



Collegamento viario "Pedemontana piemontese"  
tra la A4 e la A26  
(Santhia' - Biella - Gattinara - Ghemme)  
Collegamento viario Masserano - Ghemme

PROGETTO DEFINITIVO

COD.

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

ing. Vincenzo Marzi  
Ordine Ing. di Bari n.3594  
ing. Achille Devitofranceschi  
Ordine Ing. di Roma n.19116

IL GEOLOGO:

geol. Serena Majetta  
Ordine Geol. del Lazio n.928

RESPONSABILE DEL SIA

arch. Giovanni Magarò  
Ordine Arch. di Roma n.16183

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ing. Nicolò Canepa

PROTOCOLLO

DATA

IDROLOGIA E IDRAULICA  
RELAZIONE IDRAULICA

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00_ID00_IDR_RE02_A.dwg		
DPT007	D	1701	CODICE ELAB. T00ID00IDRRE02	A	varie
C					
B					
A	EMISSIONE		18/5/2018	Ing. R. Barra	Ing. A. Mita Ing. A. Devitofranceschi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSE.....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>ANALISI IDRAULICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	Idraulica fluviale e Compatibilità idraulica delle interferenze .....	6
2.2	Riferimenti normativi .....	6
2.2.1	<i>Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici</i> .....	6
2.2.2	<i>Prescrizioni normative AdBPO</i> .....	7
2.2.3	<i>Prescrizioni del Ministero dell'Ambiente della Tutela del Territorio e del Mare</i> .....	9
2.3	Metodo di Calcolo .....	16
2.3.1	<i>Profili di corrente</i> .....	17
2.3.2	<i>Metodo di risoluzione</i> .....	18
2.3.3	<i>Coefficiente di Scabrezza</i> .....	18
2.4	Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo .....	19
2.4.1	<i>Classe A</i> .....	20
2.4.2	<i>Equazione dell'energia</i> .....	20
2.4.3	<i>Equazione del momento della quantità di moto</i> .....	20
2.4.3.1	Formula di Yarnell .....	21
2.4.3.2	Formula di Rehbock .....	22
2.4.4	<i>Classe B</i> .....	22
2.4.5	<i>Classe C</i> .....	23
<b>3</b>	<b>ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE .....</b>	<b>24</b>
3.1	Interferenze idrauliche principali.....	29
3.1.1	<i>Fiume Sesia</i> .....	29
3.1.1.1	Ante-Operam .....	30
3.1.1.2	Il coefficiente di scabrezza .....	33
3.1.1.3	Post Operam .....	33
3.1.1.4	Confronto dei risultati .....	37
3.1.2	<i>Rio Guarabione</i> .....	38
3.1.2.1	Ante-Operam .....	39
3.1.2.2	Il coefficiente di scabrezza .....	41
3.1.2.3	Post Operam .....	42
3.1.2.4	Confronto dei risultati .....	46
3.1.3	<i>Riale san Giorgio</i> .....	48
3.1.3.1	Ante-Operam .....	49
3.1.3.2	Il coefficiente di scabrezza .....	51
3.1.3.3	Post Operam .....	51
3.1.3.4	Confronto dei risultati .....	54
3.1.4	<i>Torrente Rovasenda</i> .....	56

<i>Studi ed indagini</i>	<i>Relazione idraulica</i>
3.1.4.1 Ante-Operam.....	57
3.1.4.2 Il coefficiente di scabrezza.....	59
3.1.4.3 Post Operam.....	59
3.1.4.4 Confronto dei risultati.....	63
<b>3.1.5 Torrente Torbola.....</b>	<b>64</b>
3.1.5.1 Ante-Operam.....	66
3.1.5.2 Il coefficiente di scabrezza.....	68
3.1.5.3 Post Operam.....	68
3.1.5.4 Confronto dei risultati.....	72
<b>3.1.6 Torrente Marchiazza.....</b>	<b>73</b>
3.1.6.1 Ante-Operam.....	74
3.1.6.2 Il coefficiente di scabrezza.....	76
3.1.6.3 Post Operam.....	76
3.1.6.4 Confronto dei risultati.....	80
<b>3.1.7 Roggia Colompasso.....</b>	<b>81</b>
3.1.7.1 Ante-Operam.....	82
3.1.7.2 Il coefficiente di scabrezza.....	83
3.1.7.3 Post Operam.....	84
3.1.7.4 Confronto dei risultati.....	86
3.2 Quadro di sintesi delle caratteristiche degli attraversamenti.....	88
<b>4 MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO.....</b>	<b>89</b>
4.1 La vulnerabilità idraulica dell'attraversamento fluviale.....	89
4.2 Caratteristiche del fenomeno.....	89
4.2.1 <i>Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso</i> .....	90
4.2.2 <i>Erosione dovuta a contrazione</i> .....	90
4.2.3 <i>Erosione transitoria localizzata</i> .....	90
4.3 Basi informative: scalzamento pile.....	95
4.4 I metodi di calcolo.....	96
4.4.1 <i>Equazione di Froehlich</i> .....	100
4.4.2 <i>Equazione Froehlich Design</i> .....	100
4.4.3 <i>Equazione HEC-18 modificata da Mueller e Wagner</i> .....	100
4.4.4 <i>Equazione HEC-18-K4-Mu (Colorado State University, CSU)</i> .....	101
4.4.5 <i>Equazione di Breusers-Hancu</i> .....	102
4.4.6 <i>Interazione fra le pile</i> .....	104
4.5 Basi informative: scalzamento spalle.....	106
4.5.1 <i>Equazioni di Melville</i> .....	106
4.5.2 <i>Equazioni di Froehlich e HIRE</i> .....	107
4.6 Valutazione del massimo grado di scalzamento fondo.....	108
4.6.1 <i>Analisi dei risultati Nuovo Viadotto Sesia</i> .....	109
4.6.2 <i>Considerazioni sulla stima del massimo scalzamento in relazione al dimensionamento delle</i>	

fondazioni .....	113
4.6.3    Protezioni degli argini.....	114
4.6.4    Analisi dei risultati Nuovo Viadotto Rovasenda.....	115
4.7    Verifica al trascinamento delle protezioni previste .....	118
4.7.1.1    Le condizioni critiche di moto incipiente .....	118
<b>5    ATTRAVERSAMENTI MINORI: I TOMBINI IDRAULICI .....</b>	<b>122</b>
5.1    Criteri di progetto .....	122
5.2    Interferenze con i canali della rete irrigua .....	123
5.3    Metodologia di verifica utilizzata.....	124
5.3.1    Il programma HY-8 (Culvert Hydraulic Analysis Program).....	124
5.3.2    Il calcolo idraulico .....	126
5.3.3    Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso .....	127
5.3.4    Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle .....	129
5.3.5    Tailwater – La condizione al contorno di valle.....	129
5.3.6    Risultati.....	130
<b>6    INALVEAZIONI.....</b>	<b>132</b>
6.1    Inalveazioni del reticolo principale e secondario .....	132
6.1.1    Note sulle inalveazioni.....	134
6.2    Deviazioni dei rii maggiori.....	135
6.2.1    Rio Guarabione .....	135
6.2.2    Riale San Giorgio .....	136
6.2.3    Torrente Torbola .....	138
6.2.4    Rio Colompasso.....	139
6.3    Realizzazioni nelle fasi successive .....	141
<b>7    OPERE PROVVISORIALI.....</b>	<b>142</b>
7.1    Opere provvisoriali in alveo.....	142
<b>8    Indice delle Figure .....</b>	<b>147</b>
<b>9    Indice delle Tabelle.....</b>	<b>150</b>
<b>ALLEGATO A1 – SIMULAZIONI FIUME SESIA CONDIZIONE ANTE OPERAM .....</b>	<b>152</b>
<b>ALLEGATO A2 – SIMULAZIONI FIUME SESIA CONDIZIONE POST OPERAM.....</b>	<b>153</b>
<b>ALLEGATO B1 – SIMULAZIONI RIO GUARABIONE CONDIZIONE ANTE OPERAM</b>	<b>154</b>
<b>ALLEGATO B2 – SIMULAZIONI RIO GUARABIONE CONDIZIONE POST OPERAM.</b>	<b>155</b>
<b>ALLEGATO C1 – SIMULAZIONI RIALE SAN GIORGIO CONDIZIONE ANTE OPERAM</b>	<b>156</b>
<b>ALLEGATO C2 – SIMULAZIONI RIALE SAN GIORGIO CONDIZIONE POST OPERAM</b>	<b>157</b>
<b>ALLEGATO D1 – SIMULAZIONI FIUME TORRENTE ROVASENDA CONDIZIONE ANTE</b>	<b>158</b>
<b>OPERAM.....</b>	<b>158</b>

<b>ALLEGATO D2 – SIMULAZIONI TORRENTE ROVASENDA CONDIZIONE POST OPERAM.....</b>	<b>159</b>
<b>ALLEGATO E1 – SIMULAZIONI TORRENTE TORBOLA CONDIZIONE ANTE OPERAM 160</b>	
<b>ALLEGATO E2 – SIMULAZIONI TORRENTE TORBOLA CONDIZIONE POST OPERAM 161</b>	
<b>ALLEGATO F1 – SIMULAZIONI TORRENTE MARCHIAZZA CONDIZIONE ANTE OPERAM.....</b>	<b>162</b>
<b>ALLEGATO F2 – SIMULAZIONI TORRENTE MARCHIAZZA CONDIZIONE POST OPERAM.....</b>	<b>163</b>
<b>ALLEGATO G1 – SIMULAZIONI ROGGIA COLOMPASSO CONDIZIONE ANTE OPERAM.....</b>	<b>164</b>
<b>ALLEGATO G2 – SIMULAZIONI ROGGIA COLOMPASSO CONDIZIONE POST OPERAM.....</b>	<b>165</b>
<b>ALLEGATO H – RISULTATI HY-8 .....</b>	<b>166</b>

## **1 PREMESSE**

La presente relazione riferisce lo studio idraulico eseguito nell'ambito della progettazione definitiva per la realizzazione del collegamento viario "Pedemontana Piemontese" tra la A4 e la A26 (Santhià-Biella–Gattinara-Ghemme) tratto Masserano-Ghemme, per la valutazione delle interferenze del tracciato con il reticolo idrografico superficiale e lo studio di compatibilità idraulica.

Nei primi due capitoli verranno esposte le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni naturali, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate rispettivamente per l'idraulica fluviale e per i fenomeni fisici propri dell'interferenza tra le strutture d'attraversamento e corso d'acqua, facendo particolare riferimento ai risultati ottenuti e riportati nella Relazione Idrologica T00ID00IDRRE01 in materia di stima dei parametri idrologici di riferimento per il dimensionamento di tutti i manufatti idraulici in progetto.

Tali metodologie saranno applicate allo studio della compatibilità idraulica degli attraversamenti stradali dei corsi d'acqua principali e secondari.

Il tema dell'idraulica di piattaforma verrà affrontato invece nell'elaborato T00ID00IDRRE03, definendo i criteri di progetto e caratteristiche dimensionali e tecniche degli elementi idraulici previsti per il drenaggio della superficie stradale e delle opere idrauliche necessarie al presidio idraulico dell'infrastruttura.

## 2 ANALISI IDRAULICA

### 2.1 *Idraulica fluviale e Compatibilità idraulica delle interferenze*

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte di progettisti e ricercatori.

La presenza di un attraversamento, infatti, quand'anche si prescindia dai problemi derivanti da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Ad esempio, si possono verificare migrazioni laterali d'alveo indotte dalla presenza in alveo delle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e formazione di invasi a monte del manufatto di attraversamento che possono essere amplificati dalla parziale ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente. La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzamento dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale sia sulle pile dei ponti che soprattutto sull'impalcato. Ciò può portare al collasso del ponte, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole del valore di portata del colmo di piena transitante a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato.

Nei paragrafi seguenti, dopo una sintesi dei principali riferimenti normativi relativi alla progettazione ed alla verifica della sicurezza degli attraversamenti fluviali, sono brevemente descritti gli approcci metodologici, i parametri idraulici e le formule applicative utilizzate per la valutazione quantitativa dei fenomeni di rigurgito della corrente a monte degli attraversamenti e dei fenomeni erosivi alla base delle strutture in alveo.

### 2.2 *Riferimenti normativi*

#### 2.2.1 *Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici*

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono il DM 14/01/08 più noto come "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successivamente la Circolare esplicativa n. 617 del 2-2-2009 ha integrato in alcune parti, riguardanti prevalentemente le azioni da prevedere per i calcoli statici, le norme dei precedenti decreti.

Recentemente sono state emanate le NTC 2018 in aggiornamento al DM 14/01/2008.

Le NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) sono state pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio, con Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018. Le NTC sono entrate in

vigore 30 giorni dopo, cioè il 22 marzo 2018. Le Norme tecniche per le costruzioni sono composte da due parti: decreto (tre articoli più un allegato da 12 capitoli) e circolare, che deve essere ancora pubblicata.

Le norme prescrivono di assumere normalmente quale portata di progetto quella corrispondente a un tempo di ritorno pari a duecento anni per la quale i calcoli idraulici dovranno verificare la sussistenza di un franco minimo tra il livello di massima piena e l'impalcato del ponte non inferiore a 1,5 m.

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. Nei casi in cui 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.

Viene inoltre suggerito di stimare la frequenza probabile dell'evento di piena che dà luogo all'annullamento del franco ed in ogni caso si stabilisce che, per i corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave del ponte deve essere non inferiore a quella della sommità arginale.

Nello studio idraulico dell'opera, devono essere oggetto d'indagine i seguenti problemi: classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna; valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle, delle fondazioni nonché dei rilevati; valutazione degli effetti dovuti all'eventuale presenza di correnti veloci; esame delle conseguenze della presenza di eventuali corpi natanti, flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, nonché delle conseguenze di eventuali ostruzioni delle luci, specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte, sia in fase costruttiva, sia durante l'esercizio delle opere. In situazioni particolarmente complesse si suggerisce di sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici in scala ridotta.

Nel complesso, le norme emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione.

### 2.2.2 *Prescrizioni normative AdBPO*

Per quanto riguarda i criteri di progetto e di compatibilità adottati nella progettazione delle opere di attraversamento, si è fatto riferimento a quanto espresso nella "Direttiva n. 4 –Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" allegata alle Norme di Attuazione dell'Autorità di Bacino del fiume PO.

Lo studio di compatibilità è stato pertanto finalizzato a valutare che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti alterazioni delle condizioni di rischio

idraulico, ed al contempo sono state valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera, in rapporto alla sicurezza della stessa.

I criteri di compatibilità adottati possono essere pertanto sintetizzati in quanto segue:

1. **Portata di piena di progetto.** - Per quanto riguarda gli scenari di riferimento presi in considerazione nelle verifiche di compatibilità idraulica degli attraversamenti principali, in ottemperanza a quanto stabilito dalle norme, è stato assunto il Tempo di ritorno di 200 anni.
2. **Franco minimo** - Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte è stato assunto non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a un 1.00 m; il valore del franco è assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore.
3. **Posizionamento del ponte rispetto all'alveo** - L'insieme delle opere costituenti l'attraversamento non deve comportare condizionamenti al deflusso della piena e indurre modificazioni all'assetto morfologico dell'alveo. L'orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) deve essere parallelo al filone principale della corrente. In particolare devono essere rispettate le seguenti condizioni:
  - per i corsi d'acqua non arginati le pile e le spalle devono essere poste al di fuori delle sponde incise dell'alveo; in via eccezionale la pila può interessare la sponda, purché sia integrata con opportuni accorgimenti di difesa e di rivestimento;
  - nei casi in cui il ponte sia inserito in un tratto di corso d'acqua interessato da altre opere di attraversamento poste in adiacenza, a monte o a valle, è necessario che le pile in alveo (ed eventualmente le spalle) siano allineate con quelle esistenti in modo che le pile presenti, considerate congiuntamente, non riducano la luce effettiva disponibile, anche ai fini del rischio di ostruzione da parte del materiale trasportato in piena;
  - la struttura deve consentire il mantenimento della continuità della pista di servizio in fregio al corso d'acqua ovvero sul rilevato arginale.
4. **Effetti idraulici indotti dal ponte** - La soluzione progettuale per il ponte e per i relativi rilevati di accesso deve garantire l'assenza di effetti negativi indotti sulle modalità di deflusso in piena; in particolare il profilo idrico di rigurgito eventualmente indotto dall'insieme delle opere di attraversamento deve essere compatibile con l'assetto difensivo presente e non deve comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante. Vanno inoltre verificati seguenti aspetti aggiuntivi:
  - assenza di riduzione della superficie delle aree allagabili per effetto del ponte al fine di evitare effetti di minore laminazione della piena lungo l'asta fluviale;
  - compatibilità dell'opera e delle eventuali sistemazioni idrauliche connesse con gli effetti indotti da possibili ostruzioni delle luci ad opera di corpi flottanti trasportati dalla piena ovvero di deposito anomalo di materiale derivante dal

trasporto solido, soprattutto nel caso possano realizzarsi a monte invasi temporanei di dimensione significativa.

5. **Opere idrauliche collegate al ponte** - Nel caso in cui l'inserimento o la presenza del ponte comporti la realizzazione di opere idrauliche con funzioni di sistemazione dell'alveo nel tratto interessato dall'attraversamento, il progetto deve comprendere la definizione delle opere stesse con lo stesso livello di dettaglio relativo all'opera principale.
6. **Condizioni di sicurezza idraulica del ponte e delle opere collegate** - Il progetto del manufatto e delle opere connesse deve contenere la verifica della stabilità strutturale rispetto ai seguenti aspetti:
  - scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile, delle spalle;
  - urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
  - scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
  - spinta idrodinamica per effetto del sovrizzo idrico indotto dalla struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte per effetto di ostruzione delle luci.

### 2.2.3 *Prescrizioni del Ministero dell'Ambiente della Tutela del Territorio e del Mare*

In sede di parere VIA sul Progetto Preliminare già presentato dalla C.A.P. (Consorzio Autostrade Piemontesi), parere reso noto con prot. n. 848 del 16/11/2011, nell'ambito delle prescrizioni e raccomandazioni sul Quadro Progettuale, erano state elencate una serie di prescrizioni ed indicazioni progettuali riguardanti le interferenze tra l'opera in oggetto e i corsi d'acqua, di cui si è tenuto conto nel presente Progetto Definitivo.

Si riassumono nel seguito le prescrizioni relative alle interferenze tra l'opera in oggetto ed i corsi d'acqua.

Interferenze tra l'opera in oggetto e i corsi d'acqua		
27	Approfondire i viadotti sul torrente Sesia assicurando la sicurezza del deflusso attraverso studi idraulici di dettaglio. Acquisire il nulla osta della Autorità di Bacino competente;	<i>Il progetto preliminare ha conseguito l'approvazione preventiva da parte dell'AdBPo. L'analisi del fiume Sesia è stata approfondita facendo riferimento allo "Studio di fattibilità per la sistemazione idraulica del fiume Sesia" dell'AdBPo (come richiesto in 30.h). Il progetto sarà sottoposto nuovamente alla disamina dell'AdB competente.</i>
30	Per quanto attiene gli attraversamenti interferenti i corsi d'acqua oggetto di delimitazione di fasce fluviali (t. Cervo, t. Elvo e fiume Sesia), nonché oggetto di uno Studio di fattibilità da parte dell' Autorità di Bacino del fiume Po, in linea generale si richiede quanto segue:	
30.a	dovranno essere svolte le verifiche richieste dalla deliberazione 2/1999 e seguenti del C.L dell'Autorità di bacino del fiume Po, ai sensi dell'art. 38 delle NdA del PAI sulla base di un rilievo completo ed aggiornato per ogni singolo attraversamento in un tratto significativo del corso d'acqua;	<i>Nel progetto si sono svolte le verifiche di compatibilità idraulica così come richiesto dal PAI dell'AdBPo. Si sono inoltre aggiornate le sezioni fluviali SS59, SS60, SS61 e SS62, definite dall'AdBPo, adiacenti al nuovo attraversamento.</i>
30.b	ai fini del rilascio delle autorizzazioni idrauliche, nonché del prescritto parere di coerenza con la pianificazione di bacino, dovranno essere concertate le scelte progettuali con l'Autorità di Bacino del fiume Po e con le autorità idrauliche per gli ambiti di competenza; in sede di progettazione definitiva occorrerà anche predisporre un piano di controllo e manutenzione su idonei tratti a monte e valle degli attraversamenti, individuando gli interventi necessari ai fini del mantenimento di adeguate condizioni di sicurezza sia per i corsi d'acqua che per gli stessi attraversamenti;	<i>Predisposta relazione per piano di controllo e manutenzione (elaborato T00_ID00_IDR_RE04_A).</i>
30.h	Per il Fiume Sesia: dovrà essere valutata la compatibilità degli interventi previsti con l'assetto di progetto, individuato nello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Sesia, del torrente Cervo e del torrente Elvo", redatto dall' Autorità di Bacino del fiume Po.	<i>Il documento "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Sesia, del torrente Cervo e del torrente Elvo", è stato tenuto in conto in tutti gli aspetti della redazione progettuale (T00_ID00_IDR_RE01_A e T00_ID00_IDR_RE02_A)</i>

Per quanto attiene gli altri corsi d'acqua demaniali:		
30.i	occorrerà indicare tutti gli attraversamenti sui corsi d'acqua che scorrono su sedime demaniale rappresentandoli, nel contempo, in una corografia generale;	<i>Gli attraversamenti sono rappresentati negli elaborati T00_ID00_IDR_CO01, T00_ID00_IDR_CO02, T00_ID00_IDR_CO03.</i>
30.j	dovrà essere presentato uno studio idraulico comparativo in moto permanente (sulla base della portata di calcolo definita per il Tr pari a 200 anni) tra la situazione attuale e futura, con particolare riferimento alle modificazioni idrauliche indotte dalle opere previste; tali valutazioni dovranno essere necessariamente condotte per un tratto significativo a monte e a valle delle opere in oggetto anche in rapporto alle opere idrauliche presenti e potenzialmente interessate. Per i tratti interferiti dovrà essere presentato un rilievo planoaltimetrico di dettaglio con sezioni trasversali sia sullo stato di fatto che di progetto con l'indicazione dei livelli di riferimento; dovranno inoltre essere rappresentati gli areali di esondazione nello stato di fatto e nello stato di progetto. Dovranno essere inoltre approfonditi gli aspetti legati all'assetto geometrico dei corsi d'acqua, valutando le caratteristiche morfologiche degli alvei e la loro tendenza evolutiva, e definendo il grado di stabilità dell'alveo inciso in rapporto a possibili fenomeni di divagazione trasversale (erosioni di sponda, modificazioni del tracciato del thalweg) e di innalzamento o abbassamento del fondo alveo;	<i>Per il fiume Sesia sono state condotte simulazioni monodimensionali in moto permanente con l'ausilio del software Hec-Ras, sulla base della portata duecentennale prevista dal Piano di Gestione del Rischio alluvionale dell'AdBPO per la sezione di Romagnano Sesia. Il modello idraulico di riferimento è quello realizzato per lo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Sesia". Il modello, la cui geometria è definita da 20 sezioni trasversali, si estende per 11 km. (v. T00_ID00_IDR_RE02_A, paragrafo 3.3.3 e allegato A). La geometria delle sezioni trasversali limitrofe al nuovo viadotto è stata aggiornata con la conduzione di un nuovo rilievo (v punto 30.a) . I livelli di riferimento e gli areali di esondazione ante e post operam sono riportati nell'elaborato grafico T00_ID00_IDR_PL01_A. La tendenza evolutiva degli alvei è stata esaminata in T00_ID00_IDR_RE01_A, paragrafo 2.4.4.</i>
30.k	per ciascun corso d'acqua dovrà essere verificata la presenza di fenomeni di dissesto sia nel PAI sia in studi geologici a corredo di PRGC adottati dalle amministrazioni comunali ed in fase di approvazione;	<b>v. Relazione Geologia</b>
30.l	per tutti i corsi d'acqua attraversati dovranno essere individuate e verificate adeguate opere di difesa trasversale e longitudinale per la protezione diretta ed indiretta dei manufatti di attraversamento; le eventuali difese spondali dovranno essere opportunamente immorsate nel terreno in sito alla loro estremità e la misura minima dei massi utilizzati non potrà essere inferiore a 0.8 mc;	<i>Le inalveazioni e le spalle e pile dei ponti sono protette da rivestimenti in scogliera di massi, di diametro minimo 1 m, verificate in modo da resistere alle forze di trascinamento ( T00_ID00_IDR_RE02_A, par. 4.7)</i>

30.m	l'estradosso delle fondazioni delle spalle e di eventuali pile dovrà attestarsi ad una profondità adeguata al di sotto della quota più depressa di fondo alveo post sistemazione, da determinarsi sulla base delle verifiche allo scalzamento e comunque basandosi su criteri di cautela;	<i>La massima profondità di scavo è stata valutata dal confronto di diverse formule di letteratura (elaborato T00_ID00_IDR_RE02_A, par. 4.6).Le fondazioni sono poste ad una profondità adeguata dalla quota minima del fondo alveo (elaborati T00_ID00_IDR_DI13_A,T00_ID00_IDR_DI14_A)</i>
30.n	per gli attraversamenti per cui si prevede la realizzazione di spalle e di eventuali pile in alveo si dovranno, in linea generale, utilizzare fondazioni indirette su pali;	<i>Per i viadotti sono previste fondazioni su pali la cui portanza è stata verificata considerando le condizioni più gravose di migrazione del thalweg ed assenza di dispositivi di protezione (v. T00_ID00_IDR_RE02_A, paragrafo 4.6.2)</i>
30.o	dovranno essere evitate le deviazioni di corsi d'acqua fatto salvo che si dimostri l'assoluta indispensabilità dell'intervento; inoltre dovrà anche essere evitata, per quanto possibile, l'artificializzazione dei corsi d'acqua;	<i>Sono stati previsti tratti di deviazione con inalveazioni che ripropongono le stesse caratteristiche di sezione dei corso d'acqua originale, solo nel caso di attraversamenti molto obliqui tra l'asse del corpo idrico e l'asse stradale. Nei casi di attraversamento del : Rio Guarabione, San Giorgio, T. Torbola e Roggia Colompasso, è stato necessario prevedere tratti di inalveazioni e riprofilature dell'alveo, con difese di sponda in massi, opportunamente dimensionati, al fine di effettuare l'attraversamento in retto, minimizzare l'interferenza alveo-struttura e contenere le luci dei viadotti.</i>
30.p	nelle sezioni in corrispondenza alle opere di attraversamento dovranno sempre essere riportate le quote dei livelli di massima piena, la quota dell'impalcato e le quote di spiccato delle fondazioni;	<i>Negli elaborati grafici delle opere di attraversamento è riportato il tirante per la piena di progetto (duecentennale) nonchè l'indicazione delle quote di fondazioni ed impalcato.</i>
30.q	dovranno essere fornite informazioni sulle opere provvisorie necessarie alla realizzazione delle opere in oggetto;	<i>Nella fase di cantiere è prevista la realizzazione di due opere di attraversamento provvisoria in alveo per il viadotto sul fiume Sesia. I guadi sono stati verificati per una piena con tempo di ritorno di T=3 anni, congruente al tempo di installazione del cantiere previsto di un anno (T00_ID00_IDR_RE02_A, capitolo 7)</i>
30.r	ai fini del rilascio delle autorizzazioni idrauliche necessarie dovrà essere predisposto un piano di controllo e manutenzione su idonei tratti a monte e valle degli attraversamenti, individuando gli interventi necessari ai fini del mantenimento di adeguate condizioni di sicurezza sia per i corsi d'acqua sia per gli stessi attraversamenti;	<i>Predisposta relazione per piano di controllo e manutenzione (elaborato T00_ID00_IDR_RE04_A).</i>
30.s	non dovranno essere previsti interventi di asportazione del materiale litoide presente in alveo e la sua movimentazione dovrà essere necessariamente finalizzata alla regolarizzazione del corso d'acqua stesso;	<i>Non è prevista l'asportazione di materiale litoide dall'alveo.</i>

30.x	Per il rio Guarabione: si richiede lo studio di un tracciato che raccordi direttamente la parte a monte del corso d'acqua con l'attraversamento autostradale previsto, in quanto il percorso proposto per la deviazione del corso d'acqua risulta idraulicamente sfavorevole per raggi di curvatura e in ragione ad un tratto significativo parallelo ed adiacente al rilevato autostradale che potrebbe provocare fenomeni di erosione;	<i>Il Rio Guarabione prima di attraversare l'autostrada viene deviato a monte parallelamente all'autostrada stessa, secondo il tracciato più compatibile con opere preesistenti e altimetria del terreno. Come dettagliato nel par. 6.2 elaborato T00_ID00_IDR_RE02_A, la presenza della SP 318 non permette deviazioni del rio che esulino da un tratto parallelo al tracciato del rilevato del collegamento A4-A26. I fenomeni di erosione sono scongiurati dal rivestimento della deviazione in massi di cava sciolti secondo quanto prescritto in 30.l</i>
Per il torrente Rovasenda:		
30.y	dovranno essere adeguatamente rappresentate su idonea planimetria le aree di esondazione del corso d'acqua relativamente allo stato di fatto (rif.: relazione idrologico idraulica, cap. 7.2.3.4), con indicazione dei tiranti idrici;	<i>Le aree di esondazione relative allo stato di fatto sono riportate negli elaborati grafici T00_ID00_IDR_PL04_A con opportuna tabella dei livelli idrici e del punto più depresso dell'alveo per ogni sezione. Le aree di esondazione si sono ottenute dalle simulazioni idrauliche di cui al paragrafo 3.1.4 di T00_ID00_IDR_RE02_A.</i>
30.z	l'attraversamento dovrà essere progettato in modo da eliminare il rigurgito, prevedendo comunque soluzioni progettuali che consentano il deflusso delle acque in condizioni di piena, senza ostacoli in corrispondenza del medesimo;	<i>La simulazione post operam mostra che il deflusso delle acque con piena duecentennale è garantito con variazioni di livello trascurabile (T00_ID00_IDR_RE02_A, allegato D2)</i>
30.aa	la pila P2 (sponda sinistra) dovrà essere posizionata esternamente alla sponda nella sua configurazione attuale;	<i>Le pile del viadotto Rovasenda sono entrambe posizionate esternamente alle sponde. Le fondazioni delle spalle e delle pile sono adeguatamente protette da placcaggio in massi di cava.</i>
30.bb	in analogia ai criteri adottati per la realizzazione degli attraversamenti di altre grandi infrastrutture recentemente realizzate in area limitrofa (es. la linea ferroviaria AV TO-MI e l'adeguamento dell'autostrada TO-MI) si richiede che la profondità delle fondazioni di tipo indiretto sia giustificata da specifici calcoli; l'estradosso della fondazione dovrà essere attestato ad una profondità determinata sulla base delle risultanze delle verifiche allo scalzamento e comunque almeno ad 1,5 metri al di sotto della quota più depressa di fondo alveo post sistemazione;	<i>Le pile del viadotto Rovasenda risultano esterne alle sponde e poste ad una profondità tale da essere protette dai fenomeni erosivi, valutati in T00_ID00_IDR_RE02_A, paragrafo 4.6.2. Si è inoltre predisposta una protezione in massi sciolti (v. elaborato T00_ID00_IDR_RE02_A)</i>
30.cc	nella progettazione del ponte dovranno essere valutati approfonditamente tutti gli effetti prodotti dalla dinamica fluviale, atteso che la Carta geomorfologica e dei dissesti allegata al P.R.G. del Comune di Roasio evidenzia la presenza, nella zona del previsto	<i>La divagazione trasversale dell'alveo è stata studiata in (T00_ID00_IDR_RE01_A, par 2.4.4) non riscontrando particolari criticità. In ottemperanza a quanto osservato si previste protezioni in massi sciolti per le pile e spalle del viadotto.</i>

	l'attraversamento, di aree inondabili da acque con elevata energia (EbA) e caratterizzate da fenomeni di erosione/deposito e divagazione dell'alveo;	
30.dd	nelle verifiche per il dimensionamento del ponte dovrà essere tenuto conto del trasporto arboreo e della parzializzazione della sezione a causa del possibile deposito di materiale lapideo, calcolando l'Indice di vulnerabilità da sormonto;	<i>L'indice di vulnerabilità al sormonto per l'attraversamento risulta nullo. Inoltre, considerate le ampie luci del viadotto (27.8-43-27.8) e la posizione delle spalle, non toccate dalla piena duecentennale, non si delinea il rischio di parzializzazione della sezione.</i>
30.ee	le opere di difesa spondale dovranno essere adeguatamente dimensionate e dotate di idonei taglioni al piede; per tali opere dovranno essere forniti i particolari costruttivi;	<i>Le opere di difesa spondale, verificate in 00_ID00_IDR_RE02_A, par 4.7, e munite di taglione al piede, sono riportate nell'elaborato grafico T00_ID00_IDR_DI15_A.</i>
Per il torrente Marchiazza:		
30.ff	dovranno essere adeguatamente rappresentate su idonea planimetria le aree di esondazione del corso d'acqua relativamente allo stato di fatto (rif.: relazione idrologico idraulica, cap. 7.2.3.4), con indicazione dei tiranti idrici;	<i>Le aree di esondazione relative allo stato di fatto sono riportate negli elaborati grafici T00_ID00_IDR_PL06_A con opportuna tabella dei livelli idrici e del punto più depresso dell'alveo per ogni sezione. Le aree di esondazione si sono ottenute dalle simulazioni idrauliche di cui al paragrafo 3.1.6 di T00_ID00_IDR_RE02_A.</i>
30.gg	l'attraversamento dovrà essere progettato in modo da eliminare il rigurgito, prevedendo comunque soluzioni progettuali che consentano, senza ostacoli, il deflusso delle acque in condizioni di piena;	<i>La simulazione post operam mostra che il deflusso delle acque con piena duecentennale è garantito con variazioni di livello trascurabile (T00_ID00_IDR_RE02_A, allegato F2)</i>
30.hh	per l'opera di attraversamento nel progetto dovrà essere considerata l'intera fascia, potenzialmente interessata dalla dinamica fluviale, anche al di fuori dell'alveo inciso, valutando approfonditamente le caratteristiche geomorfologiche del corso d'acqua e la sua tendenza evolutiva;	<i>La divagazione trasversale dell'alveo è stata studiata in (T00_ID00_IDR_RE01_A, par 2.4.4) non riscontrando particolari criticità. Le spalle del viadotto non risultano inoltre toccate dalla piena duecentennale.</i>
30.ii	in conformità a quanto disposto dalla Direttiva n. 2/1999 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po si richiede che il dislivello tra la quota di intradosso dell'impalcato e il fondo alveo sia portato ad almeno 7 metri. Inoltre dovrà essere tenuto conto del trasporto arboreo e della parzializzazione della sezione a causa del possibile deposito di materiale lapideo e conseguentemente calcolato l'Indice di vulnerabilità da sormonto;	<i>Il PAI AdBPO prevede un dislivello tra quota di intradosso impalcato e fondo alveo non inferiore a 6-7 m quando si possa temere il transito di alberi di alto fusto (Direttiva 3, par. 3.2.2). Il dislivello di 6 m risulta rispettato. L'indice di vulnerabilità al sormonto risulta nullo. Considerata l'ampia luce del viadotto (48 m) e la posizione delle spalle, non toccate dalla piena duecentennale, non si delinea il rischio di parzializzazione della sezione.</i>

30.jj	in analogia ai criteri adottati per la realizzazione degli attraversamenti di altre grandi infrastrutture recentemente realizzate in area limitrofa (es. la linea ferroviaria AV TO-MI e l'adeguamento dell'autostrada TO-MI) si richiede che la profondità delle fondazioni di tipo indiretto sia giustificata da specifici calcoli; l'estradosso della fondazione dovrà essere attestato ad una profondità determinata sulla base delle risultanze delle verifiche allo scalzamento e comunque almeno ad 1,5 metri al di sotto della quota più depressa di fondo alveo post sistemazione;	<i>Le spalle del viadotto Marchiazza risultano esterne alle sponde, e non toccate dal deflusso di piena di progetto.</i>
30.kk	le opere di difesa spondale dovranno essere adeguatamente dimensionate e dotate di idonei taglioni al piede. Per tali opere dovranno essere forniti i particolari costruttivi.	<i>Rispetto al progetto preliminare non sono state previste difese spondali. Dalle simulazioni idrauliche si evince infatti come il viadotto non interferisce con il deflusso di piena duecentennale.</i>

### 2.3 Metodo di Calcolo

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governando il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio.

Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nei paragrafi seguenti verranno quindi esposte le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

### 2.3.1 Profili di corrente

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di monodimensionalità e di regime permanente del moto.

Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente implementato dal *U.S. Army Corps of Engineers* in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale *HEC-RAS River Analysis System*.

Il modello prescelto simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi. L'equazione base è quella della continuità dell'energia:

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

dove  $Z$  è la quota del fondo del canale ed  $Y$  il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni,  $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua,  $V$  è la velocità media dell'acqua,  $g$  l'accelerazione di gravità,  $h_e$  è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2.

Nel caso di distribuzione uniforme della velocità e di assenza di perdita di carico la precedente si trasforma nell'equazione di Bernouille:

$$Z_i + Y_i + \frac{V_i^2}{2g} = \text{Costante} \quad (2)$$

L'equazione precedente è applicabile a canali a moderata pendenza, ovvero a corsi d'acqua con pendenza di fondo tale che il  $\cos\theta$  sia circa pari all'unità. Il metodo di soluzione adottato da HECRAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S_f} \quad (3)$$

dove  $V$  (m/s) è la velocità media dell'acqua nella sezione,  $n$  è il coefficiente di scabrezza,  $R$  (m) il raggio idraulico della sezione bagnata ed  $S_f$  la pendenza della linea piezometrica dovuta alle perdite di carico ripartite lungo l'alveo. Le due equazioni consentono la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla

quale deve iniziare il calcolo del profilo. Poiché due differenti altezze idriche possono produrre la stessa energia specifica (carico cinetico più altezza idrica), è necessario specificare lo stato iniziale della corrente (lenta o veloce).

### 2.3.2 Metodo di risoluzione

HEC-RAS impiega lo "*standard step method*" per risolvere l'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile. Il programma quindi per approssimazioni successive determina l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo. In generale la procedura è la seguente:

- a. la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)
- b. si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati *a*) e della geometria della sezione
- c. la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni
- d. si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria
- e. si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata
- f. si calcola il carico cinetico pesato,  $\alpha V^2/2g$ , nella seconda sezione.
- g. si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in *f*)
- h. si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico
- i. si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in *h*)
- j. si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in *d*) e quello calcolato in *i*)
- k. se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto *d*))

### 2.3.3 Coefficiente di Scabrezza

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e

delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati e dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia, si sono assunti valori di scabrezza in funzione non solo della presenza di copertura vegetale in alveo ma anche del tipo e granulometria del materiale lapideo presente in alveo.

Indicazioni presenti in letteratura sono state tratte dalla pubblicazione "Open-Channel Hydraulics" - V.T. Chow, 1959, Macgraw-Hill, Singapore e da "Meccanica dei fluidi", Marchi - Rubatta.

#### **2.4 Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo**

Nella progettazione di un ponte e di sue eventuali opere complementari che costituiscano una singolarità geometrica dell'alveo, a causa del restringimento imposto alla sezione idraulica per la presenza di strutture rigide quali pile o spalle, occorre porre grande attenzione alla valutazione delle modificazioni da questo indotte sulle altezze idrometriche della corrente.

Il calcolo del sovrizzo a monte del restringimento va effettuato, nell'ambito della costruzione del profilo idrico, attraverso l'impiego delle usuali formulazioni della letteratura scientifica, in funzione della modalità di deflusso attraverso la sezione contratta.

Nel caso in cui il deflusso attraverso la sezione del ponte avvenga a superficie libera è possibile distinguere tre diverse classi di moto:

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

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

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

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

### 2.4.1 Classe A

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

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

### 2.4.2 Equazione dell'energia

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di continuità dell'energia, così come esposta al par. 2.3.1, alle sezioni immediatamente a monte ed a valle del ponte ed a due ulteriori sezioni opportunamente derivate all'ingresso ed all'uscita del ponte.

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

### 2.4.3 Equazione del momento della quantità di moto

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

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

$$A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} = A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} + F_f - W_x \quad (4)$$

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

dove

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

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

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

G = Accelerazione di gravità

$$A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} = A_2 \bar{Y}_2 + \frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} - A_{pBD} \bar{Y}_{pBD} + F_f - W_x \quad (5)$$

Per l'equilibrio tra le due sezioni di valle (BD) e di monte (BU) del ponte risulta:

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

$$A_3 \bar{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} + A_{pBU} \bar{Y}_{pBU} + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{pBU} Q_3^2}{g A_3^2} + F_f - W_x \quad (6)$$

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

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

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

**Tabella 1** - Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

#### 2.4.3.1 Formula di Yarnell

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

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

L'espressione è la seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V^2}{2g} \quad (7)$$

dove:

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

$K$  = Coefficiente di forma delle pile

$V_2$  = Velocità nella sezione di valle

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

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

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

**Tabella 2** - Coefficiente di Yarnell ( $K$ ) per diversi tipi di pile.

#### 2.4.3.2 Formula di Rehbock

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

$$\Delta y = K_R(1-r)V_2^2 / 2g \quad (8)$$

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

#### 2.4.4 *Classe B*

Il deflusso di tipo B si verifica nel caso in cui il moto attraverso la sezione ristretta del ponte avviene con il passaggio in condizioni critiche. Tale passaggio può determinare, a seconda delle condizioni di

moto della corrente a monte del ponte, una transizione da corrente lenta a corrente veloce (Classe b1) o una transizione da corrente veloce a corrente lenta (Classe b2).

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

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

$$y_o = K(Q^2 / (g \cdot b_o^2 \cdot F_{lim}^2))^{1/3} \quad (9)$$

dove:

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

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

$K$  = Coefficiente dipendente dalla forma dell'ostruzione

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

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

**Tabella 3** - Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b.

#### 2.4.5 Classe C

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

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

### **3 ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE**

Vengono nel seguito riportati i risultati delle verifiche idrauliche condotte sui corsi d'acqua interferiti dagli assi stradali in progetto.

Sui corsi d'acqua principali e secondari con attraversamento in viadotto, ovvero il Fiume Sesia, il Rio Guarabione, il Riale San Giorgio, il Torrente Rovasenda, il Torrente Torbola, il Torrente Marchiazza e la Roggia Colompasso, sono state condotte le analisi in moto permanente monodimensionale con l'ausilio del software HEC-RAS River Analysis System (facendo riferimento al tempo di ritorno di 200 anni), mentre per gli attraversamenti minori l'analisi è stata effettuata, in riferimento alla portata di riferimento duecentennale, con l'ausilio del software HY-8, che verrà descritto più avanti al paragrafo 5.2, che sfrutta l'equazione di conservazione dell'energia secondo la metodologia messa a punto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration (FHWA).

Le analisi e le verifiche idrauliche sono state sviluppate sulla base dei valori di portata, ai corrispondenti scenari di riferimento, riportati nello Studio Idrologico e di seguito riassunti:

N° ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Dimensioni complessive	Progressiva	Portata di calcolo	tipologia
				[m]	Q tot [m3/s]	
1	Tombino fosso attr.SP315	TM03	2,00 X 2,00	25900.00	3.97	Tombino scatolare
2	Tombino fosso attr.SP315 su svincolo Masserano rampa A	TM53	2,00 X 2,00	SVINCOLO RAMPA A	3.97	Tombino scatolare
3	Tombino fosso attr.SP315 su svincolo Masserano rampe E e F	TM48	2,00 X 2,00	SVINCOLO RAMPE E-F	3.97	Tombino scatolare
4	Tombino Canale Principale Destro su viabilità di raccordo con pista manutenzione	TM54	5,50 x 2,70	VIABILITA' DI RACCORDO	0.60	Tombino con canale e strada paralleli
5	Tombino Canale Principale Destro con pista di manutenzione	TM04	5,50 x 2,70	26150.40	0.60	Tombino con canale e strada paralleli
6	Tombino fosso attr.SP317 esistente	TM55	3,00 x 2,00	SP 317	10.23	Tombino scatolare
7	Tombino Rio Triogna	TM05	4,00 x 2,00	26471.55		Tombino scatolare
8	Tombino km 26692 - Canale Principale Destro parallelo alla SP 317 - adiacente al manufatto CV02 -	TM01	DN1500	26700	0.60	Tombino circolare
9	Fosso colatore segnalato dal Consorzio Irriguo	TM52	2,00 X 2,00	27150	5.45	Tombino scatolare
10	Tombino km 27210 - Canale Principale Destro	TM06	2,00x2,00	27203.62	1.20	Tombino scatolare
12	Tombino km 27715 - fosso bacino 4	TM08	3,00 X 2,50	27715.00	14.23	Tombino scatolare
13	Tombino km 27975 - Canale Colatore	TM09	4.00 X 2.50	27975.00	0.20	Tombino scatolare
15	Tombino km 28460 - fosso bacino 5	TM11	3,00 X 2,00	28460.00	6.18	Tombino scatolare
16	Ponte Rio Guarabione	VI01	L=42,40	28527.50	35.91	Ponte
17	Tombino Rio Guarabione su SP Mass-Rov	TM47	10x4	xxx		Tombino scatolare
18	Tombino km 28816 Rio Derbogna	TM12	3,00 X 2,00	28800.00	7.65	Tombino scatolare

N° ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Dimensioni complesive	Progressiva	Portata di calcolo	tipologia
				[m]	Q tot [m3/s]	
19	Tombino Fosso Brusnengo imbocco risaia	TM13	DN1500	29119.00		Tombino circolare
20	Tombino km 29254 imbocco risaia	TM14	DN1500	29254.00		Tombino circolare
21	Tombino km 29373 imbocco risaia	TM15	DN1500	29373.00		Tombino circolare
22	Tombino km 29516 imbocco risaia	TM16	DN1500	29516.00		Tombino circolare
23	Tombino km 29707 imbocco risaia	TM17	DN1500	29707.00		Tombino circolare
24	Tombino km 29880 - fosso bacino 8	TM18	DN1500	29880.00	2.42	Tombino circolare
25	Tombino km 30124 - fosso colatore	TM20	DN1500	30124.00		Tombino circolare
26	Ponte Riale San Giorgio	VI02	L=47,55m	30409	37.89	Ponte
27	Tombino San Giorgio	TM21	3,00 X 2,00	30528	8.08	Tombino scatolare
28	Tombino km 30853 - fosso bacino 10	TM22	DN1500	30853.00		Tombino circolare
29	Tombino km 31329 - Rio Margaccia	TM23	4,00 x 3,00	31329.81	17.37	Tombino scatolare
30	Tombino Rio Margaccia in attraversamento di rampa di raccordo nord	TM56	4,00 x 3,00	VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino scatolare
31	Tombino Rio Margaccia in attraversamento di Cavalcavia SP Roasio-Rovasenda	TM57	4,00 x 3,00	VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino scatolare
32	Tombino derivaz. Rio Margaccia in attraversamento viabilità di raccordo alla SP Roasio-Rovasenda	TM58	DN1500	VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino circolare
33	Tombino derivaz. Rio Margaccia in attraversamento viabilità di raccordo alla SP Roasio-Rovasenda	TM59	DN1500	VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino circolare
34	Tombino km 31542 - Roggia del Conte	TM24	DN1500	31545.9	0.30	Tombino circolare
35	Tombino km 31575 - fosso	TM19	2,00 X 2,00	31575.00	3.87	Tombino scatolare
36	Ponte torrente Rovasenda	VI03	L=106m	31803.40	172.16	Ponte
37	Sottovia promiscuo e cavo FIAT	ST02	8,00 x 5,00	32085.00	1.00	Tombino scatolare

N° ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Dimensioni complessive	Progressiva	Portata di calcolo	tipologia
				[m]	Q tot [m3/s]	
38	Ponte torrente Torbola	VI04	L=42,40m	32208	70.89	Ponte
39	Tombino km 32875 - fosso bacino 15	TM02	2,00 x 2,00	32875.00	8.67	Tombino scatolare
40	Tombino km 33193 fosso	TM25	DN1500	33193.00		Tombino circolare
41	Tombino km 33462 fosso	TM26	DN1500	33462.00		Tombino circolare
42	Tombino km 33590 fosso	TM27	DN1500	33590.00		Tombino circolare
43	Tombino fosso Lozzolo	TM28	4,00 x 3,00	33856.56	17.54	Tombino scatolare
44	Tombino fosso bacino 17	TM41	DN1500	34187.66	4.18	Tombino circolare
45	Ponte Torrente Marchiazza	VI05	L=50 m	340350.64	91.61	Ponte
46	Tombino km 34651 - fosso bacino 19	TM29	4,00 x 2,00	34651.73	10.58	Tombino scatolare
47	Tombino fosso bacino 20	TM42	3,00 x 2,00	34795.61	7.43	Tombino scatolare
48	Tombino fosso bacino 21	TM43	2,00 X 2,00	35156.00	3.04	Tombino scatolare
49	Tombino Roggia Colompasso	TM30	10,00 x 4,00	35575.00	36.49	Tombino scatolare
50	Tombino fosso bacino 23	TM44	2,00 X 2,00	36096.10	3.00	Tombino scatolare
51	Tombino Roggia del Pallone - Canale Fiat	TM31	6,00 x 3,00	36278.85	1.00	Tombino scatolare
52	Tombino km 36415 Cavo Orio Bonifiche	TM45	5,00 x 4,00	36415.00	22.24	Tombino scatolare
53	Tombino km 36620	TM32	2,00 x 2,00	36620.33	0.20	Tombino scatolare
54	Tombino km 37261 bacino 25 e Riale Prera	TM34	6,00x2,50	37261.63	10.36	Tombino scatolare
55	Tombino km 38047 - fosso Roggia Versura	TM35	2,00 x 2,00	38060.50	0.40	Tombino scatolare

N° ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Dimensioni complessive	Progressiva	Portata di calcolo	tipologia
				[m]	Q tot [m3/s]	
56	Tombino fosso Roggia Versura su viabilità di raccordo nord per cavalcavia SP594	TM61	DN 1500	VIABILITA' DI RACCORDO	0.40	Tombino circolare
57	Tombino km 38475	TM33	DN 1500	38475.00		Tombino circolare
58	Tombino km 38534 - fosso Roggia Marchionale Gattinara	TM36	6,00 x 3,00	38535.89	7.15	Tombino scatolare
59	Tombino km 38632	TM46	DN1500	38632.00		Tombino circolare
60	Tombino km 38948 - Roggia Avvocato	TM37	5,50 x 2,70	38948.55	1.20	Tombino scatolare
61	Viadotto Fiume SESIA	VI06	L = 820 m	39174.15	4450	
62	Tombino rampa B svincolo Ghemme	TM38	2,00 x 2,00	0+358		Tombino
63	Tombino rampa C svincolo Ghemme	TM39	2,00 x 2,00	0+153.58		Tombino
64	Tombino rampa C svincolo Ghemme	TM40	2,00 x 2,00	0+414		Tombino

**Tabella 4 - Portate per assegnato tempo di ritorno duecentennale relative ai corsi d'acqua principali e secondari interferenti ed agli attraversamenti minori, in corrispondenza delle sezioni di chiusura individuate**

### 3.1 Interferenze idrauliche principali

Nel presente paragrafo vengono descritte le principali caratteristiche delle interferenze tra i corsi d'acqua principali e secondari sopra citati e l'infrastruttura in progetto, evidenziando i caratteri del moto nella condizione *ante operam* e *post operam*, successiva cioè alla realizzazione delle opere di attraversamento.

#### 3.1.1 Fiume Sesia

Il tratto del Fiume Sesia indagato per l'esecuzione delle analisi inizia in prossimità dell'abitato del Comune di Romagnano Sesia e scorre con direzione sud, per una lunghezza complessiva di circa 11,32 km (Figura 1).

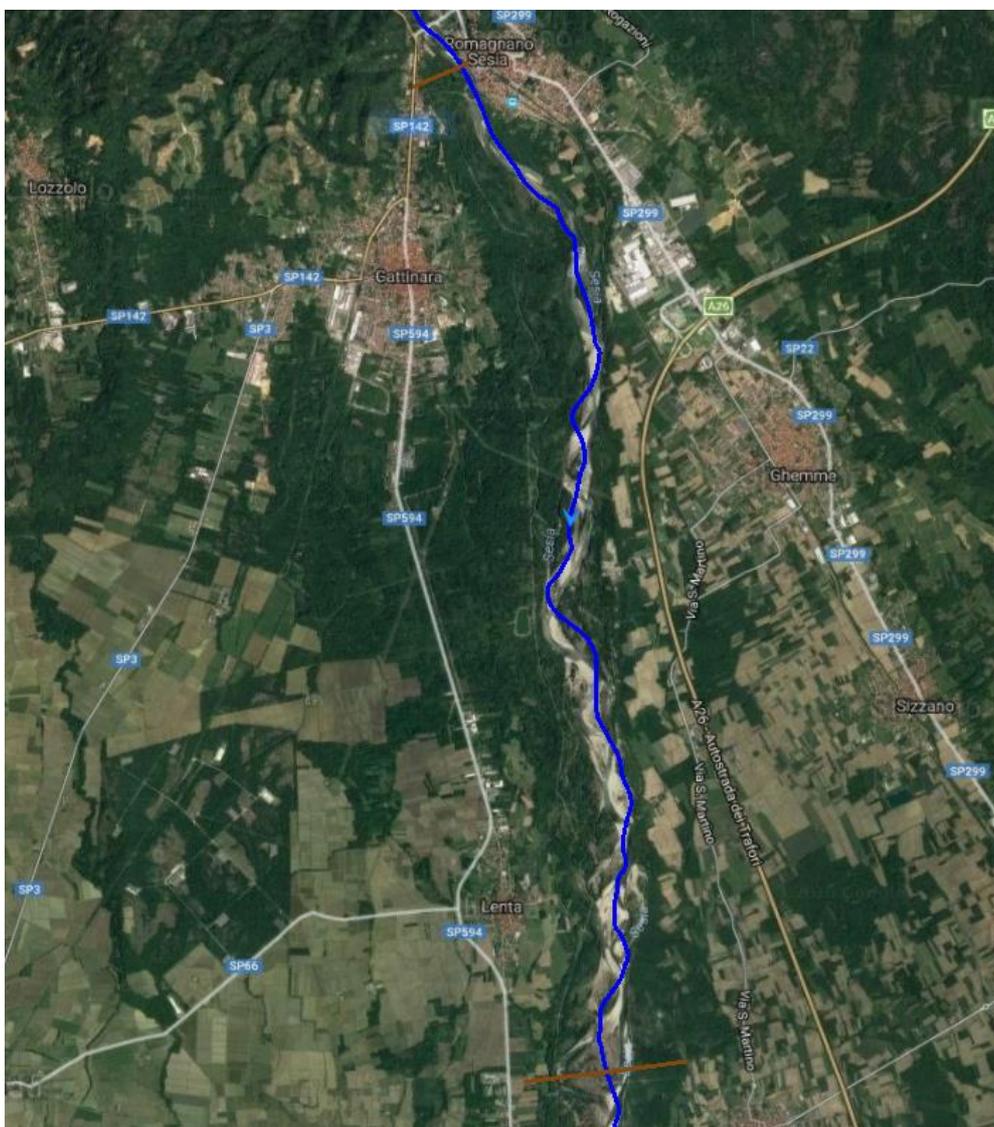
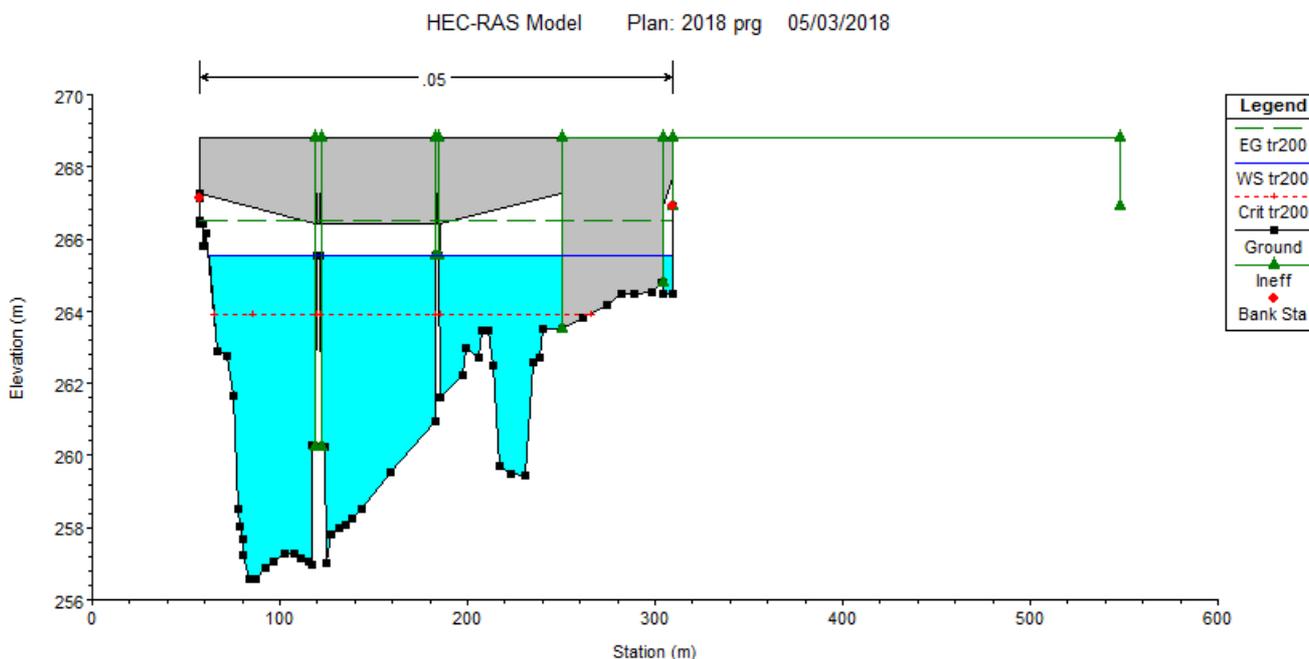


Figura 1 - Localizzazione tratto Fiume Sesia oggetto delle analisi idrauliche.

Il Fiume Sesia presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi un manufatto di attraversamento della linea ferroviaria "Santhià - Rovasenda Alta - Romagnano Sesia - Borgomanero – Arona" (Figura 2).



**Figura 2** –Attraversamento ferroviario esistente sul fiume Sesia con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza pari a 0.50%.

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Fiume Sesia viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 39174.15 m.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

### 3.1.1.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Fiume Sesia, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 11323 m.

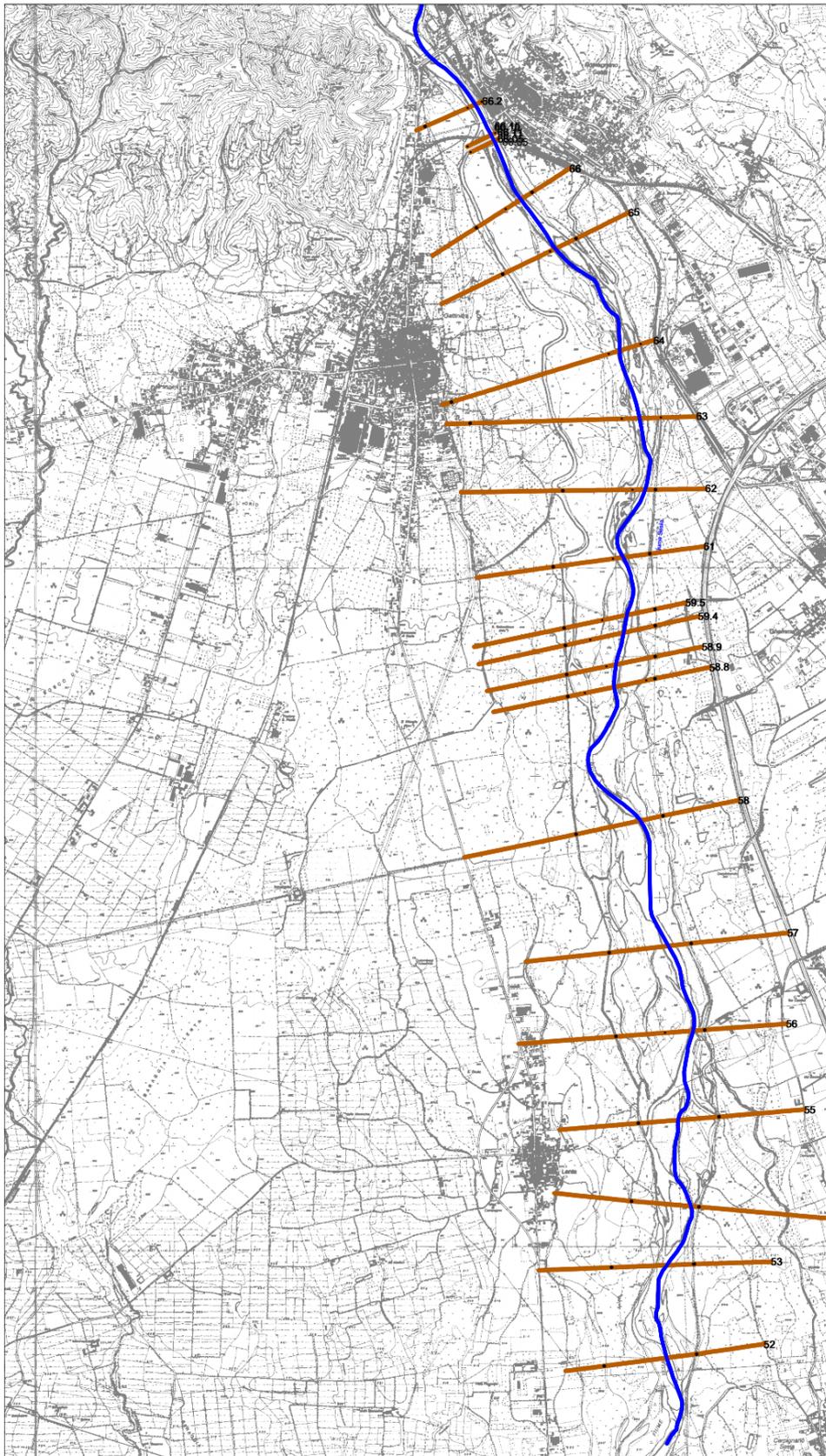
La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 20 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 3 ed in dettaglio nell'elaborato T00ID00IDRPL01A.

Come modello idrodinamico di "stato attuale" è stato preso a riferimento quello realizzato dalla società Hydrodata SpA nello Studio di fattibilità relativo al bacino del Sesia nell'ambito di aggiornamento delle Fasce Fluviali, aggiornato alla luce di un rilievo topografico-batimetrico eseguito appositamente per il presente progetto; in particolare, il modello utilizzato si estende dalla chilometrica 71290 (sezione SS66\_2) alla chilometrica 82613 (sezione SS52).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni, desunta dal Piano per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni dell'AdBPO (elaborato "Profili di piena dei corsi d'acqua del reticolo principale" [1]). La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino in T00\_ID00\_IDR\_RE01\_A, par.4.4.

In considerazione degli studi pregressi sul corso d'acqua oggetto di analisi si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.



**Figura 3** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Fiume Sesia.

### 3.1.1.2 Il coefficiente di scabrezza

Le scabrezze dell'alveo che sono state adottate per il calcolo sono dedotte dall'analisi del terreno e dallo studio "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Sesia" dell'AdBPO [2], considerando cautelativamente la presenza nelle aree golenali di intensa vegetazione, di uno stato di abbandono ed una irregolarità di percorso:

- per l'alveo naturale:  $n = 1/C = 0.05$  secondo Manning, corrispondente ad alvei tortuosi con molienti, rapide, pietre ed alghe.
- per le aree golenali:  $n = 1/C = 0.07$  secondo Manning, corrispondente a cespugli fitti, anche in inverno.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato A1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

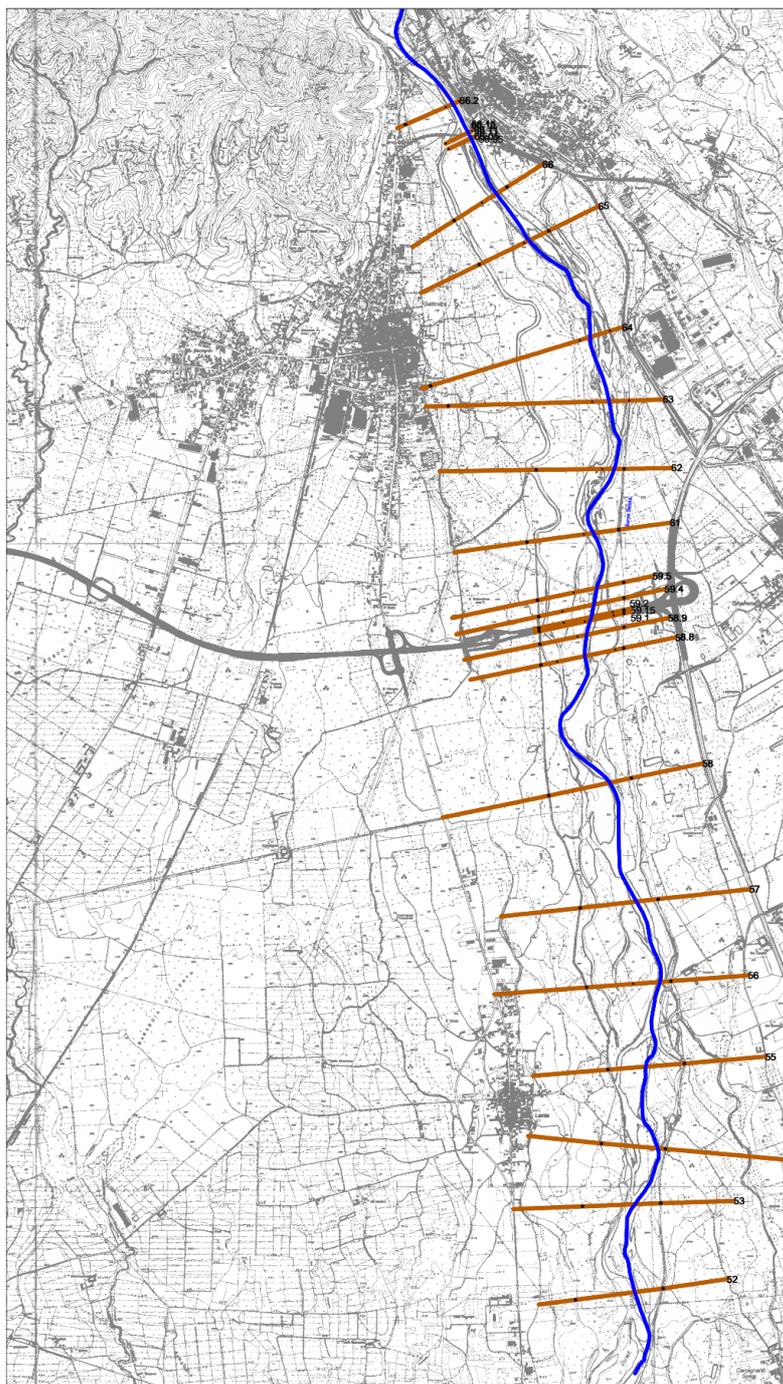
- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.1.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

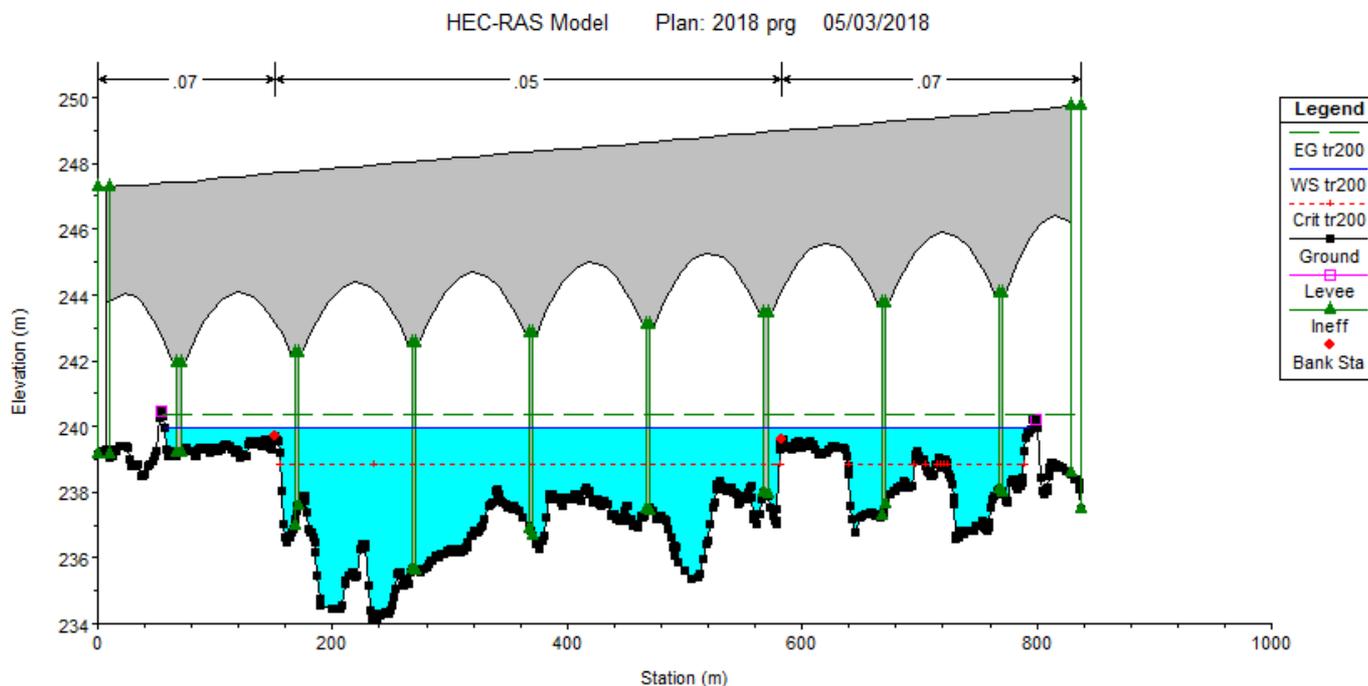
La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 22 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).



