

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 1C BUONABITACOLO – PRAIA

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali

SCALA:

-

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

RC2A C1 R 09 RI ID0002 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L. Nani	Dic. 2021	A. Cappelli	Dic. 2021	I. D'Amore	Dic. 2021	A. Vittozzi Luglio 2023
B	Emissione Esecutiva	G. Giannetta	Giugno 2022	A. Cappelli	Giugno.2022	I. D'Amore	Giugno.2022	L. D'Amore S.p.A. L. D'Amore S.p.A. Dati: 02/08/2023 Linea degli Impianti della Provincia di Roma N° 142072
C	Emissione esecutiva	E. Sellari	Lug. 2023	A. Cappelli	Lug. 2023	I. D'Amore	Lug. 2023	

File: RC2AC1R09RIID0002001C.doc

n. Elab

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	INQUADRAMENTO DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO PRINCIPALI DELLA LINEA FERROVIARIA	7
2	ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	8
2.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	8
2.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario</i>	8
2.1.2	<i>NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa.....</i>	9
2.1.3	<i>Criteri di verifica.....</i>	12
2.1.4	<i>Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente</i>	12
2.2	VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE.....	14
2.2.1	<i>Geometria degli alvei</i>	14
2.2.2	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza</i>	14
2.2.3	<i>Condizioni a contorno</i>	14
2.2.4	<i>Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde.....</i>	15
2.3	DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO PER LE PILE.....	17
2.3.1	<i>HEC 18 - CSU.....</i>	17
2.3.2	<i>FDOT (Florida Department Of Transportation).....</i>	20
2.3.3	<i>Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo</i>	21
2.3.4	<i>Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile.....</i>	25
2.3.5	<i>Risultati</i>	27
3	CENNI SUL DRENAGGIO DI PIATTAFORMA	48
4	COMPATIBILITÀ IDRAULICA	50
	APPENDICE A – CARATTERISTICHE DEL MODELLO MATEMATICO	52

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

INDICE DELLE FIGURE

Figura 7 Lotto 1c Buonabitacolo – Praia. Corografia dell'intervento	6
Figura 8 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.....	16
Figura 9: Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996).	22
Figura 10 – Definition sketch for scour components for a complex pier, FHWA HEC 18, Figure 7.5.	23
Figura 11 –Equazioni secondo la FHWA HEC 18.....	23
Figura 12 –Principali variabili secondo la FHWA HEC 18.	23
Figura 13 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23.....	26
Figura 14 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.....	52
Figura 15 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	53
Figura 16 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.	55
Figura 17 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.	56
Figura 18 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.....	57
Figura 19 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	59
Figura 20 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd.....	59
Figura 21 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.	60
Figura 22 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.....	60
Figura 23 – Sezione schematica di un tombino ponticello.	61
Figura 24 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.....	61

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali.....	7
Tabella 2 – Valori delle portate di calcolo.....	15
Tabella 3:Coefficiente correttivo K_1	18
Tabella 4:Coefficiente correttivo K_3	19
Tabella 5:Coefficiente correttivo K_s	21
Tabella 6 – Risultati ottenuti in termini di franco e grado di riempimento per le interferenze idrauliche analizzate.	51



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica
modelli monodimensionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 09	RI	ID0002 001	C	4 di 63

Tabella 7 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.....58

Tabella 8 – Coefficiente di Yarnell.58

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 1c Buonabitacolo – Praia, parte finale del lotto 1.

Il progetto ferroviario del lotto 1C ha origine in corrispondenza del precedente lotto 1B (punta scambi estrema della stazione di Buonabitacolo lato Reggio Calabria). L'estesa complessiva dell'intervento è di circa 44,7 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, mentre il collegamento a Praia a Mare è caratterizzato da una velocità di tracciato pari a 100km/h.

Il tracciato attraversa i territori di:

- Montesano sulla Marcellana, Casalbuono e Casaleto Spartano nella provincia di Salerno;
- Lagonegro, Rivello, Trecchina e Maratea nella provincia di Potenza;
- Tortora e Praia a Mare nella provincia di Cosenza.

1.1 Inquadramento dei manufatti di attraversamento principali della linea ferroviaria

La presente relazione illustra lo studio idraulico, effettuato con modellazione numerica monodimensionale, dei corsi d'acqua interferenti con la linea ferroviaria.

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

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

WBS	ID bacino	pk	Area (km ²)	Opera su linea di progetto	Tipo
IN01	81	0+720	1.36	Tombino 5x4	Ferrovia
VI01_1	82	2+856	10.82	viadotto	Ferrovia Ferrovia
IN02	83	-	0.85	Tombino linea storica 3x4	Ferrovia esistente
NI01	83	-	0.85	Tombino strada PT01 (3x4)	Viabilità
VI01_2	83	3+763	0.85	viadotto	Ferrovia
VI02-B	86	26+671	124.29	Viadotto (fiume Noce)	Ferrovia
NI02	86a	-	0.3	Tombino strada PT04 (3x3)	Viabilità
NI03	86b	-	0.09	Tombino strada PT04 (3x2)	Viabilità
VI02-B_2	86c	-	0.06	Deviazione	Ferrovia
IN03	87	26+898	0.28	Tombino scatolare 3x4	Ferrovia
VI03	88	27+343	0.59	viadotto	Ferrovia
IN04	89	27+426	0.20	Tombino scatolare 2x3	Ferrovia
IN05	90	27+673	0.34	Tombino scatolare 3x4	Ferrovia
NI04	91	-	0.19	Tombino scatolare 3x2	Ferrovia
VI04_2	92	28+380	22.07	viadotto	Ferrovia
NI05	95A	-	0.2	Tombino 2x2.5	Viabilità esistente
VI05-A VI05-B	95	38+429	298.80	Viadotto (fiume Noce)	Ferrovia
VI06-A VI06-B	93	41+989	52.79	viadotto	Ferrovia
VI07	94	42+313	0.16	Viadotto	Ferrovia
IN06	94	42+313	0.16	Tombino scatolare 3x4	Ferrovia

Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

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.

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 provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

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

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

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

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma $Tr = 1,001$) devono essere combinati con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente 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 $Tr = 200$ anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'officiosità 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.

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 5.0.7 River Analysis System del marzo 2019, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

Le caratteristiche del modello matematico sono riportate in Appendice A.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

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

sottobacino	WBS	pk	Area bacino sotteso (km ²)	Opera su linea di progetto	Portata (m ³ /s)	analisi
81		0+720	1.36	Tombino 5x4	11	hec-ras
82		2+856	10.82	viadotto	37.3	hec-ras
83			10.82	Tombino linea storica 3x4	8.3	hec-ras
83			10.82	Tombino 3x4 (PT01)	8.3	hec-ras
83		3+763	0.85	viadotto	8.3	hec-ras
86		26+671	124.29	viadotto	497.0	hec-ras 2d
86a			0.3	Tombino 3x3 (PT04)	9.0	hec-ras
86b			0.09	Tombino 3x2 (PT04)	4.2	hec-ras
86c			0.06	deviazione	3.2	hec-ras
87		26+898	0.28	Scatolare 3x4	8.6	hec-ras
88		27+343	0.59	viadotto	14.0	hec-ras
89		27+426	0.20	Scatolare 2x3	6.9	hec-ras
90		27+673	0.34	Scatolare 3x4	9.8	hec-ras
91			0.19	Scatolare 3x2	6.7	hec-ras
92		28+380	22.07	viadotto	144.3	hec-ras
95A			0.2	Scatolare 2x2.5	7.0	hec-ras
95		38+429	300	viadotto	910.3	hec-ras 2d
93		41+989	52.79	viadotto	411.0	hec-ras
94		42+313	0.16	viadotto	2.6	hec-ras
94 BD		42+329	0.16	Scatolare 3x4	2.6	hec-ras

Tabella 2 – Valori delle portate di calcolo.

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

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 2, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico (b/h) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per gli alvei a sezione trapezoidale con un rapporto b/h minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde applicando i parametri correttivi precedentemente indicati al massimo tra i valori medi ottenuti dalle simulazioni monodimensionali nelle sezioni oggetto di sistemazione.

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

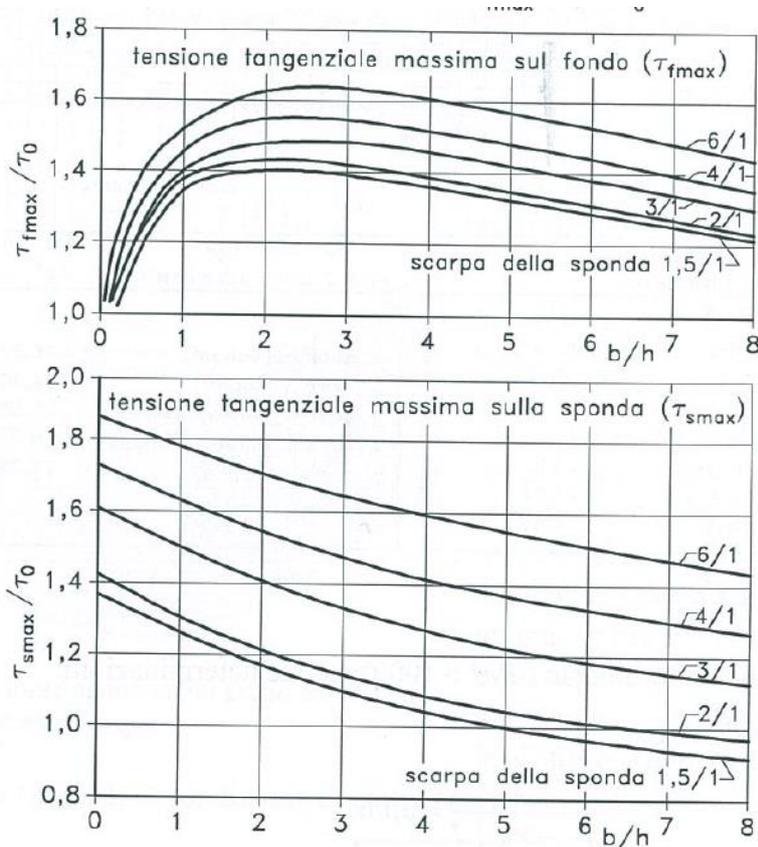


Figura 2 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.

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

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

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

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

Con :

- 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 sommersa dei massi, ossia il rapporto tra tirante e diametro era inferiore a 6, è stato invece applicato al criterio di Shields il fattore correttivo di Armanini e Scott.

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

Con :

h tirante idrico

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

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

Dove:

- $\tau_{cr}(\alpha)$ è la tensione tangenziale critica sulla sponda
- $\tau_{cr}(0)$ è la tensione tangenziale critica sul fondo
- 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.

2.3 Determinazione dello scavo localizzato per le pile

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

2.3.1 HEC 18 - CSU

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

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

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

Dove:

K_1 fattore correttivo legato alla forma della pila;

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

K_3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo;

a larghezza della pila [m];

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

Fr_1 numero di Froude in corrispondenza della pila.

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

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

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

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

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

Tabella 3: Coefficiente correttivo K_1 .

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

Configurazione fondo alveo	Altezza dune (m)	K_3
Dune grandi	$H \geq 9.00$	1.30

Tabella 4: Coefficiente correttivo K_3 .

Il coefficiente K_2 è stimato attraverso l'espressione seguente:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.3.2 FDOT (Florida Department Of Transportation)

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

La profondità di scalzamento attesa può essere valutata come:

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

con

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

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

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

Inoltre

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

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

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

$$a^* = K_s a_p$$

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

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

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

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

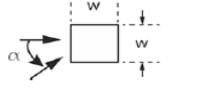
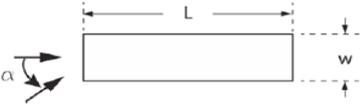
Structure Shape (Plan View)	Shape Coefficient, K_s
General Constraints $10.0 \geq \left(\frac{w}{L}\right) \geq 0.1$; $0 \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$	If $\left(\frac{w}{L}\right) < 0.1$ set $\left(\frac{w}{L}\right) = 0.1$; If $\left(\frac{w}{L}\right) > 10.0$ set $\left(\frac{w}{L}\right) = 10.0$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

Tabella 5: Coefficiente correttivo K_s .

2.3.3 Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo

Calcolo della velocità critica

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

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

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

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

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

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

Le equazioni sopra proposte, CSU e FDOT, legano la profondità di scavo con la larghezza della pila. Nel presente elaborato si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente, nel caso in cui lo scavo non scoprisse il plinto di fondazione, la larghezza equivalente deriva da quella della pila di progetto. Con profondità di scavo tali da scoprire il plinto, la larghezza equivalente considera anche le dimensioni del plinto. La larghezza equivalente viene calcolata secondo l'approccio proposto da Melville e Raudkivi (1996), schematizzato in Figura 3.

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

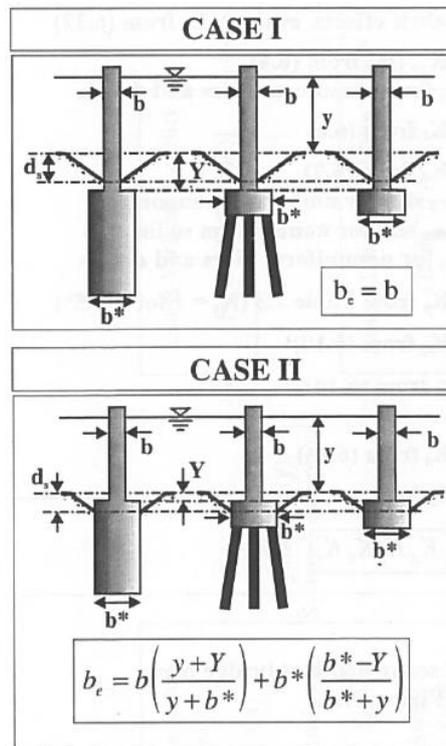


Figura 3: Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996).

HEC 18 – COMPLEX PIERS

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

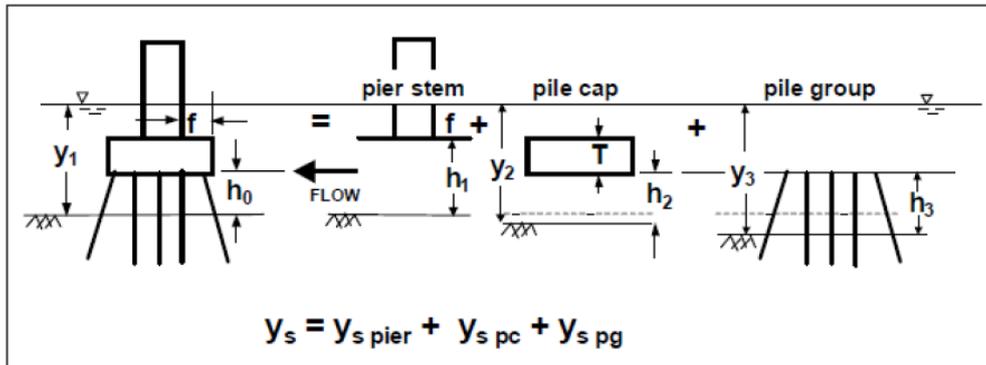


Figura 4 – Definition sketch for scour components for a complex pier, FHWA HEC 18, Figure 7.5.

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

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

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

$$\frac{y_{s \text{ pg}}}{y_2} = K_{h \text{ pg}} \left[2.0K_1K_3 \left(\frac{a_{\text{pg}}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \right)^{0.43} \right] \quad (\text{HEC 18, Equation 7.31 - scour for a pile group})$$

Figura 5 –Equazioni secondo la FHWA HEC 18.

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

- f = Distance between front edge of pile cap or footing and pier, ft (m)
- h_o = Height of the pile cap above bed at beginning of computation, ft (m)
- h₁ = h_o + T = height of the pier stem above the bed before scour, ft (m)
- h₂ = h_o + y_{s pier}/2 = height of pile cap after pier stem scour component has been computed, ft (m)
- h₃ = h_o + y_{s pier}/2 + y_{s pc}/2 = height of pile group after the pier stem and pile cap scour components have been computed, ft (m)
- S = Spacing between columns of piles, pile center to pile center, ft (m)
- T = Thickness of pile cap or footing, ft (m)
- y₁ = Approach flow depth at the beginning of computations, ft (m)
- y₂ = y₁ + y_{s pier}/2 = adjusted flow depth for pile cap computations ft (m)
- y₃ = y₁ + y_{s pier}/2 + y_{s pc}/2 = adjusted flow depth for pile group computations, ft (m)
- V₁ = Approach velocity used at the beginning of computations, ft/sec (m/sec)
- V₂ = V₁(y₁/y₂) = adjusted velocity for pile cap computations, ft/sec (m/sec)
- V₃ = V₁(y₁/y₃) = adjusted velocity for pile group computations, ft/sec (m/sec)

Figura 6 –Principali variabili secondo la FHWA HEC 18.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

Limiti nell'uso del metodo FDOT

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

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

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

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

$$FR = 0.03 \div 1.95$$

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

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

Considerazioni finali

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

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

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

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

Le caratteristiche granulometriche dei sedimenti sono state ricavate a partire dalle informazioni geologiche fornite. In particolare, è stato usato un d_{50} pari a 10mm.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

2.3.4 Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile

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

La tipologia di protezioni adottate è quella in massi.

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

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

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

Il secondo è basato sul criterio di stabilità di Shields.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

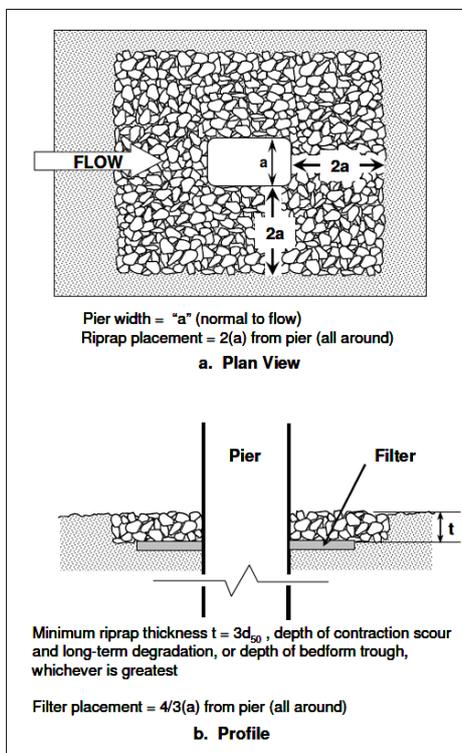


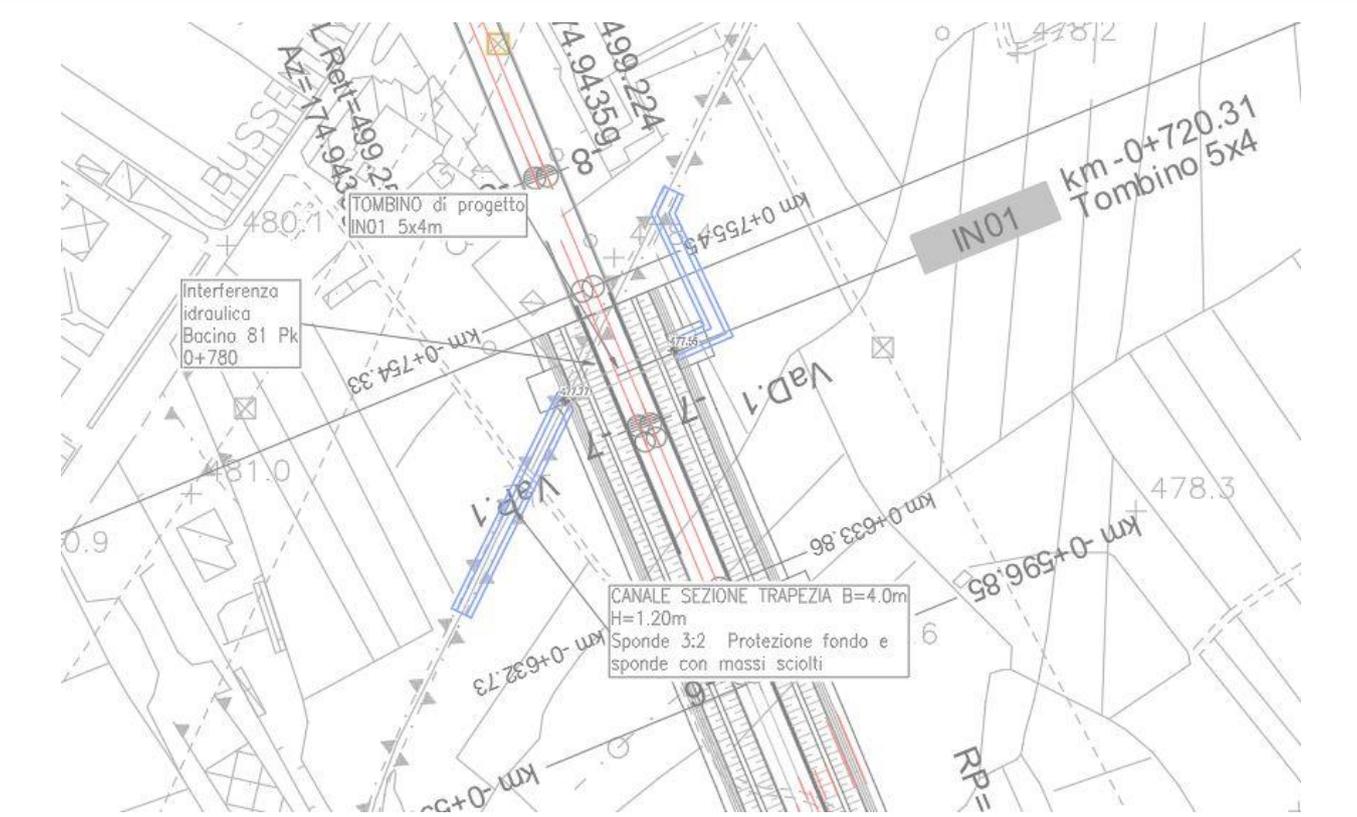
Figura 7 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23

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

Le protezioni sono necessarie per le pile dei viadotti VI02-B, VI05, VI06, VI07; il paragrafo 2.3.5 riporta i risultati del calcolo del dimensionamento dei massi.

2.3.5 Risultati

2.3.5.1 Interferenza IN01 (bacino 81)

Interferenza	IN01	Pk 0+720	Tombino						
									
Risultati (HEC-RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA A (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)
	5.0	4.0	50.0	90	489.76	0.005	478.64	478.97	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 (m²)	Top Width (m)	Fr
477.88	478.83	478.71	479.07	0.00307	2.16	5.1	6.83	0.8	
Sistemazioni	<p>L'interferenza alla Pk 0+720 è risolta con la realizzazione di un tombino scatolare 5x4m. La protezione delle sezioni idrauliche in prossimità dell'interferenza, sono previste mediante la riprofilatura dell'alveo esistente con una sezione trapezia di base 4 m. La sezione prevede l'utilizzo di massi sciolti per la stabilità del fondo e delle sponde, di diametro minimo pari a 30 cm per un tratto di circa 90 m a monte del tombino di progetto e di circa 75 metri a valle, fino al raccordo con l'alveo esistente.</p>								

Dati idraulici	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	0.54	47.31	3.13	0.69

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 5.87, 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 2.3 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (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.

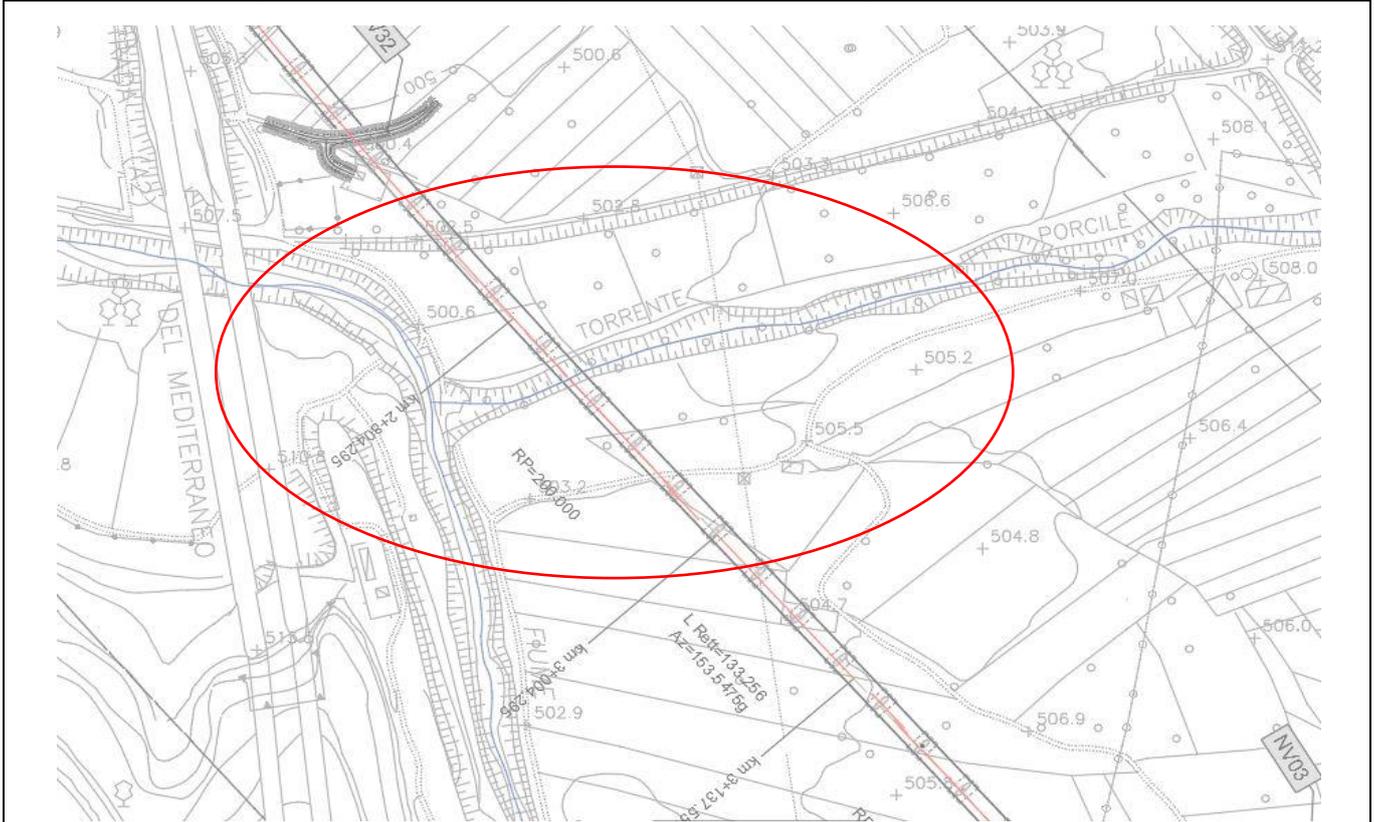
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle 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	0.3	1.3	1.0	61.503	47.31	420.16	243	6.83	5.13

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

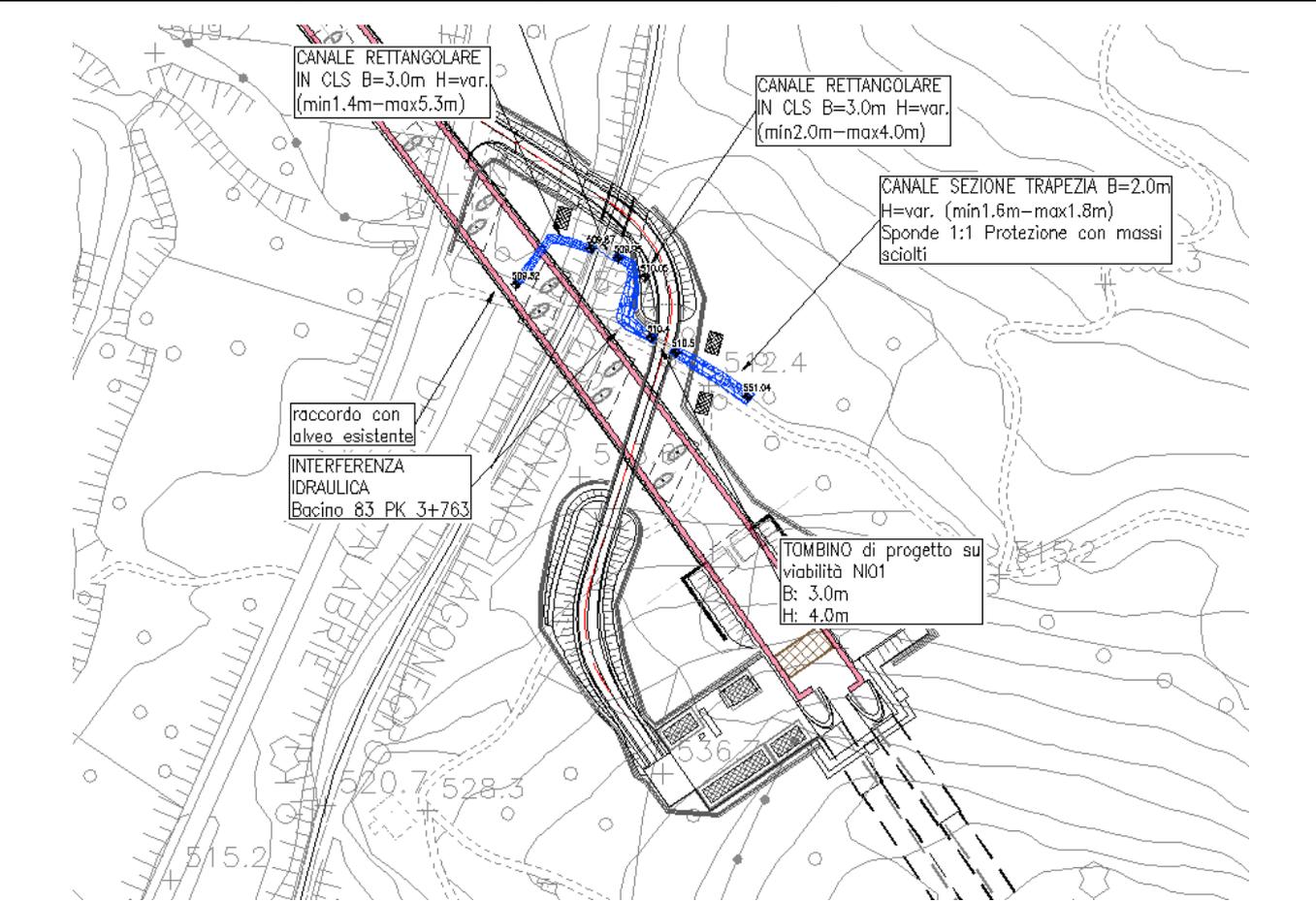
2.3.5.2 Interferenza VI01_1 (bacino 82)

Interferenza	VI01_1	Pk 2+856	Viadotto
---------------------	--------	----------	----------



Risultati RAS)	(HEC	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)		Q (m³/s)					
		521.41		517.55		41.4					
		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)
500.3	501.47	501.79	502.54	0.02751	4.57	9.05	11.36	1.64	15.89	14.82	
Sistemazioni		-									

2.3.5.3 Interferenza VI01_2 (bacino 83)

Interferenza	VI01_2	Pk 3+763	Viadotto								
											
Risultati (HEC-RAS)	Quota P.F. (m s.m.m.)		Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m ³ /s)							
	532.09		528.23	8.3							
	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 (m ²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
509.52	510.2	510.45	511.05	0.01041	4.09	2.03	3	1.59	17.90	17.07	
Sistemazioni	<p>L'interferenza con il viadotto di progetto alla Pk 3+373, è risolta mediante la realizzazione di un canale rettangolare in cls fino al raccordo con l'alveo naturale. A monte dell'interferenza con il viadotto di progetto, è previsto l'attraversamento dell'interferenza sulla linea storica mediante un tombino di dimensioni 3x4 m, e a monte di questa, la realizzazione di una sezione trapezia di base 2 metri in massi sciolti e l'attraversamento del tombino stradale NI01 (dimensioni 3x4).</p>										

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento NI01, con massi sciolti di diametro minimo pari a 30 cm per un tratto di circa 35 m a monte dell'attraversamento e 30 metri circa a valle dello stesso.

Dati idraulici	Raggio idraulico	Tensione tangenziale media	Velocità media	tirante
	R_H [m]	T_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
	0.58	102.33	3.11	0.96

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.17, 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 Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.07 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/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

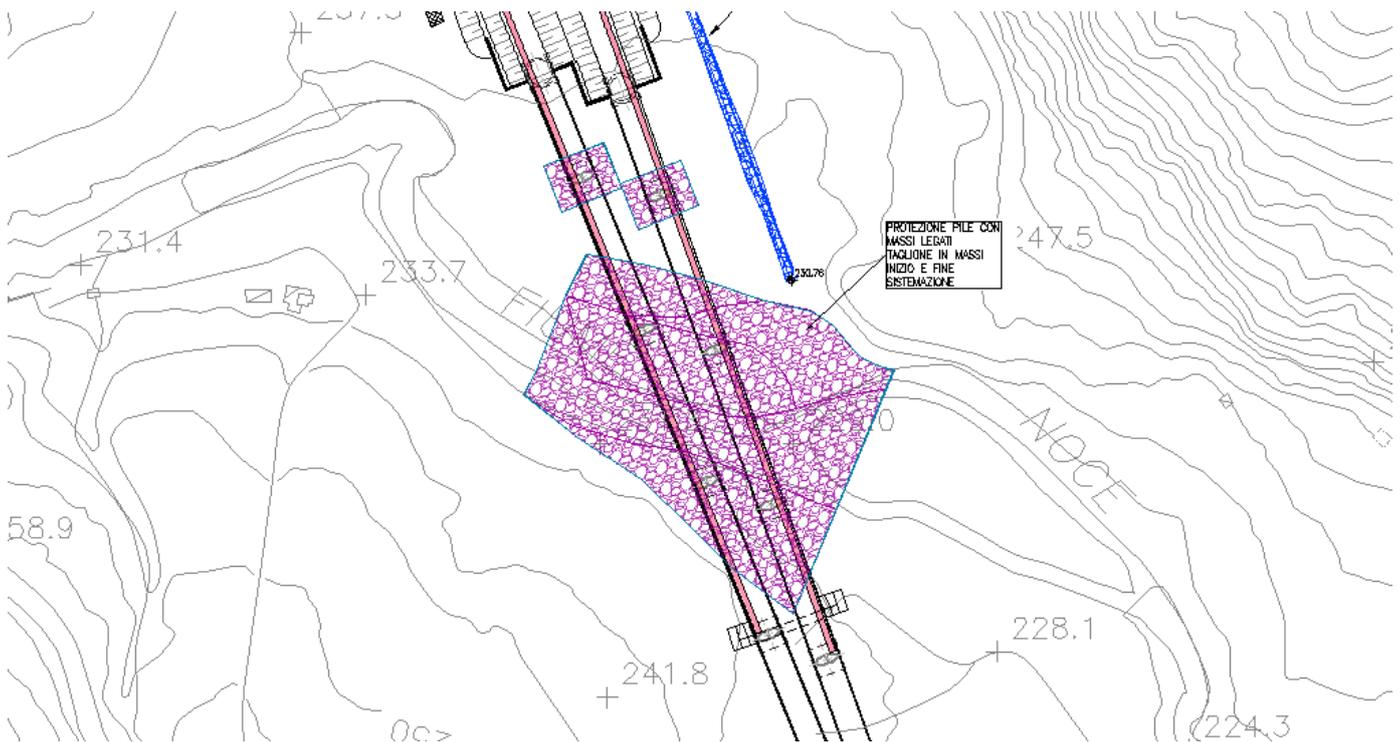
La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max,fondo}$, $\tau_{max,fsponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), 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	0.3	1.4	1.2	143.262	122.796	402.92	233	2.81	1.89

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

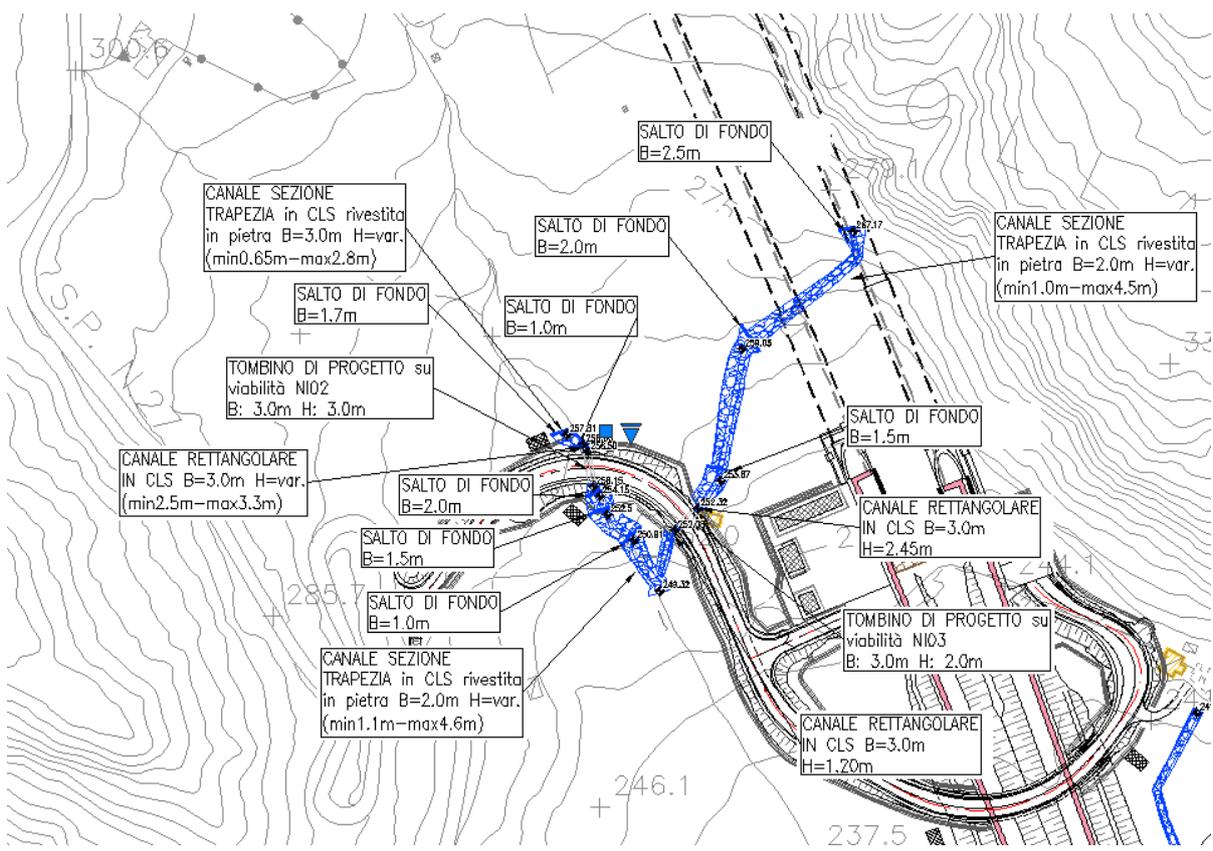
2.3.5.4 Interferenze VI02-B (bacino 86)

Il viadotto VI02 alla pk 26+671 attraversa il fiume Noce. L'attraversamento è stato studiato mediante modellazione idraulica bidimensionale. L'attraversamento risulta verificato. Per la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda alla relazione idraulica specialistica dei modelli idraulici bidimensionali.

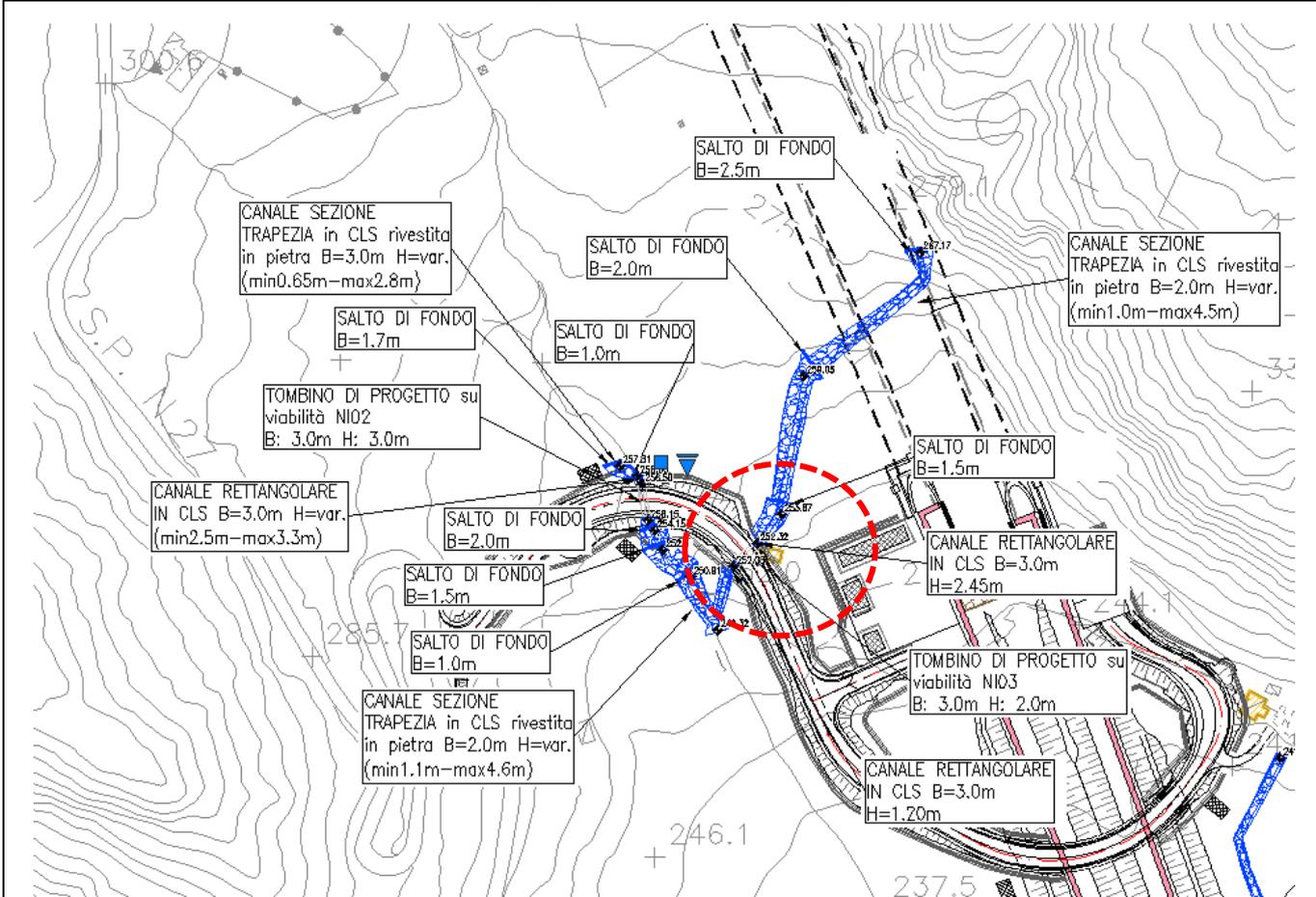


	Fiume Noce pk 26+671
	TR200
Quota intradosso (m s.m.m.)	239.12
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)	6.50
Livello max (m s.m.m.)	234.4
Velocità (m/s)	3.8
Franco idraulico (m)	4.7
Franco EG (m)	3.0

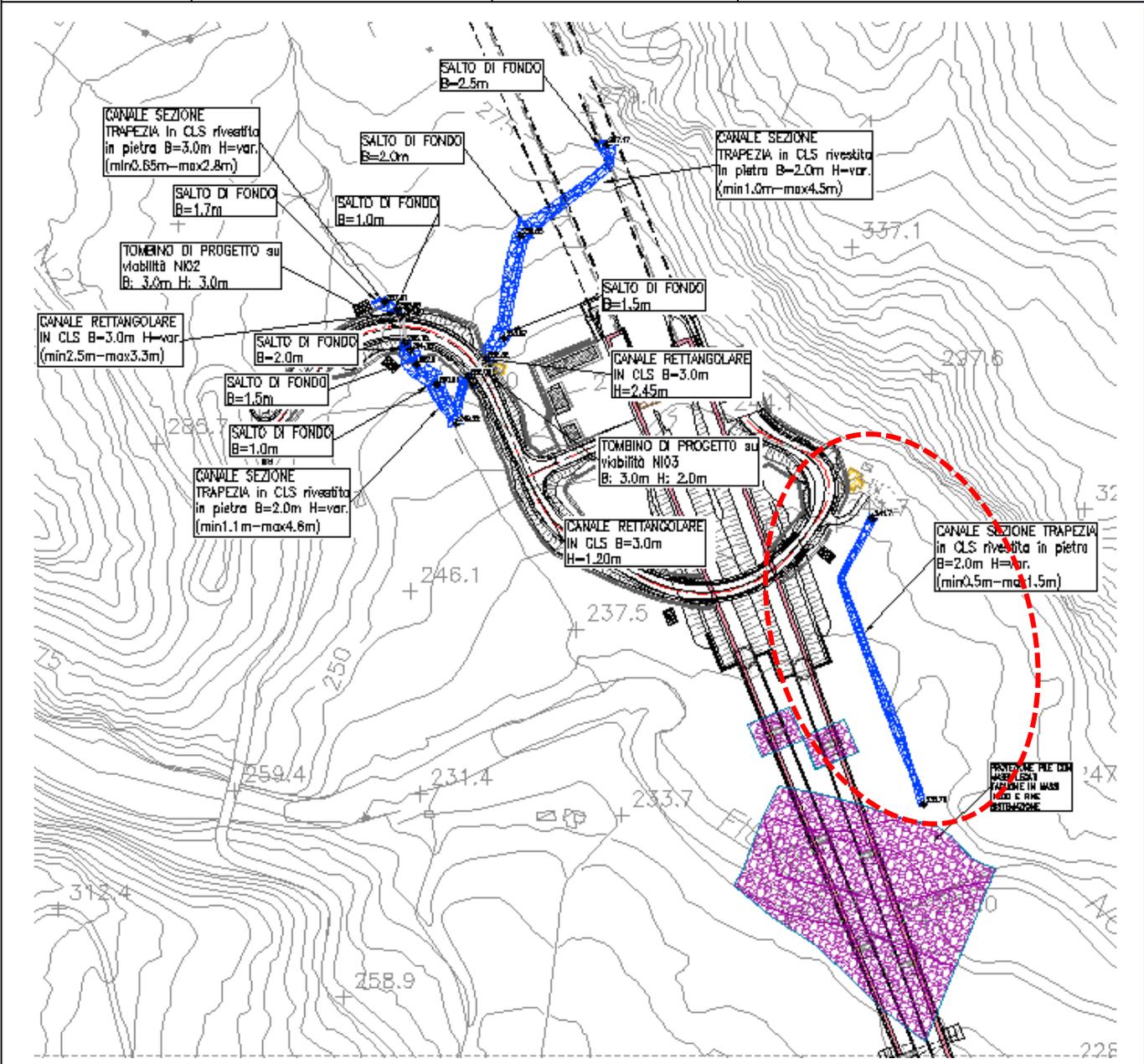
2.3.5.5 Interferenze NI02 (bacino 86a)

Interferenza	NI02	Tombino su viabilità PT04							
									
Risultati (HEC-RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)
	3.0	3.0	11.5	90	261.15	0.07	257.07	258.49	19%
	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
	256.5	256.98	257.47	259	0.0347	6.3	1.43	3	2.92
Sistemazioni	<p>Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con una sezione trapezia di base 2 m in calcestruzzo rivestita in pietra, per un tratto di circa 13 m a monte del tombino di progetto (3x3) e di circa 53 metri a valle, a valle del collegamento con l'interferenza del bacino 86b, è prevista una sezione trapezia con base 3 m, fino al raccordo con l'alveo esistente.</p>								

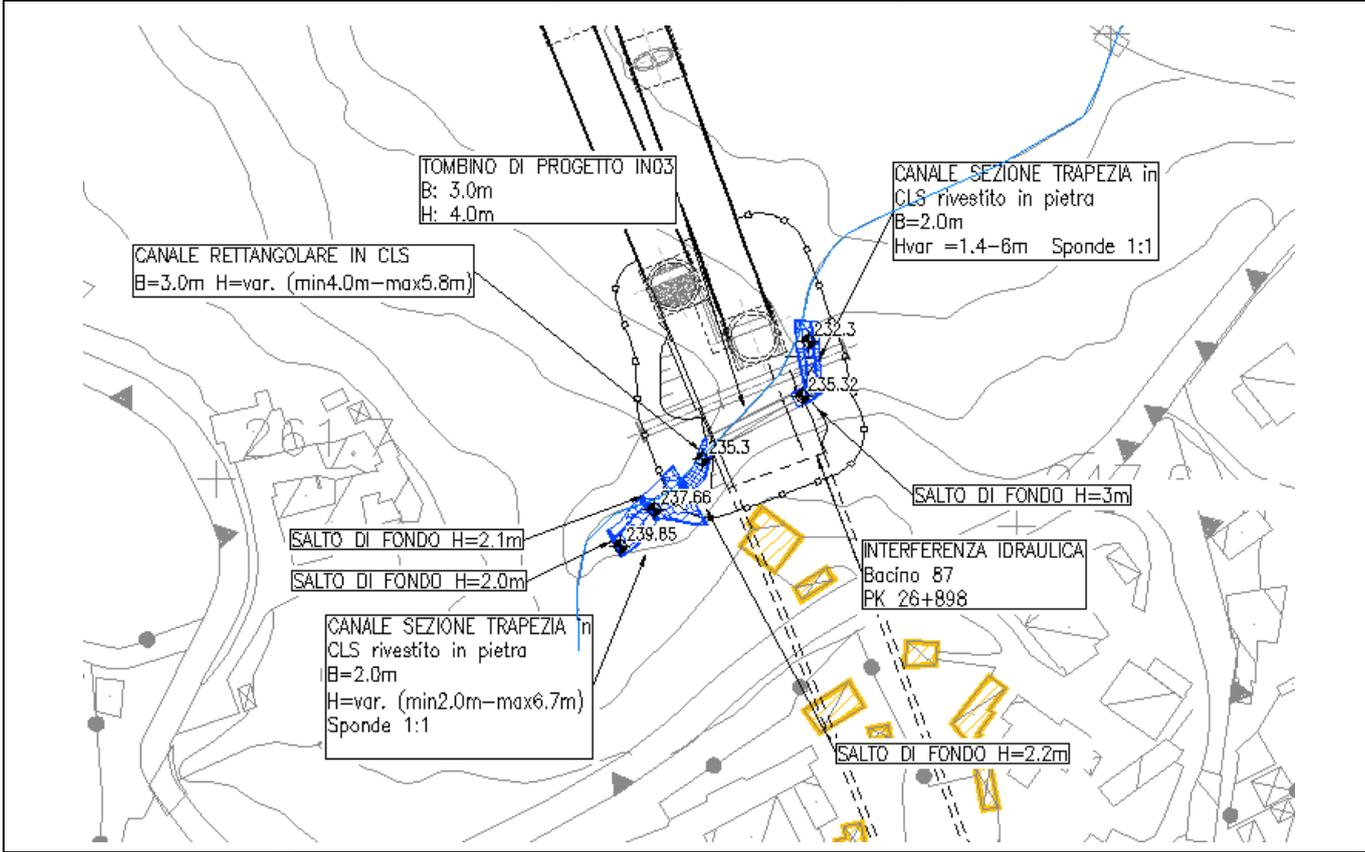
2.3.5.6 Interferenze NI03 (bacino 86b)

Interferenza	NI03	Tombino su viabilità PT04																			
																					
Risultati (HEC-RAS)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>BASE (m)</th> <th>ALTEZZA (m)</th> <th>LUNGHEZZA (m)</th> <th>ANGOLO (°)</th> <th>P.F</th> <th>pendenza moto uniforme</th> <th>W.S.</th> <th>EG</th> <th>GR. (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3.0</td> <td>2.0</td> <td>9.5</td> <td>90</td> <td>259</td> <td>0.07</td> <td>252.65</td> <td>253.56</td> <td>17%</td> </tr> </tbody> </table>	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)	3.0	2.0	9.5	90	259	0.07	252.65	253.56	17%		
	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)												
	3.0	2.0	9.5	90	259	0.07	252.65	253.56	17%												
<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> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>252.48</td> <td>252.9</td> <td>253.16</td> <td>253.78</td> <td>0.07227</td> <td>4.17</td> <td>1.01</td> <td>2.83</td> <td>2.23</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	252.48	252.9	253.16	253.78	0.07227	4.17	1.01	2.83	2.23			
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													
252.48	252.9	253.16	253.78	0.07227	4.17	1.01	2.83	2.23													
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione del corso d'acqua esistente mediante la realizzazione di un canale avente sezione trapezia base 2 metri, realizzato in calcestruzzo rivestito in massi. La protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento è garantita per un tratto di circa 136 m a monte del tombino di progetto (3x2) e di circa 16 metri a valle, fino al raccordo con l'interferenza del bacino 86, e successivamente con l'alveo esistente.</p>																				

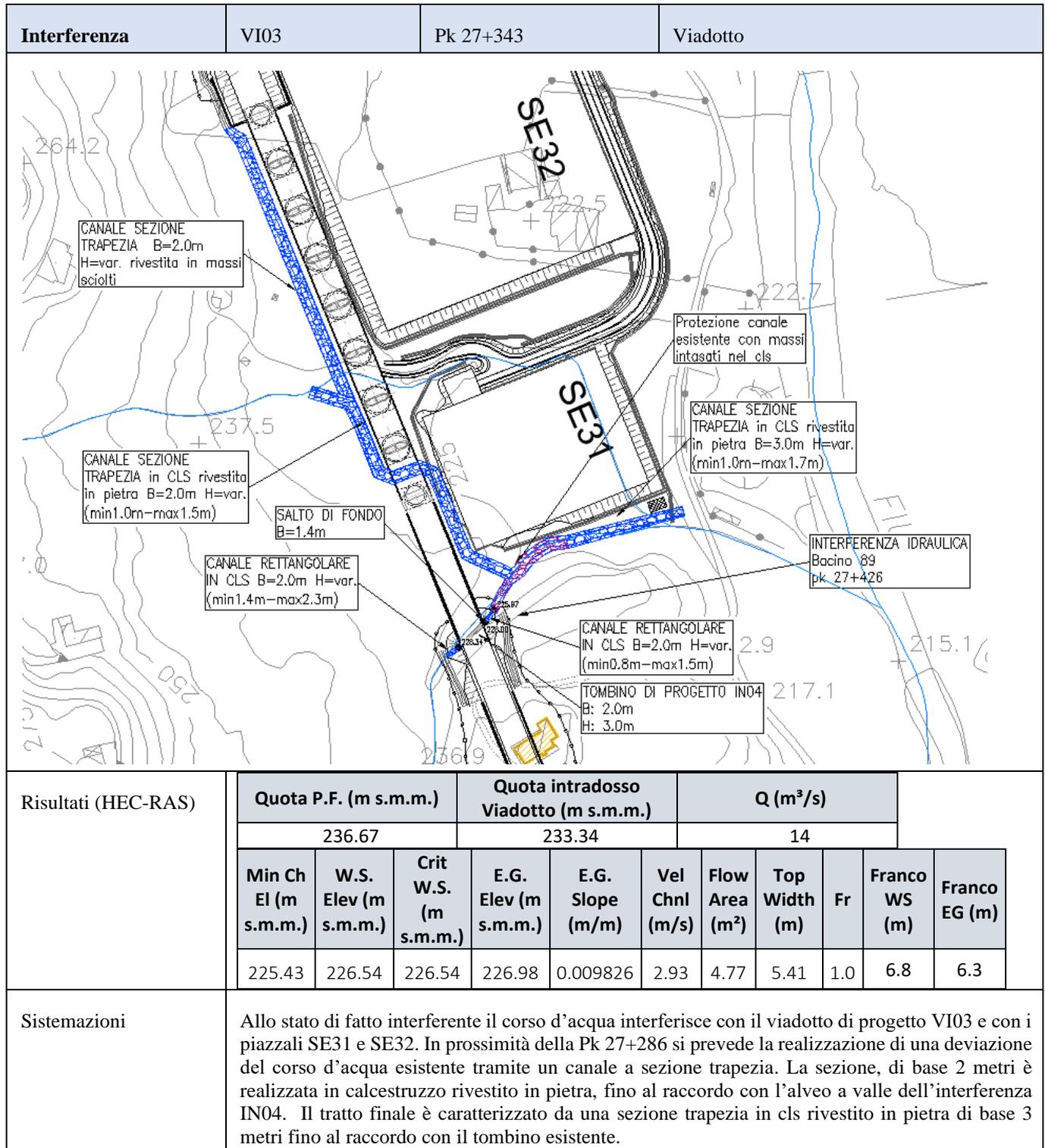
2.3.5.7 Interferenze VI02_2-B (bacino 86c)

