

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 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali

SCALA:

-

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

RC2A B1 R 09 RI ID0002 001 D

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
B	Emissione esecutiva	L. Nani	Gen. 2022	A. Cappelli	Gen.2022	I. D'Amore	Gen.2022	Aut. n. 427 del 27 settembre 2023 Dott. Ing. Sergio Vittozzi Ingegnere della Provincia di Roma N. 42078 ITALFERR S.p.A. Ufficio Opere Civili e Gestione delle varianti
C	Emissione esecutiva	G.Giannetta	Giù. 2022	A. Cappelli	Giù. 2022	I. D'Amore	Giù. 2022	
D	Emissione esecutiva	E.Sellari	Lug. 2023	A. Cappelli	Lug. 2023	I. D'Amore	Lug. 2023	
E	Emissione esecutiva	A. Cappelli	Set. 2023	A. Cappelli	Set. 2023	I. D'Amore	Set. 2023	

File: RC2AB1R09RIID0002001D.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	ANALISI DELLA VULNERABILITÀ DELLE OPERE IN PROGETTO A FENOMENI DI FLUSSI DETRITICI	7
1.1.1	<i>Assetto dei Versanti e Propensione al Dissesto</i>	8
1.2	INQUADRAMENTO DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO PRINCIPALI DELLA LINEA FERROVIARIA	26
2	ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	28
2.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	28
2.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario</i>	28
2.1.2	<i>NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa</i>	29
2.1.3	<i>Criteri di verifica</i>	33
2.1.4	<i>Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente</i>	33
2.2	VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE	34
2.2.1	<i>Geometria degli alvei</i>	34
2.2.2	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza</i>	34
2.2.3	<i>Condizioni a contorno</i>	34
2.2.4	<i>Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde</i>	36
2.2.5	<i>Risultati</i>	39
3	CENNI SUL DRENAGGIO DI PIATTAFORMA	92
3.1.1	<i>Stazione di Buonabitacolo: riutilizzo delle acque meteoriche - Criteri Minimi Ambientali (CAM)</i>	93
4	COMPATIBILITÀ IDRAULICA	96
	APPENDICE A – CARATTERISTICHE DEL MODELLO MATEMATICO	99
	ALLEGATI.....	111

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento	6
Figura 2 - Vulnerabilità a fenomeni di flussi detritici - Flow chart.....	8
Figura 3 - Conoide detritico – alluvionale attivo, poco o non re-inciso da mappa Carta Geomorfologica fornita dal P.A.I. _ 1 di 2	9
Figura 4 - Conoide detritico – alluvionale attivo, poco o non re-inciso da mappa Carta Geomorfologica fornita dal P.A.I. _ 2 di 2	10
Figura 5 - Pericolosità geomorfologica P.A.I. _ 1 di 2.....	11
Figura 6 – Pericolosità geomorfologica P.A.I. _ 2 di 2	12
Figura 7 – Intensità dei fenomeni franosi P.A.I. _ 1 di 2	13
Figura 8 – Intensità dei fenomeni franosi P.A.I. _ 2 di 2	14
Figura 9 – Movimenti franosi Banca dati IFFI. _ 1 di 2.....	15
Figura 10 – Movimenti franosi Banca dati IFFI. _ 2 di 2.....	16
Figura 11 – Area conoide vs area bacino: valori caratteristici dei sistemi “ <i>bacino – conoide</i> ” analizzati..	18
Figura 12 – Area conoide vs area bacino: valori caratteristici dei sistemi “ <i>bacino – conoide</i> ” analizzati..	19
Figura 13 – Pendenza conoide vs indice di Melton: valori caratteristici dei sistemi “ <i>bacino – conoide</i> ” analizzati.....	21
Figura 14 – Pendenza conoide vs indice di Melton (Marchi et al. 1993, modificato da D’Agostino 1996).	22
Figura 15 - Relazione indice di Melton - pendenza del conoide specifico per i sistemi bacino – conoide della Campania	23
Figura 16 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.....	37
Figura 17 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d’acqua.	99
Figura 18 – Sezione schematica di un corso d’acqua naturale.	100
Figura 19 – Schematizzazione dell’equazione della conservazione del momento.....	102
Figura 20 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.	103
Figura 21 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.....	104
Figura 22 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	105
Figura 23 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd.	106
Figura 24 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.....	106
Figura 25 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.	107
Figura 26 – Sezione schematica di un tombino ponticello.	107
Figura 27 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.....	108

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Valori dei parametri morfometrici dei sistemi “bacino-conoide” di interesse.	17
Tabella 2 – Definizione dei sistemi “ <i>bacino – conoide</i> ” potenzialmente suscettibili a fenomeni di flussi detritici.	24
Tabella 3 – Elenco delle opere di attraversamento.	26
Tabella 4 – Elenco tombini di trasparenza.	27
Tabella 5 – Valori delle portate di calcolo.	35
Tabella 6 – Risultati ottenuti in termini di franco e grado di riempimento per le interferenze idrauliche analizzate.	97
Tabella 7 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.	104
Tabella 8 – Coefficiente di Yarnell.	105

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

1 PREMESSA

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

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

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

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

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

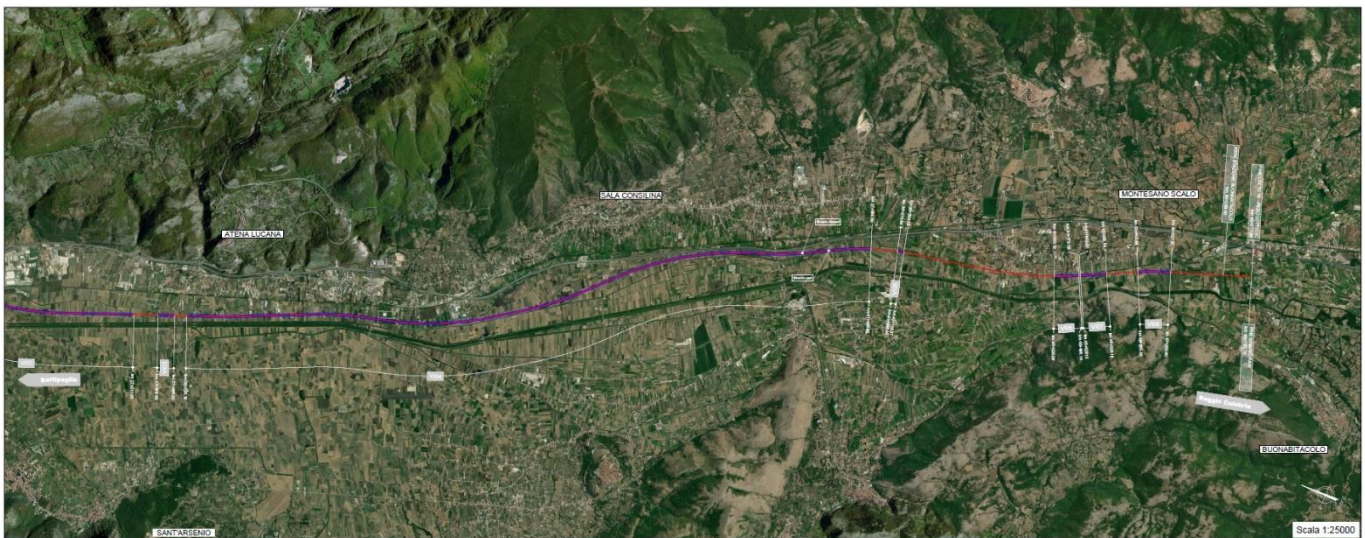


Figura 1 - Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

1.1 Analisi della vulnerabilità delle opere in progetto a fenomeni di flussi detritici

L'analisi della vulnerabilità delle opere in progetto a fenomeni di flussi detritici è stata condotta rivolgendo particolare attenzione ai cosiddetti sistemi “*bacino-conoide*” interferenti con l'infrastruttura ferroviaria. La metodologia adottata per l'individuazione delle zone di intervento “*critiche*” si articola in generale nelle seguenti fasi:

- Consultazione delle mappe di pericolosità geomorfologica e dei dissesti, sviluppate nell'ambito della redazione di Piani di Assetto Idrogeologico (PAI) e durante le varie fasi progettuali
- Analisi delle caratteristiche morfometriche dei sistemi “*bacino-conoide*” interferenti con le opere in progetto, sulla base di formulazioni e abachi riportati in letteratura
- Sopralluoghi, indagini in sito
- Individuazione dei sistemi “*bacino-conoide*” potenzialmente suscettibili a fenomeni di flussi detritici
- Valutazione dei volumi potenzialmente mobilitabili
- Verifica secondo approcci monodimensionali delle sezioni idrauliche e/o analisi avanzate (2D) della propagazione di flussi detritici
- Valutazione dell'interferenza con le opere in progetto e definizione di eventuali interventi di difesa



Figura 2 - Vulnerabilità a fenomeni di flussi detritici - Flow chart.

1.1.1 Assetto dei Versanti e Propensione al Dissesto

L'analisi dell'assetto geomorfologico dei bacini dei corsi d'acqua minori interferenti con la linea ed, in particolare, la consultazione della **Carta Geomorfologica fornita dal P.A.I dell'AdB dell'Appennino Meridionale UoM Sele**, ha evidenziato all'interno di alcuni di essi, sottesi da *conoide di deiezione alluvionale*, la presenza di aree a pericolosità geomorfologica, corrispondenti a frane e/o fenomeni di instabilità pregressi. La presenza di conoidi identifica/segna il manifestarsi di attività di trasporto (i.e. *fluvial o debris flows*) e deposito di materiale solido derivante dall'innesco di un singolo o di più movimenti franosi, che si sono susseguiti nel tempo sui versanti di un bacino. In generale, anche laddove non si siano già verificati in passato fenomeni di flussi detritici, la valutazione del loro possibile innesco può essere condotta, in via speditiva, in base ad approcci disponibili nella letteratura tecnica che prevedono l'applicazione di opportune relazioni tra alcuni parametri morfometrici, che caratterizzano i sistemi "bacino-conoide" interferenti con le zone di intervento.

A partire dalle informazioni riportate sulla **Carta Geomorfologica fornita dal P.A.I.**, sono state individuate delle zone di intervento in cui è necessario procedere con approfondimenti ed analisi della

propensione al dissesto; in particolare, si tratta dei **sistemi “bacino-conoide”**, riportati nelle figure sottostanti.

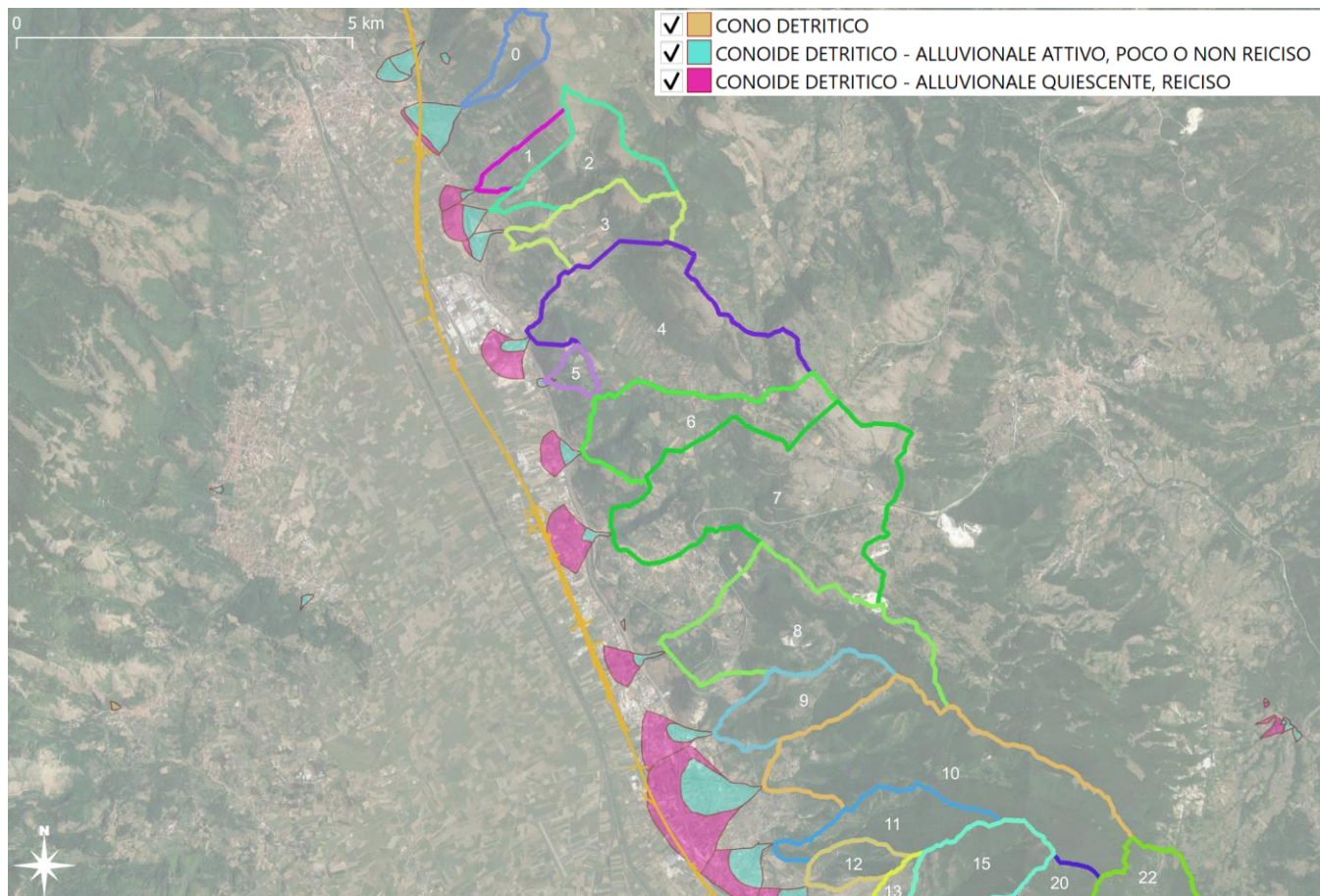


Figura 3 - Conoide detritico – alluvionale attivo, poco o non reiciso da mappa Carta Geomorfologica fornita dal P.A.I.

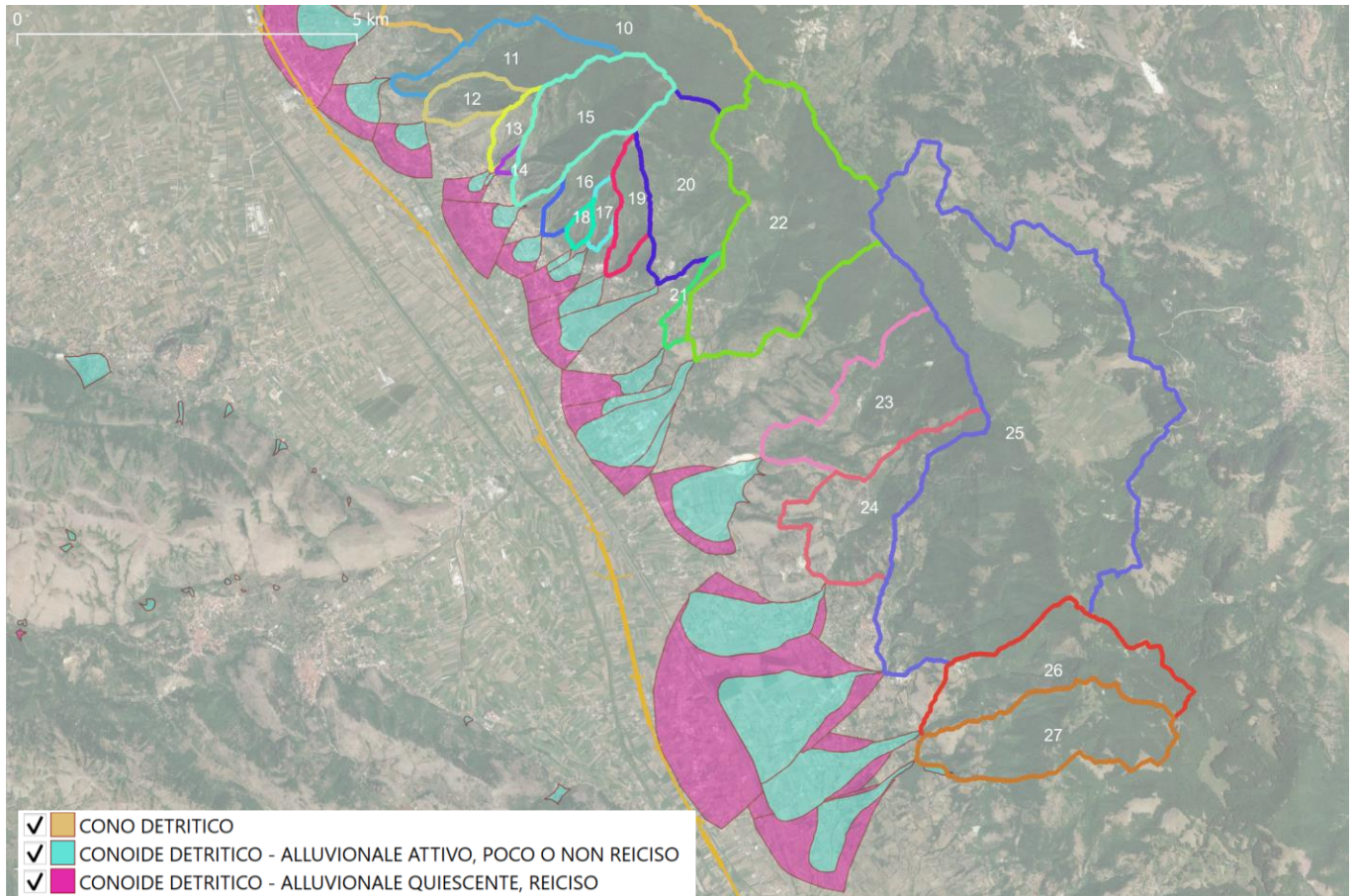


Figura 4 - Conoide detritico – alluvionale attivo, poco o non reiciso da mappa Carta Geomorfológica fornita dal P.A.I.
_ 2 di 2

Da cartografia Italferr (si vedano le tavole RC2AB1R69N4GE0001001009A), all'interno dei bacini sottesi dai *conoide* individuati nella **Carta Geomorfológica fornita dal P.A.I.**, non si rileva la presenza di frane e dissesti all'interno dell'area di indagine considerata.

Di seguito, invece, si riportano le **aree di pericolosità geomorfologica**, nonché i **dissesti** individuati nell'ambito della redazione del **P.A.I. – AdB Appennino Meridionale UoM Sele**, all'interno dei sistemi "*bacino – conoide*" in esame, anch'essi individuati dal PAI.

Soltanto i sistemi "*bacino-conoide*" 13, 14, 15, 16, 24, 25 e 27 presi in esame sono caratterizzati da aree a **pericolosità geomorfologica da PAI**.

I principali **dissesti franosi** (P.A.I.) rappresentati nelle immagini seguenti che caratterizzano i sistemi "*bacino-conoide*" 13, 14, 15, 16, 24, 25 e 27 sono classificati come "complessi", "*aree soggette a crolli/ribaltamenti*", "*colamenti rapidi*" ed "*aree soggette a deformazioni lente diffuse*".

I restanti sistemi non sono, invece, caratterizzati dalla presenza di dissesti franosi classificati da P.A.I.

