

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**S.O - OPERE CIVILI**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA  
 NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA  
 LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA  
 LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO  
 IDROLOGIA E IDRAULICA**

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

RC2I    A1    R    09    RI    ID0002    001    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari	30/09/2022	A.Cappelli	30/09/2022	I. D'Amore	30/09/2022	ANGELO VITTOZZI 30/09/2022
								<small>                     ITALFERR S.p.A.                      U.O. Opere Civili - Selezione delle varianti                      Dott. Ing. Angelo Vittozzi                      Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma                      n. 4208/23                 </small>

File: RC2IA1R09RIID0002001A.doc

n. Elab.

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	6
2.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....	6
2.2	INQUADRAMENTO DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO PRINCIPALI DELLA LINEA FERROVIARIA .....	6
3	ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	8
3.1	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	8
3.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario</i> .....	8
3.1.2	<i>NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa</i> .....	9
3.1.3	<i>Criteri di verifica</i> .....	13
3.1.4	<i>Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente</i> .....	13
3.2	VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE .....	14
3.2.1	<i>Geometria degli alvei</i> .....	14
3.2.2	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza</i> .....	14
3.2.3	<i>Condizioni a contorno</i> .....	15
3.2.4	<i>Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde</i> .....	17
3.3	DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO IN PROSSIMITÀ DELLE PILE.....	19
3.3.1	<i>HEC18-CSU</i> .....	19
3.3.2	<i>FDOT (Florida Department Of Transportation)</i> .....	21
3.3.3	<i>Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo</i> .....	23
3.3.4	<i>Confronto con la formula di Breusers</i> .....	24
3.4	PROTEZIONI DELLE PILE DALLO SCALZAMENTO.....	26
3.4.1	<i>Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile</i> .....	27
3.4.2	<i>Risultati</i> .....	29
4	COMPATIBILITÀ IDRAULICA .....	113

4.1	VERIFICA LUCI NETTE PILE .....	116
5	GESTIONE DELLE FASI DI CANTIERE.....	130
6	CONSIDERAZIONI SUGLI EFFETTI DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI.....	132
	APPENDICE A – CARATTERISTICHE DEL MODELLO MATEMATICO.....	133

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	Lotto 1a Battipaglia – Romagnano. Corografia dell'intervento.....	5
Figura 2	– Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.....	17
Figura 3	– Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996) .....	23
Figura 4	– Diagramma per il calcolo del coefficiente $f_3$ della formula di Breusers per una pila a sezione rettangolare. .....	26
Figura 4	– Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23.....	28
Figura 5	– Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.....	133
Figura 6	– Sezione schematica di un corso d'acqua naturale. ....	134
Figura 7	– Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento. ....	136
Figura 8	– Pianta schematica di un attraversamento fluviale. ....	137
Figura 9	– Sezione schematica di un attraversamento fluviale.....	138
Figura 10	– Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo. ....	140
Figura 11	– Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso $C_d$ .....	140
Figura 12	– Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo. ....	141
Figura 13	– Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.....	141
Figura 14	– Sezione schematica di un tombino ponticello. ....	142
Figura 15	– Diagramma di funzionamento del tombino ponticello. ....	142

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali - Linea ferroviaria.....	7
Tabella 2 – Elenco delle opere di attraversamento principali - Viabilità .....	8
Tabella 3 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.....	14
Tabella 4 – Valori delle portate di calcolo.....	16
Tabella 5 – Coefficiente correttivo K1 .....	20
Tabella 6 – Coefficiente correttivo K3 .....	20
Tabella 7: Coefficiente correttivo K <sub>s</sub> .....	22
Tabella 8 – Grandezze idrauliche in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.....	76
Tabella 9 – Risultati ottenuti - Viadotti .....	114
Tabella 10 – Risultati ottenuti -tombini linea ferroviaria .....	115
Tabella 11 – Risultati ottenuti -tombini viabilità.....	115
Tabella 12 – Verifica Luci nette .....	116
Tabella 13 – Livelli idrici di riferimento per il cantiere .....	131
Tabella 14 – Potenziale incremento del G.R. dovuto ai cambiamenti climatici (+20%).....	132
Tabella 14 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.....	139
Tabella 15 – Coefficiente di Yarnell. ....	139

## 1 PREMESSA

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

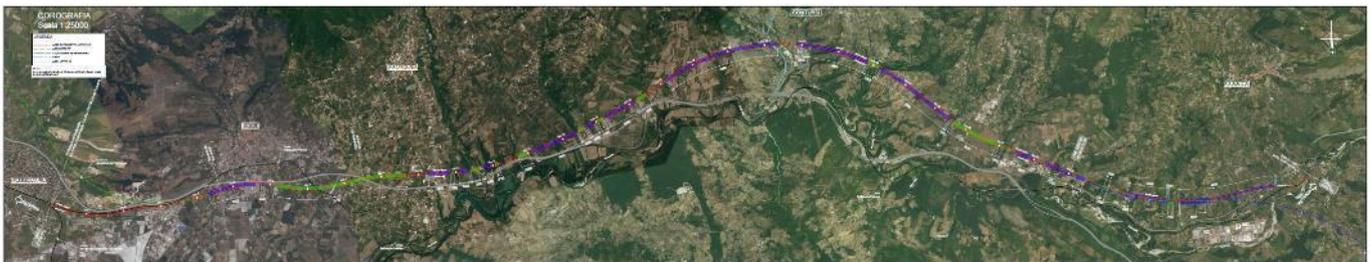
In particolare, la presente relazione descrive i risultati delle verifiche idrauliche degli attraversamenti idraulici minori del lotto 1A che si sviluppa tra Battipaglia e Romagnano.

Il lotto 1A è stato individuato come prioritario e inserito all'interno del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) tra le opere da finanziare nell'ambito della missione "Infrastrutture per una Mobilità Sostenibile" che punta a completare entro il 2026 una prima e significativa tappa di un percorso di più lungo termine verso la realizzazione di un sistema infrastrutturale moderno e sostenibile dal punto di vista ambientale, tenuto conto delle specificità della orografia del territorio italiano, in grado di rispondere alle esigenze di mobilità ad un ampio bacino interregionale.

Il tracciato si sviluppa in doppio binario dalla stazione di Battipaglia (l' inizio intervento è posto al km 73+790 della linea Battipaglia – Potenza C.le) e si estende per circa 35 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il tratto iniziale di circa 9 km che presenta elementi geometrici caratterizzati da velocità di tracciato pari a 180 km/h fino al km 4+4450 circa di progetto e 250 km/h fino alla pk 9+050 e il tratto finale di allaccio alla LS Battipaglia – Potenza C.le a 100 km/h.

La linea si sviluppa a doppio binario fino al passaggio doppio/singolo in corrispondenza della pk 29+000 circa di progetto, da questo punto prosegue a singolo binario sul tracciato del futuro binario dispari e termina con l'innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le al km 112+350.

Il tracciato attraversa i territori di Battipaglia, Eboli, Campagna, Contursi Terme, Sicignano degli Alburni e Buccino, tutti nella Provincia di Salerno.



**Figura 1 Lotto 1a Battipaglia – Romagnano. Corografia dell'intervento**

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Descrizione dell'intervento

Il tracciato ferroviario in progetto, presenta numerose interferenze con i reticoli idrografici del bacino imbrifero del fiume Sele (sistema Sele, Tanagro, Bianco) e del Fiume Noce.

Gli interventi progettuali del Lotto 1A proposti interessano i territori di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale e più in particolare le Unit of Management (UoM) Destra Sele e Sele.

Le opere sono state individuate sulla base della cartografia, dell'analisi geomorfologica dei bacini idrografici afferenti alla linea ferroviaria, nonché di valutazioni visive condotte durante sopralluoghi e rilievi puntuali effettuati lungo la tratta ferroviaria in oggetto.

Nel dettaglio l'analisi svolta si è basata sulle seguenti fasi:

- verifica idraulica delle opere di attraversamento mediante simulazione idraulica su modello matematico in schema di moto permanente;
- redazione delle planimetrie, dei profili di moto permanente e delle sezioni con livelli idrici ed energetici relativamente alle opere di attraversamento;
- valutazione del franco idraulico delle nuove opere;
- verifica della stabilità delle opere di sistemazione idraulica degli attraversamenti analizzati mediante modello matematico.

### 2.2 Inquadramento dei manufatti di attraversamento principali della linea ferroviaria

Nella Tabella 1 sono riportati i manufatti principali per i quali la verifica idraulica è stata eseguita mediante elaborazione su modello matematico monodimensionale in schema di moto permanente. Per ogni manufatto si riporta, la progressiva chilometrica da profilo, il toponimo e la WBS (work breakdown structure) dell'opera. Si riportano inoltre le dimensioni dei tombini oggetto di verifica idraulica.

ID	Progr.	Area (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	Tipologia	WBS aggiornata	note
1	141	3.30	30.5	Scitolare 5x3	IN01	
2	872	0.64	8.7	Scitolare 4x4	IN02	
3	2092	0.59	7.8	Scitolare 2x3	IN03	
4	3674	0.35	5.3	Scitolare 2x3	IN04	
5	4715	3.51	32.0	Galleria		
6	6180	9.67	92.3	Viadotto	VI01_1	
7+8a	6445	0.09+2.38	24.5	Viadotto	VI01_2	
8b	6530	1.61	16.5	Viadotto	VI01_3	
9	7770	14.21	103.2	Viadotto	VI01_4	
10	8140	0.48	6.7	Viadotto	VI01_5	
11	8620	0.38	5.7	Viadotto		Non se ne tiene conto nelle verifiche (punto di minimo è la strada)

ID	Progr.	Area (km2)	Q (m³/s)	Tipologia	WBS aggiornata	note
12	8975	0.51	7.0	Viadotto		Non se ne tiene conto nelle verifiche (scolina di campagna)
13	9630	0.62	8.5	Viadotto	VI02	
14	10020	0.38	5.7	deviazione		deviazione verso il bacino 13
15	10+912	0.66	8.4	viadotto	VI03	
16	11480	49.96	334.5	viadotto	VI04	
17	12090	0.70	8.8	viadotto	VI05	
18	12315	0.56	7.5	Scitolare 4x4	IN05	
19	12600	1.43	18.0	Scitolare 3x4	IN06	
20	13000	0.37	5.6	Viadotto	VI06	
21	14500	5.14	53.8	Viadotto	VI07	
22	15080	0.91	18.6	Viadotto	VI08	
23	15127	0.11	2.7	Viadotto	VI08	
24	16420	27.95	208.5	Viadotto	VI09	
25	16960	0.07	1.8	deviazione verso 17+080		deviazione verso il bacino 26
26	17080	0.32	7.1	Scitolare 3x3	IN07	
27	17160	0.04	1.1	deviazione verso 17+080		deviazione verso il bacino 26
28	20452	2.75	35.1	Scitolare 5x5	IN08	
29	21000	328.90	1038.6	Viadotto	VI10	
30	21155	0.17	4.0	Viadotto		
31	22950	66.91	378.9	Viadotto	VI11	
32	25550	4.75	59.1	Viadotto	VI12	
32A	25820	0.52	11.7	Galleria	IN14	Interferenza con galleria- è prevista una riprofilatura
33	27035	10.49	100.5	Viadotto	VI13	
34	27265	0.04	1.6	Viadotto	VI14	
35	27430	0.25	6.5	Scitolare3x2	IN09	
36	28575	8.96	99.1	Viadotto	VI15_1	
37	28970	1.50	31.1	Viadotto	VI15_2	
38	30057	0.87	16.5	Viadotto	VI16	
39	30360	0.29	6.6	Scitolare3x3	IN10	
39A	30452	0.07	2.0	Scitolare 3x4	IN15	
40	31785	4.47	67.3	Viadotto	VI17	
41	32123	0.24	6.2	Galleria	IN16	Interferenza - è prevista una deviazione sopra la galleria
43a	34760	2.64	38.5	Scitolare 6x4	IN11	
43b	35019	0.15	2	Scitolare 2x3	IN12	
43c	35156	0.08	1	Scitolare 2x3	IN13	

**Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali - Linea ferroviaria**

ID	WBS	WBS viabilità	B (m)	H (m)
4	NI01	NV01	2.0	2.5
13	NI03	NV04_sx	3.0	2.0
area interclusa	NI04	NV04_dx	2.0	2.0
13+14	NI06	NV04	2.0	2.0
21	NI15	NV09A	7.0	4.0
34	NI09	NV17	2.0	2.0
35	NI09A	NV17	3.0	2.0
39	NI10A	NV20A	2.0	3.0
39	NI10	NV20	2.0	3.0
43b	NI13	NV25	2.0	2.0
43b	NI14	Accesso PT23	2.0	2.0
30b		Accesso PT11	4.0	4.0

Tabella 2 – Elenco delle opere di attraversamento principali - Viabilità

### 3 ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

#### 3.1 Metodologia di calcolo

##### 3.1.1 Manuale di progettazione ferroviario

Come previsto dal Manuale di Progettazione ferroviario, ogni tipo di manufatto idraulico deve essere verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno  $Tr$ :

[...]

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria  $Tr = 300$  anni per  $S > 10 \text{ km}^2$
- linea ferroviaria  $Tr = 200$  anni per  $S < 10 \text{ km}^2$
- deviazioni stradali  $Tr = 200$  anni

[...]

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento principali il manuale prevede quanto segue:

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

*Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto considerando le dimensioni del plinto invece che quelle della pila.”*

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento secondarie il manuale prevede quanto segue:

*“Le tipologie ammesse sono:*

- *tombini circolari in c.a. con diametro minimo 1.5m;*
- *tombini scatolari in c.a. con dimensione minima 2m;*

*Sono ammessi fino a due tombini affiancati.*

*In nessun caso saranno ammessi attraversamenti con opere a sifone.*

*La pendenza longitudinale del fondo dell'opera non dovrà essere inferiore al 2‰ e ciò al fine di impedire la sedimentazione di eventuale materiale solido trasportato.*

*La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 67% della sezione totale.*

*Dovranno essere previsti gli opportuni accorgimenti per evitare, in corrispondenza delle fondazioni del manufatto, fenomeni di scalzamento o erosione.”*

Relativamente al grado di riempimento massimo, nel caso in esame è stato assunto pari al 67% dal momento che la morfologia del territorio esclude la presenza di trasporto solido.

### **3.1.2 NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa**

Come previsto dalla Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa circolare Applicativa, tutti gli attraversamenti maggiori dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

#### **NTC 2018: 5.1.2.3 Compatibilità idraulica Ponti**

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

L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni ( $T_r=200$ ).

Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;

- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.

Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota 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 fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma  $Tr = 1,001$ ) devono essere combinati con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente  $\psi_0$  unitario. Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione  $\psi_1$ .

#### Circolare applicativa: C5.1.2.3 Compatibilità idraulica

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

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'efficienza idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

Fermo restando quanto previsto dalla Norma, nello studio di compatibilità idraulica, in funzione delle diverse situazioni, è opportuno siano tra l'altro illustrati i seguenti aspetti:

- analisi degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del verificarsi; per i ponti in sezioni di un corso d'acqua che abbiano a monte manufatti artificiali che limitino il naturale deflusso delle piene, queste sono da valutarsi anche nell'ipotesi che tali manufatti siano dismessi;
- ricerca e raccolta, presso gli Uffici ed Enti competenti, delle notizie e dei rilievi esistenti, anche storici, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua possibile evoluzione, nonché delle caratteristiche geotecniche della zona interessata;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

Inoltre, è di interesse stimare i valori della frequenza probabile (1/Tr) di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nello studio idraulico, in funzione delle diverse situazioni, sono inoltre considerati, ove applicabili, i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna: per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione;
- valutazione dell'influenza dello scavo localizzato che si realizza in corrispondenza delle pile e delle spalle, sulla stabilità di argini e sponde, oltre che delle fondazioni di altri manufatti presenti nelle vicinanze;
- esame delle conseguenze della presenza di corpi flottanti, considerando anche il possibile disormeggio dei natanti, trasportati dalle acque in relazione a possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere;
- sollecitazioni indotte dall'acqua per evento sismico quando sia di qualche rilievo la superficie immersa delle pile (e, per i ponti esistenti, delle spalle) con riferimento al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno.

Per la stima del livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno, in assenza di dati che garantiscano una robusta caratterizzazione statistica degli eventi, è da utilizzarsi il minimo fra i valori di portata massimi annuali registrati. Scalzamento e azioni idrodinamiche devono in tal caso essere combinate con tutte le altre azioni variabili, mentre nella situazione corrispondente all'evento di piena di progetto, nella combinazione con le altre azioni variabili sono da considerare solo quelle variabili da traffico. In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici. Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.... omissis....

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

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m<sup>2</sup> è da garantire la praticabilità del manufatto;
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;
- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;
- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;
- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisoria, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisoria stessa.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali</b>	COMMESSA <b>RC21</b>	LOTTO <b>A1 R 09</b>	CODIFICA <b>RI</b>	DOCUMENTO <b>ID0002 001</b>	REV. <b>A</b>

### 3.1.3 Criteri di verifica

Sulla base di quanto riportato nei due precedenti paragrafi, le nuove opere di attraversamento sono state progettate secondo i seguenti criteri:

PONTI		
	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e relativa circolare applicativa
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• linea ferroviaria <math>Tr= 200</math> anni</li> <li>• deviazioni stradali <math>Tr=200</math> anni</li> </ul>	$Tr = 200$ anni
Verifica Franco di Progetto ponti.	<i>Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico.</i>	<i>Non inferiore a 1.5 m</i>
Dislivello tra fondo e sottotrave		<i>Non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto</i>
Posizione spalle	<i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</i>	<i>Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali</i>
TOMBINI		
	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e relativa circolare applicativa
Manufatti di attraversamento minori (tombini)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• linea ferroviaria <math>Tr= 200</math> anni</li> <li>• deviazioni stradali <math>Tr=200</math> anni</li> </ul>	$Tr = 200$ anni <i>Per portate maggiori di 50 m<sup>3</sup>/s va previsto ponte</i>
Grado di riempimento	<i>G.R. max 67%</i>	<i>Min. 2/3 dell'altezza e comunque franco 50 cm dall'intradosso</i>

### 3.1.4 Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce un'adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. Per la determinazione del profilo idrico nella situazione attuale e di progetto è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 5.0.7 River Analysis System del marzo 2019, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

Le caratteristiche del modello matematico sono riportate in Appendice A.

### 3.2 Verifica idraulica delle opere

#### 3.2.1 Geometria degli alvei

I modelli matematici sono stati sviluppati riproducendo la geometria degli alvei naturali mediante le sezioni trasversali dei corsi d'acqua, ricavate dai rilievi disponibili: LiDAR del MATTM avente risoluzione 0.5 m e rilievi topografici puntuali delle eventuali opere immediatamente a monte/valle del tracciato ferroviario realizzati da Italferr, nonché DTM ottenuto dal rilievo LiDAR realizzato da Italferr (Luglio 2021).

Ulteriori informazioni sono state reperite mediante specifici sopralluoghi, effettuati da personale Italferr, nel corso dei quali sono state acquisite informazioni sullo stato degli alvei nell'area di studio e sulla geometria degli attraversamenti esistenti.

#### 3.2.2 Definizione dei coefficienti di scabrezza

La stima dei coefficienti di scabrezza delle superfici è caratterizzata da un notevole grado di incertezza dal momento che questi parametri presentano un ampio spettro di valori in dipendenza dello stato dell'alveo, dal grado di manutenzione e pulizia detto stesso, dalla presenza e dal tipo di vegetazione, dai cicli stagionali, dalla granulometria del fondo, ecc.

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

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

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

**Tabella 3 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.**

Nel caso di modellazioni quasi-bidimensionali o bidimensionali, le Norme di Attuazione indicano che “per la simulazione del fenomeno di propagazione fuori alveo deve essere assunto un parametro di scabrezza per le aree

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

*limitrofe al corso d'acqua che tenga conto della tipologia di terreno interessata, della presenza o meno di vegetazione e/o della presenza di aree impermeabili, ostacoli, etc. In questo caso, per la determinazione del coefficiente  $K_s$  di Strikler si può fare riferimento ai valori normalmente riportati in bibliografia o, per analogia, ai valori riportati nella tabella precedente”.*

Nella valutazione dei coefficienti di scabrezza occorre tener presente che questi sono comunque suscettibili di modificazioni per tenere conto degli effetti dissipativi legati a:

- perdite localizzate prodotte dall'interazione della corrente con irregolarità geometriche come presenza di ostacoli di vario genere, espansioni brusche, incisioni nelle golene, brusche variazioni di larghezza;
- perdite energetiche dovute alla modificazione del fondo dell'alveo, alla risospensione e trasporto solido, allo sradicamento e al trasporto di materiale vegetale.

Si preferisce dunque optare per dei coefficienti di scabrezza che tengano mediamente conto (vista la grande variabilità dei parametri) delle condizioni ambientali e restino a favore di sicurezza.

Le analisi di foto satellitari in diversi periodi hanno evidenziato la presenza di vegetazione in corrispondenza degli alvei dei corsi d'acqua in esame. Le aree esterne all'alveo risultano generalmente vegetate o coltivate.

Pertanto, i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$  per l'alveo inciso;
- $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$  per le aree golenali.

### 3.2.3 Condizioni a contorno

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto. In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018), sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200.

La portata duecentennale rappresenta l'evento minimo di riferimento per le verifiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dal manuale di progettazione ferroviario per le opere che sottendono bacini inferiori ai  $10 \text{ km}^2$ .

Nello studio idrologico le portate di calcolo sono state ottenute di diversi metodi indicati dal PAI, dal VaPI e mediante metodo razionale, adottando i dati di pioggia registrati alle stazioni pluviometriche nel territorio in esame, aventi serie storiche sufficientemente lunghe.

In Tabella 4 sono riportati i valori di portata massimi ottenuti dalle analisi idrologiche, per i tempi di ritorno considerati.

ID	Progr.	Q (m <sup>3</sup> /s)	Tipologia	WBS	note
1	141	30.5	Scatolare 5x3	IN01	
2	872	8.7	Scatolare 4x4	IN02	
3	2092	7.8	Scatolare 2x3	IN03	
4	3667	5.3	Scatolare 2x3	IN04	
6	6180	92.3	Viadotto	VI01_1	
7+8a	6445	24.5	Viadotto	VI01_2	
8b	6530	16.5	Viadotto	VI01_3	
9	7770	103.2	Viadotto	VI01_4	
10	8140	6.7	Viadotto	VI01_5	
13	9630	8.5	Viadotto	VI02	
14	10020	5.7	deviazione		deviazione verso il bacino 13
15	10+912	8.4	viadotto	VI03	
16	11480	334.5	viadotto	VI04	
17	12090	8.8	viadotto	VI05	
18	12315	7.5	Scatolare 4x4	IN05	
19	12600	18.0	Scatolare 3x4	IN06	
20	13000	5.6	Viadotto	VI06	
21	14500	53.8	Viadotto	VI07	
22	15080	18.6	Viadotto	VI08	
23	15127	2.7	Viadotto	VI08	
24	16420	208.5	Viadotto	VI09	
25	16960	1.8	deviazione verso 17+080		deviazione verso il bacino 26
26	17080	7.1	Scatolare 3x3	IN07	
27	17160	1.1	deviazione verso 17+080		deviazione verso il bacino 26
28	20464	35.1	Scatolare 5x5	IN08	
29	21000	1038.6	Viadotto	VI10	
30	21155	4.0	Viadotto		
30B	2200	12.9	Scatolare 4x4	PT11	
31	22950	378.9	Viadotto	VII1	
32	25550	59.1	Viadotto	VII2	
32A	25820	11.7	Galleria	IN14	Interferenza con galleria- è prevista una riprofilatura
33	27035	100.5	Viadotto	VII3	
34	27265	1.6	Viadotto	VII4	
35	27455	6.5	Scatolare3x2	IN09	
36	28575	99.1	Viadotto	VI15_1	
37	28970	31.1	Viadotto	VI15_2	
38	30057	16.5	Viadotto	VII6	
39	30360	6.6	Scatolare3x3	IN10	
39A	30452	1.8	Scatolare 3x4	IN15	
40	31785	67.3	Viadotto	VII7	
41	32123	6.2	Galleria	IN16	Interferenza - è prevista una deviazione sopra la galleria
43a	34760	38.5	Scatolare 6x4	IN11	
43b	35019	2	Scatolare 2x3	IN12	
43c	35154	1	Scatolare 2x3	IN13	

**Tabella 4 – Valori delle portate di calcolo.**

La condizione al contorno di valle considerata è quella corrispondente al moto uniforme.

### 3.2.4 Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde

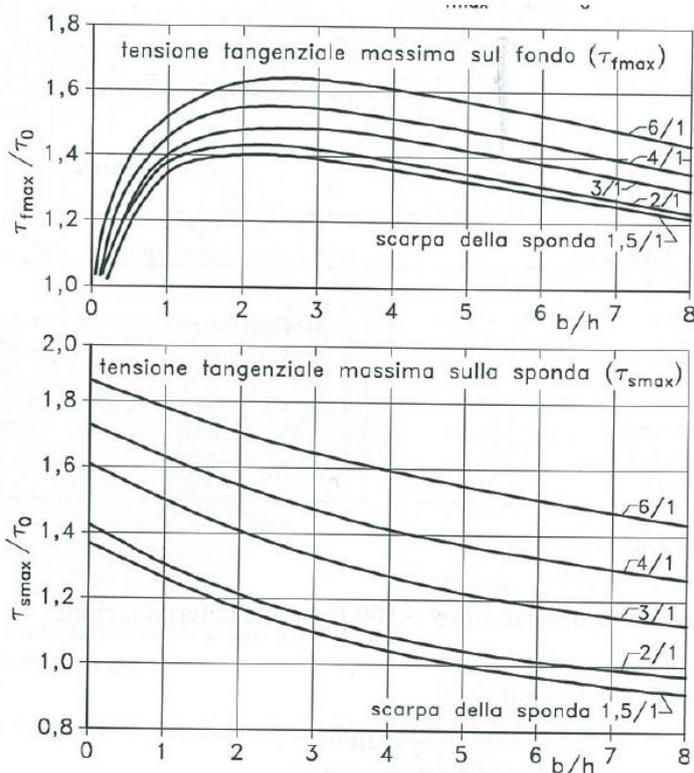
Stante il carattere talvolta torrentizio dei corsi d'acqua e la presenza, in taluni casi, di attraversamenti esistenti a ridosso delle nuove opere, è stato previsto di proteggere l'alveo e le sponde in prossimità dei manufatti di progetto mediante massi sciolti.

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

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

Il valore della tensione tangenziale massima sul fondo e sulle sponde, in una sezione, può essere ottenuto applicando al valore medio i fattori correttivi ricavati dagli abachi sperimentali di Figura 2, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico ( $b/h$ ) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per gli alvei a sezione trapezoidale con un rapporto  $b/h$  minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde applicando i parametri correttivi precedentemente indicati al massimo tra i valori medi ottenuti dalle simulazioni monodimensionali nelle sezioni oggetto di sistemazione.

È da precisare che laddove i fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima sulle sponde risultavano inferiori all'unità, questi non sono stati applicati in ragione di sicurezza.



**Figura 2 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.**

Invece, per gli alvei con un rapporto b/h maggiore di 8, la tensione tangenziale è stata assunta pari a quella massima tra i valori medi nelle sezioni oggetto di sistemazione ottenuti dalle simulazioni monodimensionali, sia per l'alveo che per le sponde.

Nel caso in cui le sezioni risultavano larghe, ma con presenza di curve a monte dell'attraversamento o singolarità che potessero far temere incrementi locali di velocità e conseguentemente di tensione tangenziale, la velocità media nella sezione è stata aumentata di un fattore 1.5. Con il nuovo valore di velocità è stata ricalcolata la cadente piezometrica così come la tensione tangenziale al fondo di verifica.

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

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

Con :

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

Nei casi in cui vi era presenza di bassa sommersa dei massi, ossia il rapporto tra tirante e diametro era inferiore a 6, è stato invece applicato al criterio di Shields il fattore correttivo di Armanini e Scott.

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d \cdot \left( 1 + 0.67 \cdot \left( \frac{d}{h} \right)^{0.5} \right)$$

Con :

h tirante idrico

Poiché le relazioni indicate valgono nel caso di fondo piano, la tensione tangenziale critica sulle sponde è stata calcolata applicando il criterio di Lane, ossia applicando un fattore correttivo pari a:

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

Dove:

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

### 3.3 Determinazione dello scavo localizzato in prossimità delle pile

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile dei ponti, necessario a definire la quota di imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità.

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

#### 3.3.1 HEC18-CSU

L'equazione HEC-18 riportata nella monografia "Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition" edita dalla Federal Highway Administration è basata sull'equazione CSU ed è raccomandata sia in presenza che in assenza di trasporto solido.

L'equazione, di seguito riportata, calcola la massima profondità di scavo per pile semplici in canali con fondo sabbioso.

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

Dove:

K1 fattore correttivo legato alla forma della pila;

K2 fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente;

K3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo;

a larghezza della pila [m];

y1 profondità della corrente subito a monte della pila [m];

Fr1 numero di Froude in corrispondenza della pila.

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

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

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

Le tabelle seguenti riportano invece i fattori correttivi K1 e K3:

Forma della pila	$K_1$
Squadrata	1.10
Arrotondata	1.00
Circolare	1.00
Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

Tabella 5 – Coefficiente correttivo  $K_1$

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

Tabella 6 – Coefficiente correttivo  $K_3$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### 3.3.2 FDOT (Florida Department Of Transportation)

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

La profondità di scalzamento attesa può essere valutata come:

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

con

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

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

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

Inoltre

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

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

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

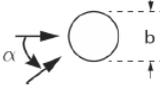
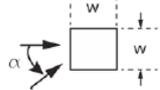
$$a^* = K_s a_p$$

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

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

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

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

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

**Tabella 7: Coefficiente correttivo  $K_s$**

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

#### Calcolo della velocità critica

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

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

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

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

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

#### Calcolo dello scalzamento nel caso di plinto di fondazione scoperto

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

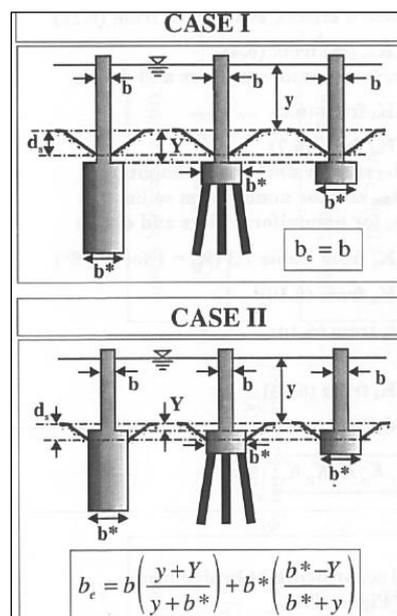


Figura 3 – Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

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

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

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

### Limiti nell'uso del metodo FDOT

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

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

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

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

$$FR = 0.03 \div 1.95$$

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

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

### 3.3.4 Confronto con la formula di Breusers

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione. I risultati così ottenuti sono stati valutati ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto.

La formula di Breusers et al. (1977), aggiornata da Elliot e Baker, consente di valutare la profondità di scavo localizzato come:

$$\frac{Y_S}{b} = f_1\left(\frac{V_0}{V_c}\right) \cdot \left[2 \operatorname{thar}\left(\frac{Y_0}{b}\right)\right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{L}{b}\right) \cdot f_4(b, a)$$

in cui:

- $Y_s$  è la profondità di scavo a partire dal fondo del terreno indisturbato;
- $B$ , la larghezza della pila;
- $L$ , la lunghezza della pila;  $a$ , l'interasse tra le pile;
- $V_0$ , la velocità media della corrente indisturbata;
- $V_c$ , la velocità critica di trascinamento relativa al materiale di diametro  $d$ ; per i miscugli si adotta  $d=d_{50}$  e si può ottenere la velocità critica dalla relazione  $V_c = 0,85 \sqrt{2gd_{50}(\gamma_s - \gamma)/\gamma}$  dove  $\gamma_s$  è il peso specifico del materiale di fondo e  $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua;  $d_{50}$ , il diametro corrispondente al 50% di passante in peso, caratteristico del materiale;  $\alpha$ , l'angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila;

- $f_1$ , coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del materiale in rapporto a quelle della corrente, pari a:

$$f_1 = 0 \quad \text{per } (V_0/V_c) < 0.5;$$

$$f_1 = 2 \cdot V_0/V_c - 1 \quad \text{per } 0.5 < (V_0/V_c) < 1.0;$$

$$f_1 = 1 \quad \text{per } (V_0/V_c) > 1.0;$$

- $f_2$ , coefficiente di forma, pari a:

$$f_2 = 1.00 \quad \text{per pile circolari o con fronti arrotondate};$$

$$f_2 = 0.75 \quad \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente};$$

$$f_2 = 1.30 \quad \text{per pile rettangolari};$$

- $f_3$ , coefficiente funzione della forma e dell'inclinazione della pila, ricavabile dalla figura seguente;
- $f_4$ , coefficiente che tiene conto dell'interasse tra le pile ( $a$ ), valutabile come

$$f_4 = 1 + 1.79/(a/b - 1)^{0,695} \quad \text{per } a/b < 4$$

$$f_4 = 2.95 - 0.278 \cdot (a/b) \quad \text{per } 4 < a/b < 7$$

$$f_4 = 1 \quad \text{per } a/b > 7$$

Il valore limite 7 è legato all'estensione laterale dello scavo in corrispondenza della pila. Sperimentalmente è stato ricavato che, definite  $L$  la distanza tra l'asse della pila e il ciglio laterale della fossa e  $b$  la larghezza della pila, il rapporto  $L/b$  si mantiene, per tiranti idrici maggiori di  $b$ , circa uguale a 3.

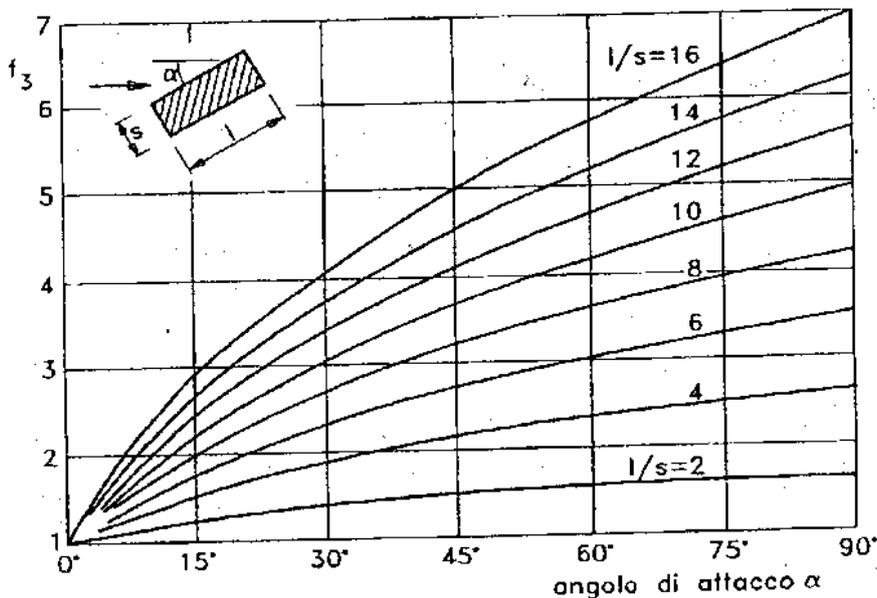


Figura 4 – Diagramma per il calcolo del coefficiente  $f_3$  della formula di Breusers per una pila a sezione rettangolare.

### 3.4 Protezioni delle pile dallo scalzamento

Nel dimensionamento delle fondazioni di pile e spalle, **i valori di scalzamento sono stati stimati senza tenere conto di eventuali opere di protezione del fondo.**

Ciò nonostante, si è provveduto al dimensionamento degli elementi di protezione delle pile; per le verifiche si terrà conto delle caratteristiche della corrente incidente, calcolate per le piene di progetto.

La tipologia di protezioni adottate è quella in massi.

Secondo l' "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" del 17 gennaio 2018, al fine di valutare la stabilità dei ponti in progetto, devono essere effettuate le verifiche strutturali applicando quella combinazione di carichi che tiene in considerazione le azioni variabili assieme a quelle idrodinamiche. Per tale la normativa, la configurazione geometrica di riferimento da adottare per queste verifiche, deve comprendere le escavazioni localizzate causate da eventi di piena che si osservano "*mediamente ogni anno*". A tale scopo viene fatta una precisazione numerica, il tempo di ritorno da assumere per la stima delle portate di calcolo è pari a 1.001 anni.

In questa sede, le opere di protezione dello scalzamento vengono dimensionate per eventi di piena non ordinari, ma di carattere eccezionale, con tempo di ritorno pari a 200 anni. Il calcolo dei massi di protezione tiene conto delle azioni idrodinamiche destabilizzanti che agiscono sul singolo elemento litoide. Generalmente tali spinte sono crescenti con l'intensità della corrente incidente, mentre le forze stabilizzanti, come il peso, non variano al mutare della portata di riferimento.

Per tali motivi si ipotizza che le opere di protezione così dimensionate, non subiscano danneggiamenti in occasione delle piene frequenti, che si distinguono per tempi di ritorno bassi, dell'ordine dei 1-2-5 anni. Generalmente, la presenza dei rivestimenti del fondo alveo esclude l'innescarsi di erosioni localizzate attorno alle pile dei ponti, almeno per eventi di piena inferiori a quelli di progetto. Saranno sicuramente da raccomandare ispezioni periodiche dei

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica</b> <b>modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

manufatti di protezione e in particolar modo, a seguito di eventi di piena, con il fine di verificare l'integrità dei rivestimenti in massi, manufatti indispensabili per impedire l'innesco di scavi localizzati al passaggio di una piena successiva.

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

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

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

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

Il secondo è basato sul criterio di stabilità di Shields.

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

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

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

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

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

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

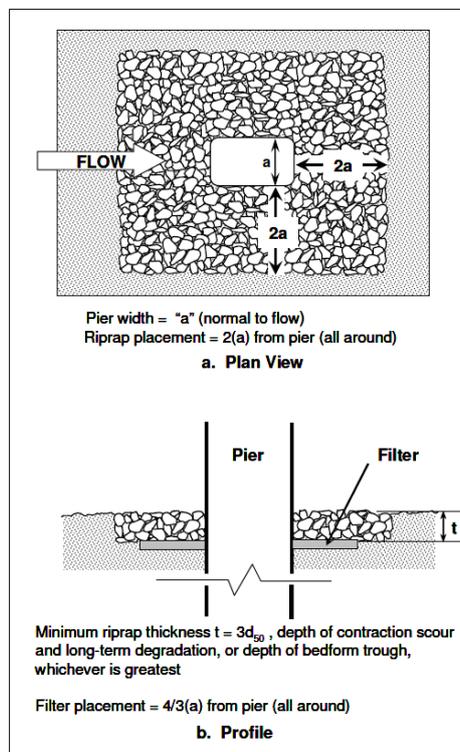
Dove  $K_s$  è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler del fondo alveo,  $y$  è il tirante della corrente in approccio alla pila,  $\theta$  è il coefficiente adimensionale di Shields, posto pari a 0.06.

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

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

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

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

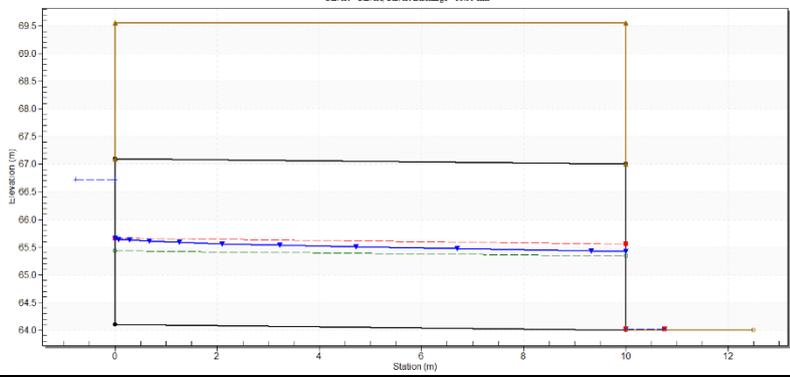


**Figura 5 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23**

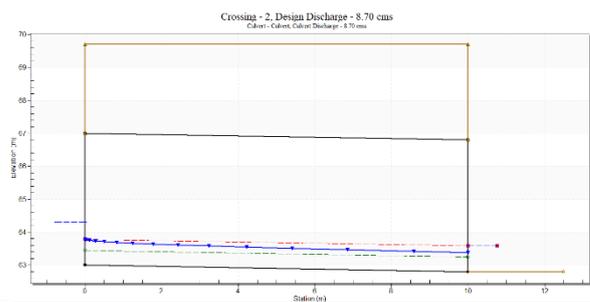
In genere, sono stati adottati massi sciolti fino ad un diametro medio pari a 0.40 – 0.80 m; per diametri superiori a 0.70 m è stata prevista anche la legatura.