Interferenza	VI02-B	Deviazione
		
Sistemazioni	<p>Si prevede la deviazione del corso d'acqua esistente a monte del viadotto di progetto mediante la realizzazione di un canale avente sezione trapezia di base 2 metri, realizzato in calcestruzzo rivestito in pietra, fino al recapito nel fiume Noce.</p>	

2.3.5.8 Interferenza IN03 (bacino 87)

Interferenza	IN03	Pk 26+905	Tombino scatolare 3m x 4m						
									
Risultati (HEC-RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)
	3.0	4.0	20	90	240.8	0.1	235.71	238.23	10%
	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
	235.3	235.63	236.24	239.48	0.38853	8.69	0.99	3	4.83
Sistemazioni	<p>Si prevede la riprofilatura dell'alveo esistente a monte dell'interferenza con una sezione trapezia di base 2 metri in calcestruzzo rivestito in pietra. La protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento è garantita per un tratto di circa 19 m a monte del tombino di progetto (3x4) e di circa 16 metri a valle, fino al raccordo con l'alveo esistente.</p>								

2.3.5.9 Interferenza VI03 (bacino 88)

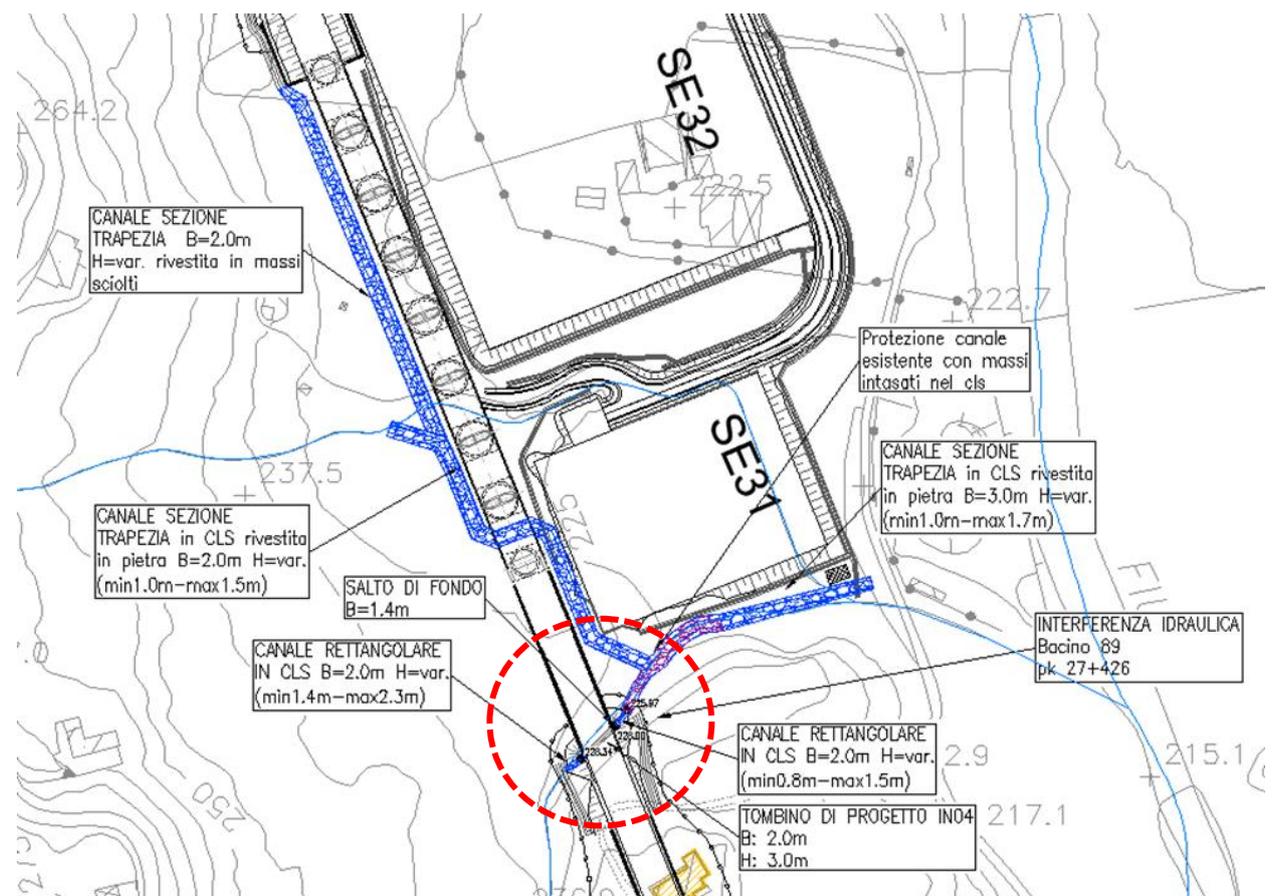


Risultati (HEC-RAS)	Quota P.F. (m s.m.m.)			Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)			Q (m³/s)				
	236.67			233.34			14				
	Min Ch El (m s.m.m.)	W.S. Elev (m s.m.m.)	Crit W.S. (m s.m.m.)	E.G. Elev (m s.m.m.)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Fr	Franco WS (m)	Franco EG (m)
225.43	226.54	226.54	226.98	0.009826	2.93	4.77	5.41	1.0	6.8	6.3	

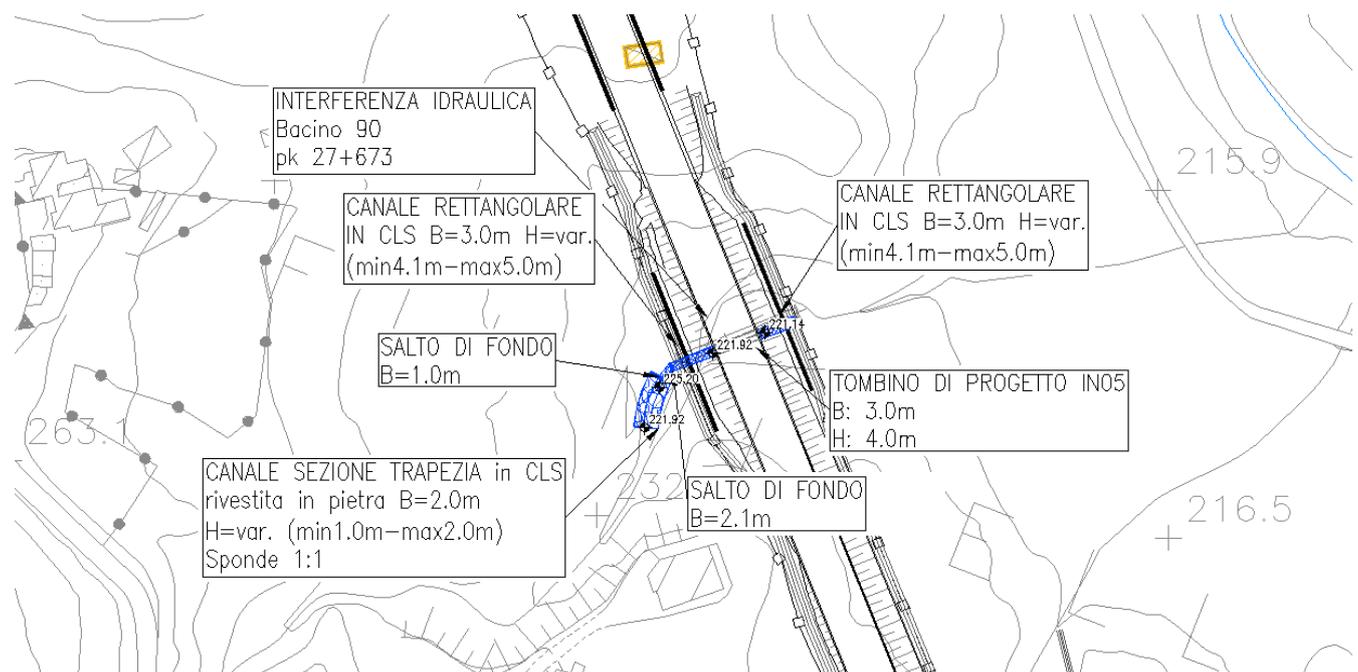
Sistemazioni

Allo stato di fatto interferente il corso d'acqua interferisce con il viadotto di progetto VI03 e con i piazzali SE31 e SE32. In prossimità della Pk 27+286 si prevede la realizzazione di una deviazione del corso d'acqua esistente tramite un canale a sezione trapezia. La sezione, di base 2 metri è realizzata in calcestruzzo rivestito in pietra, fino al raccordo con l'alveo a valle dell'interferenza IN04. Il tratto finale è caratterizzato da una sezione trapezia in cls rivestito in pietra di base 3 metri fino al raccordo con il tombino esistente.

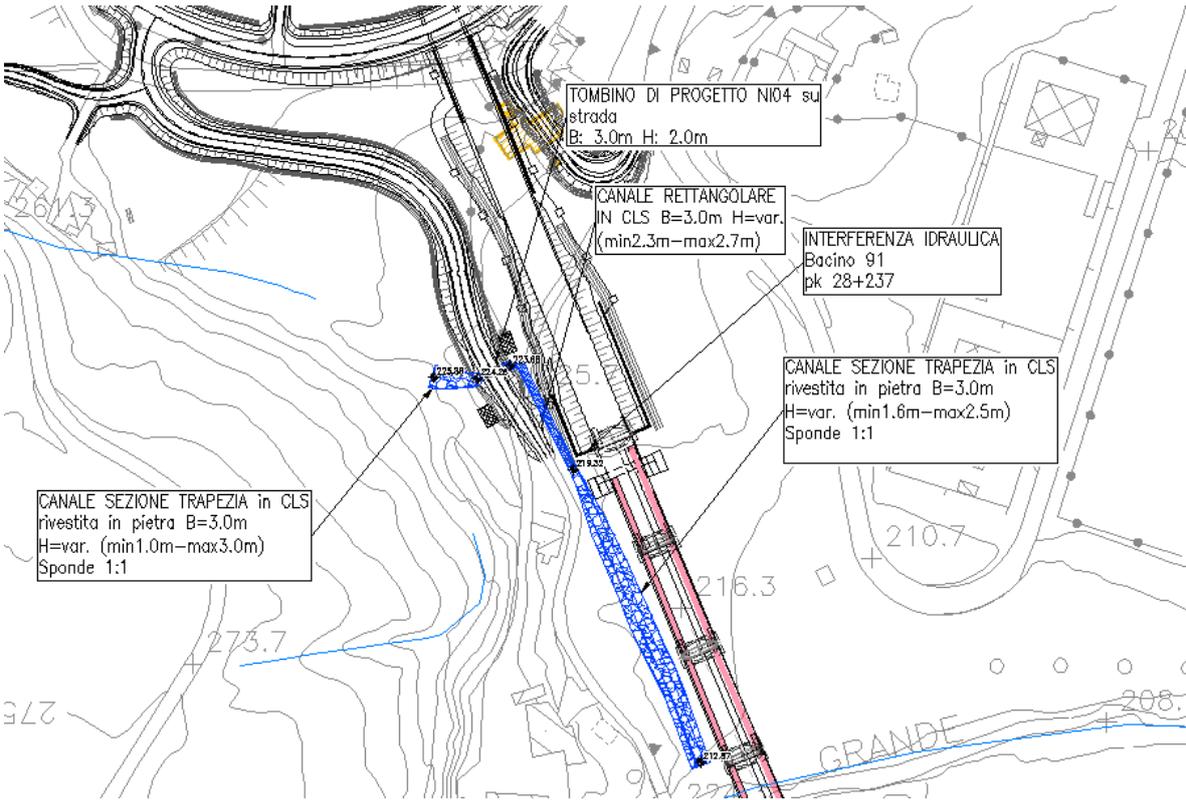
2.3.5.10 Interferenza IN04 (bacino 89)

Interferenza	IN04	Pk 27+431	Tombino scatolare 2m x 3m																								
																											
Risultati (HEC-RAS)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>BASE (m)</th> <th>ALTEZZA (m)</th> <th>LUNGHEZZA A (m)</th> <th>ANGOLO (°)</th> <th>P.F.</th> <th>pendenza moto uniforme</th> <th>W.S.</th> <th>EG</th> <th>GR. (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2.0</td> <td>3.0</td> <td>15.2</td> <td>113</td> <td>235.81</td> <td>0.04</td> <td>229.01</td> <td>230.36</td> <td>22%</td> </tr> </tbody> </table>									BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA A (m)	ANGOLO (°)	P.F.	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)	2.0	3.0	15.2	113	235.81	0.04	229.01	230.36	22%
	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA A (m)	ANGOLO (°)	P.F.	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)																		
	2.0	3.0	15.2	113	235.81	0.04	229.01	230.36	22%																		
<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> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>229.21</td> <td>229.95</td> <td>230.28</td> <td>231.05</td> <td>0.08037</td> <td>4.63</td> <td>1.49</td> <td>2.01</td> <td>1.72</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	229.21	229.95	230.28	231.05	0.08037	4.63	1.49	2.01	1.72	
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																			
229.21	229.95	230.28	231.05	0.08037	4.63	1.49	2.01	1.72																			
Sistemazioni	Si prevede la realizzazione di un canale rettangolare di base 2 metri a monte e valle del tombino in progetto di dimensioni 2 x 3 m.																										

2.3.5.11 Interferenza IN05 (bacino 90)

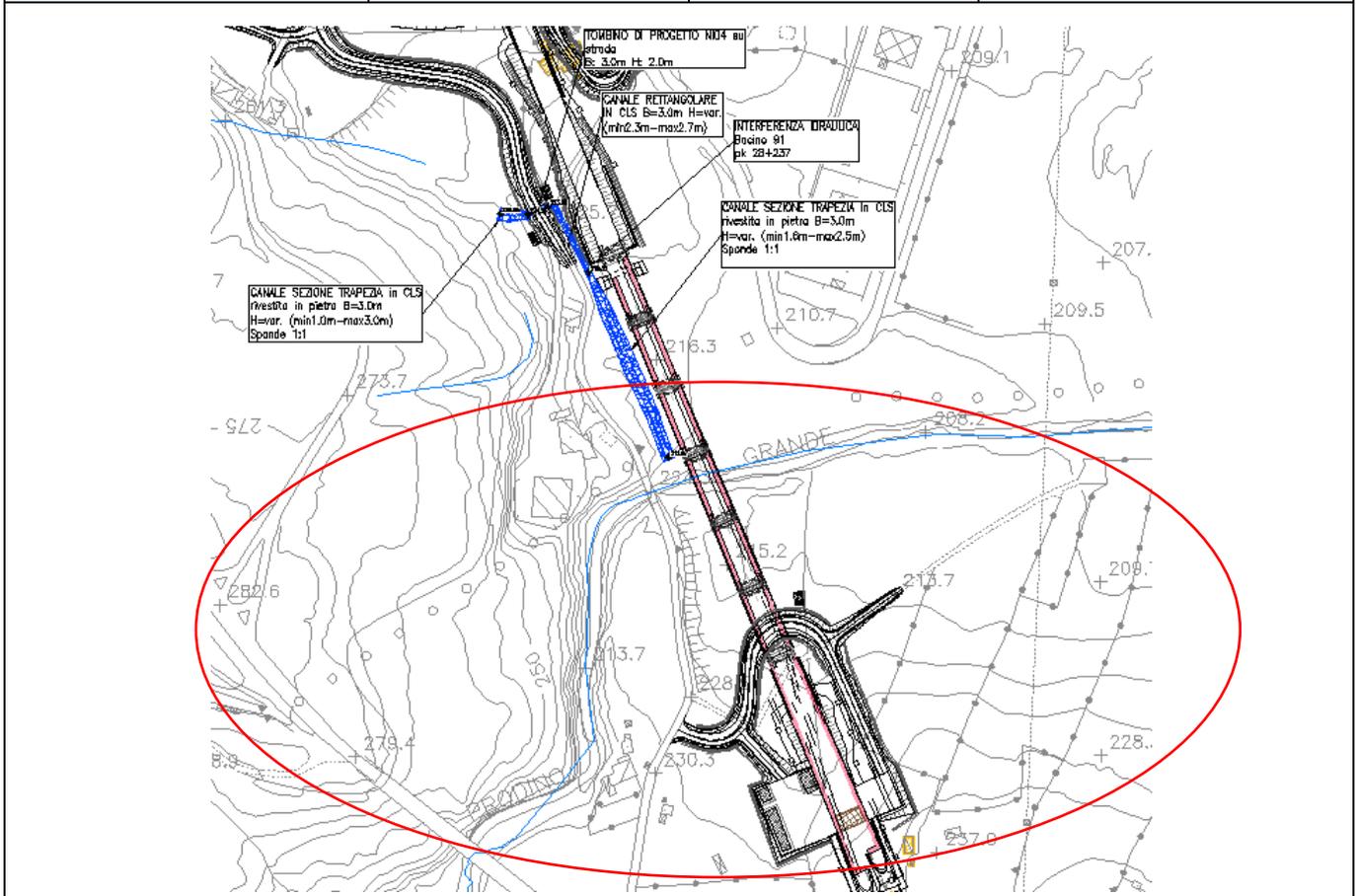
Interferenza	IN05	Pk 27+674	Tombino scatolare 3m x 4m																								
																											
Risultati (HEC - RAS)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>BASE (m)</th> <th>ALTEZZA (m)</th> <th>LUNGHEZZA (m)</th> <th>ANGOLO (°)</th> <th>P.F</th> <th>pendenza moto uniforme</th> <th>W.S.</th> <th>EG</th> <th>GR. (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3.0</td> <td>4.0</td> <td>14.3</td> <td>90</td> <td>234.09</td> <td>0.03</td> <td>222.41</td> <td>224.66</td> <td>12%</td> </tr> </tbody> </table>									BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)	3.0	4.0	14.3	90	234.09	0.03	222.41	224.66	12%
	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)																		
3.0	4.0	14.3	90	234.09	0.03	222.41	224.66	12%																			
<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> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>222.65</td> <td>223.1</td> <td>223.68</td> <td>225.78</td> <td>0.08997</td> <td>7.25</td> <td>1.35</td> <td>3</td> <td>3.45</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	222.65	223.1	223.68	225.78	0.08997	7.25	1.35	3	3.45	
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																			
222.65	223.1	223.68	225.78	0.08997	7.25	1.35	3	3.45																			
Sistemazioni	<p>Si prevede la realizzazione di un canale rettangolare di base 2 metri in CLS a monte e a valle del tombino di progetto.</p> <p>A monte del canale rettangolare si prevede la realizzazione di un salto di fondo.</p>																										

2.3.5.12 Interferenza NI04 (bacino 91)

Interferenza	NI04	Tombino su NV05																									
																											
Risultati	<table border="1"> <thead> <tr> <th>BASE (m)</th> <th>ALTEZZA (m)</th> <th>LUNGHEZZA A (m)</th> <th>ANGOLO (°)</th> <th>P.F</th> <th>pendenza moto uniforme</th> <th>W.S.</th> <th>EG</th> <th>GR. (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3.0</td> <td>2.0</td> <td>9.5</td> <td>90</td> <td>226.9</td> <td>0.1</td> <td>224.71</td> <td>225.52</td> <td>28%</td> </tr> </tbody> </table>									BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA A (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)	3.0	2.0	9.5	90	226.9	0.1	224.71	225.52	28%
	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA A (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)																		
	3.0	2.0	9.5	90	226.9	0.1	224.71	225.52	28%																		
<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> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>224.3</td> <td>224.7</td> <td>225.03</td> <td>225.92</td> <td>0.09318</td> <td>4.88</td> <td>1.37</td> <td>3.81</td> <td>2.59</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 (m ²)	Top Width (m)	Fr	224.3	224.7	225.03	225.92	0.09318	4.88	1.37	3.81	2.59	
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 (m ²)	Top Width (m)	Fr																			
224.3	224.7	225.03	225.92	0.09318	4.88	1.37	3.81	2.59																			
Sistemazioni	<p>Il corso d'acqua esistente interferisce con la viabilità e rilevato ferroviario di progetto. Si prevede di realizzare un canale in cls rivestito in pietra di sezione trapezia (base 3 metri), fino al tombino sulla viabilità in progetto (3x4). A valle del tombino è prevista la realizzazione di un canale rettangolare di base 3 metri fra i rilevati di progetto per circa 51 m. Nel tratto a monte del viadotto viene prevista la realizzazione di un canale trapezio di base 3 metri in calcestruzzo rivestito in pietra fino al recapito nel Torrente Prodino Grande, per un tratto di circa 128 metri.</p>																										

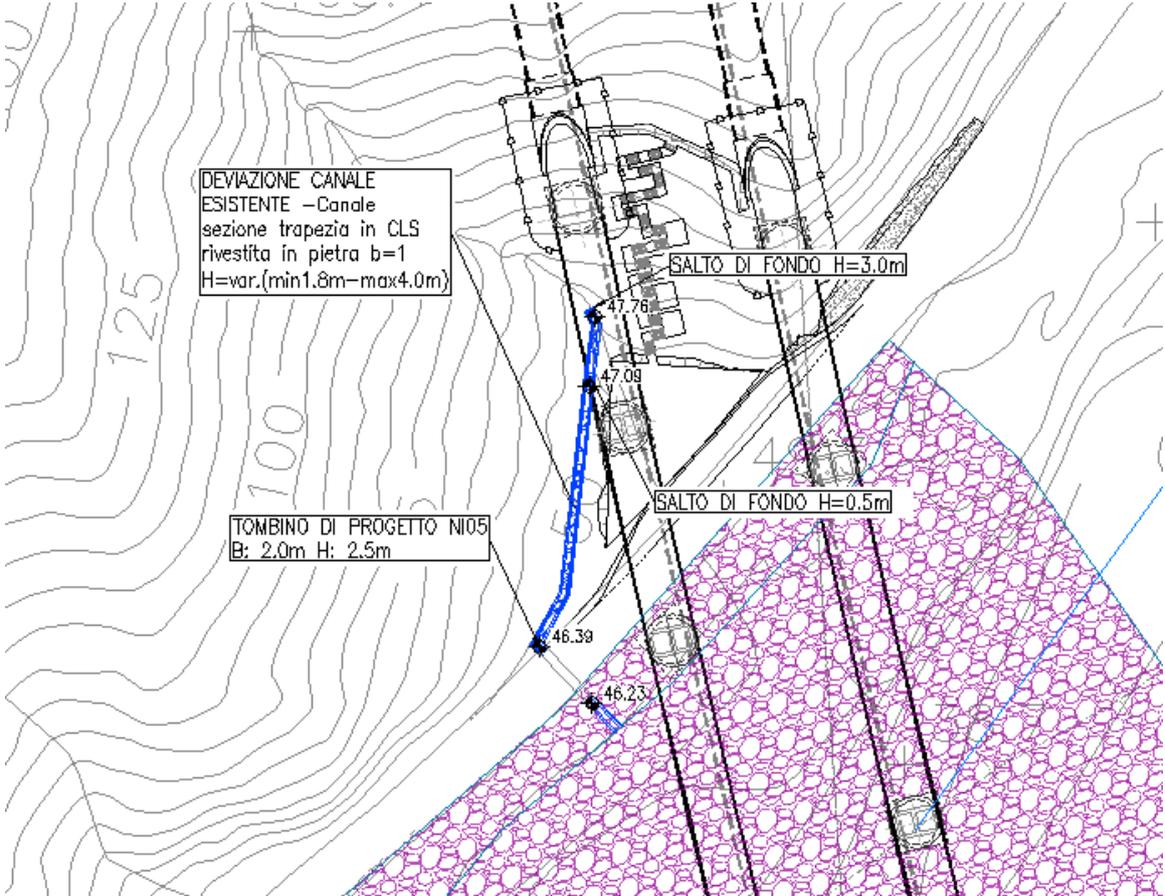
2.3.5.13 Interferenza VI04_2 (bacino 92)

Interferenza	VI04_2 (Torrente Prodino Grande)	Pk 28+380	Viadotto
---------------------	----------------------------------	-----------	----------



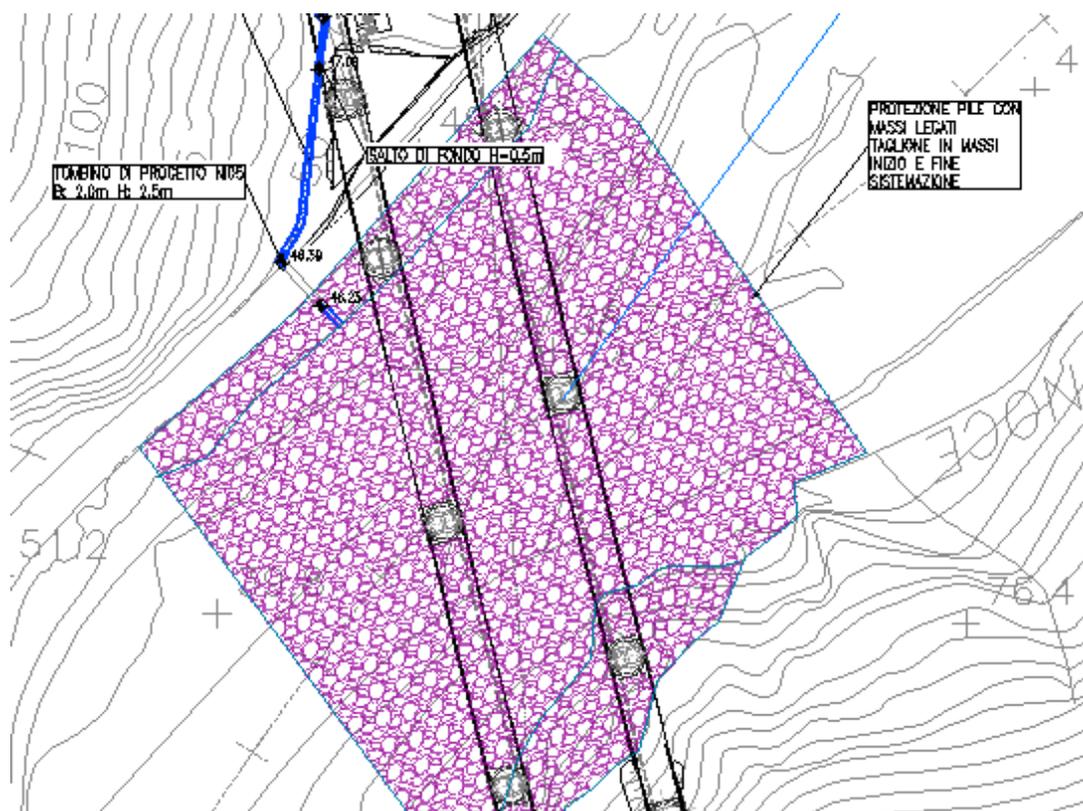
Risultati (HEC RAS)	<table border="1"> <tr> <th>Quota P.F. (m s.m.m.)</th> <th>Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)</th> <th>Q (m³/s)</th> </tr> <tr> <td>228.89</td> <td>224.89</td> <td>144.3</td> </tr> </table>			Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)	228.89	224.89	144.3																							
	Quota P.F. (m s.m.m.)	Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)	Q (m³/s)																													
	228.89	224.89	144.3																													
<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>210.91</td> <td>213.78</td> <td>213.78</td> <td>215.02</td> <td>0.009903</td> <td>4.93</td> <td>29.35</td> <td>12.12</td> <td>1</td> <td>15.11</td> <td>13.87</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)	210.91	213.78	213.78	215.02	0.009903	4.93	29.35	12.12	1	15.11	13.87
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)																						
210.91	213.78	213.78	215.02	0.009903	4.93	29.35	12.12	1	15.11	13.87																						
Sistemazioni	<p>La sezione idraulica naturale è sufficiente per garantire il passaggio senza interferire con le pile del viadotto di progetto, inoltre risultano rispettati i franchi idraulico ed energetico, per cui non sono previste sistemazioni.</p>																															

2.3.5.14 Interferenza NI05 (bacino 95A p.emergenza)

Interferenza	NI05		Tombino 2 m x 2.5 m						
									
Risultati (HEC RAS)	BASE (m)	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	ANGOLO (°)	P.F	pendenza moto uniforme	W.S.	EG	GR. (%)
	2.0	2.5	13	90	49.85	0.6	47.84	48.20	58%
	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
46.39	47.84	47.59	48.20	0.014449	2.63	2.66	2.00	0.73	
Sistemazioni	<p>Per la risoluzione dell'interferenza alla Pk 38+284 è prevista la deviazione del corso d'acqua esistente con la realizzazione di un canale a sezione trapezia di base 1 metro e altezza variabile, in cls rivestito in pietra e pareti verticali. Inoltre è prevista la realizzazione di un tombino sulla viabilità esistente di dimensioni 2.0 m x 2.5 m .</p>								

2.3.5.15 Interferenza VI05 (bacino 95)

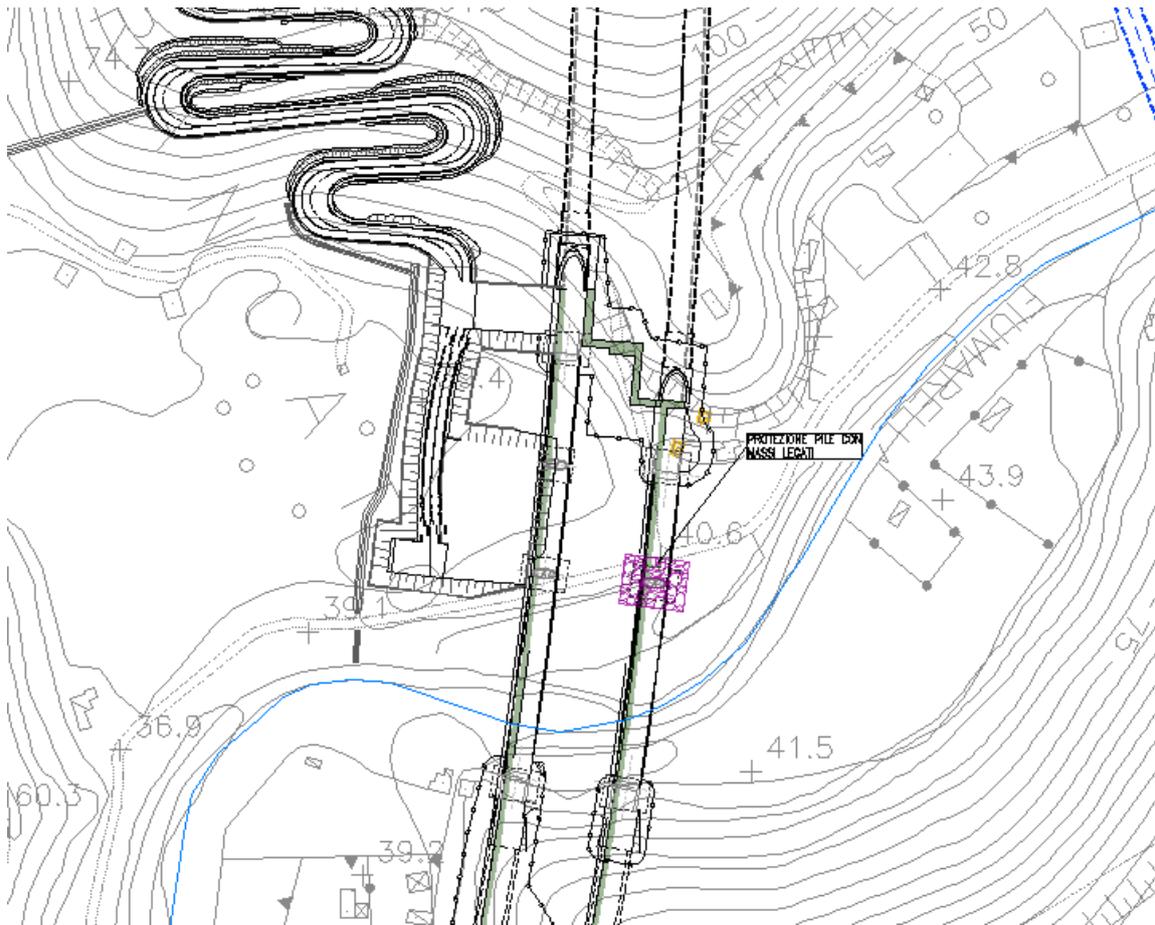
Il viadotto VI05 alla pk 38+429 attraversa il fiume Noce. L'attraversamento è stato studiato mediante modellazione idraulica bidimensionale. L'attraversamento risulta verificato. Per la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda alla relazione idraulica specialistica dei modelli idraulici bidimensionali.



	Fiume Noce pk 38+429
	TR200
Quota intradosso (m s.m.m.)	74.17
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)	34.29
Livello max (m s.m.m.)	43.3
Velocità (m/s)	4.5
Franco idraulico (m)	30.87
Franco EG (m)	29.80

2.3.5.16 Interferenza VI06 (bacino 93)

Interferenza	VI06 (torrente Tortora)	Pk 41+989	Viadotto
--------------	-------------------------	-----------	----------



Risultati (HEC RAS)

Quota P.F. (m s.m.m.)			Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)			Q (m³/s)				
48.6			44.6			411				
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)
39.01	42.69	43.38	44.99	0.016745	7.3	75.38	56.47	1.51	5.91	3.61

Sistemazioni

Si prevede la **protezione della pila** mediante massi aventi d50 pari a 0.8 m ed inoltre si prevede la protezione del rilevato del piazzale in materassi Reno.

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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 09	RI	ID0002 001	C	45 di 63

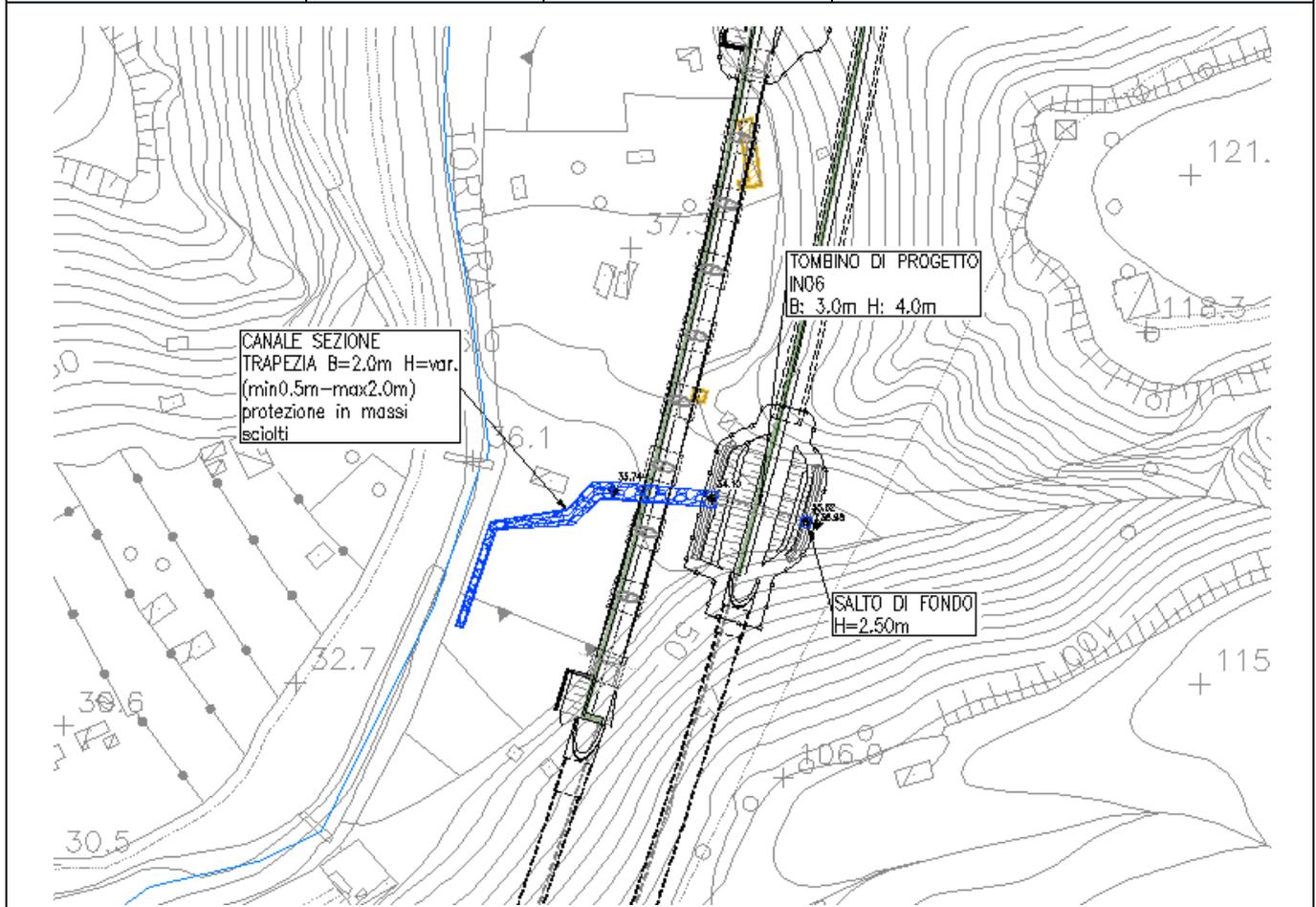
<i>Pila</i>	<i>Tirante idraulico [m]</i>	<i>Velocità [m/s]</i>	<i>Incidenza pila- corrente [°]</i>	<i>Base pila [m]</i>	<i>Lunghezza pila [m]</i>	<i>Base plinto [m]</i>	<i>Lunghezza plinto [m]</i>
P01	0.70	2.40	20	3.6	8.60	13.4	16.0

<i>Scavo max CSU [m]</i>	<i>Scavo max FDTO [m]</i>	<i>Scavo max complex pier</i>	<i>Scavo max</i>
8.01	-	9.81	9.81

<i>Verifica protezioni</i>				
<i>D50 protez [m]</i>	<i>Vcr1 protez [m/s]</i>	<i>Vcr2 protez [m/s]</i>	<i>Fv</i>	<i>Tipologia di protezione</i>
0.80	6.12	8.75	2.55	massi sciolti

2.3.5.17 Interferenza VI07 e IN06 (bacino 94)

Interferenza	IN06	Pk 42+313	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati (HEC-RAS)	Quota P.F. (m s.m.m.)			Quota intradosso Viadotto (m s.m.m.)			Q (m³/s)				
	44.13			40.84			2.6				
	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	Franco WS (m)	Franco EG (m)
33.74	35.01	34.25	35.03	0.00052	0.62	4.17	4.55	0.21	5.83	5.81	

Sistemazioni

A monte dell'interferenza con il viadotto di progetto alla Pk42+313, è previsto l'attraversamento del rilevato ferroviario mediante un salto di fondo e un tombino di dimensioni 3x4 m. A valle del tombino si prevedeva la realizzazione di una sezione trapezia di base 2 metri in massi sciolti per l'attraversamento del viadotto di progetto, fino al raccordo sul fiume Tortora.

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'interferenza VI07, con massi sciolti di diametro minimo pari a 40 cm per un tratto di circa 126 m .

Dati idraulici	Raggio idraulico	Tensione tangenziale media	Velocità media	tirante
	R_H [m]	T_0 [N/m ²]	V [m/s]	h [m]
	0.23	249.3	4.15	0.28

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 7.14, 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 ($\tau_{cr(\phi)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.7 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (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 per il corso d'acqua, 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 ($\tau_{cr(\phi)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), 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]	$\tau_{cr(\phi)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.4	1.2	0.9	299.16	224.37	699.72	404	2.34	1.8

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

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 comunque 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. C

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.

WBS	Progr.	Q (m ³ /s)	Opera	Viadotto intradosso (m s.m.m.)	Franco WS (m)	Franco EG (m)	Grado di riempimento (%)
IN01	0+720	11	Tombino 5x4				22%
VI01_1	2+856	37.3	viadotto	517.36	15.89	14.82	
VI01_2	3+763	8.3	viadotto	528.23	17.90	17.07	
IN02			Tombino linea storica (3x4)				35%
NI01			Tombino strada PT01 (3x4)				36%
VI02-B	26+671		Viadotto (fiume Noce)	239.12	4.7	3	
NI02		9	Tombino strada PT04 (3x3)				19%
NI03		4.2	Tombino strada PT04 (3x2)				17%
VI02-B_2		3.2	Deviazione				
IN03	26+898	8.6	Tombino scatolare 3x4				10%
VI03	27+343	14	viadotto	233.34	6.8	6.36	
IN04	27+426	6.9	Tombino scatolare 2x3				22%
IN05	27+673	9.8	Tombino scatolare 3x4				12%
NI04		6.7	Tombino scatolare 3x2				28%
VI04_2	28+380	144.3	viadotto	228.89	15.11	13.87	
NI05		7.0	Tombino 2x2.5				58%
VI05-A VI05-B	38+429		Viadotto (fiume Noce)	74.17	30.9	29.8	
VI06-A VI06-B	41+989	411	viadotto	48.6	5.91	3.61	
VI07	42+313	2.6	viadotto	40.84	5.83	5.81	
IN06	42+313	2.6	Tombino scatolare 3x4				

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

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, 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 8 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).

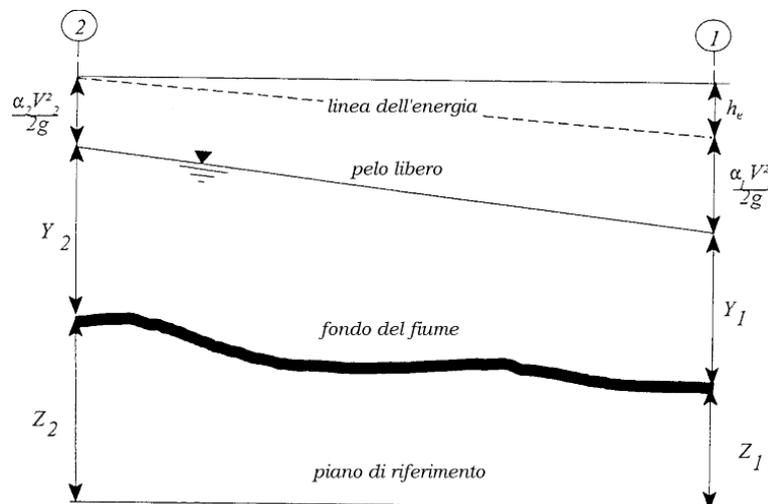


Figura 8 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

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 9).

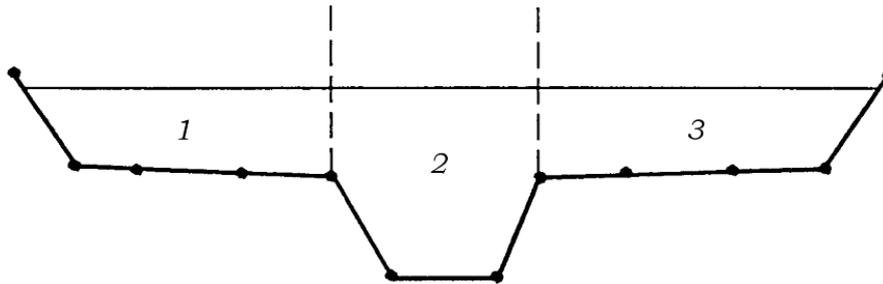


Figura 9 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 9, 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 osservando che, per la costanza di J , la portata di ogni singola area

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

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

$$Q = \sum_i Q_i$$

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

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

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

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

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

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

$$Q^3 / A^2$$

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

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

dal cui calcolo è possibile ottenere 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 10). 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.

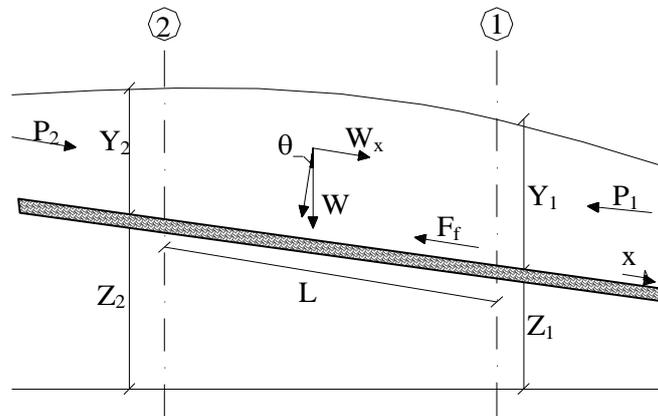


Figura 10 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.

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 11 e Figura 12), 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.

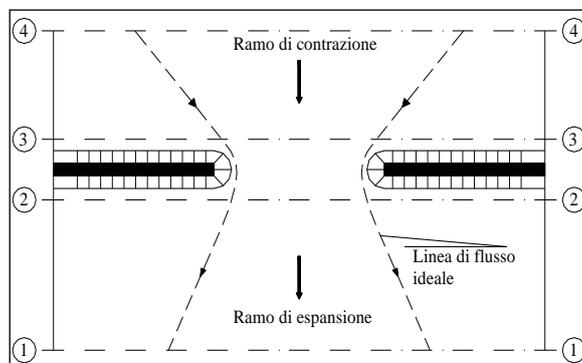


Figura 11 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.

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 12.

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.

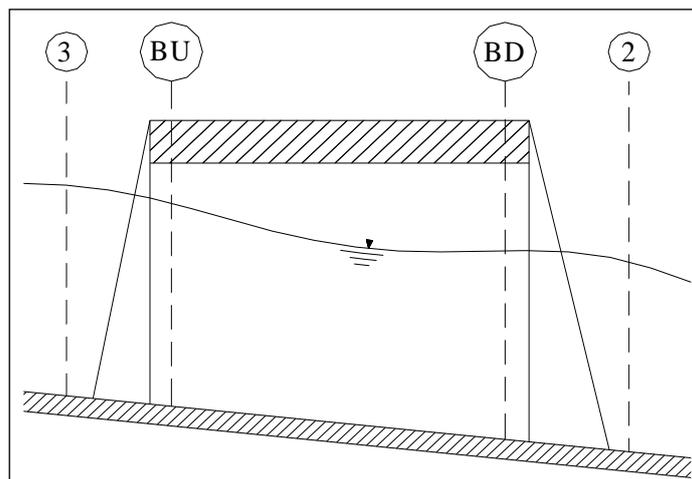


Figura 12 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.

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 11 e Figura 12, 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 Figura 14, 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.

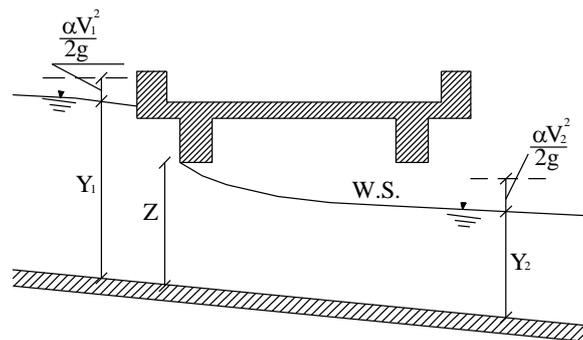


Figura 13 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.

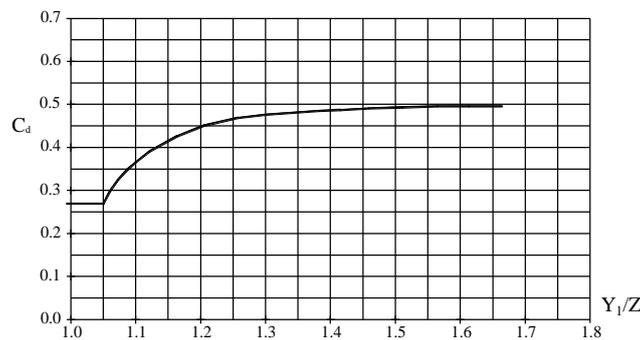


Figura 14 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d .

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 Figura 15.

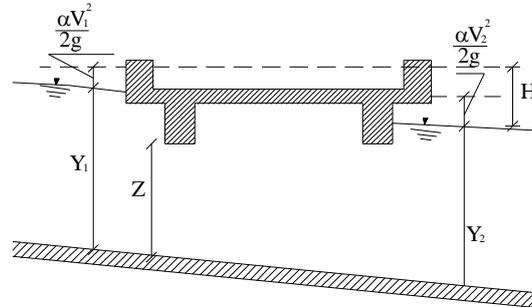


Figura 15 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 16, 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.

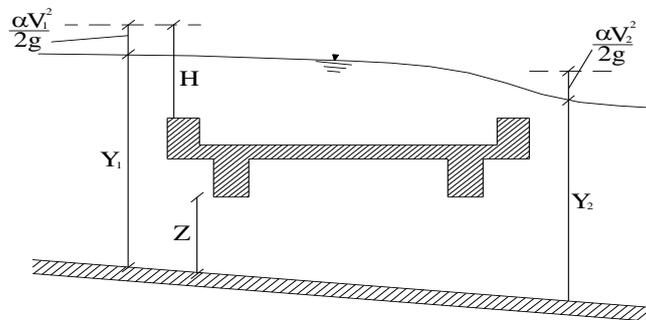


Figura 16 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.

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.

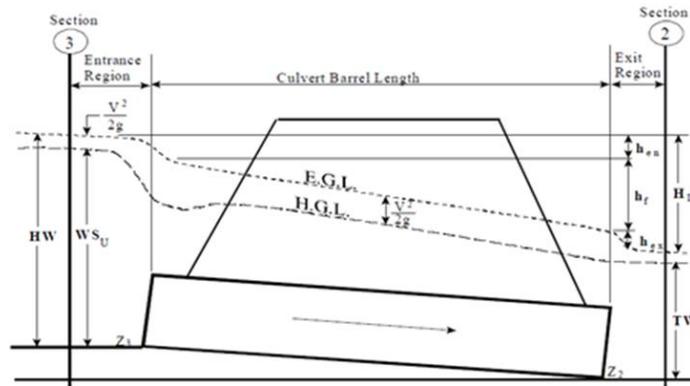


Figura 17 – Sezione schematica di un tombino ponticello.

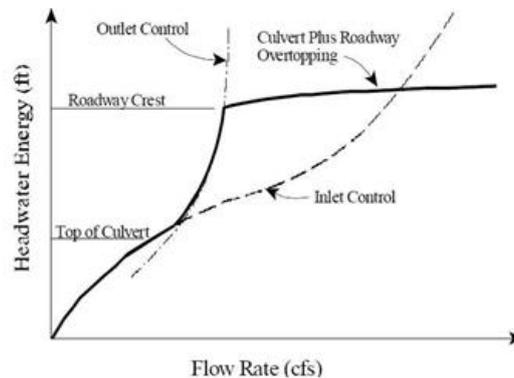


Figura 18 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.

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;
- α₃, α₂ coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
- g accelerazione di gravità;
- H_L 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:

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

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:

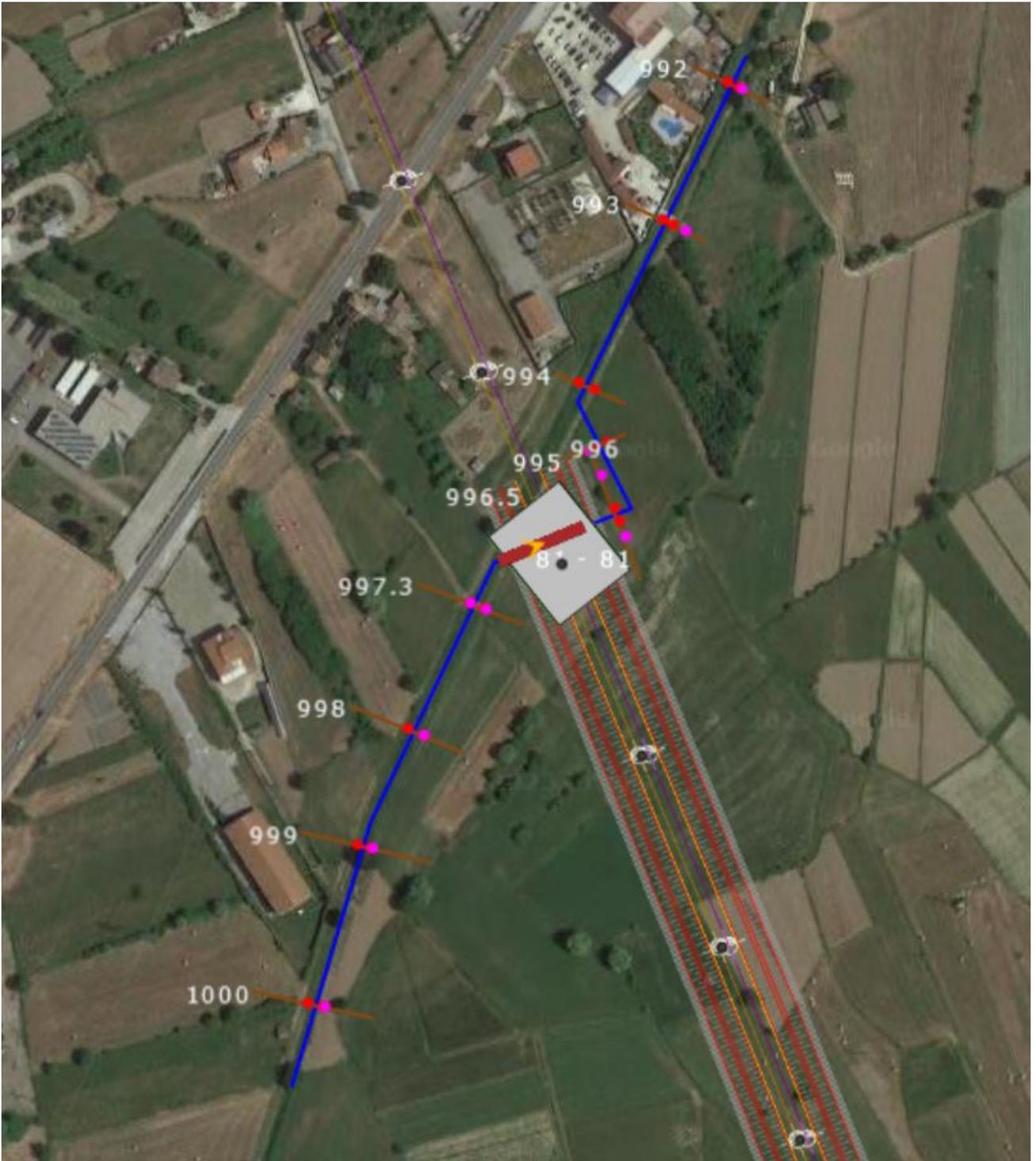
$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1.486AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:

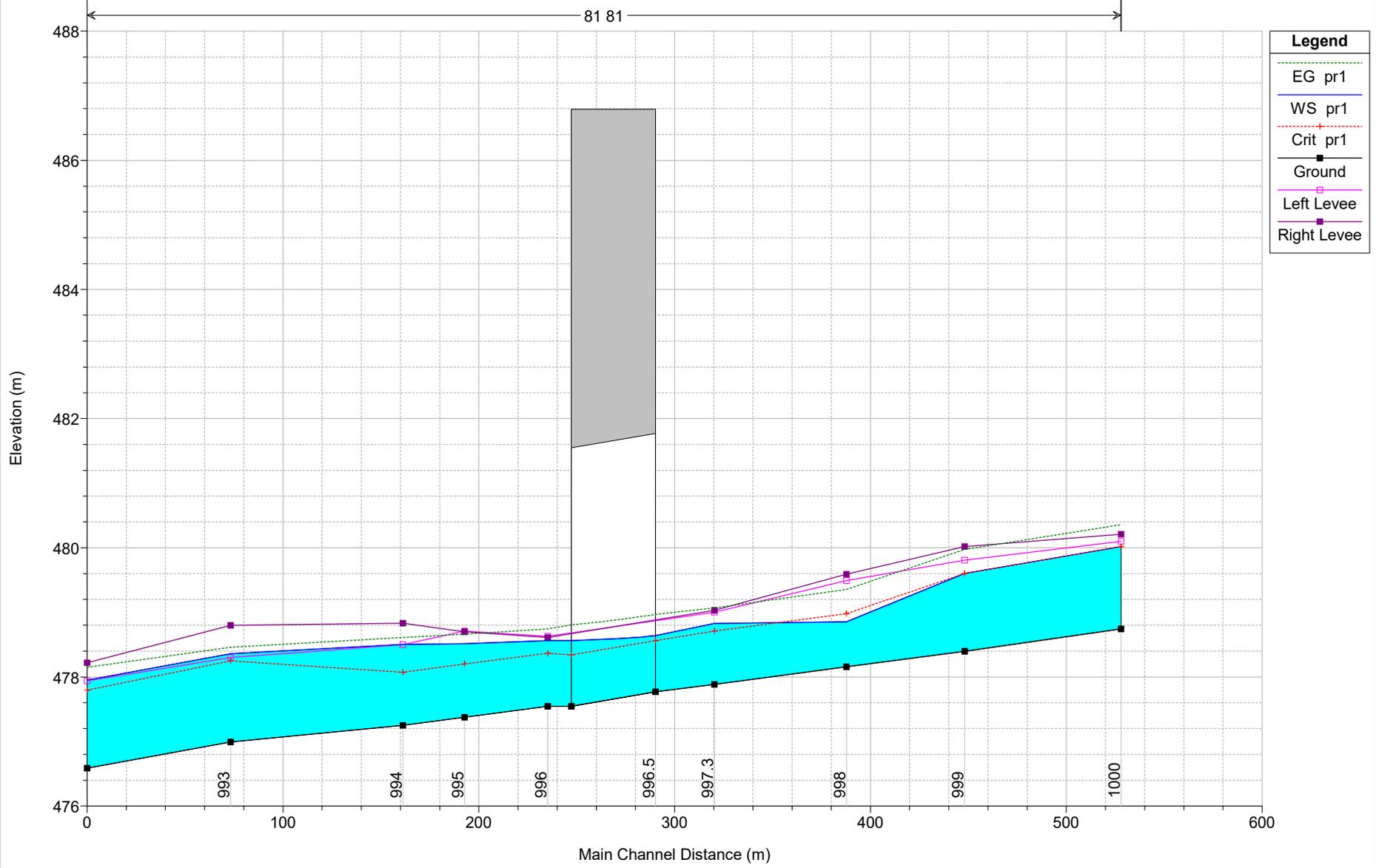
- h_f perdite per attrito
- L lunghezza del tombino
- Q portata
- n coefficiente di scabrezza di Manning
- A area della sezione di flusso
- R raggio idraulico.