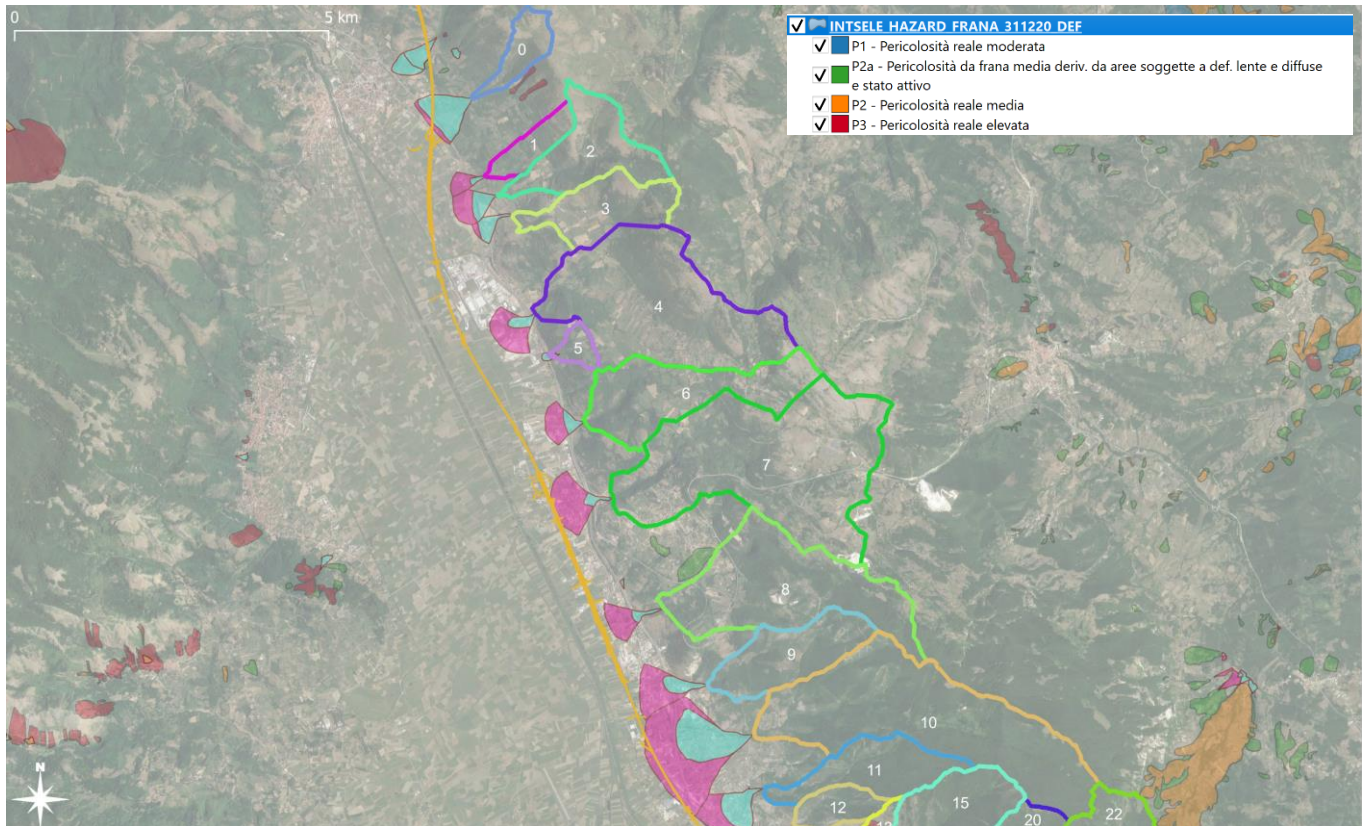


Figura 5 - Pericolosità geomorfologica P.A.I. _ 1 di 2

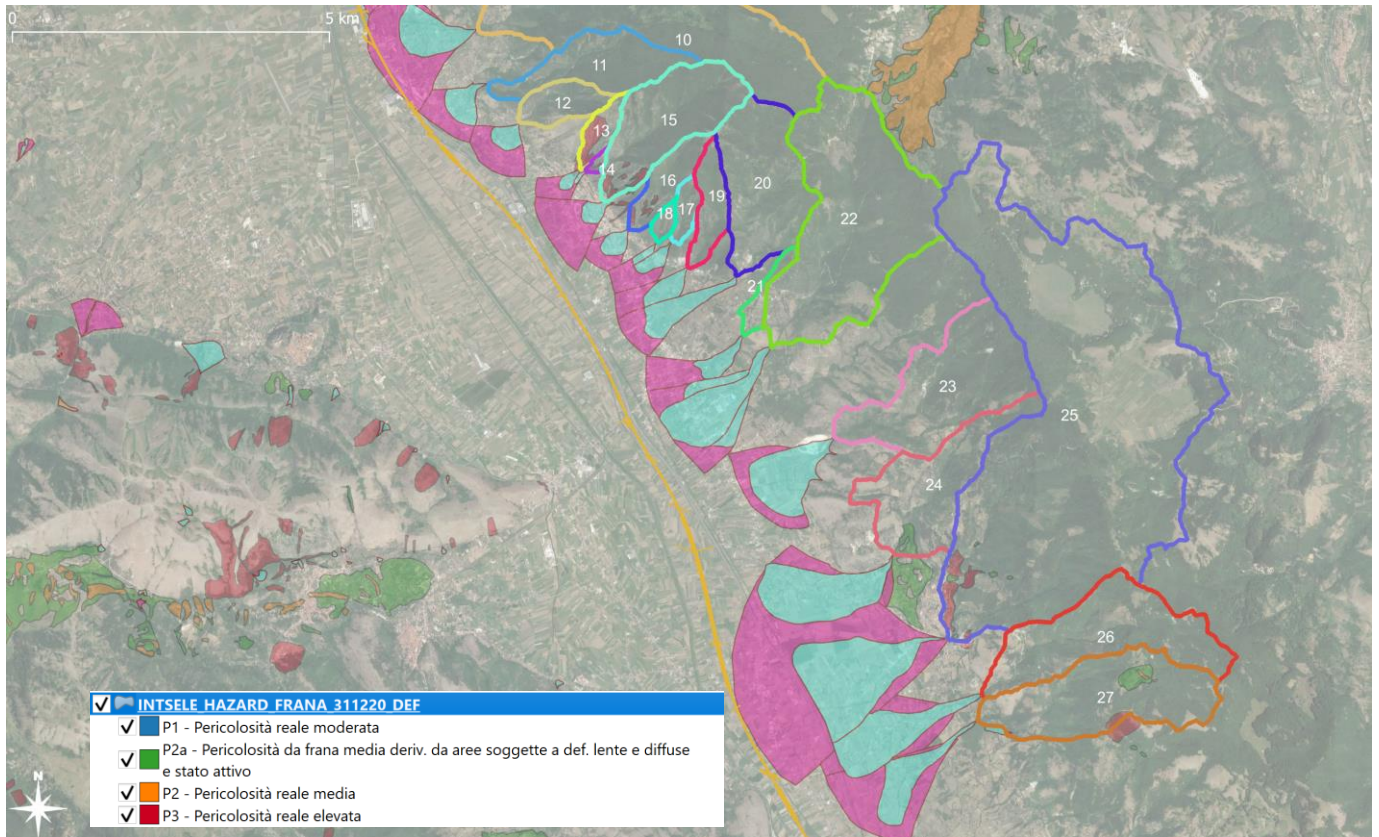


Figura 6 – Pericolosità geomorfologica P.A.I. _ 2 di 2

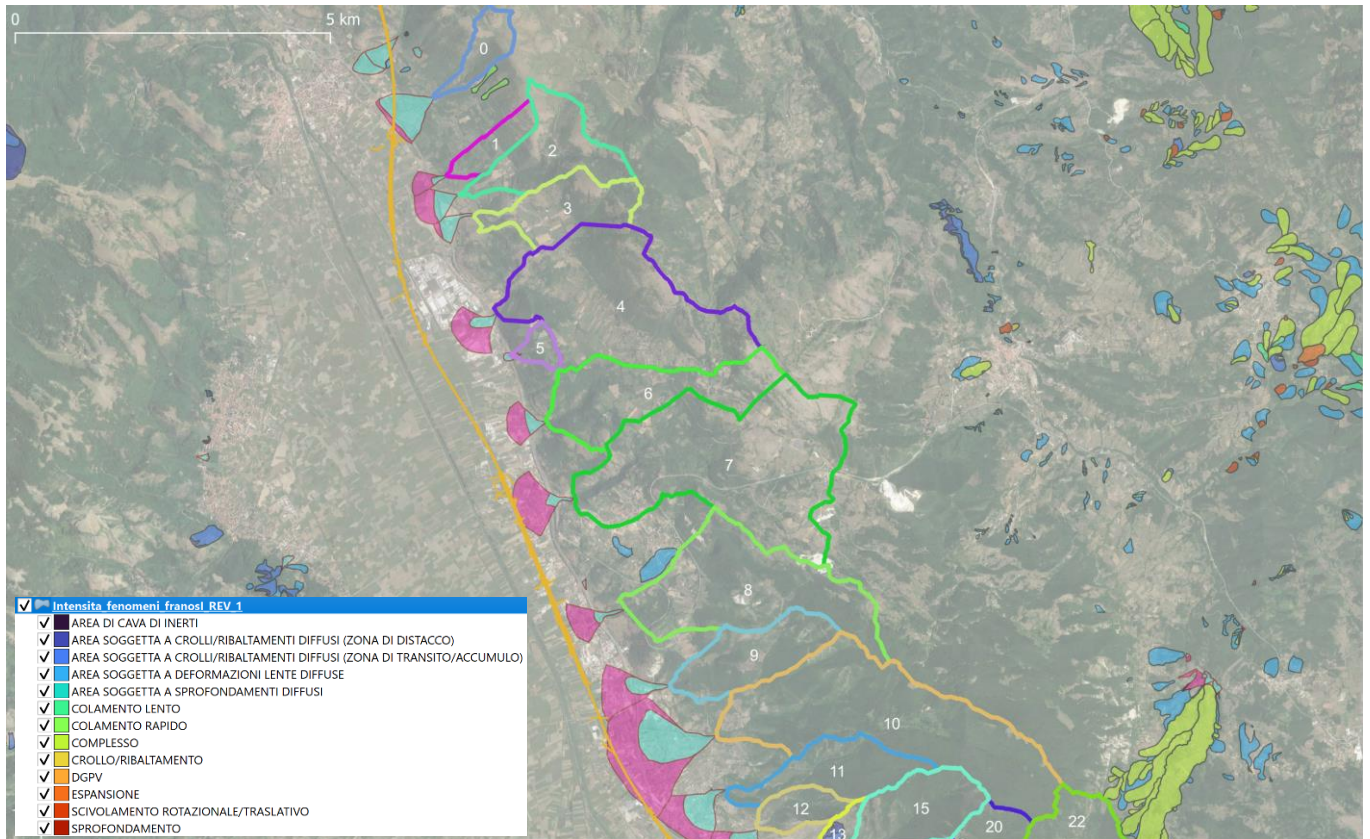


Figura 7 – Intensità dei fenomeni franosi P.A.I. _ 1 di 2

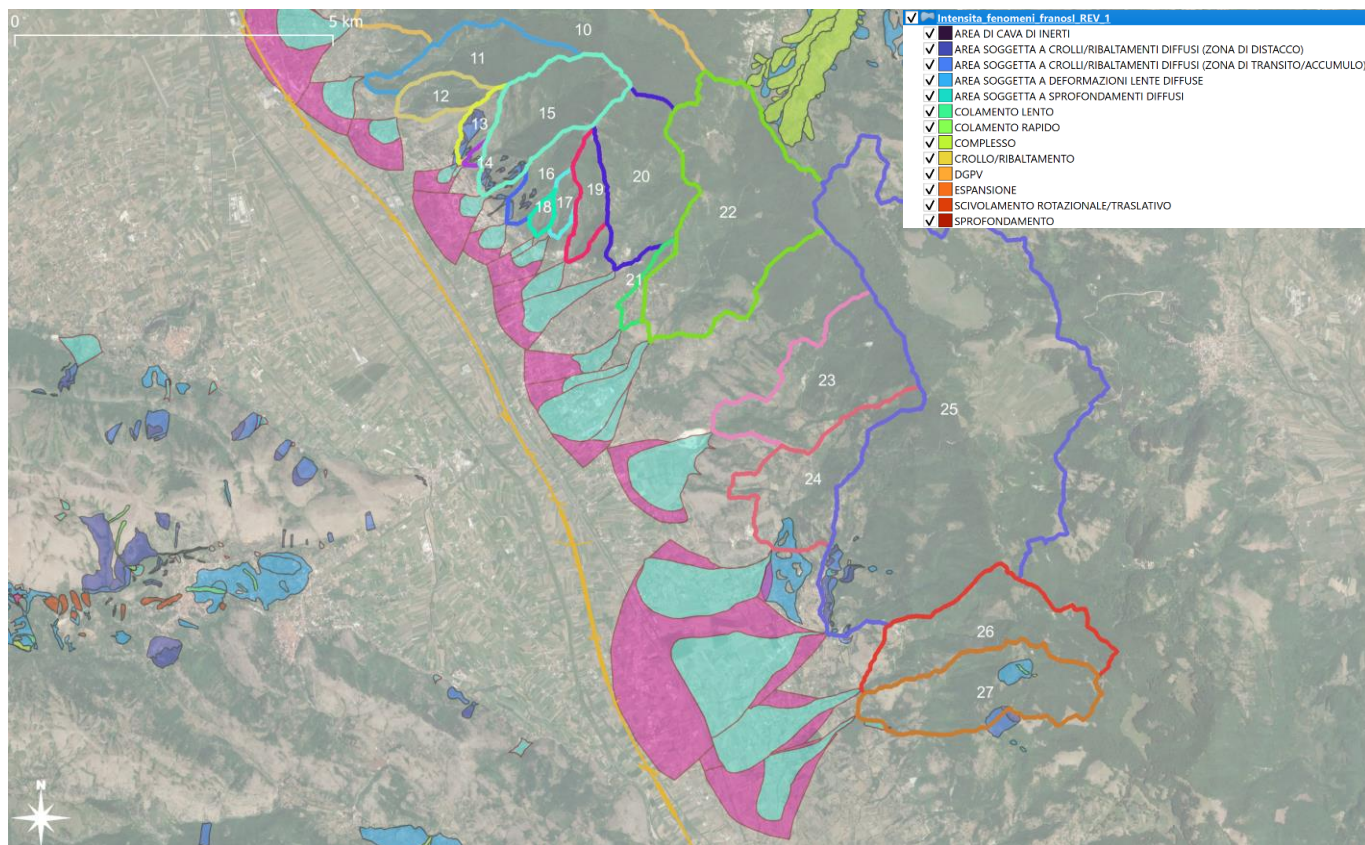


Figura 8 – Intensità dei fenomeni franosi P.A.I. _ 2 di 2

Nelle figure seguenti, invece, si riportano i **movimenti franosi** catalogati nella **Banca Dati IFFI (i.e. Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia)**; come si vede dall'immagine non risultano movimenti franosi verificatisi all'interno dei sistemi "bacino-conoide" in esame ad eccezione del sistema "bacino-conoide" n. 24.

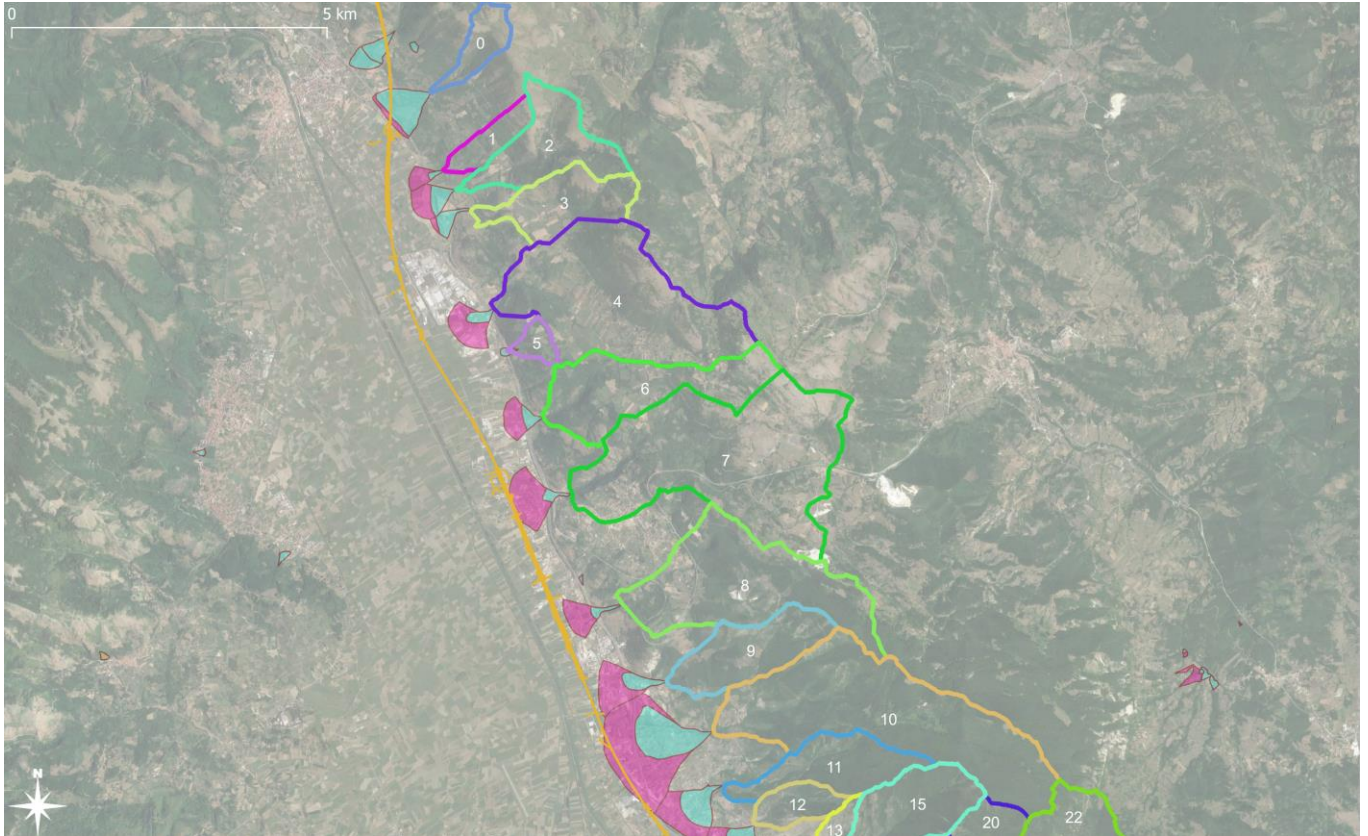


Figura 9 – Movimenti franosi Banca dati IFFI. _ 1 di 2

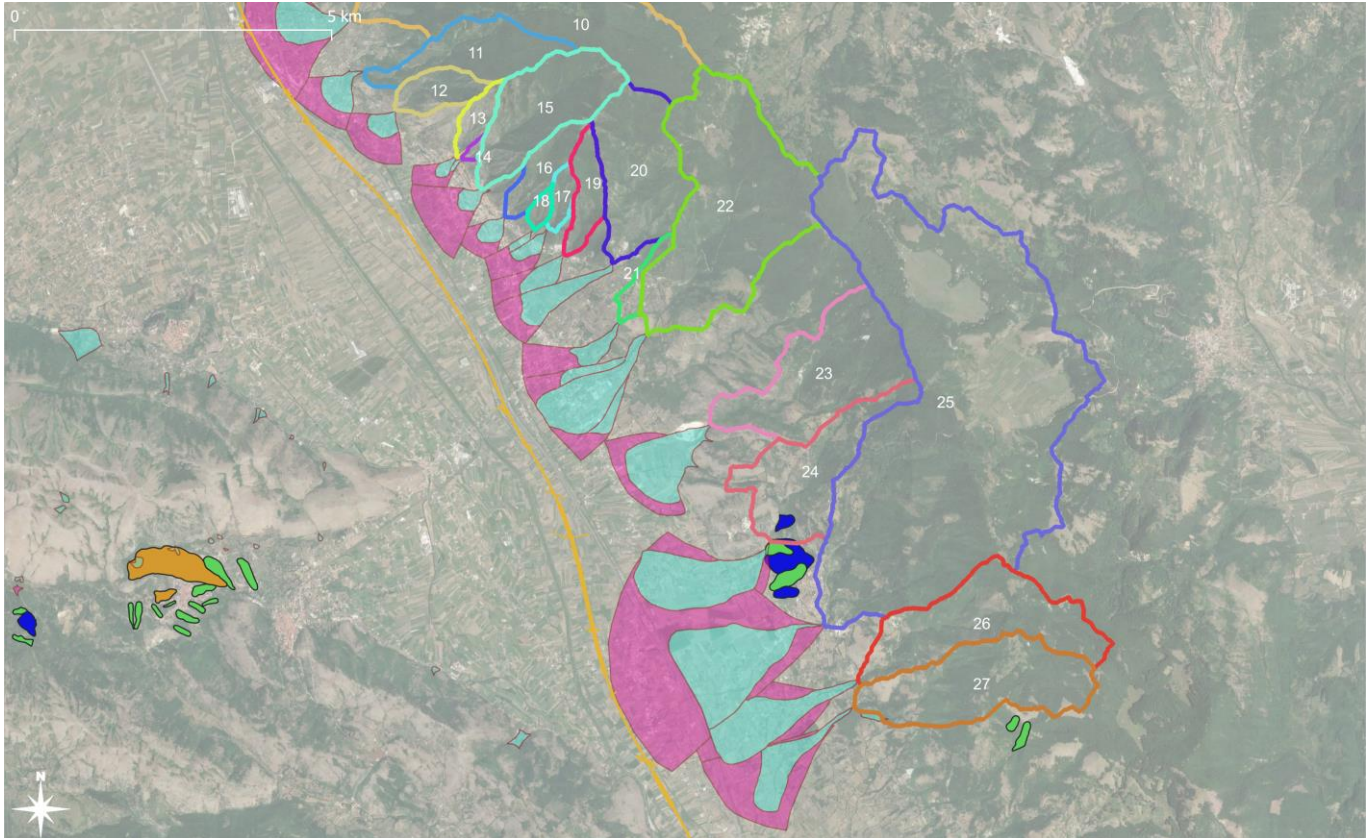


Figura 10 – Movimenti franosi Banca dati IFFI. _ 2 di 2

Si è proceduto quindi alla determinazione dei parametri morfometrici (i.e. area del bacino; quota massima H_{max} , quota minima H_{min} , quota media H_{med} , area del conoide, pendenza del conoide, pendenza del canale in conoide) dei sistemi “bacino-conoide” individuati, valutati mediante elaborazioni geostatistiche in ambiente GIS.

Bacino ID	Area Bacino (kmq)	H_{max} (m slm)	H_{min} (m slm)	H_{med} (m slm)	Area Conoide (kmq)	Pendenza Conoide (°)	Indice di Melton
0	0.70	1197.31	578.82	997.14	0.42	7.80	0.74
1	0.67	1139.64	484.92	728.41	0.11	3.22	0.80
2	2.04	1232.95	507.99	940.68	0.26	4.46	0.51
3	1.72	1220.82	510.16	890.17	0.12	5.13	0.54
4	5.82	1283.03	471.53	808.08	0.35	1.98	0.34
5	0.32	681.57	466.94	603.16	0.02	7.44	0.38
6	2.92	1287.95	485.63	768.25	0.23	3.61	0.47

Bacino ID	Area Bacino (kmq)	H _{max} (m slm)	H _{min} (m slm)	H _{med} (m slm)	Area Conoide (kmq)	Pendenza Conoide (°)	Indice di Melton
7	7.52	1287.94	497.32	851.75	0.46	3.09	0.29
8	4.49	1297.83	498.46	839.84	0.24	3.30	0.38
9	1.98	1225.29	517.01	813.10	0.44	2.72	0.50
10	6.52	1442.55	574.36	1076.41	1.71	3.62	0.34
11	1.80	1357.17	555.25	1013.31	0.56	4.45	0.60
12	0.73	1248.81	563.32	852.50	0.56	6.38	0.80
13	0.42	1281.82	627.61	991.03	0.22	9.97	1.01
14	0.07	959.23	641.29	788.42	0.17	8.95	1.24
15	2.54	1464.30	608.74	1153.25	0.77	6.28	0.54
16	0.81	1451.94	592.18	1078.23	0.29	8.42	0.96
17	0.15	1307.86	681.66	984.27	0.05	9.13	1.59
18	0.31	1112.91	634.34	815.23	0.48	13.44	0.86
19	0.78	1450.90	614.84	1011.74	0.40	6.34	0.95
20	2.96	1464.99	650.21	1098.53	0.71	5.23	0.47
21	0.31	993.06	568.90	718.23	0.57	2.56	0.76
22	6.72	1417.93	561.35	1032.75	1.67	2.18	0.33
23	3.84	1301.69	570.82	982.86	1.36	3.24	0.37
24	2.81	1244.35	549.05	804.76	1.42	1.83	0.41
25	19.58	1400.69	559.86	1069.06	5.42	1.55	0.19
26	3.49	1481.31	598.91	1084.75	1.13	2.48	0.47
27	3.57	1501.93	574.08	1088.35	1.59	2.10	0.49

Tabella 1 – Valori dei parametri morfometrici dei sistemi “bacino-conoide” di interesse.

Lo studio morfometrico può essere condotto analizzando innanzitutto la correlazione tra i parametri *area del conoide* e *area del bacino*, *pendenza del conoide* e *area del bacino*. Quella maggiormente diffusa in letteratura è la correlazione di Bull (1964), il quale propose l'equazione:

$$Af = c \cdot Ab^k$$

in cui Af è l'area del conoide (km²), Ab quella del bacino (km²), c e k sono coefficienti empirici. Il coefficiente c varia tra 0,1 e 2,2 (Harvey, 1997) e tiene conto dell'ubicazione geografica; dipende da fattori locali come l'erosività della roccia, l'attività tettonica, la quantità di detrito immagazzinato nel bacino, la velocità di subsidenza e l'entità delle precipitazioni. Il coefficiente k indica la variazione dell'area del conoide al variare di quella del bacino. Esso varia mediamente tra 0,7 e 1,1 (Harvey, 1997) e dipende dal contesto morfoclimatico in cui si evolve il sistema bacino-conoide (valori inferiori a 0,60 nei climi umidi; superiori a 0,88 nei climi aridi e intermedi nei climi sub-umidi o polari (Guzzetti et al., 1997).

Nella figura seguente, sulla base del range di variabilità dei coefficienti empirici c e k , è evidenziato il campo dei valori di A_f e A_b caratteristici di sistemi bacino-conoide interessati da fenomeni di trasporto di materiale detritico verso valle. Si riportano su tale grafico i valori di A_f e A_b relativi ai sistemi *bacino-conoide* in esame. Le coppie di valori A_f e A_b sono riportati anche in **Tabella 1**.

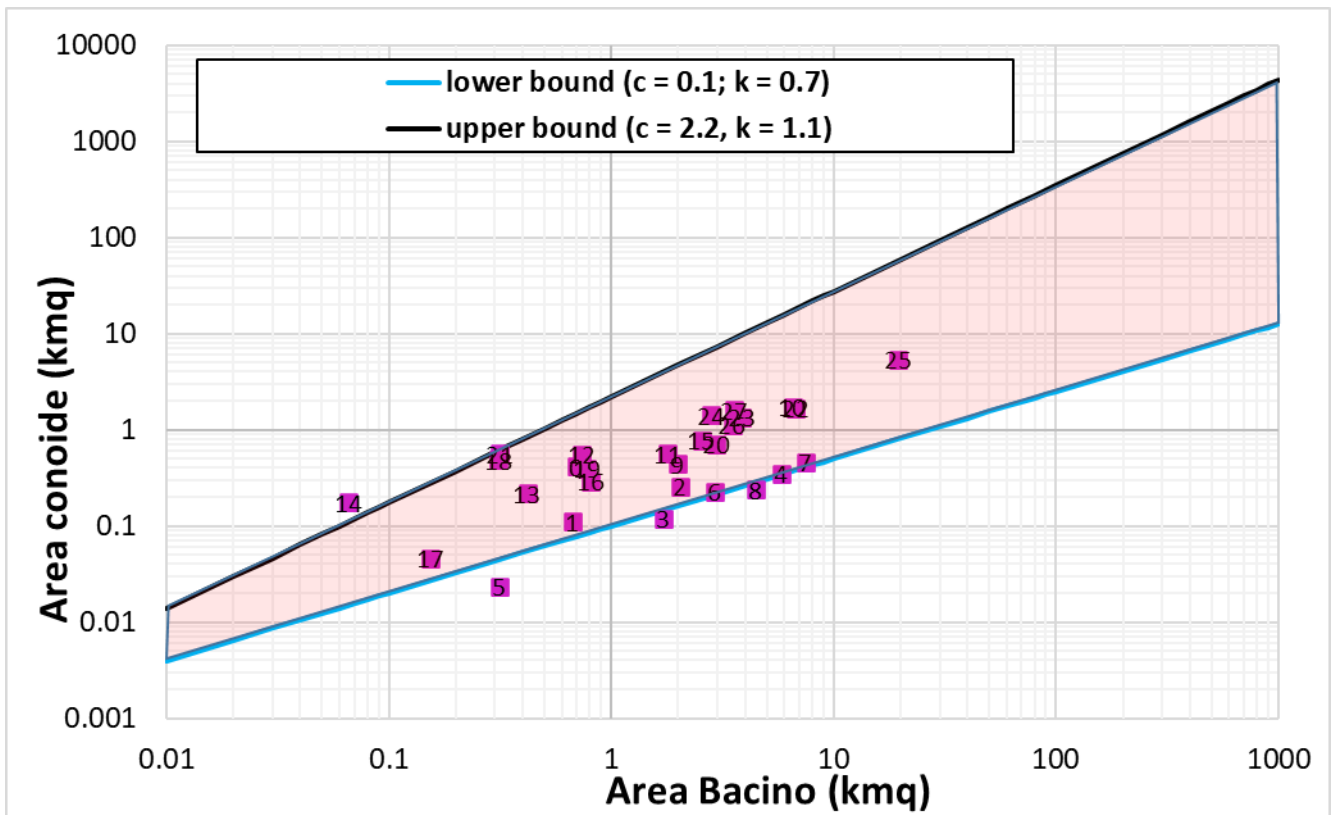


Figura 11 – Area conoide vs area bacino: valori caratteristici dei sistemi “*bacino – conoide*” analizzati.

La seconda relazione morfometrica ampiamente investigata in letteratura è quella tra la *pendenza del conoide* e l'*area del bacino* (Drew, 1873; Melton, 1965; Hooke, 1968).

Nel 1873, Drew fu il primo ad osservare che i conoidi che presentano pendenze minori sono alimentati da un bacino più ampio di quelli con pendenza maggiore; nel 1962, Bull propose la relazione:

$$S_f = a \cdot A_b^m$$

in cui S_f è la pendenza del conoide (in gradi), Ab l'area del bacino (km^2); a è un coefficiente sperimentale che assume valori compresi tra 0,03 e 0,17 (Harvey, 1997); m rappresenta la variazione della pendenza del conoide con l'aumento dell'area del bacino; in genere varia tra -0,35 e -0,15 (Harvey, 1997).

La relazione riflette la maggiore capacità di immagazzinare sedimenti da parte dei bacini più grandi. Inoltre, con l'aumento del rapporto (Ab/S_f) diminuisce il valore della pendenza in quanto la deposizione si verifica in punti più distali.

Anche per questa relazione, sulla base del range di variabilità dei coefficienti empirici a e m , è stato ricavato il campo dei valori di S_f e Ab caratteristici di sistemi *bacino-conoide* interessati da fenomeni di trasporto di materiale detritico.

Riportando su tale grafico i valori di S_f e Ab relativi ai sistemi *bacino-conoide* indagati si osserva che ad eccezione del sistema ID18, i restanti punti ricadono all'interno del campo di valori caratteristici del potenziale innesco.

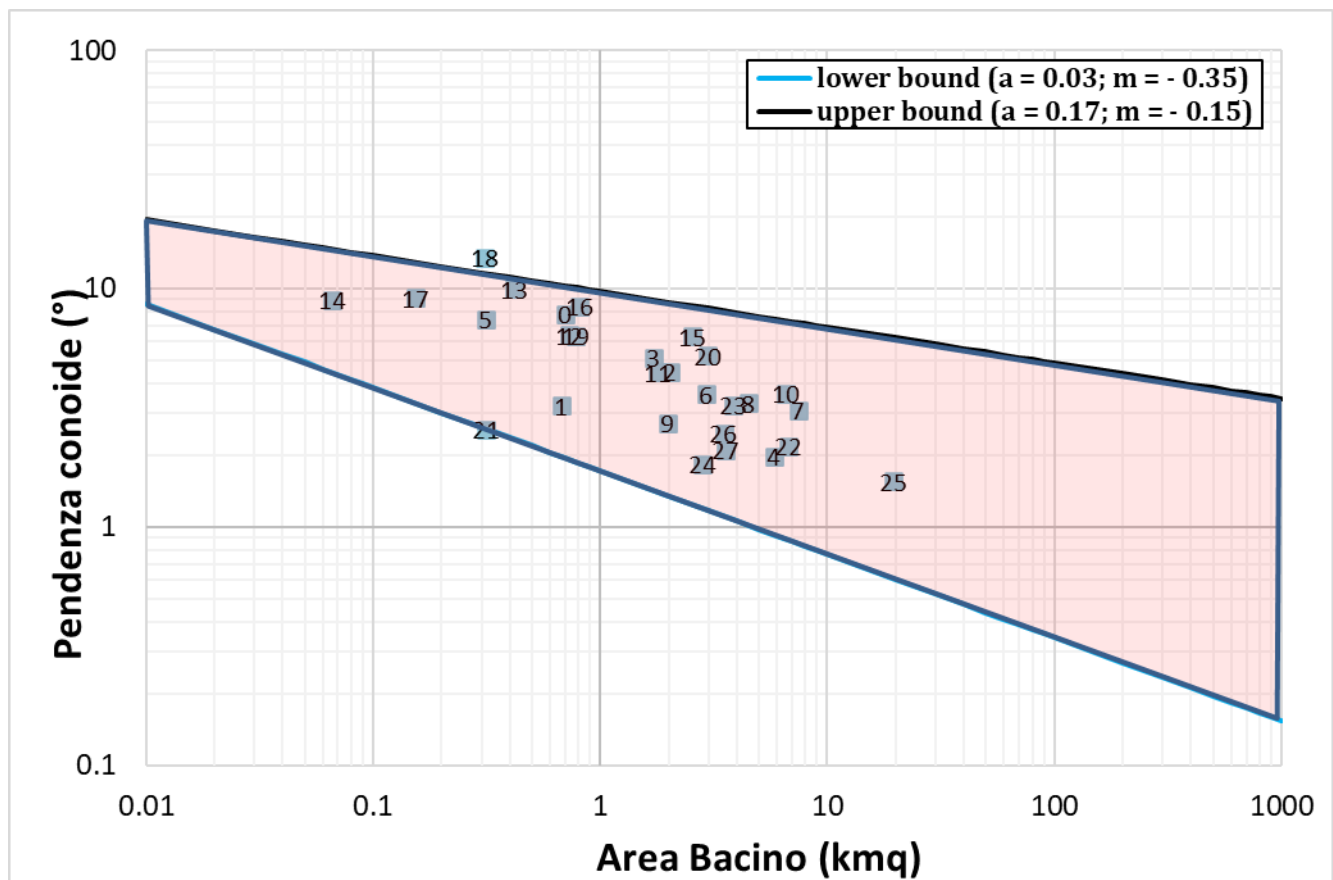


Figura 12 – Area conoide vs area bacino: valori caratteristici dei sistemi “bacino – conoide” analizzati.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

Per definire la tipologia o il meccanismo di trasporto che caratterizza un sistema *bacino-conoide*, è possibile ricorrere anche all'indice di Melton, valutabile tramite la seguente formulazione (Melton, 1965):

$$R = Ab^{-0,5} \cdot (Q_{b,max} - Q_{b,min})$$

in cui $Q_{b,max}$ e $Q_{b,min}$, rappresentano rispettivamente la quota massima e minima del bacino. Tale indice è correlato alla pendenza S_f del conoide tramite la relazione:

$$S = q \cdot R^n$$

dove q e n sono parametri dimensionali determinati sperimentalmente.

In letteratura (Marchi *et al.*, 1993; De Scally&Owens, 2004; Santangelo, 2006) sono disponibili anche grafici/abachi che mettono in relazione l'indice di Melton con la pendenza del conoide; tali abachi/grafici sono costruiti per determinare i valori soglia delle due variabili per le diverse tipologie di trasporto.

Si consideri l'abaco proposto da DeScally & Owens (2004), elaborato sulla base dell'analisi di un numeroso dataset relativo a conoidi alluvionali e/o legati a fenomeni di flussi detritici (*debris flows*).

In particolare sono evidenziati diversi settori, di cui il primo, caratterizzato da pendenze medie del conoide minori di 7.5° e valori dell'indice di Melton minori di 0.75, è costituito solo da sistemi con trasporto prevalente da "*fluvial flows*"; il secondo presenta invece un trasporto da "*debris flows*" con valori della pendenza del conoide maggiori di 7.5° e dell'indice di Melton maggiori di 0.75. Per pendenze inferiori a 7.5° e indici di Melton maggiori di 0,75 si rinviene una zona di coesistenza delle due tipologie ("*fluvial and debris flows*"), all'interno del quale risulta abbastanza incerta la definizione del tipo di trasporto.

Collocando i valori di R e S_f sull'abaco di DeScally & Owens (2004), i punti corrispondenti ai bacini-conoidi 13, 14, 16, 17 e 18 ricadono nel settore dei "*debris flows*", i punti 1, 12, 19 e 21 nella zona intermedia mentre i restanti ricadono nel settore dei "*fluvial flows*", ossia di correnti idriche con bassa concentrazione solida (inferiore a 0.2; in generale, valori di concentrazione solida di $0.2 \div 0.45$ sono caratteristici di flussi iperconcentrati; mentre valori di $0.45 \div 0.65$, di colate detritiche; Pierson & Costa, 1987).