### 3.4.2 Risultati

#### 3.4.2.1 Interferenza IN01 (sottobacino 01)

Interferenza	IN01	Pk 0+053	Tombino scatolare 5.0 m x 3.0m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN01	30.5	1%	64.1	64	68.93	36	4.0	3.0	1.5
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
	66.7	2.6	1.8	1.3	1.6	1.4	0.0	4.3	0.4	52%
<p>Crossing - 1, Design Discharge - 30.50 cms Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 30.50 cms</p> 										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente									

3.4.2.2 Interferenza IN02 (sottobacino 02)

Interferenza	IN02	Pk 0+872	Tombino scatolare 4m x 4m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN02	8.7	2%	63	62.8	69.7	10	4.0	4.0	2.7
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
	64.3	1.8	1.3	0.8	1.1	0.9	1.2	3.8	2.8	20%
										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente									

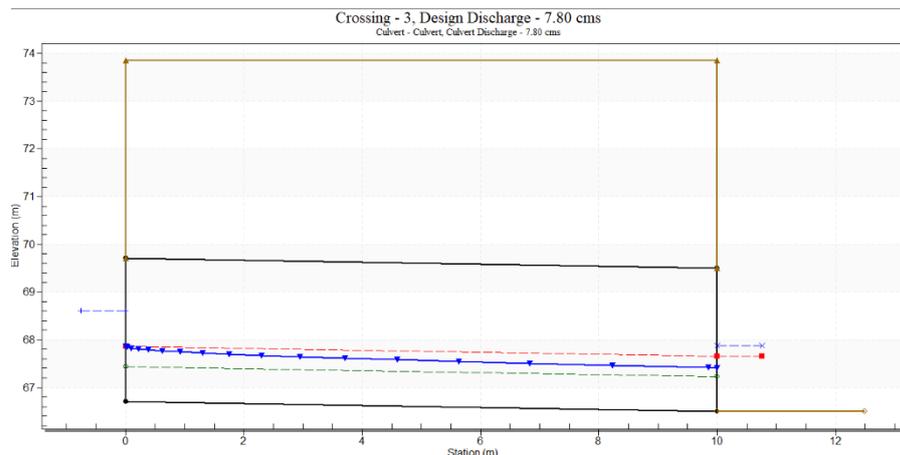
3.4.2.3 Interferenza IN03 (sottobacino 03)

<b>Interferenza</b>	IN03	Pk 2+092	Tombino scatolare 2m x 3m
---------------------	------	----------	---------------------------



**Risultati**  
**(HY8)**

ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN03	6.7	2%	66.7	66.5	73.85	19	2.0	2.0	5.1
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
68.5	1.8	1.3	0.8	1.1	0.9	1.2	3.8	2.7	53%

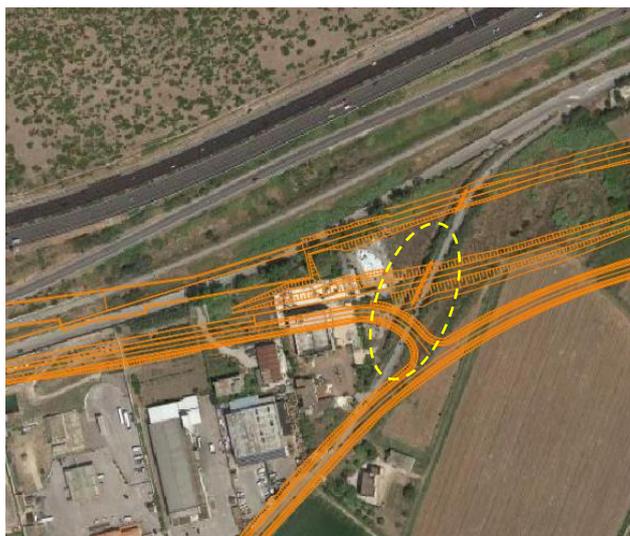


**Sistemazioni** Protezioni imbocco e sbocco del tombino

**Note** Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente

3.4.2.4 Interferenza IN04 (sottobacino 04)

<b>Interferenza</b>	IN04 + viabilità in progetto NV01	Pk 3+667	Tombino scatolare 2m x 3m - Ferrovia Tombino scatolare 2mx2.5m – NV01
---------------------	-----------------------------------	----------	--



**Risultati  
(Hec Ras)**

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	5.4	65.59	66.06	66.22	66.68	4.14	1.99	9.61	2.25
999	5.4	64.71	65.98	65.51	66	0.69	10.33	17.98	0.24
998.5	Culvert								
998	5.4	63.72	64.24	64.54	65.23	4.42	1.22	3.48	2.38
997.9	5.4	63.1	63.59	64.01	65.13	5.5	0.98	2.02	2.52
997	5.4	63	63.6	63.91	64.64	4.52	1.19	2.01	1.88
996	5.4	62.88	64.23	63.79	64.41	1.89	2.98	2.46	0.53
995.48	Culvert								
995	5.4	62.6	63.22	63.52	64.11	4.22	1.38	3.35	1.72
994	5.4	62.29	63.55	63.2	63.57	0.81	10.78	27.36	0.29
993.41	Culvert								
993	5.4	62.29	63.2	63.2	63.43	2.13	2.54	6	0.99

IN04: GR=51%;

**Sistemazioni**

Canale rettangolare in CLS B=2.0m.

**Verifica tombini viabilità**

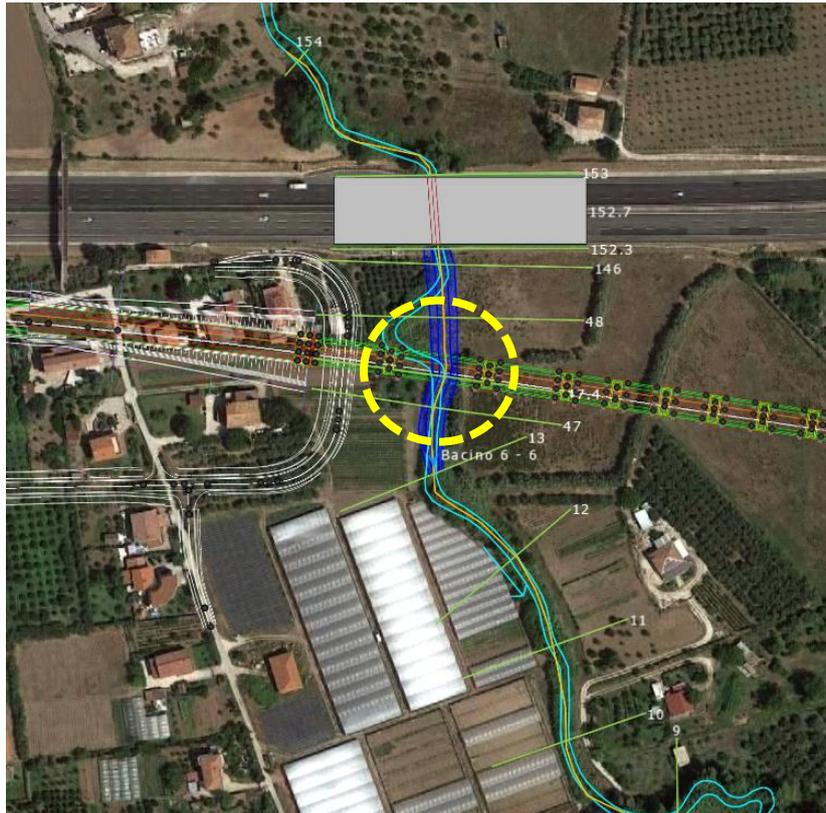
NI01-NV01: GR=55%

**Note**

Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente;

3.4.2.5 Interferenza VI01\_1 (sottobacino 06)

Interferenza	VI01_1	Pk 6 +180	Viadotto
--------------	--------	-----------	----------



Risultati  
(HEC  
RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
154	92.3	72.04	74.65	75.35	76.47	5.98	15.43	10.15	1.55
153	92.3	68.29	73.62	71.26	73.69	1.38	113.01	111.98	0.23
152.7	Culvert								
152.3	92.3	67.99	71.02	71.02	72.09	4.6	20.06	9.26	1
146	92.3	67.89	69.71	70.39	71.86	6.49	14.22	9.63	1.7
48	92.3	67.67	70.22	70.17	71.14	4.25	21.73	10.99	0.96
47.4	92.3	67.42	70.02	69.91	70.89	4.11	22.44	11.22	0.93
47	92.3	67.28	69.9	69.78	70.76	4.11	22.45	11.17	0.93
13	92.3	67	69.5	69.5	70.47	4.36	21.17	10.94	1
12	92.3	66.37	68.92	68.92	69.07	2.09	54.44	55.85	0.53
11	92.3	65.71	67.74	67.99	68.68	5.1	24.47	50.91	1.61
10	92.3	65.13	67.37	67.43	67.8	3.58	33.68	42.8	0.93
9	92.3	63.81	64.99	65.37	66.3	5.63	18.4	32.31	2.16

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
75.96	5.94	5.07

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del canale esistente e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi sciolti e legati sulle sponde di diametro minimo pari a 70 cm per un tratto di circa 110 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	47.4	1.7	125.5	4	2.0

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.0, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.9

evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
Risultati	0.7	1.4	1.4	175.7	175.7	949.5	548	5.4	3.12

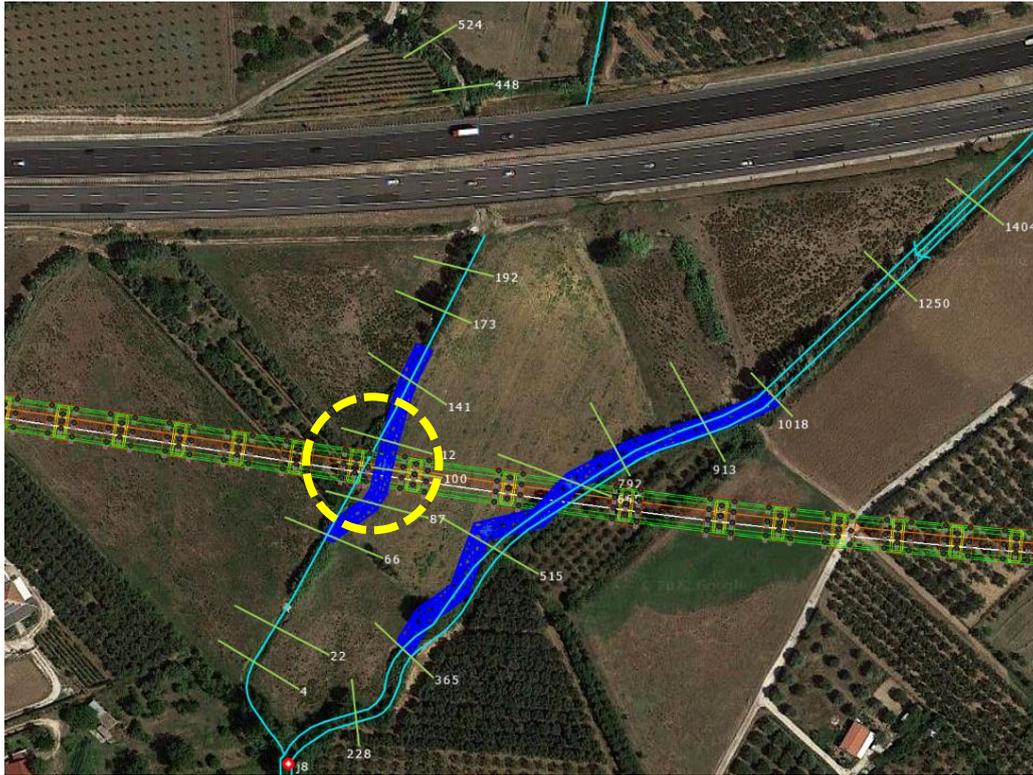
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note

-

3.4.2.6 Interferenza VI01\_2 (sottobacino 07+8a)

<b>Interferenza</b>	VI01_2	Pk 6 +445	Viadotto
---------------------	--------	-----------	----------



Risultati(HEC RAS)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
524	2	69.67	69.92	69.97	70.1	1.87	1.07	6.31	1.45
448	2	68.37	68.57	68.67	68.93	2.65	0.76	5.63	2.31
192	2	65.81	67.82	66.26	67.83	0.21	9.52	7.62	0.06
173	2	65.5	67.82	66.14	67.82	0.16	12.23	8.94	0.04
141	24.5	65.26	67.1	67.1	67.72	3.48	7.03	5.67	1
112	24.5	64.89	66.64	66.73	67.36	3.77	6.51	5.47	1.1
100	24.5	64.73	66.65	66.57	67.2	3.26	7.52	5.83	0.92
87	24.5	64.57	66.4	66.4	67.03	3.5	7.01	5.63	1
66	24.5	64.25	65.91	65.91	66.08	2.2	15.76	41.69	0.75
22	24.5	63.39	64.96	65.14	65.59	3.89	9.37	41.92	1.35
4	24.5	63.17	64.82	64.96	65.24	3.2	10.45	37.29	1.14

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
78.54	13.33	13.18

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del canale esistente e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con un canale a sezione trapezia di base 2m rivestito con massi sciolti di diametro minimo pari a 40 cm. La sistemazione si estende per un tratto di circa 90 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	100	1.0	93.4	3.3	1.3

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.5, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.3

evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.4	1.4	1.2	130.76	112.08	533	308	4.1	2.8

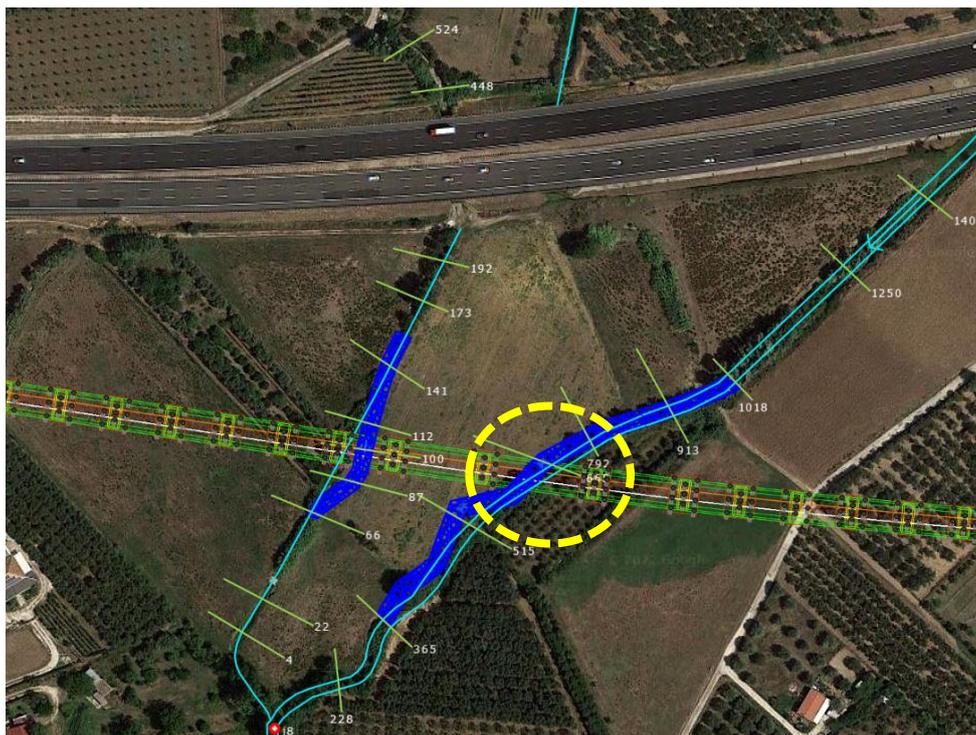
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note

A monte della linea ferroviaria è prevista la realizzazione di una viabilità di competenza ANAS. La viabilità interferisce con il canale 8a. Nella verifica è stata quindi considerata una portata aggiuntiva dovuta alla futura deviazione del bacino 8a nel bacino7.

3.4.2.7 Interferenza VI01\_3 (sottobacino 08b)

Interferenza	VI01_3	Pk 6 +530	Viadotto
--------------	--------	-----------	----------



Resultati  
(HEC  
RAS)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1836	16.5	73.28	74.49	74.75	75.23	3.93	4.53	7.08	1.41
1404	16.5	71.02	72.34	72.43	72.85	3.16	5.22	7.17	1.18
1250	16.5	69.95	71.23	71.42	72	3.88	4.28	4.86	1.28
1018	16.5	68.54	69.82	70.02	70.6	3.91	4.22	4.57	1.3
913	16.5	67.9	69.19	69.4	69.96	3.89	4.25	5.13	1.29
792	16.5	66.81	67.55	67.9	68.69	4.74	3.48	5.47	1.9
665	16.5	66.33	67.25	67.43	67.94	3.68	4.48	5.75	1.33
515	16.5	65.59	66.65	66.68	67.13	3.07	5.38	6.12	1.04
365	16.5	64.37	65.2	65.58	66.06	4.12	4	5.65	1.56
228	16.5	63.53	64.5	64.62	65.1	3.42	4.82	5.94	1.21

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
79.78	11.93	10.8

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione di progetto (trapezia, base 4m) con massi di diametro minimo pari a 40 cm per il tratto di 200 m interessato dalla riprofilatura dell'alveo.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	792	0.6	238	4.7	0.6

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 6.7, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.5 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max,fondo}$ ,  $\tau_{max,fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
Risultati	0.4	1.3	1	309	238	601	3471	1.9	1.5

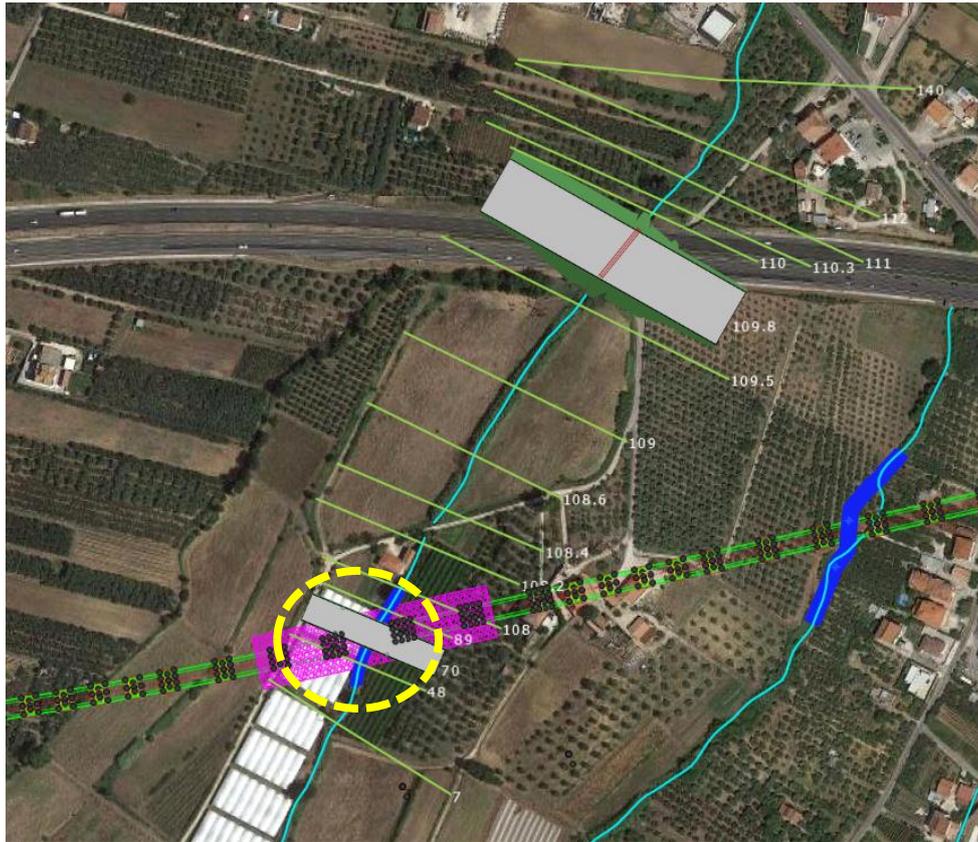
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note

-

3.4.2.8 Interferenza VI01\_4 (sottobacino 09)

Interferenza	VI01_4	Pk 7+770	Viadotto
--------------	--------	----------	----------



Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
		140	103.18	84.36	91.81	87.17	91.81	0.28	365.66	130.24
	112	103.18	83.77	91.81	86.21	91.81	0.19	908.78	199.24	0.02
	111	103.18	83.52	91.81	85.5	91.81	0.09	1258.51	279.67	0.01
	110.3	103.18	83.14	91.81	85.29	91.81	0.12	1091.2	241.71	0.01
	110	103.18	80.33	91.81	83.3	91.81	0.1	915.2	188.47	0.01
	109.8	Culvert								
	109.5	103.18	79.88	82.77	82.77	83.99	4.9	21.05	8.57	1
	109	103.18	79.83	82.63	82.75	83.04	3.82	45.22	87.06	0.92
	108.6	103.18	79.12	81.63	81.87	82.3	4.89	35.51	84.28	1.3
	108.4	103.18	78.64	81.17	81.3	81.6	4.09	44.54	100.14	1
	108.2	103.18	78.15	80.75	80.75	81	2.66	50.72	97.71	0.8
	108	103.18	77.8	79.97	80.16	80.6	4.49	35.83	89.87	1.37
	89	103.18	77.44	80.13	79.94	80.25	2.17	71.56	93.6	0.52
	70	Bridge								
	48	103.18	76.99	79.56	79.56	79.8	3.05	55.23	91.29	0.73
	7	103.18	76.31	78.87	79.05	79.4	4.28	42.51	101.66	1.1

	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
	96.7	16.57	16.45

Sistemazioni

Si prevede la protezione e la deviazione del canale esistente con una sezione trapezia di base 3 m, altezza pari a circa 2 m e sponde 1:1, rivestita con massi sciolti di diametro minimo pari a 50 cm. La sistemazione si estende per un tratto di circa 80 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	108	0.97	180	4.5	1.1

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.3, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.2 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max,fondo}$ ,  $\tau_{max,fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.5	1.3	1.2	234	207	705	407	3.0	1.97

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

#### PROTEZIONI PILE DEL VADOTTO

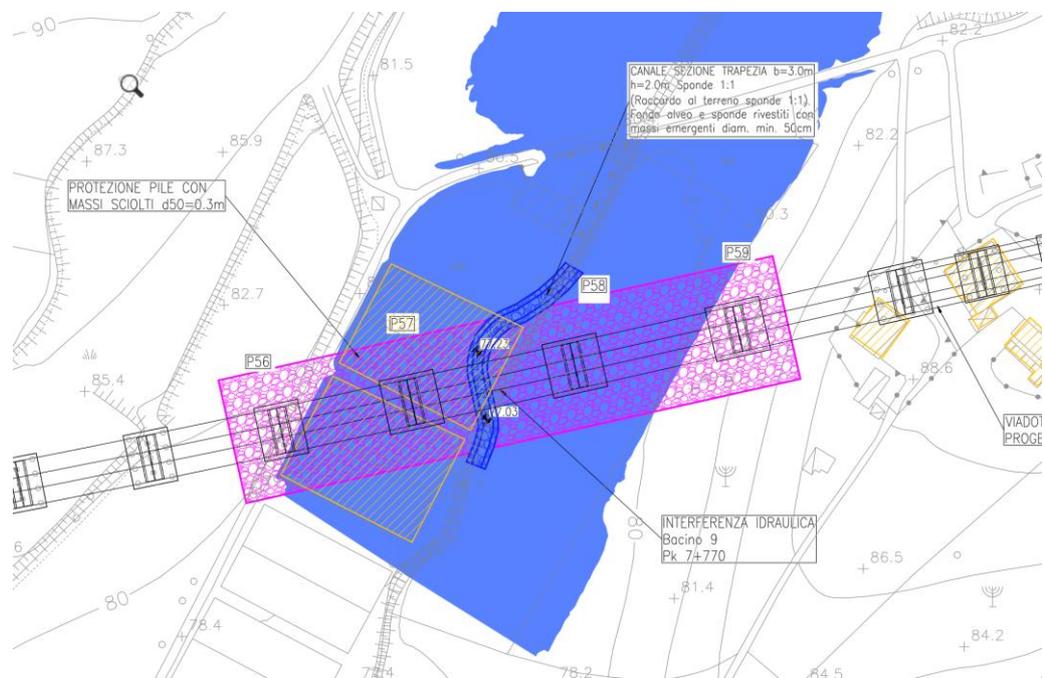
Protezioni delle pile mediante massi aventi  $d_{50}$  pari a 0.3 m.

Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto.

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc - CSU [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P57	0.70	1.5	6.0 (16.5)	13.70 (16.5)	7.2	plinto scoperto	0.30	3.75	5.36	2.5	massi sciolti
P58	0.80	1.6	6.0 (16.5)	13.70 (16.5)	7.70	plinto scoperto	0.30	3.75	5.48	2.3	massi sciolti

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto e sopra riportati.

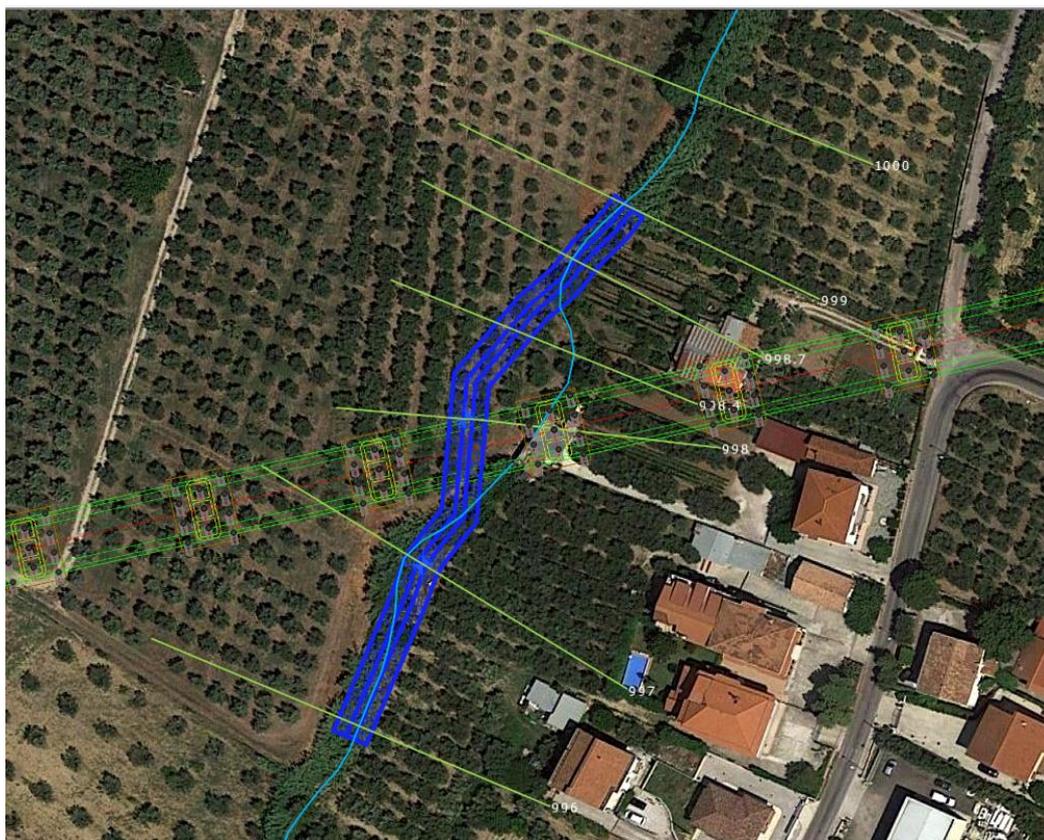
<i>Pila</i>	<i>Scavo localizzato da pc pila - Breusers [m]</i>	<i>Scavo localizzato da pc plinto - Breusers [m]</i>
P57	2.29	4.37
P58	2.62	4.99



Note

3.4.2.9 Interferenza VI01\_5 (sottobacino 10)

Interferenza	VI01_5	Pk 8+140	Viadotto
--------------	--------	----------	----------



Risultati  
(HEC RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	6.7	86.87	88.1	88.1	88.45	2.6	2.58	3.73	1
999	6.7	86.38	87.06	87.33	87.74	3.64	1.84	3.37	1.57
998.7	6.7	86.06	86.93	86.96	87.3	2.69	2.49	3.73	1.05
998.4	6.7	85.66	86.49	86.56	86.91	2.89	2.32	3.64	1.16
998	6.7	85.25	86.14	86.15	86.49	2.62	2.56	3.77	1.02
997	6.7	84.52	85.29	85.41	85.8	3.14	2.13	3.54	1.29
996	6.7	83.84	85.09	85	85.38	2.38	2.82	3.59	0.86

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
100.09	13.6	13.19

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del canale esistente con una sezione trapezia di base 2m e rivestita con massi sciolti di diametro minimo pari a 40 cm. La sistemazione si estende per un tratto di circa 138 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	998.4	0.54	103.5	2.9	0.64

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.1, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.6 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
Risultati	0.4	1.4	1.1	144.9	113.9	594.4	343	4.1	3.0

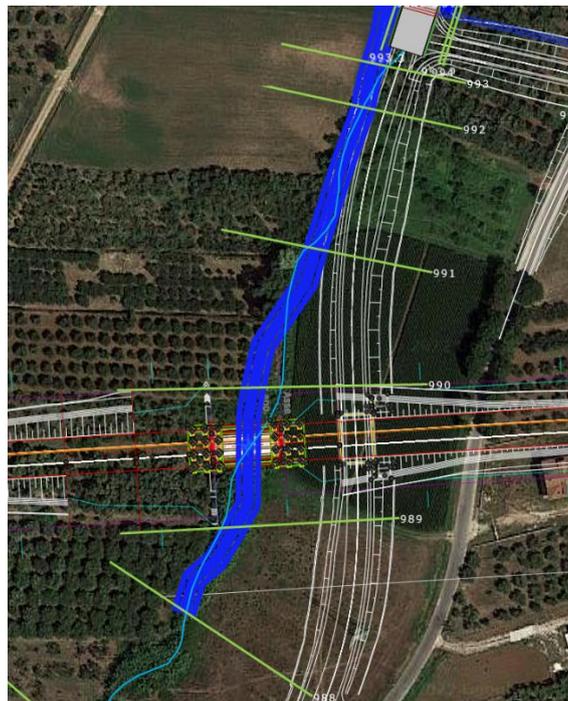
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note

-

3.4.2.10 Interferenza VI02 (sottobacino 13)

Interferenza	VI02	Pk 9+630	Viadotto
--------------	------	----------	----------



River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1001	8.06	113	113.74	113.9	114.41	3.63	2.22	3.02	1.35
1000.6	8.06	111.95	112.6	112.85	113.46	4.11	1.96	3.01	1.62
1000.3	8.06	111.6	112.5	112.5	112.95	2.96	2.72	3.03	1
1000	8.06	111.08	111.82	111.98	112.49	3.62	2.23	3.06	1.35
999	8.06	110.4	111.09	111.23	111.86	3.9	2.07	3.11	1.51
998	8.06	109.75	110.42	110.66	111.23	3.97	2.03	3.02	1.55
997.04	8.06	108.9	109.52	109.8	110.46	4.29	1.88	3.02	1.74
997	8.06	108.4	108.9	109.3	110.36	5.34	1.51	3.01	2.41
996.61	Culvert								
996.05	8.06	108.2	109.01	109.1	109.57	3.3	2.45	3.02	1.17
996	8.06	107.58	108.1	108.48	109.45	5.14	1.57	3.01	2.27
995	8.06	105.9	106.47	106.79	107.59	4.68	1.72	3.02	1.98
994.1	8.06	104.7	105.25	105.6	106.45	4.84	1.67	3.01	2.08
994	8.06	102.18	102.5	103.08	106.12	8.42	0.96	3.01	4.77
993	14.2	102.15	103.24	103.52	104.15	4.23	3.36	4.18	1.5
992	14.2	102	103.45	103.37	103.86	2.83	5.01	4.9	0.9
991	14.2	101.51	103.03	102.87	103.39	2.64	5.37	5.05	0.82
990	14.2	101	102.37	102.37	102.85	3.08	4.61	4.74	1
989	14.2	99.5	100.44	100.85	101.72	5	2.84	4.05	1.91
988	14.2	99	100.37	100.37	100.85	3.09	4.6	4.73	1
987	14.2	97.61	98.97	99.22	99.72	4.1	4.18	9.02	1.4
986	14.2	97.26	98.57	98.71	99.02	3.41	5.5	11.82	1.1

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
107	4.63	4.14

Sistemazioni

La sistemazione prevede di intercettare il canale esistente a monte della viabilità NV04a con un canale rettangolare in CLS si base 3.0m fino all' immissione del canale in progetto a monte di NV23.

Al fine di risolvere l'interferenza con la viabilità NV04\_sx è previsto un tombino di dimensioni 3x2.

A valle della confluenza si prevede un canale a sezione trapezia rivestita con massi sciolti di diametro minimo pari a 40 cm. La sistemazione si estende per un tratto di circa 230 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	990	0.8	90.8	3.1	0.97

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.1, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

**Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica  
modelli monodimensionali**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC21	A1 R 09	RI	ID0002 001	A	46 di 144

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.4 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	<b>d</b> m	<b><math>\beta_{fondo}</math></b>	<b><math>\beta_{sponde}</math></b>	<b><math>\tau_{max, fondo}</math></b> [N/m <sup>2</sup> ]	<b><math>\tau_{max, sponde}</math></b> [N/m <sup>2</sup> ]	<b><math>\tau_{cr(0)}</math></b> [N/m <sup>2</sup> ]	<b><math>\tau_{cr(\alpha)}</math></b> [N/m <sup>2</sup> ]	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>F<sub><math>\alpha</math></sub></b>
<b>Risultati</b>	0.4	1.4	1.2	127.1	109	555.7	329	4.4	2.9

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

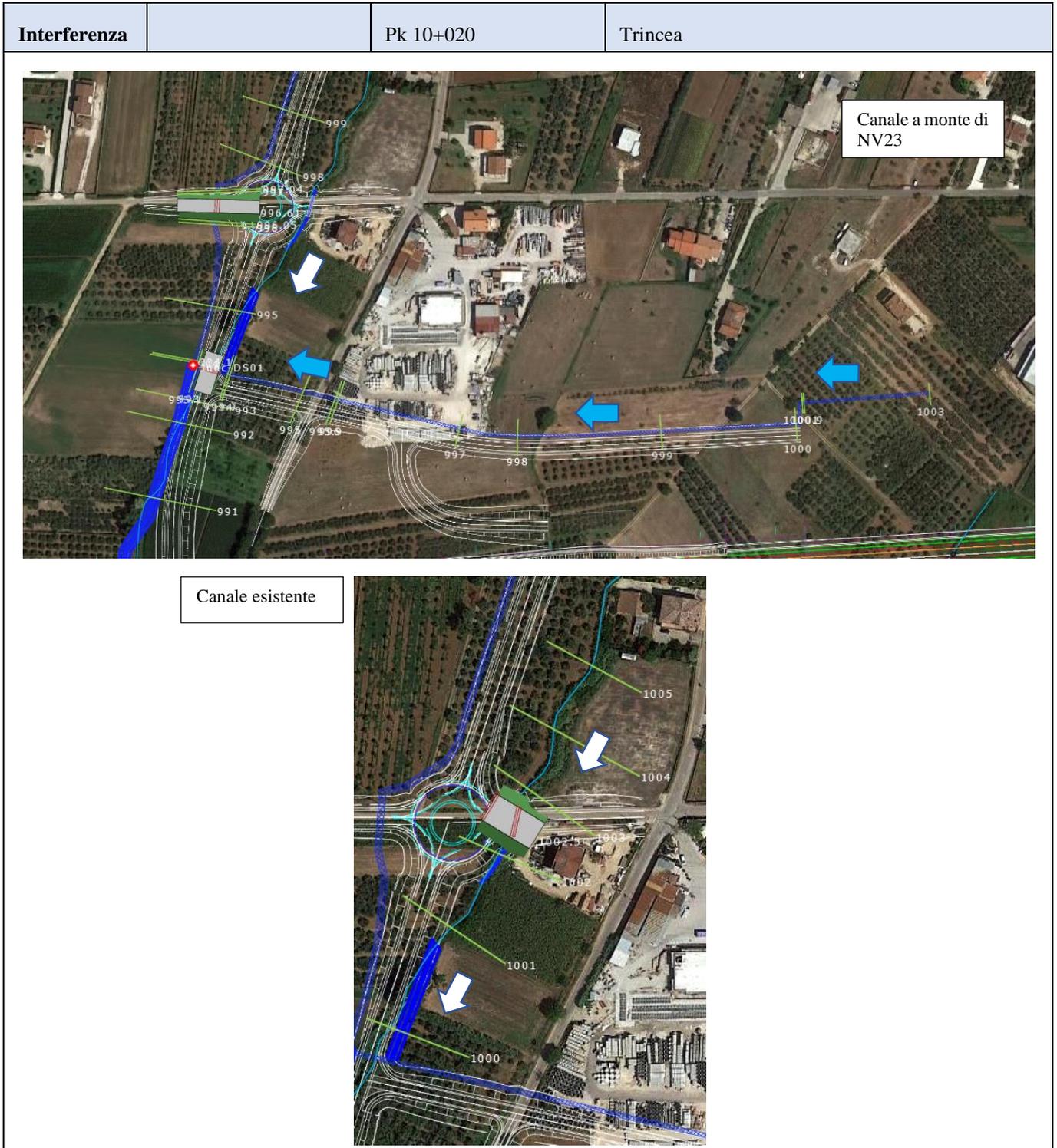
Verifiche  
tombini  
viabilità

Tombino NI03 – NV04\_sx: GR=31%

Note

Il corso d'acqua riceve anche le acque del canale che viene deviato dalla pk 10.020

3.4.2.11 Interferenza alla pk 10+020 (sottobacino 14)



Risultati (Hec Ras)

Si prevede un canale rettangolare in CLS di base 2m a monte della viabilità NV23 con recapito in VI02. Il canale di gronda convoglia una portata di 5.7 m<sup>3</sup>/s. Il canale riceve inoltre la portata del canale esistente tra le viabilità NV04a e NV04\_dx di circa 0.5mc/s. Si prevede la sistemazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia di base 1m rivestito in massi di diametro 0.4m.

Al fine di superare le interferenze con le viabilità NV04\_dx e NV04 sono previsti due tombini di dimensioni 2x2m.

