

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

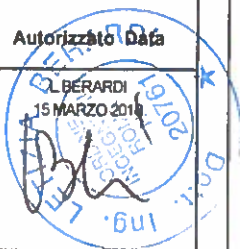
RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA IDRAULICA

SCALA:

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

RR0H 04 D 13 RI ID0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F BIANCHI	15 MARZO 2018	MVILLANI	15 MARZO 2018	T.PAOLETTI	15 MARZO 2018	L. BERARDI 15 MARZO 2018



File: RR0H04D13RIID0002001A.doc

n. Elab.:

257

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	4
2. SINTESI DELLA NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.).....	5
2.2 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.S.F.F.)	6
2.3 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI (P.G.R.A.).....	7
2.4 ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	7
3. INTERFERENZE IDROGRAFICHE E OPERE DI PROGETTO.....	11
3.1 CRITERI DI PROGETTO	11
3.2 ANALISI DEI BACINI IDROGRAFICI	13
3.2.1 ANALISI DEI BACINI IDROGRAFICI IN AMBIENTE GRASS GIS	14
3.2.2 CARATTERISTICHE DEI BACINI IDROGRAFICI	18
3.2.3 DEFINIZIONE DELLE PORTATE.....	19
3.3 METODOLOGIA DI VERIFICA IDRAULICA.....	23
4. VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE MAGGIORI – VI01 E VI02	33
4.1 VI01	33
4.2 VI02	34
4.3 PROTEZIONE DAI FENOMENI DI SCALZAMENTO	35
5. VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE MINORI.....	37
5.1 IN06 – TOMBINO SCATOLARE 3.5X3.0m.....	37
5.1 IN08 – 5 TOMBINI CIRCOLARI D1500.....	42
APPENDICE A	44



PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA S.GAVINO-SASSARI-OLBIA
VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

**RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA'
IDRAULICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 RI	ID 00 02 001	A	3 di 62

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Definitivo di velocizzazione della linea San Gavino–Sassari- Olbia, variante di Bonorva-Torralba (Lotto 4), definisce gli aspetti idraulici delle opere in progetto e ne esplicita la compatibilità idraulica nel rispetto delle normative vigenti.

Nella presente relazione vengono analizzati, dal punto di vista idraulico, le interferenze della variante in progetto con la rete idrografica esistente e sono dimensionate e verificate idraulicamente le conseguenti opere di attraversamento.

Elaborati di riferimento:

Relazione idrologica RR0H04D13RIID0001001A;

Corografia dei bacini RR0H04D13C4ID0001001A;

Relazione idraulica drenaggio di piattaforma ferroviaria e stradale e piazzali
RR0H04D13RIID0002002A.

2. SINTESI DELLA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere infrastrutturali in progetto di sviluppano nella regione Sardegna interessando il bacino del fiume Coghinas. Nel seguito si riporta una sintesi degli strumenti normativi territoriali vigenti che sono stati presi in considerazione nella analisi della compatibilita idraulica delle opere in progetto. In particolare questi sono:

- Piano stralcio per l'assetto idrogeologico (P.A.I.)
- Piano stralcio per l'assetto idrogeologico (P.S.F.F.)
- Piano di gestione del rischio alluvioni (P.G.R.A.)

2.1 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)

La Giunta Regionale della Sardegna, con delibera n. 45/57 del 30.10.1990 n.45/57, ha suddiviso il Bacino Unico Regionale in sette Sub bacini, ognuno dei quali caratterizzato da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche. La stessa Giunta Regionale ha approvato il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) con delibera n.54/33 in data 30.12.2004. Nell'ambito del PAI, per ognuno dei succitati sette sub bacini sono stati individuati:

- le aree a pericolosità idraulica;
- le aree a pericolosità da frana;
- le mappe del rischio draulico e da frana;
- le norme di salvaguardia che disciplinano le aree a pericolosità idraulica e da frana;

L'individuazione delle aree pericolose è stata articolata in quattro livelli di pericolosità:

- aree a probabilità di inondazione molto alta – allagate con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 50 anni (Hi4);
- aree a probabilità d'inondazione alta – allagate con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 100 anni (Hi3);
- aree a probabilità d'inondazione moderata – allagate con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 200 anni (Hi2);
- aree a probabilità d'inondazione bassa – allagate con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 500 anni (Hi1).

Le corrispondenti classi di rischio sono valutate come

$R_i = H_i E V$

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA S.GAVINO-SASSARI-OLBIA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA					
RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. A	FOGLIO 6 di 62

In cui

Hi = pericolosità idraulica, ossia la probabilità di superamento della portata al colmo di piena che, in accordo al DPCM 29/09/98, nella redazione del P.A.I. è stata ripartita in 4 livelli pari a 0.02, 0.01, 0.005, 0.002, che corrispondono ai periodi di ritorno T di 50 (Hi4), 100 (Hi3), 200 (Hi2) e 500 (Hi1) anni.

E = elementi a rischio, che ai sensi del DPCM 29/09/98, sono costituiti da persone e cose suscettibili di essere colpiti da eventi calamitosi. Nella redazione del P.A.I. ad ogni elemento a rischio è stato attribuito un peso secondo una scala compresa fra 0 e 1, a seconda della classificazione attribuita allo stesso elemento.

V = vulnerabilità intesa come capacità a resistere alle sollecitazioni indotte dall'evento, e quindi dal grado di perdita degli elementi a rischio E in caso del manifestarsi del fenomeno. Nella redazione del P.A.I. la vulnerabilità, in accordo al DPCM 29/09/98, è stata assunta pari all'unità.

2.2 PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.S.F.F.)

Con delibera del Comitato Istituzionale n. 2 del 17.12.2015 è stato approvato il Piano stralcio delle fasce fluviali (P.S.F.F.); con esso la Regione Sardegna ha voluto integrare ed approfondire gli studi predisposti nell'ambito del P.A.I. in materia di alluvioni: mediante il P.S.F.F. sono state considerate ed analizzate le aste fluviali per tutta la loro estensione. L'analisi svolta dal P.S.F.F. interessa il reticolo idrografico dei sette sub bacini definiti dal P.A.I.

Per tutti i corsi d'acqua analizzati dal P.S.F.F., in funzione dei succitati criteri, sono state individuate le seguenti fasce d'inondazione:

Fascia A2, ovvero aree inondabili al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno T = 2 anni (corrispondente alla pericolosità Hi4 del P.A.I.);

Fascia A50, ovvero aree inondabili al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno T = 50 anni (corrispondente alla pericolosità Hi4 del P.A.I.);

Fascia B100, ovvero aree inondabili al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno T = 100 anni (corrispondente alla pericolosità Hi3 del P.A.I.);

Fascia B200, ovvero aree inondabili al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno T = 200 anni (corrispondente alla pericolosità Hi2 del P.A.I.);

Fascia C, ovvero aree inondabili al verificarsi dell'evento con portata al colmo di piena corrispondente a periodo di ritorno T = 500 anni o superiore (corrispondente alla pericolosità Hi1 del P.A.I.), comprensiva quindi anche di eventi storici eccezionali, e, nel caso siano più estese, comprendenti anche le aree storicamente inondate e quelle individuate mediante analisi geomorfologica.

	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA S.GAVINO-SASSARI-OLBIA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA					
RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. A	FOGLIO 7 di 62

2.3 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI (P.G.R.A.)

L'articolo 7 del D.Lgs. 23 febbraio 2010 n. 49 "Attuazione della Direttiva Comunitaria 2007/60/CE, relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni", che recepisce in Italia la Direttiva comunitaria 2007/60/CE, prevede che in ogni distretto idrografico, di cui all'art. 64 del D.Lgs 152/2006, sia predisposto il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (di seguito indicato come PGRA).

Nel PGRA vengono individuate le sinergie interrelazioni con le politiche di pianificazione del territorio e di conservazione della natura e viene pianificato il coordinamento delle politiche relative agli usi idrici e territoriali, in quanto tali politiche possono avere importanti conseguenze sui rischi di alluvioni e sulla gestione dei medesimi. Per quanto attiene alle mappe di pericolosità da alluvione, al fine di rispondere in maniera adeguata a quanto richiesto dalla Direttiva Alluvioni, dal D.Lgs. 49/2010, dagli indirizzi operativi predisposti dal MATTM, le quattro classi di pericolosità definite dagli strumenti di pianificazione adottati od approvati dalla Regione Sardegna (P.A.I., P.S.F.F., studi ex Art. 7 comma 2 delle NA del P.A.I.) nonché i perimetri delle aree interessate dall'evento alluvionale del 18.11.2013 denominato "Cleopatra", sono state accorpate secondo le tre classi di seguito riportate:

P3 – aree a pericolosità elevata, con elevata probabilità di accadimento ($Tr \leq 50$);

P2 – aree a pericolosità media, con media probabilità di accadimento ($100 \leq Tr \leq 200$);

P1 – aree a pericolosità bassa, con bassa probabilità di accadimento ($200 \leq Tr \leq 500$);

2.4 ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Le informazioni riguardanti le aree a pericolosità idraulica, individuate dai diversi piani di gestione del territorio citati nei paragrafi precedenti, sono stati messi a disposizione di Italferr dall'Agenzia Regionale Distretto Idrografico della regione Sardegna. La detta Agenzia ha inviato, con protocollo 442 del 06/06/2017, i dati del PGRA (in formato .shp) che comprendono le perimetrazioni delle aree caratterizzate da pericolosità idraulica mappate nell'ambito della predisposizione del PAI e sue varianti, di studi derivanti dall'applicazione dell'Art.8 comma 2 delle Norme di Attuazione del PAI, della predisposizione del PSFF nonché delle aree alluvionate nell'evento del 18/11/2013 denominato Cleopatra.

Nel seguito è mostrata la sovrapposizione della variante di Bonorva-Torralba in progetto con le mappe di:

A. Elementi esposti (Figura 1)

B. Pericolosità idraulica da P.A.I. (Figura 2)

C. Pericolosità di alluvione secondo PGRA (Figura 3)

D. Rischio alluvione PGRA (Figura 4)

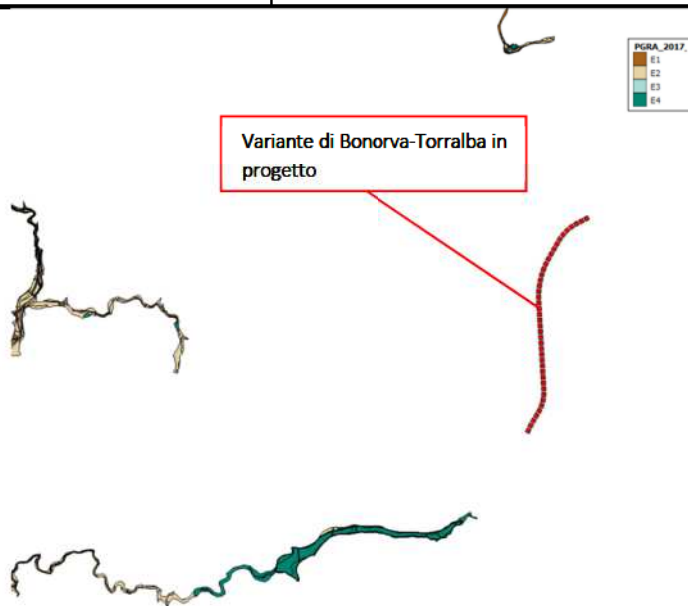


FIGURA 1 – SINTESI DELLE INFORMAZIONI RELATIVE AGLI ELEMENTI ESPOSTI

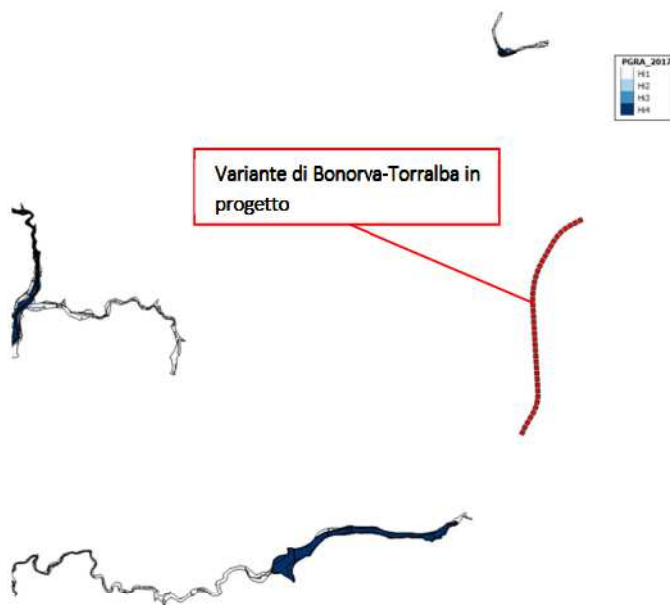


FIGURA 2 – PERICOLOSITÀ D'ALLUVIONE CLASSIFICATA SECONDO LE CLASSI DI PERICOLOSITÀ P.A.I.

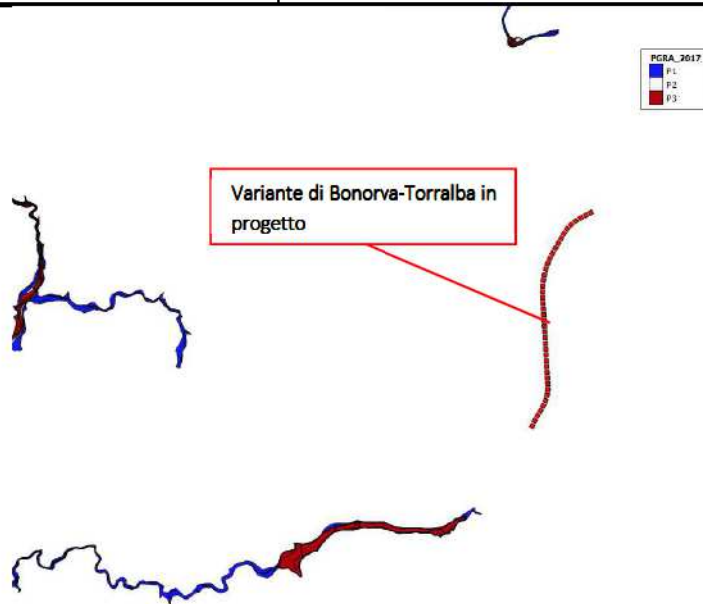


FIGURA 3 – PERICOLOSITÀ D'ALLUVIONE CLASSIFICATA SECONDO LE CLASSI DI PERICOLOSITÀ P.G.R.A.

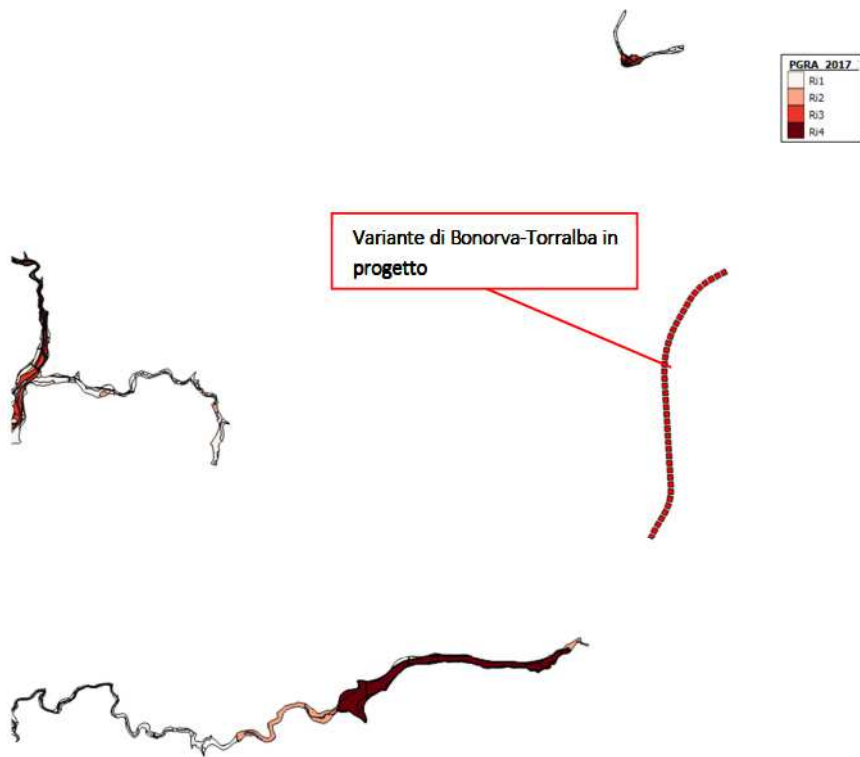


FIGURA 4 – RISCHIO D'ALLUVIONE

La sovrapposizione tra le aree a preesistente pericolosità idraulica individuate dall'Autorità di Bacino e l'asse di progetto della variante di Bonorva-Torralba ha mostrato come gli interventi in progetto non ricadono in alcuna delle aree mappate. Inoltre, le opere in progetto evitano la creazione di nuove

situazioni di rischio garantendo la continuità del reticolo idrografico esistente attraverso opere di attraversamento idraulico che permettono di smaltire in sicurezza le portate di piena di progetto ($T_r=200$ anni) senza operare deviazioni, restringimenti o modifica dei profili delle sezioni d'alveo dei corsi d'acqua, in accordo con quanto previsto dalle NTA del PAI vigente. Per i criteri di dimensionamento idraulico delle opere di attraversamento idraulico si rimanda ai successivi paragrafi della presente relazione.

Alla luce delle considerazioni espresse, la configurazione di progetto risulta idraulicamente compatibile con le norme della legislazione vigente di protezione dai rischi idraulici e con la conformazione odierna dei luoghi, così come è stato illustrato nelle precedenti figure confrontando le aree mappate nel P.G.R.A. con quella conseguente alla realizzazione delle nuove infrastrutture ferroviarie (stato di progetto).

3. INTERFERENZE IDROGRAFICHE E OPERE DI PROGETTO.

La [FIGURA 5](#) mostra la sovrapposizione del tracciato della variante di Bonorva-Torralba in progetto con la rete idrografica (insieme del reticolo effemerico e permanente attraverso cui defluiscono le acque a superficie libera) definita con delibera del Comitato istituzionale della Autorità di Bacino n.3 del 30.07.2015. E' stato inoltre verificato che non fossero presenti ulteriori interferenze idrauliche derivanti dalla sovrapposizione del tracciato della variante di Bonorva-Torralba in progetto con i corsi d'acqua indicati come tali su cartografia IGM 1:25000, disponibile sul geoportale nazionale (<http://www.pcn.minambiente.it/>).

Di seguito una tabella di sintesi delle interferenze riscontrate con la linea ferroviaria in progetto e delle relative opere idrauliche in progetto.

Km interferenza idraulica	Opera di attraversamento idraulico
1+207	VI01
2289.3	VI02
4+050	Tombino scatolare 3.5x3.0m

Al km 5+780 circa, la variante in progetto è posta immediatamente a monte del 'fosso 82079' che confluisce circa 600m più a valle nel Riu Uttieri: in tale caso non si configura pertanto una interferenza diretta con la rete idrografica. Il fosso non è rappresentato come corso d'acqua su cartografia IGM 1:25.0000 ed è alimentato dalle acque scolanti sul compluvio 4, perimetrato nella corografia dei bacini (RR0H04D13C4ID000001A) e descritto nel seguito. Al fine di garantire la continuità idraulica per le acque scolanti sul compluvio 4 è previsto in progetto l'inserimento di 5 tombini circolari D1500 che garantiscono una trasparenza diffusa del rilevato ferroviario.

Km interferenza idraulica	Opera di attraversamento idraulico
5+784.7	Batteria di 5 tombini circolari D1500

3.1 CRITERI DI PROGETTO

Il dimensionamento di tutti i manufatti di attraversamento è stato svolto con riferimento alle portate con tempo di ritorno pari a 200anni in accordo con quanto previsto dal manuale di progettazione ferroviaria per bacini di estensione inferiore a 10km². I valori di portata afferenti ai singoli attraversamenti sono stati calcolati a partire dai parametri idrologici definiti nella Relazione idrologica (RR0H04D13RIID0001001A) a cui si rimanda per i dettagli.

Tutti i manufatti di attraversamento su corso d'acqua sono stati verificati per mezzo di modelli monodimensionali in moto permanente con riferimento alla portata con Tr=200anni: come detto i corsi d'acqua presi a riferimento sono quelli rappresentati come tali su cartografia IGM in scala 1:25.000.

Per le opere minori (tombini) è prevista una protezione (L=5m) in materassi di tipo Reno immediatamente a monte e a valle della singola opera al fine di garantire una graduale transizione di rigidezza tra le sezioni

in cls dei tombini e le sezioni in terra delle incisioni naturali e evitare l'innescio di fenomeni erosivi in prossimità dell'opera. La pendenza delle opere di attraversamento è stata conservata il più possibile prossima a quella delle incisioni naturali ammettendo una velocità massima della corrente in corrispondenza delle opere di attraversamento pari a 3,0 m/s. Le opere in progetto sono state progettate nel rispetto delle prescrizioni ferroviarie esplicitate nel manuale di progettazione che, con riferimento al grado di riempimento delle opere, impone un riempimento massimo pari al 70%. Sono stati inoltre presi in considerazione i principi generali e le prescrizioni definite dalle NTA del PAI vigente che per le nuove infrastrutture in corrispondenza di corsi d'acqua richiedono un franco minimo pari al massimo tra 1m e $0.7v^2/2g$ per velocità delle correnti (v) inferiori a 8 m/s.