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.

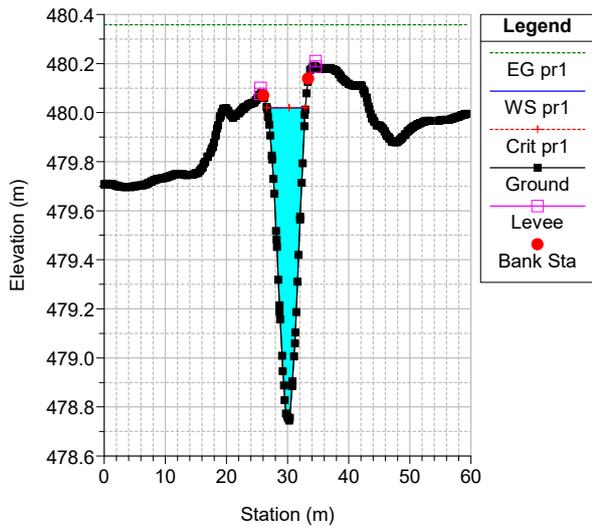
Bacino 81



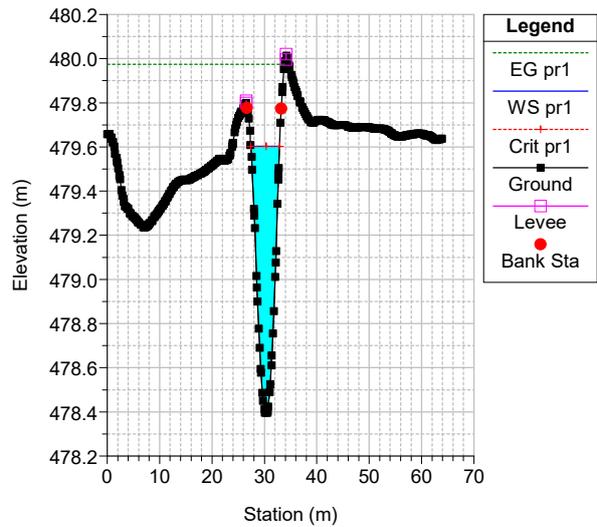
HEC-RAS Model Plan: Plan 05



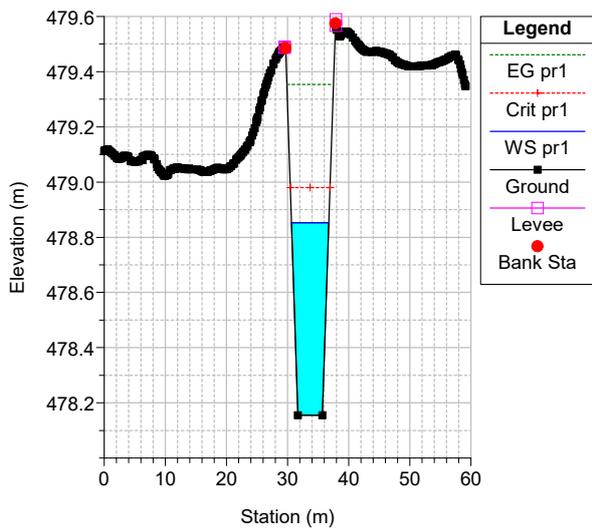
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 1000



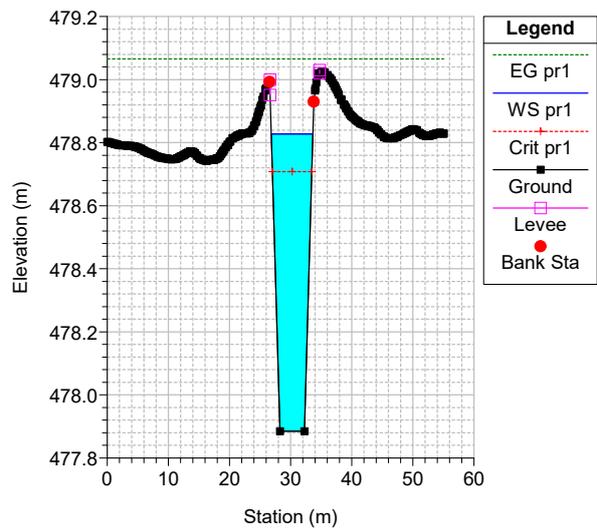
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 999



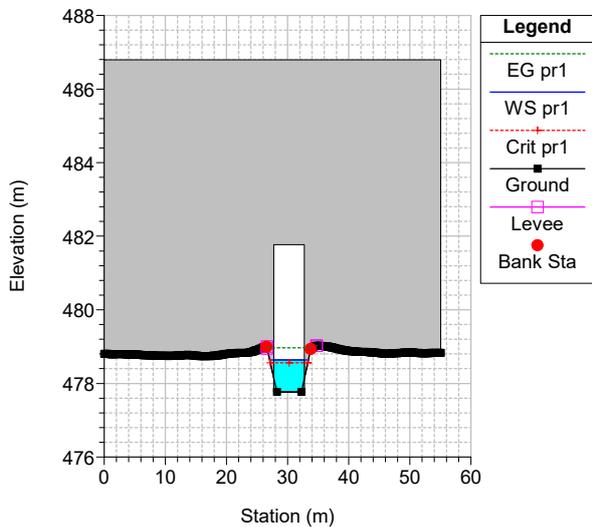
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 998



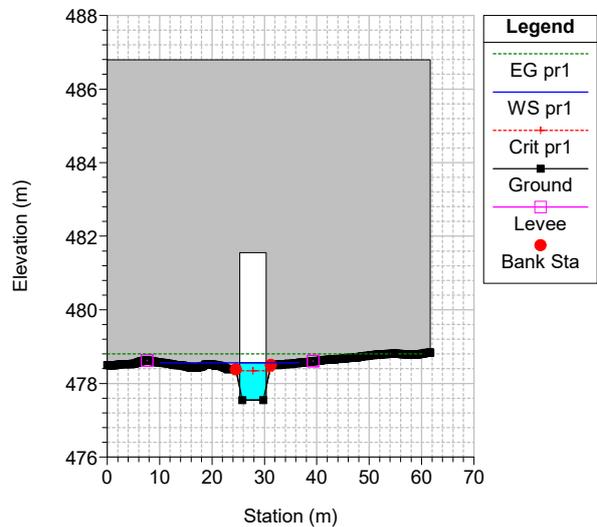
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 997.3



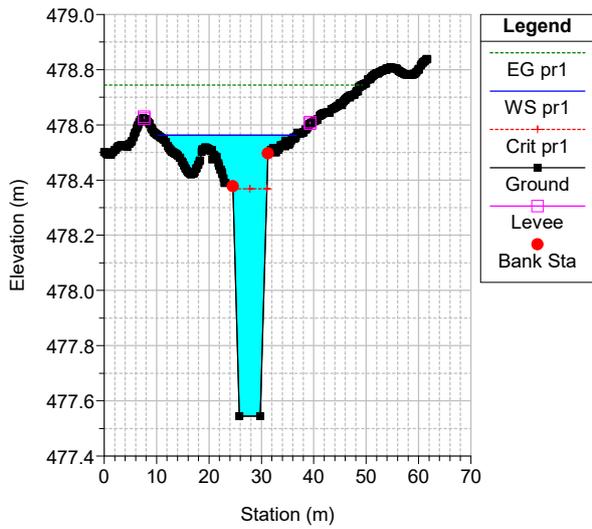
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 996.5 Culv



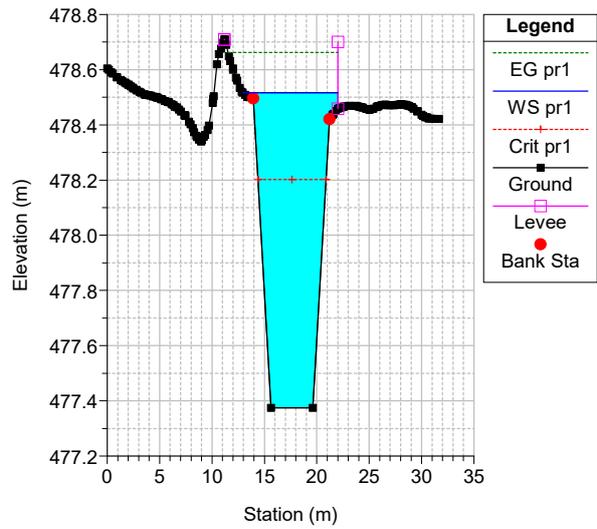
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 996.5 Culv



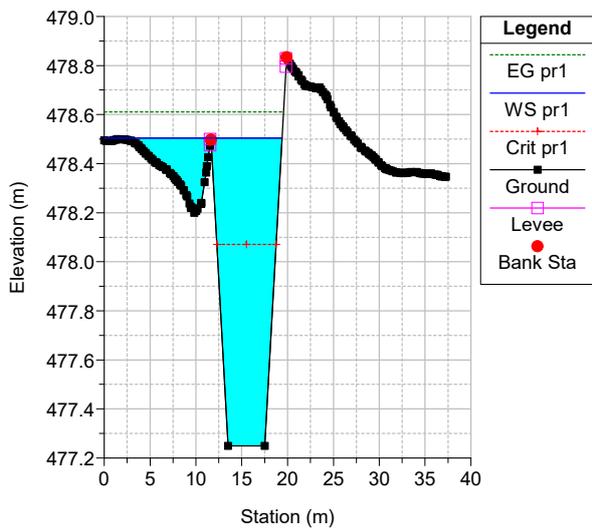
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 996



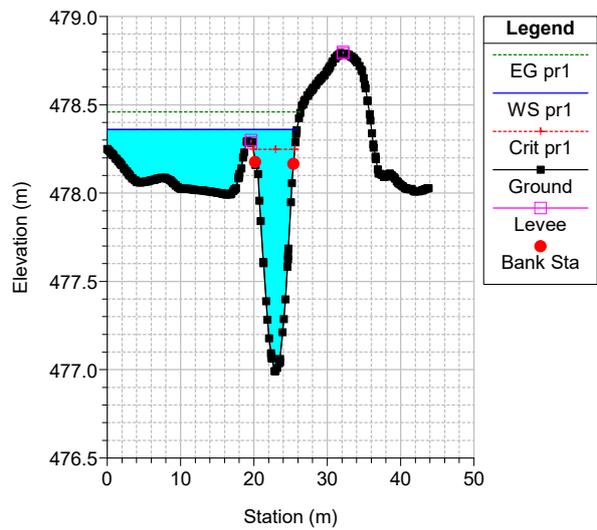
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 995



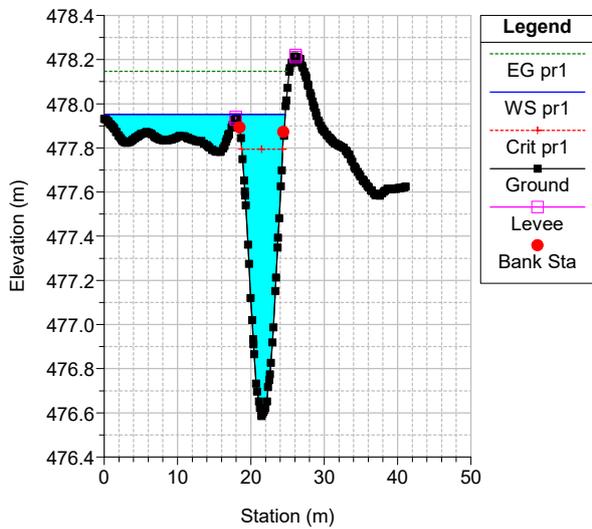
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 994



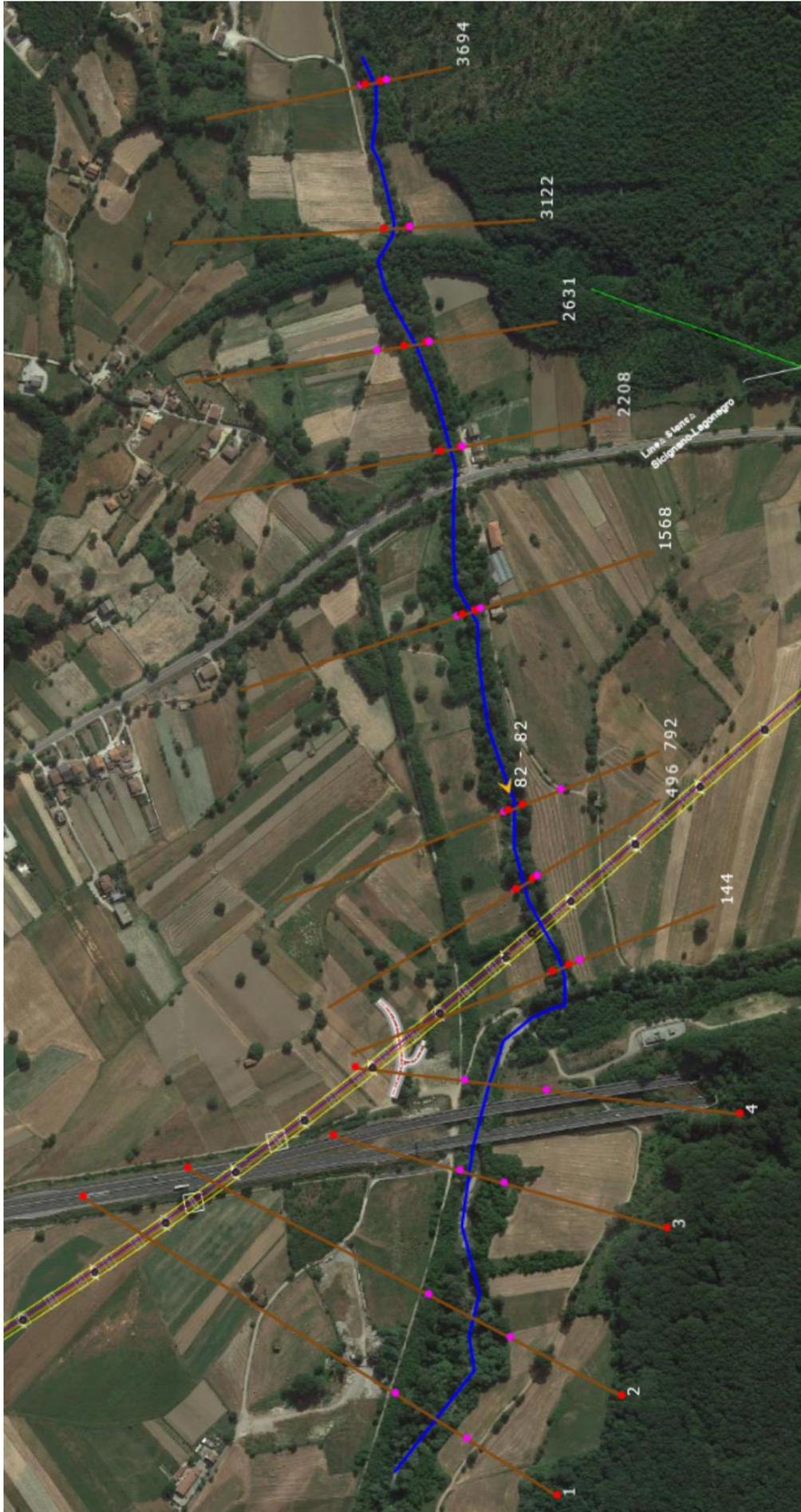
HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 993



HEC-RAS Model Plan: Plan 05
River = 81 Reach = 81 RS = 992

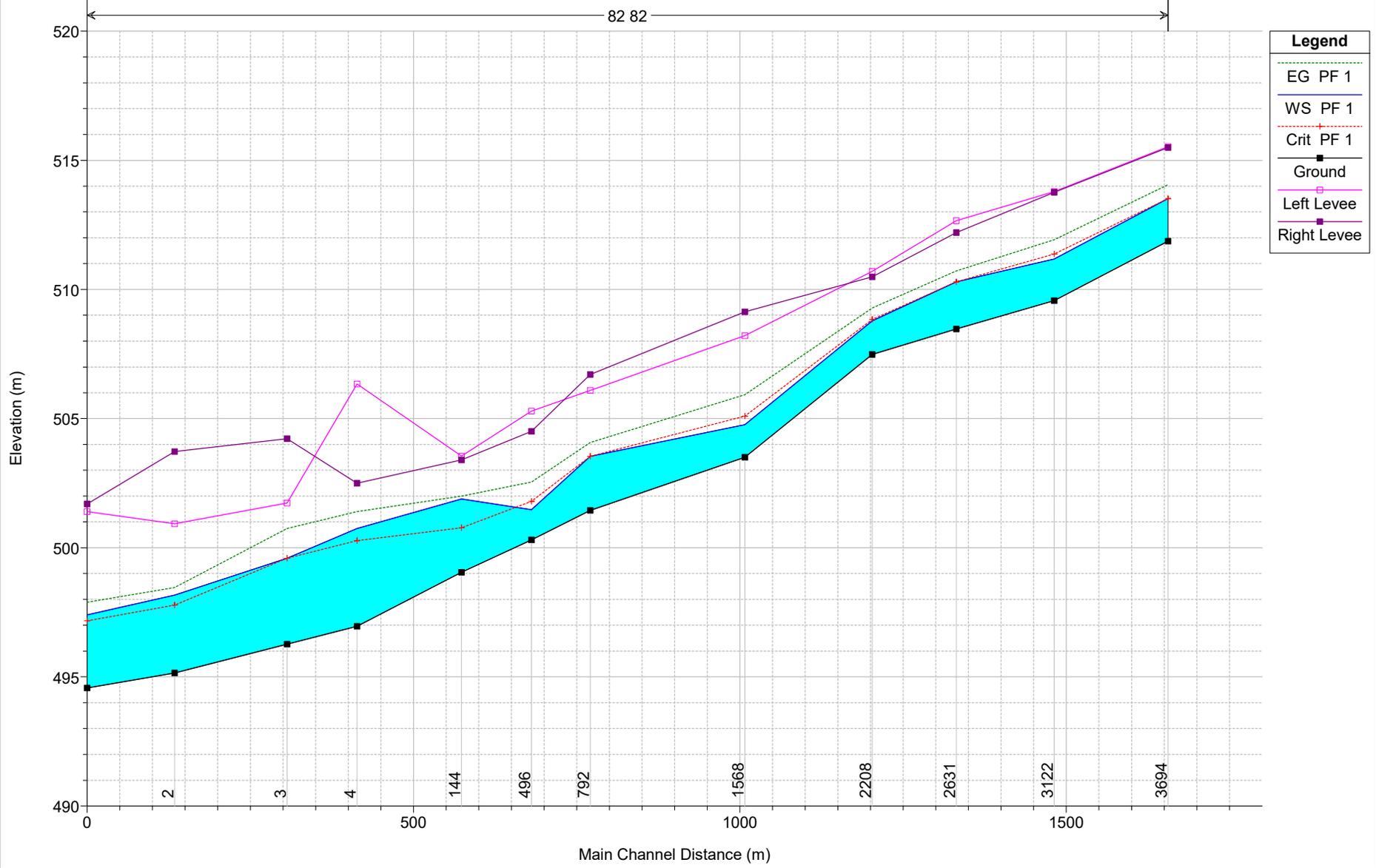


Bacino 82

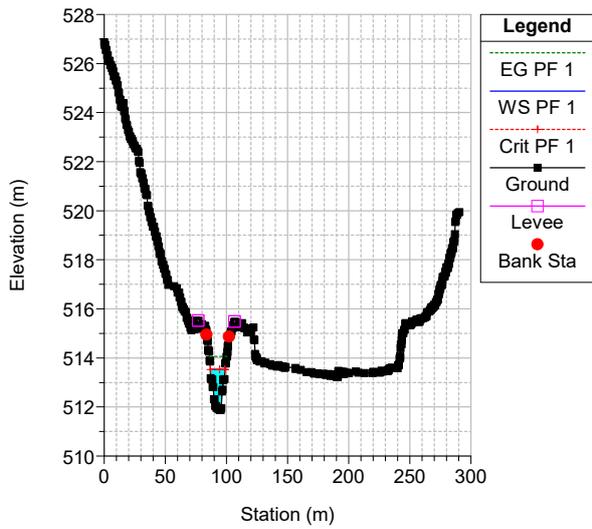


44-84 Plan: TR200_82

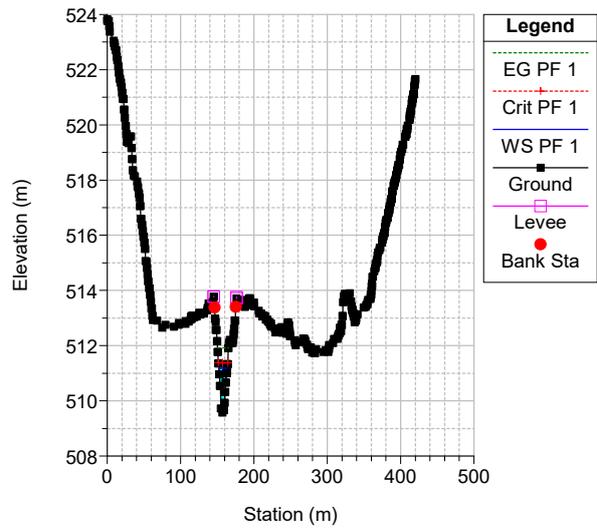
82 82



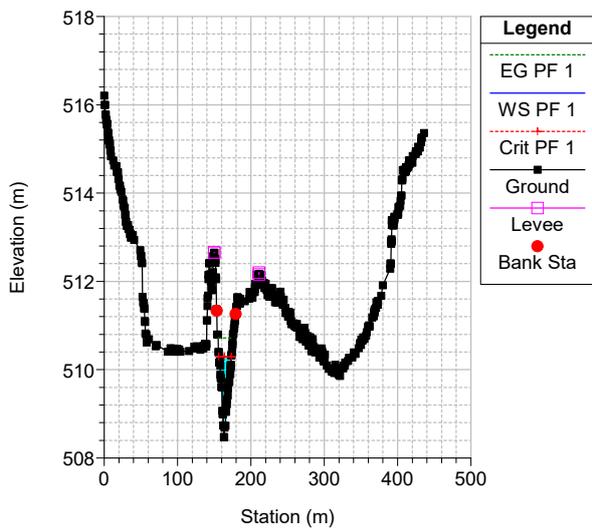
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 3694



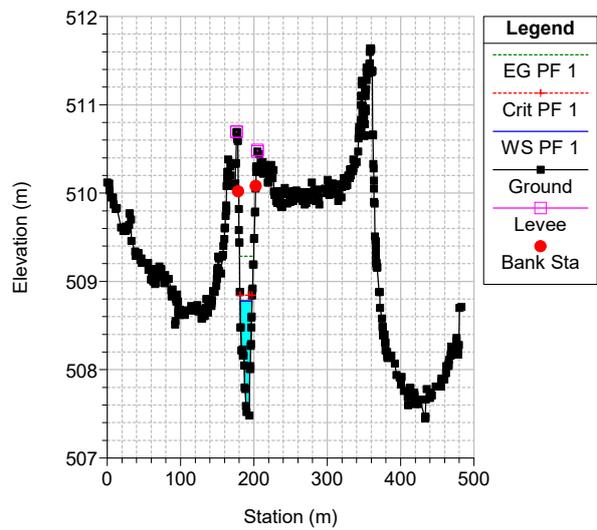
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 3122



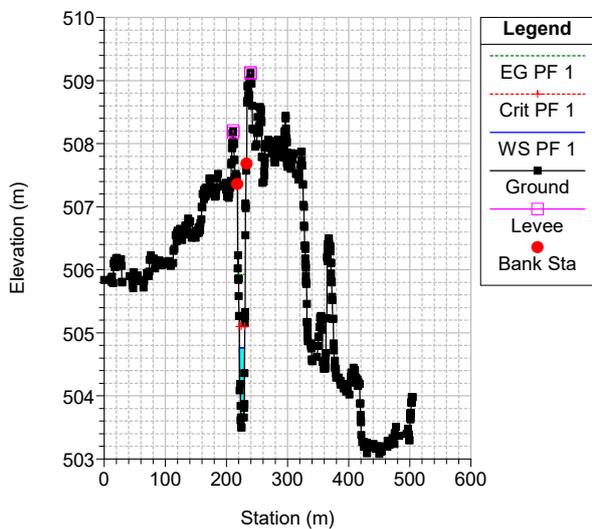
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 2631



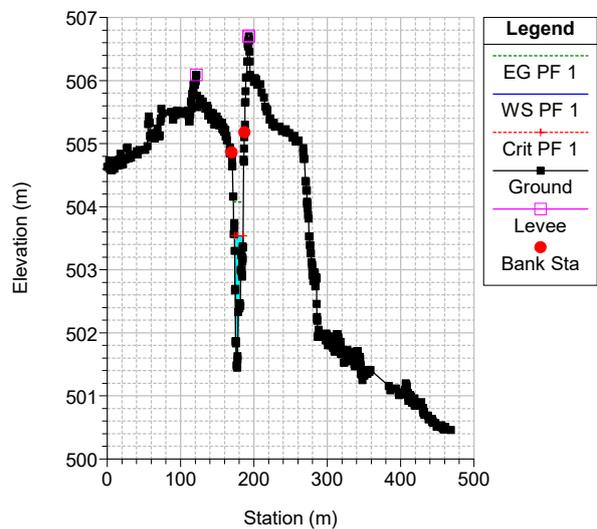
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 2208



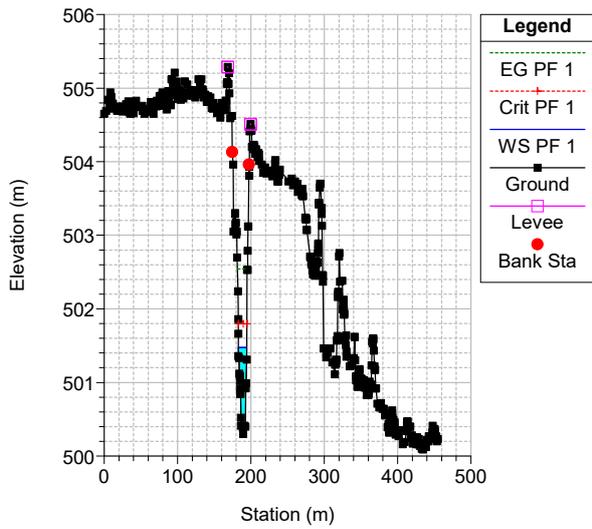
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 1568



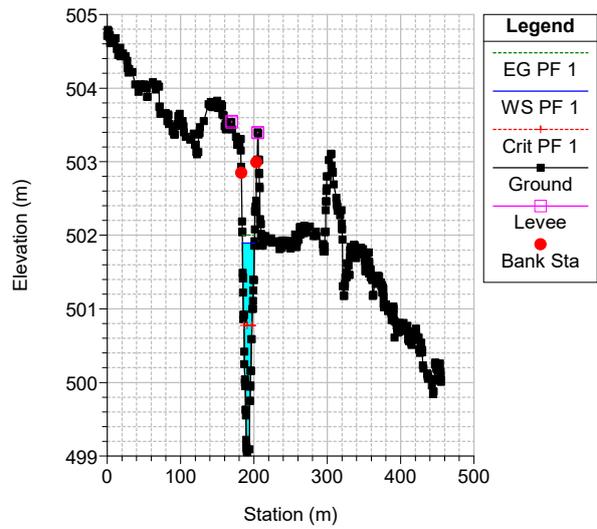
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 792



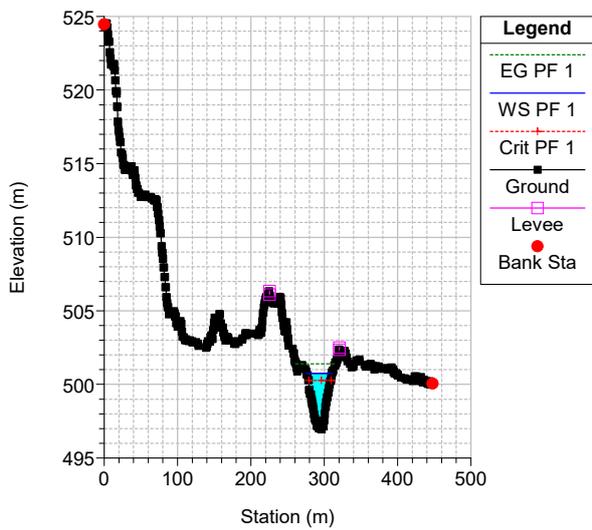
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 496



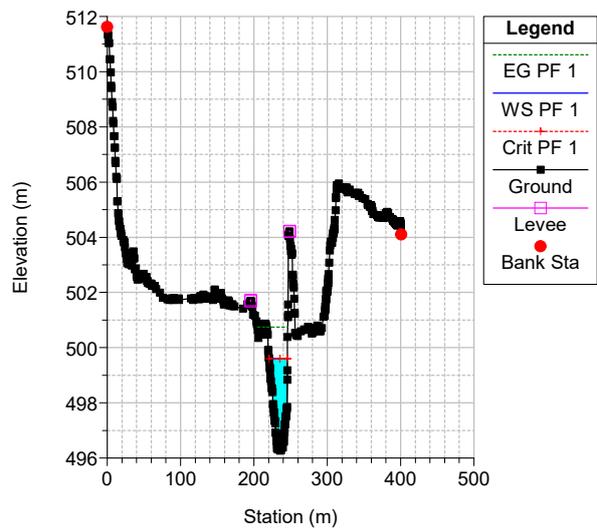
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 144



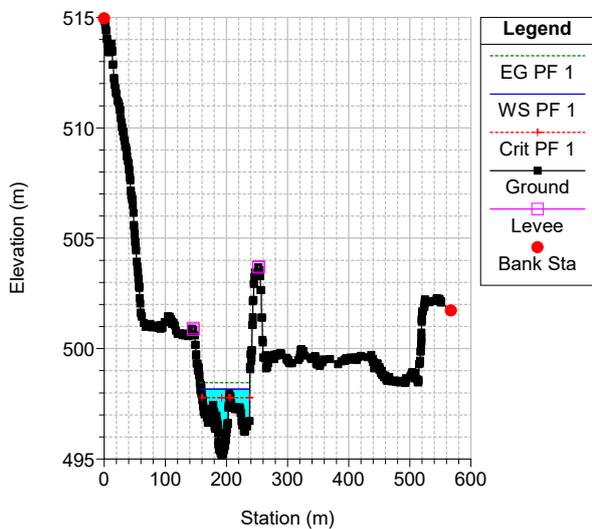
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 4



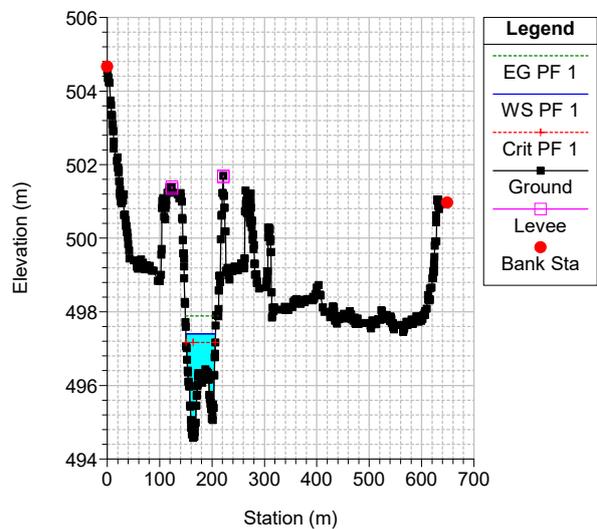
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 3



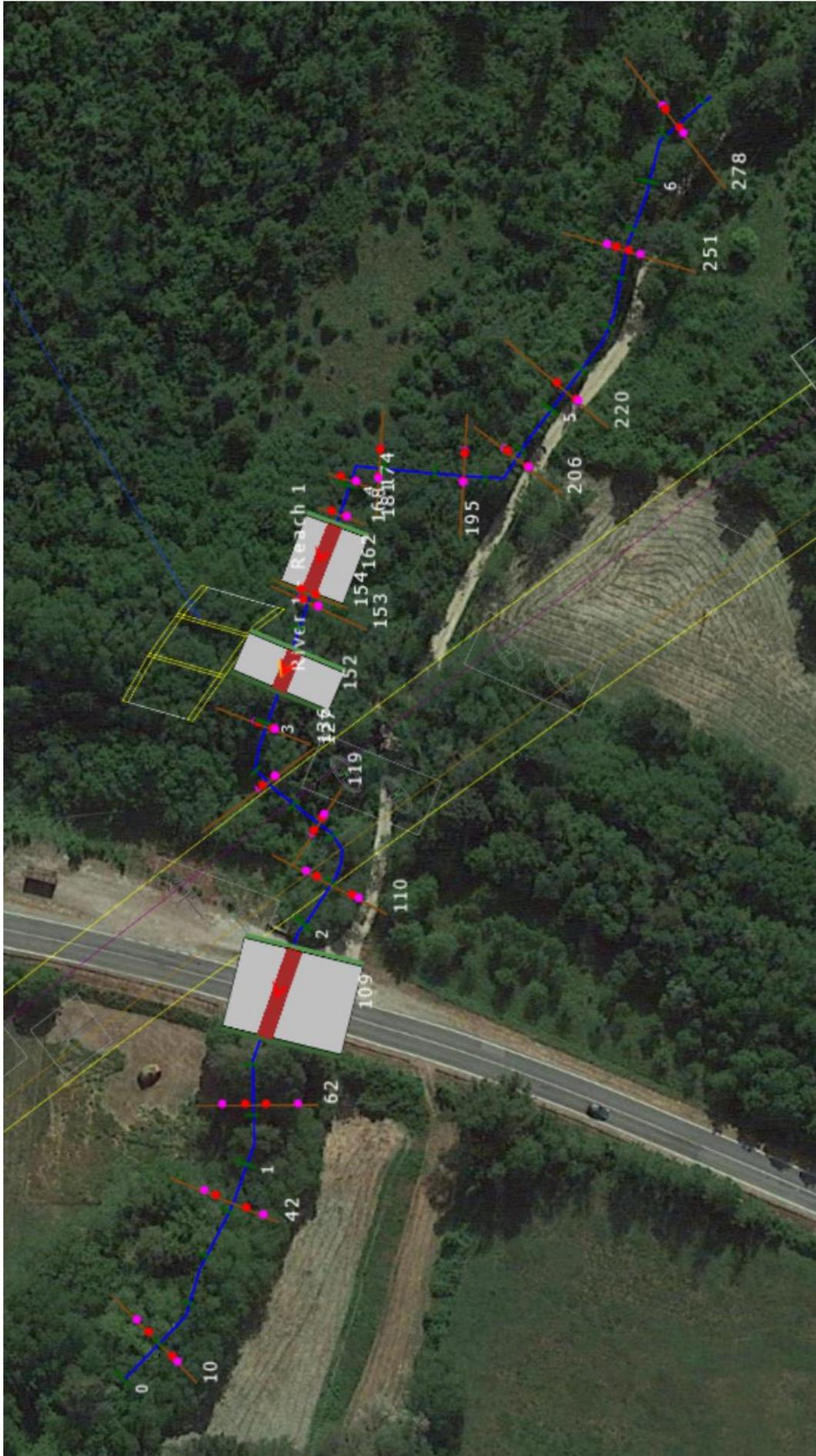
44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 2



44-84 Plan: TR200_82
River = 82 Reach = 82 RS = 1

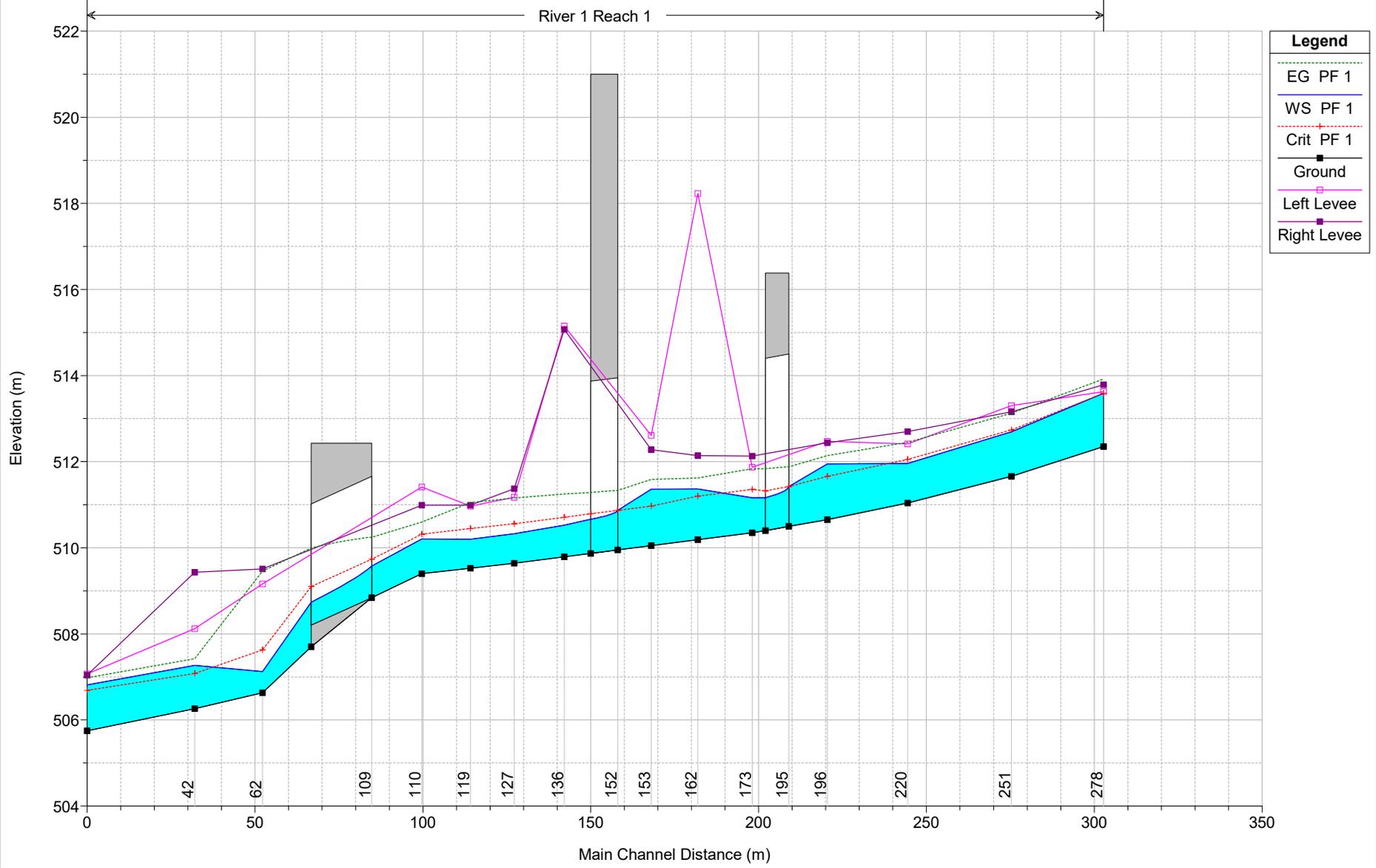


Bacino 83

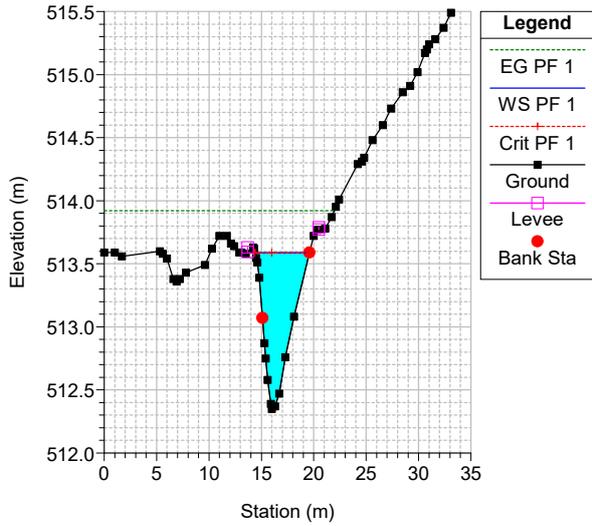


Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale

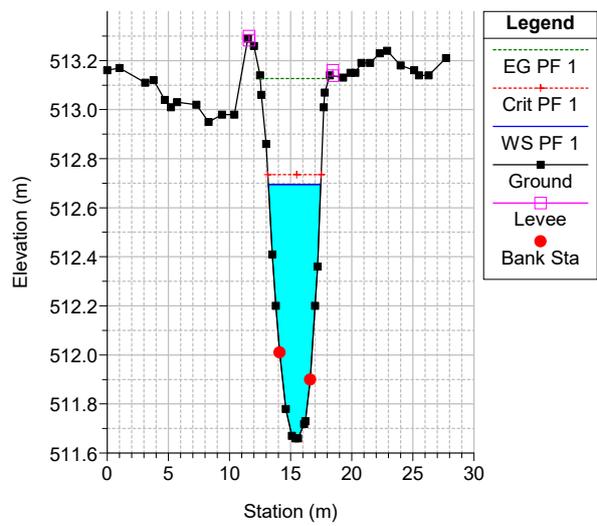
River 1 Reach 1



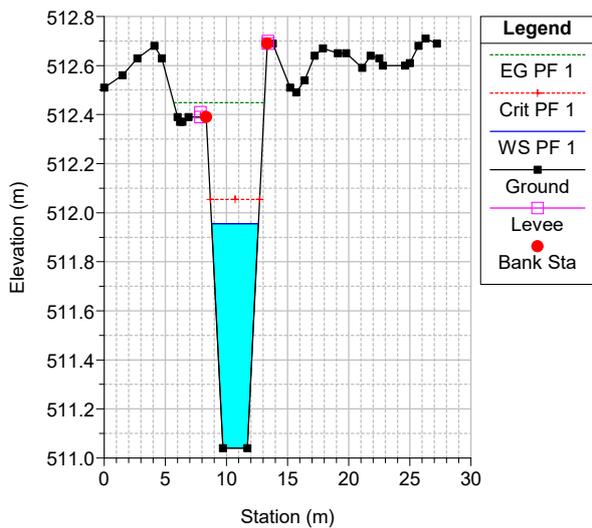
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 278



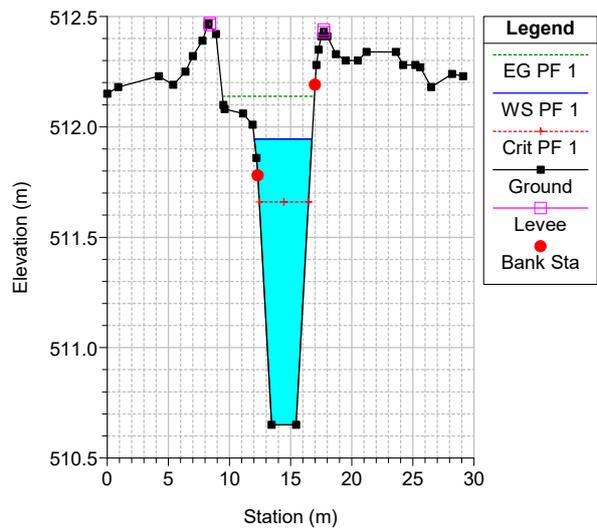
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 251



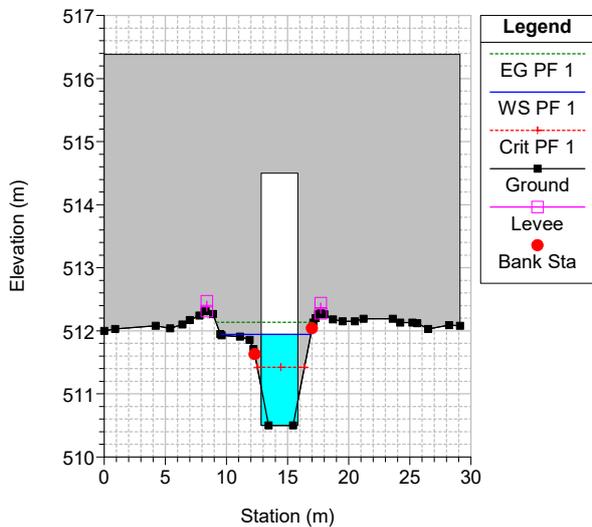
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 220



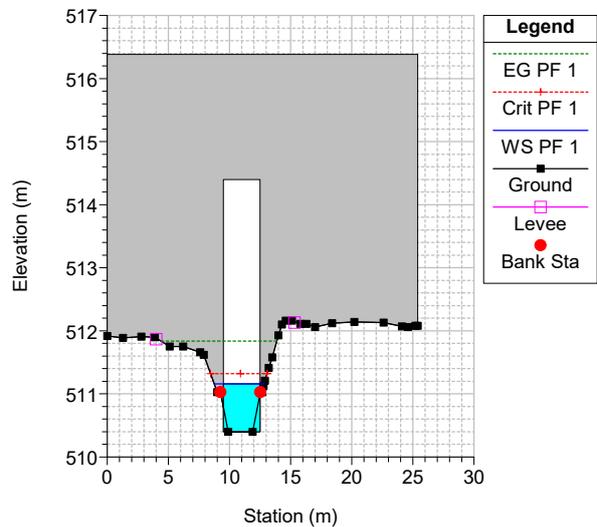
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 196



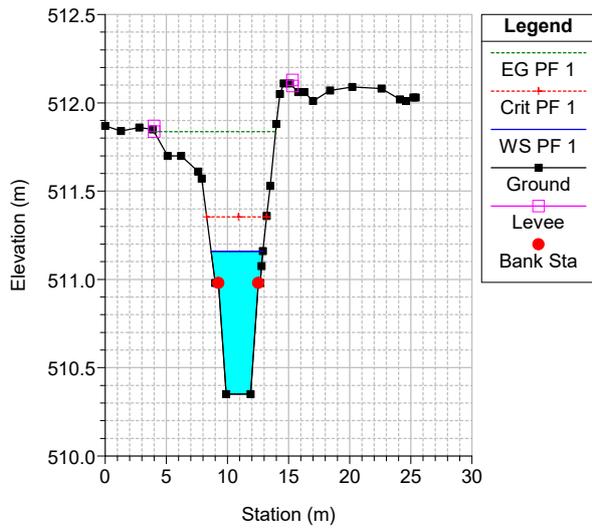
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 195 Culv



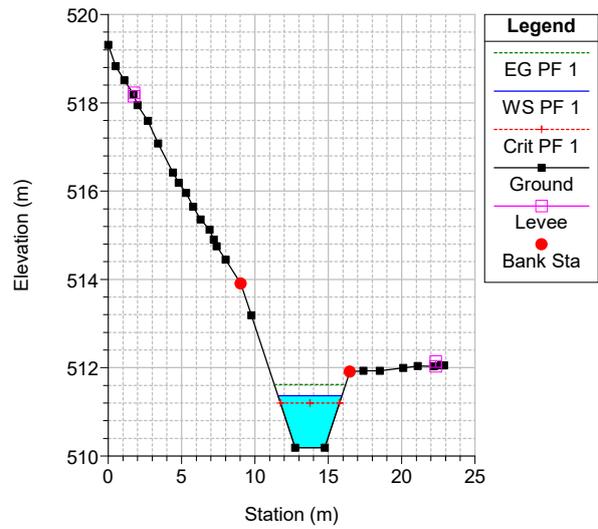
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 195 Culv



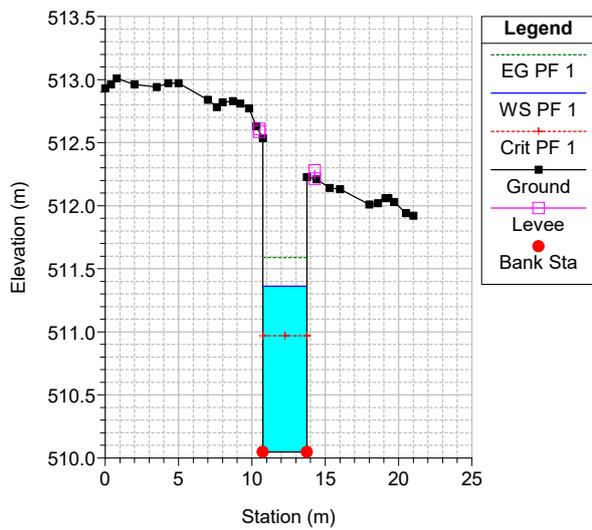
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 173



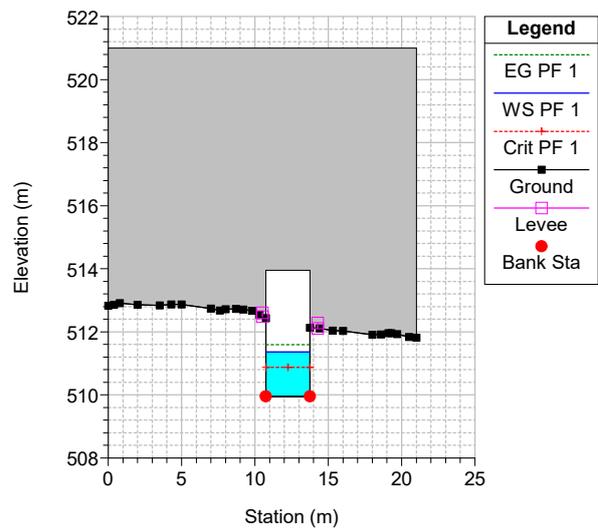
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 162



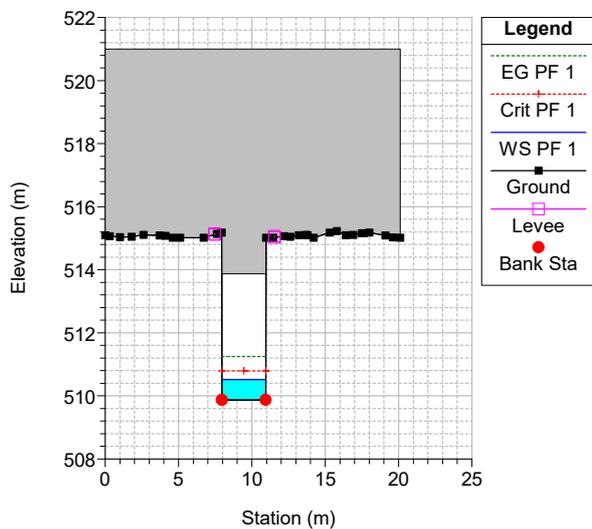
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 153



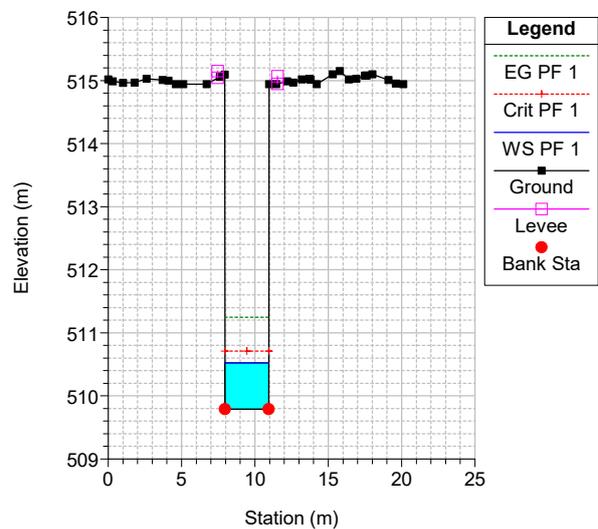
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 152 Culv



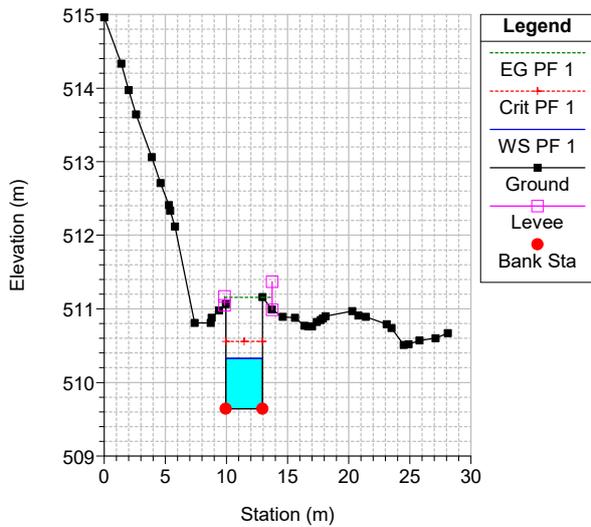
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 152 Culv



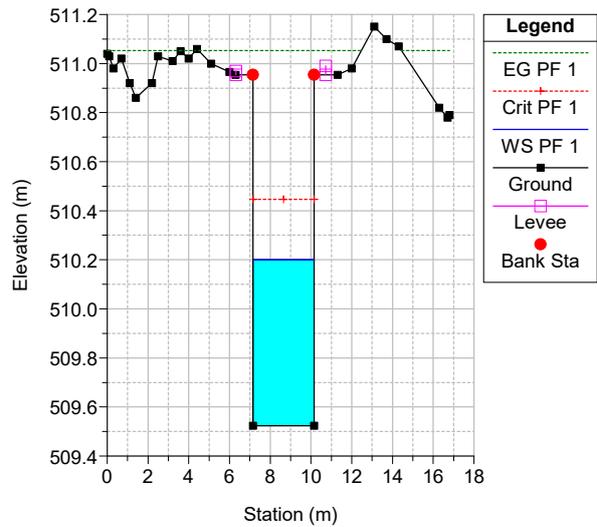
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 136