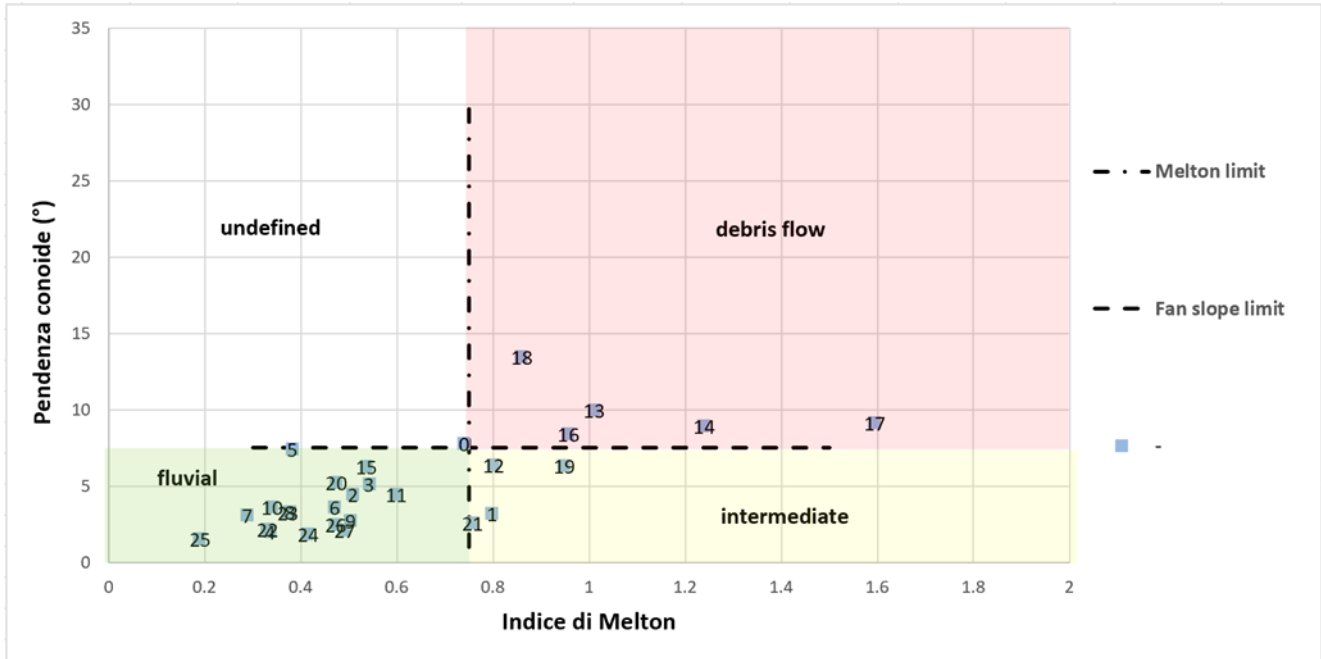


Figura 13 – Pendenza conoide vs indice di Melton: valori caratteristici dei sistemi “bacino – conoide” analizzati.

Relativamente alla correlazione tra l'indice di Melton e la pendenza del conoide, Marchi et al. (1993) hanno evidenziato che la pendenza del conoide S_f risulta influenzata principalmente dalla tipologia dei processi deposizionali piuttosto che dalle caratteristiche litologiche del bacino.

A tal proposito, gli studi condotti da D'Agostino (1996) suggeriscono che la suddivisione delle forme di trasporto può essere ulteriormente semplificata accorpando i fenomeni di trasporto solido per *debris flow* e per *debris flood* (flussi iperconcentrati) e distinguendoli dal trasporto di fondo (*bedload*). In tal modo è possibile sovrapporre i 52 dati ricavati da Marchi et al. (1993) (facendo rientrare cautelativamente i trasporti di tipo “misto” nei *debris flow/flood*) con le 35 conoidi già considerate in analisi della “*channel debris yield rate*”.

Il risultato ottenuto conferma la sostanziale validità dell'utilizzo dei due indicatori morfologici (indice di Melton e pendenza del conoide) e permette di proporre un “*criterio*” di separazione fra le due categorie di trasporto.

In generale, appartengono alla categoria dei bacini a rischio di *debris flow* e/o *debris flood* quelli caratterizzati da valori di R (indice di Melton) ed S_f (espressa in gradi) tali da soddisfare le disequazioni (Marchi et al. 1993):

$$7 \cdot R < S_f < 14 \cdot R$$

Inoltre, tali parametri devono individuare nel grafico R vs S_f coppie di valori ricadenti nel campo definito dalla linea tratteggiata riportata nella figura seguente.

Quindi, riportando le coppie di valori R e S_f (sopra indicati), relativi ai sistemi “bacino-conoide” in esame, sull’abaco di Marchi et al. (1993), modificato da D’Agostino (1996), si quanto riportato nel grafico seguente.

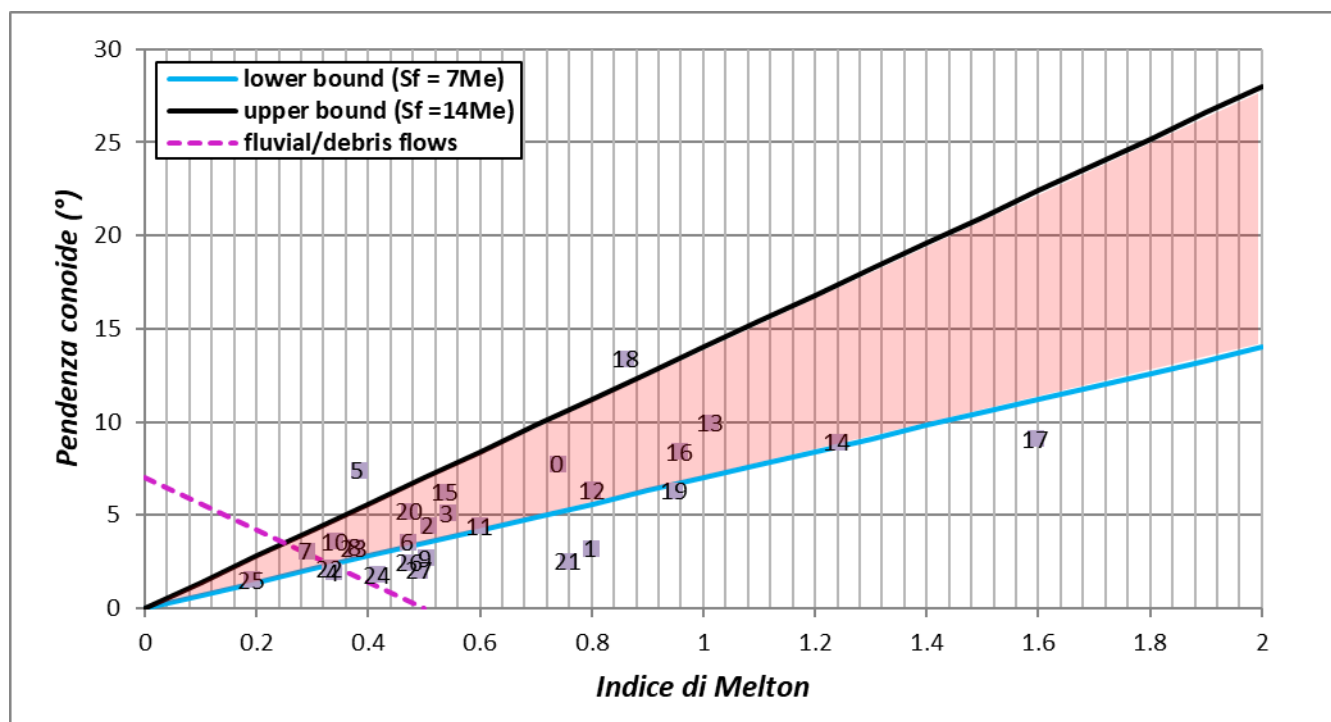


Figura 14 – Pendenza conoide vs indice di Melton (Marchi et al. 1993, modificato da D’Agostino 1996).

Esiste poi un ulteriore abaco che mette in relazione l’indice di Melton e la pendenza del conoide specifico per i sistemi bacino – conoide della Campania (Analisi Geomorfologica dei sistemi bacino-conoide dell’Appennino campano: scenari di suscettibilità alluvionale. - V. Scorpio, 2011) riportato nel grafico sottostante.

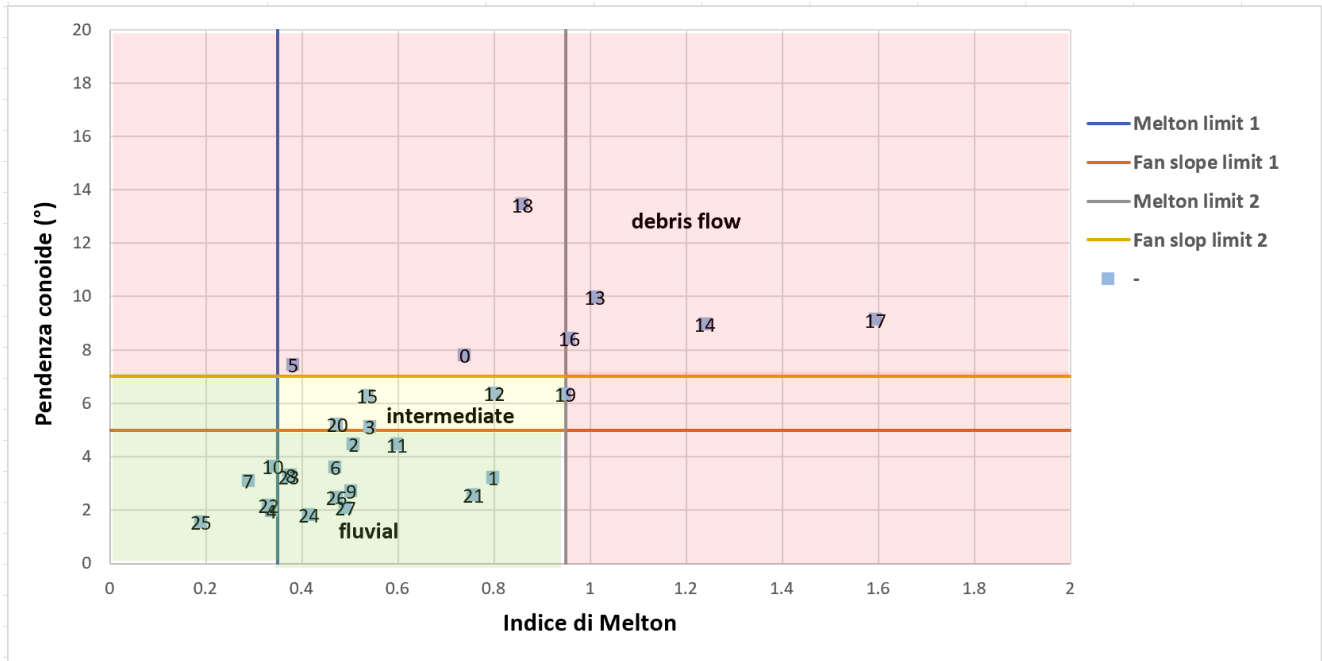


Figura 15 - Relazione indice di Melton - pendenza del conoide specifico per i sistemi bacino – conoide della Campania

Ai fini della definizione dei sistemi “bacino-conoide” potenzialmente suscettibili a fenomeni di flussi detritici e “critici” per l’infrastruttura ferroviaria in progetto, si è proceduto all’analisi “incrociata” delle informazioni e delle considerazioni sopra esposte. Nello specifico, considerando i dissesti classificati come movimenti di versante significativi e correlati al potenziale innesco di flussi detritici, è stata costruita la seguente matrice (“X” = si; “-“ = no):

ID Bacino	1) Dissesti da cartografia ITF	2) Dissesti da cartografia PAI	3) Dissesti da banca dati IFFI	4) Potenziale suscettibilità (Af vs Ab)	5) Potenziale suscettibilità (Sf vs Ab)	6) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - De Scally & Owens	7) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - Marchi	8) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - Bacini Campani
0	-	-	-	X	X	-	X	X
1	-	-	-	X	X	X	-	-
2	-	-	-	X	X	-	X	-
3	-	-	-	-	X	-	X	X
4	-	-	-	X	X	-	-	-
5	-	-	-	-	X	-	-	X
6	-	-	-	X	X	-	X	-

ID Bacino	1) Dissesti da cartografia ITF	2) Dissesti da cartografia PAI	3) Dissesti da banca dati IFFI	4) Potenziale suscettibilità (Af vs Ab)	5) Potenziale suscettibilità (Sf vs Ab)	6) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - De Scally & Owens	7) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - Marchi	8) Potenziale suscettibilità (Sf vs Melton) - Bacini Campani
7	-	-	-	X	X	-	X	-
8	-	-	-	-	X	-	X	-
9	-	-	-	X	X	-	-	-
10	-	-	-	X	X	-	X	-
11	-	-	-	X	X	-	X	-
12	-	-	-	X	X	X	X	X
13	-	X	-	X	X	X	X	X
14	-	X	-	-	X	X	X	X
15	-	X	-	X	X	-	X	X
16	-	X	-	X	X	X	X	X
17	-	-	-	X	X	X	-	X
18	-	-	-	X	-	X	-	X
19	-	-	-	X	X	X	-	X
20	-	-	-	X	X	-	X	X
21	-	-	-	X	X	X	-	-
22	-	-	-	X	X	-	-	-
23	-	-	-	X	X	-	X	-
24	-	X	X	X	X	-	-	-
25	-	X	-	X	X	-	-	-
26	-	-	-	X	X	-	-	-
27	-	X	-	X	X	-	-	-

Tabella 2 – Definizione dei sistemi “bacino – conoide” potenzialmente suscettibili a fenomeni di flussi detritici.

La scelta di svolgere o meno ulteriori verifiche e approfondimenti (*VERIFICA SI/VERIFICA NO*), relativamente alla valutazione della suscettibilità dei bacini considerati a fenomeni di flussi detritici, è effettuata sulla base del seguente criterio:

- “*VERIFICA SI*” se il simbolo “**X**” ricade in almeno 4 delle voci 1), 2), 3), 4), 5), 6), 7), 8). Tra queste quattro almeno una deve ricadere nelle voci 1), 2), o 3);
- “*VERIFICA NO*” altrimenti.

In ragione delle valutazioni esposte e del criterio di scelta sopra descritto, si ritiene che i **sistemi bacino-conoide ID 13, 14, 15, 16 e 27 possano essere caratterizzati, nel caso di fenomeni ad evoluzione rapida**

ed improvvisa quali colate detritiche, da significativi meccanismi di trasporto di materiale detritico proveniente da *movimenti di versante*. Poiché le caratteristiche altimetriche del tracciato ferroviario in progetto sono tali da non renderlo direttamente esposto a tali fenomeni (e.g. viadotti con altezza sul piano campagna maggiori di 5 m), l'analisi dei volumi solidi potenzialmente mobilitabili e delle relative portate solido-liquide verrà sviluppata nella successiva fase progettuale (PFTE per gara) solamente allo scopo di completare la caratterizzazione del fenomeno, non prevedendosi appunto interazioni tra esso e l'Opera in progetto.

Nei restanti sistemi bacino-conoide, invece, non si registra la presenza di significativi dissesti e movimenti di versante correlati al potenziale innesco di flussi detritici. Si ritiene perciò che, pur presentando parametri morfometrici caratteristici del potenziale innesco di fenomeni ad evoluzione rapida ed improvvisa quali colate detritiche, i restanti sistemi bacino-conoide non siano caratterizzati da importanti meccanismi di trasporto di materiale detritico proveniente da movimenti di versante. Da notare che l'imbocco lato sud della galleria "Auletta" GN04 è interessato dal conoide ID 0, che appunto non è caratterizzato da potenziale innesco di colate detritiche, quindi non vi è interferenza tra fenomeni alluvionali e/o di colata detritica.

1.2 Inquadramento dei manufatti di attraversamento principali della linea ferroviaria

Nella Tabella 3 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.

In Tabella 4 vengono riportati i dettagli dei tombini di trasparenza ubicati in concomitanza ai rilevati ferroviari e viari nel caso in cui quest'ultimi si trovino in zona alluvionale.

Tabella 3 – Elenco delle opere di attraversamento.

WBS	ID bacino	pk	Area (km ²)	Opera su linea di progetto
IN01	42	5+095	0.52	tombino scatolare 4x4
VI01	43	5+579	914	Viadotto Fiume Bianco
IN02	44	22+369	3.74/3	tombino scatolare 3x3
IN03	44	22+434	3.74/3	tombino scatolare 3x3
IN04	44	22+511	3.74/3	tombino scatolare 3x3
IN05	45	22+793	3.15/3	tombino scatolare 3x3
IN06	45	22+941	3.15/3	tombino scatolare 3x3
IN07	45	23+084	3.15/3	tombino scatolare 3x3
VI02_1	46	23+953	4.88	viadotto
VI02_2	47	24+125	22.90	viadotto
VI04_1	55a	28.703	1.15	viadotto
NV39A	55a	-	1.15	tombino circolare su viabilità D=1,5m
NV39B	55a	-	1.15	tombino scatolare su viabilità 3x3
VI04_2	55b	30+063	1.21	viadotto
VI04_3	56	30+265	5.88	viadotto
VI04_4	57	31+256	3.68	viadotto
VI04_5	58	31+825	8.09	viadotto
VI04_6	59-60	33+715	8.12	viadotto
VI04_7	61-62	35+055	3.64	viadotto
VI04_8	63	36+378	9.67	viadotto
VI04_9	64	37+498	3.80	viadotto
VI04_10	65	37+899	0.37	viadotto
VI04_11	68	38+987	7.26	viadotto
VI04_12	69	39+276	0.09	viadotto
VI04_13	70	39+582	0.07	viadotto
VI04_14	71	39+826	8.00	viadotto
VI04_15	72	40+446	14.25	viadotto

WBS	ID bacino	pk	Area (km ²)	Opera su linea di progetto
VI04_16	73	41+308	0.48	viadotto
VI05	74	42+059	7.79	viadotto
IN08	75	42+209	0.10	Tombino scatolare 3x3
IN09	76	42+505	1.37	Tombino scatolare 4x4
IN10	77	42+886	0.29	Tombino scatolare 3x3
Strada esistente	77	-	0.29	Tombino scatolare 4x2
IN11	78	43+960	0.95/2	Tombino scatolare 3x3
IN12	78	44+218	0.95/2	Tombino scatolare 3x3
VI06	79	45+242	23.31	Viadotto
VI07	80	45+706	56.19	Viadotto
IN66	80		56.19	Tombino scatolare 6x3 su viabilità NV51

Tabella 4 – Elenco tombini di trasparenza.

WBS	Dettagli opere
NV36	5 tombini di trasparenza D=1,5m su viabilità
NV39	5 tombini di trasparenza D=1,5m su viabilità
NV46	23 tombini di trasparenza D=1,5m su viabilità
IN51	km 41+420 Tombino trasparenza 3x3
IN52	km 41+470 Tombino trasparenza 3x3
IN53	km 41+520 Tombino trasparenza 3x3
IN54	km 41+570 Tombino trasparenza 3x3
IN55	km 41+620 Tombino trasparenza 3x3
IN56	km 41+670 Tombino trasparenza 3x3
IN57	km 41+720 Tombino trasparenza 3x3
IN58	km 44+630 Tombino trasparenza 3x3
IN59	km 44+679 Tombino trasparenza 3x3
IN60	km 44+728 Tombino trasparenza 3x3
IN61	km 44+778 Tombino trasparenza 3x3
IN62	km 44+827 Tombino trasparenza 3x3
IN63	km 44+876 Tombino trasparenza 3x3
IN64	km 44+926 Tombino trasparenza 3x3
IN65	km 44+975 Tombino trasparenza 3x3

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

2 ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

2.1 Metodologia di calcolo

2.1.1 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 $S > 10$ km²
- linea ferroviaria $Tr= 200$ anni per $S < 10$ km²
- 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.

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 70% della sezione totale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

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% se la morfologia del territorio escludeva la presenza di trasporto solido, e pari al 40% dove si riteneva possibile la presenza di trasporto solido a causa di erosione dei versanti.

2.1.2 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 provvisorie 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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

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 $T_r = 1,001$) devono essere combinati con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente ψ_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 ψ_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 $T_r = 200$ 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 $6 \div 7$ m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti 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 m³/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 m² 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

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.

2.1.3 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"> linea ferroviaria $Tr = 200$ anni deviazioni stradali $Tr = 200$ anni 	$Tr = 200$ 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>	1.5
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"> linea ferroviaria $Tr = 200$ anni deviazioni stradali $Tr = 200$ anni 	$Tr = 200$ anni <i>Per portate maggiori di 50 m³/s va previsto ponte</i>
Grado di riempimento	G.R. max 67%	<i>Min. 2/3 dell'altezza e comunque franco 50 cm dall'intradosso</i>

2.1.4 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 6.3.1 River Analysis System del ottobre 2022, 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

2.2 Verifica idraulica delle opere

2.2.1 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.

2.2.2 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.

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:

- 0.03 s/m^{1/3} per l'alveo inciso;
- 0.04 ÷ 0.05 s/m^{1/3} per le aree golenali.

2.2.3 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 km².

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 5 sono riportati i valori di portata massimi ottenuti dalle analisi idrologiche, per il tempo di ritorno di 200 anni.

Tabella 5 – Valori delle portate di calcolo.

WBS	ID bacino	pk	Area (km ²)	Opera su linea di progetto	Q (m ³ /s)	Analisi
IN01	42	5+095	0.52	tombino scatolare 4x4	11.7	hec-ras
VI01	43	5+759	914	Viadotto Fiume Bianco	1813	hec-ras 2D
IN02	44	22+369	3.74/3	tombino scatolare 3x3	31.5/3	HY8
IN03	44	22+434	3.74/3	tombino scatolare 3x3	31.5/3	HY8
IN04	44	22+511	3.74/3	tombino scatolare 3x3	31.5/3	HY8
IN05	45	22+793	3.15/3	tombino scatolare 3x3	24.9/3	HY8
IN06	45	22+941	3.15/3	tombino scatolare 3x3	24.9/3	HY8
IN07	45	23+084	3.15/3	tombino scatolare 3x3	24.9/3	HY8
VI02_1	46	23+953	4.88	viadotto	33.06	hec-ras
VI02_2	47	24+125	22.90	viadotto	85.81	hec-ras
VI04_1	55a	28.703	1.15	viadotto	6.50	hec-ras
NV39A	55a	-	1.15	tombino circolare su viabilità D=1,5m	6.50	hec-ras
NV39B	55a	-	1.15	tombino scatolare su viabilità 3x3	6.50	hec-ras
VI04_2	55b	30+063	1.21	viadotto	13.00	hec-ras
VI04_3	56	30+265	5.88	viadotto	34.40	hec-ras
VI04_4	57	31+256	3.68	viadotto	26.90	hec-ras
VI04_5	58	31+825	8.09	viadotto	25.20	hec-ras
VI04_6	59-60	33+715	8.12	viadotto	61.89	hec-ras
VI04_7	61-62	35+055	3.64	viadotto	27.64	hec-ras
VI04_8	63	36+378	9.67	viadotto	9.67	hec-ras
VI04_9	64	37+498	3.80	viadotto	29.09	hec-ras
VI04_10	65	37+899	0.37	viadotto	5.56	hec-ras
VI04_11	68	38+987	7.26	viadotto	39.84	hec-ras
VI04_12	69	39+276	0.09	viadotto	2.01	hec-ras
VI04_13	70	39+582	0.07	viadotto	1.68	hec-ras
VI04_14	71	39+826	8.00	viadotto	47.07	hec-ras

WBS	ID bacino	pk	Area (km ²)	Opera su linea di progetto	Q (m ³ /s)	Analisi
VI04_15	72	40+446	14.25	viadotto	53.30	hec-ras
VI04_16	73	41+308	0.48	viadotto	6.71	hec-ras
VI05	74	42+059	7.79	viadotto	36.35	hec-ras
IN08	75	42+209	0.10	Tombino scatolare 3x3	2.2	hec-ras
IN09	76	42+505	1.37	Tombino scatolare 4x4	11.4	hec-ras
IN10	77	42+886	0.29	Tombino scatolare 3x3	4.7	hec-ras
Strada esistente	77	-	0.29	Tombino scatolare 4x2	4.7	hec-ras
IN11	78	43+960	0.95/2	Tombino scatolare 3x3	10.9/2	HY8
IN12	78	44+218	0.95/2	Tombino scatolare 3x3	10.9/2	HY8
VI06	79	45+242	23.31	Viadotto	74.70	hec-ras 2D
VI07	80	45+706	56.19	Viadotto	164.40	hec-ras 2D
IN66	80		56.19	Tombino scatolare 6x3 su viabilità NV51		hec-ras

La condizione al contorno di valle considerata è quella corrispondente al moto uniforme nel caso in cui il corso d'acqua non risenta di confluenze e più in particolare delle condizioni idrauliche del fiume Tanagro; in quest'ultimo caso è stato invece considerato il livello di valle dovuto alla piena duecentennale del fiume Tanagro.

2.2.4 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 intasati con calcestruzzo.

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

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 16, 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.

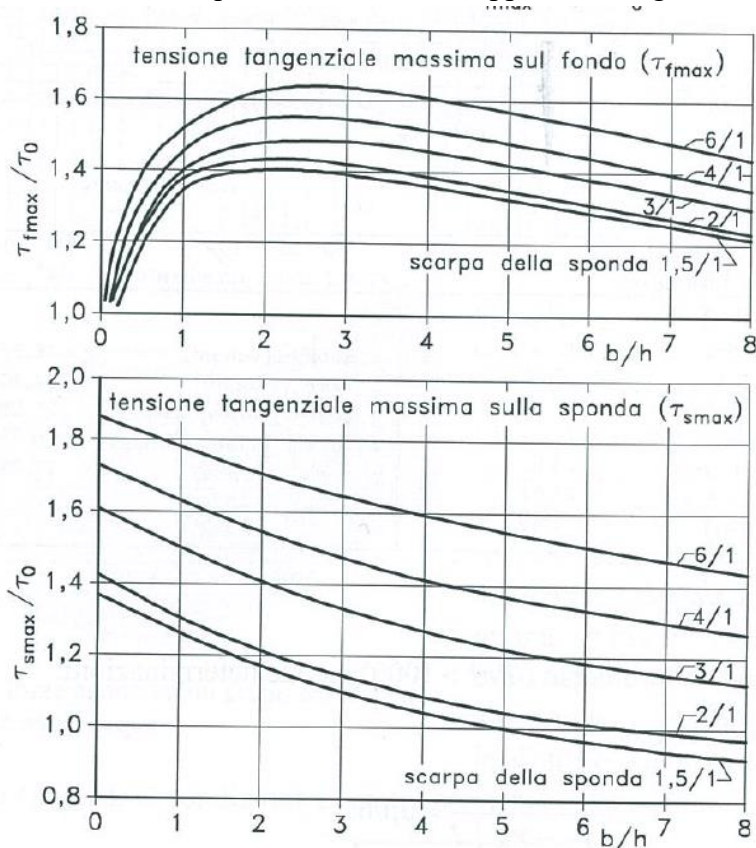


Figura 16 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.

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 :

- γ_s peso specifico dei massi
- γ_w peso specifico dell'acqua
- d diametro del masso

Nei casi in cui vi era presenza di bassa sommergezza 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:

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

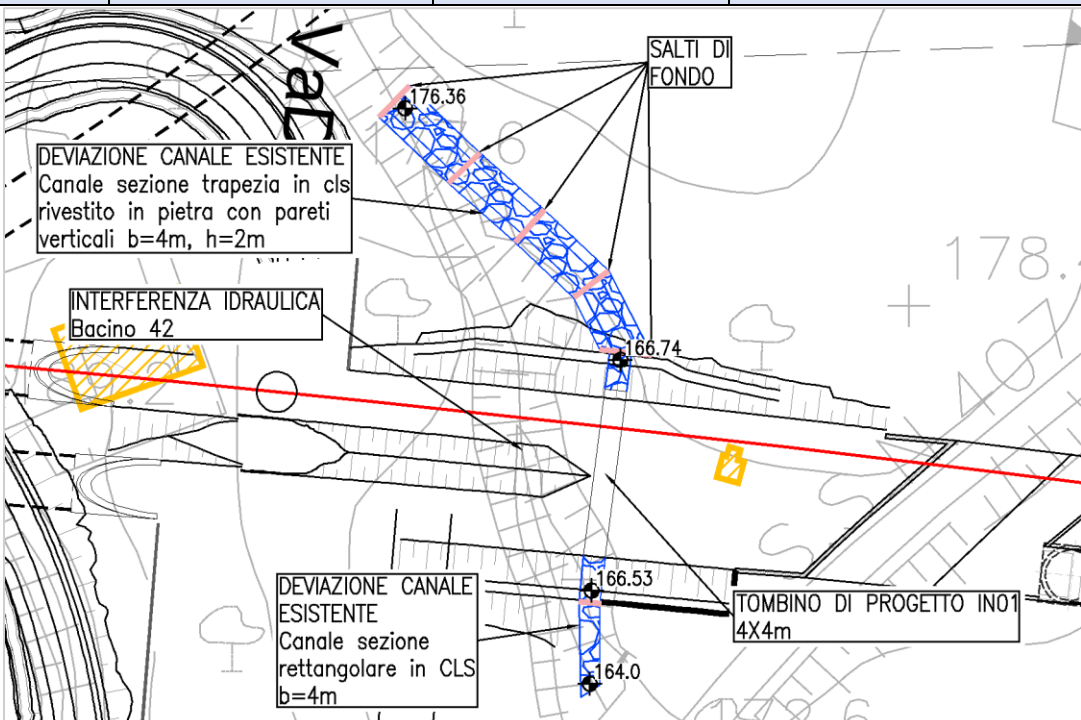
Dove:

- $\tau_{cr}(\alpha)$ è la tensione tangenziale critica sulla sponda
- $\tau_{cr}(0)$ è la tensione tangenziale critica sul fondo
- α l'angolo di inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale
- φ 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/m², prevedendo uno strato di allettamento in sabbia al fine di non danneggiarlo durante le operazioni di posa.