Al km 5+780 circa, la variante in progetto passa immediatamente a monte del 'fosso 82079' che confluisce più circa 600m più a valle nel Riu Uttieri. Il fosso non è rappresentato come corso d'acqua su cartografia IGM 1:25.0000 ed è alimentato dalle acque scolanti sul bacino 4, perimetrato nella corografia dei bacini (RR0H04D13C4ID000001A) e descritto nel seguito. Al fine di garantire la continuità idraulica per le acque scolanti sul compluvio 4 è previsto in progetto l'inserimento di 5 tombini circolari D1500 che garantiscono una trasparenza diffusa del rilevato ferroviario. La soluzione di permeabilità diffusa è stata preferita ad una soluzione di attraversamento puntuale in quanto, come detto, non è presente una incisione definita e mappata in corrispondenza della linea ferroviaria. Le acque convogliate dai suddetti tombini circolari sono raccolte da un unico fosso di guardia posto lato valle che permette di recapitare le acque nel 'fosso 82079' di naturale pertinenza, l'intervento è denominato IN08. Per quanto detto, la IN08 non si configura come attraversamento idraulico sulla rete idrografica definita dalla AdB, nè sui corsi d'acqua rappresentati come tali su cartografia IGM 1:25.000; la verifica idraulica di tale opera è stata pertanto sviluppata in moto uniforme imponendo il rispetto del massimo riempimento ammesso dal Manuale di Progettazione ferroviaria di RFI (70%).

In merito agli attraversamenti idraulici in viadotto sono state prese in considerazione le prescrizioni delle NTC2008 che chiedono una distanza minima tra intradosso impalcato e fondo alveo di almeno 6m, un franco minimo di 1.5m sul livello idrico associato a eventi con $Tr=200$ anni e una luce minima misurata in retto alla corrente di 40m.

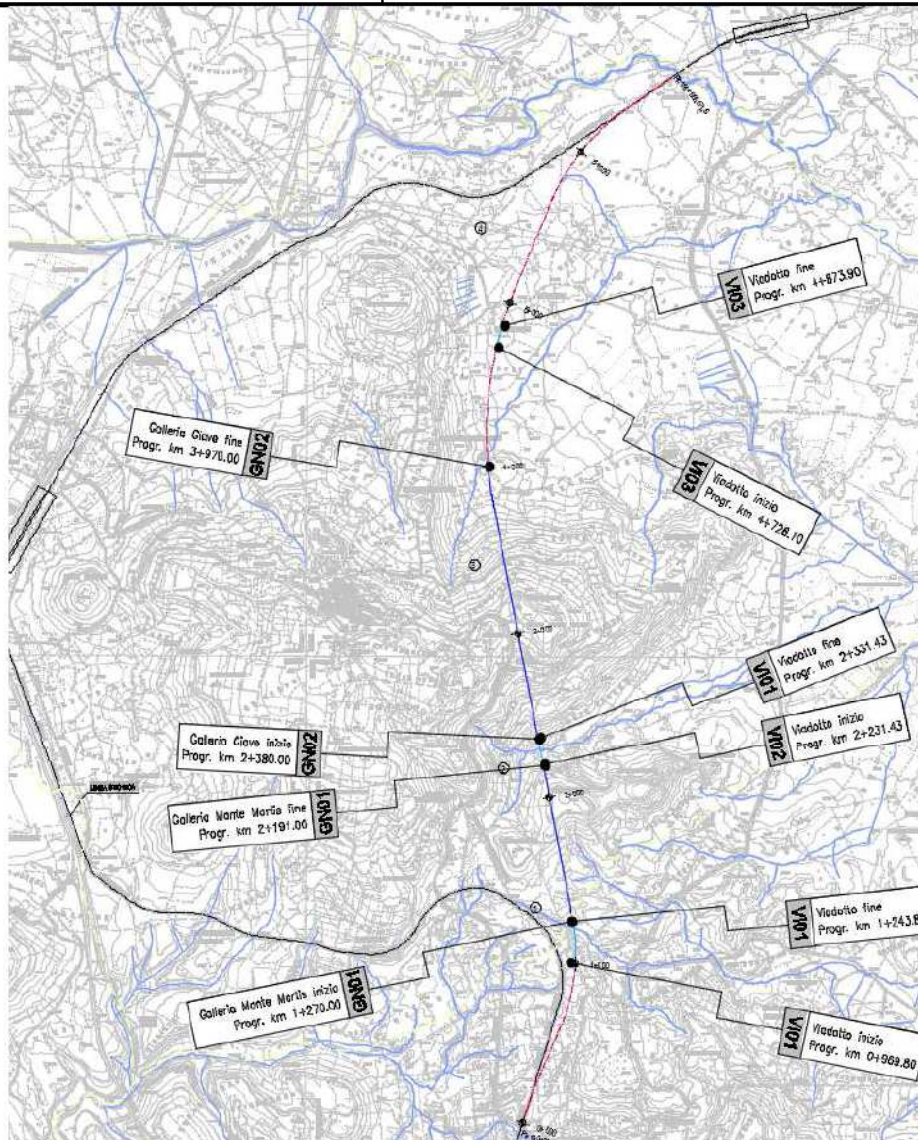


FIGURA 5 – SOVRAPPOSIZIONE DELLA VARIANTE IN PROGETTO CON LA RETE IDROGRAFICA DEFINITA DALLA ADB SARDEGNA.

3.2 ANALISI DEI BACINI IDROGRAFICI

La variante di Bonorva-Torralba presenta tre interferenze con il reticolo idrografico definito dalla Adb Sardegna e indicati come corsi d'acqua nella cartografia IGM 1:25.000. L'analisi idraulica di ciascun bacino è stata effettuata con il software GRASS-QGIS, utilizzando il DEM a risoluzione 10 m. Si sono quindi estratti i dati riguardanti le caratteristiche morfologiche e morfometriche, fondamentali per il calcolo della portata di progetto dei corsi d'acqua. L'analisi è stata condotta anche per il compluvio 4 al fine di definire le portate di progetto per il dimensionamento delle opere di trasparenza idraulica del rilevato ferroviario.

3.2.1 ANALISI DEI BACINI IDROGRAFICI IN AMBIENTE GRASS GIS

I compluvi e le aree afferenti ai diversi bacini studiati sono stati identificati attraverso l'uso del software GRASS-QGIS. La procedura seguita è qui illustrata:

Si imposta il sistema di coordinate a la proiezione di riferimento, quindi, il DEM relativo all'area di studio viene importato all'interno dell'ambiente GRASS (r.in.gdal). Nella seguente immagine è presente l'asse della linea ferroviaria in progetto, le cui parti sono contraddistinte dai seguenti colori:

- o Giallo i tratti in viadotto
- o Blu i tratti in galleria
- o Rosso i tratti a cielo aperto (rilevato o trincea)

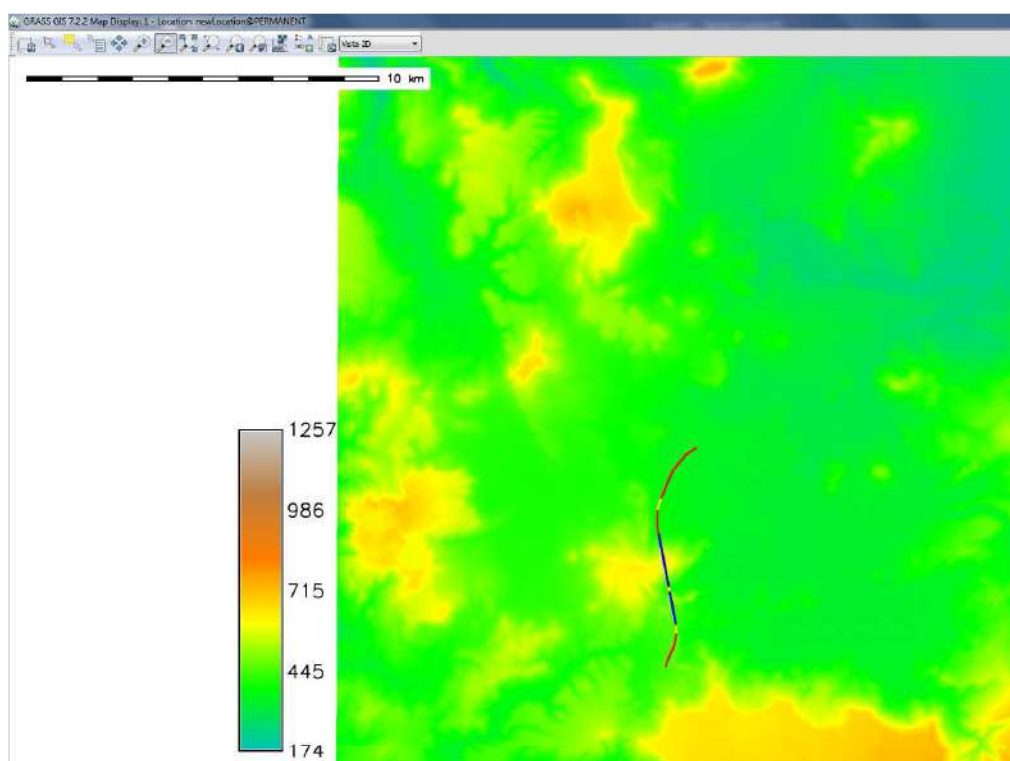


FIGURA 6- DEM DELLA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

Si esegue l'analisi idrologica (r.watershed). Tale procedura permette di ottenere come output un set di mappe raster che includono informazioni sulle direzioni di flusso e sulle cumulate di flusso. Per poter procedere al lancio del comando, bisogna impostare una soglia (threshold) che specifica il numero minimo di celle drenate che il software dovrà tenere in considerazione per individuare un bacino. L'algoritmo utilizzato per il calcolo delle direzioni di drenaggio è quello delle 8 direzioni di drenaggio (D8). Tale approccio ipotizza che l'acqua raccolta da un pixel venga interamente convogliata in uno solo degli otto pixel adiacenti la cella in questione, ovvero quello caratterizzato dalla massima pendenza verso il basso.

Pertanto, una volta numerati i pixel come riportato in figura, la direzione di drenaggio è indicata con il pixel che massimizzerà le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} \frac{\Delta z}{\Delta x} = \frac{z_0 - z_i}{\Delta x} & i \text{ dispari} \\ \frac{\Delta z}{\Delta x} = \frac{z_0 - z_i}{\sqrt{2} \cdot \Delta x} & i \text{ pari} \end{cases}$$

Sulla base di questo algoritmo, dunque, vengono identificate le direzioni di flusso che costituiscono la corrispondente mappa raster.

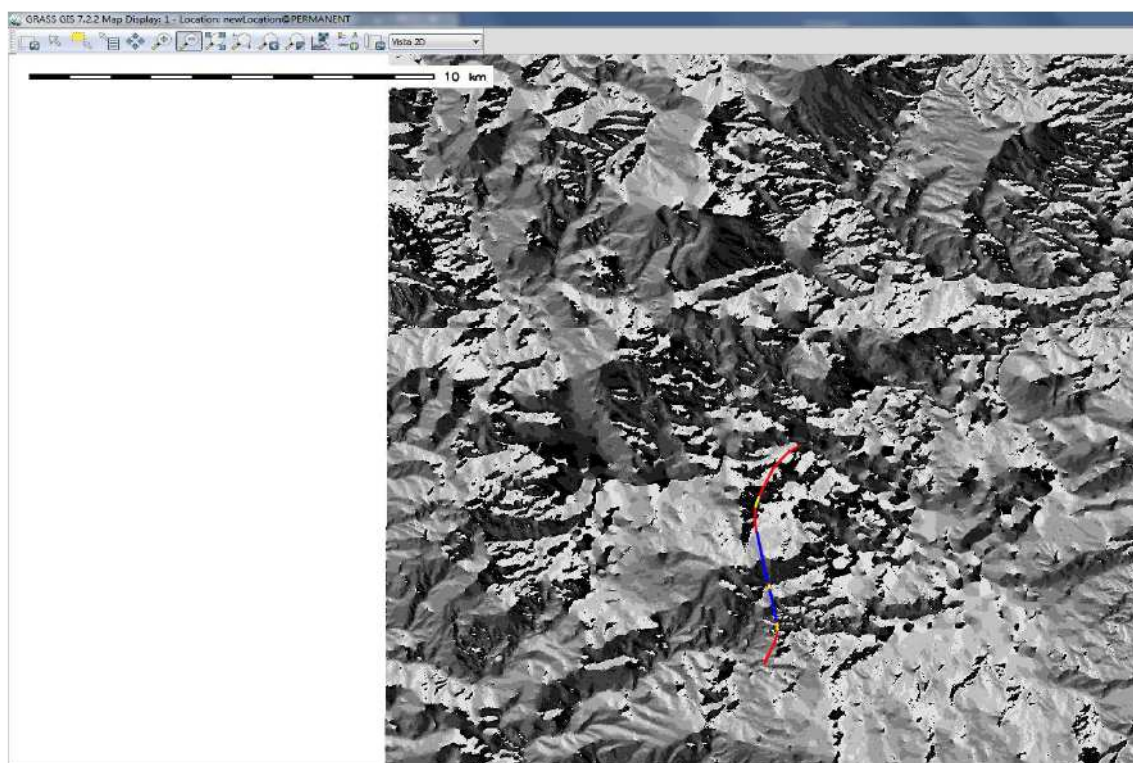


FIGURA 7- DIREZIONI DI FLUSSO DELLA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

In funzione del metodo utilizzato per il calcolo delle direzioni di drenaggio, vengono calcolate anche le aree di cumulate di flusso (*flow accumulation*). In particolare, la mappa raster contiene per ogni cella il valore totale di deflusso superficiale che la attraversa. Le celle indicate in colore giallo rappresentano bassi valori di deflusso superficiale mentre quelle in nero rappresentano il valore massimo di deflusso.

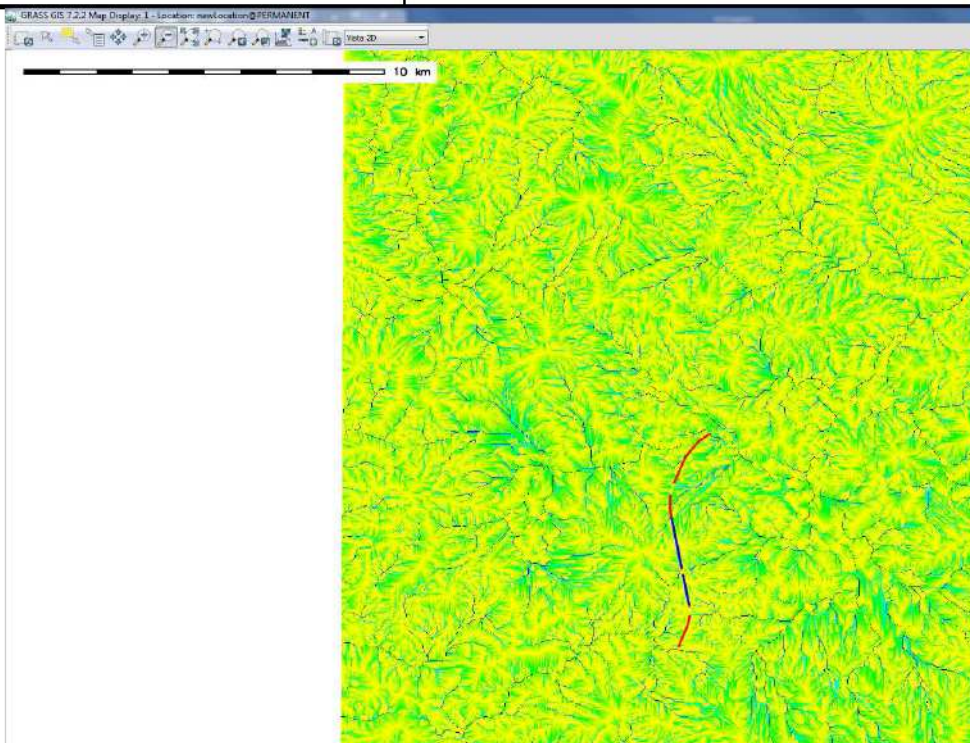


FIGURA 8- AREE DI CUMULATE DI FLUSSO DELLA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

Infine, mediante tale procedura il software è in grado di riprodurre la mappa degli impluvi (streams) che interessano la zona.

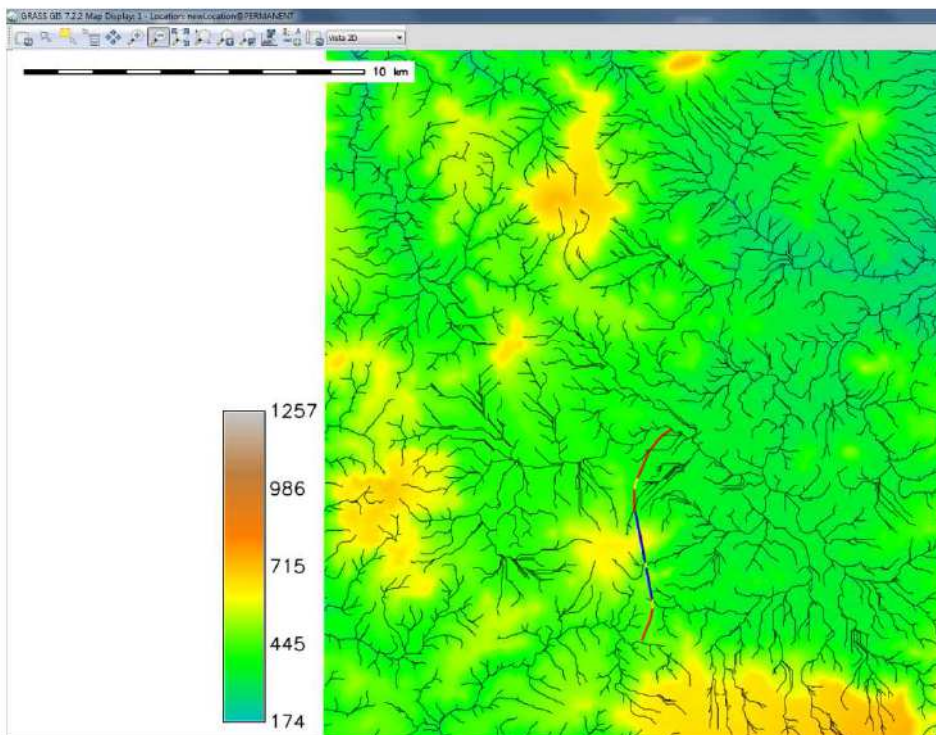


FIGURA 9- RETE DEI CANALI DELLA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

Si procede, infine, alla definizione dei sottobacini di interesse, chiusi alla sezione fluviale di interesse. Utilizzando come traccia la mappa raster dei canali (*streams*) opportunamente convertita in *layer* vettoriale, il comando *r.water.outlet* permette di delineare il bacino chiuso alla sezione desiderata, basandosi sui risultati prodotti dalla mappa raster delle direzioni di flusso. Una volta convertita la mappa raster del sottobacino in un file vettoriale, si procede all'estrazione dei principali parametri morfometrici dei bacini considerati.

La figura seguente mostra i bacini interferenti alla variante di Bauladu:

- Bacino 1, in corrispondenza del viadotto VI01 (pk. Km 0+998.59 – pk. Km 1+238.76) in colore verde
- Bacino 2, in corrispondenza del viadotto VI02 (pk. Km 2+231.35 – pk. Km 2+331.38) in colore arancio.
- Bacino 3, in corrispondenza di un tratto in rilevato (pk. Km 4+025.00 – pk. Km 4+075.00) in colore ciano
- Bacino 4, in corrispondenza di un tratto in rilevato (pk. Km 5+800.00 – pk. Km 5+850.00) in colore magenta

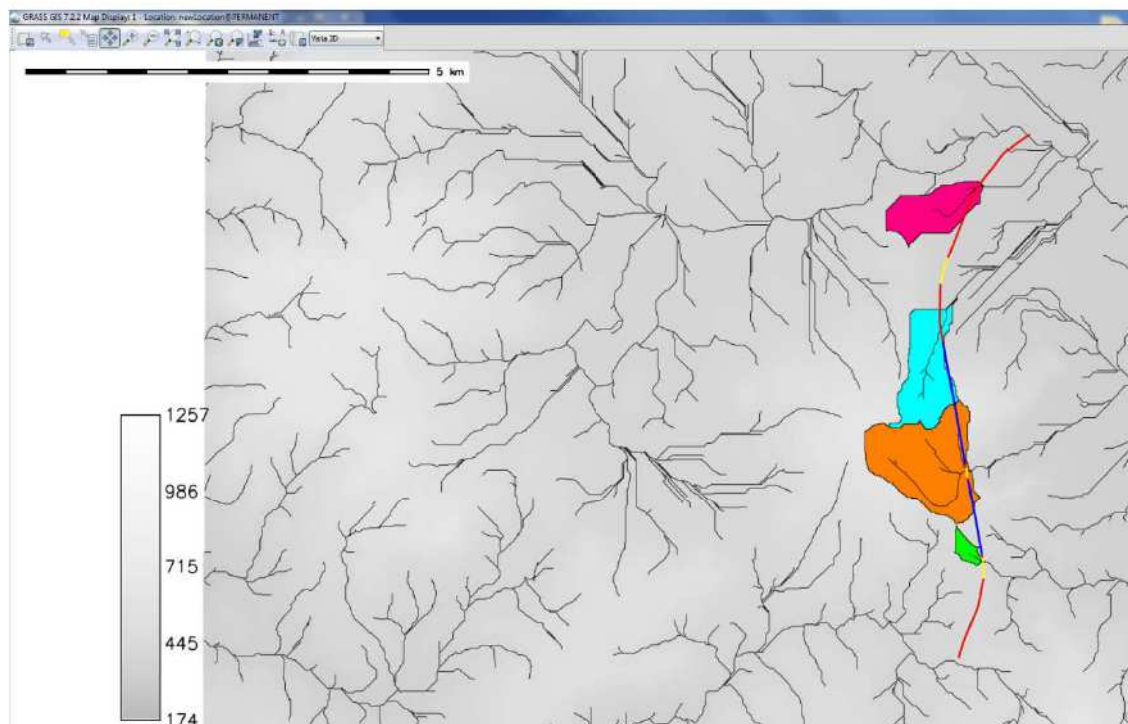


FIGURA 10- BACINI INTERFERENTI ALLA VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

3.2.2 CARATTERISTICHE DEI BACINI IDROGRAFICI

Ogni bacino idrografico è stato identificato con un codice numerico progressivo abbinato alla progressiva ferroviaria di progetto in corrispondenza del punto di attraversamento del corso d'acqua. Si sono quindi estratti da GRASS-QGis i parametri morfologici riportati qui di seguito:

- A (km²) = area del bacino idrografico avente sezione di chiusura in corrispondenza della linea ferroviaria nel punto di attraversamento dell'asta fluviale;
- L (km) = lunghezza massima dell'asta fluviale
- H_{max} , H_{min} , H_{media} (m s.l.m.) = rispettivamente la quota più alta, la quota più bassa e la quota media dell'asta
- $p(-)$ = pendenza media

Identificativo bacino	km	Corso d'acqua	Area [km2]	Lunghezza asta principale [km]	Altitudine massima [m s.l.m.]	Altitudine minima [m s.l.m.]	Altitudine media [m s.l.m.]	i media [-]
1	1+206.00	Fosso-fiume 80126	0.145	0.222	505	419	457	0.200
2	2+288.00	Riu Borta	1.153	1.574	635	403	551	0.250
3	4+023.00	Riu Uttieri	0.715	0.932	635	375	495	0.250
4	5+783.00	Fosso-82079	0.772	490	490	365	389	0.100

TABELLA 1- VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA-CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

3.2.3 DEFINIZIONE DELLE PORTATE

Il calcolo delle portate di piena di prefissato tempo di ritorno viene effettuato attraverso l'utilizzo di modelli matematici il cui compito è quello di determinare la risposta idrologica di un bacino (deflusso superficiale) in seguito a input di pioggia predefiniti, tenute conto le caratteristiche del bacino idrografico stesso.