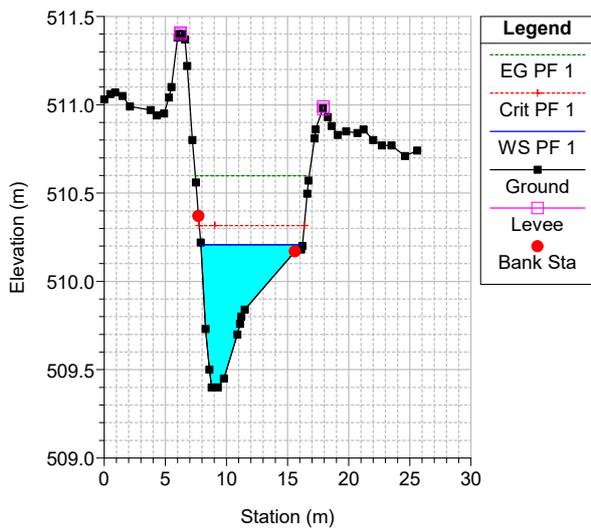
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 127



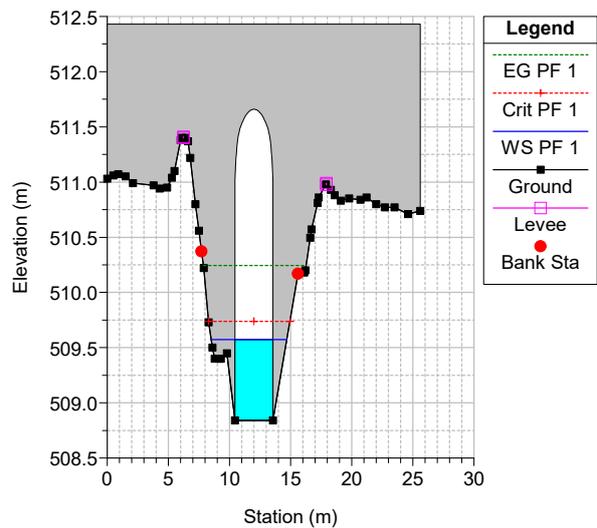
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 119



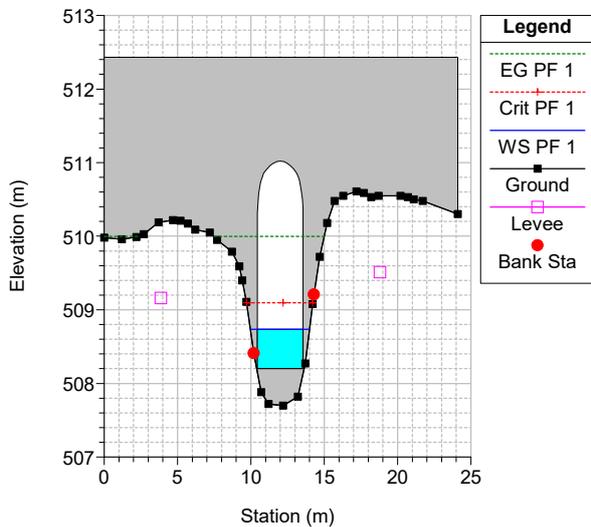
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 110



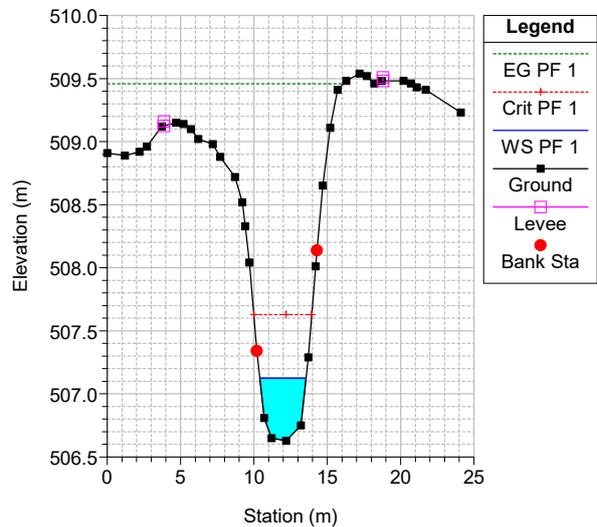
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 109 Culv



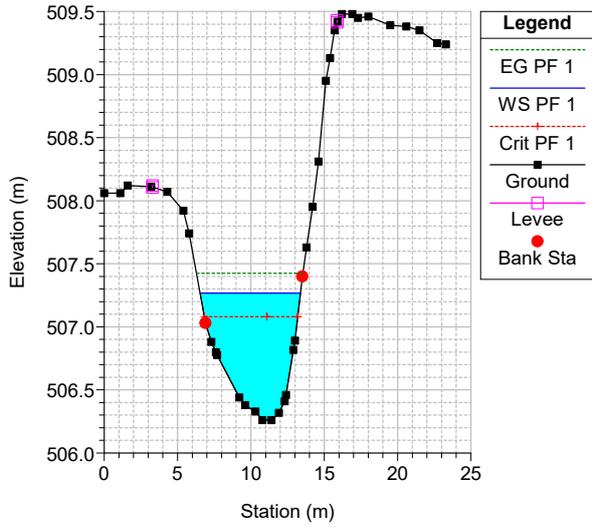
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 109 Culv



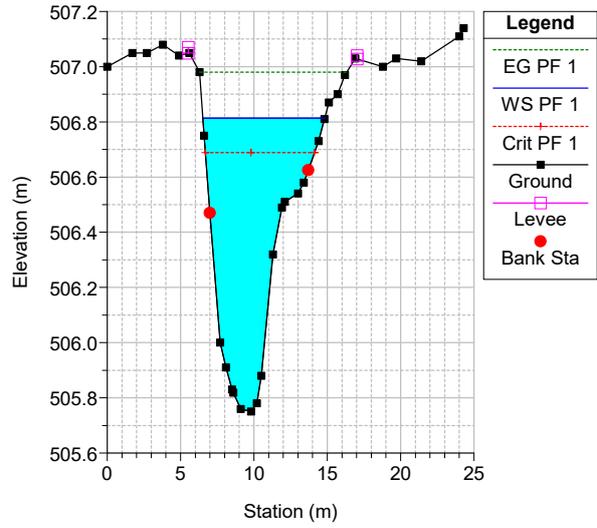
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 62



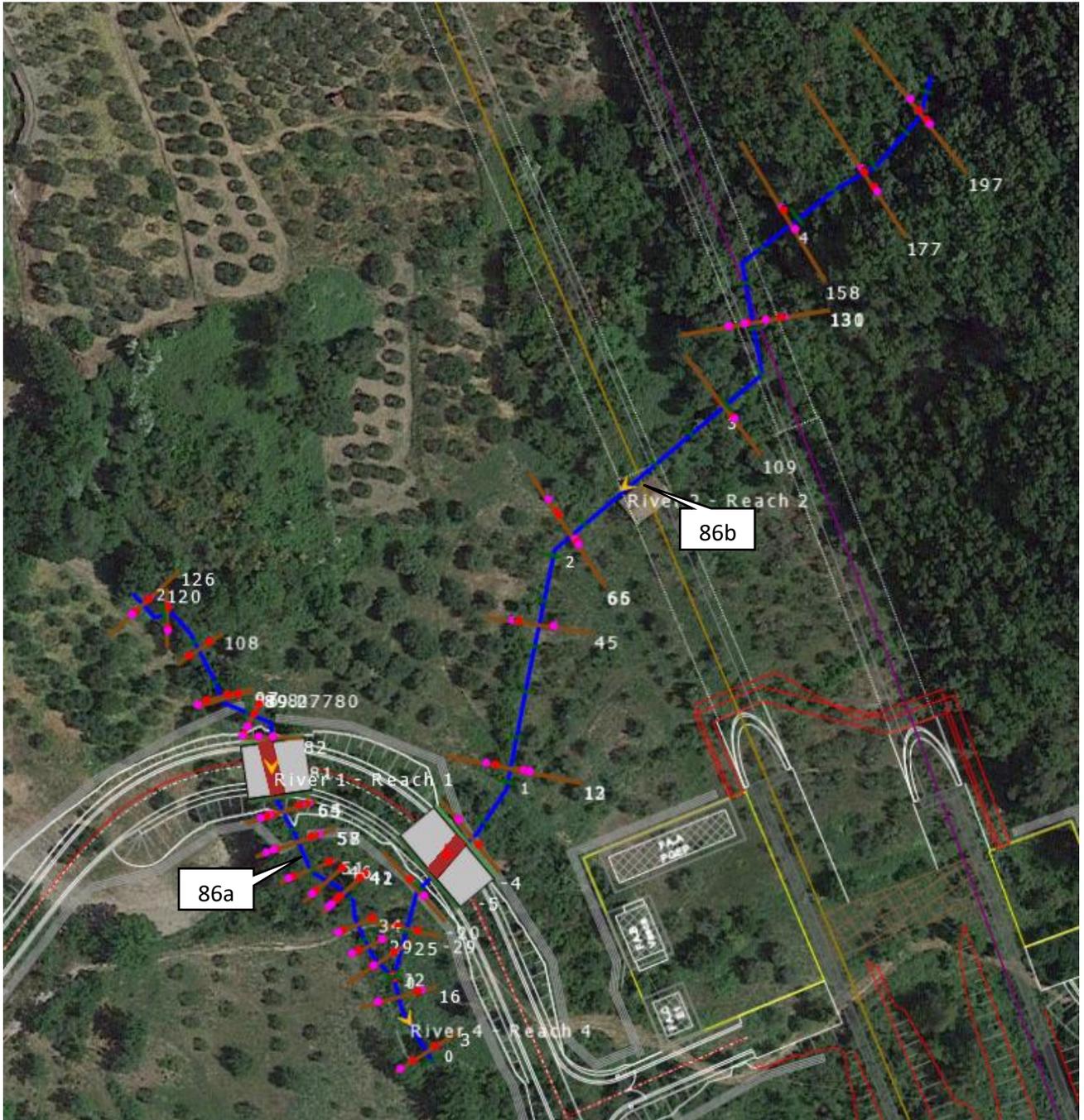
Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 42



Bacino 83 Plan: SDP_TR200_finale
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 10



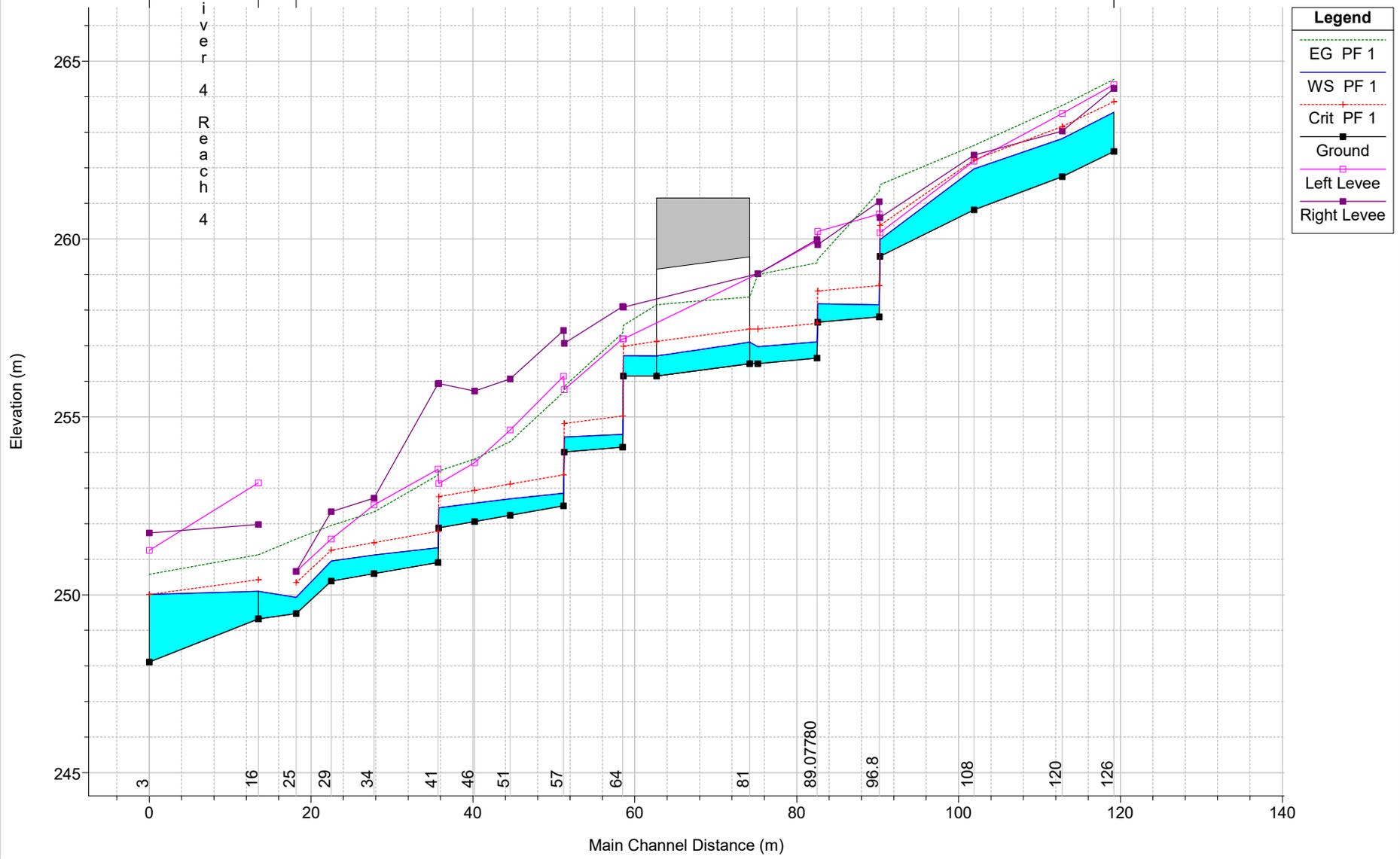
Bacino 86a-b



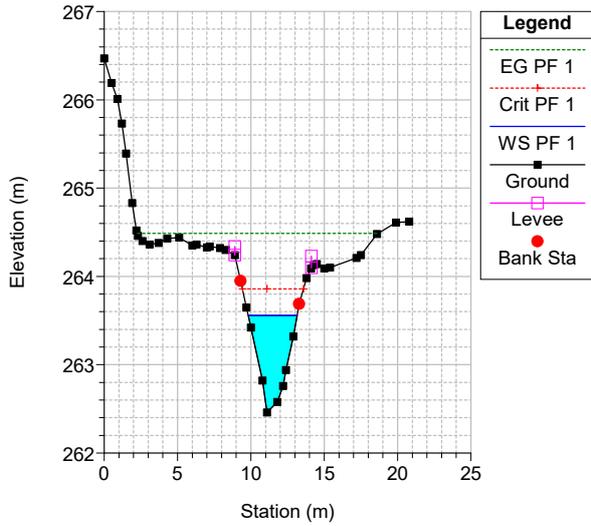
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3

River 1 Reach 1

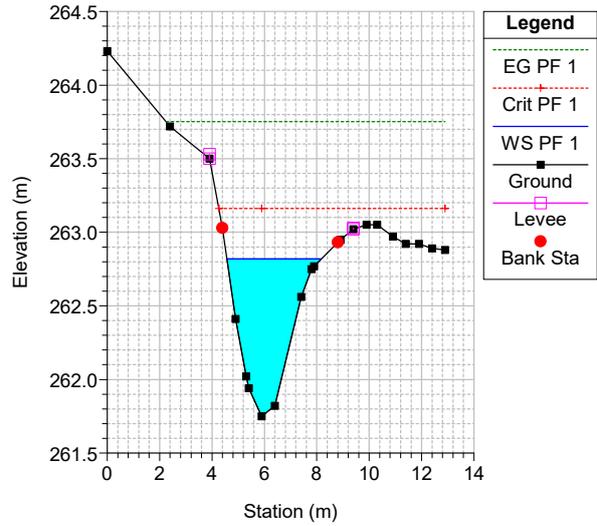
River 4 Reach 4



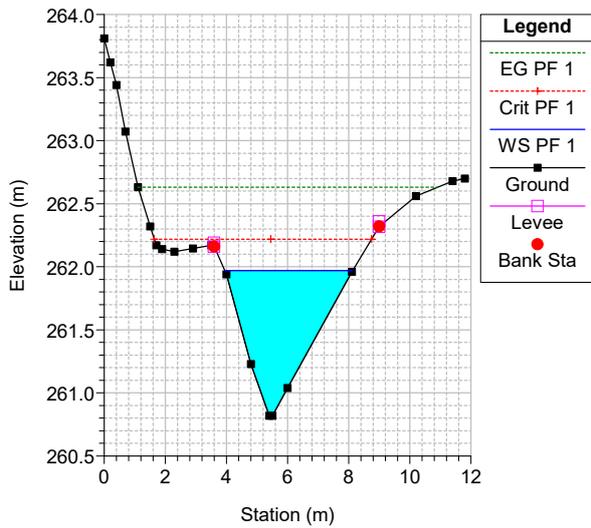
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 126



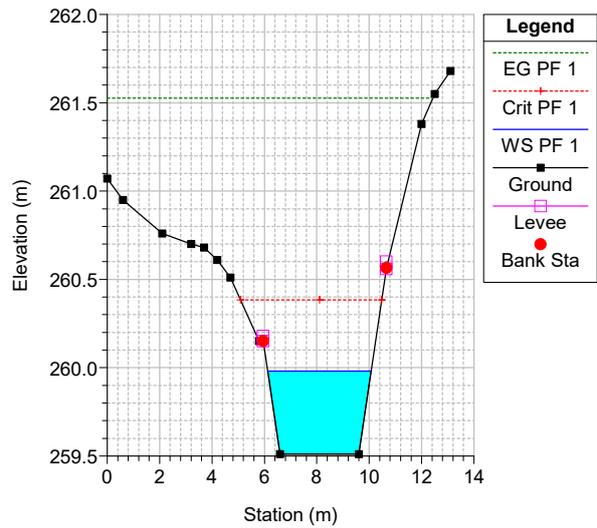
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 120



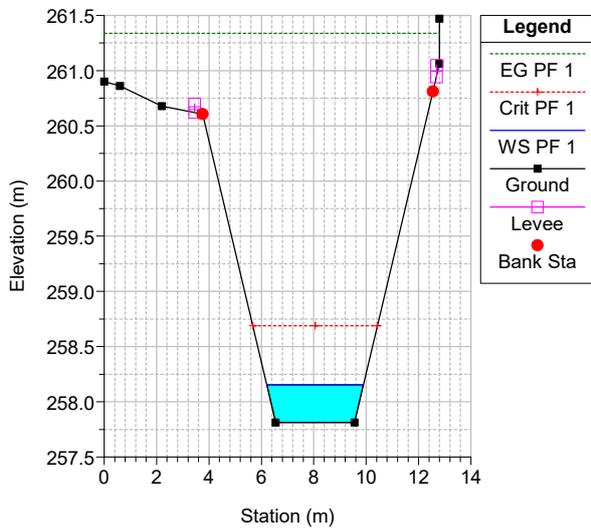
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 108



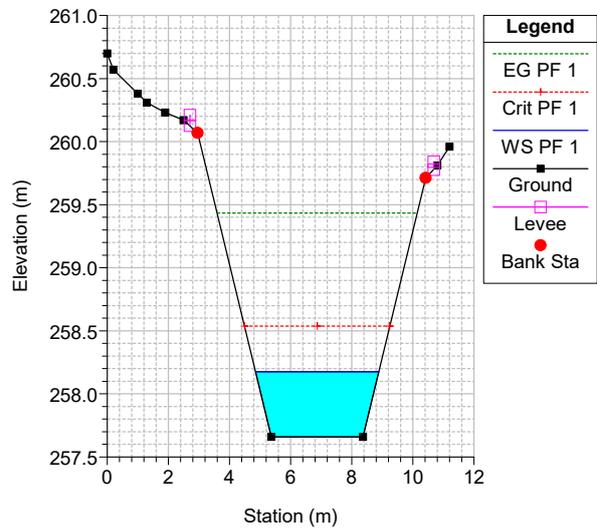
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 97



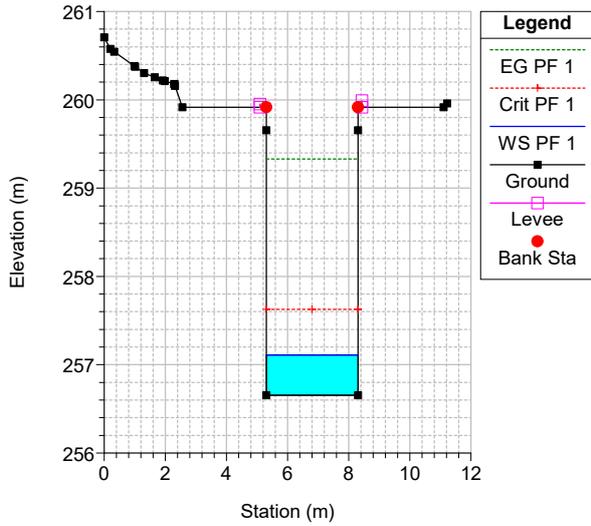
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 96.8



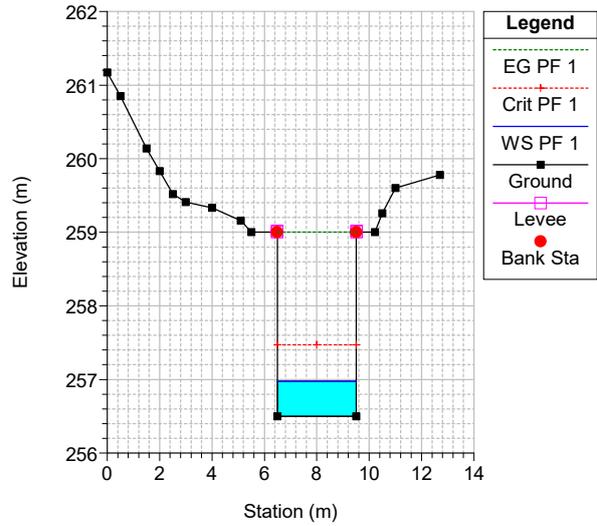
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 89.2



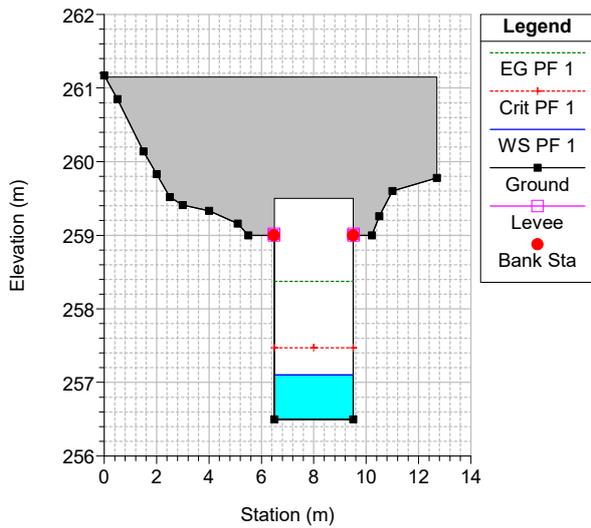
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 89.07780



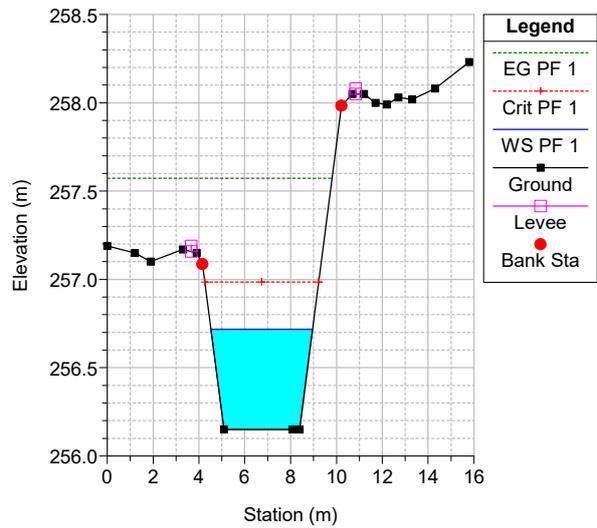
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 82



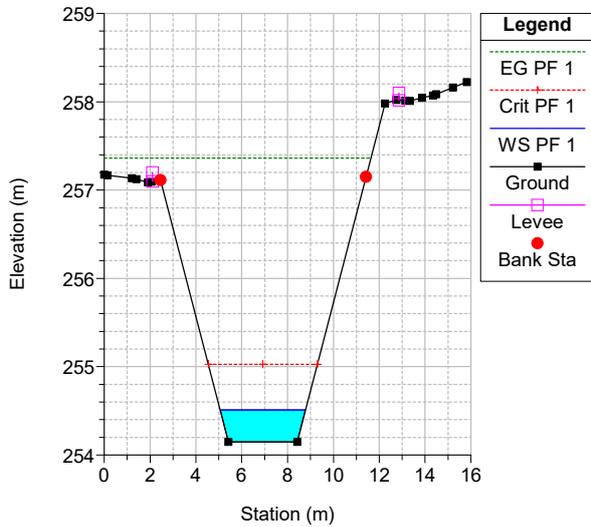
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 81 Culv



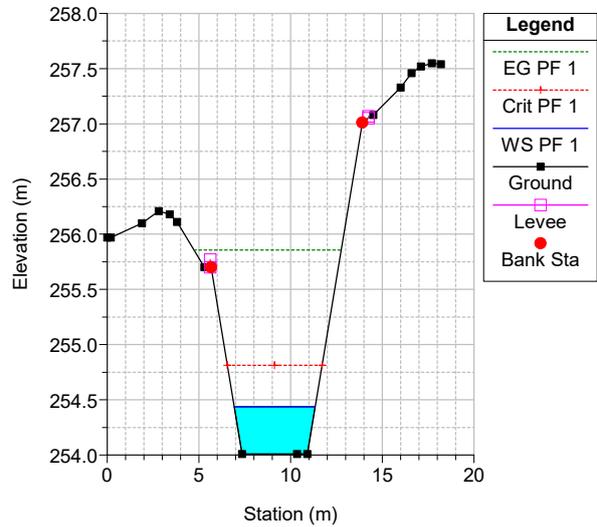
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 65



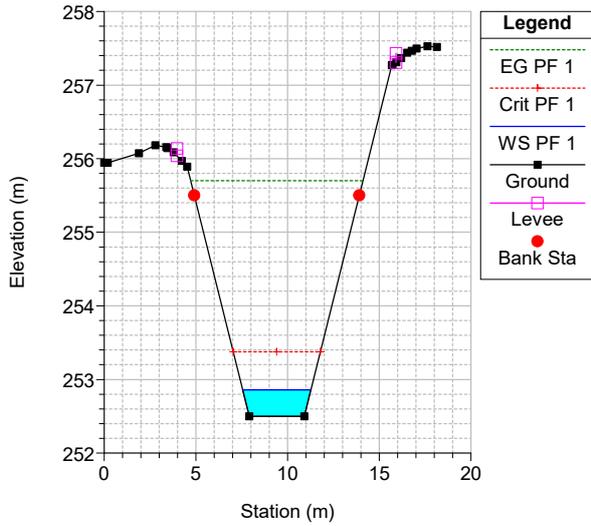
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 64



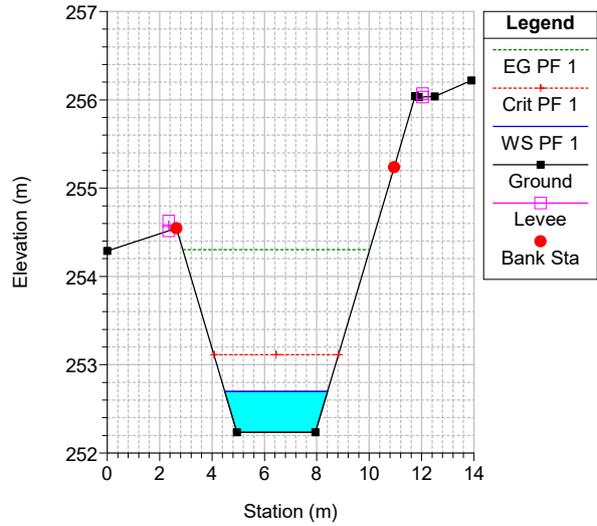
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 58



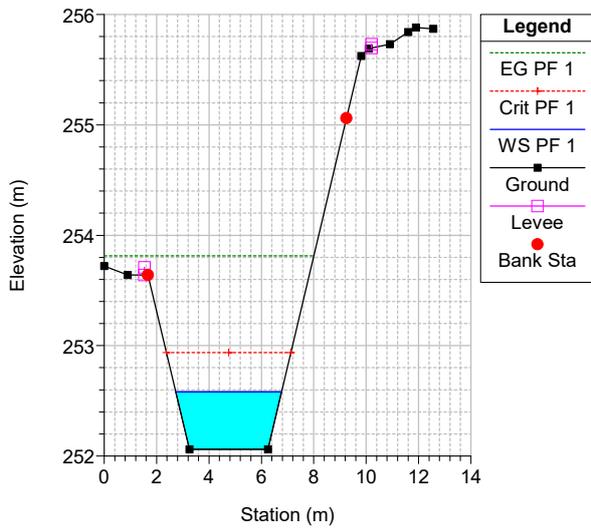
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 57



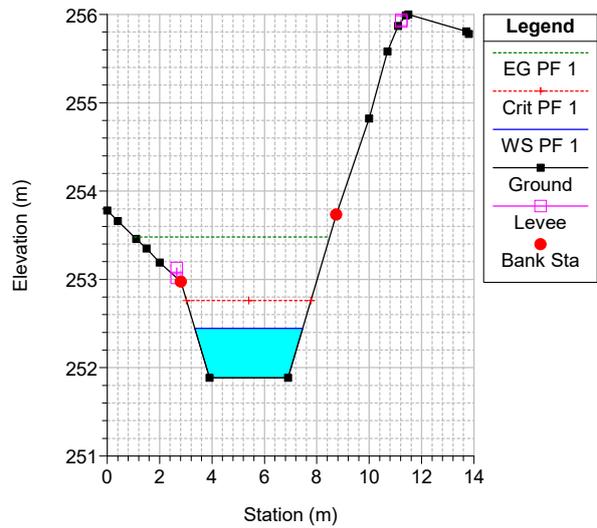
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 51



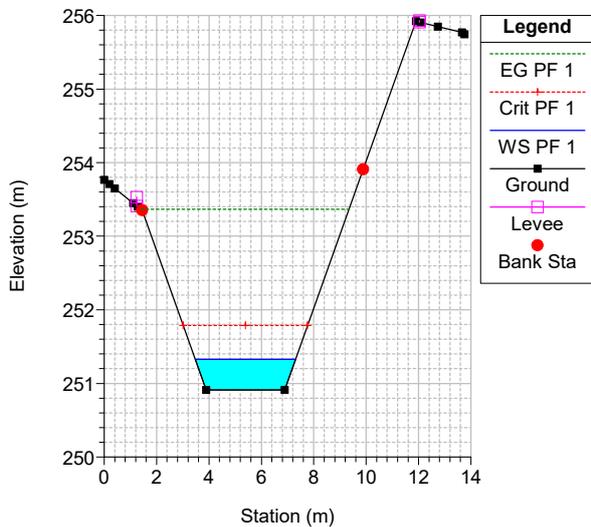
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 46



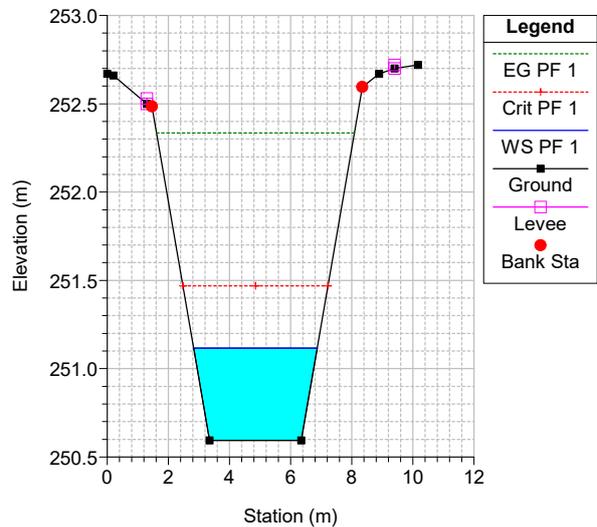
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 42



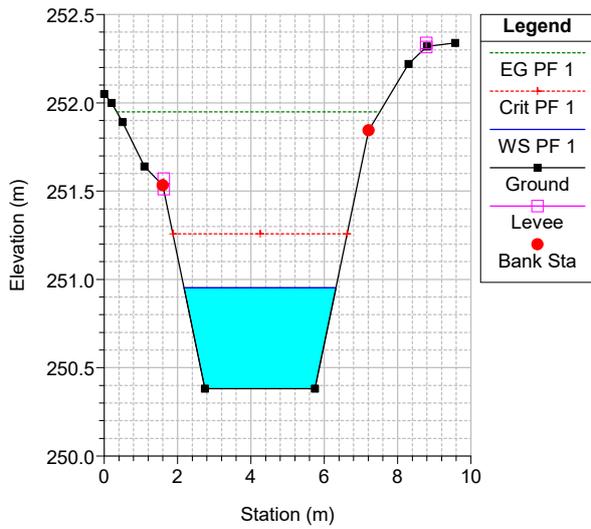
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 41



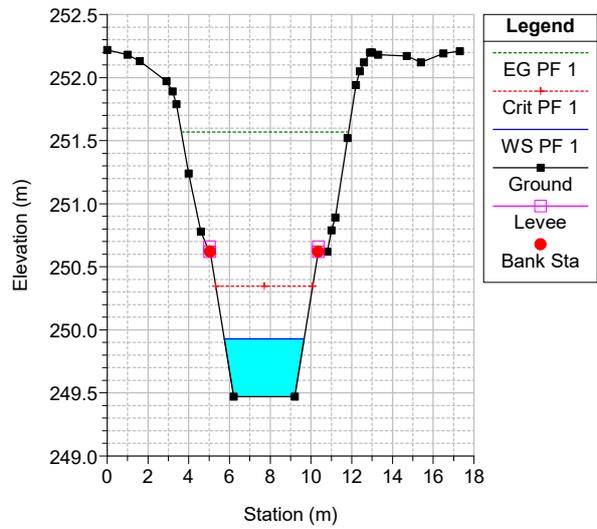
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 34



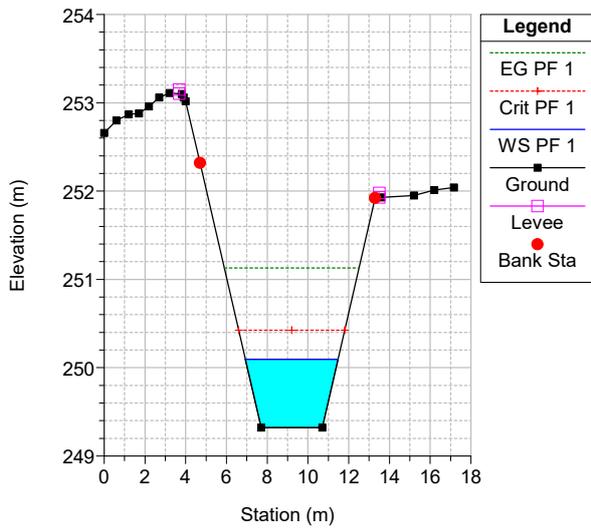
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 29



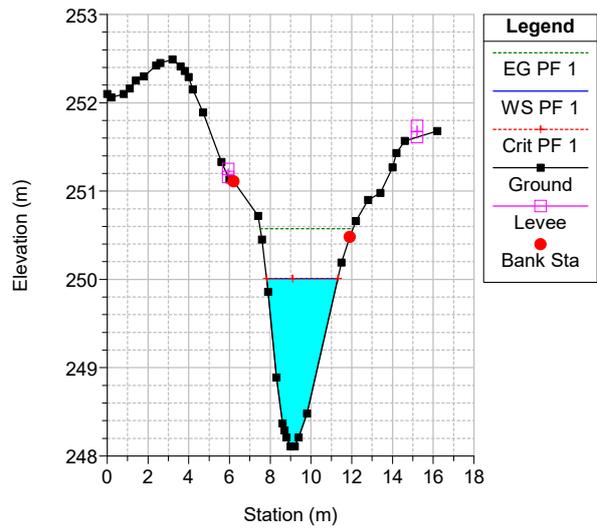
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 25



Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 4 Reach = Reach 4 RS = 16

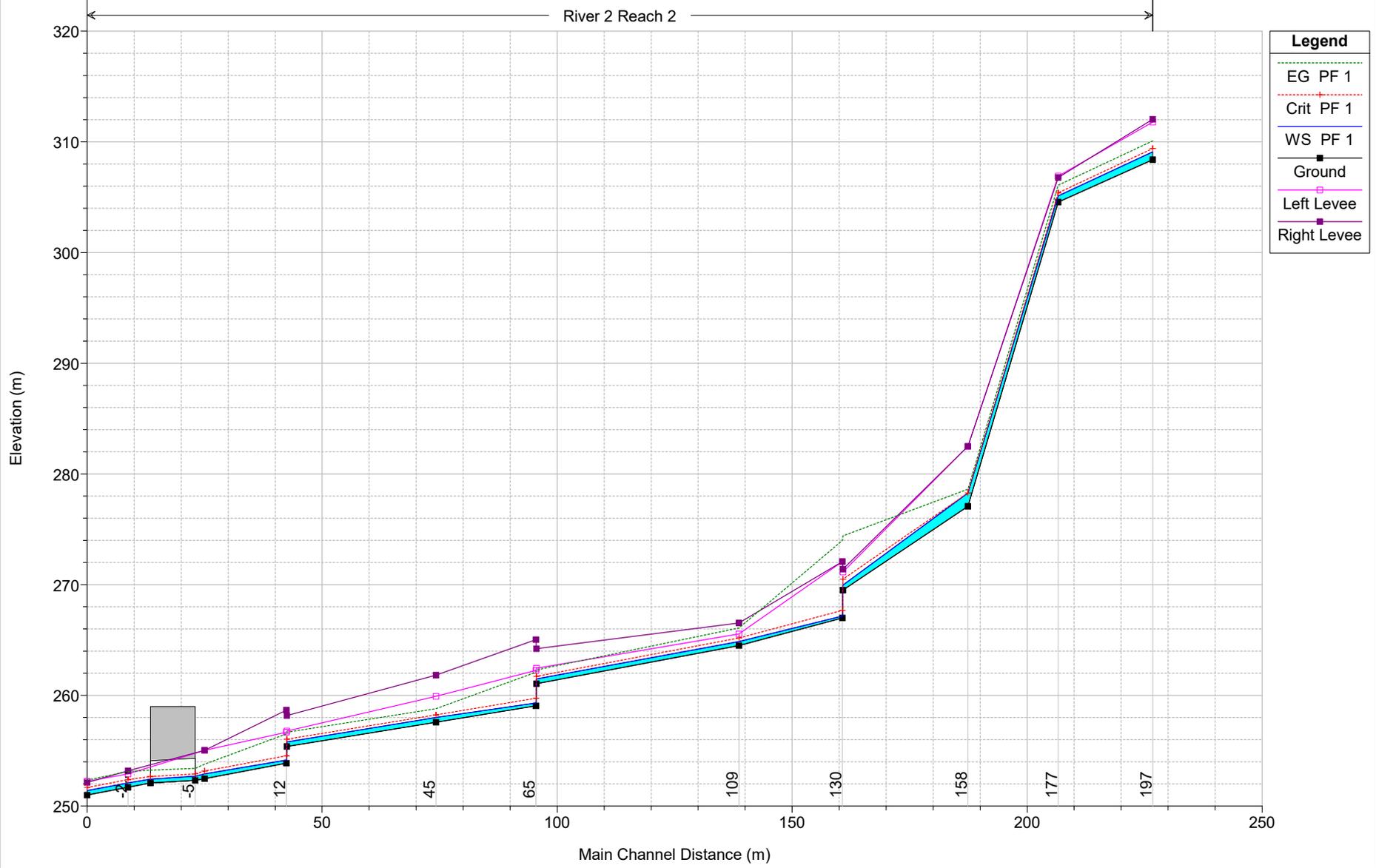


Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 4 Reach = Reach 4 RS = 3

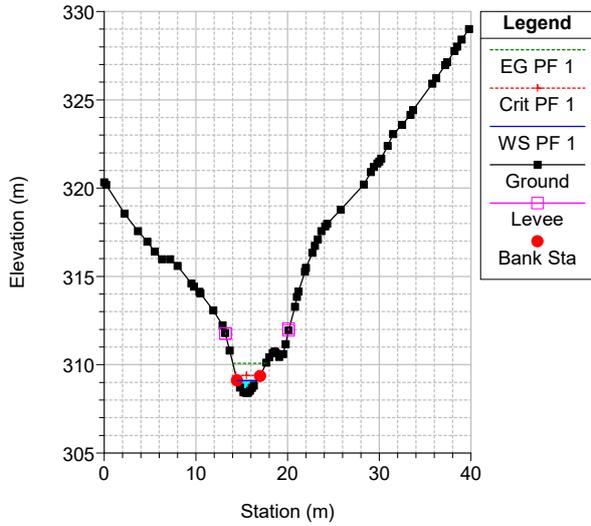


Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3

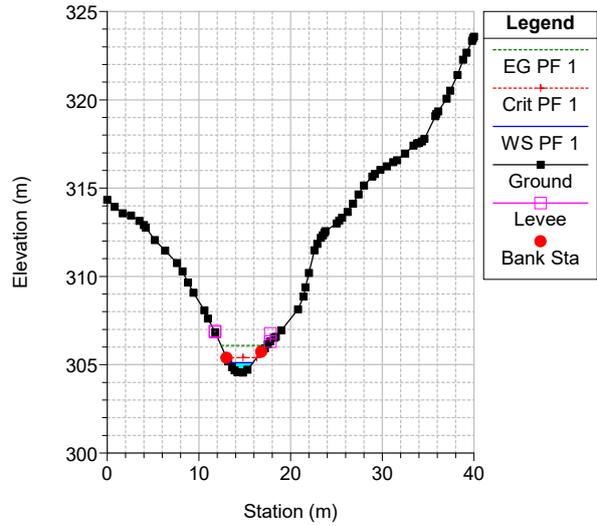
River 2 Reach 2



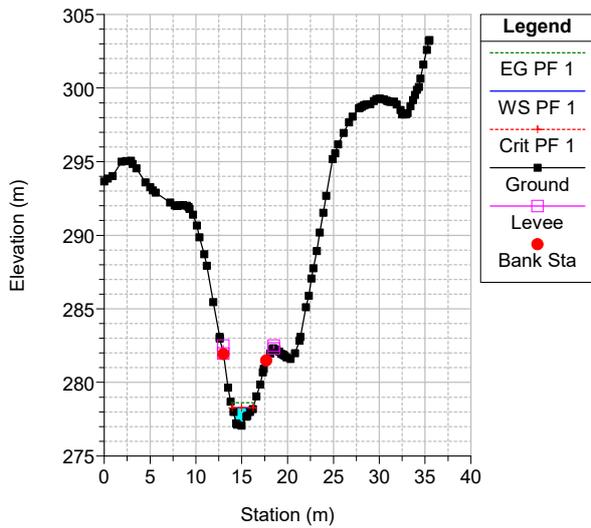
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 197



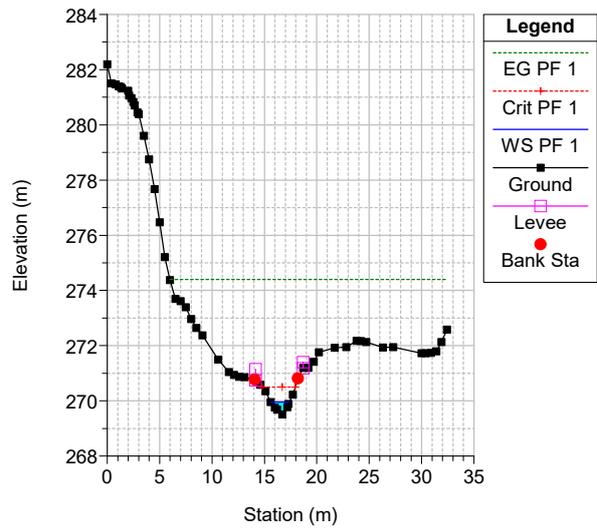
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 177



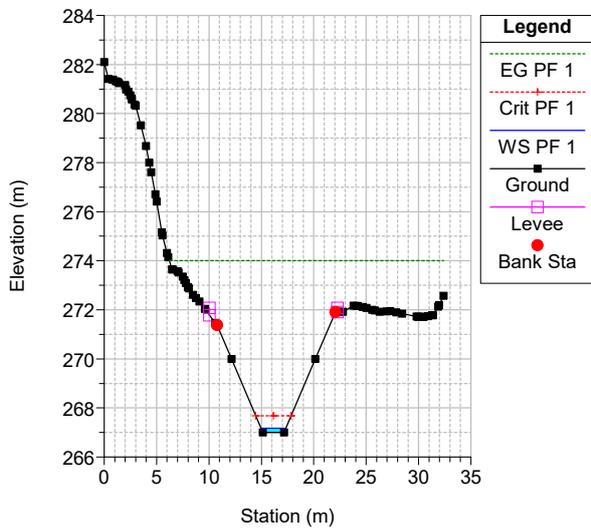
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 158



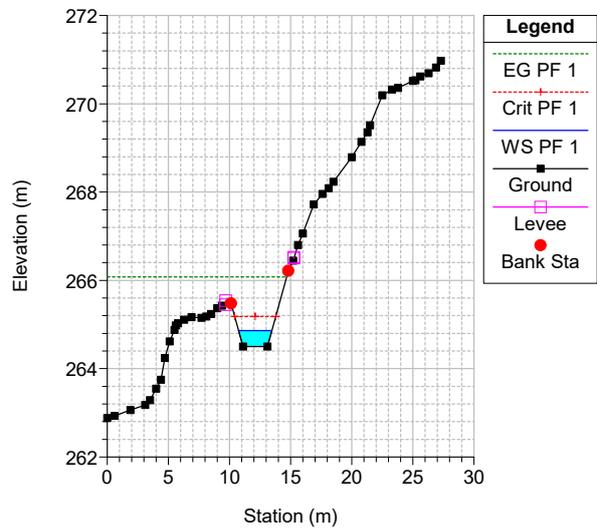
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 131



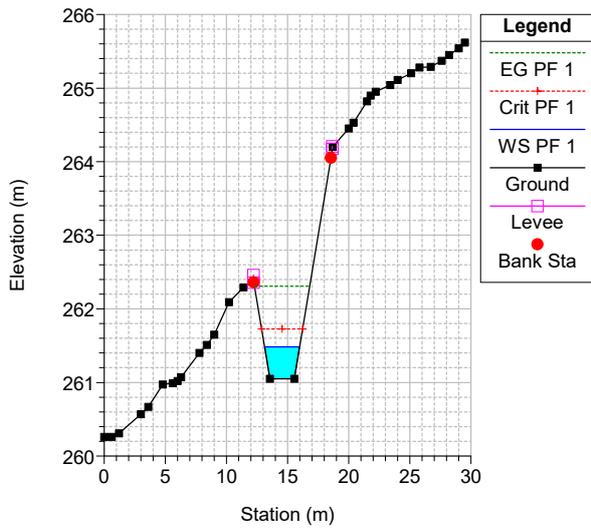
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 130



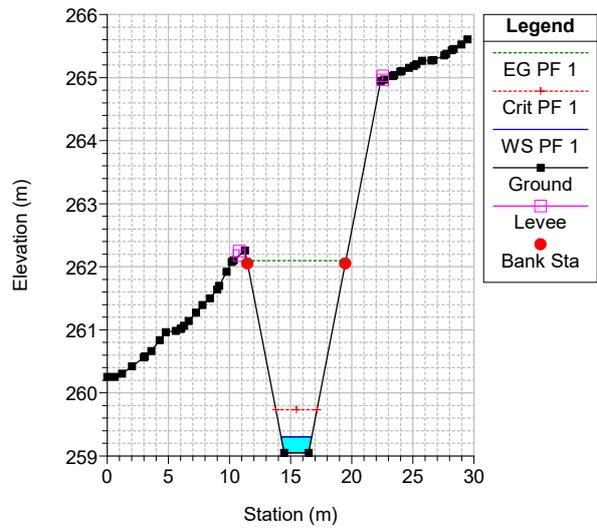
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 109



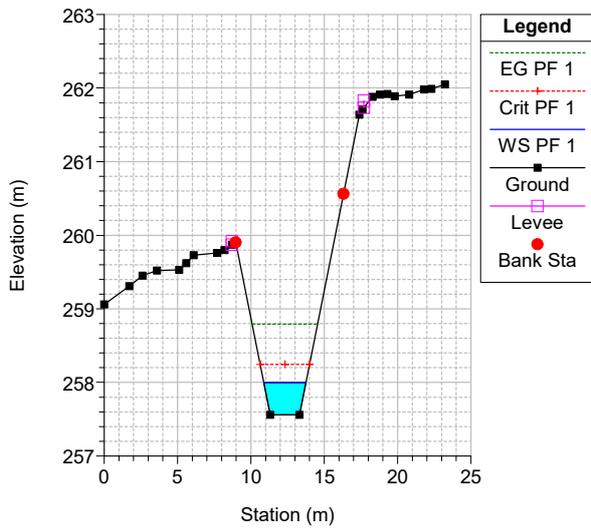
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 66



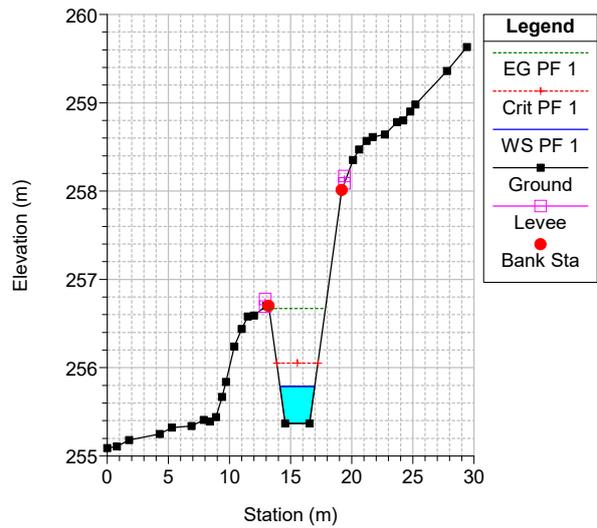
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 65



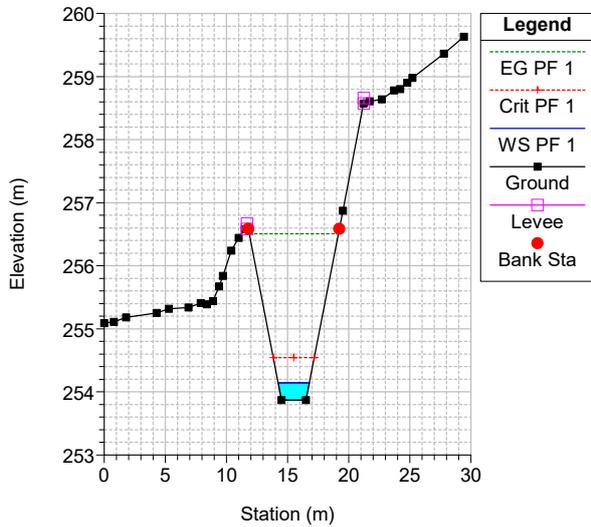
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 45



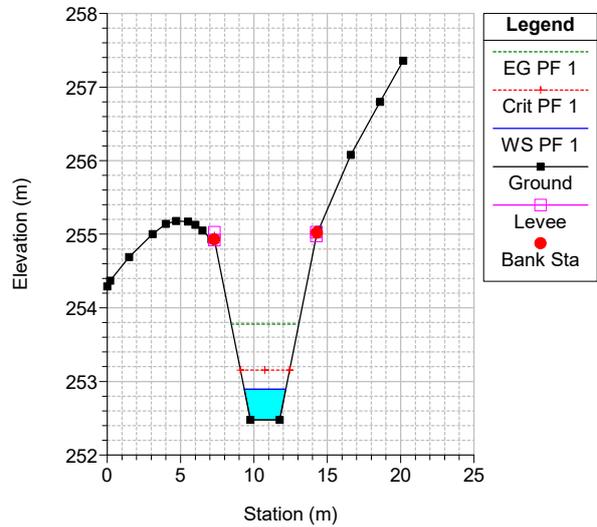
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 13



Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 12

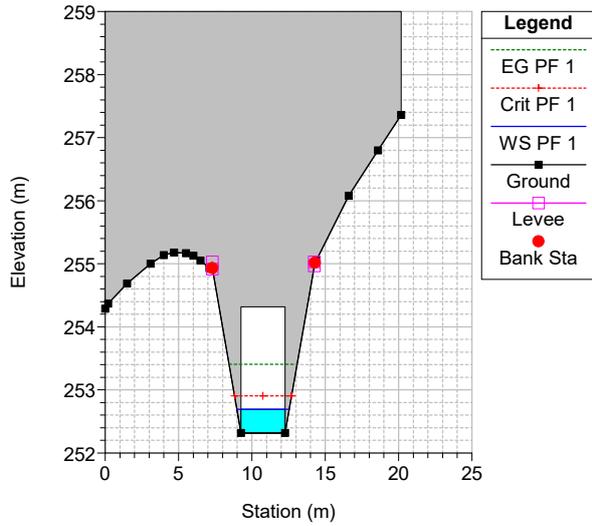


Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = -4



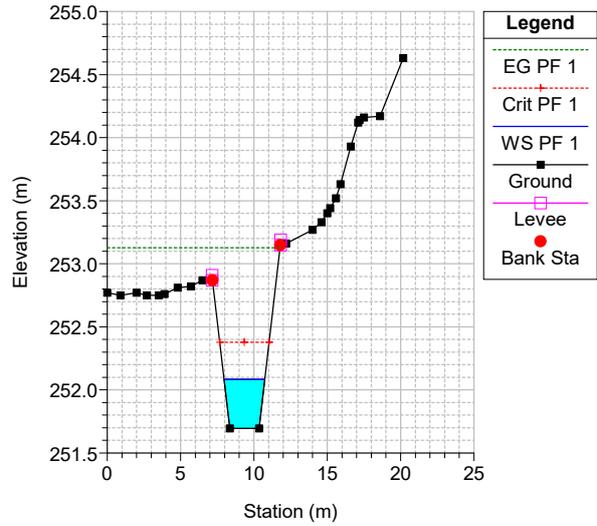
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3

River = River 2 Reach = Reach 2 RS = -5 Culv



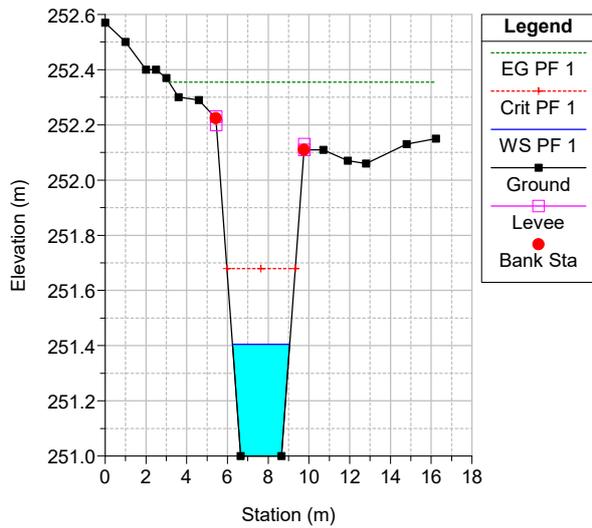
Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3