**Figura 4** - Geometria modello simulazione del Sesia in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto a nove campate di luci pari a 60 m per le due campate laterali ed a 100m per le restanti campate (Figura 5). L'opera è costituita da un impalcato, con carreggiate separate, realizzato in struttura mista acciaio calcestruzzo, composto da travi metalliche e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono su pali.



**Figura 5:** Schema dell'attraversamento in progetto sul Sesia con indicazione del livello idrico per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinate nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono (a favore di sicurezza) le medesime nel caso di opera realizzata.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato A2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

$Tr = 200$  anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude)

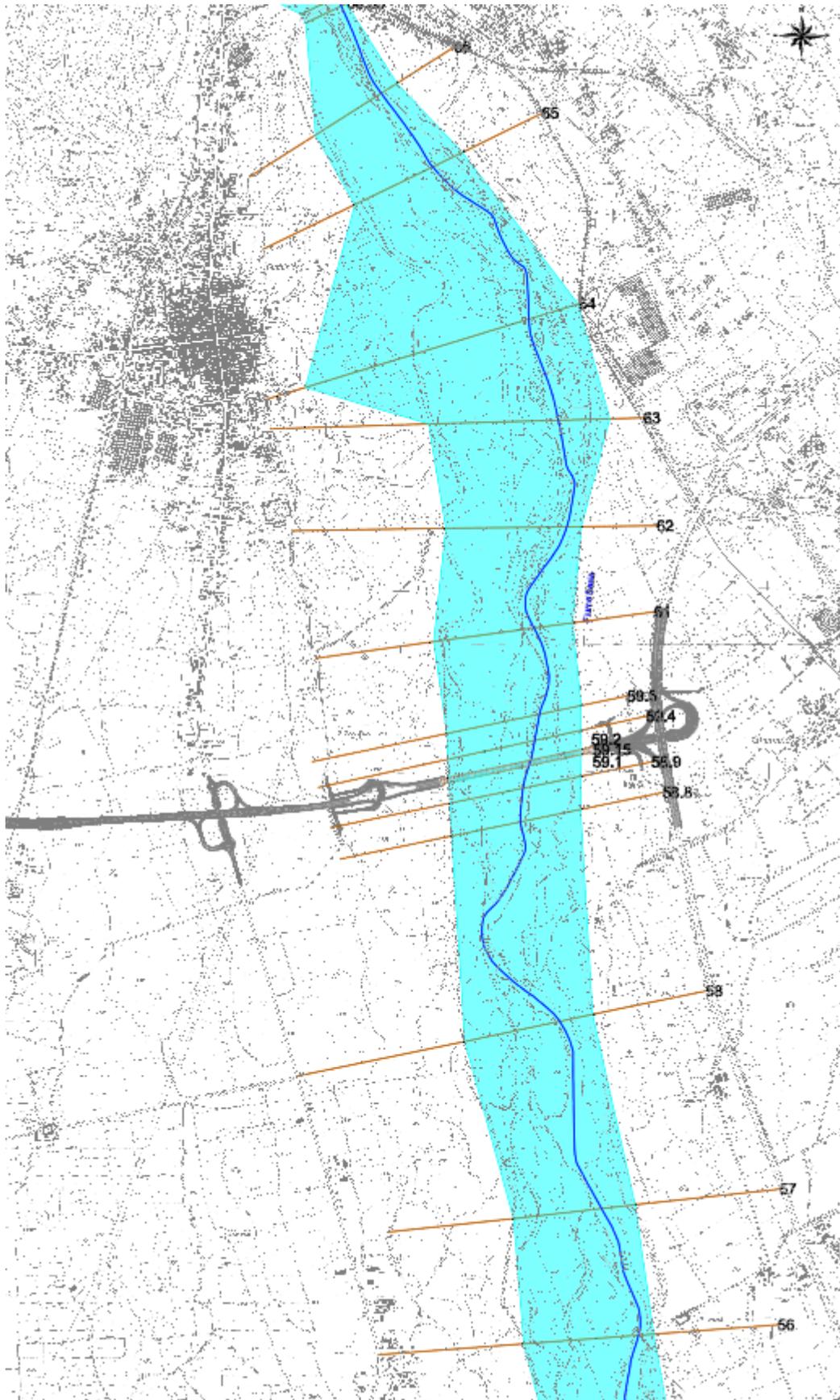


Figura 6 - Impronta idrica dell'area di esondazione per  $Q (T=200)$  nella configurazione di progetto per il fiume Sesia

### 3.1.1.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 5 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia, unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro, con lunghe campate e pile a stretto fuso, le variazioni di livello sono pressoché nulle (con sovrizzo massimo del tirante idrico pari a 17 cm), segno evidente che la presenza del manufatto non comporta alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	59.2	6351.11	239.8	239.97	0.17
<b>NUOVO VIADOTTO SESIA</b>					
200	59.1	6320.00	239.61	239.64	0.03

**Tabella 5** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Fiume Sesia, nelle condizioni di ante operam e post operam

Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 6).

	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	NTC (m)	PAI 1 (m)	PAI 2 - alt. cin. (m)
VI06	241.91	239.97	239.64	1.94	1.5	1	0.35

**Tabella 6** Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.2 Rio Guarabione

Il tratto del Rio Guarabione indagato per l'esecuzione delle analisi inizia in prossimità della Cascina Bebbo a sud dell'abitato del Comune di Brusnengo e scorre con direzione sud-ovest, per una lunghezza complessiva di circa 1,00 km (Figura 7).



**Figura 7** - Localizzazione tratto Rio Guarabione oggetto delle analisi idrauliche.

Presenta nel tratto a monte un attraversamento esistente ad arco di luce pari a 4.25 m ed altezza in prossimità delle spalle pari ad 1.00m. Il suddetto attraversamento verrà sostituito dal Cavalcavia della SP Masserano-Rovasenda in progetto.

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza pari a 0.40%, mentre il tratto di valle indagato presenta una pendenza media di fondo alveo ancor meno accentuata e pari a 0.18%,

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Rio Guarabione viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 28527.50 m e dal cavalcavia della SP Masserano-Rovasenda in progetto in corrispondenza della progressiva 28706.32m.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.



**Figura 8** - Attuale attraversamento della SP318 sul Rio Guarabione – Vista da valle

### 3.1.2.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Rio Guarabione, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di poco meno di 1000 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 26 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 9.



**Figura 9** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Rio Guarabione.

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 90 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino in T00\_ID00\_IDR\_RE01\_A, par 4.4.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Rio Guarabione, quali misure idrometriche o di portata,

scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

### 3.1.2.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, esso è stato adottato in base a quanto è stato possibile osservare dai sopralluoghi effettuati (v figura 3.5). Tuttavia, per tarare la sensibilità della capacità di deflusso del corso d'acqua in base alla presenza di vegetazione, si è eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DI PIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENE E PIANE INONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Tabella 7 - Valore del coefficiente di resistenza di Manning:  $n [s/m^{1/3}]$  da Chow V.T., 1959

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato B1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

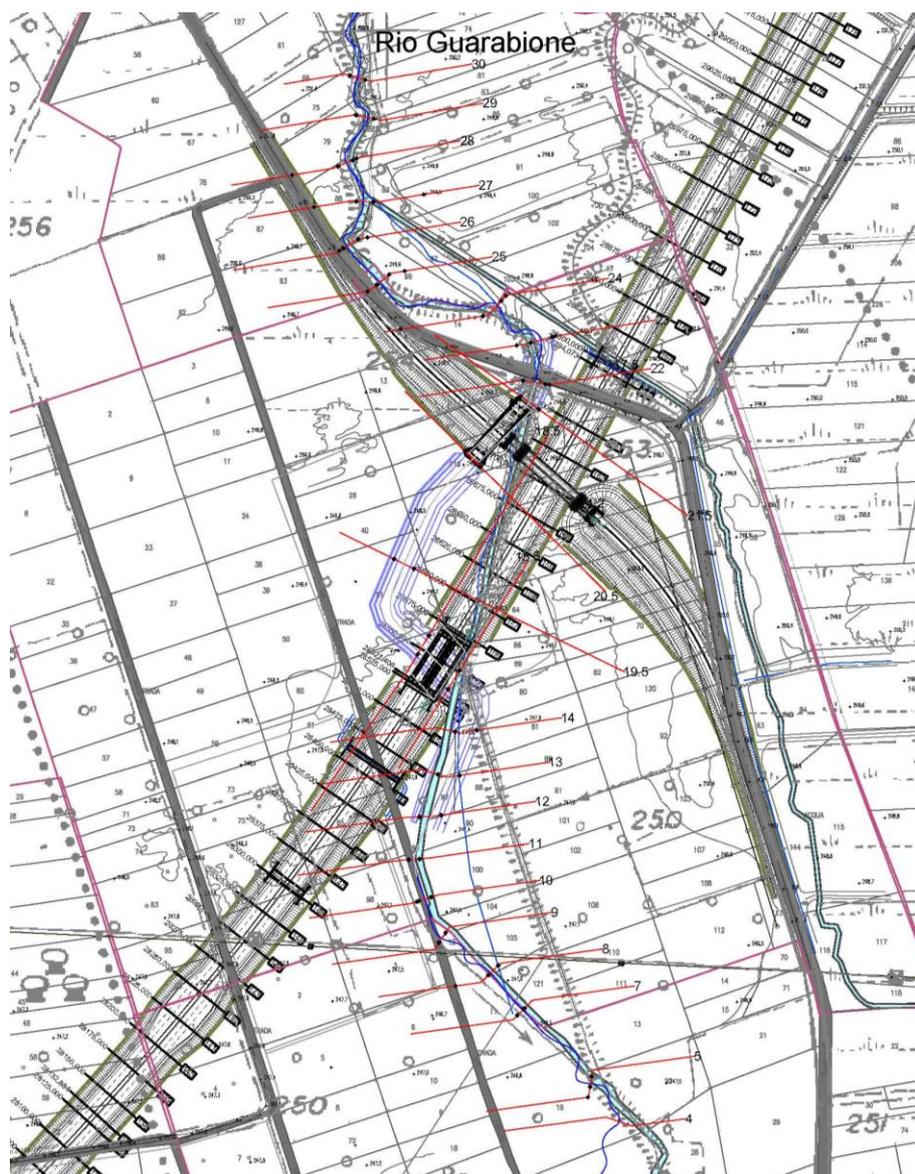
Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.2.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

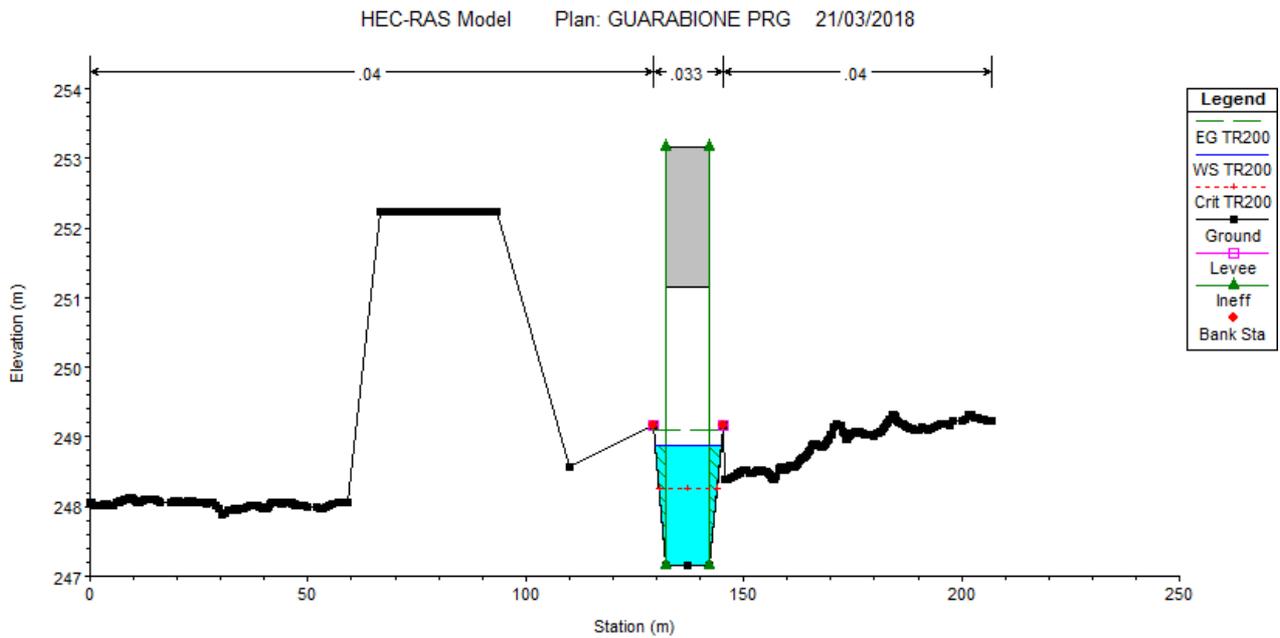
La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 24 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 10 (rispetto alla simulazione ante operam è stato modificato il tracciato del rio per il tratto in interferenza con il nuovo rilevato autostradale).



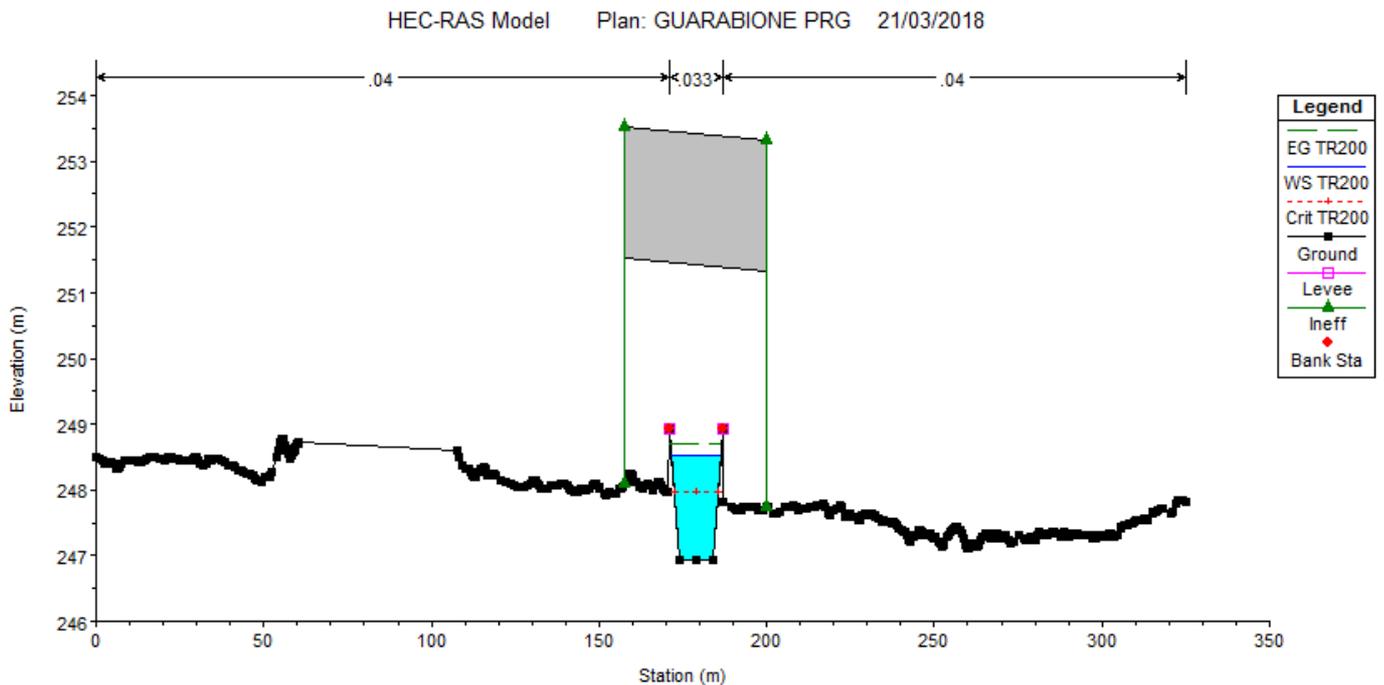
**Figura 10** - Geometria modello simulazione del Guarabione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto ad una campata di luce complessiva pari a 42.40 m (Figura 11) e da un cavalcavia della SP Masserano Rovasenda di luce complessiva pari a 10.00 m (Figura 12)



**Figura 11** – Viadotto in progetto sul Rio Guarabione con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)



**Figura 12** – Cavalcavia della SP318 in progetto sul Rio Guarabione con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il rio Guarabione prima di attraversare l'autostrada viene deviato a monte parallelamente all'autostrada stessa con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono riportate in 6.2.1.

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinato nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono (a favore di sicurezza) le medesime nel caso di opera realizzata.

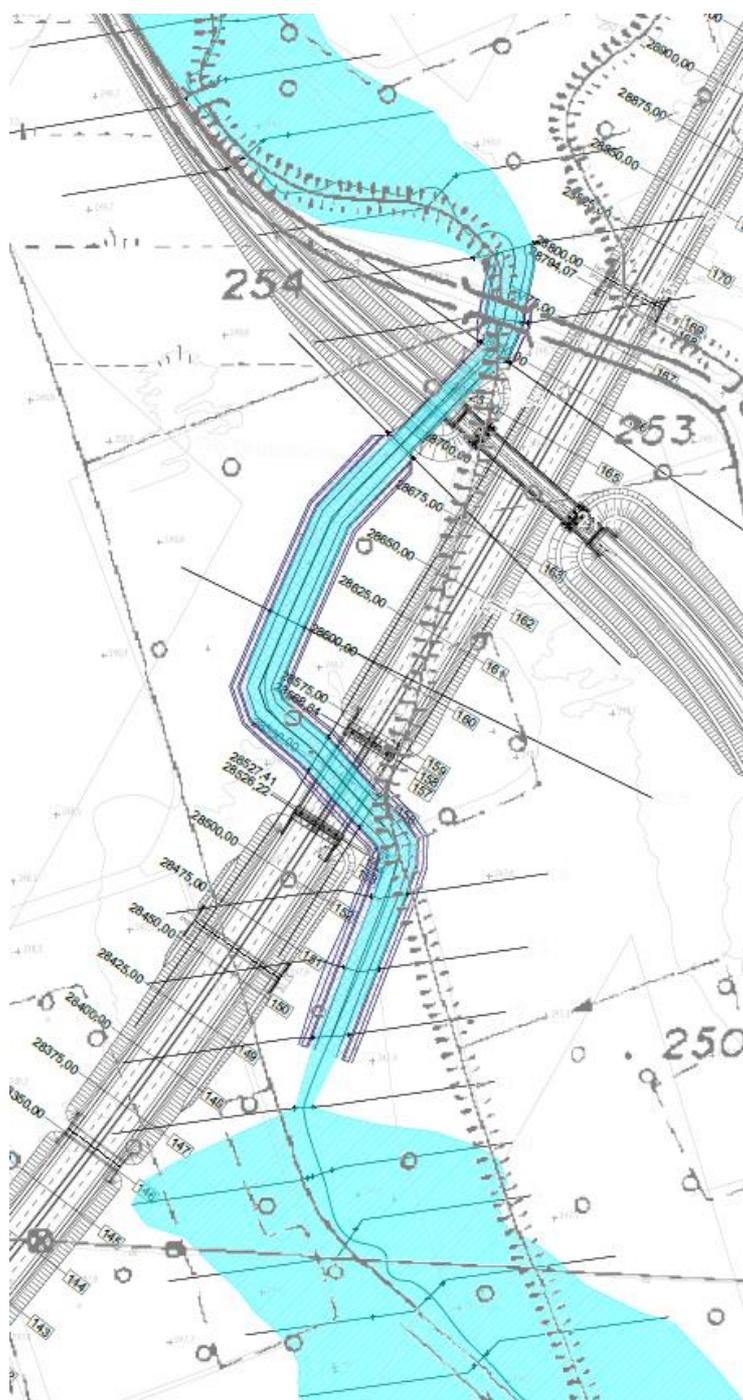


Figura 13 - Impronta idrica dell'area di esondazione per  $Q(T=200)$  nella configurazione di progetto per il Rio Guarabione

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato B2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

#### 3.1.2.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza degli attraversamenti in argomento.

Dalla Tabella 8 si ricava che con la realizzazione dei nuovi manufatti si ottiene che, trovandosi questi ultimi in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso (a seguito della ricalibratura del rio stesso), unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro con unica campata, le variazioni di livello sono trascurabili e/o negative. L'abbassamento del tirante idrico rispetto alla configurazione attuale, è da ricondurre alla riprofilatura dell'alveo dovuta alla deviazione come visibile in T00\_ID00\_IDR\_DI02A. La presenza dei manufatti non comporta quindi alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL02-A e T00ID00IDRPL03-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	21.5	669.92	250.12	249.02	-1.10
<b>NUOVO CAVALCAVIA RIO GUARABIONE</b>					
200	20.5	611.9	248.99	248.88	-0.11
200	18.5	444.89	248.27	248.54	0.27
<b>NUOVO VIADOTTO RIO GUARABIONE</b>					
200	15.5	411.17	248.16	248.44	0.28

**Tabella 8** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo cavalcavia e del nuovo viadotto sul Rio Guarabione, nelle condizioni di ante operam e post operam

Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui

al par. 2.2, sono garantite (Tabella 9).

**FRANCO IDRAULICO GUARABIONE**

	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	franco NTC (m)	franco PAI 1 (m)	franco PAI 2 alt. cin. (m)
Bridge 17.5	251.32	251.32	248.54	248.44	<b>2.78</b>	1.5	1	0.09

**Tabella 9** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.3 Riale san Giorgio

Il tratto del Riale San Giorgio indagato per l'esecuzione delle analisi inizia in prossimità della località Curavecchia a sud-ovest dell'abitato del Comune di Roasio e scorre con direzione sud-est, per una lunghezza complessiva di circa 0,90 km (Figura 14)



**Figura 14** - Localizzazione tratto Riale San Giorgio oggetto delle analisi idrauliche.

Non presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi manufatti idraulici.

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza pari a 0.42%, mentre il tratto di valle indagato presenta una pendenza media di fondo alveo ancor meno accentuata e pari a 0.23%,

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Riale San Giorgio viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 30453.65 m.



**Figura 15** - Riale San Giorgio in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

#### 3.1.3.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Riale San Giorgio, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di poco più di 900 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 24 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata Figura 16.



**Figura 16** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Riale San Giorgio

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 110 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Riale San Giorgio, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

### 3.1.3.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, non avendo a disposizione dati certi sullo stato di consistenza dei luoghi relativamente alla presenza di elementi vegetazionali e/o antropici che possano influenzare di gran lunga l'andamento del deflusso libero del corso d'acqua, si è preliminarmente eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato C1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.3.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 23 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente (rispetto alla simulazione ante operam è stato modificato il tracciato del rio per il tratto in interferenza con il nuovo rilevato autostradale).

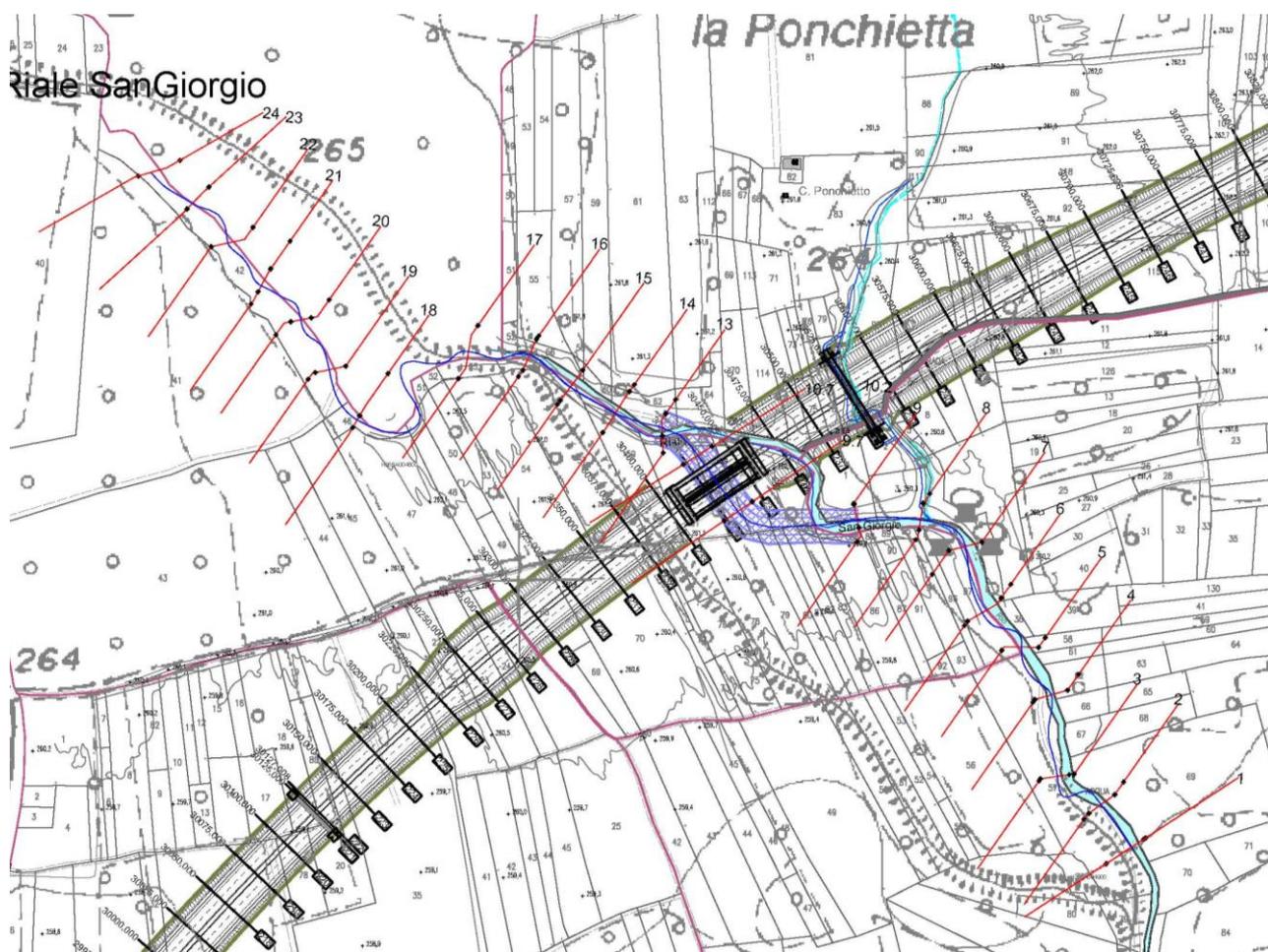
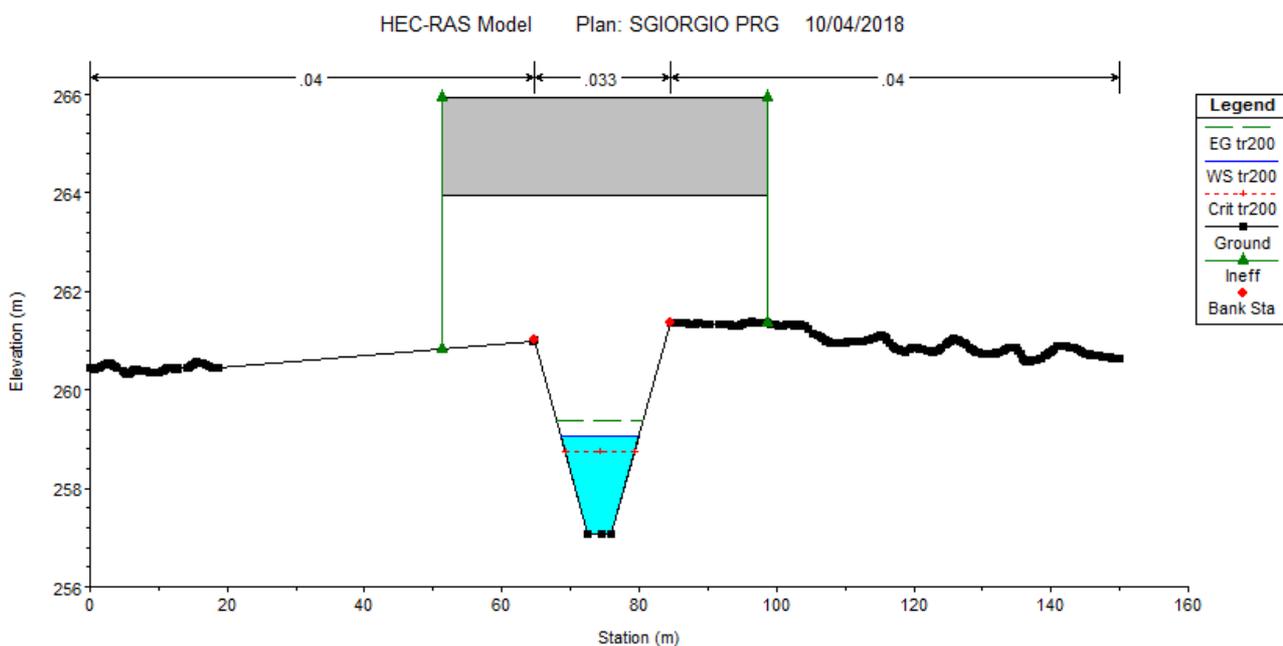


Figura 17 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita da un viadotto ad una campata di luce complessiva pari a 47.55 m (Figura 18)



**Figura 18** - Viadotto in progetto sulla Riale San Giorgio con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il Riale San Giorgio prima di attraversare l'autostrada viene deviato a ovest con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono riportate in 6.2.2.

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando li valore di portata determinate nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono a favore di sicurezza le medesime nel caso di opera realizzata.

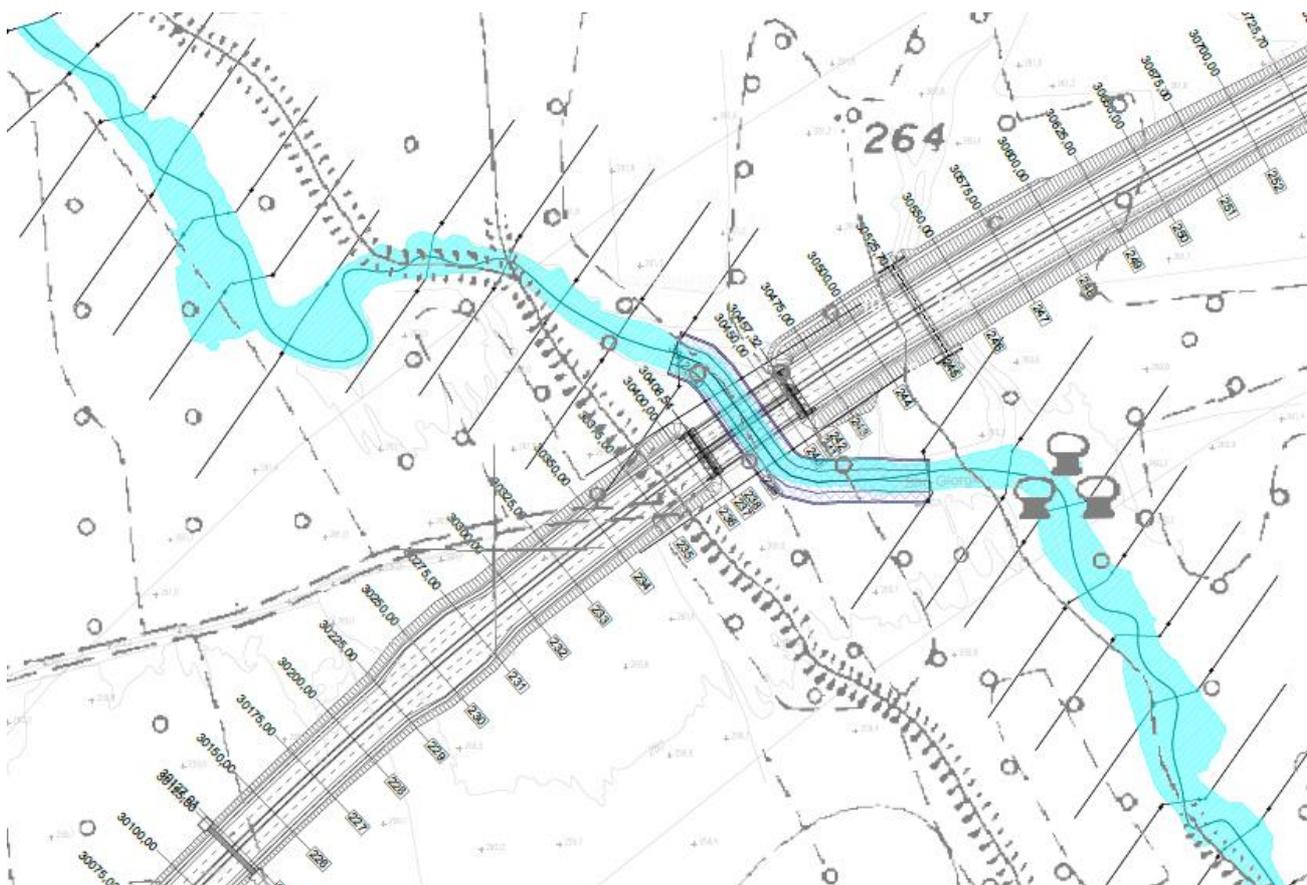


Figura 19 - Impronta idrica dell'area di esondazione della Riale San Girogio per  $Q$  ( $T=200$ ) nella configurazione di progetto

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato C2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

$Tr = 200$  anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

#### 3.1.3.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 10 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso (a seguito della ricalibratura del rio stesso), unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio

respiro con unica campata, le variazioni di livello sono negative, con abbassamento del tirante idrico rispetto alla configurazione attuale, in seguito alla riprofilatura del fondo dovuta alla deviazione della riale. La presenza del manufatto non comporta quindi alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL02-A e T00ID00IDRPL03-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	10.7	414.74	259.51	258.94	-0.57
<b>NUOVO VIADOTTO RIALE SAN GIORGIO</b>					
200	9.7	373.98	259.13	258.89	-0.24

**Tabella 10** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Riale San Giorgio, nelle condizioni di ante operam e post operam.

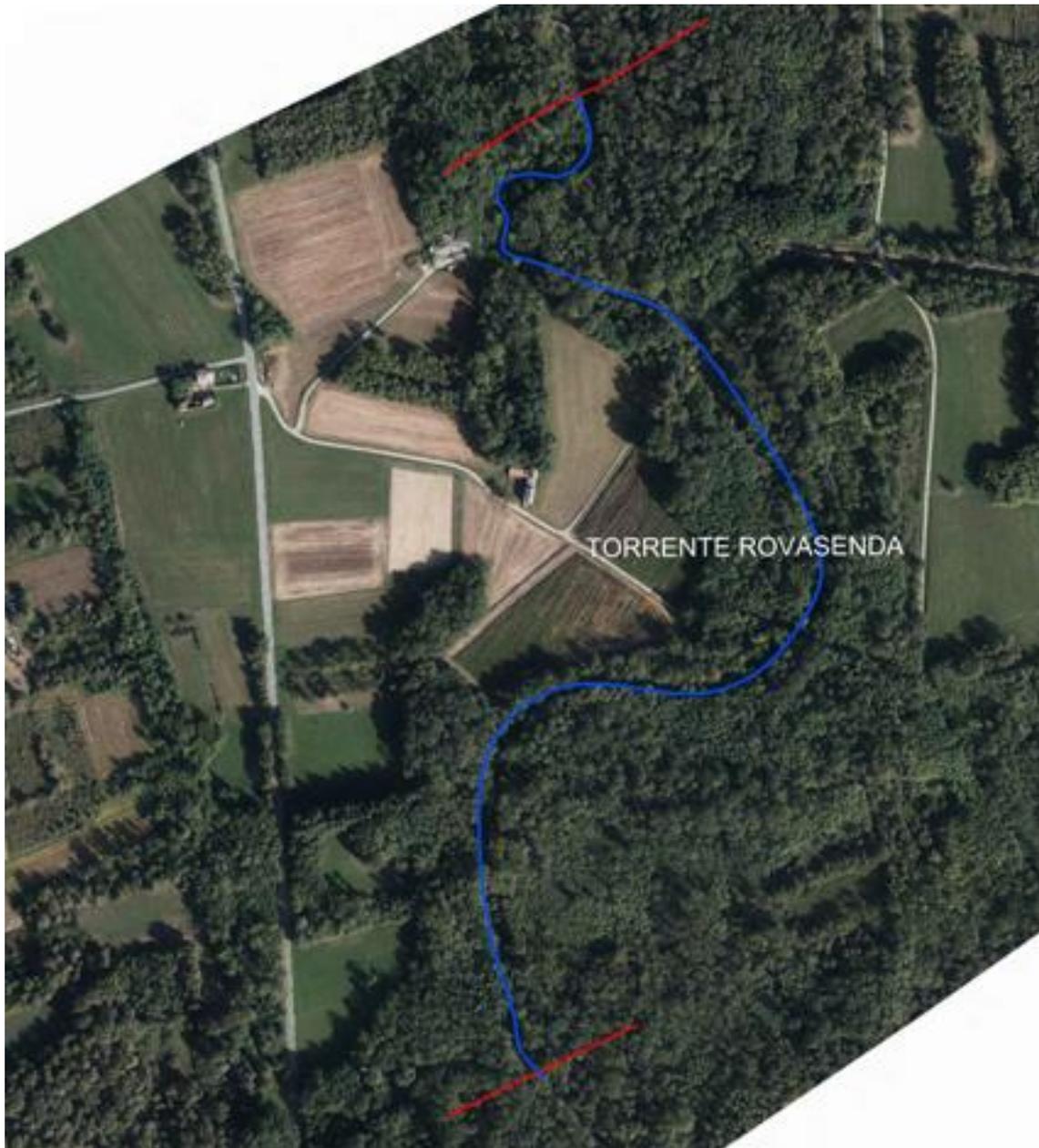
Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 11).

<b>FRANCO IDRAULICO SAN GIORGIO</b>								
	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	franco NTC (m)	franco PAI 1 (m)	franco PAI 2 alt. cin. (m)
Brdige 18.5	263.95	263.95	258.94	258.89	<b>5.01</b>	1.5	1	0.09

**Tabella 11** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.4 *Torrente Rovasenda*

Il tratto del Torrente Rovasenda indagato per l'esecuzione delle analisi inizia in prossimità della Cascina Rondi a sud-est dell'abitato del Comune di Roasio e scorre con direzione sud-ovest, per una lunghezza complessiva di circa 1,20 k (Figura 20).



**Figura 20** - Localizzazione tratto Torrente Rovasenda oggetto delle analisi idrauliche

Il Torrente Rovasenda presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi una briglia (a circa 350 m dall'inizio del tratto indagato).

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza pari a 0.30%, mentre il tratto di valle indagato presenta una pendenza media di fondo alveo ancor meno accentuata e pari a 0.25%.

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Torrente Rovasenda viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 31816.29 m.



**Figura 21** - *Torrente Rovasenda in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018*

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

#### 3.1.4.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Torrente Rovasenda, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1200 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 30 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.



**Figura 3.14** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Torrente Rovasenda.

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 140 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Torrente Rovasenda, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

#### 3.1.4.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, non avendo a disposizione dati certi sullo stato di consistenza dei luoghi relativamente alla presenza di elementi vegetazionali e/o antropici che possano influenzare di gran lunga l'andamento del deflusso libero del corso d'acqua, si è preliminarmente eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato D1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

#### 3.1.4.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 29 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 22.

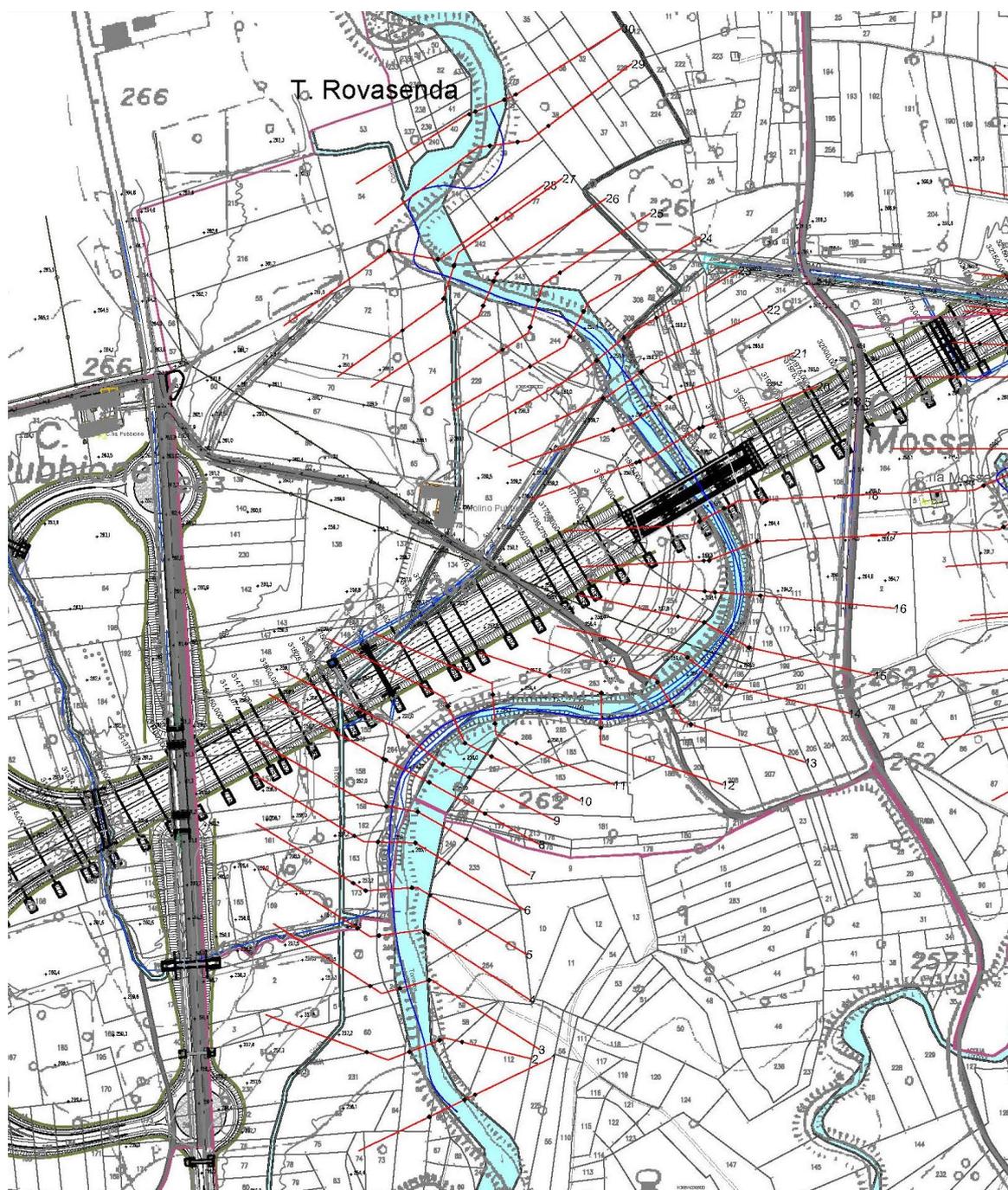
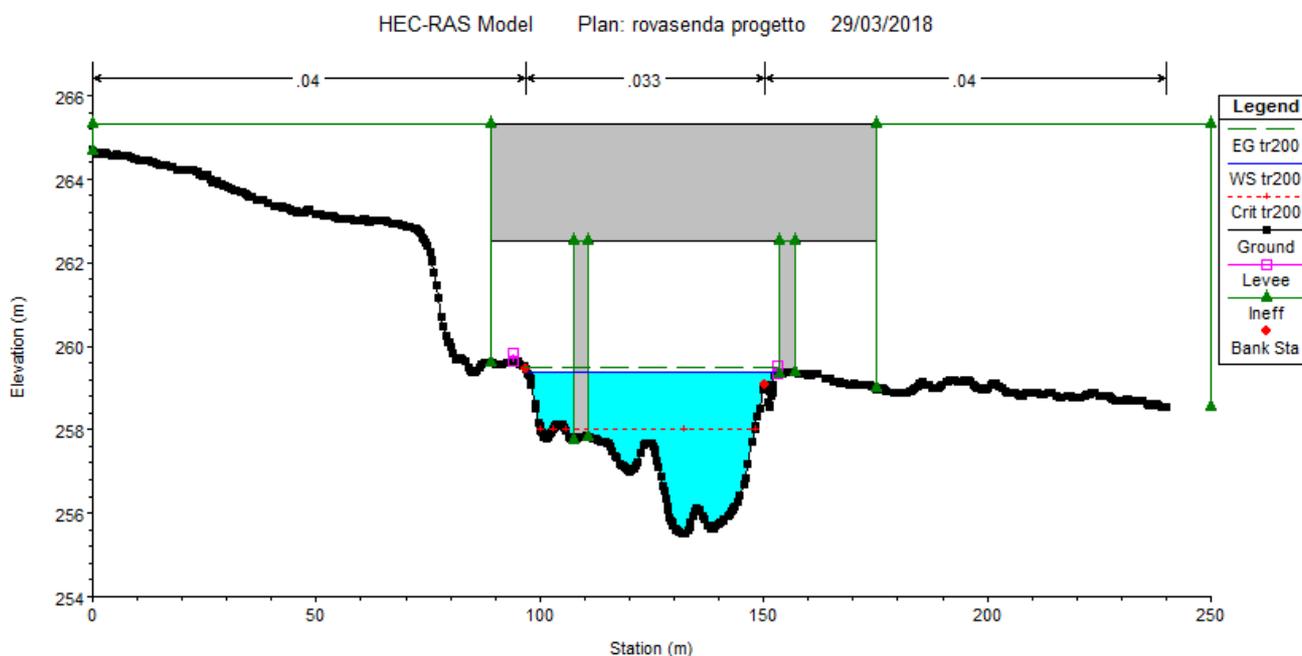


Figura 22 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto a tre campate di luci pari a 30 – 46 – 30 m. L'opera è costituita da un impalcato, con carreggiate separate, realizzato in struttura mista acciaio calcestruzzo, composto da travi metalliche e

da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono su pali (Figura 23)



**Figura 23** - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Rovasenda con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono a favore di sicurezza le medesime nel caso di opera realizzata.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato D2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

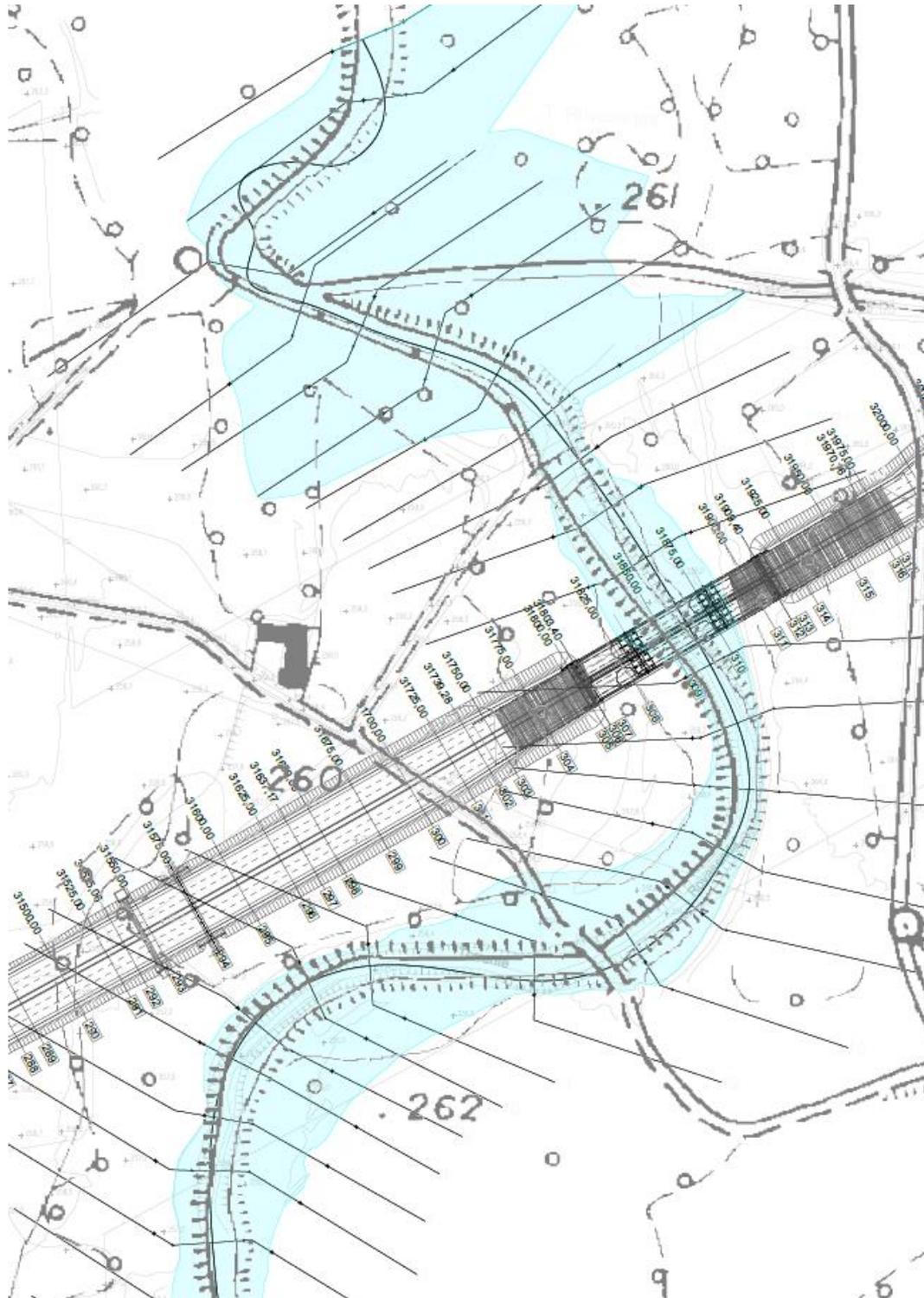


Figura 24 - Impronta idrica dell'area di esondazione per  $Q$  ( $T=200$ ) nella configurazione di progetto

### 3.1.4.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 12 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso, unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro, con lunghe campate e pile a stretto fuso, le variazioni di livello sono pressoché nulle, segno evidente che la presenza del manufatto non comporta alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito. Inoltre, come evidente anche da Figura 24, le spalle del viadotto non sono interessate dal deflusso di piena duecentennale.

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL04-A e T00ID00IDRPL05-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	20	734.96	259.33	259.33	0.00
<b>NUOVO VIADOTTO TORRENTE ROVASENDA</b>					
200	18	671.47	258.90	258.90	0.00

**Tabella 12** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Rovasenda, nelle condizioni di ante operam e post operam.

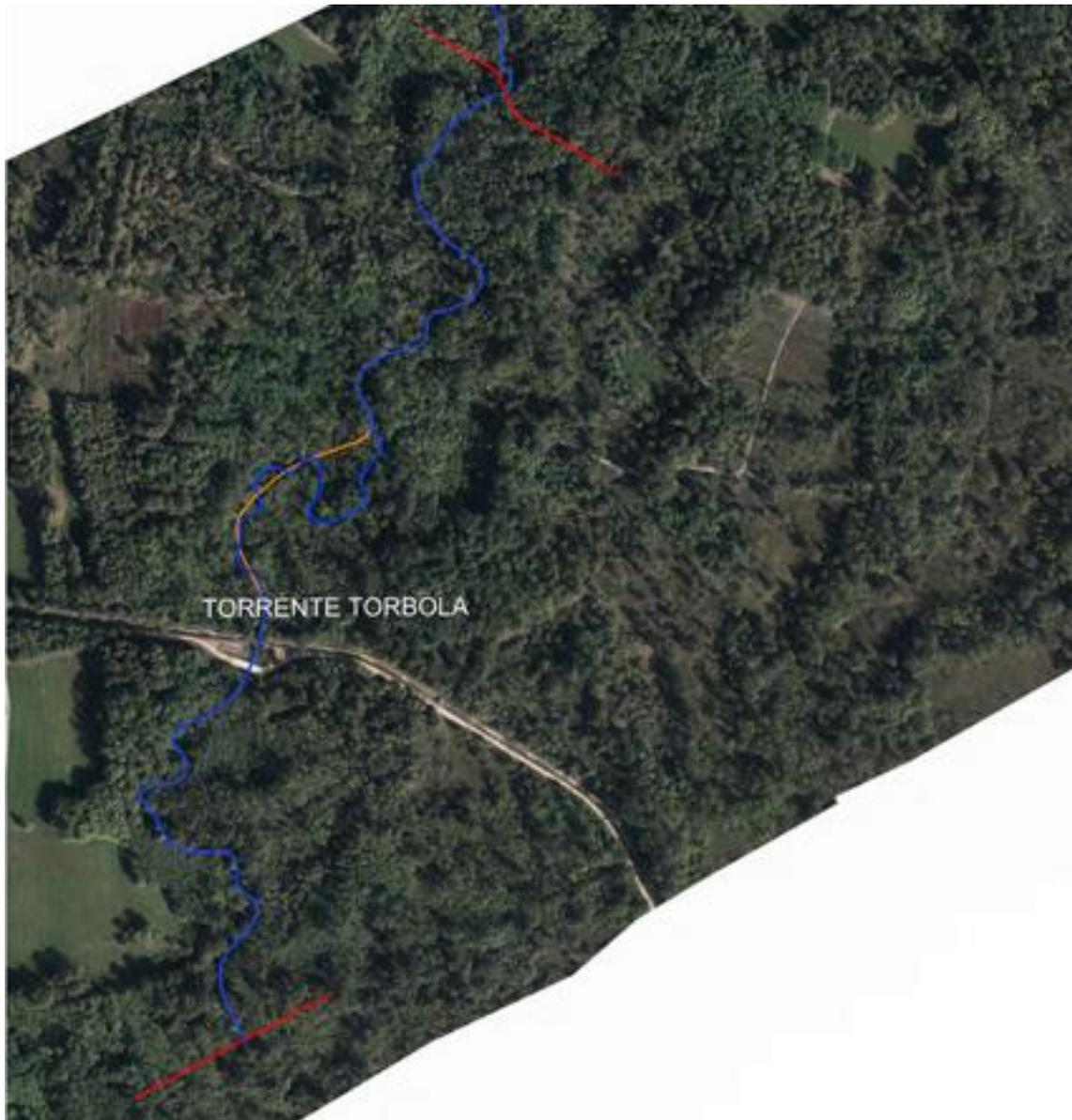
Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 13)

	<b>FRANCO IDRAULICO ROVASENDA</b>							
	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	franco NTC (m)	franco PAI 1 (m)	franco PAI 2 alt. cin. (m)
Brdige 18.5	262.52	262.52	259.33	258.90	<b>3.19</b>	1.5	1	0.23

**Tabella 13** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.5 *Torrente Torbola*

Il tratto del Torrente Torbola indagato per l'esecuzione delle analisi inizia a valle della S.S. n. 142 a sud-est dell'abitato del Comune di Roasio e scorre con direzione sud-ovest, per una lunghezza complessiva di circa 1,20 km (Figura 25)



**Figura 25** - Localizzazione tratto Torrente Torbola oggetto delle analisi idrauliche.

Presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi due manufatti idraulici: un ponte di attraversamento strada sterrata (di luce pari a 10.35 m) ed un ponte canale di irrigazione artificiale (di luce pari a 10.15 m).

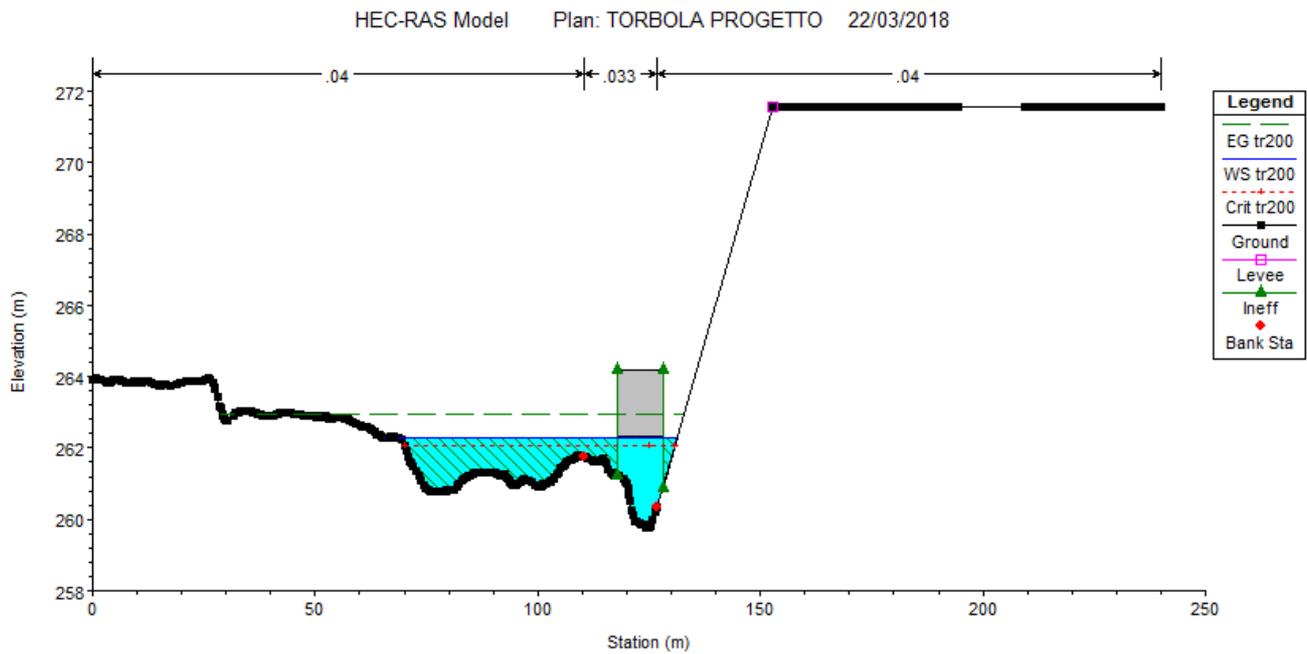


Figura 26: Ponte canale irriguo esistente sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

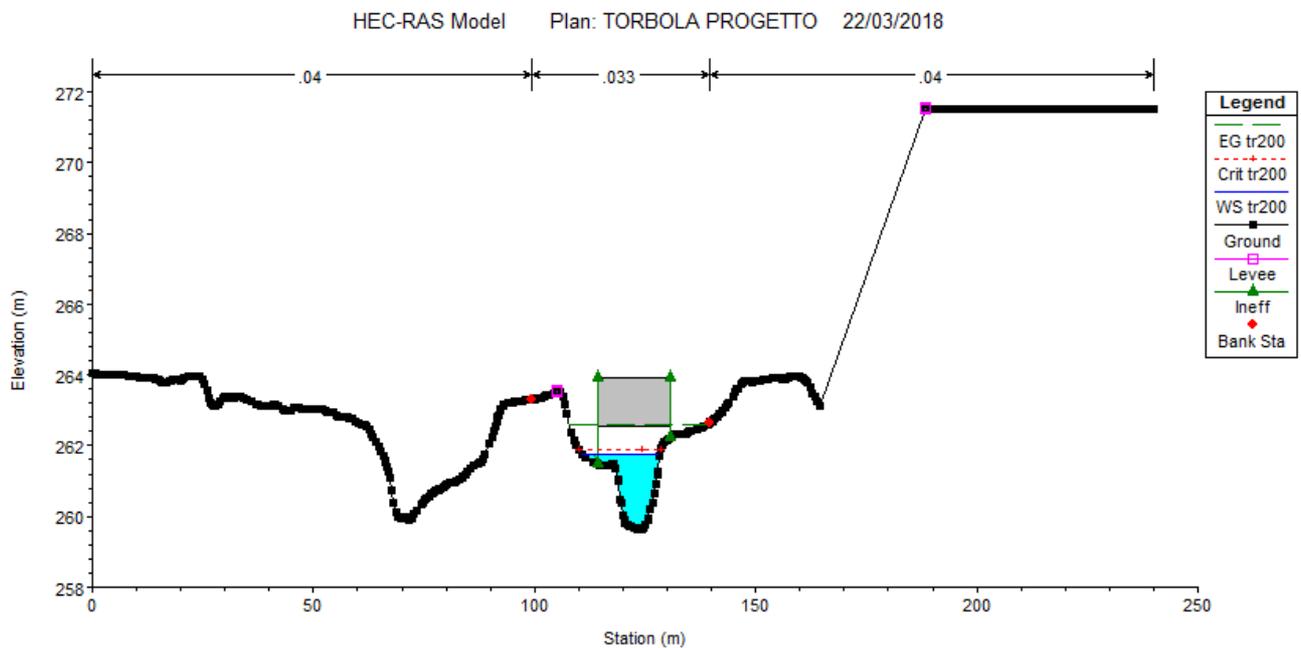


Figura 27: Attraversamento sterrato esistente sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza media pari a 0.60%.

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Torrente Torbola viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 32232.50 m.



**Figura 28** - *Torrente Torbola in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018*

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

#### 3.1.5.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Torrente Torbola, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di poco più di 1200 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 29 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 29.



**Figura 29** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Torrente Torbola.

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 200 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Torrente Torbola, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

#### 3.1.5.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, non avendo a disposizione dati certi sullo stato di consistenza dei luoghi relativamente alla presenza di elementi vegetazionali e/o antropici che possano influenzare di gran lunga l'andamento del deflusso libero del corso d'acqua, si è preliminarmente eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato E1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

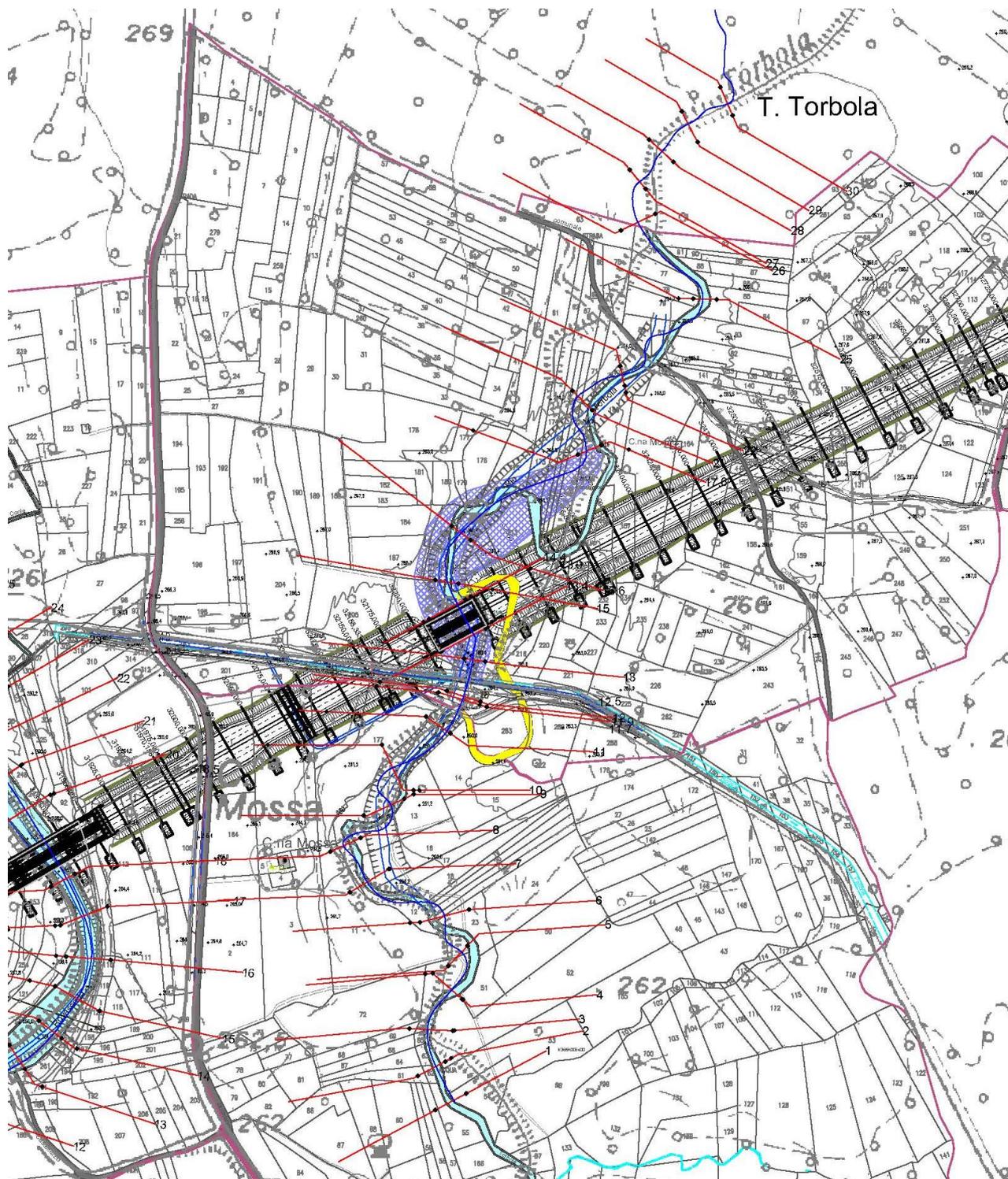
Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

#### 3.1.5.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

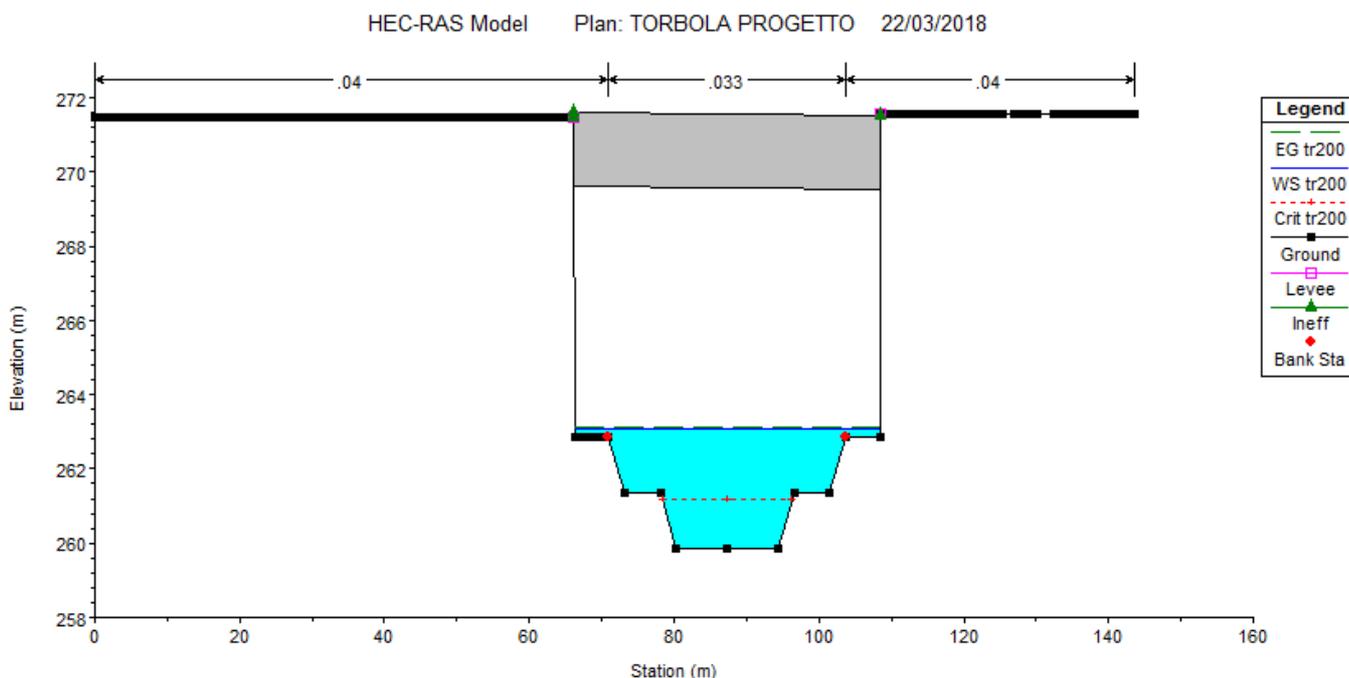
La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 28 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 30. Rispetto alla simulazione ante operam è stato modificato il tracciato del rio per il tratto in interferenza con il nuovo rilevato autostradale, raddrizzando un meandro esistente in corrispondenza del tracciato previsto.