**Canale a monte di NV23**

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1003	0.49	0.92	45.21	112.93	113.4	3.01	1.89	2.05	1
1001	0.45	0.81	61.58	111.94	112.43	3.47	1.64	2.04	1.23
1000.9	0.65	1.73	11.65	111.34	112.29	1.6	3.56	2.05	0.39
1000	0.66	1.81	10.66	111.23	112.25	1.54	3.71	2.05	0.36
999	0.64	1.75	11.69	111.14	112.09	1.6	3.55	2.04	0.39
998	0.63	1.62	13.77	111.05	111.9	1.73	3.29	2.04	0.44
997	0.61	1.54	15.26	111.02	111.8	1.82	3.14	2.03	0.47
996	0.49	0.93	45.72	110.93	111.4	3.03	1.88	2.03	1
995.9	0.27	0.37	360.23	108.64	111.1	7.7	0.74	2.01	4.05
995	0.37	0.58	129.36	108.34	109.19	4.87	1.17	2.02	2.04
994	0.35	0.54	183.15	105.79	107.02	5.74	1.08	2.02	2.51
993.9	0.26	0.35	467.72	103.39	106.64	8.74	0.71	2	4.69
993.3	Culvert								
993	0.35	0.53	190.09	103.2	104.47	5.84	1.06	2.01	2.56

**Canale esistente**

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1005	0.5	108.82	109.23	109.24	109.36	1.61	0.31	1.29	1.05
1004	0.5	108.19	108.58	108.55	108.68	1.34	0.37	1.41	0.84
1003	0.5	107.85	108.25	108.21	108.31	1.11	0.45	2.16	0.78
1002.5	Culvert								
1002	0.5	107.87	108.22	108.22	108.31	1.31	0.38	2.11	0.98
1001	0.5	105.98	106.27	106.42	106.8	3.22	0.16	0.87	2.43
1000	0.5	104.41	104.74	104.74	104.85	1.47	0.34	1.56	1

Sistemazioni

Sistemazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia di base 1m rivestito in massi di diametro 0.4m.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	1001	0.15	174	3.0	0.18

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 5.6, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.6 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	<b>d</b> <b>m</b>	<b><math>\beta_{fondo}</math></b>	<b><math>\beta_{sponde}</math></b>	<b><math>\tau_{max, fondo}</math></b> <b>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>\tau_{max, sponde}</math></b> <b>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>\tau_{cr(o)}</math></b> <b>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>\tau_{cr(\alpha)}</math></b> <b>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>F<sub><math>\alpha</math></sub></b>
<b>Risultati</b>	0.4	1.3	1.0	226	174	543	314	2.4	4.8

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde

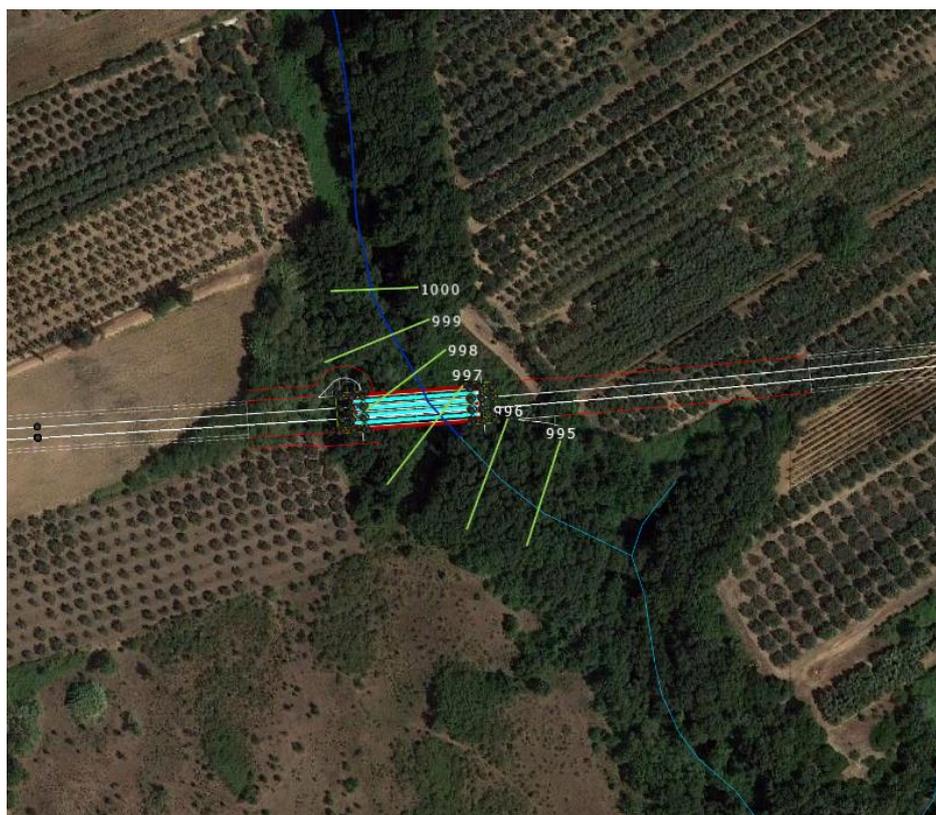
Verifica  
tombini  
viabilità

NI04 – NV04\_dx: GR=23%

NI06-NV04: GR=20%

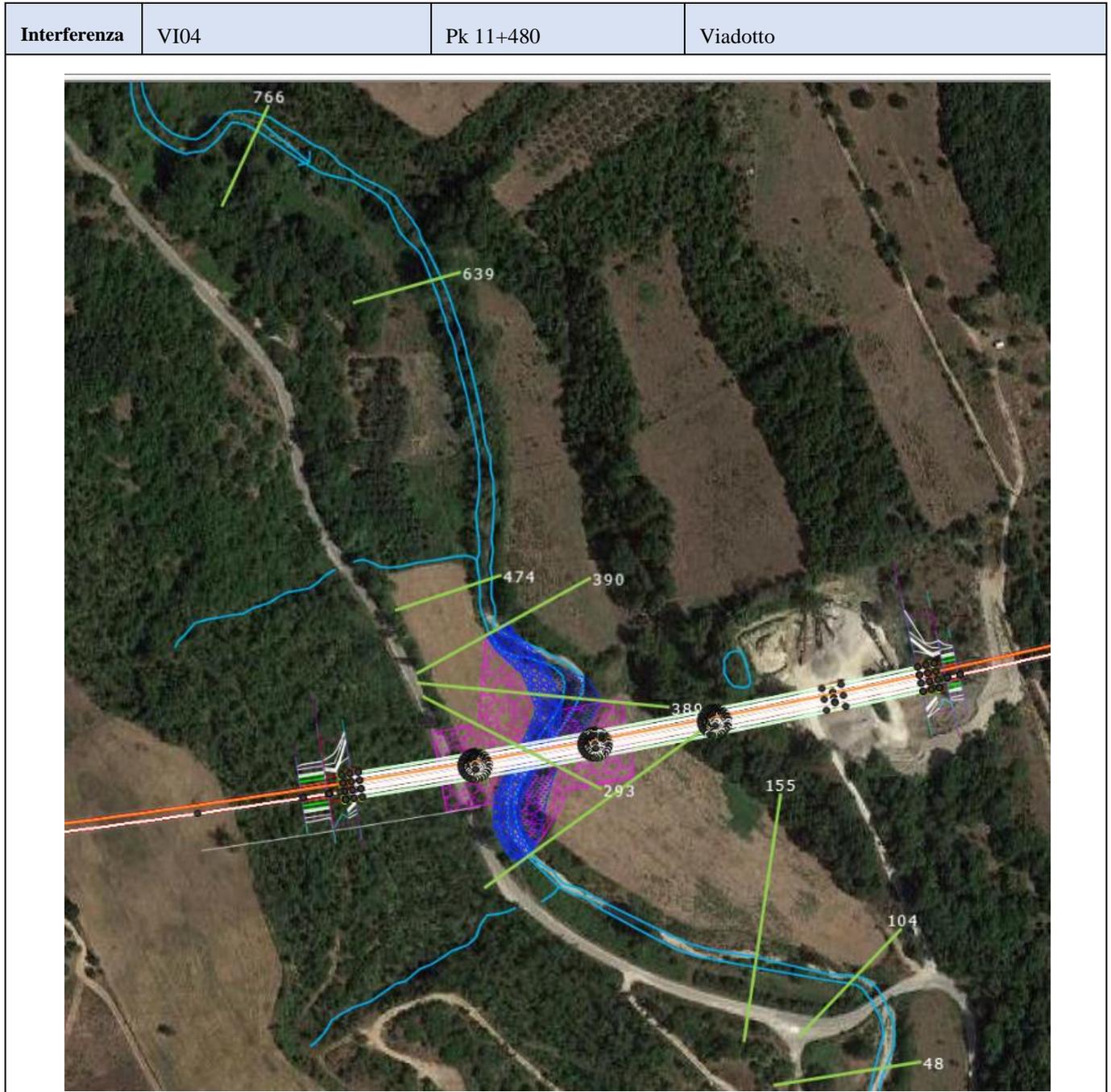
3.4.2.12 Interferenza VI03 (sottobacino 15)

Interferenza	VI03	Pk 10+912	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



Risultati (Hec Ras)	<b>River station</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Talweg (m s.m.m.)</b>	<b>Livello (m s.m.m.)</b>	<b>h critica (m s.m.m.)</b>	<b>EG (m s.m.m.)</b>	<b>Velocità (m/s)</b>	<b>Area bagnata (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Larghezza bagnata (m)</b>	<b>Froude</b>
	1000	8.4	88.71	89.88	90.16	90.77	4.18	2.01	3.74	1.82
	999	8.4	87.68	88.97	89.22	89.83	4.12	2.04	2.75	1.53
	998	8.4	86.64	87.64	87.99	88.8	4.77	1.76	3.16	2.04
	997	8.4	85.62	86.42	86.74	87.47	4.54	1.85	3.1	1.88
	996	8.4	84.08	85.18	85.43	85.99	3.98	2.11	3.44	1.62
	995	8.4	83.24	84.16	84.41	84.97	3.99	2.11	3.81	1.71
			<b>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</b>	<b>Franco WS [m]</b>	<b>Franco EG [m]</b>					
			96.32	8.68	7.72					
Sistemazioni	Non sono previste sistemazioni									
Note	-									

3.4.2.13 Interferenza VI04 (sottobacino 16)



River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
766	334.5	57.11	61.19	61.19	62.08	4.46	87.38	49.87	0.89
639	334.5	55.77	59.94	59.41	60.43	3.73	118.6	52.96	0.63
474	334.5	54.29	58.62	58.55	59.33	4.25	106.73	60	0.73
390	334.5	54.02	58.44	58.44	59.18	4.49	121.51	84	0.72
389	334.5	53.24	56.58	57.23	58.63	6.99	64.81	75.95	1.38
293	334.5	52.95	56.68	57.01	57.8	5.44	96.9	86.83	0.98
292	334.5	52.09	55.77	56.21	57.17	5.95	97.46	105.69	1.14
155	334.5	50.96	55.63	54.9	55.83	2.53	192.65	103.74	0.43
104	334.5	50.78	54.44	54.44	55.49	4.99	78.78	42.66	0.96
48	334.5	50.44	53.19	53.58	54.61	5.99	73.11	46.28	1.23

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
88.6	31.9	31.6

Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con un canale a sezione trapezia di base 8m e rivestito in massi sciolti di diametro minimo pari a 70 cm e legati sulle sponde. La sistemazione si estende per un tratto di circa 130 m che comprende l'attraversamento.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico <math>R_H</math> [m]</th> <th>Tensione tangenziale media <math>T_0</math> [N/m²]</th> <th>Velocità media <math>V</math> [m/s]</th> <th>tirante <math>h</math> [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>293</td> <td>2.7</td> <td>230</td> <td>5.5</td> <td>3.1</td> </tr> </tbody> </table> <p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.6, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).</p> <p>Per il calcolo della tensione critica al fondo (<math>\tau_{cr(o)}</math>) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 4.4 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde (<math>\tau_{cr,(\alpha)}</math>) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (<math>\alpha</math>) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (<math>\varphi</math>) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.</p> <p>La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con <math>\beta_1</math> e <math>\beta_2</math>), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{max, fondo}</math>, <math>\tau_{max, fsponde}</math>), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{cr(o)}</math>, <math>\tau_{cr,(\alpha)}</math>), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (<math>F_0</math> e <math>F_\alpha</math> rispettivamente).</p>	Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m²]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]		293	2.7	230	5.5	3.1
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m²]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]								
	293	2.7	230	5.5	3.1								

	d m	$\beta_{\text{fondo}}$	$\beta_{\text{sponde}}$	$\tau_{\text{max,fondo}}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{max,sponde}}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{cr}(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{cr}(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	F <sub>0</sub>	F <sub><math>\alpha</math></sub>
Risultati	0.7	1.4	1.1	322	253	896	518	2.8	2.1

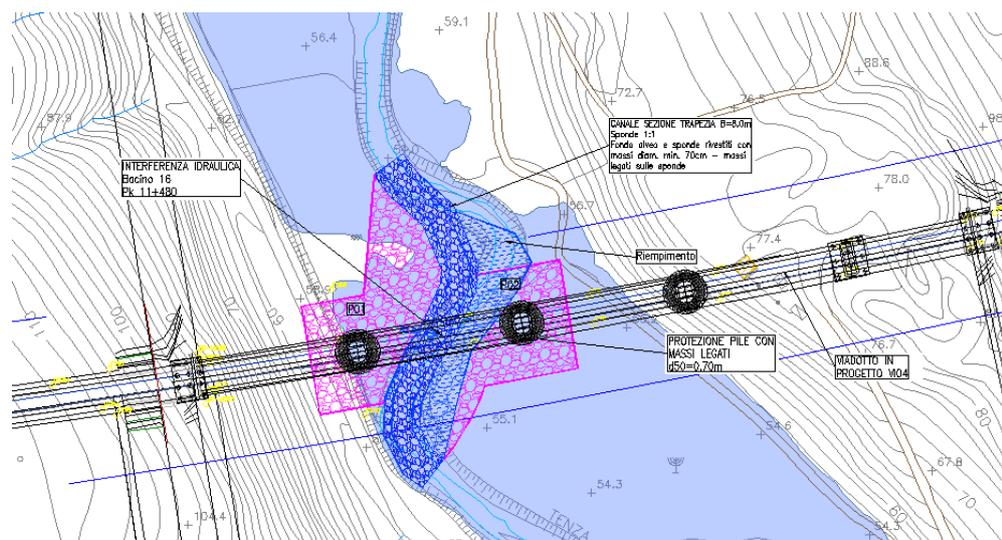
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Si prevede inoltre la **protezione delle pile** mediante massi legati di diametro pari a 0.7 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto.

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc - CSU [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s]	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P01	0.10	1.30	7.5 (17.3)	13.7 (17.3)	5.3	plinto scoperto	0.70	5.72	5.92	4.4	massi legati
P02	0.50	2.6	7.5 (17.3)	13.7 (17.3)	9.2	plinto scoperto	0.70	5.72	7.74	2.2	massi legati

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto e sopra riportati.

Pila	Scavo localizzato da pc pila - Breusers [m]	Scavo localizzato da pc plinto - Breusers [m]
P01	0.30	0.57
P02	1.50	2.83

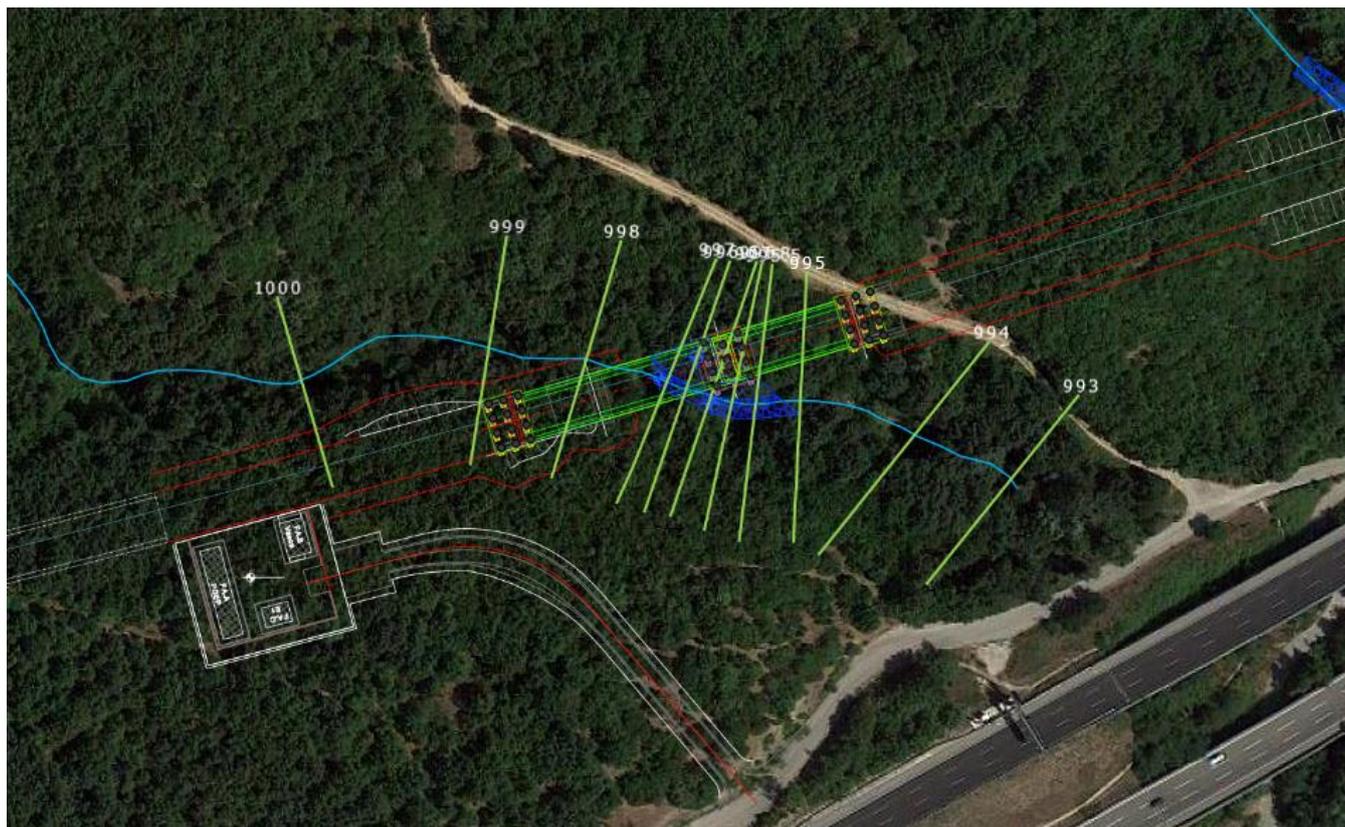


Note

-

3.4.2.14 Interferenza VI05 (sottobacino 17)

<b>Interferenza</b>	VI05	Pk 12+090	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati (Hec Ras)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
		1000	8.8	70.38	71.31	71.57	72.13	4.01	2.2	4.67
	999	8.8	66.54	67.36	67.65	68.34	4.38	2.01	3.58	1.87
	998	8.8	65.27	66.14	66.37	66.92	3.9	2.25	3.82	1.62
	997	8.8	64.17	65.04	65.28	65.84	3.96	2.22	4.26	1.75
	996.6	8.8	64.12	65.43	65.18	65.64	2.06	4.27	4.54	0.67
	996	8.8	63.99	65.11	65.11	65.55	2.92	3.01	3.5	1.01
	995.8	8.8	63.73	64.83	64.97	65.41	3.38	2.61	3.68	1.28
	995.5	8.8	63.7	64.39	64.63	65.16	3.89	2.26	4.31	1.71
	995	8.8	63.34	64.01	64.16	64.52	3.18	2.76	6.8	1.6
	994	8.8	61.9	62.58	62.74	63.11	3.24	2.72	7.03	1.66
	993	8.8	61.18	61.76	61.85	62.12	2.65	3.32	8.1	1.31

	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]	
	82.39	16.96	16.75	

Sistemazioni

Il plinto di fondazione interferisce con il corso d'acqua esistente. Si prevede pertanto il rifacimento della sponda sinistra dell'alveo con ricoprimento del plinto. La sponda e fondo alveo saranno rivestiti con massi di diametro minimo 50cm.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	997	0.46	203.5	4.0	0.52

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.9, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.04 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max,fondo}$ ,  $\tau_{max,sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

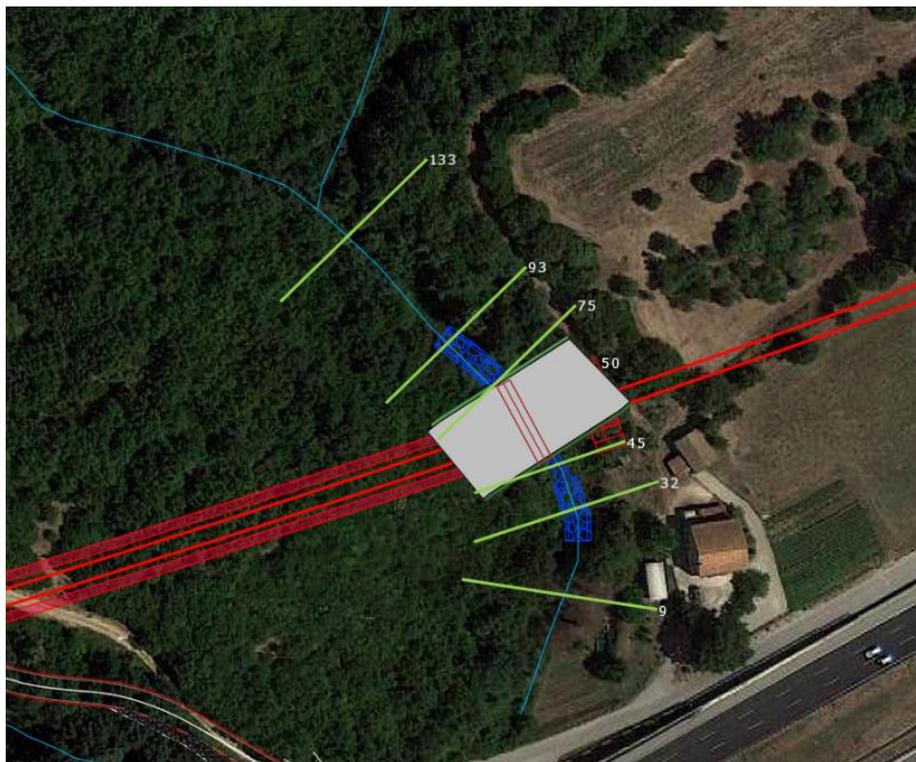
	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
Risultati	0.5	1.4	1.1	284.8	223.8	808.8	465	2.8	2.1

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde

Note

3.4.2.15 Interferenza IN05 (sottobacino 18)

Interferenza	IN05	Pk 12+315	Tombino scatolare 4 m x 4 m
--------------	------	-----------	-----------------------------



River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
133	7.5	75.8	76.47	76.65	77.07	3.41	2.2	4.5	1.56
93	7.5	74.58	75.05	75.23	75.65	3.43	2.19	5.98	1.81
75	7.5	73.69	74.93	74.26	74.95	0.68	10.99	11.72	0.23
50	Culvert								
45	7.5	70.6	70.96	71.38	73.17	6.58	1.14	4.9	3.94
32	7.5	69.82	70.36	70.62	71.25	4.2	1.79	5.57	2.37
9	7.5	67.68	68.32	68.6	69.35	4.5	1.66	5.39	2.59

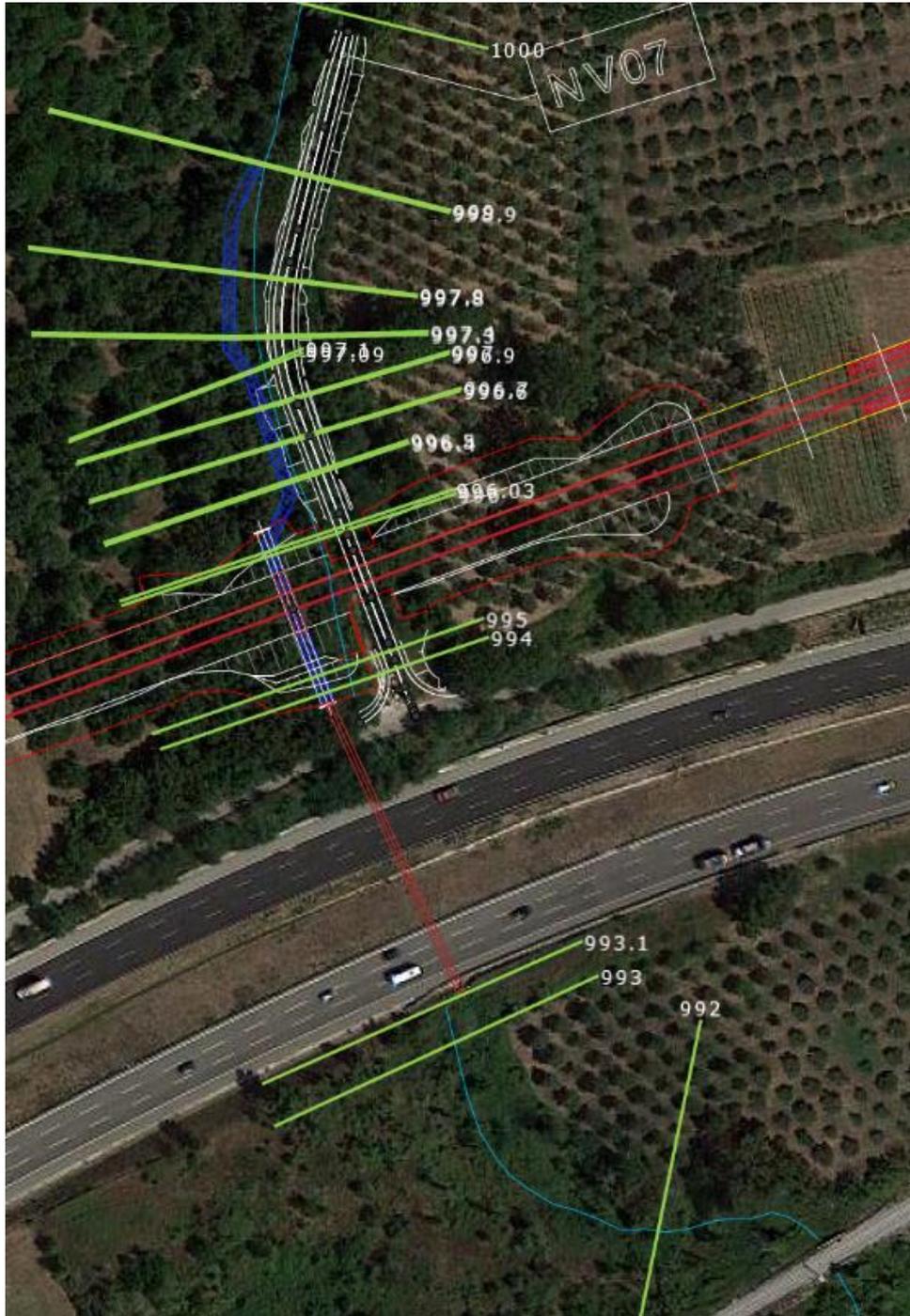
Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria si prevede un tombino di dimensioni 4x4m.

GR IN05= 30%

Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino con massi sciolti di diametro minimo 60cm.
Note	-

3.4.2.16 Interferenza IN06 (sottobacino 19)

Interferenza	IN06	Pk 12+600	Tombino scatolare 3 m x 4 m
--------------	------	-----------	-----------------------------



Risultati  
(Hec Ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	18	86.46	87.46	87.86	88.89	5.29	3.4	7.31	2.48
999	18	85.65	86.64	86.73	87.04	2.78	6.47	12.92	1.26
998.9	18	84.2	85.26	85.74	86.89	5.65	3.19	3	1.75
997.9	18	83.63	85.21	85.21	85.87	3.59	5.02	3.98	0.99
997.8	18	82.13	82.95	83.67	85.64	7.26	2.48	3.02	2.56
997.4	18	81.8	83.09	83.36	84.21	4.69	3.84	3.02	1.33
997.3	18	80.3	81.11	81.86	83.99	7.51	2.4	2.96	2.67
997.1	18	80.1	81.17	81.68	82.76	5.58	3.22	3.05	1.74
997.09	18	78.6	79.36	80.14	82.54	7.9	2.28	3.02	2.91
997	18	78.4	79.4	79.91	81.21	5.95	3.02	3.03	1.9
996.9	18	76.9	77.64	78.44	80.99	8.1	2.22	3.01	3.01
996.7	18	76.7	77.7	78.24	79.53	6	3	3.02	1.92
996.6	18	75.2	75.94	76.74	79.32	8.15	2.21	3.01	3.03
996.5	18	75	75.98	76.53	77.86	6.08	2.96	3.03	1.97
996.4	18	73.5	74.23	75.04	77.63	8.16	2.21	3.01	3.04
996.03	18	73.1	74.29	74.64	75.58	5.02	3.59	3.01	1.47
996	18	70.55	71.23	72.09	75.2	8.83	2.04	3	3.42
995.61	Culvert								
995	18	69.9	70.98	71.43	72.49	5.43	3.32	3.12	1.68
994	18	66.92	68.3	69.27	71.88	8.38	2.15	2.12	2.66
993.5	Culvert								
993.1	18	62.18	63.29	63.29	63.78	3.1	5.8	5.94	1
993	18	61.02	62.22	62.62	63.49	5	3.62	5.56	1.94
992	18	52.53	53.12	53.72	56.4	8.03	2.24	5.54	4.03

Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria è previsto un tombino di dimensioni 3x4m.

GR IN06 = 22%

Sistemazioni

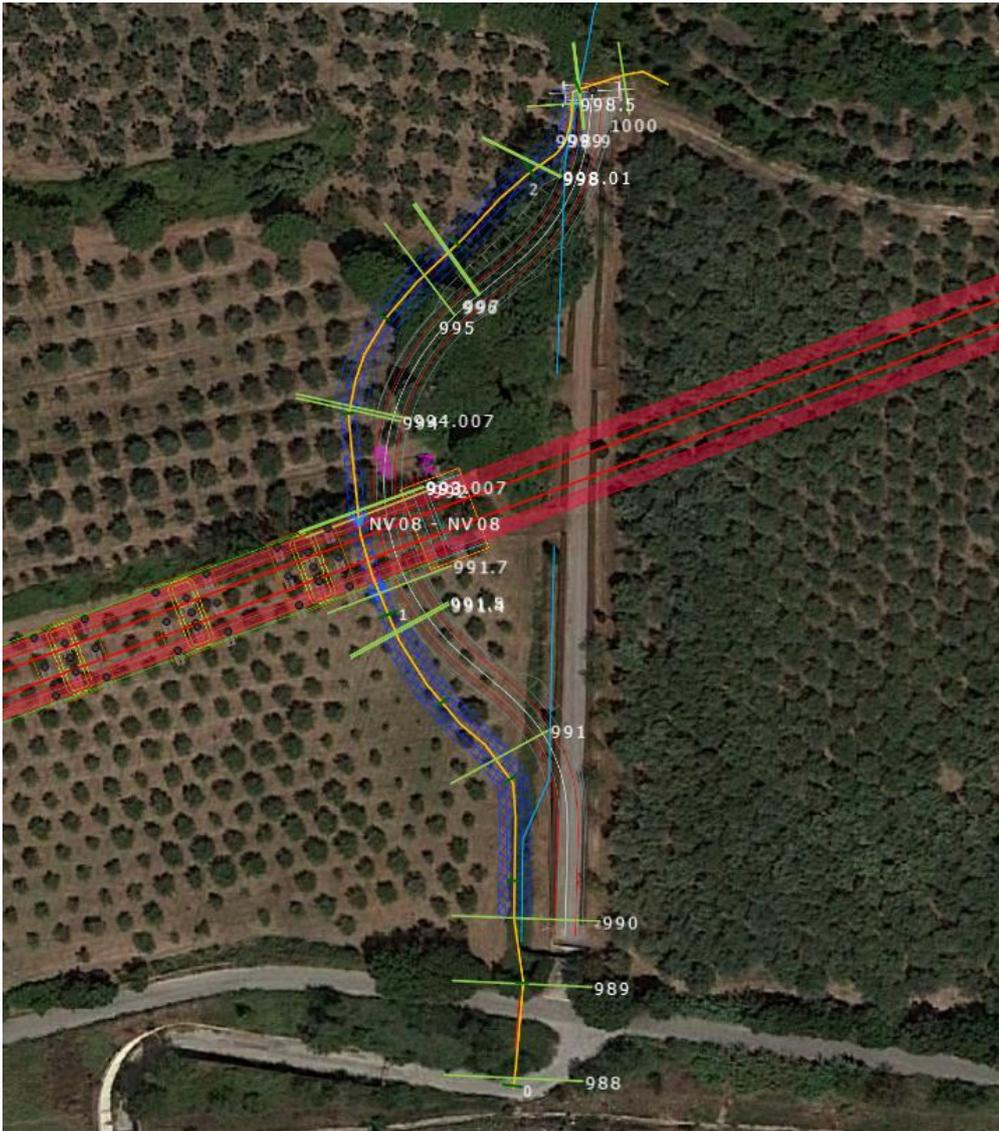
Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale a sezione rettangolare in cls di base 3.0m con salti di fondo. Il canale si sviluppa a lato della viabilità NV07.

Note

-

3.4.2.17 Interferenza VI06 (sottobacino 20)

Interferenza	VI06	Pk 13+030	
--------------	------	-----------	--



Risultati (Hec Ras)	River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezz a bagnata (m)	Froude
		1000	5.6	85.03	86.8	85.74	86.82	0.63	9.9	11.24
	999.46	Culvert								
	999	5.6	85	85.71	85.71	86.06	2.62	2.14	3	0.99
	998.9	5.6	83.8	84.11	84.51	85.91	5.94	0.94	3	3.38
	998.5	5.6	83.8	84.21	84.51	85.28	4.58	1.22	3	2.29
	998.01	5.6	83.6	84.18	84.26	84.56	2.71	2.06	4.09	1.22
	998	5.6	82.4	82.69	83.05	84.41	5.8	0.97	3.59	3.57

**Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica  
 modelli monodimensionali**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC21	A1 R 09	RI	ID0002 001	A	60 di 144

997	5.6	81.4	81.89	82.06	82.45	3.3	1.7	3.92	1.6
996	5.6	80	80.27	80.65	82.27	6.26	0.89	3.58	4
995	5.6	78.88	79.18	79.54	80.85	5.73	0.98	3.59	3.51
994.007	5.6	75.5	75.86	76.16	76.93	4.57	1.22	3.73	2.55
994	5.6	73.8	74.08	74.54	76.66	7.11	0.79	2.79	4.27
993.007	5.6	72.75	73.23	73.46	74.01	3.93	1.43	3.01	1.82
993	5.6	72.75	73.23	73.46	74.01	3.89	1.44	3	1.8
992	5.6	71.17	71.45	71.88	73.73	6.69	0.84	3	4.05
991.9	Bridge								
991.7	5.6	70.17	70.58	70.88	71.64	4.56	1.23	3.01	2.28
991.5	5.6	69	69.35	69.71	70.77	5.27	1.06	3.02	2.84
991.4	5.6	69	69.33	69.65	70.69	5.18	1.08	3.65	3.04
991	5.6	65.99	66.37	66.65	67.36	4.4	1.27	3.75	2.41
990	5.6	63.06	64.73	64.25	64.86	1.6	3.51	3.65	0.47
989	5.6	61.25	64.8	62.7	64.81	0.52	10.98	17.45	0.09
988.59	Culvert								
988	5.6	61.25	62.7	62.7	63.39	3.67	1.52	1.1	1

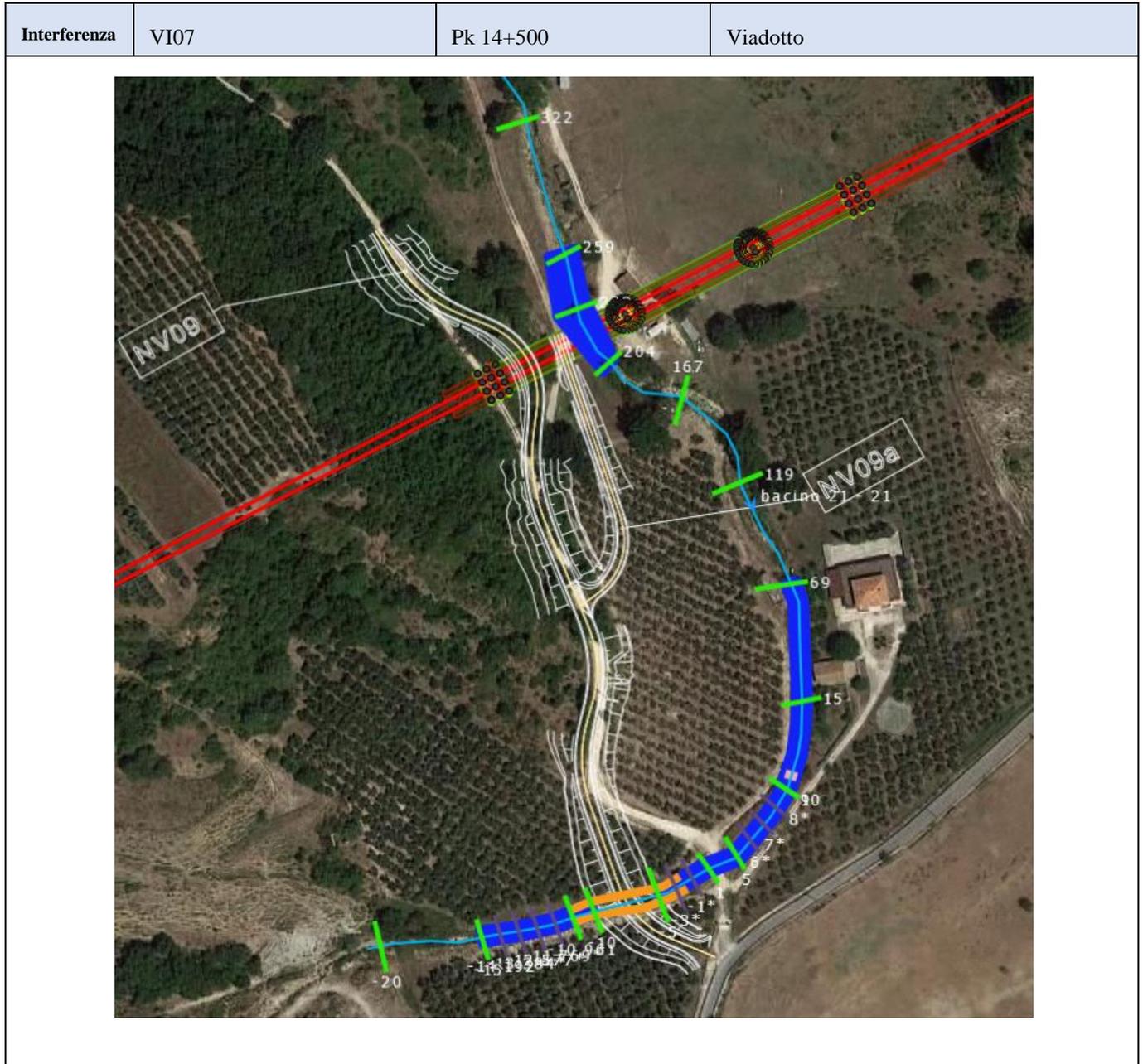
Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
79.10	7.66	5.22

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale in cls a sezione trapezia B=3.0m e H var con salti di fondo. In prossimità del viadotto il canale passa da una sezione trapezia ad una rettangolare. A valle del viadotto si prevede una sistemazione a base trapezia fino al raccordo con il canale esistente.

Note

3.4.2.18 Interferenza VI07 (sottobacino 21)



Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
		443	53.81	73.09	74.64	75.12	76.52	6.3	10.21	12.46
	386	53.81	70.97	72.85	73.34	74.79	6.54	10.64	11.63	1.63
	322	53.81	68.06	69.77	70.62	72.64	7.83	8.41	8.2	2
	259	53.81	65.36	66.96	67.76	69.56	7.14	7.53	6.35	2.09
	233	53.81	64.7	66.83	67.21	68.26	5.3	10.16	6.84	1.39
	204	53.81	63.44	65.66	66.2	67.44	5.91	9.19	6.66	1.55
	167	53.81	61.72	63.78	64.78	66.24	7.09	8.64	6.49	1.64
	119	53.81	60.2	61.51	62.16	64.27	7.58	8.13	10.32	2.28
	69	53.81	58.83	60.16	60.85	62.49	6.75	7.97	6	1.87
	15	53.81	57.86	59.24	59.86	61.4	6.5	8.28	6	1.77
	10	53.81	57.13	58.51	59.27	60.65	6.48	8.3	6	1.76
	9	53.81	55.6	56.63	57.62	60.48	8.69	6.19	6	2.73
	8*	53.81	55.49	56.59	57.51	59.97	8.15	6.61	6	2.48
	7*	53.81	55.39	56.56	57.41	59.55	7.65	7.03	6	2.26
	6*	53.81	55.28	56.52	57.3	59.2	7.26	7.42	6	2.08
	5	53.81	55.17	56.47	57.19	58.9	6.91	7.79	6	1.94
	1	53.81	55.07	56.49	57.09	58.52	6.31	8.53	6	1.69
	-1*	53.81	55	56.5	57.02	58.33	5.99	8.98	6	1.56
	-3*	53.81	54.94	56.53	56.96	58.16	5.65	9.52	6	1.43
	-5	53.81	54.87	56.54	56.89	58.01	5.37	10.02	6	1.33
	-7.5	Bridge								
	-10	53.81	54.65	56.6	56.67	57.68	4.59	11.72	6	1.05
	-10.961	53.81	54.58	56.55	56.59	57.6	4.53	11.87	6	1.03
	-11.769*	53.81	54.51	56.52	56.53	57.54	4.46	12.07	6.01	1
	-12.577*	53.81	54.45	56.42	56.46	57.48	4.55	11.83	6	1.03
	-13.384*	53.81	54.39	56.37	56.41	57.42	4.53	11.88	6	1.03
	-14.192*	53.81	54.32	56.24	56.34	57.35	4.67	11.51	6	1.08
	-15	53.81	54.26	56.18	56.28	57.29	4.67	11.53	6	1.08
	-20	53.81	53.78	56.1	56.1	56.88	3.96	14.31	10.47	0.95

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
81.96	15.13	13.7

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	233	0.93	284	5.3	1.2

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.5, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.7 evidenzia una bassa sommergezza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_a$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_a$
<b>Risultati</b>	0.7	1.4	1.2	397.6	340.8	1027.9	593	2.6	1.7

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

A valle dell'attraversamento ferroviario è prevista una sistemazione con un canale in cls rettangolare di base 6m fino a valle dell'attraversamento con la viabilità NV09. Al fine di risolvere l'interferenza con la viabilità è previsto un tombino di dimensioni 7x4m.