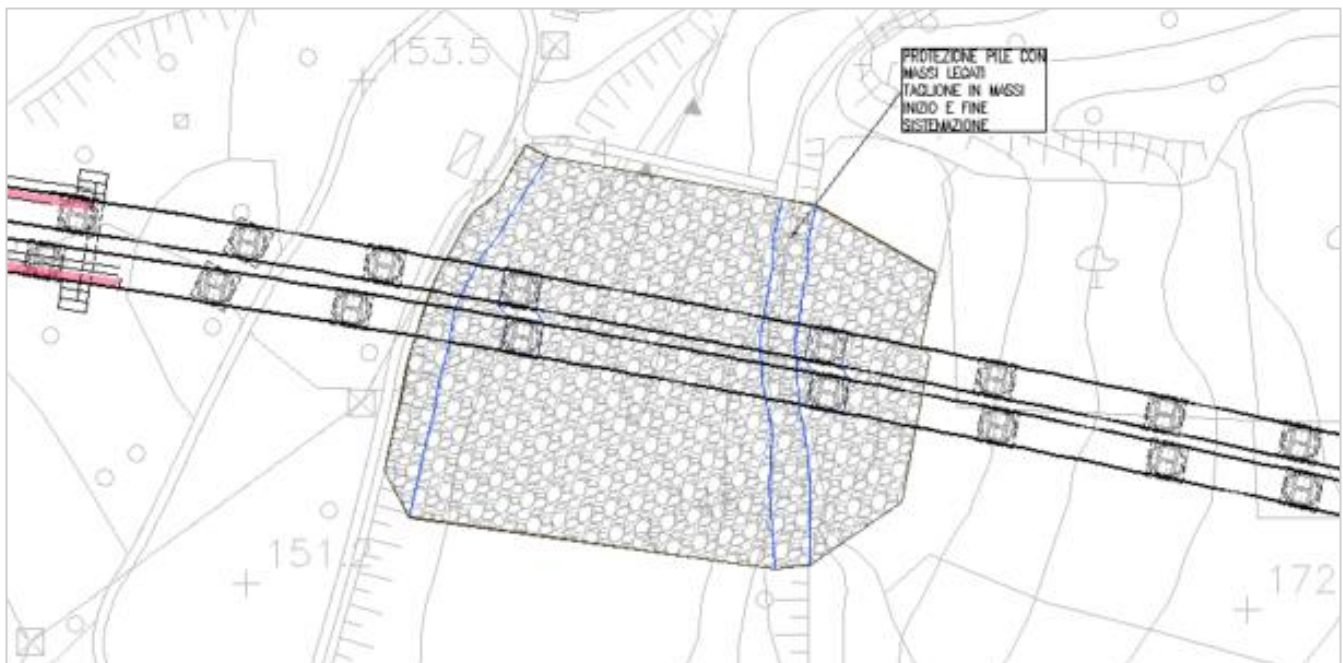
2.2.5 Risultati

2.2.5.1 Interferenza IN01 (bacino 42)

Interferenza	IN01	Pk 5+095	Tombino scatolare 4x4							
										
Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	CC pendenza moto uniforme	Q (m3/s)	W.S.	E.G.	GR. (%)
	4.0	4.0	30.6	90	181.5	0.066	11.7	167.22	169.11	12%
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	
166.79	167.22	167.74	170.04	0.224625	7.49	1.56	4.00	3.83		
Sistemazioni	Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in calcestruzzo con rivestimento in pietra.									

2.2.5.2 Interferenza VI01 (bacino 43)

Questa interferenza si riferisce all'attraversamento del fiume Bianco alla pk 5+579 che è stata studiata mediante modellazione idraulica bidimensionale. L'attraversamento risulta verificato. Per la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda alla relazione specialistica dei modelli idraulici bidimensionali.

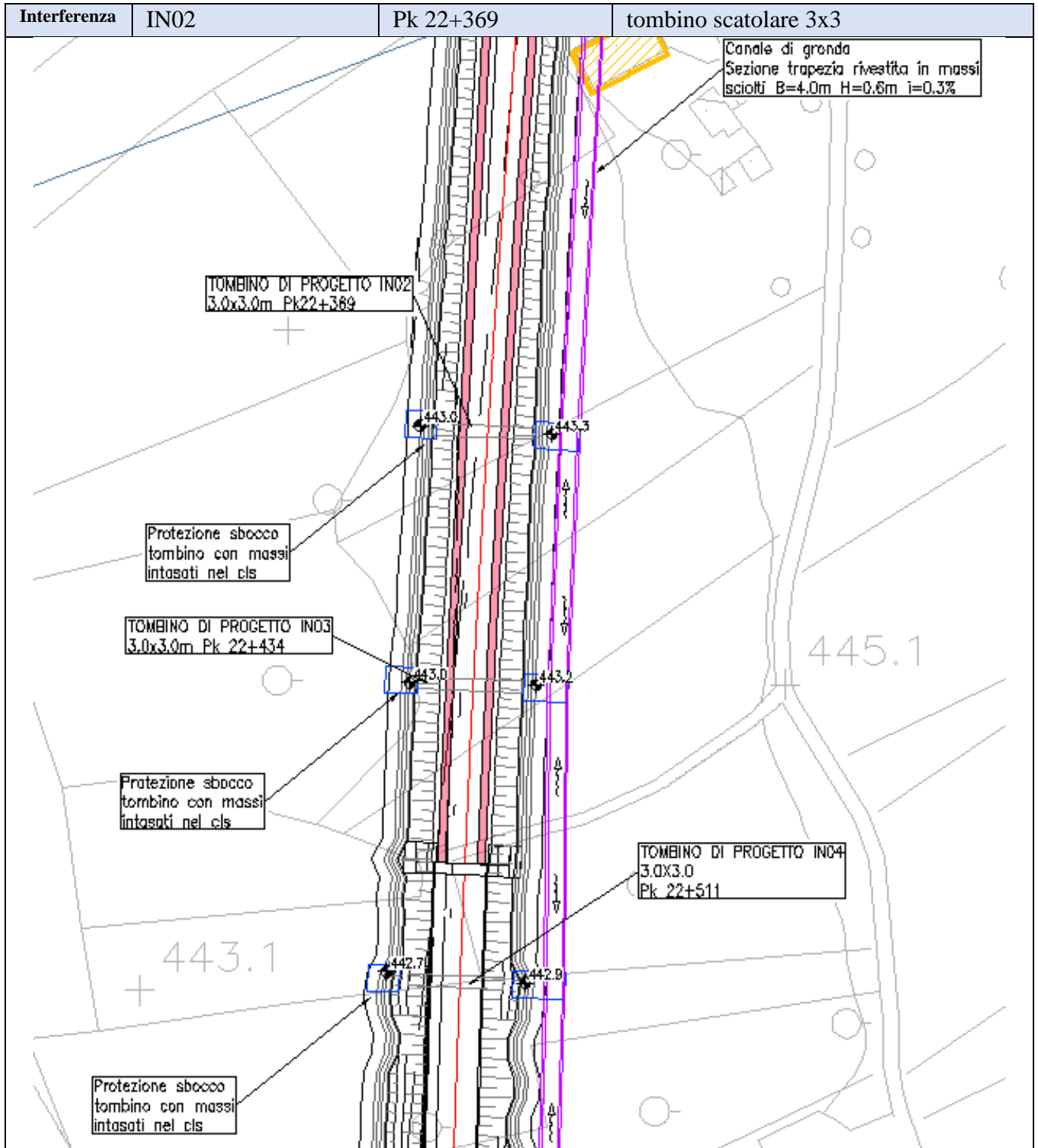


Fiume Bianco	TR200
Quota intradosso (m s.m.m.)	178.94
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)	26.92
Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)	153.76
Velocità (m/s)	10
Franco idraulico (m)	25.18
Franco EG (m)	21.0

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 09	RI	ID0002 001	E	41 di 111

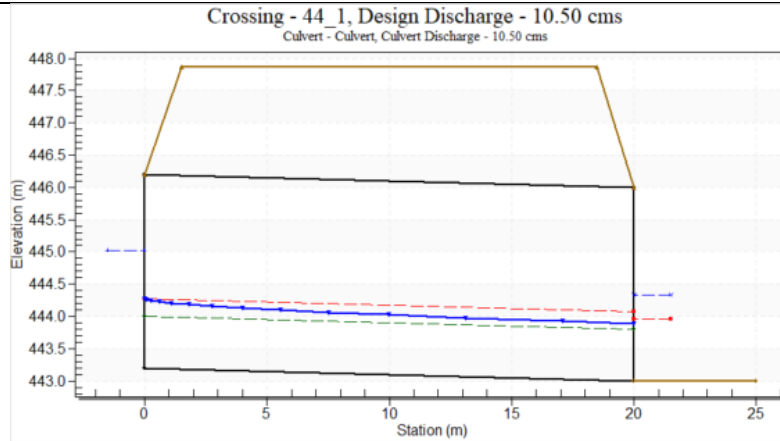
2.2.5.3 Interferenza IN02 (bacino 44)



Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 09	RI	ID0002 001	E	42 di 111

Risultati
(HY8)



Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)
443.2	443	447.86	3.0	3.0

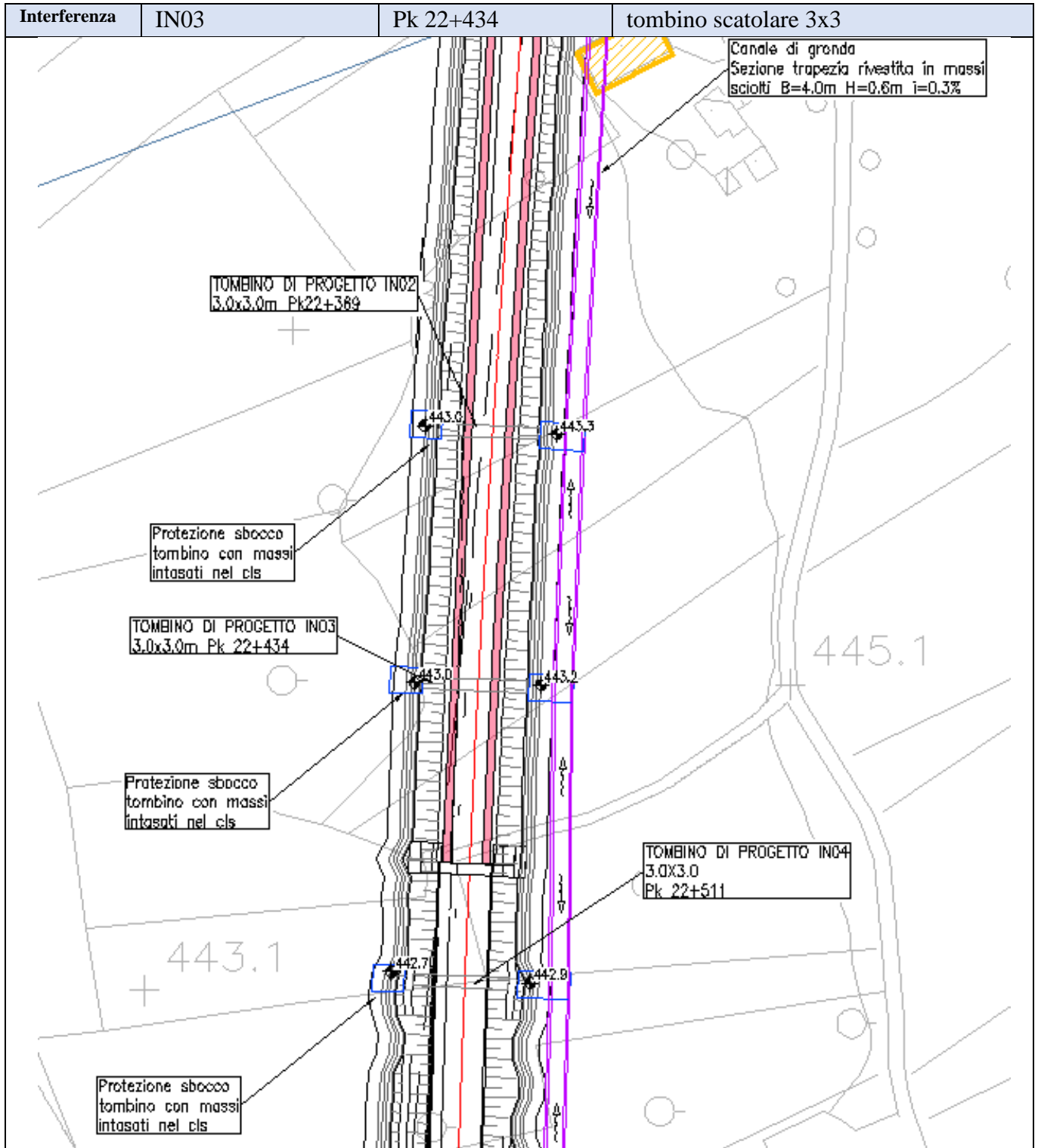
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Norma I Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
10.5	445.02	1.82	1.25	0.81	1.08	0.89	1.33	3.95	1.82

GR=60%

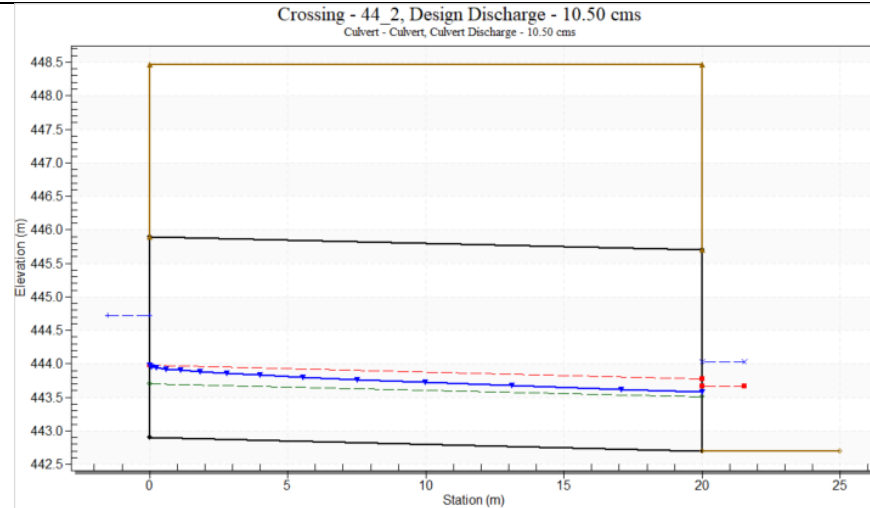
Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

2.2.5.4 Interferenza IN03 (bacino 44)



Risultati
(HY8)



Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)
442.90	442.70	448.46	3.0	3.0

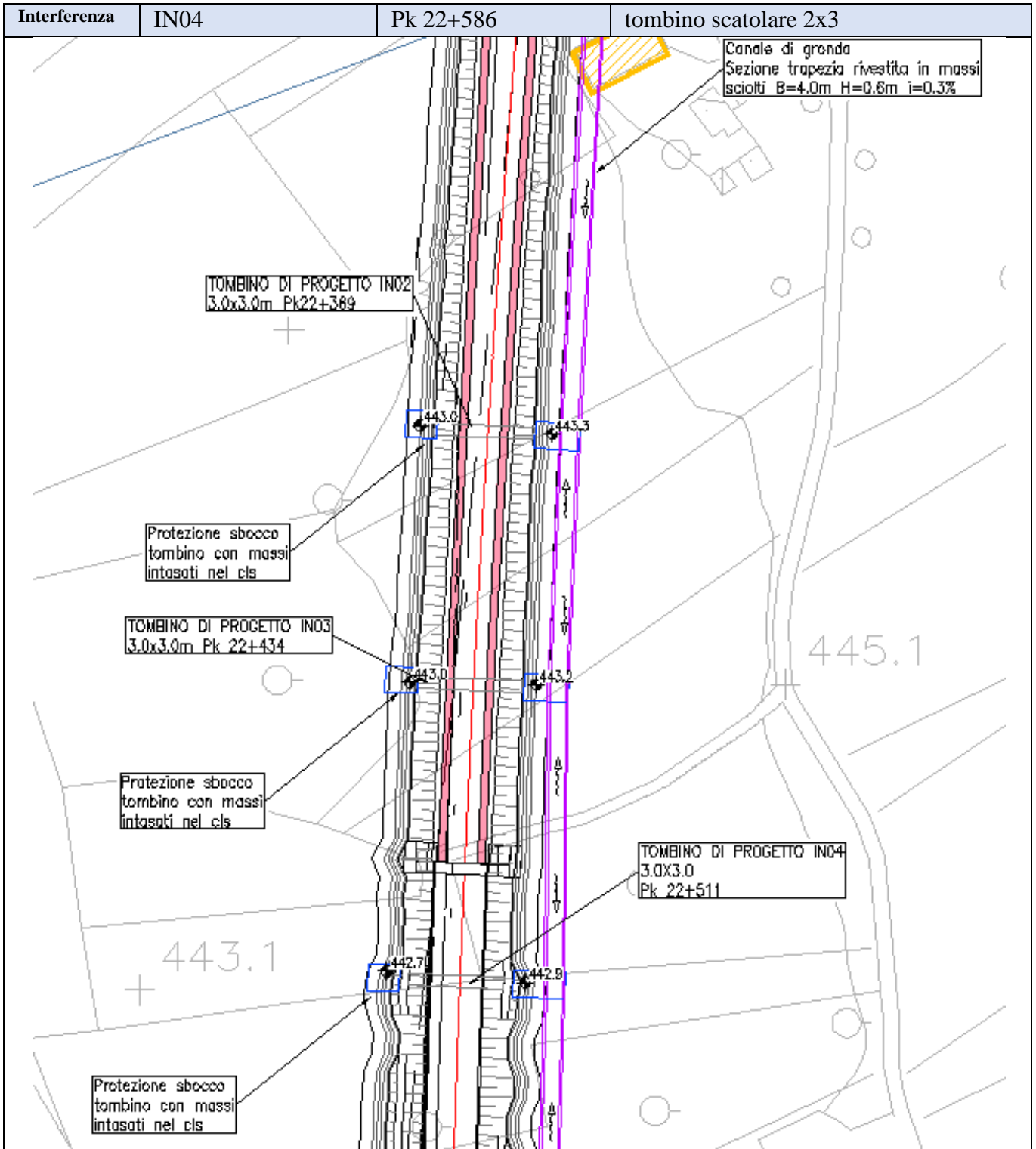
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
10.5	444.72	1.82	1.25	0.81	1.08	0.89	1.33	3.95	1.82

GR=61%

Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

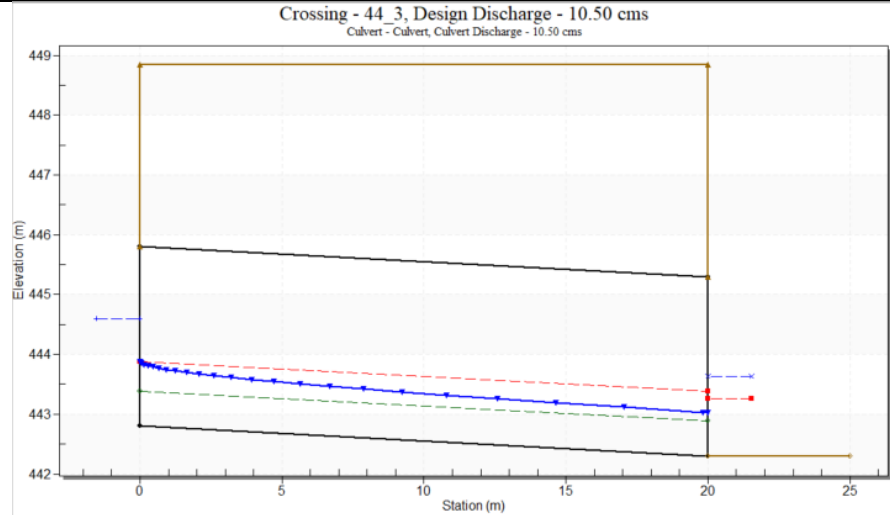
2.2.5.5 Interferenza IN04 (bacino 44)



Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 09	RI	ID0002 001	E	46 di 111

Risultati
(HY8)



Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)
442.8	442.30	448.84	3.0	3.0

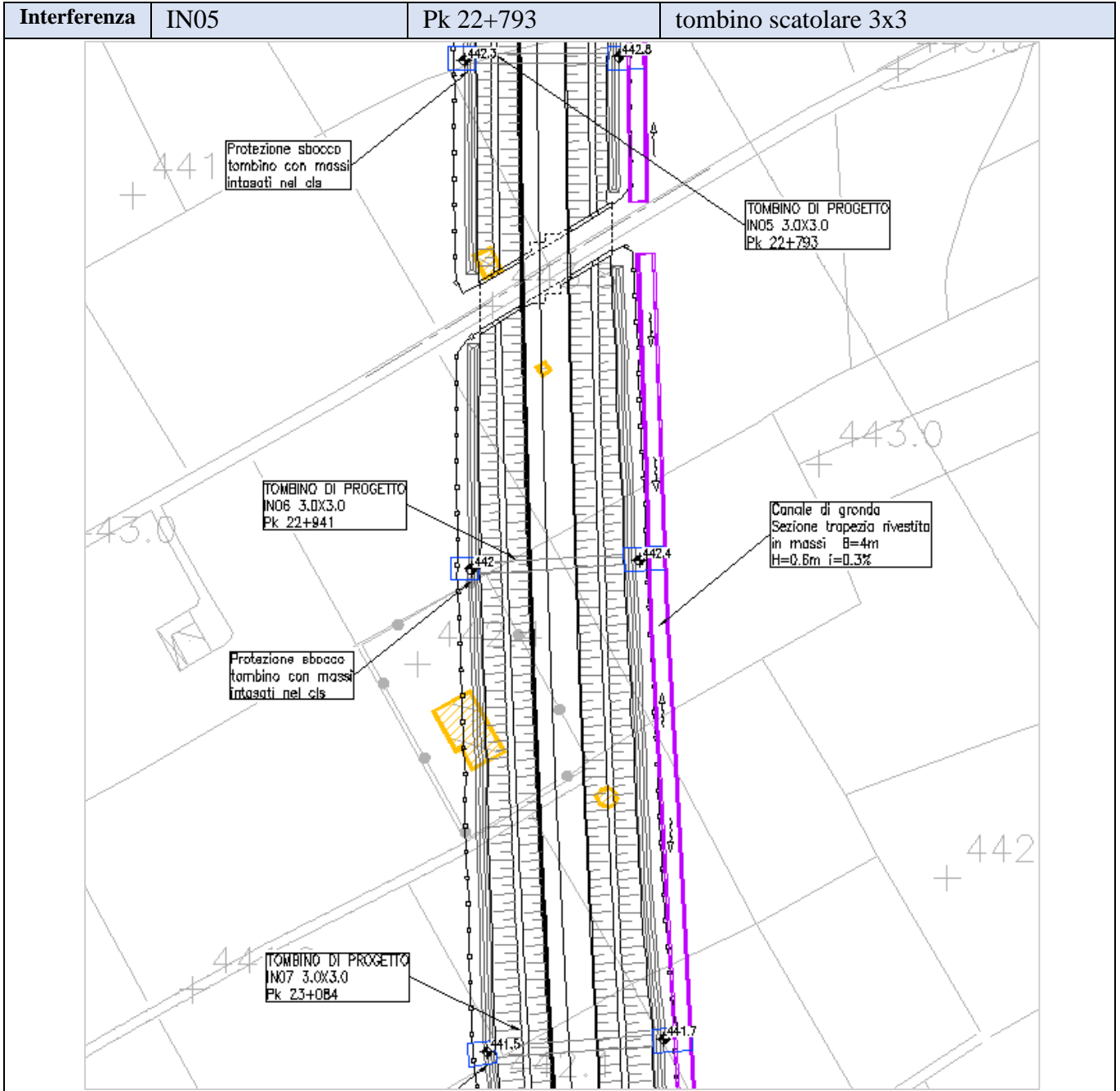
Q (m³/s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
10.5	444.6	1.8	0.95	0.59	1.08	0.73	1.33	4.83	1.82

GR=46%

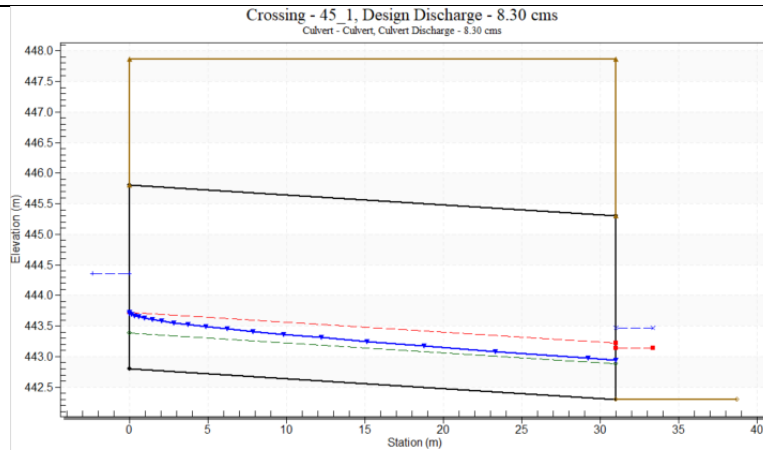
Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

2.2.5.6 Interferenza IN05 (bacino 45)



Risultati
(HY8)



Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)
442.8	442.3	451.09	2.0	3.0

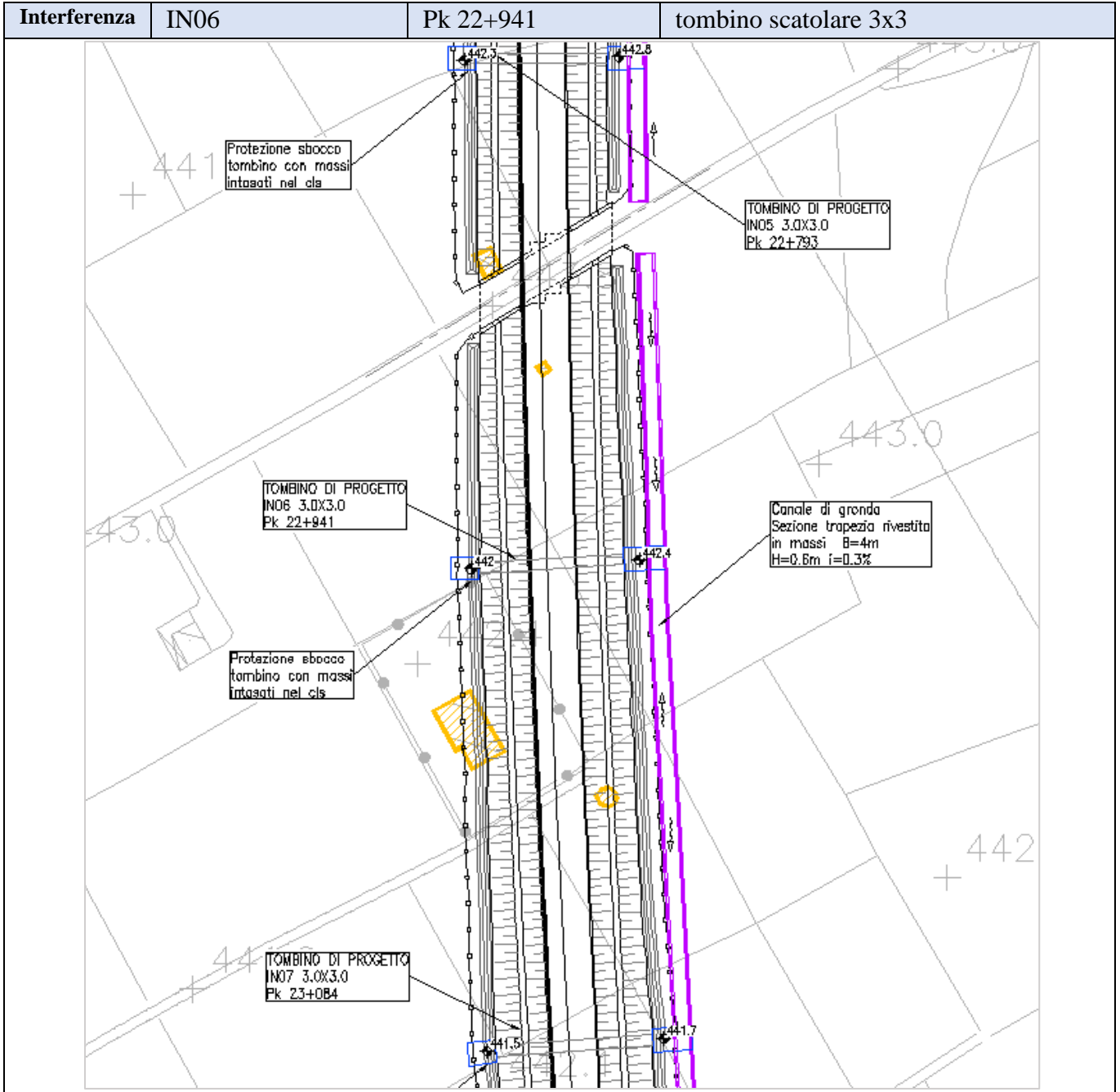
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
8.3	444.35	1.55	0.74	0.58	0.92	0.64	1.17	4.3	1.7