In particolare, risultano di fondamentale importanza i dati caratterizzanti le dimensioni della superficie del bacino idrologico (A), l'altezza di pioggia critica (h) che ha durata pari al tempo di corrivazione (tc), e il coefficiente di afflusso (Φ) che considera le caratteristiche del suolo e il suo grado di impermeabilità.

Tra i modelli di più vasto utilizzo si può individuare il metodo cinematico o razionale. Tale metodologia presuppone che, durante un evento meteorico che si sviluppa con intensità i costante in spazio e tempo, la portata al colmo di piena aumenti fino a un tempo pari al tempo di corrivazione tc, ovvero quando l'area di tutto il bacino contribuisce al deflusso. La portata finale risulta quindi proporzionale al prodotto iA per mezzo del coefficiente di afflusso.

- METODO RAZIONALE

Il metodo razionale è stato formulato considerando le seguenti ipotesi:

1. il coefficiente di afflusso rimane costante nel tempo;
2. l'intensità di pioggia corrisponde a quella critica, ovvero è calcolata sulla base del tempo di corrivazione caratteristico del bacino, e rimane costante per tutta la durata dell'evento;
3. la precipitazione risulta uniformemente distribuita su tutta la superficie del bacino;
4. la portata stimata al colmo di piena ha lo stesso tempo di ritorno T dell'intensità di pioggia utilizzata;
5. il tempo di formazione del colmo di piena è uguale al tempo della fase di riduzione.

La portata al colmo di piena viene calcolata con la seguente formula nel metodo razionale:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i_c \cdot A}{3.6} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

in cui:

- Q = portata [m³/s]
- φ = coefficiente di afflusso [-]
- i_c = intensità di pioggia critica [mm/h]
- A = area di bacino [km²]

Il coefficiente di afflusso è un parametro di difficile stima in quanto dipende da numerosi fattori quali le caratteristiche del suolo del bacino, il livello di urbanizzazione dell'area e la morfologia del territorio. Pertanto si sono stimati valori medi di tale parametro mediante la seguente espressione:

$$\varphi = c_r \cdot \alpha \cdot \beta$$

dove:

c_r = fattore di ragguaglio della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato

α = fattore di trattenuta del terreno, funzione della sua capacità assorbente ed espresso come rapporto fra altezza di pioggia netta e altezza di pioggia totale

β = fattore di laminazione, funzione della capacità di invaso della superficie del bacino e del reticolo idrografico che lo attraversa

Per quel che riguarda la stima dei coefficienti di afflusso dei bacini oggetto di studio della presente relazione, si è considerato un fattore di ragguglio cr pari a 1 mentre i coefficienti α e β sono stati considerati come riportato nella tabella seguente.

Area [km ²]	α	β
1 < S < 10	0.75	0.9
10 < S < 100	0.7	0.8
S > 100	0.65	0.7

TABELLA 2: FATTORE DI TRATTENUTA DEL TERRENO A E DI LAMINAZIONE B IN FUNZIONE DELLA SUPERFICIE DEI BACINI

Pertanto, da tale analisi sono risultati i seguenti coefficienti di afflusso:

Area [km ²]	ϕ
1 < S < 10	0.68
10 < S < 100	0.57
S > 100	0.46

TABELLA 3: COEFFICIENTI DI AFFLUSSO IN FUNZIONE DELLA SUPERFICIE DEI BACINI

- CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione è il tempo che impiega una goccia d'acqua che parte dal punto idraulicamente più remoto del bacino a raggiungere la sezione di chiusura del bacino stesso.

Si suppone che tale tempo corrisponda al tempo critico di pioggia, ovvero quel lasso temporale che durante l'evento meteorico produce la massima intensità di pioggia. Esso è funzione essenzialmente delle caratteristiche morfometriche del bacino e per la sua stima possono essere utilizzate diverse formulazioni, in funzione della grandezza del bacino esaminato.

In particolare, in tale relazione sono state prese in considerazione le seguenti formule:

- Giandotti
$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \quad [h]$$

dove A = area [km²]; L = lunghezza dell'asta principale [km]; H_m = altitudine media del bacino [m]

- Kirpich
$$t_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{p}} \right)^{0.77} \quad [h]$$

dove A = area [km²]; p = pendenza media [-]

- Ventura
$$t_c = 0.127 \sqrt{\frac{A}{p}} \quad [h]$$

dove A = area [km²]; p = pendenza media [-]

- Pasini
$$t_c = 0.108 \frac{(AL)^{0.33}}{\sqrt{p}} \quad [h]$$

dove A =area [km²]; L=lunghezza dell'asta principale [km]; p=pendenza media [-]

Le quattro formulazioni precedenti possono dar luogo a tempi di corrivazione molto differenti, in quanto ciascuna di esse attribuisce pesi diversi ai parametri morfometrici considerati. In particolar modo, tali espressioni sono di natura empirica e sono state calibrate per determinati intervalli di superficie di bacino idrologico. Per tale motivo, la stima del tempo di corrivazione è stata effettuata considerando un valore ponderato risultante dalle formulazioni valide per la superficie del bacino considerato, secondo le linee guida di seguito illustrate.

Per i bacini di area inferiore a 0.45 km², si utilizza la media fra tutti i metodi meno quello di Giandotti, che ha validità solo per superfici maggiori di 70 km².

Per i bacini di area compresa fra 0.45 km² e 70 km², si utilizza la media dei valori risultati dalle sole formulazioni di Ventura e Pasini, in quanto Kirpich non risulta affidabile per aree superiori a 0.45 km².

Di conseguenza, per i bacini di area superiore a 70 km², la media è stata calcolata considerando tutte le formulazioni ad eccezione di quella di Kirpich.

Una volta determinate le caratteristiche morfometriche dei bacini in esame, si sono calcolate le portate in funzione dei tempi di ritorno prestabiliti. In prima istanza sono stati calcolati con diversi metodi i tempi di corrivazione, assumendo come valore minimo un tc pari a 10 min, qualora le formule utilizzate avessero restituito valori inferiori. Si riportano qui di seguito i tempi di corrivazione stimati con le diverse metodologie precedentemente esposte.

Identificativo bacino	km	tc Giandotti (h)	tc Kirpich (h)	tc Ventura (h)	tc Pasini (h)	tc medio (h)
1	1+206.00	0.109	0.039	0.108	0.078	0.170
2	2+288.00	0.354	0.160	0.273	0.263	0.260
3	4+023.00	0.269	0.107	0.215	0.189	0.190
4	5+783.00	0.258	0.131	0.292	0.254	0.250

TABELLA 4- VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA-TEMPI DI CORRIVAZIONE

- CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO

Successivamente, una volta noto il tempo di corrivazione caratteristico di ciascun bacino, l'applicazione del metodo VAPI ha permesso di individuare la pioggia indice giornaliera relativa alla sezione di chiusura di ciascun corso d'acqua. Si è quindi proceduto a calcolare i coefficienti di crescita, in funzione del tempo di corrivazione e del tempo di ritorno desiderato, utilizzati per la stima delle intensità critiche di pioggia.

Identificativo bacino	SZO	μ_g [mm]	n1	a1	μ [h(τ)]	Kt						
						Tr = 5 anni	Tr = 20 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni
1	1	50	0.3	20.7	11.8	1.28	1.64	1.83	1.97	2.12	2.20	2.32
2	1	50	0.3	20.7	13.6	1.25	1.68	1.92	2.10	2.28	2.38	2.52
3	1	50	0.3	20.7	12.5	1.27	1.65	1.87	2.00	2.15	2.24	2.36
4	1	50	0.3	20.7	13.4	1.26	1.67	1.92	2.09	2.26	2.37	2.50

TABELLA 5- VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA-PIOGGIA INDICE E COEFFICIENTI DI CRESCITA

Una volta nota la pioggia indice giornaliera di ciascun bacino, si è ricavata l'intensità di pioggia critica per diversi tempi di ritorno.

Identificativo bacino	km	i [mm/h]						
		Tr = 5 anni	Tr = 20 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni
1	1+206.00	88.8	113.8	127.4	137.2	147.1	153.1	161.1
2	2+288.00	64.8	86.6	99.2	108.4	117.5	123.0	130.1
3	4+023.00	82.3	106.5	119.9	129.6	139.3	145.2	152.9
4	5+775.00	66.4	88.5	101.2	110.4	119.6	125.1	132.2

TABELLA 6- VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA-INTENSITÀ CRITICA DI PIOGGIA AL VARIARE DI TR

Infine, applicando la formula del metodo razionale, si sono calcolate per ogni bacino le portate corrispondenti a ciascun tempo di ritorno. Da notare che, in questa relazione, il coefficiente di afflusso ϕ è stato considerato pari 0.70.

Identificativo bacino	km	Q[m ³ /s]						
		Tr = 5 anni	Tr = 20 anni	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni	Tr = 300 anni	Tr = 500 anni
1	1+206.00	2.5	3.2	3.6	3.9	4.2	4.3	4.5
2	2+288.00	14.5	19.4	22.2	24.3	26.3	27.6	29.2
3	4+023.00	11.4	14.8	16.7	18.0	19.4	20.2	21.3
4	5+775.00	6.8	9.1	10.4	11.4	12.3	12.9	13.6

TABELLA 7- VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA-PORTATE AL VARIARE DI TR

3.3 METODOLOGIA DI VERIFICA IDRAULICA

Tutti i manufatti di attraversamento idraulico sono stati verificati per mezzo di modelli monodimensionali in moto regime di moto permanente con riferimento alla portata con Tr=200anni e per mezzo del software Hec-Ras di seguito descritto.

3.3.1 MODELLO HEC-RAS

Il programma di calcolo utilizzato per la determinazione del profilo idraulico in condizione di moto permanente, denominato Hec-Ras (vers. 5.0.3), è stato elaborato dal "U.S Army Corps of Engineers-Hydrologic Engineering Center". In particolare, il fenomeno idraulico dentro e fuori l'alveo è simulato considerando l'alveo steso trasversalmente come un'unica sezione (piano golenale più alveo inciso). Il

programma si basa sull'integrazione, in termini finiti dell'equazione dell'energia della corrente tra due sezioni, mediante un processo iterativo (standard step method)

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove:

Y1, Y2 sono i tiranti idrici;

Z1, Z2 sono le quote geodetiche;

V1, V2 sono le velocità medie;

a1, a2 sono i coefficienti di ragguglio delle altezze cinetiche;

g è l'accelerazione di gravità;

he è la perdita di carico totale nel tratto considerato.

Il programma, infatti, considera la perdita di carico della corrente (he) tra una sezione e l'altra, calcolata come somma dei termini relativi alle perdite distribuite e alle perdite concentrate per contrazione o espansione per effetto di variazioni delle sezioni trasversali.

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Con:

L la lunghezza del tratto fluviale mediata sulle portate, calcolata come segue

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{rob} Q_{rob} + L_{ch} Q_{ch}}{Q_{lob} + Q_{rob} + Q_{ch}}$$

Dove il pedice lob, rob e ch indica rispettivamente la golena sinistra, destra e il canale centrale, relativamente alle lunghezze e portate.

C è il coefficiente di espansione/contrazione compreso fra 0 e 1, che tiene conto delle perdite di carico dovute all'espansione e alla contrazione della vena fluida.

Sf è la cadente della linea dei carichi totali calcolata mediante la relazione di Gauckler-Strickler come segue

$$S_f = \frac{Q^2}{A^2 \cdot K_s^2 \cdot R^{4/3}}$$

Nella quale:

Q è la portata che defluisce nelle sezioni;

A è l'area della sezione bagnata;

Ks è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler e Strickler;

R è il raggio idraulico, rapporto tra l'area A e il perimetro bagnato P.

Poiché in ogni tratto esistono due valori di Sf, uno per ogni sezione che delimita tale porzione di fiume, è necessario calcolare un valore medio nel tratto. Tale valore medio è calcolato di default nel moto permanente e nel caso di presenza di strutture con la seguente formula:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

Si evidenzia, inoltre, che in corrispondenza di particolari situazioni localizzate, per il quale il moto non può essere considerato gradualmente variato, come avviene in corrispondenza di ponti, tombini, stramazzi, ecc., vengono aggiunte all'equazione dell'energia della corrente anche le equazioni di bilancio della quantità di moto o relazioni di tipo empirico.

- MODELLAZIONE DEI TOMBINI

La modellazione idraulica dei tombini utilizza le equazioni standard della Federal Highway Administration's (FHWA) per calcolare le perdite di carico subite dalla corrente nel passaggio attraverso la struttura. In particolare, l'analisi del deflusso attraverso tale struttura 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.

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. HEC-RAS calcola l'energia necessaria che soddisfi le condizioni di imbocco e sbocco. 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.

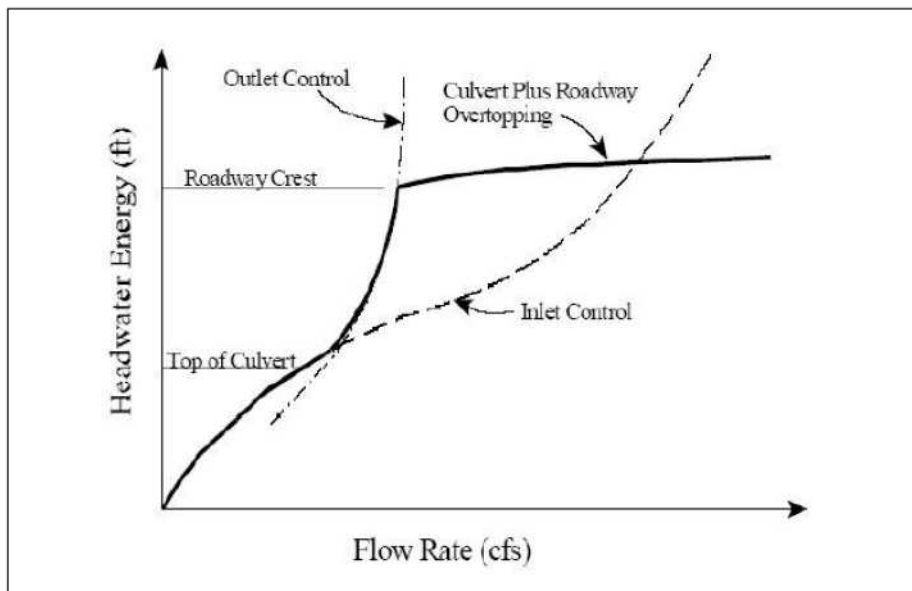


FIGURA 11- CURVA DI PRESTAZIONE DEL TOMBINO

Per quel che 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 indica il livello dell'energia all'imbocco;
- D è l'altezza interna del tombino;

- H_c è l'altezza critica;
- Q indica la portata;
- A rappresenta l'area della sezione interna del tombino;
- S è la pendenza
- K, M, c, Y sono costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

Per quel che riguarda invece 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 (1) con l'unica differenza riguardante il calcolo delle perdite.

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

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

Dove:

- h_{en} e h_{ex} sono rispettivamente le perdite in entrata e in uscita. Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte mentre quelle in uscita secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.
- h_f sono le perdite per attrito

Per quel che riguarda le perdite di attrito, esse sono calcolate secondo la seguente formulazione di Manning:

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

Dove:

- h_f indica le perdite per attrito
- L è la lunghezza del tombino
- Q indica la portata
- n è il coefficiente di scabrezza di Manning
- A rappresenta l'area della sezione di flusso

- R è il raggio idraulico

- **MODELLAZIONE DEI PONTI**

I ponti sono elementi di singolarità rispetto alla normale geometria fluviale causa di contrazioni ed espansioni della vena fluida e conseguente perdite di carico.

Per tale motivo, all'interno di HEC-RAS la presenza di tali infrastrutture viene modellata mediante l'inserimento di quattro sezioni:

- La sezione 1, ubicata a valle del ponte, a una distanza pari ad almeno quattro volte il semi-restringimento causato dal ponte nella sezione 2 con le spalle e le eventuali pile;
- Le sezioni 2 e 3 ubicate rispettivamente subito a valle e subito a monte del ponte;
- La sezione 4, ubicata a monte del ponte, a una distanza pari almeno al semi-restringimento causato dal ponte nella sezione 3.

Questo tipo di modellazione permette infatti di tenere conto del fenomeno di contrazione ed espansione della vena liquida a monte e a valle del restringimento della sezione generato dalla presenza dell'infrastruttura.

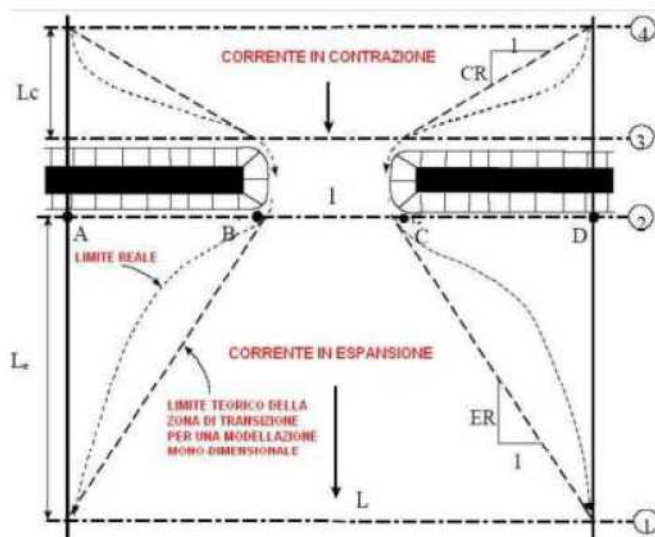


FIGURA 12- MODELLAZIONE DEI PONTI IN HEC-RAS

All'interno della sezione dedicata alla modellazione dei ponti vi è una finestra per l'inserimento della geometria nella quale si richiede:

- La descrizione dell'impalcato: per ogni valore di y fornito si devono inserire le quote corrispondenti dei punti sull'intradosso (low cord) e sull'estradosso (high cord);

- La descrizione delle pile (pier): se sono presenti pile in alveo, va specificato il loro numero, l'ordinata corrispondente all'asse e gli spessori alle varie quote sotto l'impalcato.

- **MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO**

Nel presente capitolo viene analizzato lo scalzamento massimo atteso del fondo alveo e delle aree golenali in corrispondenza delle pile di sostegno dell'impalcato ferroviario in occasione di eventi di piena, rispetto alle condizioni naturali del corso d'acqua. Lo scalzamento, causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente, può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni

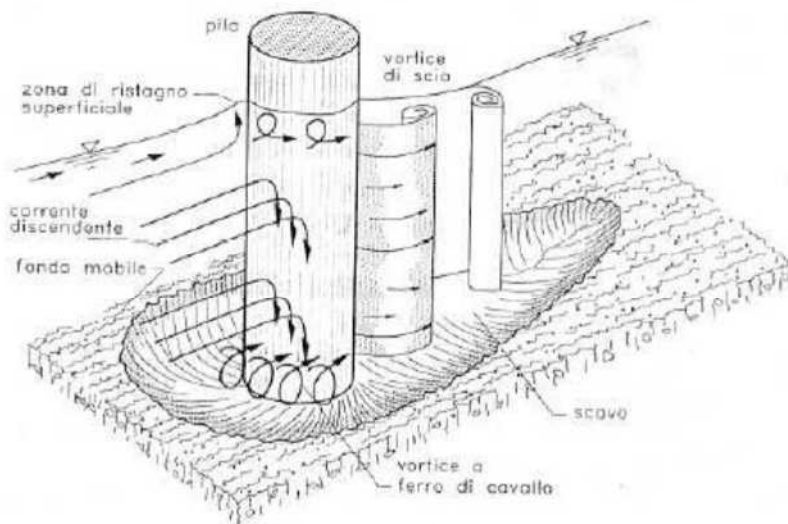


FIGURA 13- ESEMPIO DI EROSIONE LOCALIZZATA-PILA CIRCOLARE

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, essa, in generale risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia che inficia la stabilità del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile. In alcuni casi le condizioni di magra risultano peggiori di quelle di piena in quanto, in generale, aumenta l'inclinazione della corrente principale rispetto alle pile stesse e la durata della portata è tale che possono venire raggiunti i valori massimi di erosione compatibili con le condizioni idrodinamiche.