Risultati  
tombini  
viabilità

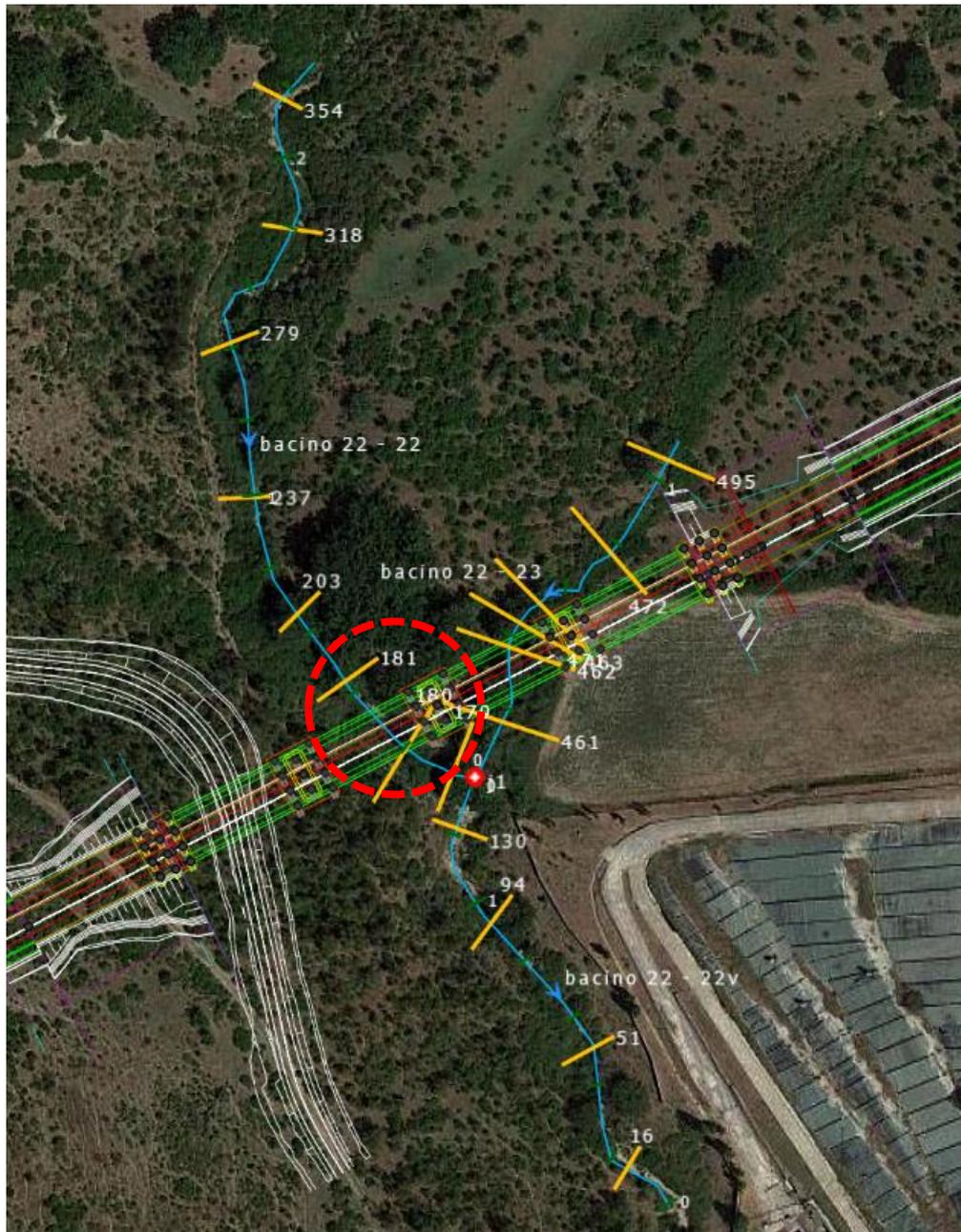
GR tombino su viabilità NV09A NI15=44%

Note

-

3.4.2.19 Interferenza VI08 (sottobacino 22)

Interferenza	VI08	Pk 15+080	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
	354	18.6	84.2	85.12	85.46	86.2	4.6	4.04	7.19	1.96
	318	18.6	81.09	82.37	82.85	83.85	5.4	3.44	3.96	1.85
	279	18.6	77.78	78.53	79.02	80.36	5.99	3.1	5.93	2.65
	237	18.6	75.66	77.02	77.14	77.67	3.56	5.22	5.45	1.16
	203	18.6	73.44	74.52	75.03	76.12	5.6	3.32	4.68	2.13
	181	18.6	72.37	73.24	73.7	74.78	5.49	3.39	4.77	2.05
	180	18.6	71.24	72.16	72.62	73.53	5.18	3.59	4.84	1.92
	179	18.6	71.08	71.78	72.04	72.67	4.88	5.24	12.55	1.97
	130	21.3	69.88	71.05	71.26	71.79	3.8	5.61	7.21	1.37
	94	21.3	68.88	70.26	70.44	71.01	3.85	5.66	6.7	1.28
51	21.3	66.98	69.26	69.33	70.08	4.61	6.23	5.71	1.09	
16	21.3	65.78	66.95	67.52	68.85	6.58	4.12	6.12	2.05	

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
87.09	13.85	12.31

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m²]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	181	0.64	309	5.5	0.7

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 4.1, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.04 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

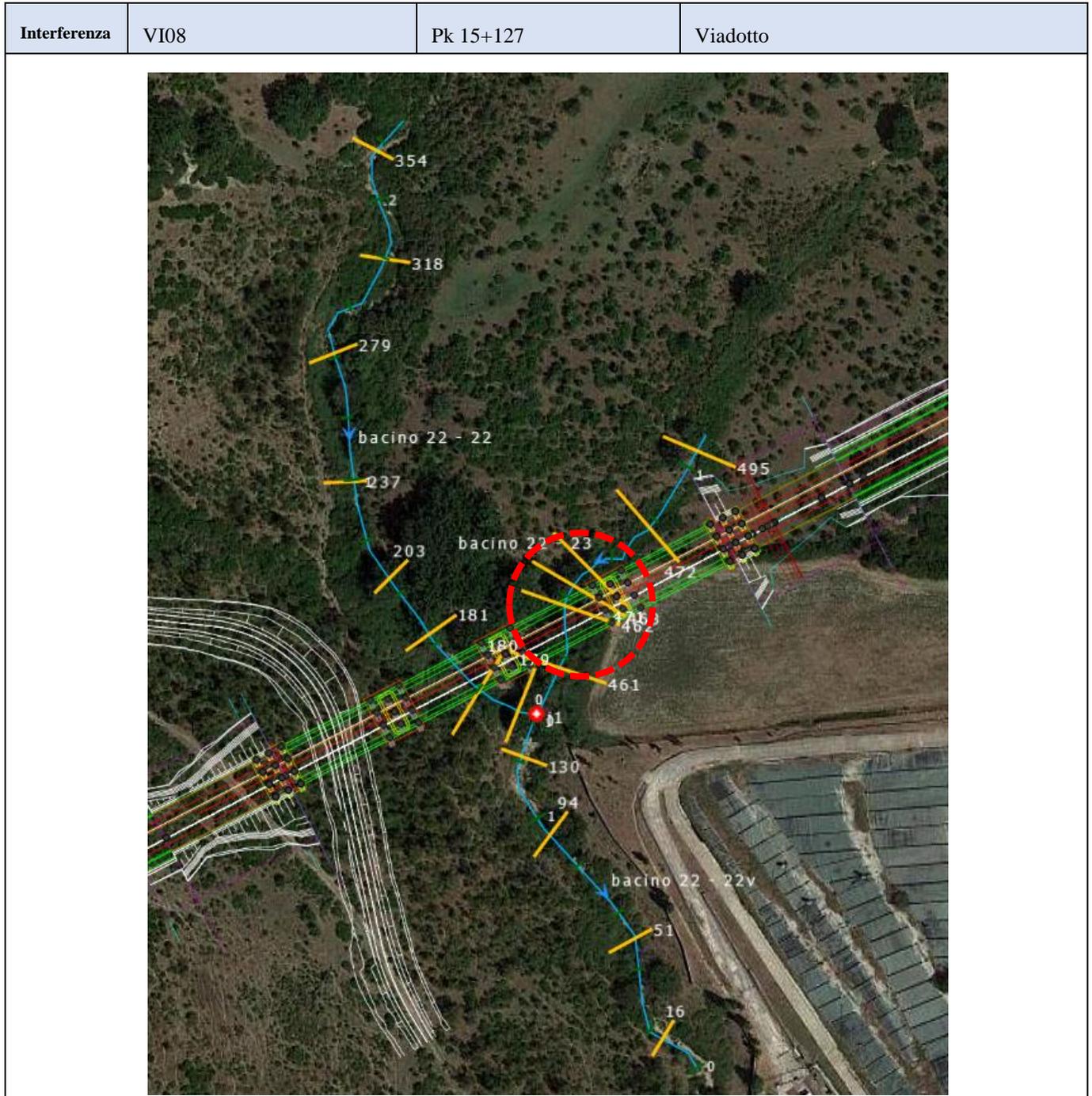
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m²]	$F_0$	$F_\alpha$
Risultati	0.7	1.4	1.1	432	340	1126	650	2.6	1.9

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note	Il canale riceve a valle anche l'affluente in sinistra (dal bacino 23), la cui portata duecentennale è di 2.7 m <sup>3</sup> /s.

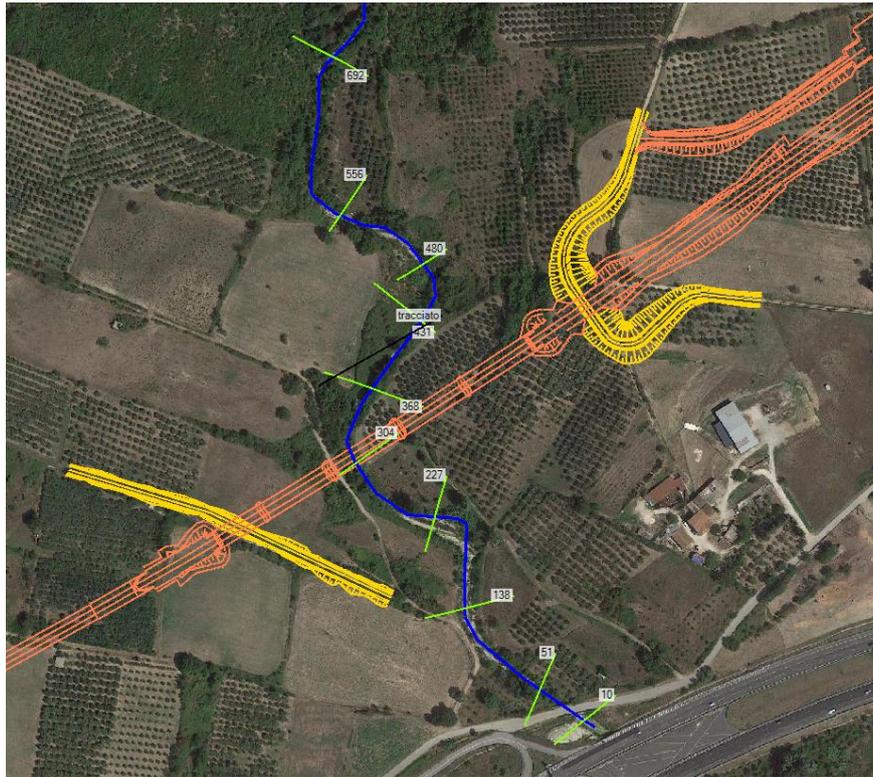
3.4.2.20 Interferenza VI08 (sottobacino 23)



Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude																																
	495	2.7	86.23	86.56	86.8	87.56	4.43	0.61	3.05	3.16																																
	472	2.7	81.81	82.1	82.29	82.9	3.97	0.68	4.1	3.11																																
	471	2.7	78.52	78.81	79.04	79.67	4.1	0.66	2.58	2.59																																
	463	2.7	77.76	78.05	78.28	78.89	4.04	0.67	2.58	2.54																																
	462	2.7	76.44	76.69	76.96	77.91	4.9	0.55	2.5	3.33																																
	461	2.7	72.64	72.88	73.16	74.14	4.96	0.54	2.49	3.38																																
			Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]			Franco WS [m]		Franco EG [m]																																		
			87.09			9.0		8.0																																		
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia di base 2m rivestito con massi sciolti di diametro min 70cm legati sulle sponde. La sistemazione si estende per una lunghezza di 34m.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico R<sub>H</sub> [m]</th> <th>Tensione tangenziale media T<sub>0</sub> [N/m²]</th> <th>Velocità media V [m/s]</th> <th>tirante h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>471</td> <td>0.2</td> <td>241</td> <td>4.1</td> <td>0.26</td> </tr> </tbody> </table> <p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 7.7, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).</p> <p>Per il calcolo della tensione critica al fondo (<math>\tau_{cr(0)}</math>) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.4 evidenzia una bassa sommergezza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde (<math>\tau_{cr(\alpha)}</math>) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (<math>\alpha</math>) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (<math>\varphi</math>) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.</p> <p>La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con <math>\beta_1</math> e <math>\beta_2</math>), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{max, fondo}</math>, <math>\tau_{max, sponde}</math>), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{cr(0)}</math>, <math>\tau_{cr(\alpha)}</math>), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (<math>F_0</math> e <math>F_a</math> rispettivamente).</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>d m</th> <th><math>\beta_{fondo}</math></th> <th><math>\beta_{sponde}</math></th> <th><math>\tau_{max, fondo}</math> [N/m²]</th> <th><math>\tau_{max, sponde}</math> [N/m²]</th> <th><math>\tau_{cr(0)}</math> [N/m²]</th> <th><math>\tau_{cr(\alpha)}</math> [N/m²]</th> <th>F<sub>0</sub></th> <th>F<sub>a</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Risultati</td> <td>0.7</td> <td>1.2</td> <td>1.1</td> <td>288</td> <td>241</td> <td>1427</td> <td>824</td> <td>4.9</td> <td>3.4</td> </tr> </tbody> </table> <p>I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde</p>										Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]		471	0.2	241	4.1	0.26		d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m²]	F <sub>0</sub>	F <sub>a</sub>	Risultati	0.7	1.2	1.1	288	241	1427	824	4.9	3.4
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]																																					
	471	0.2	241	4.1	0.26																																					
	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m²]	F <sub>0</sub>	F <sub>a</sub>																																	
Risultati	0.7	1.2	1.1	288	241	1427	824	4.9	3.4																																	
Note	-																																									

3.4.2.21 Interferenza VI09 (sottobacino 24)

<b>Interferenza</b>	VI09	Pk 16+420	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati  
(HEC RAS)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
807	208.25	79.42	82.02	82.69	84.24	8.12	46.98	45.3	1.63
692	208.25	76.9	79.44	80.05	81.5	8.31	49.12	52.25	1.74
556	208.25	74.03	76.87	77.43	78.67	7.46	52.3	43.83	1.43
480	208.25	72.15	75.01	75.68	77.21	8.06	44.22	33.2	1.59
431	208.25	71.34	74.49	75.06	76.3	7.15	55.44	53.42	1.3
368	208.25	70.45	72.84	73.54	75.21	8.37	46.43	50.98	1.8
304	208.25	69.56	72.11	72.46	73.31	7.12	57.01	48.79	1.51
227	208.25	68.47	71.25	71.44	72.13	5.67	68.3	50.87	1.11
138	208.25	66.91	68.98	69.47	70.61	7.83	54.65	67.45	1.79
51	208.25	64.44	67.75	68.17	69.09	6.67	66.71	60	1.2

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
98.1	25.3	22.9

**Sistemazioni**

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi di diametro minimo pari a 70 cm legati sulle sponde per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	304	2.1	420	7.1	2.3

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.5 si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.3 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

Risultati	d [m]	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
	0.7	1.4	1.2	588	504	932	532	1.6	1.1

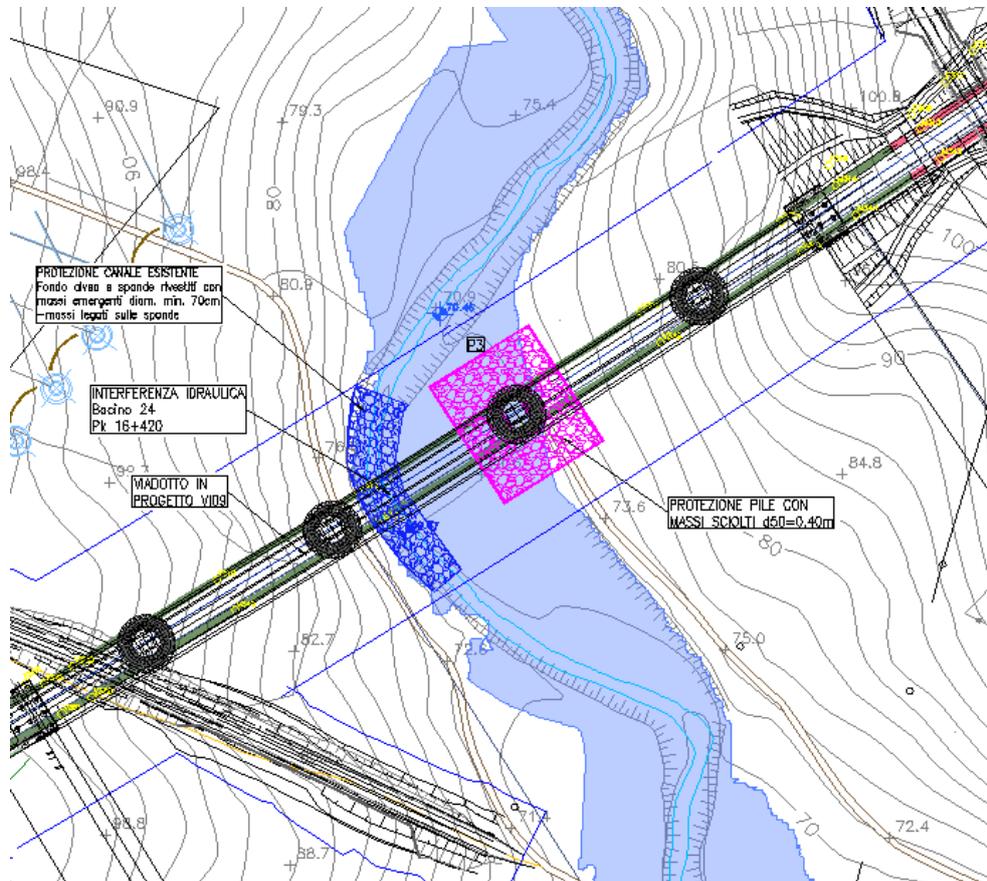
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Si prevede inoltre la **protezione della pila** che ricade in area allagabile mediante massi aventi  $d_{50}$  pari a 0.4 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto.

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc – CSU [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 [m/s]	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P03	1.0	2.0	6.8 (17.3)	13.7 (17.3)	9.7	plinto scoperto	0.4	4.33	6.57	2.16	massi sciolti

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto e sopra riportati.

Pila	Scavo localizzato da pc pila - Breusers [m]	Scavo localizzato da pc plinto - Breusers [m]
P03	2.98	5.65

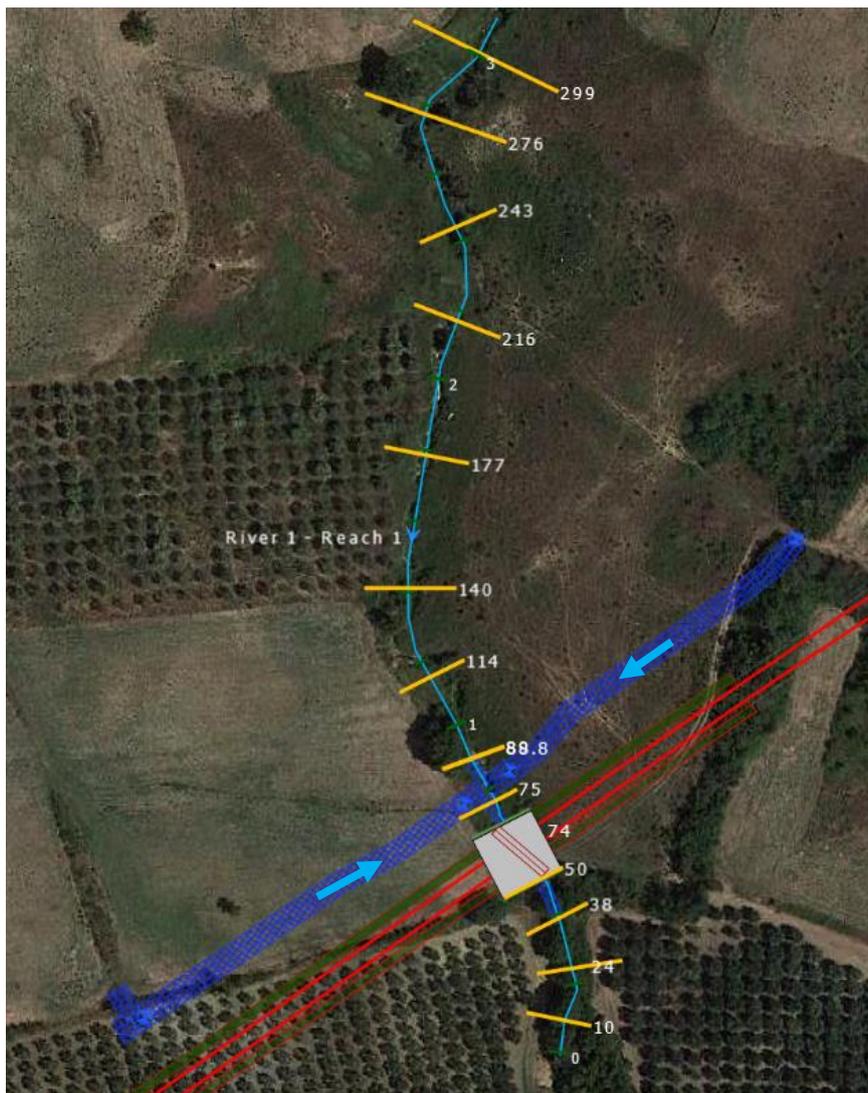


Note

-

3.4.2.22 Interferenza IN07 (sottobacino 25 26 27)

Interferenza	IN07	Pk 17+080	Tombino scatolare 3 m x 3 m
--------------	------	-----------	-----------------------------



Risultati  
(Hec ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
299	7.14	138.66	139.36	139.73	140.67	5.07	1.41	3.06	2.38
276	7.14	136.2	136.92	137.29	138.21	5.03	1.42	3.26	2.43
243	7.14	130.91	131.58	132.07	133.61	6.31	1.13	2.56	3.03
216	7.14	127.74	128.49	128.85	129.72	4.92	1.45	3.36	2.39
177	7.14	121.82	122.3	122.72	124.17	6.04	1.18	3.46	3.3
140	7.14	117.07	117.68	118	118.8	4.7	1.52	3.68	2.34

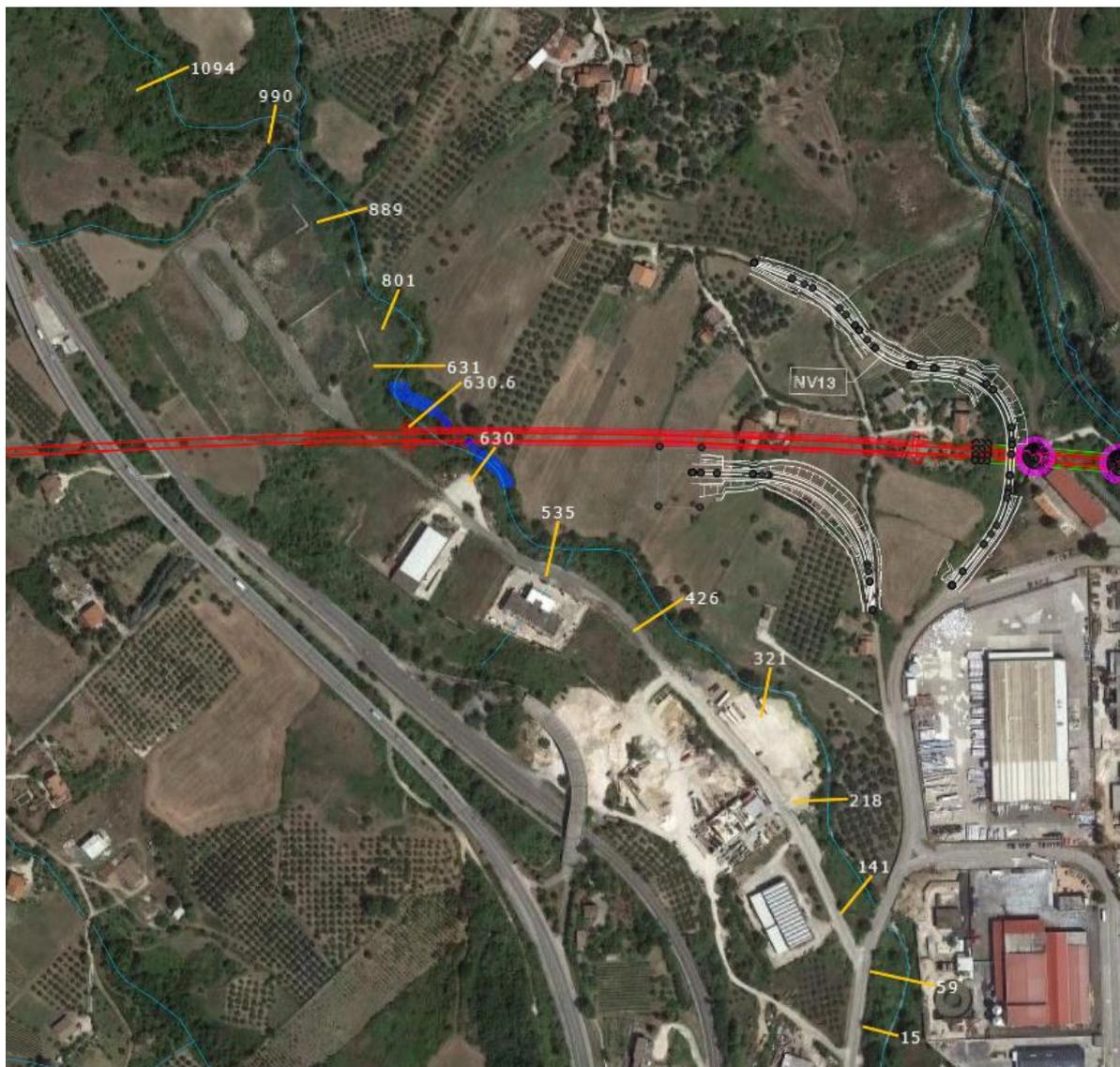
**Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica  
modelli monodimensionali**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC21	A1 R 09	RI	ID0002 001	A	73 di 144

	114	7.14	112.17	112.95	113.5	115.22	6.67	1.07	2.14	3.01
	89	7.14	109.2	109.89	110.29	111.3	5.27	1.35	2.88	2.45
	88.8	7.14	107.56	107.86	108.39	111.08	7.95	0.9	3.01	4.65
	75	10.01	107.4	108.17	108.44	109.09	4.24	2.37	3.31	1.55
	74	Culvert								
	50	10.01	104.54	105.57	105.57	106.08	3.16	3.17	3.12	1
	38	10.01	102.92	103.46	103.94	105.35	6.1	1.64	3.42	2.82
	24	10.01	100.3	101.36	101.9	103.26	6.11	1.64	2.64	2.48
	10	10.01	99.14	99.63	100	101.15	5.46	1.83	5.4	2.99
	Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria è previsto un tombino di dimensioni 3x3m. GR IN07= 27%									
Sistemazioni	A monte e a valle del tombino si prevede una sistemazione con un canale rettangolare in cls base 3m. La sistemazione si estende 20m a monte e 20m a valle del tombino.									
Note	Il canale riceve anche le portate dei corsi d'acqua alla pk 16+690 e 17+160 che vengono deviati mediante canali di gronda di forma trapezia, aventi base minore pari a 2 m.									

3.4.2.23 Interferenza IN08 (sottobacino 28)

Interferenza	IN08	Pk 20+440	Tombino scatolare 5m x 5m
--------------	------	-----------	---------------------------



Risultati  
(Hec Ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1094	35.1	116.38	117.31	117.91	119.34	6.64	6.55	10.97	2.29
990	35.1	108.29	109.58	110.72	113.23	8.85	4.77	4.79	2.58
889	35.1	104.08	105.36	105.81	106.7	5.13	6.84	7.71	1.74
801	35.1	100.81	102.57	102.76	103.25	3.67	9.57	9.77	1.18
631	35.1	98.24	99.41	99.9	101.12	5.79	6.07	9.71	2.34
630.6	35.1	96.57	97.78	98.28	99.36	5.57	6.31	6.42	1.79

630.3	Culvert								
630	35.1	94.99	96.04	96.7	98.26	6.61	5.31	6.1	2.26
535	35.1	91.7	93.35	93.55	94.19	4.06	8.64	7.59	1.22
426	35.1	88.48	90.23	90.43	91.07	4.06	8.64	8.03	1.25
321	35.1	86.31	88.13	88.13	88.71	3.37	10.42	9.05	1
218	35.1	83.25	84.53	84.97	86.12	6.02	8.57	17.94	1.83
141	35.1	82.03	84.08	84.12	84.82	3.98	10.88	10.53	0.92
59	35.1	79.16	80.21	81	83.18	7.72	4.84	6.6	2.64
15	35.1	78.38	79.54	79.84	80.55	4.46	7.87	9.54	1.57

Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria è previsto un tombino di dimensioni 5x5m:

GR IN08=36%

Sistemazioni

Deviazione e sistemazione canale esistente. Canale sezione trapezia B=4.0m rivestito in massi sciolti di diametro minimo 60cm.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	630.6	0.85	288.8	5.6	1.03

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.9 si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.7 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max,fondo}$ ,  $\tau_{max,fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

Risultati	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
	0.6	1.4	1.1	404	303	880	509	2.2	1.7

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde

Note

-

#### 3.4.2.24 Interferenza VI10 (sottobacino 29 30)

Per quanto riguarda l'interferenza VI10, che consiste nell'attraversamento del Fiume Sele, l'attraversamento risulta ampiamente verificato.

La verifica è stata svolta mediante modellazione bidimensionale.

La seguente Tabella 8 riassume le grandezze idrauliche ottenute in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.

	TR30	TR200	TR300
<b>Quota intradosso (m s.m.m.)</b>	98.05		
<b>Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)</b>	15.96		
<b>Luce netta minima tra le pile contigue in alveo (m)</b>	> 40m		
<b>Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)</b>	83.75	84.40	84.74
<b>Velocità (m/s)</b>	2.84	2.86	2.87
<b>Franco idraulico (m)</b>	14.30	13.65	13.31
<b>Franco EG (m)</b>	13.87	13.20	12.91

**Tabella 8 – Grandezze idrauliche in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.**

Per dettagli di calcolo si faccia riferimento all'Elaborato RC21A1R09RIID0002002A.

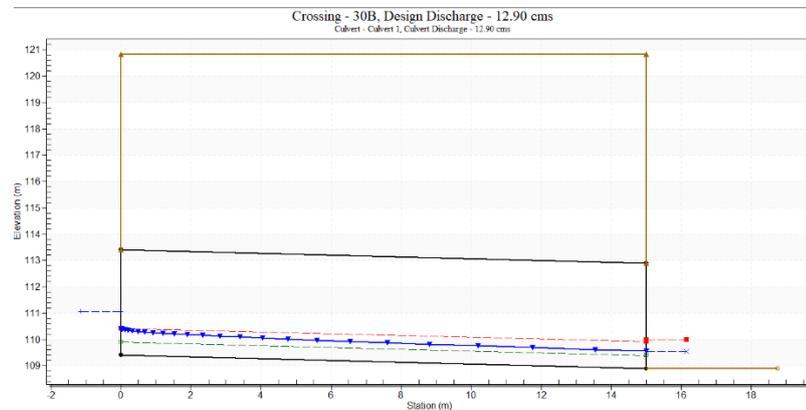
3.4.2.25 Interferenza PT11 (sottobacino 30B)

<b>Interferenza</b>		Pk 22+200	Tombino scatolare 4.0 m x 4.0m
---------------------	--	-----------	--------------------------------



**Risultati**  
**(HY8)**

ID	Q (m <sup>3</sup> /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
PT11	12.9	3%	109.4	108.9	120.83	15	4.0	4.0	7.9
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
111.07	1.67	0.58	0.49	1.02	0.66	0.65	4.9	5.5	42%

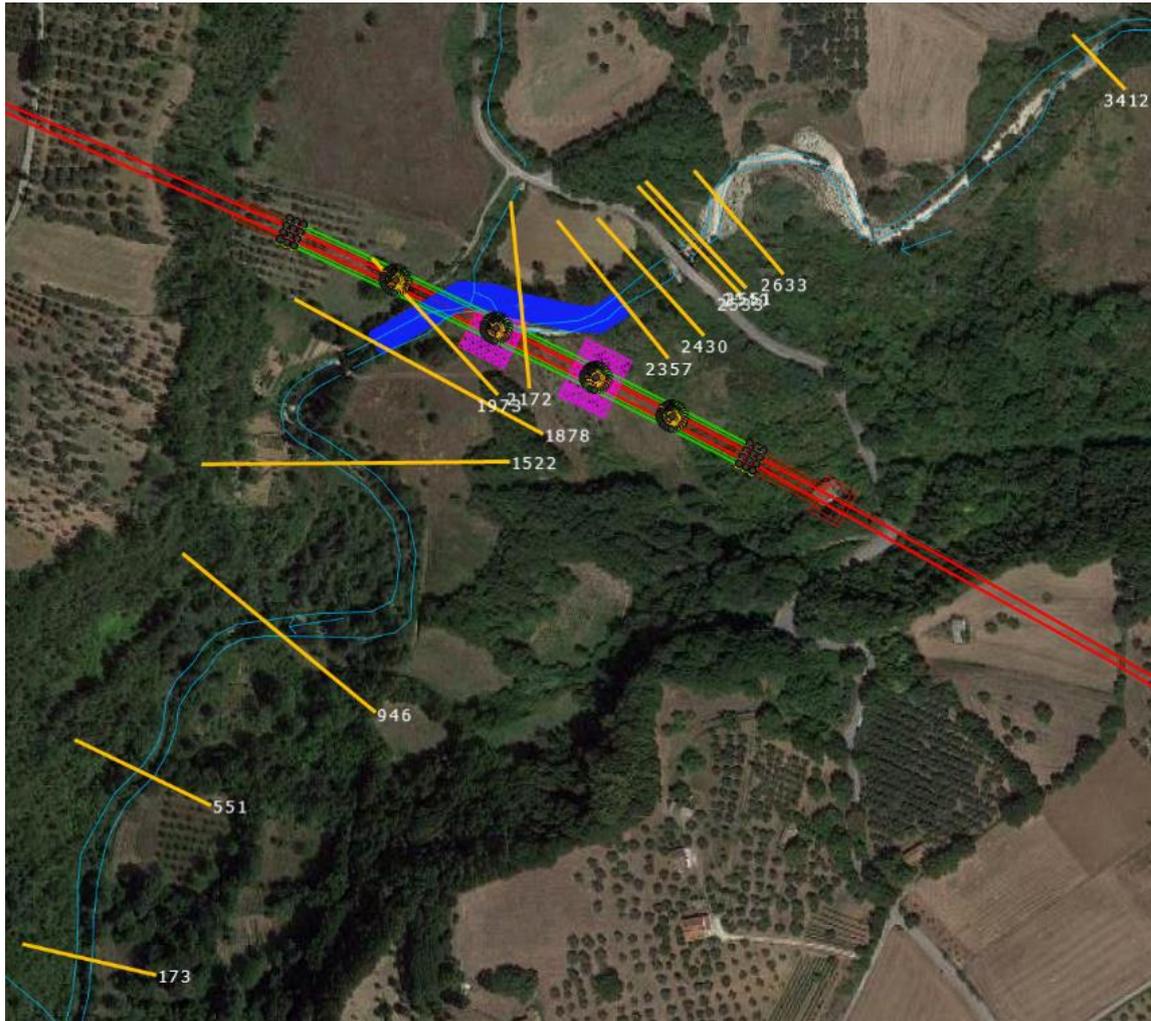


**Sistemazioni**

Deviazione a monte e protezione imbocco e sbocco; pozzetto di salto a monte

3.4.2.26 Interferenza VI11 (sottobacino 31)

Interferenza	VI11	Pk 22+950	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



Risultati  
(HEC RAS)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
3412	378.9	110.83	113.74	114.22	115.51	6.7	76.45	44.17	1.4
2633	378.9	106.99	111.2	110.36	111.61	3.07	150.79	60.86	0.54
2560	Bridge								
2551	378.9	106.68	109.35	109.94	111.24	6.55	72.33	45.75	1.32
2540	Inl Struct								
2533	378.9	104.84	109.05	108.32	109.92	4.14	92.28	28.43	0.71
2500	Bridge								
2430	378.9	103.91	106.61	107.17	108.37	6.39	79.18	56.07	1.33

2357	378.9	103.17	106.2	106.8	108.06	6.82	80.57	67.01	1.47
2172	378.9	102.4	105.21	105.78	107.03	7.62	90.64	81.17	1.54
1973	378.9	100.83	104.51	105.09	106.18	7.18	96.99	77.29	1.31
1878	378.9	100.82	103.4	104.15	105.65	7.45	75.81	72.18	1.64
1700	Bridge								
1522	378.9	98.85	101.9	102.42	103.43	5.62	77.36	69.3	1.32
946	378.9	96.23	99.54	100.08	101.25	6.54	85.9	66.23	1.29
551	378.9	93.98	97.87	98.23	99.89	6.29	60.23	21.29	1.19
173	378.9	92.07	97.18	97.34	98.9	5.87	70.07	29.58	0.95

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
118.3	12.96	11.3

**Sistemazioni**

Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia di base 5m e protezione con massi di diametro minimo pari a 70 cm legati sulle sponde per un tratto di circa 150 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	2172	2.4	387.8	7.6	2.5

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.6 evidenzia una bassa sommersa della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.7	1.4	1.2	543	465	921	532	1.7	1.2

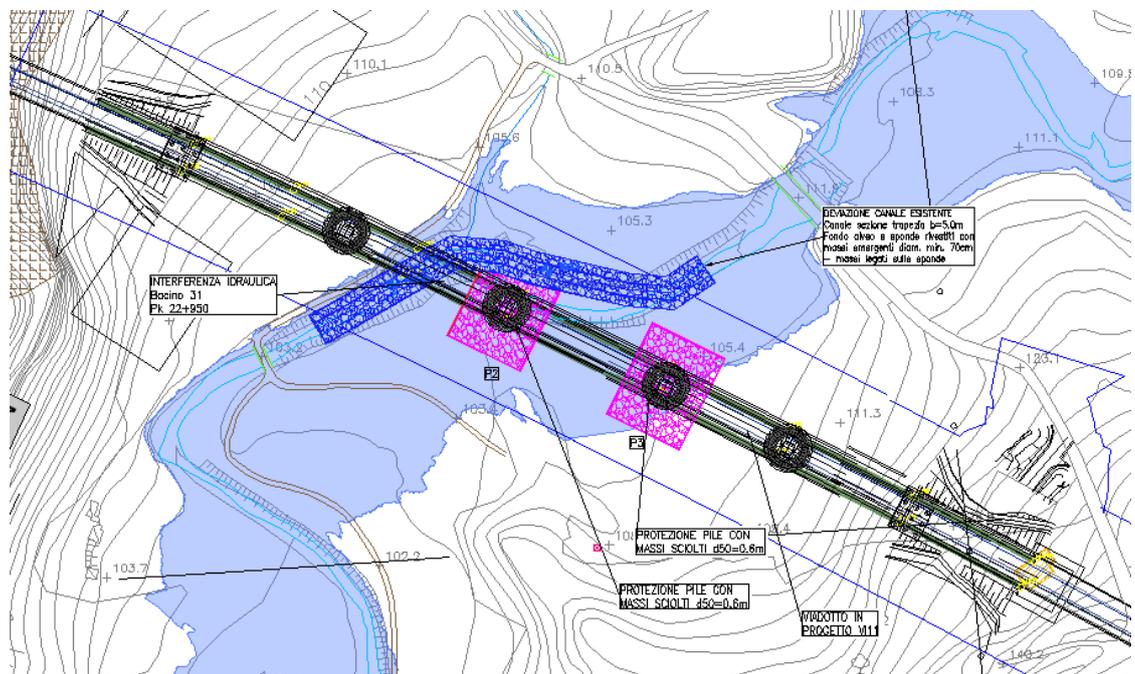
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Si prevede inoltre la **protezione delle pile** mediante massi aventi d50 pari a 0.6 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto.