River = River 2 Reach = Reach 2 RS = -20

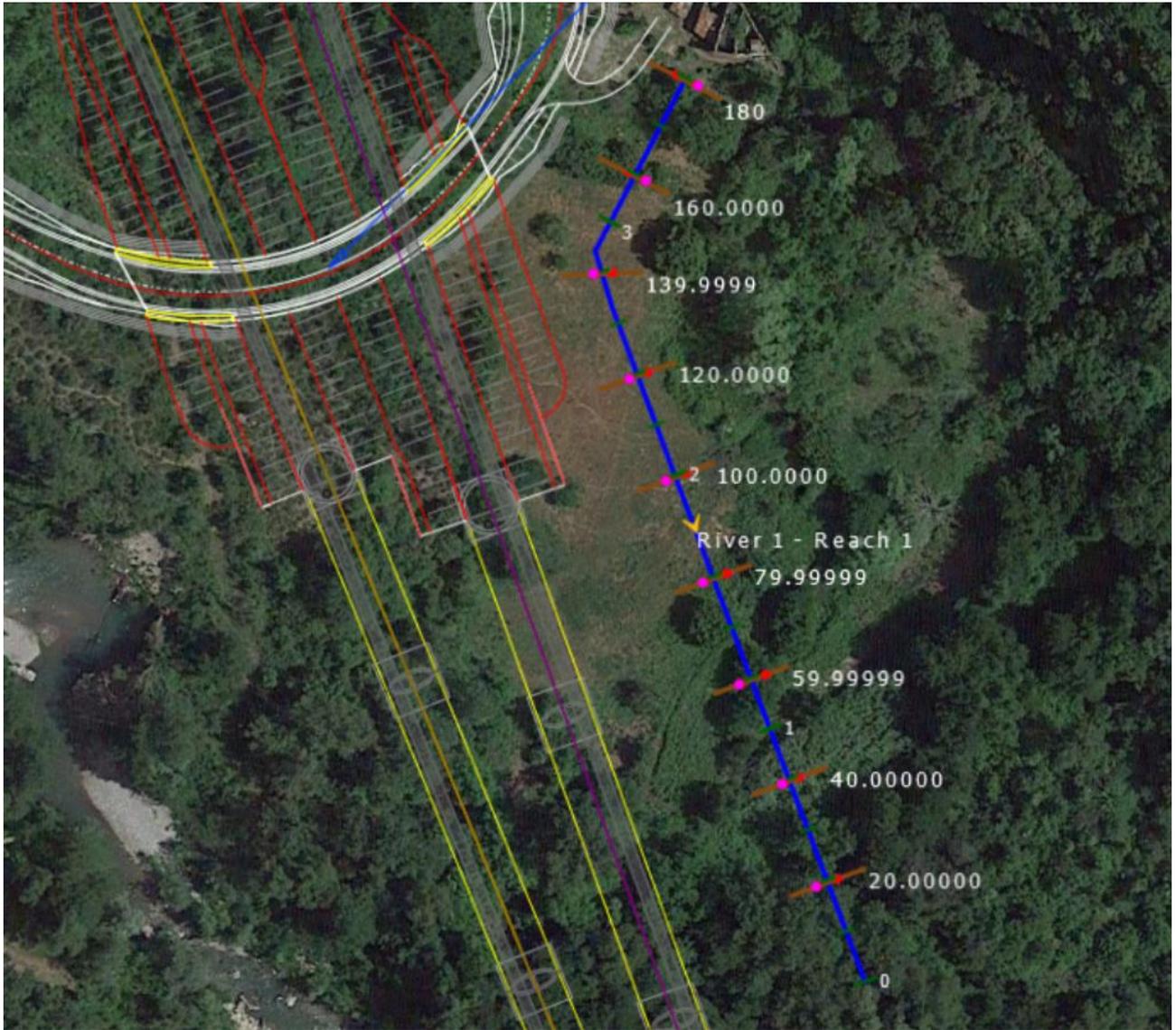


Interferenza PT04 Plan: SDP TR200_HP3.3

River = River 2 Reach = Reach 2 RS = -29

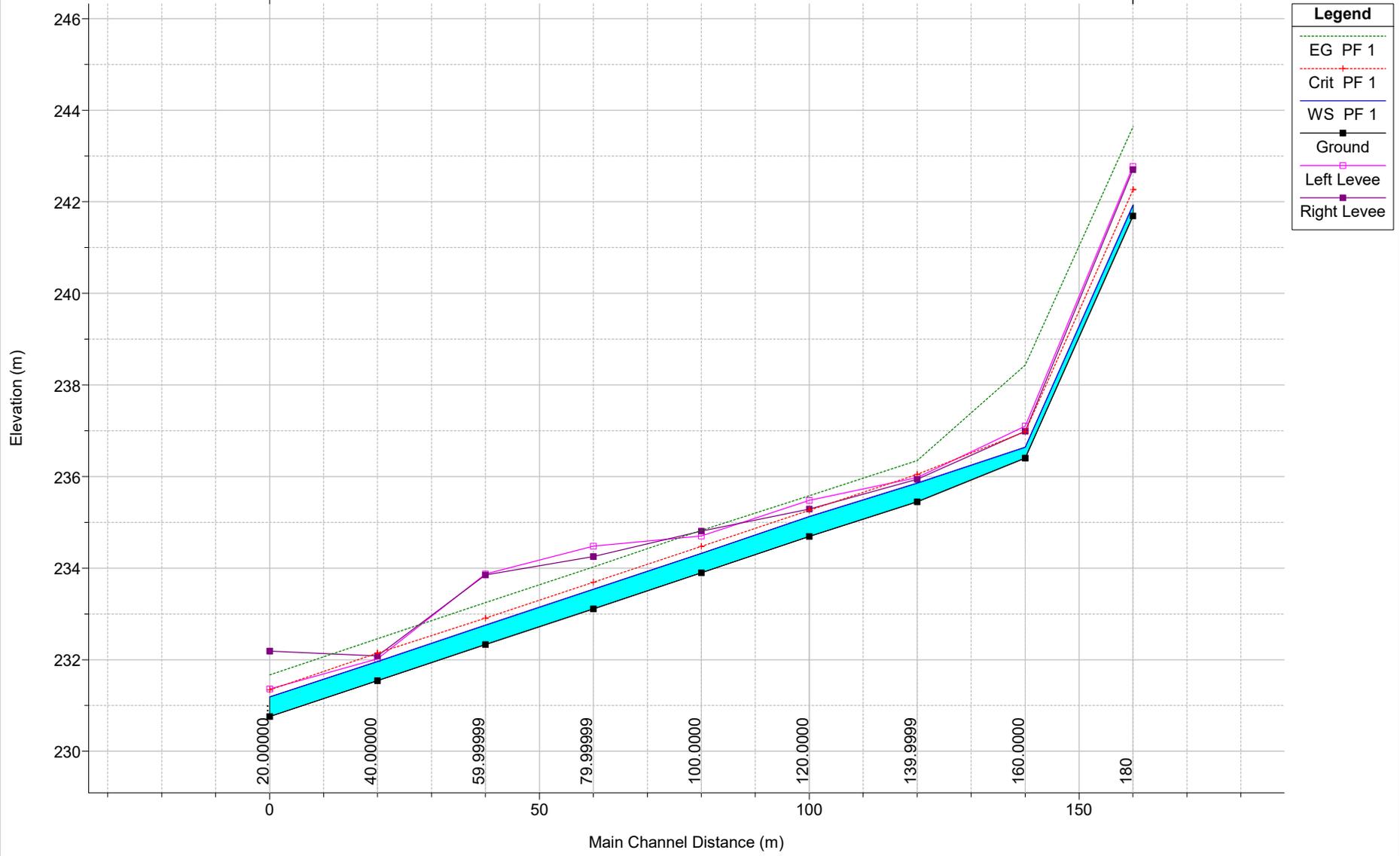


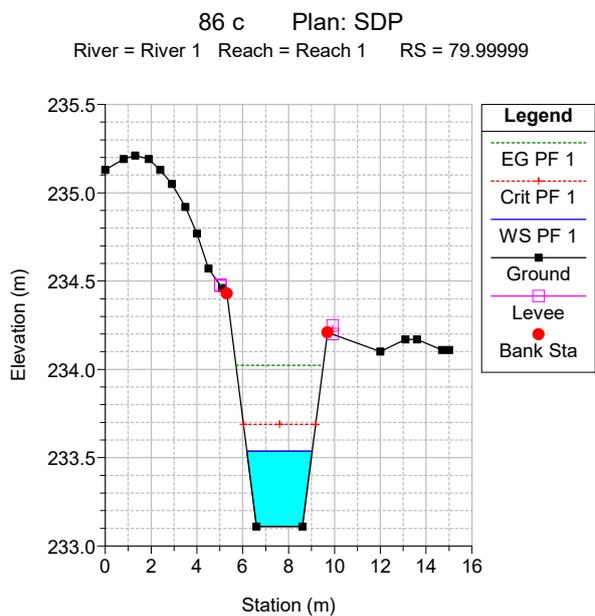
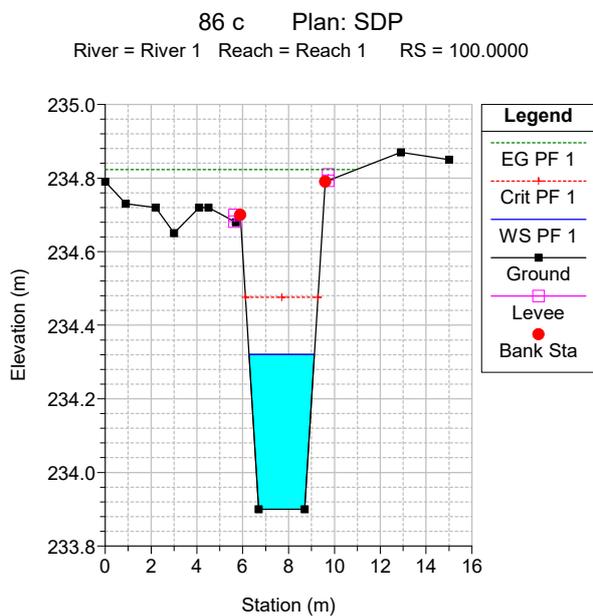
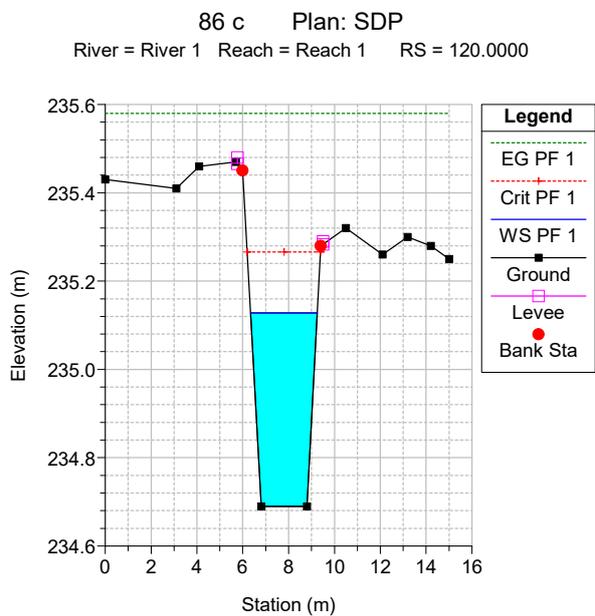
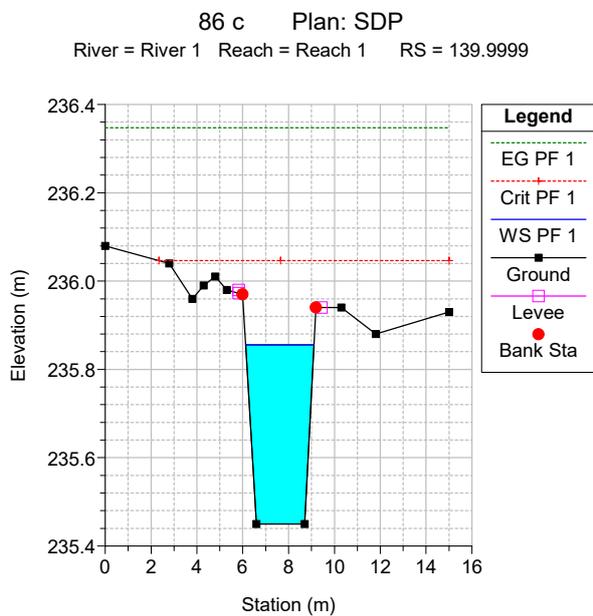
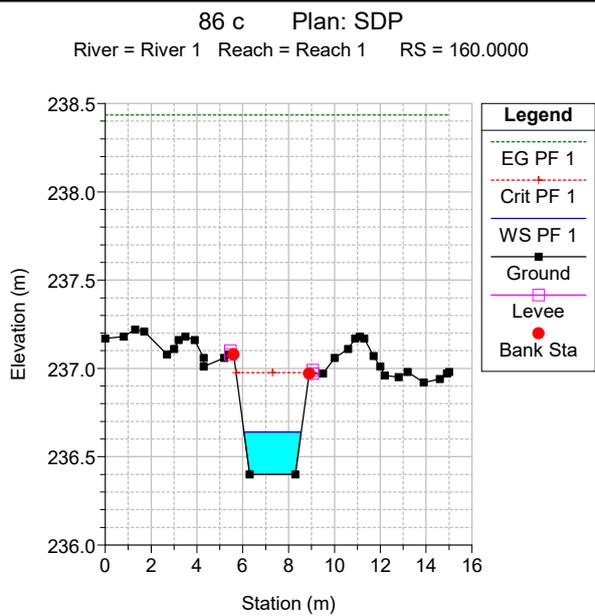
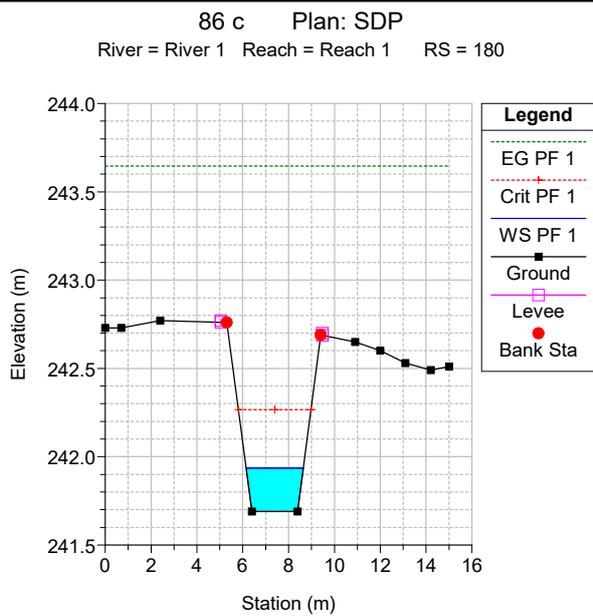
Bacino 86c



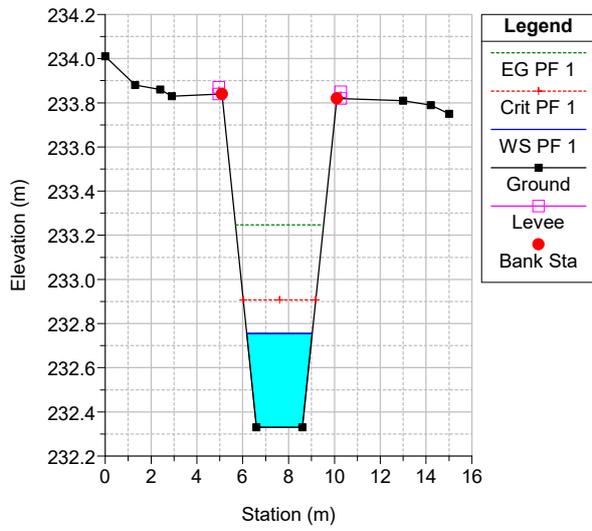
86 c Plan: SDP

River 1 Reach 1

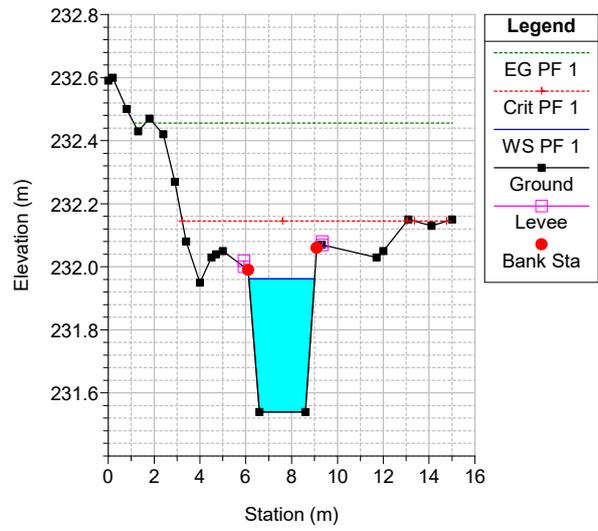




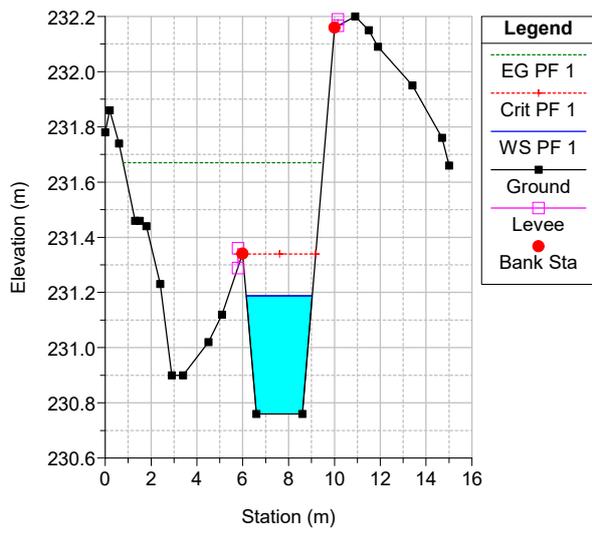
86 c Plan: SDP
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 59.99999



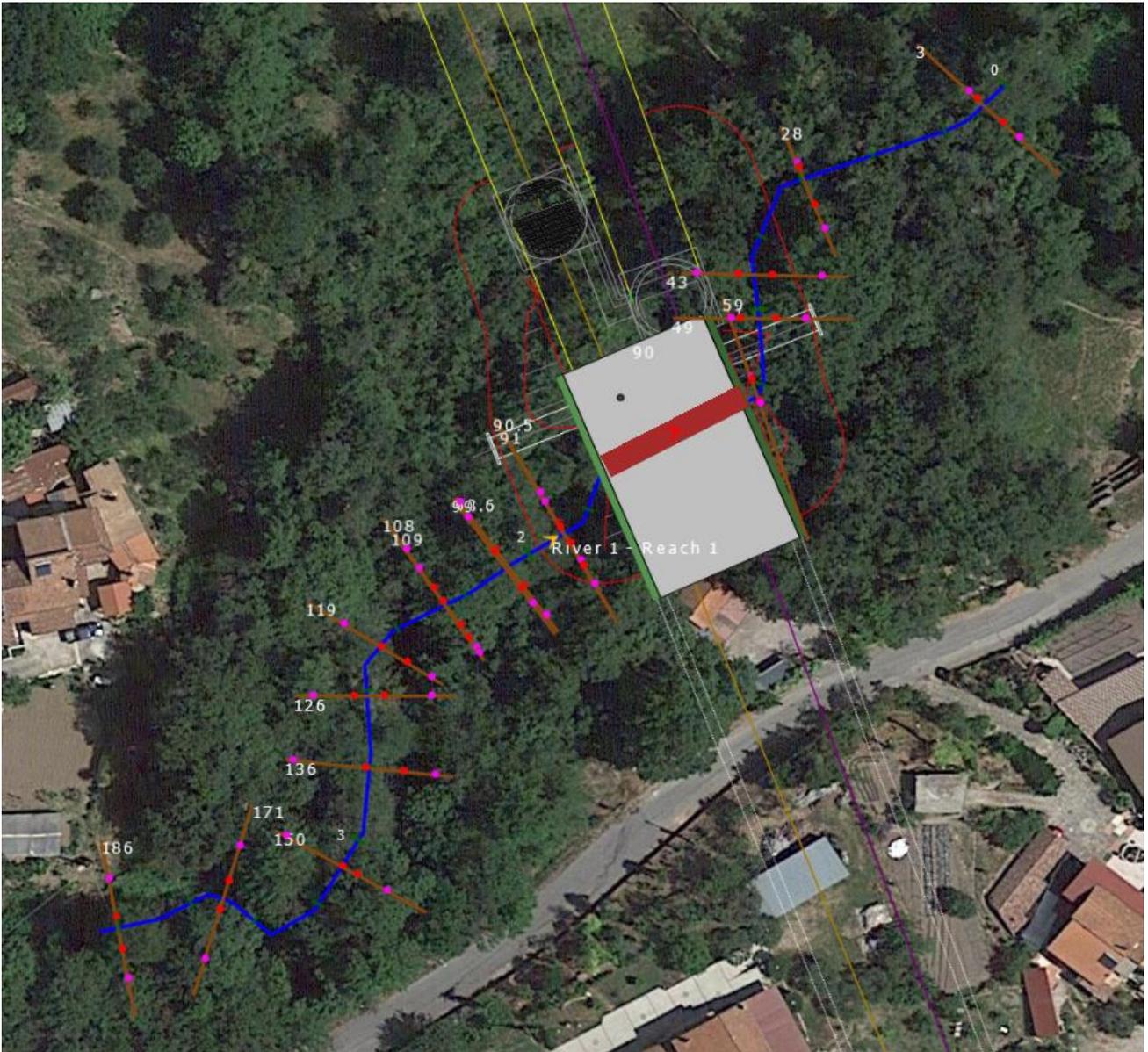
86 c Plan: SDP
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 40.00000



86 c Plan: SDP
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 20.00000

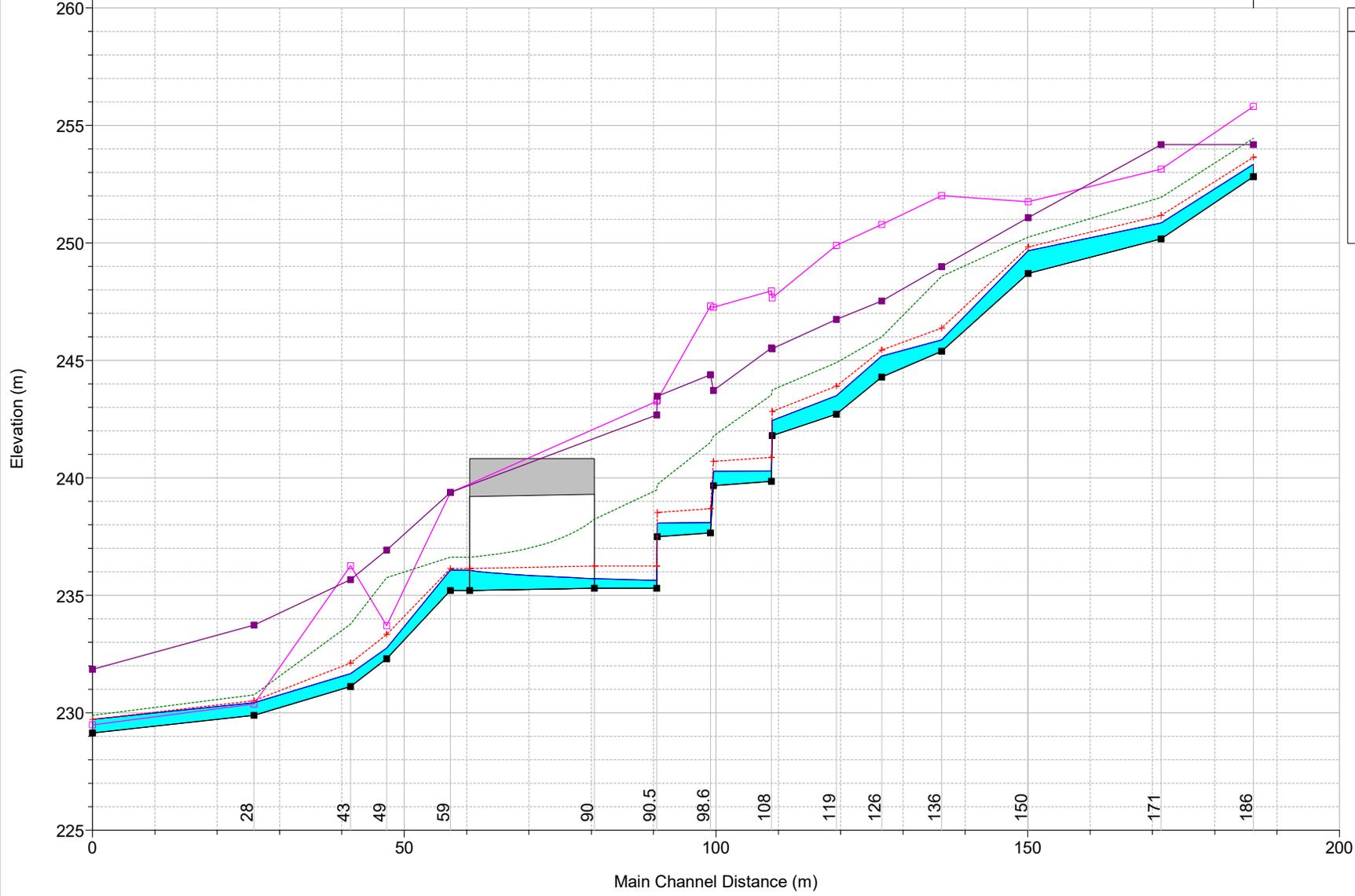


Bacino 87

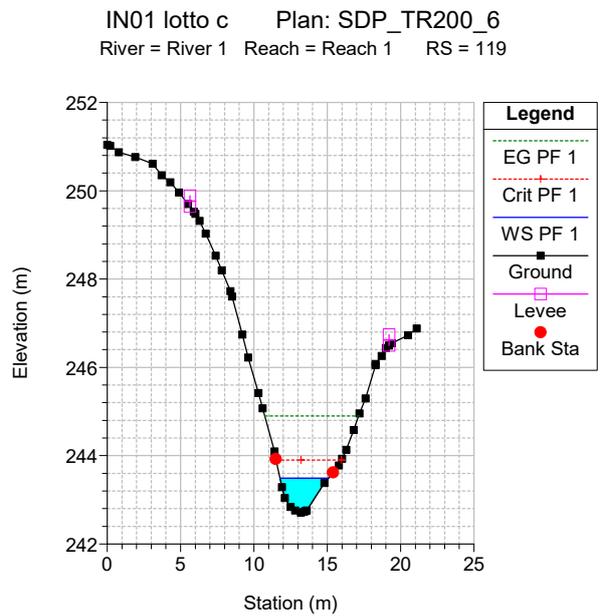
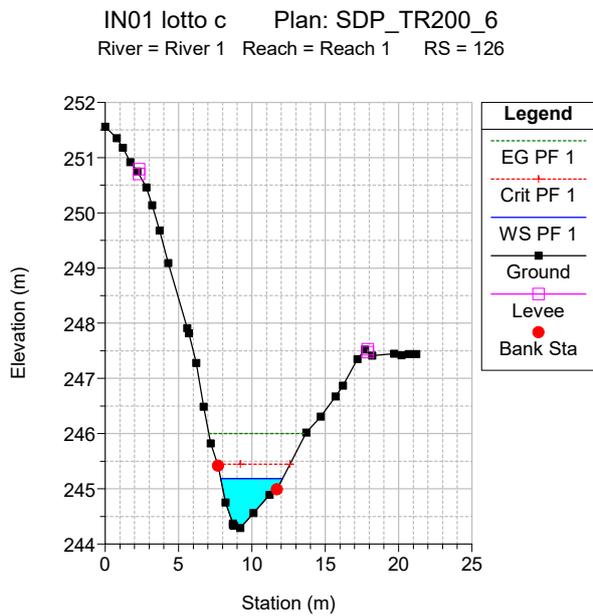
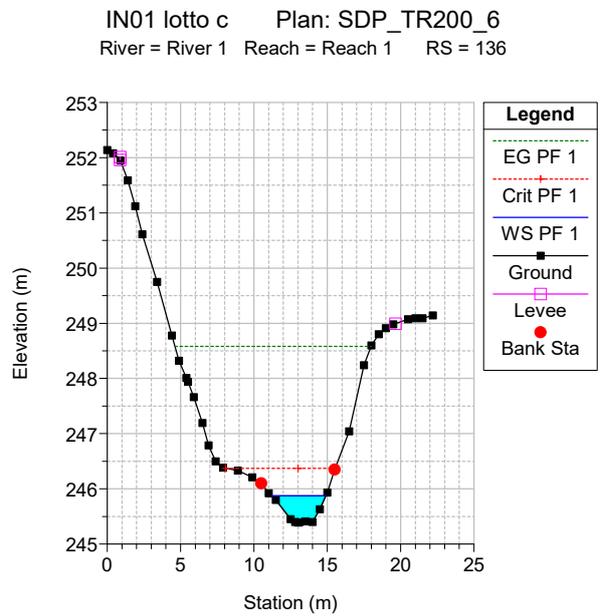
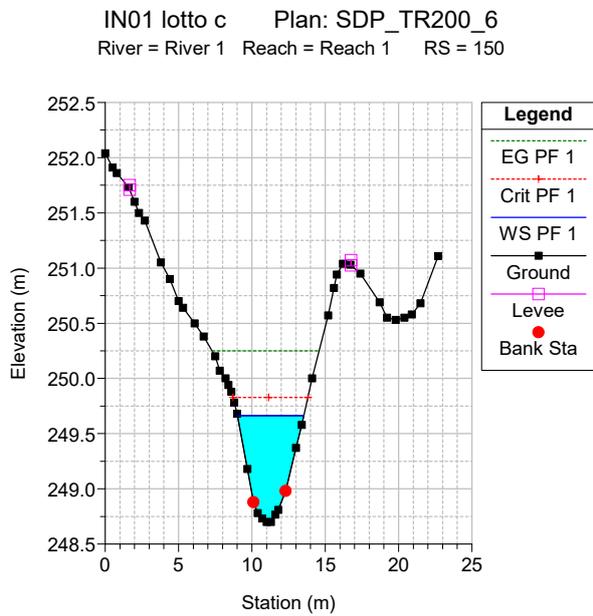
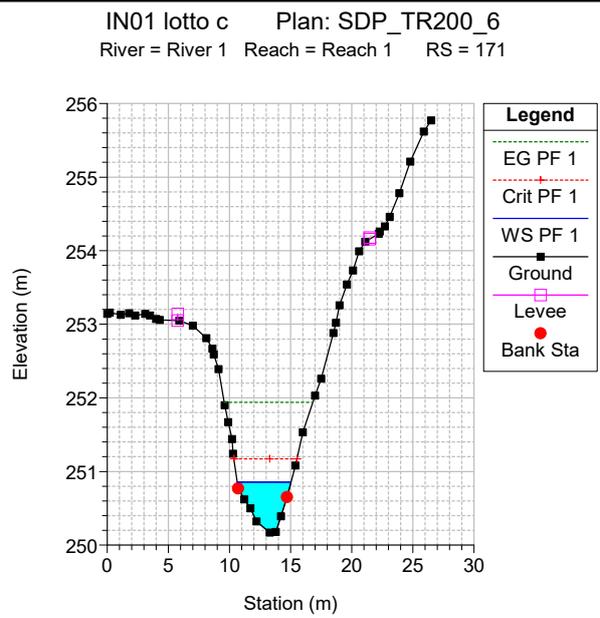
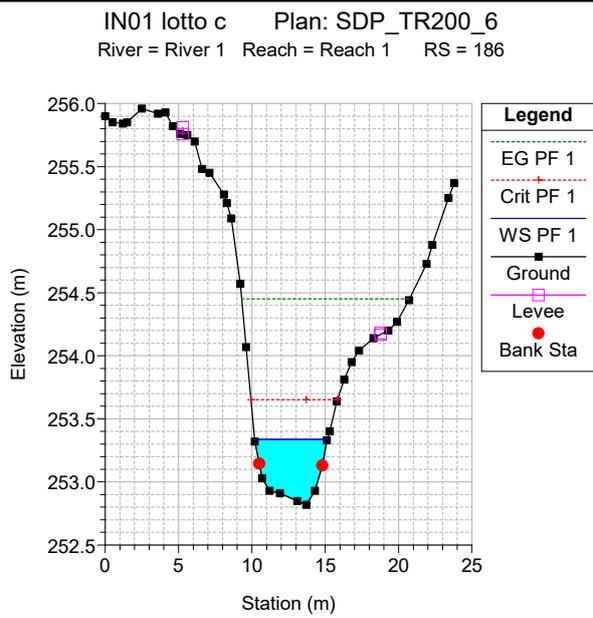


IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6

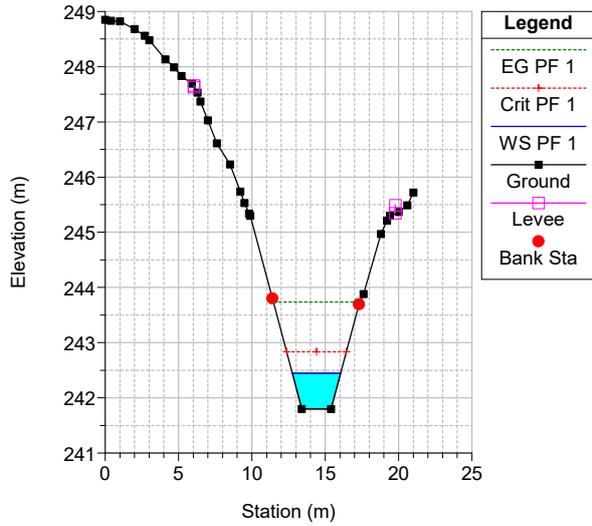
River 1 Reach 1



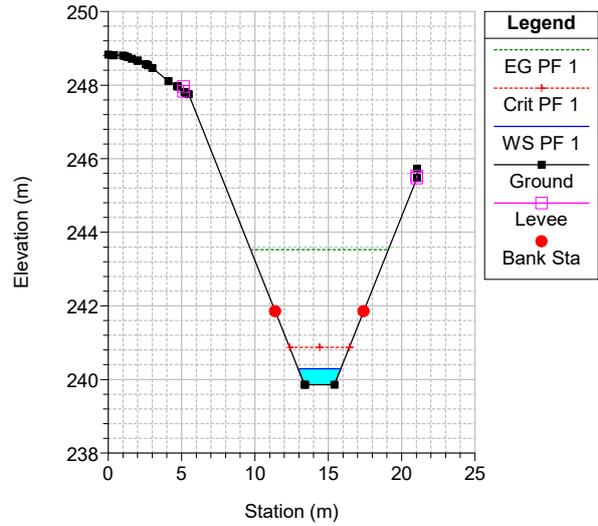
Legend	
EG PF 1	(Green dashed line)
WS PF 1	(Blue solid line)
Crit PF 1	(Red dashed line with '+' markers)
Ground	(Black solid line with square markers)
Left Levee	(Magenta solid line with square markers)
Right Levee	(Purple solid line with square markers)



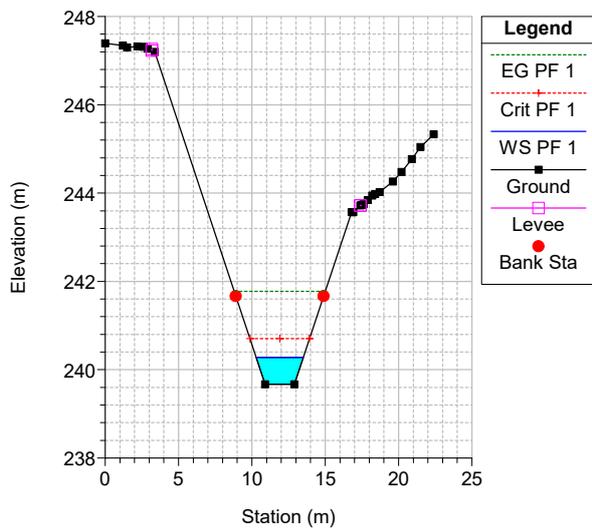
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 109



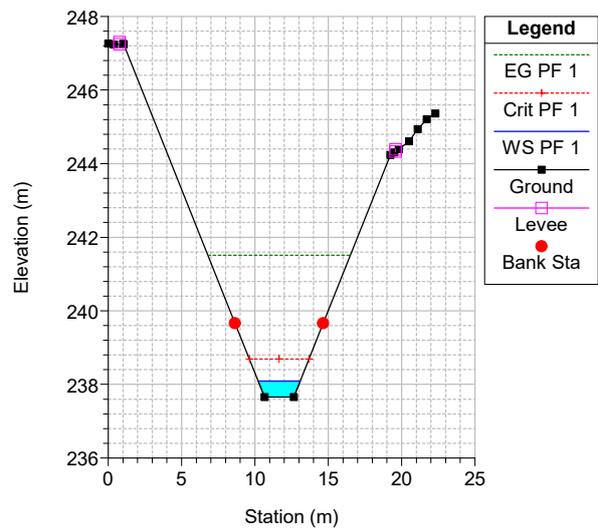
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 108



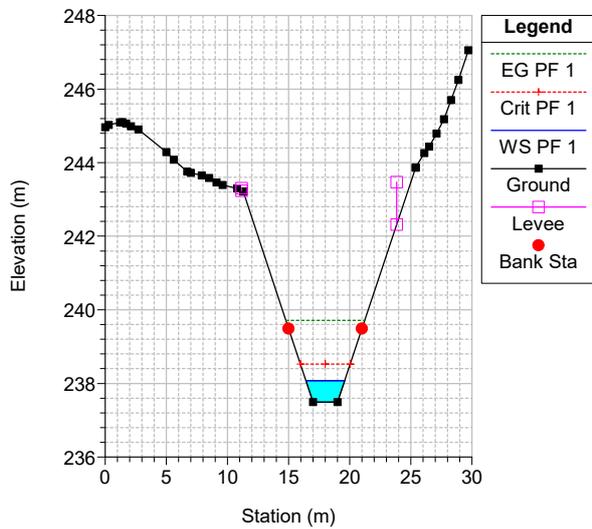
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 99



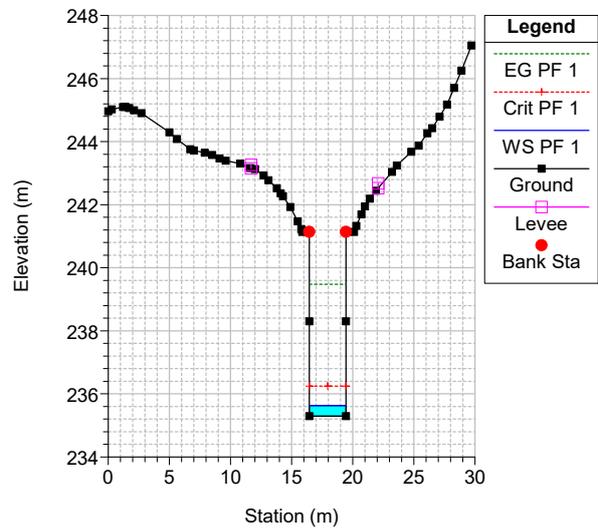
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 98.6



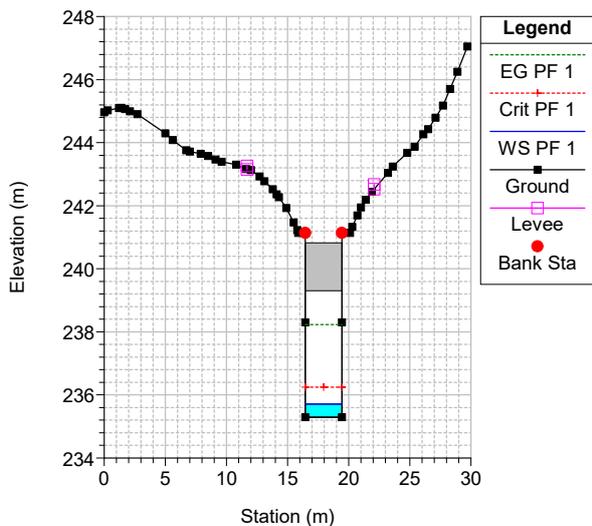
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 91



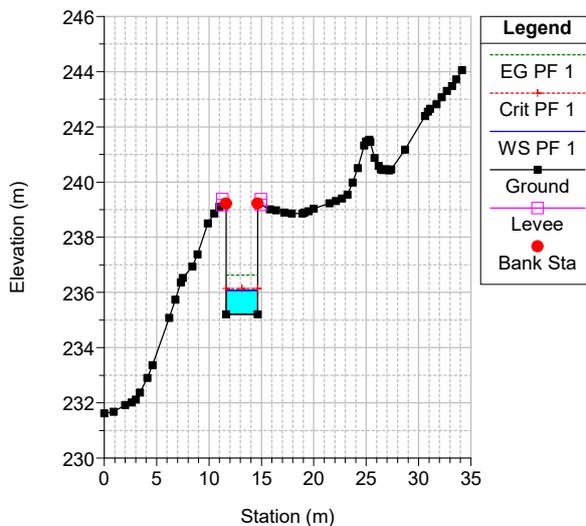
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 90.5



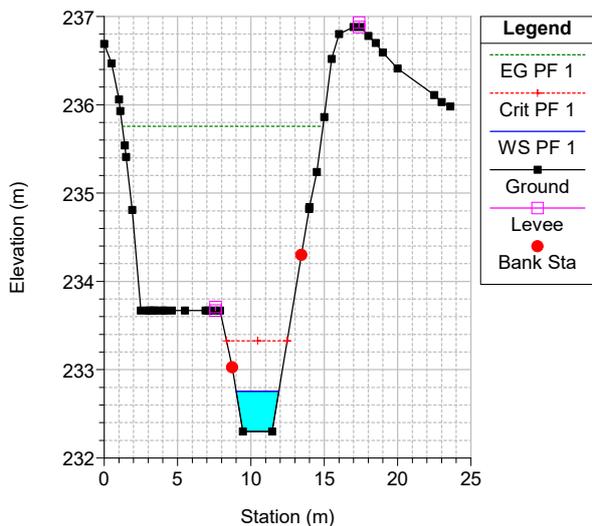
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 90 Culv



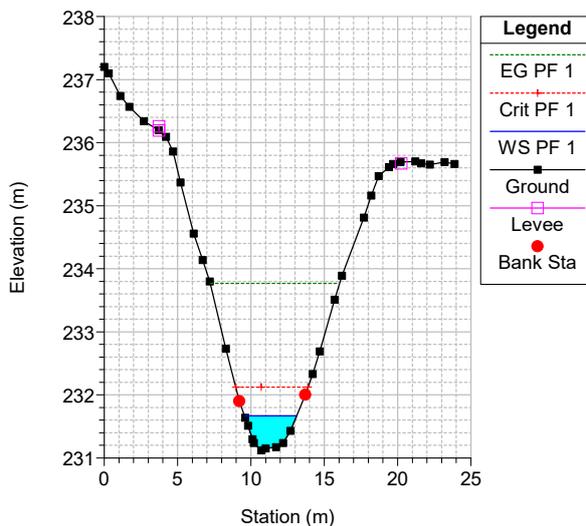
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 59



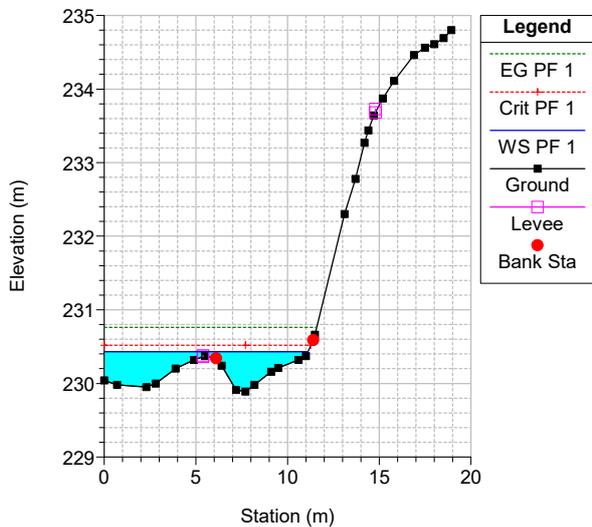
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 49



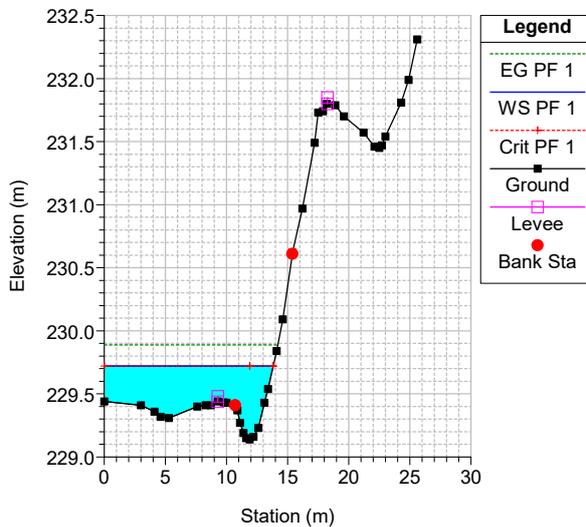
IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 43



IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 28



IN01 lotto c Plan: SDP_TR200_6
 River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 3

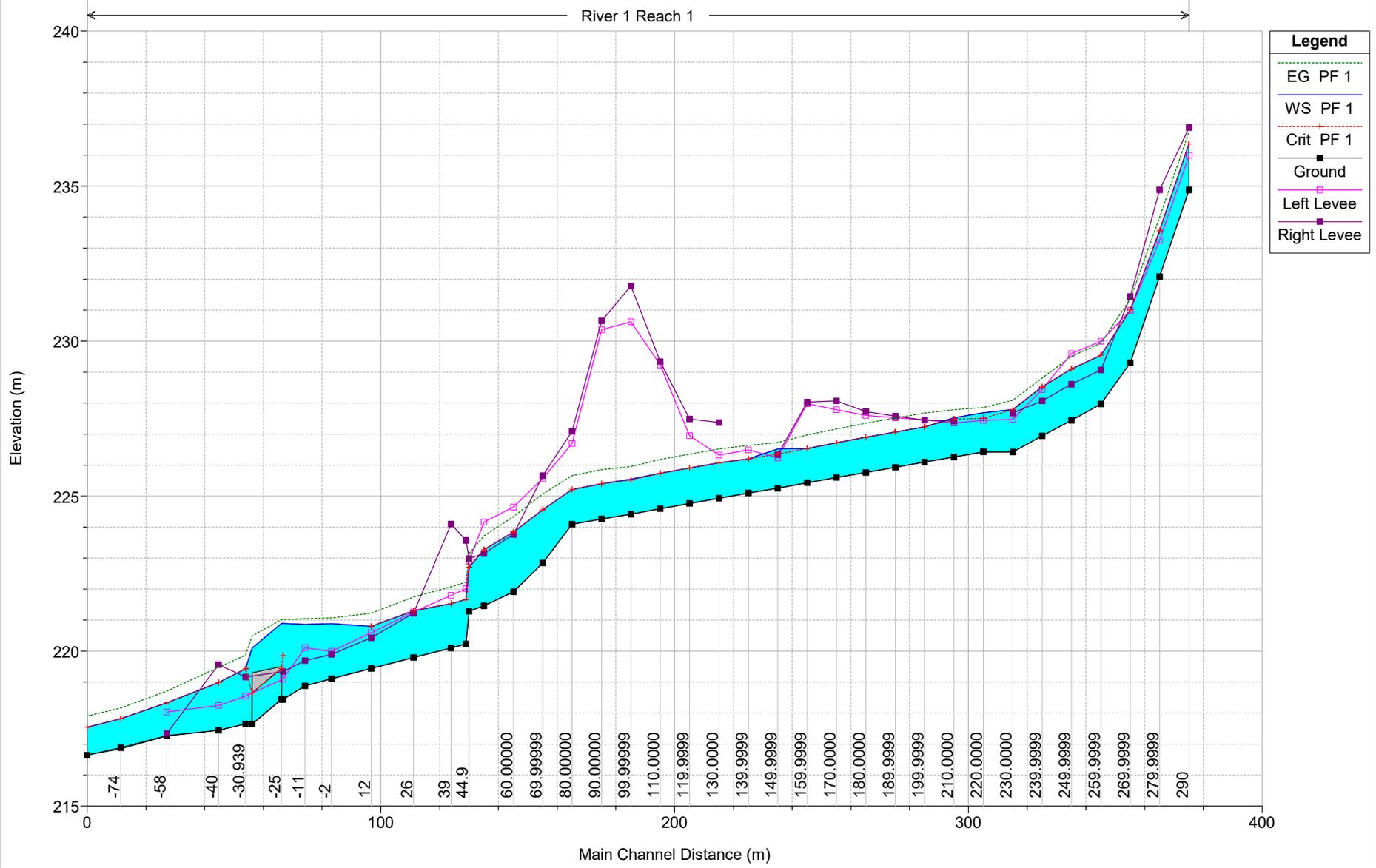


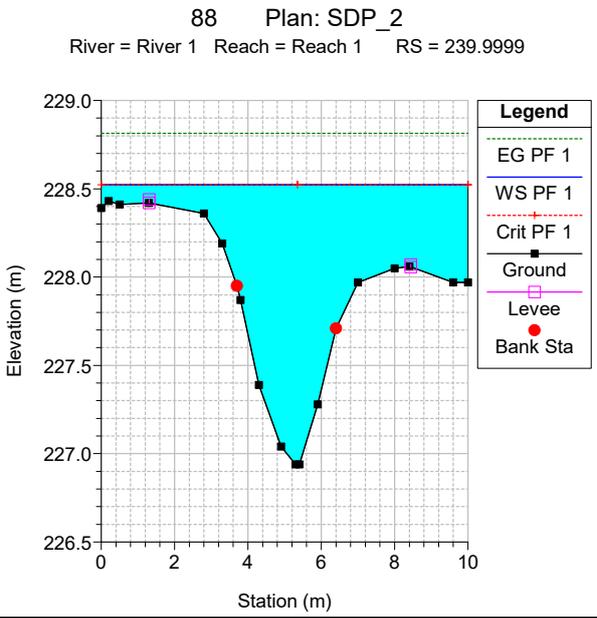
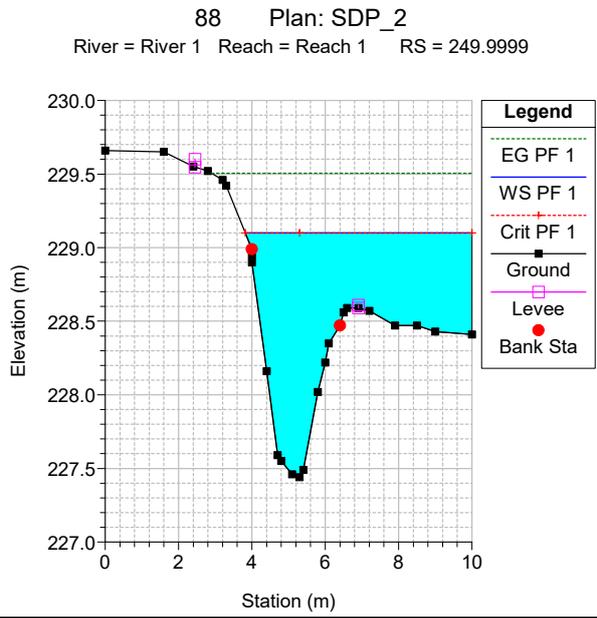
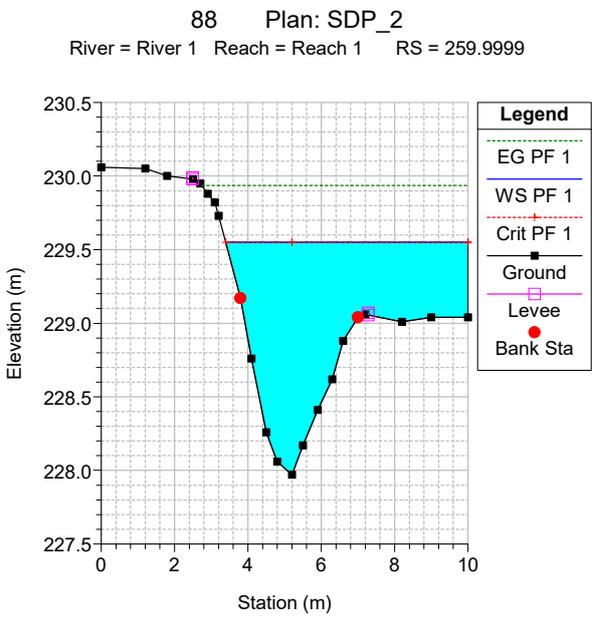
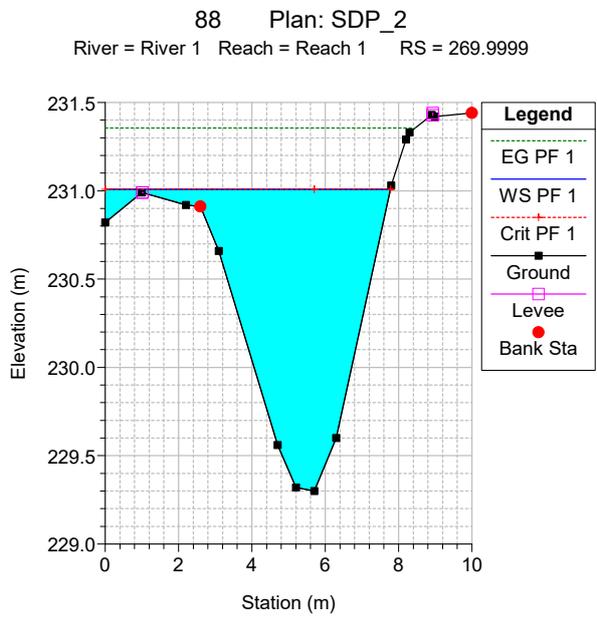
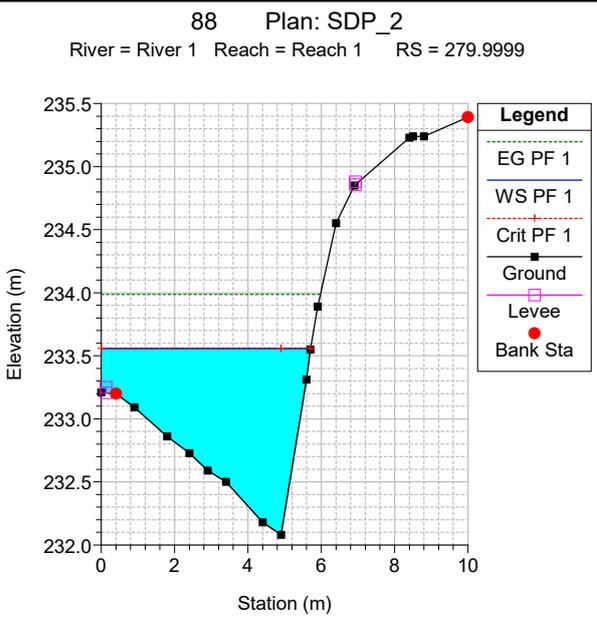
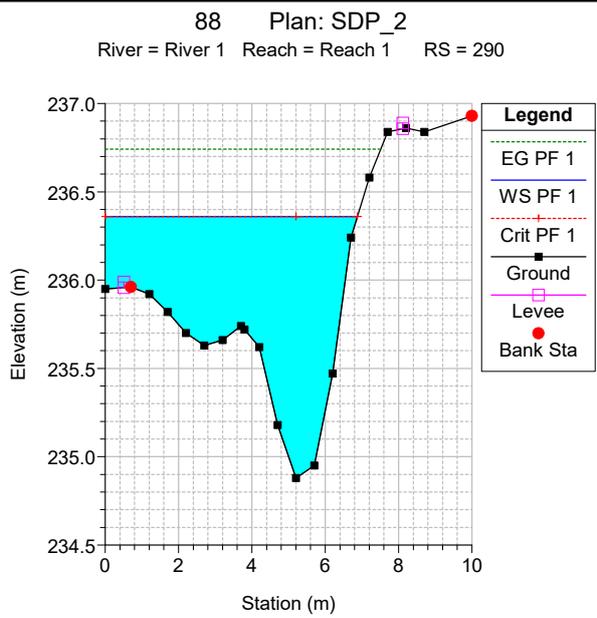
Bacino 88