**Figura 30 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto). E' evidenziato il tratto esistente (in giallo) che sarà dismesso per la deviazione in progetto.**

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto ad una campata di luce complessiva pari a 42.40 m. (Figura 31)

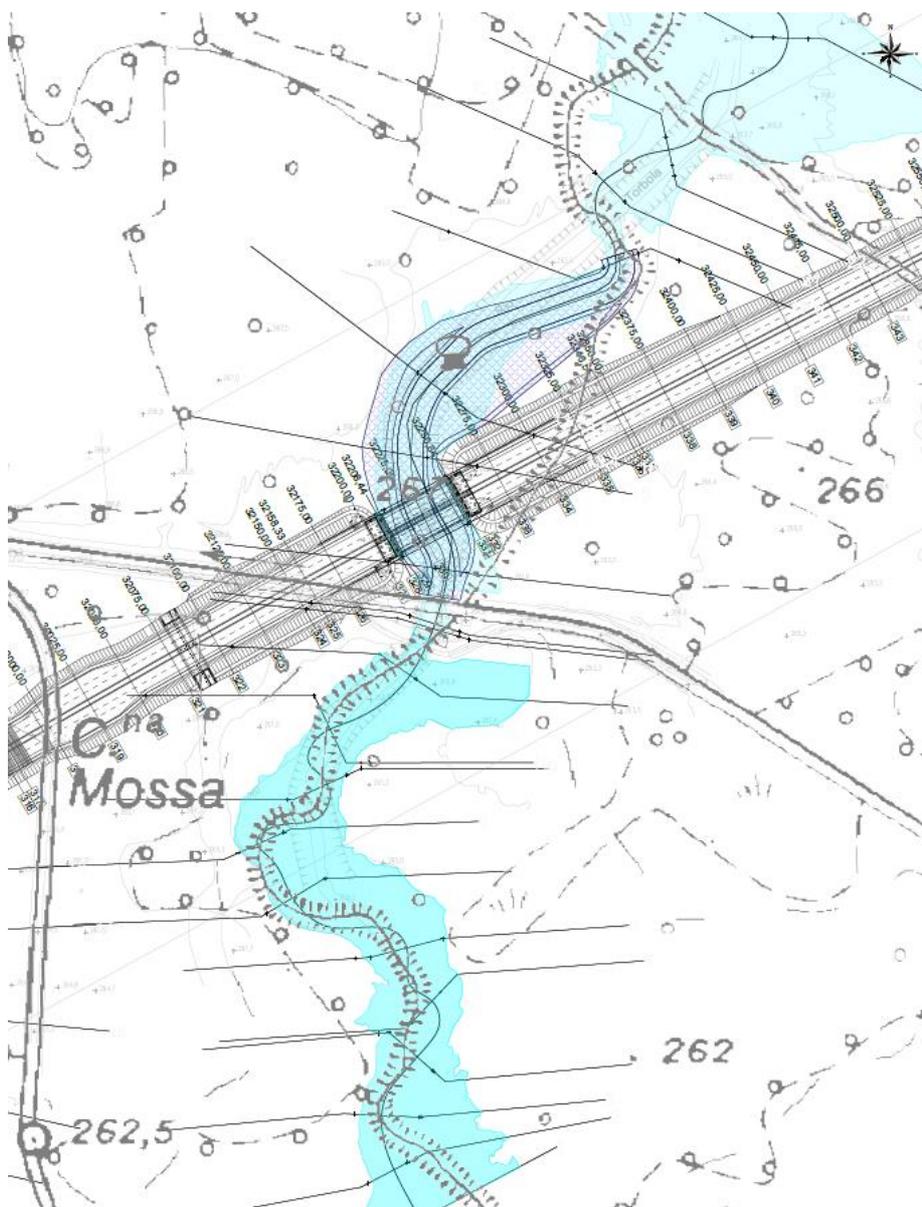


**Figura 31** - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il Torrente Torbola prima di attraversare l'autostrada viene deviato a ovest con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono riportate in 6.2.3

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinate nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono a favore di sicurezza le medesime nel caso di opera realizzata.



**Figura 32:** Impronta idrica dell'area di esondazione per  $Q$  ( $T=200$ ) nella configurazione di progetto

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato E2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

$Tr = 200$  anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.5.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 14 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso (a seguito della ricalibratura del rio stesso), unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro con unica campata, le variazioni di livello sono pressoché nulle (dell'ordine centimetrico), segno evidente che la presenza del manufatto non comporta alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL04-A e T00ID00IDRPL05-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	14.4	534.67	263.11	262.99	-0.12
<b>NUOVO VIADOTTO TORRENTE TORBOLA</b>					
200	13.4	506.97	262.94	262.99	0.05

**Tabella 14** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Torbola, nelle condizioni di ante operam e post operam.

Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 15).

<b>FRANCO IDRAULICO TORBOLA</b>								
	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	franco NTC (m)	franco PAI 1 (m)	franco PAI 2 alt. cin. (m)
Bridge 14.5	269.53	269.53	262.99	262.99	<b>6.54</b>	1.5	1	0.02

**Tabella 15** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.6 *Torrente Marchiazza*

Il tratto del Torrente Marchiazza indagato per l'esecuzione delle analisi inizia in prossimità del confine comunale Lozzolo/Gattinara a sud-ovest dell'abitato del Comune di Gattinara e scorre con direzione sud-ovest, per una lunghezza complessiva di circa 0,92 km ().



**Figura 33** - Localizzazione tratto Torrente Marchiazza oggetto delle analisi idrauliche

Il Torrente Marchiazza non presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi manufatti idraulici.

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza media pari a 0.37%.

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

Il Torrente Marchiazza viene attraversato in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 34334.00 m.



**Figura 34** - *Torrente Marchiazza in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Fonte Wikipedia*

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

#### 3.1.6.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Torrente Marchiazza, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 920 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 25 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.



**Figura 35** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Torrente Marchiazza.

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 70 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Torrente Marchiazza, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle

condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

### 3.1.6.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, non avendo a disposizione dati certi sullo stato di consistenza dei luoghi relativamente alla presenza di elementi vegetazionali e/o antropici che possano influenzare di gran lunga l'andamento del deflusso libero del corso d'acqua, si è preliminarmente eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato F1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.6.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, più spesso denominati profili di rigurgito, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 24 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.

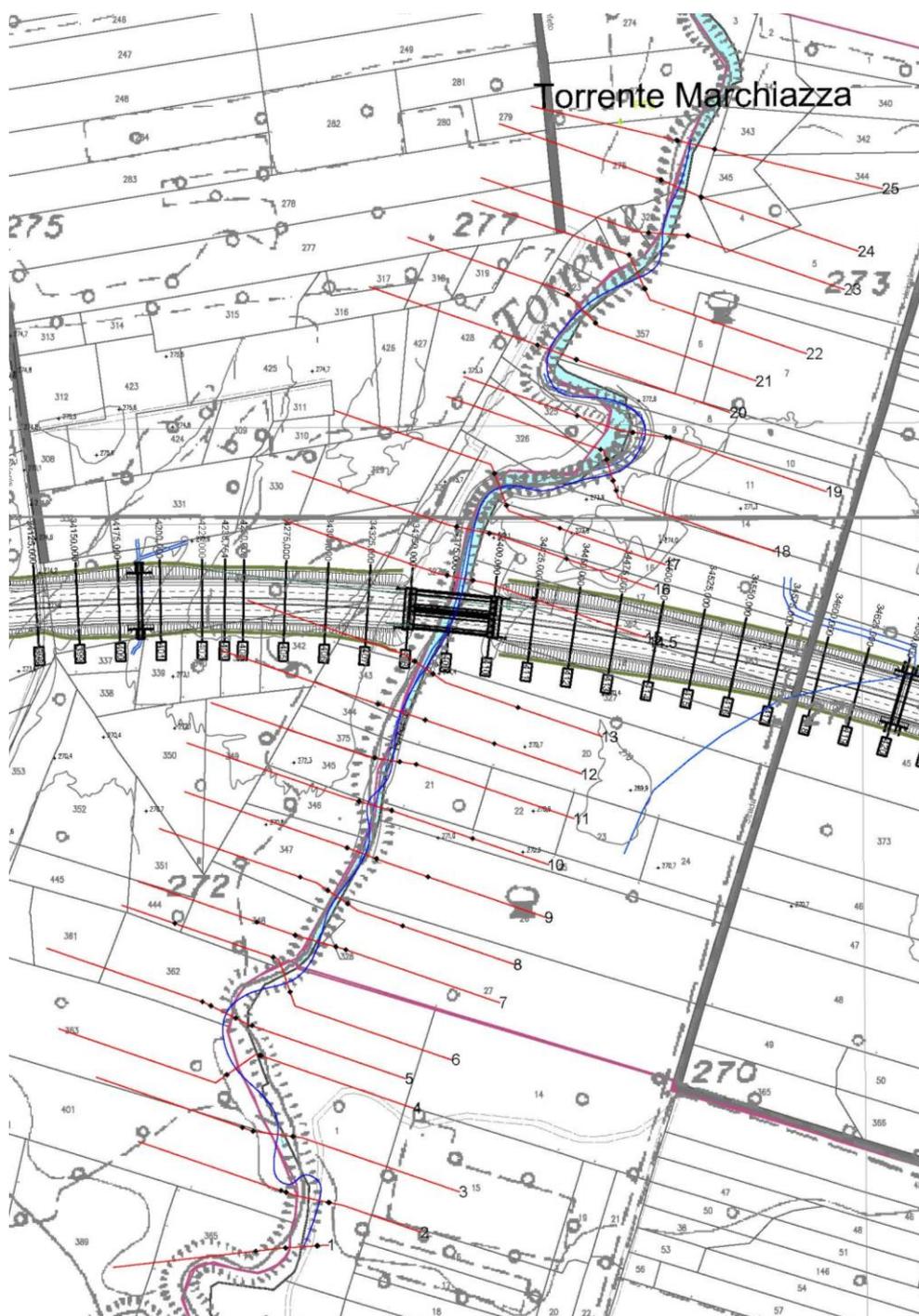
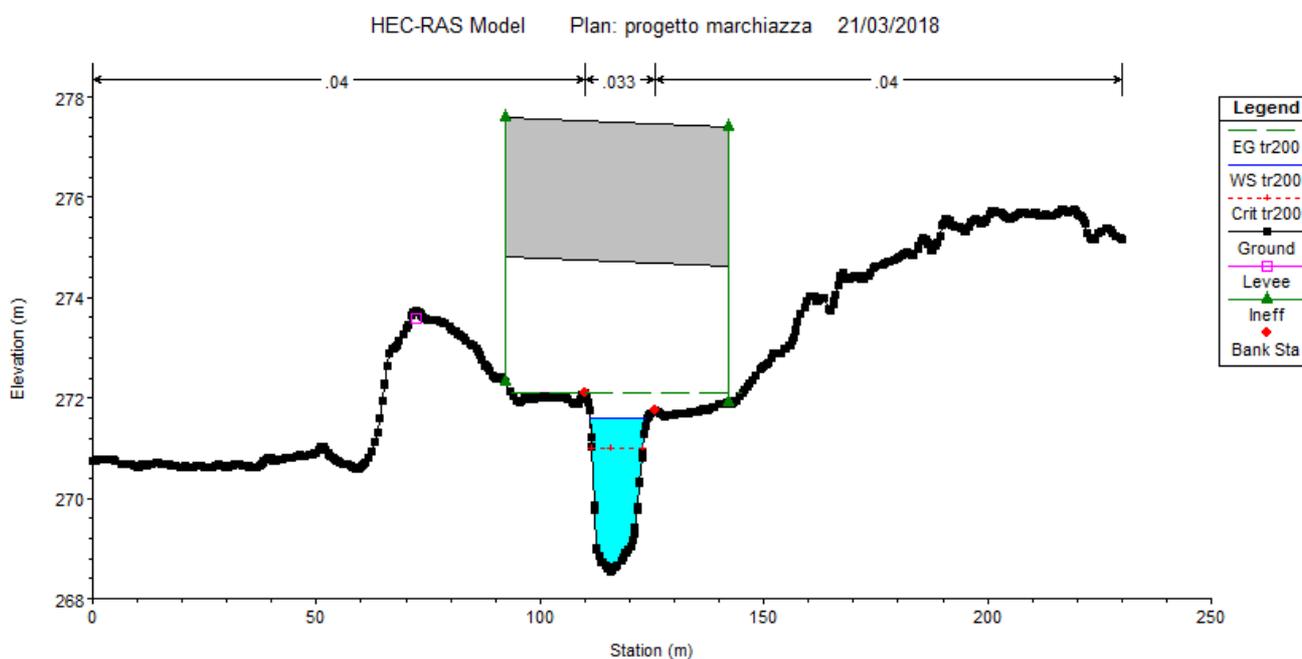


Figura 3.23 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto ad una campata di luce complessiva pari a 50.00 m (Figura 36)



**Figura 36** - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Marchiazza con indicazione del tirante per  $Q$  ( $T=200$  anni)

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono (a favore di sicurezza) le medesime nel caso di opera realizzata.



### 3.1.6.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 16 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso, unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro, con unica campata, le variazioni di livello sono pressoché nulle (di ordine centimetrico), segno evidente che la presenza del manufatto non comporta alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito. Inoltre, come evidente anche da Figura 37, le spalle del viadotto non sono interessate dalla piena duecentennale

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL06-A e T00ID00IDRPL07-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m slm)
200	15	500.93	271.66	271.68	0.02
<b>NUOVO VIADOTTO TORRENTE MARCHIAZZA</b>					
200	13	440.91	271.25	271.25	0.00

**Tabella 16** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Marchiazza, nelle condizioni di ante operam e post operam.

Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 17)

<b>FRANCO IDRAULICO MARCHIAZZA</b>								
	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	franco NTC (m)	franco PAI 1 (m)	franco PAI 2 alt. cin. (m)
Bridge 14.5	274.61	274.61	271.68	271.25	<b>2.93</b>	1.5	1	0.27

**Tabella 17** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.1.7 Roggia Colompasso

Il tratto della Roggia Colompasso indagato per l'esecuzione delle analisi inizia a valle della S.P. n. 142 a sud-ovest dell'abitato del Comune di Gattinara e scorre con direzione sud-ovest, per una lunghezza complessiva di circa 0,90 km (Figura 38)



**Figura 38** - Localizzazione tratto Roggia Colompasso oggetto delle analisi idrauliche.

Non presenta allo stato attuale nel tratto oggetto di analisi manufatti idraulici.

Il tratto di monte indagato presenta una pendenza media pari a 0.45%.

Il corso d'acqua evolve nel tratto considerato in un territorio con pendenze limitate anche nei versanti che dolcemente declinano verso l'alveo principale; le aree attraversate si presentano con caratteristiche pressoché uniformi riconducibili a terreni a prevalente uso agricolo e presenza vegetazionale diffusa e potente in corrispondenza del tratto a ridosso dell'inciso naturale e nelle immediate zone golenali limitrofe.

La Roggia Colompasso viene attraversata in viadotto dalla nuova autostrada in progetto in corrispondenza della progressiva 35575.00 m.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell'opera suddetta sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d'acqua nelle condizioni post-operam.

### 3.1.7.1 Ante-Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena della Roggia Colompasso, nella condizione ante operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di poco meno di 900 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 23 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.



**Figura 39** - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto della Roggia Colompasso.

Tali sezioni, disposte ad interasse compreso tra i 30 m ed i 90 m, sono state anch'esse ricavate attraverso una specifica campagna di rilievo in situ ed il Modello Digitale del Terreno.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo della massima piena in assenza dell'opera da realizzarsi (*ante operam*).

Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativa al tempo di ritorno pari a 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinata nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione della Roggia Colompasso, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo del profilo di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

#### 3.1.7.2 Il coefficiente di scabrezza

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, non avendo a disposizione dati certi sullo stato di consistenza dei luoghi relativamente alla presenza di elementi vegetazionali e/o antropici che possano influenzare di gran lunga l'andamento del deflusso libero del corso d'acqua, si è preliminarmente eseguito un serie di simulazioni utilizzando un range di variazione del parametro in questione nei limiti delle due condizioni limite di alveo completamente libero (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.020 per l'intera sezione fluviale) e quella di alveo fortemente compromesso dalla presenza di corpi interferenti (cui corrisponde un valore di Manning pari a 0.09 per l'intera sezione) al fine di apprezzare la sensibilità del modello matematico imposto, in funzione del coefficiente di scabrezza adottato.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è riscontrato un sostanziale valore di assestamento dei livelli idrici nella configurazione media con 0.033 per tutte le componenti della sezione d'alveo; tuttavia, al fine di tener conto delle componenti di impedenza al deflusso nei tratti golenali per la presenza di elementi vegetazionali ed antropici, seppur minimi, si è comunque deciso di adottare un valore di 0.040 per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato G1**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

### 3.1.7.3 Post Operam

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena, nella condizione post operam, (profili di rigurgito), è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 23 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Figura 40. Rispetto alla simulazione ante operam è stato modificato il tracciato della roggia per il tratto in interferenza con il nuovo rilevato autostradale, con il raddrizzamento di un meandro.

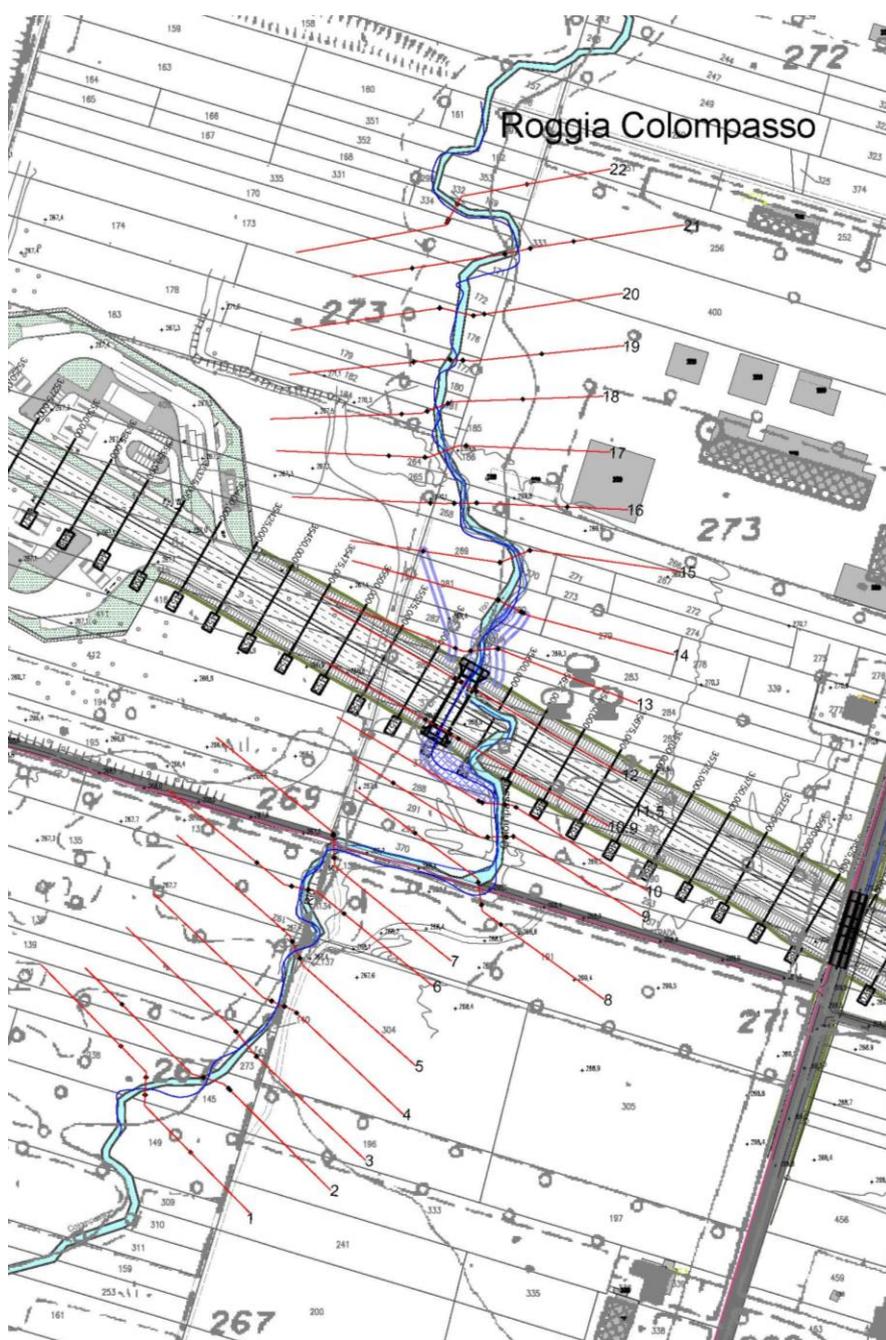


Figura 40 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo della massima piena in presenza dell'opera realizzata (*post operam*).

La nuova autostrada interferisce con il reticolo in argomento mediante un'opera di scavalco costituita di un viadotto ad una campata di luce complessiva pari a 10.00 m.

La Roggia Colompasso prima di attraversare l'autostrada viene deviata a ovest con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono riportate in 6.4.2.

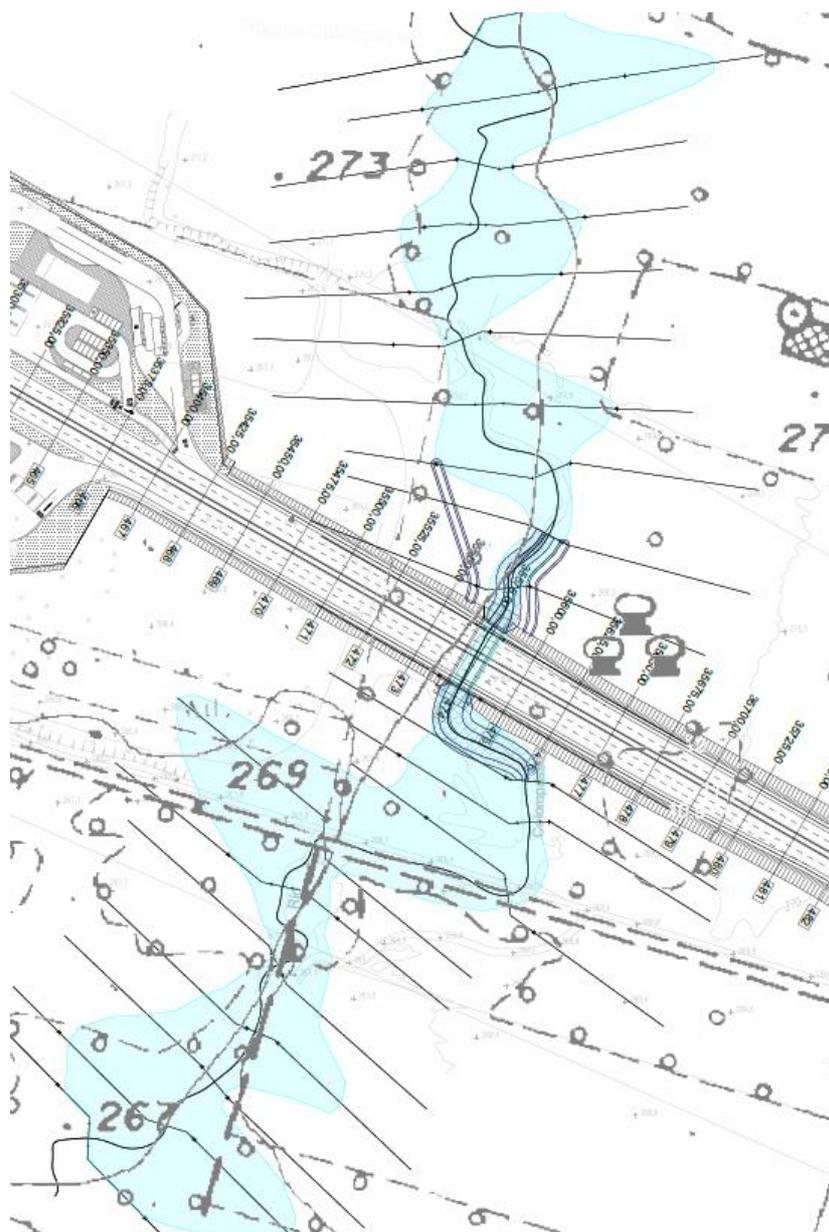
Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta al par. 2.3, per il valore di portata relativo al tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinate nella sezione di chiusura di valle del relativo bacino.

Le considerazioni volte per il coefficiente di scabrezza da adottare per le differenti sezioni di controllo, sono a favore di sicurezza le medesime nel caso di opera realizzata.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica ed in forma grafica in **Allegato G2**, mostrano i parametri caratteristici del deflusso per

Tr = 200 anni;

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).



**Figura 41** - Impronta idrica dell'area di esondazione per  $Q$  ( $T=200$ ) nella configurazione di progetto

#### 3.1.7.4 Confronto dei risultati

Nel seguito vengono riportati in forma sintetica i risultati del confronto ottenuto per tempo di ritorno duecentennale, dei livelli idrici che si instaurano in corrispondenza dell'attraversamento in argomento.

Dalla Tabella 18 si ricava che con la realizzazione del nuovo manufatto si ottiene che, trovandosi questo ultimo in corrispondenza di una zona a sezione ampia e senza ostacoli di sorta al libero deflusso (a seguito della ricalibratura della roggia stesso), unitamente alla configurazione dello scavalco di ampio respiro con unica campata, le variazioni di livello sono negative. L'abbassamento del tirante idrico rispetto alla configurazione attuale è da imputarsi alla nuova profilatura del fondo alveo in

seguito alla deviazione di progetto. La presenza del manufatto non comporta alcun impegno sul libero deflusso idrico del corso d'acqua interferito.

Il confronto tra ante e post Operam è riportato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRPL06-A e T00ID00IDRPL07-A

TR	SEZIONE PROGETTO	PROGRESSIVA HEC-RAS	CONDIZIONE ANTE OPERAM (m slm)	CONDIZIONE POST OPERAM (m slm)	DIFFERENZA (m)
200	12	479.2	269.05	268.62	-0.43
<b>NUOVO VIADOTTO ROGGIA COLOMPASSO</b>					
200	10.9	448.97	269.14	268.48	-0.66

**Tabella 18** - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sulla Roggia Colompasso, nelle condizioni di ante operam e post operam.

Infine si precisa che le prescrizioni sul franco idraulico, come richieste dalla normativa vigente di cui al par. 2.2, sono garantite (Tabella 19)

<b>FRANCO IDRAULICO R. COLOMPASSO</b>								
	INTR. US (m slm)	INTR. DS (m slm)	WS US (m slm)	WS DS (m slm)	franco (m)	NTC (m)	PAI 1 (m)	PAI 2 alt. cin. (m)
Brdige 14.5	271.14	271.04	268.62	268.48	<b>2.52</b>	1.5	1	0.16

**Tabella 19** - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo

### 3.2 Quadro di sintesi delle caratteristiche degli attraversamenti

Si riporta in Tabella 20 il quadro riassuntivo dei risultati emersi dalle simulazioni di cui al par. 3.1. Per ogni attraversamento si riporta la luce e la luce netta, maggiore di 40 m in ottemperanza alla NTC 2018 di cui al 2.2.1. Le variazioni di livello (Delta M-V) indotte dalla realizzazione delle nuove opere risultano infatti trascurabili. In alcuni casi, in seguito a riprofilature del corso d'acqua in corrispondenza degli attraversamenti, la quota del livello idrico risulta inferiore alla condizione ante operam.

Cod.	Corso d'acqua	Luce viadotto (m)	Luce netta (m)	Franco Idraulico (m)	Delta M-V (m)
VI06	Sesia	60-100-100-100-100-100-100-60	57.8-97-97-97-97-97-97-57.8	1.94	+0.17 + 0.03
VI01	Guarabione	42.4	41	2.78	+0.27 + 0.28
VI02	San Giorgio	47.6	46.2	5.01	-0.57 +0.24
VI03	Rovasenda	30-46-36	27.8-43-27.8*	3.19	+0.00 +0.00
VI04	Torbola	42.4	41	6.54	-0.12 + 0.05
VI05	Marchiazza	50	48.1	2.93	+0.02 +0.00

**Tabella 20** – Sintesi dei risultati dello studio di compatibilità idraulica

Per la valutazione della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti al sormonto viene considerato un indice di vulnerabilità (IVS), definito da ISPRA, funzione del franco di sicurezza  $F_s$  e del franco effettivo  $F_r$

$$IVS = 1 - \frac{F_r}{F_s}$$

a seconda del valore che assume, indica vulnerabilità al sormonto nulla ( $IVS < 0$ ), media ( $0 \leq IVS < 1$ ) o alta ( $IVS \geq 1$ ). Tutti gli attraversamenti previsti si pongono in condizioni di sicurezza, con vulnerabilità al sormonto nulla (Tabella 21).

**Tabella 21** - Indice di vulnerabilità al sormonto per gli attraversamenti previsti

Cod.	Corso d'acqua	Franco reale (m)	Franco di sicurezza (m)	IVS
VI06	Sesia	1.94	1.5	-0.29 nulla
VI01	Guarabione	2.78	1.5	-0.85 nulla
VI02	San Giorgio	5.01	1.5	-2.34 nulla
VI03	Rovasenda	3.19	1.5	-1.13 nulla
VI04	Torbola	6.54	1.5	-3.36 nulla
VI05	Marchiazza	2.93	1.5	-0.95 nulla

## 4 MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO

Nel presente capitolo viene dettagliatamente svolta un'analisi quantitativa del massimo scalzamento atteso al piede delle stilate previste dal progetto delle opere di attraversamento, all'occorrenza della piena con portata di progetto, in funzione delle dimensioni significative delle pile e delle strutture di fondazione.

Si procederà quindi di seguito alla stima, con i più diffusi e validi metodi di letteratura, basati su sia su sperimentazioni di laboratorio che su dati di campo, dello scavo prodotto dalla corrente in piena al piede delle pile e delle spalle dei manufatti previsti per il superamento delle interferenze dell'asse viario in progetto con il reticolo idrografico esistente.

### 4.1 La vulnerabilità idraulica dell'attraversamento fluviale

Mentre le attuali conoscenze circa i fenomeni di scavo ad opera della corrente permettono di meglio dimensionare, rispetto al passato, le fondazioni degli attraversamenti di nuova costruzione, la valutazione della vulnerabilità all'erosione delle opere esistenti è un problema tutt'altro che agevole. Spesso dette opere hanno un'età ragguardevole; di conseguenza non sempre è possibile reperirne i progetti originali, sicché in molti casi non si ha conoscenza delle caratteristiche della parte sommersa del ponte e, a maggior ragione, delle fondazioni. Inoltre, la verifica delle condizioni delle strutture sommerse è spesso difficile, sicché eventuali evidenze di pericolo, manifestate ad esempio da scavi localizzati attorno alle pile, non sono facilmente identificabili.

### 4.2 Caratteristiche del fenomeno

Lo scalzamento è causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente. Lo scalzamento può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

L'erosione totale in corrispondenza di un ponte con pile in alveo è costituita dalla somma di tre componenti:

- progressivo abbassamento o innalzamento diffuso: deposito o erosione generalizzata con variazione a lungo termine della pendenza dell'alveo (quindi della quota del fondo), dovute all'evoluzione altimetrica dell'alveo a monte e a valle del ponte, sia in relazione alle variazioni cicliche e progressive, sia alle eventuali variazioni che si verificano nel corso di ogni singolo evento di piena;
- erosione dovuta a contrazione: rimozione del materiale di fondo lungo tutta o gran parte della larghezza dell'alveo. Questa componente dell'erosione può essere il risultato della contrazione dei filetti dovuta al restringimento della sezione, causato dalla presenza delle pile in alveo.
- erosione transitoria localizzata: erosione transitoria rapida che si verifica durante gli eventi di morbida e piena in corrispondenza di ostacoli, come le pile dei ponti, che determinano una

brusca variazione nella direzione dei filetti fluidi, con formazione di vortici e accelerazioni locali. La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa. Tale erosione può portare nel corso di una piena alla riduzione della capacità portante delle pile del ponte, fino al crollo delle stesse.

Oltre ai tipi di erosione indicati occorre considerare che il verificarsi della naturale migrazione laterale dell'alveo di magra (*thalweg*) all'interno dell'alveo, può incrementare l'erosione sulle pile, a causa del cambiamento dell'angolo di attacco della corrente sulle pile.

#### 4.2.1 *Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso*

Il progressivo deposito o erosione generalizzato può essere dovuto a cause naturali cicliche del corso d'acqua o a conseguenze di interventi dell'uomo sull'alveo o sul bacino imbrifero, come sottrazione di materiale da cave in alveo, costruzione di dighe o traverse, variazioni nell'utilizzo del suolo nel bacino (urbanizzazione, deforestazione, riduzione delle pratiche agricole), rivestimenti d'alveo, tagli di meandri, variazioni di pendenza mediante briglie, ecc..

#### 4.2.2 *Erosione dovuta a contrazione*

Questo tipo di erosione, dovuta alla riduzione della sezione trasversale dell'alveo ad opera di un attraversamento, implica la rimozione di materiale dal letto e dalle sponde lungo tutta o gran parte della sezione dell'alveo, causata dall'aumento delle velocità e dell'azione di trascinamento in corrispondenza del restringimento. Tale erosione si esplica su scale temporali dell'ordine di grandezza della durata degli eventi di piena.

Tale erosione contribuisce al generale abbassamento dell'alveo rilevato durante le misure batimetriche nelle campate in cui avviene il deflusso principale.

#### 4.2.3 *Erosione transitoria localizzata*

L'erosione transitoria localizzata comporta la rimozione di materiale nell'intorno degli elementi collocati in alveo che ostruiscono il flusso, in particolare delle pile e delle spalle di ponti.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità, rilevata dall'addensamento delle linee di corrente. In corrispondenza della pila si ha la formazione di un grosso vortice a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione.

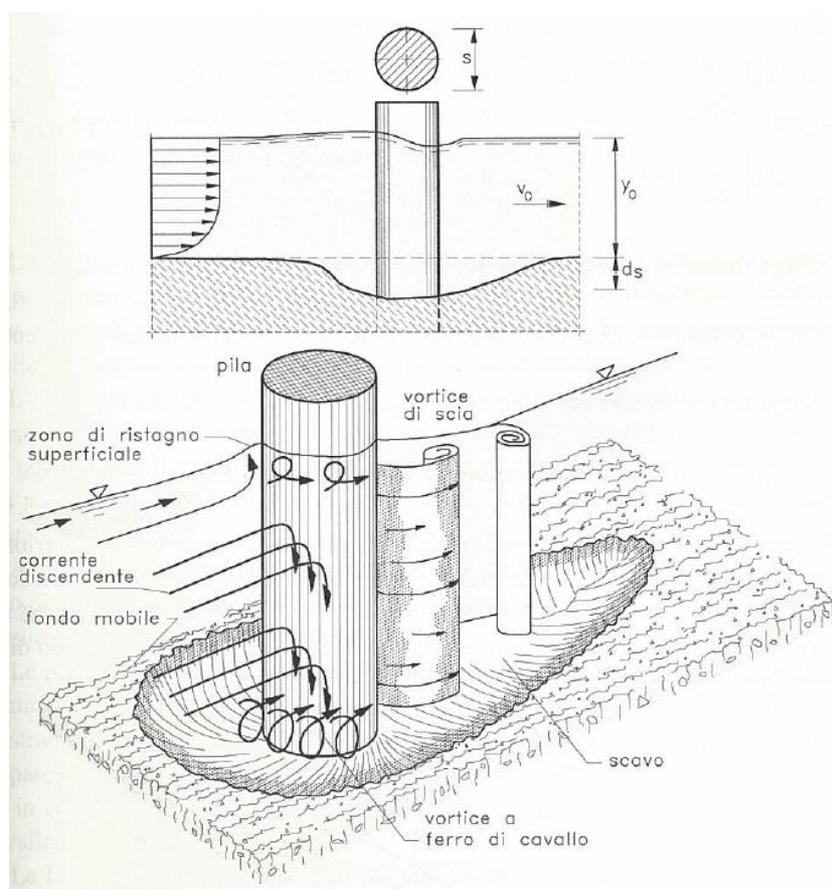


Figura 42 - Esempio di erosione transitoria localizzata per pila circolare.

Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.) che a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, esso, in generale, risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia che inficia la stabilità del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile. In alcuni casi le condizioni di magra risultano peggiori di quelle di piena in quanto, in generale, aumenta l'inclinazione

della corrente principale rispetto alle pile stesse e la durata della portata è tale che possono venire raggiunti i valori massimi di erosione compatibili con le condizioni idrodinamiche.

La fossa di erosione è situata in corrispondenza dell'attacco delle pile da parte della corrente liquida e, nella fase crescente della piena, è caratterizzata da una pendenza della scarpata, verso monte, maggiore dell'angolo di attrito del terreno, in quanto la scarpata stessa è sostenuta dai moti vorticosi che si generano all'interno della fossa. Verso valle, dopo la pila, la pendenza della scarpata è minore dell'angolo di attrito del terreno.

Quando la piena è in fase decrescente si riducono le forze vorticosi che sostenevano la scarpata di monte, determinando il "franamento" della scarpata con parziale ricoprimento della fossa. Perciò le misure di profondità della fossa di erosione effettuate a conclusione dell'evento di piena sono poco significative e si rileva la necessità di misurare l'erosione durante la piena.

Nelle pile con dimensione longitudinale prevalente e inclinate rispetto alla corrente il fenomeno dell'erosione è simile, ma la fossa di massima erosione si riscontra nella parte di valle della pila ed è maggiore di quella che si genera a monte di una pila allineata con la corrente.

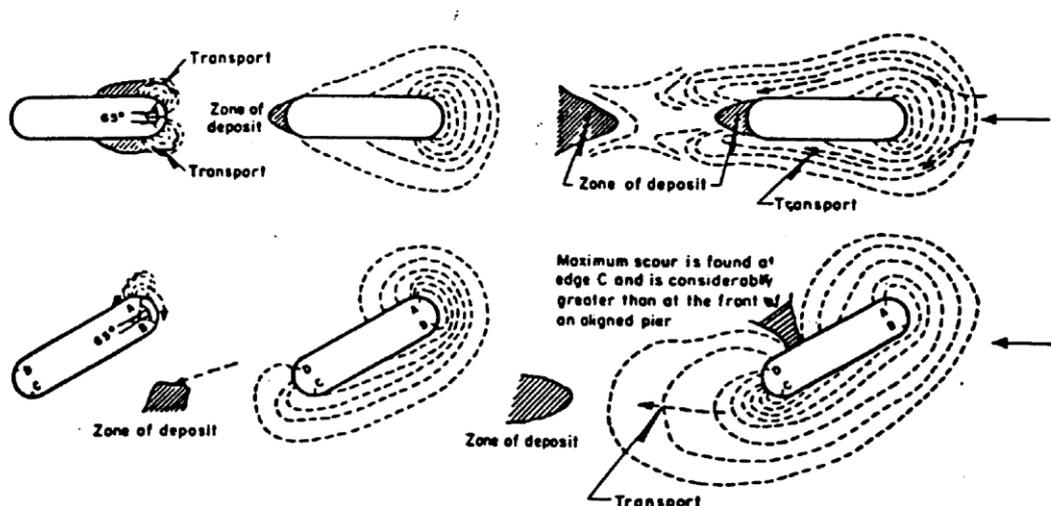
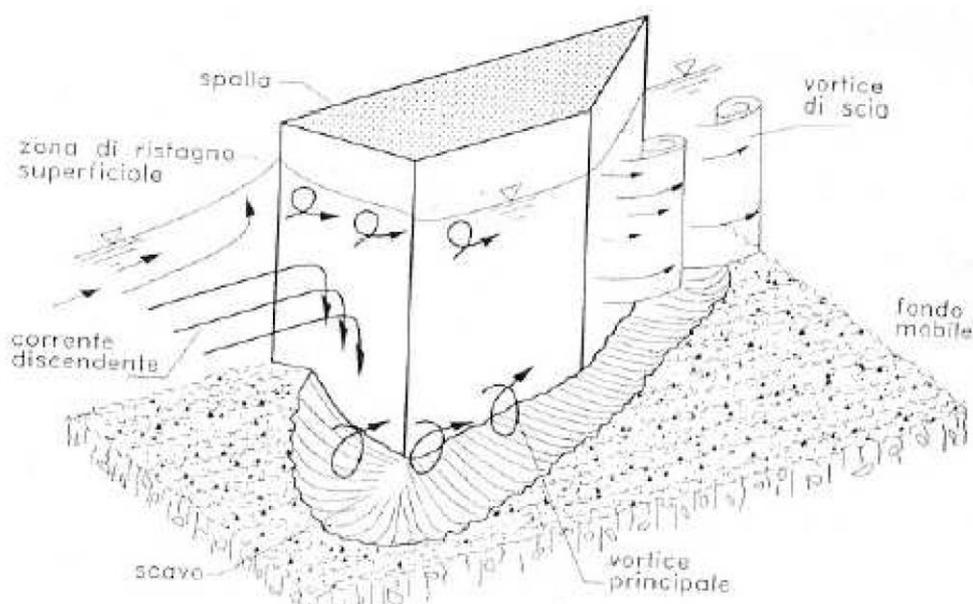


Figura 43 - *Differenti stadi del processo di erosione per pile con direzione longitudinale prevalente.*

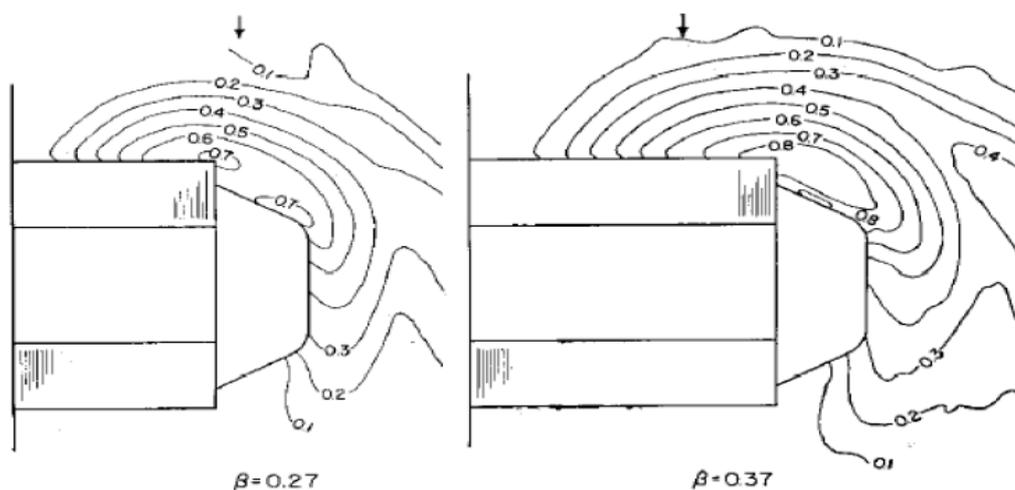
Il processo erosivo e di scavo del fondo alveo si presenta in modo considerevole anche in corrispondenza delle spalle delle strutture in attraversamento dei corsi d'acqua, pur se in modo differente rispetto alle pile: la differenza sostanziale dello scavo prodotto attorno alle spalle del ponte rispetto a quello prodotto dalle pile è che esso si produce solo sul lato rivolto verso la corrente.



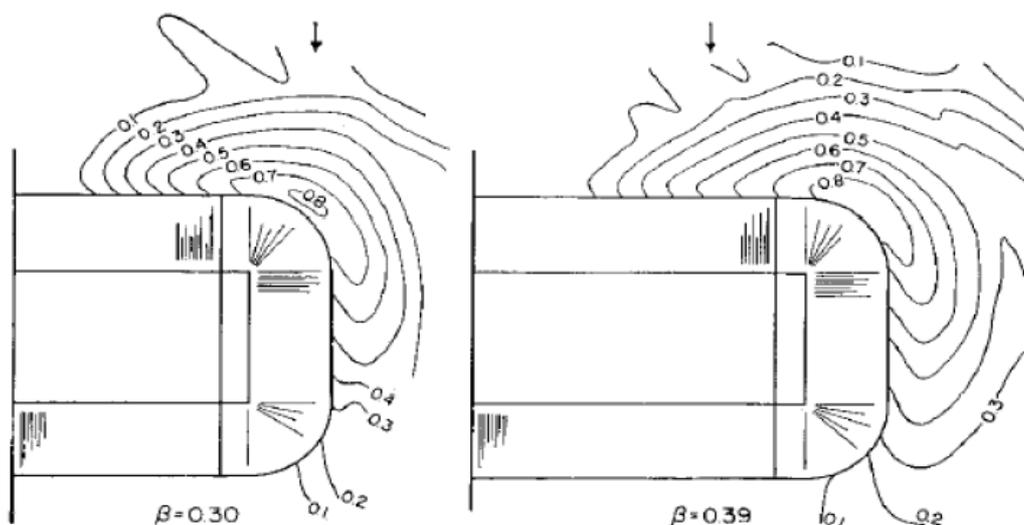
**Figura 44** - Scavo prodotto alla base di una spalla del ponte.

Anche nel caso delle spalle, supponendo di considerare una velocità costante della corrente, è possibile relazionare lo scavo osservato al variare della forma delle spalle e del rapporto di contrazione.

La prima osservazione che si può dedurre dalle prove sperimentali è che per ogni forma considerata la profondità dello scavo risulta crescente con l'aumento del grado di contrazione. La seconda riguarda la forma delle spalle considerate: quando esse risultano a spigolo vivo lo scavo osservato risulta maggiore di circa il 15% rispetto a quello di spalle con spigoli arrotondati.

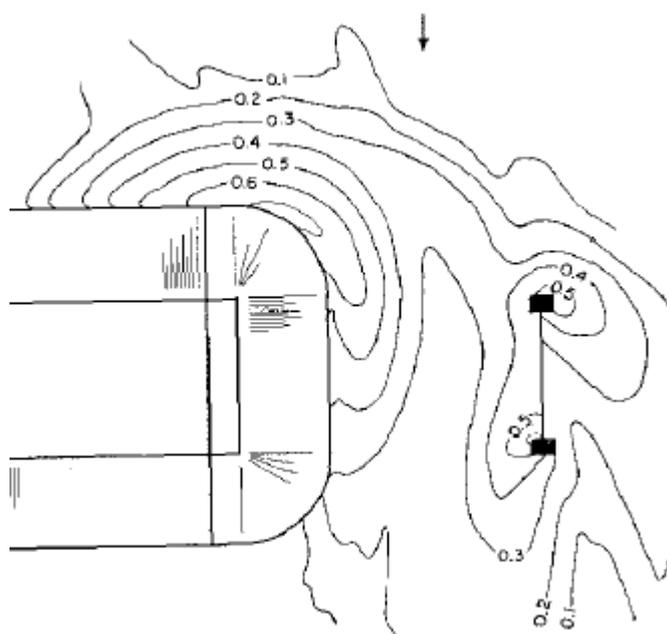


**Figura 45** - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma rettangolare.



**Figura 46** - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma arrotondata.

Nel caso in cui si sovrappongono gli effetti erosivi di pile e spalle esiste una grande variabilità di risultati sperimentali. Dai dati sperimentali è possibile osservare come la presenza di pile associate a quella delle spalle non determini una variazione marcata dello scavo attorno a queste ultime. Al contrario la presenza delle spalle provoca effetti erosivi ai piedi delle pile in alveo. In particolare la configurazione dello scavo attorno alle pile in questo caso è simile a quella osservata per un angolo d'attacco a della corrente pari a  $45^\circ$ . I risultati di queste osservazioni sperimentali possono essere spiegati con la deviazione indotta dalle spalle di un ponte ai filetti idrici della corrente nella fase di contrazione.



**Figura 47** - Conformazione e profondità dello scavo prodotto attorno a pile e spalle.

L'elevata frequenza storica dei dissesti alle opere di fondazione, sia in fase di esecuzione che di esercizio delle opere, ha portato ormai da decenni ad affrontare il problema della previsione dello scalzamento massimo atteso in corrispondenza dei manufatti in alveo. Le indagini compiute da numerosi ricercatori hanno portato ad una sufficiente conoscenza del campo cinematico che si instaura nell'intorno dell'ostacolo e alla acquisizione di formule, in gran parte di tipo empirico, per la stima dei massimi prevedibili scalzamenti.

Le sperimentazioni effettuate sono di tipo sperimentale con verifiche sul campo in corrispondenza dei ponti e con modellazioni fisiche semplificate in laboratorio. Occorre sottolineare che le situazioni indagate in laboratorio sono naturalmente generalizzate e semplificate rispetto alla casistica degli attraversamenti esistenti e alla sostanziale imprevedibilità di alcune delle grandezze che influenzano il fenomeno, mentre le situazioni verificate sperimentalmente in campo sono necessariamente particolari in quanto influenzate dalle caratteristiche del contesto e da grandezze difficilmente misurabili.

Grazie comunque a tutte le indagini effettuate, sono disponibili in letteratura numerose formule per la stima del valore massimo atteso dell'erosione in corrispondenza dei manufatti in alveo.

Tali formule saranno applicate al caso in esame per calcolare la massima erosione attesa in corrispondenza delle pile del ponte nella situazione attuale, ed, eventualmente proponendo soluzioni atte alla sua mitigazione.

### **4.3 Basi informative: scalzamento pile**

L'applicazione di uno o più metodi di letteratura alla stima dello scavo prodotto dagli elementi di sostegno di un ponte richiede la disponibilità delle informazioni alla base della formulazione degli stessi metodi, ovvero di quei dati ritenuti dai rispettivi autori sufficienti a spiegare la variabilità campionaria dei dati osservati; d'altra parte, la scelta del metodo di stima può essere condotta anche sulla base dei dati reperibili con ragionevole facilità, escludendo di conseguenza, per i comuni scopi della verifica e progettazione, l'adozione di metodi di analisi in tempo reale che richiedano una conoscenza esaustiva e precisa del campo di moto durante l'intero evento di piena, ed esigano altresì un'informazione puntuale sulla composizione granulometrica del fondo del corso d'acqua, tutto ciò comunque senza dare luogo a risultati universalmente più affidabili rispetto a metodi semplificati.

In ogni caso, le analisi di laboratorio – svolte quindi in condizioni approssimativamente ideali – hanno rivelato, in modo largamente condiviso e con scarso margine di dubbio, la dipendenza della profondità di scavo alla base di una pila di ponte da una serie di parametri descrittivi del regime di moto, della configurazione geometrica e delle caratteristiche del materiale del fondo, quali:

- Larghezza  $s$ , lunghezza  $L$  e forma della pila, e suo angolo di inclinazione rispetto al flusso;
- Velocità  $V_0$  e tirante  $y_0$  della corrente indisturbata a monte o a valle dell'attraversamento, e numero di Froude ad essi collegato;

- Dimensioni caratteristiche del materiale al fondo, eventualmente assortito granulometricamente ( $D_{50}$ ,  $D_{95}$ ) e relativa velocità critica di trascinamento  $V_c$  (valutabile in genere secondo la formulazione di Shields);
- Morfologia del letto fluviale (presenza o meno di dune o di ripples) e possibilità del corazzamento naturale (sulla base dell'assortimento granulometrico);
- Numero e disposizione delle pile.

#### 4.4 I metodi di calcolo

Un'esauriente analisi della validità e delle "prestazioni" di una grande varietà di formulazioni di letteratura, basate sia su dati di campo che di laboratorio, è stata condotta da Mueller e Wagner per la Federal Highway Administration (USA)<sup>1</sup>.

Lo studio passa in rassegna 26 diverse equazioni, che rappresentano lo stato dell'arte della ricerca nel settore, valutandone la rispondenza alle rilevazioni di campo raccolte dall'U.S. Geological Survey e dalla Federal Highway Administration (ed altre agenzie dei singoli Stati), relative a 79 ponti ubicati in 17 diversi Stati, per un totale di 493 osservazioni di scavi alla base delle pile, ridotte per le successive analisi a 266 per soddisfare i seguenti criteri, che diventano quindi discriminanti per l'estensione delle conclusioni dello studio ad altri casi:

- Corrente allineata alle pile;
- Eventuali depositi di sedimenti o detriti sul fondo privi di effetti sostanziali sullo scavo;
- Materiale al fondo non coesivo;
- Velocità al fondo sufficiente all'erosione della particella di dimensione mediana.

In particolare Mueller e Wagner hanno inteso confrontare i dati misurati con i valori stimati tramite ciascuna delle equazioni considerate, valutando successivamente, quali parametri di performance delle stesse:

- Precisione assoluta del metodo, in termini di somma dei quadrati degli errori sulle predizioni;
- Numero di valori sottostimati;
- Precisione del metodo solo relativamente ai valori sottostimati, valutata mediante la somma dei quadrati degli errori limitatamente a questi.

La valutazione comparativa della validità delle equazioni è stata condotta ricercando il trade-off ottimale fra precisione del metodo e riduzione al minimo del rischio di sottostimare il valore, preferendo infatti equazioni che tutt'al più commettano errori di stima per eccesso.

<sup>1</sup> David S. Mueller, Chad R. Wagner, *Field observations and evaluations of streambed scour at bridges*, U.S. Geological Survey – Water Resource Division, Office of Engineering Research and Development – Federal Highway Administration, Maggio 2005.

Se l'unico parametro di interesse fosse l'accuratezza del metodo, valutata attraverso la semplice somma dei quadrati degli errori, gli autori hanno trovato che la migliore equazione risulterebbe quella di **Froehlich**, che però conduce a sottostima in circa il 50% dei casi; la stessa equazione, modificata (con il nome di **Froehlich Design**) con l'aggiunta di un termine (pari allo spessore della pila) ai fini di costituire una relazione cautelativa valida in fase di progetto, si dimostra quella che produce meno valori sottostimati, ma in tal caso risulta fra le meno precise in assoluto. Allo stesso modo l'equazione di **Melville e Sutherland**, che si è rivelata quella che conduce alla migliore precisione relativamente ai soli valori sottostimati (somma dei quadrati degli errori rispetto solo a questi), è eccessivamente grossolana in generale (la somma dei quadrati degli errori è fra le peggiori).

Per tenere conto di tutti gli aspetti, sono stati quindi sommati i *ranking* di ogni equazione relativamente ai tre parametri di cui sopra, anche nell'eventualità di considerare solo quelli riferiti alla precisione del metodo (SSE, somma dei quadrati degli scarti), attribuendo in tal modo una sorta di punteggio ad ognuno e stilando quindi una "classifica" delle performance.

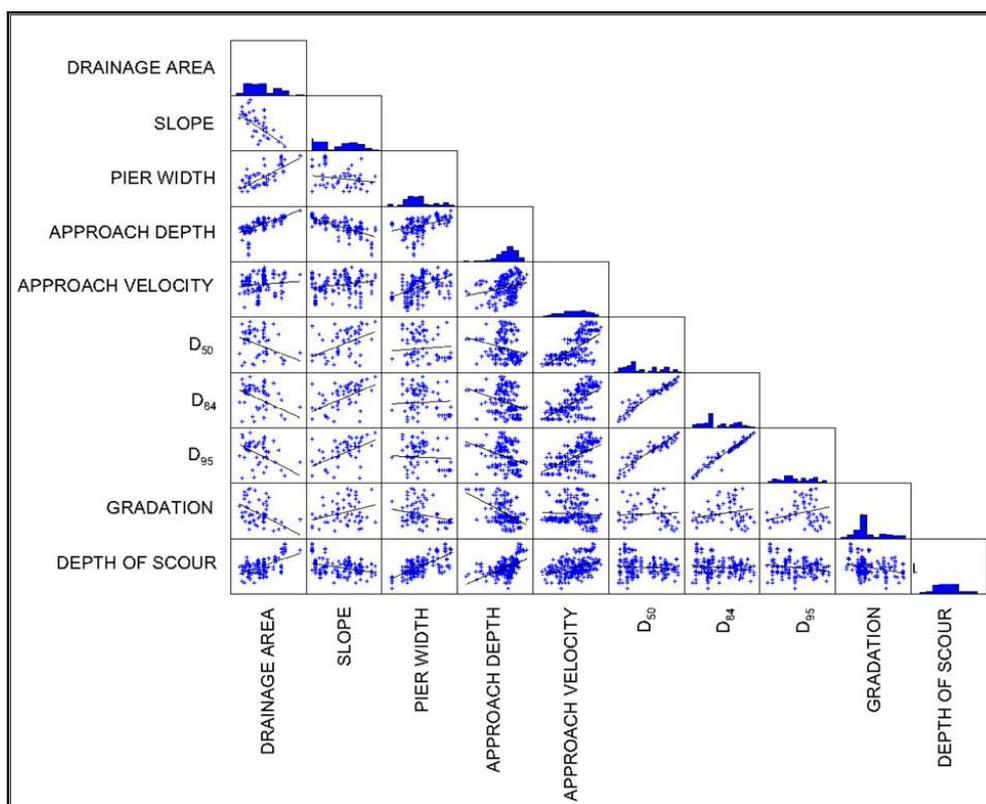
Mueller e Wagner concludono segnalando che nessuna delle equazioni è in assoluto superiore alle altre, ma si distinguono comunque 6 equazioni – di cui 4 sono la **HEC-18** e sue varianti, e le altre sono la Froehlich Design e la Mississippi – che hanno fornito un adattamento migliore ai dati di campo. La tabella che segue sintetizza gli indici di prestazione calcolati dagli autori, e mostra il ranking delle diverse formulazioni considerate.

Gli stessi autori hanno poi tentato di approfondire le cause degli errori delle 6 equazioni segnalate, riportando su un grafico gli scarti prodotti da queste rispetto ai valori osservati contro alcuni parametri significativi, quali il numero di Froude, la velocità relativa ( $V_0/V_c$ ), il diametro della particella mediana, la larghezza della pila, la dimensione relativa del materiale del fondo ( $s/D_{50}$ ) e la profondità relativa della corrente ( $y_0/s$ ), riscontrando in molti casi delle correlazioni dei residui con tali grandezze, a conferma che non se ne sta tenendo conto in modo esatto nella valutazione dello scavo.

Allo stesso modo, Mueller e Wagner hanno tentato di spiegare la buona performance di equazioni – quali la Mississippi – che tengono conto di pochissimi parametri, a fronte delle prestazioni scadenti di altre che esigono una quantità di informazioni molto più estesa; a tal fine hanno ricercato la correlazione fra ognuno dei parametri più significativi e fra questi e la profondità dello scavo, individuando nelle forti interrelazioni fra alcune variabili la possibilità di esprimere lo scavo stesso in funzione di solo poche di esse; l'illustrazione che segue riporta appunto i grafici di relazione delle diverse variabili, mostrando altresì le distribuzioni di frequenza di ognuna.

Equation				Number of Underpredictions				Summation of Ranks			
	Number of Observations	SSE Magnitude	Rank	Count Number	Rank	SSE Magnitude	Rank	All Ranks		SSE Ranks	
								Total	Rank	Total	Rank
Ahmad	266	7536.86	27	61	14	159.48	22	63	23	49	25.5
Arkansas	266	239.52	4	74	20.5	165.61	23	47.5	20	27	16
Blench-Inglis I	266	265.83	5	74	20.5	52.14	17	42.5	18	22	11
Blench-Inglis II	266	954.55	17	174	27	824.60	27	71	25	44	23
Breusers	266	670.40	13	18	9.5	7.14	9	31.5	7.5	22	11
Breusers-Hancu	266	1205.60	21	77	22	201.18	25	68	24	46	24
Chitale	266	2299.40	25	90	23	169.37	24	72	26	49	25.5
Froehlich	266	160.67	1	129	26	98.24	21	48	21	22	11
Froehlich Design	266	1067.77	19	4	1	1.51	2	22	1	21	8.5
HEC-18	266	822.38	15	13	7	2.16	4	26	4.5	19	4.5
HEC-18-K4	262	791.54	14	15	8	1.93	3	25	3	17	2
HEC-18-KMO (All)	266	495.18	11	65	16	17.01	13	40	15.5	24	13
HEC-18-KMO (> 2 mm)	266	608.79	12	21	11	2.47	6	29	6	18	3
HEC-18-K4Mu	266	448.53	9	18	9.5	2.23	5	23.5	2	14	1
Inglis-Poona I	266	1758.81	24	119	25	597.74	26	75	27	50	27
Inglis-Poona II	266	229.68	3	72	19	45.67	16	38	12	19	4.5
Larras	266	311.13	7	48	13	72.09	20	40	15.5	27	16
Laursen I	266	1277.71	23	6	2	5.20	8	33	10	31	21
Laursen II	266	930.57	16	9	3.5	10.95	12	31.5	7.5	28	18
Laursen-Callander	266	960.55	18	9	3.5	10.39	11	32.5	9	29	19.5
Melville and Sutherland	262	3092.08	26	28	12	1.45	1	39	13.5	27	14
Mississippi	266	465.05	10	12	6	7.90	10	26	4.5	20	6
Molinas	262	199.79	2	103	24	55.96	18	44	19	20	7
Shen	266	300.77	6	69	18	37.00	15	39	13.5	21	8.5
Shen-Maza	266	1133.23	20	67	17	36.90	14	51	22	34	22
Sheppard	262	1276.04	22	11	5	3.89	7	34	11	29	19.5
Simplified Chinese	254	344.46	8	62	15	56.21	19	42	17	27	16

**Tabella 22 - Sintesi degli indici di prestazione delle equazioni di stima dello scavo al piede delle pile di ponte.**



**Figura 48** - Correlazione fra le diverse variabili e distribuzione di frequenza delle stesse, in trasformazione logaritmica.

Ulteriori analisi di regressione hanno poi condotto alla conclusione che la rappresentazione dei dati di campo risulta molto più accurata tenendo conto della dimensione dei granuli costituenti il fondo (generalmente tramite il valore mediano  $D_{50}$ ), anche in caso di valutazioni “pesate” penalizzando fortemente le sottostime.

Di conseguenza, e sulla scia di quanto già praticato in diverse altre pubblicazioni, gli autori hanno provveduto alla formulazione di un coefficiente di correzione  $K_4$  per l’equazione **HEC-18**, tale da permettere di considerare anche le caratteristiche del materiale al fondo. Tale coefficiente è stato studiato in modo tale da permettere una discreta precisione con pochissimi valori sottostimati e scarti sugli stessi molto contenuti; anche se l’equazione **HEC-18** così modificata non risulta superiore alle altre di cui si è già detto sopra, gli autori ritengono comunque che l’approccio sia fisicamente basato, e degno di ulteriori approfondimenti.

Ai fini della presente relazione, l’obiettivo è disporre di una stima sufficientemente precisa – tutt’al più conservativa – dello scavo producibile dalla corrente in piena al piede delle pile del ponte. Si farà dunque riferimento ad alcune delle equazioni segnalate dallo studio di Mueller e Wagner come più performanti, prendendo in considerazione anche l’equazione **HEC-18 modificata** dagli stessi autori. In particolare si è visto come l’equazione HEC-18 modificata e la Froehlich Design conducano con ottima affidabilità a delle stime conservative ma comunque molto precise, almeno con rispetto agli errori commessi in caso di sottostima; allo stesso modo l’equazione originaria di Froehlich risulta la più precisa fra quelle di letteratura, ma sottostima circa il 50% dei casi esaminati. L’equazione **HEC-18-K4-Mu** (dello stesso Mueller, nota anche come equazione CSU – Colorado State University) infine si è trovata essere quella

con più alti indici di prestazione globali. Di conseguenza è possibile procedere per il ponte oggetto della presente relazione valutando dapprima con quest'ultima equazione e con quella di Froelich un valore indicativo dello scavo atteso, e successivamente, per confronto fra i risultati delle equazioni HEC-18 modificata e Froehlich Design, un valore entro il quale è lecito aspettarsi che sia contenuto lo scavo stesso.

Di seguito si riportano le formulazioni adoperate ed i coefficienti utilizzati per le 3 equazioni di cui sopra; si riporta poi per confronto anche l'equazione di **Breusers-Hancu**, risultata scadente dallo studio citato, ma spesso utilizzata nella progettazione di ponti in Italia.

#### 4.4.1 Equazione di Froehlich

$$y_s = 0.32\phi g^{-0.1} V_0^{0.2} y_0^{0.36} s^{0.62} D_{50}^{-0.08} \quad (10)$$

I simboli hanno il significato di cui sopra; il coefficiente  $\phi$  invece rappresenta una correzione legata alla forma, valutabile pari a 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.3 per pile rettangolari e 0.7 per pile "idrodinamiche" ovvero con fronte appuntita.

#### 4.4.2 Equazione Froehlich Design

$$y_s = 0.32\phi g^{-0.1} V_0^{0.2} y_0^{0.36} s^{0.62} D_{50}^{-0.08} + s \quad (11)$$

L'equazione è identica alla precedente, eccezion fatta per l'aggiunta del termine  $s$  (larghezza della pila) che rende tale formulazione cautelativa.

#### 4.4.3 Equazione HEC-18 modificata da Mueller e Wagner

$$y_s = 2K_1 K_2 K_3 K_4 g^{-0.215} y_0^{0.135} s^{0.65} V_{50}^{0.43} \quad (12)$$

Si nota in questo caso l'assenza esplicita di termini legati alla dimensione del materiale al fondo (risolta, come detto, tramite l'introduzione del coefficiente  $K_4$ ); i coefficienti  $K$  che compaiono sono valutati come descritto di seguito.

$K_1$  è un coefficiente legato alla forma delle pile (analogo al termine  $\phi$  di Froehlich), che vale 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.1 per pile rettangolari e 0.9 per pile "idrodinamiche" ovvero con fronte appuntita.

$K_2$  è un termine di correzione rispetto all'angolazione  $\alpha$  della pila rispetto alla corrente incidente, calcolato come:

$$K_2 = \left( \cos \alpha + \frac{L}{s} \operatorname{sen} \alpha \right)^{0.65} \quad (13)$$

Il termine  $K_3$  tiene invece conto della morfologia dell'alveo, ponendosi pari a 1.1 in assenza di forme di fondo, e variabile fra 1.2 e 1.3 in presenza di dune di dimensioni da medie a grandi.

Il termine  $K_4$  introdotto nel citato studio di Mueller e Wagner, infine, tiene conto della dimensione relativa delle particelle al fondo tramite l'espressione:

$$K_4 = 0.35 \left( \frac{s}{D_{50}} \right)^{0.19} \quad (14)$$

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

$$\frac{y_s}{y_0} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{s}{y_{50}} \right)^{0.65} Fr_0^{0.43} \quad (15)$$

L'equazione è formalmente identica alla precedente (sviluppando si ottengono gli stessi esponenti per ogni grandezza), ma il termine correttivo per la granulometria del materiale al fondo  $K_4$  viene valutato diversamente:

$$K_4 = 0.4V_R^{0.15} \quad (16)$$

purché non sia  $D_{50} < 2 \text{ mm}$  o  $D_{95} < 20 \text{ mm}$ , nel qual caso si assume  $K_4 = 1$ .

Il termine  $V_R$  che ivi compare è il rapporto delle velocità, espresso come segue:

$$V_R = \frac{V_0 - V_{ic,D_{50}}}{V_{c,D_{50}} - V_{ic,D_{95}}} \quad (17)$$

Le velocità che compaiono nel rapporto rappresentano:

- Velocità critica  $V_{c,D_x}$  di moto incipiente del granulo di dimensione  $D_x$  calcolata secondo la formula di Laursen:

$$V_{c,D_x} = 6.19 y_0^{1/6} D_x^{1/3} \quad (18)$$

- Velocità di approccio  $V_{ic,D_x}$  sufficiente a dare inizio al processo di scavo al piede della pila per granuli di dimensione  $D_x$ , calcolata sulla base della precedente da:

$$V_{ic,D_x} = 0,645 \left( \frac{D_x}{s} \right)^{0,053} V_{c,D_x} \quad (19)$$

Il fattore  $K_1$  può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Forma della pila	$K_1$
Fronte e retro rettangolari	1.10
Fronte e retro arrotondati	1.00
Pile circolari	1.00
Gruppo di pile circolari	1.00
Fronte triangolare	0.90

Il fattore  $K_2$  può essere calcolato in base alla seguente espressione:

$$K_2 = \left( \cos \alpha + \frac{L}{a} \operatorname{sen} \alpha \right)^{0,65} \quad (20)$$

dove  $L$  è la lunghezza della pila lungo la direzione del moto e  $\alpha$  l'angolo di incidenza della corrente.

Il fattore  $K_3$  può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Condizioni del Fondo	H delle dune	$K_3$
Assenza di trasporto solido	-	1.10
Letto piano ed assenza di dune	-	1.10
Dune di piccole dimensioni	$3 > H > 0.6$	1.10
Dune di medie dimensioni	$10 > H > 3$	1.10 – 1.20
Dune di grandi dimensioni	$H > 10$	1.30

#### 4.4.5 Equazione di Breusers-Hancu<sup>2</sup>

Costituisce una delle formulazioni più comunemente utilizzate (indicata peraltro nella Direttiva 4 dell'Autorità di Bacino del Po "criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di Interesse pubblico"):

$$\frac{y_s}{s} = f_1 \left( \frac{V_0}{V_{cr}} \right) \cdot \left[ 2 \tanh \left( \frac{y_0}{s} \right) \right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3 \left( \alpha, \frac{L}{s} \right) \quad (21)$$

<sup>2</sup> L'equazione e la relativa procedura di applicazione sono riportate in Da Deppo, Datei, Salandin, *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica, Università degli Studi di Padova, Libreria Internazionale Cortina, Padova.

Le funzioni che vi compaiono hanno sostanzialmente un ruolo analogo a quello dei coefficienti di correzione della formula HEC-18 nelle sue varie forme.