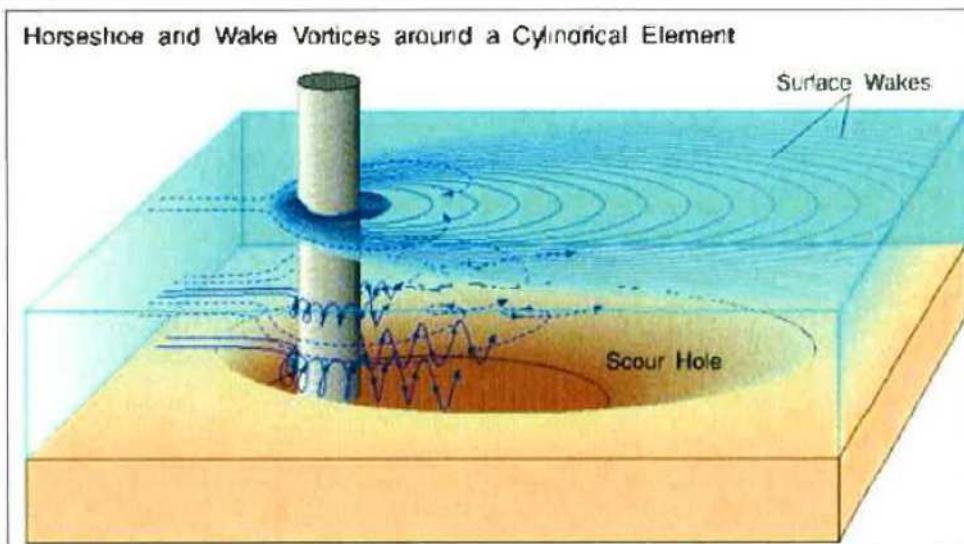


FIGURA 14- SCHEMATIZZAZIONE DELLE TURBOLENZE NELL'INTORNO DI UNA PILA CIRCOLARE ISOLATA

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

- HEC 18 – CSU

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

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

Dove

K1 fattore correttivo legato alla forma della pila;

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

K3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo;

a larghezza della pila [m];

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

Fr1 numero di Froude in corrispondenza della pila.

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

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

$$y_s \leq 3^\circ \quad \text{se } Fr_1 \geq 0.80;$$

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

Forma della pila	K ₁
Squadrata	1.10
Arrotondata	1.00
Circolare	1.00
Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

TABELLA 8- COEFFICIENTE CORRETTIVO K1

Configurazione fondo alveo	Altezza dune [m]	K3
Clear – water	-	1.10
Piatto	-	1.10
Piccole dune	$0.60 \leq H < 3.00$	1.10
Dune medie	$3.00 \leq H < 9.00$	1.101.20
Dune grandi	$H \geq 9.00$	1.30

TABELLA 9- COEFFICIENTE CORRETTIVO K3

Il coefficiente K2 è stimato attraverso l'espressione seguente:

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

dove L è la lunghezza della pila in direzione della corrente e θ angolo di attacco della corrente.

Se $L/A > 12$ il rapporto assume il valore massimo pari a 12.

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

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

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

- Il rapporto tra la profondità della corrente e la larghezza della pila deve essere inferiore a 0.8 ($y/a < 0.8$);

- Il rapporto tra la larghezza della pila e il diametro medio dei sedimenti è maggiore di 50 ($a/d_{50} > 50$);

- Il numero di Froude è inferiore a 1.

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

$$K_w = 2.58 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.34} \cdot Fr_1^{0.65} \quad \text{per } V / V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.13} \cdot Fr_1^{0.25} \quad \text{per } V / V_c > 1$$

FRÖELICH EQUATION (FRÖELICH, 1991)

$$y_s = 0.32 \cdot \phi \cdot B'^{0.62} \cdot y_1^{0.47} \cdot Fr_1^{0.22} \cdot d_{50}^{-0.09} + B$$

dove

ϕ è pari a 1.30 per rostri rettangolari; 1.00 per rostri circolari; 0.70 per rostri triangolari;

B' è la proiezione della larghezza della pila nella direzione della corrente [m];

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

B è la larghezza della pila;

4. VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE MAGGIORI – VI01 E VI02

4.1 VI01

Il viadotto VI01 della variante di Bonorva si estende dal km 0+969 al km 1+243, per una lunghezza totale di 274 m. È sito in corrispondenza del corso d'acqua denominato Fosso Fiume – 80126. Il viadotto è caratterizzato da 6 campate di cui: 4 con luce da 40m, 1 da 45m (in corrispondenza dell'attraversamento idraulico) e 1 da 29m. La conformazione orografica del territorio, con pendii particolarmente scoscesi, non ha permesso un inserimento delle pile centrato sull'attraversamento idraulico che si trova nelle immediate vicinanze, ma non interferente, della pila 6 del viadotto. In corrispondenza dell'attraversamento idraulico, il viadotto in progetto presenta una distanza tra quota intradosso impalcato e quota di scorrimento pari a circa 19.5m. Data la portata di progetto calcolata per questo attraversamento (4.2 mc/s) è evidente che il viadotto si configura anche come opera idraulica ma la sua necessità è dettata essenzialmente dalla conformazione orografica del territorio.

Di seguito si riportano sinteticamente i risultati delle modellazioni svolte relativamente alla configurazione post operam al fine di evidenziarne il franco idraulico rispetto all'opera in progetto. Gli output dei modelli implementati, sia con riferimento alla configurazione ante operam ce post operam, sono riportati in Appendice.

	Livello idrico Tr200anni	Quota intradosso impalcato	Franco idraulico
VI01	413.43	432.42	>10m

Si presenta di seguito la valutazione degli effetti diretti (scalzamento della pila) e indiretti (erosione del fondo dell'alveo) della presenza delle pile P6B e P5B del viadotto VI01, effettuate mediante le formule di Froehlich e CSU, in corrispondenza del passaggio della piena di progetto.

La granulometria del materiale in alveo è desunta dall'osservazione del profilo geotecnico di linea, il quale dà una rappresentazione dei terreni presenti in corrispondenza del viadotto VI01. Il fondo alveo è un deposito alluvionale caratterizzato dalla presenza ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, generalmente abbondante. Depositi di canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile. In assenza di un'analisi granulometrica specifica, dall'analisi dei dati bibliografici del settore si desumono i seguenti diametri

$$D_{50} = 2 \text{ mm}$$

$$D_{95} = 55 \text{ mm}$$

L'applicazione dei modelli di scalzamento, descritti nei precedenti paragrafi della presente relazione, portano quindi a concludere che, in assenza della protezione dell'incisione attorno alla pila, applicando la formula di Froehlich, la profondità di erosione massima è 409.86 m s.l.m. (profondità di scavo pari a **4.72**

m), mentre, applicando la formula CSU l'erosione raggiunge la quota 410.11 m s.l.m. (profondità di scavo pari a **4.45 m**). Il profilo geotecnico evidenzia uno spessore massimo del deposito alluvionale pari a circa 2.5m, al di sotto del quale è presente una formazione rocciosa con spessori superiori agli 80m. E' stato quindi cautelativamente assunto in progetto che tutto lo strato costituito da deposito alluvionale possa essere scalzato in corrispondenza della piena di progetto e conseguentemente è stata prevista una protezione del piano di scorrimento di tipo elastico descritta nel paragrafo 4.3. Si osserva inoltre che le fondazioni dirette in progetto posano sullo strato roccioso non erodibile, a garanzia della stabilità delle strutture in elevazione.

4.2 VI02

Il viadotto VI02 della variante di Bonorva si estende dal km 2+131 al km 2+231, per una lunghezza totale di 100 m. È sito in corrispondenza del corso d'acqua denominato Riu Borta. Il viadotto è caratterizzato da 3 campate di cui: 1 con luce da 30m, 1 da 40m (in corrispondenza dell'attraversamento idraulico) e 1 da 30m. In corrispondenza dell'attraversamento idraulico, il viadotto in progetto presenta una distanza tra quota intradosso impalcato e quota di scorrimento pari a circa 11.5m. Data la portata di progetto calcolata per questo attraversamento ($Q_{max} = 26.3 \text{ m}^3/\text{s}$) è evidente che il viadotto si configura anche come opera idraulica ma la sua necessità è dettata essenzialmente dalla conformazione orografica del territorio.

Di seguito si riportano sinteticamente i risultati delle modellazioni svolte relativamente alla configurazione post operam al fine di evidenziarne il franco idraulico rispetto all'opera in progetto. Gli output dei modelli implementati, sia con riferimento alla configurazione ante operam ce post operam, sono riportati in Appendice.

	Livello idrico Tr200anni	Quota intradosso impalcato	Franco idraulico
VI02	404.87	415.82	>10m

Si presenta di seguito la valutazione degli effetti diretti (scalzamento della pila) e indiretti (erosione del fondo dell'alveo) della presenza delle pile P2B e P1B del viadotto VI02, effettuate mediante le formule di Froehlich e CSU, in corrispondenza del passaggio della piena di progetto.

La granulometria del materiale in alveo è desunta dall'osservazione del profilo geotecnico di linea, il quale dà una rappresentazione dei terreni presenti in corrispondenza del viadotto VI02. Il fondo alveo è un deposito alluvionale caratterizzato dalla presenza ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, generalmente abbondante. In assenza di un'analisi granulometrica specifica, dall'analisi dei dati bibliografici del settore si desumono i seguenti diametri

$$D_{50} = 2 \text{ mm}$$

$$D_{95} = 55 \text{ mm}$$

L'applicazione dei modelli di scalzamento portano quindi a concludere che, in assenza della protezione in massi attorno alla pila, applicando la formula di Froehlich, la profondità di erosione è 400.81 m s.l.m. (profondità di scavo pari a **4.56 m**), mentre, applicando la formula CSU l'erosione raggiunge la quota 400.55 m s.l.m. (profondità di scavo pari a **4.81 m**). Il profilo geotecnico evidenzia uno spessore massimo del deposito alluvionale pari a circa 3.5m, al di sotto del quale è presente una formazione rocciosa con spessori superiori agli 80m. E' stato quindi assunto in progetto che tutto lo strato costituito da deposito alluvionale possa essere scalzato in corrispondenza della piena di progetto e conseguentemente è stata prevista una protezione del piano di scorrimento di tipo elastico descritta nel paragrafo 4.3. Si osserva inoltre che le fondazioni dirette in progetto posano sullo strato roccioso non erodibile a garanzia della stabilità delle strutture in elevazione.

4.3 PROTEZIONE DAI FENOMENI DI SCALZAMENTO

Il progetto dei viadotti VI01 e VI02 comprende l'inserimento di una protezione dai fenomeni di scalzamento attorno alle pile. Questa è costituita da una protezione di tipo elastico del piano di scorrimento tra le pile interessate dalla corrente in corrispondenza dell'evento di piena. Tale protezione è costituita da:

- uno strato di materassi tipo Reno (spessore 30 cm) per l'inettra luce del viadotto interessata dai livelli idrici di progetto, la protezione che si estende oltre le pile più vicine all'attraversamento idraulico per almeno 2m fino a ricomprendere tutta l'area di scavo delle fondazioni delle pile,
- al di sotto dello strato (e attorno alle pile) è prevista una corona di gabbioni metallici a scatola confezionati con rete metallica a doppia torsione a forte zincatura (uni 8018) con maglia 8x10 e filo non inferiore a 2,7 mm, aventi spessore di 100 cm (peso specifico pietrame 2400 kg/mc - pezzatura 120-200 mm).
- Lo scavo delle fondazioni è riempito con materiale sciolto di diametro minimo pari a 30cm.

Il tipo di protezione proposta è compatibile con quanto prescritto dalle NTA del PAI che chiedono di evitare plateazioni della sezione di imposta nella protezione dall'erosione delle pile dei ponti.

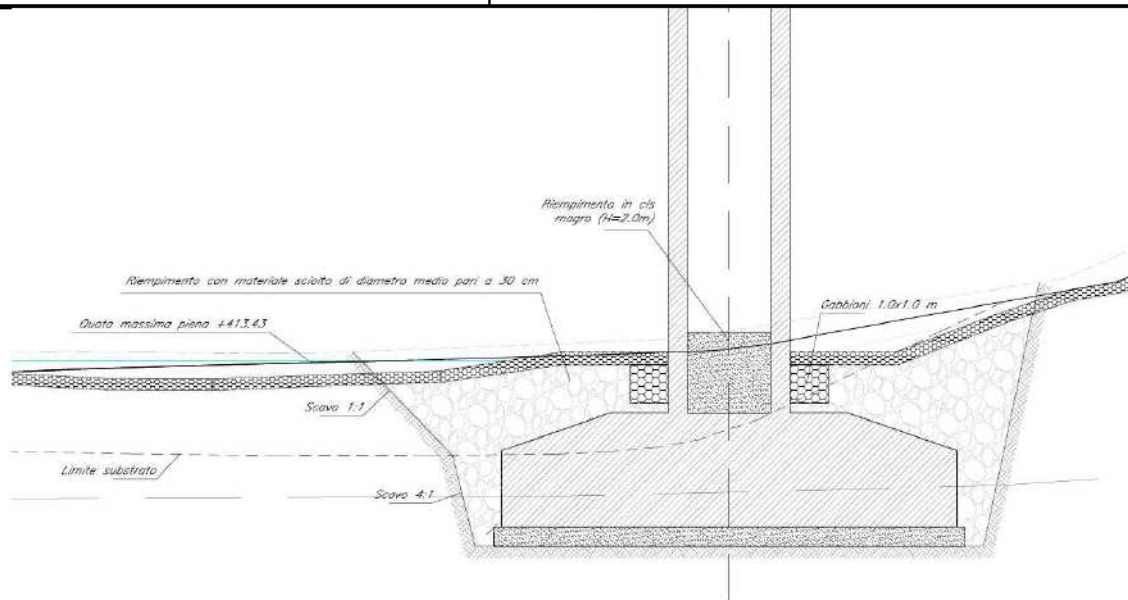


FIGURA 15- VI01 – PARTICOLARE DELLA SEZIONE LONGITUDINALE CON PROTEZIONE DELLA PILA DAI FENOMENI DI SCALZAMENTO.

5. VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE MINORI

5.1 IN06 – TOMBINO SCATOLARE 3.5x3.0M

Si mostrano qui di seguito i risultati ottenuti dalla simulazione idraulica, effettuata mediante modellazione in moto permanente per la portata con $T_r=200$ anni (pari a 19,4 mc/s). Sia per la simulazione riguardante la configurazione ante operam che post operam sono state utilizzate condizioni al contorno di moto uniforme, ovvero impostando una pendenza del profilo idrico pari a quella del fondo: 0.014 m/ma valle e 0.15 m/m a monte. Per coefficienti di scabrezza sono stati utilizzati valori di manning pari a 0.035 per le sezioni in terra e 0,016 per le sezioni in cls. Di seguito si riporta la sintesi dei risultati in merito al massimo trante e velocità riscontrate.

Opera scatolare	Tirante idrico	Franco idraulico	V (m/s)	$0,7V^2/2g$	Riempimento %
Base 3.5x altezza 3.0m	1,95	1,05	1,25	0,056	65%

La tabella mostra come le verifiche idrauliche per il tombino scatolare 3.5x3.0m (IN06) soddisfano sia il massimo riempimento ammissibile per il manuale di progettazione ferroviaria sia le limitazioni imposte dalle NTA del PAI (franco >1m).



FIGURA 16:VISTA IN PIANTA TOMBINO IN06

Qui di seguito si mostrano le sezioni a monte e a valle dell'opera in progetto allo stato attuale (ante operam) e allo stato di progetto (post operam).