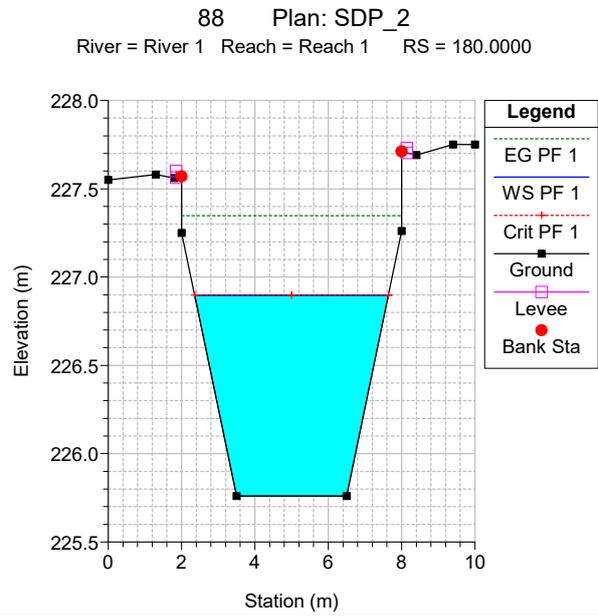
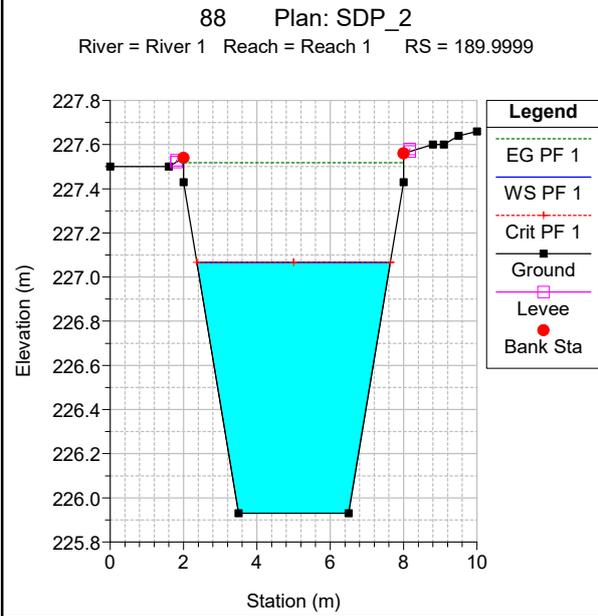
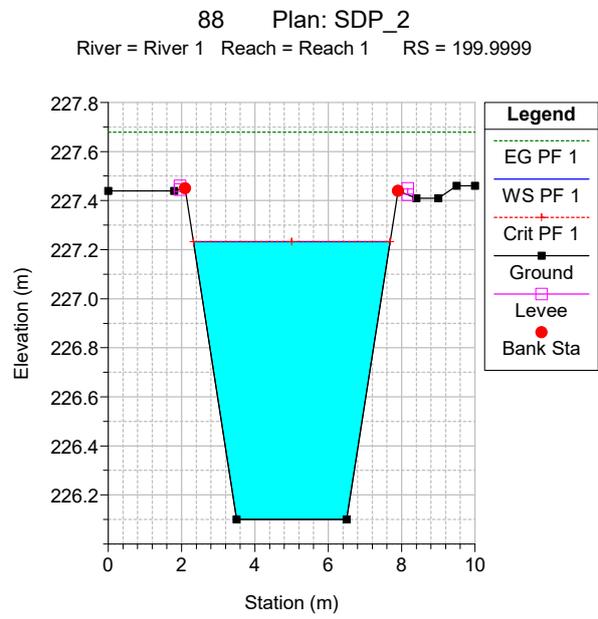
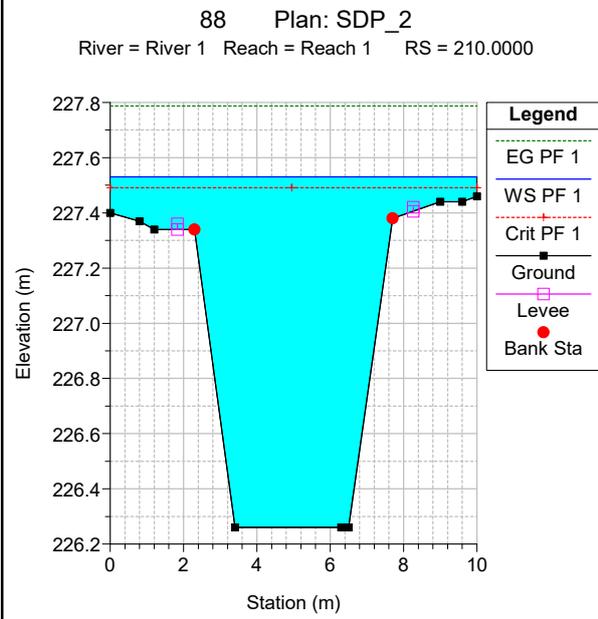
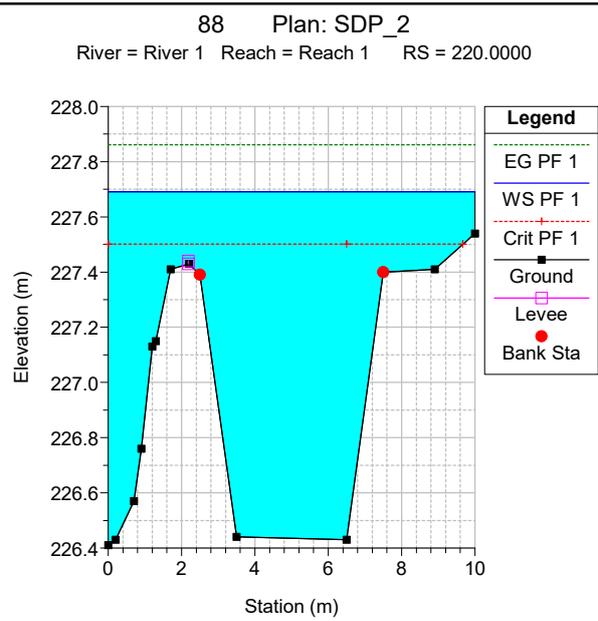
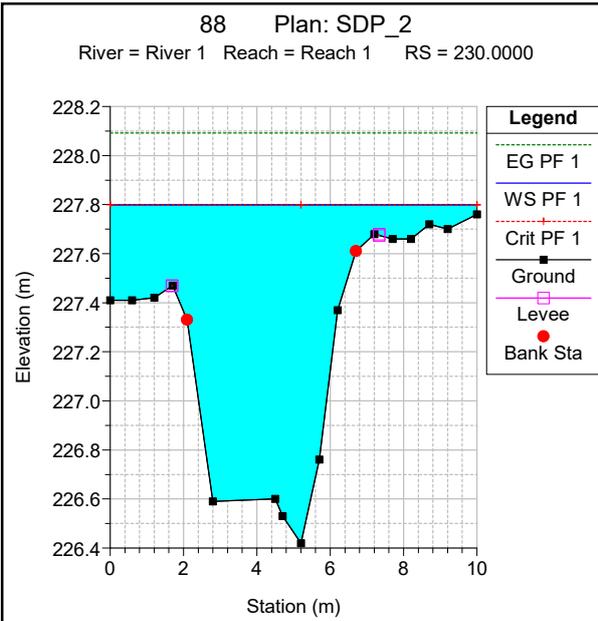


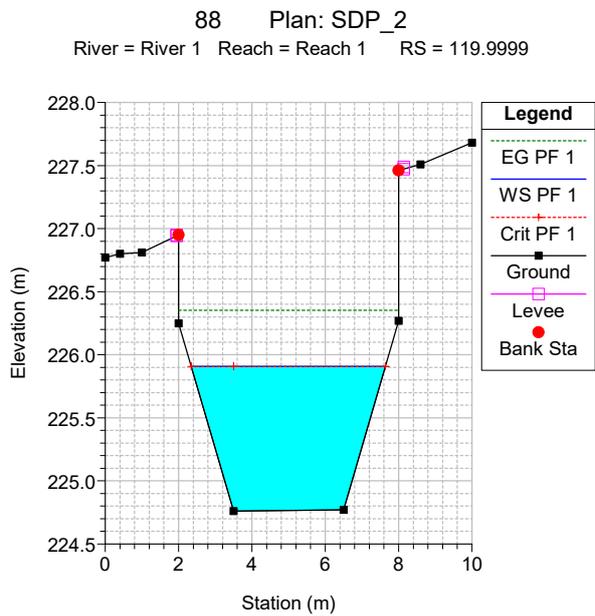
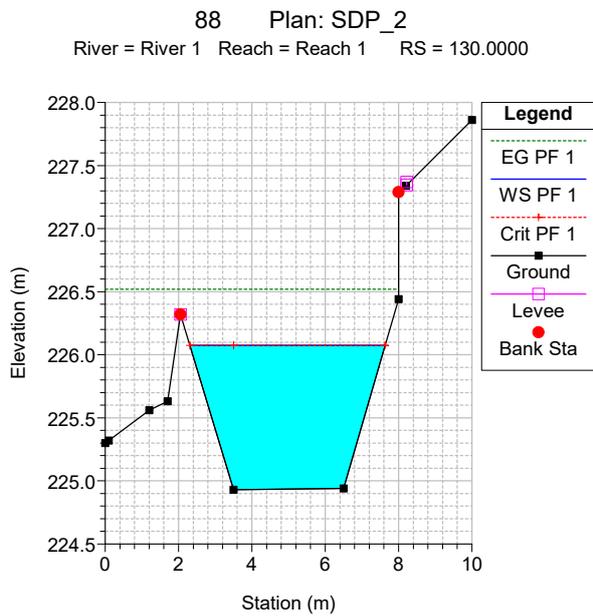
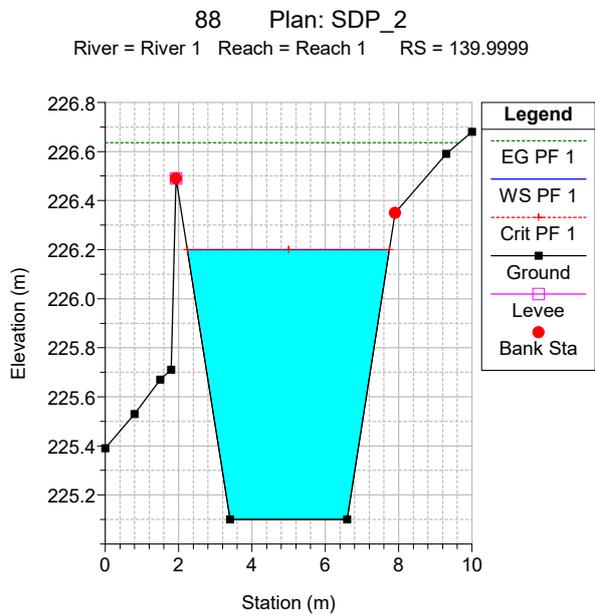
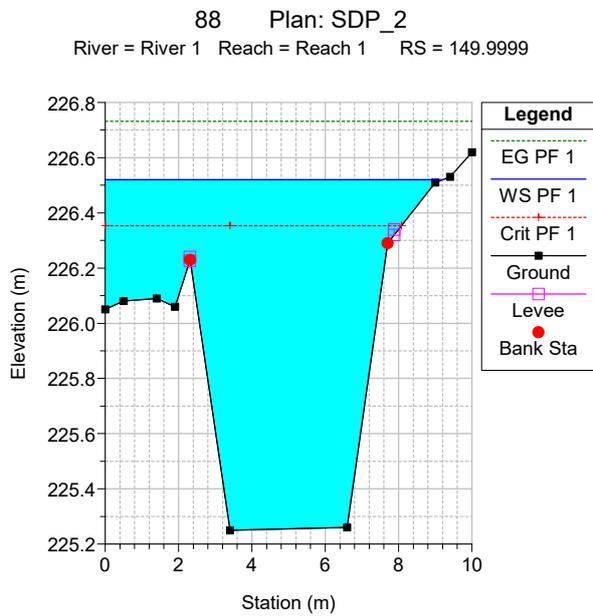
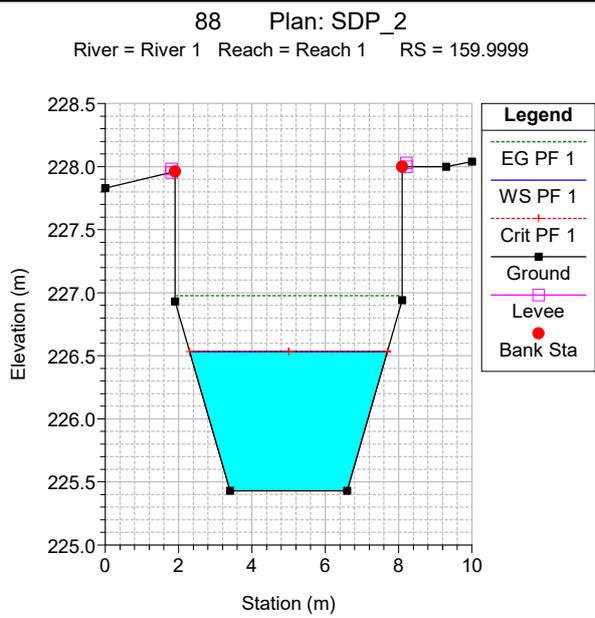
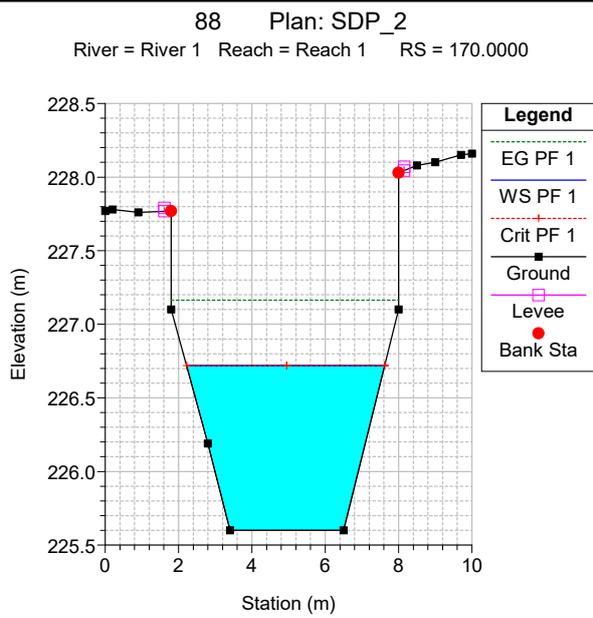
88 Plan: SDP_2

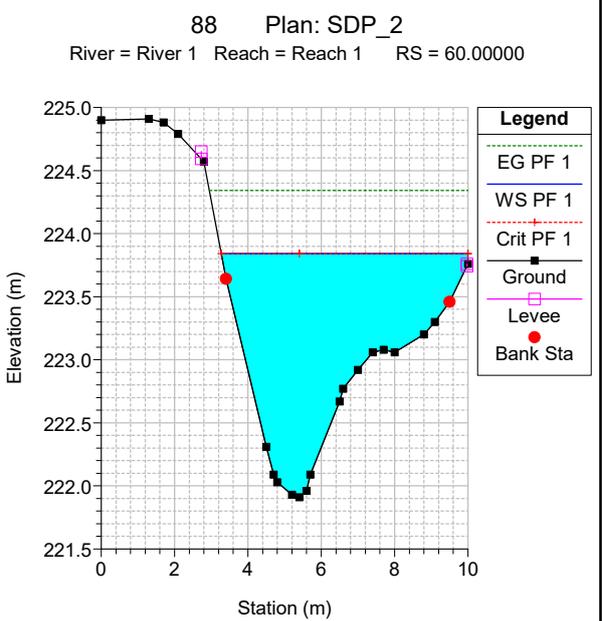
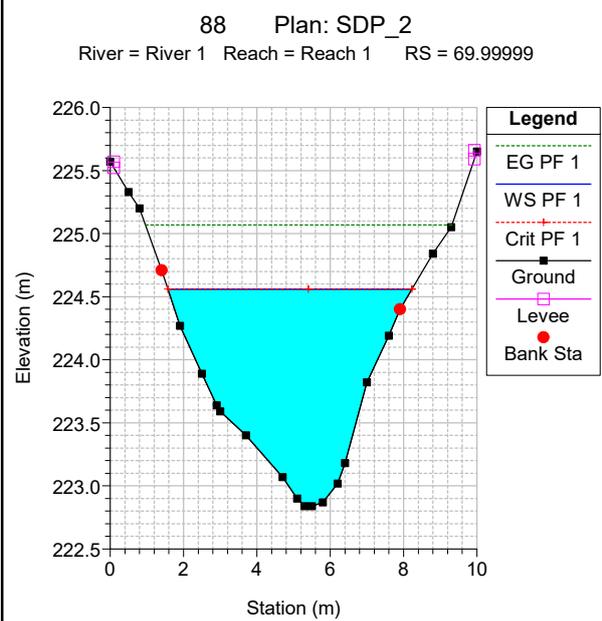
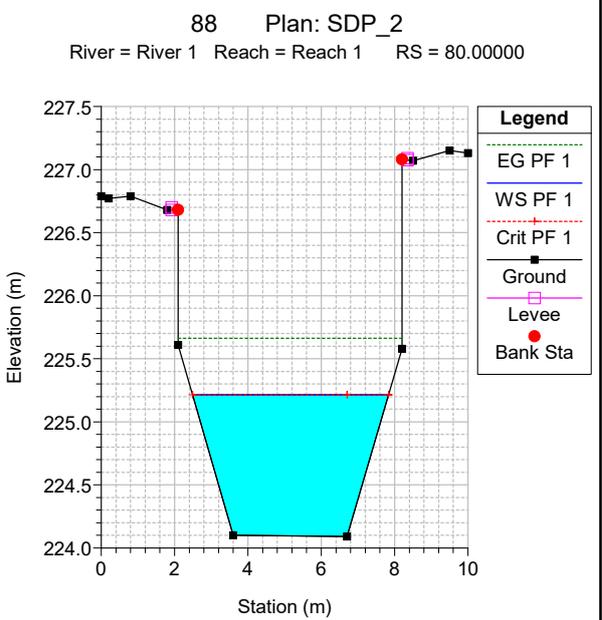
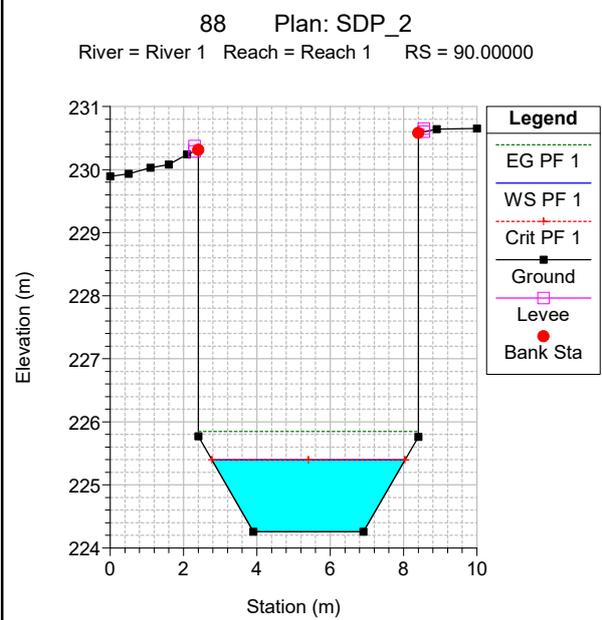
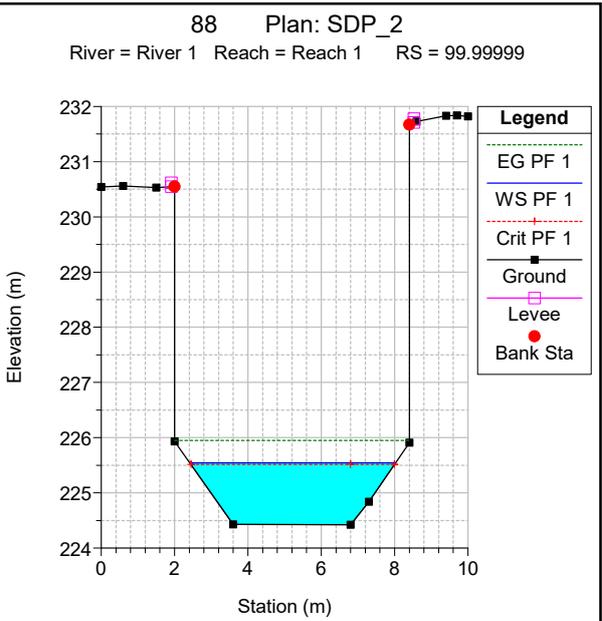
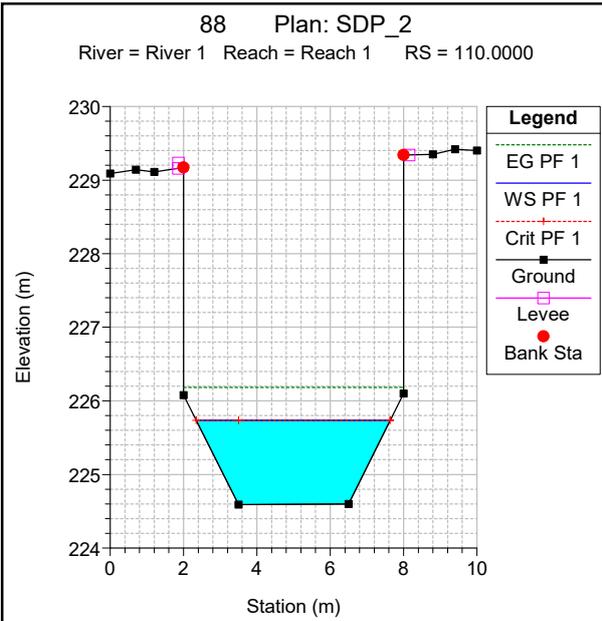
River 1 Reach 1

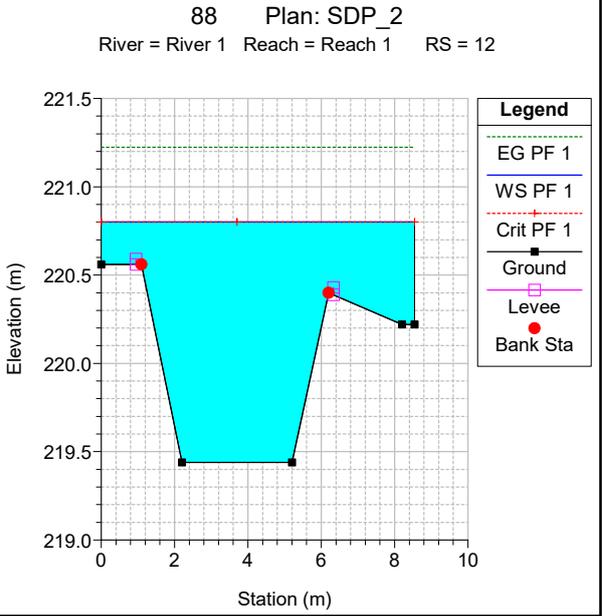
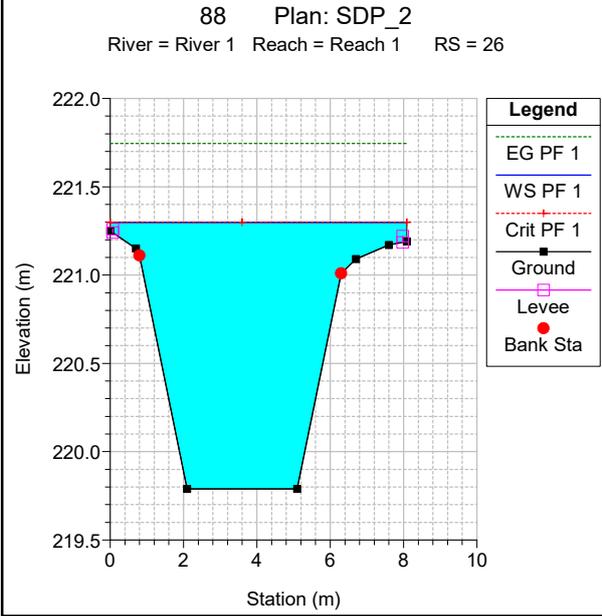
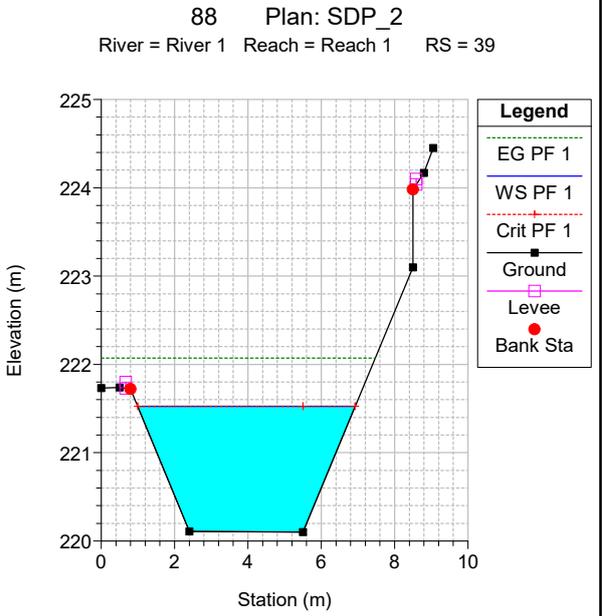
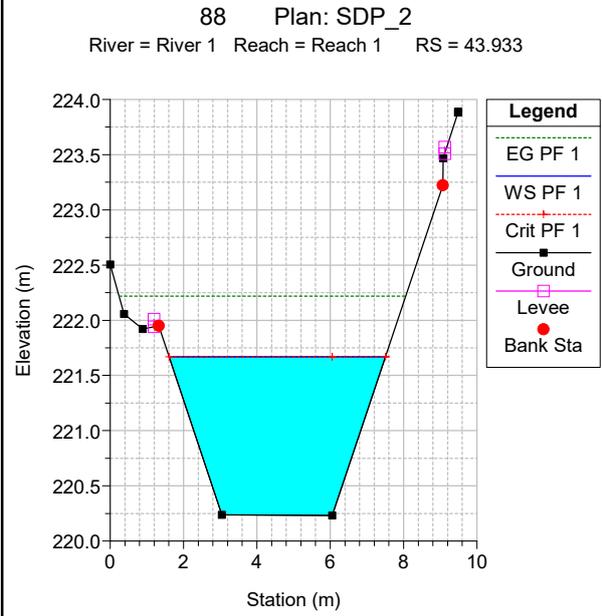
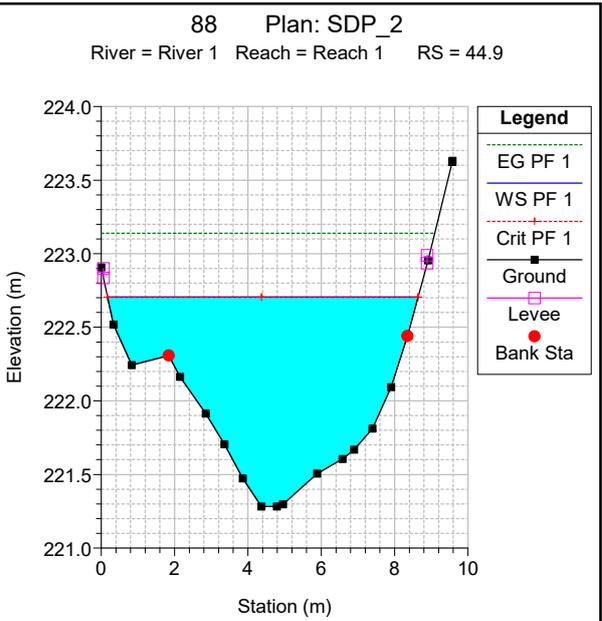
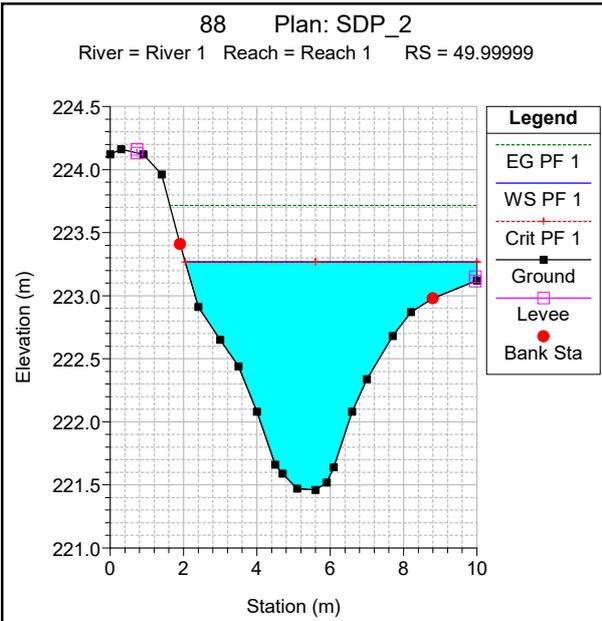


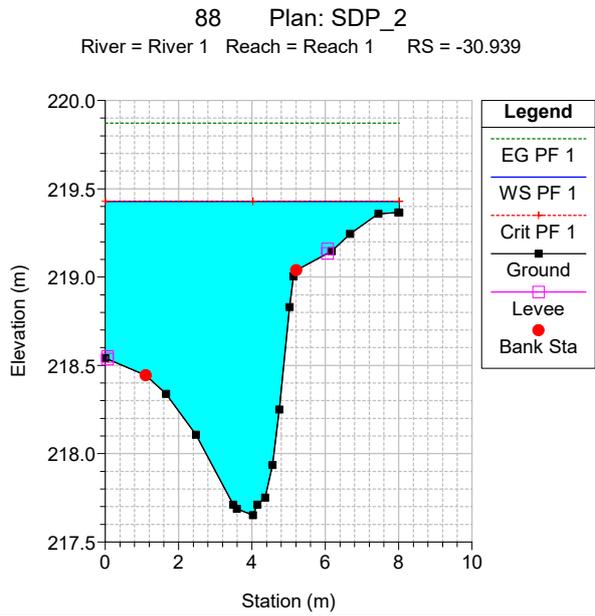
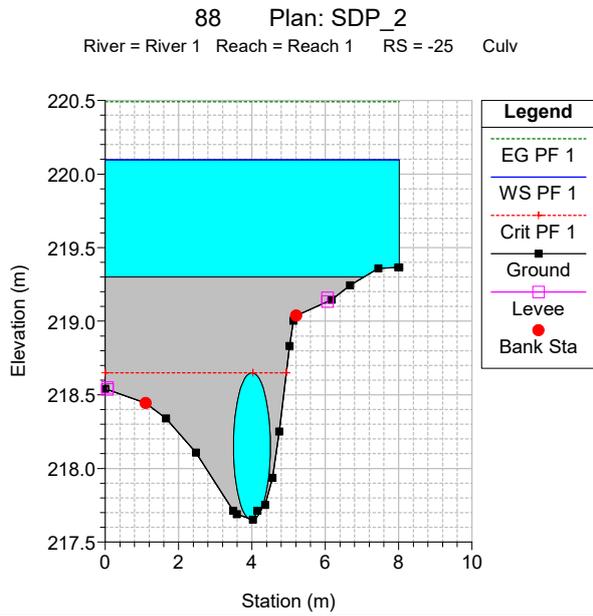
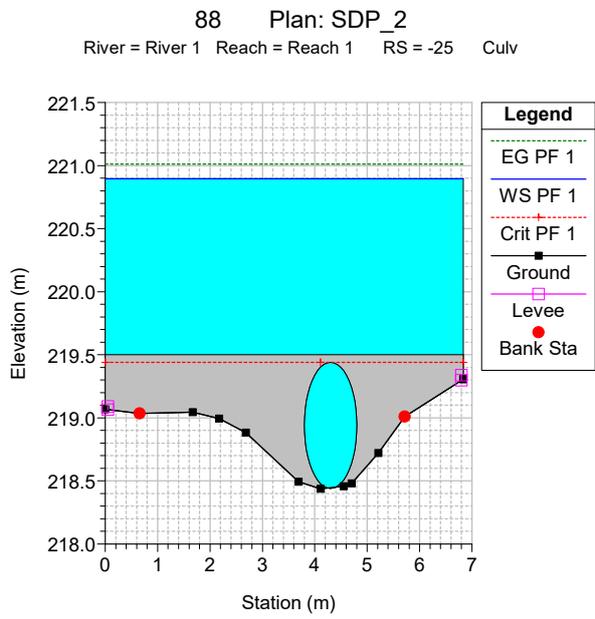
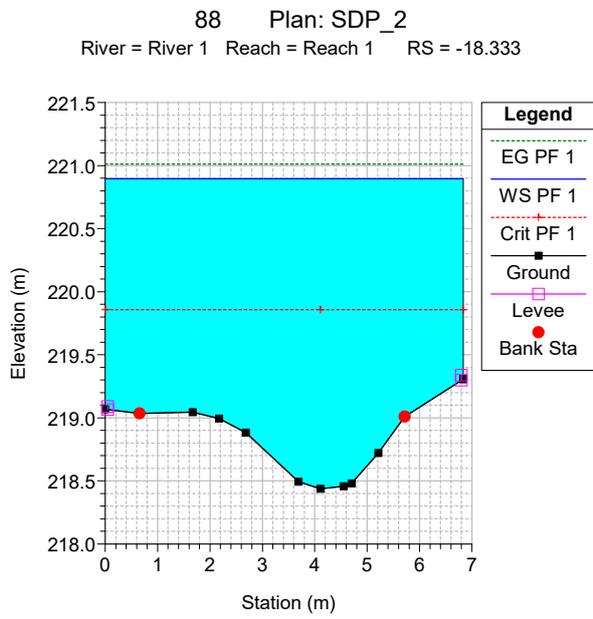
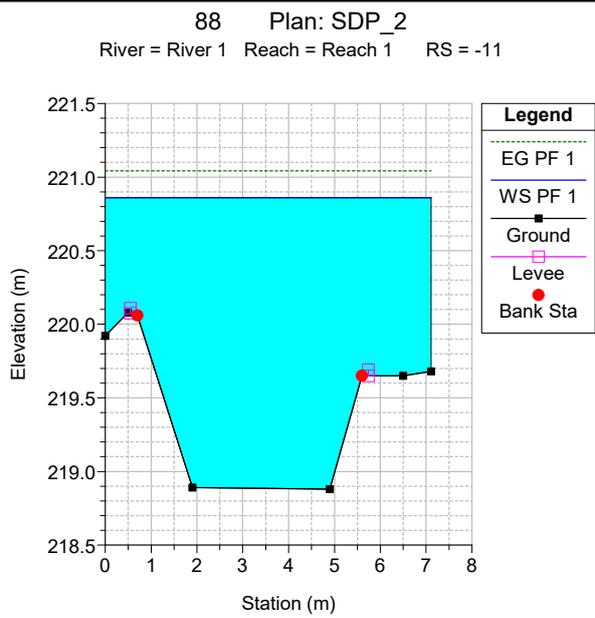
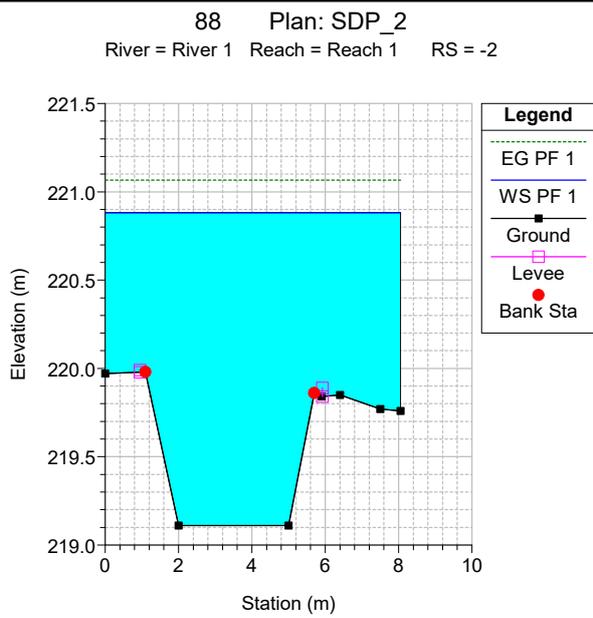


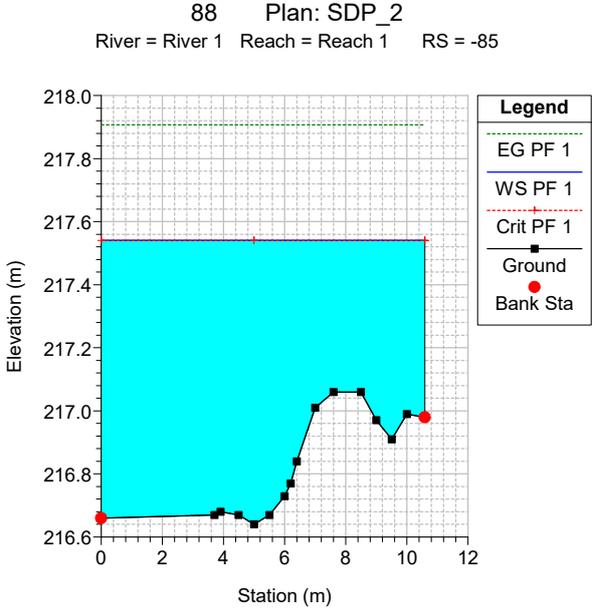
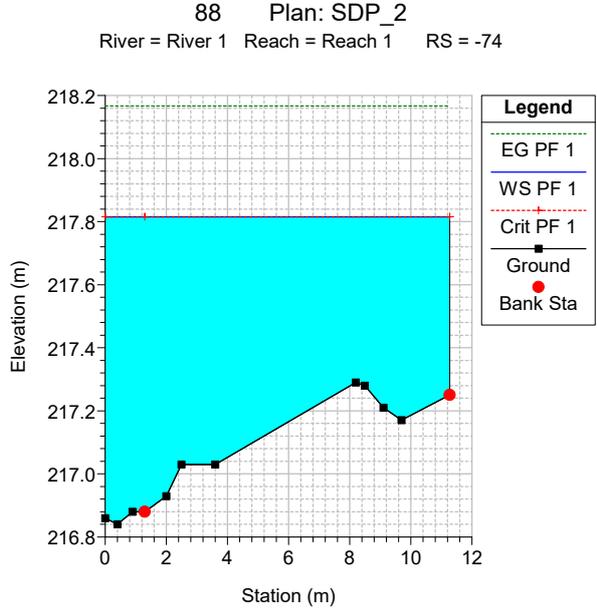
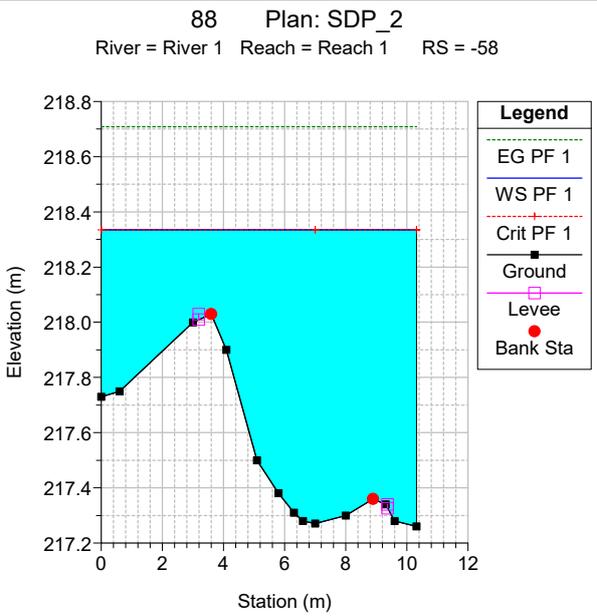
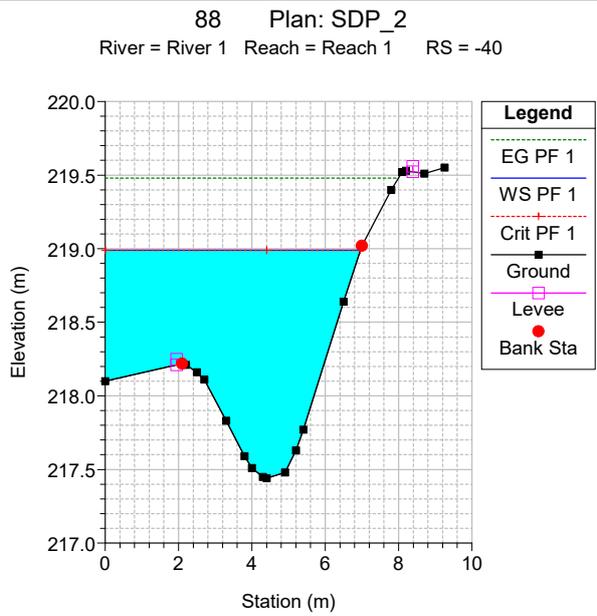




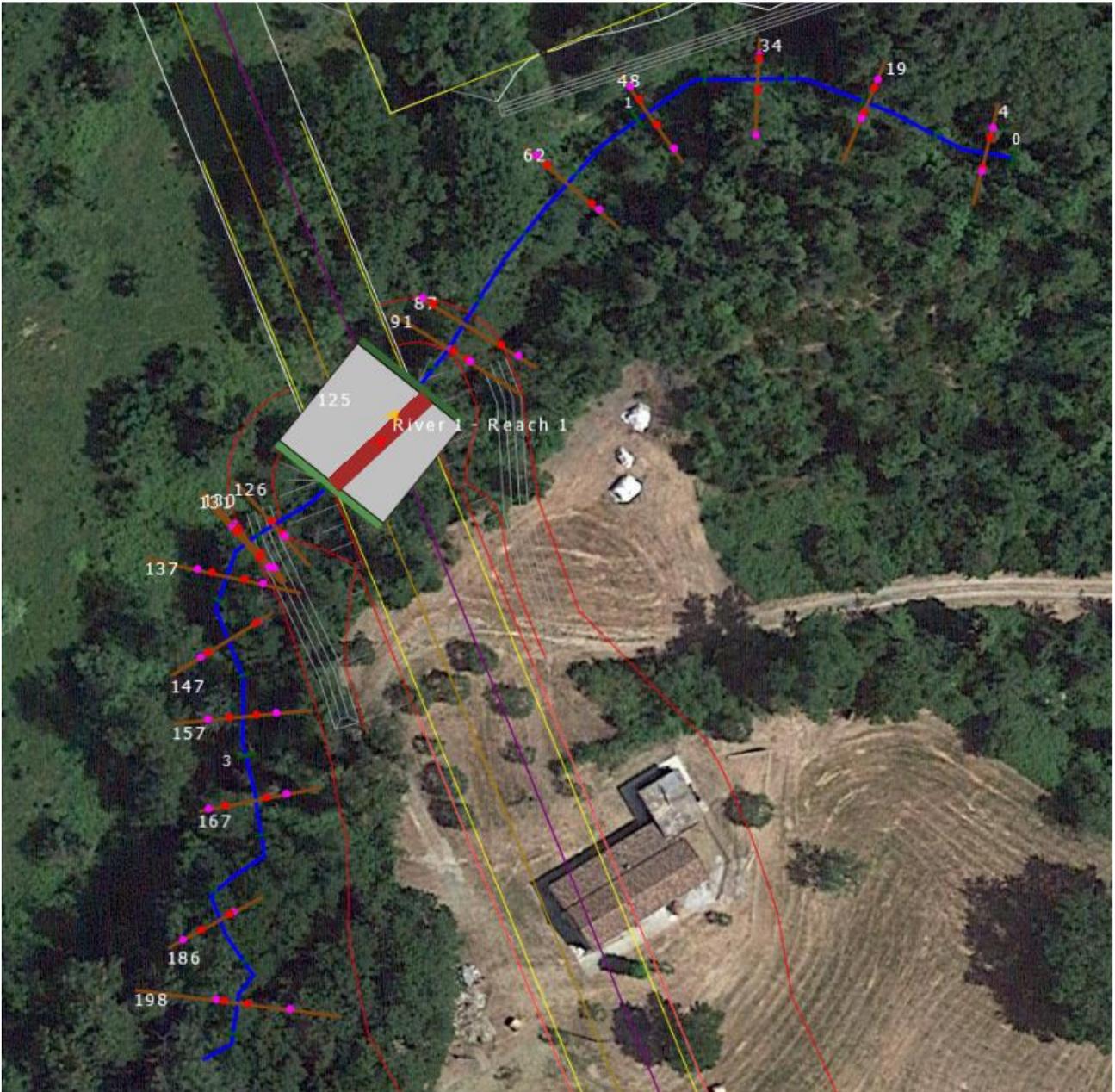






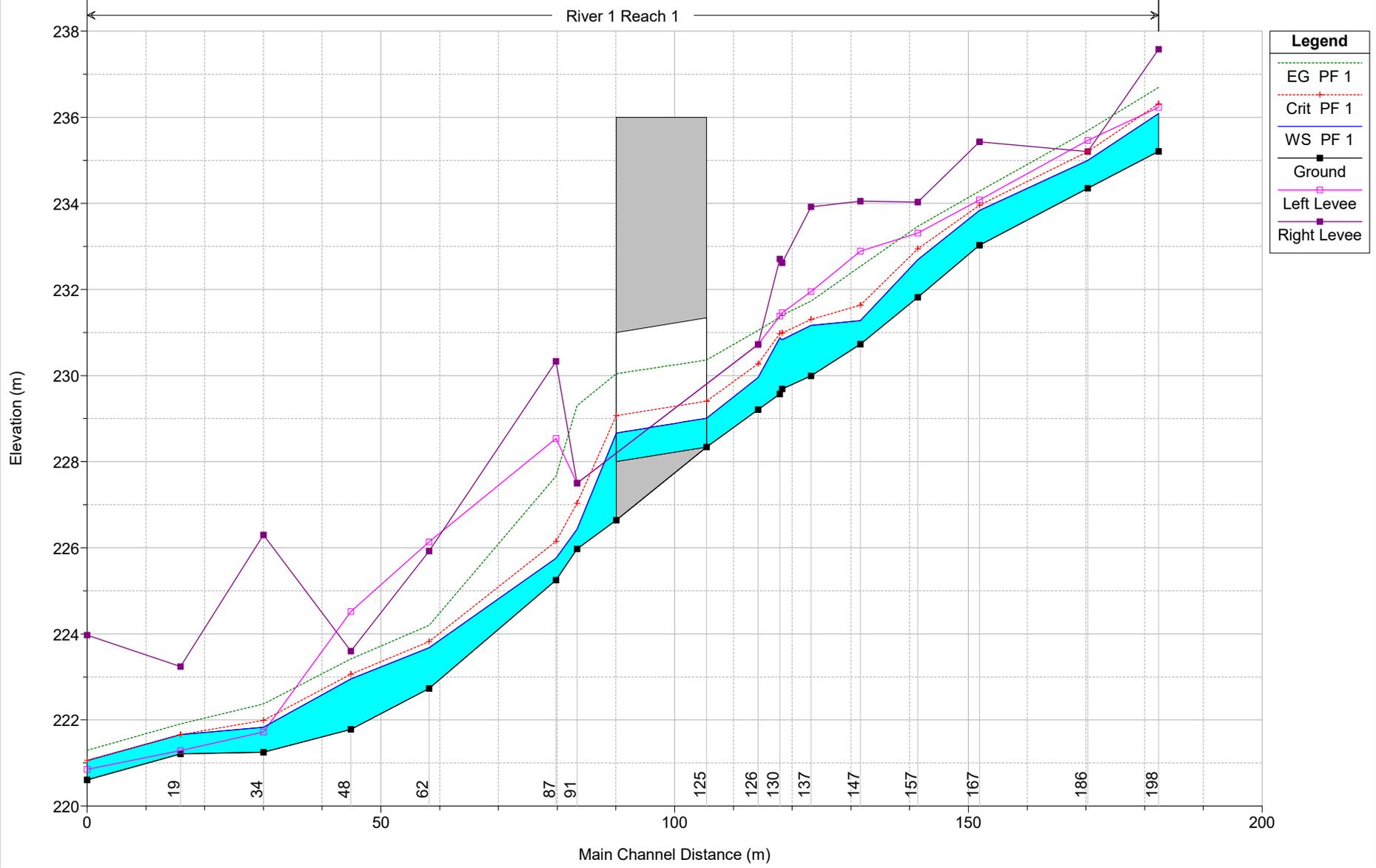


Bacino 89

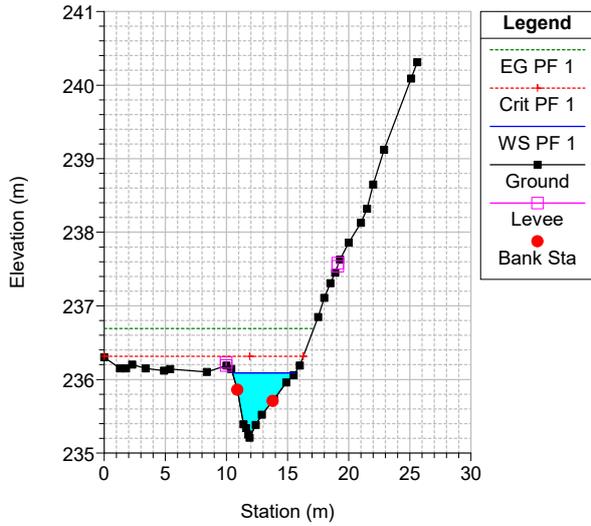


IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2

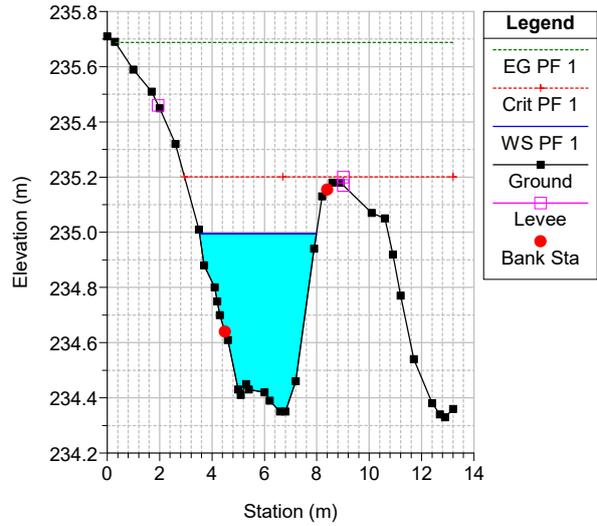
River 1 Reach 1



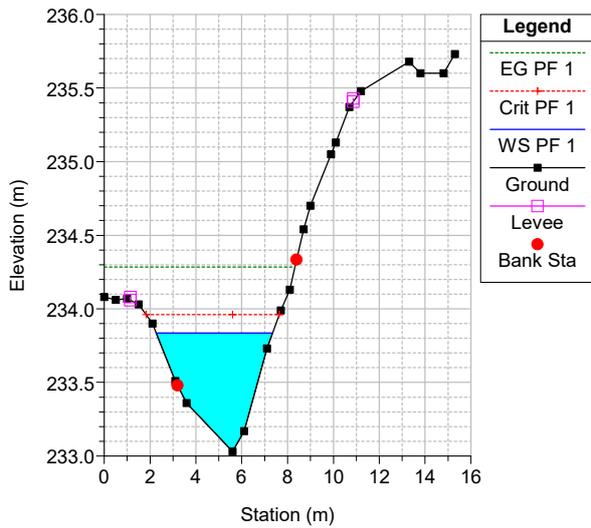
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 198



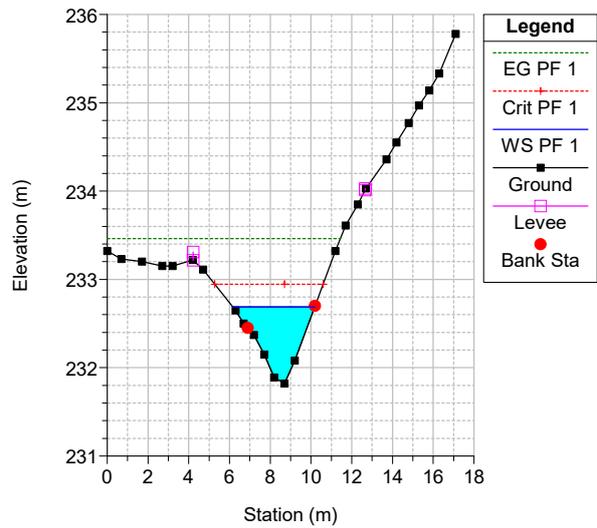
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 186



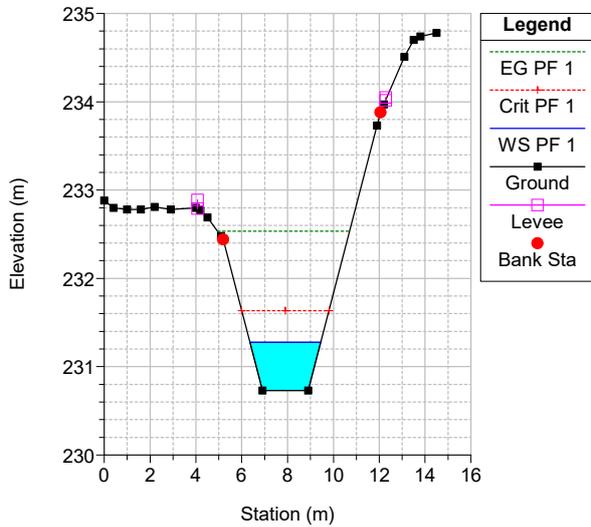
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 167



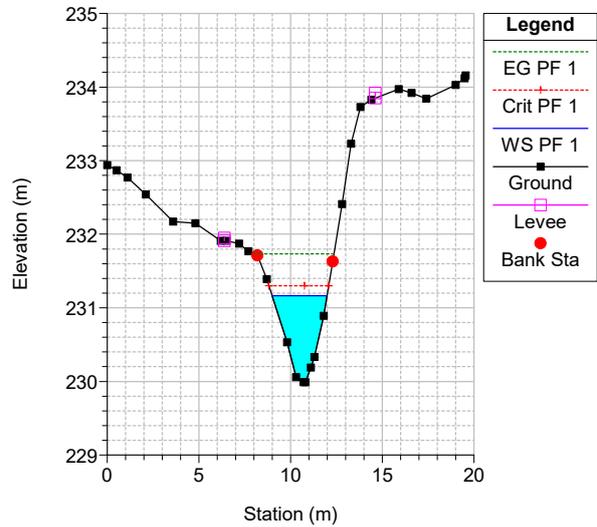
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 157



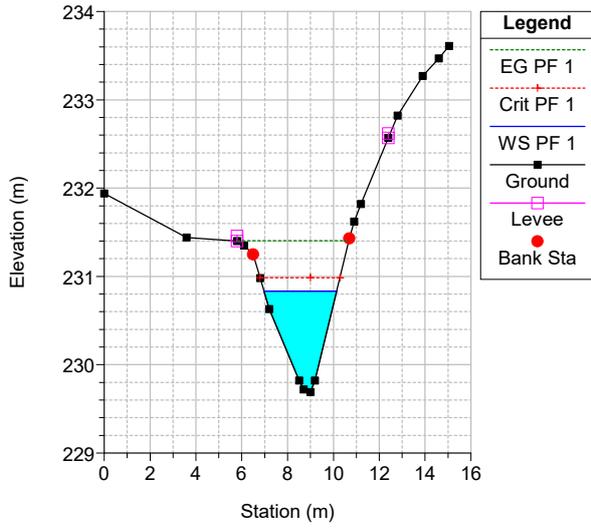
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 147



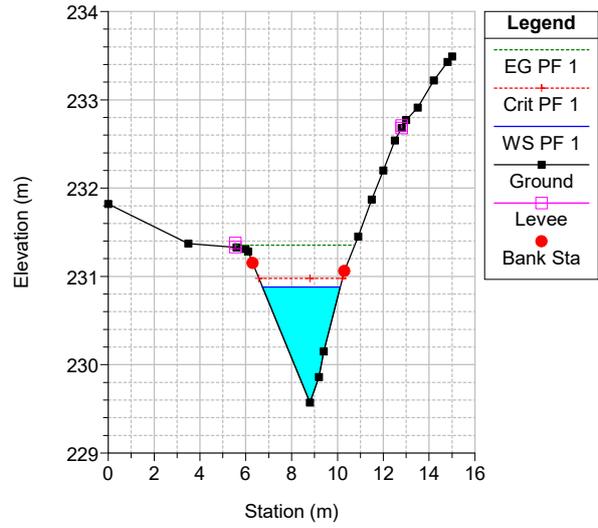
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 137