In particolare  $f_1$  tiene conto del rapporto fra le velocità indisturbata e critica per il trascinamento, svolgendo perciò una funzione analoga al coefficiente  $K_4$  dell'equazione HEC-18 introdotto per considerare la granulometria del fondo; viene valutato come di seguito descritto:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0 && \text{per } V_0/V_{cr} \leq 0.5 \\ f_1 &= 2 V_0/V_{cr} - 1 && \text{per } 0.5 \leq V_0/V_{cr} \leq 1.0 \\ f_1 &= 1 && \text{per } V_0/V_{cr} > 1.0 \end{aligned}$$

La velocità critica in questo caso viene valutata mediante la formula, tratta dall'equazione di Shields, che esprime:

$$V_{cr} = 0.85 \sqrt{2gD_{50}(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_w} \quad (22)$$

dove per i terreni eterogenei si adotta come diametro rappresentativo del materiale il passante al 50% ( $D = D_{50}$ ), con:

$\gamma_s$  è il peso specifico del materiale di fondo,

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua,

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Il fattore  $f_2$  viene assunto in funzione della forma della pila, essendo pari a 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.3 per pile rettangolari e 0.75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente.

La funzione  $f_3$  si ricollega invece all'angolazione della pila rispetto alla corrente, e conseguentemente anche al rapporto fra lunghezza e larghezza della pila stessa; il relativo valore è ricavato dal grafico che segue, ben approssimabile, tranne per gli angoli prossimi a  $90^\circ$ , dalla funzione che esprime  $K_2$  per l'equazione HEC-18, riportata in precedenza.

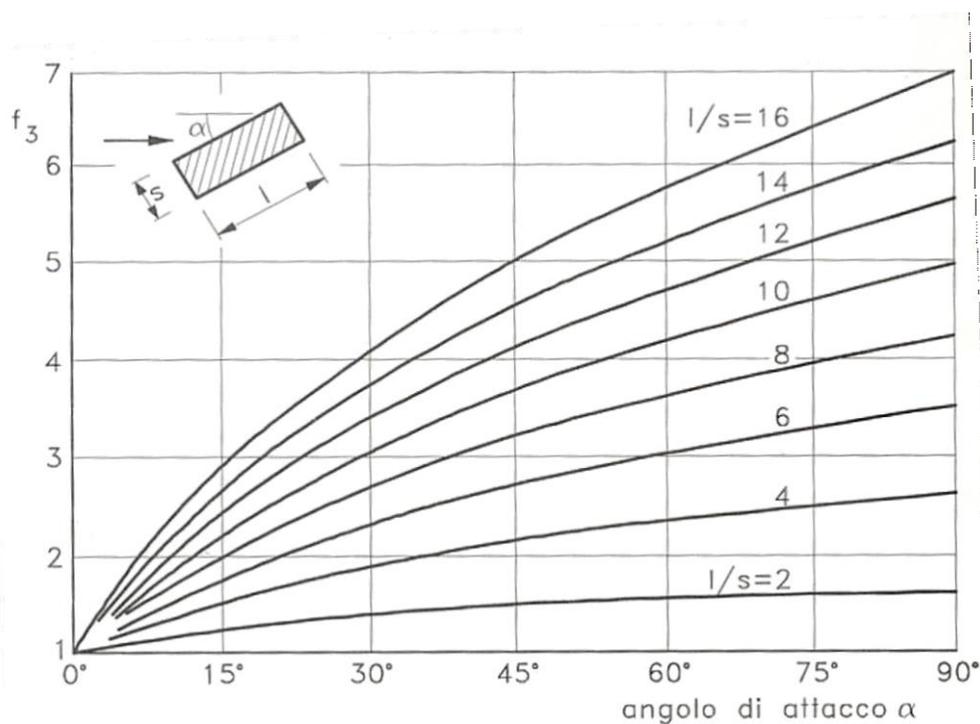


Figura 49 - Abaco per la determinazione di  $f_3$  in funzione di  $\alpha$  e  $L/s$ .

#### 4.4.6 Interazione fra le pile<sup>3</sup>

La trattazione precedente, riferita al problema generico di una singola pila posta nell'alveo di un corso d'acqua, può estendersi tal quale anche ad altre eventuali pile dello stesso manufatto, a patto che siano sufficientemente distanti fra loro da potersi considerare indipendenti agli effetti del fenomeno di scavo.

L'interazione si verifica però abbastanza di frequente, specie in ponti con luci strette oppure con pile su più file; le esperienze condotte per indagare sui fenomeni di scavo nel caso di più pile hanno distinto il caso di pile allineate rispetto alla corrente oppure formanti con essa angoli di particolare interesse ( $45^\circ$  o  $90^\circ$ ), o ancora, per rapporto interasse-larghezza delle pile costante, hanno studiato il fenomeno al variare dell'angolatura.

Nell'ambito della presente relazione, qualora sia prevedibile una qualsiasi forma di interazione fra gli scavi di più sostegni, si farà riferimento ad una delle seguenti configurazioni "notevoli":

- Pile allineate rispetto alla corrente;
- Allineamento delle pile a  $45^\circ$  rispetto alla direzione del flusso;
- Pile allineate ortogonalmente alla corrente.

<sup>3</sup> Anche per questa parte può farsi riferimento a Da Deppo, Datei, Salandin, *Sistemazione dei corsi d'acqua*.

Per ognuna delle suddette condizioni, i grafici che seguono mostrano l'andamento del rapporto fra la profondità di scavo conseguente l'interazione e la stessa in presenza di una singola pila, distinguendo ove opportuno il caso di pila di monte, pila di valle e zona intermedia.

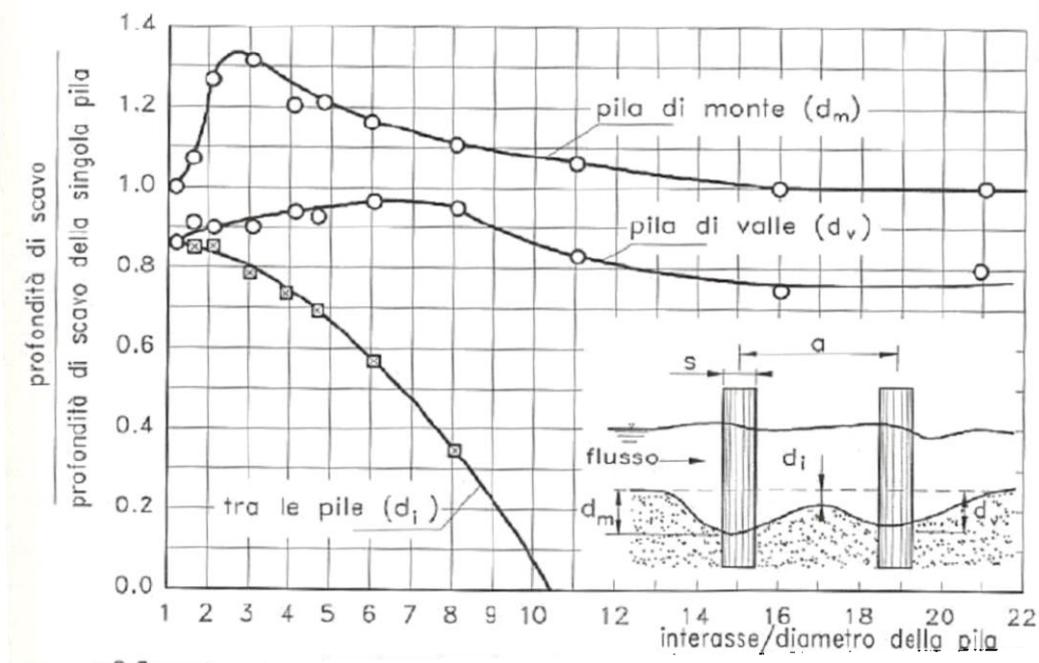


Figura 50 - Profondità di scavo per due pile allineate alla corrente in funzione dell'interasse.

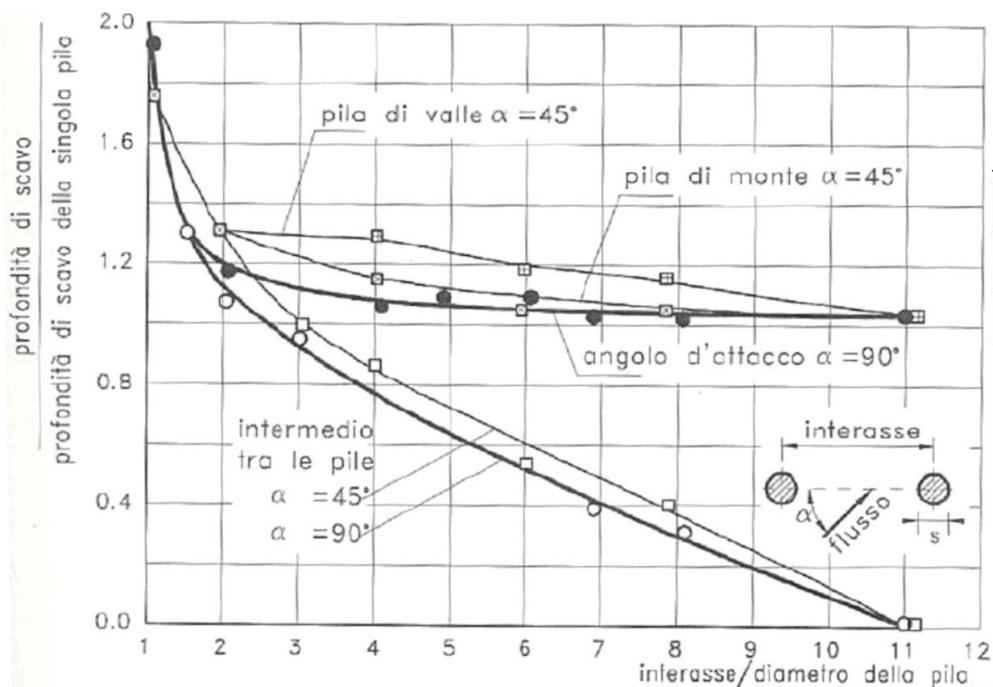


Figura 51 - Profondità di scavo per due pile allineate con angolo di 45° o 90° rispetto alla corrente, in funzione dell'interasse.

#### 4.5 Basi informative: scalzamento spalle

Analogamente al caso dello scavo al piede delle pile degli attraversamenti, il fenomeno dell'escavazione alla base delle spalle dell'impalcato può essere rilevante ai fini della valutazione della stabilità della configurazione geometrica della sezione, e conseguentemente della sicurezza strutturale con rispetto alla scopertura delle fondazioni.

Il già citato studio di Mueller e Wagner oltre alla già riportata analisi della validità delle equazioni di letteratura per il calcolo dello scavo indotto dalle pile di ponte, in precedenza richiamata, passa in rassegna anche le metodologie per la valutazione dell'escavazione indotta – ancora in corrispondenza degli attraversamenti – dalla contrazione dell'alveo e dalla presenza delle spalle del manufatto. A proposito dello scavo al piede delle spalle dei ponti, gli autori concludono che le equazioni di stima più gettonate sono state ricavate da sperimentazioni di laboratorio che semplificano troppo – o ignorano completamente – alcune complessità del processo; d'altra parte, risultano scarsissimi i dati di campo in proposito, e praticamente nulli quelli rilevati durante eventi di piena. Ove possibile, il confronto con dati di campo ha dimostrato una certa tendenza delle formulazioni di letteratura a sovrastimare fortemente il valore osservato, e una grande dipendenza dalle caratteristiche del processo, segno che non si è ancora giunti all'obiettivo di una corretta rappresentazione matematica del fenomeno. Si tenga presente che la gran parte delle formulazioni disponibili sono attualmente mutate dalle metodologie di stima dello scavo alla testa di pennelli (nel campo delle difese di sponda degli alvei di pianura).

Due metodologie di stima sono state prese in considerazione per la valutazione, ove opportune, della profondità di scavo in corrispondenza delle spalle dell'attraversamento, prediligendo quelle più diffuse; le equazioni alla base sono riportate di seguito.

##### 4.5.1 Equazioni di Melville

La formulazione di Melville è valida per ostacoli posti perpendicolarmente al flusso della corrente indisturbata, e stima lo scavo in funzione della sola configurazione geometrica delle spalle, nonché del tirante indisturbato  $y$  della corrente in piena che vi incide. In particolare, definita  $L$  la lunghezza sporgente in alveo della spalla, la profondità di scavo  $d_s$  è valutabile da:

$$\begin{aligned} d_s &= 2KL && \text{per } L/y < 1 \\ d_s &= 2K^*(yL)^{0.5} && \text{per } 1 \leq L/y \leq 25 \\ d_s &= 10y && \text{per } L/y > 25 \end{aligned}$$

Il coefficiente  $K$  è funzione della tipologia geometrica della spalla, assumendosi pari a 0.75 per spalla con fronte arrotondata o con muri d'ala, pari a 1 per paramenti verticali, e variabile fra 0.45 e 0.60 nel caso di spalle con scarpata avente inclinazione compresa fra 1:2 e 3:2.

Il coefficiente modificato  $K^*$  è invece valutabile in funzione di  $K$  dall'espressione:

$$K^* = K + (1 - K) \left( 0.1 \frac{L}{y} - 1.5 \right) \quad (23)$$

#### 4.5.2 Equazioni di Froehlich e HIRE

Le due equazioni di Froehlich e del programma *Highways in the River Environment* (HIRE) possono essere applicate in modo complementare, adottando la prima nel caso in cui il rapporto fra la proiezione (ortogonale alla corrente) della lunghezza sporgente della spalla  $L'$  e il tirante idrico in corrispondenza della spalla  $y_1$  sia minore o uguale a 25, e la seconda nel caso opposto. L'equazione di Froehlich esprime:

$$\frac{d_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left( \frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \quad (24)$$

essendo  $y_a$  il tirante medio sull'area golenale a monte della sezione del ponte, esprimibile come rapporto  $A_e/L$  essendo  $A_e$  la superficie occupata dalla corrente in tale area;  $L'$ , normalmente posto pari a  $L$ , rappresenta la porzione della lunghezza della spalla interessata da flusso attivo (ovvero su cui si escludono condizioni di stagnazione), mentre  $Fr$  rappresenta il numero di Froude valutato con riferimento al flusso nell'area golenale immediatamente a monte della spalla.

Il coefficiente  $K_1$  introduce una correzione relativa alla tipologia geometrica della spalla, essendo pari a 0.82 per spalla con fronte arrotondata o con muri d'ala, a 1 per paramenti verticali, ed a 0.55 nel caso di spalle con scarpata genericamente inclinata.

Il termine  $K_2$  infine tiene conto dell'angolazione  $\theta$  fra la pila e la corrente, tramite l'espressione:

$$K_2 = \left( \frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \quad (25)$$

assumendosi  $\theta = 90^\circ$  per spalle ortogonali alla corrente,  $\theta > 90^\circ$  se la spalla è orientata verso monte e  $\theta < 90^\circ$  se è invece orientata verso valle.

L'equazione HIRE, valida come detto per spalle molto lunghe in alveo, prevede invece:

$$\frac{d_s}{y_1} = 4Fr^{0.33} \left( \frac{K_1}{0.55} \right) K_2 \quad (26)$$

essendo  $y_1$  il tirante sotto il ponte, nell'apertura adiacente la spalla, in zona golenale o nel canale principale,  $Fr_1$  il corrispondente numero di Froude, e  $K_1$  e  $K_2$  gli stessi coefficienti visti per l'equazione di Froehlich.

#### 4.6 Valutazione del massimo grado di scalzamento fondo

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dell'applicazione delle formule empiriche sopra citate ai casi in esame in progetto.

I valori di portata e livello idrico considerati per ciascuna pila e per le spalle sono quelli calcolati per la piena con tempo di ritorno di 200 anni, come stimati in Relazione Idrologica, e di seguito richiamati.

Nelle tabelle che seguono si riportano sinteticamente, in funzione dei dati di velocità e di portata di riferimento ( $Tr=200$  anni).

Per quanto concerne la granulometria si è fatto riferimento a studi pregressi per i corsi d'acqua oggetto di analisi.

Per quanto riguarda i valori dei parametri idraulici, quali il battente idrico e le e la velocità di corrente in corrispondenza delle pile e delle spalle, si sono utilizzati i risultati derivanti dalle simulazioni in moto permanente, anch'essi riportati nel suddetto prospetto.

*Considerando in via semplificativa la sezione rilevata inamovibile nel tempo, per le successive valutazioni quantitative dello scalzamento massimo che può instaurarsi in corrispondenza delle pile e delle spalle, viene fatto riferimento al tirante massimo in corrispondenza del talweg.* Nello schema seguente si riportano in forma tabellare, le parti d'opera, per ogni attraversamento in esame, oggetto di indagine realisticamente interessati dai livelli idrici che si instaurano in sezione per eventi di piena duecentennale.

ATTRAVERSAMENTO	WS Tr=200	SPALLA 1	PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6	PILA 7	PILA 8	SPALLA 2
VIADOTTO SESIA	5.86										
VIADOTTO ROVASENDA	3.82				X	X	X	X	X	X	
		ELEMENTO NON RAGGIUNTO DAL LIVELLO DI PIENA									
		ELEMENTO RAGGIUNTO DAL LIVELLO DI PIENA									

**Figura 52 - Schema pile toccate dai livelli idrici**

4.6.1 *Analisi dei risultati Nuovo Viadotto Sesia*

$T_r=200$

<b>PILA 1</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	1.38	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.97	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 2</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	1.38	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.97	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 3</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	2.90	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.95	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 4</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	2.90	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	3.44	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 5</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	2.90	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	2.94	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 6</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	2.90	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	4.01	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 7</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	2.90	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.40	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>PILA 8</b>			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	0.73	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	0.75	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

NUOVO VIADOTTO FIUME SESIA - Tr=200											
METODO		SCAVO STIMATO PILA 1 [m]	SCAVO STIMATO PILA 2 [m]	SCAVO STIMATO PILA 3 [m]	SCAVO STIMATO PILA 4 [m]	SCAVO STIMATO PILA 5 [m]	SCAVO STIMATO PILA 6 [m]	SCAVO STIMATO PILA 7 [m]	SCAVO STIMATO PILA 8 [m]	SCAVO SPALLA 1 [m]	SCAVO SPALLA 2 [m]
VELOCITA' INDISTURBATA	<i>m/s</i>	1.38	1.38	2.90	2.90	2.90	2.90	2.90	0.73		
PROFONDITA' IDRICA INDISTURBATA	<i>m</i>	1.97	1.97	1.95	3.44	2.94	4.01	1.40	0.75		
FROELICH		0.85	0.85	0.98	1.20	1.14	1.27	0.87	0.53	-	-
CSU		1.38	1.38	2.08	2.18	2.15	2.21	2.03	0.92	-	-
FROELICH DESIGN		3.85	3.85	3.98	4.20	4.14	4.27	3.87	3.53	-	-
HEC-18 MUELLER WAGNER		2.49	2.49	3.42	3.69	3.61	3.77	3.27	1.66	-	-
BREUSSEURS HANCU M		4.36	4.36	4.32	6.18	5.69	6.59	3.29	0.26	-	-
BREUSSEURS HANCU V		3.26	3.26	3.23	4.62	4.26	4.92	2.46	0.20	-	-
SPALLE											
MELVILLE		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FROELICH -V HIRE		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	<b>scavo massimo atteso</b>	<b>4.36</b>	<b>4.36</b>	<b>4.32</b>	<b>6.18</b>	<b>5.69</b>	<b>6.59</b>	<b>3.87</b>	<b>3.53</b>	<b>-</b>	<b>-</b>

Tabella 23 - Stime dello scalzamento alle pile del Viadotto Sesia

Dagli elaborati T00ID00IDRDI013\_A e T00ID00IDRDI014\_A si evince che le pile sono protette da manti in massi sciolti di placcaggio e hanno la fondazione su pali per cui non si ritiene che lo scavo massimo precedentemente ricavato possa raggiungere e compromettere la fondazione delle pile stesse.

#### 4.6.2 Considerazioni sulla stima del massimo scalzamento in relazione al dimensionamento delle fondazioni

Per le verifiche strutturali dei pali di fondazione del viadotto sul fiume Sesia dovrà essere messa in conto la profondità di scalzamento nelle condizioni più critiche. Si è pertanto considerata la pila sottoposta alla massima escavazione P6 secondo quanto riportato in Tabella 24, il cui massimo scavo stimato raggiunge il plinto di fondazione. La profondità di escavazione massima è stata quindi nuovamente valutata, ai fini delle verifiche geotecniche, nelle ipotesi di

- Divagazione del thalweg, considerando quindi il tirante idrico misurato in corrispondenza del punto più depresso dell'alveo;
- Ingombro delle pile pari all'ingombro del plinto in fondazione;
- Assenza del placcaggio in massi;

PILA 6			
Larghezza pila	s	6.00	m
Lunghezza pila	l	6.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	3.00	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	6.00	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0683	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile		Circolari o con fronti arrotondate	

L'escavazione nelle condizione di massima criticità possibile è quindi pari a 12 m

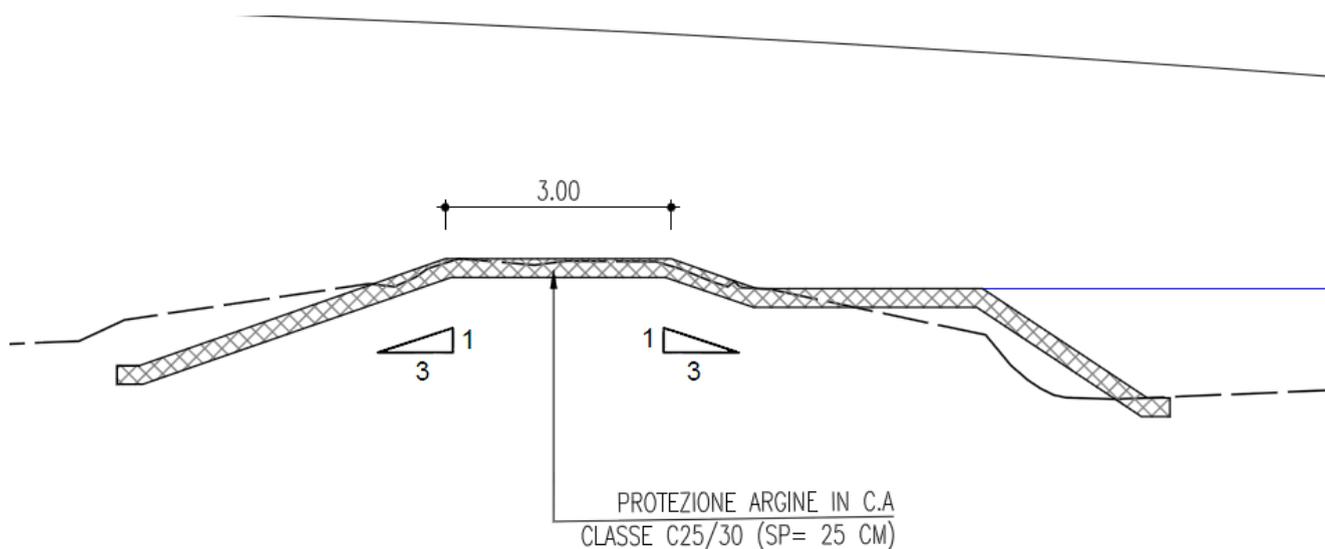
METODO		SCAVO STIMATO PILA 6 [m]
VELOCITA' INDISTURBATA	m/s	3.00
PROFONDITA' IDRICA INDISTURBATA	m	6.00
FROELICH		2.28
CSU		3.64
FROELICH DESIGN		8.28
HEC-18 MUELLER WAGNER		7.22
BREUSSEURS HANCU M		11.39
BREUSSEURS HANCU V		8.20
	scavo massimo atteso	11.39

Tabella 24 - Condizione di massimo scalzamento alla pila del Viadotto Sesia

In base ai risultati sopra espressi sono verificate le caratteristiche strutturali delle opere di fondazione, che presentano comunque ampio margine di sicurezza rispetto ai fenomeni di scalzamento, essendo ovunque previste con tipologia a palo-pila di profondità 30 m rispetto al fondo alveo.

#### 4.6.3 Protezioni degli argini

In ottemperanza al R.D. 25-7-1904 n. 523 sono state previste delle paratie provvisionali per la protezione al piede degli argini del Sesia in prossimità del viadotto in progetto (v. par. 12, T00VI06GETRE01\_A). E' altresì prevista la protezione degli argini in corrispondenza dell'impalcato del viadotto mediante una gettata in CA dello spessore di 25 cm, per la protezione dalle acque scolanti dal viadotto stesso. (Figura 53).



**Figura 53** - Particolare della protezione degli argine in corrispondenza dell'impalcato del ponte (elaborato T00ID00IDRD13\_A)

4.6.4 *Analisi dei risultati Nuovo Viadotto Rovasenda*

$T_r=200$

PILA 1			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	0.39	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.12	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0070	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

PILA 2			
Larghezza pila	s	3.00	m
Lunghezza pila	l	3.00	m
Velocità media indisturbata	$v_0$	1.53	m/s
Profondità indisturbata	$Y_0$	1.67	m
Dimensione del materiale	$d_{50}$	0.0070	mm
Angolo corrente - pila	$\alpha$	0.00	°
Peso specifico sedimenti	$\gamma_s$	26400	N/m <sup>3</sup>
Tipologia pile	Circolari o con fronti arrotondate		

<b>Scavo alla spalla (Melville)</b>		
Lunghezza spalla verso alveo	L	4.70 m
Forma della spalla		Verticale con muri d'ala
Fattore di forma	K	0.75
Rapporto lunghezza-profondità	L/Y <sub>0</sub>	4.20
Fattore corretto	K*	0.48
<b>Scavo stimato</b>	<b>y<sub>s</sub></b>	<b>2.20 m</b>

<b>Scavo alla spalla (Froelich-HIRE)</b>		
Profondità al piede spalla	Y <sub>1</sub>	0.34 m
Lunghezza spalla verso alveo	L	4.70 m
Profondità media a monte	Y <sub>a</sub>	0.34 m
Lunghezza flusso attivo bloccato	L'	4.70 m
Numero di Froude a monte	Fr	0.12
Tipo di spalla		Verticale con muri d'ala
Fattore tipo di spalla	K1	0.82
Angolo spalla-corrente	θ	90.00 °
Fattore angolo spalla-corrente	K2	1.00
Rapporto lunghezza-profondità	L'/y <sub>1</sub>	13.82
<b>Equazione utilizzata</b>		<b>Froelich</b>
<b>Scavo stimato</b>	<b>y<sub>s</sub></b>	<b>0.87 m</b>

Tabella 25 - Stime dello scalzamento alle pile del Viadotto Rovasenda

<b>NUOVO VIADOTTO TORRENTE ROVASENDA - Tr=200</b>					
<b>METODO</b>		<b>SCAVO STIMATO PILA 1 [m]</b>	<b>SCAVO STIMATO PILA 2 [m]</b>	<b>SCAVO SPALLA 1 [m]</b>	<b>SCAVO SPALLA 2 [m]</b>
<b>VELOCITA' INDISTURBATA</b>	<i>m/s</i>	<b>0.39</b>	<b>1.53</b>		
<b>PROFONDITA' IDRICA INDISTURBATA</b>	<i>m</i>	<b>1.12</b>	<b>1.67</b>		
FROEHLICH		<b>0.65</b>	<b>0.98</b>	-	-
CSU		<b>1.86</b>	<b>3.54</b>	-	-
FROEHLICH DESIGN		<b>3.65</b>	<b>3.98</b>	-	-
HEC-18 MUELLER WAGNER		<b>1.86</b>	<b>3.54</b>	-	-
BREUSSEURS HANCU M		<b>1.94</b>	<b>3.03</b>	-	-
BREUSSEURS HANCU V		<b>1.82</b>	<b>2.86</b>	-	-
<b>SPALLE</b>					
MELVILLE		-	-	2.20	-
FROEHLICH -V HIRE		-	-	0.87	-
	<b>scavo massimo atteso</b>	<b>3.65</b>	<b>3.98</b>	<b>2.20</b>	<b>-</b>

Dall'elaborato T00ID00IDRDI015\_A si osserva che sia le pile sia le spalle sono protette da manti in massi sciolti di placcaggio e hanno la fondazione su pali per cui non si ritiene che lo scavo massimo precedentemente ricavato possa raggiungere e compromettere la fondazione delle pile e delle spalle stesse.

#### 4.7 Verifica al trascinamento delle protezioni previste

In corrispondenza dei viadotti e delle inalveazioni dei rii maggiori, è previsto il rivestimento dell'alveo con scogliera di massi al fine di evitare l'erosione delle sponde e del fondo alveo. Le verifiche del dimensionamento dei massi da impiegare per i rivestimenti e le difese spondali è condotta considerando il tirante idrico relativo alla portata con tempo di ritorno di 200 anni, considerando che l'erosione degli elementi della scogliera può essere limitata e contrastata tramite la scelta di un'opportuna pezzatura dei massi oltre alla pendenza con la quale essi vengono posati.

L'analisi della stabilità del materiale utilizzato per le opere di difesa idraulica previste in condizioni di progetto è svolta secondo la seguente procedura: 1. definizione dei parametri idraulici di interesse; 2. caratterizzazione del materiale e verifica della sua stabilità nella situazione di progetto.

##### 4.7.1.1 Le condizioni critiche di moto incipiente

Differenti formule di calcolo sono disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente. Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici (in generale desunti da dati sperimentali) delle velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze. L'analisi delle condizioni critiche di moto incipiente è effettuata mediante l'utilizzo di formule basate sul confronto delle tensioni di trascinamento. Tale criterio si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale costituente il letto fluviale, secondo la formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i \quad (27)$$

Dove

$\gamma$  è il peso specifico dell'acqua [N/m<sup>3</sup>]

R è il raggio idraulico della sezione [m]

i la pendenza di fondo [m/m]

La condizione di stabilità del fondo risulta quando  $\tau_{cr} \geq \tau_0$ , ossia quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella di moto incipiente esercitata dalla corrente. La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields - 1936 - la cui formula base è stata ricavata da esperimenti su letti a granulometria uniforme di forte scabrezza), attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \Phi(\text{Re}^*) \quad (28)$$

dove

$\tau_{cr}$  è la tensione tangenziale critica [N/m<sup>2</sup>]

$\gamma_s$  è il peso specifico materiale d'alveo [N/m<sup>3</sup>]

$\gamma$  è il peso specifico dell'acqua [N/m<sup>3</sup>]

$d$  è il diametro del granulo [m]

$\Phi$  è un parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli, del letto fluviale e dal numero di Reynolds ( $\text{Re}^*$ ) relativo alla velocità di attrito  $u^* = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \rho}$ .

Per la traduzione della condizione di equilibrio suddetta in termini empirici ed ingegneristici sono state proposte varie formulazioni, derivanti da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo alla preventiva definizione della tipologia dei substrati naturali o artificiali e del comportamento idraulico dell'alveo.

In particolare alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $\Phi = 0,058 \div 0,060$  nell'espressione originale di Shields, valida in moto turbolento  $\text{Re}^* > 1000$  e con diametro medio del materiale molto inferiore del tirante idrico;
- $\Phi = 0,116$  nell'espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

- $\Phi(\text{Re}^*) = 0,06 \left[ 1 + 0,67 \left( \frac{h}{d} \right)^{0,5} \right]$  nella formulazione di Armanini, valida per diametri comparabili con il tirante idrico  $h$ .

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti le opere di difesa in progetto verrà fatto riferimento, nel caso specifico, all'espressione di Shields nella formulazione di Armanini. Per le verifiche di stabilità del paramento inclinato, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza ( $\alpha$ ) della sponda rispetto all'orizzontale. A tal scopo è normalmente utilizzata la seguente espressione (E.Lane, 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[ \cos(\alpha) \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2(\alpha)}{\text{tg}^2(\varphi)}} \right] \quad (29)$$

dove

$\tau_{cr}(0)$  è la tensione critica sul fondo

$\varphi$  è l'angolo d'attrito interno del materiale.

Dal confronto fra le tensioni tangenziali esercitate dalla corrente sul fondo e la corrispondente tensione tangenziale critica legata alla pezzatura del materiale utilizzato per il rivestimento, è possibile verificarne la stabilità in alveo identificando le dimensioni dei massi impiegati attraverso il diametro medio di calcolo  $D_{50}$ , ovvero da rapporto delle predette tensioni tangenziali si ricava il fattore di sicurezza che necessariamente deve essere maggiore dell'unità per il rispetto delle condizioni di inibizione del moto incipiente dei massi della scogliera.

La protezione delle pile e delle sponde dei corsi d'acqua oggetto di verifica quali il Fiume Sesia, Torrente Rovasenda, Torrente Guarabione, Riale San Giorgio, Torrente Torbola e Rio Colompasso, sarà effettuata tramite "placcaggio" attraverso posa di massi di adeguata pezzatura e peso, in grado di poter far fronte alle azioni di trascinarsi di tipo idrodinamico indotto dalla corrente che si instaura nella sezione al passaggio di piene con tempo di ritorno bisecolare.

Dai dati cinematici ed idrometrici ricavati dalle precedenti simulazioni si ottiene:

VERIFICA SCOGLIERE E RIVESTIMENTO PILE IN ALVEO							
METODO DI SHIELDS [1936]							
FORMULA GENERALE	PARAMETRO DI SHIELDS SECONDO ARMANINI & SCOTTON				FORMULA PER PARAMENTI INCLINATI		
$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \Phi(Re^*)$		$0,06 \left[ 1 + 0,67 \left( \frac{h}{d} \right)^{0,5} \right]$			$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[ \cos(\alpha) \sqrt{1 - \frac{tg^2(\alpha)}{tg^2(\varphi)}} \right]$		
PARAMETRI GENERALI		FIUME SESIA	TORRENTE ROVASENDA	TORRENTE GUARABIONE	RIALE SAN GIORGIO	TORRENTE TORBOLA	RIO COLOMPASSO
PESO SPECIFICO MASSI	$[\gamma_s]$ kg/m <sup>3</sup>	2500	2500	2500	2500	2500	2500
PESO VOLUME ACQUE	$[\gamma_w]$ kg/m <sup>3</sup>	1000	1000	1000	1000	1000	1000
ANGOLO RESISTENZA MATERIALE	$[\varphi]$ °	40	40	40	40	40	40
ANGOLO INCLINAZIONE SPONDA	$[\theta]$ °	32	32	34	34	34	34
PESO VOLUME MASSI SOMMERSO	$[\gamma_o]$ kg/m <sup>3</sup>	1500	1500	1500	1500	1500	1500
PARAMETRI SPECIFICI							
TIRANTE IDRICO	$[Y]$ m	4,01	1,67	1,6	1,68	3,14	1,48
PENDENZA FONDO	$[i]$ m/m	0,003	0,003	0,0016	0,0075	0,008	0,0045
COEFFICIENTE TENSIONALE	$[\xi]$ m	1	1	1	1	1	1
DIMENSIONE MASSI	$[d_m]$ m	1	1	1	1	1	1
PARAMETRO DI SHIELDS	$[\Phi (Re^*)]$	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
	$\tau_{0(fondo)}$ [kg/mq]	12,03	5,01	2,56	12,6	25,12	6,66
	$\tau_c(fondo)$ [kg/mq]	90	90	90	90	90	90
	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
	FATTORE DI SICUREZZA	7,48	17,96	35,16	7,14	3,583	13,51

Tabella 26 - Verifica protezione con scogliere di massi.

Al fine di evitare l'effetto negativo delle velocità di fondo, al di sotto del rivestimento, si opererà la posa di un filtro geocomposito per l'intero sviluppo della protezione, sia spondale sia puntuale delle pile.

Il filtro in geotessile composito costituito da uno strato di geotessile non tessuto in fibra di polipropilene con cucitura di un ulteriore strato di geotessile tessuto di rinforzo a maglia aperta in poliestere.

## 5 ATTRAVERSAMENTI MINORI: I TOMBINI IDRAULICI

### 5.1 Criteri di progetto

Nel proporzionamento delle opere di attraversamento e presidio in corrispondenza dei corsi d'acqua minori si è cercato di:

- garantire l'assenza di rigurgiti in corrispondenza delle portate di progetto;
- evitare l'innescò di fenomeni effossori in prossimità dell'opera, prevedendo nei raccordi a monte e a valle, ove necessario, la realizzazione di opere di presidio elastiche (materassi e gabbioni);
- assicurare con il periodo di ritorno previsto dal disciplinare, la sicurezza dell'infrastruttura autostradale.

Nel dimensionamento dell'opera si è cercato, laddove possibile, di non determinare restringimenti significativi delle sezioni del corso d'acqua, verificando che i massimi livelli per l'evento di progetto, non determinassero gradi di riempimento superiori al 70% dell'altezza dell'opera.

Ulteriore revisione delle opere previste è stata effettuata prendendo in esame le esigenze per una corretta manutenzione dell'opera, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantire l'efficienza dell'opera ed in ogni caso a ridurre a livelli minimi i costi di questi.

In accordo con quanto previsto nel progetto preliminare sono stati utilizzati, quindi, i seguenti criteri generali di progetto.

La portata di progetto utilizzata nelle successive verifiche idrauliche è la duecentennale.

Il grado massimo di riempimento accettato è il 75% dell'altezza dell'opera.

Le dimensioni dei tombini, in taluni casi assolutamente sovrabbondanti rispetto alle portate di progetto calcolate, sono state determinate tenendo in conto la situazione attuale dell'attraversamento, ove esistente, e comunque assicurando in ogni caso la facilità di intervento in sicurezza per le future operazioni manutentive.

La tipologia utilizzata è quella scatolare con dimensione minima 2000x2000 mm o scatolare con dimensione minima DN1500 mm (come da Prescrizioni ANAS per garantire l'ispezionabilità e la manutenzione). Le caratteristiche degli imbocchi e degli sbocchi sono state studiate singolarmente per ciascuna opera, adattandosi al meglio alla morfologia del terreno esistente. L'accesso ai manufatti è garantito con facilità e sicurezza sia agli imbocchi che agli sbocchi.

Le portate di progetto utilizzate nelle successive verifiche sono riportate nella relazione idrologica, cui si rimanda per ulteriori dettagli.

## 5.2 Interferenze con i canali della rete irrigua

Tutte le interferenze con la rete irrigua gestita dal Consorzio di bonifica della Baraggia sono state censite, acquisendo presso lo stesso consorzio i dati di portata. Le interferenze con i canali principali costituenti la rete superficiale a scorrimento sono state risolte mediante tombini scatolari di sezione utile a contenere sia il passaggio della via d'acqua che il camminamento laterale per le operazioni di manutenzione del canale sottopassante l'infrastruttura stradale (Figura 54 e Figura 55).

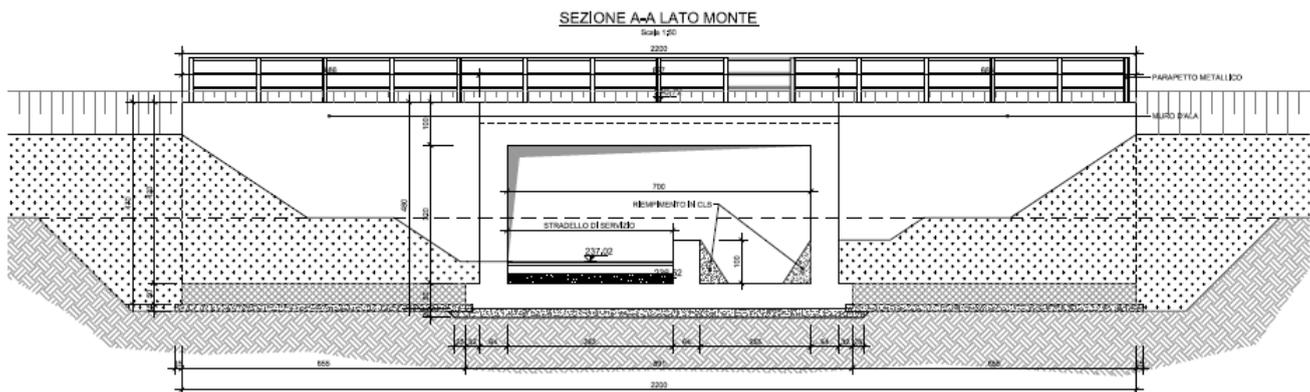


Figura 55 - Tombino per attraversamento canale irriguo – Vista in sezione

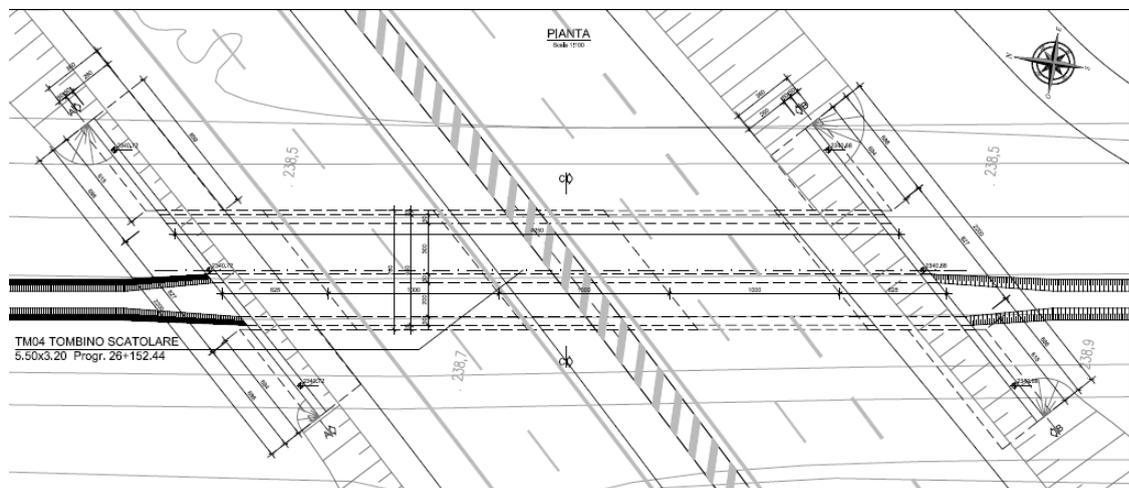


Figura 54 - Tombino per attraversamento canale irriguo – Vista in pianta

E' prevista inoltre la stipula di una convenzione tra ANAS e il Consorzio di Bonifica della Baraggia per la gestione e la manutenzione dei tratti di canale irriguo in attraversamento dell'infrastruttura stradale.

### 5.3 Metodologia di verifica utilizzata

Nella redazione del progetto è stato utilizzato un programma di calcolo automatico per il dimensionamento e la verifica idraulica, con la portata di progetto  $Tr= 200$  anni, dei manufatti di attraversamento dei piccoli corsi d'acqua intersecati dai nuovi tracciati in cui sono previsti attraversamenti con tombini. Nei paragrafi seguenti vengono esposti i caratteri principali del codice impiegato.

#### 5.3.1 Il programma HY-8 (Culvert Hydraulic Analysis Program)

Il programma HY-8 è un software implementato dalla Federal Highway Administration (FHWA) ed ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie.

Il software utilizza le routines basate sui criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

- determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;
- calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.
- determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura.
- determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

I dati di ingresso sono i seguenti:

#### Culvert Data

- project name : nome del progetto
- the station or location : progressiva

- the date (automatically set) : data

I dati di portata sono :

- minimum discharge : portata minima di deflusso
- design discharge : portata di progetto
- maximum discharge : portata massima di deflusso
- number of barrels : numero di manufatti

La portata di progetto deve essere sempre maggiore della minima, mentre quella massima sarà di norma maggiore o pari a quelle di progetto. Tali dati sono utilizzati solo nel caso si vogliano determinare le scale di deflusso del manufatto ed eseguire analisi di sensitività.

Nel caso specifico è stata condotta solo l'analisi per la portata di progetto.

I dati del tombino prevedono:

- culvert shape: forma del tombino
- size : dimensioni
- inlet : tipo di imbocco
- material : materiale
- roughness coefficients: scabrezza di Manning.

I dati di output sono i seguenti:

- headwater depth : carico idraulico totale in coordinate relative, della corrente nel tombino. Tale valore è stato assunto come livello idrico all'imbocco nel caso in cui il tombino preveda acqua ferma ( es. un pozzo) all'ingresso.
- inlet control elevation: quota assoluta del carico all'imbocco
- inlet depth : altezza idrica all'imbocco nel caso di imbocco senza pozzo di ingresso, ovvero considerando il carico cinetico all'ingresso
- break control elevation : carico idraulico in termini di quote assolute
- critical depth : altezza critica
- tailwater depth : altezza idrica nel canale di valle
- occurrence of a hydraulic jump : presenza di risalto idraulico
- hydraulic jump location (if occurred) . posizione del risalto
- hydraulic jump length (if occurred) lunghezza del risalto
- outlet depth : altezza idrica nella sezione di sbocco

- outlet velocity : velocità nella sezione di sbocco
- outlet Froude number : numero di Froude nella sezione di sbocco.

In appendice si riporta una tabella di sintesi dei calcoli eseguiti e delle altezze idriche all'imbocco e sbocco determinate, con le relative percentuali di riempimento sempre inferiori al 70%.

Si riportano inoltre i tabulati di input ed output, nonché i profili della corrente dei singoli manufatti.

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua minori.

### 5.3.2 Il calcolo idraulico

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perchè può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Come già accennato, per affrontare il calcolo idraulico il programma segue le indicazioni del manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5, Hydraulic Design of Highway Culverts (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo mper il moto: l'ingresso (Inlet control) e l'uscita (Outlet control).

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

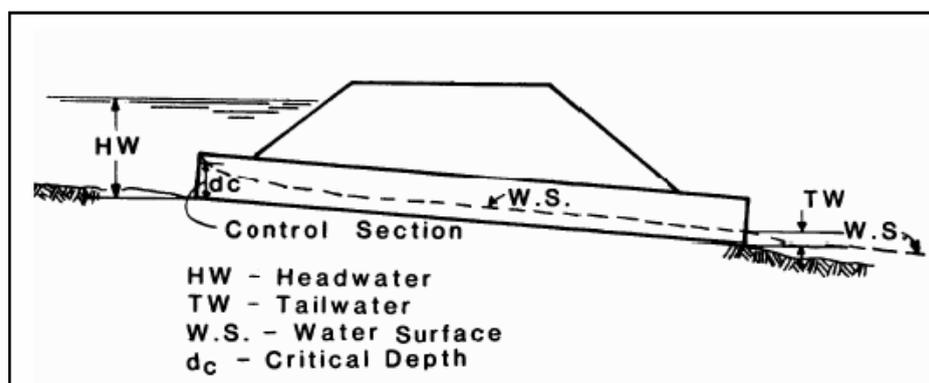


Figura 56 - Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso.

Sezione di controllo all'uscita. Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

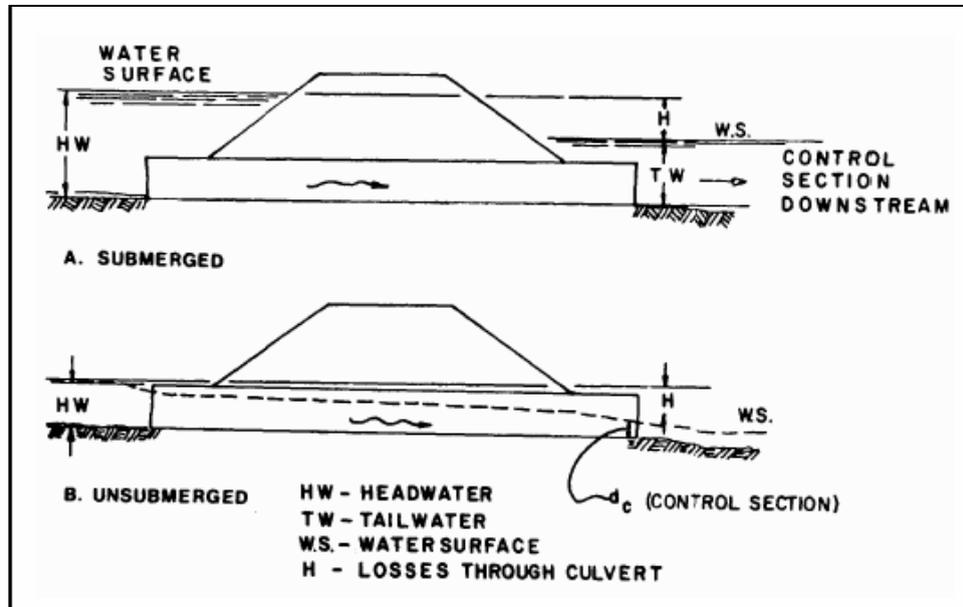


Figura 57 - Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino.

### 5.3.3 Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno. Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$Q / AD^{0.5} (ft^{0.5} / s) \quad (30)$$

dove  $Q(ft^3/s)$  è la portata,  $A(ft^2)$  è la sezione del tombino e  $D(ft)$  l'altezza interna.

Dato che  $1 ft = 0,3048 m$  possiamo calcolare il fattore di conversione  $1 (m^{0.5}/s) = 1.81 (ft^{0.5}/s)$  per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

Se  $Q / AD^{0.5} < 1,932$  -Imbocco non sommerso

$$Hw_i = Hc / D + K [1,81 * Q / AD^{0.5}] - 0,5 * S$$

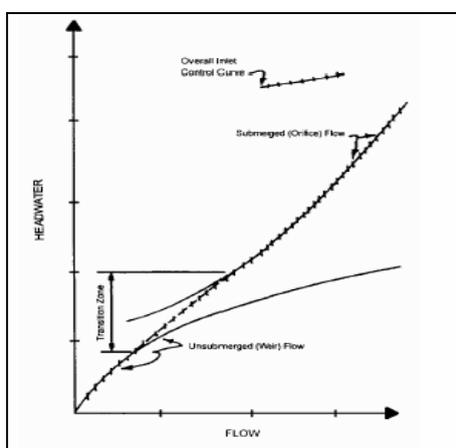
Se  $Q / AD^{0.5} > 2,208$  -Imbocco sommerso

$$Hw_i = c \left[ 1,81 * Q / AD^{0,5} \right]^2 + Y - 0,5 * S$$

Se  $1,932 < Q / AD^{0,5} < 2,208$  -Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove  $Hw_i$  è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla;  $H_c$  è l'energia critica;  $S$  è la pendenza della condotta;  $K$ ,  $M$ ,  $Y$  e  $c$  sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.



**Figura 58** - Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte.

### 5.3.4 Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$HW_o + v_u^2 / 2g = TW + v_d^2 / 2g + H_L \quad (31)$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.

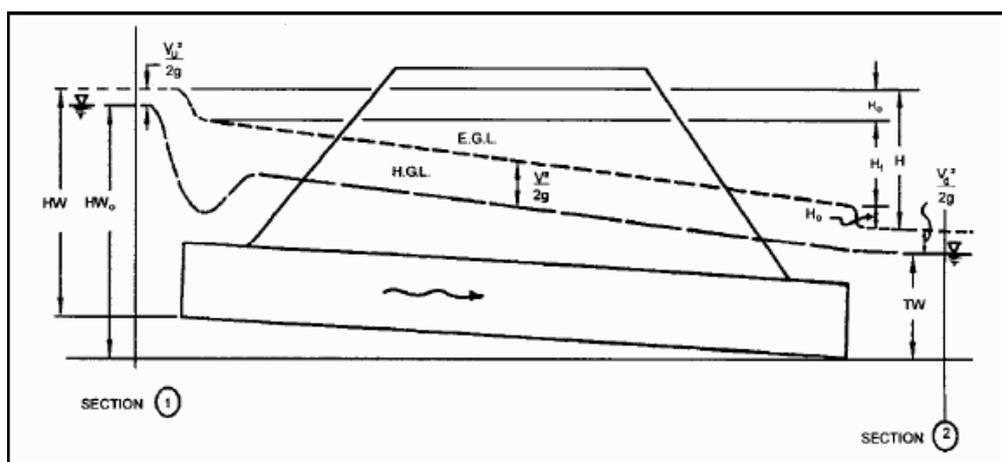


Figura 59 - Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

### 5.3.5 Tailwater – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (32)$$

dove

- $v$  (m/s) è la velocità media della corrente;
- $R$  (m) è il raggio idraulico;

- S è la pendenza della linea dell'energia ed
- n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo: nel caso di canali rivestiti in materassi pari a 0.025, nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.013

### 5.3.6 Risultati

I risultati delle verifiche condotte tramite il software HY-8 sulle opere di attraversamento sono riportate in Tabella 27

N°ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Sezione manufatto	Comune	Progressiva	Portata di calcolo	Opera prevista	Sezione idraulica netta	
					[m]	Q tot [m3/s]		tipologia	L [m]
1	Tombino fosso attr.SP315	TM03	2,00 X 2,00	Masserano	25900,00	3,97	Tombino scatolare	2	2
3	Tombino fosso attr.SP315 su svincolo Masserano rampa A	TM53	2,00 X 2,00	Masserano	SVINCOLO RAMP A	3,97	Tombino scatolare	2	2
4	Tombino fosso attr.SP315 su svincolo Masserano rampe E e F	TM48	2,00 X 2,00	Masserano	SVINCOLO RAMPE E-F	3,97	Tombino scatolare	2	2
5	Tombino Canale Principale Destro su viabilità di raccordo con pista manutenzione	TM54	5,50 x 2,70	Masserano	VIABILITA' DI RACCORDO	0,60	Tombino con canale e strada paralleli	2	1
6	Tombino Canale Principale Destro con pista di manutenzione	TM04	5,50 x 2,70	Masserano	26150,40	0,60	Tombino con canale e strada paralleli	2	1
7	Tombino fosso attr.SP317 esistente	TM55	3,00 x 2,00	Masserano	SP 317	10,23	Tombino scatolare	3	2
8	Tombino Rio Triogna	TM05	4,00 x 2,00		26471,55		Tombino scatolare	4	2
9	Tombino km 26692 - Canale Principale Destro parallelo alla SP 317 - adiacente al manufatto CV02 -	TM01	DN1500	Masserano	26675,00	0,60	Tombino circolare	1,5	
10	Fosso colatore segnalato dal Consorzio Irriguo	TM52	2,00 X 2,00	Masserano	27153,25	5,45	Tombino scatolare	2	2
11	Tombino km 27210 - Canale Principale Destro	TM06	2,00 X 2,00	Masserano	27210,15	1,20	Tombino scatolare	2	2
13	Tombino km 27715 - fosso bacino 4	TM08	3,00 X 2,50	Masserano	27715,00	7,12	Tombino scatolare	3	2,5
14	Tombino km 27975 - Canale Colatore	TM09	4,00 X 2,50	Masserano	27975,00	7,32	Tombino circolare	4	2,5
16	Tombino km 28460 - fosso bacino 5	TM11	3,00 X 2,00	Brusnengo	28460,00	6,18	Tombino scatolare	3	2
20	Tombino km 28816 Rio Derbogna	TM12	3,00 X 2,00	Brusnengo	28800,00	7,65	Tombino scatolare	3	2
27	Tombino km 29880 - fosso bacino 8	TM18	DN1500	Roasio	29880,00	2,42	Tombino circolare	1,5	
30	Tombino San Giorgio	TM21	3,00 X 2,00	Roasio	30524,00	8,08	Tombino scatolare	3	2
32	Tombino km 31329 - Rio Margaccia	TM23	4,00 x 3,00	Roasio	31329,81	17,37	Tombino scatolare	4	3
33	Tombino Rio Margaccia in attraversamento di rampa di raccordo nord	TM56	4,00 x 3,00		VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino scatolare	4	3
34	Tombino Rio Margaccia in attraversamento di Cavalcavia SP Roasio-Rovasenda	TM57	4,00 x 3,00		VIABILITA' DI RACCORDO		Tombino scatolare	4	3
38	Tombino km 31542 - Roggia del Conte	TM24	DN1500	Roasio	31542,81	0,30	Tombino circolare	1,5	
39	Tombino km 31575 - fosso	TM19	2,00 X 2,00	Roasio	31575,00	3,87	Tombino scatolare	2	2
41	Sottovia promiscuo e cavo FIAT	ST02	8,00 x 5,00	Roasio	32085,00	1,00	Tombino scatolare	2	2
43	Tombino km 32875 - fosso bacino 15	TM02	2,00 x 2,00	Roasio	32875,00	8,67	Tombino scatolare	2	2
47	Tombino fosso Lozzolo	TM28	4,00 x 3,00	Lozzolo	33856,56	17,54	Tombino scatolare	4	3

N°ord.	Denominazione	Codifica manufatto	Sezione manufatto	Comune	Progressiva	Portata di calcolo	Opera prevista	Sezione idraulica netta	
					[m]	Q tot [m3/s]		tipologia	L [m]
47	Tombino fosso Lozzolo	TM28	4,00 x 3,00	Lozzolo	33856,56	17,54	Tombino scatolare	4	3
48	Tombino fosso bacino 17	TM41	DN1500	Gattinara	34186,00	4,18	Tombino circolare	1,5	
50	Tombino km 34651 - fosso bacino 19	TM29	4,00 x 2,00	Gattinara	34651,73	10,58	Tombino scatolare	4	2
51	Tombino fosso bacino 20	TM42	3,00 x 2,00	Gattinara	34796,50	7,43	Tombino scatolare	3	2
52	Tombino fosso bacino 21	TM43	2,00 X 2,00	Gattinara	35156,00	3,04	Tombino scatolare	2	2
55	Tombino fosso bacino 23	TM44	2,00 X 2,00	Gattinara	36100,90	3,00	Tombino scatolare	2	2
56	Tombino Roggia del Pallone - Canale Fiat	TM31	6,00 x 3,00	Gattinara	36278,85	1,00	Tombino scatolare	6	3
57	Tombino km 36415 Cavo Orio Bonifiche	TM45	5,00 x 4,00	Gattinara	36415,00	27,21	Tombino scatolare	5	4
58	Tombino km 36620	TM32	2,00 x 2,00	Gattinara	36620,33	0,20	Tombino scatolare	2	2
60	Tombino km 37261 bacino 25 e Riale Prera con pista di manutenzione	TM34	6,00x2,50	Gattinara	37261,63	9,85	Tombino scatolare	4	1,5
62	Tombino km 38047 - fosso Roggia Versura	TM35	2,00 x 2,00	Gattinara	38047,40	5,59	Tombino scatolare	2	2
63	Tombino fosso Roggia Versura su viabilità di raccordo nord per cavalcavia SP594	TM61	DN 1500	Gattinara	VIABILITA' DI RACCORDO	0,40	Tombino circolare	1,5	
64	Tombino km 38475	TM33	DN 1500	Gattinara	38475,00	2,51	Tombino circolare	1,5	
64	Tombino km 38534 - fosso Roggia Marchionale Gattinara	TM36	6,00 x 3,00	Gattinara	38535,89	7,15	Tombino scatolare	6	3
66	Tombino km 38632	TM46	DN1500	Gattinara	38632,53	2,51	Tombino circolare	1,5	
68	Tombino km 38948 - Roggia Awocato con pista di manutenzione	TM37	5,50 x 2,70	Gattinara	38948,55	6,26	Tombino scatolare	2	2
70	Tombino rampa B svincolo Ghemme	TM38	2,00 x 2,00	Ghemme	0+358	5,00	Tombino scatolare	2	2
71	Tombino rampa C svincolo Ghemme	TM39	2,00 x 2,00	Ghemme	0+153.58		Tombino scatolare	2	2
72	Tombino rampa C svincolo Ghemme	TM40	2,00 x 2,00	Ghemme	0+414		Tombino scatolare	2	2

**Tabella 27** - Tabella delle portate di calcolo per i tombini in progetto, ricavate dallo studio riportato nell'elab. T00ID00DRRE01\_A.

Si rimanda all'allegato H per dettagli in merito ai risultati di calcolo.

## 6 INALVEAZIONI

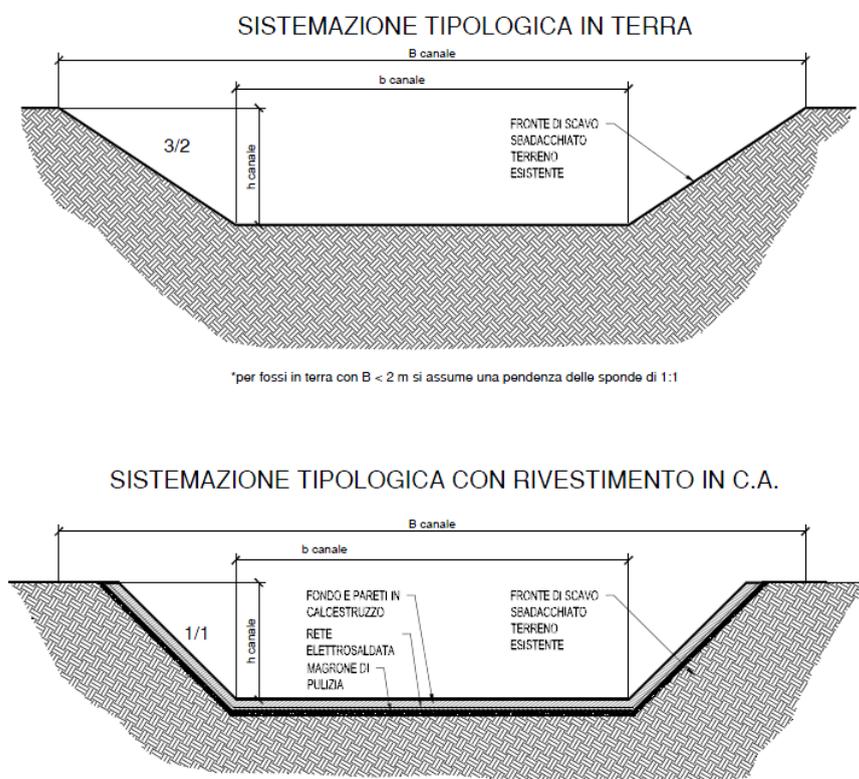
### 6.1 Inalveazioni del reticolo principale e secondario

Le inalveazioni verranno realizzate con metodologie differenti a seconda dell'importanza del corso d'acqua, della portata di verifica e delle condizioni morfologiche.

Per i corsi d'acqua principali quali il Rio Guarabione, il Riale San Giorgio, il Torrente Torbola e il Rio Colompasso, le inalveazioni verranno realizzate con scogliere con massi di cava di adeguate dimensioni, come specificato in dettaglio negli elaborati grafici T00ID00IDRDI01 dalla tavola DI01 alla tavola DI12.

Per i corsi d'acqua minori, costituiti da portate smaltite decisamente inferiori, fossi irrigui e fossi colatori l'inalveazione verrà realizzata in terra o, nel caso dei canali irrigui attualmente rivestiti in c.a., verrà mantenuto il rivestimento in c.a., come specificato nella Tabella 28 e nei dettagli costruttivi riportati nell'elaborato grafico T00ID00IDRDC05.

Le dimensioni caratteristiche in sezione per detta sistemazione sono pertanto variabili con pendenza delle sponde 3:2 per le inalveazioni in terra, ove l'ampiezza del canale sia maggiore o uguale a 2 metri e pendenza 1:1 per inalveazioni in ca o in terra per i cavi irrigui di dimensioni ridotte (Figura 60).



**Figura 60** – Tipologici delle inalveazioni

Studi ed indagini

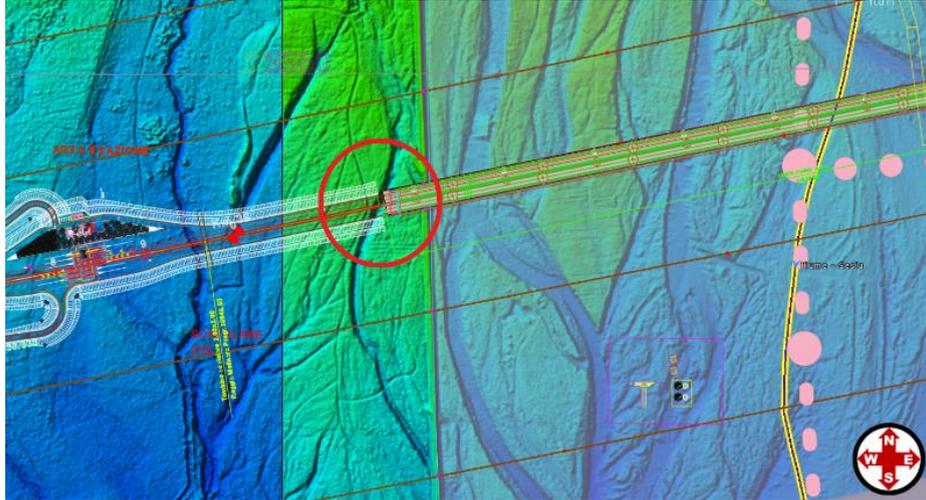
Relazione idraulica

ID [-]	Progr [m]	Corso d'acqua [-]	Op. attr. [-]	Lunghezza inalv. incluso il tratto tombato [m]	Tipo inalvez (terra, c.a., mater.)	tombino attraversamento	B canale [m]	b canale [m]	h canale [m]
DV01	25+900	fosso SP315	TM03 - TM53	495	terra	scatolare 2x2	2	0.5	0.5
DV02	25+925	canale principale destro	deviazione	141	terra		4	1	1
DV03	26+700	canale	TM01	340	c.a.	DN1500	1	0.2	0.4
DV04	-	canale	-	195	c.a.		3	1	1
DV05	27+150	fosso colatore	TM52	95	c.a.	scatolare 2x2	3.5	1.5	1
DV06	27+650	canale	-	228	terra		4	1	1
DV07	27+875	rio	-	156	terra		3	0.9	0.7
DV08	27+975	canale	TM09	103	c.a.	scatolare 4x2.5	4	1	1.5
DV09	28+460	fosso	TM11	106	terra	scatolare 3x2	3	0.3	0.9
DV10	28+550	rio Guarabione	VI01	421	materassi, scogliera		14.5	10	1.5
DV11	28+800	rio Derbogna	TM12	68	terra	scatolare 3x2	3	0.3	0.9
DV12	29+880	fosso bac. 8	TM18	98	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV13	29+925	fosso	-	72	terra		2	0.5	0.5
DV14	30+425	riale S. Giorgio	VI02	142	materassi, scogliera	-	20	5	4
DV15	30+525	riale S.Giorgio	TM21	93	terra	scatolare 3x2	3	0.3	0.9
DV16	30+853	fosso bac. 10	TM22	73	terra	DN1500	2	0.5	0.5
DV17	31+324	rio Margaccia	TM23	96	terra	scatolare 4x3	4	1	1
DV18	-	rio Margaccia	TM56	82	terra	scatolare 4x3	4	1	1
DV19	-	ramo rio Margaccia	TM58	76	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV20	31+546	Roggia del Conte	TM24	194	c.a.	DN1500	2	0.4	0.8
DV21	31+575	fosso	TM19	81	terra	scatolare 2x2	2	0.5	0.5
DV22	32+085	Canale FIAT	ST02	201	c.a.	scatolare 8x5	2.6	2.6	2
DV23	32+225	T. Torbola	VI04	252	materassi, scogliera	-	18.5	14	1.5
DV24	32+875	fosso bac. 15	TM02	312	terra	scatolare 2x2	1.5	0.5	0.5
DV25	33+925	fosso Lozzolo	Tombino FDG	40	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV26	33+975	fosso Lozzolo	Tombino FDG	18	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV27	34+187	fosso	TM41	71	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV28	34+651	fosso bac.19	TM29	100	terra	scatolare 4x2	4	2	1
DV29	34+795	fosso bac.20	TM42	90	terra	scatolare 3x2	1.5	0.5	0.5
DV30	35+156	fosso bac.21	TM43	212	terra	scatolare 2x2	2	1	1
DV31	35+575	Roggia Colompasso	TM30	165	scogliera	scatolare 10x4	9	2	2
DV32	36+100	fosso bac. 23	TM44	82	terra	scatolare 2x2	1.5	0.5	0.5
DV33	36+415	Rio degli Orii	TM45	90	terra	scatolare 5x4	4	1	1
DV34	36+620	Fosso Colatore	TM32	95	terra	scatolare 2x2	1.5	0.5	0.5
DV35	37+261	Riale Prera	TM34	88	terra	scatolare 6 x 2,5	3	0.9	0.7
DV36	38+060	Roggia Versura	TM61- TM35	179	terra	scatolare 2x2	1.5	0.5	0.5
DV37	38+632	fosso	TM46	170	terra	DN1500	1.5	0.5	0.5
DV38	38+948	Roggia Avvocato	TM37	115	terra	scatolare 5,5x2,70	3	0.9	0.7
DV39	39+179	Ramo di Pubbieto	VI06	215	terra		4	1	1
DV40	svincolo di Ghemme	Cavo Ramale	TM40	537	c.a.	scatolare 2x2	2	0.4	0.8

Tabella 28 – Inalvezioni

### 6.1.1 Note sulle inalveazioni

In corrispondenza del "Ramo di Pubbieto" del fiume Sesia è stata rilevata un'incisione connessa ad un alveo che appare al momento non attivo. In via cautelativa si è proceduto a prevederne la deviazione.



**Figura 61** - Ramo di Pubbieto, in destra idrografica del fiume Sesia

## 6.2 Deviazioni dei rii maggiori

Nei casi di sovrapposizione o attraversamenti molto obliqui tra il tracciato del corpo idrico e l'asse stradale sono stati previsti tratti di deviazione con inalveazioni che ripropongono le stesse caratteristiche di sezione del corso d'acqua originale.