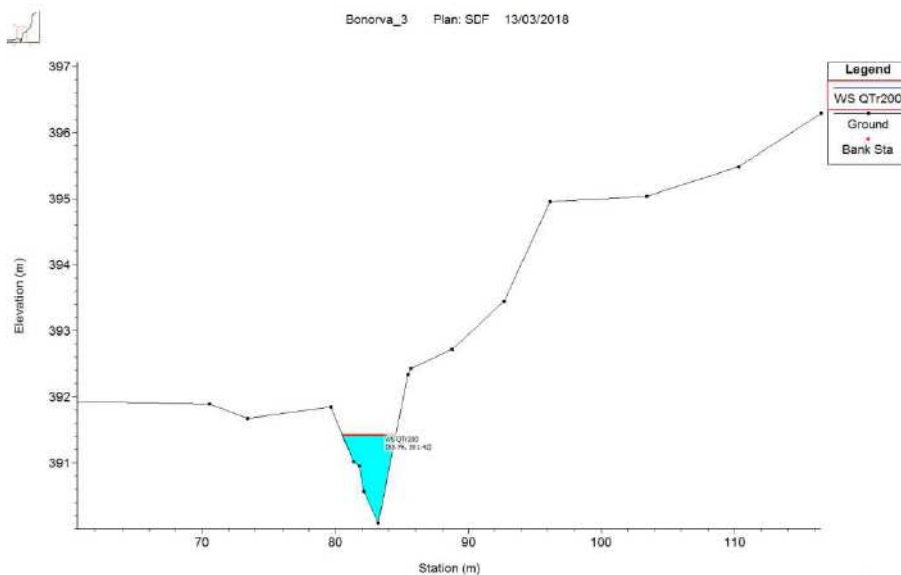


FIGURA 17: SEZIONE A MONTE DELL'OPERA - ANTE OPERAM

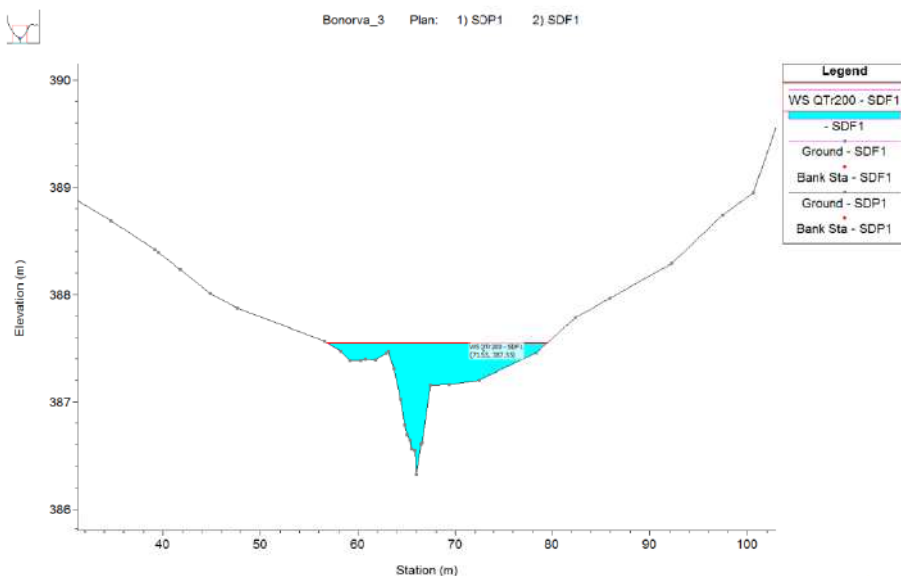


FIGURA 18: SEZIONE A VALLE DELL'OPERA - ANTE OPERAM

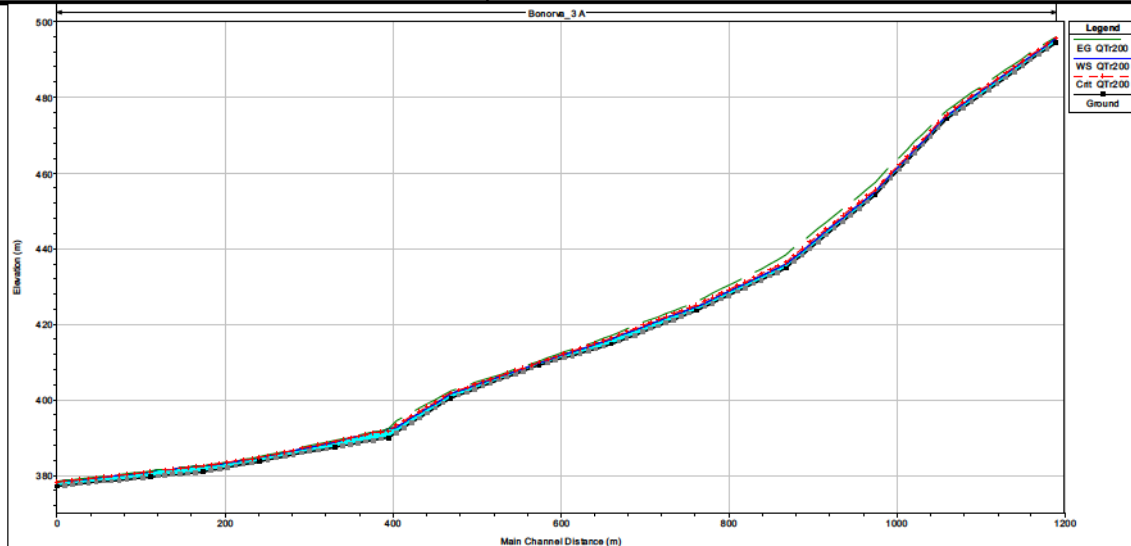


FIGURA 19: PROFILO IDRICO PER TR=200ANNI - ANTE OPERAM

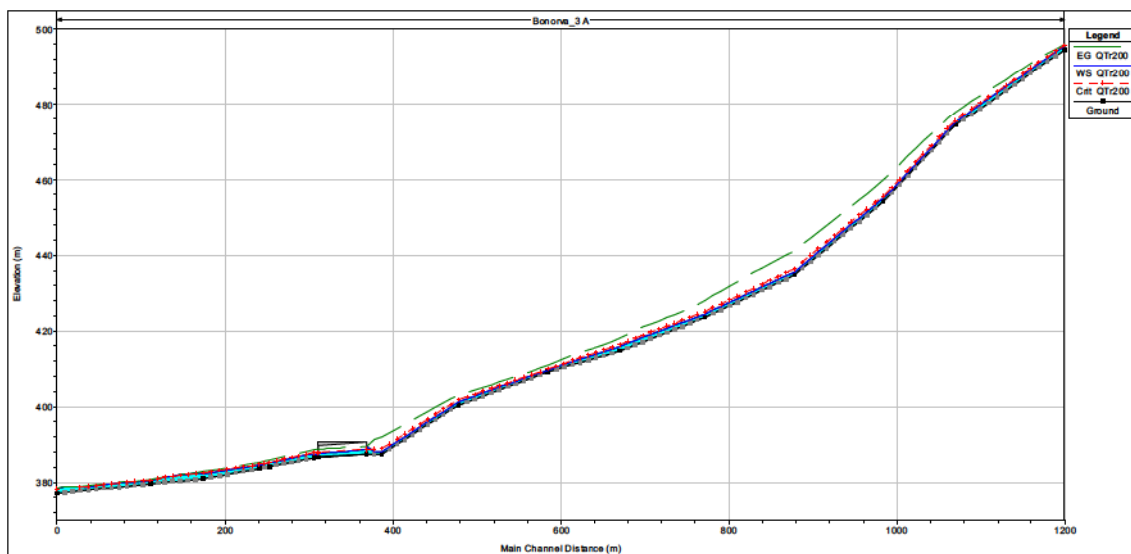


FIGURA 20: PROFILO IDRICO PER TR=200ANNI - POST OPERAM

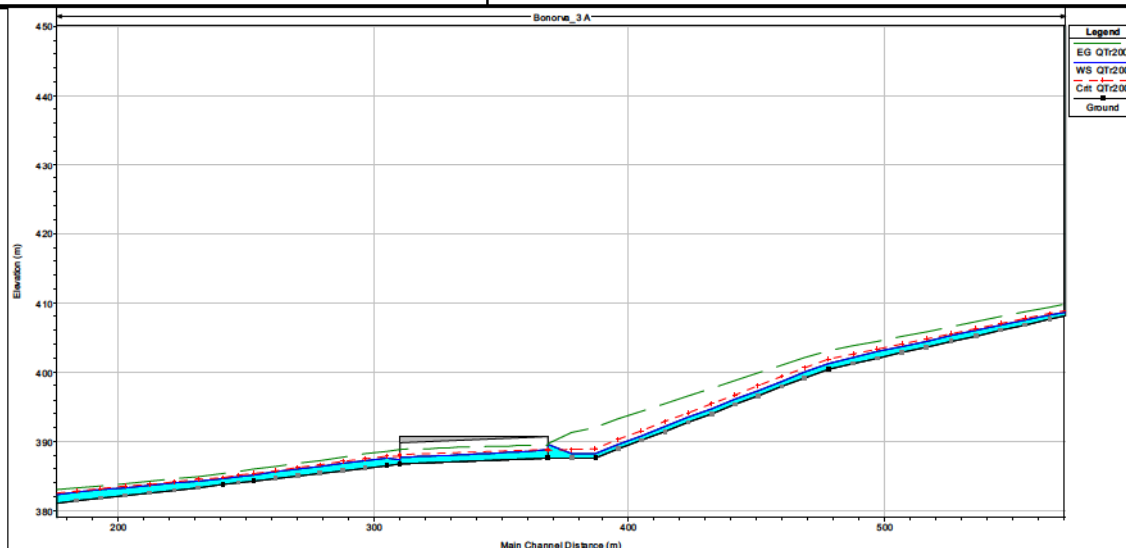
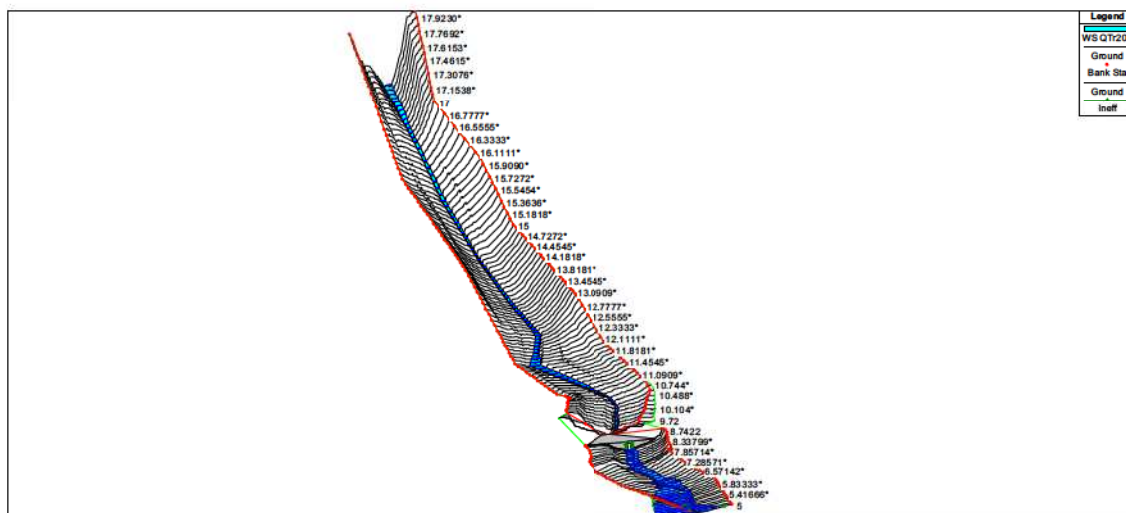
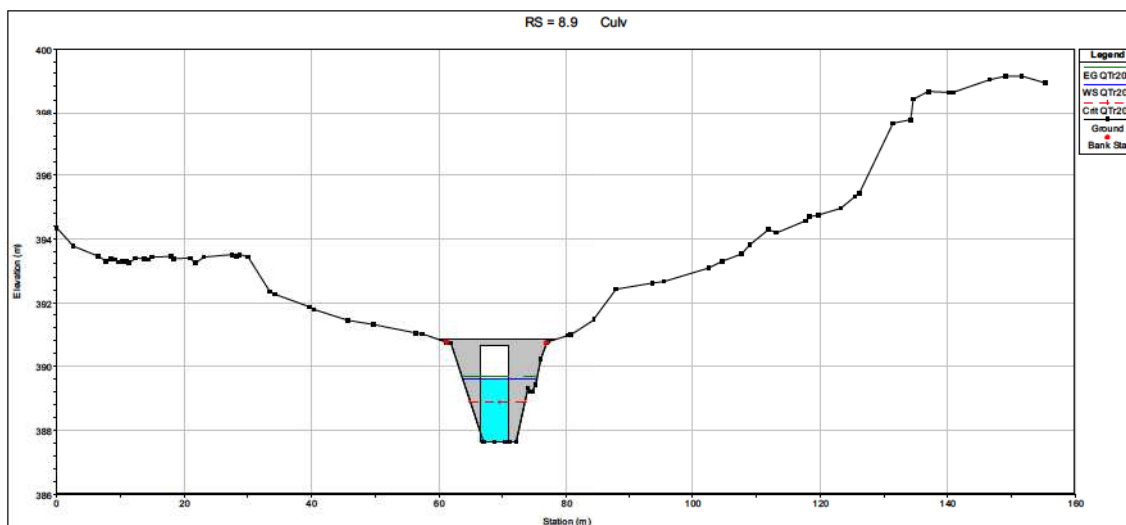


FIGURA 21: DETTAGLIO DEL PROFILO IDRICO PER TR=200ANNI - POST OPERAM



Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: sdp_ River: Bonorva_3 Reach: A Profile: QTr200 Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)
A	9.66*	QTr200	19.40	387.64	389.51	388.85	389.69	0.004883	1.86
A	9.6	QTr200	19.40	387.64	389.59	388.67	389.67	0.001500	1.25
A	8.9	Culvert							
A	8.8	QTr200	19.40	386.72	387.80	387.80	388.19	0.014448	2.77
A	8.7422	QTr200	19.40	386.50	387.82	387.88	388.09	0.027936	2.28
A	8.64115*	QTr200	19.40	386.13	387.38	387.47	387.69	0.034855	2.45
A	8.5401*	QTr200	19.40	385.75	386.96	387.06	387.29	0.040106	2.55
A	8.43905*	QTr200	19.40	385.37	386.54	386.65	386.88	0.043999	2.60
A	8.33799*	QTr200	19.40	385.00	386.12	386.23	386.47	0.046975	2.62
A	8.23695*	QTr200	19.40	384.62	385.71	385.82	386.05	0.048838	2.61
A	8.1359	QTr200	19.40	384.24	385.29	385.40	385.63	0.048481	2.55
A	8.06794*	QTr200	19.40	383.99	385.02	385.12	385.34	0.048765	2.52
A	8	QTr200	19.40	383.74	384.74	384.83	385.05	0.048835	2.48
A	7.85714*	QTr200	19.40	383.35	384.45	384.50	384.68	0.032134	2.11
A	7.71428*	QTr200	19.40	382.96	384.12	384.17	384.35	0.033813	2.13
A	7.57142*	QTr200	19.40	382.57	383.79	383.84	384.02	0.034712	2.13

Total flow in cross section.

5.1 IN08 – 5 TOMBINI CIRCOLARI D1500

Al km 5+780 circa, la variante in progetto passa immediatamente a monte del 'fosso 82079' che confluisce più circa 600m più a valle nel Riu Uttieri. Il fosso non è rappresentato come corso d'acqua su cartografia IGM 1:25.0000 ed è alimentato dalle acque scolanti sul bacino 4, perimetrato nella corografia dei bacini (RR0H04D13C4ID000001A) e descritto nel seguito. Al fine di garantire la continuità idraulica per le acque scolanti sul compluvio 4 è previsto in progetto l'inserimento di 5 tombini circolari D1500 che garantiscono una trasparenza diffusa del rilevato ferroviario. La soluzione di permeabilità diffusa è stata preferita ad una soluzione di attraversamento puntuale in quanto, come detto, non è presente una incisione definita e mappata in corrispondenza della linea ferroviaria. Le acque convogliate dai suddetti tombini circolari sono raccolte dal fosso di guardia lato monte e ripartite dai diversi tombini di trasparenza idraulica. Lato valle è presente un fosso di guardia che permette di recapitare le acque nel 'fosso 82079' di naturale pertinenza, l'intervento è denominato IN08. Per quanto detto, la IN08 non si configura come attraversamento idraulico sulla rete idrografica definita dalla AdB, ne sui corsi d'acqua rappresentati come tali su cartografia IGM 1:25.000; la verifica idraulica di tale opera è stata pertanto sviluppata in moto uniforme imponendo il rispetto del massimo riempimento ammesso dal Manuale di Progettazione ferroviaria di RFI (70%).

La verifica è stata svolta ipotizzando uniformemente ripartita la portata di progetto con Tr200anni.

Portata Q(Tr=200)/5 mc/s	ks	Pendenza (m/m)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Grado di riempimento %
2.46	70	0.002	0.86	1.86	57 %

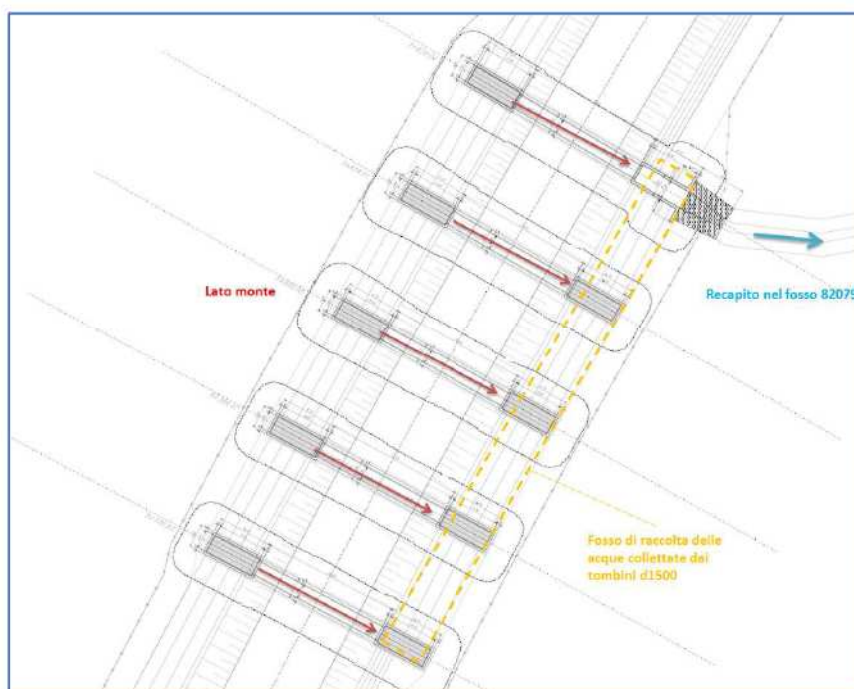


FIGURA 22: INQUADRAMENTO PLANIMETRICO DELL'INTERVENTO IN08



PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA S.GAVINO-SASSARI-OLBIA
VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

**RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA'
IDRAULICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 RI	ID 00 02 001	A	43 di 62



PROGETTO DEFINITIVO
VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA S.GAVINO-SASSARI-OLBIA
VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA'
IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 RI	ID 00 02 001	A	44 di 62

APPENDICE A

ELABORAZIONI DI CALCOLO HEC RAS

VIADOTTO VI01

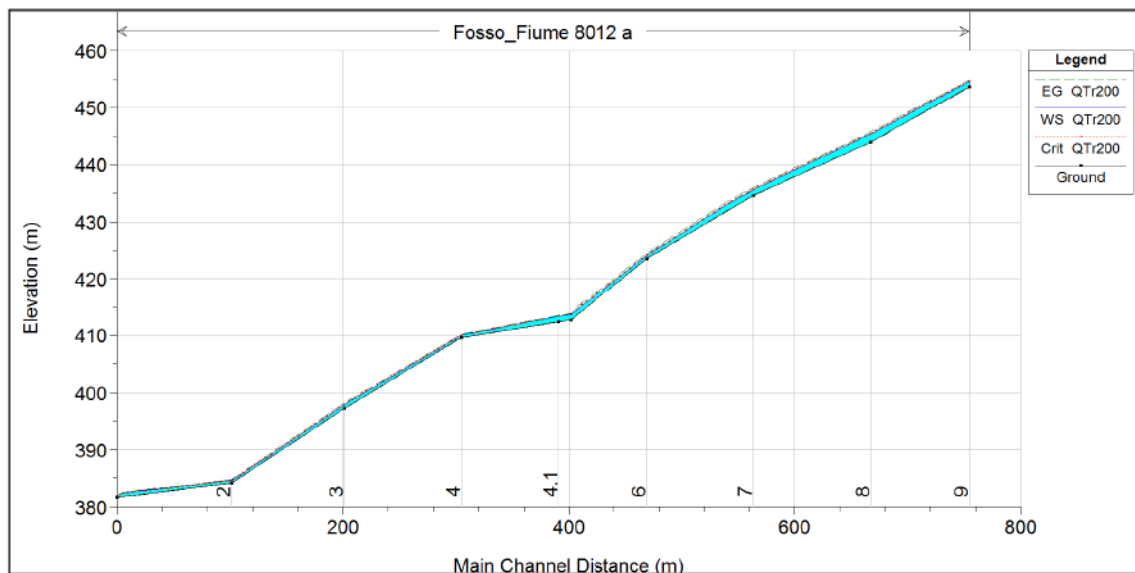
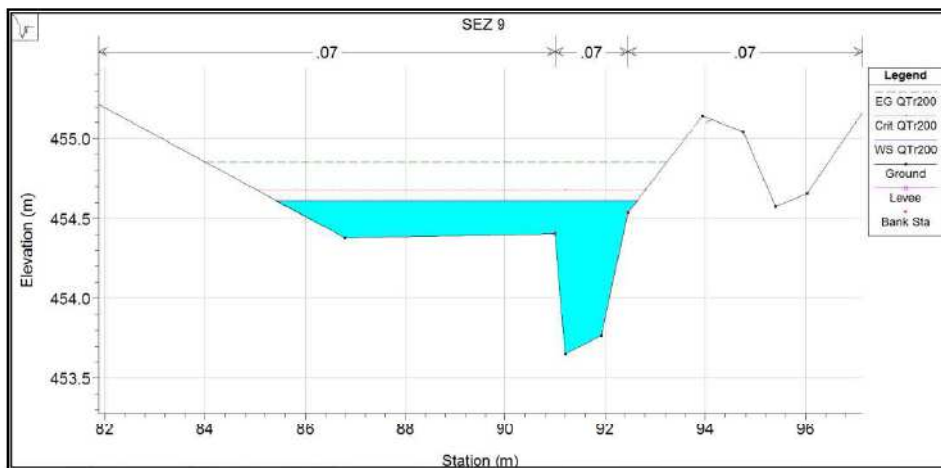
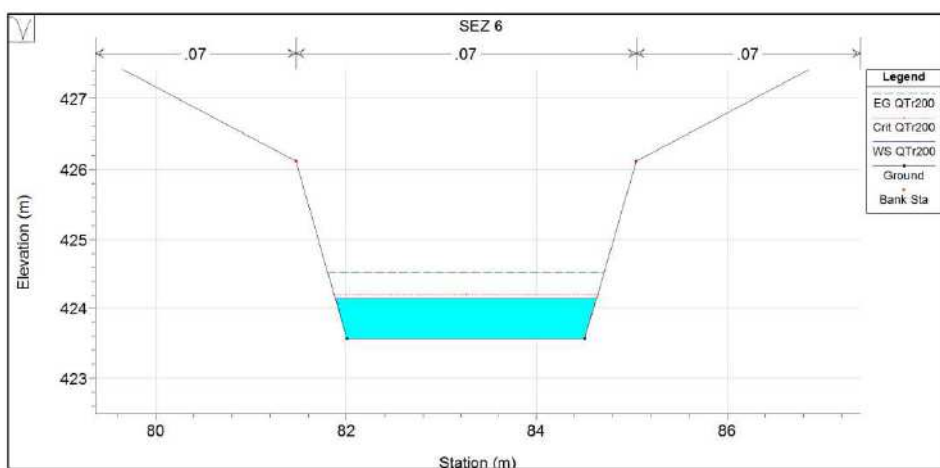
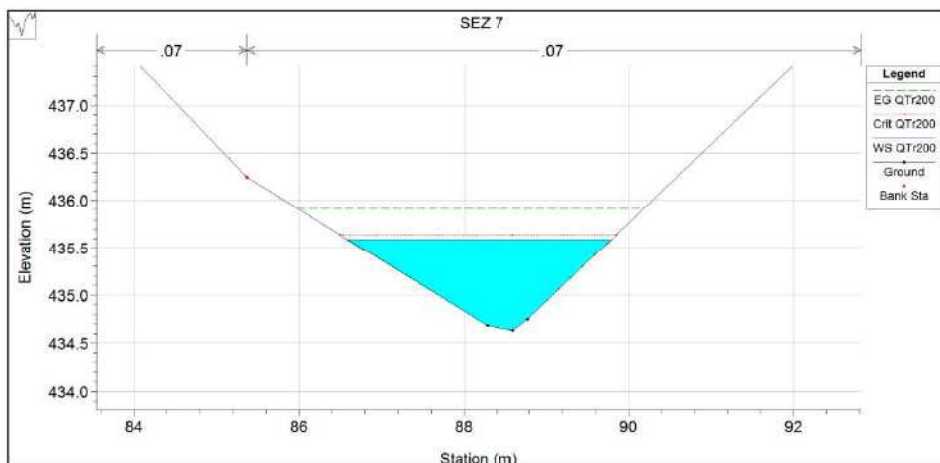
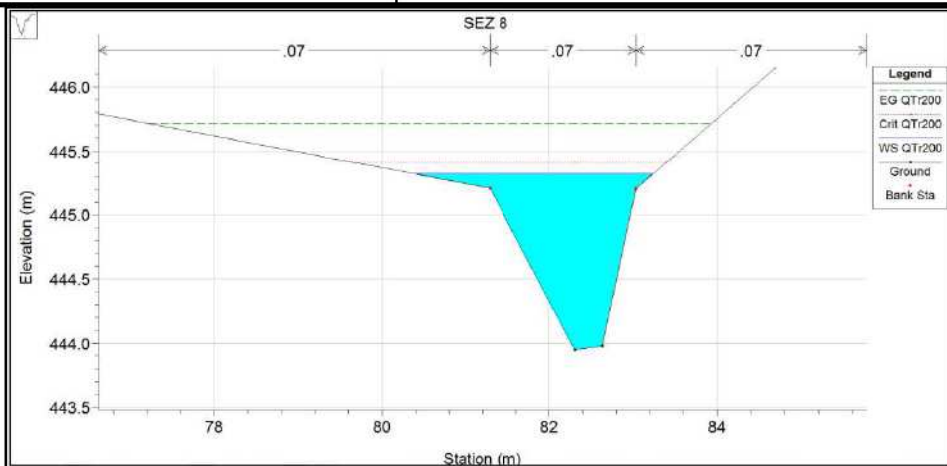
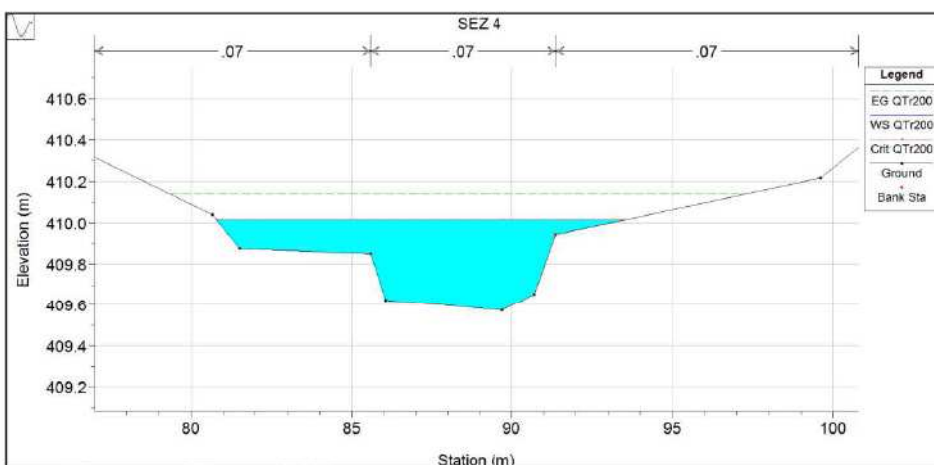
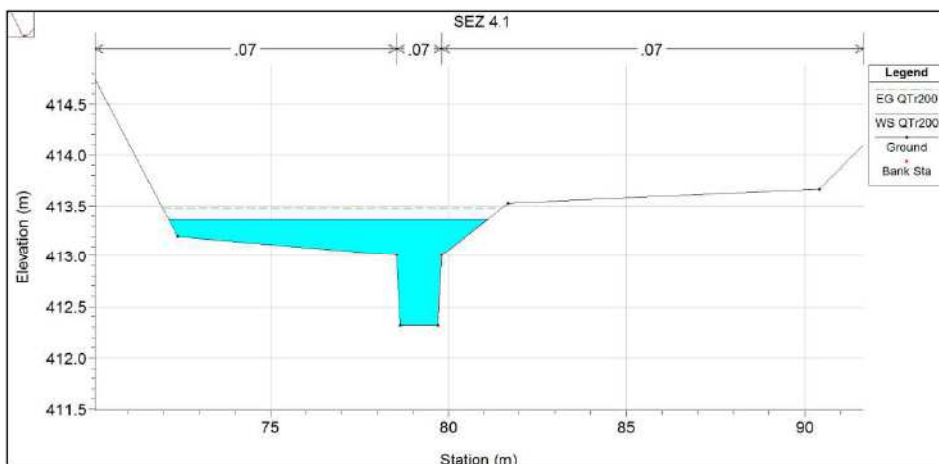
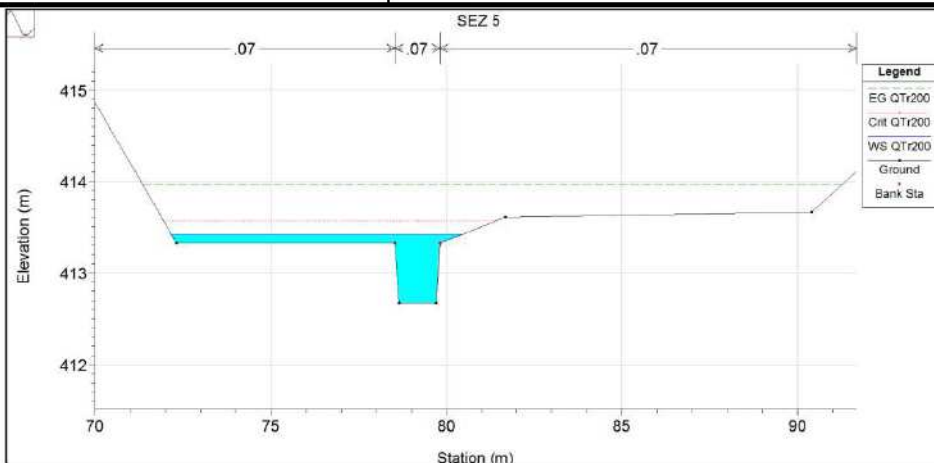