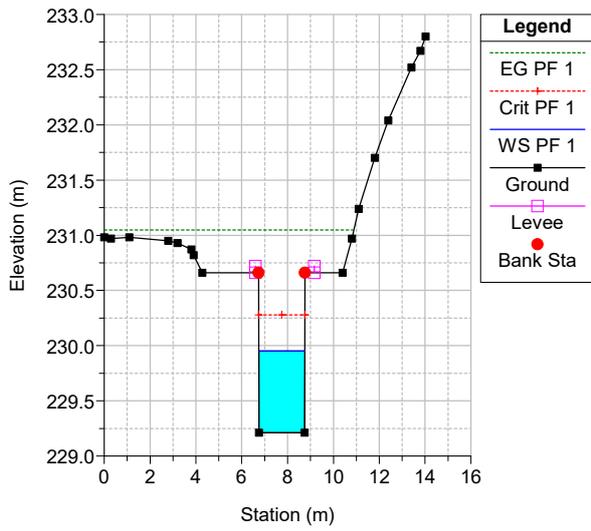
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 131



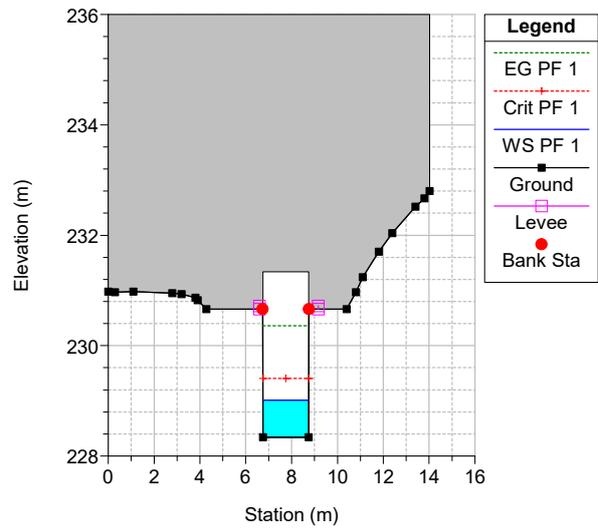
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 130



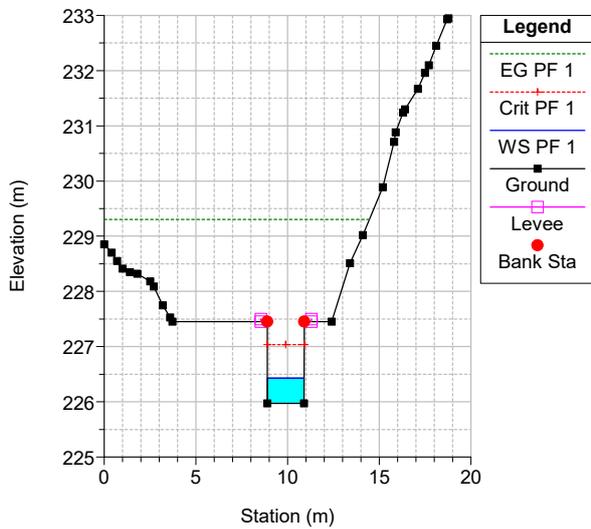
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 126



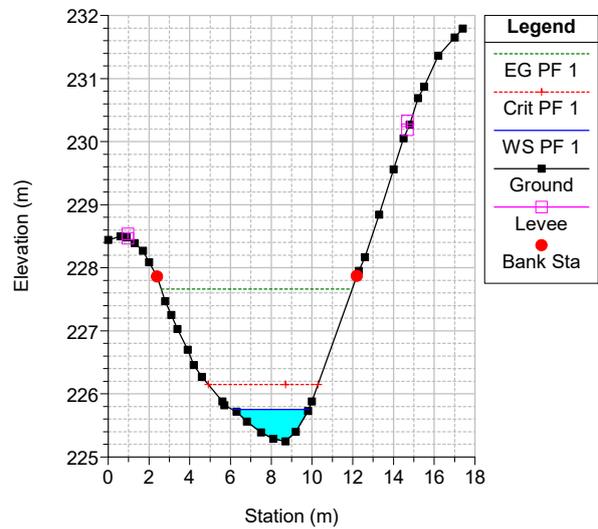
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 125 Culv



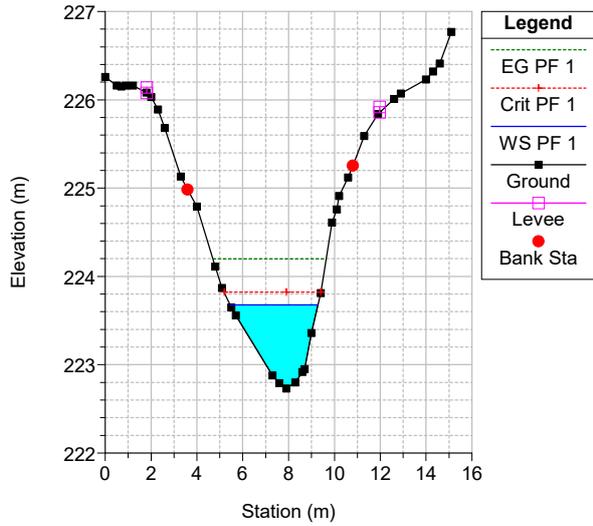
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 91



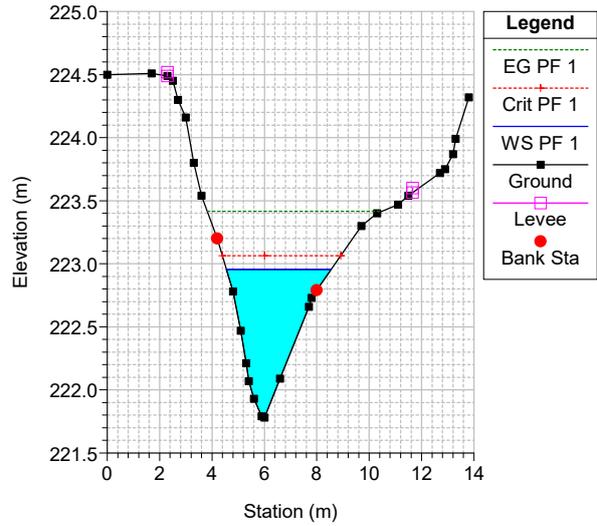
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 87



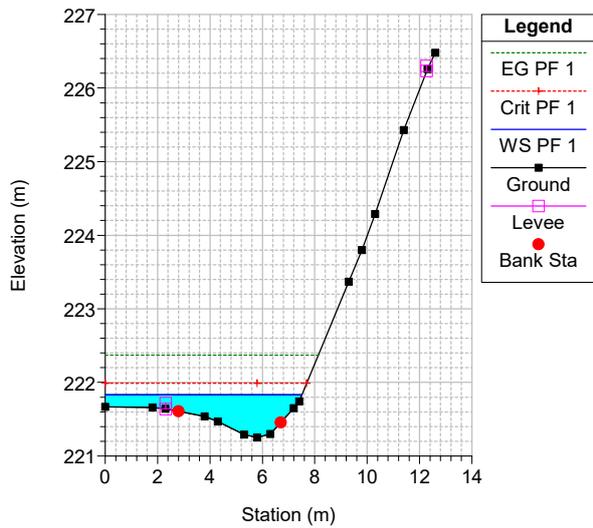
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 62



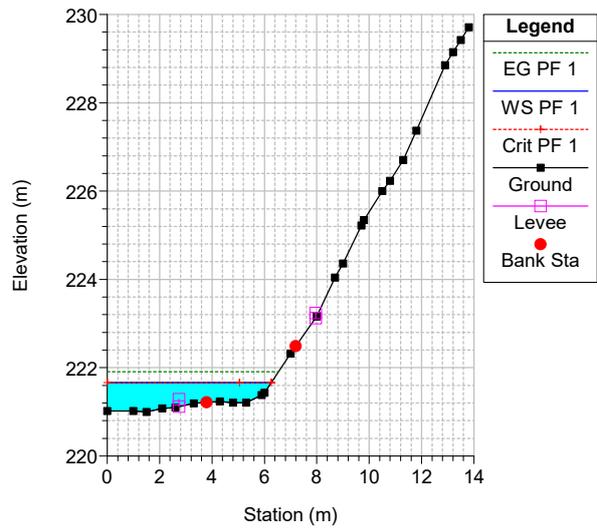
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 48



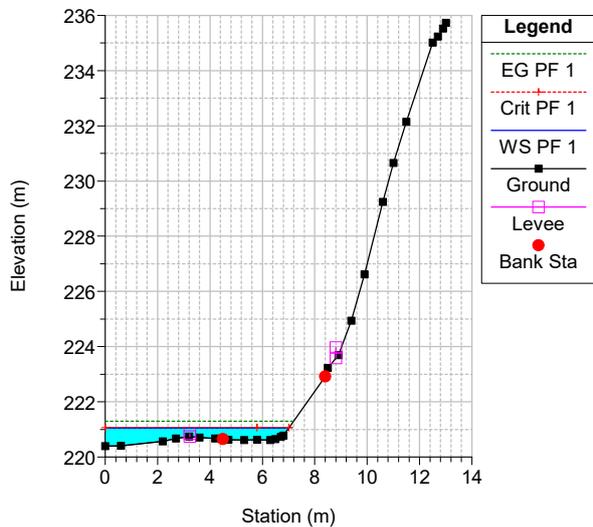
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 34



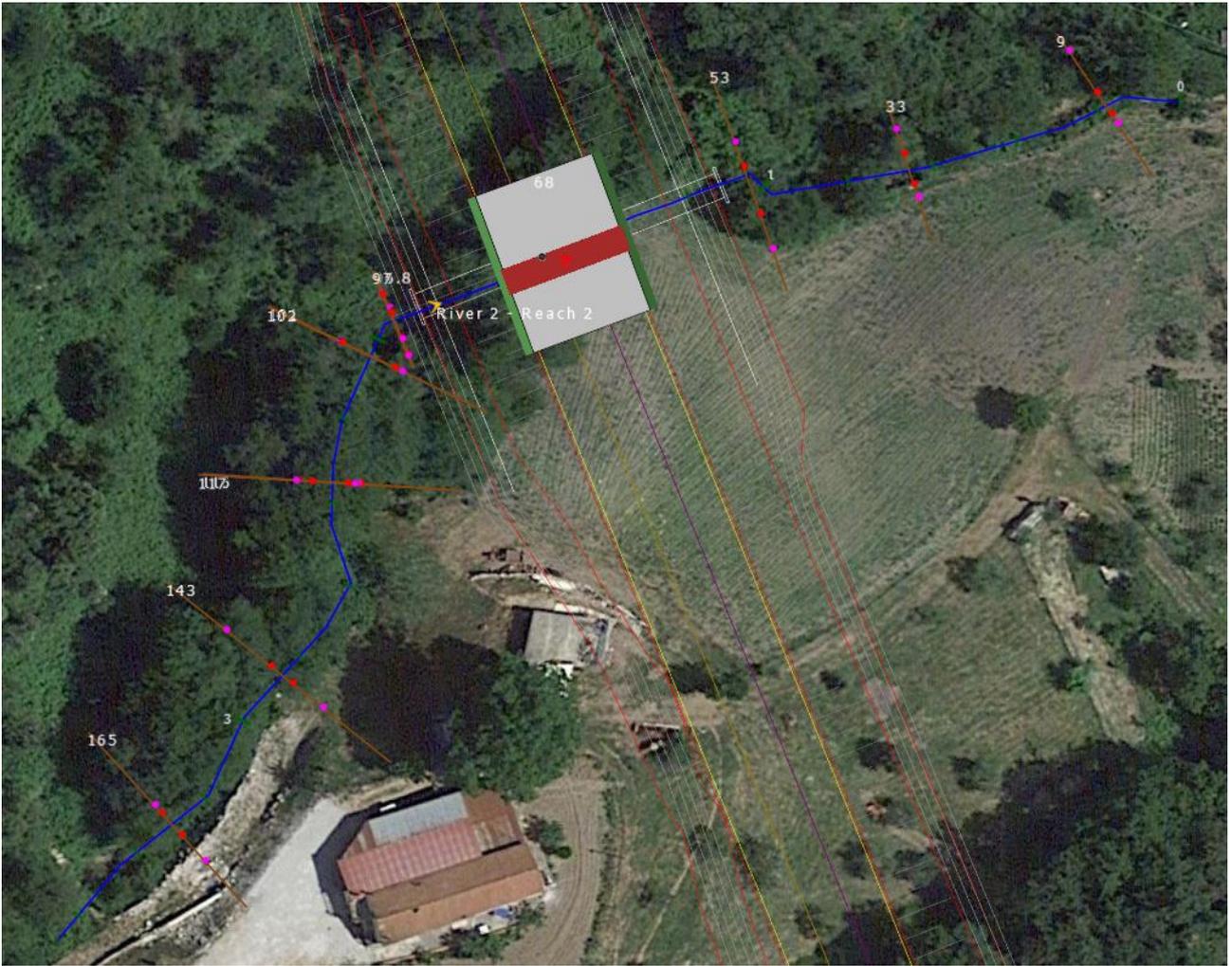
IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 19



IN02 bacino 89 Plan: SDP_tombino_2
River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 4

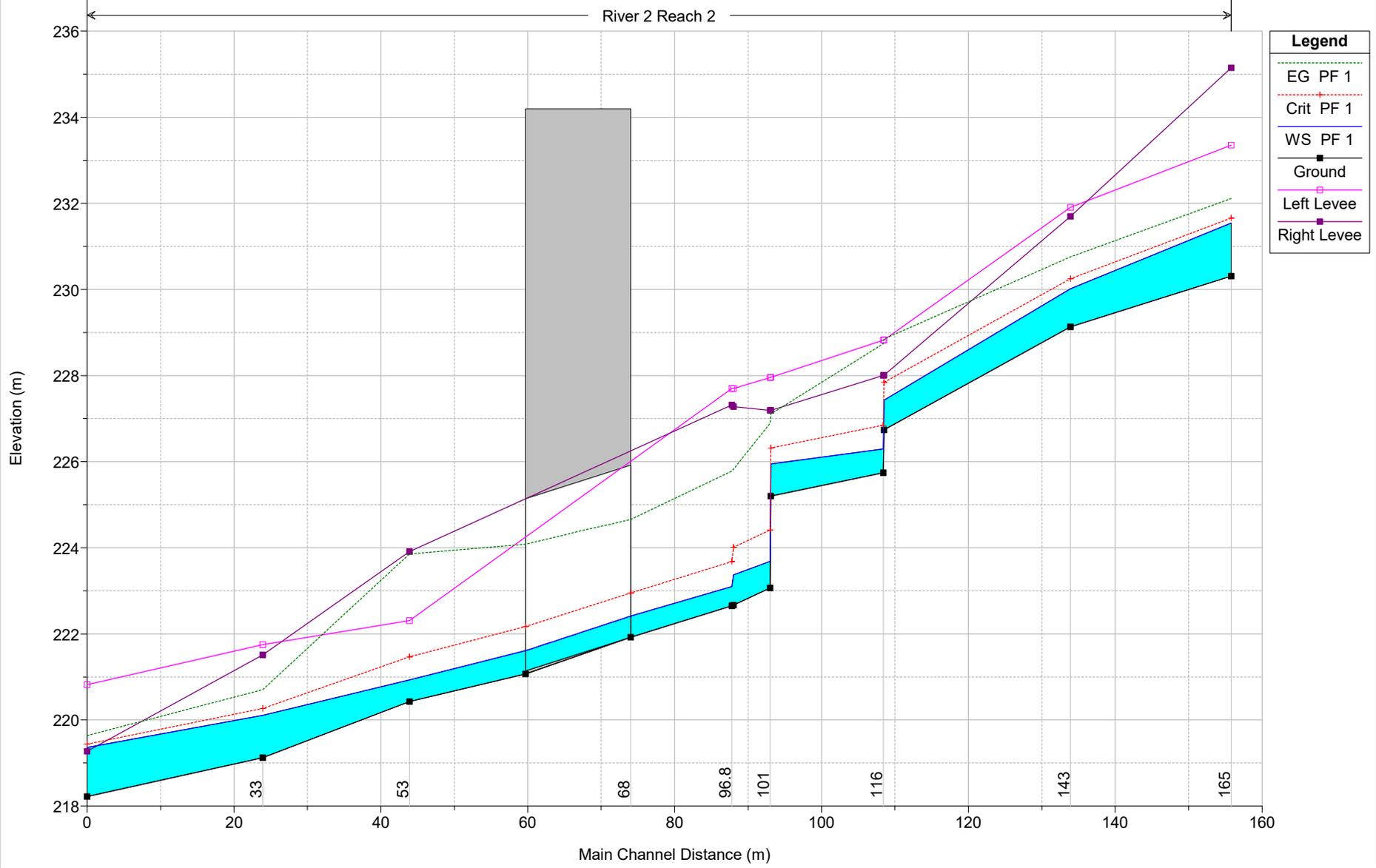


Bacino 90

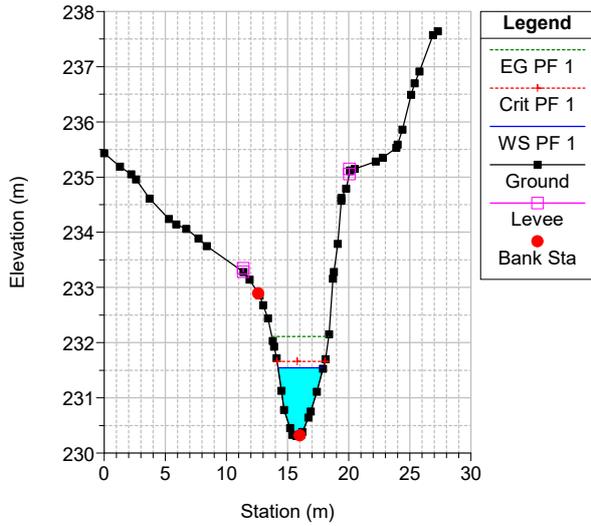


IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200

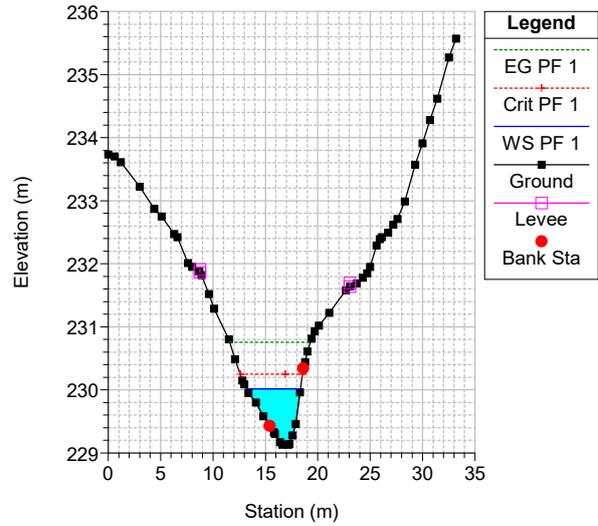
River 2 Reach 2



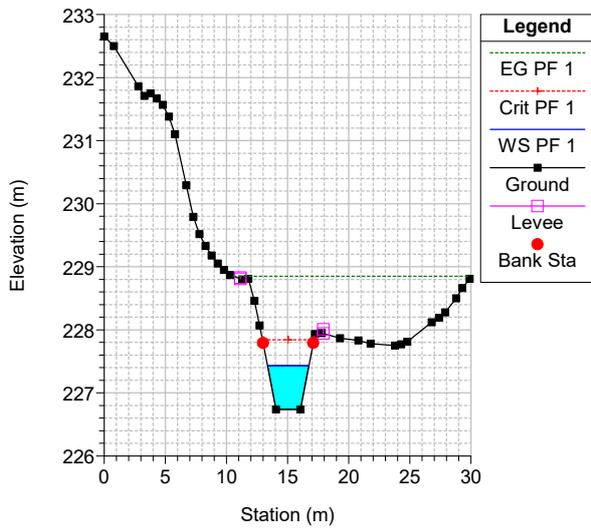
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 165



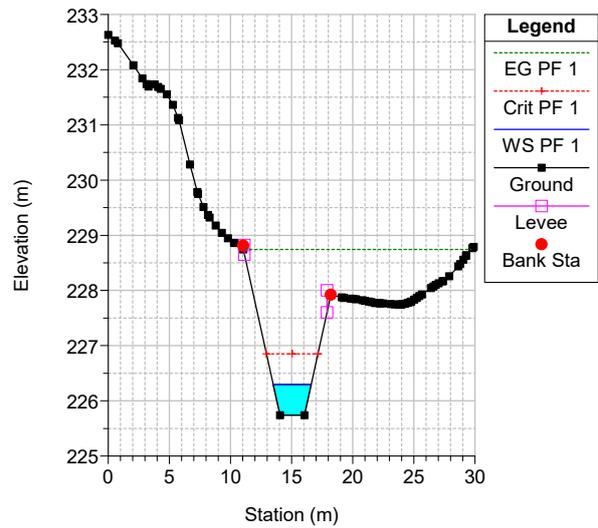
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 143



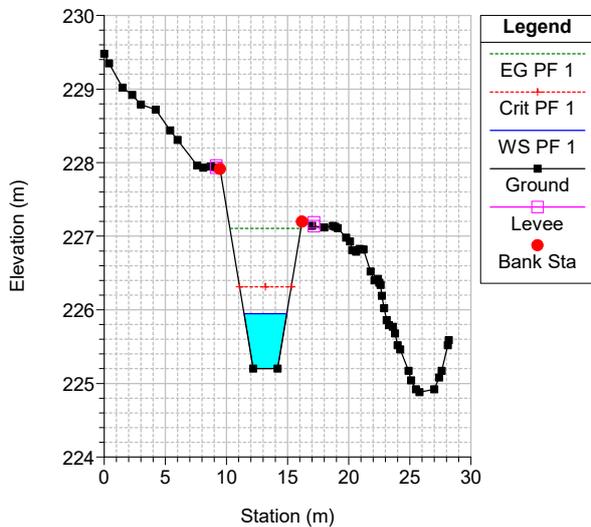
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 117



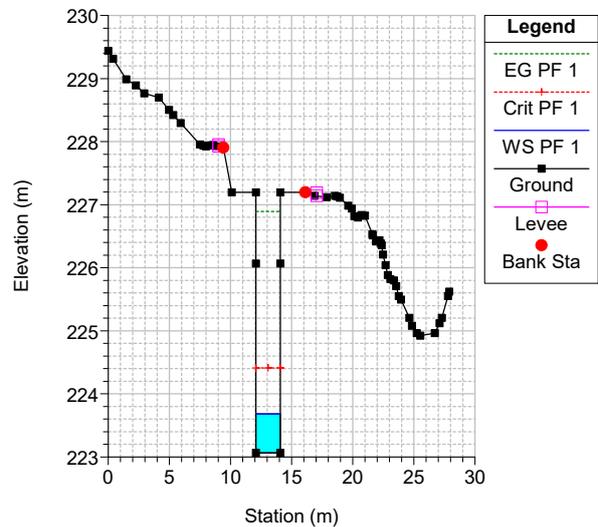
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 116



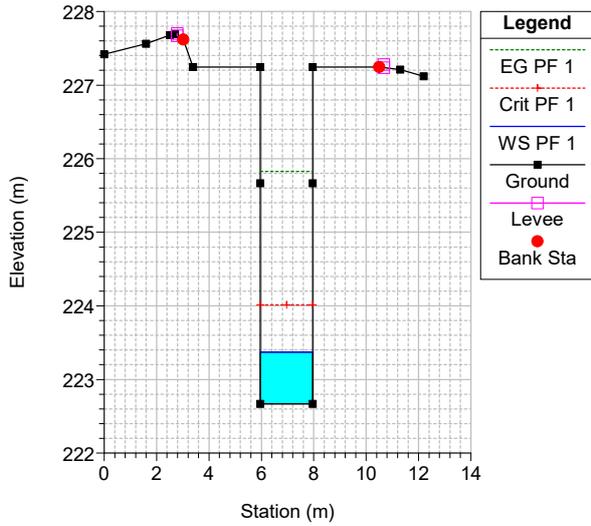
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 102



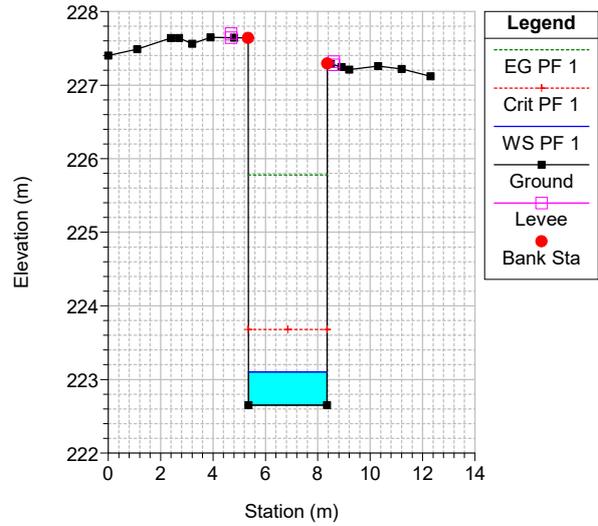
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 101



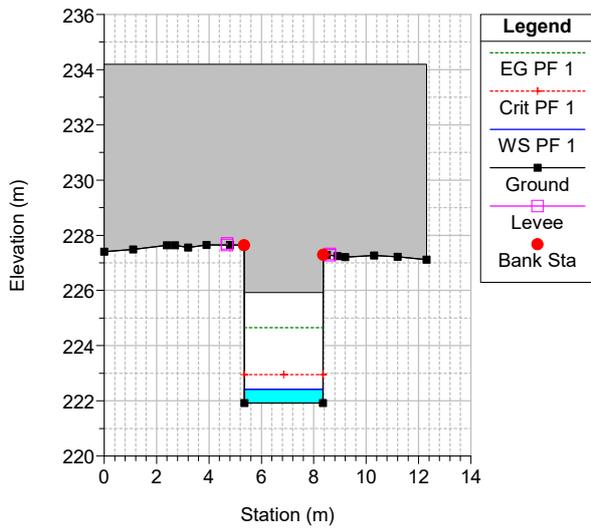
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 97



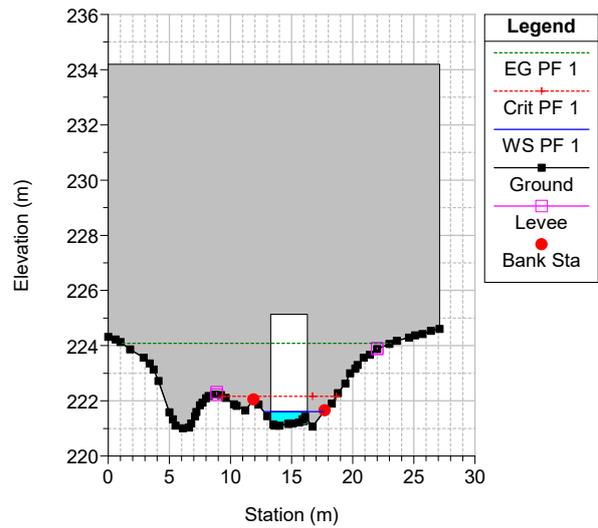
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 96.8



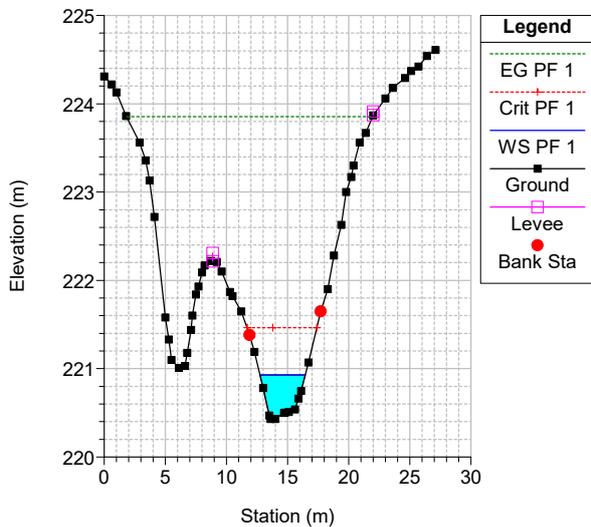
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 68 Culv



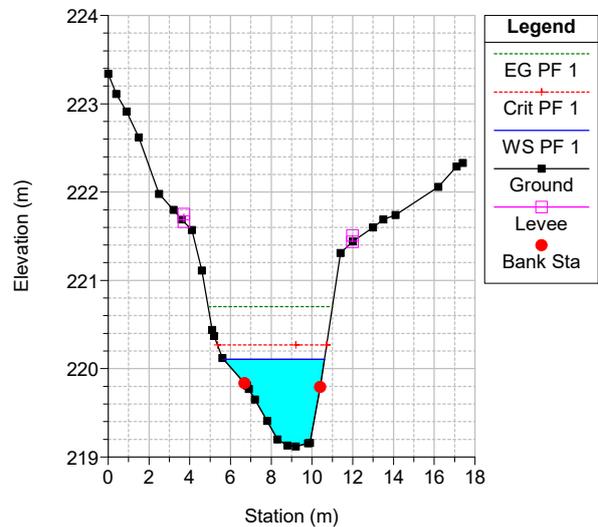
IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 68 Culv



IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 53

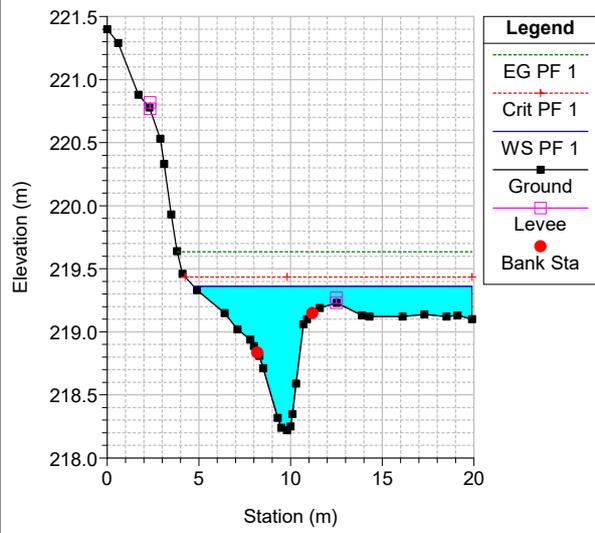


IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200
 River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 33

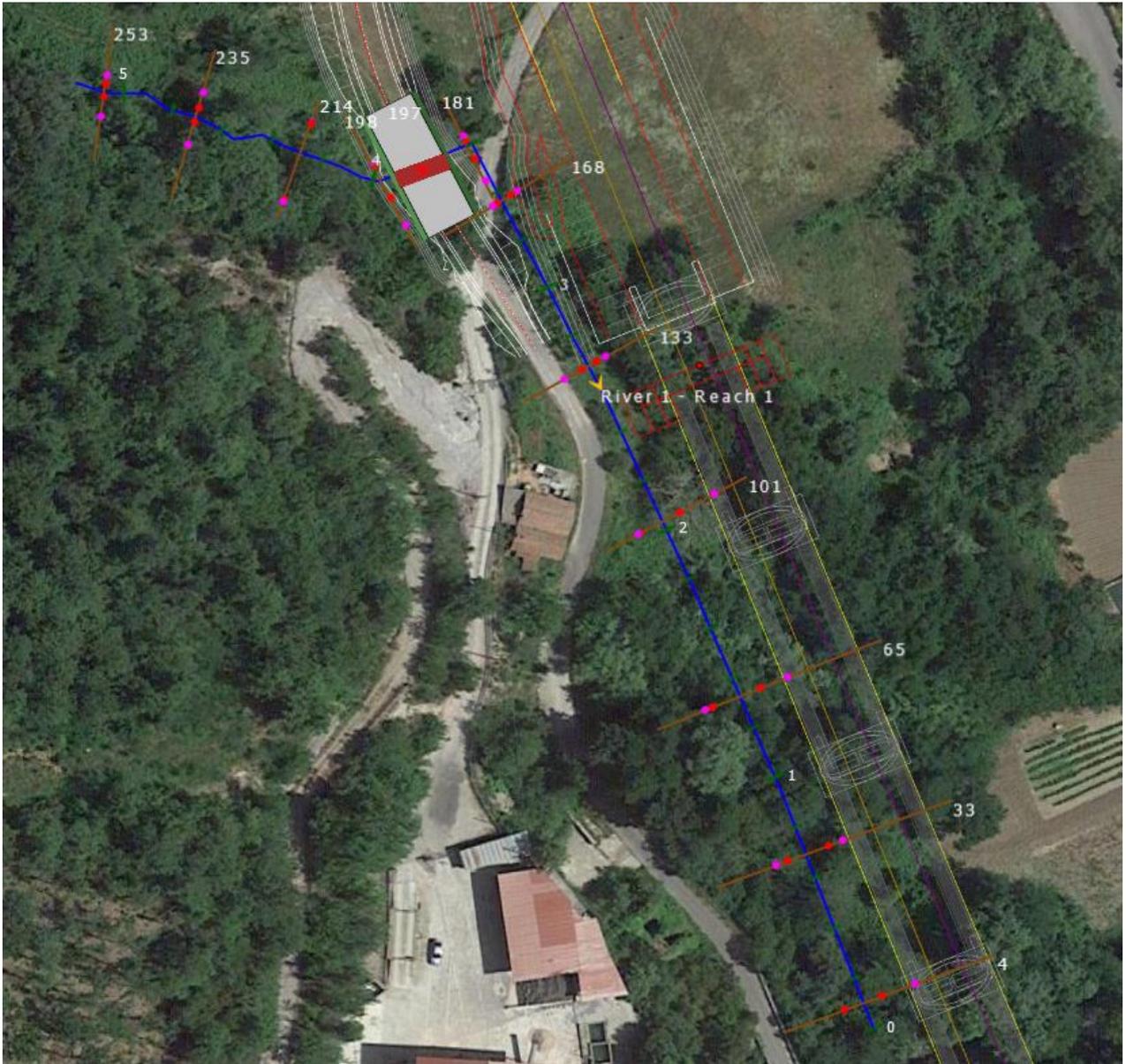


IN03 Bacino 90 Plan: SDP TR200

River = River 2 Reach = Reach 2 RS = 9

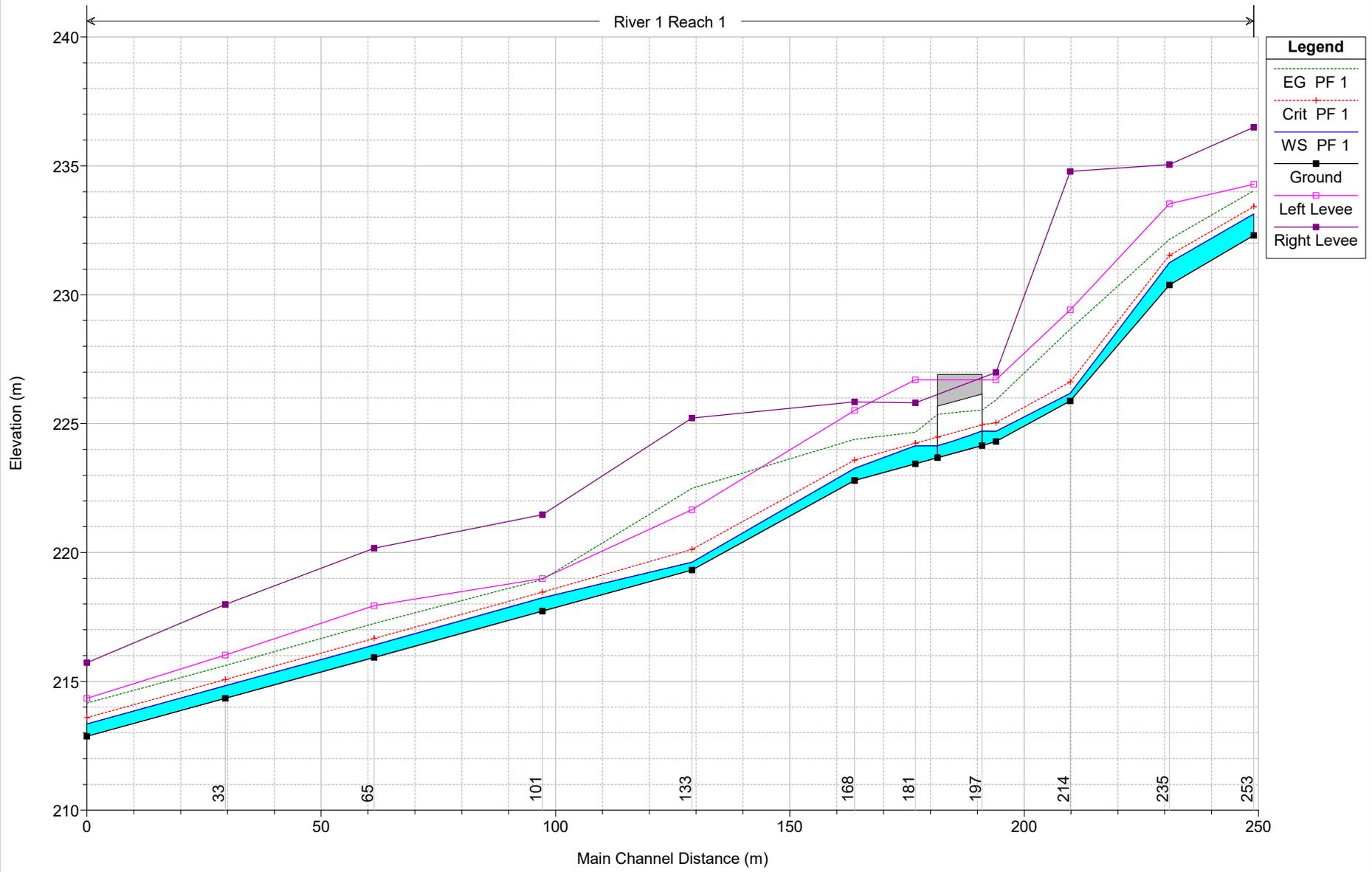


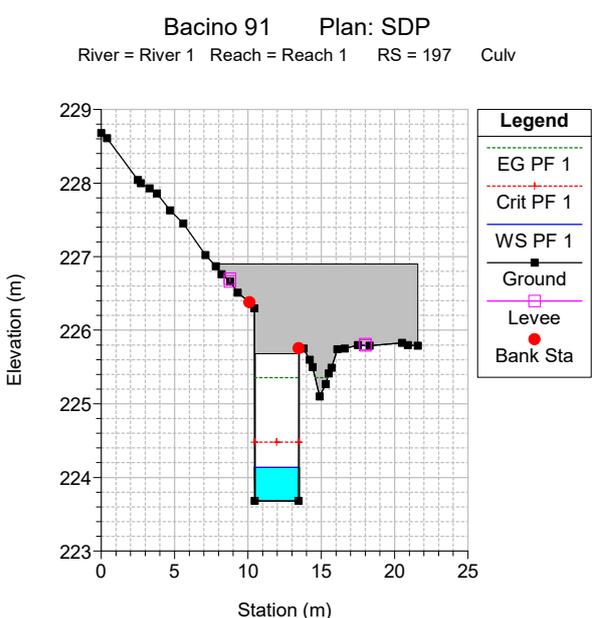
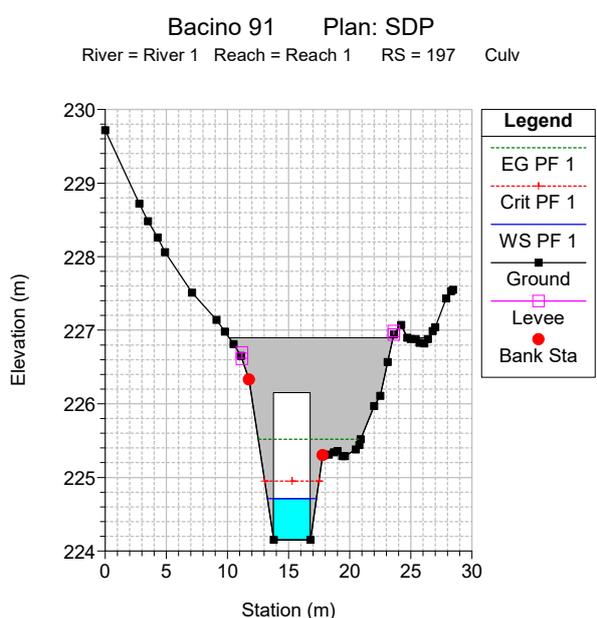
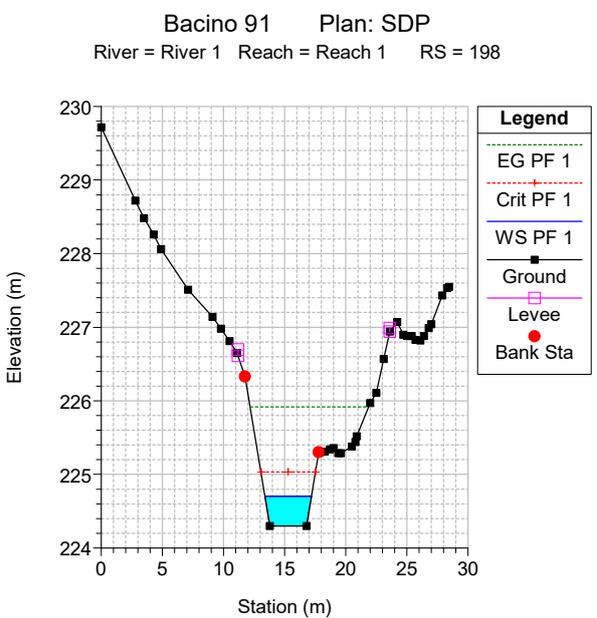
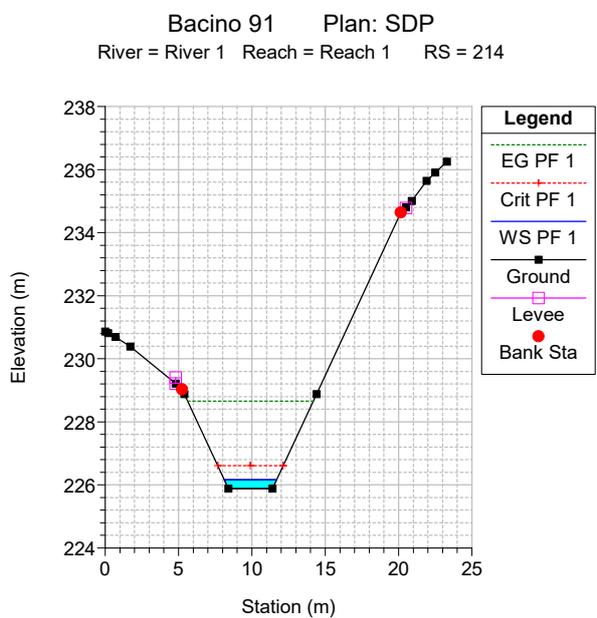
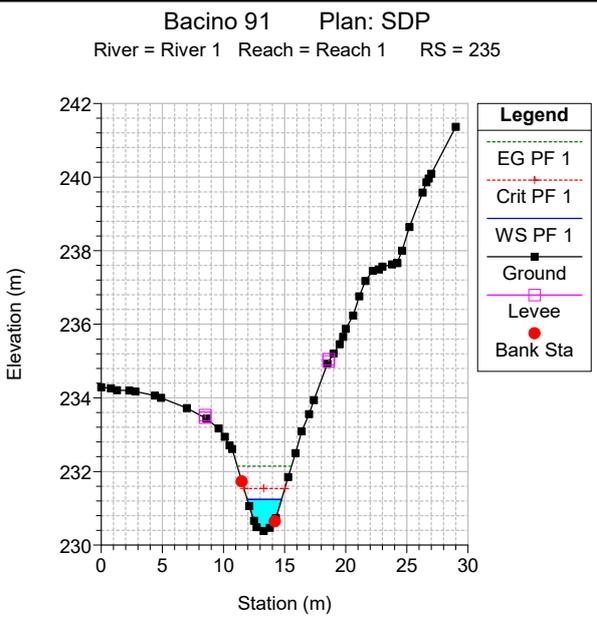
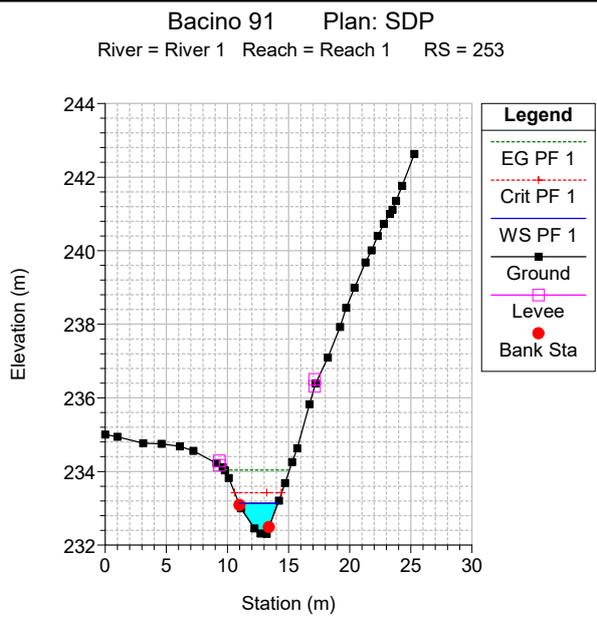
Bacino 91

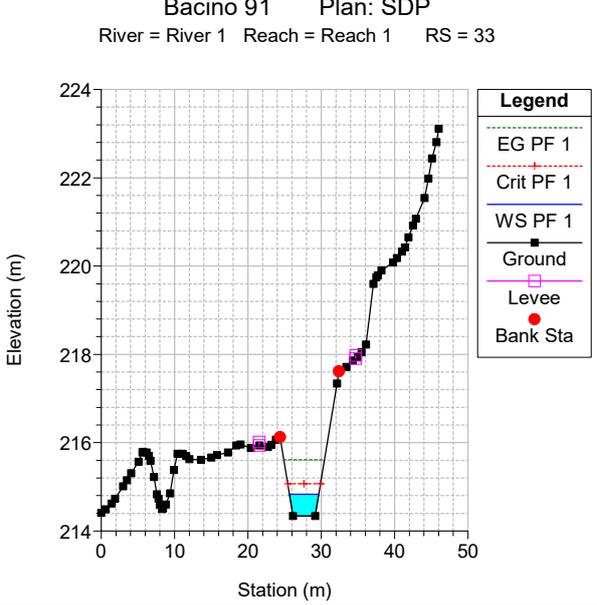
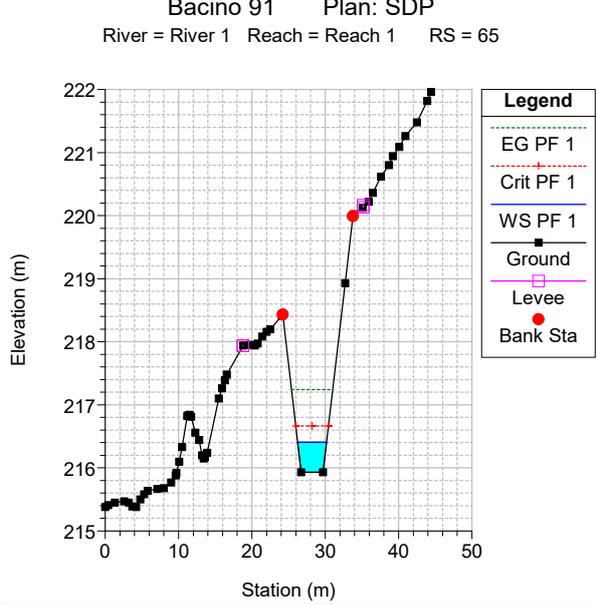
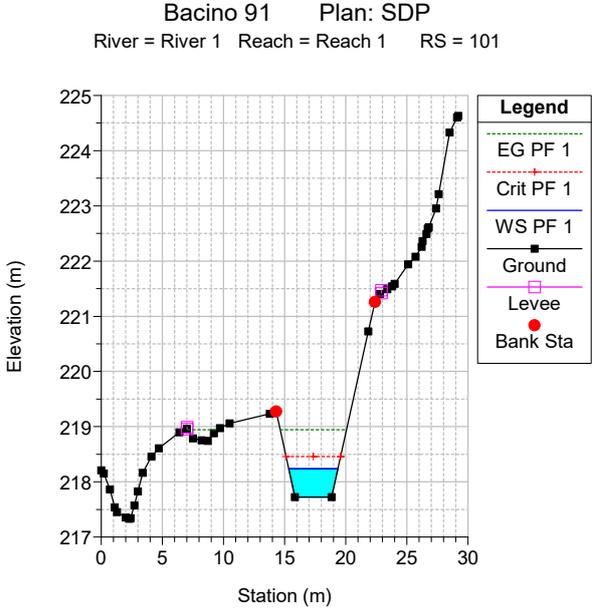
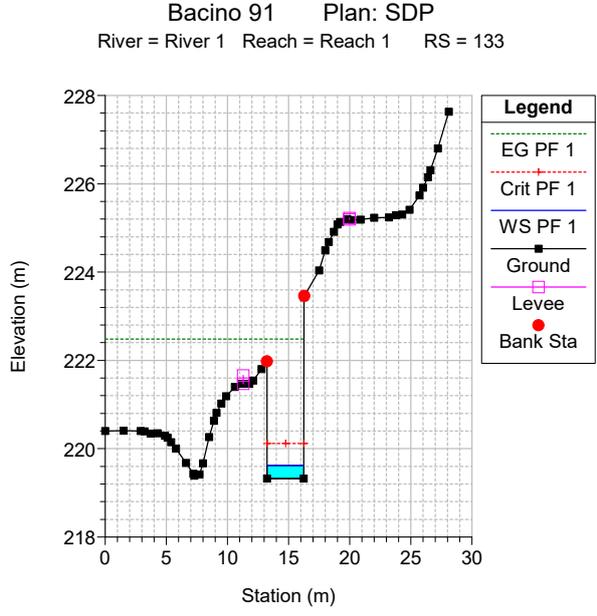
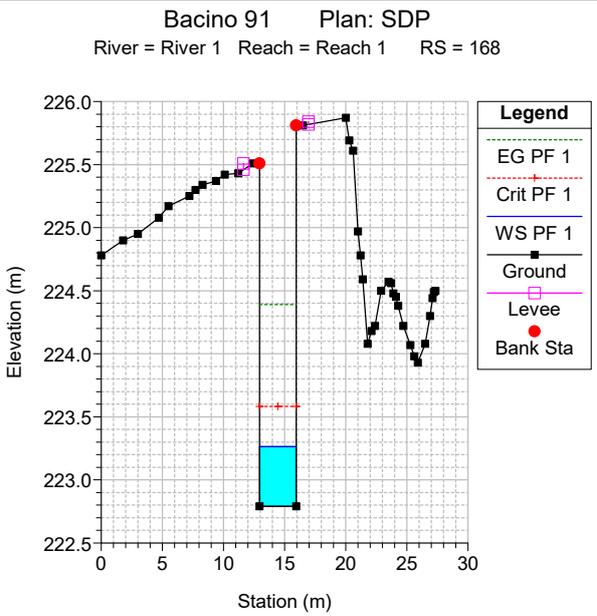
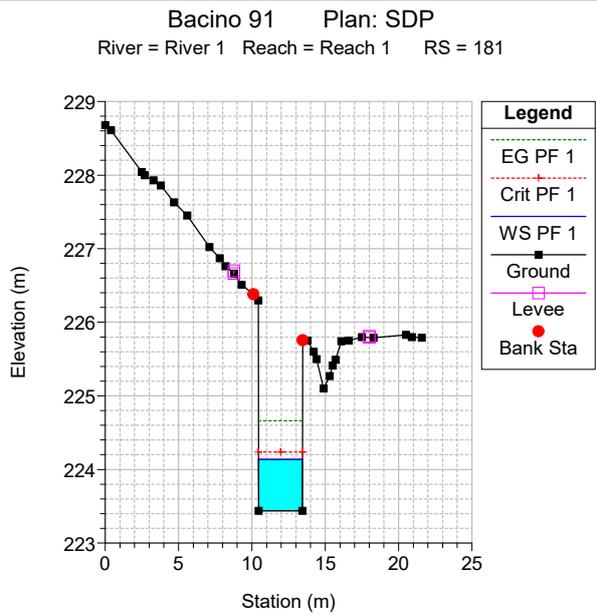