GR=50%

Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

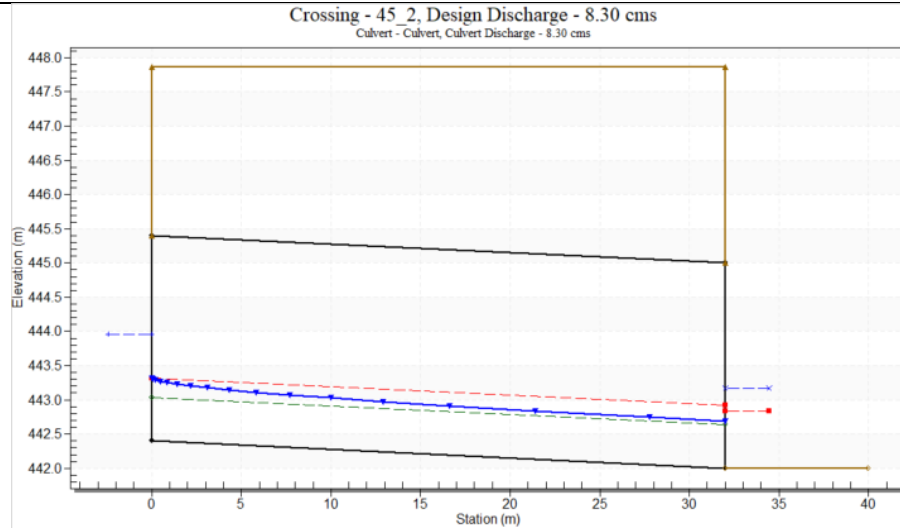
2.2.5.7 Interferenza IN06 (bacino 45)



Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 09	RI	ID0002 001	E	50 di 111

Risultati
(HY8)



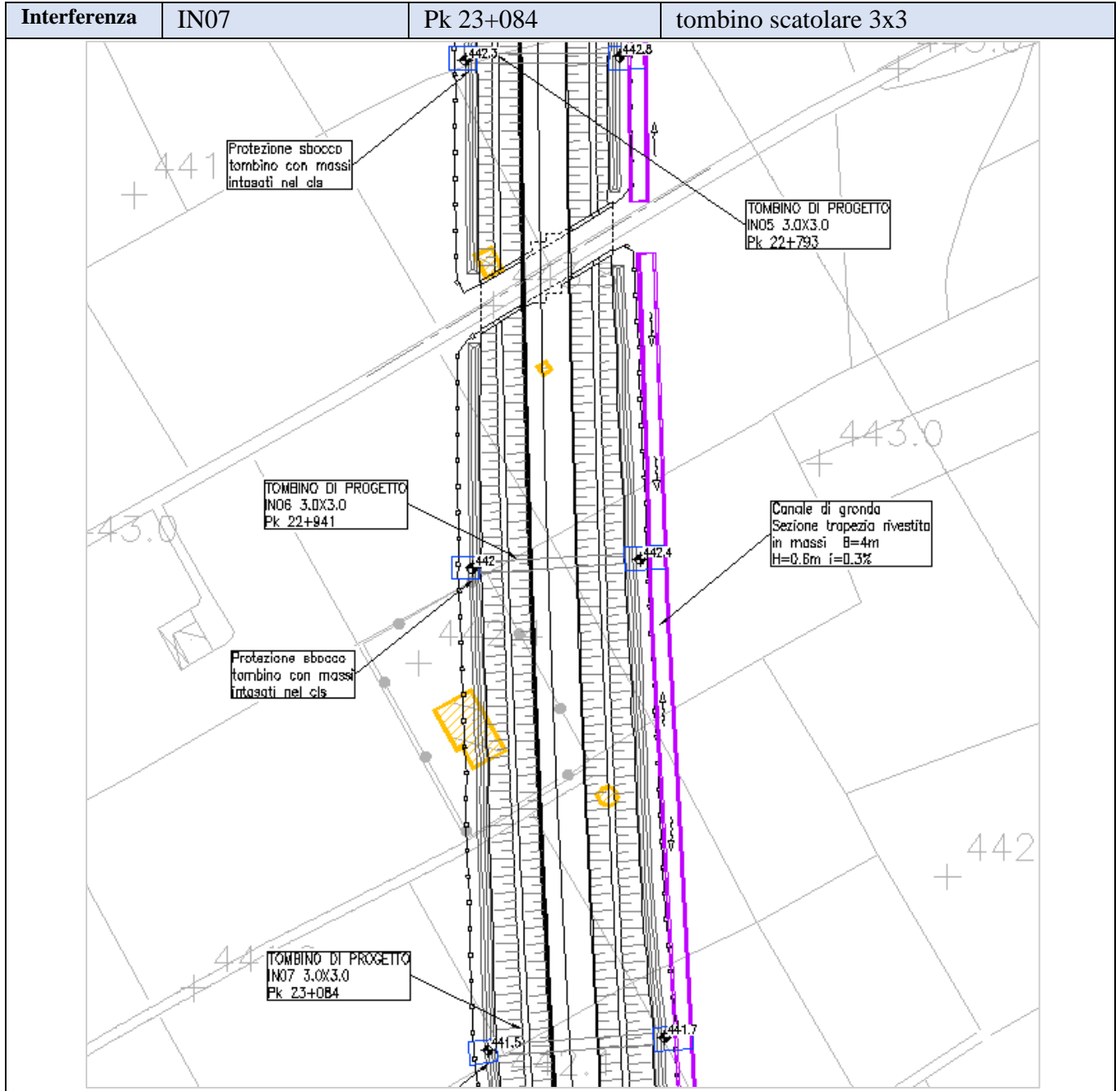
inlet elev (m s.m.m.)		outlet elev (m s.m.m.)		Crest elev (m s.m.m.)		B (m)	H (m)		
442.4		442.00		447.86		3.0	3.0		
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
8.3	443.96	1.56	0.84	0.63	0.92	0.68	1.17	4.04	1.7

GR=52%

Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

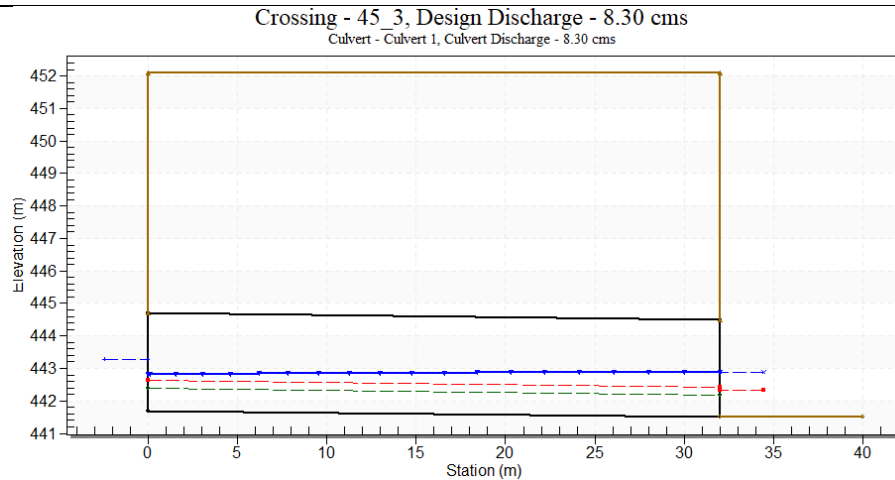
2.2.5.8 Interferenza IN07 (bacino 45)



Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 09	RI	ID0002 001	E	52 di 111

**Risultati
(HY8)**



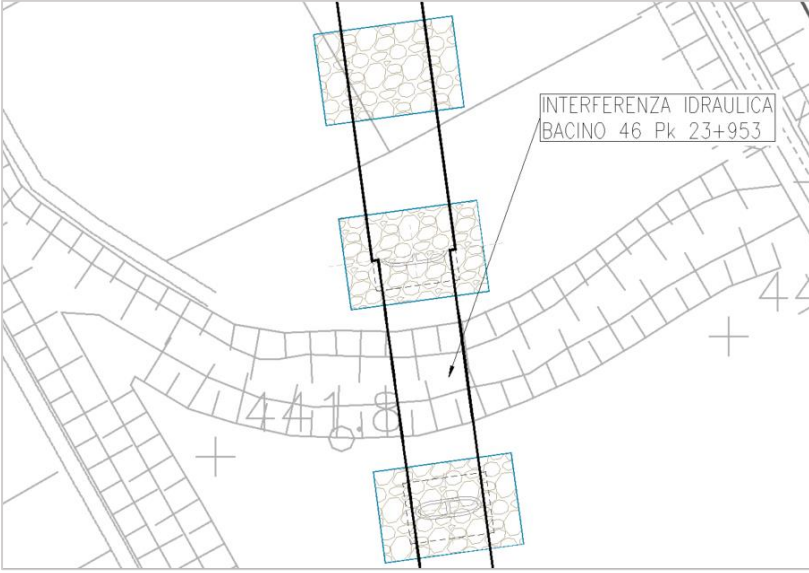
Inlet elev (m s.m.m.)		outlet elev (m s.m.m.)		Crest elev (m s.m.m.)			B (m)	H (m)	
441.7		441.5		448.84			3.0	3.0	
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
8.3	443.29	1.57	1.59	0.69	0.92	1.38	1.38	2	1.37

GR=53%

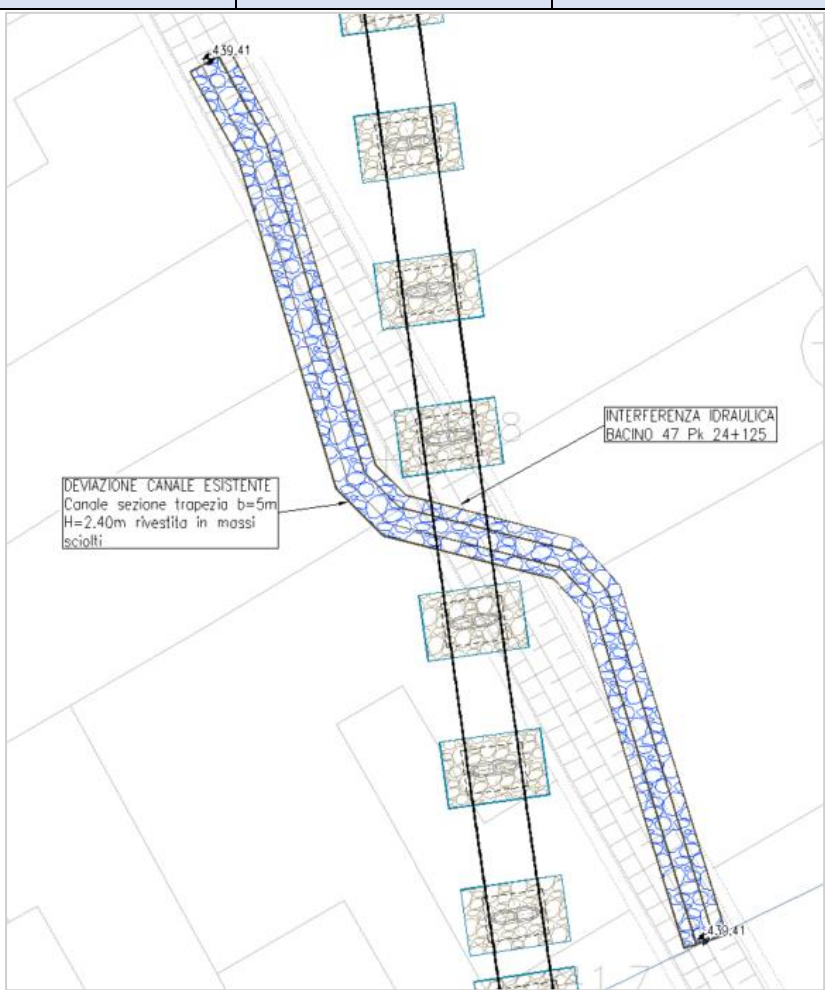
Sistemazioni

Fosso di guardia e Protezione imbocco e sbocco tombino

2.2.5.9 Interferenza VI02_1 (bacino 46)

Interferenza	VI02_1	Pk 23+953	Viadotto																						
																									
Risultati (hec ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>455.55</td> <td>451.75</td> <td>33.06</td> </tr> </tbody> </table>		Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	455.55	451.75	33.06																	
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																						
	455.55	451.75	33.06																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>439.70</td> <td>441.80</td> <td>440.71</td> <td>441.81</td> <td>0.000168</td> <td>0.46</td> <td>100.02</td> <td>140.81</td> <td>0.13</td> <td>9.95</td> <td>9.94</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	439.70	441.80	440.71	441.81	0.000168	0.46	100.02	140.81	0.13	9.95	9.94	
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)															
439.70	441.80	440.71	441.81	0.000168	0.46	100.02	140.81	0.13	9.95	9.94															
Sistemazioni	<p>Non si prevede la modifica del percorso e della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI02.</p>																								

2.2.5.10 Interferenza VI02_2 (bacino 47)

Interferenza	VI02_2	Pk 24+125	Viadotto								
											
Risultati (hec ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)							
	455.03		451.23	85.81							
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
439.55	442.57	442.18	442.66	0.001140	1.74	88.28	97.80	0.38	8.65	8.56	
Sistemazioni	Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti per un tratto di circa 290 m che comprende l'attraversamento.										

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	5607	1.16	99.74	3.45	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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 10 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

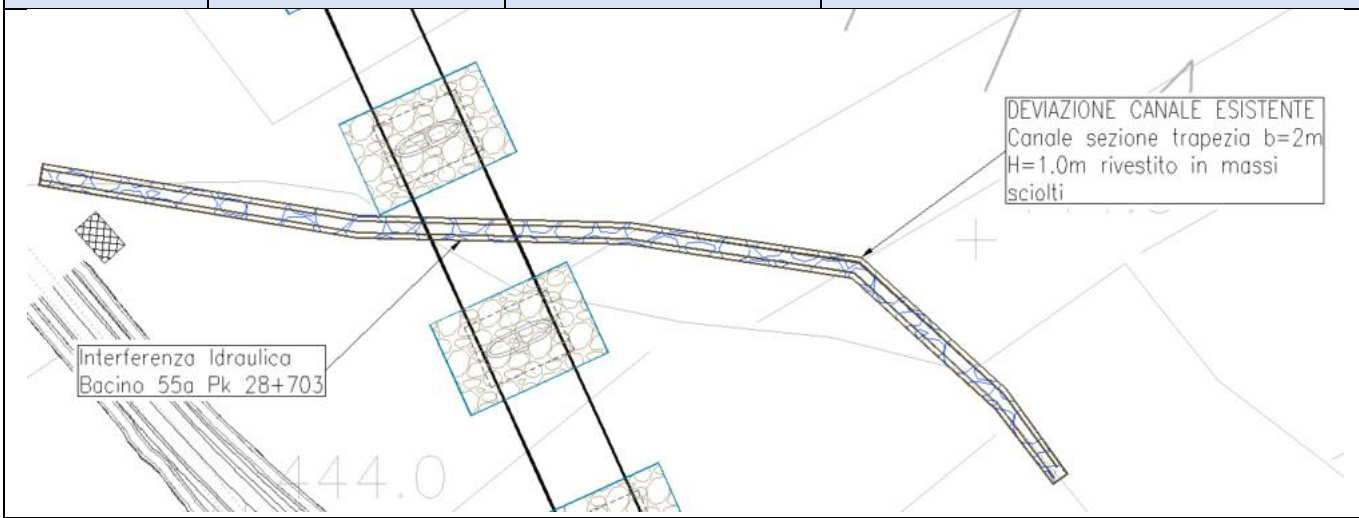
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max,fondo}$, $\tau_{max,fsponde}$), 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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr,\alpha}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.25	1.4	1.18	139.64	117.69	242.85	198.29	1.74	1.68

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

Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI02.

2.2.5.11 Interferenza VI04_1 (bacino 55a)

Interferenza	VI04_1	Pk 28+703	Viadotto																					
																								
Risultati (Hec Ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																					
	456.08	452.28	6.50																					
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>443.06</td> <td>445.30</td> <td>444.06</td> <td>445.30</td> <td>0.000007</td> <td>0.13</td> <td>80.88</td> <td>60.79</td> <td>0.03</td> <td>6.98</td> <td>6.98</td> </tr> </tbody> </table>	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	443.06	445.30	444.06	445.30	0.000007	0.13	80.88	60.79	0.03	6.98	6.98	
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)														
443.06	445.30	444.06	445.30	0.000007	0.13	80.88	60.79	0.03	6.98	6.98														
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti per un tratto di circa 290 m che comprende l'attraversamento.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico R_H [m]</th> <th>Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]</th> <th>Velocità media V [m/s]</th> <th>tirante h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>993</td> <td>0.25</td> <td>19.28</td> <td>1.4</td> <td>1.12</td> </tr> </tbody> </table> <p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.79, 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.</p>			Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]		993	0.25	19.28	1.4	1.12									
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]																			
	993	0.25	19.28	1.4	1.12																			

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 11.20 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45° , un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 60° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.4	1.19	26.992	22.94	97.14	56.08	3.6	2.44

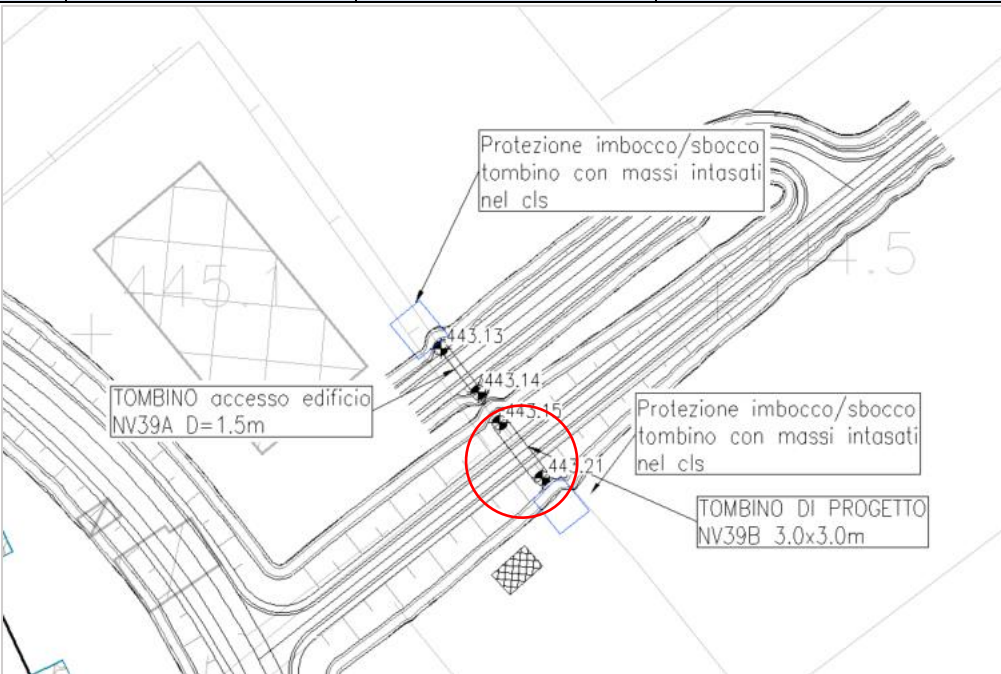
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI02.

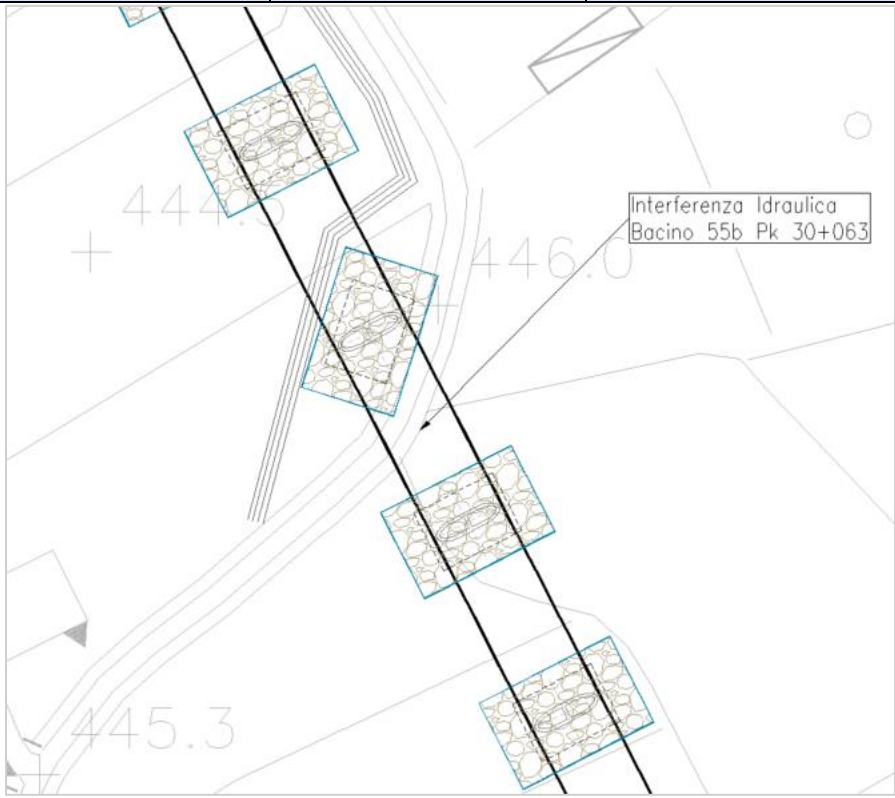
Note

Il livello TR200 della piena del F. Tanagro in corrispondenza della sezione di verifica è pari a 445.3 m slm e tale valore è stato utilizzato per il calcolo del franco di sicurezza.

2.2.5.12 Interferenza NV39B (bacino 55a)

Interferenza	NV39B	tombino scatolare 3x3												
														
Risultati Ras)	BASE (m)		ALTEZZA (m)		LUNGHEZZA (m)		ANGOLO (°)		Quota strada (m smm)		Q (m3/s)		G.R. (%)	
	3.0		3.0		12.5		90		443.6		6.5		56.6	
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr					
443.19	444.89	444.09	444.89	0.000010	0.17	59.6	69.98	0.05						
Sistemazioni	Protezione imbocco e sbocco tombino													
Note	<p>Il tombino presenta un grado di riempimento pari al 57%.</p> <p>Il livello TR200 della piena del F. Tanagro in corrispondenza del tombino è pari a 445.3 m slm, corrispondente ad un G.R. del 72%.</p>													

2.2.5.13 Interferenza VI04_2 (bacino 55b)

Interferenza	VI04_2	Pk 30+063	Viadotto								
											
Risultati (hec ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)							
	457.22		453.42	13.0							
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
444.97	446.36	446.15	446.41	0.001813	1.35	15.93	29.57	0.42	7.06	7.01	
Sistemazioni	Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI04.										
Note	Il livello TR200 della piena del F. Tanagro a valle è pari a 446.3 m slm.										

2.2.5.14 Interferenza VI04_3 (bacino 56)

Interferenza	VI04_3	Pk 30+265	Viadotto
---------------------	--------	-----------	----------



Risultati (hec ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)
457.38	453.58	34.4

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
444.34	446.79	446.45	446.81	0.000446	0.88	69.75	96.37	0.22	6.79	6.77

Sistemazioni

Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti per un tratto di circa 290 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico	Tensione tangenziale media	Velocità media	tirante
		R _H [m]	T ₀ [N/m²]	V [m/s]	h [m]
	905	1.05	19.28	4.00	1.99

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.51, 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.

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 5.69 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 (α) pari a 45° , un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 60° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.35	1.4	1.2	194.22	166.48	435.5	251	2.24	1.51

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

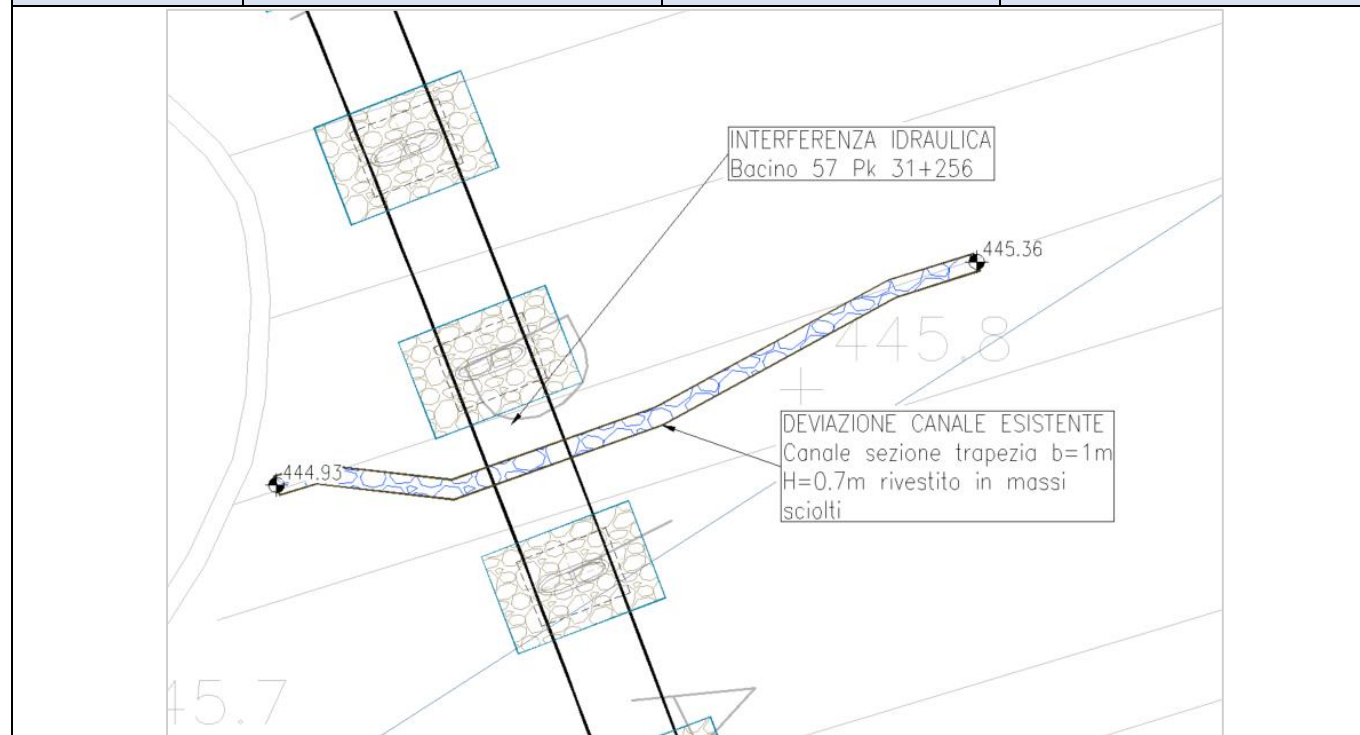
Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI04.

Note

Il livello TR200 della piena del F. Tanagro a valle è pari a 446.58 m slm.

2.2.5.15 Interferenza VI04_4 (bacino 57)

Interferenza	VI04_4	Pk 31+256	Viadotto
---------------------	--------	-----------	----------



Risultati (hec ras)	<table border="1"> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> <tr> <td>458.19</td> <td>454.39</td> <td>26.9</td> </tr> </table>			Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	458.19	454.39	26.9																							
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																													
	458.19	454.39	26.9																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch E (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>444.99</td> <td>446.73</td> <td>445.88</td> <td>446.73</td> <td>0.000007</td> <td>0.09</td> <td>402.46</td> <td>390.95</td> <td>0.03</td> <td>7.66</td> <td>7.66</td> </tr> </tbody> </table>											Min Ch E (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	444.99	446.73	445.88	446.73	0.000007	0.09	402.46	390.95	0.03	7.66	7.66
Min Ch E (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)																						
444.99	446.73	445.88	446.73	0.000007	0.09	402.46	390.95	0.03	7.66	7.66																						
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti 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 R_H [m]</th> <th>Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]</th> <th>Velocità media V [m/s]</th> <th>tirante h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>671</td> <td>0.29</td> <td>5.58</td> <td>0.67</td> <td>0.68</td> </tr> </tbody> </table>										Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]		671	0.29	5.58	0.67	0.68										
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]																											
	671	0.29	5.58	0.67	0.68																											

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.47, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 6.80 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (φ) 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 ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.4	1.2	26.992	22.94	97.14	56.08	12.43	8.38

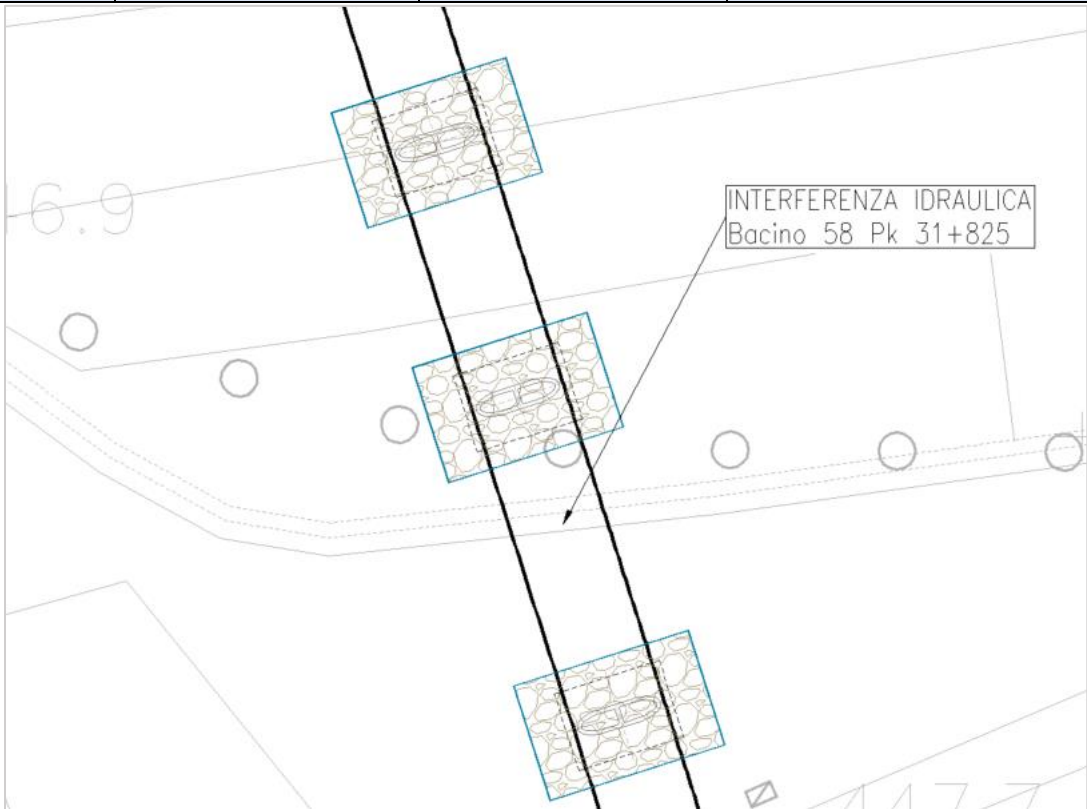
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI04.