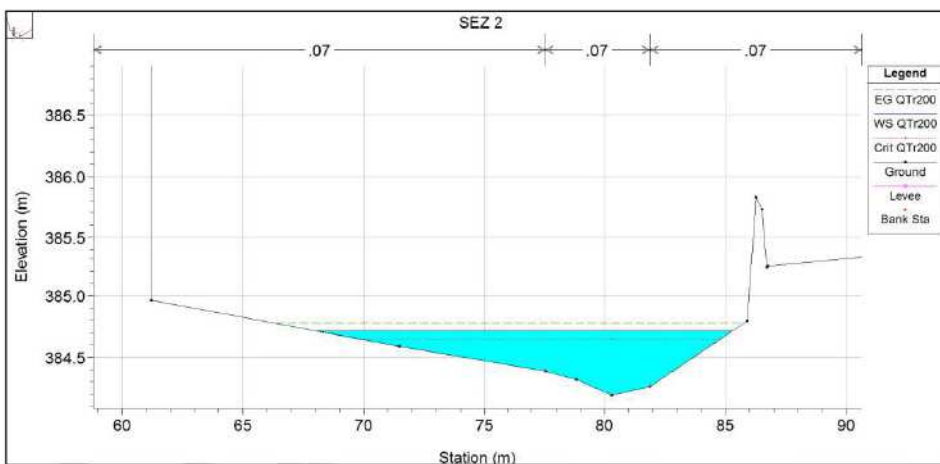
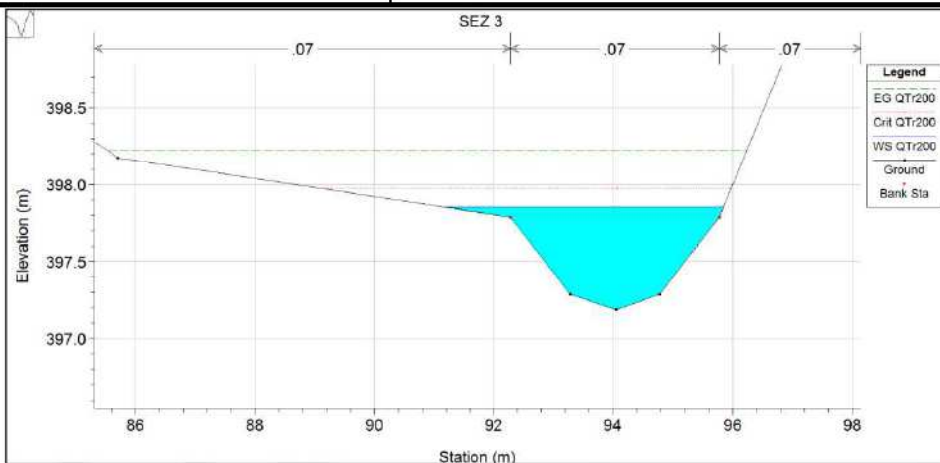
FIGURA 23- ANTE OPERAM .PROFILO IDRICO PER TR200ANNI CON INDICAZIONE DELLE SEZIONI RAPPRESENTATE DI SEGUITO

SEZIONI ANTE-OPERAM VI01









Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti tramite il modello HEC-RAS in condizione di moto permanente alla situazione ante-operam.

HEC-RAS Plan: sJf River: Fosso_Fume 8012 Reach: a Profile: QTr200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Cr1 (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Ctl
a	9	QTr200	4.20	453.65	454.61	454.68	454.85	0.099029	2.50	2.12	7.24	0.96
a	8	QTr200	4.20	443.95	445.32	445.41	445.72	0.108876	2.60	1.54	2.83	0.97
a	7	QTr200	4.20	434.63	435.60	435.64	435.92	0.092525	2.51	1.67	3.22	1.12
a	6	QTr200	4.20	423.57	424.16	424.22	424.53	0.116965	2.72	1.54	2.75	1.16
a	5	QTr200	4.20	412.67	413.43	413.57	413.96	0.236581	3.61	1.56	8.32	1.38
a	4.1	QTr200	4.20	412.32	413.37		413.48	0.037423	1.77	3.10	8.94	0.57
a	4	QTr200	4.20	409.57	410.02	410.02	410.14	0.049240	1.64	2.94	12.75	0.85
a	3	QTr200	4.20	397.19	397.85	397.97	398.22	0.114446	2.69	1.59	4.68	1.29
a	2	QTr200	4.20	384.19	384.71	384.65	384.78	0.024719	1.30	4.27	17.24	0.62
a	1	QTr200	4.20	381.63	381.78	381.71	381.82	0.027031		5.16	28.11	0.00

Configurazione post operam

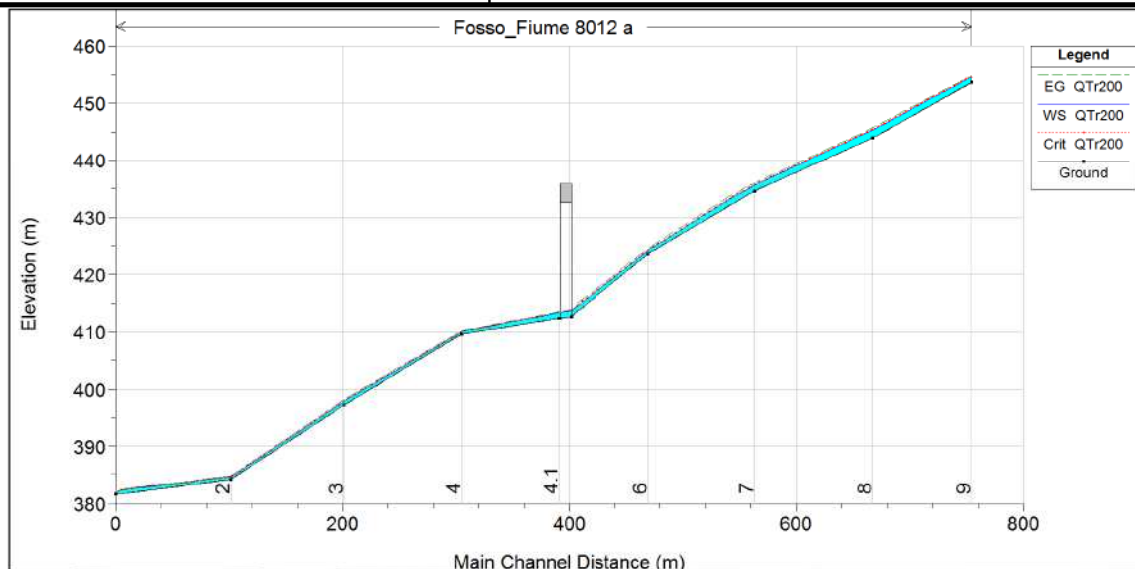
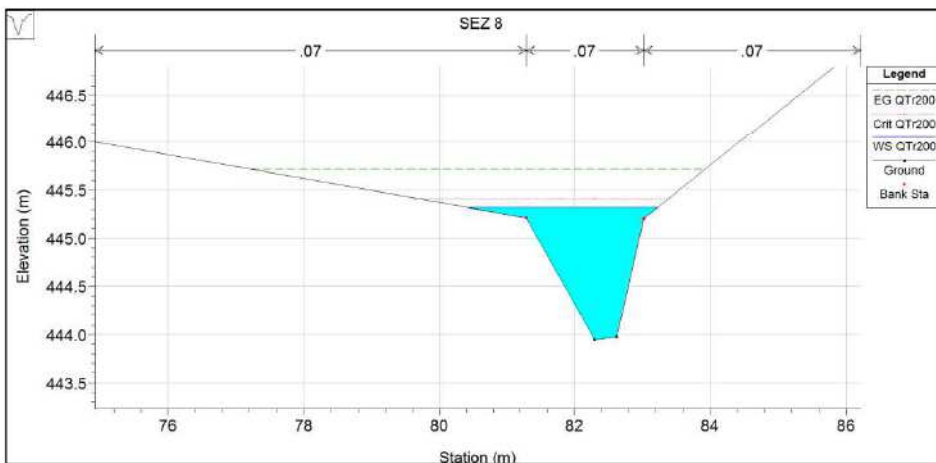
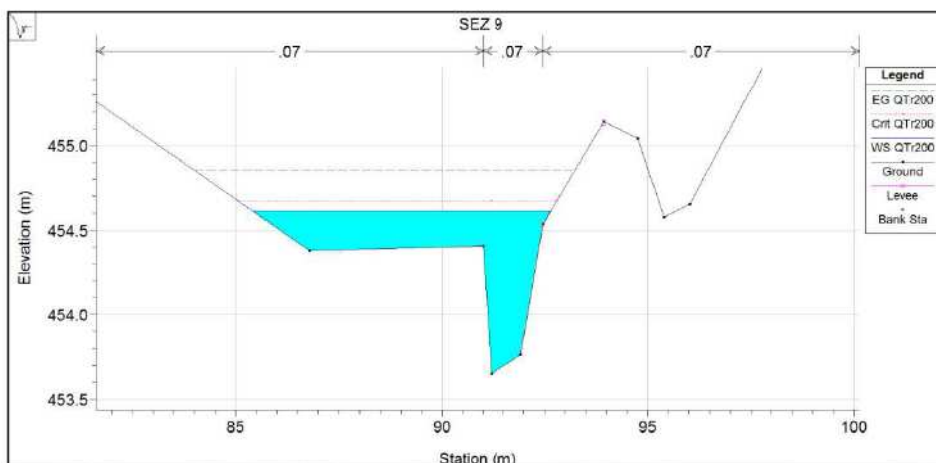
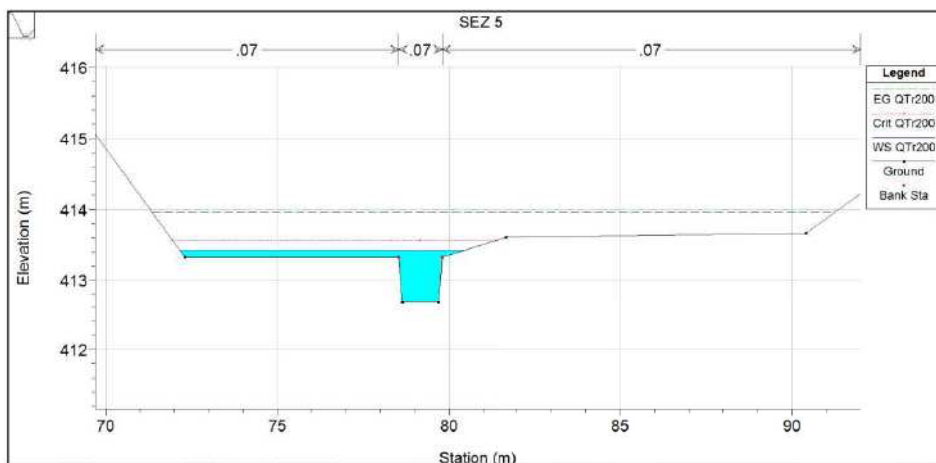
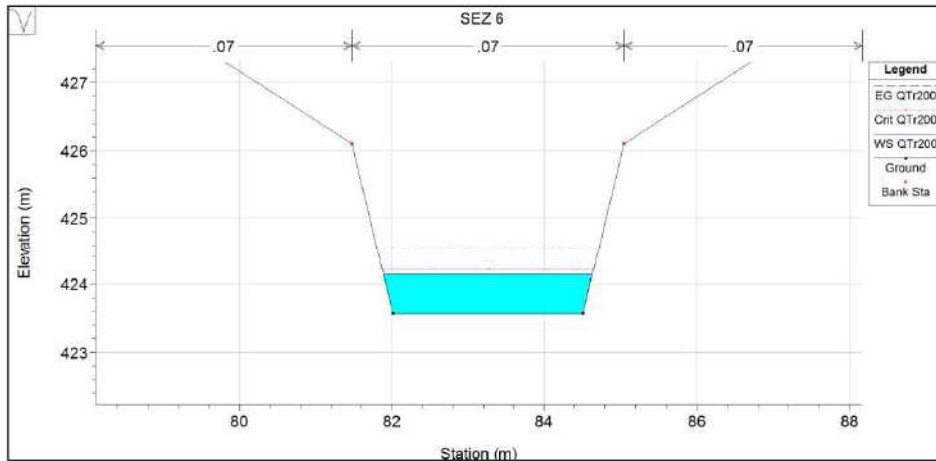
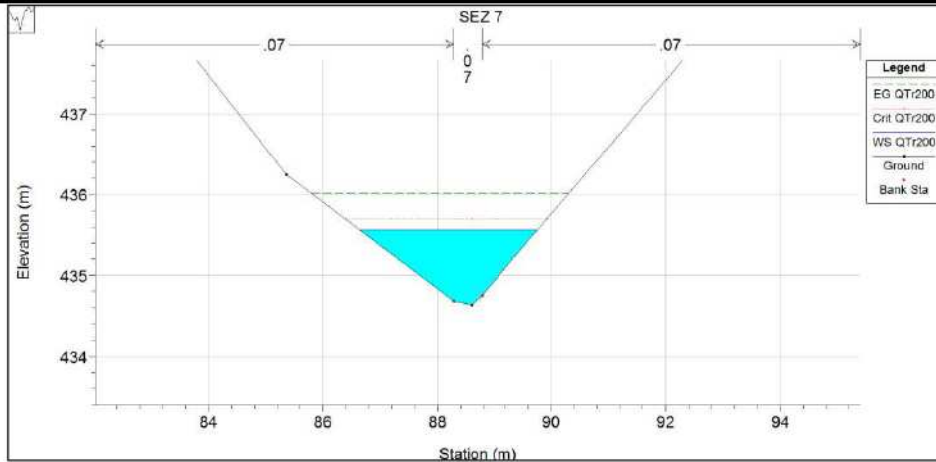
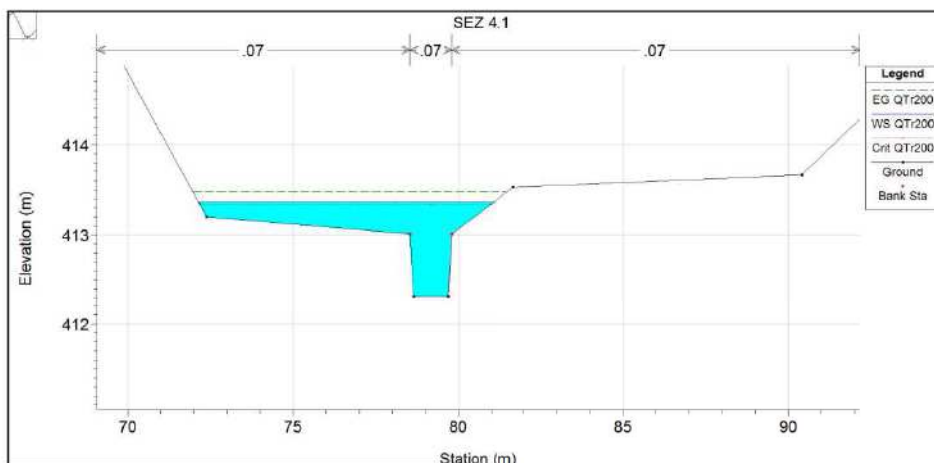
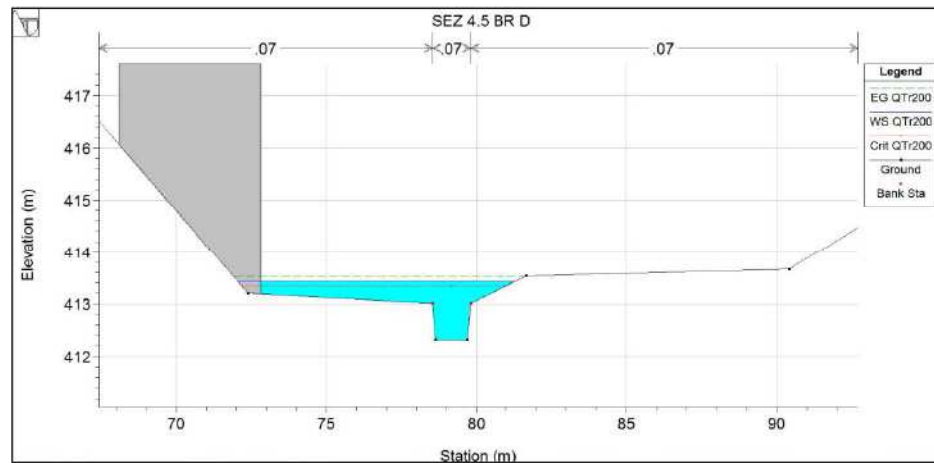
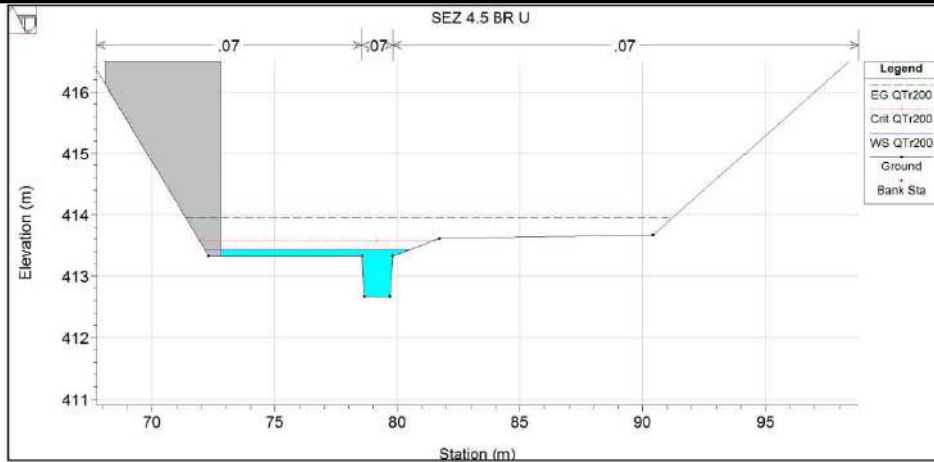
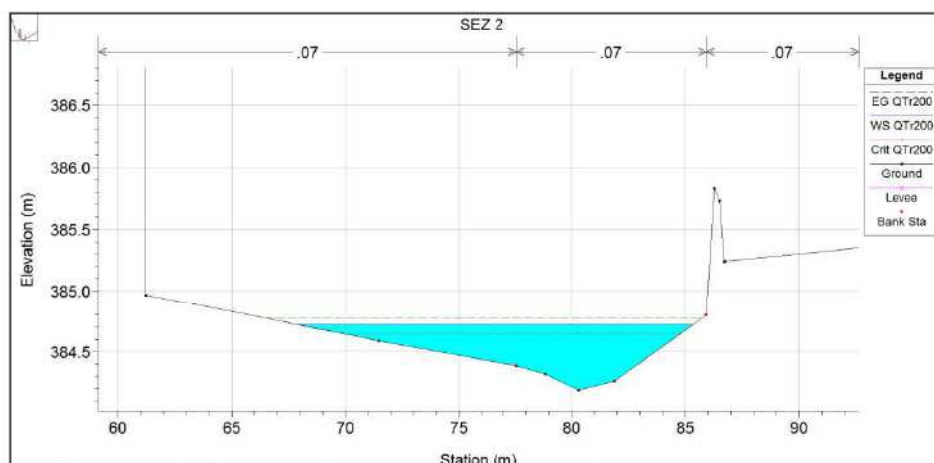
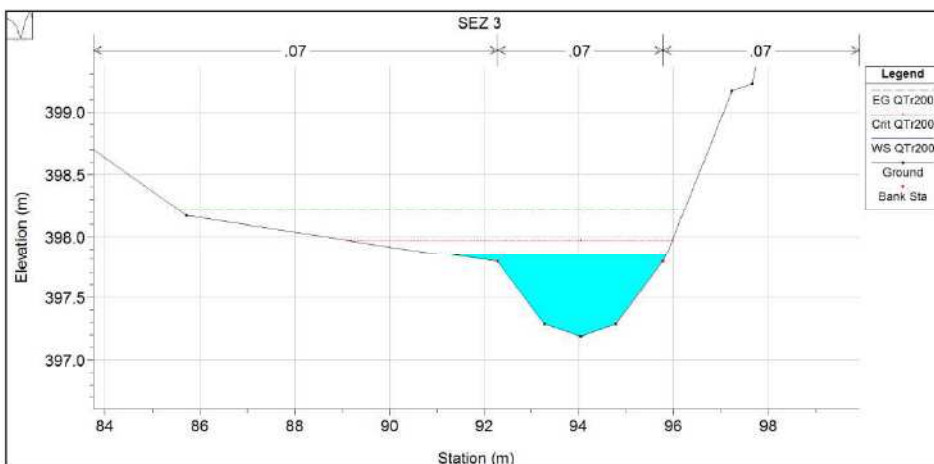
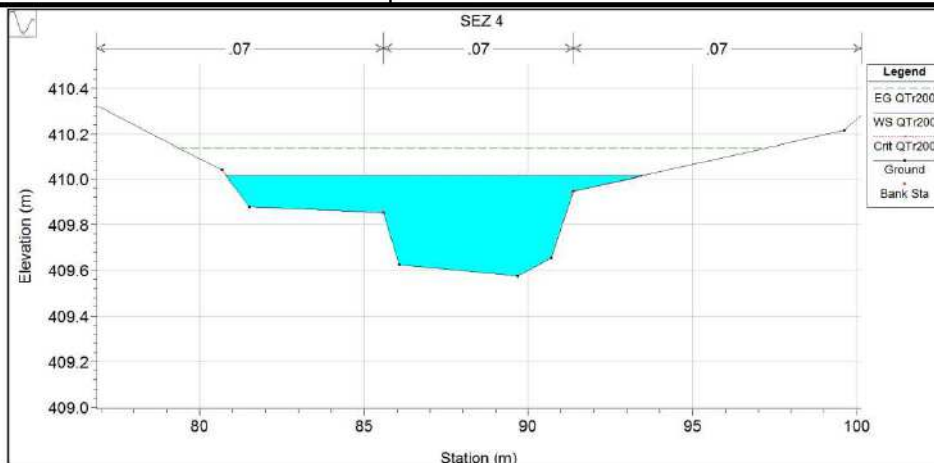