Bacino 91 Plan: SDP

River 1 Reach 1

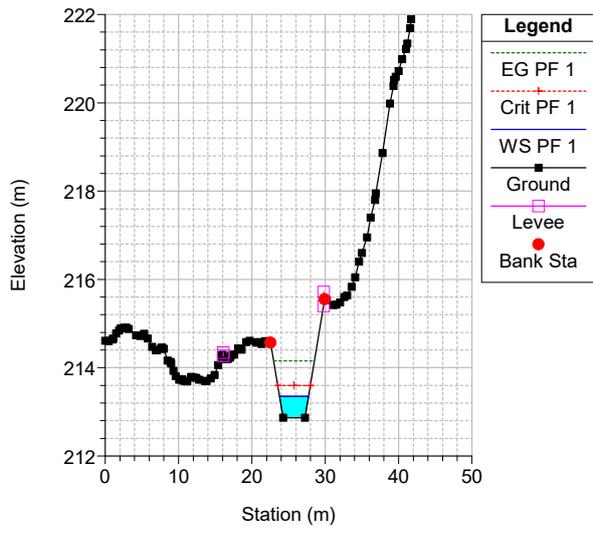






Bacino 91 Plan: SDP

River = River 1 Reach = Reach 1 RS = 4

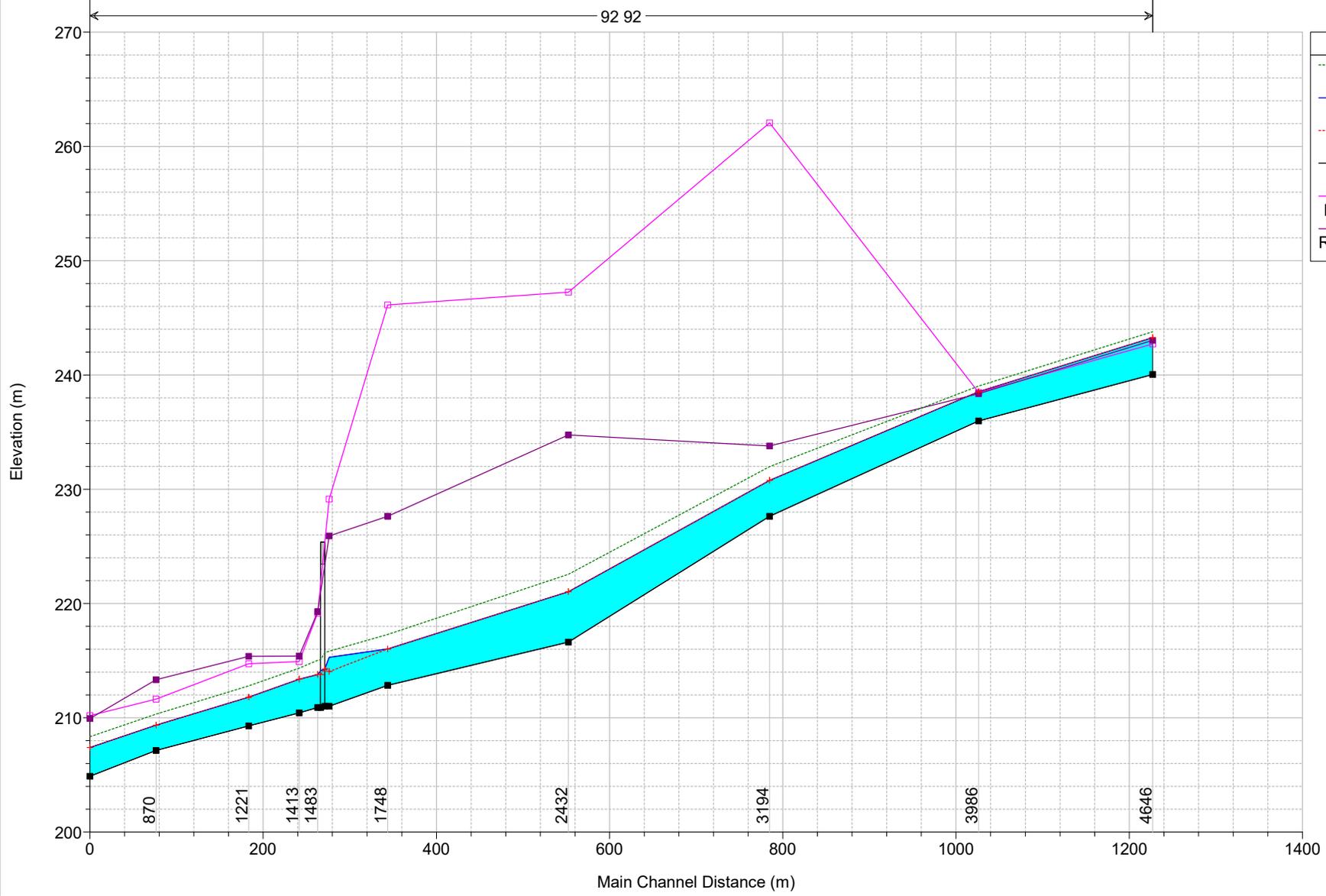


Bacino 92



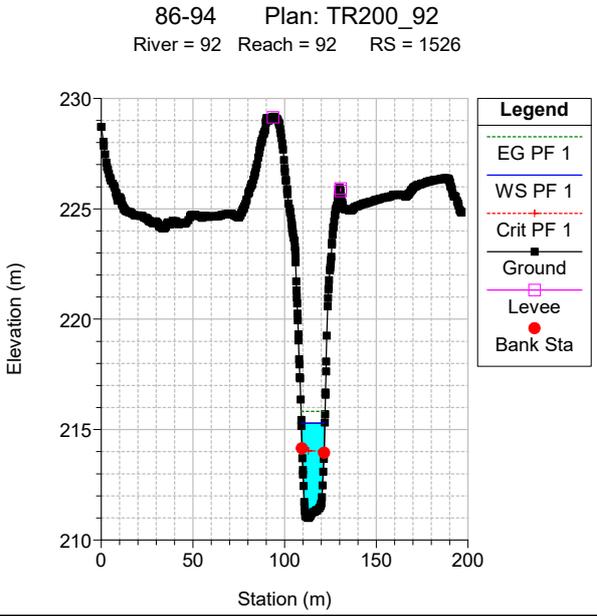
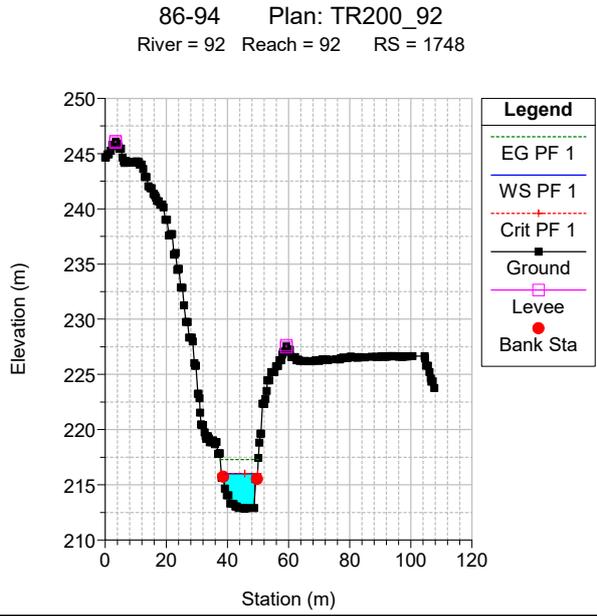
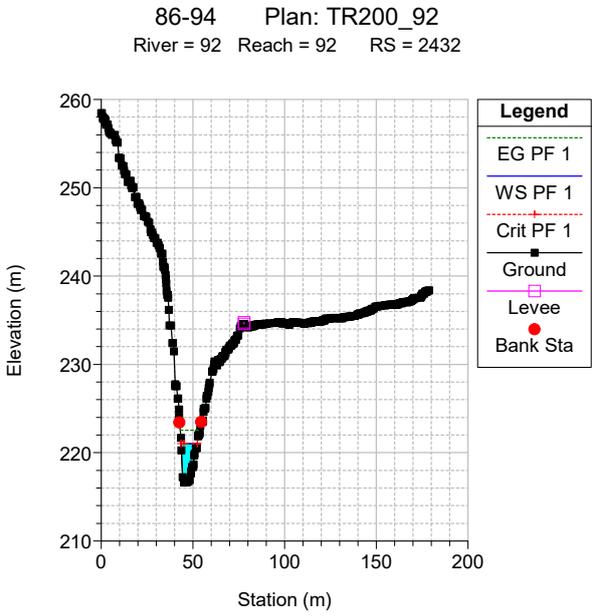
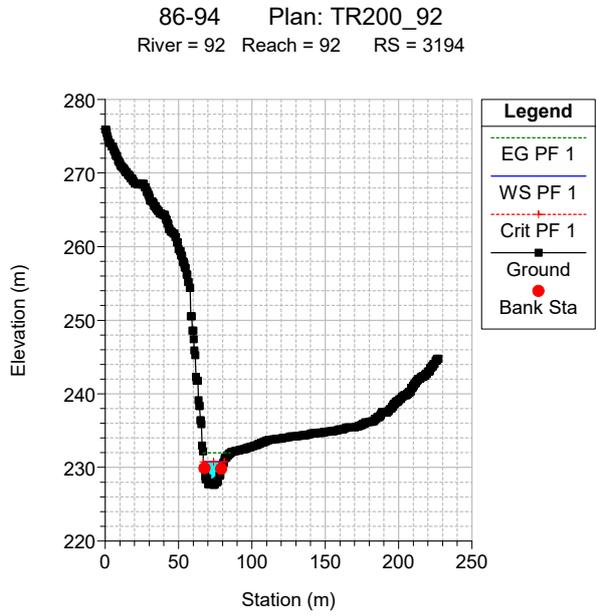
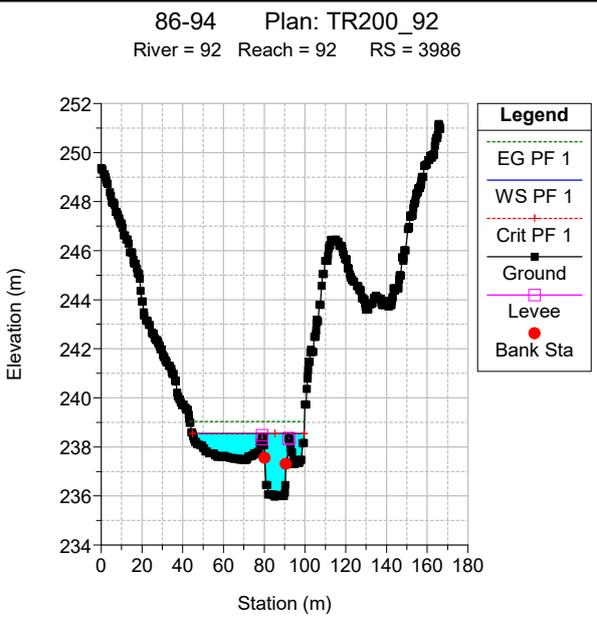
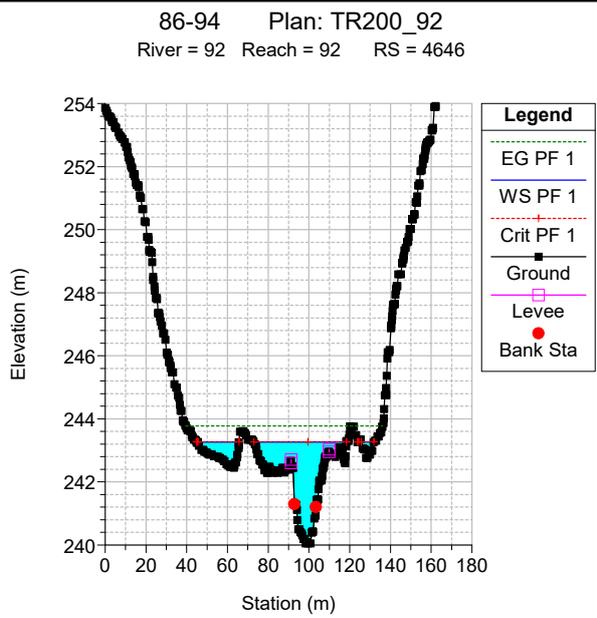
86-94 Plan: TR200_92

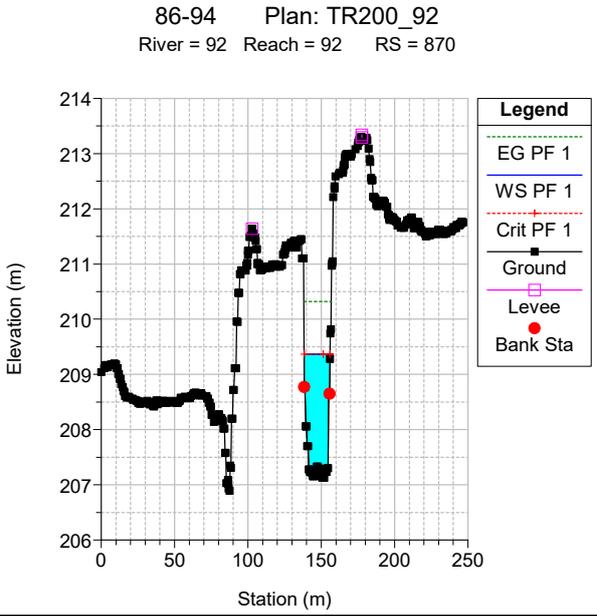
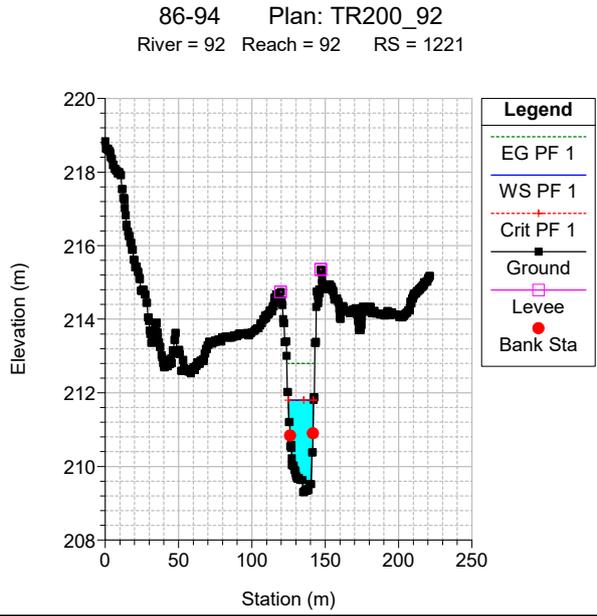
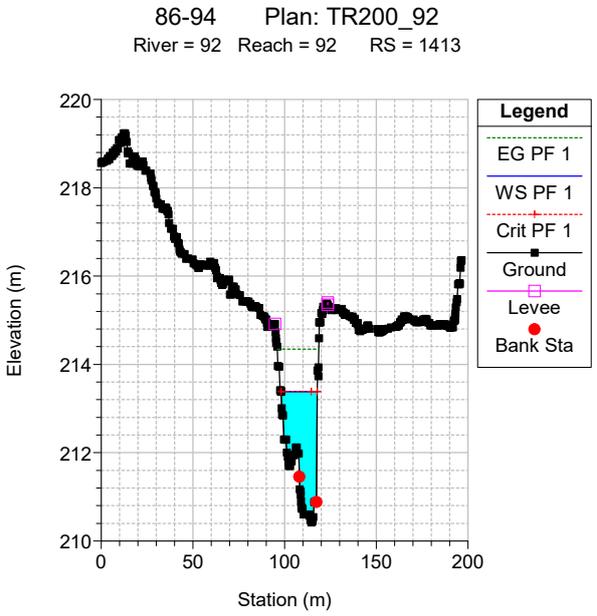
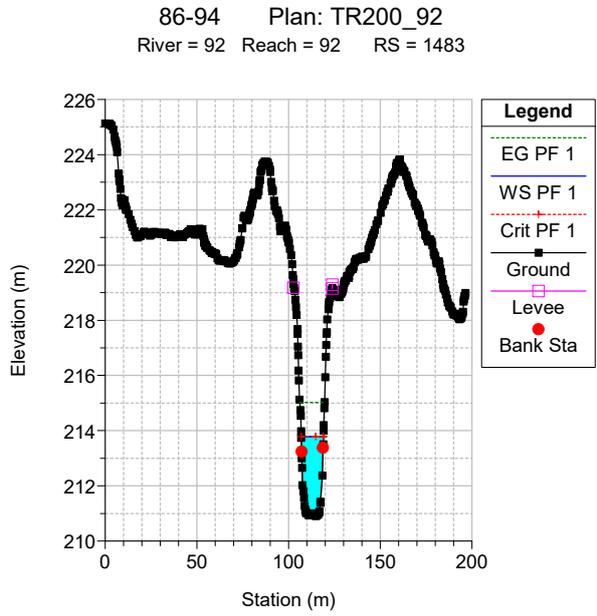
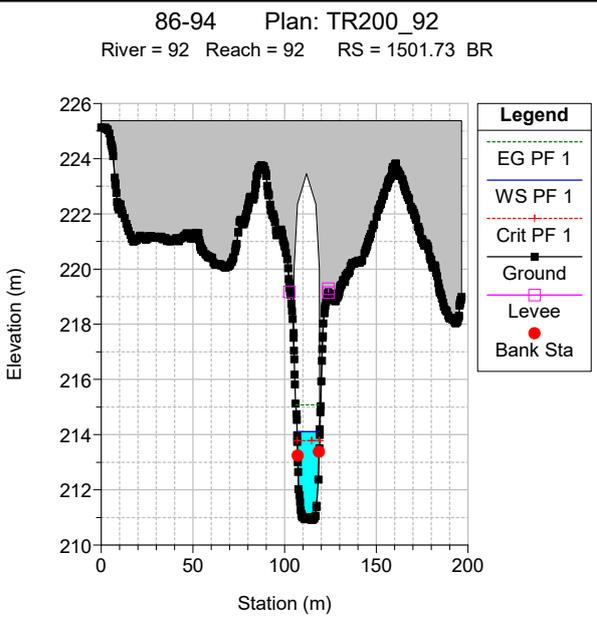
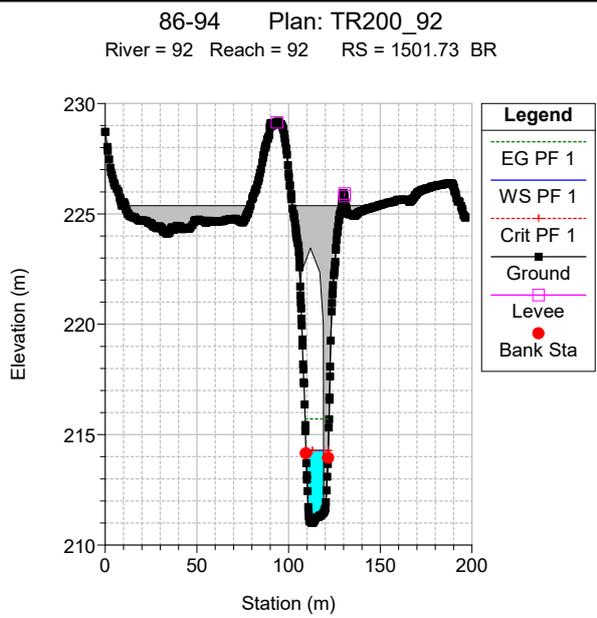
92 92



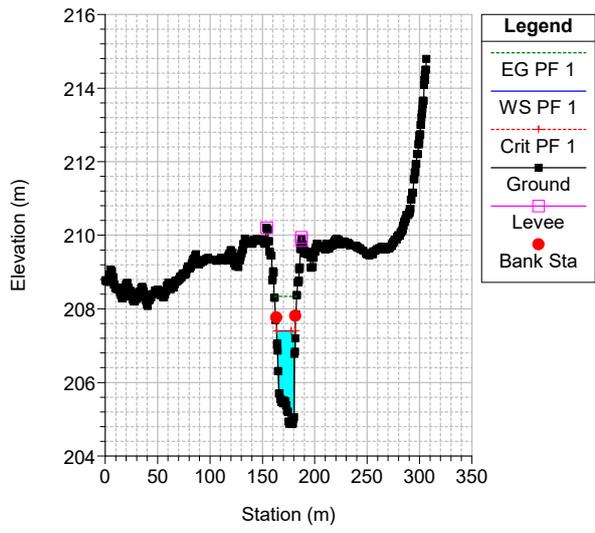
Legend

- EG PF 1
- WS PF 1
- Crit PF 1
- Ground
- Left Levee
- Right Levee

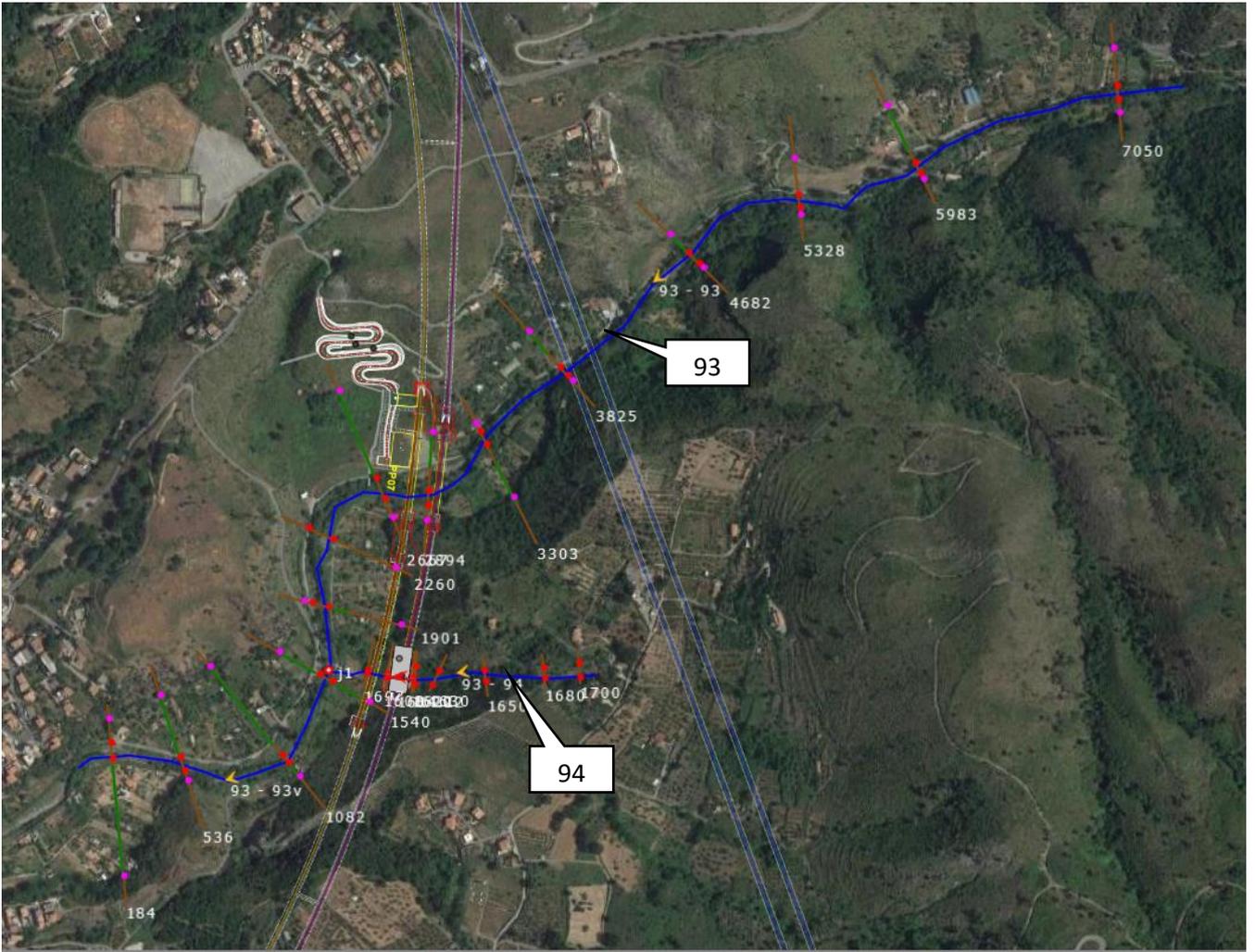




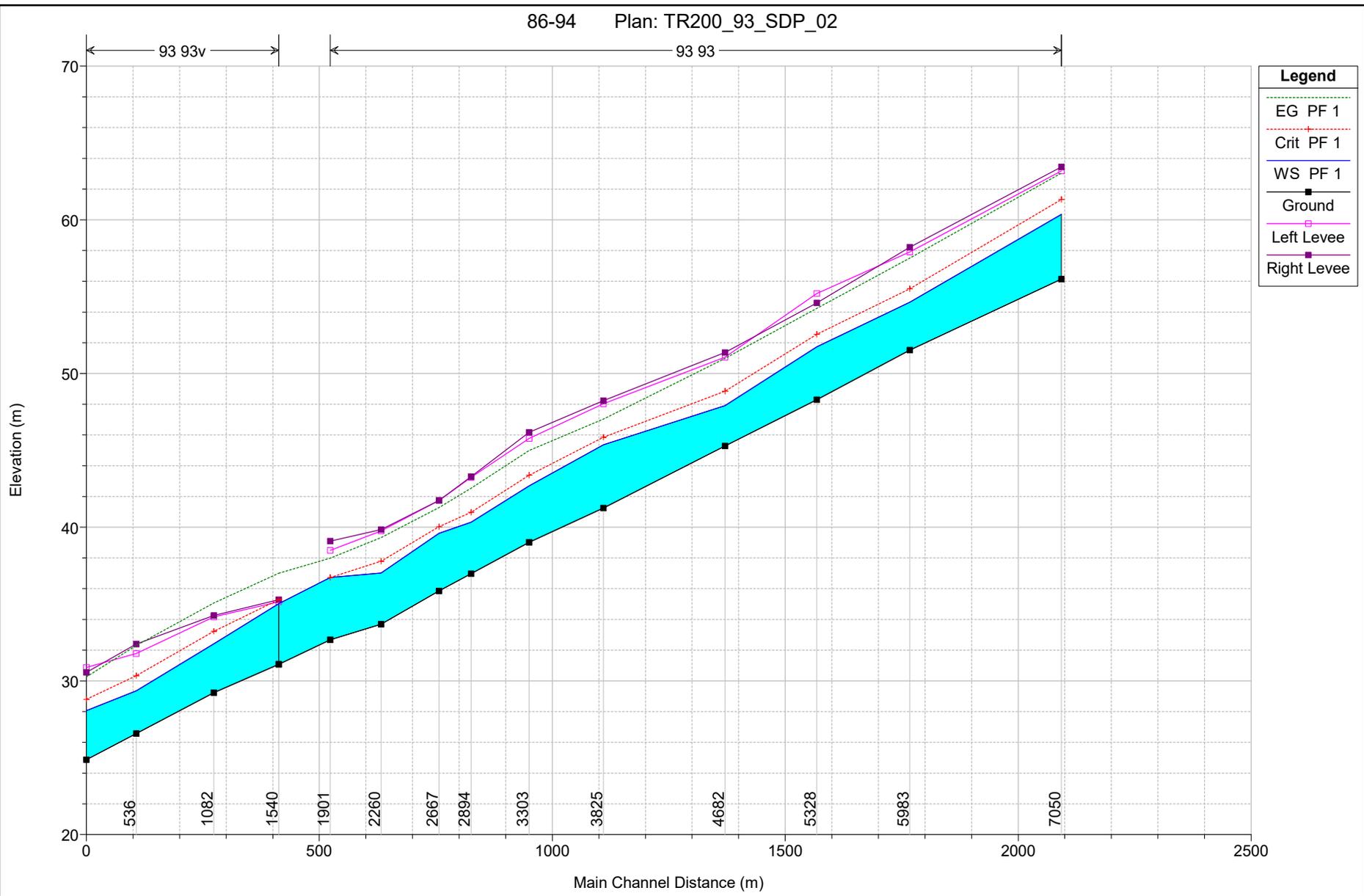
86-94 Plan: TR200_92
River = 92 Reach = 92 RS = 620



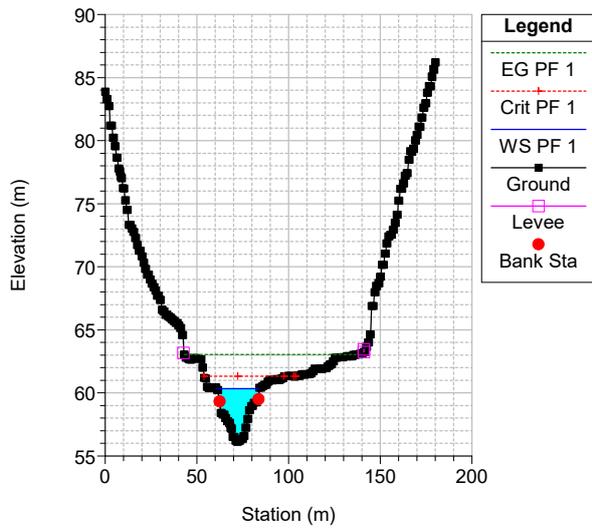
Bacino 93-94



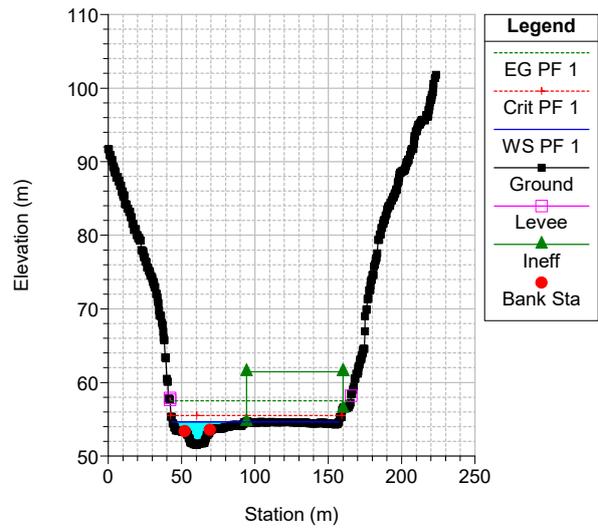
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02



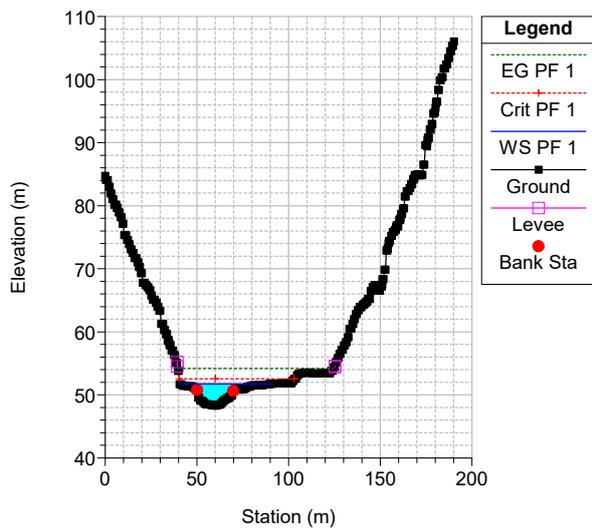
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 7050



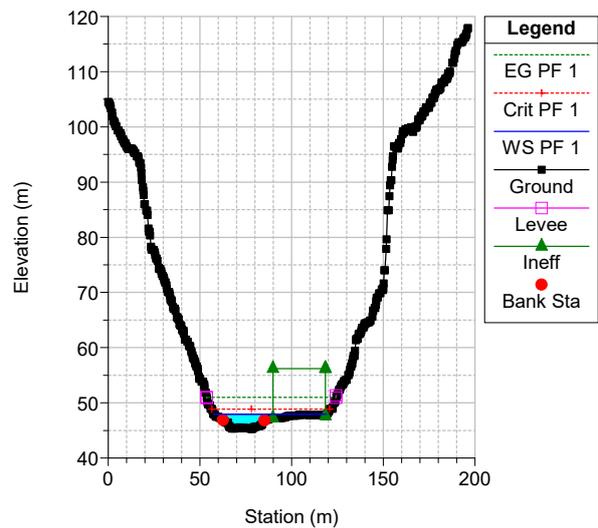
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 5983



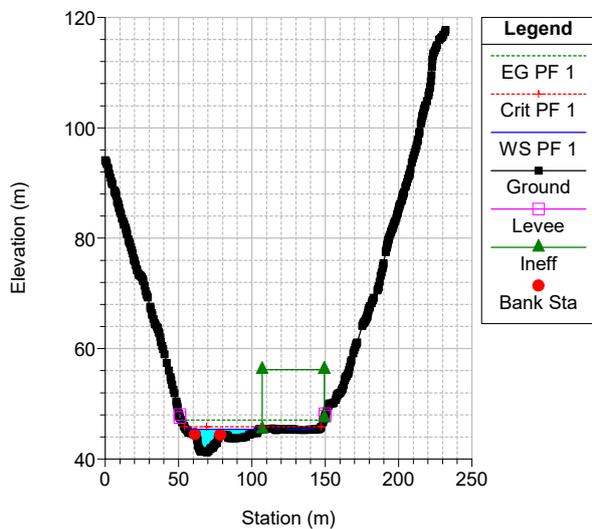
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 5328



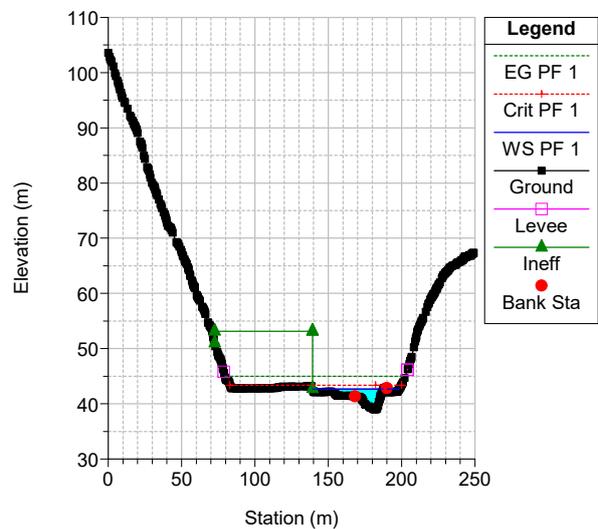
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 4682



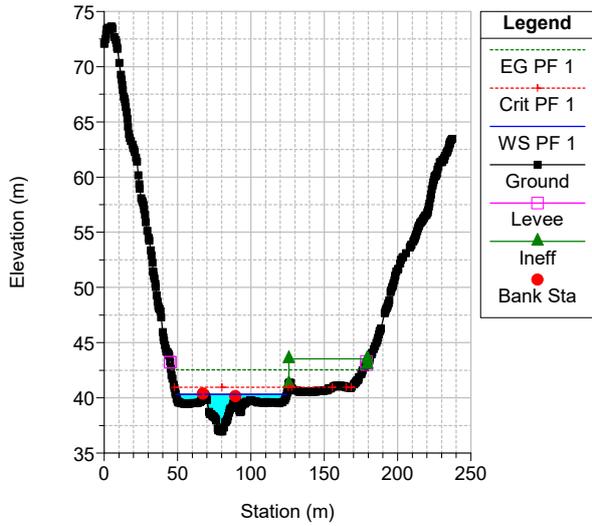
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 3825



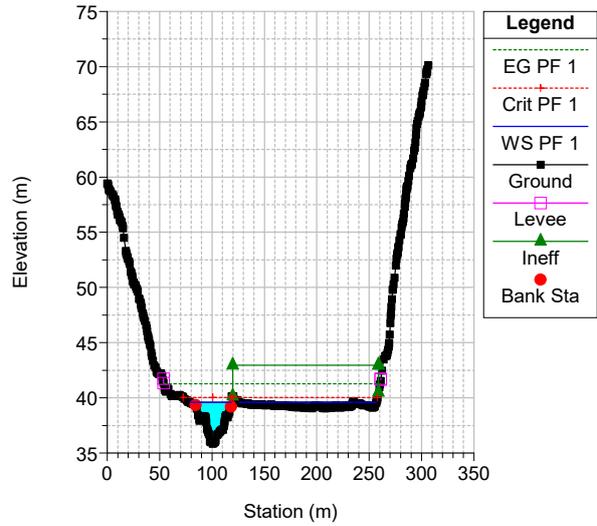
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93 RS = 3303



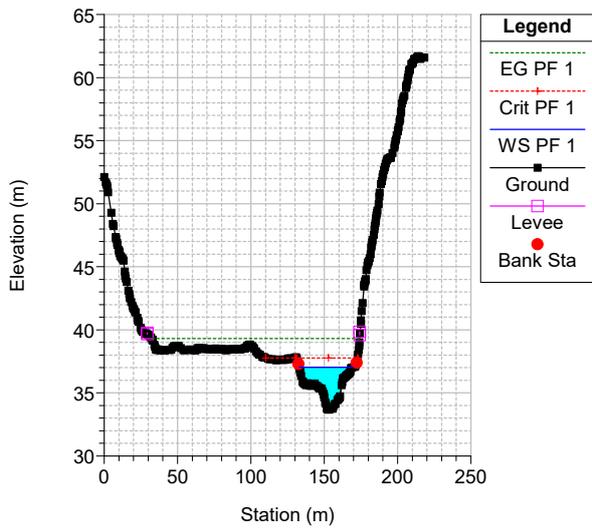
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93 RS = 2894



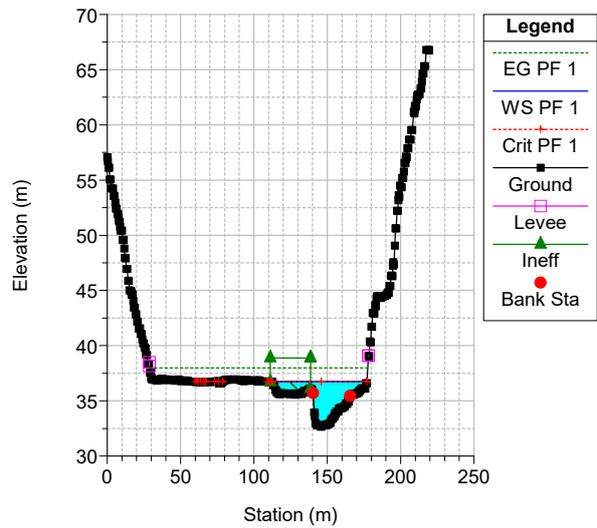
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93 RS = 2667



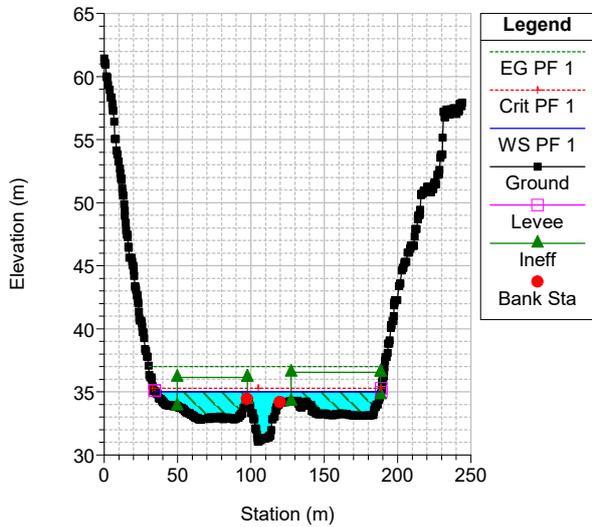
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93 RS = 2260



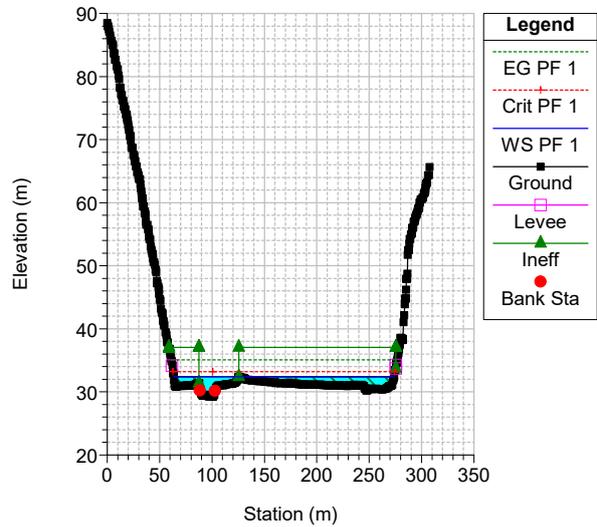
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93 RS = 1901



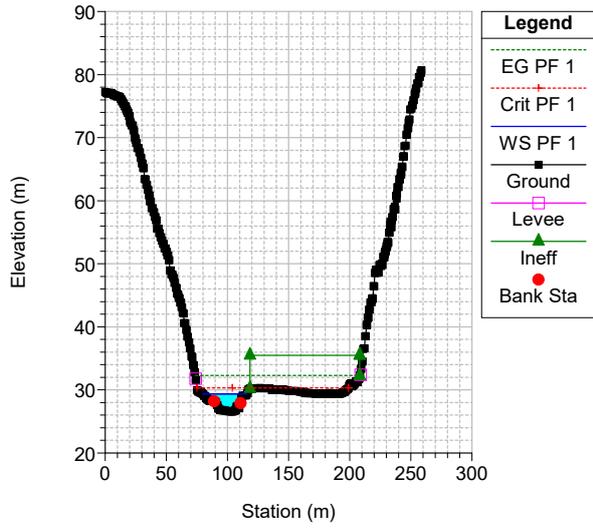
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93v RS = 1540



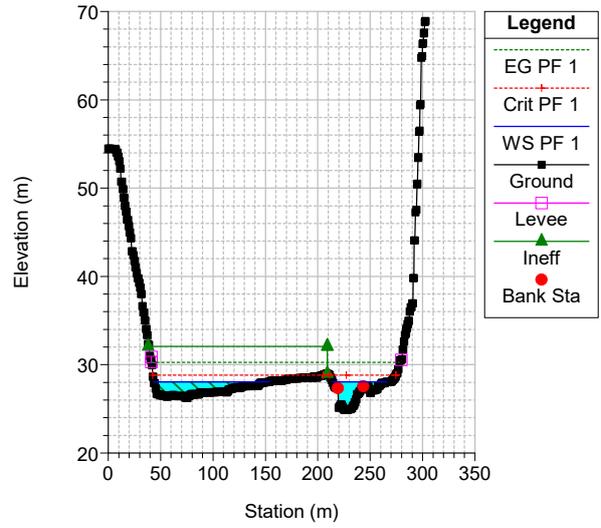
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 93v RS = 1082



86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93v RS = 536

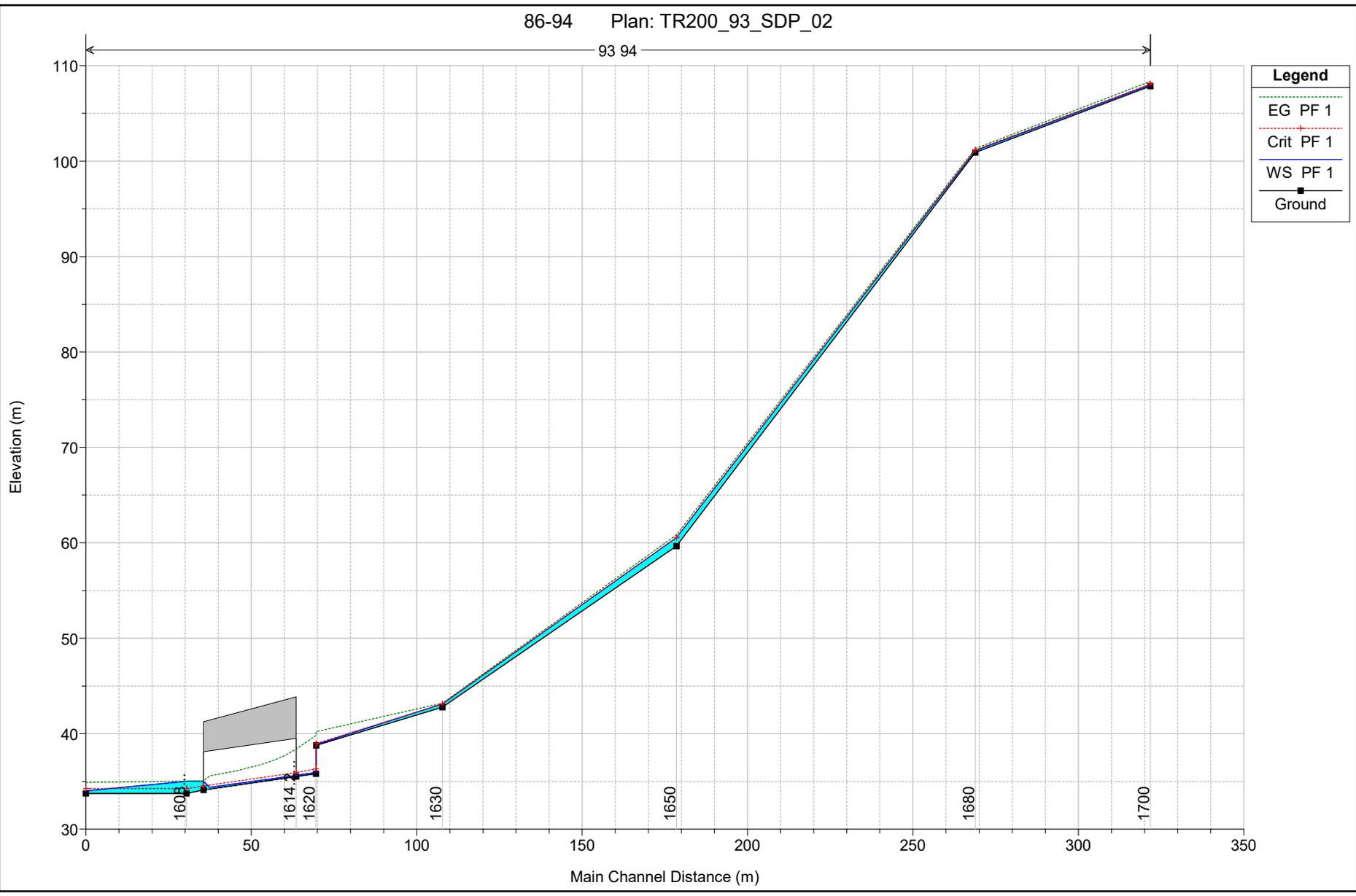


86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 93v RS = 184



86-94 Plan: TR200_93_SDP_02

93 94



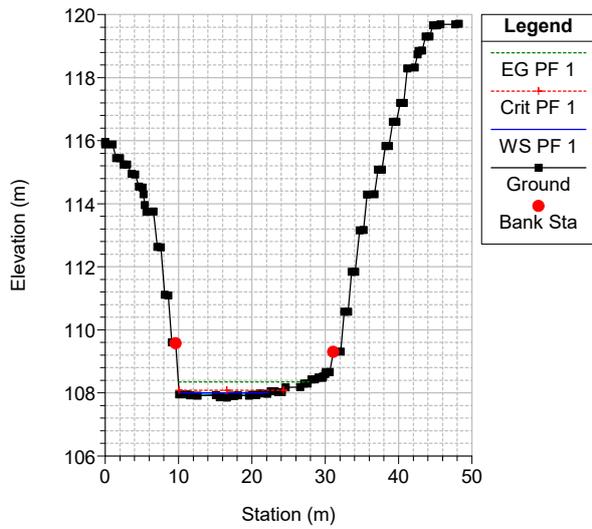
Elevation (m)

Main Channel Distance (m)

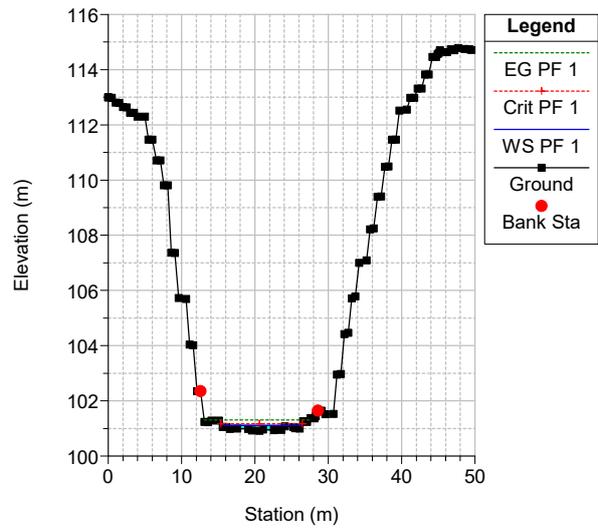
Legend

- EG PF 1
- Crit PF 1
- WS PF 1
- Ground

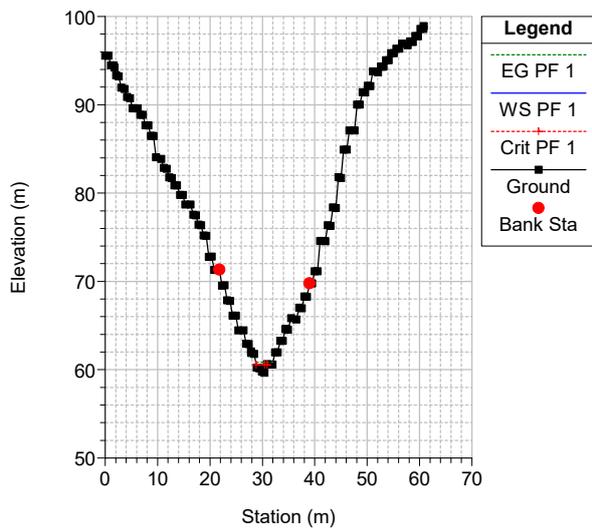
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1700



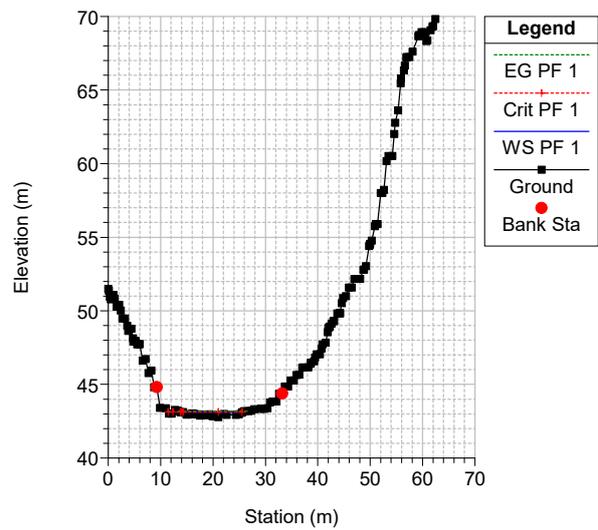
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1680



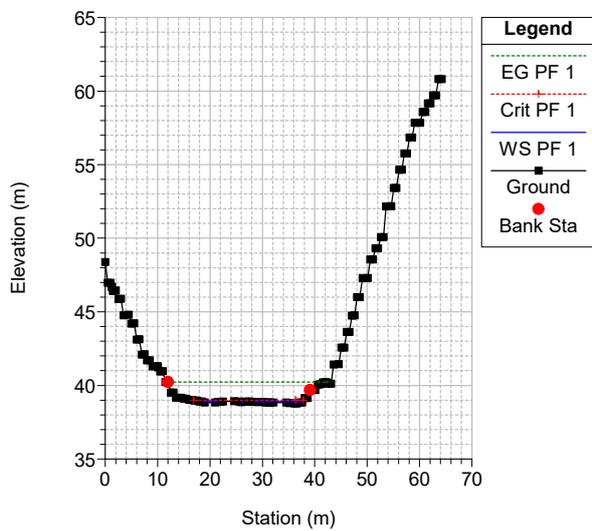
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1650



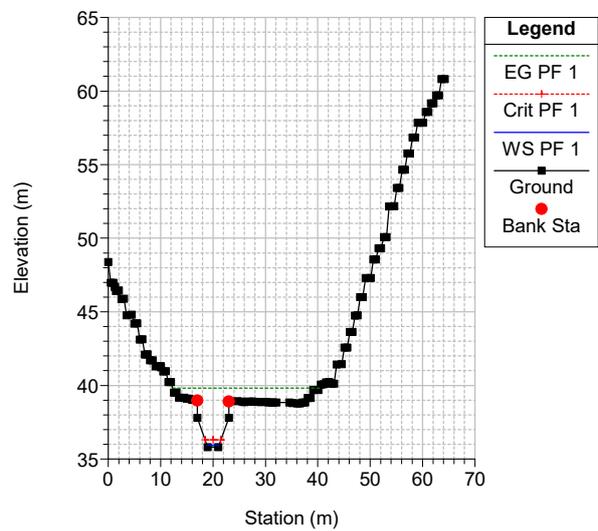
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1630



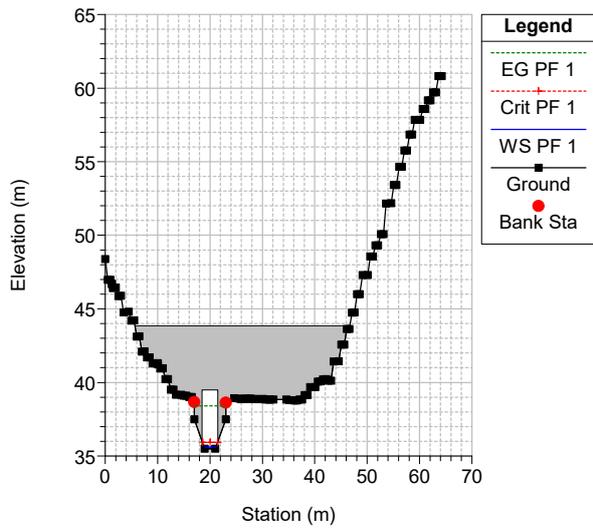
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1621



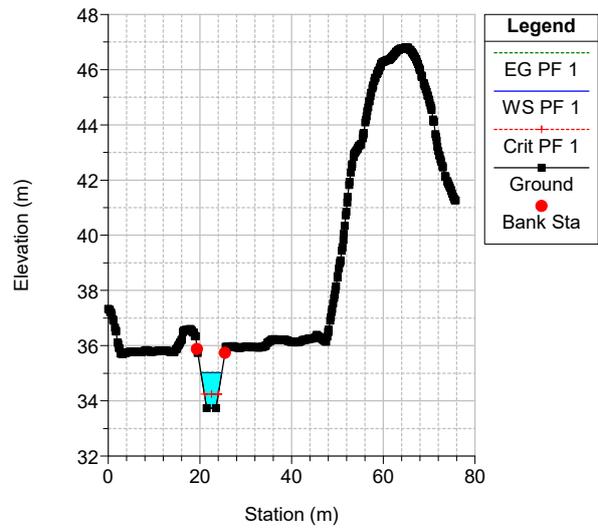
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
River = 93 Reach = 94 RS = 1620



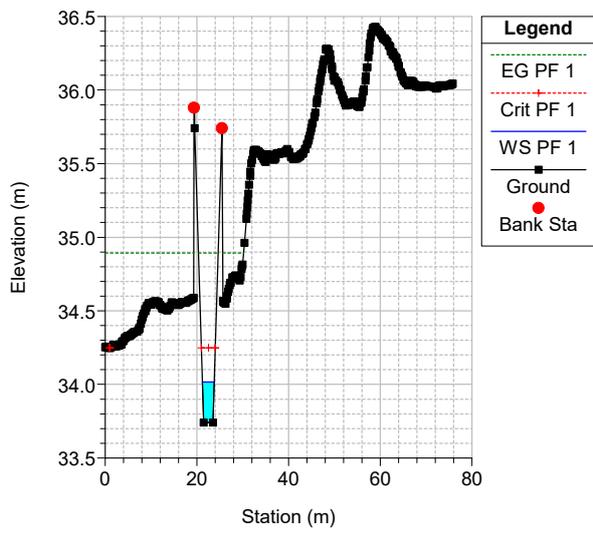
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 94 RS = 1614.22 Culv



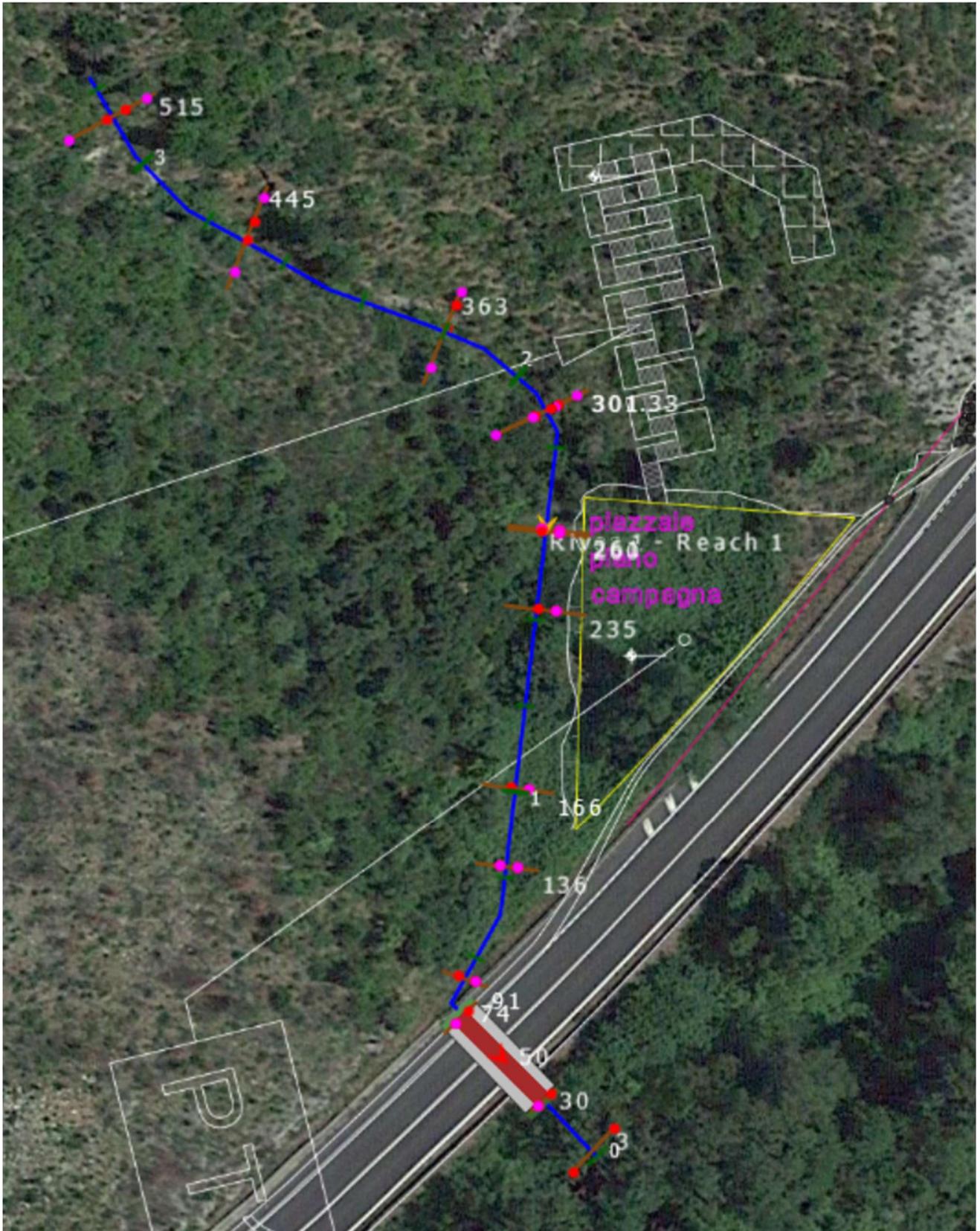
86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 94 RS = 1608



86-94 Plan: TR200_93_SDP_02
 River = 93 Reach = 94 RS = 1607



Bacino 95A



Piazzale Plan: Plan 04

River 1 Reach 1