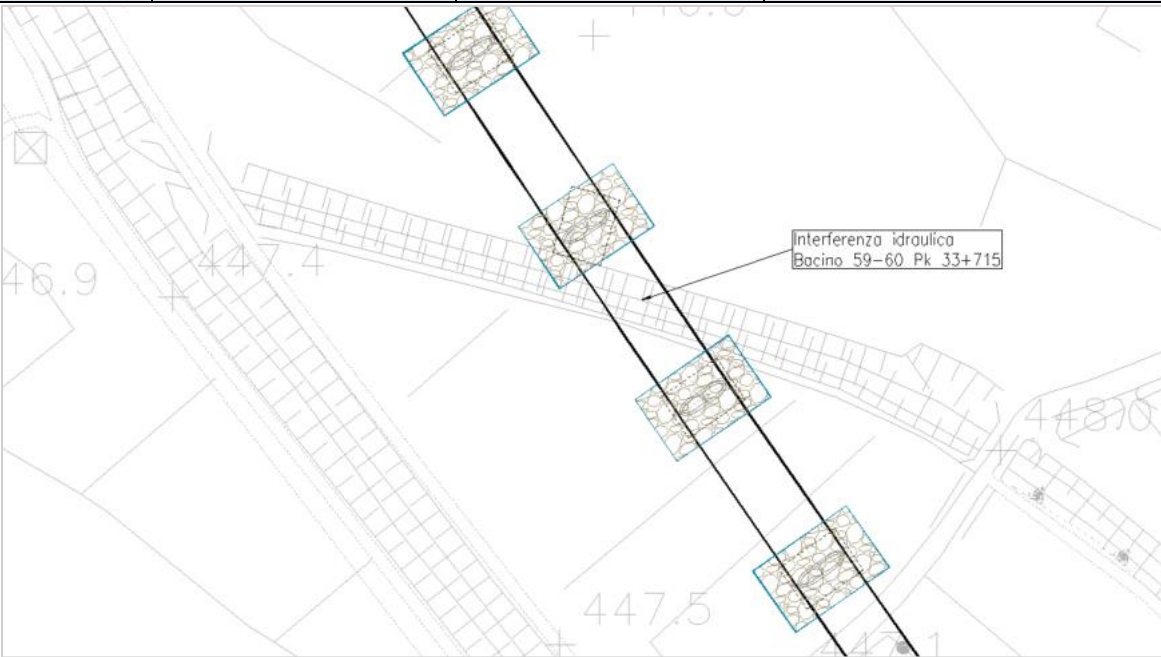
Note

Il livello TR200 della piena del F. Tanagro in prossimità della sezione a monte del viadotto è pari a 446.73 m s.l.m., tale valore è stato utilizzato per la determinazione del franco di sicurezza.

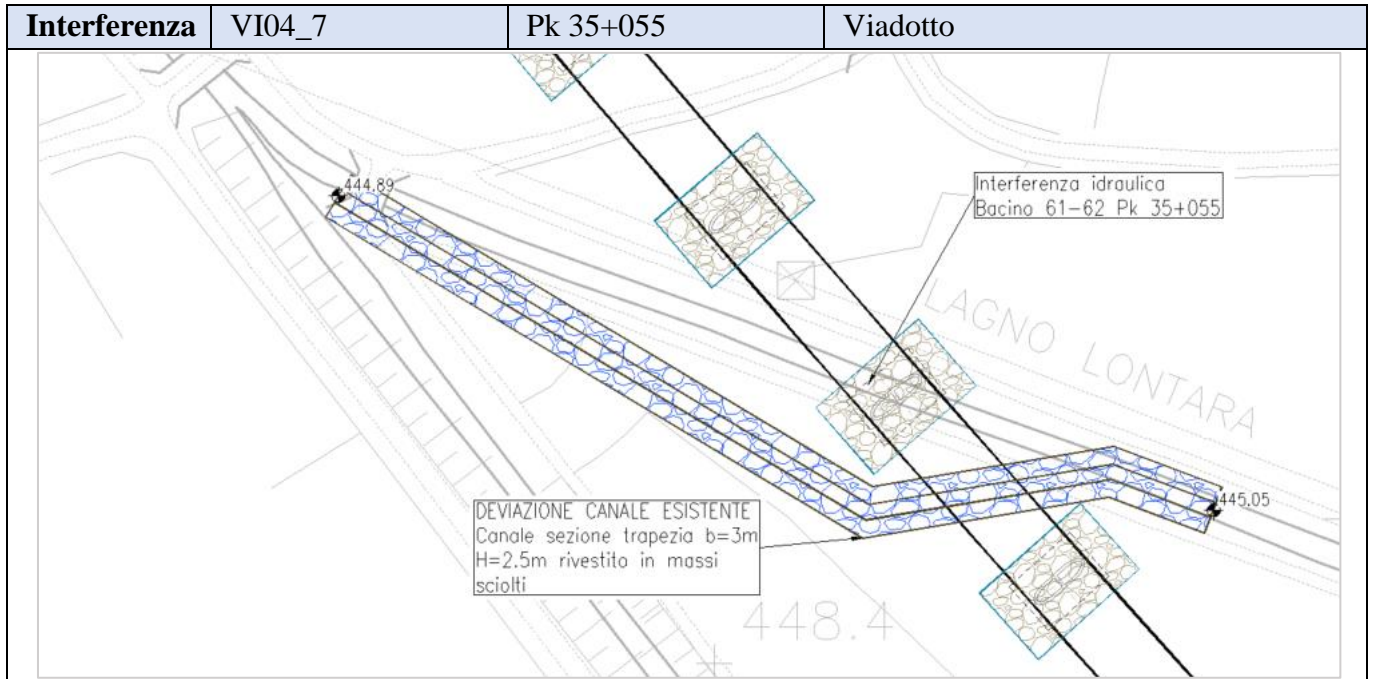
2.2.5.16 Interferenza VI04_5 (bacino 58)

Interferenza	VI04_5	Pk 31+825	Viadotto								
											
Risultati (hec ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)							
	458.6		454.8	25.20							
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
448.17	447.99	448.18	0.000116	0.33	144.97	102.31	0.11	448.17	6.63	6.62	
Sistemazioni	Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI04.										
Note	Il livello TR200 della piena del F. Tanagro a valle è pari a 446.58 m slm.										

2.2.5.17 Interferenza VI04_6 (bacino 59-60)

Interferenza	VI04_6	Pk 33+715	Viadotto								
											
Risultati (hec ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)							
	457.45		453.65	61.89							
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
444.37	448.70	446.82	448.70	0.000009	0.22	495.73	242.50	0.04	4.95	4.95	
Sistemazioni	<p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, la rotazione del plinto della pila prossima al fosso, in destra idraulica, e le protezioni delle pile del viadotto VI04.</p>										
Note	<p>Il livello TR200 della piena del F. Tanagro in prossimità della sezione di monte del viadotto è pari a 448.7m slm, tale valore è stato utilizzato per la determinazione del franco di sicurezza.</p>										

2.2.5.18 Interferenza VI04_7 (bacino 61-62)



Risultati (hec ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)
456.63	452.83	27.64

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
445.02	448.52	446.60	448.53	0.000064	0.47	96.27	70.38	0.09	4.31	4.30

Sistemazioni

Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti per un tratto di circa 198 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	91	0.69	8.45	1.06	3.06

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 0.82, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 30.60 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (φ) 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 ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr,\alpha}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.3	1.25	10.98	10.56	97.14	56.08	8.84	5.31

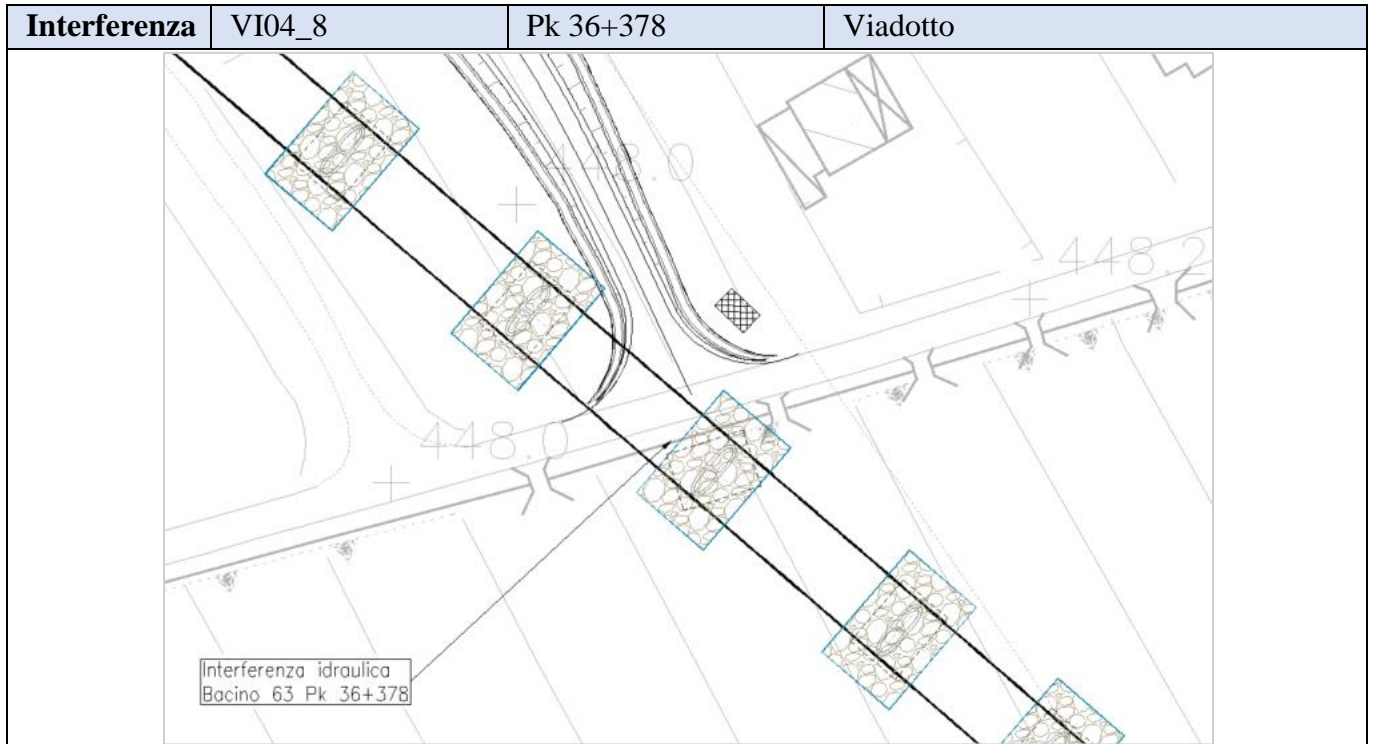
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI04.

Note

Il livello che si determina per esondazione del Tanagro (TR200) nella sezione dell'attraversamento è pari a 448.50m smm.

2.2.5.19 Interferenza VI04_8 (bacino 63)



Risultati
(hec ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)
458.20	454.40	9.67

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
446.99	448.52	447.75	448.52	0.000058	0.29	57.33	82.69	0.08	5.9	5.9

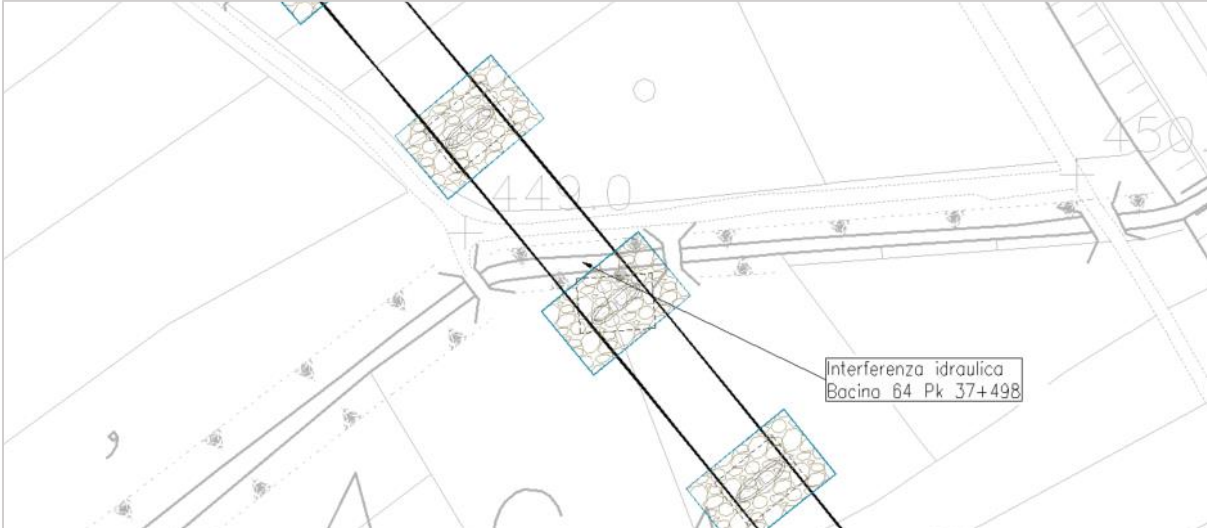
Sistemazioni

Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, la rotazione del plinto della pila prossima al fosso, in sinistra idraulica, e le protezioni delle pile del viadotto VI04.

Note

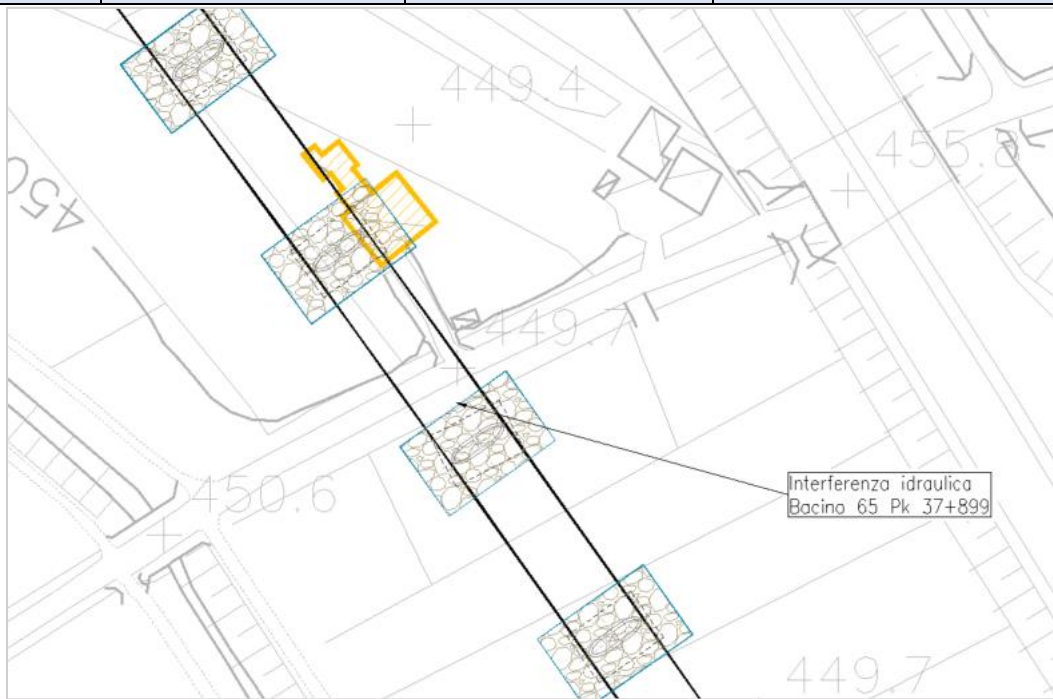
Il livello che si determina per esondazione del Tanagro (TR200) nella sezione dell'attraversamento è pari a 448.5m smm, tale valore è stato utilizzato per la determinazione del franco di sicurezza.

2.2.5.20 Interferenza VI04_9 (bacino 64)

Interferenza	VI04_9	Pk 37+498	Viadotto																						
																									
Risultati (hec ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>460.50</td> <td>456.70</td> <td>29.09</td> </tr> </tbody> </table>		Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)	460.50	456.70	29.09																	
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)																						
	460.50	456.70	29.09																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>447.35</td> <td>450.48</td> <td>449.10</td> <td>450.48</td> <td>0.000020</td> <td>0.26</td> <td>184.50</td> <td>110.74</td> <td>0.05</td> <td>6.22</td> <td>6.22</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	447.35	450.48	449.10	450.48	0.000020	0.26	184.50	110.74	0.05	6.22	6.22	
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)															
447.35	450.48	449.10	450.48	0.000020	0.26	184.50	110.74	0.05	6.22	6.22															
Sistemazioni	<p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, la rotazione del plinto della pila prossima al fosso, in sinistra idraulica, e le protezioni delle pile del viadotto VI04.</p>																								
Note	<p>Il livello che si determina per esondazione del Tanagro (TR200) nella sezione dell'attraversamento è pari a 449.7m s.m.m., tale valore è stato utilizzato per la determinazione del franco di sicurezza.</p>																								

2.2.5.21 Interferenza VI04_10 (bacino 65)

Interferenza	VI04_10	Pk 37+899	Viadotto
---------------------	---------	-----------	----------



Risultati
(hec-ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)
461.3	457.5	5.56

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
449.20	450.35	449.78	450.35	0.000013	0.12	74.76	102.75	0.04	7.15	7.15


Sistemazioni

Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, la rotazione del plinto della pila prossima al fosso, in sinistra idraulica, e le protezioni delle pile del viadotto VI04.

Note

Il livello che si determina per esondazione del Tanagro (TR200) nella sezione dell'attraversamento è pari a 450.30 smm, tale valore è stato utilizzato per la determinazione del franco di sicurezza.

2.2.5.22 Interferenza VI04_11 (bacino 68)

Interferenza	VI04_11	Pk 38+987	Viadotto																					
																								
Risultati (hec-ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>463.4</td> <td>459.6</td> <td>39.84</td> </tr> </tbody> </table>			Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	463.4	459.6	39.84															
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																					
	463.4	459.6	39.84																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>450.69</td> <td>454.88</td> <td>452.56</td> <td>454.95</td> <td>0.000450</td> <td>1.63</td> <td>39.22</td> <td>11.10</td> <td>0.26</td> <td>4.72</td> <td>4.65</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	450.69	454.88	452.56	454.95	0.000450	1.63	39.22	11.10	0.26	4.72	4.65
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)														
450.69	454.88	452.56	454.95	0.000450	1.63	39.22	11.10	0.26	4.72	4.65														
Sistemazioni	<p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI04.</p>																							
Note	<p>Prima della confluenza nel corso d'acqua trasversale è presente un tombino stradale esistente non oggetto di intervento. Il livello che si determina per esondazione del Tanagro (TR200) che si trova a valle del corso d'acqua corrisponde a 453.50m smm.</p>																							

2.2.5.23 Interferenza VI04_12 (bacino 69)

Interferenza	VI04_12	Pk 39+276	Viadotto
---------------------	---------	-----------	----------



Risultati
(hec ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)
464.00	460.20	2.01

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
451.06	451.66	451.41	451.70	0.002199	0.94	2.15	4.11	0.41	8.54	8.50

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del corso d'acqua fino all'immissione in un canale e la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, in massi sciolti per

un tratto di circa 290 m che comprende nel tratto più a monte la presenza dell'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	91	0.69	8.45	1.06	3.06

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 4.84, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 6.20 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

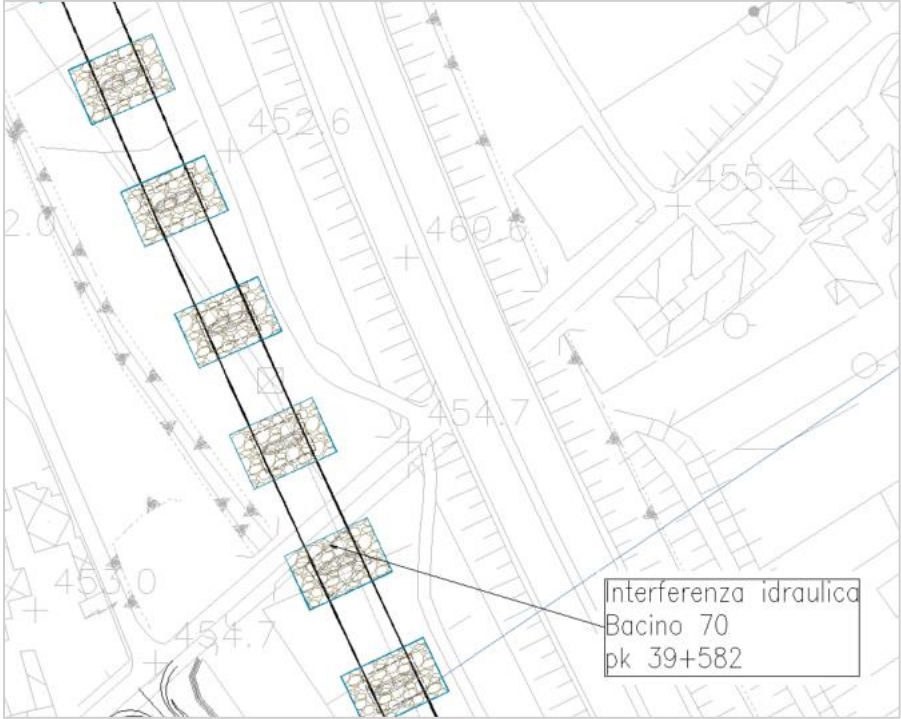
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), 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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.35	1	12.30	9.11	97.14	56.08	7.90	6.16

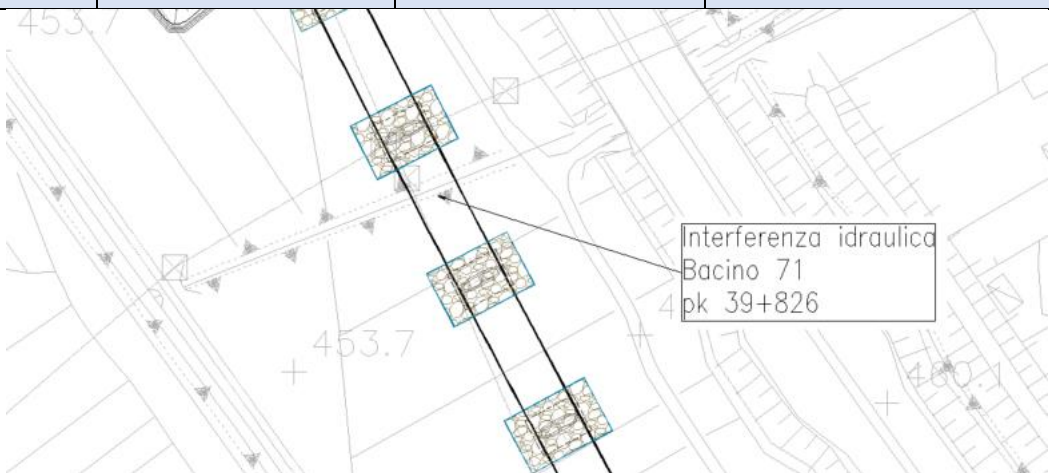
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

Inoltre, si prevedono le protezioni delle pile del viadotto VI04.

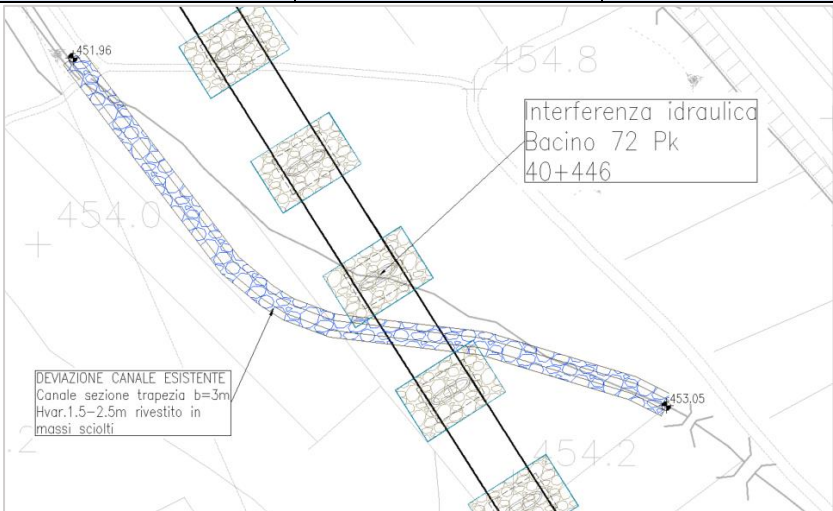
2.2.5.24 Interferenza VI04_13 (bacino 70)

Interferenza	VI04_13	Pk 39+678	Viadotto																					
																								
Risultati (hec-ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>464.8</td> <td>461.00</td> <td>1.68</td> </tr> </tbody> </table>			Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)	464.8	461.00	1.68															
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)																					
	464.8	461.00	1.68																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>453.07</td> <td>453.64</td> <td>453.50</td> <td>453.69</td> <td>0.003737</td> <td>0.98</td> <td>1.72</td> <td>5.21</td> <td>0.53</td> <td>7.36</td> <td>7.31</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	453.07	453.64	453.50	453.69	0.003737	0.98	1.72	5.21	0.53	7.36	7.31
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)														
453.07	453.64	453.50	453.69	0.003737	0.98	1.72	5.21	0.53	7.36	7.31														
<p>Sistemazioni</p> <p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI04.</p>																								

2.2.5.25 Interferenza VI04_14 (bacino 71)

Interferenza	VI04_14	Pk 39+930	Viadotto																					
																								
Risultati (hec-ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>465.10</td> <td>461.30</td> <td>47.07</td> </tr> </tbody> </table>			Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	465.10	461.30	47.07															
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																					
	465.10	461.30	47.07																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>452.25</td> <td>455.33</td> <td>455.08</td> <td>455.36</td> <td>0.000644</td> <td>1.10</td> <td>67.33</td> <td>63.35</td> <td>0.26</td> <td>5.97</td> <td>5.94</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	452.25	455.33	455.08	455.36	0.000644	1.10	67.33	63.35	0.26	5.97	5.94
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)														
452.25	455.33	455.08	455.36	0.000644	1.10	67.33	63.35	0.26	5.97	5.94														
<p>Sistemazioni</p> <p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni delle pile del viadotto VI04.</p>																								

2.2.5.26 Interferenza VI04_15 (bacino 72)

Interferenza	VI04_15	Pk 40+446	Viadotto								
											
Risultati (hec ras)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)							
	465.49		461.49	53.3							
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
452.68	455.33	454.50	455.34	0.000242	0.80	111.85	86.35	0.17	6.37	6.36	
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione e protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi sciolti per un tratto di circa 220 m che comprende l'attraversamento.</p>										
	Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]					
		91	0.69	8.45	1.06	3.06					
<p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.13, 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.</p>											

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 26.5 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 (α) pari a 45° , un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 60° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

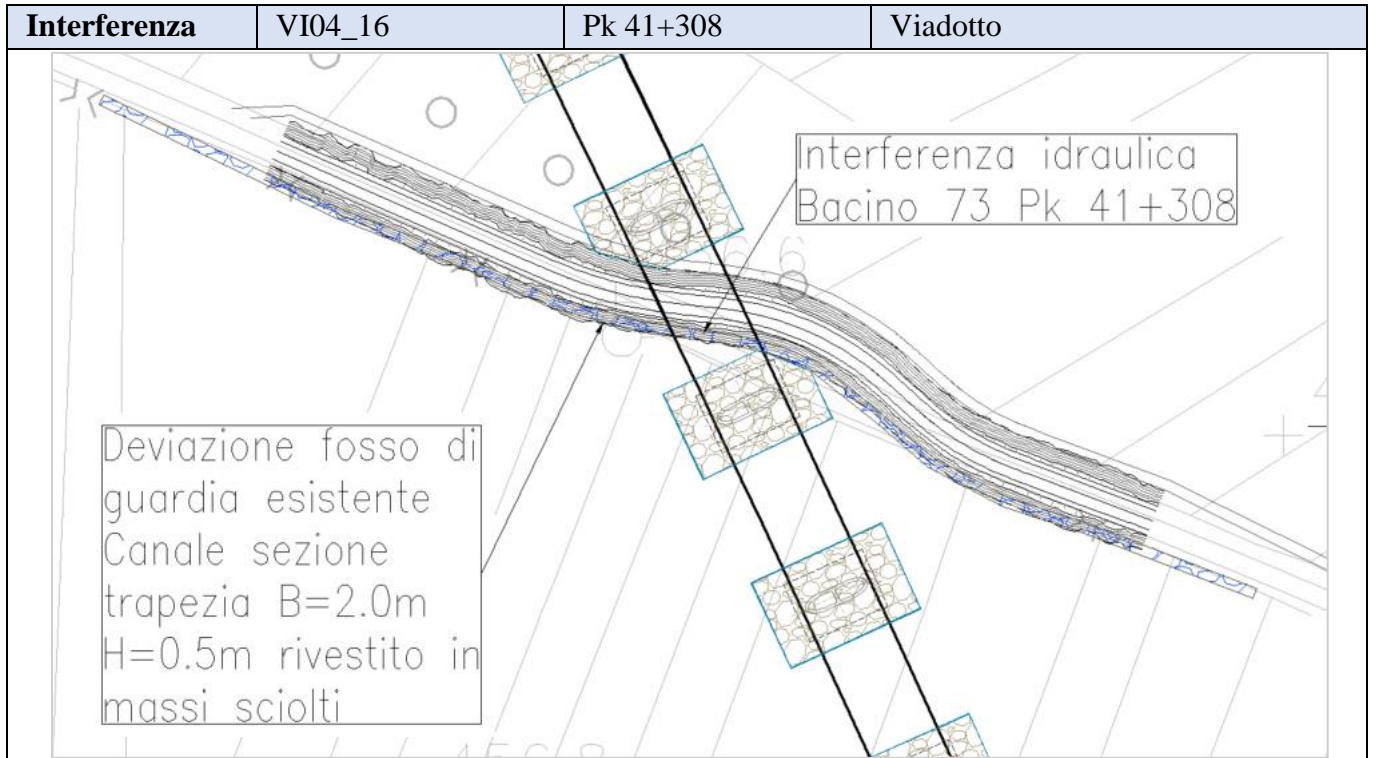
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), 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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.36	1.23	6.16	5.57	97.14	56.08	15.77	10.07

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

È prevista inoltre anche la protezione sulle pile del viadotto VI04.