### 6.2.1 Rio Guarabione

Il rio Guarabione scorre parallelamente alla strada provinciale Roasio – Rovasenda (SP 318), per poi intersecare il tracciato stradale previsto dopo un meandro ad angolo retto. Si sono considerate diverse soluzioni per risolvere l'attraversamento. La soluzione solitamente da prediligere implica che il corso d'acqua intersechi il tracciato della strada per quanto possibile in maniera ortogonale. Tuttavia, nel caso in esame, la deviazione del rio Guarabione in questo senso avrebbe comportato l'attraversamento della SP 318 in una zona a raso, rendendo necessaria la sopraelevazione della strada stessa. La soluzione adottata prevede quindi il raddrizzamento del meandro del Guarabione, attraverso un passaggio in zona dove la SP318 è in rilevato. Il tracciato deviato percorre quindi un tratto parallelo all'asse della nuova "Pedemontana", opportunamente rivestito per scongiurare fenomeni di erosione. (Figura 62)

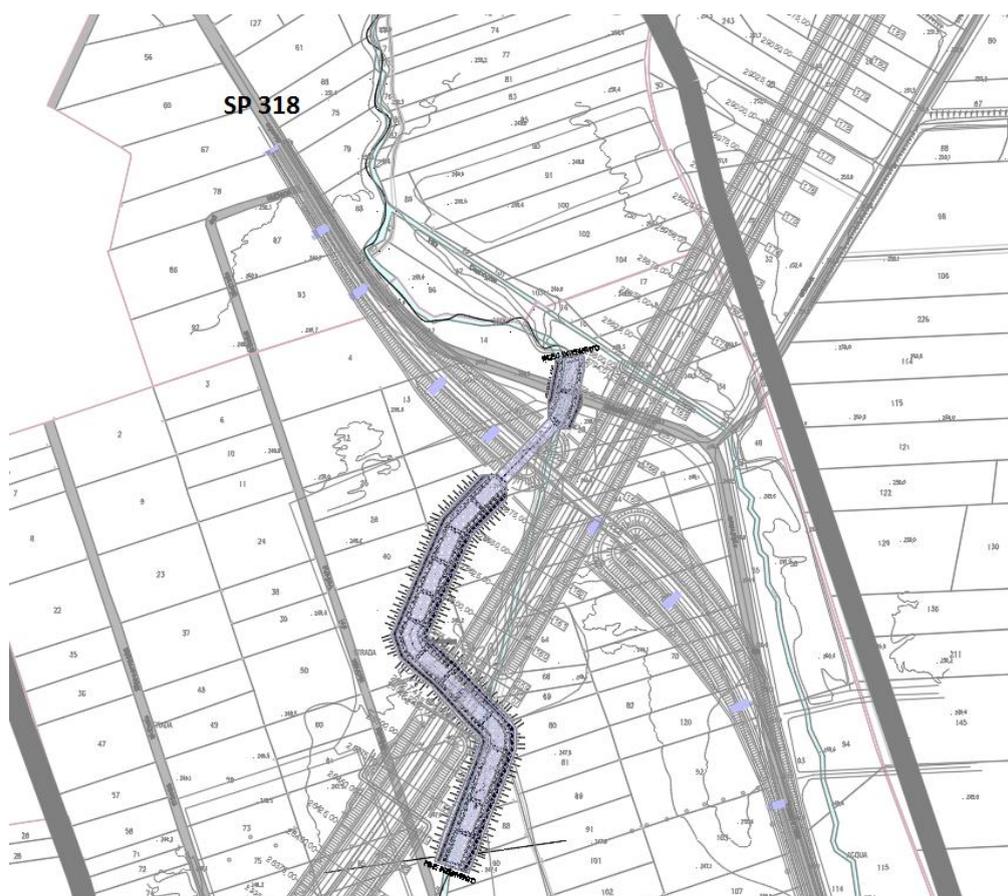
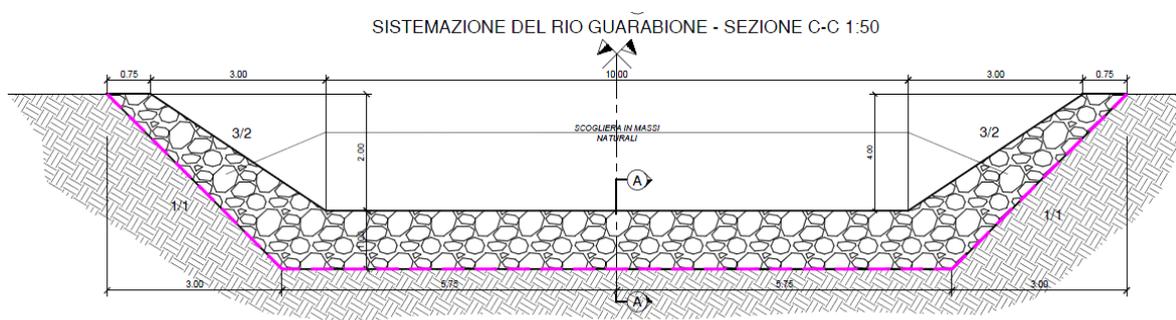


Figura 62 – Planimetria della deviazione per il Rio Guarabione

Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono le seguenti:

- lunghezza asse di sistemazione pari a 415.34 m;
- sezione trapezia avente larghezza alla base pari a 10.0 m, altezza di 2.0 m, larghezza in sommità pari a 16.0 m con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- pendenza di fondo media pari allo 0.16 %.

Per i dettagli costruttivi si rimanda agli elaborati T00\_ID00\_IDR\_DI01, T00\_ID00\_IDR\_DI02, e T00\_ID00\_IDR\_DI03



**Figura 63** – Sezione tipo per la deviazione del Rio Guarabione

### 6.2.2 Riale San Giorgio

Il Riale San Giorgio prima di attraversare l'autostrada viene deviato a ovest, raddrizzando un meandro in modo da intersecare ortogonalmente in tracciato di progetto. La sezione di deviazione prevede una geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono le seguenti:

- lunghezza asse di sistemazione pari a 141.58 m;
- sezione trapezia avente larghezza alla base pari a 10.0 m, altezza di 3.0 m, larghezza in sommità pari a 19.0 m con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- pendenza di fondo media pari allo 0.50 %.

. Per i dettagli costruttivi si rimanda agli elaborati T00\_ID00\_IDR\_DI04 e T00\_ID00\_IDR\_DI05

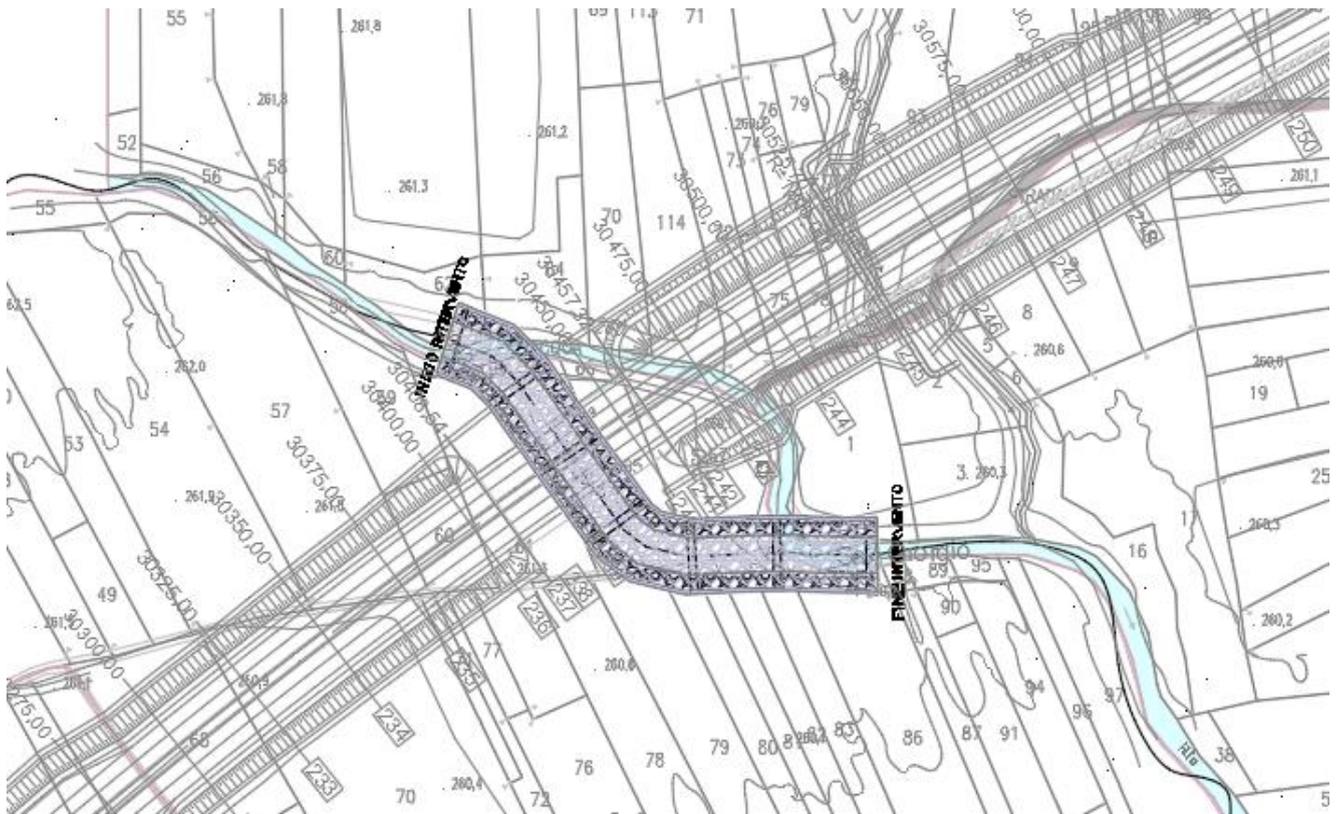


Figura 64 - Planimetria della deviazione per il Rio San Giorgio

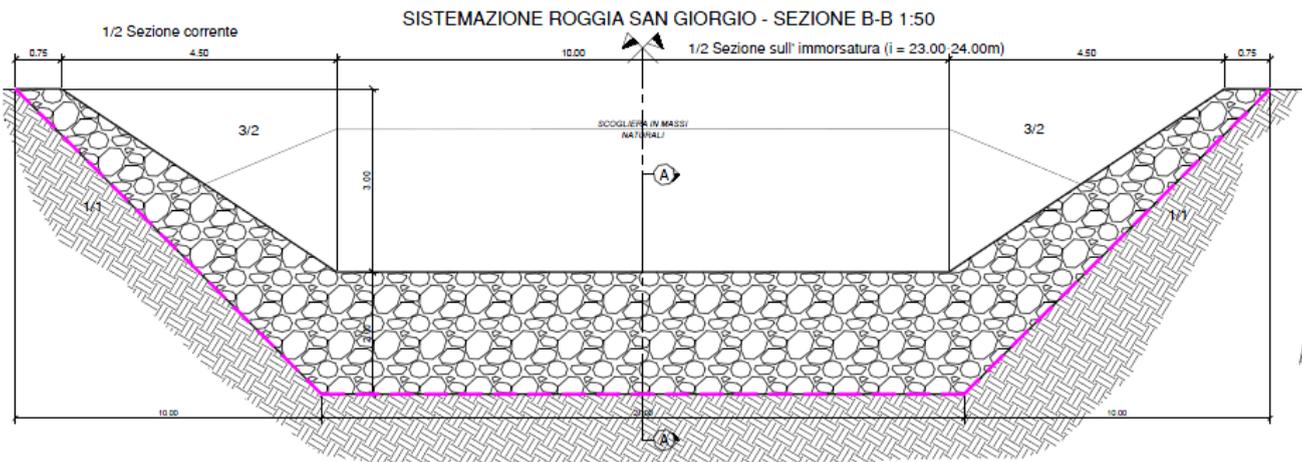


Figura 65 - Sezione tipo per la deviazione del Rio San Giorgio

### 6.2.3 Torrente Torbola

Il torrente Torbola presenta due meandri in prossimità del previsto tracciato stradale. Se ne è previsto il raddrizzamento attraverso un raggio di curvatura favorevole, che interseca il tracciato stradale in maniera perpendicolare. La deviazione avviene ad ovest con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono le seguenti:

- lunghezza asse di sistemazione pari a 244.71 m;
- sezione tipo trapezia avente larghezza alla base pari a 14.0 m, altezza di 1.5 m, larghezza in sommità pari a 18.5 m con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- sezioni di testata (monte e valle) aventi larghezza alla base pari a 14.0, altezza variabile in funzione della topografia esistente con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- pendenza di fondo media pari allo 0.80 %.

Per i dettagli costruttivi si rimanda agli elaborati T00\_ID00\_IDR\_DI06, T00\_ID00\_IDR\_DI07, T00\_ID00\_IDR\_DI08 e T00\_ID00\_IDR\_DI09

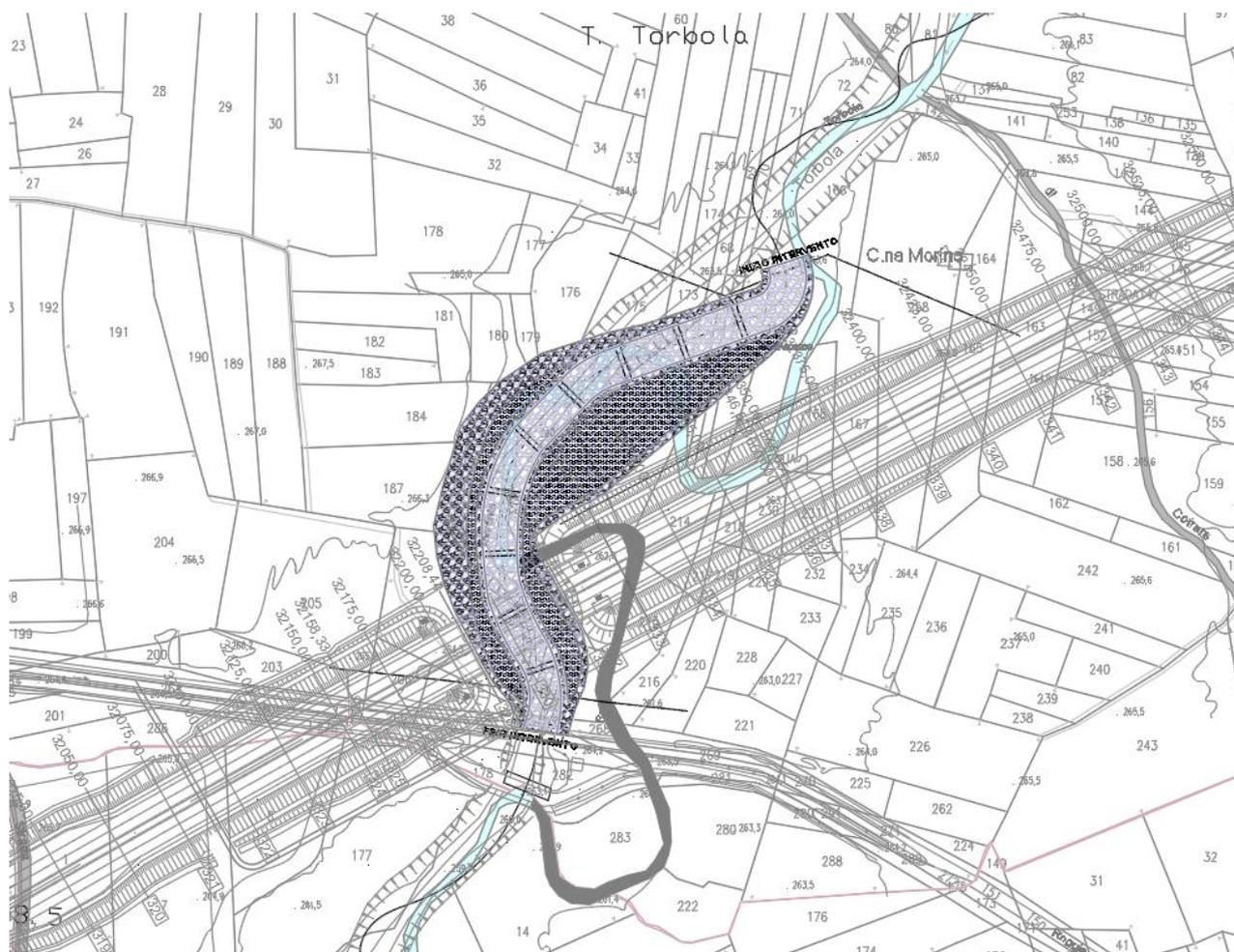


Figura 66 - Planimetria della deviazione per il torrente Torbola

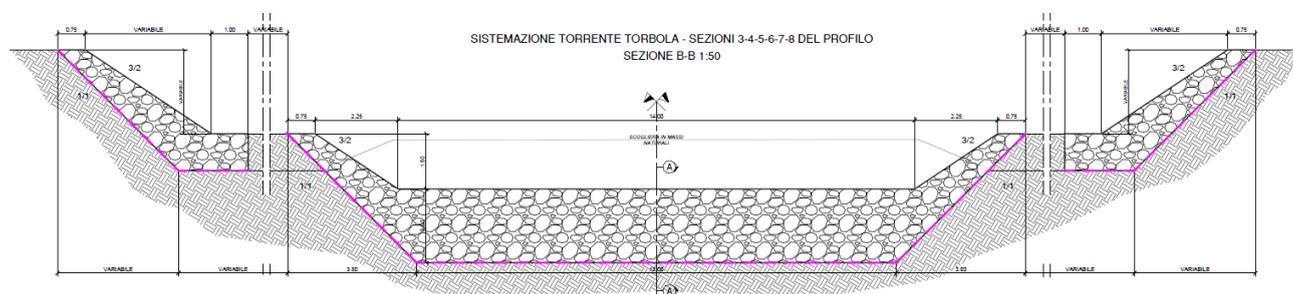


Figura 67 - Sezione tipo per la deviazione del torrente Torbola

#### 6.2.4 Rio Colompasso

Il Rio Colompasso prima di attraversare l'autostrada viene deviata a ovest con una sezione di geometria trapezia, rivestita in massi di cava sciolti, e completa di argini a monte. Il tracciato attuale del Rio presenta un meandro ad angolo retto che si sovrappone al previsto tracciato autostradale. Le caratteristiche di progetto della sistemazione idraulica di deviazione dell'asta sono le seguenti:

- lunghezza asse di sistemazione pari a 154.84 m;
- sezioni iniziali trapezie aventi larghezza alla base pari a 5.0 m, altezza di 2.0 m, larghezza in sommità pari a 11.0 m con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- sezioni centrali e finale trapezie aventi larghezza alla base pari a 10.0 m, altezza di 2.0 m, larghezza in sommità pari a 16.0 m con sponde inclinate secondo pendenza 3 su 2;
- pendenza di fondo media pari allo 0.45 %.

Per i dettagli costruttivi si rimanda agli elaborati T00\_ID00\_IDR\_DI10, T00\_ID00\_IDR\_DI11, e T00\_ID00\_IDR\_DI12

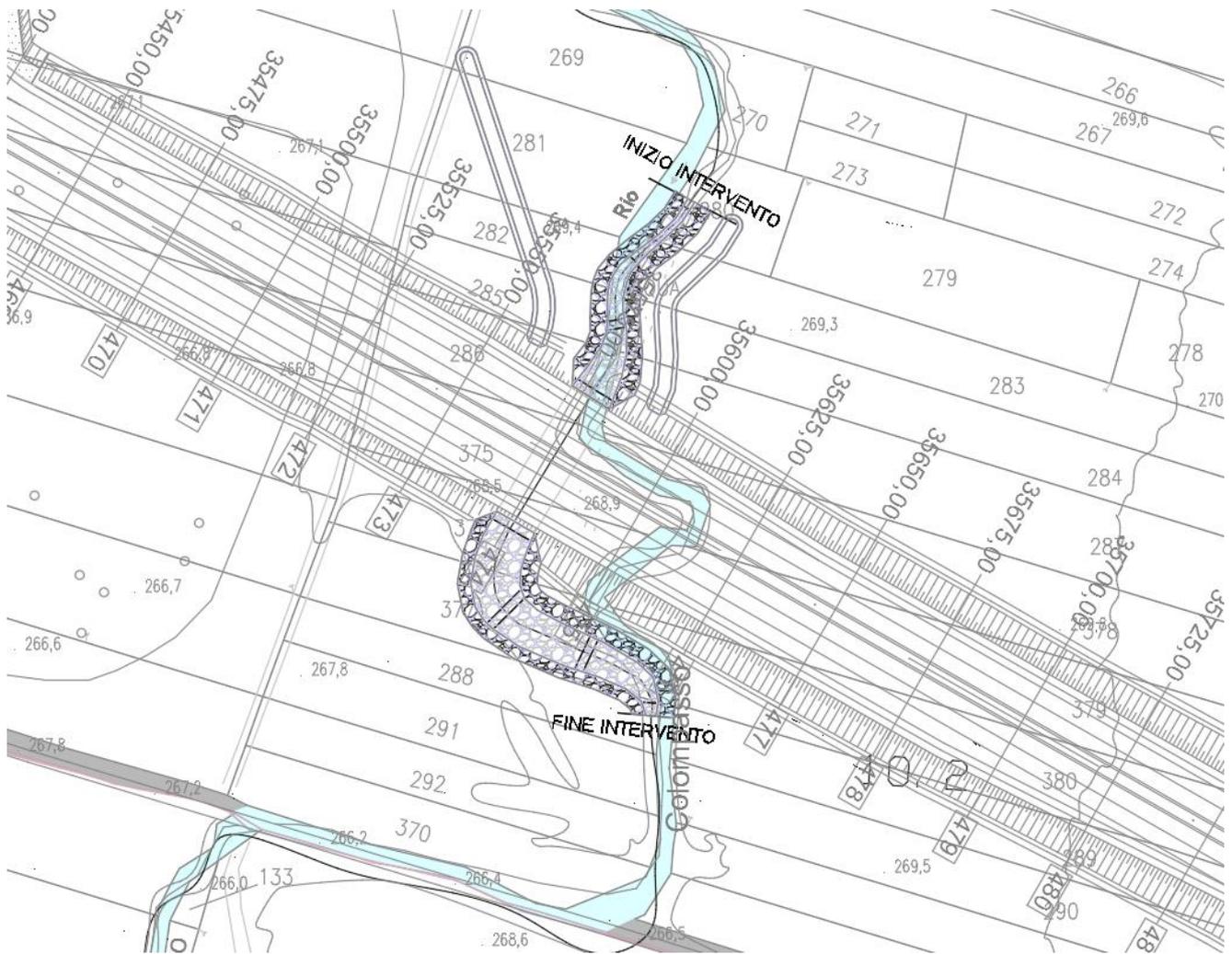


Figura 68 - - Planimetria della deviazione per il Rio Colompasso

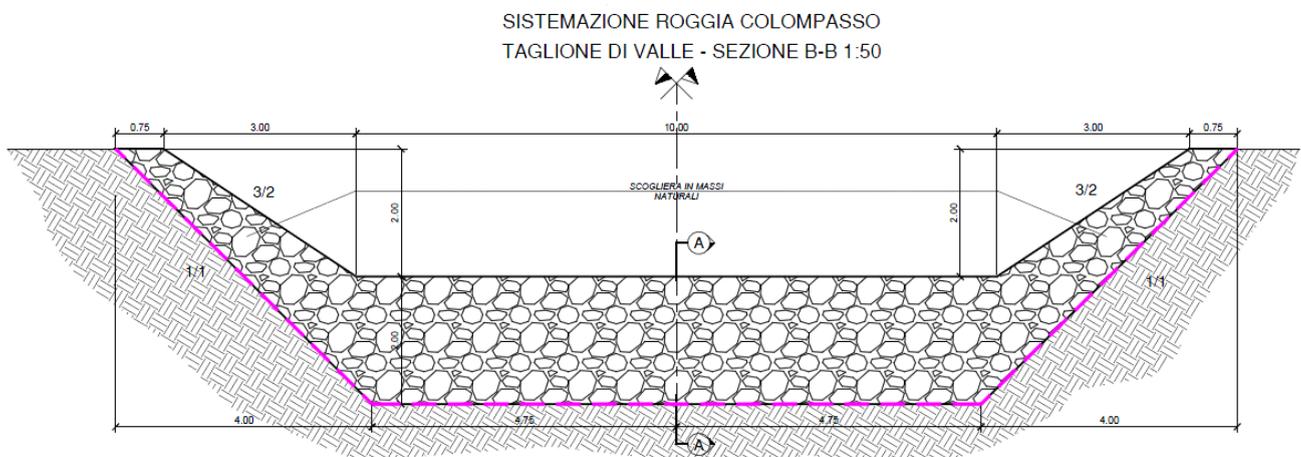


Figura 69 - Sezione tipo per la deviazione del Rio Colompasso

### 6.3 Realizzazioni nelle fasi successive

Nelle fasi progettuali successive si provvederà inoltre alle richieste ottemperate dall'Associazione di Irrigazione Est Sesia in merito alla deviazione del cavo irriguo denominato "Ramale", oltre alla deviazione ed attraversamento del Cavo irriguo "Distretto Ramale" secondo lo schema riportato in Figura 70.

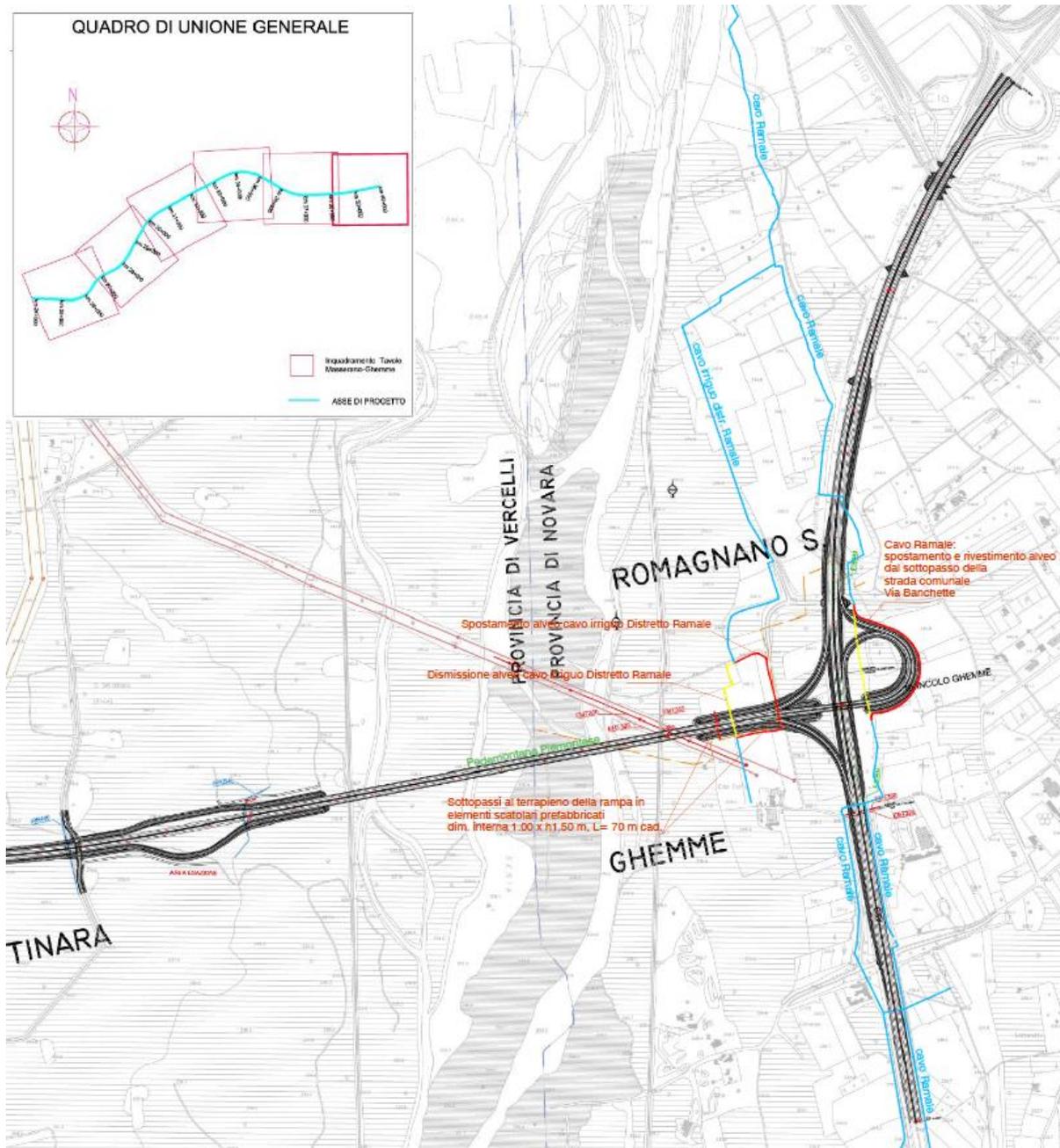


Figura 70 - Deviazione prevista per il cavo Ramale (Consorzio di irrigazione e bonifica Est Sesia)

## 7 OPERE PROVVISORIALI

### 7.1 Opere provvisionali in alveo

Nella fase di cantiere relativa alla costruzione delle pile del viadotto sul fiume Sesia presso Romagnano si prevede la realizzazione di ture in materiale sciolto per la costruzione delle fondazioni (v. par. 12, relazione T00VI06GETRE01\_A) e di opere di attraversamento provvisionali.

Le opere di attraversamento provvisionali pertinenti alla realizzazione di una pista di cantiere constano di due guadi provvisori, posizionati su rami di magra del fiume Sesia (Figura 71).

Gli attraversamenti previsti sono costituiti da tombini affiancati disposti con una pendenza di posa del 2,0%. Lo schema costruttivo adottato è rappresentato in dettaglio negli elaborati T00VI06GETDI12- A.

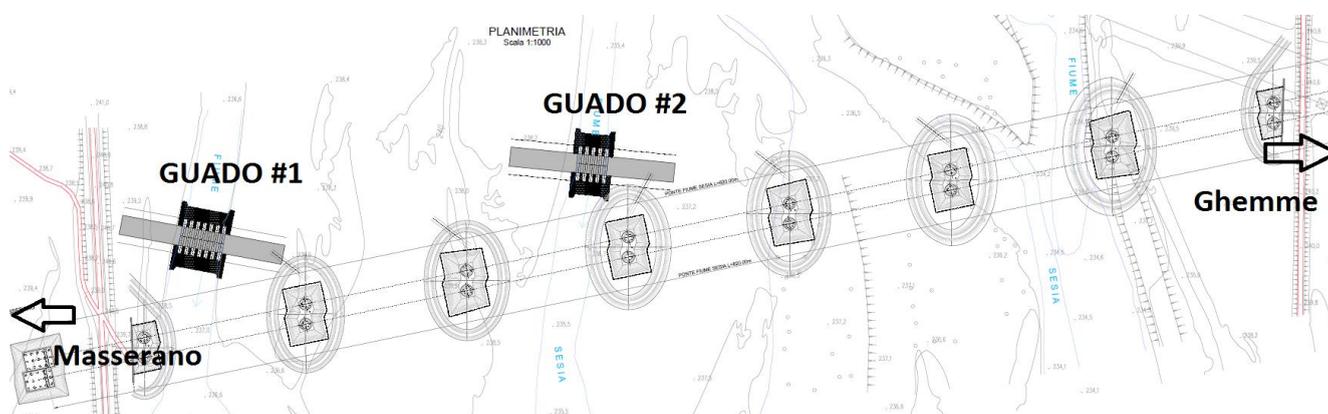


Figura 71- Vista in planimetria degli attraversamenti provvisionali

	Num. ARMCO	DN ARMCO (m)	INTERASSE (m)
GUADO #1	7	2.5	4
GUADO #2	5	3.5	4

Tabella 29 - Configurazione degli attraversamenti provvisionali

### 7.2 Valutazione del tempo di ritorno della portata di riferimento per la verifica delle opere provvisionali

La parzializzazione di sezione dell'alveo in seguito alla realizzazione delle opere provvisionali, deve essere tale da garantire comunque il deflusso di un determinato valore di portata, calcolabile in riferimento ad un assegnato tempo di ritorno secondo la procedura di seguito indicata.

In particolare, si fa riferimento alla Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del fiume Po (deliberazione 11 maggio 1999) la quale stabilisce al paragrafo 4-8.3 – Condizioni fisiche di riferimento – che per le "fasi significative" di costruzione dell'opera, "tenendo conto delle opere provvisionali eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla

condizione di opera realizzata [...], il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione, non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera"

Ricordando la formulazione del rischio idraulico, definito come

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (33)$$

nella quale:

R = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;

T = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);

N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

L'assunto della Direttiva sopraccitata può essere interpretato nel modo seguente: il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisionali nel periodo d'installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera

Stabilite quindi le seguenti variabili:

- T = tempo di ritorno di progetto dell'opera (anni);
- V = durata dell'opera (anni);
- c = durata di costruzione (anni);
- T<sub>pr</sub> = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali (anni)

L'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^V \quad (34)$$

dalla quale si ricava T<sub>pr</sub>:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}} \quad (35)$$

Dove T è il tempo di ritorno utilizzato per il dimensionamento dell'opera (200 anni); V è la vita utile dell'opera (100 anni); c è il tempo di installazione del cantiere (1 anno). Il tempo di ritorno della piena sulla base del quale verificare le opere provvisionali risulta quindi essere di 2,5 anni, approssimato a 3 anni a favore di sicurezza.

### 7.3 Stima delle portate di piena di riferimento per le opere provvisionali

La portata corrispondente al tempo di ritorno T<sub>r</sub>=3 anni, individuata quale evento di riferimento per la verifica delle opere provvisionali, è stata estrapolata sulla base dei valori di portata idrologici riportati nello studio di fattibilità del fiume Sesia [2], ottenendo una portata Q<sub>T=3</sub>= 1800 m<sup>3</sup>/s.

SESIA - PORTATE AL COLMO DI PIENA [m <sup>3</sup> /s]					
TR (anni)	VARALLO	BORGOSIESIA	ROMAGNANO	GREGGIO	VERCELLI
2	1432	1583	1641	1643	2044
5	1899	2075	2146	2158	2685
10	2260	2444	2538	2557	3197
20	2621	2819	2968	2992	3739
50	3079	3296	3527	3558	4442
100	3421	3653	3950	3991	5001
200	3750	4001	4371	4421	5549
500	4204	4476	4939	4999	6290

**Tabella 30** – Portate idrologiche per l'asta del Sesia da studio di fattibilità [2]

#### 7.4 Verifica idraulica delle opere provvisionali

Lo schema di dimensionamento e verifica idraulica utilizzato per l'attraversamento costituito da tombini affiancati a sezione policentrica in ondulato metallico (ARMCO) è quello di moto uniforme. Nel calcolo della capacità di deflusso dell'alveo si è considerata la presenza contemporanea dei due guadi in alveo. Il coefficiente di Manning n per l'indicazione della scabrezza è stato assunto pari a 0.0026 per tombini in lamiera ondulata di diametro con fondo pavimentato in cls. Con la portata di progetto Q T=3 anni

	Quota posa (m slm)	Quota livello idrico (m slm)	Grado di riempimento	Franco (m)
GUADO #1	237.4	238.8	68%	1.10
GUADO #2	235.6	238.8	88%	0.30

**Tabella 31** - Verifica idraulica opera provvisionali

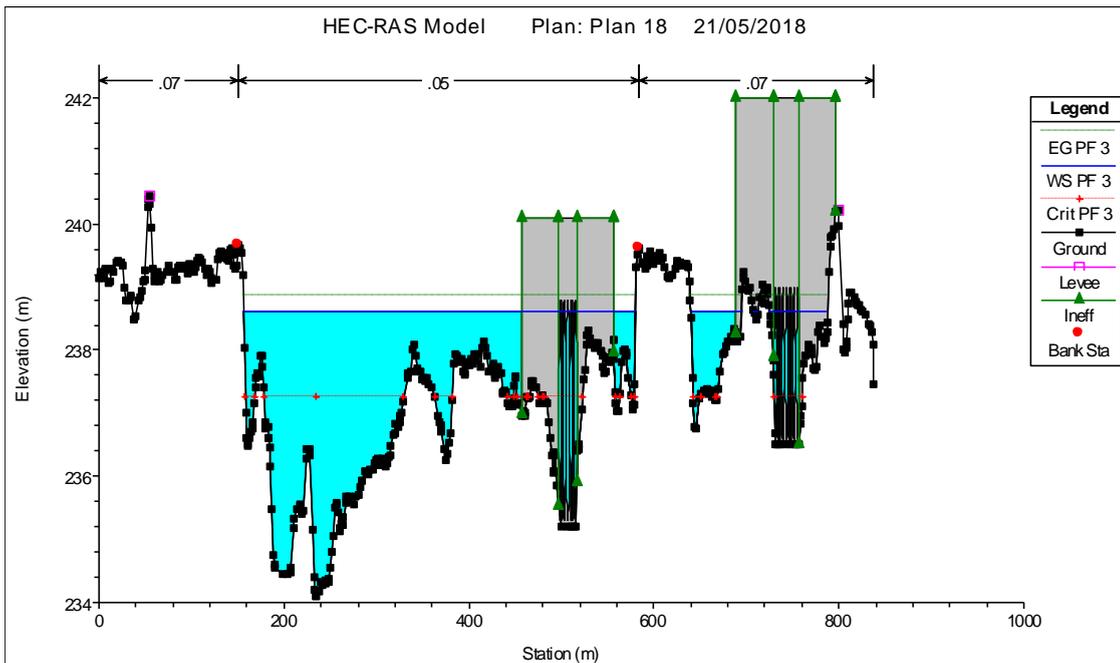


Figura 72 – Sezione monte guadi

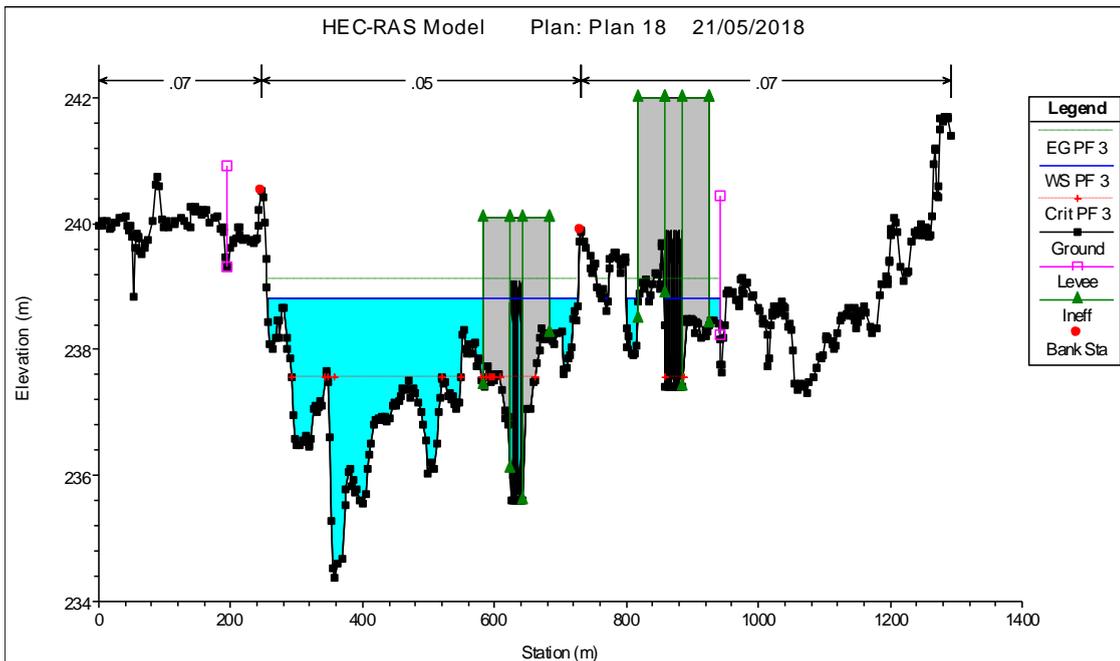


Figura 73 – Sezione valle guadi

<i>Studi ed indagini</i>							<i>Relazione idraulica</i>			
River Station	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
59.291	1864	234.38	238.81	238.2	239.1	0.006775	2.45	767.68	579.26	0.58
Culvert										
59.2	1864	234.11	238.61	237.81	238.86	0.004882	2.28	834.38	546.96	0.5

**Tabella 32** – Risultati simulazione Hec-Ras per attraversamenti provvisionali

## 8 Indice delle Figure

Figura 1 - Localizzazione tratto Fiume Sesia oggetto delle analisi idrauliche.....	29
Figura 2 –Attraversamento ferroviario esistente sul fiume Sesia con indicazione del tirante per Q (T=200 anni) .....	30
Figura 3 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Fiume Sesia.....	32
Figura 4 - Geometria modello simulazione del Sesia in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).....	34
Figura 5: Schema dell'attraversamento in progetto sul Sesia con indicazione del livello idrico per Q (T=200 anni) .....	35
Figura 6 - Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto per il fiume Sesia.....	36
Figura 7 - Localizzazione tratto Rio Guarabione oggetto delle analisi idrauliche.....	38
Figura 8 - Attuale attraversamento della SP318 sul Rio Guarabione – Vista da valle.....	39
Figura 9 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Rio Guarabione. ....	40
Figura 10 - Geometria modello simulazione del Guarabione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto). ....	43
Figura 11 – Viadotto in progetto sul Rio Guarabione con indicazione del tirante per Q (T=200 anni).....	44
Figura 12 – Cavalcavia della SP318 in progetto sul Rio Guarabione con indicazione del tirante per Q (T=200 anni).....	44
Figura 13 - Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto per il Rio Guarabione.....	45
Figura 14 - Localizzazione tratto Riale San Giorgio oggetto delle analisi idrauliche.....	48
Figura 15 - Riale San Giorgio in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018.....	49
Figura 16 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Riale San Giorgio.....	50
Figura 17 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto). .....	52
Figura 18 - Viadotto in progetto sulla Riale San Giorgio con indicazione del tirante per Q (T=200 anni).....	53
Figura 19 - Impronta idrica dell'area di esondazione della Riale San Girogio per Q (T=200) nella configurazione di progetto.....	54
Figura 20 - Localizzazione tratto Torrente Rovasenda oggetto delle analisi idrauliche.....	56
Figura 21 - Torrente Rovasenda in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018.....	57
Figura 22 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto). .....	60
Figura 23 - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Rovasenda con indicazione del tirante per Q (T=200 anni).....	61
Figura 24 - Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto.....	62
Figura 25 - Localizzazione tratto Torrente Torbola oggetto delle analisi idrauliche.....	64

Figura 26: Ponte canale irriguo esistente sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per Q (T=200 anni)	65
Figura 27: Attraversamento sterrato esistente sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per Q (T=200 anni)	65
Figura 28 - Torrente Torbola in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Foto da sopralluogo in Gennaio 2018.	66
Figura 29 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Torrente Torbola.	67
Figura 30 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto). E' evidenziato il tratto esistente (in giallo) che sarà dismesso per la deviazione in progetto.	69
Figura 31 - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Torbola con indicazione del tirante per Q (T=200 anni)	70
Figura 32: Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto	71
Figura 33 - Localizzazione tratto Torrente Marchiazza oggetto delle analisi idrauliche.	73
Figura 34 - Torrente Marchiazza in prossimità dell'attraversamento col tracciato della "Pedemontana". Fonte Wikipedia	74
Figura 35 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Torrente Marchiazza.	75
Figura 36 - Schema del viadotto in progetto sul Torrente Marchiazza con indicazione del tirante per Q (T=200 anni)	78
Figura 37 - Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto	79
Figura 38 - Localizzazione tratto Roggia Colompasso oggetto delle analisi idrauliche.	81
Figura 39 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto della Roggia Colompasso.	82
Figura 40 - Geometria modello simulazione in condizioni post operam (con presenza dell'autostrada in progetto).	84
Figura 41 - Impronta idrica dell'area di esondazione per Q (T=200) nella configurazione di progetto	86
Figura 42 - Esempio di erosione transitoria localizzata per pila circolare.	91
Figura 43 - Differenti stadi del processo di erosione per pile con direzione longitudinale prevalente.	92
Figura 44 - Scavo prodotto alla base di una spalla del ponte.	93
Figura 45 - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma rettangolare.	93
Figura 46 - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma arrotondata.	94
Figura 47 - Conformazione e profondità dello scavo prodotto attorno a pile e spalle.	94
Figura 48 - Correlazione fra le diverse variabili e distribuzione di frequenza delle stesse, in trasformazione logaritmica.	99
Figura 49 - Abaco per la determinazione di f3 in funzione di $\alpha$ e L/s.	104
Figura 50 - Profondità di scavo per due pile allineate alla corrente in funzione dell'interasse.	105
Figura 51 - Profondità di scavo per due pile allineate con angolo di 45° o 90° rispetto alla corrente, in funzione dell'interasse.	105
Figura 52 - Schema pile toccate dai livelli idrici.	108
Figura 53 - Particolare della protezione degli argine in corrispondenza dell'impalcato del ponte (elaborato T00ID00IDRD13_A).	114
Figura 54 - Tombino per attraversamento canale irriguo – Vista in pianta	123
Figura 55 - Tombino per attraversamento canale irriguo – Vista in sezione.	123

Figura 56 - Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso. ....	126
Figura 57 - Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino. ....	127
Figura 58 - Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte. ....	128
Figura 59 - Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle .....	129
Figura 60 – Tipologici delle inalveazioni.....	132
Figura 61 - Ramo di Pubbieto, in destra idrografica del fiume Sesia .....	134
Figura 62 – Planimetria della deviazione per il Rio Guarabione .....	135
Figura 63 – Sezione tipo per la deviazione del Rio Guarabione .....	136
Figura 64 - Planimetria della deviazione per il Rio San Giorgio.....	137
Figura 65 - Sezione tipo per la deviazione del Rio San Giorgio.....	137
Figura 66 - Planimetria della deviazione per il torrente Torbola.....	138
Figura 67 - Sezione tipo per la deviazione del torrente Torbola.....	139
Figura 68 - - Planimetria della deviazione per il Rio Colompasso.....	140
Figura 69 - Sezione tipo per la deviazione del Rio Colompasso.....	140
Figura 70 - Deviazione prevista per il cavo Ramale (Consorzio di irrigazione e bonifica Est Sesia).....	141
Figura 71- Vista in planimetria degli attraversamenti provvisori .....	142
Figura 72 – Sezione monte guadi.....	145
Figura 73 – Sezione valle guadi .....	145

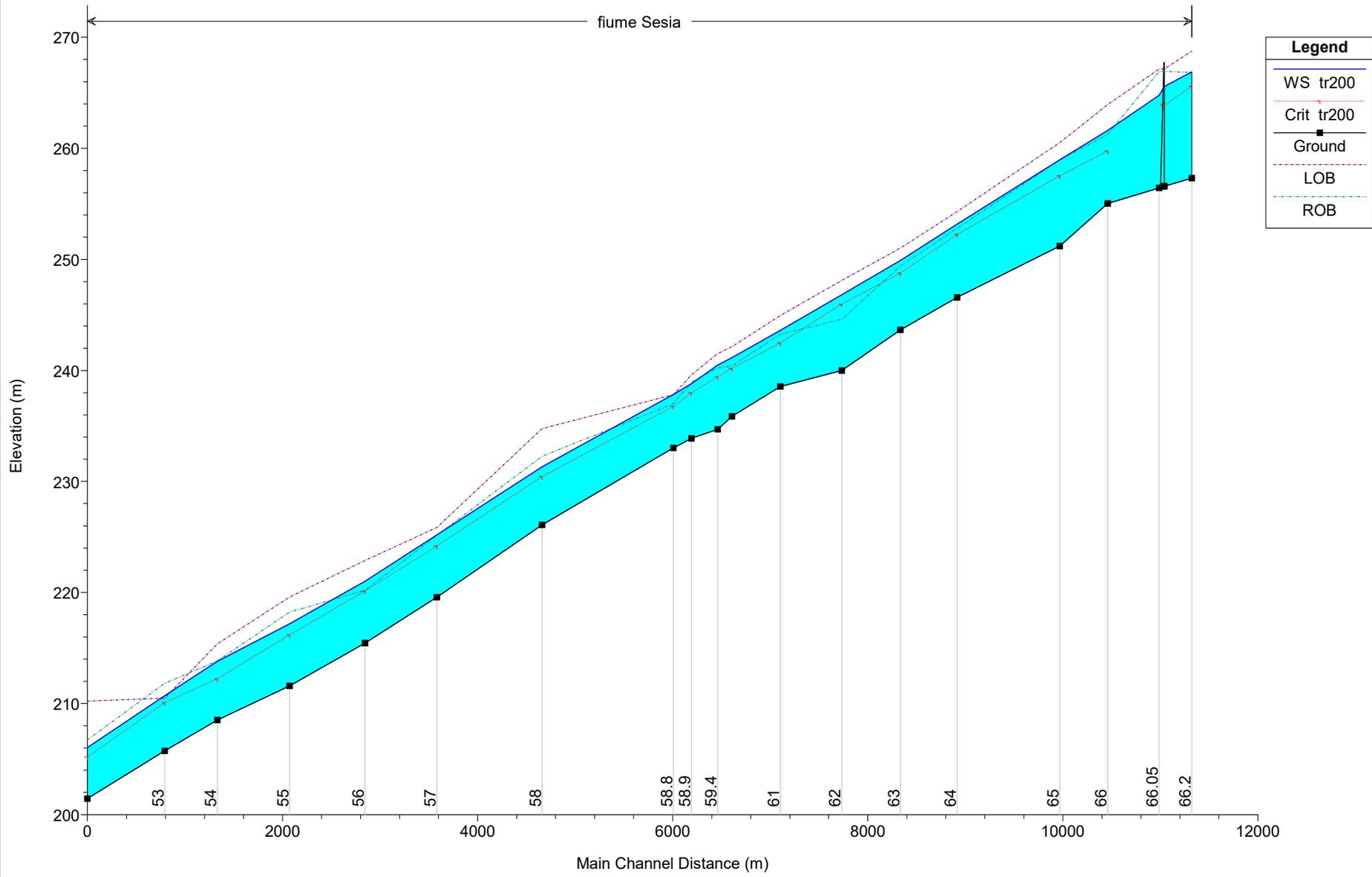
## 9 Indice delle Tabelle

Tabella 1 - Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile .....	21
Tabella 2 - Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile. ....	22
Tabella 3 - Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b.....	23
Tabella 4 - Portate per assegnato tempo di ritorno duecentennale relative ai corsi d'acqua principali e secondari interferenti ed agli attraversamenti minori, in corrispondenza delle sezioni di chiusura individuate .....	28
Tabella 5 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Fiume Sesia, nelle condizioni di ante operam e post operam .....	37
Tabella 6 Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo.....	37
Tabella 7 - Valore del coefficiente di resistenza di Manning: $n [s/m^{1/3}]$ da Chow V.T., 1959.....	41
Tabella 8 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo cavalcavia e del nuovo viadotto sul Rio Guarabione, nelle condizioni di ante operam e post operam.....	46
Tabella 9 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	47
Tabella 10 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Riale San Giorgio, nelle condizioni di ante operam e post operam.....	55
Tabella 11 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	55
Tabella 12 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Rovasenda, nelle condizioni di ante operam e post operam.....	63
Tabella 13 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	63
Tabella 14 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Torbola, nelle condizioni di ante operam e post operam. ....	72
Tabella 15 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	72
Tabella 16 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sul Torrente Marchiazza, nelle condizioni di ante operam e post operam.....	80
Tabella 17 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	80
Tabella 18 - Tabella comparativa dei livelli idrici che, per tempo di ritorno duecentennale, si instaurano nelle sezioni di monte e di valle del nuovo viadotto sulla Roggia Colompasso, nelle condizioni di ante operam e post operam.....	87

Tabella 19 - Franco idraulico ottenuto da simulazione in configurazione post operam, confrontato con le prescrizioni normative di NTC e PAI AdBPo .....	87
Tabella 20 – Sintesi dei risultati dello studio di compatibilità idraulica .....	88
Tabella 21 - Indice di vulnerabilità al sormonto per gli attraversamenti previsti.....	88
Tabella 22 - Sintesi degli indici di prestazione delle equazioni di stima dello scavo al piede delle pile di ponte.	98
Tabella 23 - Stime dello scalzamento alle pile del Viadotto Sesia .....	112
Tabella 24 - Condizione di massimo scalzamento alla pila del Viadotto Sesia.....	113
Tabella 25 - Stime dello scalzamento alle pile del Viadotto Rovasenda .....	117
Tabella 26 - Verifica protezione con scogliere di massi. ....	120
Tabella 27 - Tabella delle portate di calcolo per i tombini in progetto, ricavate dallo studio riportato nell'elab. T00ID00IDRRE01_A. ....	131
Tabella 28 – Inalveazioni .....	133
Tabella 29 - Configurazione degli attraversamenti provvisionali.....	142
Tabella 30 – Portate idrologiche per l'asta del Sesia da studio di fattibilità [2] .....	144
Tabella 31 - Verifica idraulica opera provvisionali .....	144
Tabella 32 – Risultati simulazione Hec-Ras per attraversamenti provvisionali.....	146

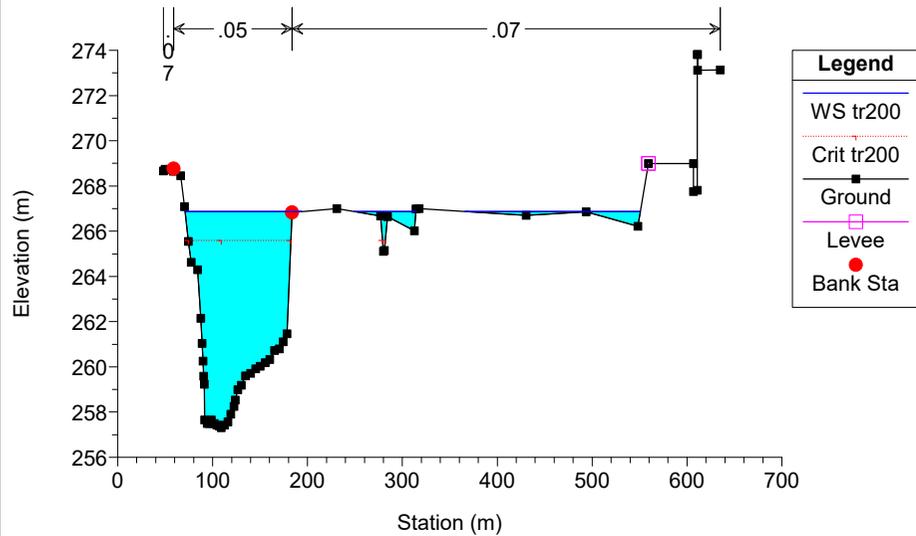
## **ALLEGATO A1 – SIMULAZIONI FIUME SESIA CONDIZIONE ANTE OPERAM**

fiume Sesia



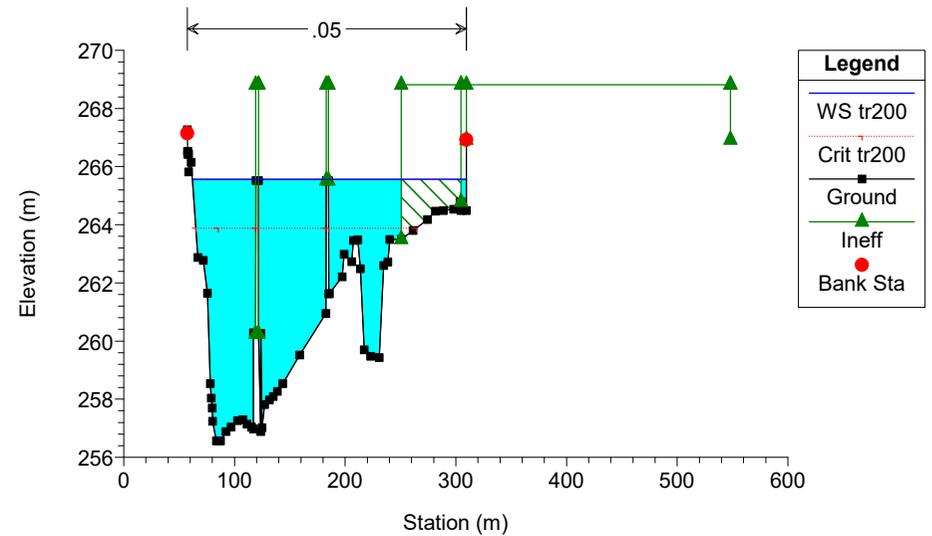
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 66.2



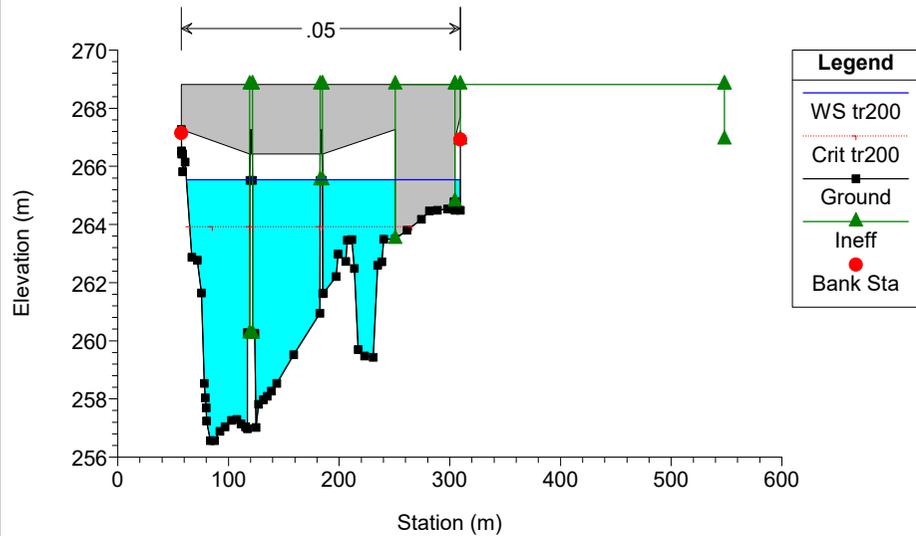
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 66.15



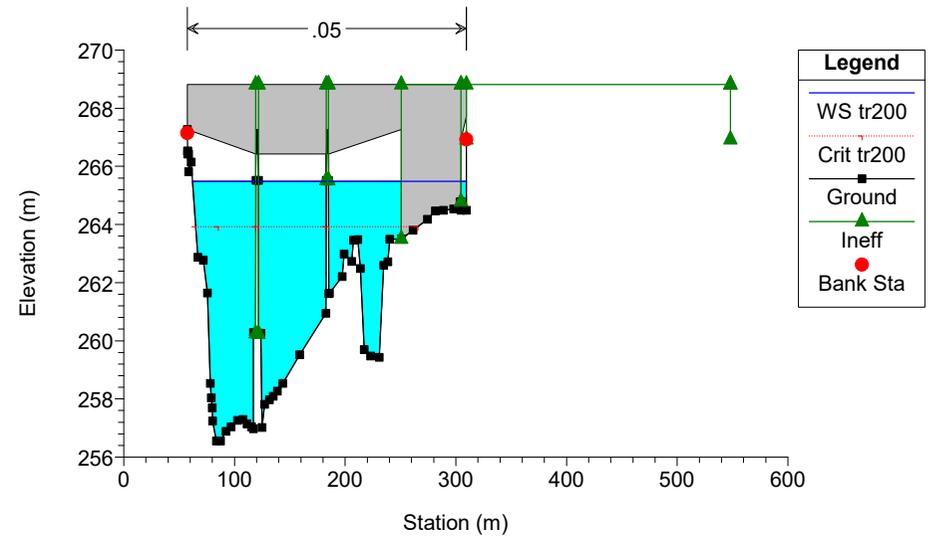
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 66.11 BR

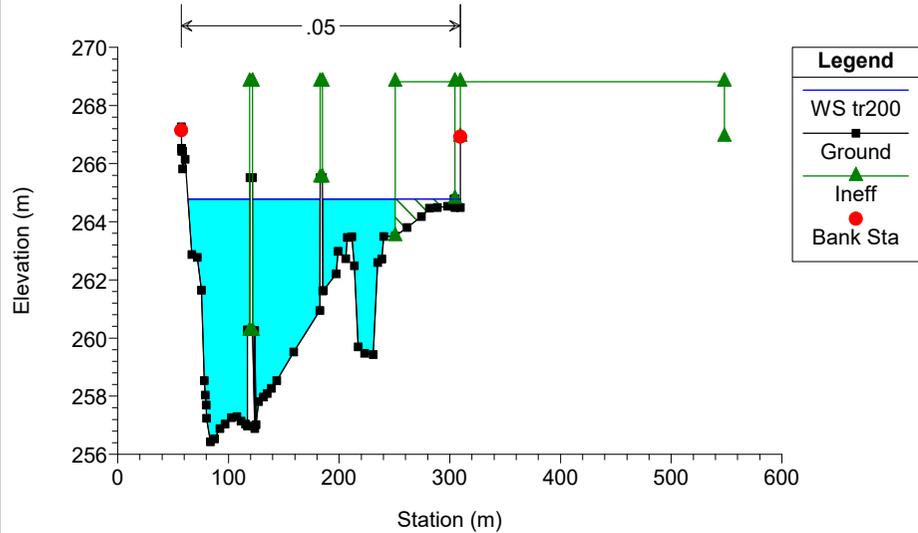


HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

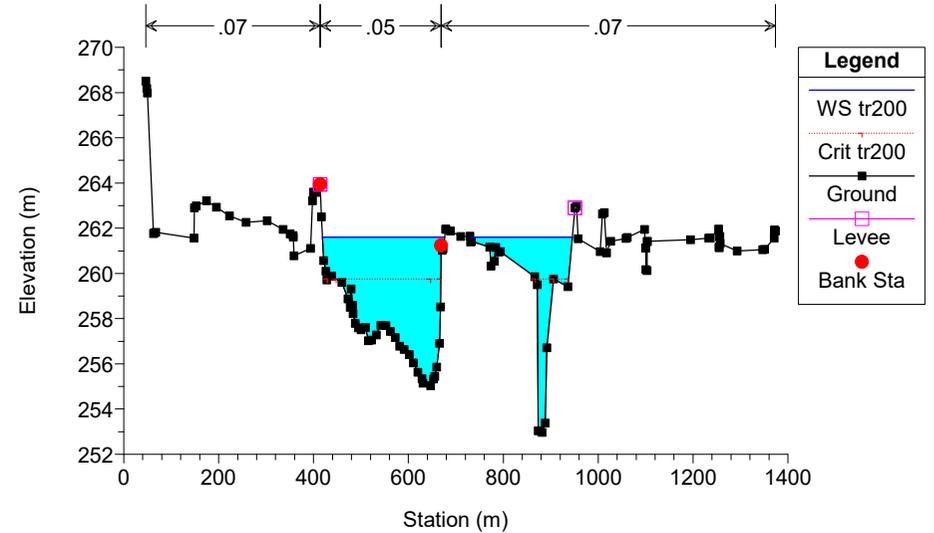
River = fiume Reach = Sesia RS = 66.11 BR



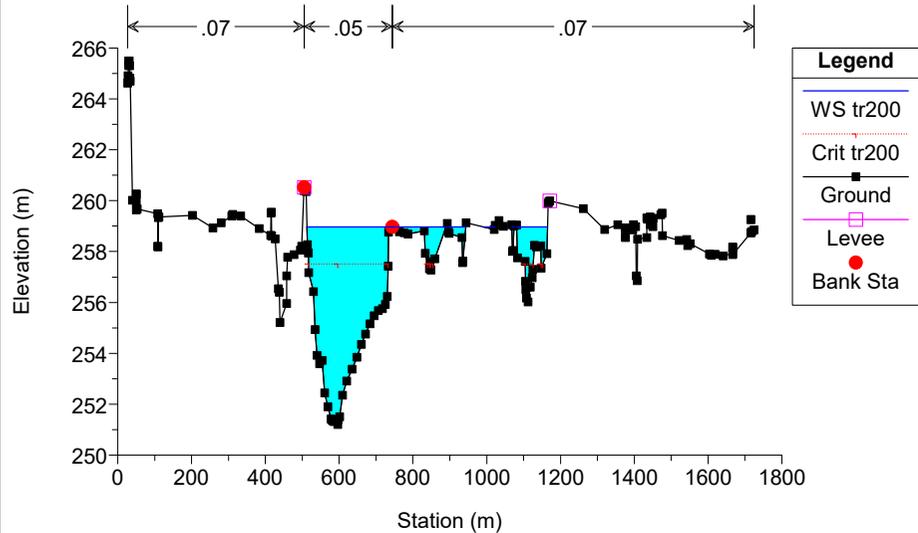
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018  
 River = fiume Reach = Sesia RS = 66.05



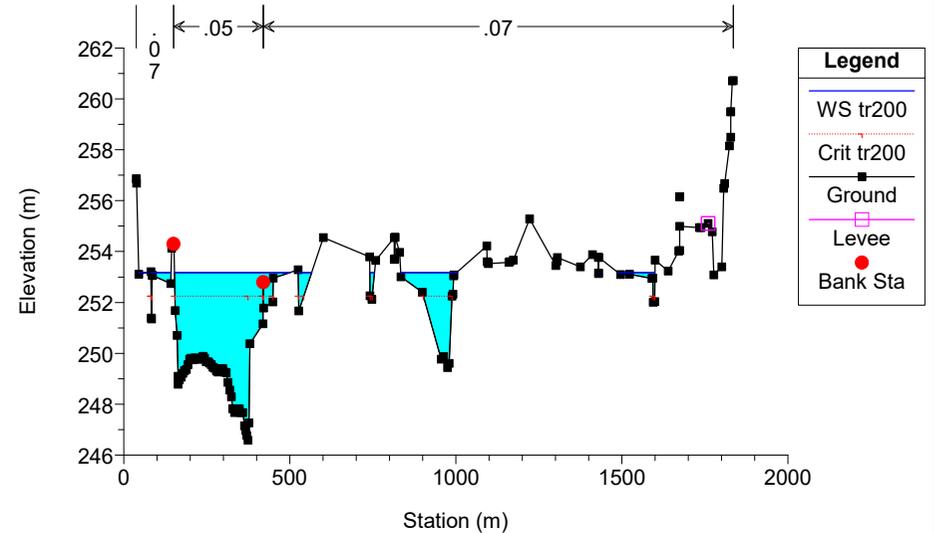
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018  
 River = fiume Reach = Sesia RS = 66

