraulico nell'area oggetto d'intervento. Gli effetti idraulici indotti dalla nuova infrastruttura nel suo complesso studiati mediante l'implementazione del modello bidimensionale, hanno dimostrato un aumento dei livelli idrici da poter ritenere trascurabile.
- c. Non riduce significativamente la capacità di laminazione o invasamento nelle aree interessate, e garantisce trasparenza idraulica grazie alla presenza di tombini distribuiti uniformemente lungo tutto il tracciato.
- d. Salvaguardia la naturalità e la biodiversità degli alvei e ne preserva la stabilità nelle aree in cui è stata riscontrata la presenza di fenomeni erosivi, con la messa a punto di accorgimenti costruttivi tali da garantire la tutela del territorio e la funzionalità della strada di progetto.

Per le motivazioni sopra espresse, si ritiene di poter affermare che l'opera è compatibile dal punto di vista idrologico - idraulico con gli obiettivi del PSDA vigente.

## **6 ALLEGATI:**

ANALISI STORICA EVOLUZIONE FIUME TORDINO  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – FIUME TORDINO  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – FOSSO CAVONE  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – FOSSO CORNO  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – FOSSO MAISE  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – FOSSO MUSTACCIO  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – CANALE PROGR. 1+517.73  
RISULTATI MODELLAZIONE 1D – CANALE PROGR. 4+247

## ANALISI STORICA EVOLUZIONE FIUME TORDINO

A seguire si riporta una raccolta di foto storiche estrapolate dai fotogrammi dei voli dell'Istituto Geografico Militare e da Google Earth per descrivere l'evoluzione dell'alveo del Fiume Tordino.



### Dettaglio fotogramma

Ripresa	Volo IGM 1954
Strisciata	61
Fotogramma	2350
Data ripresa	03/10/1954
Committente	IGM
Ditta esec.	IGM
Focale	153.89 mm
Quota di volo	6000 m
Scala	1:33000
Formato	23 x 23 cm

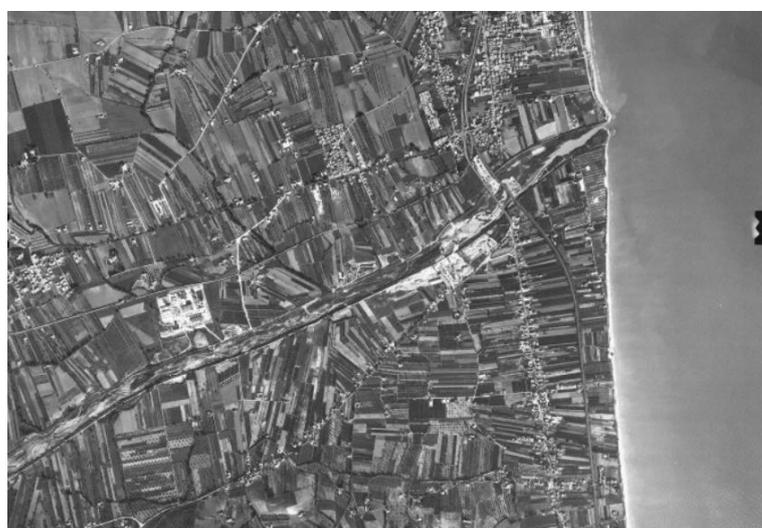
Figura 0-1: Volo IGM 1954



### Dettaglio fotogramma

Ripresa	Volo IGM 1954
Strisciata	61
Fotogramma	2351
Data ripresa	03/10/1954
Committente	IGM
Ditta esec.	IGM
Focale	153.89 mm
Quota di volo	6000 m
Scala	1:33000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-2: Volo IGM 1954



### Dettaglio fotogramma

Ripresa	Volo Cassa del Mezzogiorno 1974 1975
Strisciata	1
Fotogramma	103
Data ripresa	06/10/1974
Committente	Regione Abruzzo
Ditta esec.	CGR S.p.a.
Focale	153.15 mm
Quota di volo	3000 m
Scala	1:20000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-3: Volo 1975



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	Volo IGM 1976
Strisciata	15
Fotogramma	7970
Data ripresa	26/03/76
Committente	IGM
Ditta esec.	IGM
Focale	152,34 mm
Quota di volo	2500 m
Scala	1:0
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-4: Volo IGM 1976



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	VIGM85
Strisciata	104
Fotogramma	2743
Data ripresa	15/07/85
Committente	IGM
Ditta esec.	IGM
Focale	152,34 mm
Quota di volo	5070 m
Scala	1:33000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-5: Volo IGM 1985



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	Volo 1982-1986
Strisciata	4B
Fotogramma	3934
Data ripresa	1981-07-02
Committente	Regione Abruzzo
Ditta esec.	CGR S.p.a.
Focale	153,26 mm
Quota di volo	5000 m
Scala	1:35000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-6: Volo IGM 1982-1986



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	VIGM91
Strisciata	18
Fotogramma	1065
Data ripresa	14/06/91
Committente	IGM
Ditta exec.	IGM
Focale	153,22 mm
Quota di volo	6070 m
Scala	1:33000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-7: Volo IGM 1991



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	Volo Regione Abruzzo 2001-
	2002
Strisciata	14
Fotogramma	238
Data ripresa	27/09/2001
Committente	Regione Abruzzo
Ditta exec.	Rossi S.r.l.
Focale	153,57 mm
Quota di volo	2000 m
Scala	1:13000
Formato	23 x 23 cm

Figura 0-8: Volo Regione Abruzzo 2001-2002



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	Volo Regione Abruzzo 2007
Strisciata	1008
Fotogramma	1008_0741
Data ripresa	30/06/2007
Committente	Regione Abruzzo
Ditta exec.	STEREOCARTO S.L.
Focale	120 mm
Quota di volo	1200 m
Scala	1:5000
Formato	16,588 X 9,216 cm

Figura 0-9: Volo Regione Abruzzo 2007 - Parte 1



**Dettaglio fotogramma**

Ripresa	Volo Regione Abruzzo 2007
Strisciatia	1008
Fotogramma	1008_0741
Data ripresa	30/06/2007
Committente	Regione Abruzzo
Ditta eseg.	STEREOCARTO S.L.
Focale	120 mm
Quota di volo	1200 m
Scala	1:5000
Formato	16,588 X 9,216 cm

Figura 0-10: Volo Regione Abruzzo 2007 - Parte 2



Figura 0-11: Immagine Google Earth - anno 2007



Figura 0-12: Immagine Google Earth - anno 2013



*Figura 0-13: Immagine Google Earth - anno 2015*



*Figura 0-14: Immagine Google Earth - anno 2016*



*Figura 0-15: Immagine Google Earth - anno 2017*



*Figura 0-16: Immagine Google Earth - anno 2018*



*Figura 0-17: Immagine Google Earth - anno 2019*