2.2.5.27 Interferenza VI04_16 (bacino 73)



Risultati (hec ras)

Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)
466.19	462.39	6.71

Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
6.71	456.14	456.9	456.65	456.9	0.000221	0.37	34.4	95.96	5.49	5.49

Sistemazioni

Si prevede la deviazione del corso d'acqua in modo da affiancare la viabilità di progetto, comprendendo inoltre la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento con massi sciolti per un tratto di circa 180 m.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	998.3	0.21	6.41	0.75	0.6

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.33, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 4.00 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 60°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

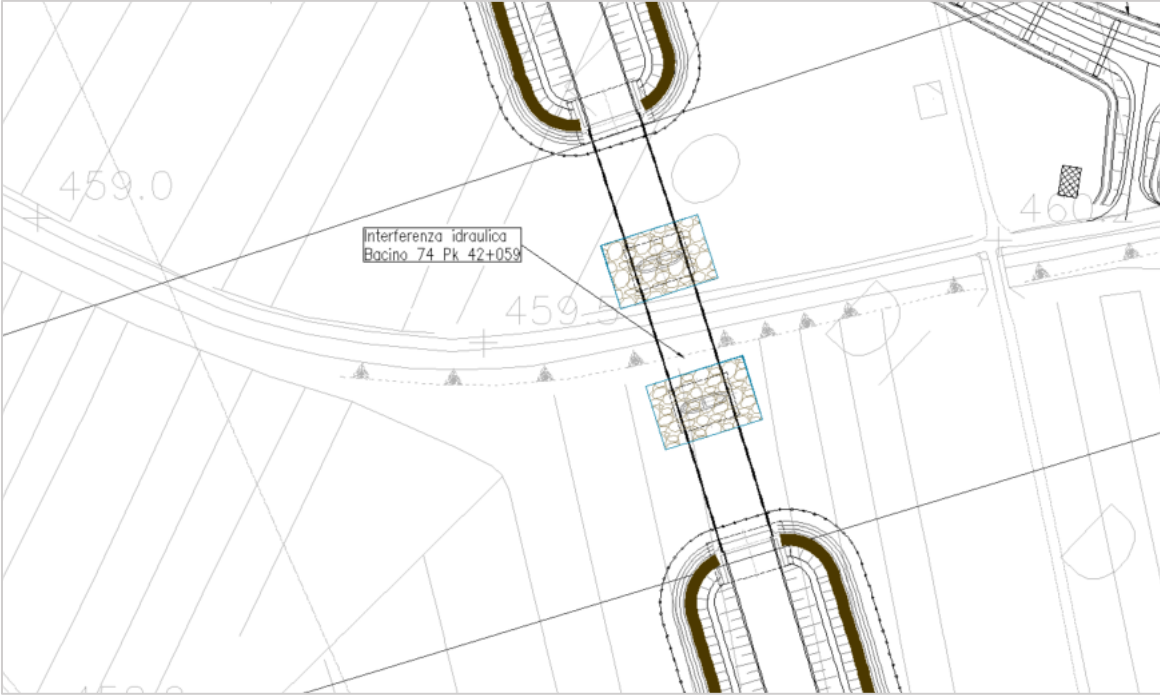
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), 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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.15	1.39	1.3	8.91	8.33	194.52	112	21.83	13.48

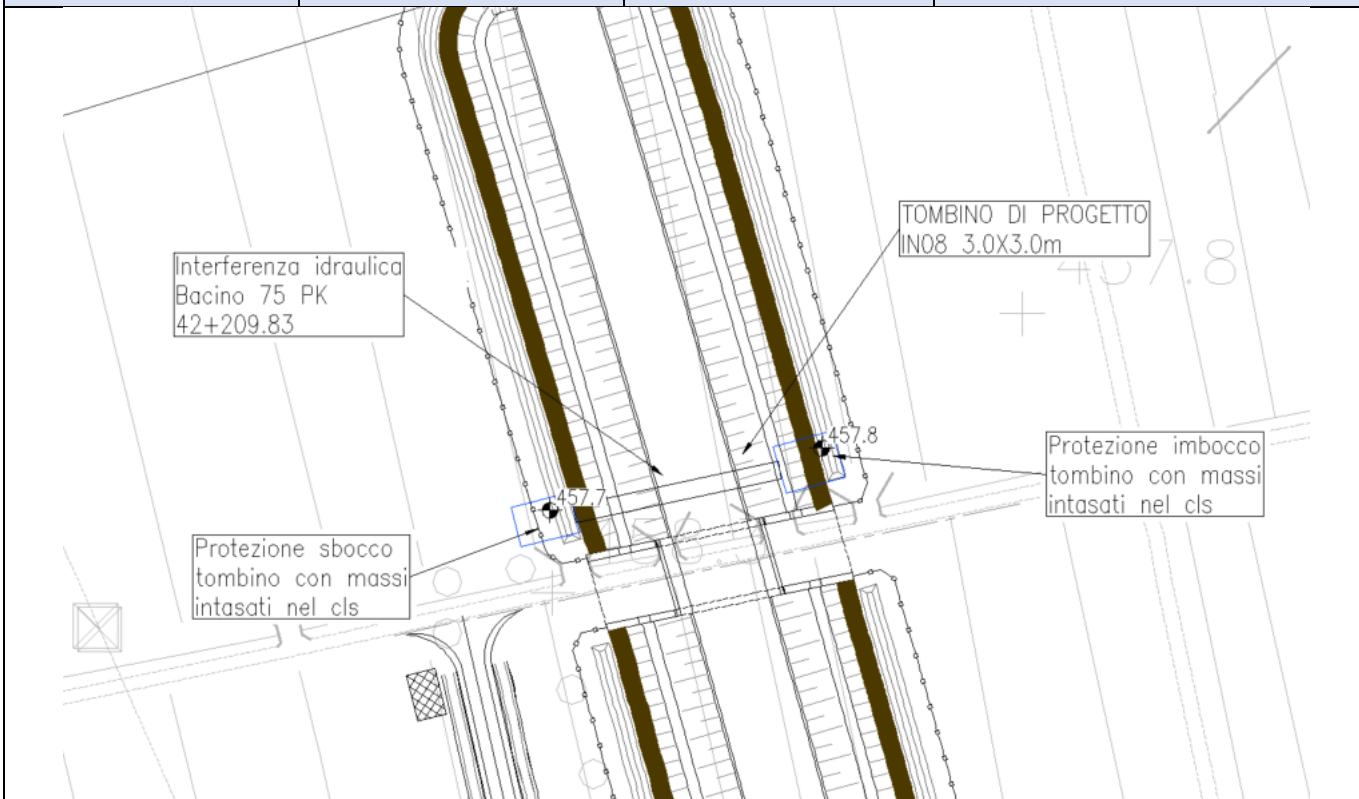
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

È prevista inoltre anche la protezione sulle pile del viadotto VI04.

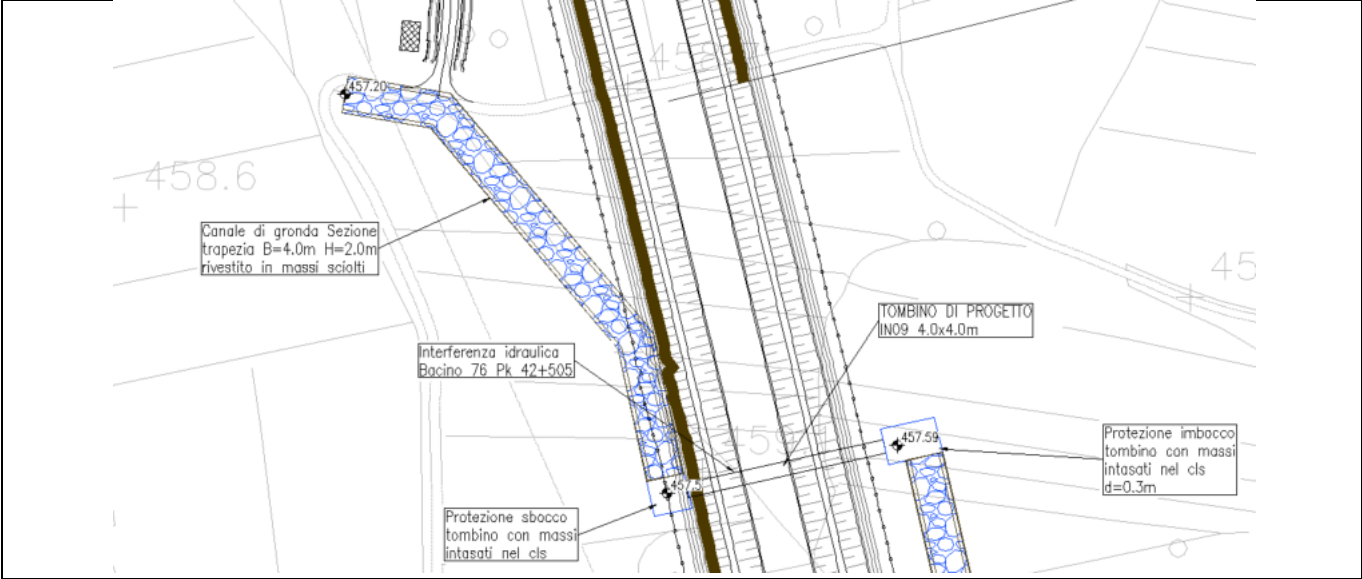
2.2.5.28 Interferenza VI05 (bacino 74)

Interferenza	VI05	Pk 42+059	Tombino scatolare 5m x 5m																						
																									
Risultati (hec-ras)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>466.79</td> <td>462.39</td> <td>36.35</td> </tr> </tbody> </table>		Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	466.79	462.39	36.35																	
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																						
	466.79	462.39	36.35																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Min Ch El (m s.m.m.)</th> <th>W.S. Elev (m s.m.m.)</th> <th>Crit W.S. (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Elev (m s.m.m.)</th> <th>E.G. Slope (m/m)</th> <th>Vel Chnl (m/s)</th> <th>Flow Area (m²)</th> <th>Top Width (m)</th> <th>Fr</th> <th>Franco WS (m)</th> <th>Franco EG (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>457.56</td> <td>459.41</td> <td>459.40</td> <td>459.41</td> <td>0.000024</td> <td>0.18</td> <td>220.87</td> <td>140.48</td> <td>0.05</td> <td>3.59</td> <td>3.59</td> </tr> </tbody> </table>			Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)	457.56	459.41	459.40	459.41	0.000024	0.18	220.87	140.48	0.05	3.59	3.59	
Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)															
457.56	459.41	459.40	459.41	0.000024	0.18	220.87	140.48	0.05	3.59	3.59															
Sistemazioni	<p>Non si prevede la modifica del percorso o della sezione d'alveo esistente. Si prevedono, tuttavia, le protezioni per le due pile del viadotto VI05.</p>																								

2.2.5.29 Interferenza IN08 (bacino 75)

Interferenza	IN08	Pk 42+209	tombino scatolare 3x3							
										
Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	CC livello Tanagro (m smm)	Q (m3/s)	W.S.	E.G.	GR. (%)
	3.0	3.0	35.6	90	466.9	458.9	2.2	458.92	458.94	37%
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Fr	
457.75	458.95	458.10	458.95	0.000012	0.11	28.34	29.18	0.03		
Sistemazioni	Protezione imbocco e sbocco tombino.									

2.2.5.30 Interferenza IN09 (bacino 76)

Interferenza	IN09	Pk 42+505	tombino scatolare 4x4							
										
Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	CC livello Tanagro (m smm)	Q (m3/s)	W.S.	E.G.	GR. (%)
	4.0	4.0	55.7	90	467.91	459.1	11.4	459.2	459.4	39%
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	
457.59	459.38	458.47	459.44	0.000404	1.11	10.73	13.90	0.30		
Sistemazioni	<p>Protezione imbocco e sbocco tombino. A valle del tombino è prevista una deviazione e riprofilatura del corso d'acqua in aggiunta alla protezione della sezione idraulica con massi sciolti per un tratto di circa 150m.</p>									
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]					
	997.7	0.87	12.84	1.77	1.24					

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.23, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 12.40 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45° , un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 60° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

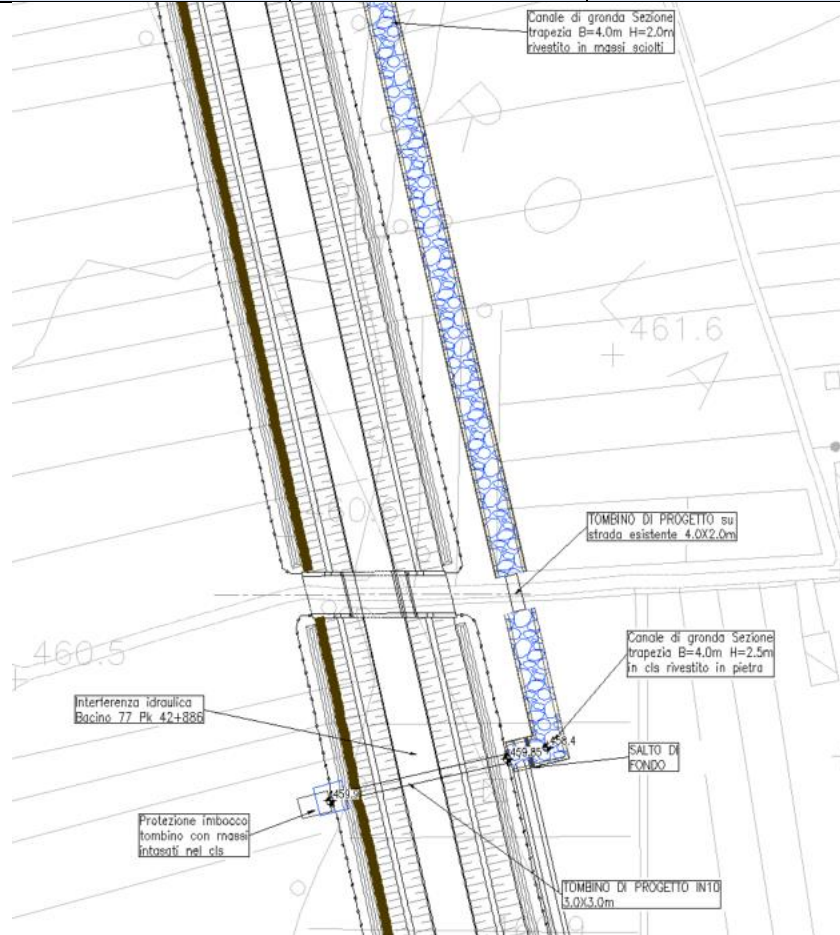
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), 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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr,\alpha}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.39	1.3	17.85	16.7	97.14	56.08	5.44	3.36

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

2.2.5.31 Interferenza IN10 (bacino 77)

Interferenza	IN10	Pk 42+886	tombino scatolare 3x3
---------------------	------	-----------	-----------------------



Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	CC pendenza moto uniforme	Q (m3/s)	W.S.	E.G.	GR. (%)
	3.0	3.0	55.7	90	470.65	459.1	4.7	460.9	461.02	33%
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	
459.90	461.08	460.34	461.08	0.000024	0.26	35.29	44.34	0.08		

Sistemazioni	Protezione imbocco e sbocco tombino.
---------------------	--------------------------------------

A valle del tombino è previsto un salto di fondo seguito da un canale a sezione trapezia in calcestruzzo con rivestimento in pietra. A seguito di questo tratto che si sviluppa per circa 70m, è previsto un tombino scatolare 4x2 per il passaggio di una strada esistente. Lungo tutto il rilevato è previsto un canale di gronda in massi sciolti fino al raggiungimento dell'interferenza IN09.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	991	0.8	24.84	2.45	1.12

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.57, 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.

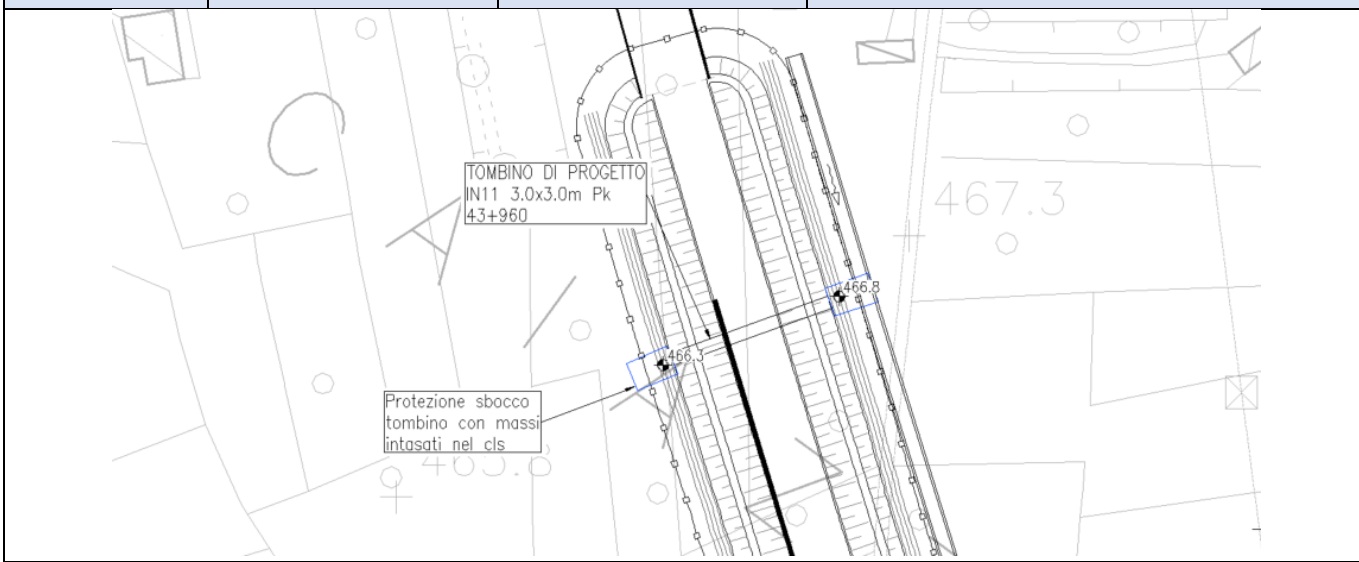
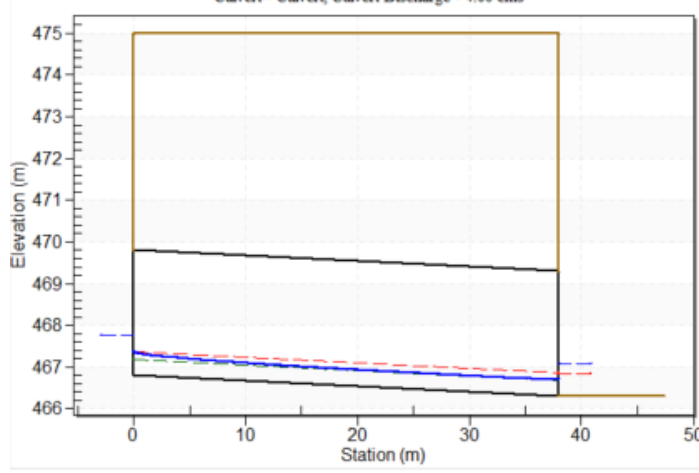
Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 11.20 evidenzia che non ci sono condizioni di bassa sommersa della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 45°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) 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 ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.38	1.3	34.28	32.29	97.14	56.08	2.83	1.74

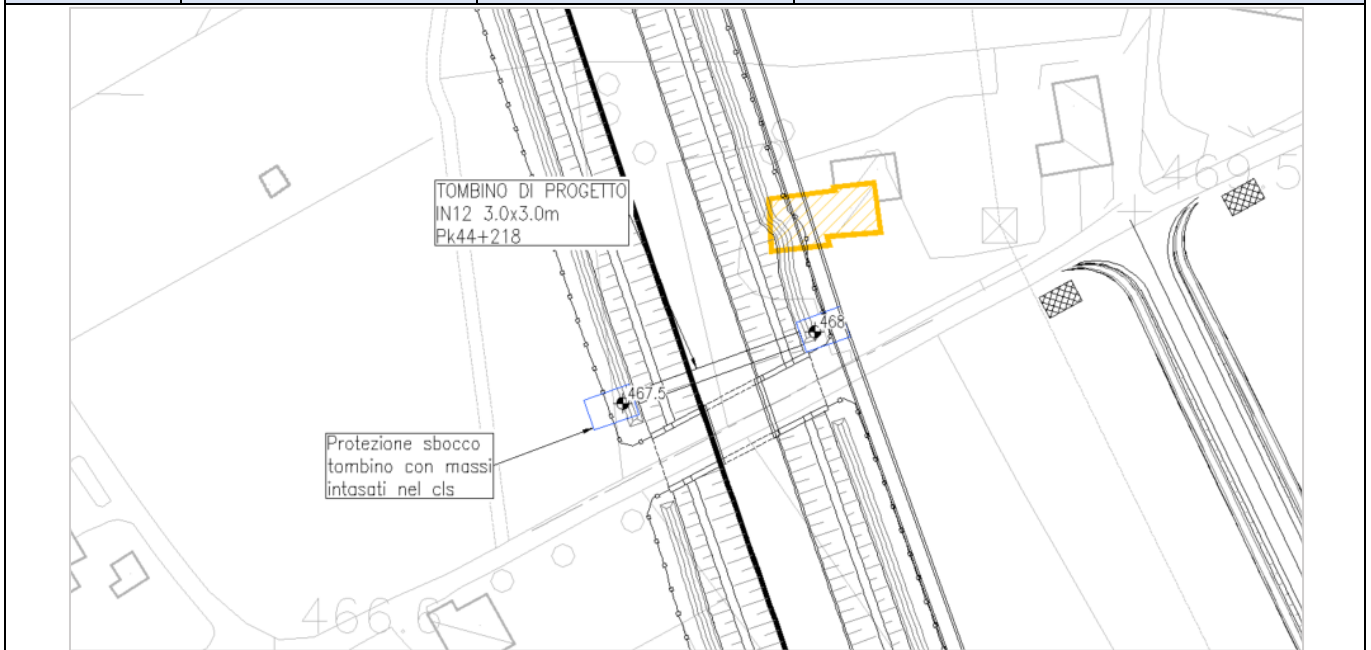
I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde.

2.2.5.32 Interferenza IN11 (bacino 78)

Interferenza	IN11	Pk 43+960	tombino scatolare 3x3						
									
Risultati (HY8)	<p>Crossing - 78, Design Discharge - 4.00 cms Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 4.00 cms</p> 								
	Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)				
	466.8	466.3	475.00	3.0	3.0				
Q (m³/s)	Headwater Elevation (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)
5.45	467.76	0.96	0.29	0.38	0.57	0.4	0.77	3.36	1.38
GR=32%									
Sistemazioni	Protezione imbocco e sbocco tombino								

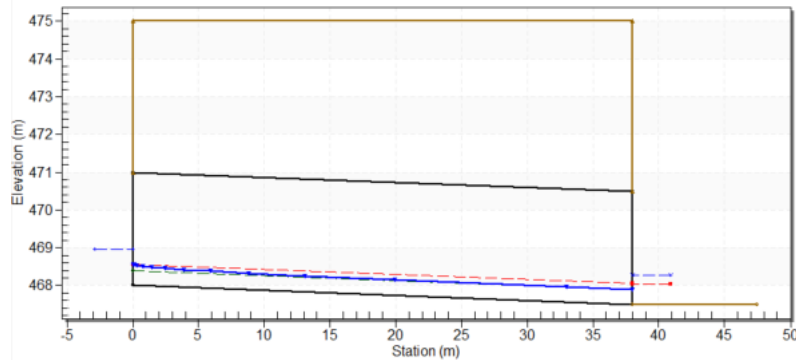
2.2.5.33 Interferenza IN12 (bacino 78)

Interferenza	IN12	Pk 44+218	tombino scatolare 3x3
---------------------	------	-----------	-----------------------



Risultati (HY8)

Crossing - 78 2, Design Discharge - 4.00 cms
Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 4.00 cms



Inlet elev (m s.m.m.)	outlet elev (m s.m.m.)	Crest elev (m s.m.m.)	B (m)	H (m)
468.0	467.5	475.00	3.0	3.0

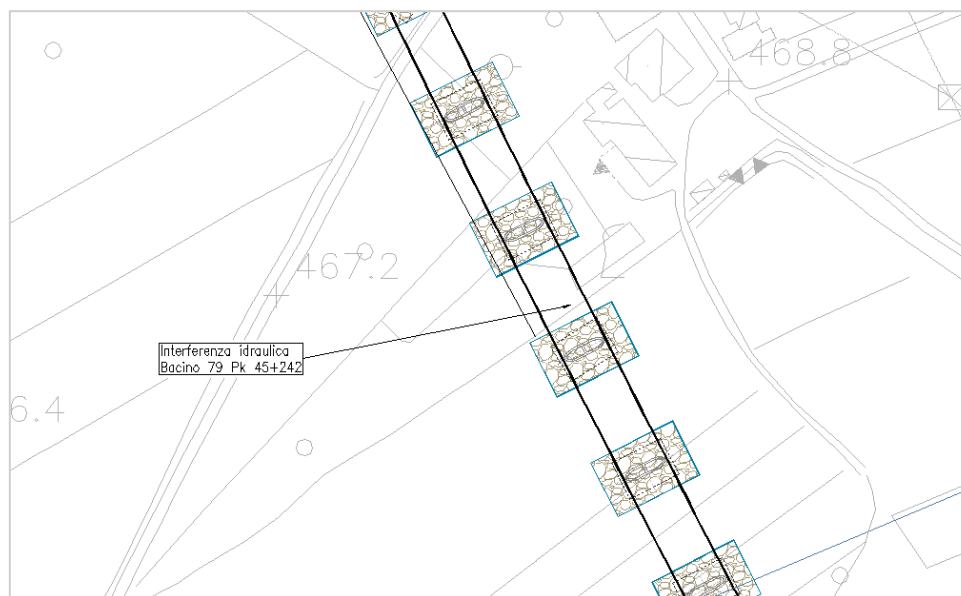
Q (m ³ /s)	Headwater Elevation (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
5.45	468.96	0.96	0.29	0.38	0.57	0.4	0.77	3.36	1.38

GR=32%

Sistemazioni	Protezione imbocco e sbocco tombino
---------------------	-------------------------------------

2.2.5.34 Interferenza VI06 (bacino 79)

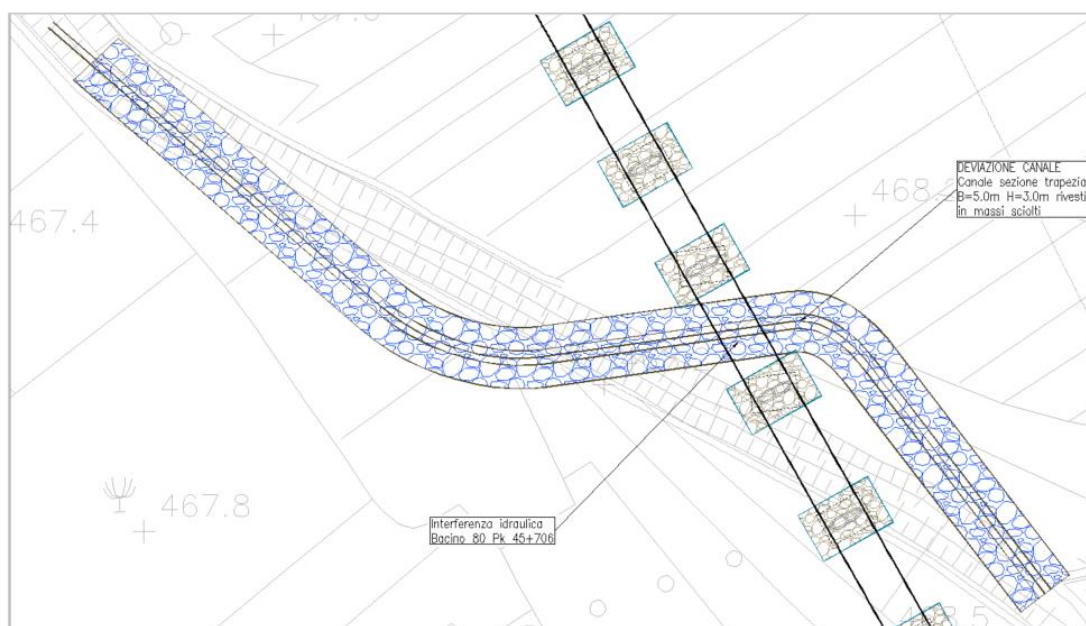
Questa interferenza si riferisce all'attraversamento del corso d'acqua determinato dal bacino 79 alla pk 45+242 che è stata studiata mediante modellazione idraulica bidimensionale. L'attraversamento risulta verificato. Per la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda alla relazione specialistica dei modelli idraulici bidimensionali.