FIGURA 24- POST OPERAM .PROFILO IDRICO PER TR200ANNI CON INDICAZIONE DELLE SEZIONI RAPPRESENTATE DI SEGUITO



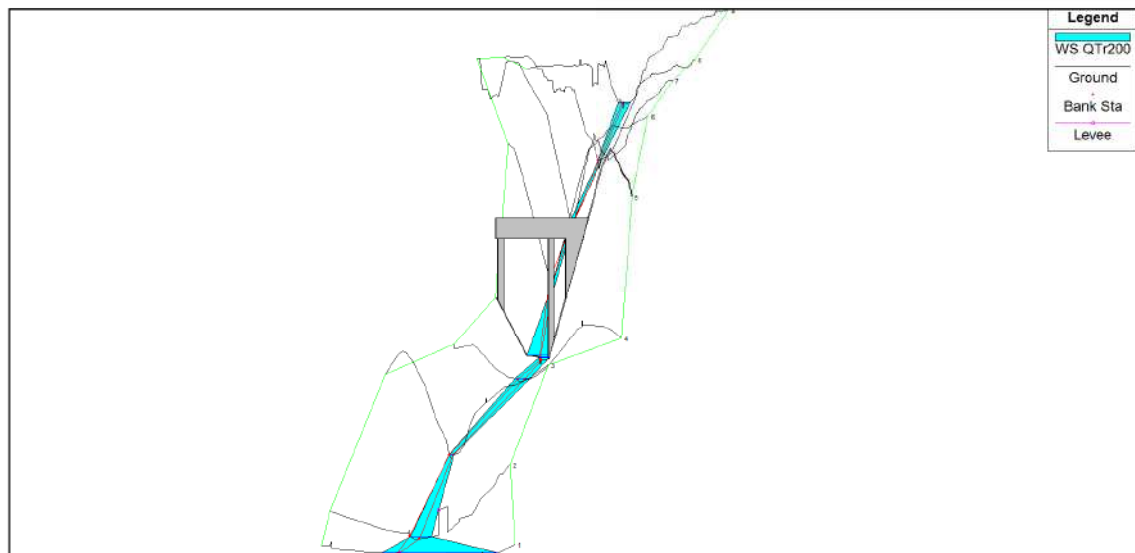






Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti tramite il modello HEC-RAS in condizione di moto permanente alla situazione post-operam.

HEC-RAS Plan: sdp River: Fosso_Fiume 8012 Reach: a Profile: QTr200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
a	9	QTr200	4.20	453.65	454.61	454.68	454.85	0.099029	2.50	2.12	7.24	0.96
a	8	QTr200	4.20	443.95	445.32	445.41	445.72	0.108876	2.80	1.54	2.83	0.97
a	7	QTr200	4.20	434.63	435.57	435.69	436.02	0.092168	3.83	1.58	3.13	1.29
a	6	QTr200	4.20	423.57	424.14	424.21	424.54	0.124309	2.78	1.51	2.74	1.20
a	5	QTr200	4.20	412.67	413.43	413.57	413.96	0.236479	3.61	1.56	8.32	1.38
a	4.5	Bridge										
a	4.1	QTr200	4.20	412.32	413.37	413.33	413.48	0.037423	1.77	3.10	8.94	0.57
a	4	QTr200	4.20	409.57	410.02	410.02	410.14	0.049240	1.64	2.94	12.75	0.85
a	3	QTr200	4.20	397.19	397.85	397.97	398.22	0.114446	2.69	1.59	4.68	1.29
a	2	QTr200	4.20	384.19	384.72	384.65	384.77	0.024650	1.11	4.40	17.51	0.60
a	1	QTr200	4.20	381.63	382.12	382.12	382.12	0.000896	0.19	23.80	96.38	0.10



VIADOTTO VI02

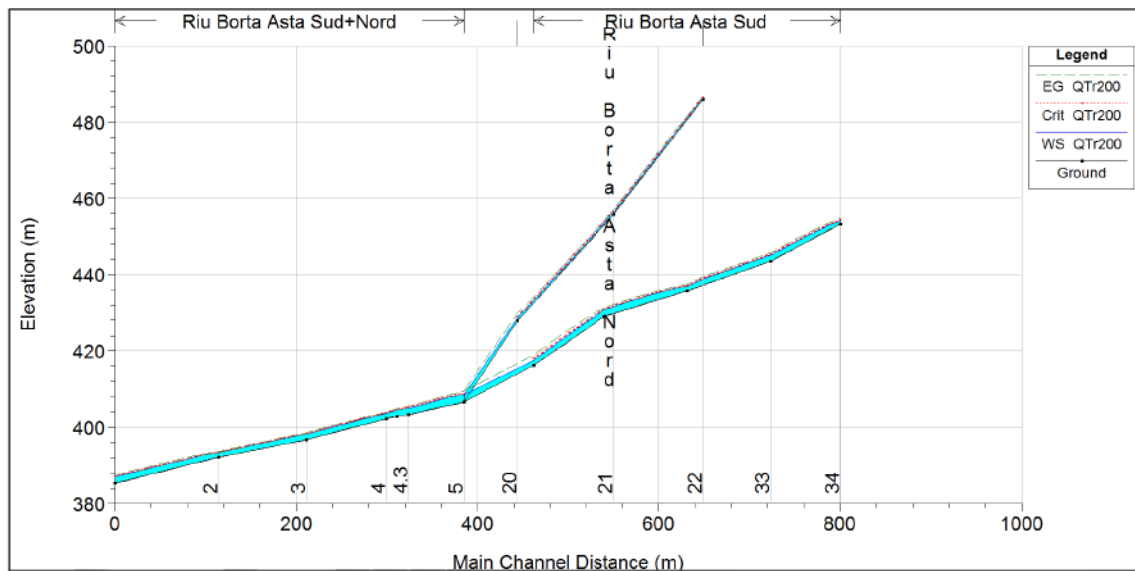
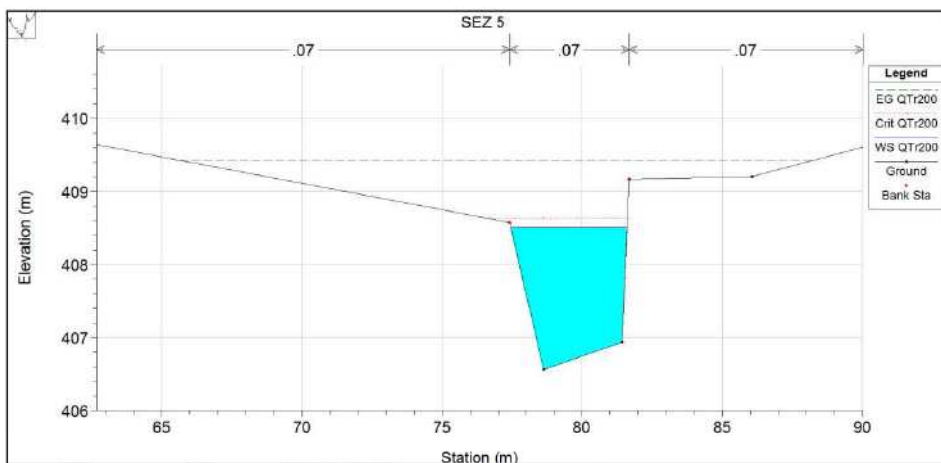
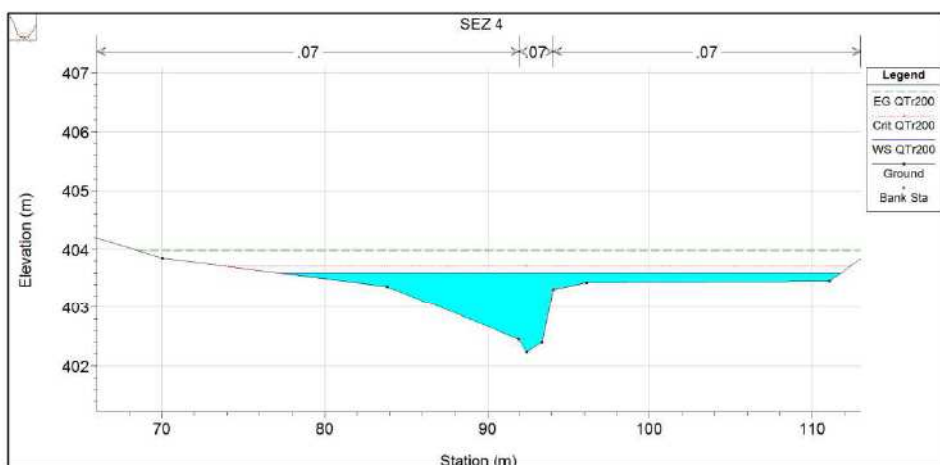
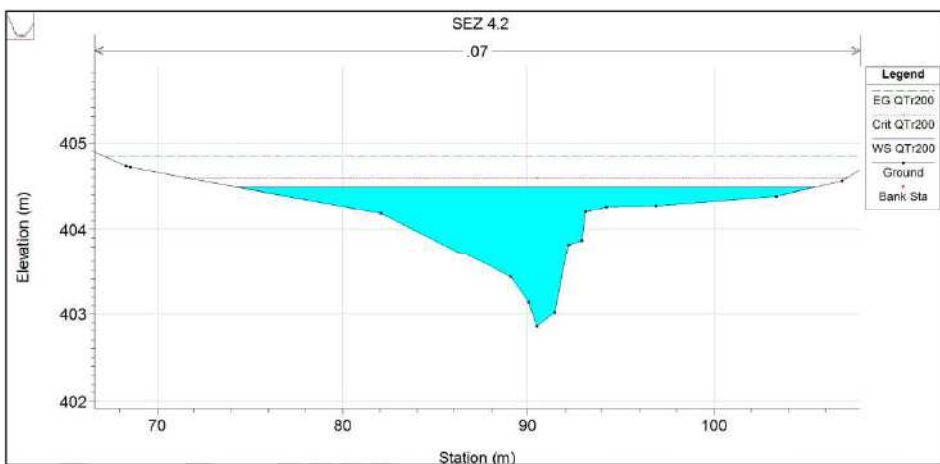
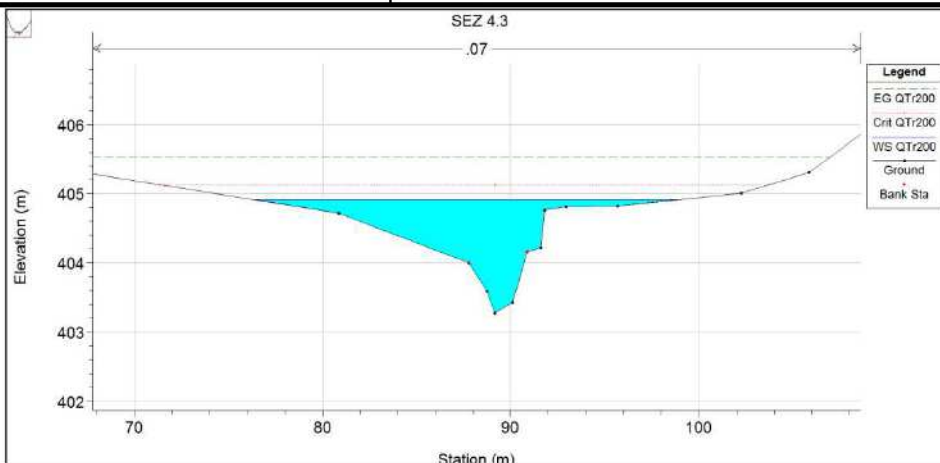
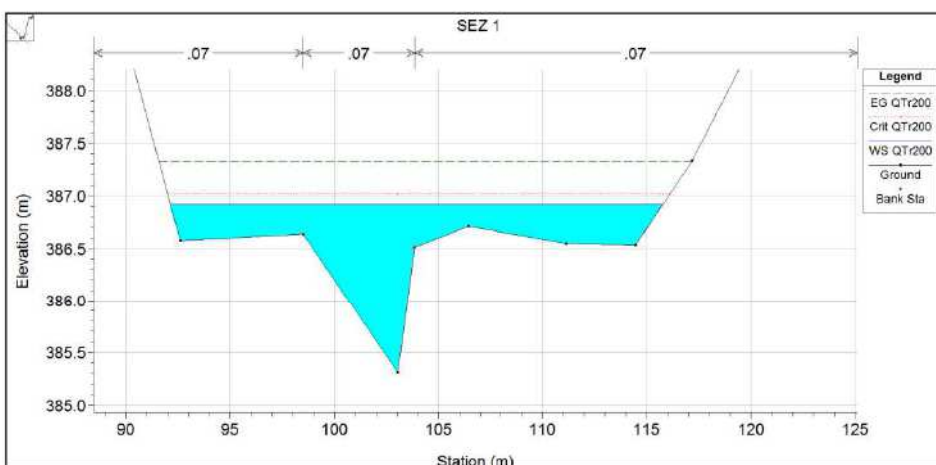
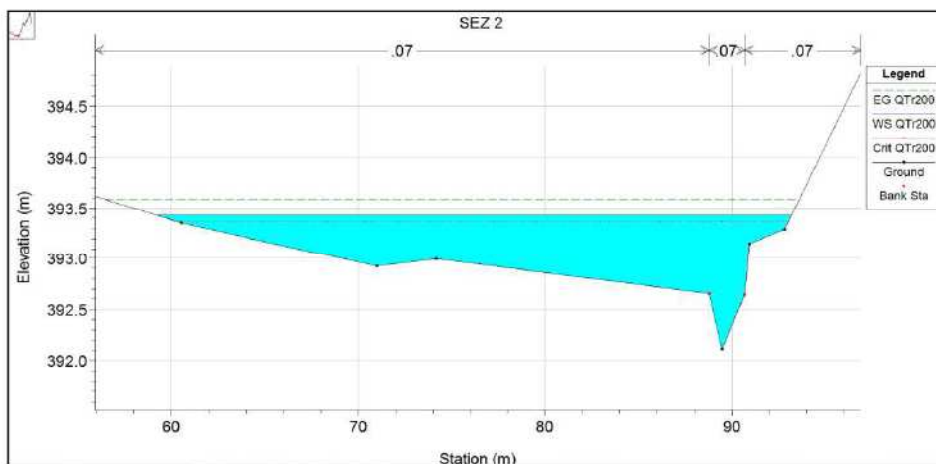
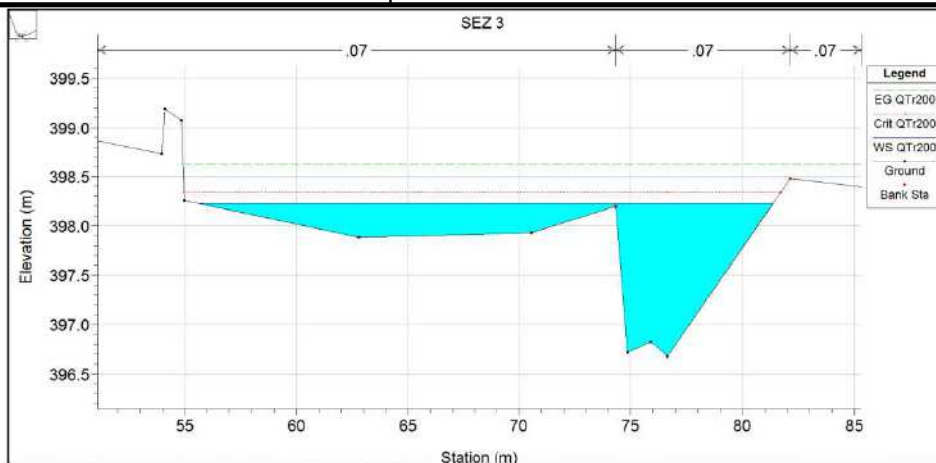


FIGURA 25- ANTE OPERAM ..PROFILO IDRICO PER TR200ANNI CON INDICAZIONE DELLE SEZIONI RAPPRESENTATE DI SEGUITO

SEZIONI ANTE-OPERAM VI02

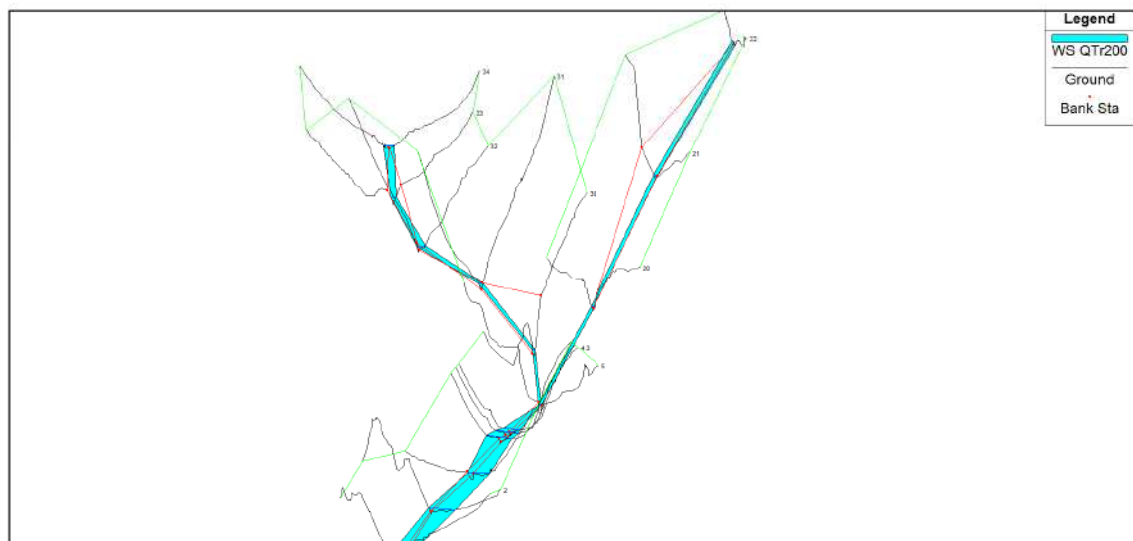






Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti tramite il modello HEC-RAS in condizione di moto permanente alla situazione ante-operam.