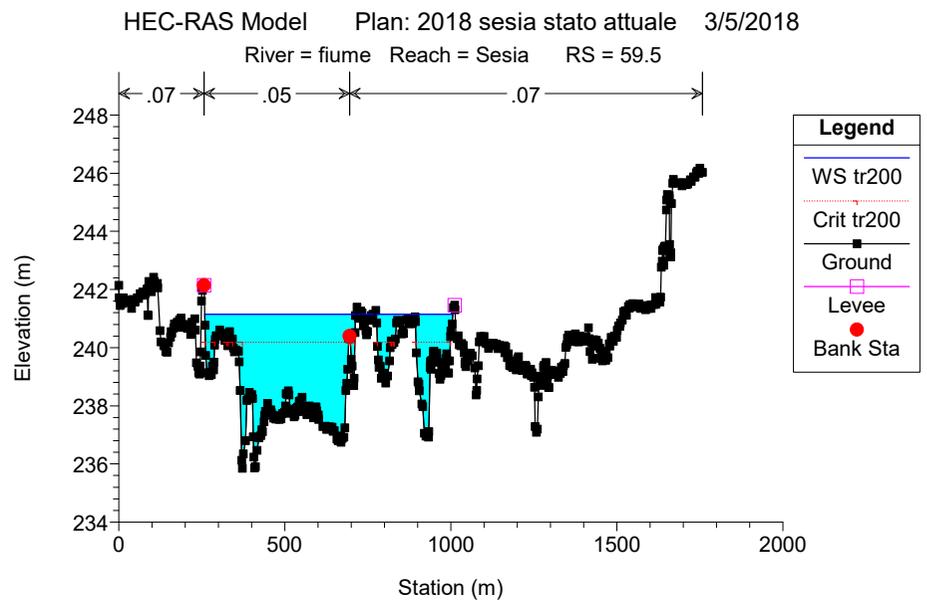
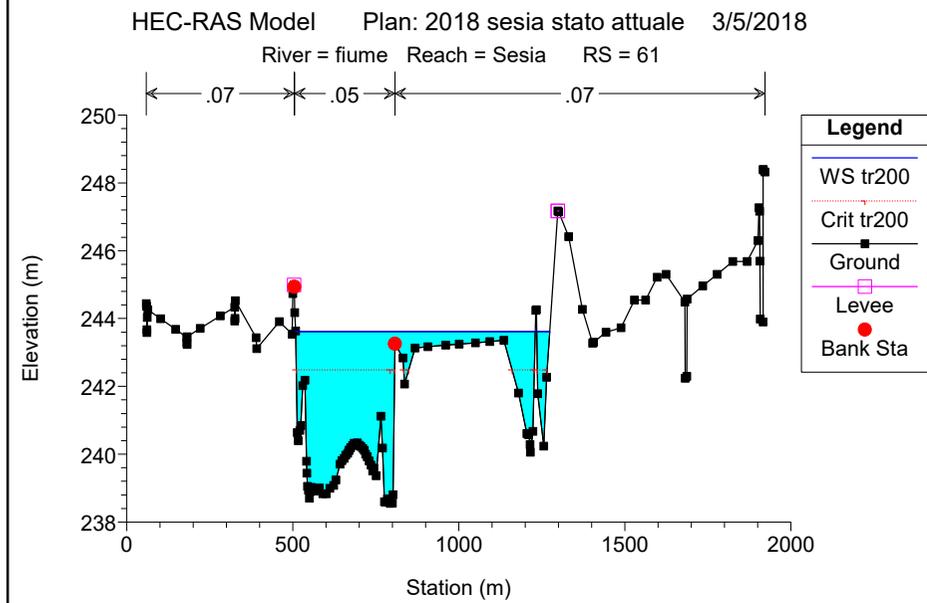
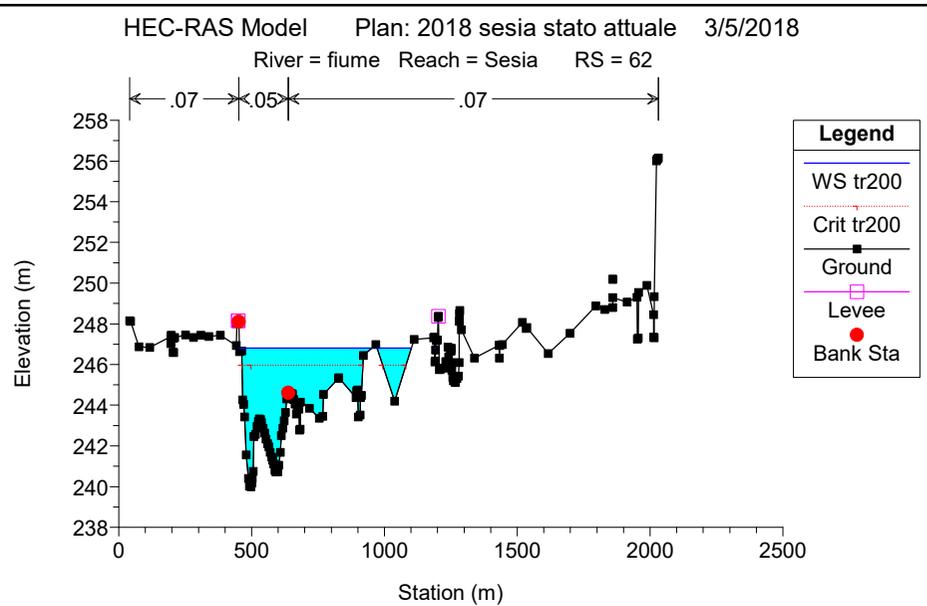
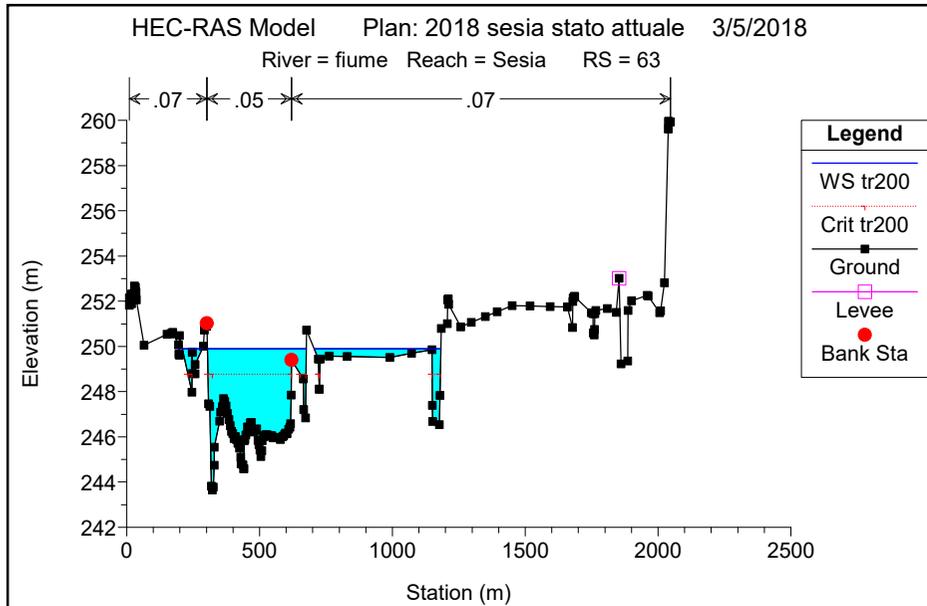


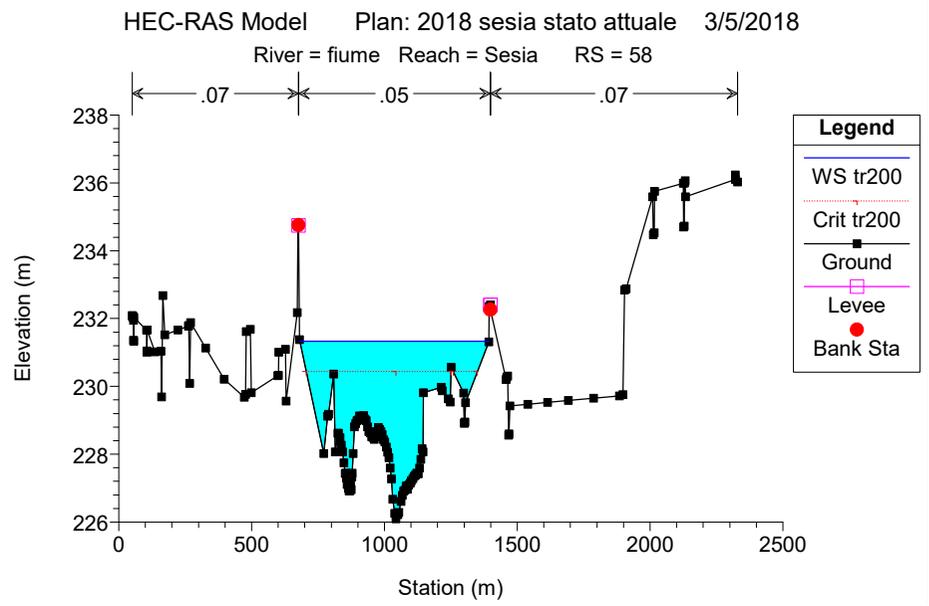
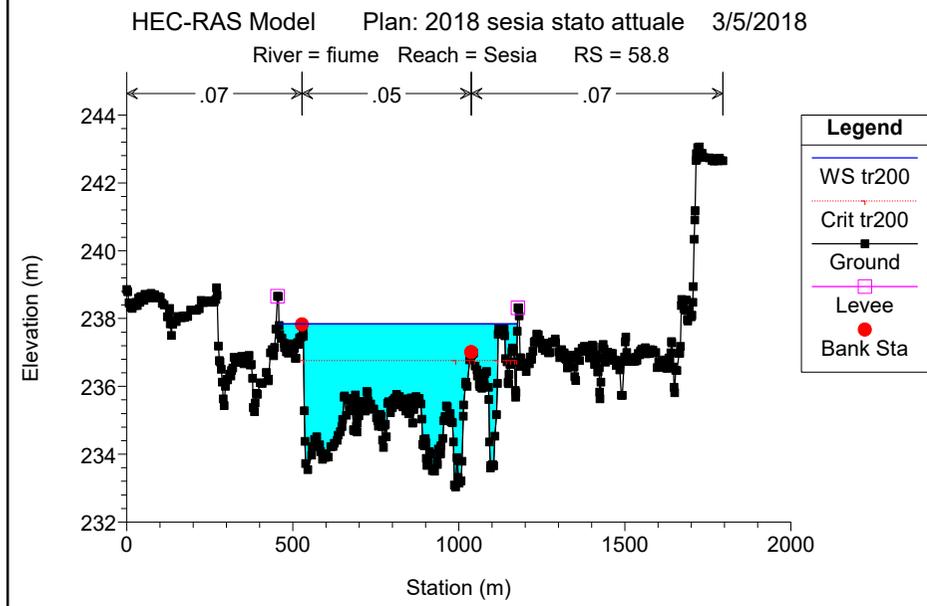
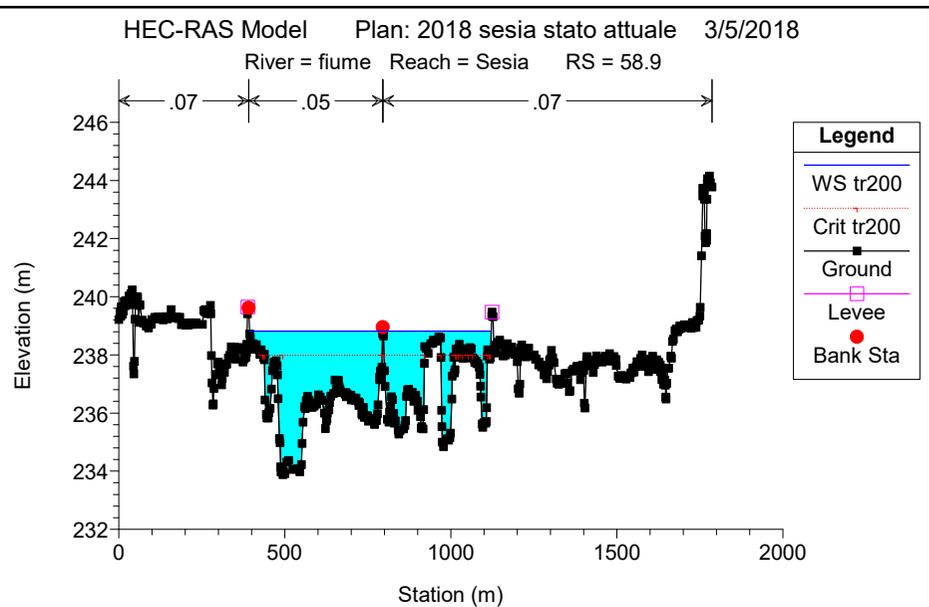
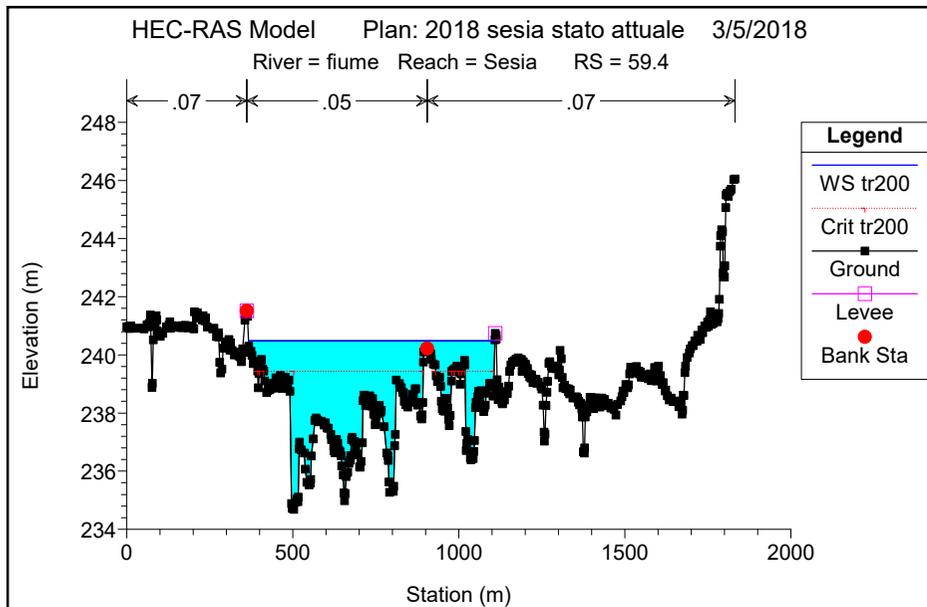
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018  
 River = fiume Reach = Sesia RS = 65

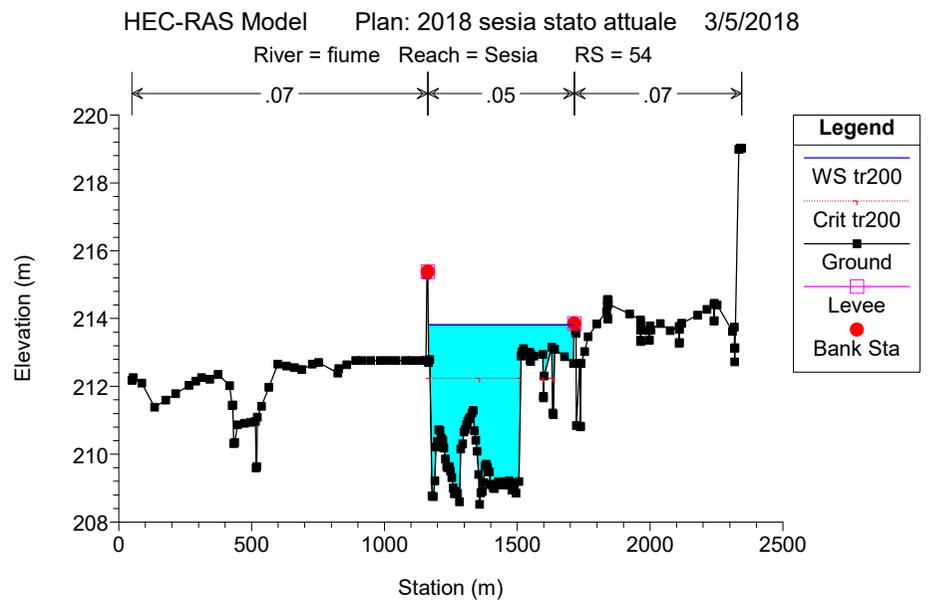
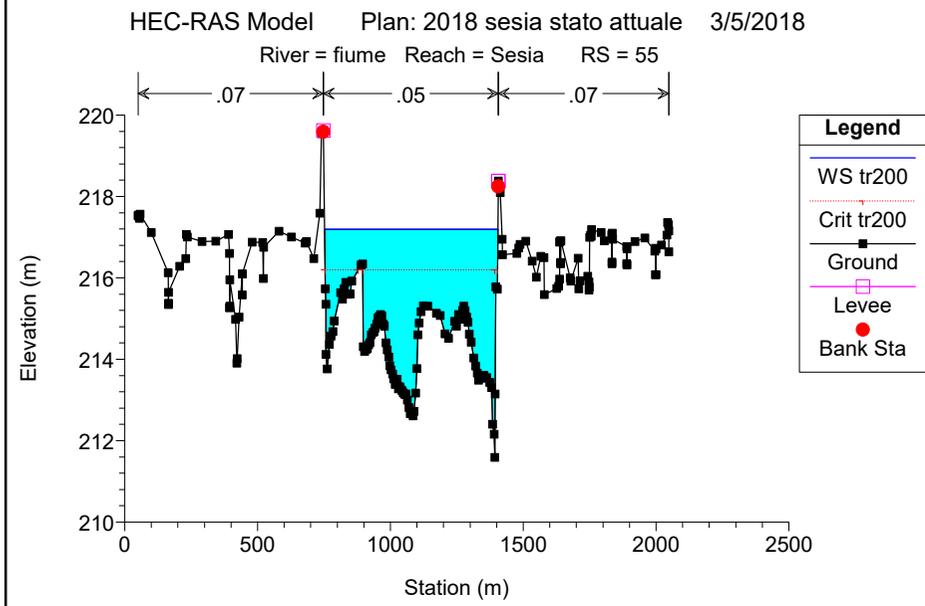
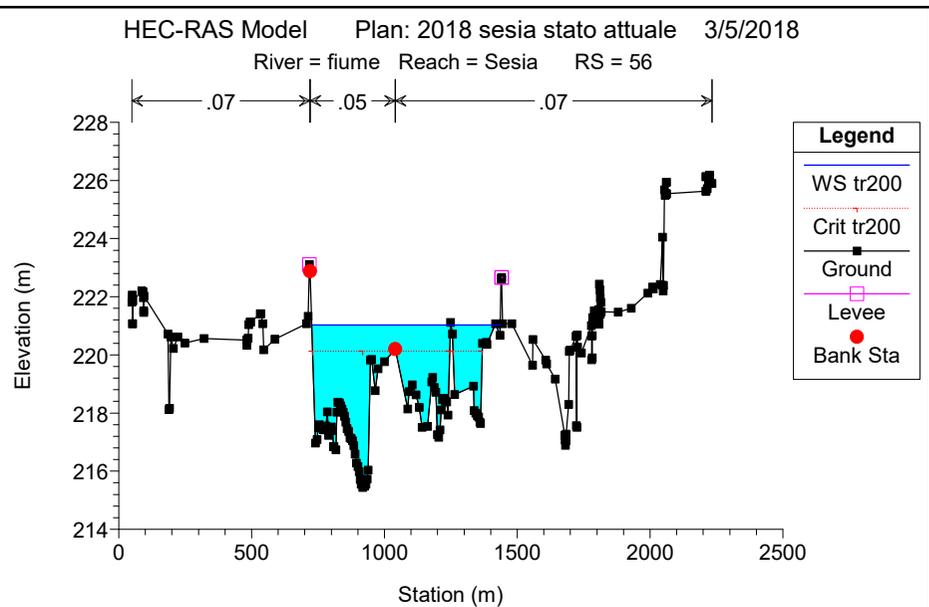
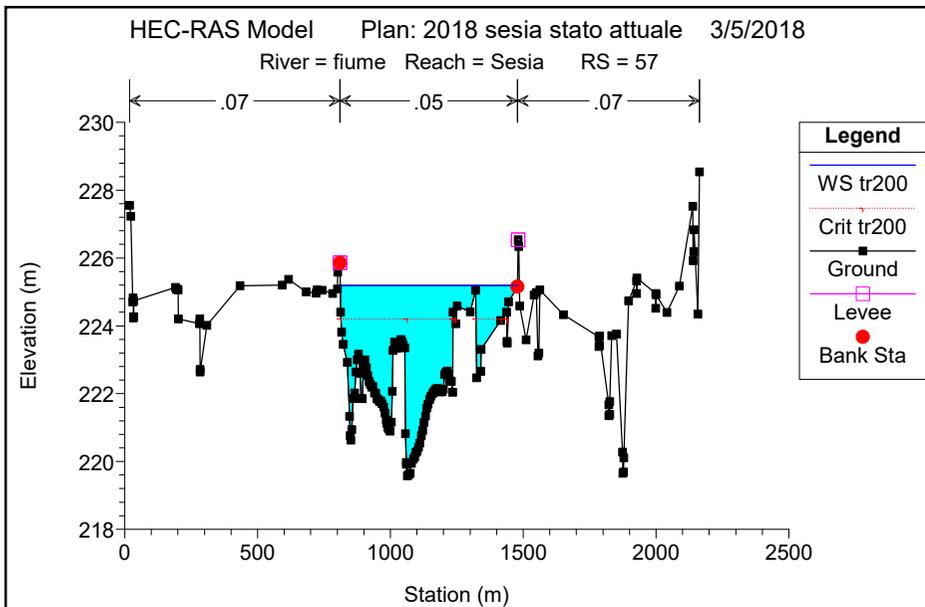


HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018  
 River = fiume Reach = Sesia RS = 64



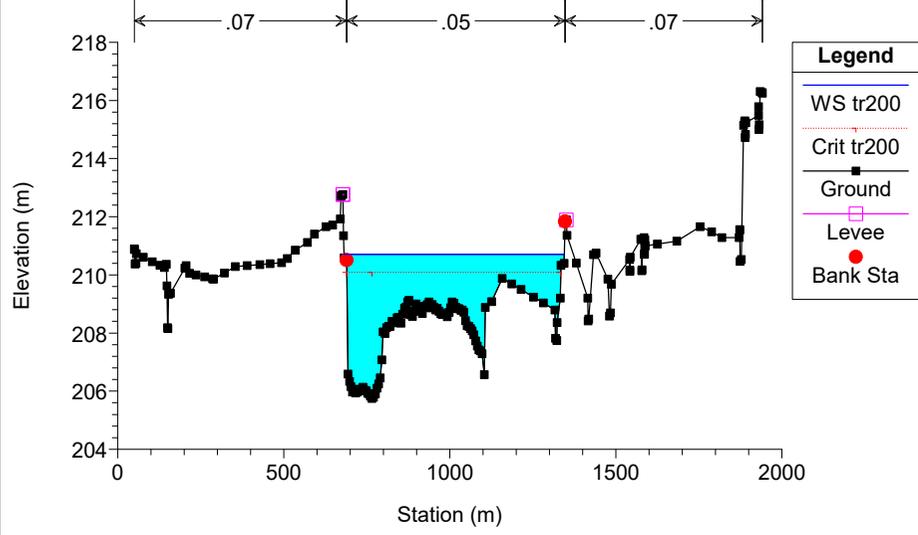






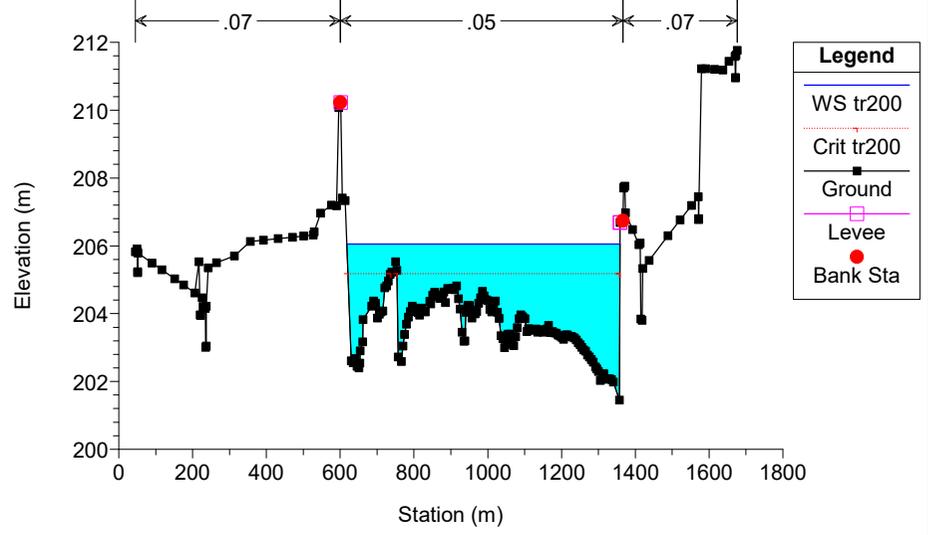
HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 53



HEC-RAS Model Plan: 2018 sesia stato attuale 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 52



HEC-RAS Plan: 2018 sa River: fiume Reach: Sesia Profile: tr200

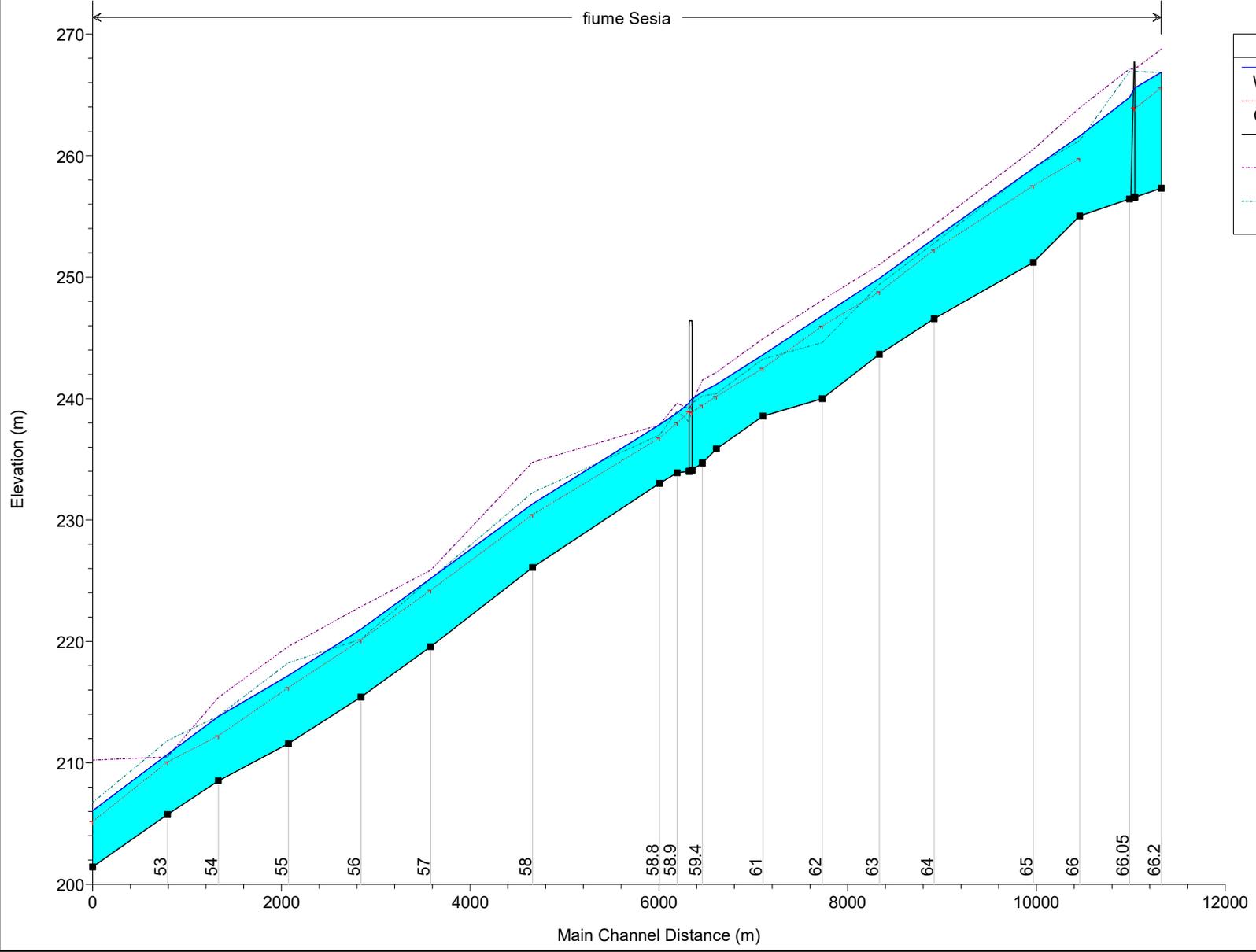
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Sesia	66.2	tr200	4450.00	257.31	266.87	265.58	268.65	0.007576	5.93	801.96	372.50	0.74
Sesia	66.15	tr200	4450.00	256.57	265.56	263.88	266.53	0.005941	4.36	1021.49	247.51	0.60
Sesia	66.11	Bridge										
Sesia	66.05	tr200	4450.00	256.43	264.78		266.09	0.009695	5.08	875.55	240.44	0.75
Sesia	66	tr200	4450.00	255.04	261.60	259.75	262.22	0.005219	3.69	1443.61	472.52	0.58
Sesia	65	tr200	4450.00	251.20	258.97	257.52	259.71	0.004934	3.91	1304.16	545.78	0.58
Sesia	64	tr200	4450.00	246.58	253.18	252.25	253.86	0.006273	3.86	1412.55	769.55	0.63
Sesia	63	tr200	4450.00	243.65	249.90	248.78	250.49	0.005327	3.50	1553.86	927.21	0.58
Sesia	62	tr200	4450.00	240.00	246.81	245.97	247.35	0.005011	3.77	1675.62	630.97	0.57
Sesia	61	tr200	4450.00	238.55	243.61	242.48	244.18	0.005052	3.49	1561.75	759.43	0.56
Sesia	59.5	tr200	4450.00	235.85	241.15	240.18	241.57	0.005344	3.01	1691.30	725.29	0.56
Sesia	59.4	tr200	4450.00	234.69	240.48	239.43	240.81	0.004661	2.66	1843.50	741.67	0.51
Sesia	58.9	tr200	4450.00	233.88	238.82	237.99	239.25	0.007306	3.20	1650.67	726.32	0.64
Sesia	58.8	tr200	4450.00	233.03	237.85	236.76	238.20	0.004309	2.72	1788.38	717.70	0.50
Sesia	58	tr200	4450.00	226.09	231.33	230.44	231.68	0.005503	2.63	1689.31	711.96	0.55
Sesia	57	tr200	4450.00	219.57	225.19	224.21	225.58	0.005798	2.74	1623.39	667.12	0.56
Sesia	56	tr200	4450.00	215.44	221.02	220.13	221.41	0.005525	3.12	1771.75	704.08	0.57
Sesia	55	tr200	4450.00	211.59	217.19	216.20	217.53	0.004561	2.57	1729.19	652.76	0.50
Sesia	54	tr200	4450.00	208.52	213.81	212.24	214.19	0.004430	2.73	1628.54	548.95	0.51
Sesia	53	tr200	4450.00	205.74	210.70	210.09	211.15	0.007418	2.97	1497.04	663.38	0.63
Sesia	52	tr200	4450.00	201.45	206.05	205.18	206.37	0.004919	2.50	1778.16	740.78	0.52

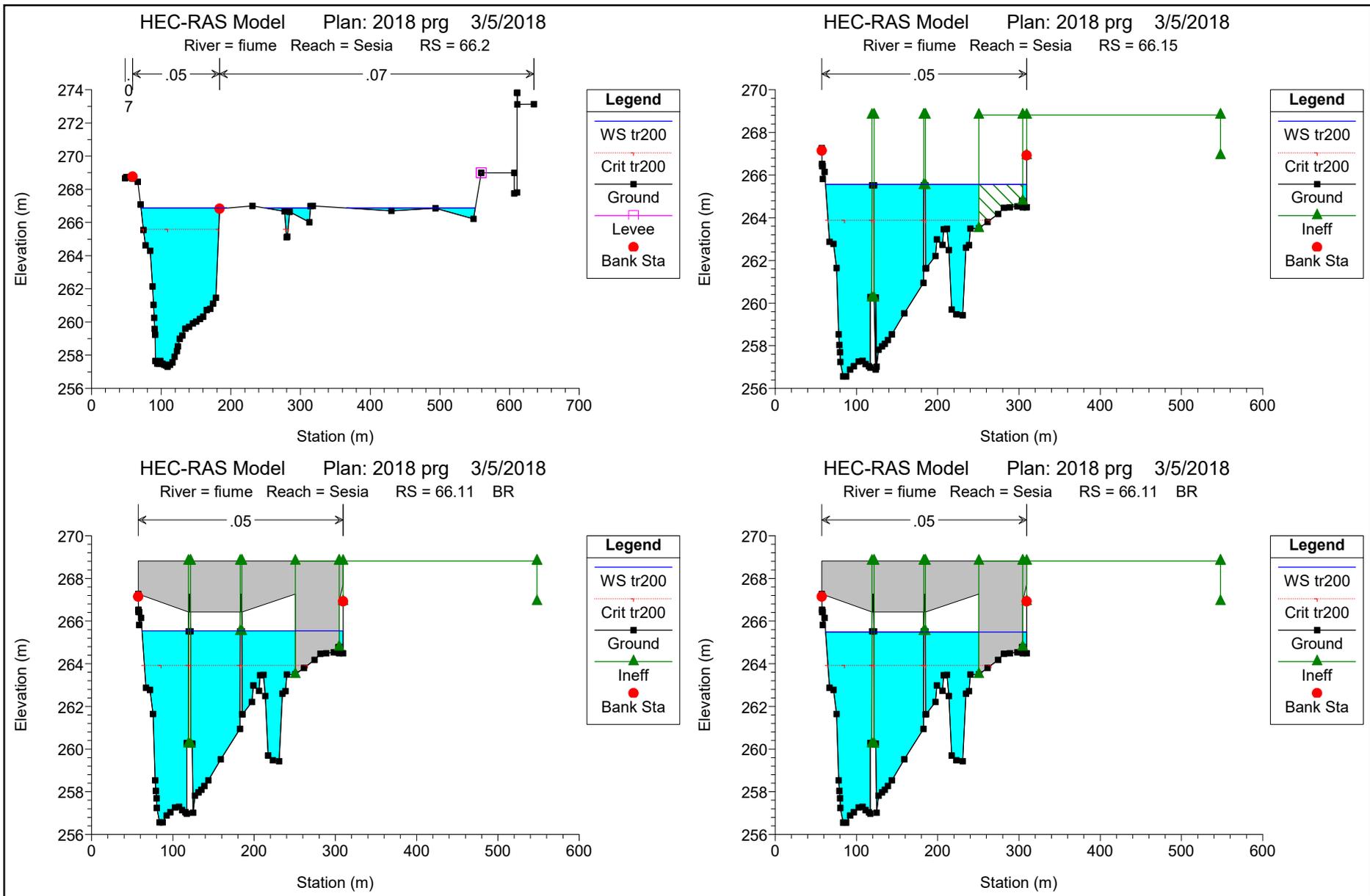
## **ALLEGATO A2 – SIMULAZIONI FIUME SESIA CONDIZIONE POST OPERAM**

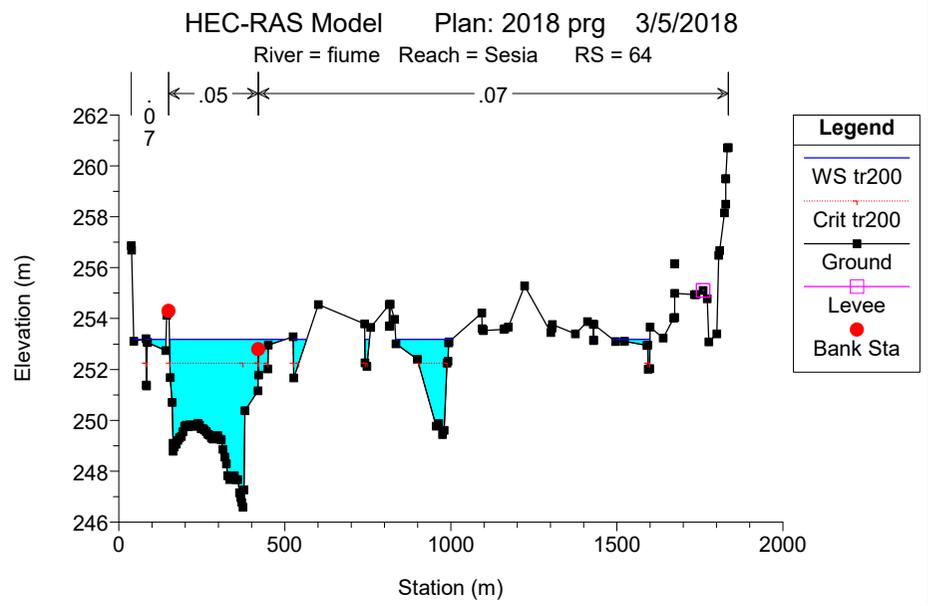
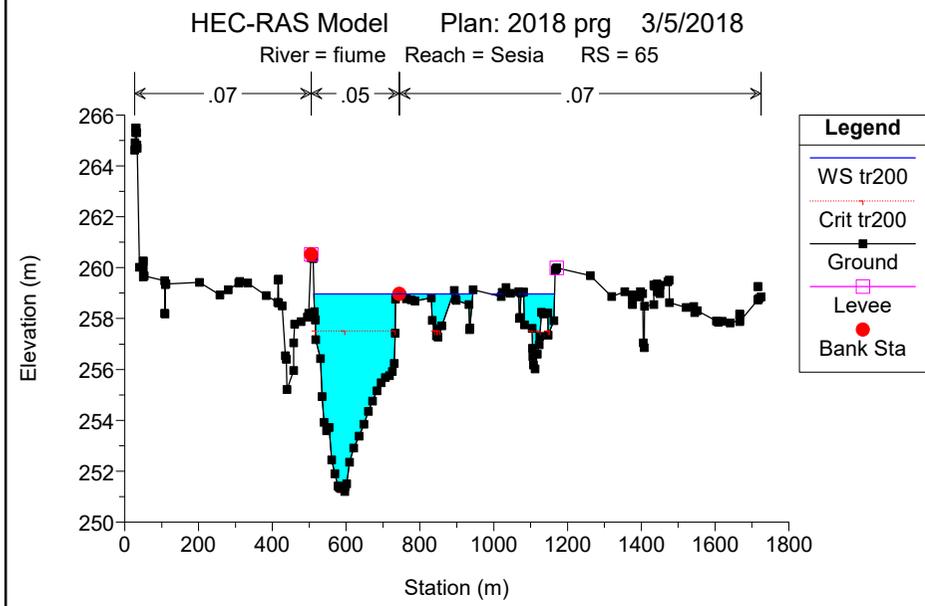
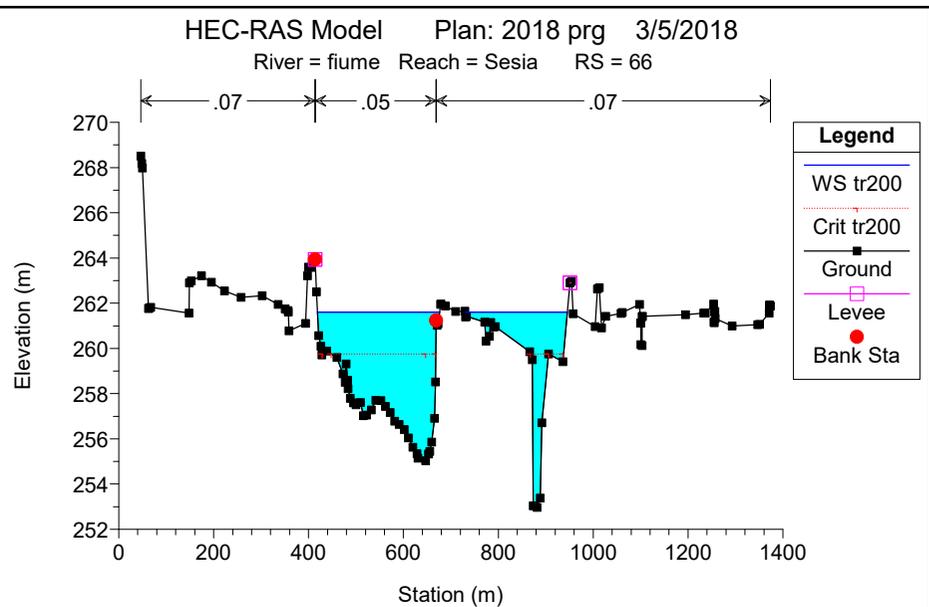
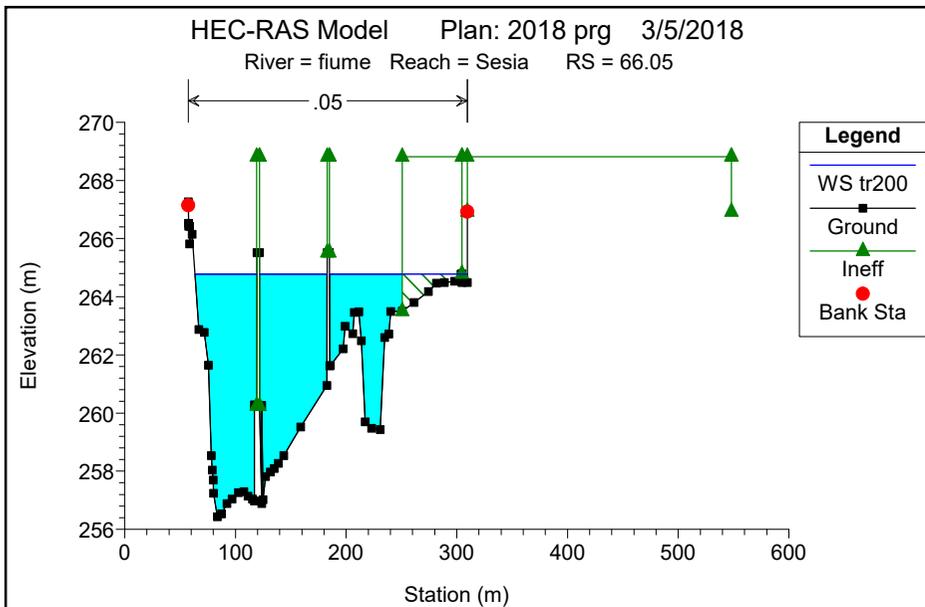
fiume Sesia

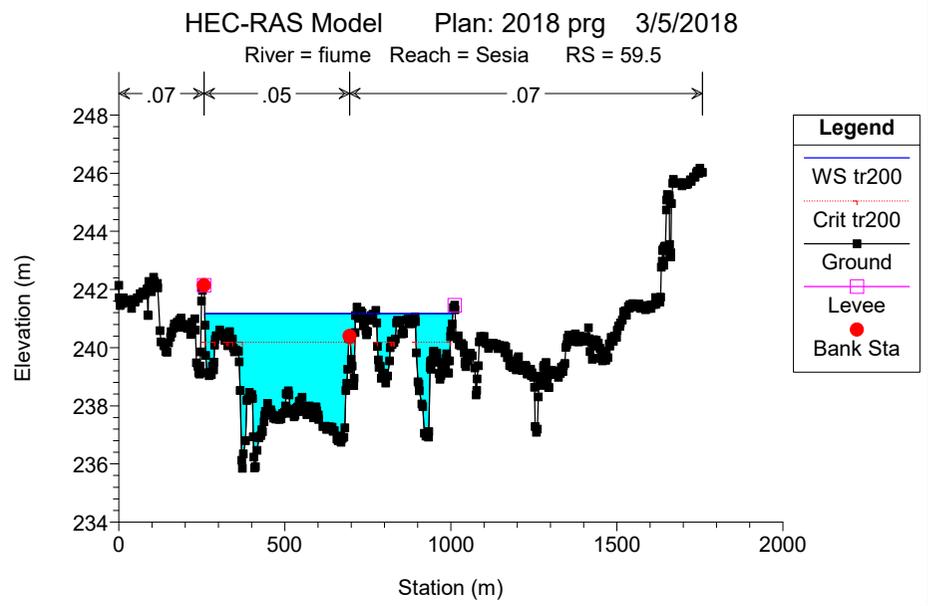
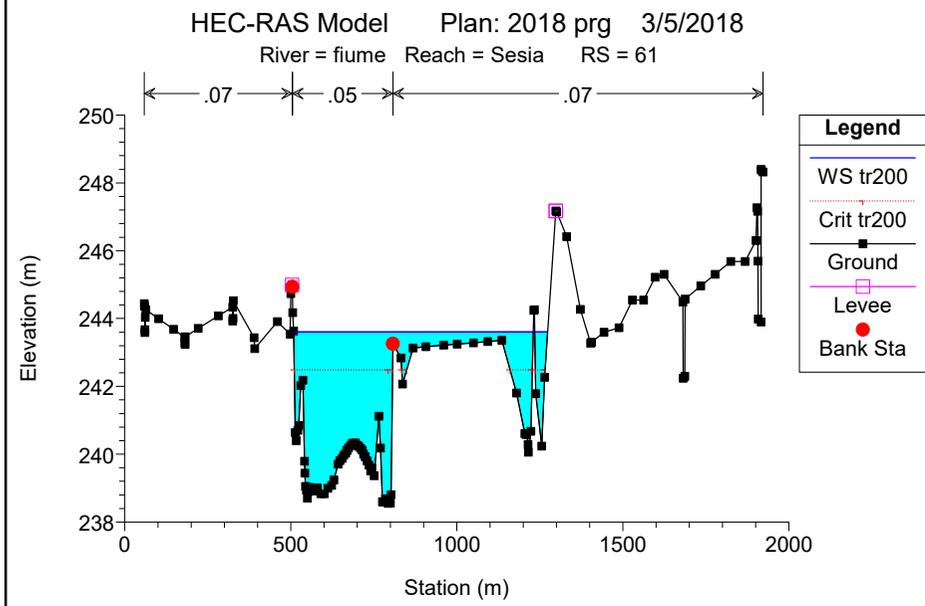
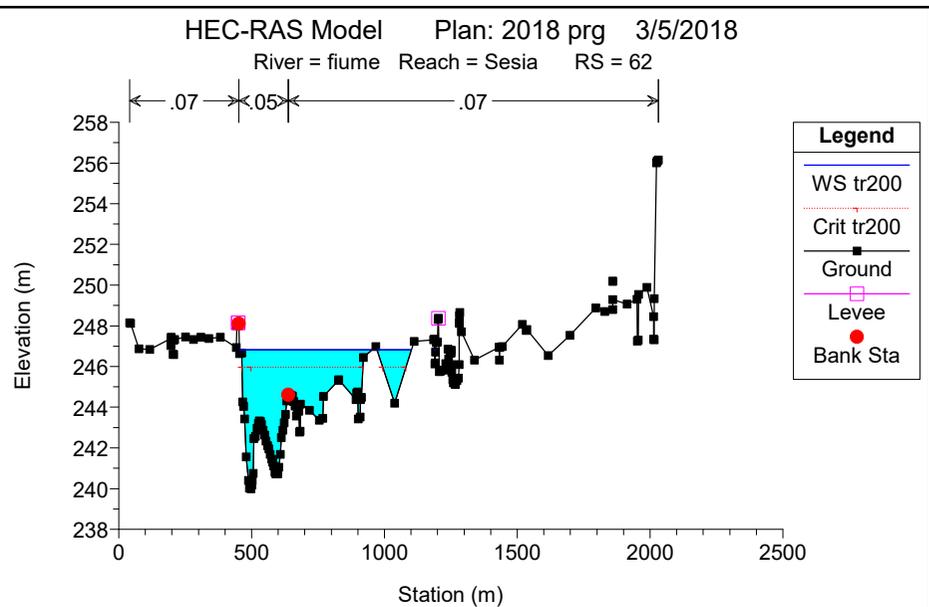
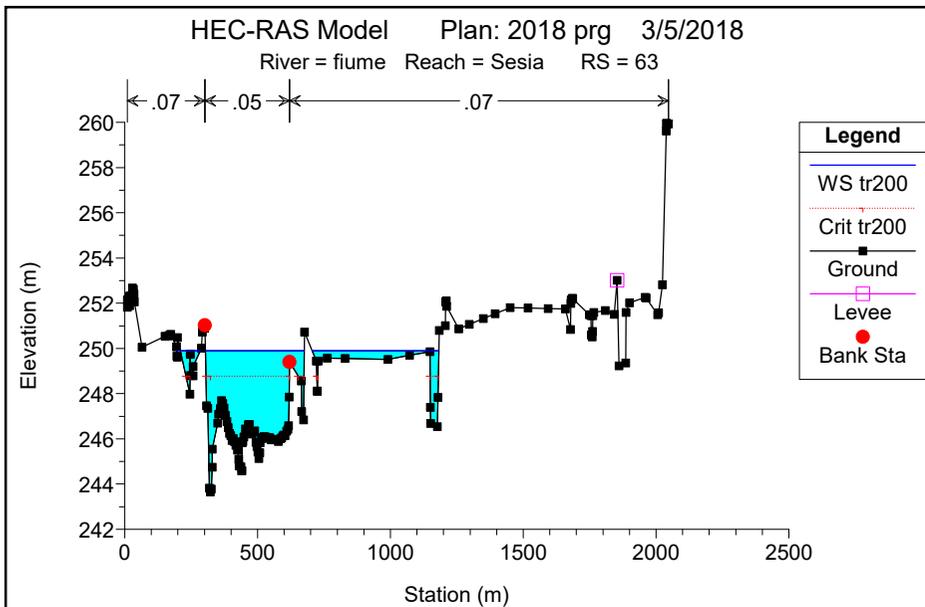
**Legend**

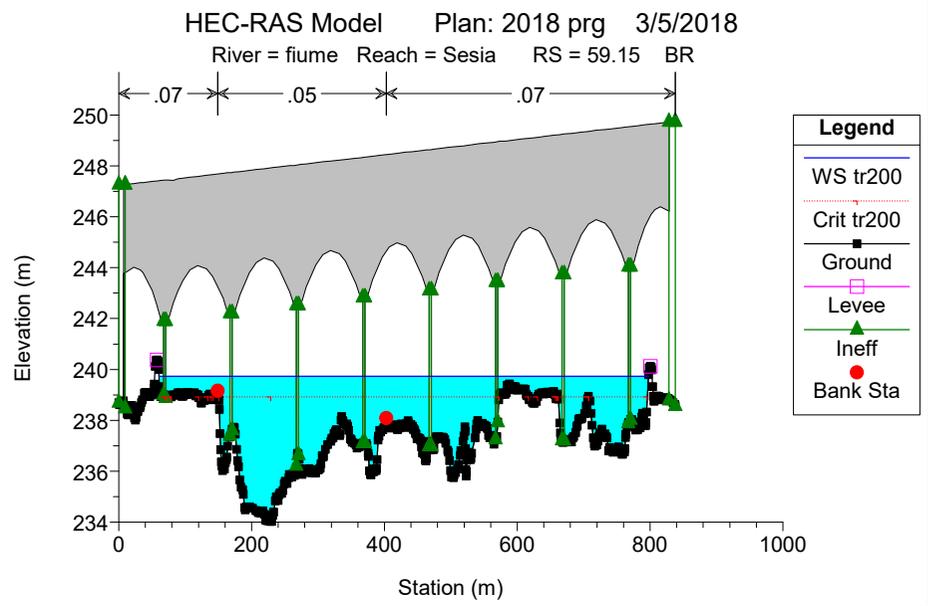
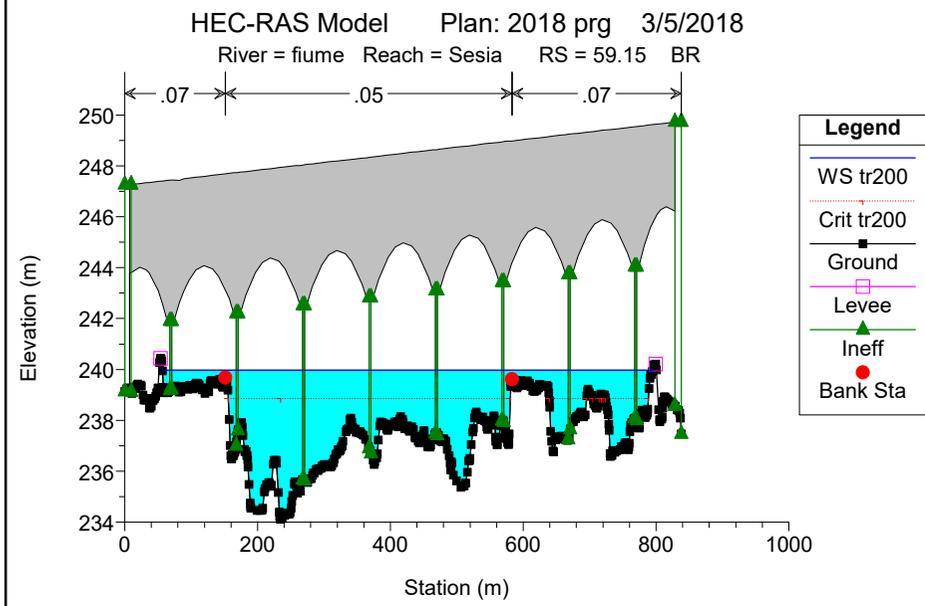
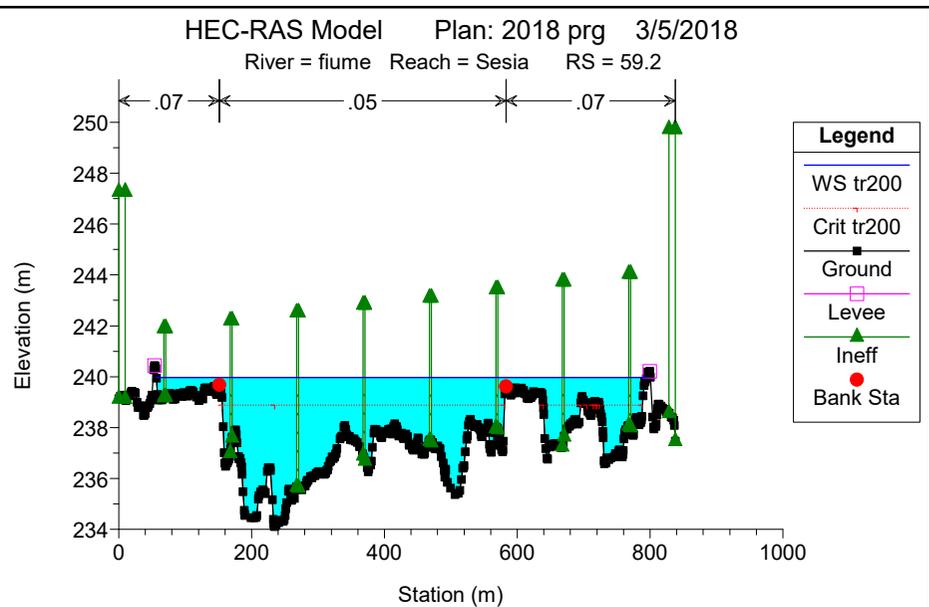
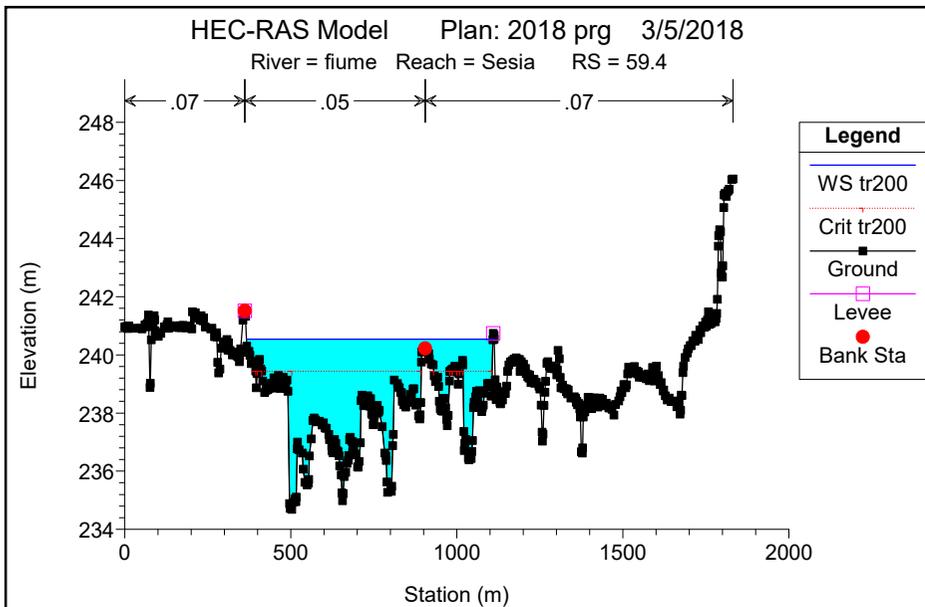
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

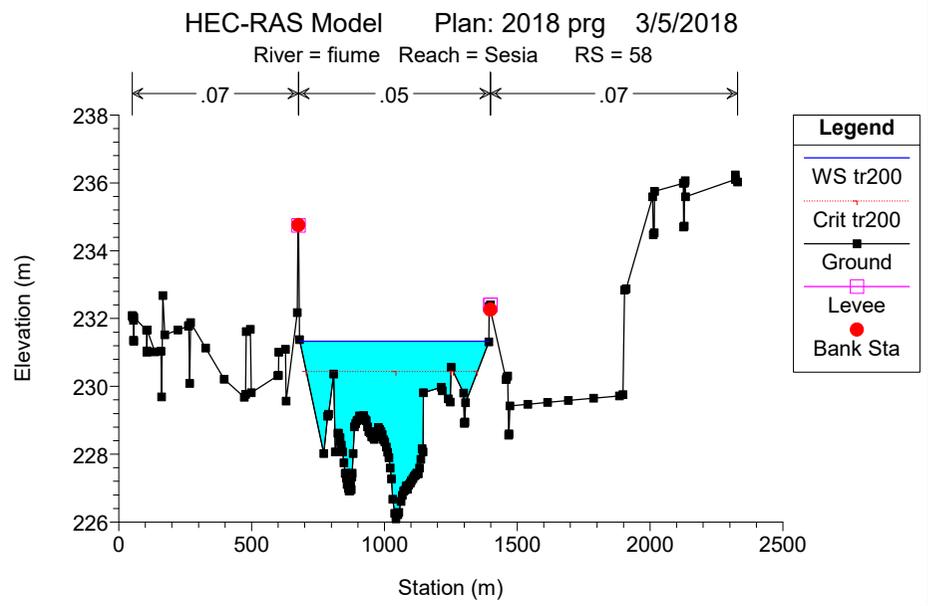
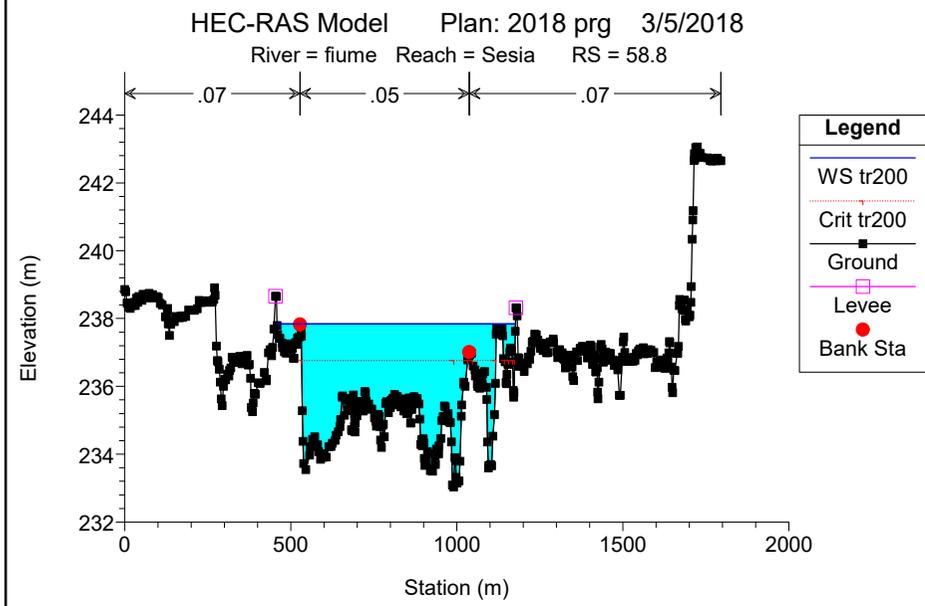
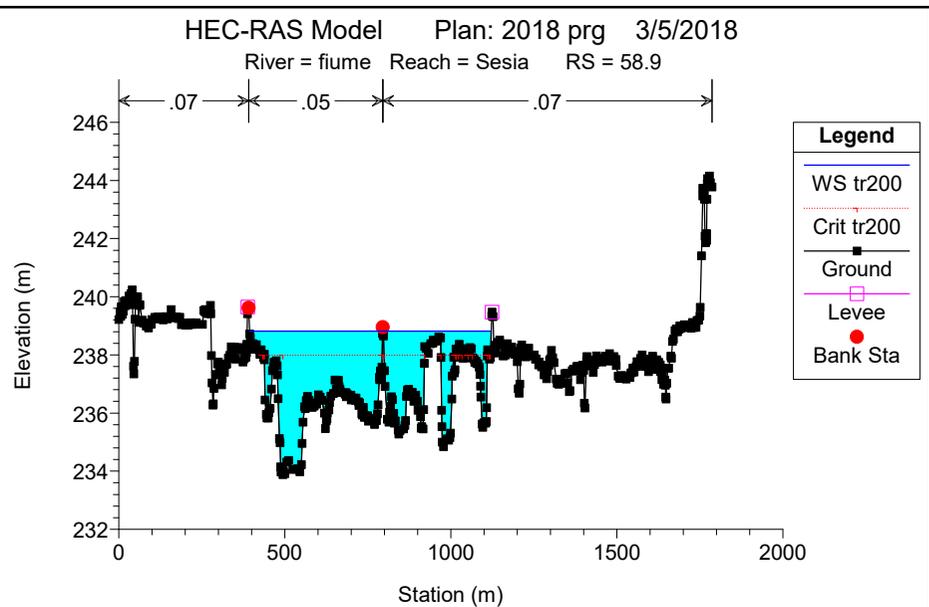
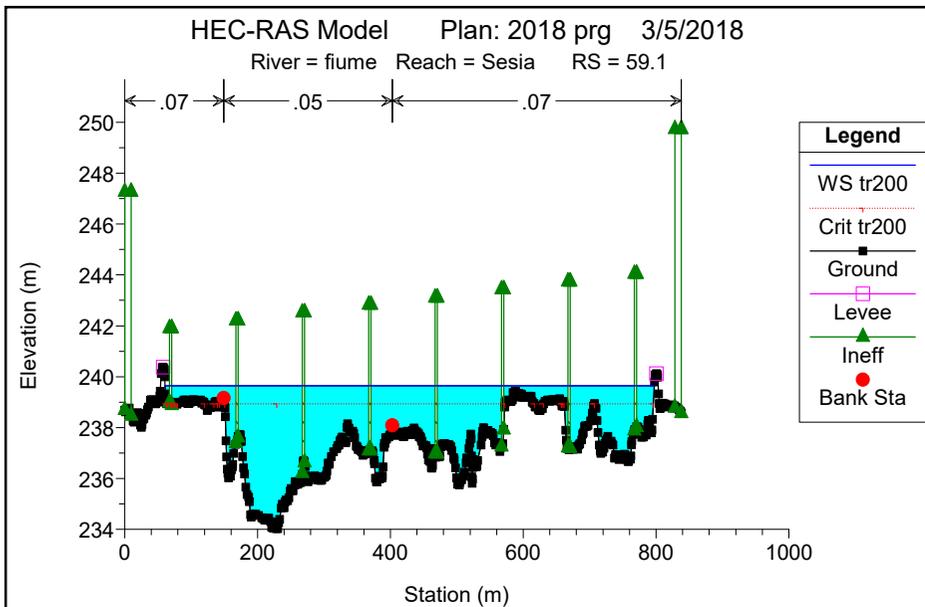






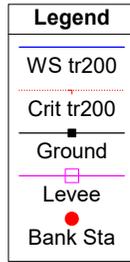
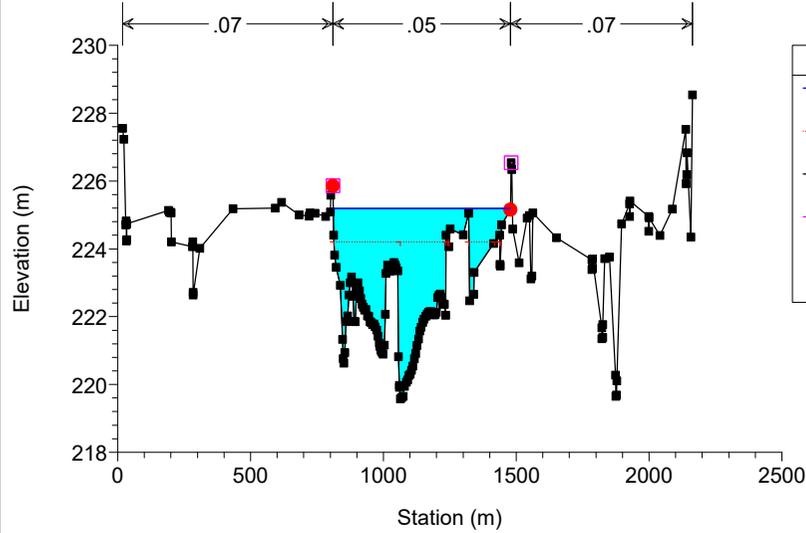






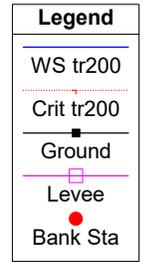
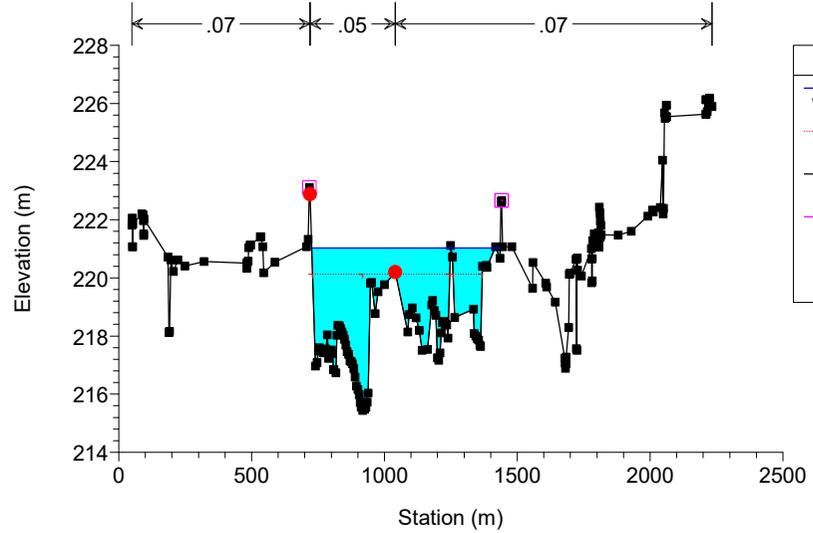
HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 57



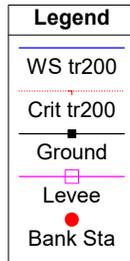
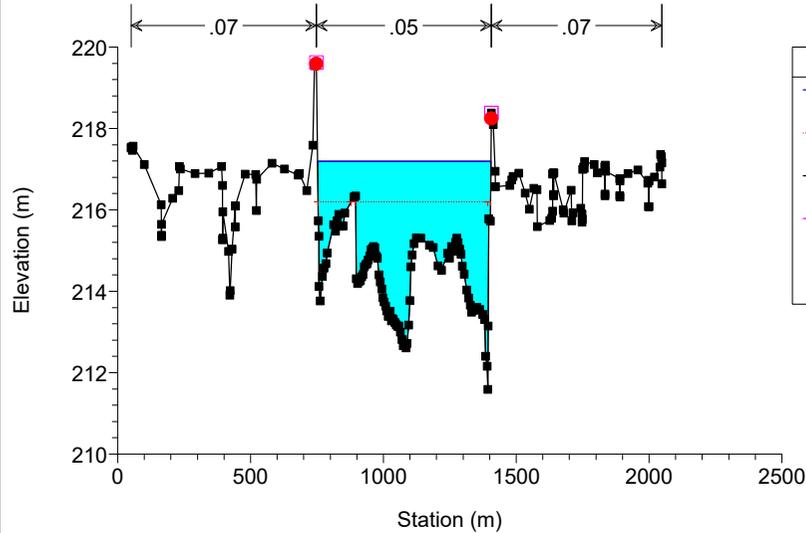
HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 56



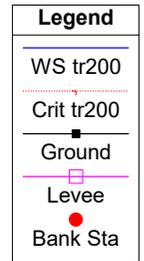
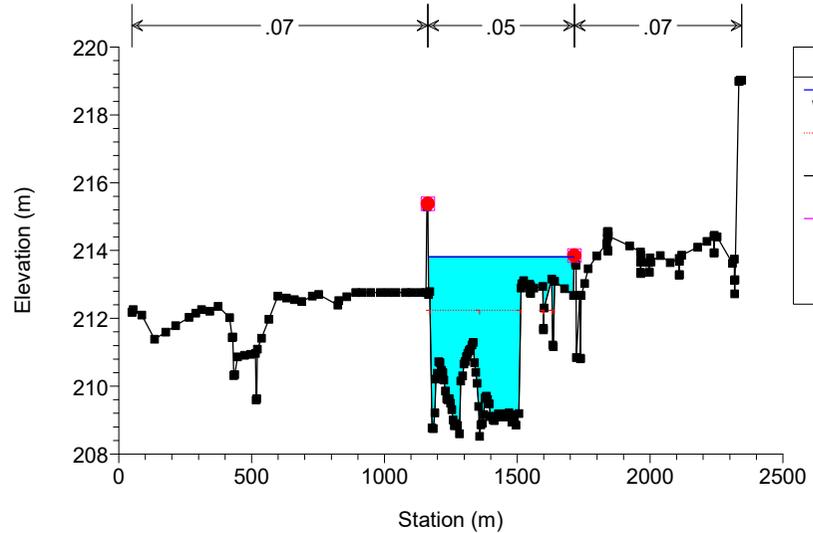
HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 55



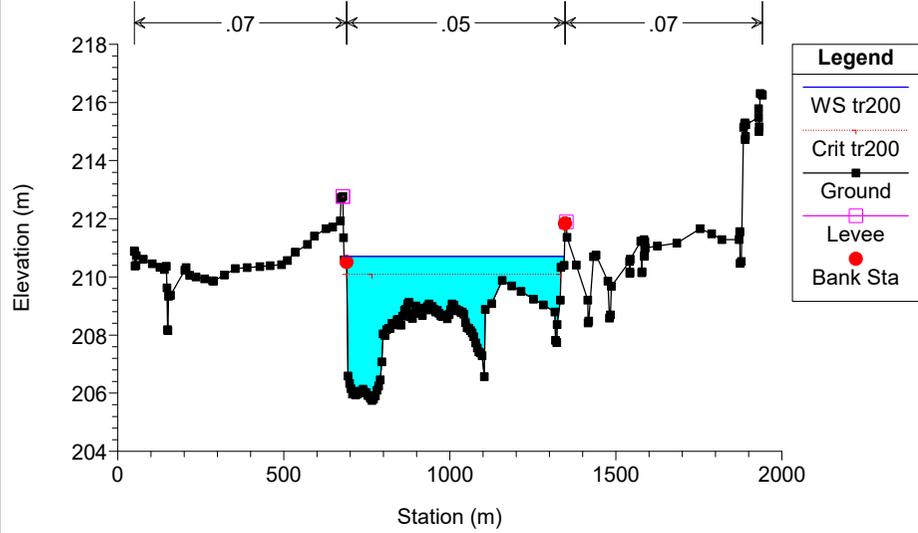
HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 54