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s]	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P02	1.0	2.5	5.9 (17.3)	13.7 (17.3)	10.3	plinto scoperto	0.6	5.3	8.04	2.1	massi sciolti
P03	0.85	2.5	5.9 (17.3)	13.70 (17.3)	9.3	plinto scoperto	0.6	5.3	7.8	2.1	massi sciolti

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto e sopra riportati.

Pila	Scavo localizzato da pc pila - Breusers [m]	Scavo localizzato da pc plinto - Breusers [m]
P02	3.57	5.65
P03	3.04	4.80

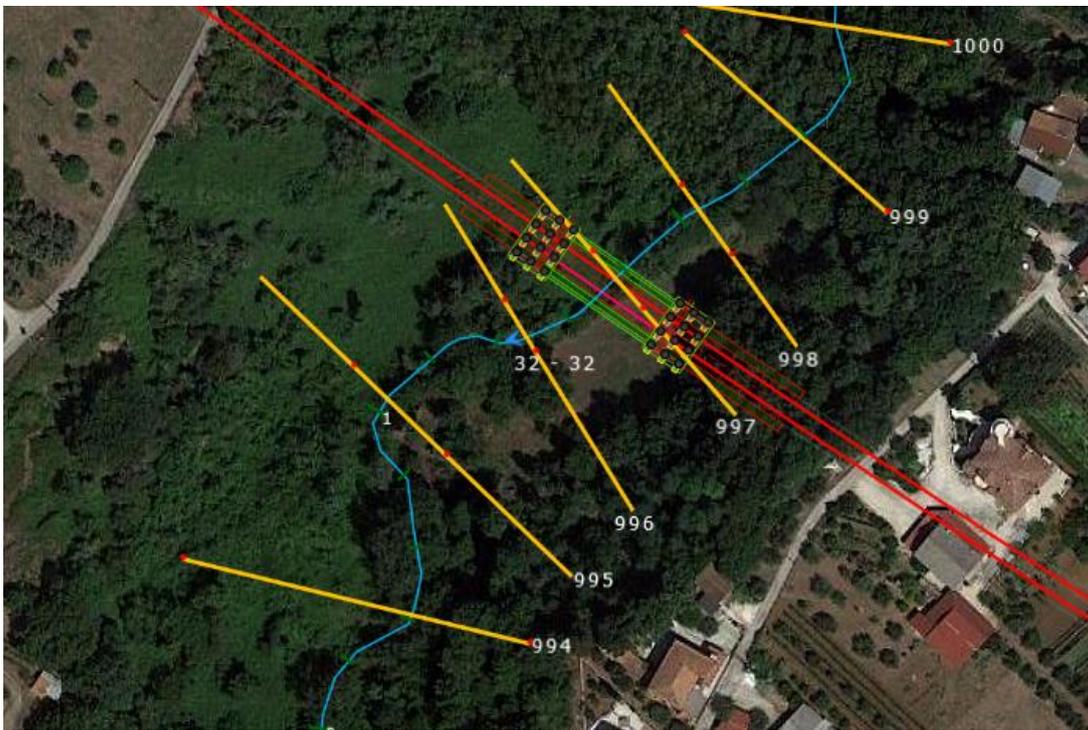


Note

-

3.4.2.27 Interferenza VI12 (sottobacino 32)

Interferenza	VI12	Pk 25+550	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



Risultati  
(Hec Ras)

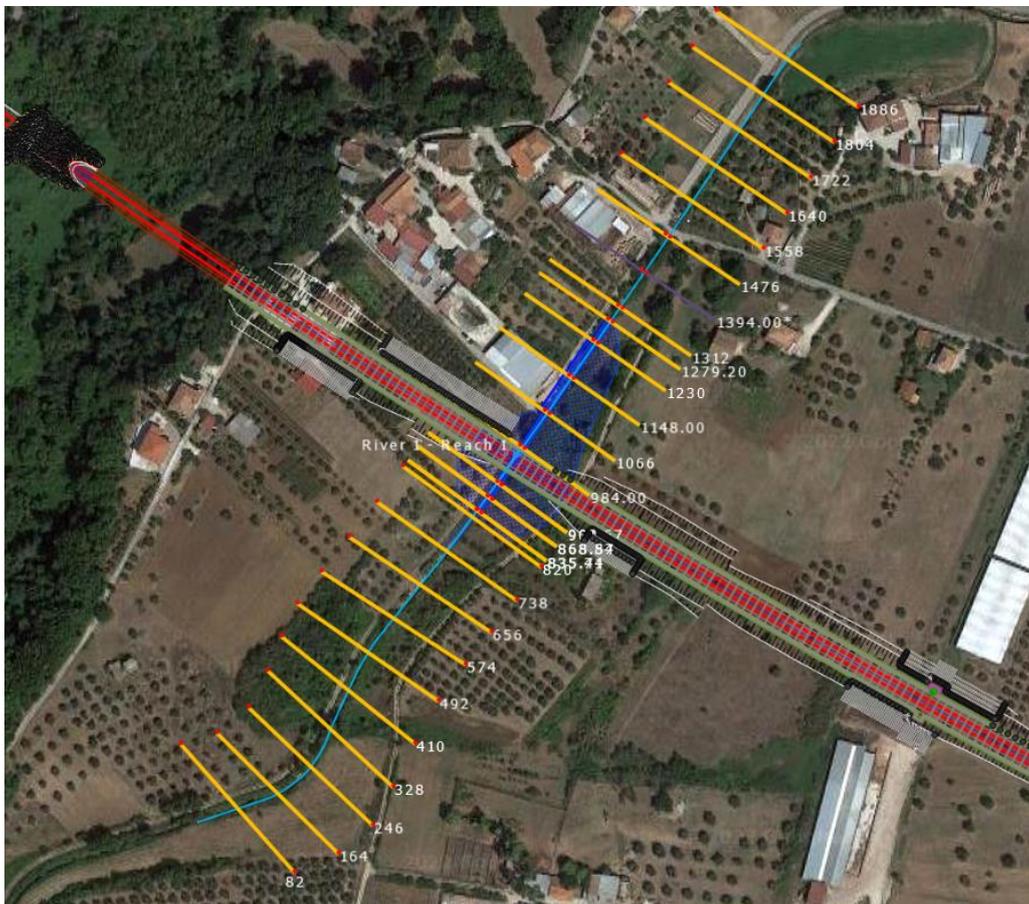
River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	55	165.92	167.56	168.16	169.53	6.22	8.85	8.3	1.92
999	55	164.45	166.09	166.69	168.01	6.15	8.95	8.46	1.91
998	55	162.48	164.41	164.97	166.29	6.07	9.05	11.86	2.22
997	55	161.32	163.05	163.59	164.81	5.87	9.37	9.42	1.88
996	55	160.57	162.57	162.92	163.75	4.81	11.45	10.33	1.46
995	55	159.15	160.51	160.97	162.07	5.53	9.95	17.28	2.33
994	55	157.3	158.89	159.13	159.76	4.14	13.29	13.84	1.35

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
167.17	4.1	2.4

Sistemazioni	-
Note	-

3.4.2.28 Interferenza GA17 IN14 (sottobacino 32A)

Interferenza	IN14	Pk 25+820	Galleria – estradosso 183.2 m s.m.m.
--------------	------	-----------	--------------------------------------



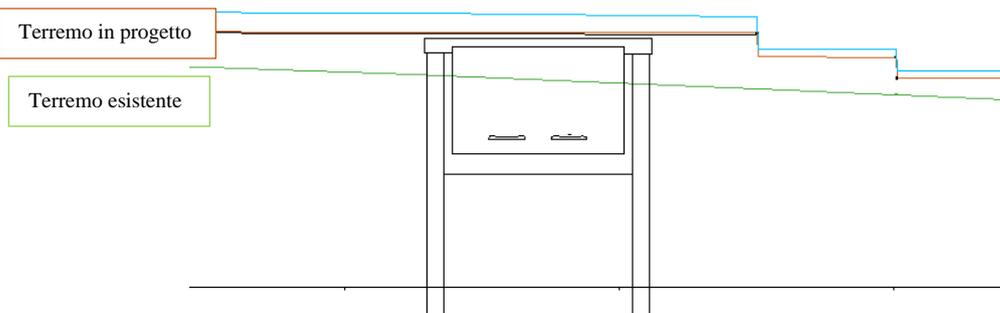
Risultati  
(HEC  
RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1886	12	190.72	191.37	192.22	196.62	10.15	1.18	2.75	4.94
1804	12	189.96	190.73	191.53	194.55	8.66	1.39	2.72	3.87
1722	12	189.19	189.97	190.8	193.2	7.95	1.51	2.92	3.53
1640	12	188.48	189.38	190.13	192.13	7.34	1.63	2.77	3.06
1558	12	187.63	188.54	189.32	191.3	7.36	1.63	2.79	3.07
1476	12	186.01	187.09	187.82	190.34	7.98	1.5	2.36	3.19
1312	12	184.04	184.91	185.65	188.29	8.14	1.47	2.48	3.37
1279.2	12	183.83	184.31	185	187.79	8.26	1.45	3.05	3.82

1230	12	183.8	184.37	184.97	186.82	6.93	1.73	3.06	2.94
1148	12	183.75	184.49	184.92	185.95	5.36	2.24	3.07	2.01
1066	12	183.7	185.15	184.87	185.52	2.7	4.45	3.14	0.72
984	12	183.65	185.07	184.82	185.46	2.75	4.36	3.14	0.75
902	12	183.6	184.77	184.77	185.35	3.39	3.54	3.06	1.01
901.67	12	181.85	182.39	183.02	185.14	7.34	1.63	3.02	3.19
868.87	12	181.83	182.43	183	184.63	6.56	1.83	3.06	2.71
868.54	12	180.33	180.8	181.5	184.48	8.49	1.41	3.05	3.98
835.74	12	180.31	180.84	181.48	183.71	7.51	1.6	3.05	3.31
835.41	12	178.66	179.08	179.83	183.54	9.35	1.28	3.04	4.6
820	12	178.45	179.28	180.05	183.04	8.58	1.4	2.53	3.69
738	12	177.69	178.57	179.38	181.76	7.91	1.52	2.66	3.35
656	12	176.8	177.72	178.49	180.75	7.71	1.56	2.54	3.14
574	12	175.92	176.75	177.46	179.81	7.75	1.55	2.84	3.36
492	12	174.95	175.7	176.33	178.78	7.76	1.55	3.35	3.65
410	12	174.02	174.77	175.48	177.59	7.45	1.61	3.83	3.66
328	12	173.13	173.95	174.48	176.34	6.86	1.75	4.5	3.51
246	12	172.21	173.06	173.67	175.43	6.82	1.76	3.3	2.98
164	12	170.15	170.94	171.69	174.43	8.27	1.45	2.52	3.48
82	12	169.34	170.16	170.83	173.25	7.79	1.54	2.97	3.45

Sistemazioni

Pe risolvere l'interferenza con la GA17 si prevede la deviazione del canale esistente con un canale in cls rettangolare di base 3m e altezza 2m. Il canale verrà deviato sopra la galleria rendendo necessario un rimodellamento del terreno. Al fine di drenare le acque di ristagno al piede del muro sarà prevista una canaletta che raccoglie e convoglia le acque a valle dell'interferenza con la linea ferroviaria.

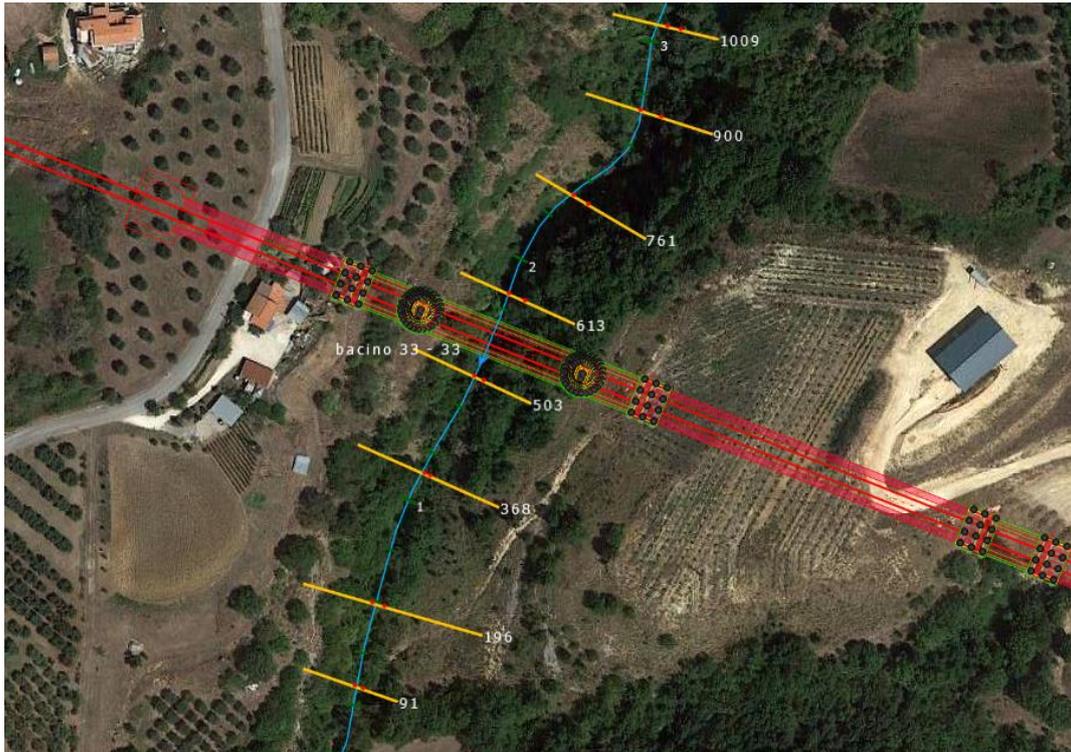


Note

-

3.4.2.29 Interferenza VI13 (sottobacino 33)

Interferenza	VI13	Pk 27+035	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



Risultati  
(HEC  
RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1009	100.5	147.27	149.18	150.01	151.79	8.23	16.91	13.62	2.03
900	100.5	145.03	146.59	147.6	150.11	8.63	13.33	12.14	2.4
761	100.5	143.47	145.44	146.35	148.08	7.62	16.25	12.89	1.81
613	100.5	142.55	146.22	145.27	146.72	3.43	38.95	14.78	0.58
503	100.5	141.2	144.86	144.86	146.45	6.09	20.95	7.33	1.05
368	100.5	139.5	144.2	144.37	145.93	6.91	22.98	8.36	1.05
196	100.5	138.49	141.24	142.33	144.76	8.48	13.18	6.35	1.72
91	100.5	138.16	140.56	141.55	143.5	9.02	16.58	10.46	1.92

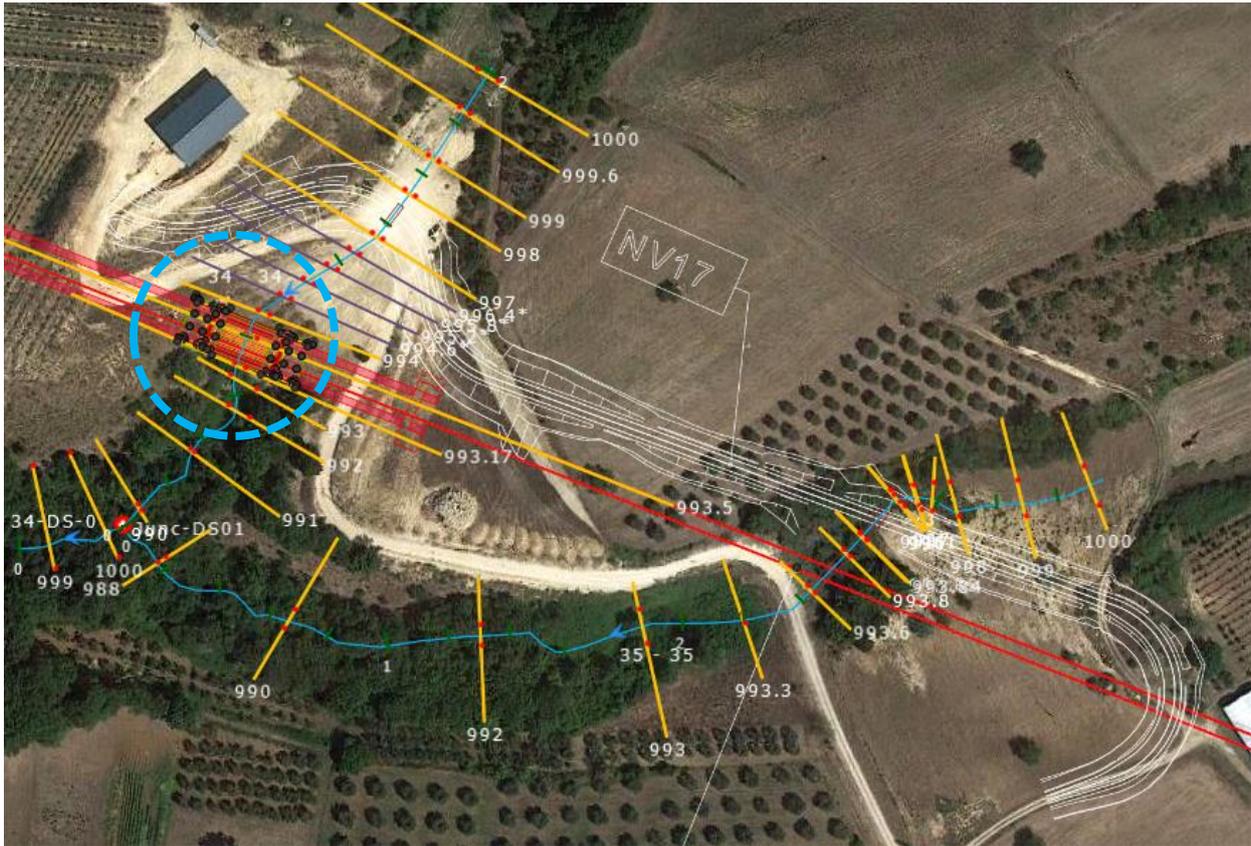
Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
179.34	33.1	32.6

Sistemazioni

Note

-

3.4.2.30 Interferenza VI14 (sottobacino 34)

Interferenza	VI14	Pk 27+265	Viadotto – viabilità NV17								
											
Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezz a bagnata (m)	Froude	
	1000	1.6	179.83	180.57	180.57	180.74	1.81	0.89	2.64	1	
	999.6	1.6	179.72	180.23	180.1	180.31	1.25	1.28	3.02	0.61	
	999	1.6	179.58	180.16	179.96	180.22	1.07	1.5	3.16	0.49	
	998	1.6	179.47	180.13	179.85	180.17	0.92	1.74	3.31	0.41	
	997.52	Culvert	viabilità								
	997	1.6	179.34	179.67	179.72	179.89	2.05	0.78	2.67	1.21	
	994	1.6	172.21	172.4	172.59	173.13	3.77	0.42	2.39	2.86	
	993.5	1.6	170.8	170.99	171.18	171.71	3.74	0.43	2.39	2.83	
	993.17	1.6	169.3	169.49	169.68	170.21	3.75	0.43	2.39	2.84	
	993	1.6	168.53	168.73	168.86	169.26	3.22	0.5	4.8	3.2	
	992	1.6	166.7	166.98	167.12	167.55	3.34	0.48	3.32	2.81	
	991	1.6	159.82	160.36	160.8	162.61	6.64	0.24	0.81	3.88	
990	1.6	155.33	155.82	156.07	156.66	4.05	0.4	1.18	2.23		

	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]	
	180.3	8.0	4.4	

**Sistemazioni**

La zona è caratterizzata da un deposito di materiale che allo stato attuale ostruisce il corso d'acqua. La sistemazione prevede di rimuovere il deposito e realizzare un canale a sezione trapezia di base 3 che si stende per 70m dal tombino esistente fino a valle del viadotto. Il canale sarà rivestito in massi di diametro mini 50cm.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	995.8*	0.2	387.8	3.5	0.2

Essendo il rapporto tra larghezza della base e tirante è pari a 10, la tensione tangenziale è stata considerata costante nella sezione.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.4 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

Le tabelle seguenti riportano i risultati della verifica di stabilità eseguita per i due tratti del corso d'acqua, in particolare: il valore della tensione tangenziale massima, il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}, \tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

$\tau_{max}$	$\tau_{cr(0)}$	$\tau_{cr(\alpha)}$	$F_0$	$F_\alpha$
[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]		
269	1000	577	2	1.2

**Verifiche tombini viabilità**

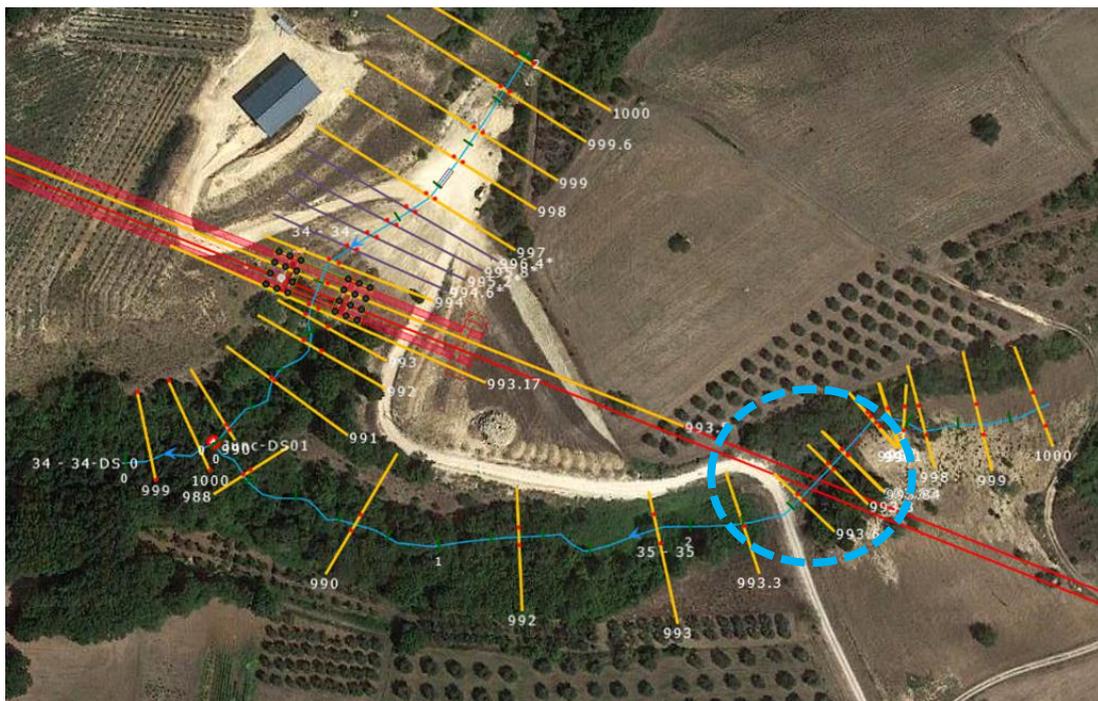
Tombino NI09 (2x2m) GR=31%

**Note**

-

3.4.2.31 Interferenza IN09 (sottobacino 35)

<b>Interferenza</b>	IN09	Pk 27+455	Tombino scatolare 3m x 2m Viabilità NV17 tombino 3x2m
---------------------	------	-----------	--



Risultati  
(Hec ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	6.5	185.49	185.98	186.04	186.21	2.12	3.06	11.32	1.3
999	6.5	184.42	184.72	184.86	185.19	3.02	2.15	10.8	2.16
998	6.5	183.97	184.66	184.48	184.74	1.23	5.27	10.67	0.56
997	6.5	183.79	184.48	184.48	184.67	1.93	3.36	8.78	1
996.1	6.5	183.3	183.99	184.15	184.52	3.21	2.02	7.18	1.93
996	6.5	182.23	182.56	182.94	184.35	5.92	1.1	3.66	3.45
995	6.5	182	182.42	182.71	183.44	4.48	1.45	3.97	2.37
994	6.5	180.5	180.81	181.28	183.26	6.93	0.94	3.02	3.97
993.93	Culvert								
993.84	6.5	180.17	180.68	180.95	181.6	4.26	1.53	3.01	1.91
993.83	6.5	178	178.28	178.78	181.36	7.77	0.84	3	4.7
993.8	6.5	177.84	178.27	178.62	179.55	5.01	1.3	3.01	2.43
993.7	Culvert								
993.6	6.5	177.56	178.14	178.35	178.85	3.73	1.74	3.01	1.57
993.3	6.5	176.46	177.01	177.24	177.78	3.88	1.67	3.01	1.66
993	6.5	175.03	175.43	175.59	175.95	3.2	2.03	7.75	2
992	6.5	168.66	169.11	169.45	170.54	5.31	1.22	4.16	3.13
990	6.5	161.55	162.18	162.49	163.24	4.55	1.43	3.64	2.32
988	6.5	156.53	157.66	158.08	158.97	5.08	1.28	2.03	2.04

	<p>Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria è previsto un tombino di dimensioni 3x2m.</p> <p>IN09=25%</p>																																
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia di base 3m rivestito in massi di diam min 50cm. A valle invece si prevede un canale rettangolare in cls di base 3m.</p> <table border="1" data-bbox="306 698 1463 819"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico <math>R_H</math> [m]</th> <th>Tensione tangenziale media <math>T_0</math> [N/m<sup>2</sup>]</th> <th>Velocità media <math>V</math> [m/s]</th> <th>tirante <math>h</math> [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>995</td> <td>0.34</td> <td>254</td> <td>4.5</td> <td>0.38</td> </tr> </tbody> </table> <p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 8, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).</p> <p>Per il calcolo della tensione critica al fondo (<math>\tau_{cr(0)}</math>) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.8 evidenzia una bassa sommersa della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde (<math>\tau_{cr(\alpha)}</math>) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (<math>\alpha</math>) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (<math>\varphi</math>) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.</p> <p>La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con <math>\beta_1</math> e <math>\beta_2</math>), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{max,fondo}</math>, <math>\tau_{max,sponte}</math>), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde (<math>\tau_{cr(0)}</math>, <math>\tau_{cr(\alpha)}</math>), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (<math>F_0</math> e <math>F_\alpha</math> rispettivamente).</p> <table border="1" data-bbox="306 1400 1463 1494"> <thead> <tr> <th></th> <th>d m</th> <th><math>\beta_{fondo}</math></th> <th><math>\beta_{sponte}</math></th> <th><math>\tau_{max,fondo}</math> [N/m<sup>2</sup>]</th> <th><math>\tau_{max,sponte}</math> [N/m<sup>2</sup>]</th> <th><math>\tau_{cr(0)}</math> [N/m<sup>2</sup>]</th> <th><math>\tau_{cr(\alpha)}</math> [N/m<sup>2</sup>]</th> <th><math>F_0</math></th> <th><math>F_\alpha</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Risultati</td> <td>0.5</td> <td>1.2</td> <td>1.0</td> <td>304</td> <td>254</td> <td>858</td> <td>496</td> <td>2.8</td> <td>2.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde</p>	Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]		995	0.34	254	4.5	0.38		d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponte}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponte}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$	Risultati	0.5	1.2	1.0	304	254	858	496	2.8	2.0
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]																												
	995	0.34	254	4.5	0.38																												
	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponte}$	$\tau_{max,fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max,sponte}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$																								
Risultati	0.5	1.2	1.0	304	254	858	496	2.8	2.0																								
Verifica tombini viabilità	<p>Per risolvere l'interferenza con la linea ferroviaria è previsto un tombino di dimensioni 3x2m.</p> <p>NI09=19%</p>																																
Note	-																																



158	99.06	125.4	128.18	128.57	129.63	5.36	19.15	12.01	1.22
51	99.06	125.01	126.92	127.58	129.07	6.7	16.81	11.59	1.59

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
164.96	31.7	29.76

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi di diametro minimo pari a 60 cm per un tratto di circa 60 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	936	1	294	5.8	1.1

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.6, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(0)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.8 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(0)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

Risultati	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
	0.6	1.4	1.1	871	503	676	390	2.1	1.6

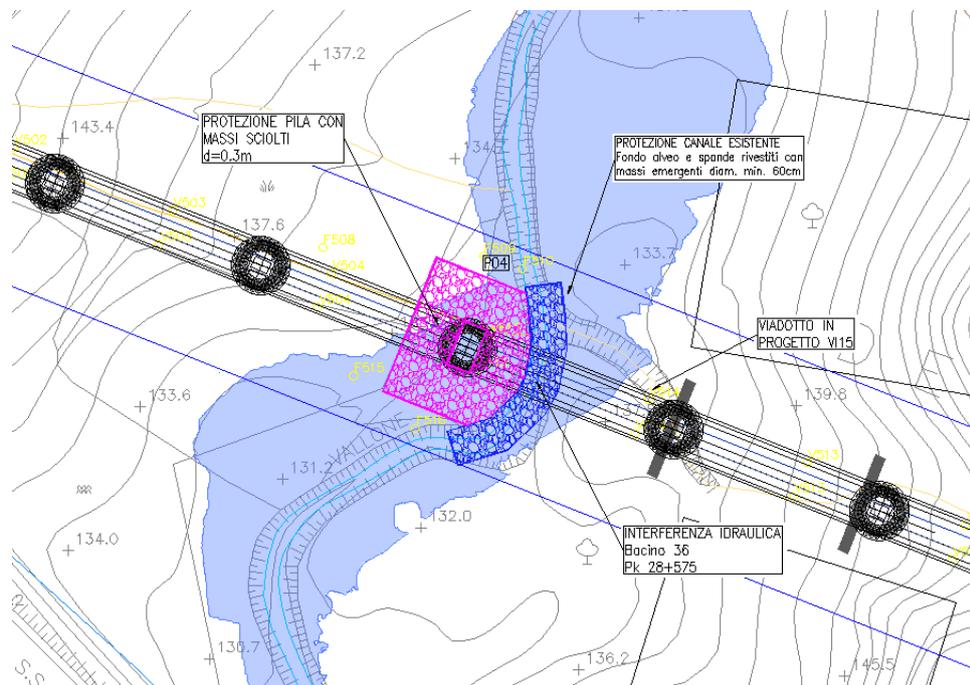
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Si prevede inoltre la **protezione della pila** situata in area allagabile mediante massi aventi  $d_{50}$  pari a 0.3 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto.

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s]	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P04	0.4	1.3	7.3 (17.3)	13.7 (17.3)	5.8	plinto scoperto	0.3	3.75	4.88	2.9	massi sciolti

Inoltre, lo scalzamento è stato calcolato anche utilizzando la formula di Breusers con riferimento alla sola pila ed al solo plinto di fondazione ai fini della determinazione di un intervallo di valori di scalzamento, da confrontare con quelli stimati con la metodologia CSU ed adottati in progetto e sopra riportati.

Pila	Scavo localizzato da pc pila - Breusers [m]	Scavo localizzato da pc plinto - Breusers [m]
P04	1.28	2.26

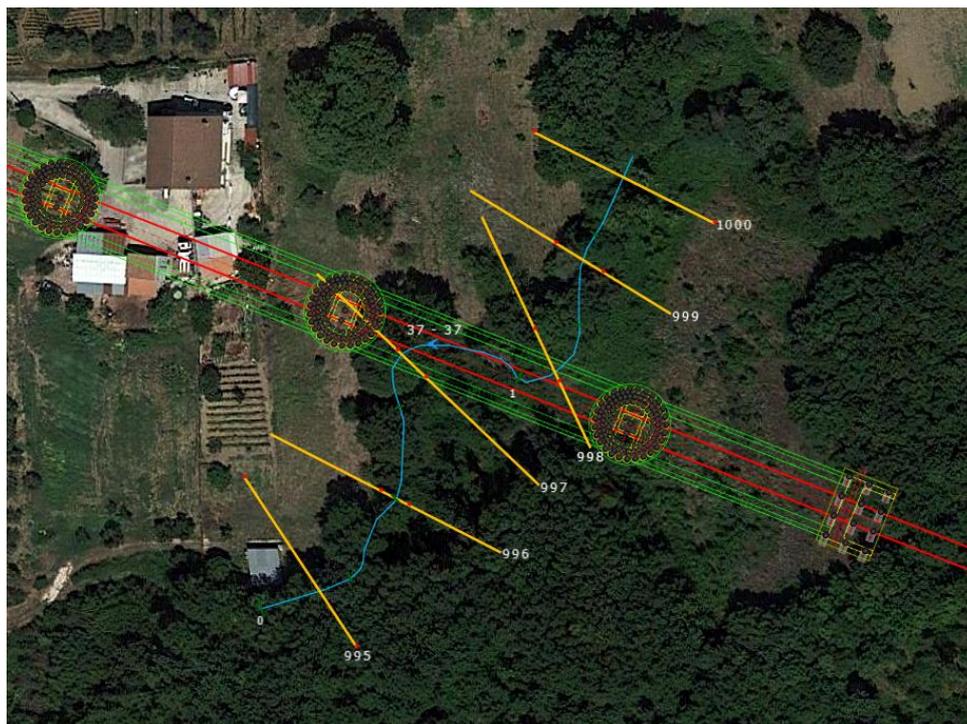


Note

-

3.4.2.33 Interferenza VI15\_2 (sottobacino 37)

Interferenza	VI15_2	Pk 28+970	Viadotto
--------------	--------	-----------	----------



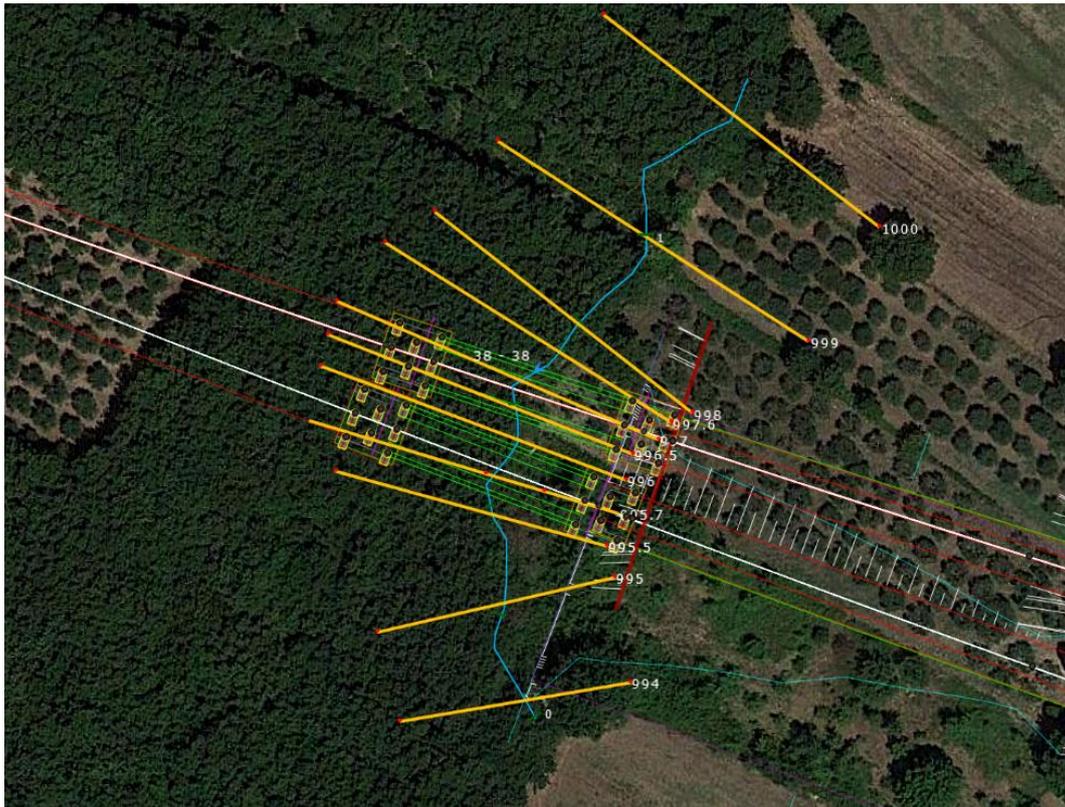
Risultati (Hec ras)	River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
	1000	31	154.26	155.91	156.32	157.18	4.97	6.23	8.21	1.82
	999	31	153.54	155.57	155.83	156.36	3.93	7.89	11.03	1.48
	998	31	152.24	153.92	154.37	155.25	5.1	6.08	10.31	2.12
	997	31	150.81	152.34	152.86	153.58	4.94	6.27	7.26	1.7
	996	31	149.59	150.66	150.99	151.86	4.84	6.4	16.82	2.51
	995	31	148.43	149.71	149.87	150.28	3.37	9.21	19.03	1.55

Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
166.6	12.7	11.3

Sistemazioni	-
Note	-

3.4.2.34 Interferenza VI16 (sottobacino 38)

Interferenza	VI16	Pk 30+057	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



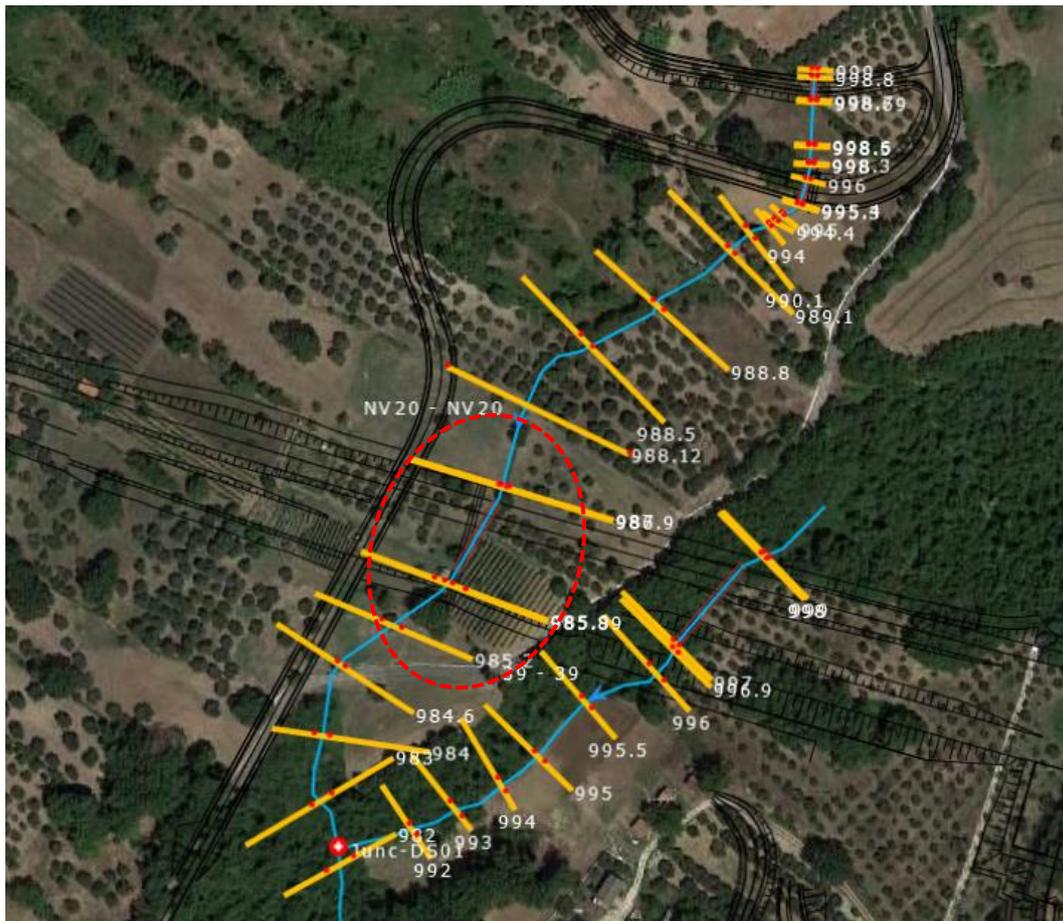
Risultati  
(Hec Ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	16.5	182.81	183.66	184.27	185.86	6.57	2.51	4.42	2.78
999	16.5	179.09	180.09	180.7	182.43	6.78	2.43	4.29	2.87
998	16.5	177	178.2	178.63	179.88	5.74	2.87	6.56	2.77
997.6	16.5	176.36	177.52	177.97	179.17	5.69	2.9	6.81	2.78
997	16.5	175.62	176.27	176.67	178.06	5.93	2.78	7.64	3.14
996.5	16.5	175.57	176.13	176.42	177.19	4.57	3.61	10.59	2.5
996	16.5	174.68	175.56	175.87	176.69	4.72	3.5	9.3	2.46
995.7	16.5	173.94	174.49	174.83	175.86	5.17	3.19	9.84	2.9
995.5	16.5	173.23	173.88	174.23	175.06	4.81	3.43	8.66	2.44
995	16.5	172.24	173.12	173.39	173.97	4.08	4.04	8.37	1.88
994	16.5	170.66	171.83	172.13	172.87	4.53	3.64	8.13	2.16