HEC-RAS Plan: GFD Profile: QTr200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Asta Sud	34	QTr200	18.20	453.28	454.22	454.39	454.74	0.110154	3.87	6.00	11.88	1.40
Asta Sud	33	QTr200	18.20	443.43	445.01	445.22	445.75	0.125986	3.79	4.80	6.54	1.42
Asta Sud	32	QTr200	18.20	435.77	436.90	437.05	437.43	0.122783	3.82	5.88	12.03	1.34
Asta Sud	31	QTr200	18.20	429.03	430.79	430.86	431.34	0.079922	3.25	5.56	6.42	0.99
Asta Sud	30	QTr200	18.20	416.15	417.48	417.91	418.87	0.173148	5.25	3.54	3.65	1.68
Asta Nord	22	QTr200	8.10	485.98	486.40	486.50	486.78	0.280388	3.35	3.22	24.42	1.88
Asta Nord	21	QTr200	8.10	455.81	456.29	456.48	456.95	0.306791	3.58	2.26	9.29	2.32
Asta Nord	20	QTr200	8.10	427.87	428.72	429.03	429.86	0.225112	5.44	1.92	5.52	2.16
Asta Sud+Nord	5	QTr200	26.30	406.56	408.51	408.64	409.43	0.097407	4.24	6.20	4.15	1.11
Asta Sud+Nord	4.3	QTr200	26.30	403.27	404.91	405.13	405.53	0.070734	4.12	9.47	22.39	1.15
Asta Sud+Nord	4.2	QTr200	26.30	402.86	404.49	404.60	404.84	0.044145	3.29	12.86	31.29	0.91
Asta Sud+Nord	4	QTr200	26.30	402.24	403.60	403.72	403.99	0.079473	3.70	11.38	34.41	1.13
Asta Sud+Nord	3	QTr200	26.30	396.68	398.23	398.34	398.62	0.061840	3.06	11.02	25.74	1.00
Asta Sud+Nord	2	QTr200	26.30	392.11	393.43	393.37	393.59	0.033827	2.46	16.01	33.99	0.77
Asta Sud+Nord	1	QTr200	26.30	385.31	386.92	387.02	387.33	0.068094	3.29	10.73	23.65	1.07



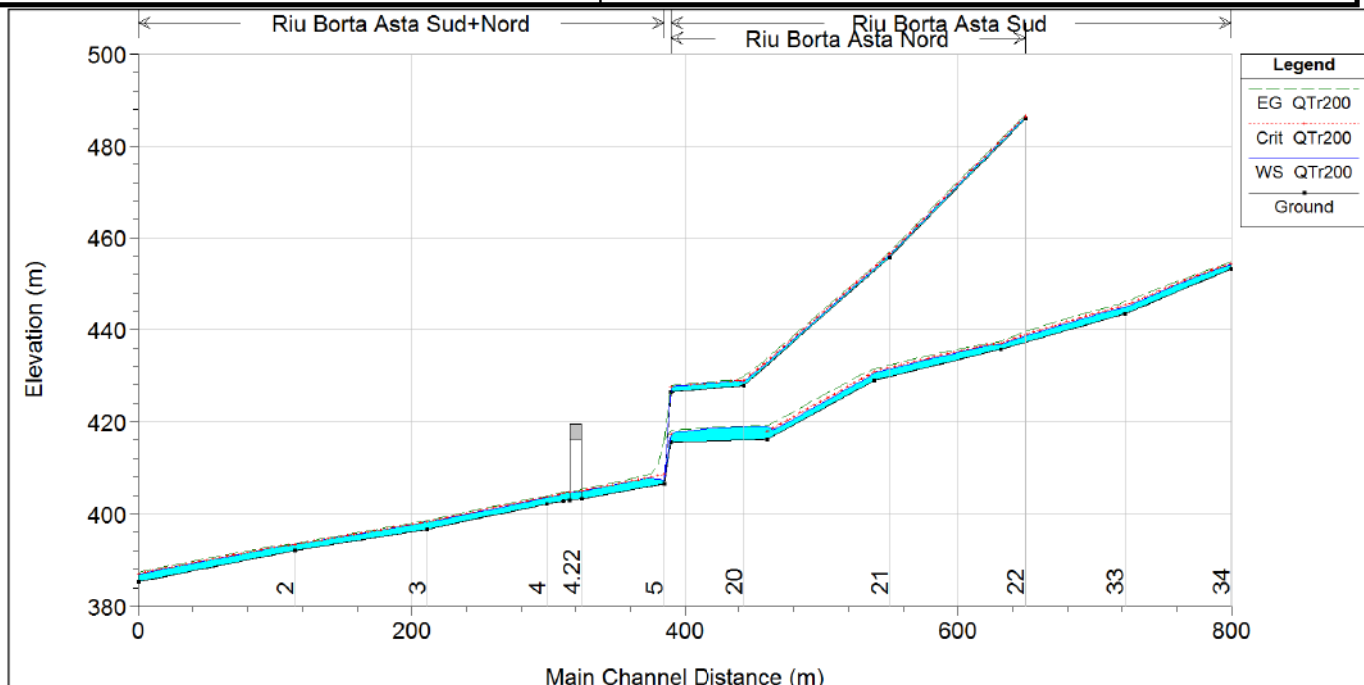
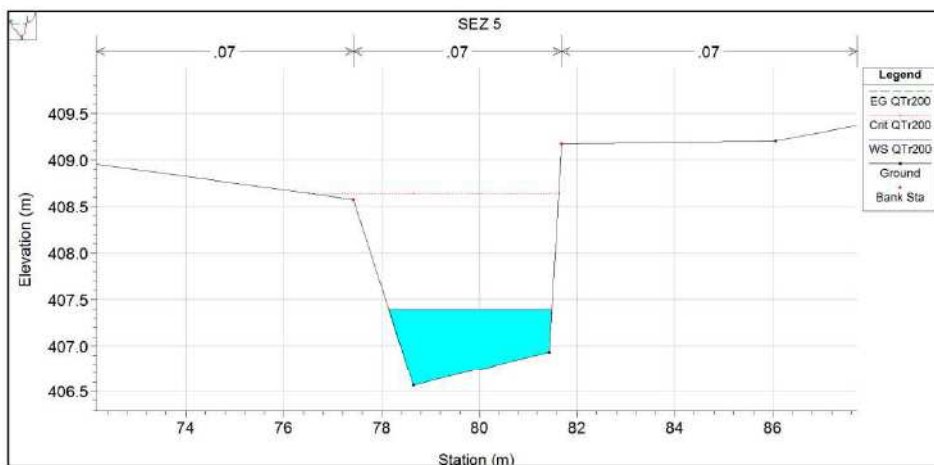
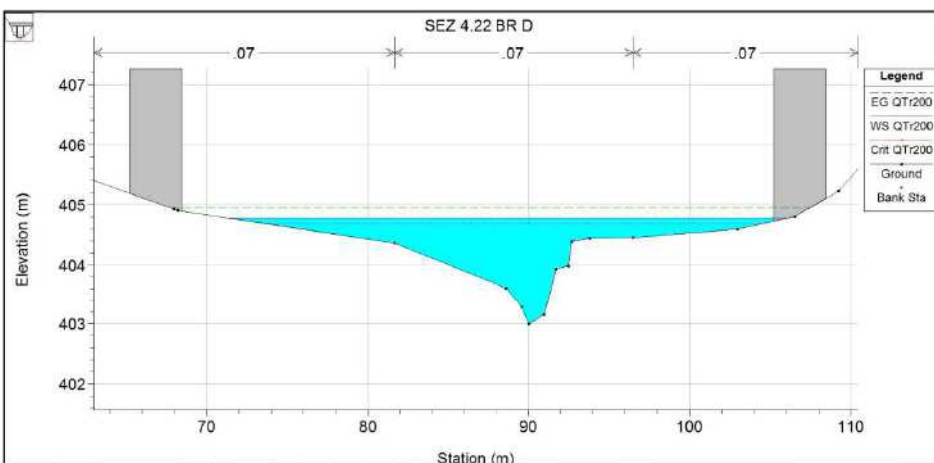
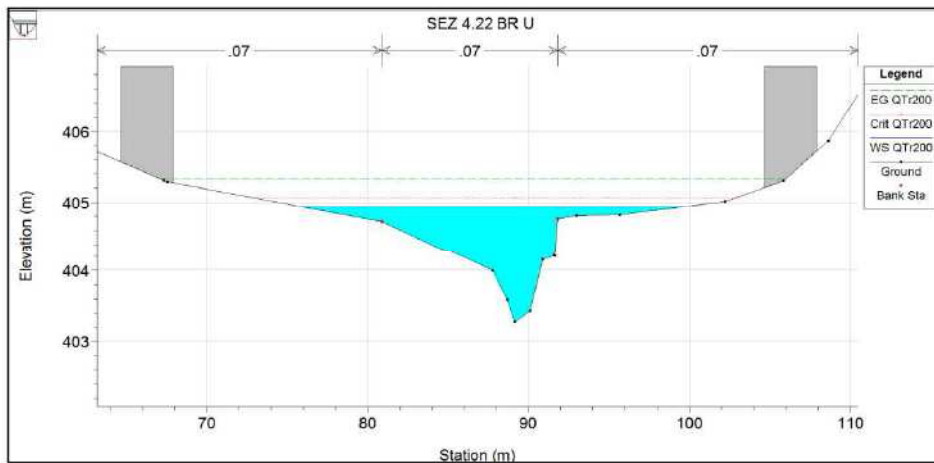
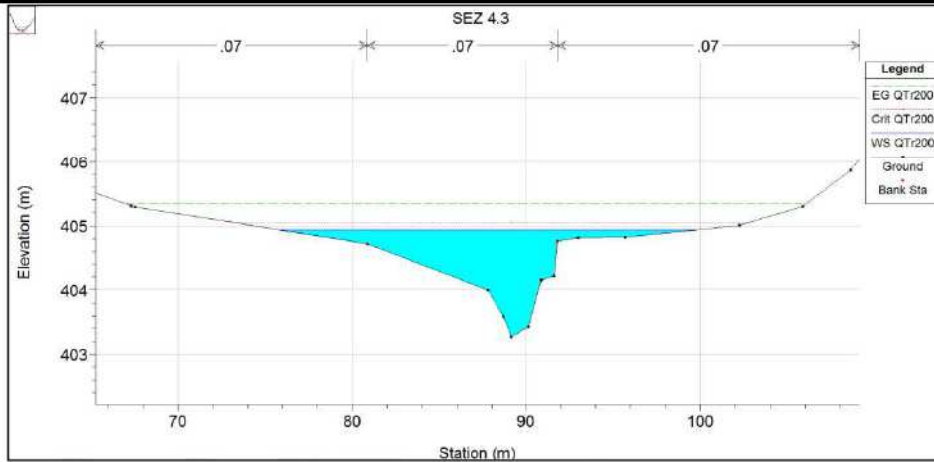
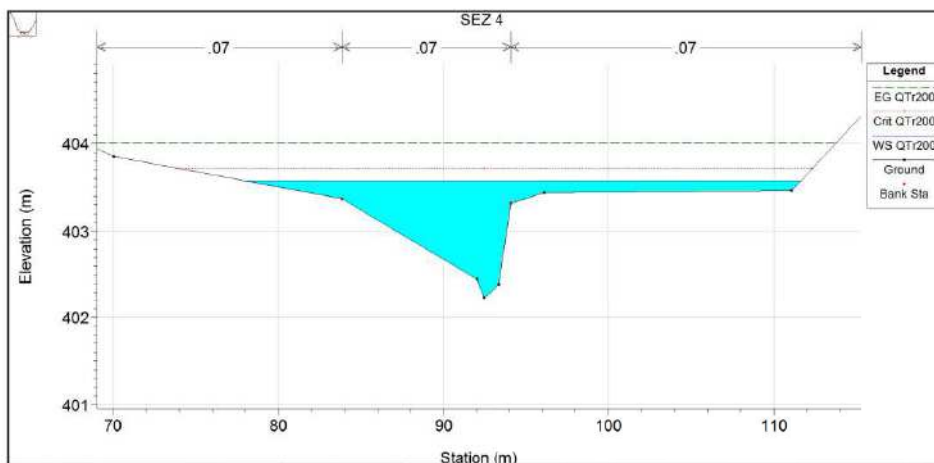
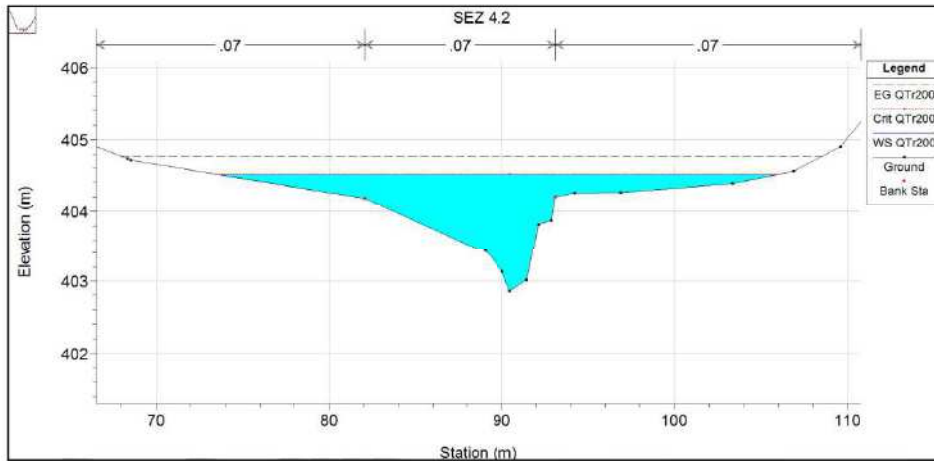
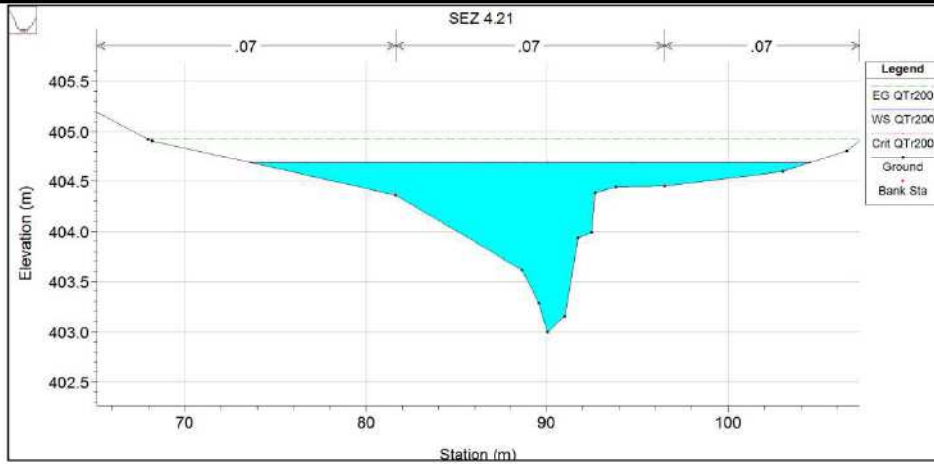


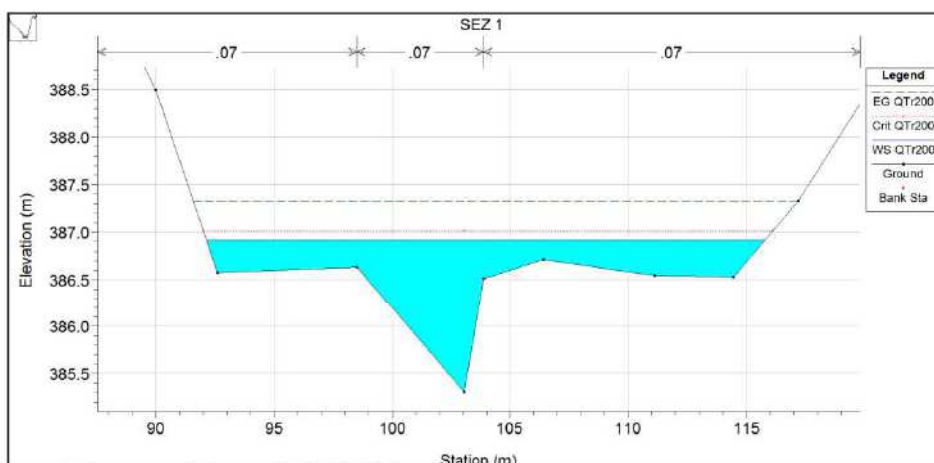
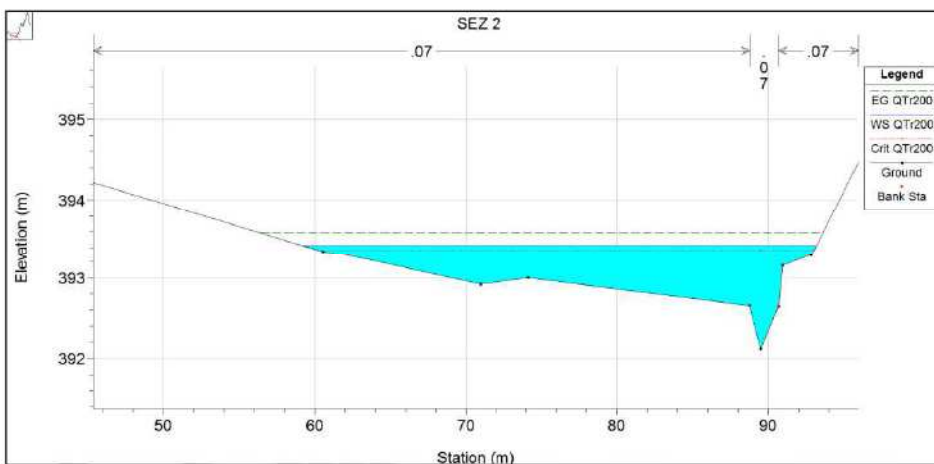
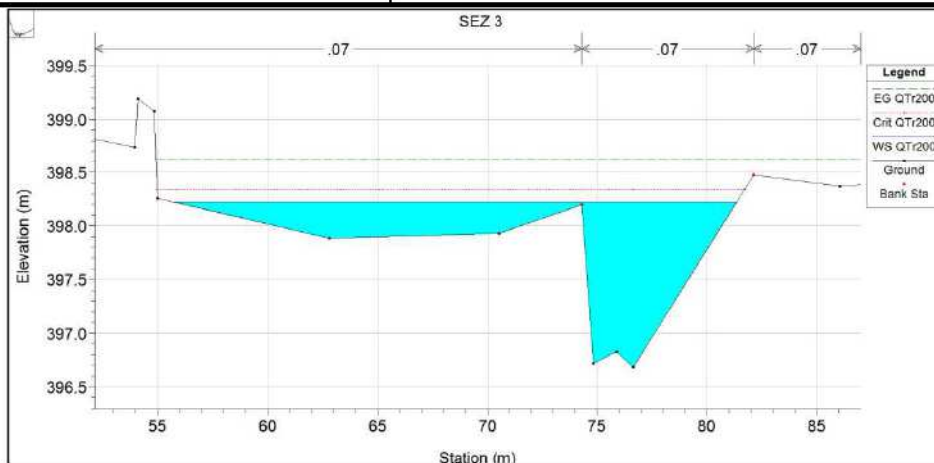
FIGURA 26- POST OPERAM .PROFILO IDRICO PER TR200ANNI CON INDICAZIONE DELLE SEZIONI RAPPRESENTATE DI SEGUITO

SEZIONI POST-OPERAM VI02









Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti tramite il modello HEC-RAS in condizione di moto permanente alla situazione post-operam.

HEC-RAS Plan: sdp2 River: Riu Borta Reach: Asta Sud+Nord Profile: QTr200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch E (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Asta Sud+Nord	5	QTr200	26.30	406.56	407.39	408.64	416.11	2.267920	13.07	2.01	3.35	5.39
Asta Sud+Nord	4.3	QTr200	26.30	403.27	404.94	405.05	405.34	0.059697	2.86	10.16	24.12	1.02
Asta Sud+Nord	4.22	Bridge										
Asta Sud+Nord	4.21	QTr200	26.30	403.00	404.69	404.69	404.93	0.040690	2.25	13.25	30.95	0.84
Asta Sud+Nord	4.2	QTr200	26.30	402.86	404.52	404.53	404.77	0.034658	2.35	13.62	32.37	0.80
Asta Sud+Nord	4	QTr200	26.30	402.24	403.56	403.72	404.01	0.071899	3.05	10.63	33.67	1.12
Asta Sud+Nord	3	QTr200	26.30	396.68	398.23	398.34	398.62	0.062693	3.08	10.95	25.67	1.01
Asta Sud+Nord	2	QTr200	26.30	392.11	393.43	393.37	393.59	0.033827	2.46	16.01	33.99	0.77
Asta Sud+Nord	1	QTr200	26.30	385.31	386.92	387.02	387.33	0.068094	3.29	10.73	23.65	1.07