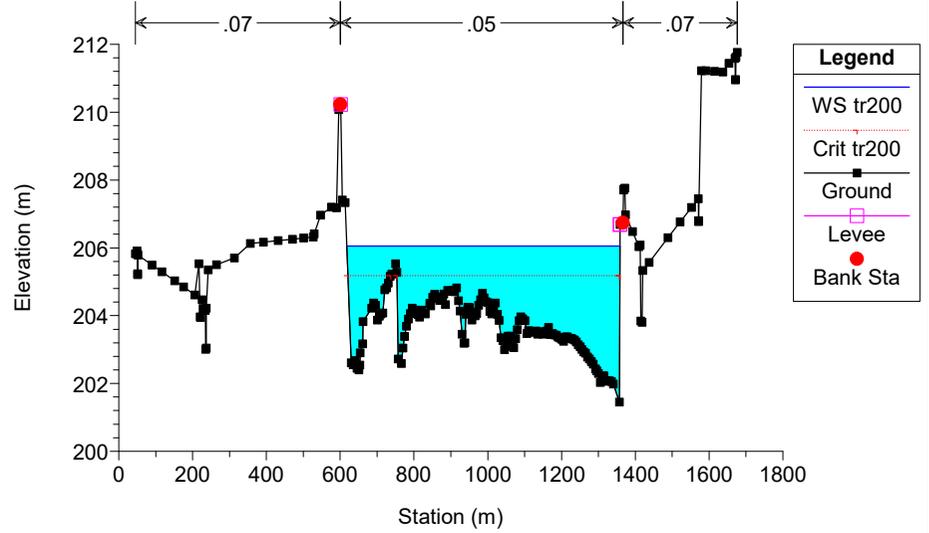
HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 53



HEC-RAS Model Plan: 2018 prg 3/5/2018

River = fiume Reach = Sesia RS = 52

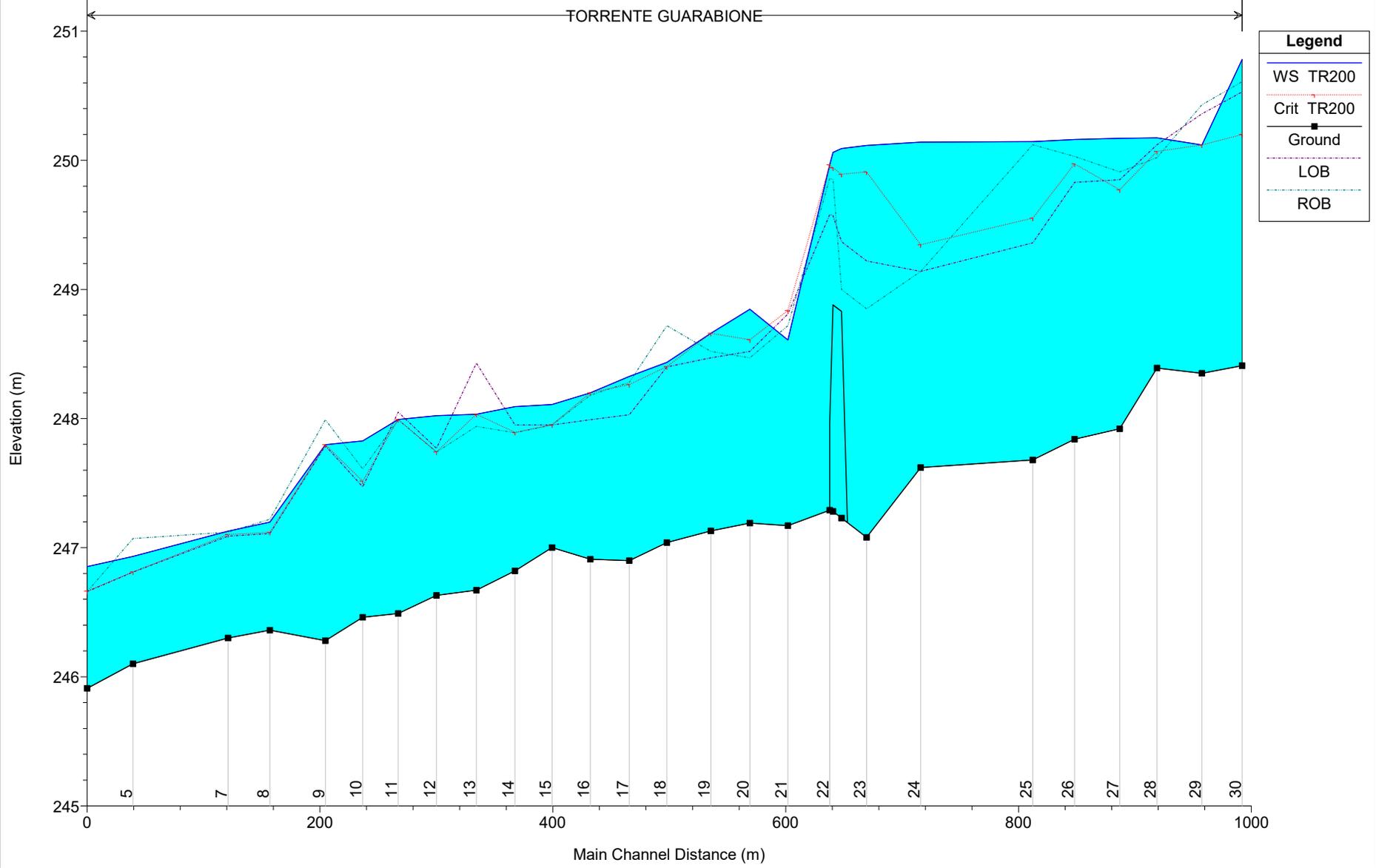


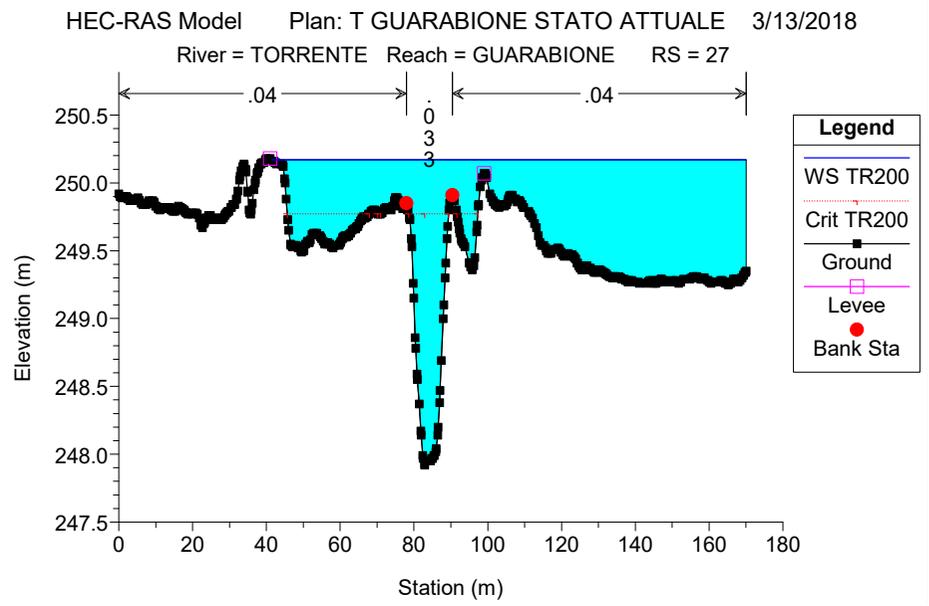
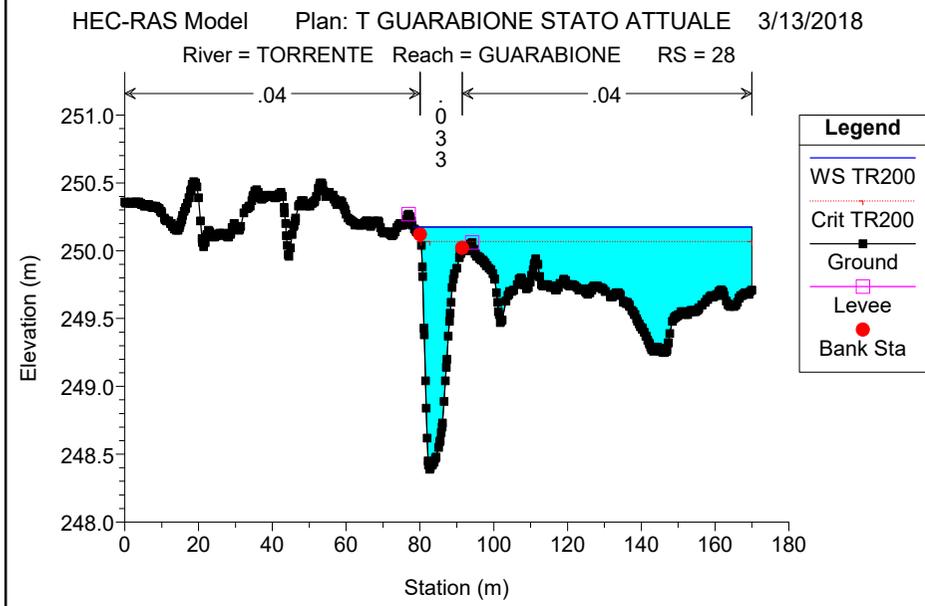
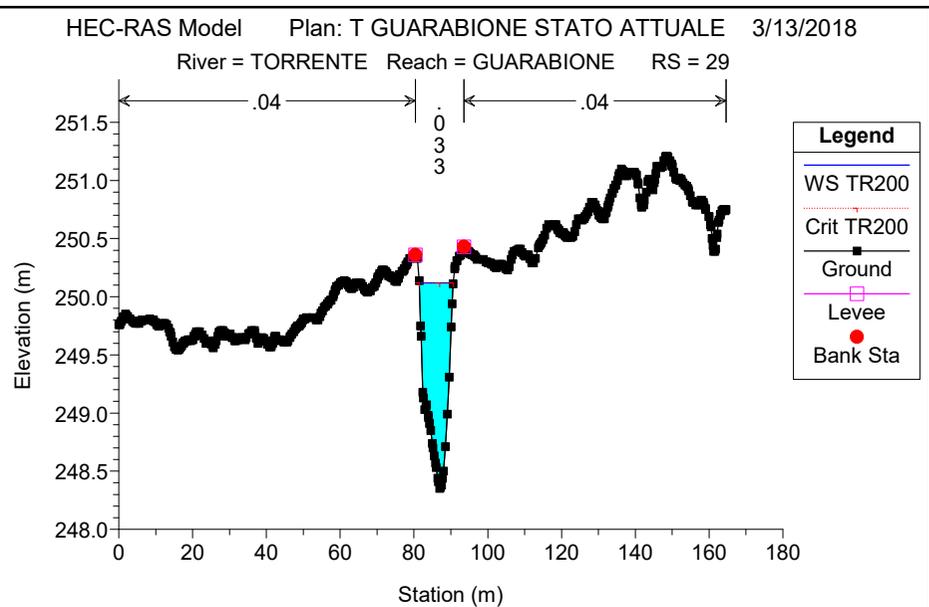
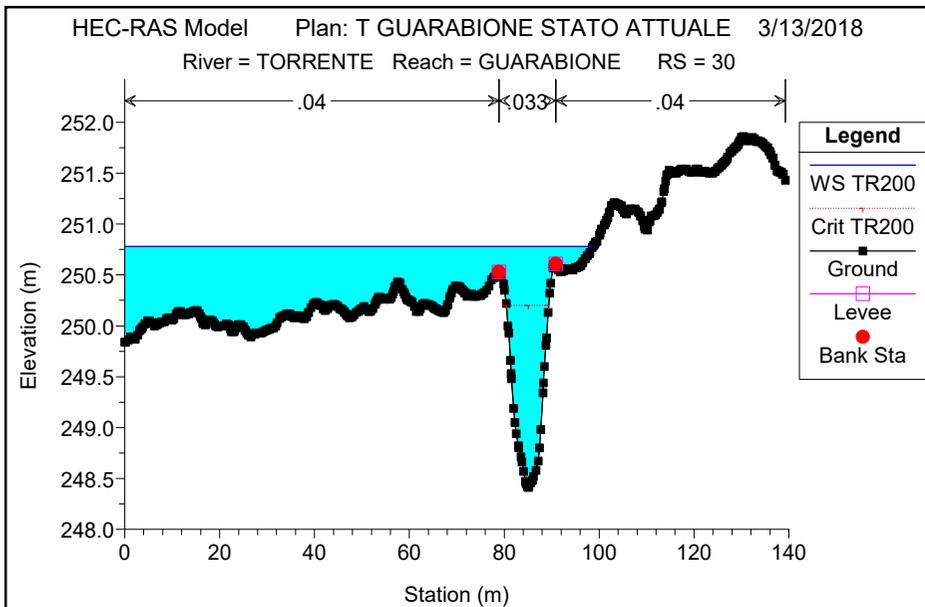
HEC-RAS Plan: 2018 sesia prg River: fiume Reach: Sesia Profile: tr200

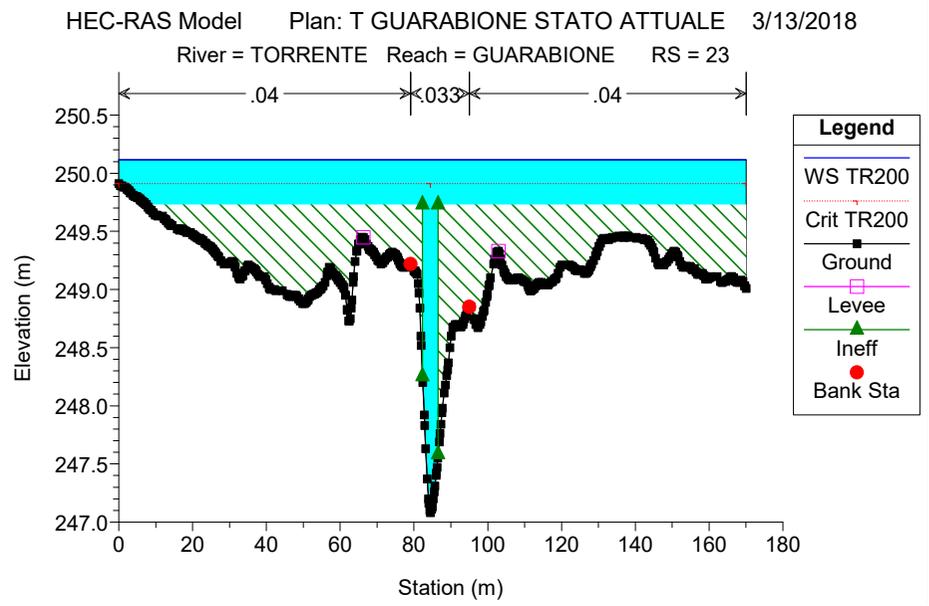
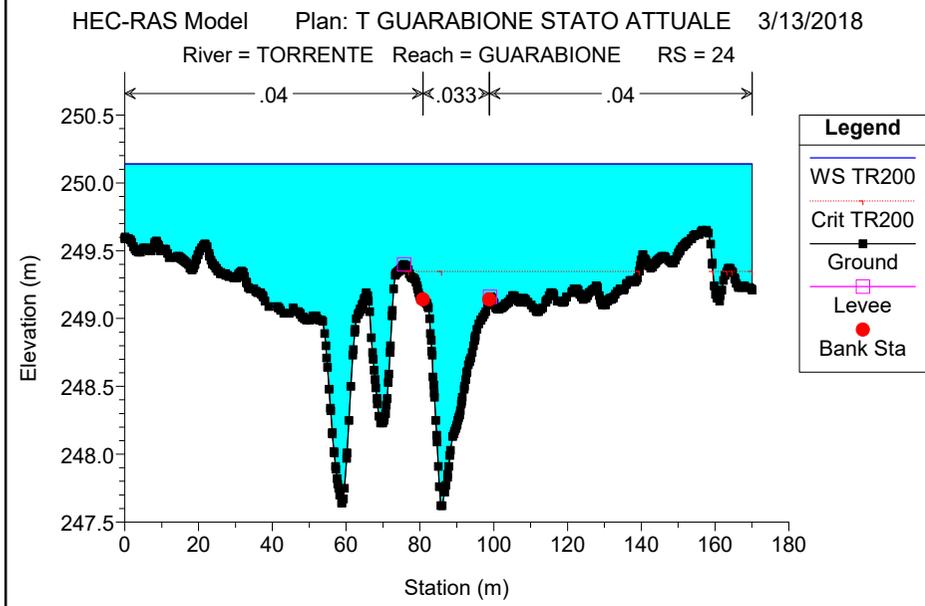
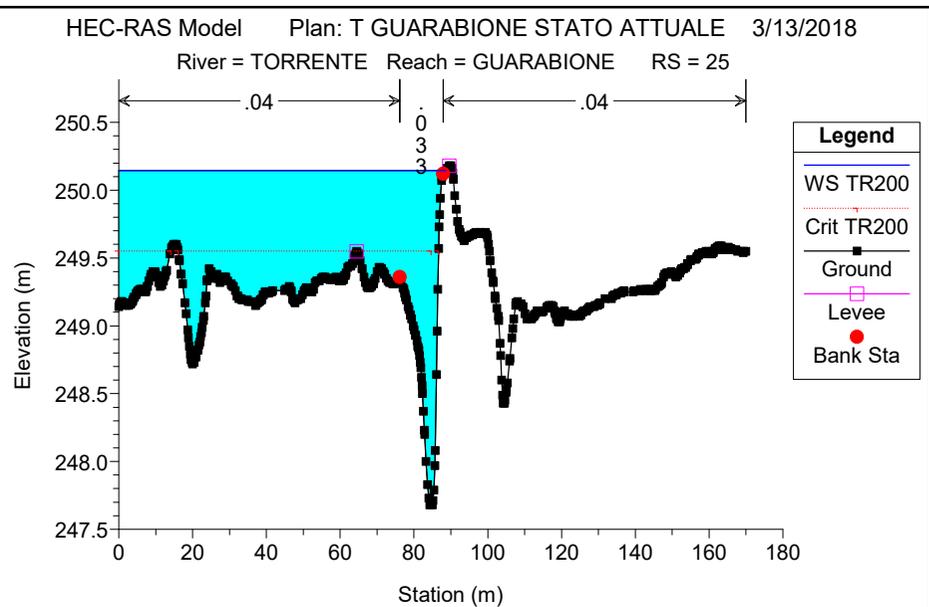
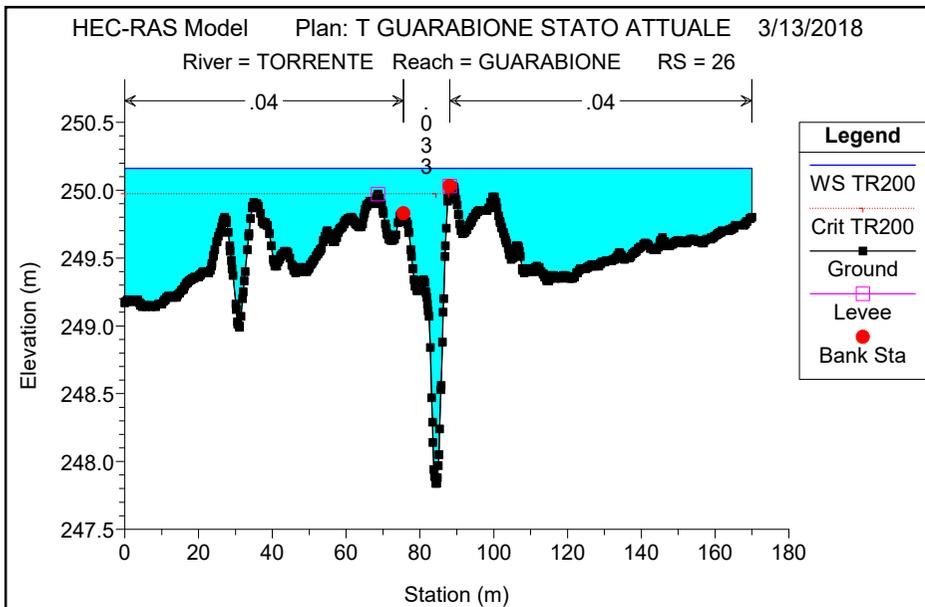
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Sesia	66.2	tr200	4450.00	257.31	266.87	265.58	268.65	0.007576	5.93	801.96	372.50	0.74
Sesia	66.15	tr200	4450.00	256.57	265.56	263.88	266.53	0.005941	4.36	1021.51	247.51	0.60
Sesia	66.11	Bridge										
Sesia	66.05	tr200	4450.00	256.43	264.78		266.09	0.009695	5.08	875.56	240.44	0.75
Sesia	66	tr200	4450.00	255.04	261.60	259.75	262.22	0.005219	3.69	1443.60	472.52	0.58
Sesia	65	tr200	4450.00	251.20	258.97	257.52	259.71	0.004934	3.91	1304.21	545.81	0.58
Sesia	64	tr200	4450.00	246.58	253.18	252.25	253.86	0.006269	3.86	1413.10	770.11	0.63
Sesia	63	tr200	4450.00	243.65	249.90	248.78	250.49	0.005335	3.50	1552.67	927.08	0.58
Sesia	62	tr200	4450.00	240.00	246.82	245.97	247.35	0.004992	3.77	1678.36	631.61	0.57
Sesia	61	tr200	4450.00	238.55	243.61	242.48	244.18	0.005090	3.50	1556.43	759.35	0.57
Sesia	59.5	tr200	4450.00	235.85	241.17	240.18	241.58	0.005230	2.99	1704.18	727.55	0.55
Sesia	59.4	tr200	4450.00	234.69	240.54	239.43	240.86	0.004318	2.59	1888.24	742.05	0.49
Sesia	59.2	tr200	4450.00	234.11	239.97	238.88	240.37	0.004438	2.91	1761.32	738.24	0.51
Sesia	59.15	Bridge										
Sesia	59.1	tr200	4450.00	234.02	239.64	238.93	240.18	0.006682	3.72	1615.28	736.73	0.64
Sesia	58.9	tr200	4450.00	233.88	238.82	237.99	239.25	0.007306	3.20	1650.67	726.32	0.64
Sesia	58.8	tr200	4450.00	233.03	237.85	236.76	238.20	0.004309	2.72	1788.38	717.70	0.50
Sesia	58	tr200	4450.00	226.09	231.33	230.44	231.68	0.005503	2.63	1689.31	711.96	0.55
Sesia	57	tr200	4450.00	219.57	225.19	224.21	225.58	0.005798	2.74	1623.39	667.12	0.56
Sesia	56	tr200	4450.00	215.44	221.02	220.13	221.41	0.005525	3.12	1771.75	704.08	0.57
Sesia	55	tr200	4450.00	211.59	217.19	216.20	217.53	0.004561	2.57	1729.19	652.76	0.50
Sesia	54	tr200	4450.00	208.52	213.81	212.24	214.19	0.004430	2.73	1628.54	548.95	0.51
Sesia	53	tr200	4450.00	205.74	210.70	210.09	211.15	0.007418	2.97	1497.04	663.38	0.63
Sesia	52	tr200	4450.00	201.45	206.05	205.18	206.37	0.004919	2.50	1778.16	740.78	0.52

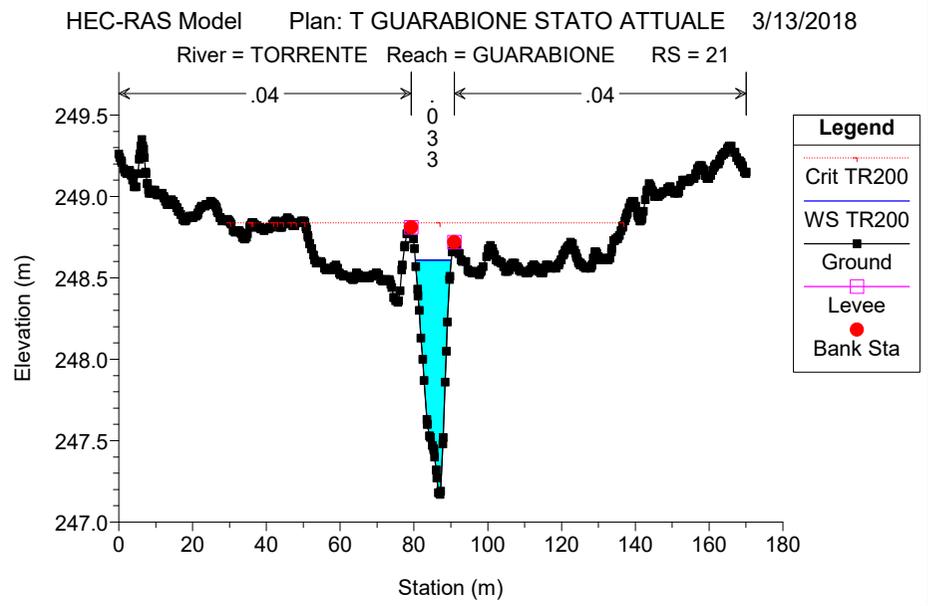
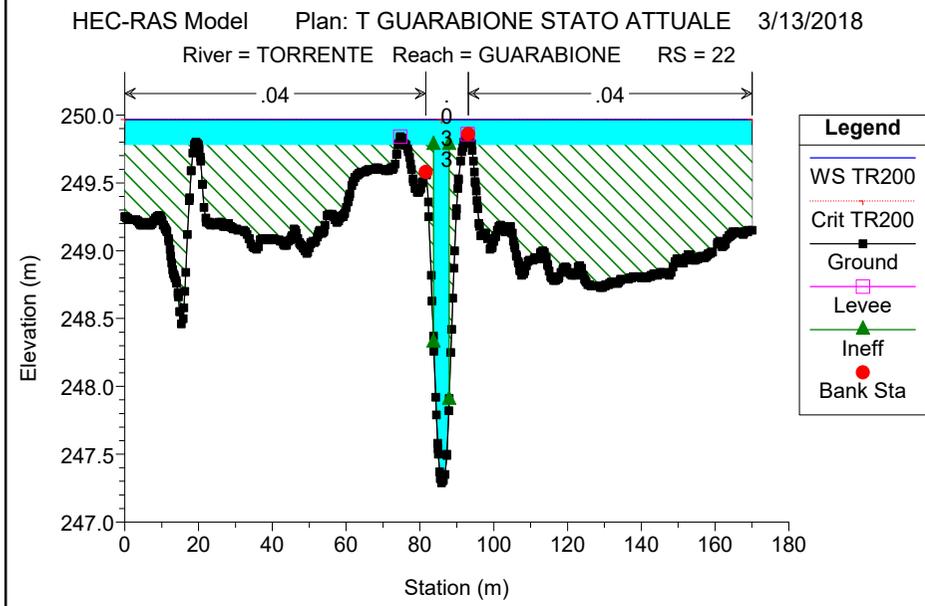
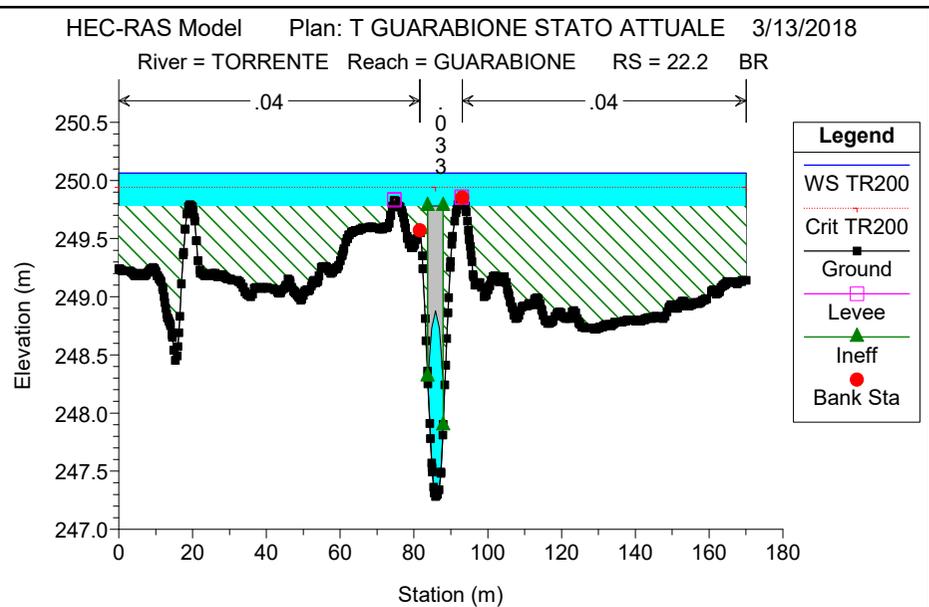
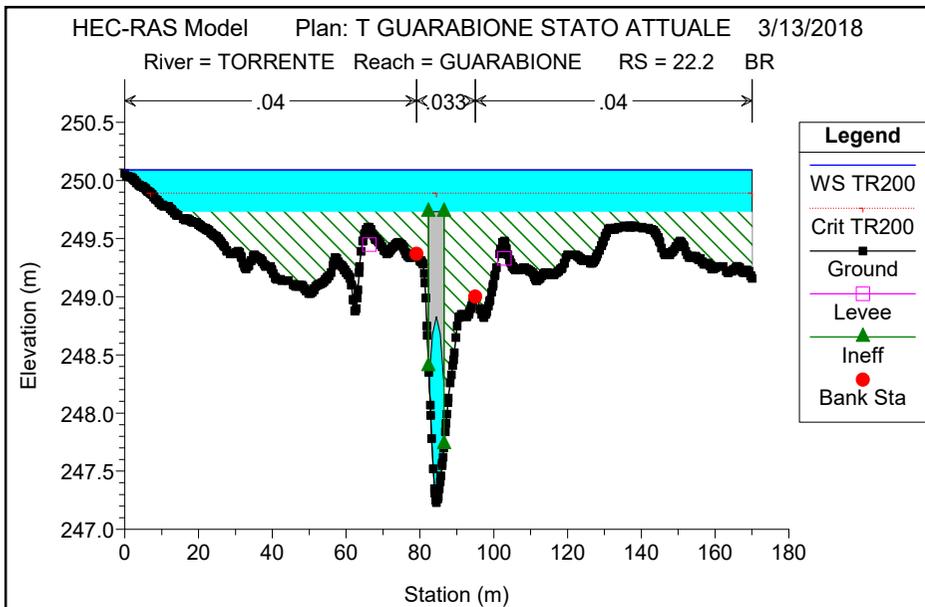
## **ALLEGATO B1 – SIMULAZIONI RIO GUARABIONE CONDIZIONE ANTE OPERAM**

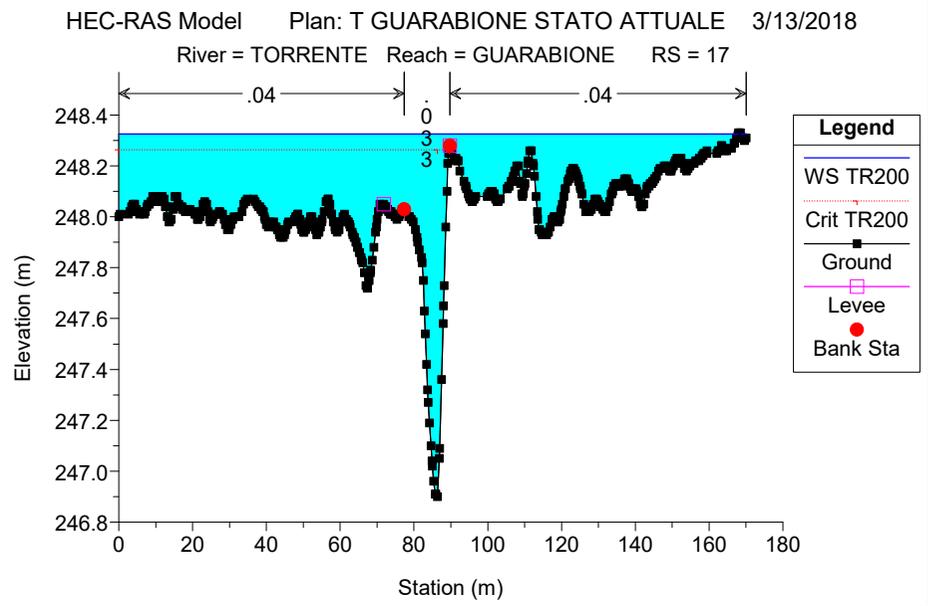
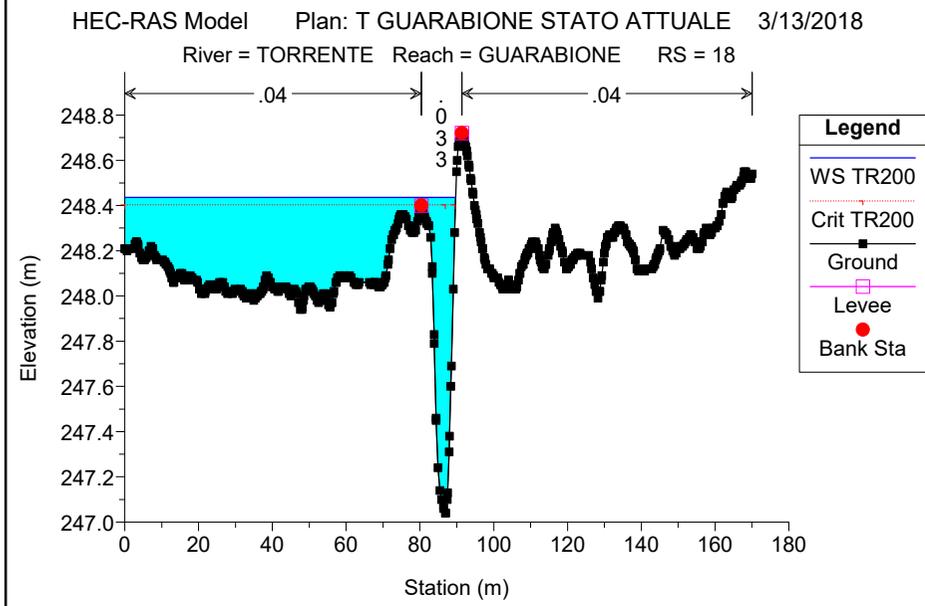
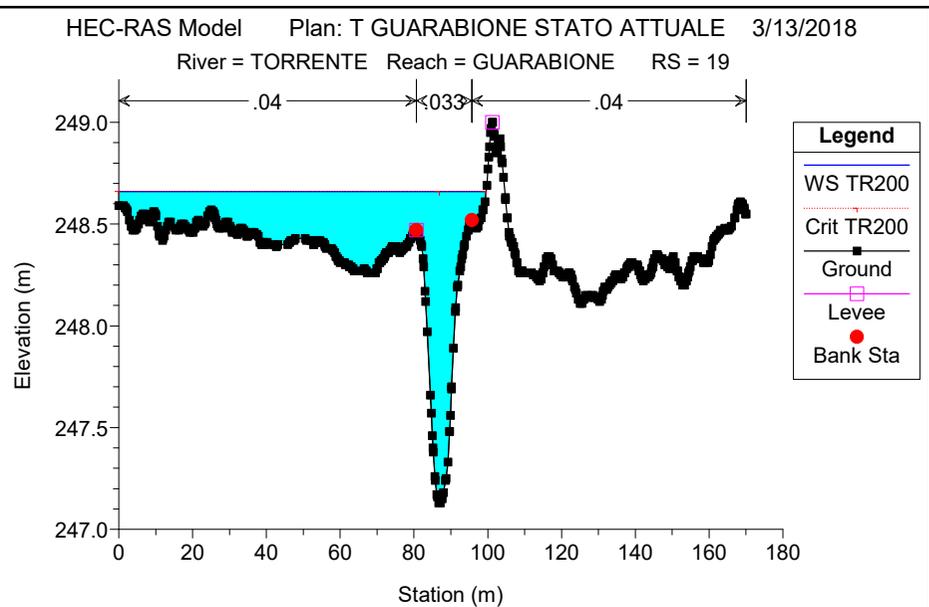
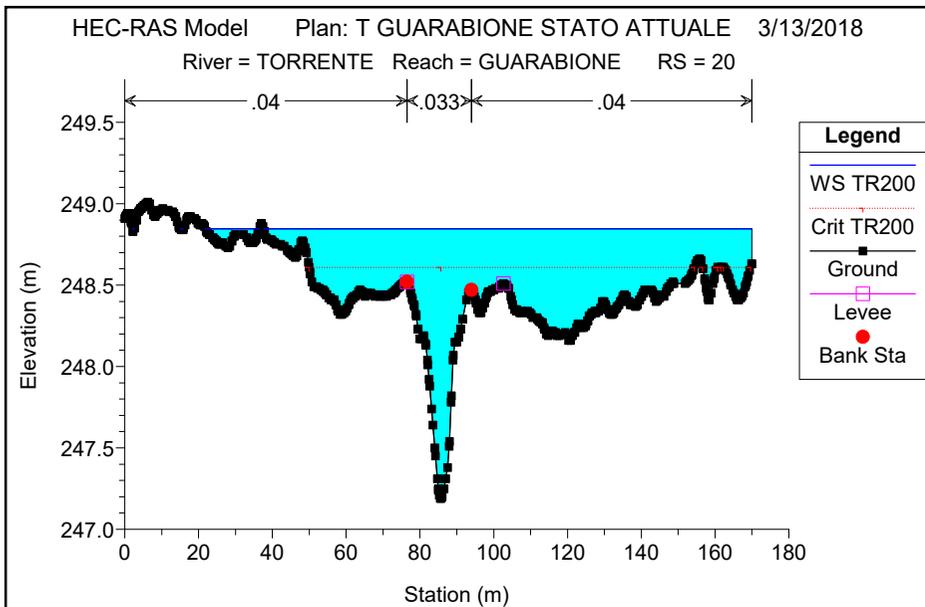
TORRENTE GUARABIONE

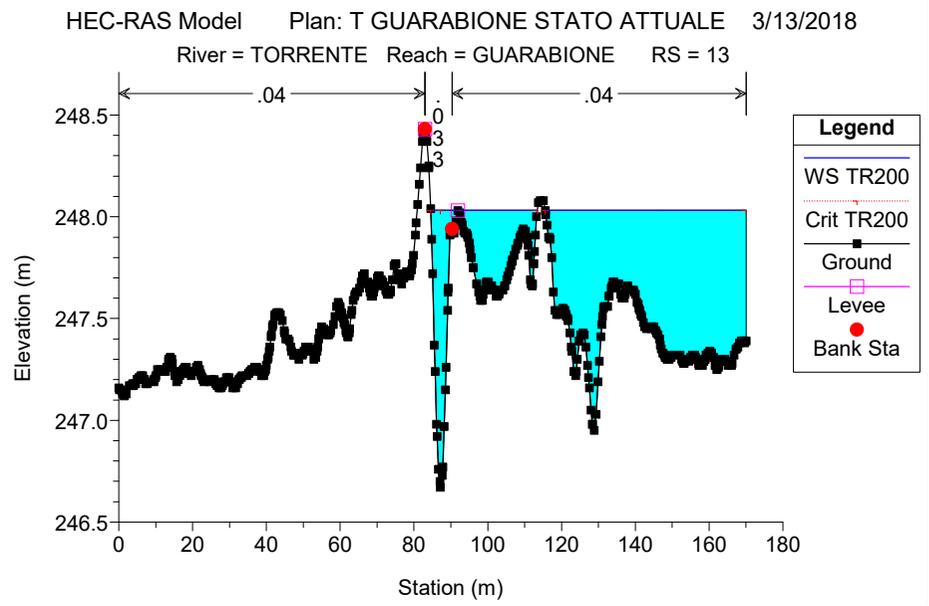
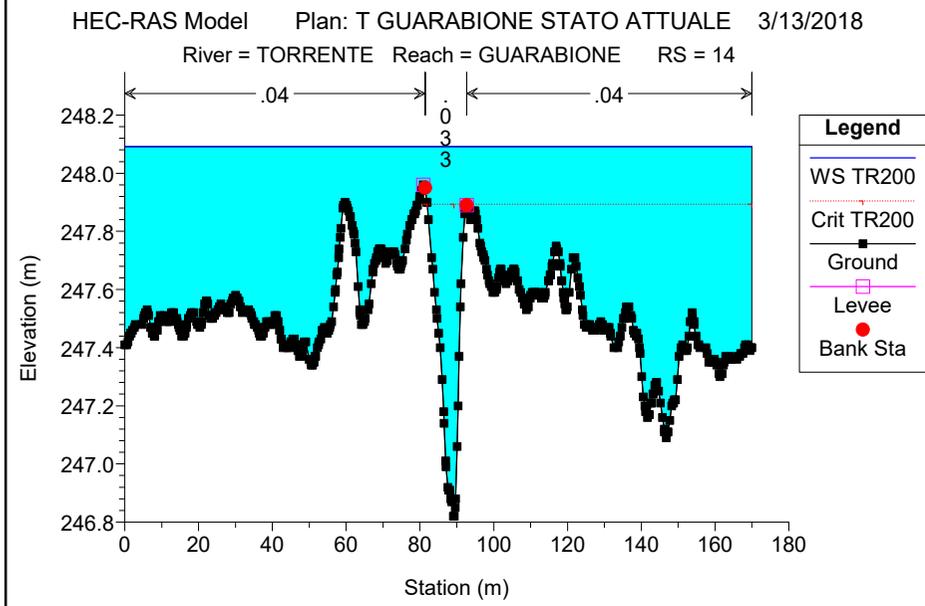
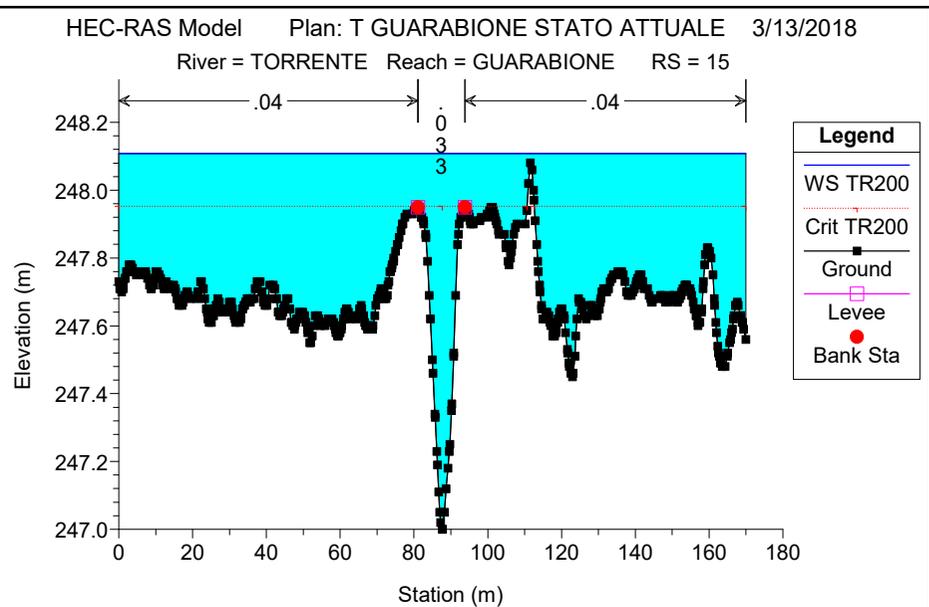
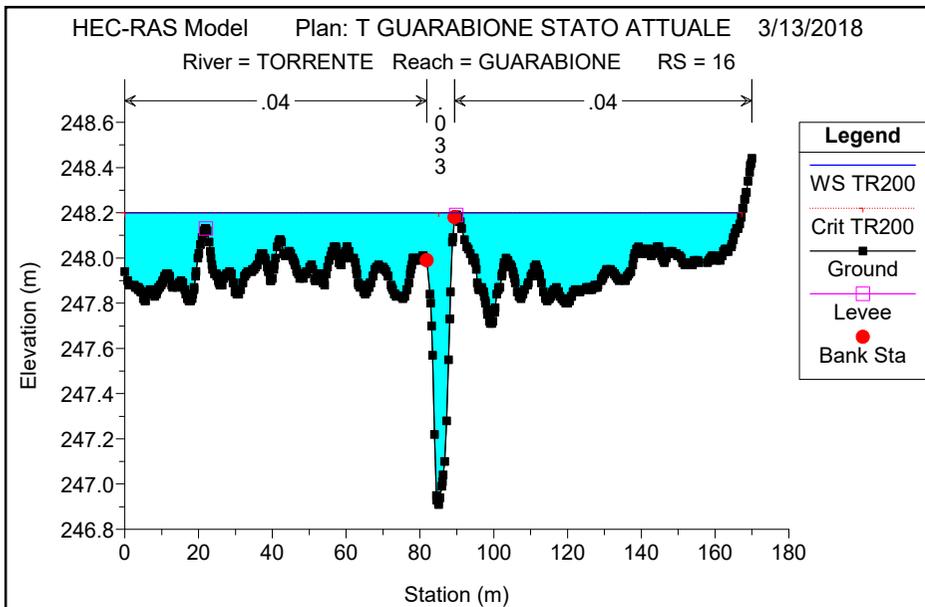


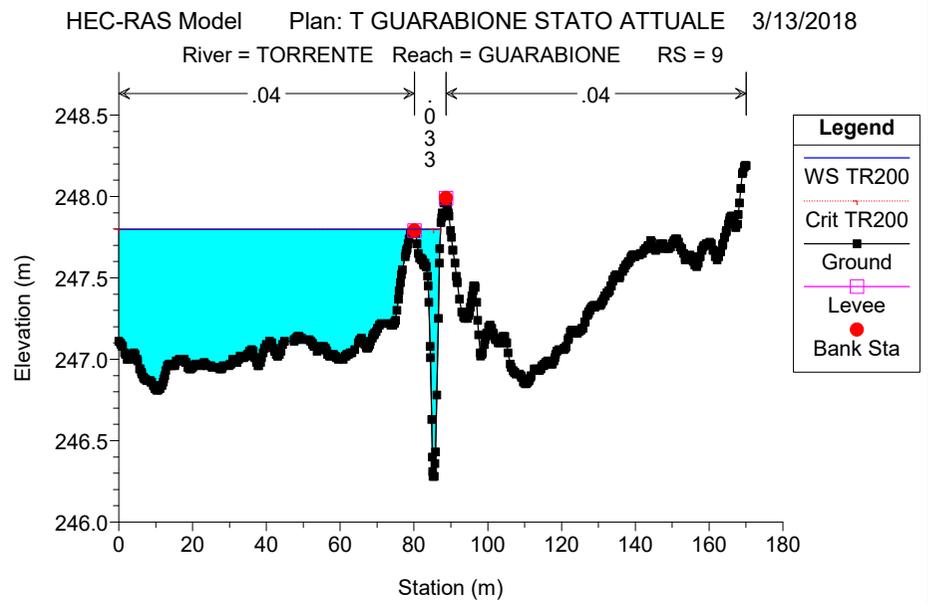
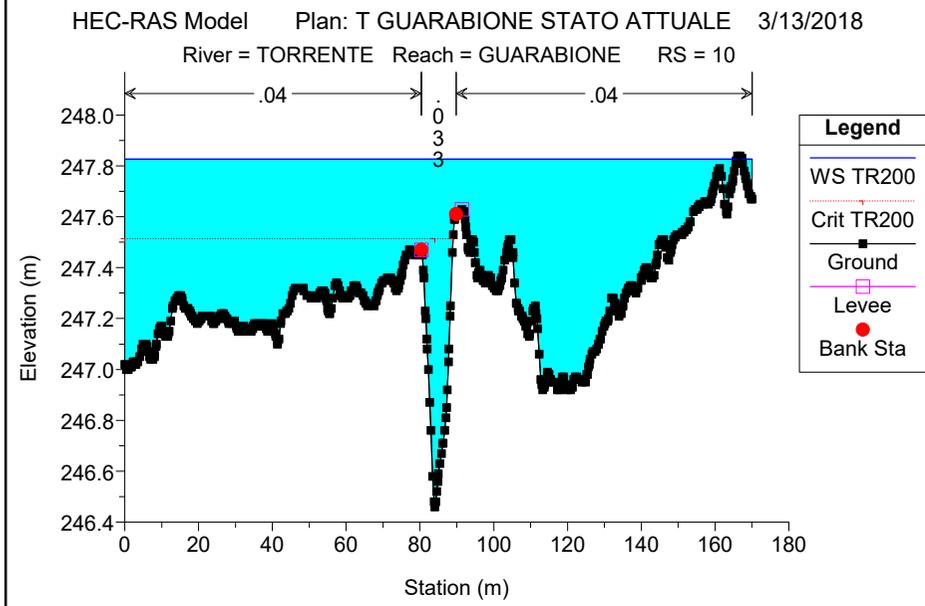
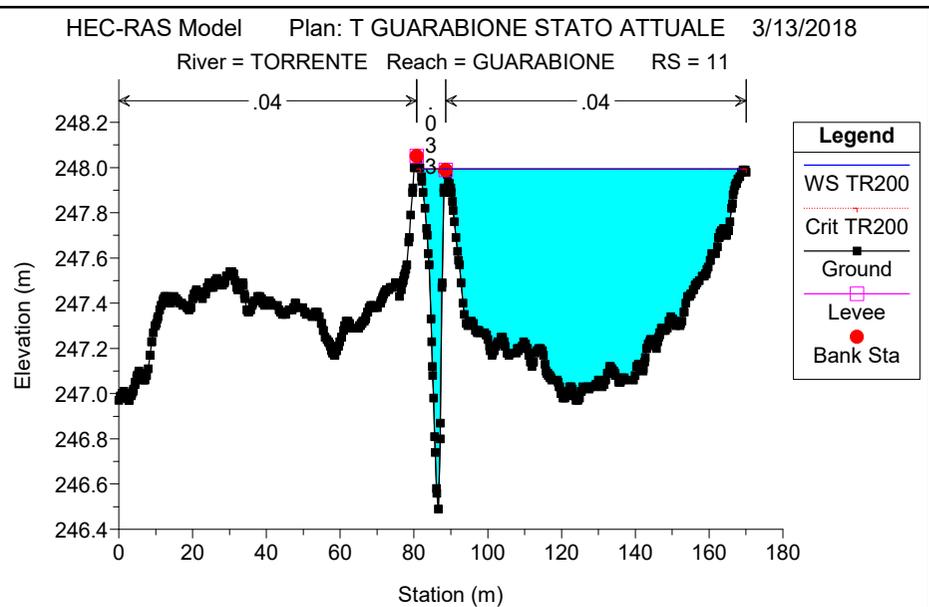
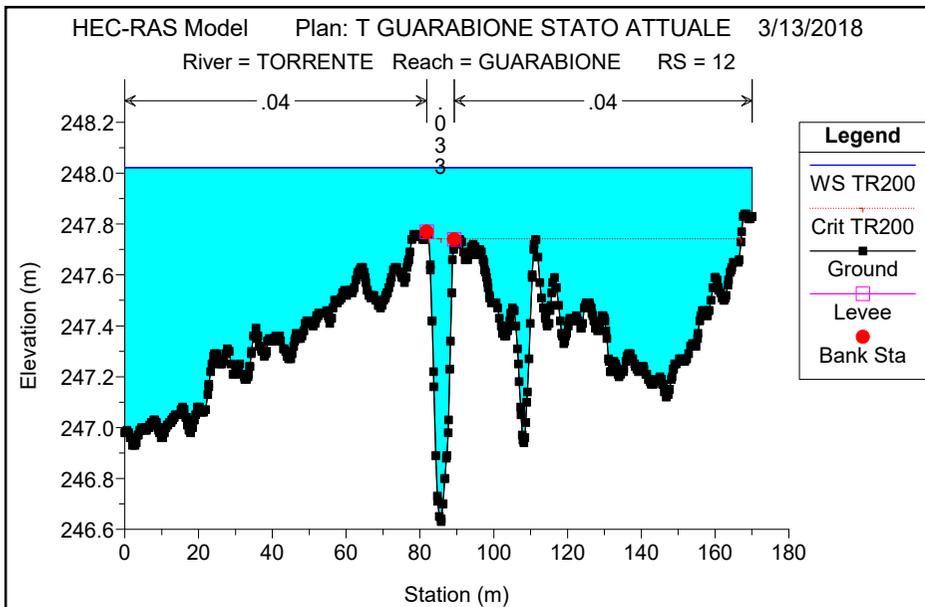


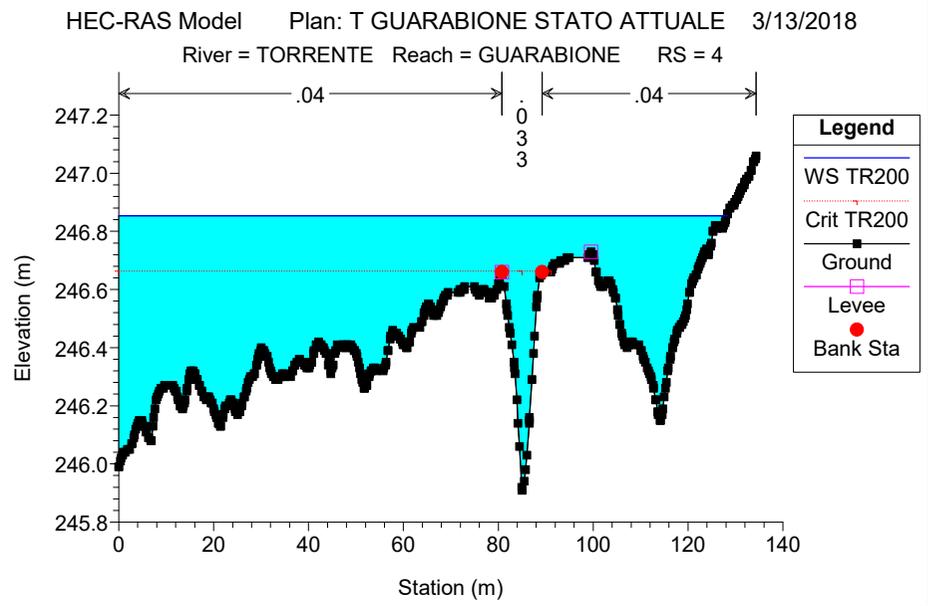
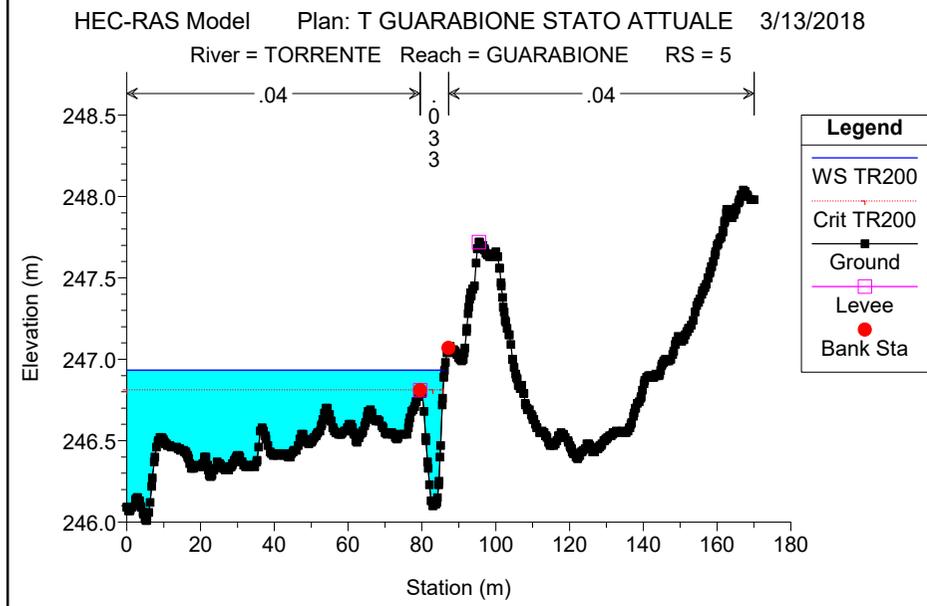
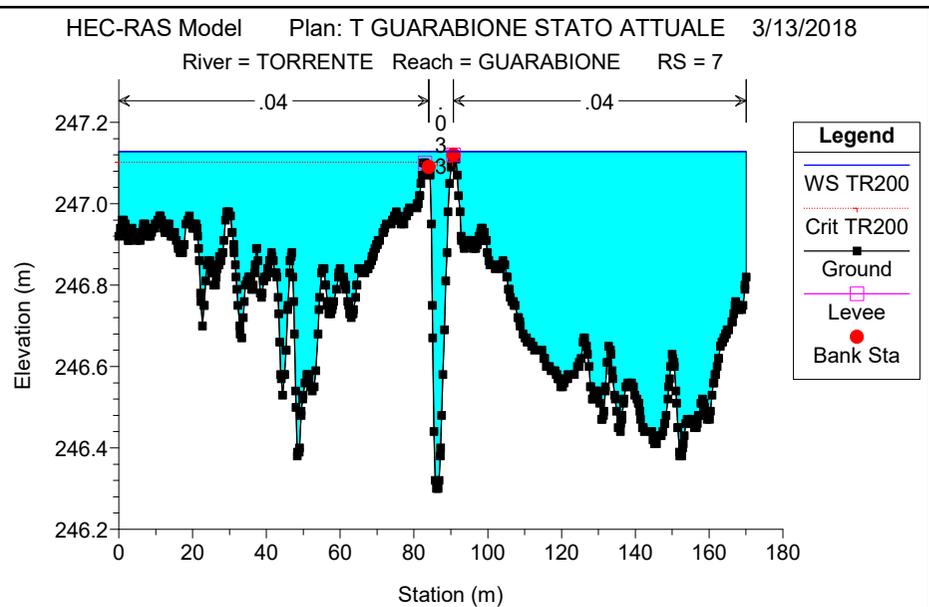
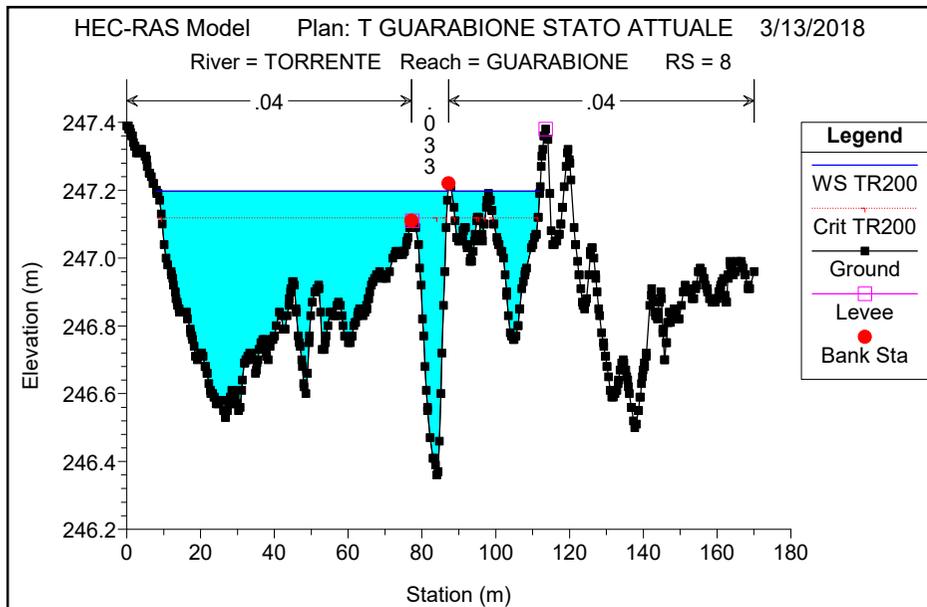










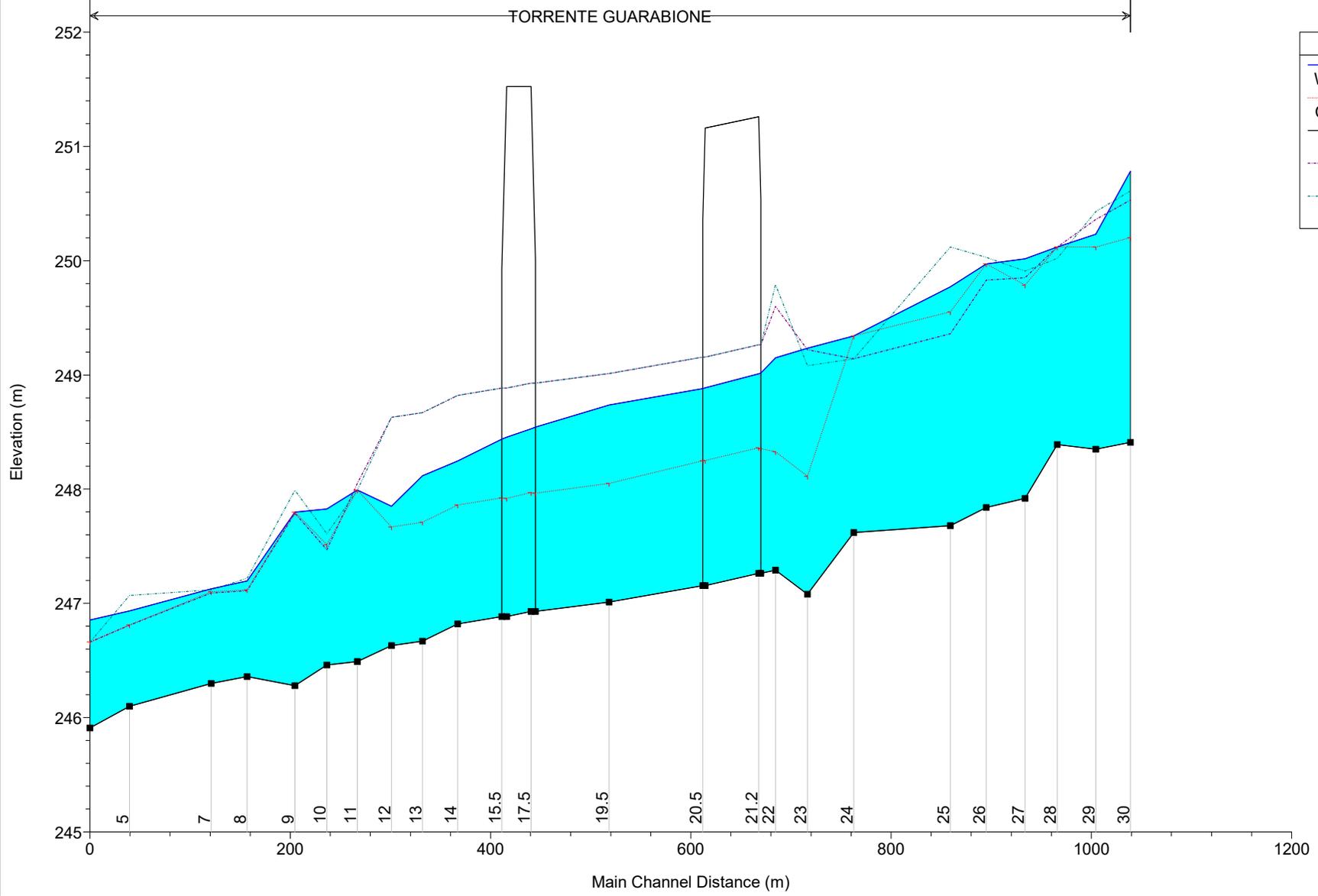


HEC-RAS Plan: GUARABIONE SA River: TORRENTE Reach: GUARABIONE Profile: TR200

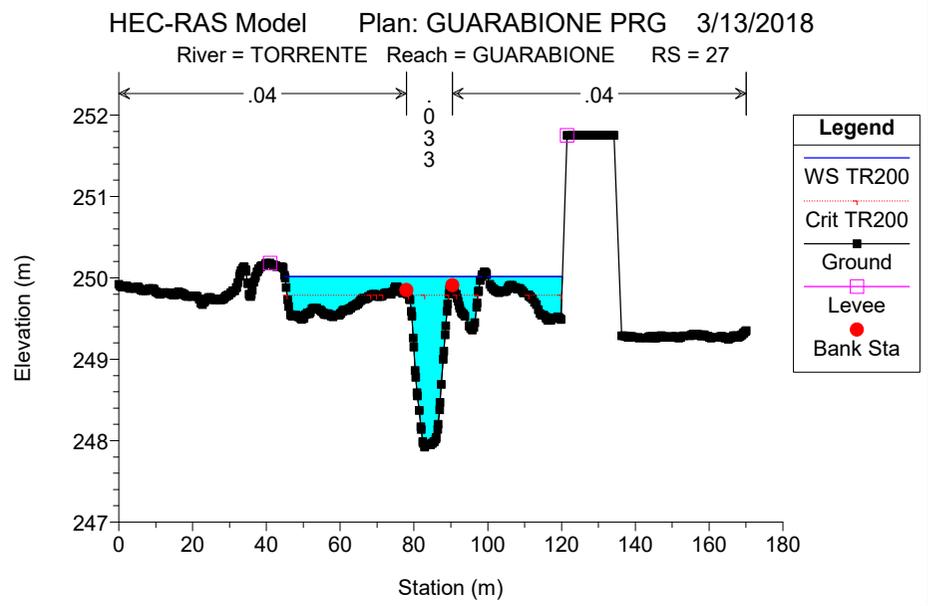
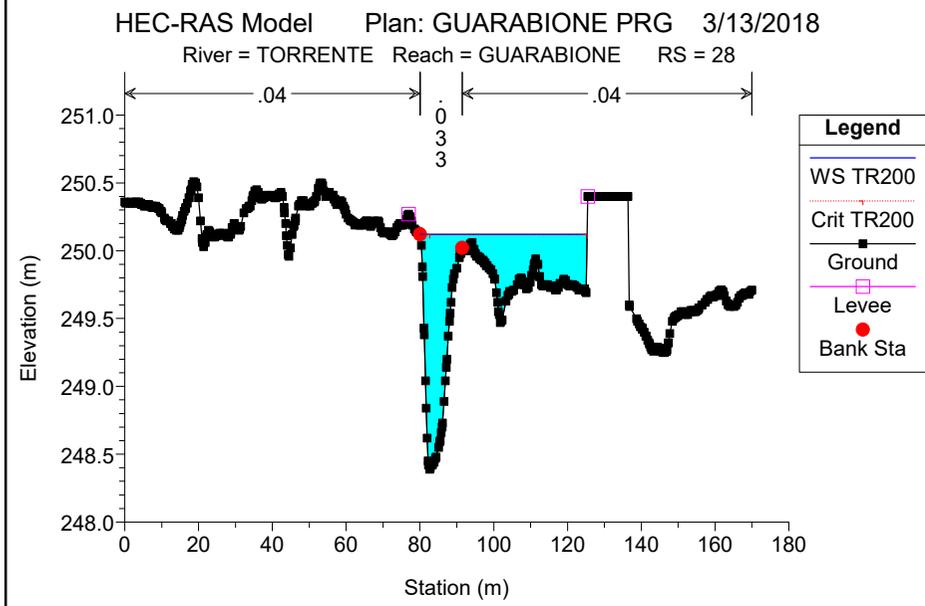
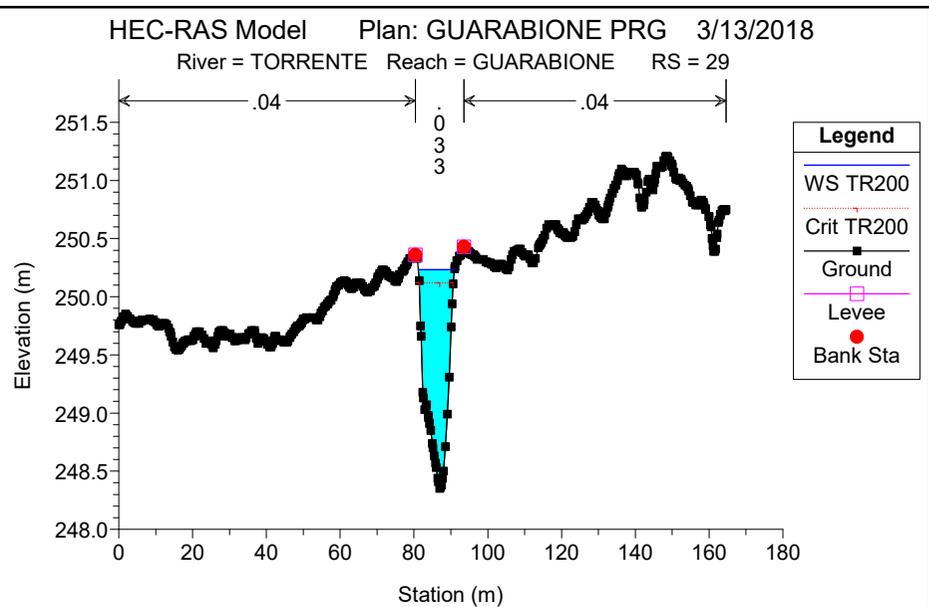
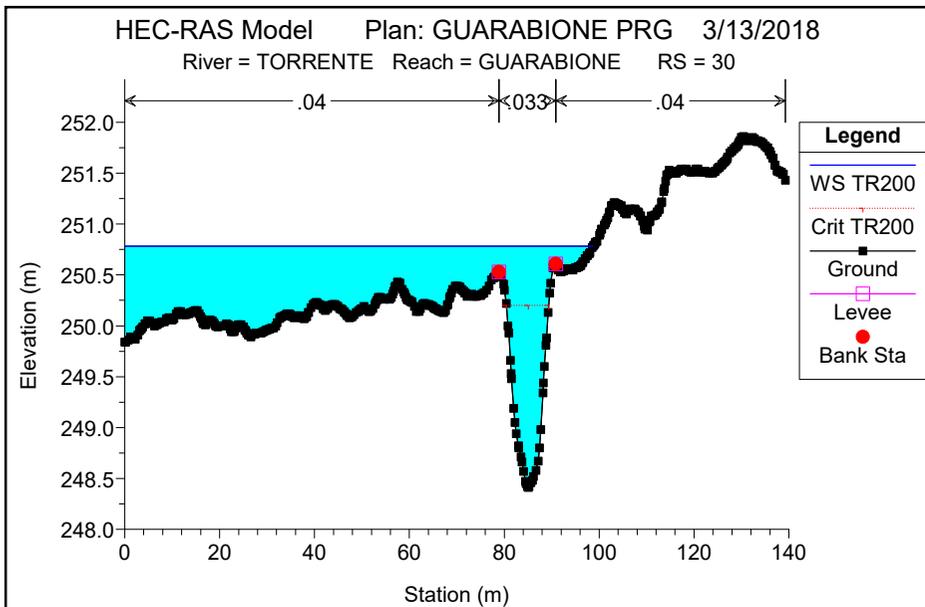
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
GUARABIONE	30	TR200	35.91	248.41	250.78	250.20	250.80	0.000536	0.83	69.05	98.67	0.22
GUARABIONE	29	TR200	35.91	248.35	250.12	250.12	250.69	0.011523	3.36	10.68	9.21	1.00
GUARABIONE	28	TR200	35.91	248.39	250.17	250.07	250.21	0.001368	1.07	51.65	91.80	0.34
GUARABIONE	27	TR200	35.91	247.92	250.17	249.77	250.18	0.000320	0.66	90.69	128.57	0.18
GUARABIONE	26	TR200	35.91	247.84	250.16	249.97	250.17	0.000295	0.50	108.84	170.00	0.16
GUARABIONE	25	TR200	35.91	247.68	250.15	249.55	250.16	0.000314	0.61	81.79	88.68	0.17
GUARABIONE	24	TR200	35.91	247.62	250.14	249.35	250.14	0.000059	0.32	174.20	170.01	0.08
GUARABIONE	23	TR200	35.91	247.08	250.12	249.91	250.13	0.000848	0.85	74.67	170.01	0.27
GUARABIONE	22.2	Bridge										
GUARABIONE	22	TR200	35.91	247.29	249.97	249.97	250.07	0.004125	1.80	40.88	170.01	0.58
GUARABIONE	21	TR200	35.91	247.17	248.61	248.84	249.65	0.031539	4.53	7.93	9.72	1.60
GUARABIONE	20	TR200	35.91	247.19	248.85	248.61	248.87	0.001192	0.94	61.79	148.26	0.32
GUARABIONE	19	TR200	35.91	247.13	248.66	248.66	248.79	0.005738	1.91	30.86	99.56	0.69
GUARABIONE	18	TR200	35.91	247.04	248.44	248.40	248.51	0.005348	1.68	34.32	89.67	0.64
GUARABIONE	17	TR200	35.91	246.90	248.33	248.26	248.37	0.003225	1.33	49.30	169.38	0.51
GUARABIONE	16	TR200	35.91	246.91	248.20	248.20	248.25	0.004078	1.54	47.42	167.29	0.57
GUARABIONE	15	TR200	35.91	247.00	248.11	247.95	248.12	0.001261	0.73	70.67	170.00	0.31
GUARABIONE	14	TR200	35.91	246.82	248.09	247.89	248.10	0.000428	0.49	98.43	170.00	0.19
GUARABIONE	13	TR200	35.91	246.67	248.03	248.03	248.07	0.002216	1.11	43.79	83.34	0.40
GUARABIONE	12	TR200	35.91	246.63	248.02	247.74	248.03	0.000280	0.45	112.09	170.03	0.15
GUARABIONE	11	TR200	35.91	246.49	247.99	247.99	248.01	0.000882	0.60	61.28	88.35	0.24
GUARABIONE	10	TR200	35.91	246.46	247.83	247.51	247.84	0.000483	0.59	93.38	168.61	0.20
GUARABIONE	9	TR200	35.91	246.28	247.80	247.80	247.81	0.000821	0.51	62.47	87.23	0.23
GUARABIONE	8	TR200	35.91	246.36	247.20	247.12	247.25	0.005864	1.35	35.59	102.93	0.64
GUARABIONE	7	TR200	35.91	246.30	247.13	247.10	247.15	0.001557	0.65	65.68	170.02	0.32
GUARABIONE	5	TR200	35.91	246.10	246.93	246.81	246.97	0.003038	1.05	41.84	86.12	0.47
GUARABIONE	4	TR200	35.91	245.91	246.85	246.66	246.88	0.001808	0.83	56.18	128.20	0.36