	Quota intradosso viadotto [m s.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
	BD 182.2	4.68	3.03
	BP 182.2	6.64	5.51
Sistemazioni	-		
Note	-		

3.4.2.35 Interferenza IN10 (sottobacino 39)

<b>Interferenza</b>	IN10	Pk 30+360	Viabilità NV20A e NV20: Tombini 2x3m Tombino scatolare 3m x 3m
---------------------	------	-----------	---



**Risultati**  
**(Hec Ras)**

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.)	Livello (m s.m.)	h critica (m s.m.)	EG (m s.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
999	6	222.68	223.78	223.65	224.15	2.68	2.23	2.06	0.82
998.8	6	222.5	223.82	223.47	224.08	2.23	2.69	2.07	0.62
998.76	<b>Culvert</b>	<b>Viabilità NV20A</b>							
998.7	6	222.3	223.08	223.26	223.81	3.77	1.59	2.06	1.37
998.69	6	220.7	221.13	221.66	223.59	6.94	0.86	2.02	3.39
998.6	6	220.2	220.95	221.17	221.74	3.94	1.52	2.05	1.46
998.5	6	218.3	218.7	219.27	221.5	7.4	0.81	2.01	3.72
998.3	6	218.1	218.67	219.07	220.09	5.29	1.13	2.01	2.25
998	6	215.59	215.94	216.56	219.77	8.68	0.69	2	4.71
996	6	215.51	216.01	216.48	217.84	5.99	1	2.01	2.7

995.7	Culvert	viabilità NV20							
995.4	6	215.34	216.02	216.18	216.63	3.69	1.95	8.88	1.43
995.3	6	214.4	214.94	215.37	216.49	5.52	1.09	2.01	2.39
995	6	214.1	214.98	215.3	215.81	4.16	1.56	3.38	1.42
994.4	6	214	214.54	214.75	215.63	5.02	1.51	7.38	2.19
994	6	213.84	214.27	214.56	215.42	5.72	1.59	6.93	2.96
990.1	6	212.21	212.61	212.88	213.99	5.2	1.16	6.11	3.78
989.1	6	210.92	211.33	211.49	211.9	3.96	1.99	12.59	2.8
988.8	6	205.9	206.32	206.52	207.2	4.26	1.61	10.68	2.78
988.5	6	201.73	202.56	202.67	203.46	4.21	1.43	5.36	2.61
988.12	6	195.88	197.75	197.75	197.75	0.17	35.81	34.11	0.05
987	6	193.8	194.32	194.32	194.32	0.1	22.83	38.59	0.06
986.9	6	185	185.21	185.74	190.04	9.74	0.62	3	6.86
986.4	Culvert	Ferrovia							
985.9	6	184.78	185.28	185.52	186.09	3.98	1.51	3.01	1.8
985.89	6	184.78	185.2	185.47	186.07	4.12	1.46	3.85	2.14
985.2	6	183.46	183.96	184.15	184.57	3.44	1.75	3.98	1.66
984.6	6	181.99	182.34	182.39	183.1	4.16	1.82	9.22	2.31
984	6	174.65	174.89	175.33	177.95	7.75	0.77	3.48	5.25
983	6	167.45	168.15	168.68	170.34	6.56	0.91	2.01	3.11

Tombino IN10 -tombino 3x3 – GR=6%

Verifiche  
tombini  
viabilità

Viabilità NV20A - NI10A (2x3): GR=44%

Viabilità NV20 – NI10 (2x3): GR=18%

Sistemazioni

Pozzetto di salto a monte della ferrovia ed a monte della viabilità NV20A;

Tra le viabilità NV20A e NV20 è previsto un canale in cls b=2m;

A valle del tombino ferroviario è prevista una deviazione del canale esistente con una sezione trapezia di base 3m rivestita con massi di diametro min 50cm.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	985.89	0.3	242	4	0.4

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 7.5, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.8 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

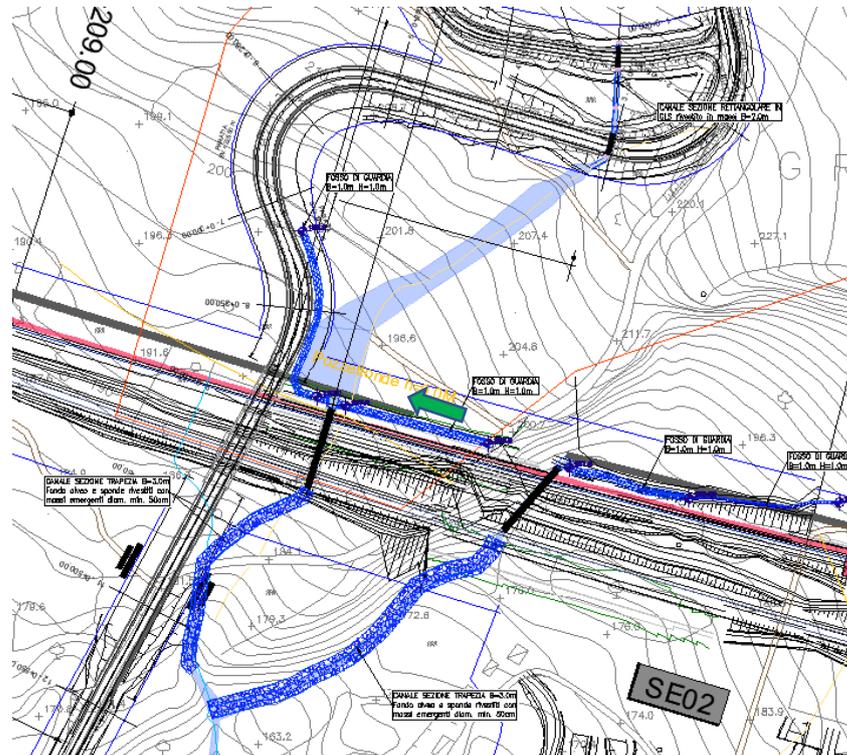
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con

$\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.5	1.2	1	290	230	849	490	2.9	2.1

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde

A monte della linea ferroviaria è previsto un canale di gronda a protezione della linea ferroviaria in trincea. Il canale in cls di base 1m e altezza 1m raccoglie e convoglia le acque nel pozzetto di salto a monte di IN10.

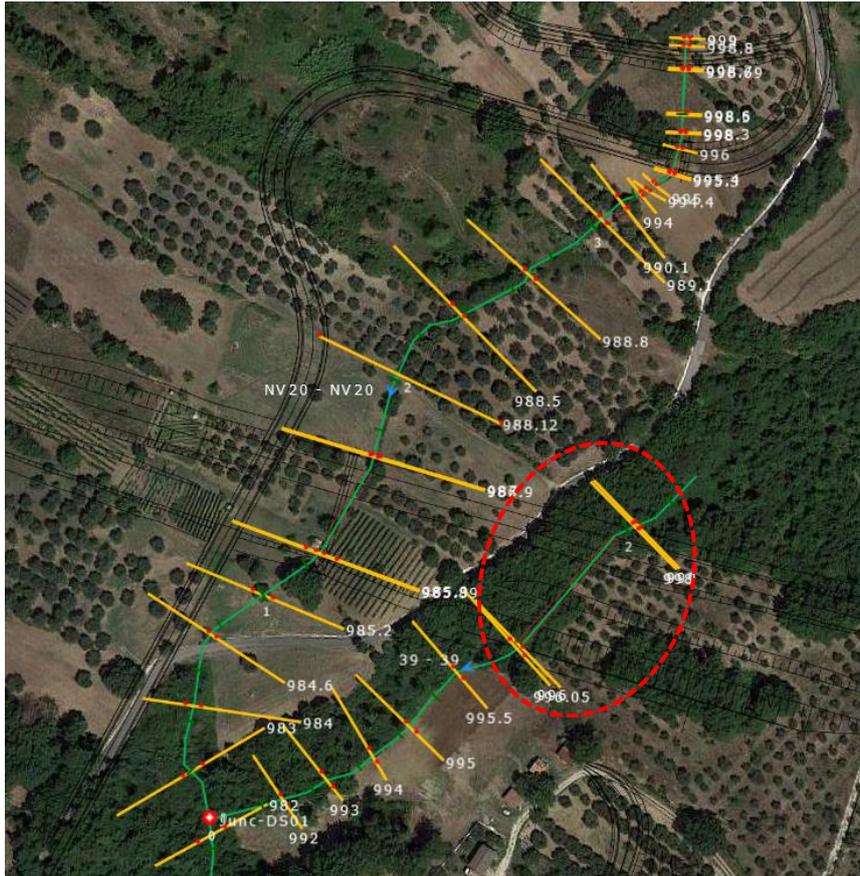


Note

-

3.4.2.36 Interferenza IN15 (sottobacino 39A)

<b>Interferenza</b>	IN15	Pk 30+452	Tombino scatolare 3m x 4m
---------------------	------	-----------	---------------------------



Risultati (Hec Ras)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
2.00	186.60	186.78	186.96	187.48	2.00	3.70	0.54	3.00	2.79
2.00	182.00	182.07	182.36	186.58	2.00	9.40	0.21	3.00	11.27
<b>Culvert</b>					<b>Culvert</b>				
2.00	180.60	176.82	176.82	176.92	2.00		1.42	7.14	0.00
2.00	175.00	175.12	175.34	176.62	2.00	5.43	0.37	3.24	5.14
2.00	172.00	172.23	172.34	172.61	2.00	2.75	0.73	3.45	1.91
2.00	170.10	170.32	170.44	170.72	2.00	2.81	0.71	3.44	1.97
2.00	168.70	168.91	169.04	169.35	2.00	2.94	0.68	3.42	2.10
2.00	165.40	165.55	165.74	166.51	2.00	4.35	0.46	3.29	3.71
2.00	162.60	162.80	162.95	163.34	2.00	3.25	0.62	3.24	2.38

Tombino IN15 -tombino 3x4 – GR=7%

**Sistemazioni**

A valle del tombino ferroviario è prevista la realizzazione di un canale a sezione trapezia di base 3m rivestito con massi di diametro min 50cm.

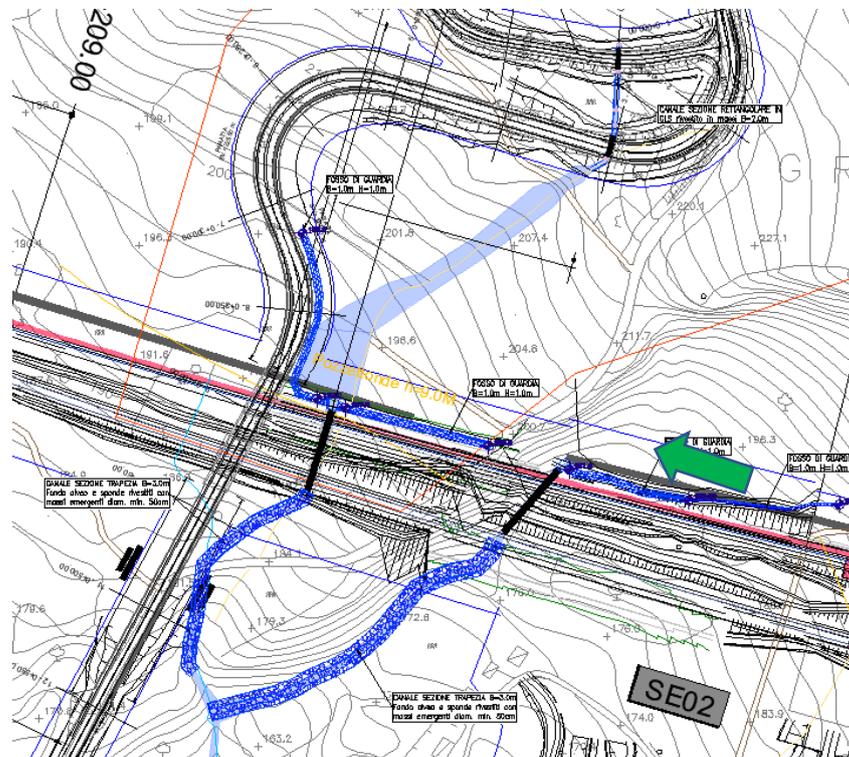
Essendo il rapporto tra larghezza della base e tirante è pari a 15, la tensione tangenziale è stata considerata costante nella sezione.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.4 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

Le tabelle seguenti riportano i risultati della verifica di stabilità eseguita per i due tratti del corso d'acqua, in particolare: il valore della tensione tangenziale massima, il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}, \tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

$\tau_{max}$	$\tau_{cr(0)}$	$\tau_{cr(\alpha)}$	$F_0$	$F_\alpha$
[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]		
1489	1000	577	3.2	1.9

A monte della linea ferroviaria in trincea è previsto un canale di gronda. Il canale in cls di base 1m e altezza 1m raccoglie e convoglia le acque nel pozzetto di salto a monte di IN10B.

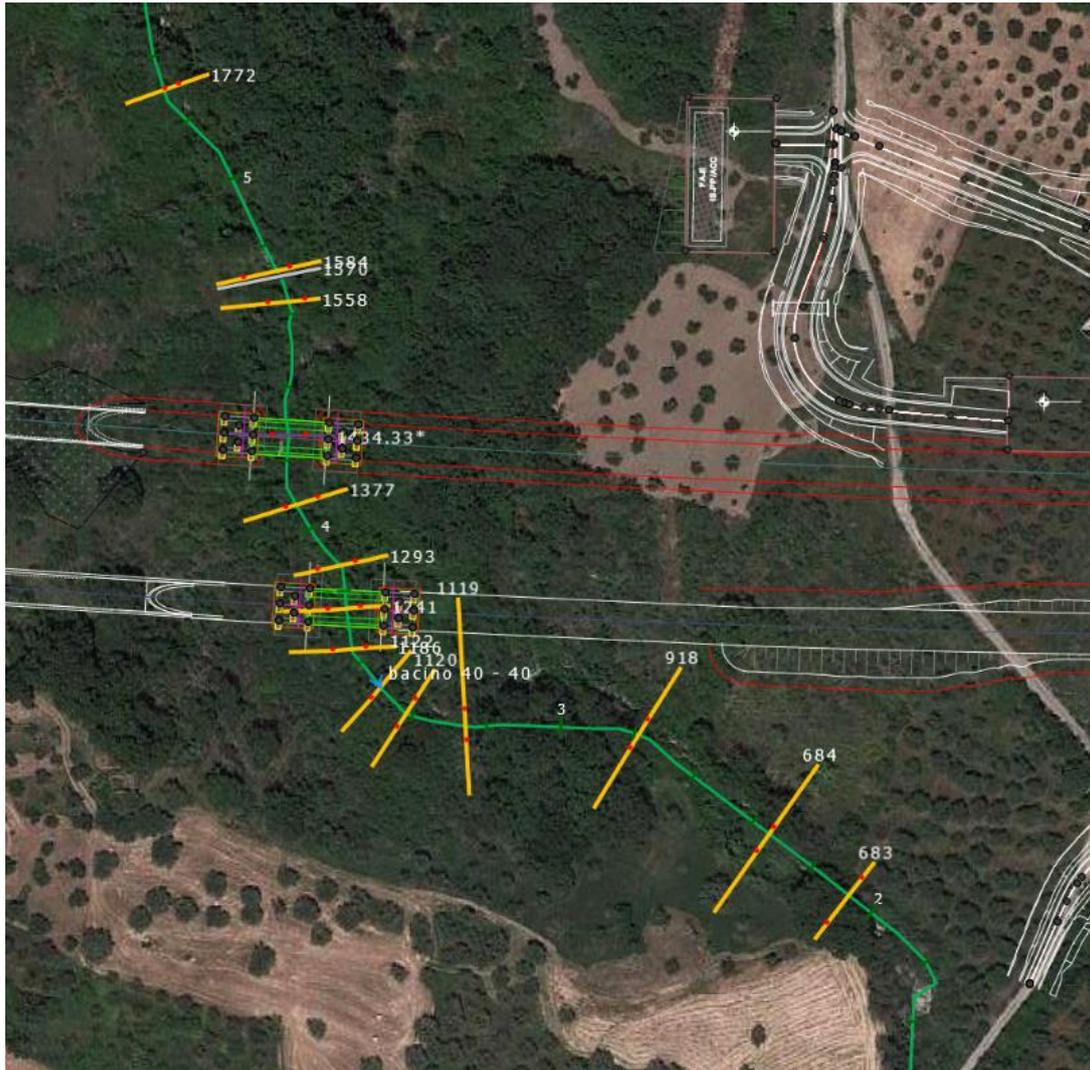


Note

-

3.4.2.37 Interferenza VI17 (sottobacino 40)

Interferenza	VI17	Pk 31+785	Viadotto
--------------	------	-----------	----------



River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
2303	67.3	202.36	205.02	205.02	205.98	4.73	17.03	9.07	0.95
2102	67.3	198.12	199.48	200.68	204.53	10.07	7.02	7.68	3.01
1772	67.3	191.4	192.73	193.49	196.17	9.48	9.18	13.53	2.8
1584	67.3	188.26	190.71	191.37	192.81	6.42	10.48	8.69	1.87
1570	Inl Struct								
1558	67.3	186	188.66	188.66	189.61	4.3	15.64	8.25	1
1434.33*	67.3	185.08	186.93	187.65	188.93	6.26	10.75	7.65	1.69
1377	67.3	184.62	186.53	187.12	188.36	5.99	11.23	7.78	1.59
1293	67.3	184.08	186.1	186.63	187.84	5.84	11.52	7.58	1.51
1241	67.3	183.86	185.8	186.5	187.56	5.87	11.46	7.83	1.55
1186	67.3	183.63	185.61	186.03	187.27	5.7	11.8	7.85	1.49
1122	67.3	183.36	185.35	185.91	186.99	5.66	11.9	7.93	1.47
1120	67.30	182.92	184.78	185.40	186.71	6.15	10.94	7.73	1.65
1119	67.30	181.78	183.49	184.47	186.10	7.16	9.40	7.01	1.97
918	67.30	178.47	179.92	181.12	183.61	8.50	7.91	6.90	2.54
684	67.30	176.68	178.41	179.03	180.62	6.95	11.50	15.58	2.14
683	67.30	176.22	177.93	178.45	179.36	5.29	12.72	13.55	1.74
199	73.50	168.12	169.62	170.46	173.34	9.21	9.22	8.58	2.48
19	73.50	166.10	167.43	168.24	170.36	8.43	10.29	11.08	2.39

Binario	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
Dispari	189.5	2.5	0.6
Pari	189.83	3.7	2.0

**Sistemazioni**

Si prevede la protezione della sezione di progetto (trapezia, base 4m) con massi di diametro minimo pari a 70 cm per il tratto di 150 m.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m²]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	1434	1.2	328	6.0	1.5

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.7, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.1 evidenzia una bassa sommersione della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\phi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con

**Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica  
modelli monodimensionali**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC21	A1 R 09	RI	ID0002 001	A	102 di 144

$\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, sponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.7	1.4	1.2	459	394	991	572	2.1	1.4

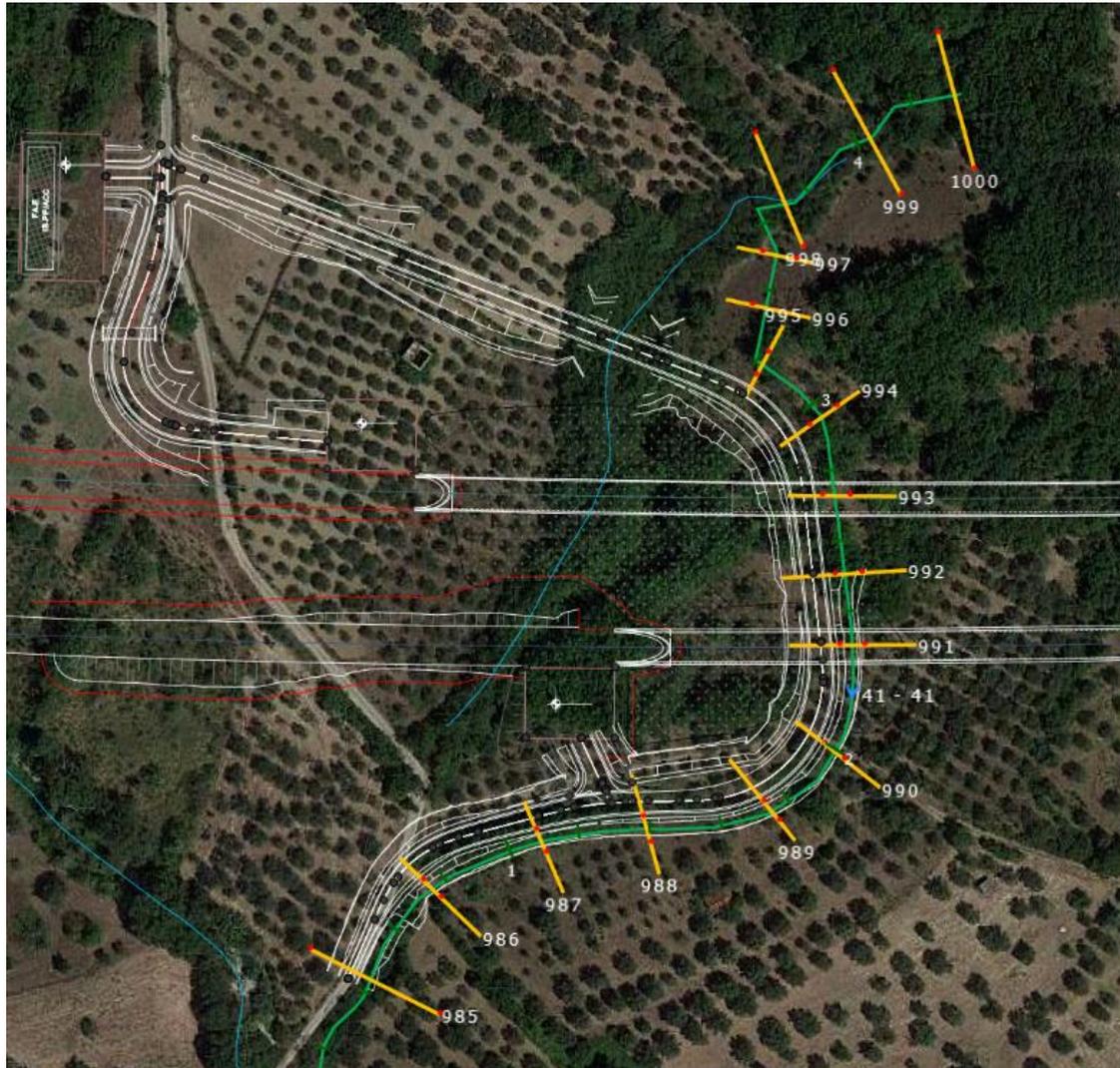
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Note

-

3.4.2.38 Interferenza VI17 IN16 (sottobacino 41)

<b>Interferenza</b>	Galleria GA23	Pk 32+123	Galleria estradosso 199.79 m sm.m.
---------------------	---------------	-----------	------------------------------------



Risultati  
(HEC RAS)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	6.2	227.08	227.89	228.35	229.59	5.77	1.08	2.28	2.68
999	6.2	221.84	222.5	222.97	224.8	6.71	0.92	2.63	3.61
998	6.2	215.31	215.87	216.35	218.12	6.64	0.93	2.63	3.56
997	6.2	215	215.54	215.7	216.08	3.24	1.91	4.08	1.51
996	6.2	214.41	214.93	215.11	215.52	3.4	1.83	4.04	1.61
995	6.2	213.74	214.26	214.44	214.85	3.39	1.83	4.04	1.61
994	6.2	212.87	213.39	213.57	213.98	3.39	1.83	4.04	1.61
993	6.2	212	212.52	212.7	213.11	3.39	1.83	4.04	1.61
992	6.2	206.84	207.07	207.54	210.62	8.34	0.74	3.39	5.69
991	6.2	203.8	204.17	204.5	205.41	4.91	1.26	3.75	2.71
990	6.2	199.78	200.14	200.48	201.49	5.14	1.21	3.72	2.88
989	6.2	196.46	196.82	197.16	198.16	5.12	1.21	3.72	2.87
988	6.2	191	191.34	191.7	192.88	5.49	1.13	3.68	3.17
987	6.2	185.7	186.03	186.4	187.68	5.69	1.09	3.69	3.34
986	6.2	178.8	179.11	179.5	180.96	6.02	1.03	3.62	3.6
985	6.2	176.9	177.45	177.63	178	3.28	1.89	4.98	1.7

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del canale esistente con una sezione trapezia di base 2m. Il canale rivestito in massi di diametro min 60cm scorre a lato della viabilità NV22.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R <sub>H</sub> [m]	Tensione tangenziale media T <sub>0</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	991	0.3	360	5	0.3

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 6.7, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

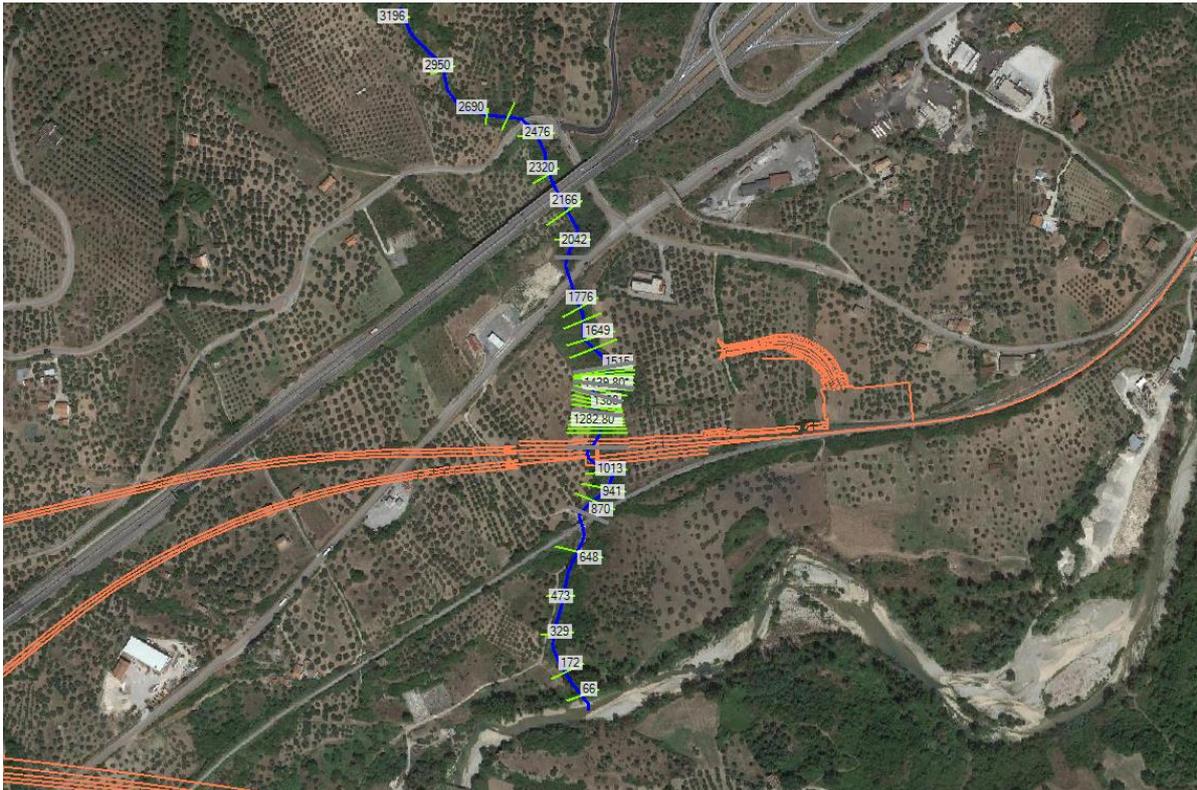
Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.5 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr,(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m<sup>3</sup> ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m<sup>3</sup>.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(o)}$ ,  $\tau_{cr,(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{\text{fondo}}$	$\beta_{\text{sponde}}$	$\tau_{\text{max,fondo}}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{max,sponde}}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{cr}(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{cr}(a)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_a$
Risultati	0.6	1.3	1.1	468	360	1135	665	2.4	1.8
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.									
Note	-								

3.4.2.39 Interferenza IN11 (sottobacino 43a)

Interferenza	IN11	Pk 34+760 BD	Tombino scatolare 6m x 4m
--------------	------	--------------	---------------------------



Risultati  
(HEC  
RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
3196	38.52	214.91	216.01	216.67	218.39	6.84	5.63	7.31	2.49
2950	38.52	207.68	209.6	210.7	213.09	8.34	4.83	4.25	2.24
2690	38.52	202.93	203.97	204.67	207.03	8.13	5.86	12.97	2.84
2611	38.52	202.07	202.97	203.42	204.76	5.99	6.76	13.97	2.59
2476	38.52	200.85	202.42	202.71	203.35	4.5	10.75	14.26	1.29
2320	38.52	198.35	199.41	200.05	201.92	7.17	6	9.94	2.5
2166	38.52	191.31	192.56	193.34	196.83	9.15	4.21	8.08	4.05
2042	38.52	186.5	187.26	187.92	190.39	7.84	4.91	8.92	3.38
1850	Culvert								
1776	38.52	180.53	183.13	183.13	183.78	3.58	10.75	8.19	1
1726	38.52	179.09	180.48	181.26	183.21	7.32	5.27	6.67	2.63
1649	38.52	177.58	179.44	179.94	181.19	5.86	6.58	10.2	2.33
1604	38.52	176.13	177.31	178.13	180.31	7.68	5.01	6.07	2.7
1515	38.52	174.6	175.4	176.14	178.78	8.14	4.74	8.45	3.47
1500	Inl Struct								
1495	38.52	171.4	173.66	173.51	174.32	3.61	10.66	6.34	0.89
1426	38.52	171.2	173.94	173.06	174.12	1.86	22.01	17.37	0.45

1420	Inl Struct									
1418	38.52	168.4	171.95	170.45	172.16	2.01	19.21	7.22	0.39	
1388	38.52	168.2	171.93	170.47	172.15	2.05	18.81	7.28	0.41	
1350	Inl Struct									
1345	38.52	164.4	166.56	166.56	167.52	4.33	8.89	4.64	1	
1313	38.52	164.2	166.9	165.74	167.09	1.89	20.34	9.04	0.4	
1300	Inl Struct									
1295	38.52	161.87	163.99	163.46	164.41	2.85	13.49	6.71	0.64	
1234	38.52	161.76	164.17	162.97	164.29	1.56	24.69	11.5	0.34	
1100	Culvert									
1013	38.52	161.42	163.01	163.01	163.77	3.86	9.99	6.57	1	
941	38.52	161.32	162.71	162.86	163.6	4.17	9.24	7.19	1.17	
870	38.52	161.21	162.65	162.74	163.42	3.89	9.89	7.77	1.1	
700	Culvert									
648	38.52	159.3	160.54	160.54	160.95	2.85	13.54	16.36	1	
473	38.52	157.69	158.83	159.16	159.96	6.04	11.35	24.06	1.94	
329	38.52	155.29	156.54	156.99	158.2	6.16	8.67	19.36	2.01	
172	38.52	151.45	153.48	154.35	155.9	6.88	5.6	4.26	1.91	
66	38.52	149.52	150.26	150.9	153.13	7.5	5.13	11	3.51	
Tombino di progetto IN11- GR= 48%										
Sistemazioni	La configurazione di progetto prevede la realizzazione di un canale a sezione trapezia in CLS con sponde verticali. La riprofilatura dell'alveo prevede la realizzazione di 4 salti di fondo aventi altezza media di 3 m. Fino a monte del quarto salto si prevede un canale a sezione trapezia di base minore 3m e altezza 3m mentre a valle si prevede un canale a sezione trapezia di base 7m e altezza 3.5m. Le sponde verticali avranno un'altezza variabile.									
Note	-									

3.4.2.40 Interferenza IN12 (sottobacino 43b)

<b>Interferenza</b>	IN12	Pk 35+019	Tombino NV25 scatolare 2mx2m Tombino PT23 scatolare 2mx2m Tombino IN12 scatolare 2m x 3m
---------------------	------	-----------	--



Risultati  
(Hec ras)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	2	181.5	181.97	181.97	182.09	1.48	1.36	6.11	0.99
999	2	179.96	180.31	180.31	180.39	1.31	1.53	8.44	0.98

998.9	2	176	176.65	176.46	176.76	1.52	1.31	2.07	0.61
998	2	175.9	176.62	176.37	176.72	1.35	1.48	2.08	0.51
997.52	Culvert								
997	2	175.8	176.26	176.26	176.49	2.12	0.94	2.07	1
996.9	2	173.3	173.77	173.77	173.99	2.09	0.96	2.11	0.99
996.5	2	173.1	173.57	173.57	173.8	2.13	0.94	2.02	1
996.4	2	170.6	171.06	171.06	171.3	2.15	0.93	2	1.01
996	2	170.2	170.93	170.66	171.03	1.36	1.47	2.01	0.51
995.4	Culvert								
995	2	170	170.46	170.46	170.7	2.16	0.93	2.01	1.02
994.6	2	169.4	169.86	169.86	170.1	2.15	0.93	2.01	1.01
994	2	169	169.44	169.44	169.62	1.87	1.07	2.88	0.98
993	2	166.16	166.59	166.59	166.78	1.91	1.05	2.88	1.01
992	2	164.16	164.59	164.59	164.78	1.92	1.04	2.86	1.01
991.3	2	163.16	163.59	163.59	163.78	1.92	1.04	2.86	1.01
991	2	161	161.47	161.47	161.7	2.12	0.94	2.02	0.99
990.7	Culvert								
990.2	2	159.97	160.44	160.44	160.67	2.13	0.94	2	0.99
990.1	2	157.2	157.68	157.68	157.92	2.16	0.93	1.93	1
990	2	157	157.43	157.43	157.62	1.9	1.05	2.86	1
988	2	156.26	156.96	156.96	157	1.07	3	17.89	0.59
987	2	155.56	156.21	156.21	156.25	1.04	3.12	18.3	0.6

Tombino IN12 (2x3): GR= 16%

Risultati  
tombini  
viabilità

Viabilità NV25 -NI13 (2x2): GR= 36%  
Viabilità PT23 -NI14(2x2): GR=37%

Sistemazioni

La configurazione di progetto prevede la realizzazione di un canale rettangolare in cls tra le due viabilità con salti di fondo.

A valle di PT23 si prevede riprofilatura dell'alveo (trapezia, base 2 m) con massi di diametro minimo pari a 30 cm per una lunghezza di circa 150m

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico $R_H$ [m]	Tensione tangenziale media $T_0$ [N/m <sup>2</sup> ]	Velocità media $V$ [m/s]	tirante $h$ [m]
	991	0.3	66	2	0.5

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 4, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ( $\tau_{cr(o)}$ ) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.7 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un

**Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica  
modelli monodimensionali**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC21	A1 R 09	RI	ID0002 001	A	110 di 144

angolo di inclinazione delle sponde ( $\alpha$ ) pari a  $45^\circ$ , un angolo di attrito dei massi ( $\varphi$ ) pari a  $60^\circ$ , un peso specifico dei medesimi pari a  $26000 \text{ N/m}^3$  ed un peso specifico dell'acqua pari a  $9810 \text{ N/m}^3$ .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ( $\tau_{max, fondo}$ ,  $\tau_{max, fsponde}$ ), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ( $\tau_{cr(\alpha)}$ ,  $\tau_{cr(\alpha)}$ ), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde ( $F_0$  e  $F_\alpha$  rispettivamente).

	d m	$\beta_{fondo}$	$\beta_{sponde}$	$\tau_{max, fondo}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$F_0$	$F_\alpha$
<b>Risultati</b>	0.3	1.4	1.1	92	73	442	256	4.8	3.5

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

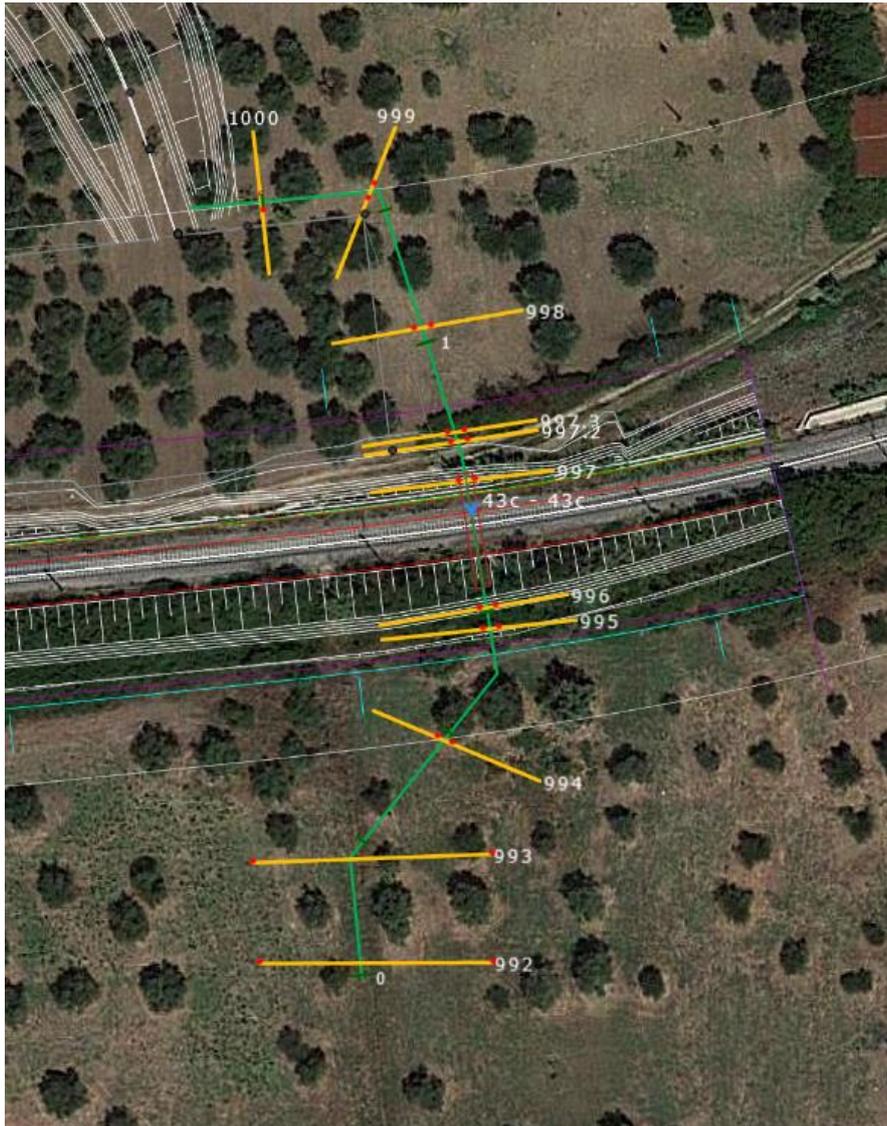
Per il tombino, vedasi il relativo Elaborato tipologico.