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

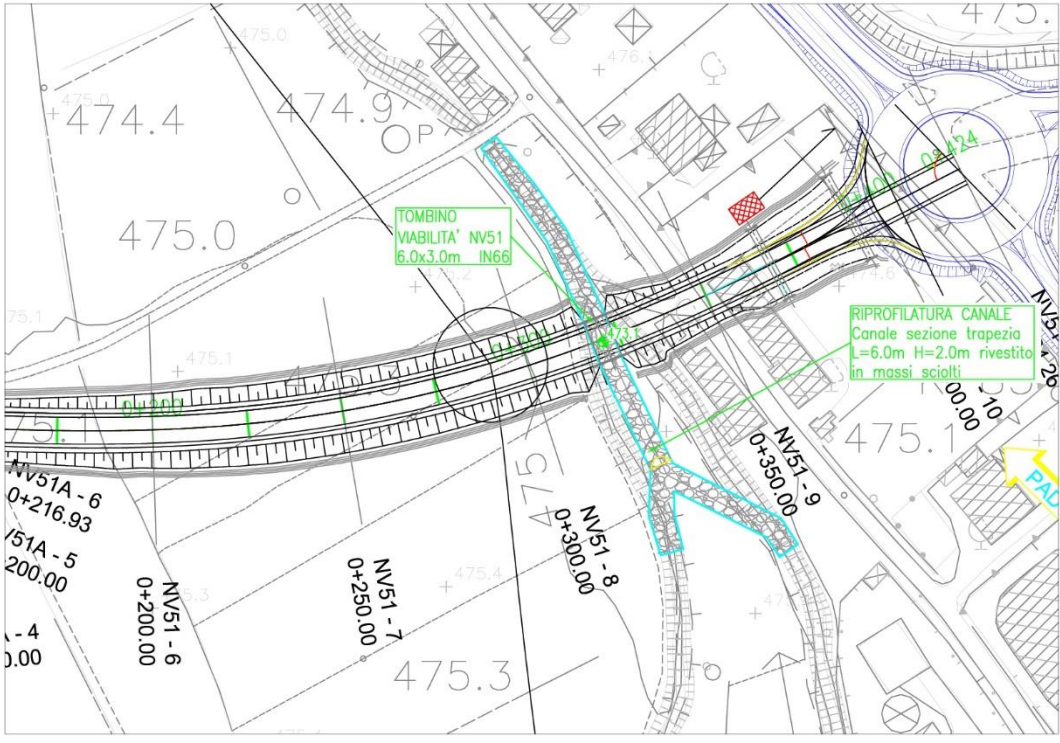
2.2.5.35 Interferenza VI07 (bacino 80)

Questa interferenza si riferisce all'attraversamento del corso d'acqua determinato dal bacino 79 alla pk 45+706 che è stata studiata mediante modellazione idraulica bidimensionale. L'attraversamento risulta verificato. Per la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda alla relazione specialistica dei modelli idraulici bidimensionali.



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

2.2.5.36 Interferenza IN66 (bacino 80)

Interferenza	IN66	NV51	tombino scatolare 6x3							
										
Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.R.	CC pendenza moto uniforme	Q (m3/s)	W.S.	E.G.	GR. (%)
	6.0	3.0	11.8	0	477.2	459.1	27.6	474.63	475	65%
Sistemazioni	Deviazione dei due canali di scolo, protezione imbocco e sbocco tombino con rivestimento alveo in massi sciolti intasati con sabbia.									
	Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]				
	1346.43	1.24	19.3	2.3	1.5					
Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.67, 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.

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Shields in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 15 evidenzia che non ci sono condizioni di 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 (α) pari a 45° , un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 60° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita ed in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_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_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.1	1.38	1.3	26.6	25.1	97.14	56.08	3.65	2.23

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

3 CENNI SUL DRENAGGIO DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si intendono fornire criteri/indirizzi generali circa i sistemi di drenaggio da prevedersi per le nuove viabilità e i fabbricati tecnologici (con annessi piazzali), nonché per la sede ferroviaria, il cui dimensionamento sarà comunemente sviluppato nelle successive fasi progettuali.

Le portate afferenti nei sistemi di drenaggio da prevedersi sono in generale definite sulla base delle curve di possibilità pluviometrica relative ad un tempo di ritorno pari a 100 anni per la piattaforma ferroviaria e 25 anni per la piattaforma stradale, in accordo al Manuale di Progettazione Ferroviaria (rif. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E), i cui parametri delle CPP sono quelli relativi a precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci), da calcolare mediante analisi statistica diretta dei dati di precipitazione delle serie storiche, laddove presenti, o utilizzando formule indirette che permettono di calcolare i parametri delle curve CPP per le precipitazioni di durata inferiore all'ora a partire da quelli relativi a piogge di durata maggiore di 1 ora.

Da tenere in considerazione che la tratta ferroviaria in progetto si inserisce per il suo intero sviluppo nell'ambito territoriale della Regione Campania.

Indicazioni circa i sistemi di drenaggio delle opere in progetto e dei relativi recapiti finali

Nella presente fase progettuale si è proceduto all'individuazione delle opere in progetto che necessitano di sistemi di drenaggio o raccolta delle acque meteoriche afferenti e dei relativi recapiti finali, a una verifica speditiva dei fossi di guardia della sede ferroviaria e di quella stradale ed alla rappresentazione di tutti i sistemi di drenaggio e dei relativi recapiti nei plano-profili di progetto.

Si rimanda gli ulteriori approfondimenti e dimensionamenti di dettaglio alle successive fasi progettuali.

Per quanto riguarda la qualità delle acque meteoriche raccolte ed il concetto di invarianza idraulica, dalle verifiche eseguite sono risultate le seguenti normative regionali (Regione Campania) di riferimento:

- Relativamente alla qualità delle acque meteoriche vi è il REGOLAMENTO 24/09/2013, n. 6 “Criteri di assimilazione alle acque reflue domestiche” che, in particolare, all'art.4 recita: “Art. 4 - Scarichi non assoggettati ai criteri di assimilazione delle acque reflue alle acque reflue domestiche - 1. Le acque di ruscellamento superficiale, che colano dalle superfici adibite a tetto e/o che defluiscono lungo le aree esterne, pertinenti alle attività rispettanti quanto disciplinato alle lettere a) e b) dell'articolo 3, adibite esclusivamente alla sosta (per le ordinarie attività di carico e scarico), al transito e/o al parcheggio, dei clienti e/o delle maestranze, (es: parcheggi esterni antistanti abitazioni, scuole, uffici pubblici, strade e autostrade e rispettive aree pertinenti), non rientrano nella fattispecie delle acque reflue. Tali scarichi non sono soggetti ad autorizzazione, salvo il caso in cui vengono convogliati in corpo idrico superficiale. In questa ultima ipotesi è necessario richiedere preventivamente l'autorizzazione al soggetto proprietario e/o gestore del corpo idrico presso il quale si intende convogliare le acque oggetto del presente articolo”.

- Relativamente al concetto di invarianza idraulica, le NTA del Piano di Tutela delle Acque 2020/2026, all' "Art. 46. *Interventi richiedenti le misure di invarianza idraulica e idrologica*" recitano:

"2. Nell'ambito degli interventi relativi alle infrastrutture stradali e autostradali e loro pertinenze e i parcheggi, le misure di invarianza idraulica e idrologica sono da prevedere sia per gli interventi di riassetto, adeguamento, allargamento di infrastrutture già presenti sul territorio, sia per le nuove sedi stradali o di parcheggio, con riferimento alle componenti che comportano una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla sua condizione preesistente all'impermeabilizzazione. Le corrispondenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono calcolate in rapporto alla superficie interessata dagli interventi.

3. La riduzione della permeabilità del suolo è calcolata facendo riferimento alla permeabilità naturale originaria del sito, ovvero alla condizione preesistente all'urbanizzazione, e non alla condizione urbanistica precedente l'intervento eventualmente già alterata rispetto alla condizione zero, preesistente all'urbanizzazione. Per gli interventi di cui al comma 2, il riferimento di cui al precedente periodo corrisponde alla condizione preesistente all'impermeabilizzazione."

Ulteriori approfondimenti a riguardo verranno comunque svolti nelle successive fasi progettuali.

In virtù di tutto ciò, prima dell'immissione dei fossi di guardia stradali nei recapiti finali, è stata comunque predisposta un'area di 40 m² adibita alla possibile installazione di vasche di prima pioggia e/o di laminazione, laddove dovesse scaturirne la necessità nel prosieguo della progettazione e nell' iter autorizzativo.

Per la rappresentazione planimetrica dei sistemi di drenaggio predisposti si rimanda agli elaborati "Plano-profili di progetto", rimandando comunque alle successive fasi progettuali per i dimensionamenti di maggior dettaglio.

3.1.1 Stazione di Buonabitacolo: riutilizzo delle acque meteoriche - Criteri Minimi Ambientali (CAM)

Nell'ambito del progetto di smaltimento delle acque meteoriche della stazione di Buonabitacolo, in questa fase progettuale, è stata valutata la fattibilità di interventi volti a soddisfare i cosiddetti Criteri Minimi Ambientali (CAM), in accordo con quanto indicato dalla specifica normativa.

In Italia, le normative di riferimento sono l'art. 18 della L. 221/2015 e l'art. 34 del D.lgs. 50/2016 "Codice degli appalti" (modificato dal D.lgs 56/2017) recante "*Criteri di sostenibilità energetica e ambientale*"; quest'ultima ne ha reso obbligatoria l'applicazione da parte di tutte le stazioni appaltanti.

La applicazione dei CAM è finalizzata a diffondere tecnologie e prodotti volti a ridurre gli impatti sull'ambiente delle opere in progetto promuovendo modelli più sostenibili.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

Tra i temi oggetto dalla normativa CAM per “l’affidamento di servizi di progettazione e lavori per la costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici” (approvato con DM 11 ottobre 2017) vi è il risparmio idrico.

In particolare, come esplicitato al punto 2.3.4 Risparmio idrico della suddetta normativa, per gli interventi di nuova costruzione occorre prevedere: “la raccolta delle acque piovane per uso irriguo e/o per gli scarichi sanitari, attuata con impianti realizzati secondo la norma UNI/TS 11445 «Impianti per la raccolta e utilizzo dell’acqua piovana per usi diversi dal consumo umano - Progettazione, installazione e manutenzione» e la norma UNI EN 805 «Approvvigionamento di acqua - Requisiti per sistemi e componenti all’esterno di edifici» o norme equivalenti”.

Nel caso specifico, presso la nuova stazione di Buonabitacolo è prevista la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla nuova viabilità di accesso e dall’area del parcheggio della nuova stazione (i.e. strade interne, marciapiedi/piazzale stazione), previo trattamento e successivo accumulo al fine di rispettare i requisiti di sostenibilità ambientale e di invarianza idraulica riportati nelle normative regionali di riferimento.

Nello specifico, le acque meteoriche sono convogliate dapprima in un sistema di trattamento delle acque di prima pioggia (dotato di diseoleatore statico) e successivamente in una vasca di laminazione.

In ottemperanza dei cosiddetti CAM, tali acque trattate e accumulate possono/devono essere riutilizzate per l’irrigazione delle superfici a verde (circa 5000 mq di prato) e delle piante previste nell’area di stazione.

La definizione di un sistema di raccolta/accumulo per il riutilizzo delle acque meteoriche consiste nella stima della quantità di acqua ottenibile in funzione delle superfici di raccolta a disposizione e del volume necessario a immagazzinarle, che dipende dalla distribuzione media delle piogge e dalle variazioni d’uso nei diversi periodi.

Facendo riferimento alla norma E DIN 1989-1: 2000-12, il volume necessario per l’accumulo delle acque piovane dipende sostanzialmente da due fattori:

- l’apporto netto d’acqua piovana, commisurato cioè all’intensità di precipitazione, alla superficie ricevente ed al coefficiente di deflusso;
- il fabbisogno d’acqua di servizio, in funzione della tipologia d’utenza, del numero degli utenti e della specificità dei servizi d’uso richiesti.

La massima quantità annua di acqua piovana teoricamente cumulabile viene calcolata secondo la seguente formula:

$$V = \varphi \cdot S \cdot P \cdot \eta$$

dove:

- V: volume massimo di acqua piovana cumulabile [litri/anno];
- S: sommatoria delle superfici di raccolta delle precipitazioni, in proiezione orizzontale [mq];

- φ : coefficiente di deflusso;
- P: quantità annua delle precipitazioni [mm o litri/mq]; nel caso specifico è stato utilizzato il valore di pioggia media annuale delle stazioni della Provincia di Salerno nel periodo 2007-2016 (fonte dati ISTAT) pari a 1189.8 litri/mq;
- η : efficacia del filtro [%] assunto pari a 0,95.

Il volume disponibile d'acqua piovana che si ottiene in base alle superfici drenate (totale 25000 mq, di cui circa 10000 (impermeabile) + 15000 (permeabile, $\varphi= 0.5$)) è pari a 19780 mc all'anno.

In relazione alla disponibilità di acqua piovana (sopra valutata), sarà possibile soddisfare (tramite il riutilizzo delle acque meteoriche) una quota parte del fabbisogno irriguo annuo. La rimanente dovrà essere ricavata dalle reti di derivazione/distribuzione presenti/disponibili nell'area di intervento.

Una migliore definizione dei volumi di accumulo da prevedere sarà oggetto delle successive fasi progettuali in ragione di una più dettagliata definizione del sistema di drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche dell'area di stazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

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;
- Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Basilicata (2017).

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 6 riassume i risultati ottenuti per ciascuna interferenza in termini di franco idraulico e grado di riempimento.

Tabella 6 – Risultati ottenuti in termini di franco e grado di riempimento per le interferenze idrauliche analizzate.

WBS	ID bacino	pk	Q (m ³ /s)	Opera su linea di progetto	Viadotto intradosso (m s.m.m.)	Franco WS (m)	Franco EG (m)	Grado di riempimento (%)
IN01	42	5+095	11.7	tombino scatolare 4x4				12%
VI01	43	5+759	1813	Viadotto Fiume Bianco	178.94	25.18	21.0	
IN02	44	22+369	31.5/3	tombino scatolare 3x3				60%
IN03	44	22+434	31.5/3	tombino scatolare 3x3				61%
IN04	44	22+511	31.5/3	tombino scatolare 3x3				60%
IN05	45	22+793	24.9/3	tombino scatolare 3x3				50%
IN06	45	22+941	24.9/3	tombino scatolare 3x3				52%
IN07	45	23+084	24.9/3	tombino scatolare 3x3				53%
VI02_1	46	23+953	33.06	viadotto	451.75	9.95	9.94	
VI02_2	47	24+125	85.81	viadotto	451.23	8.65	8.56	
VI04_1	55a	28.703	6.50	viadotto	452.28	6.98	6.98	
NV39B	55a	-	6.50	tombino scatolare su viabilità 3x3				56%
VI04_2	55b	30+063	13.00	viadotto	453.42	7.06	7.01	
VI04_3	56	30+265	34.40	viadotto	453.58	6.79	6.77	

WBS	ID bacino	pk	Q (m ³ /s)	Opera su linea di progetto	Viadotto intradosso (m s.m.m.)	Franco WS (m)	Franco EG (m)	Grado di riempimento (%)
VI04_4	57	31+256	26.90	viadotto	454.39	7.66	7.66	
VI04_5	58	31+825	25.20	viadotto	454.80	6.63	6.62	
VI04_6	59-60	33+715	61.89	viadotto	453.65	4.95	4.95	
VI04_7	61-62	35+055	27.64	viadotto	452.83	4.31	4.30	
VI04_8	63	36+378	9.67	viadotto	454.40	5.90	5.90	
VI04_9	64	37+498	29.09	viadotto	456.70	6.22	6.22	
VI04_10	65	37+899	5.56	viadotto	457.50	7.15	7.15	
VI04_11	68	38+987	39.84	viadotto	459.60	4.72	4.65	
VI04_12	69	39+276	2.01	viadotto	460.20	8.54	8.50	
VI04_13	70	39+582	1.68	viadotto	461.00	7.36	7.31	
VI04_14	71	39+826	47.07	viadotto	461.30	5.97	5.94	
VI04_15	72	40+446	53.30	viadotto	461.70	6.37	6.36	
VI04_16	73	41+308	6.71	viadotto	462.39	5.49	5.49	
VI05	74	42+059	36.35	viadotto	462.99	3.59	3.59	
IN08	75	42+209	2.2	Tombino scatolare 3x3				37%
IN09	76	42+505	11.4	Tombino scatolare 4x4				39%
IN10	77	42+886	4.7	Tombino scatolare 3x3				33%
Strada esistente	77	-	4.7	Tombino scatolare 4x2				48%
IN11	78	43+960	10.9/2	Tombino scatolare 3x3				32%
IN12	78	44+218	10.9/2	Tombino scatolare 3x3				32%
VI06	79	45+242	74.70	Viadotto	473.63	4.68	4.2	
VI07	80	45+706	164.40	Viadotto	472.93	4.63	4.5	
IN66	80		27.6	Tombino scatolare 6x3 su NV51				65%

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 6.3.1 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, α_1 e α_2 i rispettivi coefficienti di Coriolis, g l'accelerazione di gravità e h_e le perdite di energia tra le due sezioni.

La Figura 17 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).

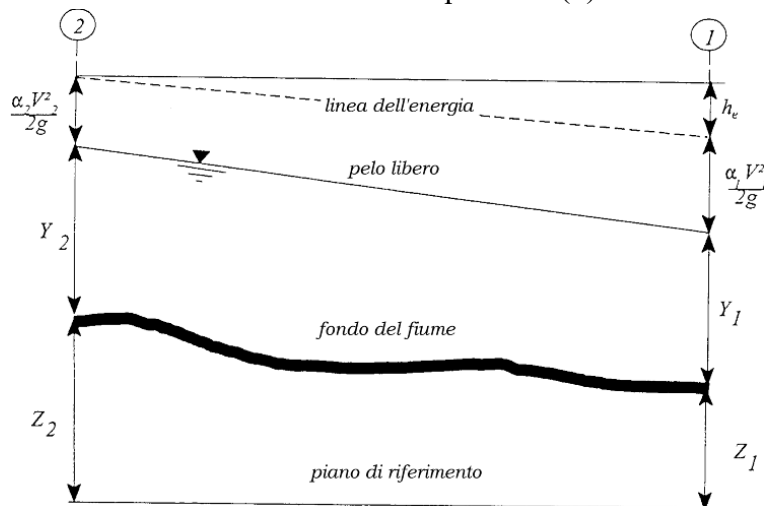


Figura 17 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

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 18).

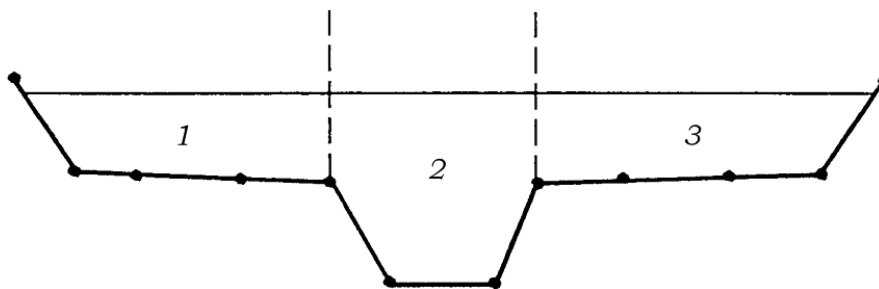


Figura 18 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 18, indicata con

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

la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stato 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 osservato che, per la costanza di J , la portata di ogni singola area

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. E

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 e 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:

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

dal cui calcolo è possibile ottenere α , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia h_e ed il coefficiente di Coriolis α 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 19). 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;

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

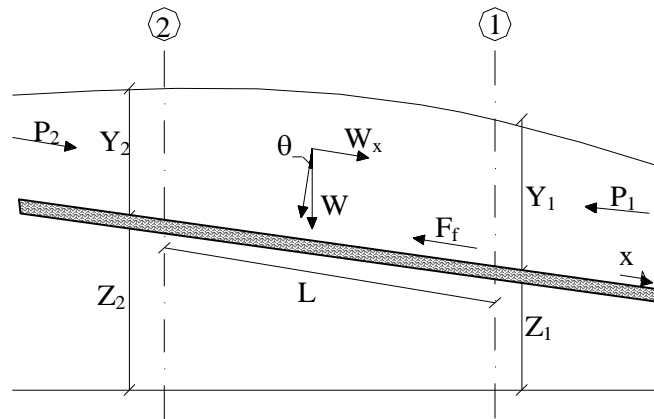


Figura 19 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.

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) γ 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 20 e Figura 21), 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.

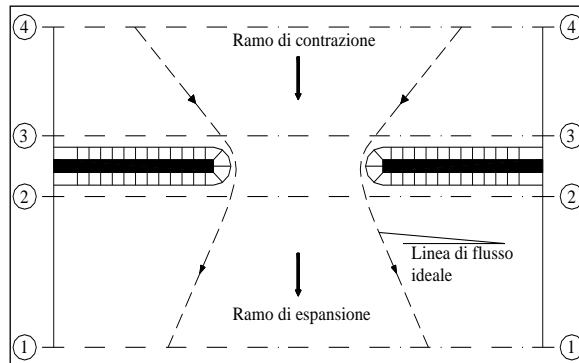


Figura 20 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.

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 21. 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 7 in funzione del tipo di pila presente.

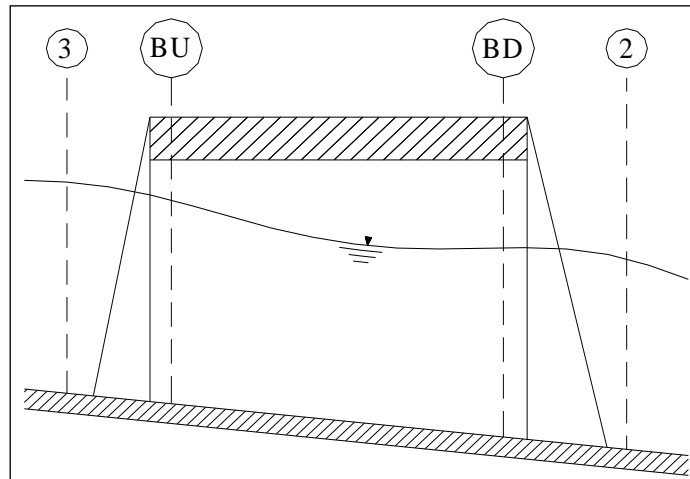


Figura 21 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.

TIPO DI PILA	C_D
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 7 – Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D .

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 20 e Figura 21, 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; ω rappresenta il

rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2; α 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 8 – 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;
 α , coefficiente correttivo cinetico;
- V_1 , velocità della corrente a monte.

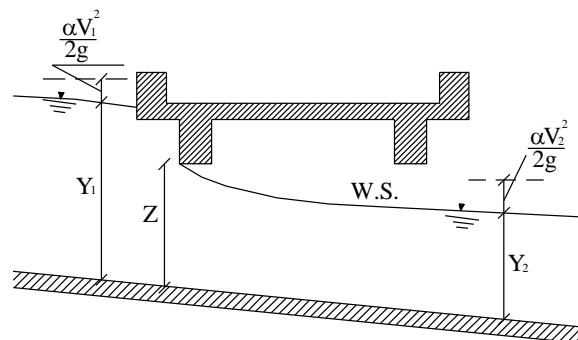


Figura 22 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.

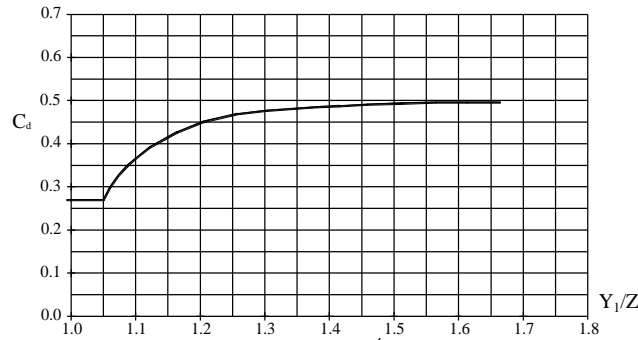


Figura 23 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d .

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.**

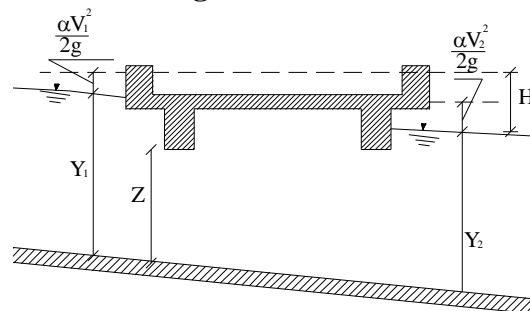


Figura 24 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.

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.

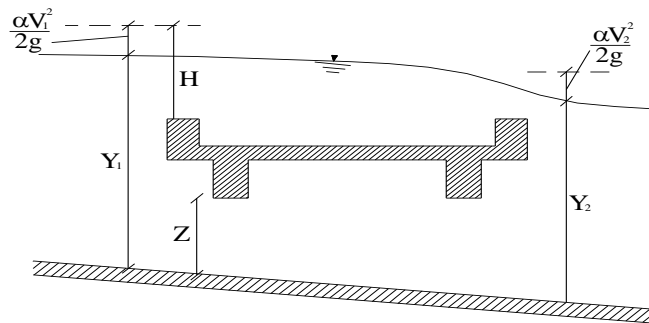


Figura 25 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.

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.

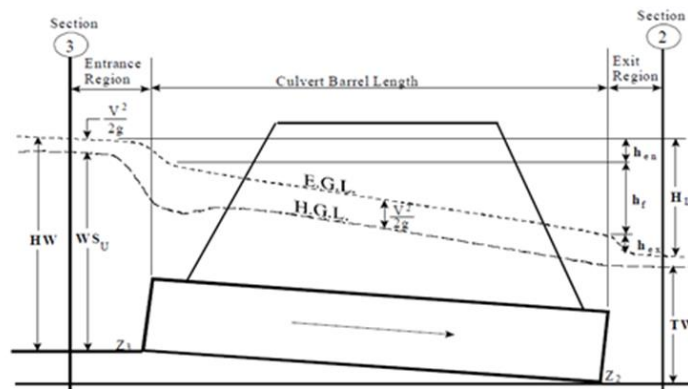


Figura 26 – Sezione schematica di un tombino ponticello.

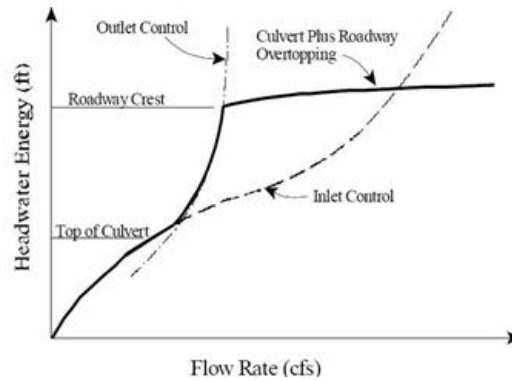


Figura 27 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.

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_i livello dell'energia all'imbocco
- D altezza interna del tombino
- H_c 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:

- Y3, Y2 tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;
- Z3, Z2 quota del fondo del tombino a monte e a valle;
- a3, a2 coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
- g accelerazione di gravità;
- HL 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_{en} perdite in entrata
- h_f perdite per attrito
- h_{ex} 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.

ALLEGATI