Note

-

3.4.2.41 Interferenza IN13 (sottobacino 43c)

<b>Interferenza</b>	IN13	Pk 35+154	Tombino NV25 scatolare 2mx2m
---------------------	------	-----------	------------------------------



Risultati  
(Hec ras)

River station	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m <sup>2</sup> )	Larghezza bagnata (m)	Froude
1000	1	171.98	172.13	172.03	172.15	0.69	1.38	5.53	0.58
999	1	171.78	171.71	171.71	171.82		0.67	3.04	0.00
998	1	169.1	169.39	169.39	169.53	1.67	0.60	2.10	1.00
997.3	1	167.16	167.46	167.46	167.6	1.66	0.60	2.07	0.99

	997.2	1	163.7	164.07	163.97	164.14	1.18	0.85	2.31	0.62
	997	1	163.6	164.03	163.89	164.1	1.14	0.88	2.07	0.56
	996.67	Culvert								
	996	1	163.5	163.79	163.79	163.93	1.65	0.61	2.11	0.98
	995	1	163.3	163.56	163.56	163.7	1.65	0.61	2.33	1.02
	994	1	161.3	161.57	161.57	161.7	1.64	0.61	2.32	1.01
	993	1	159.97	160.37	160.37	160.39	0.68	1.46	17.77	0.76
	992	1	158.35	158.76	158.76	158.78	0.58	1.73	24.15	0.69
	Tombino IN13 (2x3): GR= 14%									
Note	-									

	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali</b>	COMMESSA RC21	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

#### 4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

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

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

- NTC 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Manuale di Progettazione RFI 2019;
- “Piani per l'Assetto Idrogeologico relativamente ai bacini idrografici regionali in Destra, in Sinistra Sele e al Bacino Interregionale del Sele” (PSAI Sele, 2016).

All'interno del PSAI Sele sono perimetrate aree di “Pericolosità idraulica” e “Rischio idraulico”. Di tutte le opere in progetto, solo il viadotto sul Fiume Sele rientra all'interno di tali perimetrazioni; il Fiume Sele è stato studiato mediante modello bidimensionale, come descritto nell' Elaborato RC1EA1R09RIID0002002A che riporta le verifiche di compatibilità idraulica.

Gli attraversamenti sui corsi d'acqua sono stati verificati sulla base delle prescrizioni tecniche ferroviarie e per quanto concerne i ponti secondo le prescrizioni previste dalle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Il Manuale di Progettazione ferroviario distingue tra attraversamenti di corsi d'acqua principali e secondari a seconda che il bacino afferente agli attraversamenti sia superiore o inferiore ai 10 kmq.

Gli attraversamenti in progetto sono verificati in termini di:

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

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

Per quanto riguarda i corsi d'acqua secondari con attraversamento mediante tombini, le opere sono verificate in termini di:

- sezione di deflusso complessiva del tombino che consente lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 67% della sezione totale.

Con riferimento alle sistemazioni idrauliche, nei casi in cui si è resa necessaria una riprofilatura della sezione idraulica, sono proposti interventi di sistemazione che ripropongono la sagoma delle sezioni attuali d'alveo, e incidono solo localmente sulle pendenze longitudinali dei corsi d'acqua.

Le sistemazioni idrauliche sono state progettate in generale con lo scopo di:

- assicurare con il periodo di ritorno previsto la sicurezza dell'infrastruttura ferroviaria;
- diminuire le eventuali condizioni di rischio, eliminando o riducendo eventuali esondazioni nella zona di intervento;
- non alterare le condizioni di deflusso idrico e solido nel tratto oggetto di studio;
- impedire divagazioni che possano andare ad interessare le opere di fondazione delle pile o delle spalle;
- assicurarsi che l'evoluzione della livelletta d'alveo, non approfondisca l'incisione esistente in corrispondenza dell'opera di attraversamento;
- evitare le conseguenze derivanti dai fenomeni di erosione localizzata.

Preferenza è data ai criteri di ingegneria naturalistica utilizzando, laddove possibile, opere di protezione di tipo "elastico" quali massi sciolti, che costituiscono un'affidabile protezione degli stessi dall'azione erosiva della corrente di piena.

La seguente tabella Tabella 9 riassume i risultati ottenuti per ciascuna interferenza in termini di franco idraulico, energetico e grado di riempimento.

ID bacino	WBS	Binario	Progressiva	Quota intradosso Viadotto	Q	W.S. Elev	E.G. Elev	Franco WS	Franco EG
					(m <sup>3</sup> /s)	m s.m.m.	m s.m.m.	m	m
6	VI01_1		6180	75.96	92.3	70.02	70.89	5.94	5.07
7-8a	VI01_2		6445	78.54	24.5	65.21	65.36	13.33	13.18
8b	VI01_3		6530	79.78	16.5	67.85	68.98	11.93	10.8
9	VI01_4		7770	96.7	103.2	80.13	80.25	16.57	16.45
10	VI01_5		8140	100.09	6.7	86.49	86.9	13.6	13.19
13	VI02		9630	107	12.0	102.37	102.85	4.63	4.15
15	V03		10+912	96.32	8.4	87.64	88.6	8.68	7.72
16	VI04		11480	88.6	334.5	56.68	57.01	31.92	31.59
17	VI05		12090	82.39	8.8	65.43	65.64	16.96	16.75
20	VI06		13000	79.1	5.6	71.44	73.88	7.66	5.22
21	VI07		14500	81.96	53.8	66.83	68.26	15.13	13.7
22	VI08		15080	87.09	18.4	73.24	74.78	13.85	12.31
23	VI08		15127	87.09	2.7	78.05	78.89	9.04	8.2
24	VI09		16420	98.1	208.2	72.84	75.21	25.26	22.89
29	VI10		21000	98.05	Sele(2D)	Sele(2D)	Sele(2D)	14.28	13.87
31	VI11		22950	118.38	378.9	105.42	107.09	12.96	11.29
32	VI12		25550	167.17	59.1	163.05	164.81	4.12	2.36
33	VI13		27035	179.34	93.9	146.22	146.72	33.12	32.62
34	VI14		27265	180.3	1.6	172.3	175.86	8	4.44
36	VI15_1		28575	164.96	92.5	133.26	135.2	31.7	29.76
37	VI15_2		28970	166.59	31.1	153.92	155.25	12.67	11.34
38	VI16	BD	30057	182.2	16.5	177.52	179.17	4.68	3.03
38	VI16	BP	30057	182.2	16.5	175.56	176.69	6.64	5.51
40	VI17	BD	31785	189.5	73.5	187	188.93	2.5	0.57
40	VI17	BP	31785	189.83	73.5	186.1	187.84	3.73	1.99

**Tabella 9 – Risultati ottenuti - Viadotti**

ID bacino	WBS	pk	Q (m <sup>3</sup> /s)	Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)	GR
1	IN01	53	30.5	64.1	64	5.0	3.0	52%
2	IN02	872	8.7	63	62.8	4.0	4.0	20%
3	IN03	2092	7.8	66.7	66.5	2.0	3.0	39%
4	IN04	3667	5.3	64.51	63.95	2.0	3.0	51%
18	IN05	12315	7.5	73.7	73.2	4.0	4.0	30%
19	IN06	12600	18.0	70.43	70.1	3.0	4.0	22%
26	IN07	17080	7.1	107	106	3.0	3.0	27%
28	IN08	20464	35.1	96	95.5	5.0	5.0	36%
35	IN09	27455	6.5	177.8	177.56	3.0	2.0	25%
39	IN10	30360	6.6	185	184.8	3.0	3.0	6%
39A	IN15	30452	2.0	181.8	180.6	3.0	4.0	7%
43a	IN11	34760	38.5	161.63	161.62	6.0	4.0	48%
43b	IN12	35019	2.0	160.78	160.4	2.0	3.0	16%
43c	IN13	35154	1.0	163.6	163.5	2.0	3.0	14%

**Tabella 10 – Risultati ottenuti -tombini linea ferroviaria**

ID bacino	WBS tombino	WBS viabilità	Inlet elev (m s.m.m.)	Outlet elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)	GR
4	NI01	NV01	62.83	62.71	2.0	2.5	55%
13	NI03	NV04_sx	108.39	108.3	3.0	2.0	31%
area interclusa	NI04	NV04_dx	107.85	107.83	2.0	2.0	23%
13+14	NI06	NV04	102.4	102.2	2.0	2.0	20%
21	NI15	NV09A	54.86	54.67	7.0	4.0	44%
34	NI09	NV17	179.47	179.34	2.0	2.0	31%
35	NI09A	NV17	180.4	180.26	3.0	2.0	19%
39	NI10A	NV20A	222.5	222.3	2.0	3.0	44%
39	NI10	NV20	215.5	215.3	2.0	3.0	19%
43b	NI13	NV25	175.9	175.8	2.0	2.0	36%
43b	NI14	Accesso PT23	170.2	170	2.0	2.0	37%
30B		Accesso PT11	109.4	108.9	4.0	4.0	42%

**Tabella 11 – Risultati ottenuti -tombini viabilità**

#### 4.1 VERIFICA LUCI NETTE PILE

Nel seguente capitolo vengono riportate le verifiche sulle luci nette dei viadotti in corrispondenza delle interferenze con i corsi d'acqua.

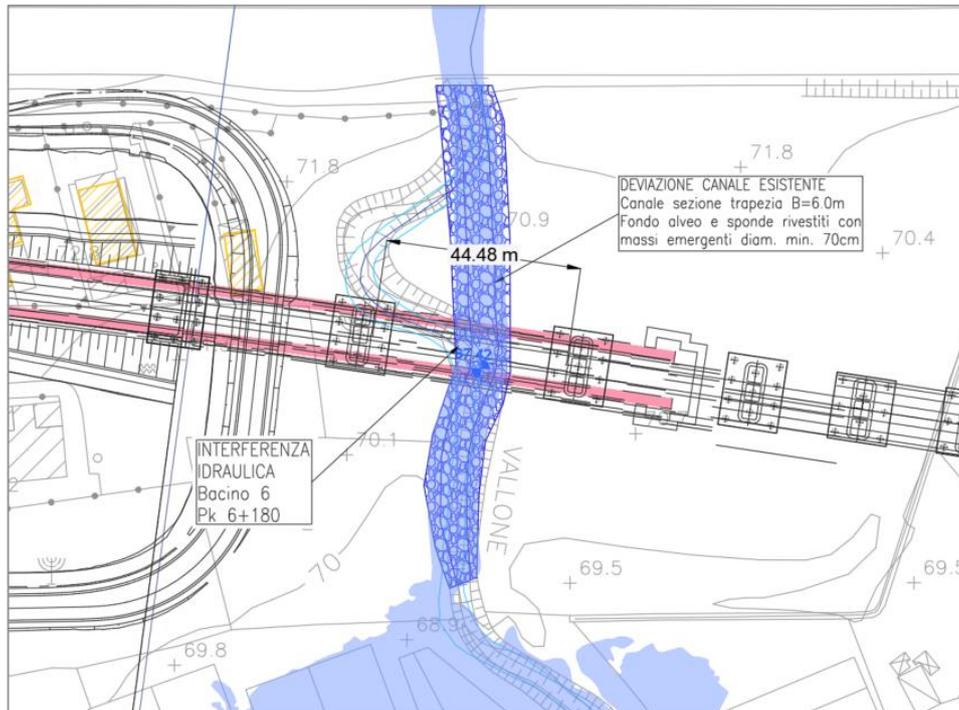
<i>bacino</i>	<i>Viadotto</i>	<i>pk</i>	<i>Luce netta misurata ortogonalmente alla corrente</i>
6	VI01_1	6180	Nessuna pila in alveo
7-8a	VI01_2	6445	Nessuna pila in alveo
8b	VI01_3	6530	Nessuna pila in alveo
9	VI01_4	7770	L>40m
10	VI01_5	8140	Nessuna pila in alveo
13	VI02	9640	Nessuna pila in alveo
15	VI03	10910	Nessuna pila in alveo
16	VI04	11480	L>40m
17	VI05	12100	Nessuna pila in alveo
20	VI06	13000	Nessuna pila in alveo
21	VI07	14500	Nessuna pila in alveo
22	VI08	15080	Nessuna pila in alveo
23	VI08	15080	Nessuna pila in alveo
24	VI09	16420	Una sola pila in alveo (Luce netta > Ampiezza del pelo libero)
29	VI10	21000	40<L<50
31	VI11	22950	40<L<45
32	VI12	25550	Nessuna pila in alveo
33	VI13	27035	Nessuna pila in alveo
34	VI14	27265	Nessuna pila in alveo
36	VI15_1	28575	Una sola pila in alveo (Luce netta > Ampiezza del pelo libero)
37	VI15_2	28940	Nessuna pila in alveo
38	VI16	30050	Nessuna pila in alveo
40	VI17	31785	Nessuna pila in alveo

*\*Ad esclusione del viadotto sul Sele (VI10), per il quale è stato realizzato un modello 2D, gli altri viadotti sono stati studiati con un modello 1D.*

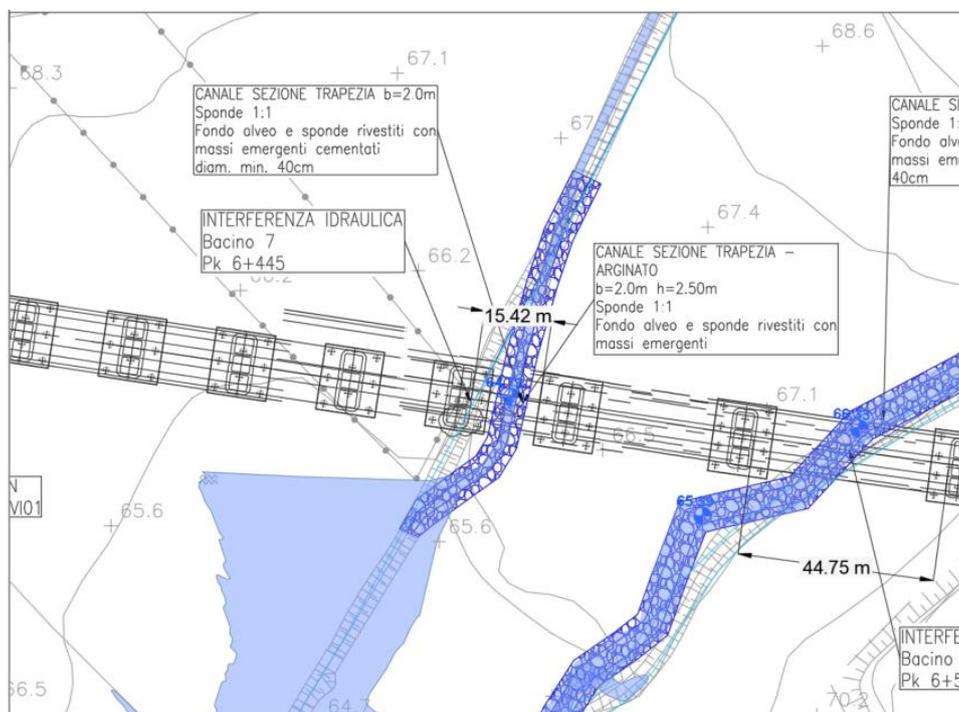
*\*Ai fini della definizione del campo di moto, è stato implementato un modello 2D anche per il viadotto VI01\_4.*

**Tabella 12 – Verifica Luci nette**

- VI01-1



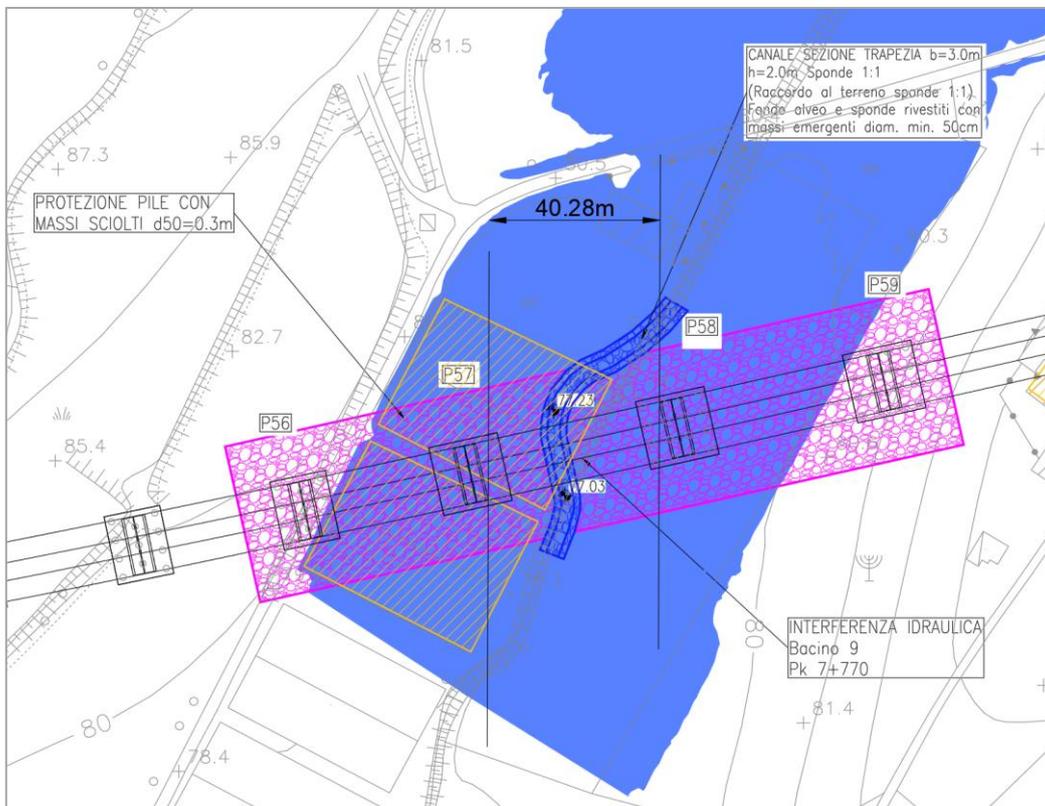
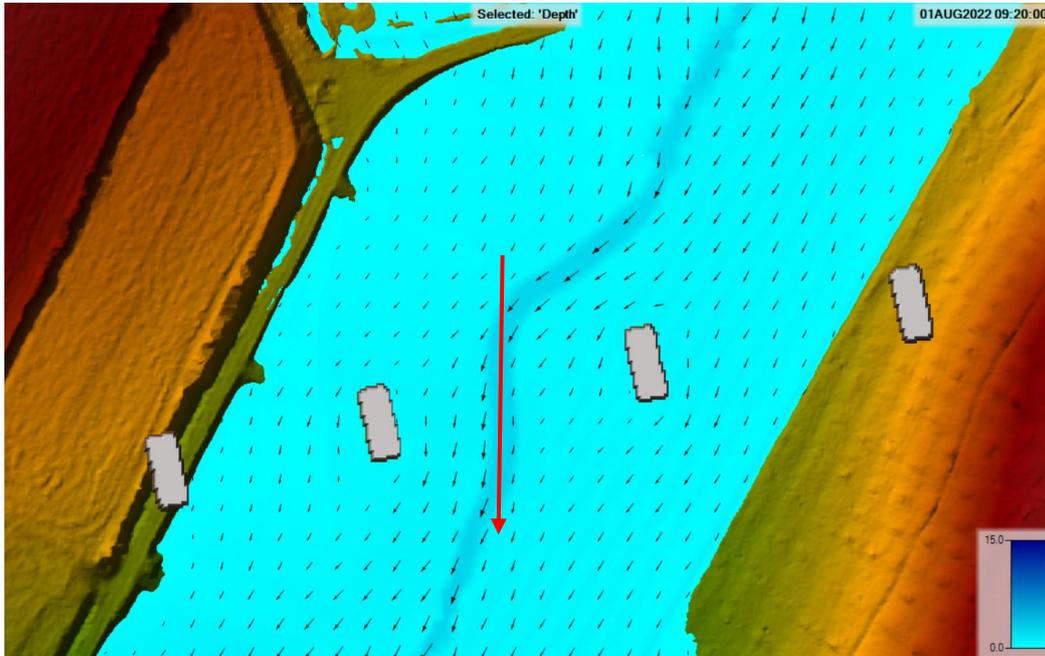
- VI01-2



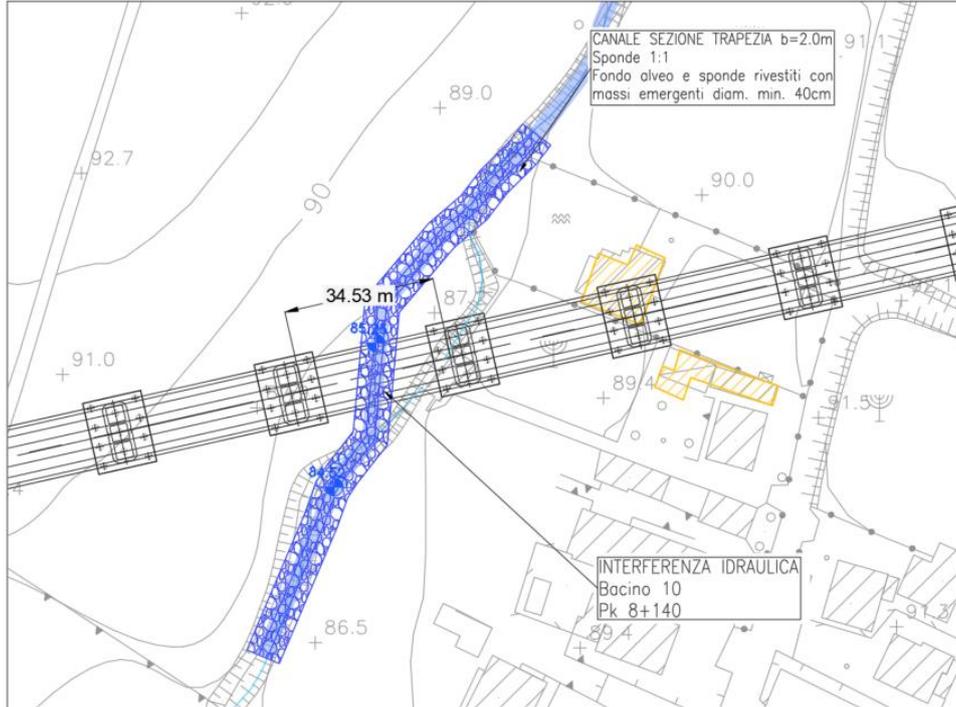
- VI01-3



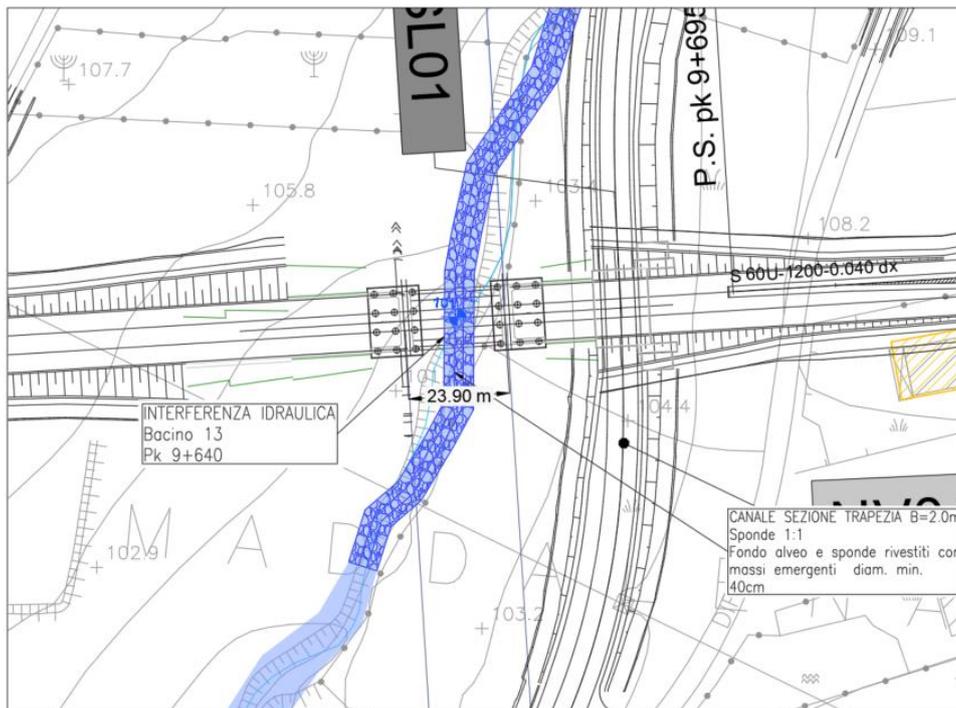
- VI01-4



- VI01-5



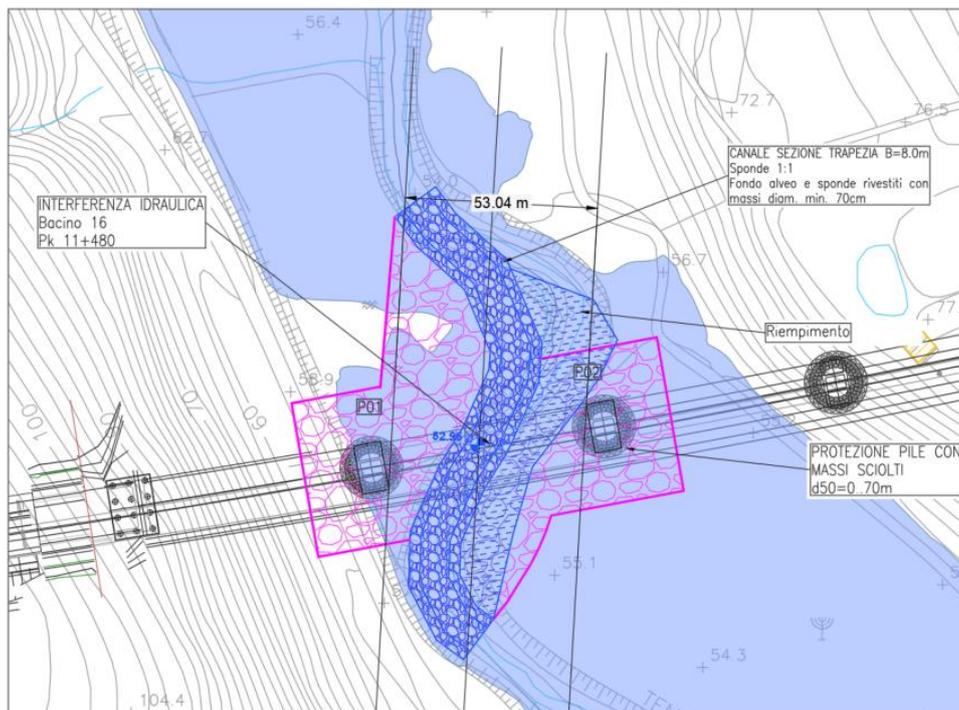
- VI02



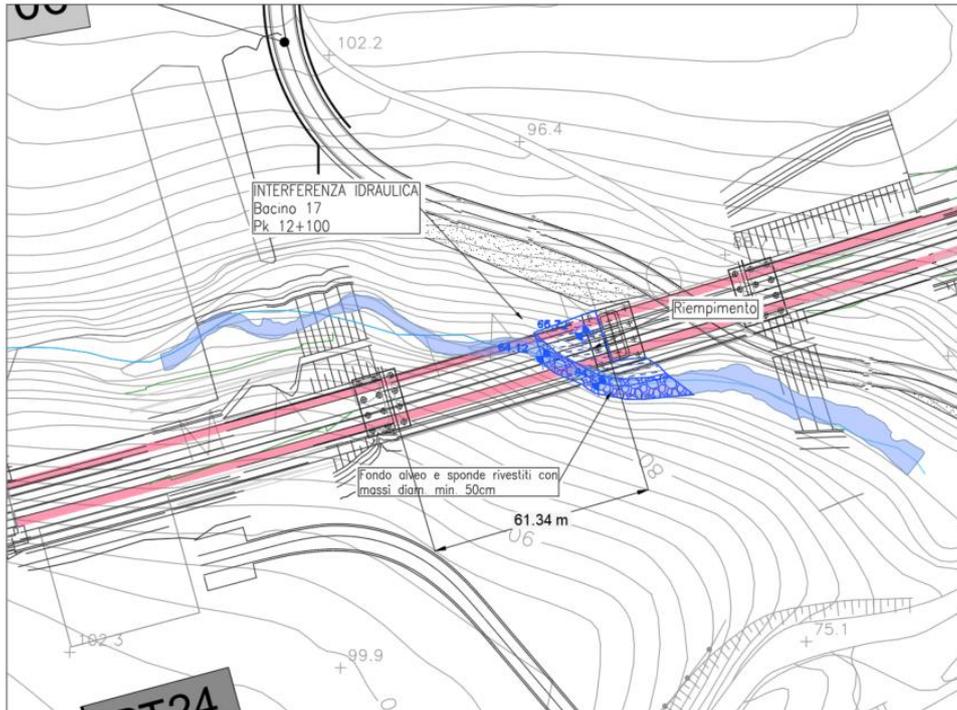
- VI03



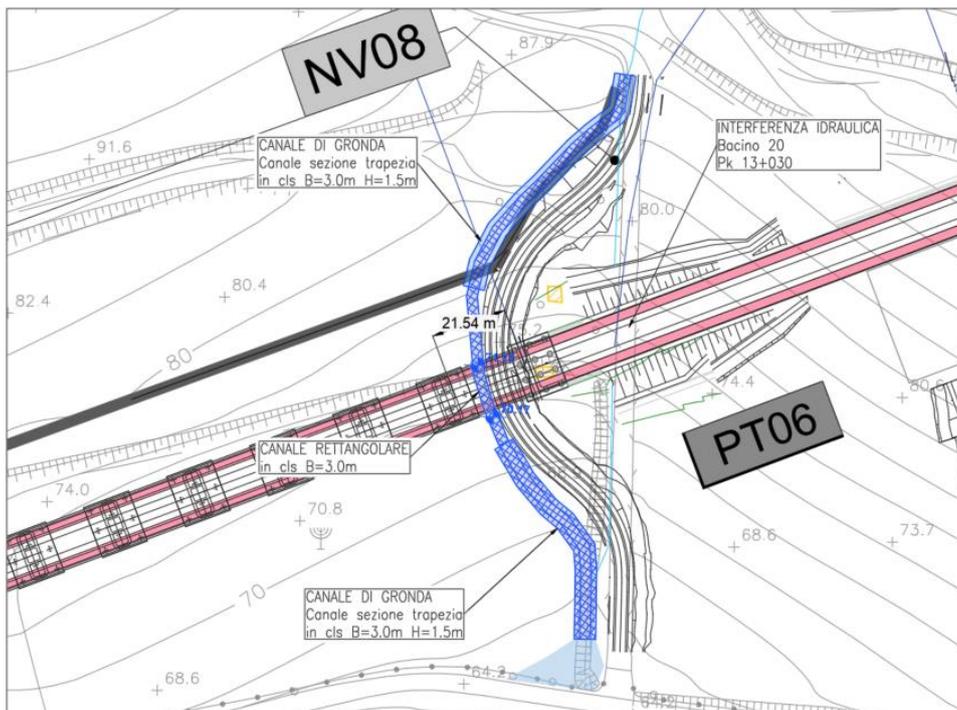
- VI04



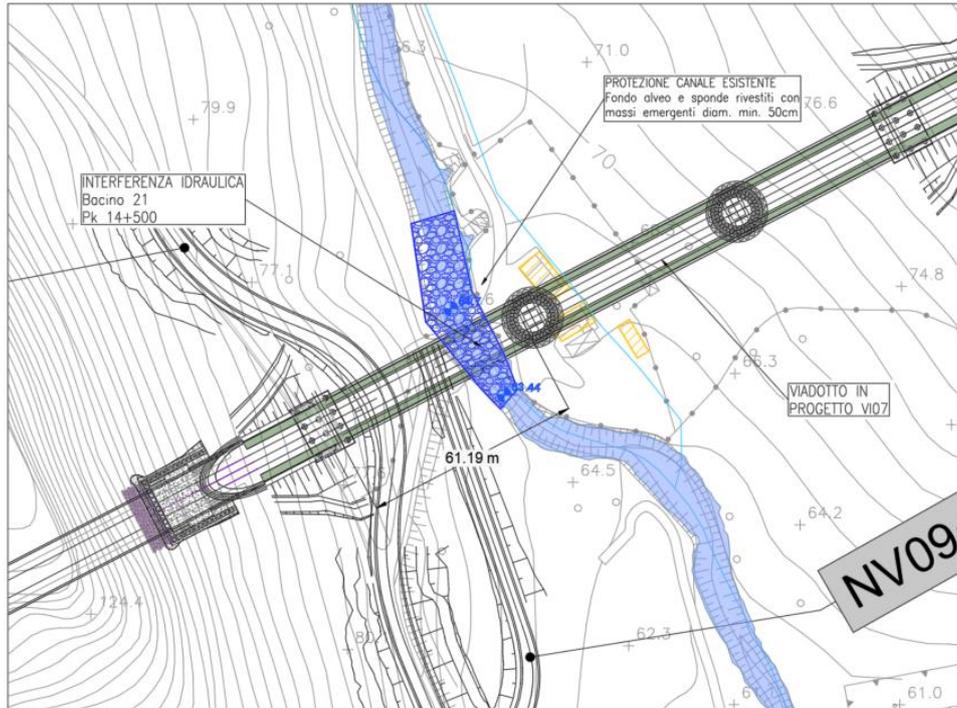
- VI05



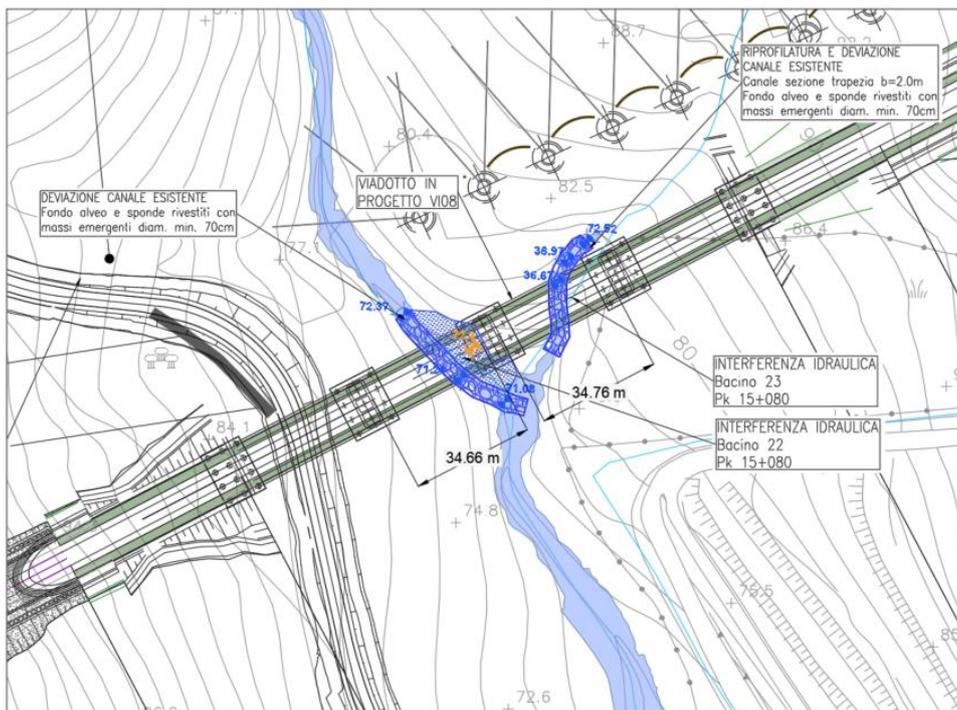
- VI06



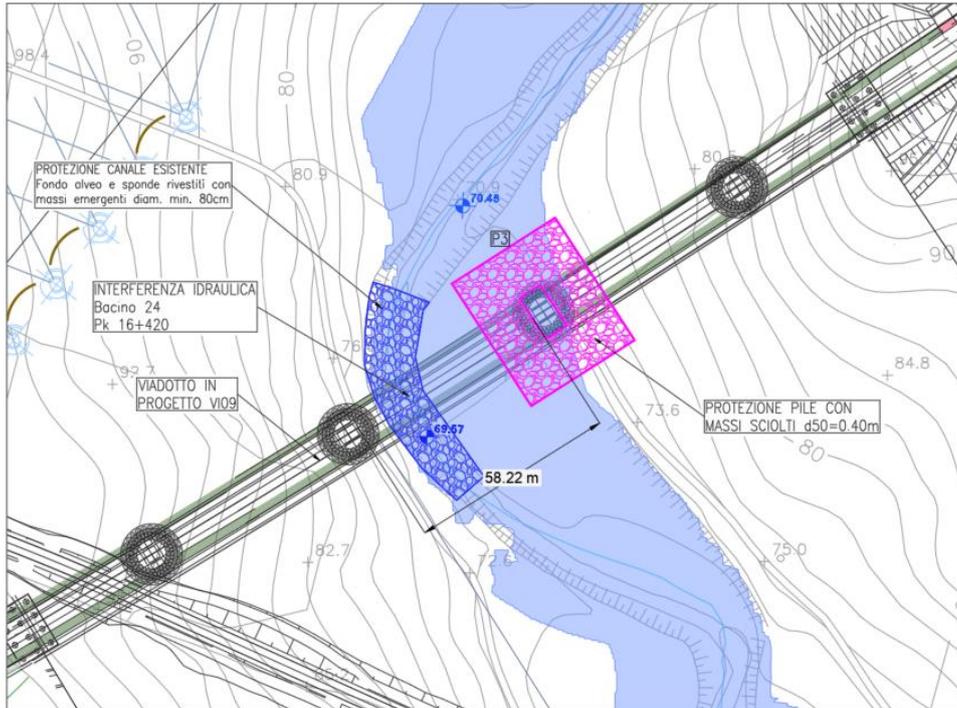
- VI07



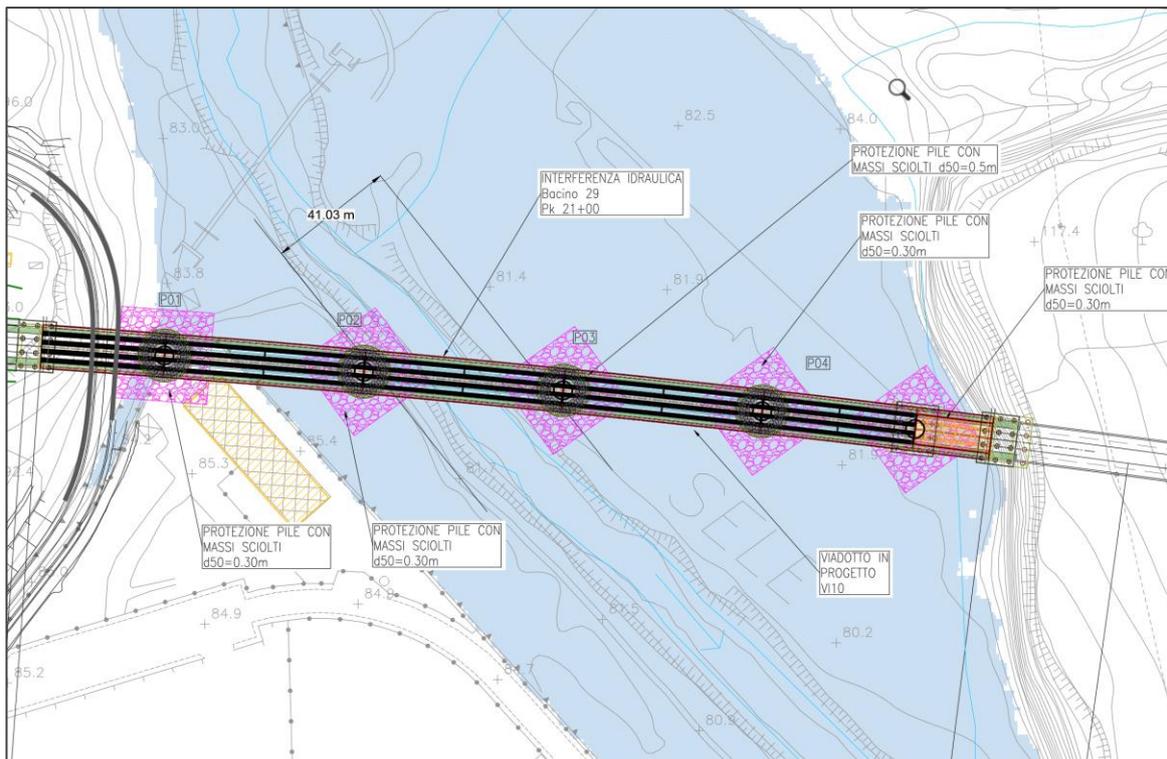
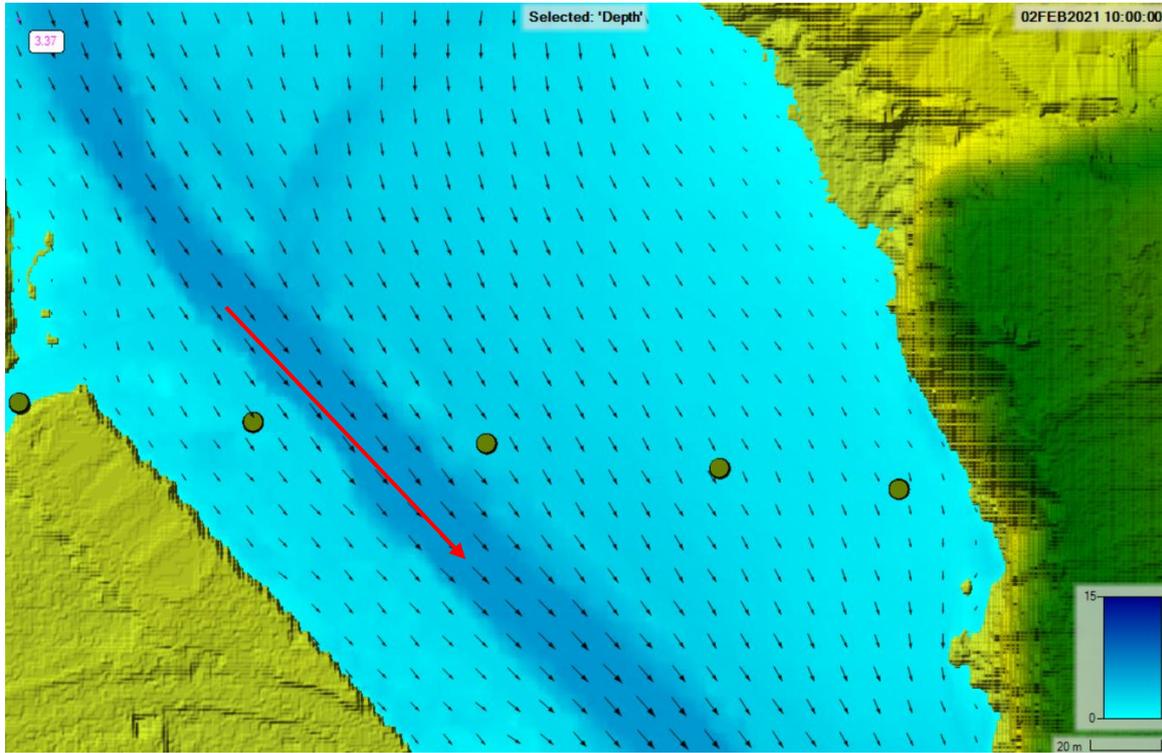
- VI08



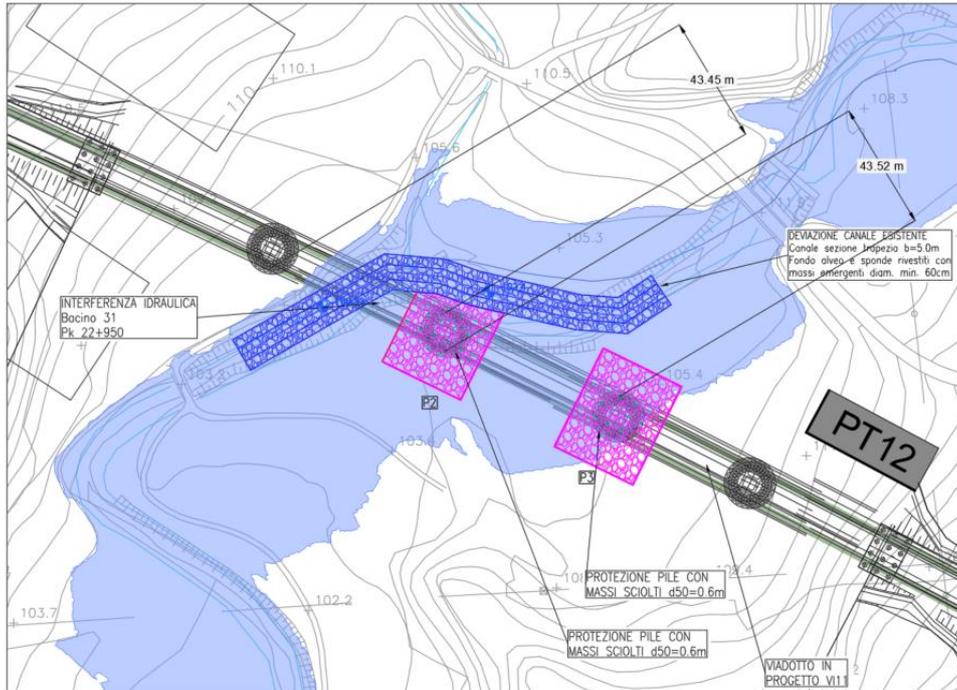
- VI09



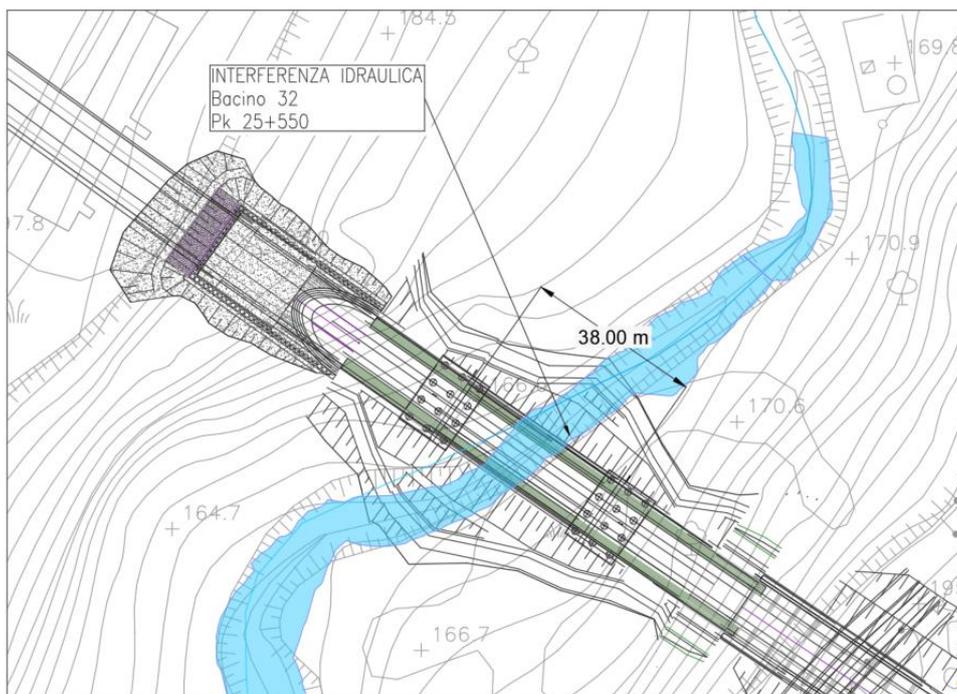
- VI10



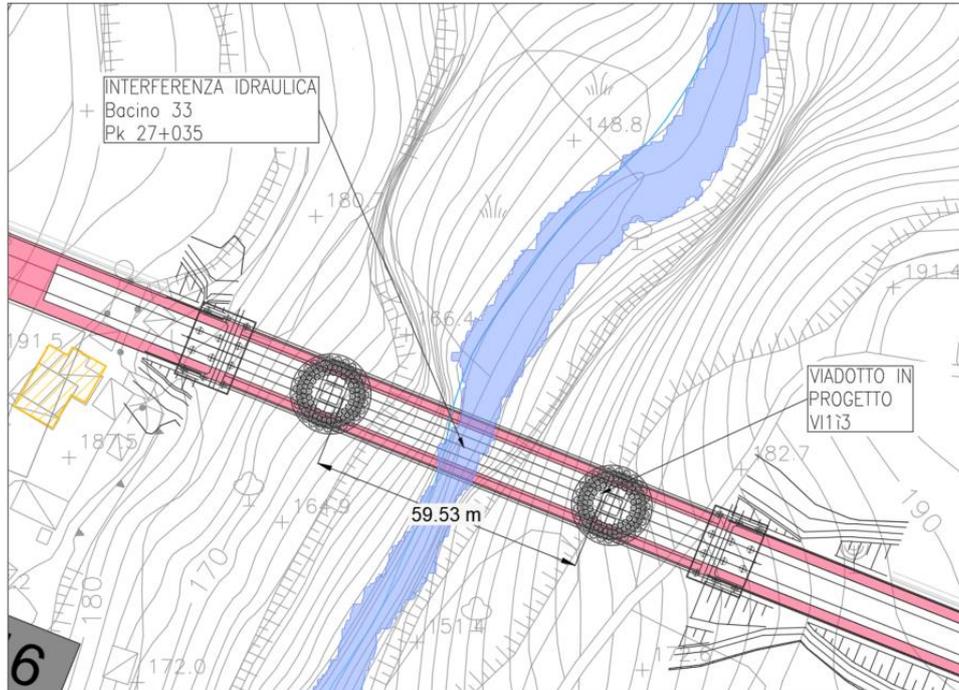
- VI11



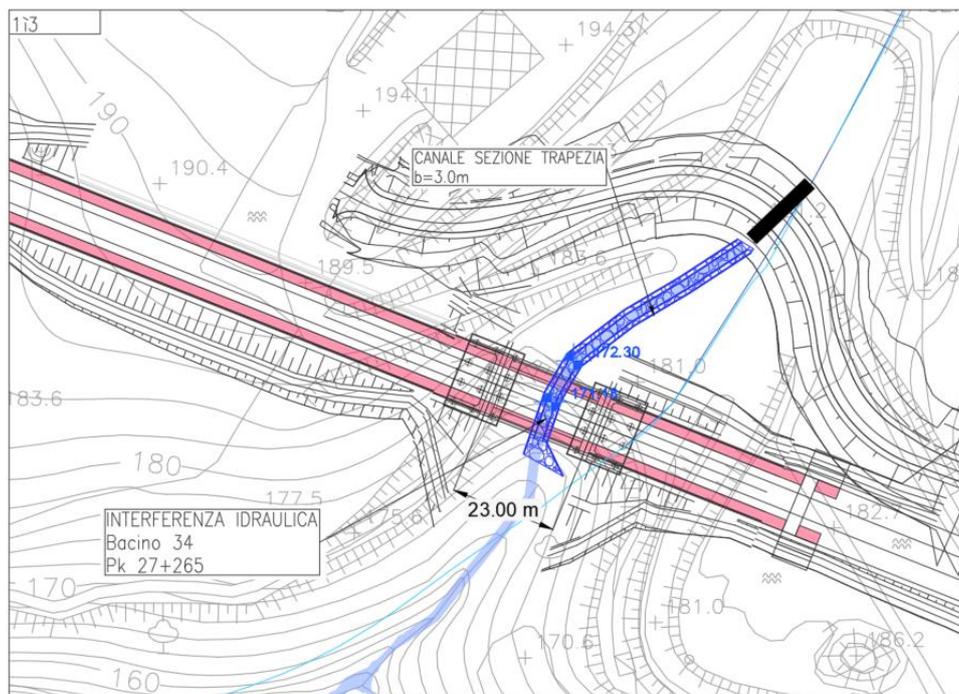
- VI12



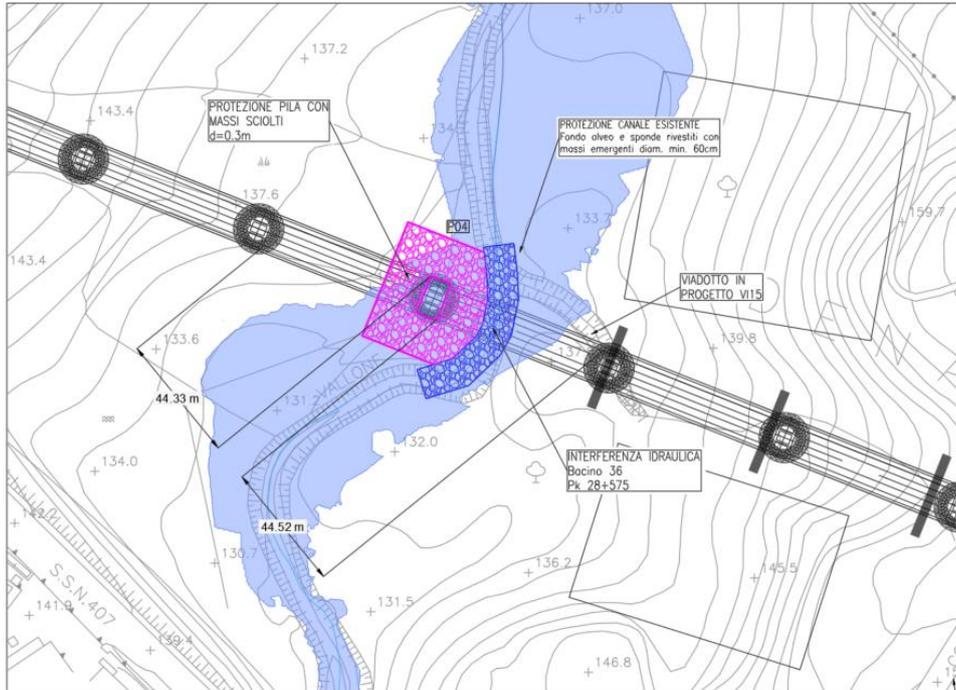
- VI13



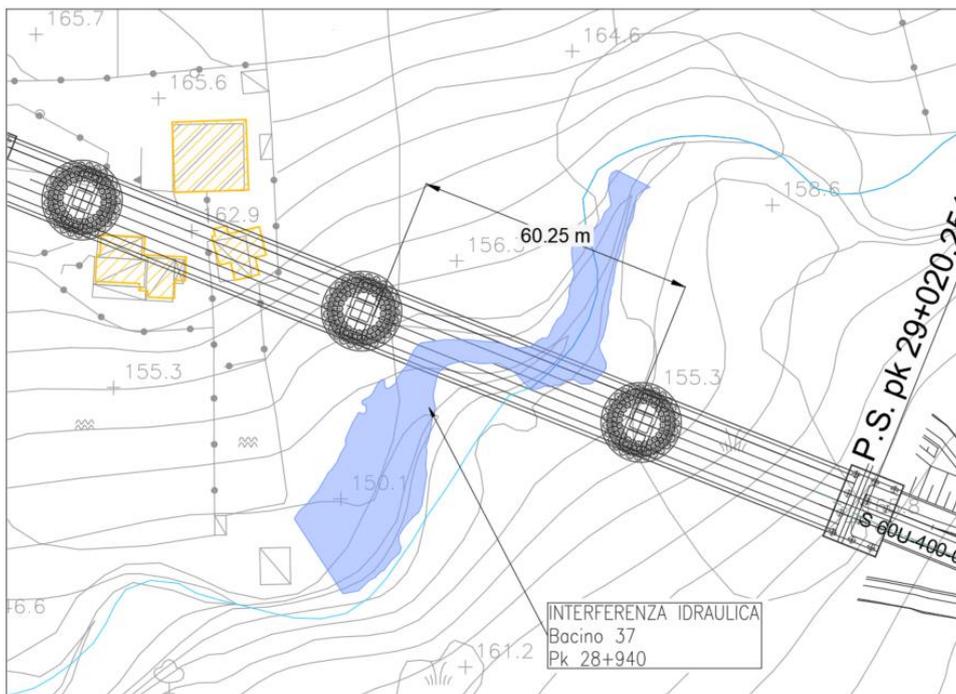
- VI14



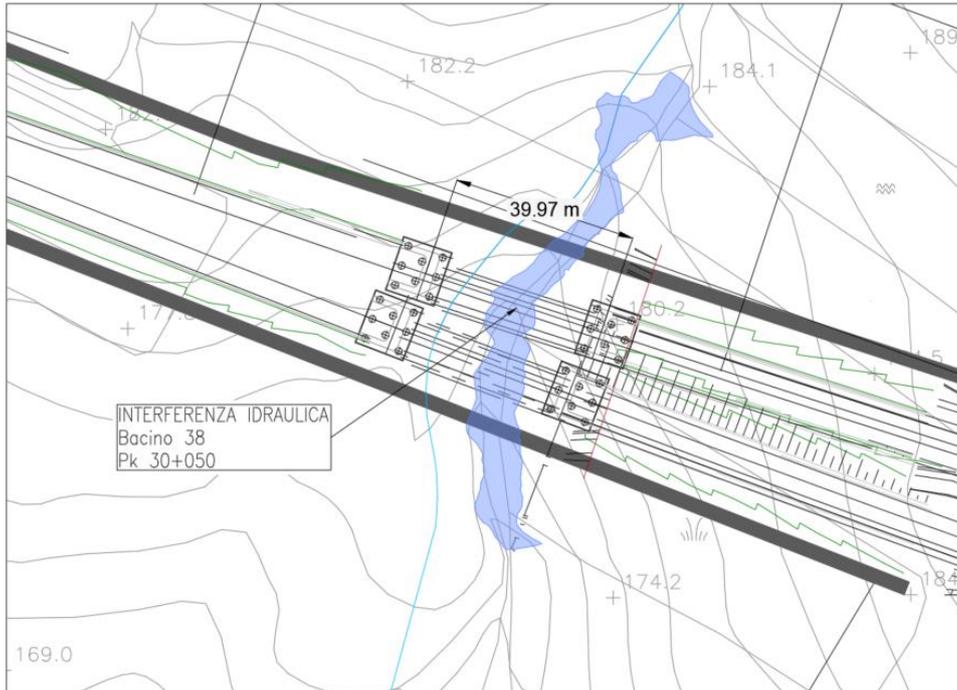
- VI15-1



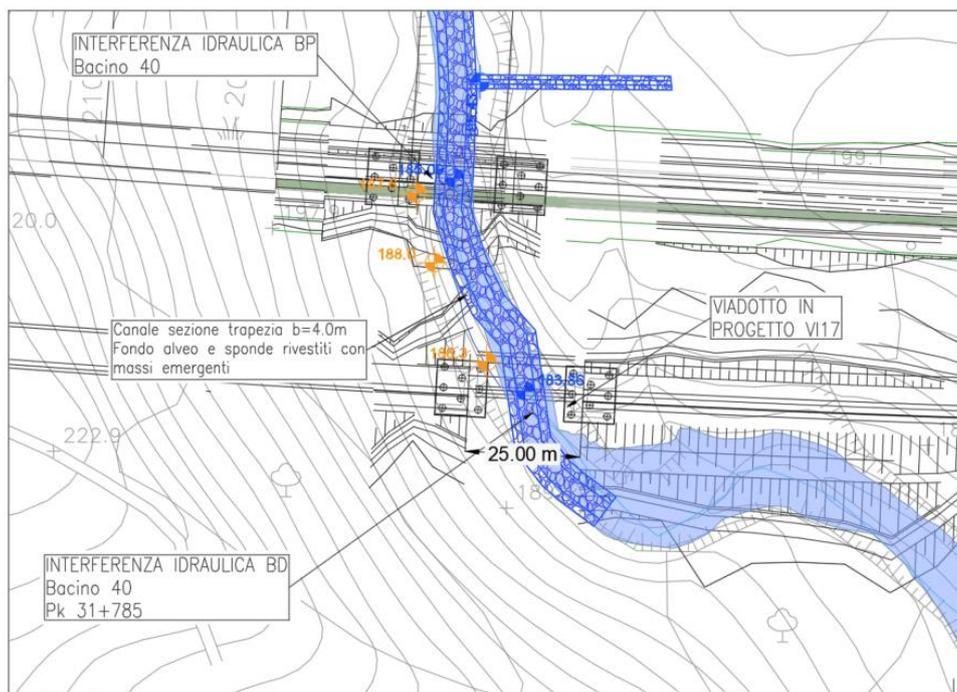
- VI15-2



- VI16



- VI17



## 5 GESTIONE DELLE FASI DI CANTIERE

Con riferimento allo studio idrologico annesso (rif. "RC21A1R09RIID0001001"), in cui, al capitolo 5, sono stati calcolati i valori delle portate associate al tempo di ritorno caratteristico del cantiere, nella presente si riportano delle considerazioni sulla gestione delle fasi realizzative.

Come riportato al paragrafo "4.1 VERIFICA LUCI NETTE PILE", parte degli scavalchi dei corsi d'acqua in viadotto avvengono senza che le pile siano bagnate dalla piena associata alla portata due centennale di progetto senza la necessità di prevedere sistemazioni idrauliche. È il caso degli attraversamenti VI03, VI12, VI13, VI14, VI15\_2 e VI16 (rispettivamente bacino 15, 32, 33, 34, 37 e 38). In questi casi, durante la realizzazione dei plinti di fondazione non vi è alcuna interferenza tra gli scavi ed il corso d'acqua.

Nei restanti casi, invece, sono stati calcolati i valori di livello idrico associati alla portata di cantiere il cui tempo di ritorno caratteristico, come riportato nella relazione idrologica RC21A1R09RIID0001001, è pari a 5 anni. Tali valori, relativi allo scenario ante-operam, sono da intendersi come dei valori di riferimento per la progettazione delle opere provvisorie che verrà sviluppata con maggior dettaglio nel prosieguo della progettazione.

ID bacino	WBS	Binario	Progressiva	Q	Q Tr5	W.S. Elev	Note
				(m3/s)	(m3/s)	m s.m.m.	-
6	VI01_1		6180	92.3	33.74	69.20	-
7-8a	VI01_2		6445	24.5	8.97	65.88	Livello idrico calcolato sul P.O. ipotizzando di realizzare prima la sistemazione in quanto la costruzione delle pile interferisce con il corso d'acqua esistente (Scelta costruttiva da valutare nella successiva fase progettuale).
8b	VI01_3		6530	16.5	6.01	67	Livello idrico calcolato sul P.O. ipotizzando di realizzare prima la sistemazione in quanto la costruzione delle pile interferisce con il corso d'acqua esistente (Scelta costruttiva da valutare nella successiva fase progettuale).
9	VI01_4		7770	103.2	37.71	79.80	-
10	VI01_5		8140	6.7	2.45	85.67	Livello idrico calcolato sul P.O. ipotizzando di realizzare prima la sistemazione in quanto la costruzione delle pile interferisce con il corso d'acqua esistente (Scelta costruttiva da valutare nella successiva fase progettuale).
13	VI02		9630	12.0	5.18	101.77	Livello idrico calcolato sul P.O. ipotizzando di realizzare prima la sistemazione in quanto la costruzione della spalla sx interferisce con il corso d'acqua esistente (Scelta costruttiva da valutare nella successiva fase progettuale).
15	VI03		10912	8.4	-	-	-
16	VI04		11480	334.5	122.24	55.52	Il L.I. nella sezione a monte dell'attraversamento (non idraulicamente sufficiente) è 56.61 m slm.
17	VI05		12090	8.8	3.21	64.71	-
20	VI06		13000	5.6	2.03	-	Si prevede la deviazione di un canale fuori asse che in configurazione A.O. non interferisce con le lavorazioni del viadotto.
21	VI07		14500	53.8	19.66	66.10	-
22	VI08		15080	18.4	6.78	73.00	-
23	VI08		15127	2.7	0.99	78.82	-

ID bacino	WBS	Binario	Progressiva	Q	Q Tr5	W.S. Elev	Note
				(m3/s)	(m3/s)	m s.m.m.	-
24	VI09		16420	208.2	76.21	71.57	Il L.I. nella sezione a monte dell'attraversamento (non idraulicamente sufficiente) è 72.24 m slm.
29	VI10		21000	Sele(2D)	379.56	82.80	Da Modello 2D
31	VI11		22950	259.0	138.46	104.55	-
32	VI12		25550	59.1	-	-	-
33	VI13		27035	93.9	-	-	-
34	VI14		27265	1.6	-	-	-
36	VI15_1		28575	92.5	36.2	133.58	-
37	VI15_2		28970	31.1	-	-	-
38	VI16	BD	30057	16.5	-	-	-
38	VI16	BP	30057	16.5	-	-	-
40	VI17	BD	31785	73.5	24.6	186.83	-
40	VI17	BP	31785	73.5	24.6	184.71	-

**Tabella 13 – Livelli idrici di riferimento per il cantiere**

Per quanto riguarda le altre interferenze, invece, i tombini IN06, IN08, IN09 ed IN13 verranno realizzati fuori asse rispetto al corso d'acqua esistente. Per i restanti, invece, in fase costruttiva andrà prevista opportuna deviazione provvisoria che verrà sviluppata con maggior dettaglio nel prosieguo della progettazione.

## 6 CONSIDERAZIONI SUGLI EFFETTI DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI

Con riferimento allo studio idrologico annesso (rif. “RC2IA1R09RIID0001001”), per effetto dei cambiamenti climatici nel periodo 2061-2090 si prevede (sulla base dell’elaborazione dei risultati dei modelli meteoclimatici sviluppati dall’IPCC) un incremento massimo delle precipitazioni, e quindi delle portate al colmo, pari al +20%.

Per quanto riguarda i tombini, ipotizzando, in via cautelativa, che al seguente incremento di portata corrisponda un ugual incremento percentuale del G.R., si ottengono i seguenti risultati.

ID bacino	WBS	pk	Q Tr200 (m <sup>3</sup> /s)	Q Camb. Climatici (m <sup>3</sup> /s)	GR di progetto	GR Camb. Climatici
1	IN01	53	30.50	(m <sup>3</sup> /s)	52%	62%
2	IN02	872	8.70	10.44	20%	24%
3	IN03	2092	7.80	9.36	39%	47%
4	IN04	3667	5.30	6.36	51%	61%
18	IN05	12315	7.50	9.00	30%	36%
19	IN06	12600	18.00	21.60	22%	26%
26	IN07	17080	7.10	8.52	27%	32%
28	IN08	20464	35.10	42.12	36%	43%
35	IN09	27455	6.50	7.80	25%	30%
39	IN10	30360	6.60	7.92	6%	7%
39A	IN15	30452	2.00	2.40	7%	8%
43a	IN11	34760	38.50	46.20	48%	58%
43b	IN12	35019	2.00	2.40	16%	19%
43c	IN13	35154	1.00	1.20	14%	17%

**Tabella 14 – Potenziale incremento del G.R. dovuto ai cambiamenti climatici (+20%).**

Quindi, sulla base delle proiezioni climatiche ad oggi disponibili, le opere previste in progetto garantirebbero (al 2090) il passaggio a pelo libero di eventuali “portate incrementate” per effetto dei cambiamenti climatici. Uguali considerazioni valgono per i tombini stradali, il cui grado di riempimento potenziale massimo sarebbe del 66%.

## APPENDICE A – Caratteristiche del modello matematico

Si riportano di seguito i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSYS SYSTEM versione 5.0.7 del marzo 2019, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computata, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione dell'energia, ossia:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove:  $Y_1$  e  $Y_2$  rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte,  $Z_1$  e  $Z_2$  rappresentano rispettivamente l'elevazione sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte,  $V_1$  e  $V_2$  rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte,  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  i rispettivi coefficienti di Coriolis,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $h_e$  le perdite di energia tra le due sezioni.

La Figura 6 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

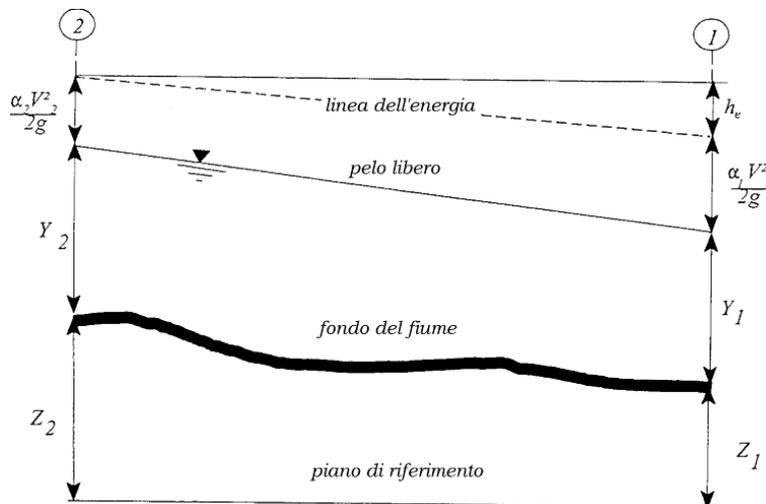


Figura 6 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

Le perdite di energia complessive  $h_e$  tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue ed a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

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

dove, con  $L$  è indicata la distanza tra le due sezioni, con  $\bar{J}$  le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il  $C$  correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning, ossia:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove:  $Q$  rappresenta la portata,  $A$  l'area bagnata,  $R_h$  il raggio idraulico,  $n$  il coefficiente di scabrezza secondo Manning e  $J$  le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 7).

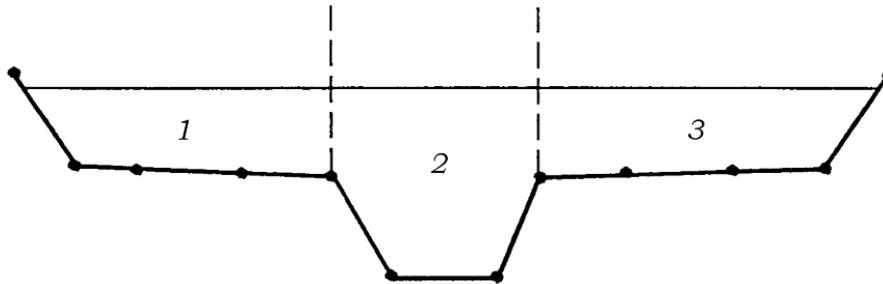


Figura 7 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 7, indicata con

$$K_i = Q_i / \sqrt{J}$$

la capacità di portata di ogni singola parte  $i$ -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning:

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza  $J$  risulta pari a:

$$J = \left( \frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservando che, per la costanza di  $J$ , la portata di ogni singola area

$$Q_i = K_i \sqrt{J}$$

è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale

$$Q = \sum_i Q_i$$

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni è fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis.

Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a

$$\sum_i Q_i^3 / A_i^2$$

e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a

$$Q^3 / A^2$$

Esprese le portate delle singole parti  $i$ -esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \frac{\left( \sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \left( \sum_i A_i \right)^2}{\left( \sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere  $\alpha$ , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia  $h_e$  ed il coefficiente di Coriolis  $\alpha$  la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero,  $Y_2 + Z_2$ , nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale,  $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ , noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovrizzo determinato dai ponti e intersezioni di corsi d'acqua.

L'equazione della conservazione del momento è definita partendo dalla seconda legge di Newton

$$\sum F_x = ma$$

con x la direzione del moto, applicata ad un elemento di fluido racchiuso tra due generiche sezioni 1-2 (Figura 8). Per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

dove

$P_i$  , risultante della pressione idrostatica;

$W_x$  , componente della forza peso nella direzione del moto;

$F_f$  , forza d'attrito tra le due sezioni;

$Q$  , portata complessiva;

$\rho$  , densità del fluido;

$\Delta V_x$  , variazione della velocità tra le due sezioni.

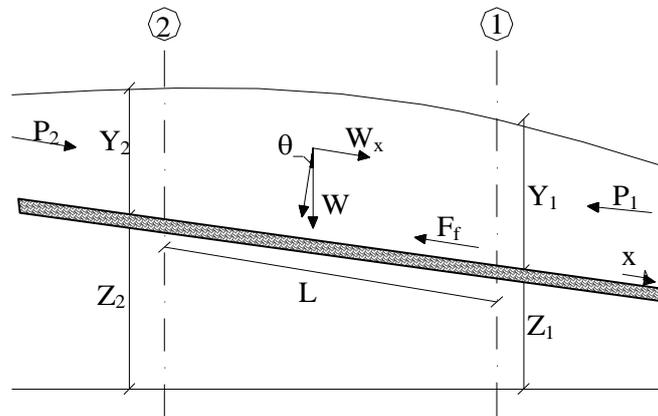


Figura 8 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos \theta \cong \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame,  $\cos \theta = 1$ .

Nella relazione (9)  $\gamma$  corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed  $\bar{Y}$  l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin\theta \quad (10)$$

La forza d'attrito  $F_f$  è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul fondo e la cadente piezometrica J.

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} JPL = \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (11)$$

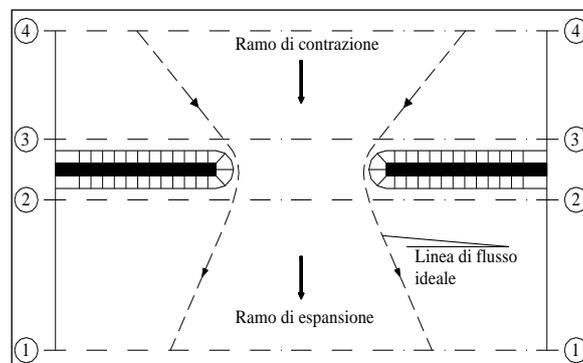
dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è ottenuta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte (Figura 9 e Figura 10), si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.



**Figura 9 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.**

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3), rappresentate in Figura 10.

Step 1; definendo con  $A_{pi}$  l'area ostruita ed con  $Y_{pi}$  la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è scritta come:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 Y_2 - A_{P_{BD}} Y_{P_{BD}} + F_f - W_x$$

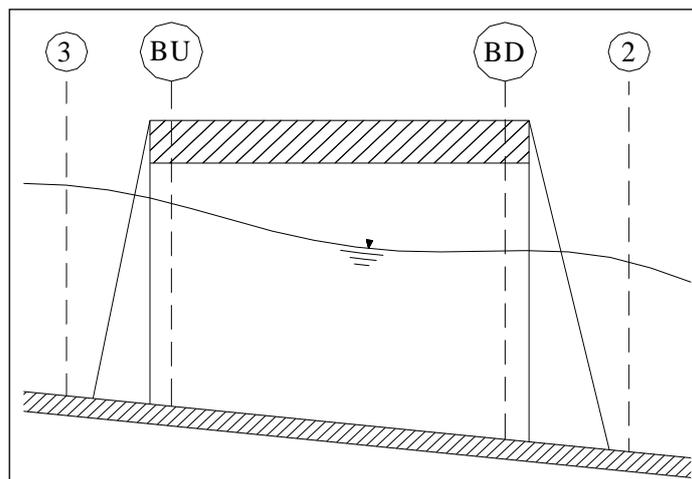
Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{gA_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{gA_3^2}$$

con  $C_D$  coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla Tabella 15 in funzione del tipo di pila presente.



**Figura 10 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.**

TIPO DI PILA	C <sub>D</sub>
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72

**Tabella 15 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.**

In alternativa all'equazione della conservazione del momento è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle Figura 9 e Figura 10, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove  $H_{i-j}$  rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e  $K$ , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tab. 2;  $\omega$  rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2;  $\alpha$  il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine  $V_2$  la velocità a valle della sezione.

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

**Tabella 16 – Coefficiente di Yarnell.**

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[ 2g \left( Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

Dove:

- $C_d$ , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, assumendo valori tra 0.27 e 0.5;
- $A_1$ , area della luce nella sezione di monte;
- $Y_1$ , altezza idrica della sezione di monte;  
 $\alpha$ , coefficiente correttivo cinetico;
- $V_1$ , velocità della corrente a monte.

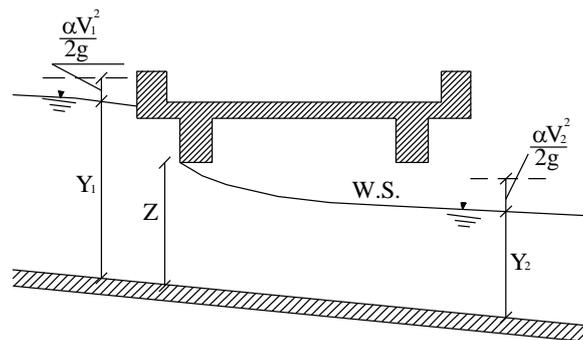


Figura 11 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.

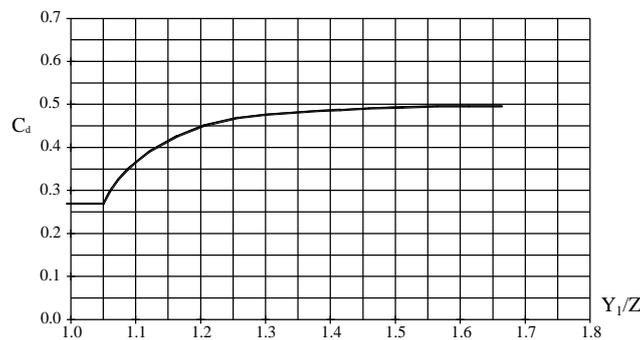


Figura 12 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso  $C_d$ .

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (10) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

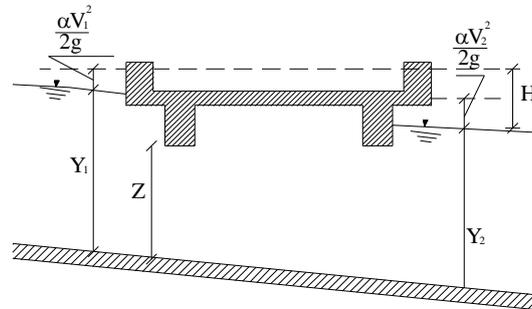


Figura 13 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

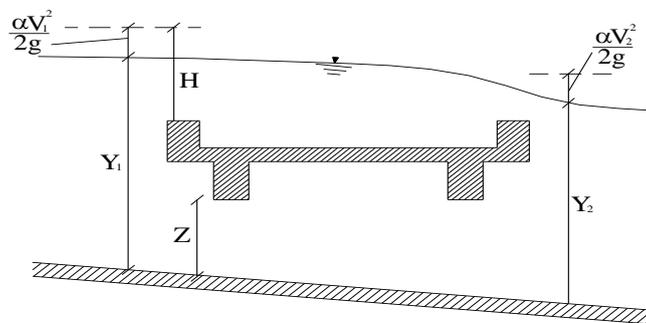
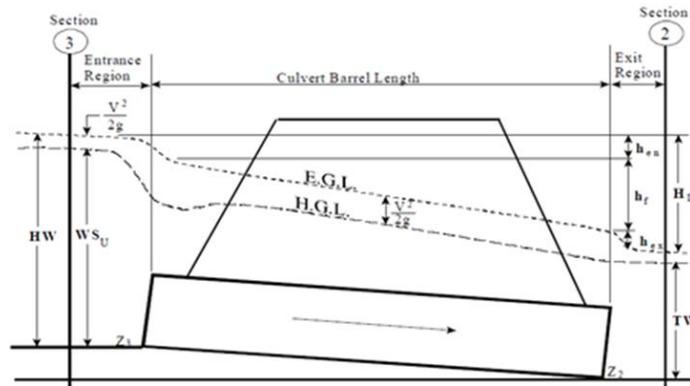


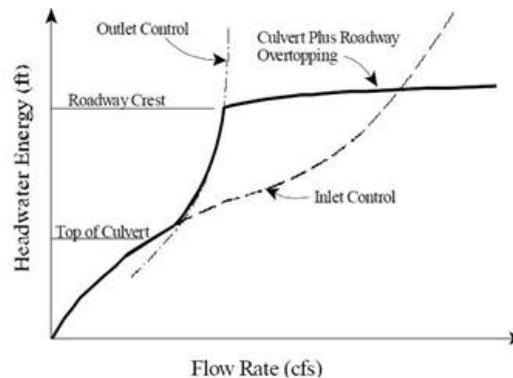
Figura 14 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca come uno stramazzo; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.



**Figura 15 – Sezione schematica di un tombino ponticello.**



**Figura 16 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.**

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle. Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:

- HW<sub>i</sub> livello dell'energia all'imbocco
- D altezza interna del tombino
- H<sub>c</sub> altezza critica
- Q portata
- A area della sezione interna del tombino
- S pendenza
- K, M, c, Y costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

dove:

- Y<sub>3</sub>, Y<sub>2</sub> tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;
- Z<sub>3</sub>, Z<sub>2</sub> quota del fondo del tombino a monte e a valle;
- α<sub>3</sub>, α<sub>2</sub> coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
- g accelerazione di gravità;
- H<sub>L</sub> perdita di carico attraverso il tombino.

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$HL = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

- h<sub>en</sub> perdite in entrata
- h<sub>f</sub> perdite per attrito
- h<sub>ex</sub> perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left( \frac{Qn}{1.486AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:

- $h_f$  perdite per attrito
- $L$  lunghezza del tombino
- $Q$  portata
- $n$  coefficiente di scabrezza di Manning
- $A$  area della sezione di flusso
- $R$  raggio idraulico.

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.