## **ALLEGATO B2 – SIMULAZIONI RIO GUARABIONE CONDIZIONE POST OPERAM**

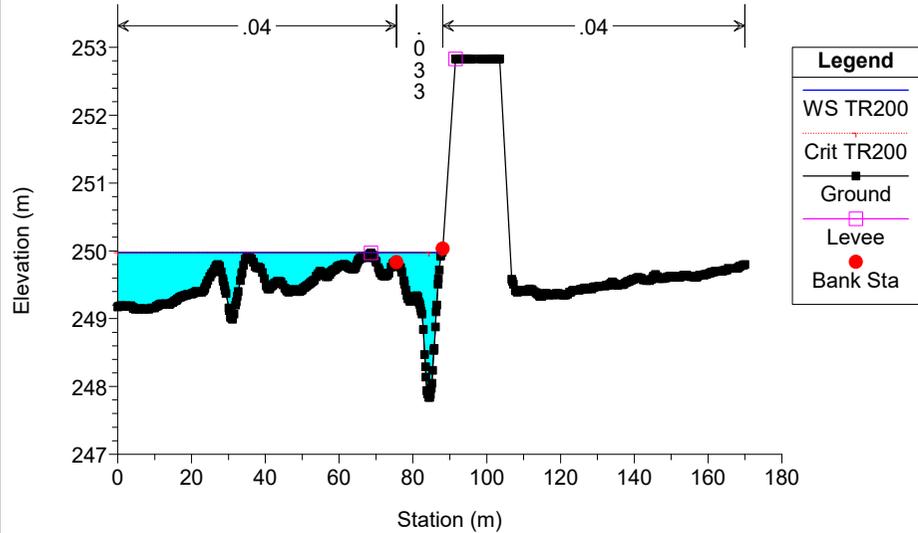
TORRENTE GUARABIONE



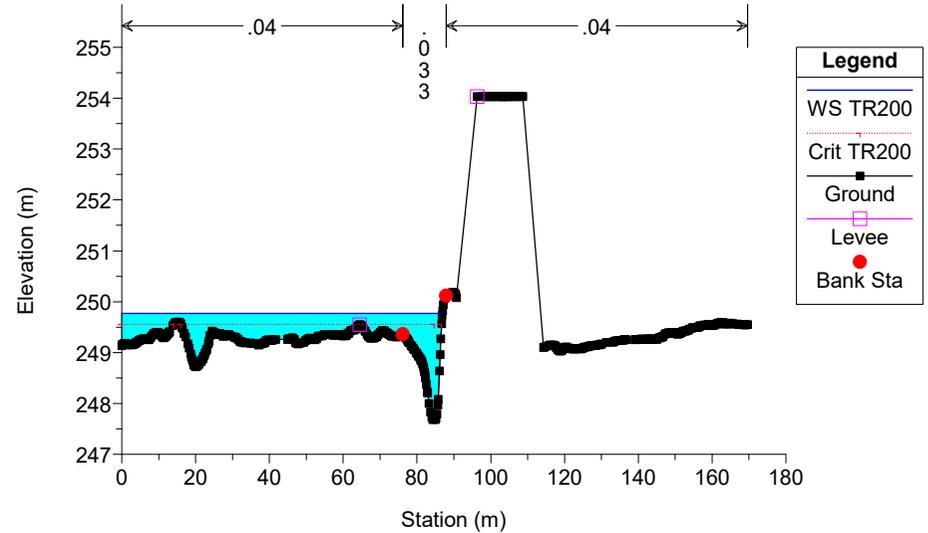
Legend	
WS TR200	(Blue solid line)
Crit TR200	(Red dotted line)
Ground	(Black line with square markers)
LOB	(Purple dashed line)
ROB	(Green dash-dot line)



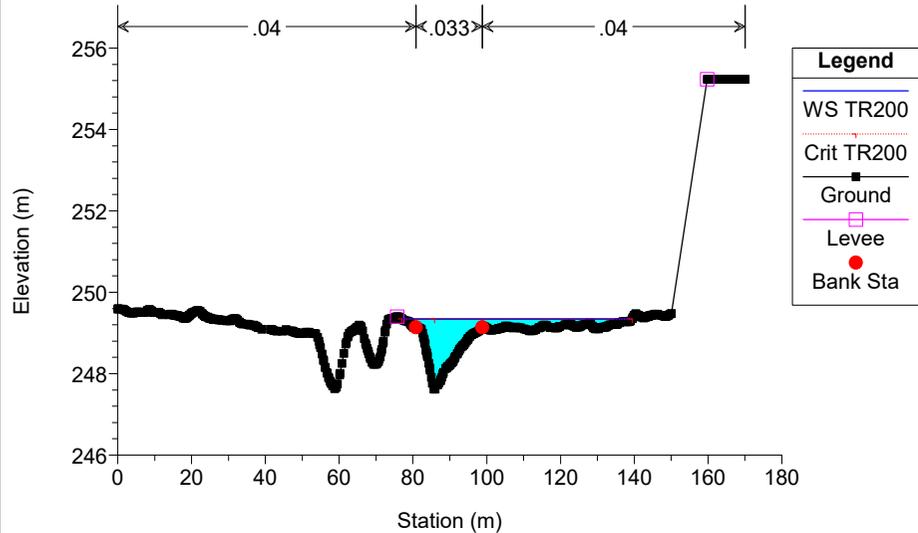
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 26



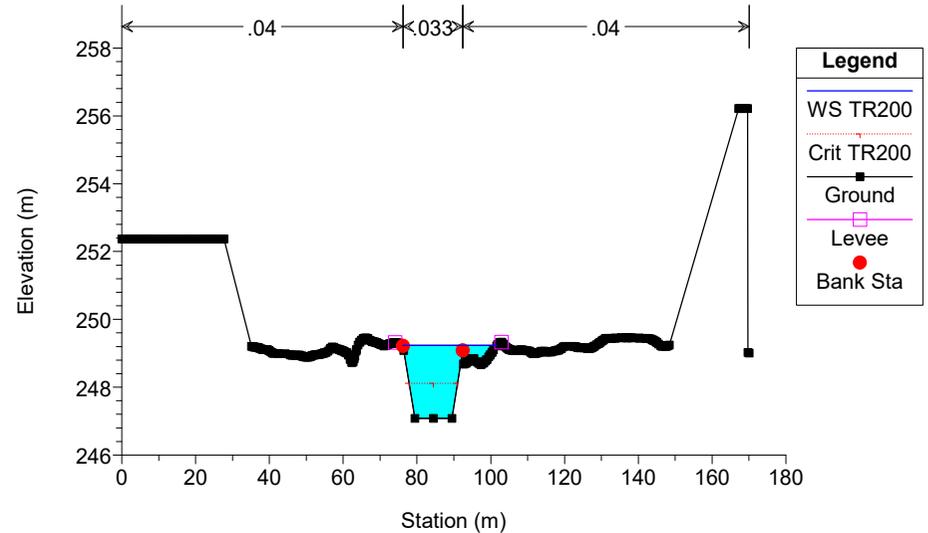
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 25



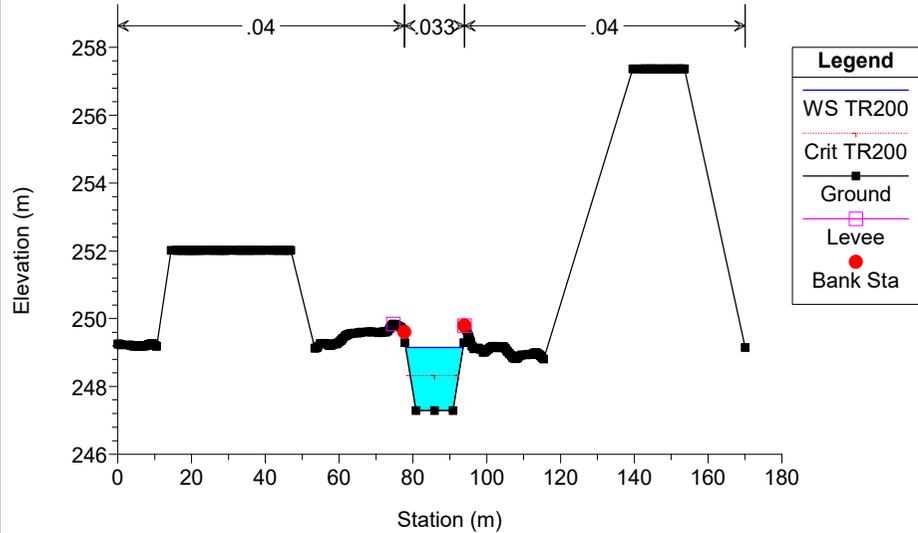
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 24



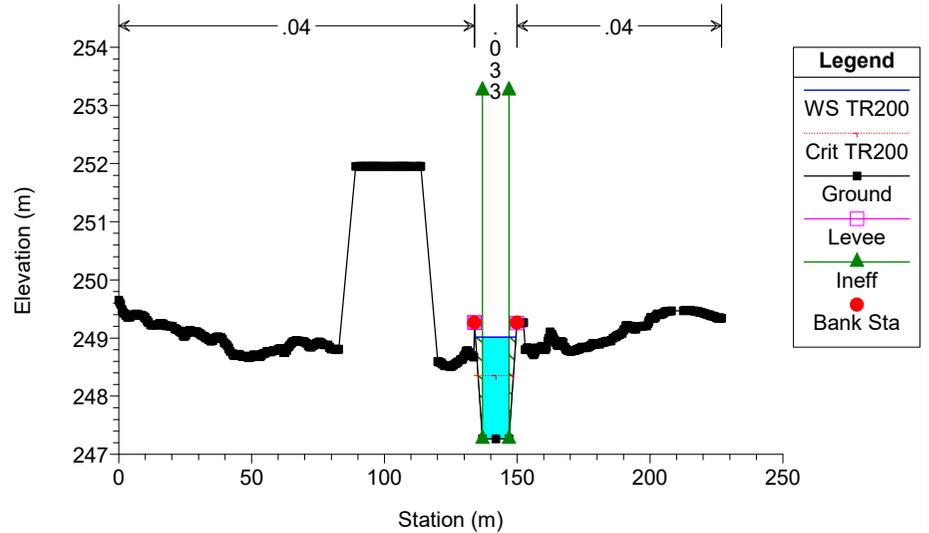
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 23



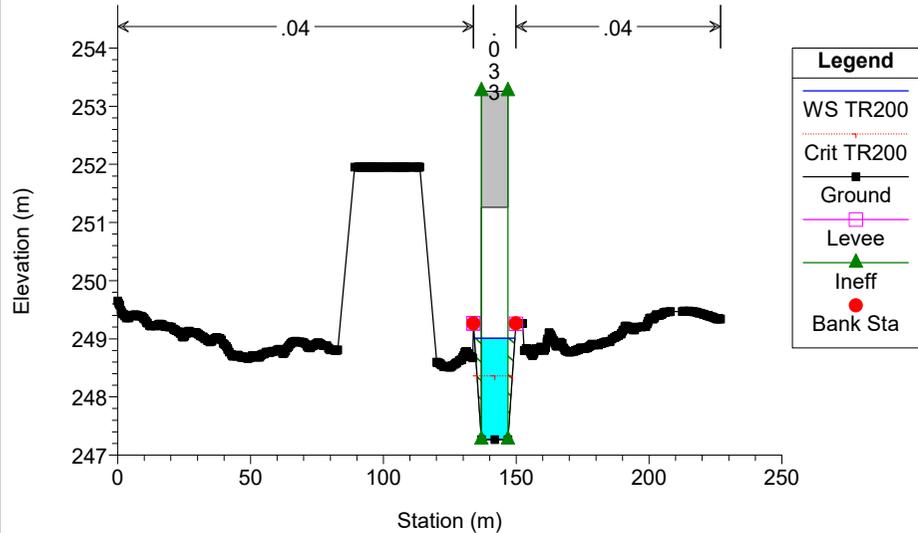
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 22



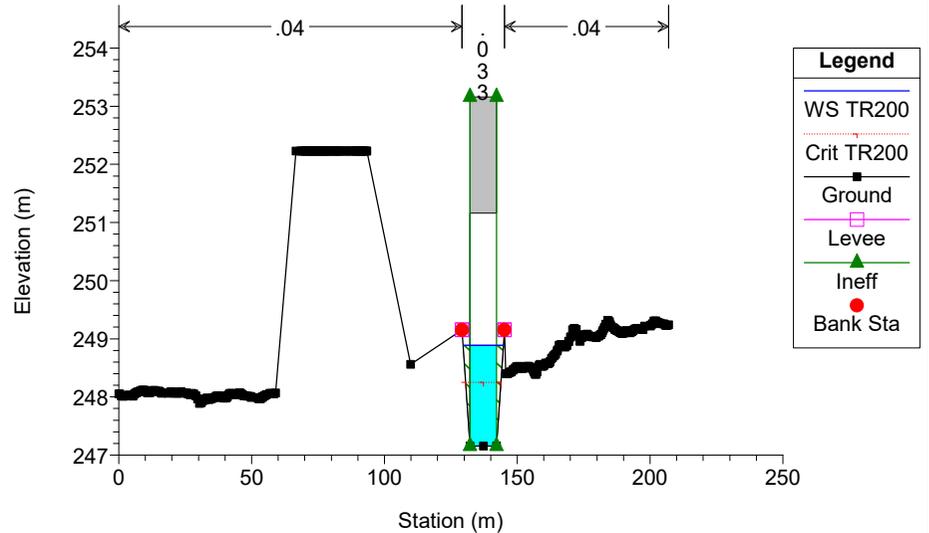
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 21.5



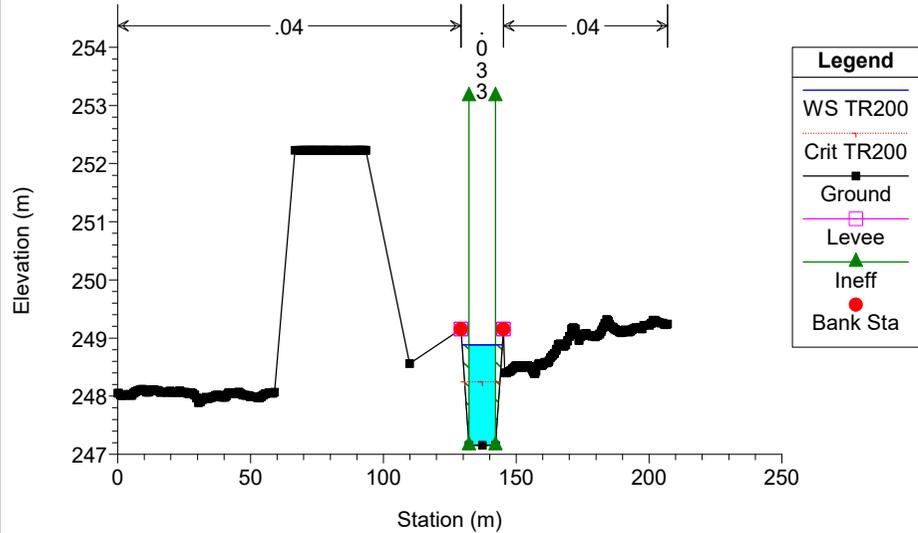
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 21.2 BR



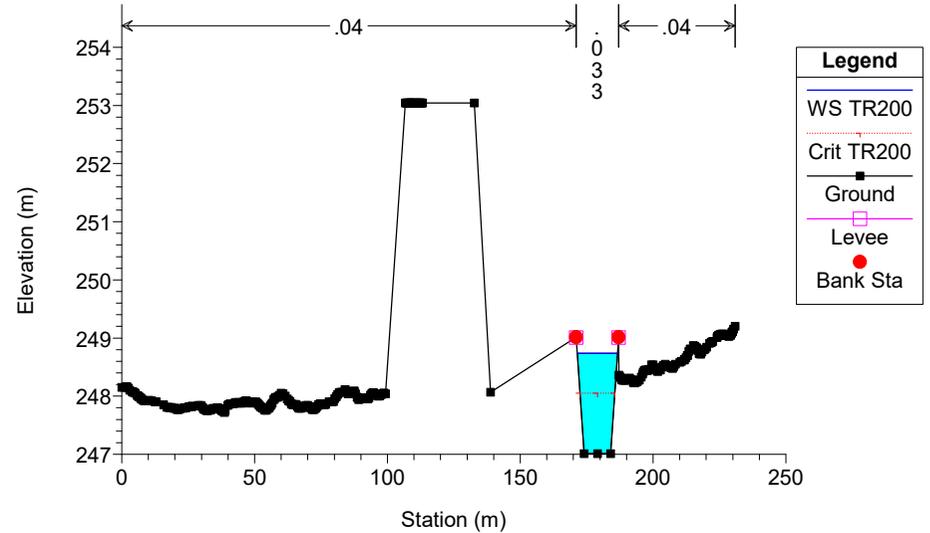
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 21.2 BR



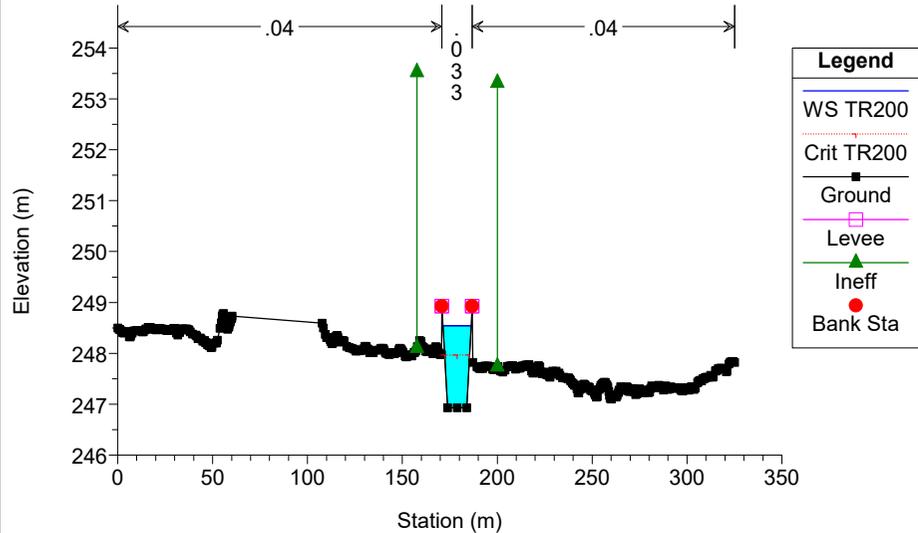
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 20.5



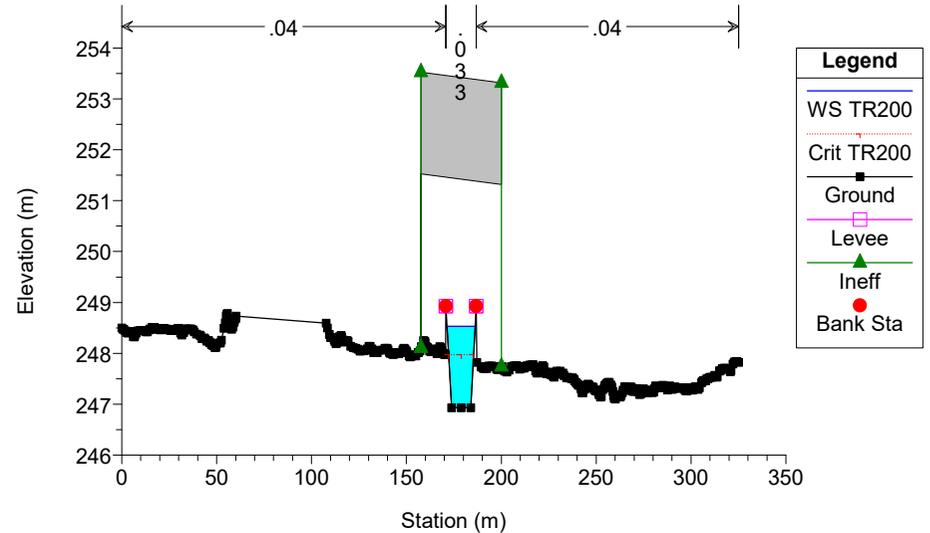
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 19.5



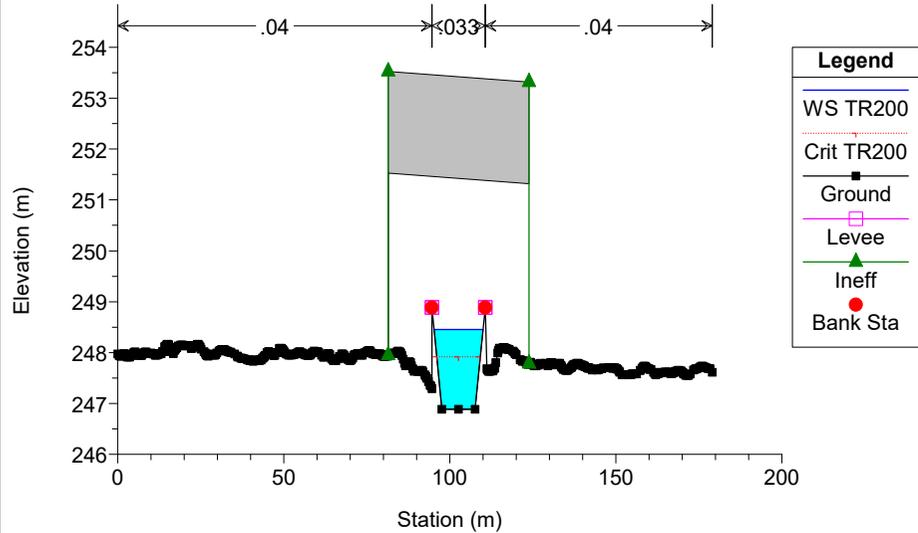
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 18.5



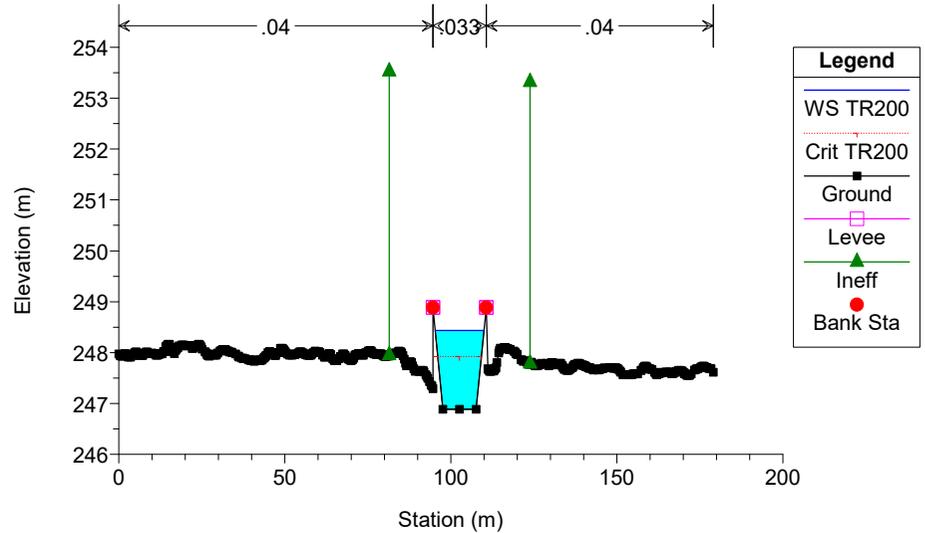
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 17.5 BR



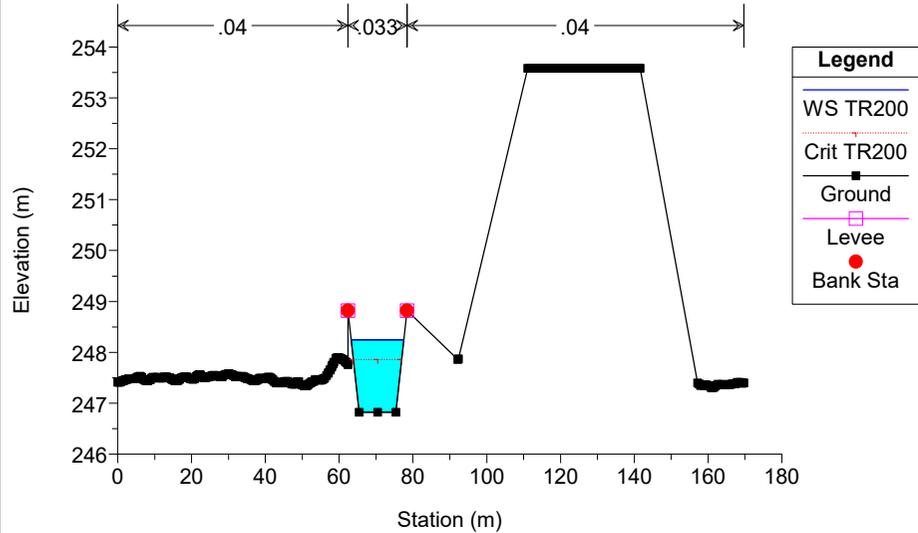
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 17.5 BR



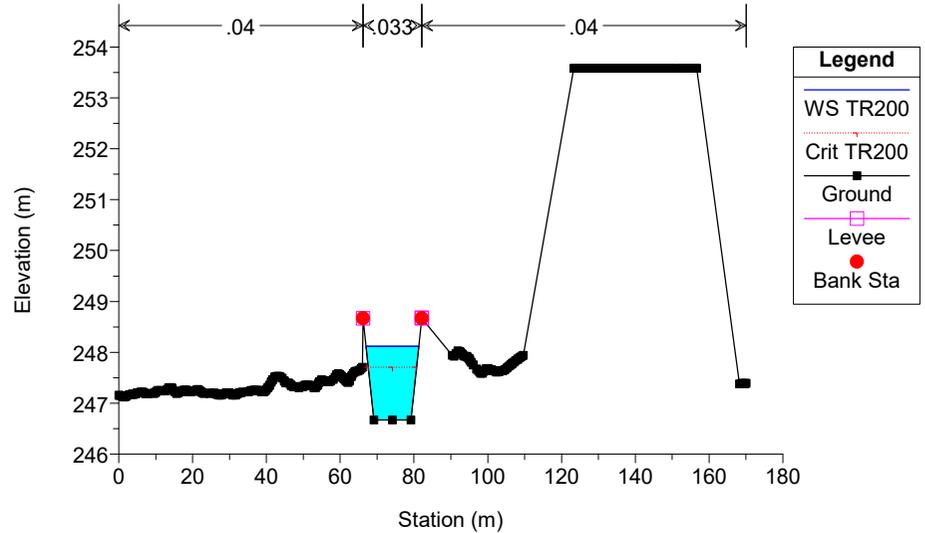
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 15.5



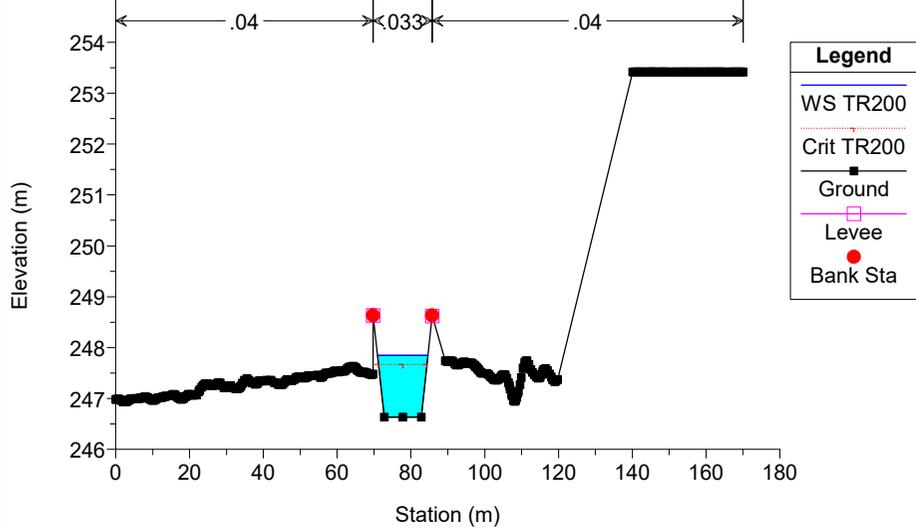
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 14



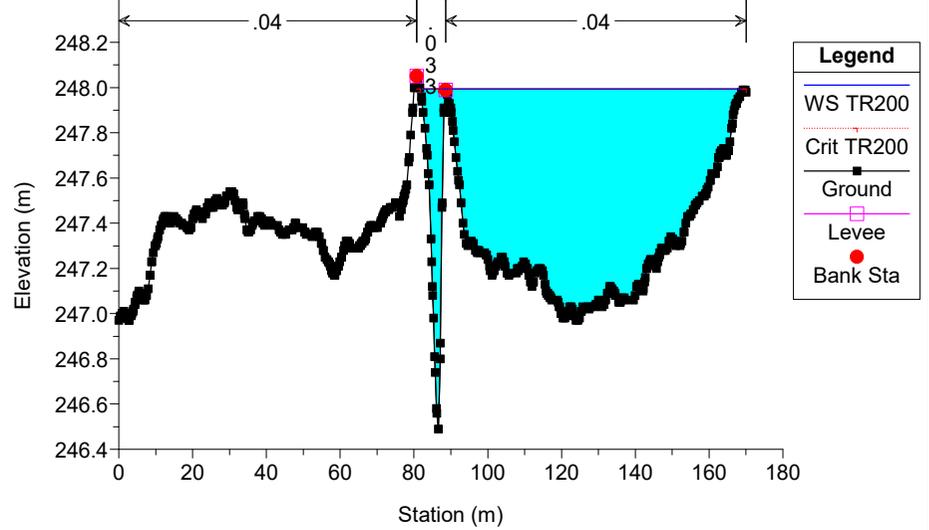
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 13



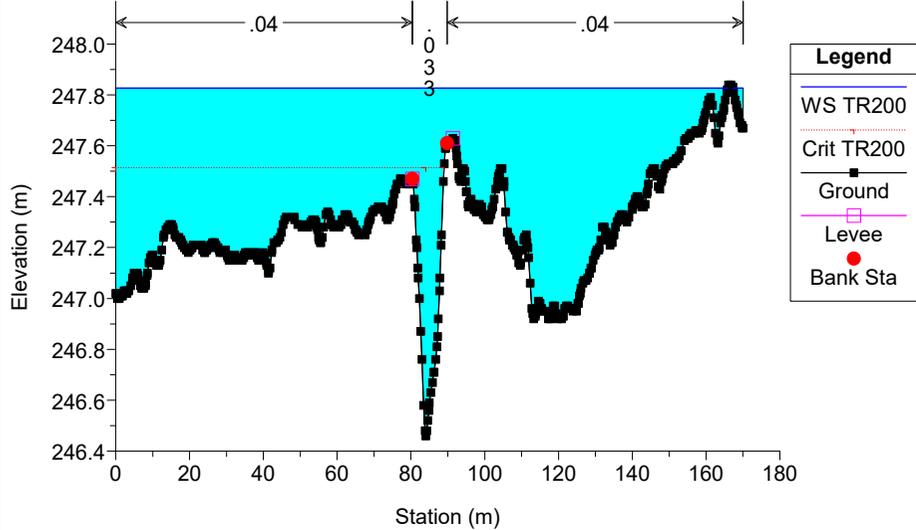
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 12



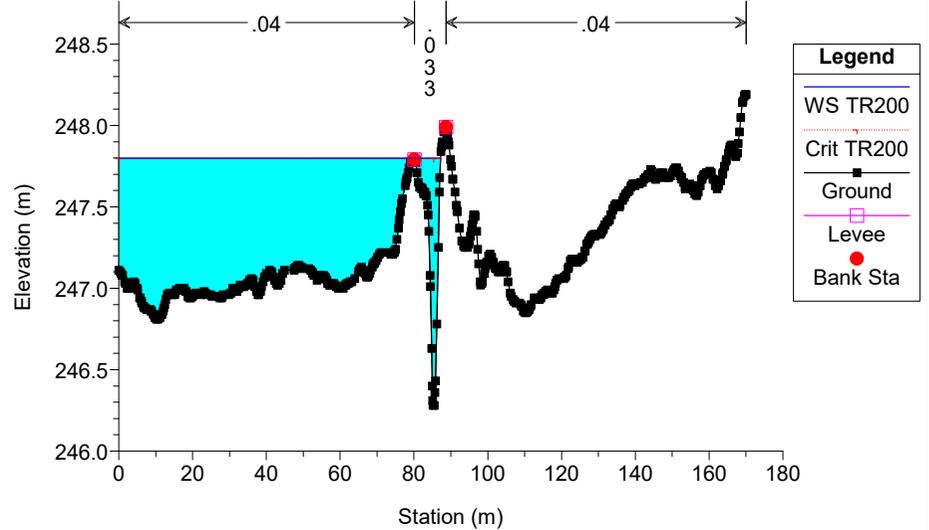
HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 11

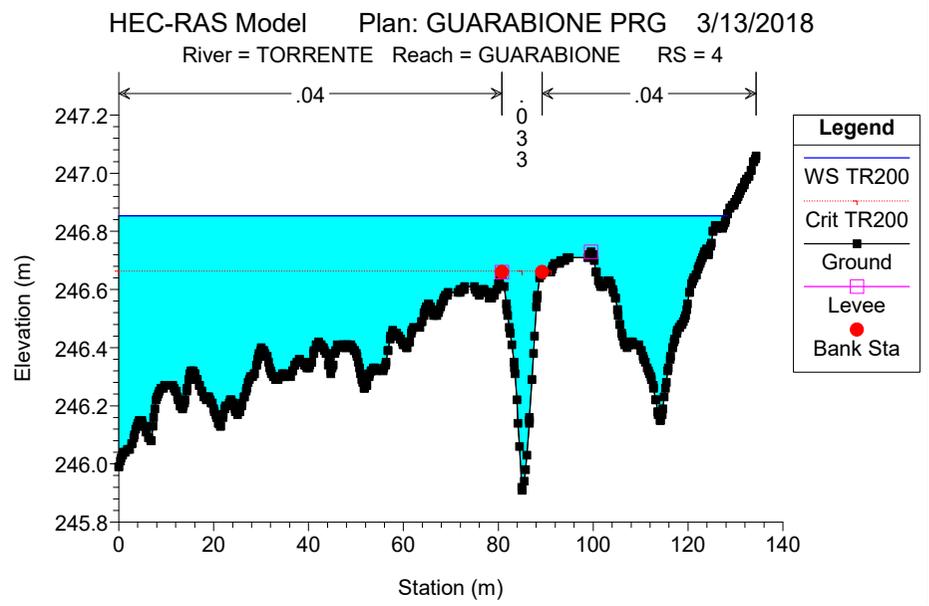
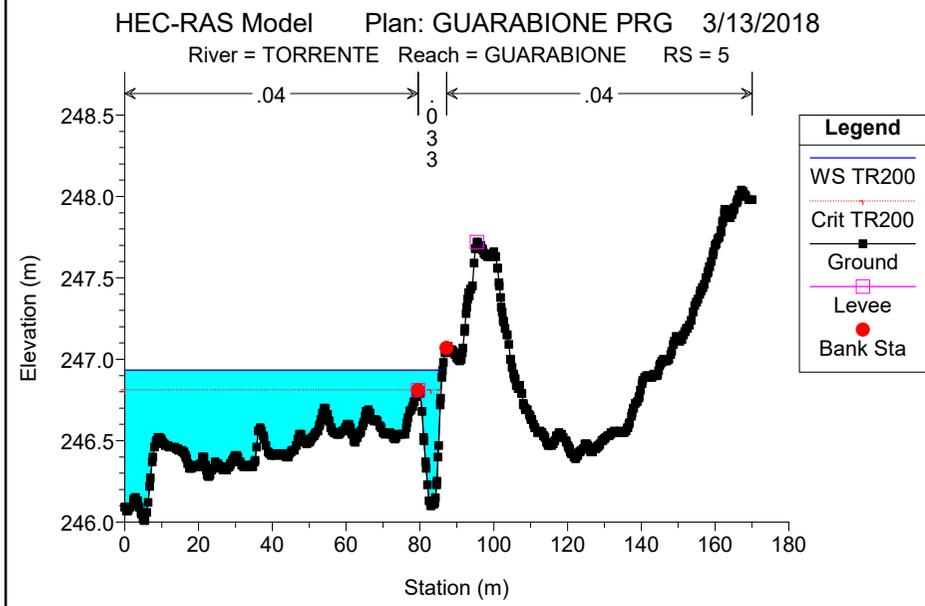
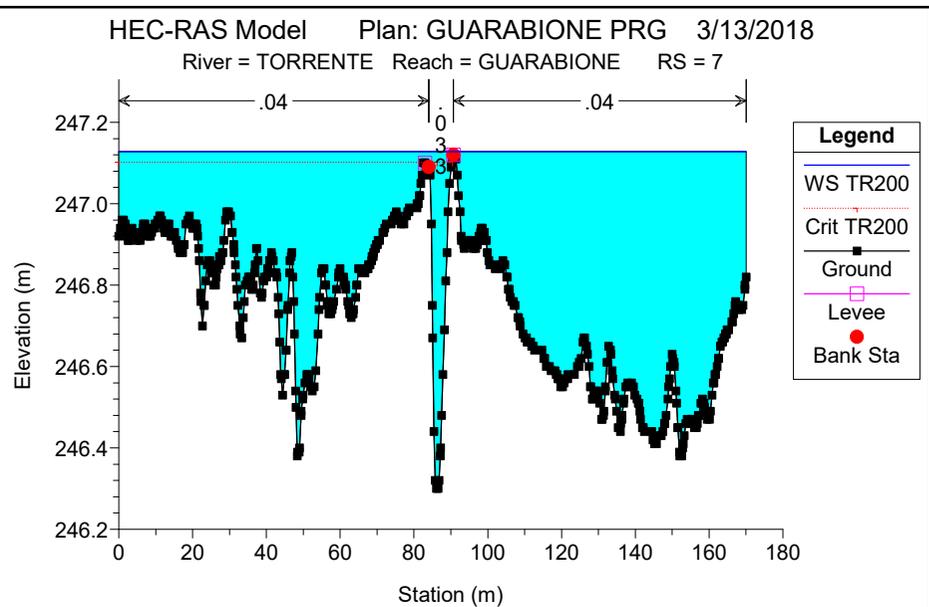
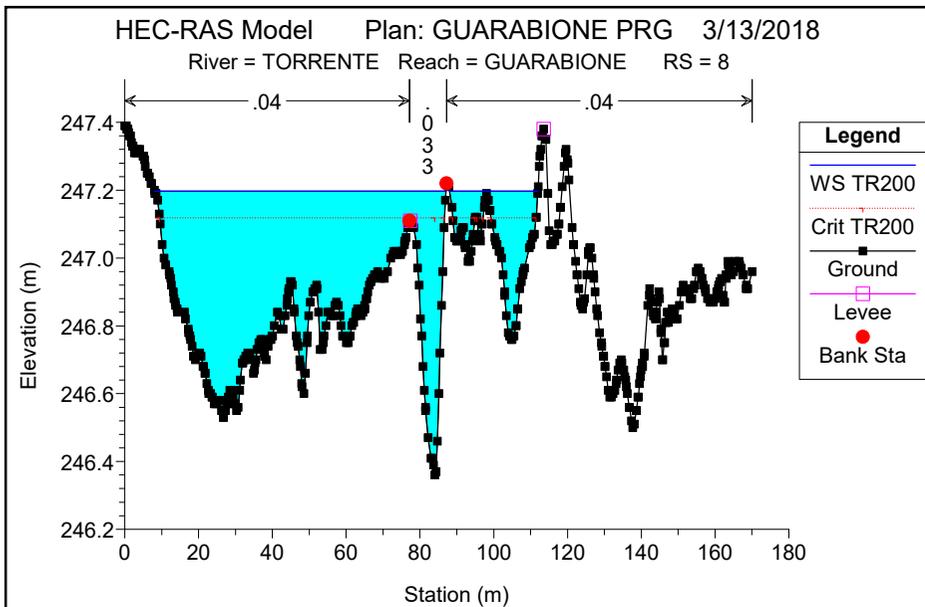


HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 10



HEC-RAS Model Plan: GUARABIONE PRG 3/13/2018  
 River = TORRENTE Reach = GUARABIONE RS = 9





HEC-RAS Plan: GUARABIONE PRG River: TORRENTE Reach: GUARABIONE Profile: TR200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
GUARABIONE	30	TR200	35.91	248.41	250.78	250.20	250.80	0.000534	0.83	69.14	98.68	0.22
GUARABIONE	29	TR200	35.91	248.35	250.23	250.12	250.71	0.009108	3.05	11.76	9.83	0.89
GUARABIONE	28	TR200	35.91	248.39	250.12	250.12	250.32	0.006751	2.30	22.05	45.25	0.75
GUARABIONE	27	TR200	35.91	247.92	250.02	249.79	250.11	0.002088	1.56	36.14	73.71	0.44
GUARABIONE	26	TR200	35.91	247.84	249.97	249.97	250.01	0.002052	1.17	45.58	87.83	0.40
GUARABIONE	25	TR200	35.91	247.68	249.77	249.55	249.81	0.001485	1.16	49.24	86.88	0.35
GUARABIONE	24	TR200	35.91	247.62	249.34	249.34	249.53	0.006189	2.08	22.77	62.36	0.73
GUARABIONE	23	TR200	35.91	247.08	249.23	248.11	249.31	0.000835	1.21	32.09	25.57	0.29
GUARABIONE	22	TR200	35.91	247.29	249.15	248.33	249.27	0.001549	1.51	23.79	15.58	0.39
GUARABIONE	21.5	TR200	35.91	247.26	249.02	248.35	249.23	0.002166	2.05	17.52	15.26	0.49
GUARABIONE	21.2	Bridge										
GUARABIONE	20.5	TR200	35.91	247.16	248.88	248.25	249.10	0.002283	2.08	17.25	15.17	0.51
GUARABIONE	19.5	TR200	35.91	247.01	248.74	248.05	248.88	0.002020	1.65	21.71	15.17	0.44
GUARABIONE	18.5	TR200	35.91	246.93	248.54	247.96	248.71	0.002543	1.79	20.06	14.85	0.49
GUARABIONE	17.5	Bridge										
GUARABIONE	15.5	TR200	35.91	246.88	248.44	247.92	248.62	0.002920	1.88	19.13	14.66	0.52
GUARABIONE	14	TR200	35.91	246.82	248.25	247.86	248.47	0.003918	2.07	17.31	14.28	0.60
GUARABIONE	13	TR200	35.91	246.67	248.12	247.71	248.33	0.003720	2.04	17.62	14.34	0.59
GUARABIONE	12	TR200	35.91	246.63	247.85	247.67	248.17	0.006734	2.49	14.42	13.66	0.77
GUARABIONE	11	TR200	35.91	246.49	247.99	247.99	248.01	0.000882	0.60	61.28	88.35	0.24
GUARABIONE	10	TR200	35.91	246.46	247.83	247.51	247.84	0.000483	0.59	93.38	168.61	0.20
GUARABIONE	9	TR200	35.91	246.28	247.80	247.80	247.81	0.000821	0.51	62.47	87.23	0.23
GUARABIONE	8	TR200	35.91	246.36	247.20	247.12	247.25	0.005864	1.35	35.59	102.93	0.64
GUARABIONE	7	TR200	35.91	246.30	247.13	247.10	247.15	0.001557	0.65	65.68	170.02	0.32
GUARABIONE	5	TR200	35.91	246.10	246.93	246.81	246.97	0.003038	1.05	41.84	86.12	0.47
GUARABIONE	4	TR200	35.91	245.91	246.85	246.66	246.88	0.001808	0.83	56.18	128.20	0.36

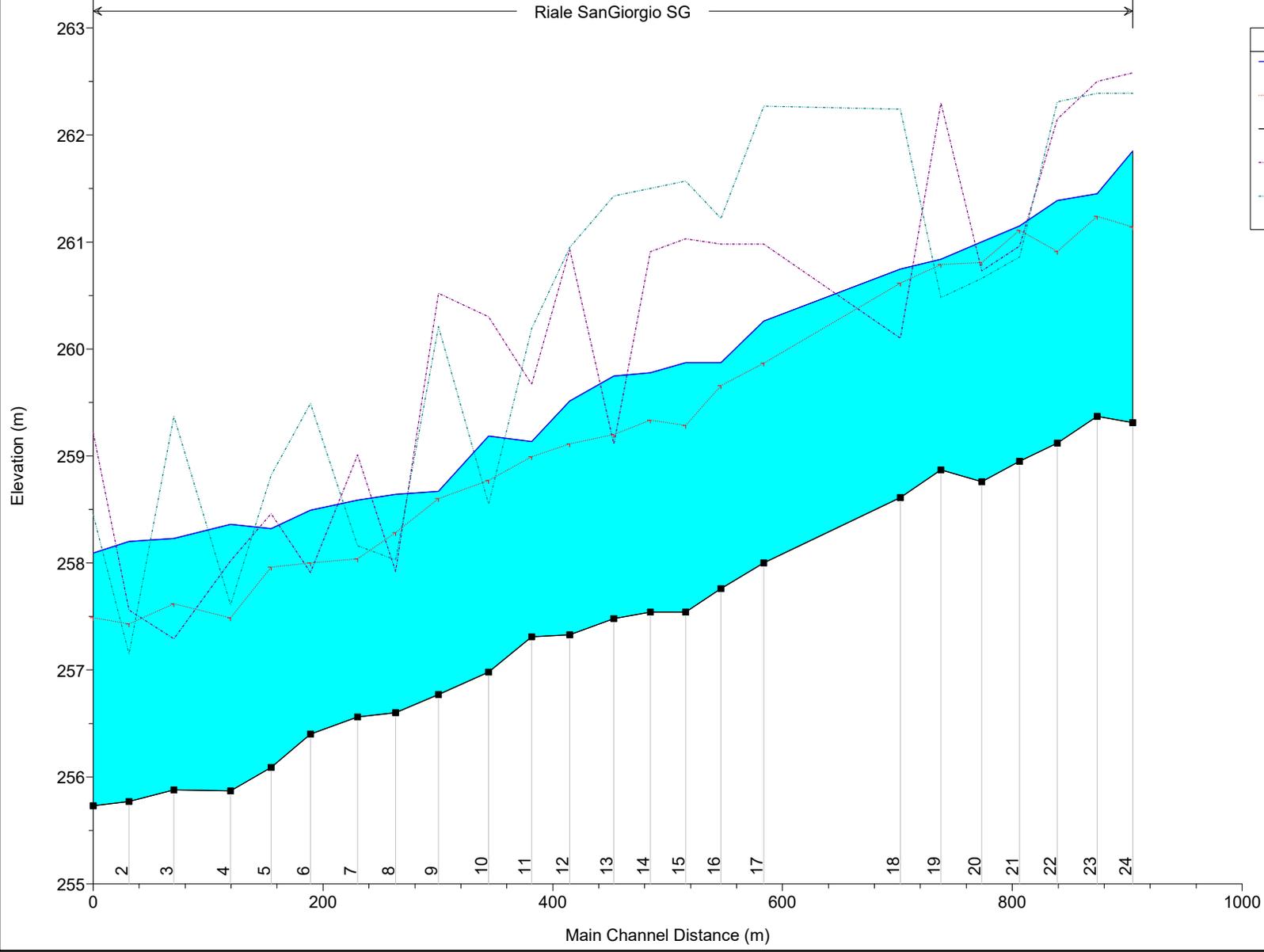
## **ALLEGATO C1 – SIMULAZIONI RIALE SAN GIORGIO CONDIZIONE ANTE OPERAM**

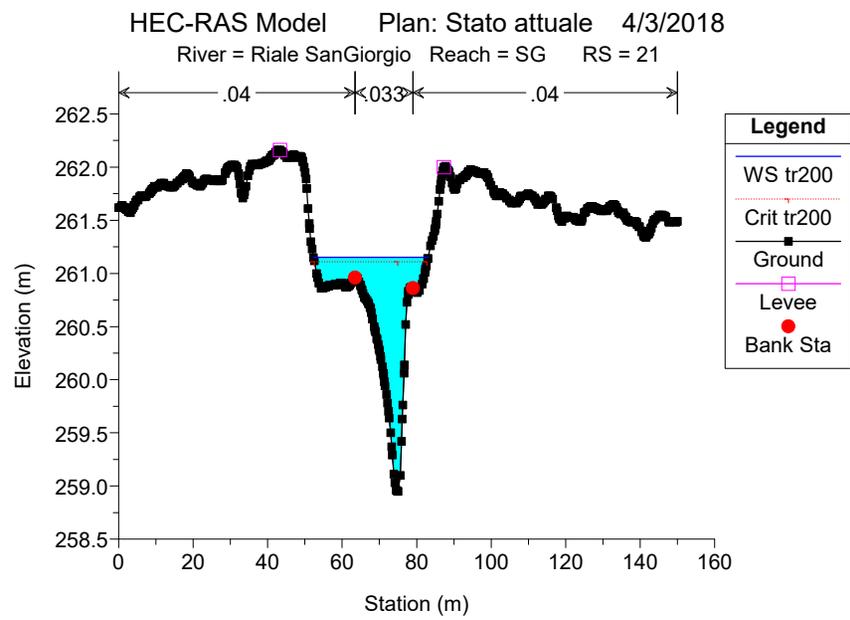
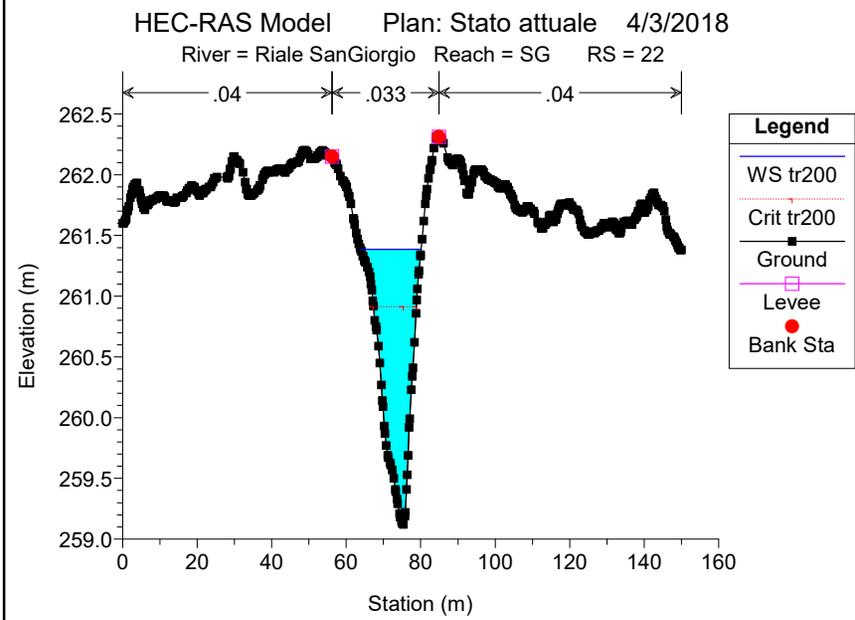
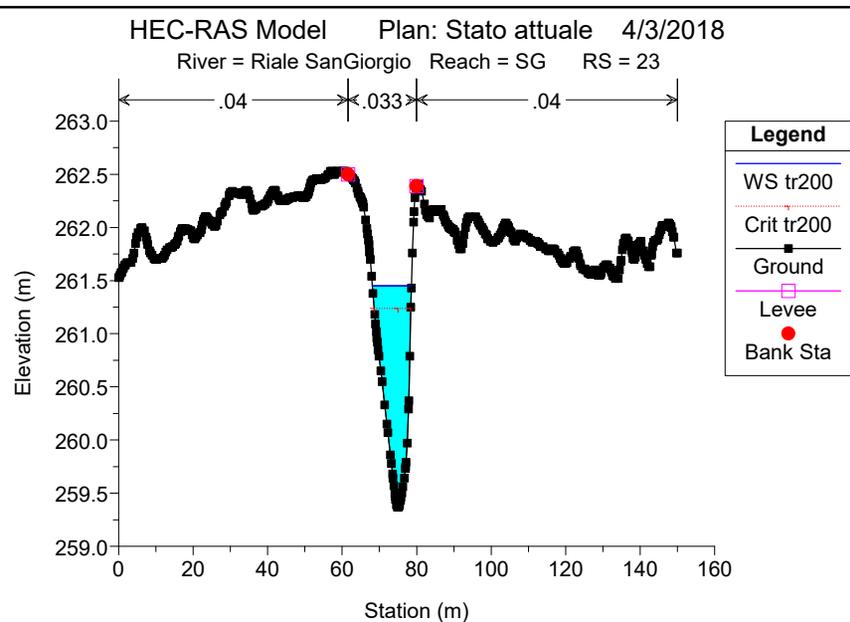
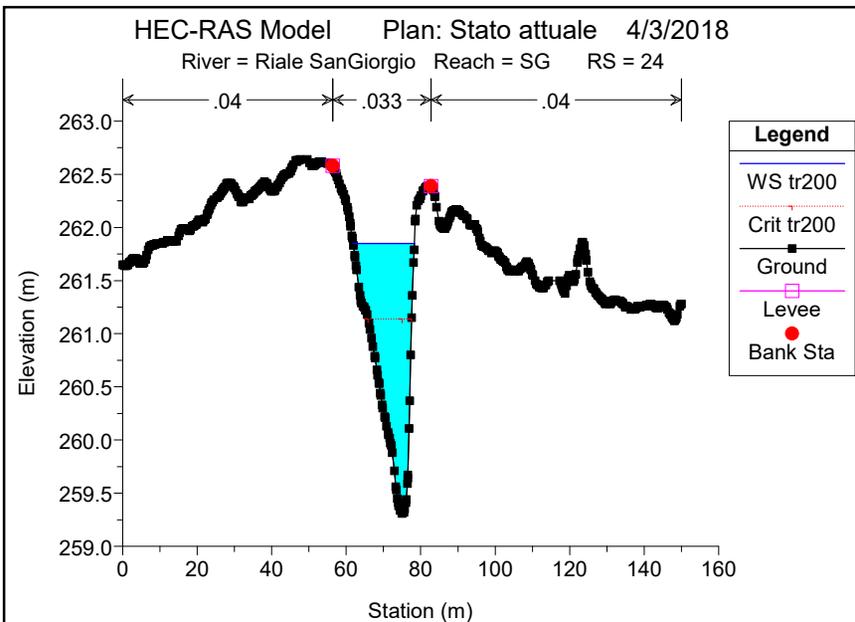
HEC-RAS Model Plan: Stato attuale 4/3/2018

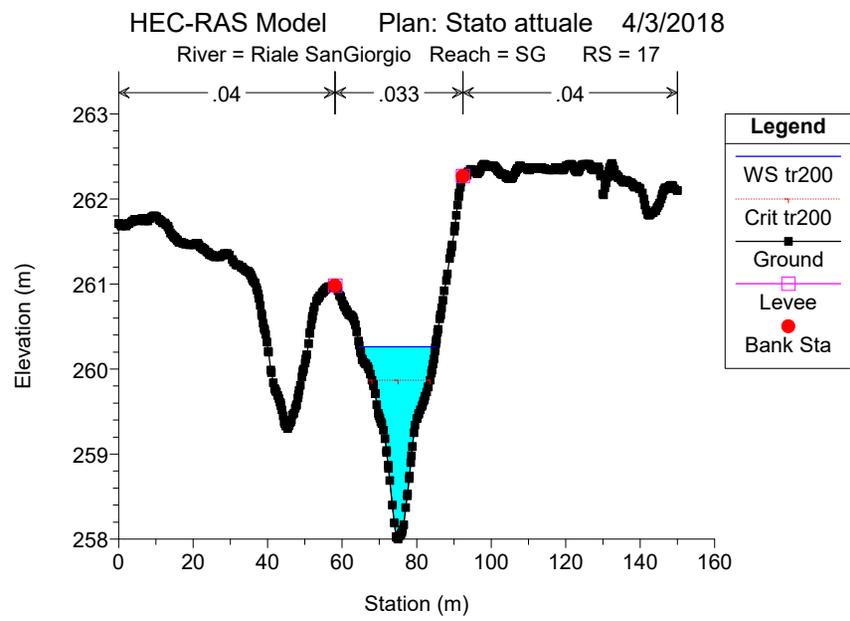
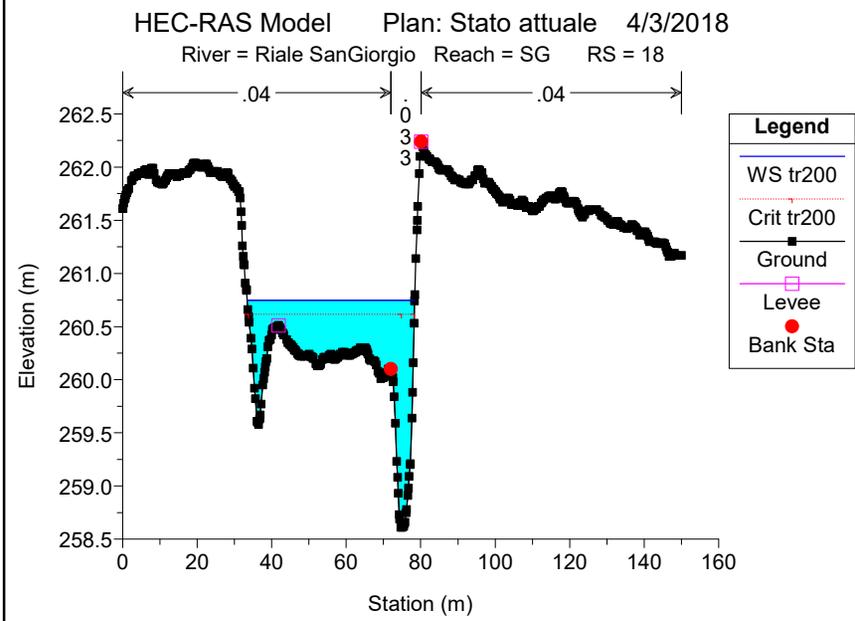
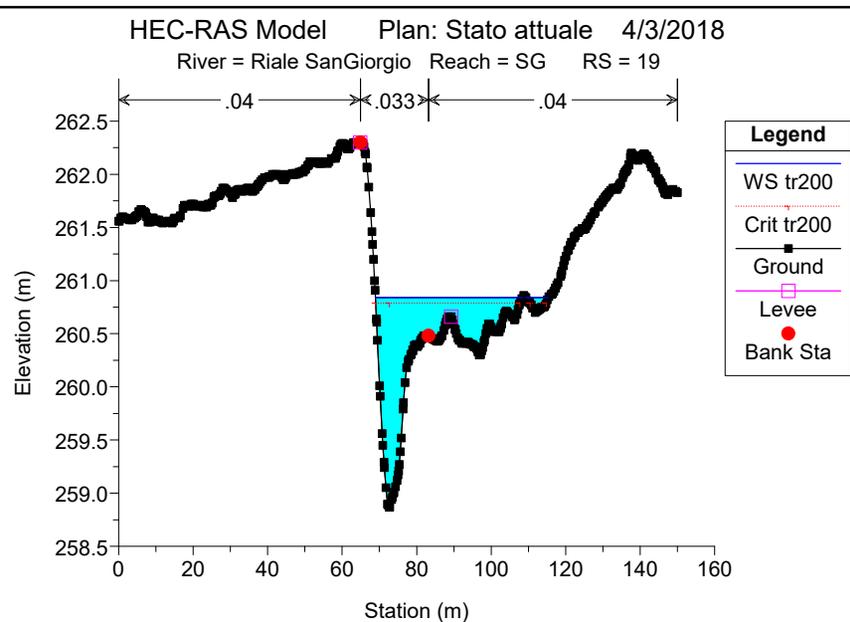
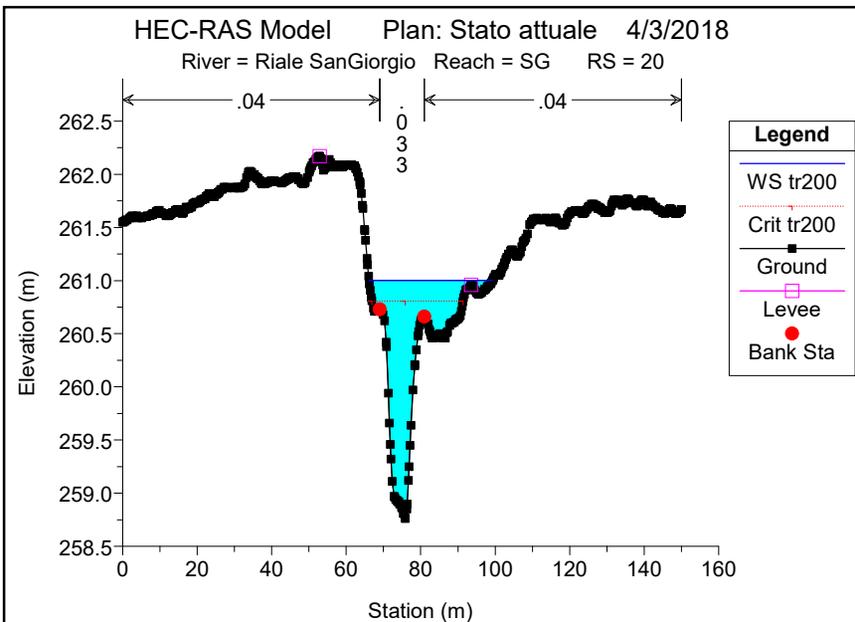
Riale SanGiorgio SG

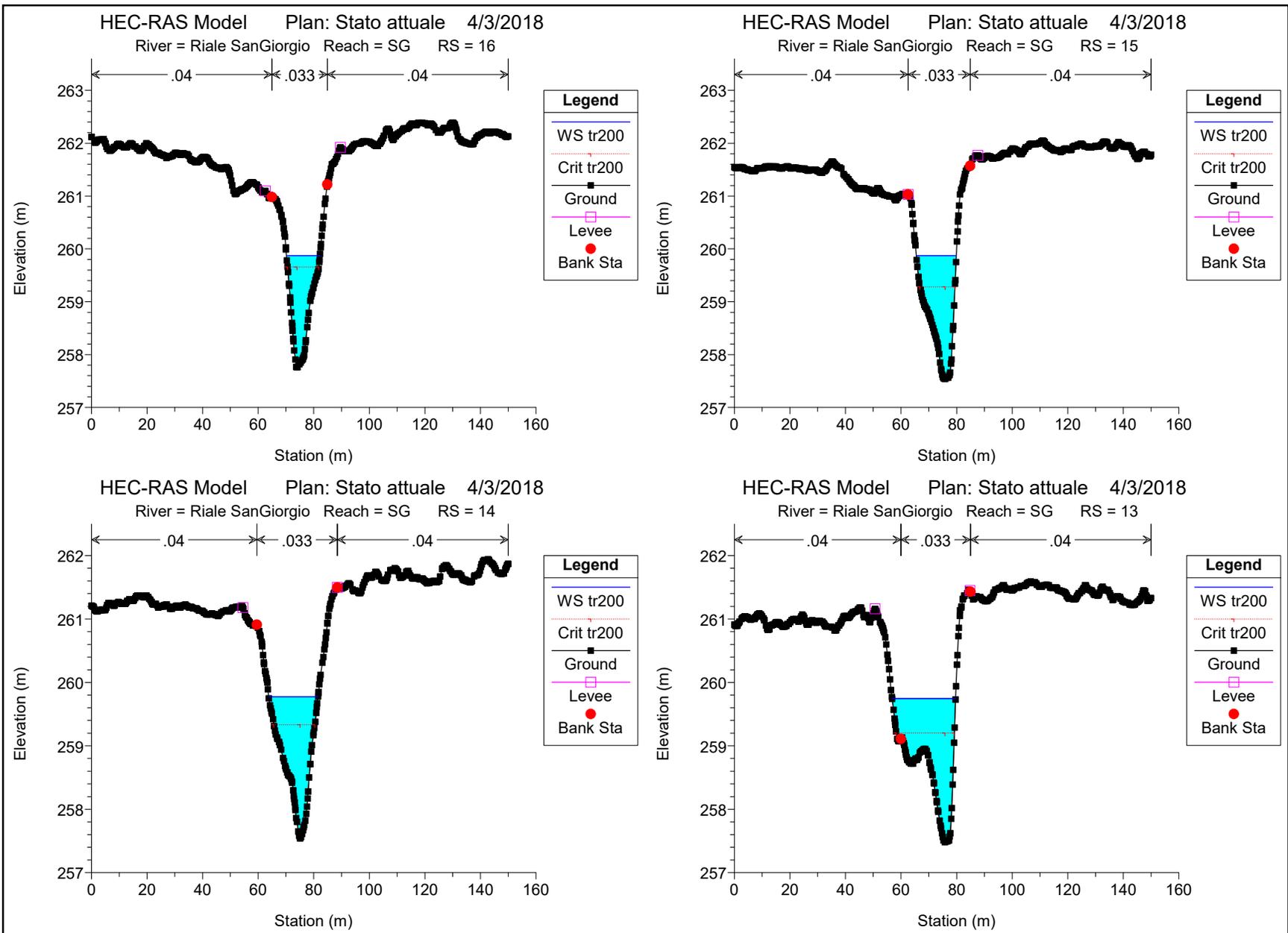
**Legend**

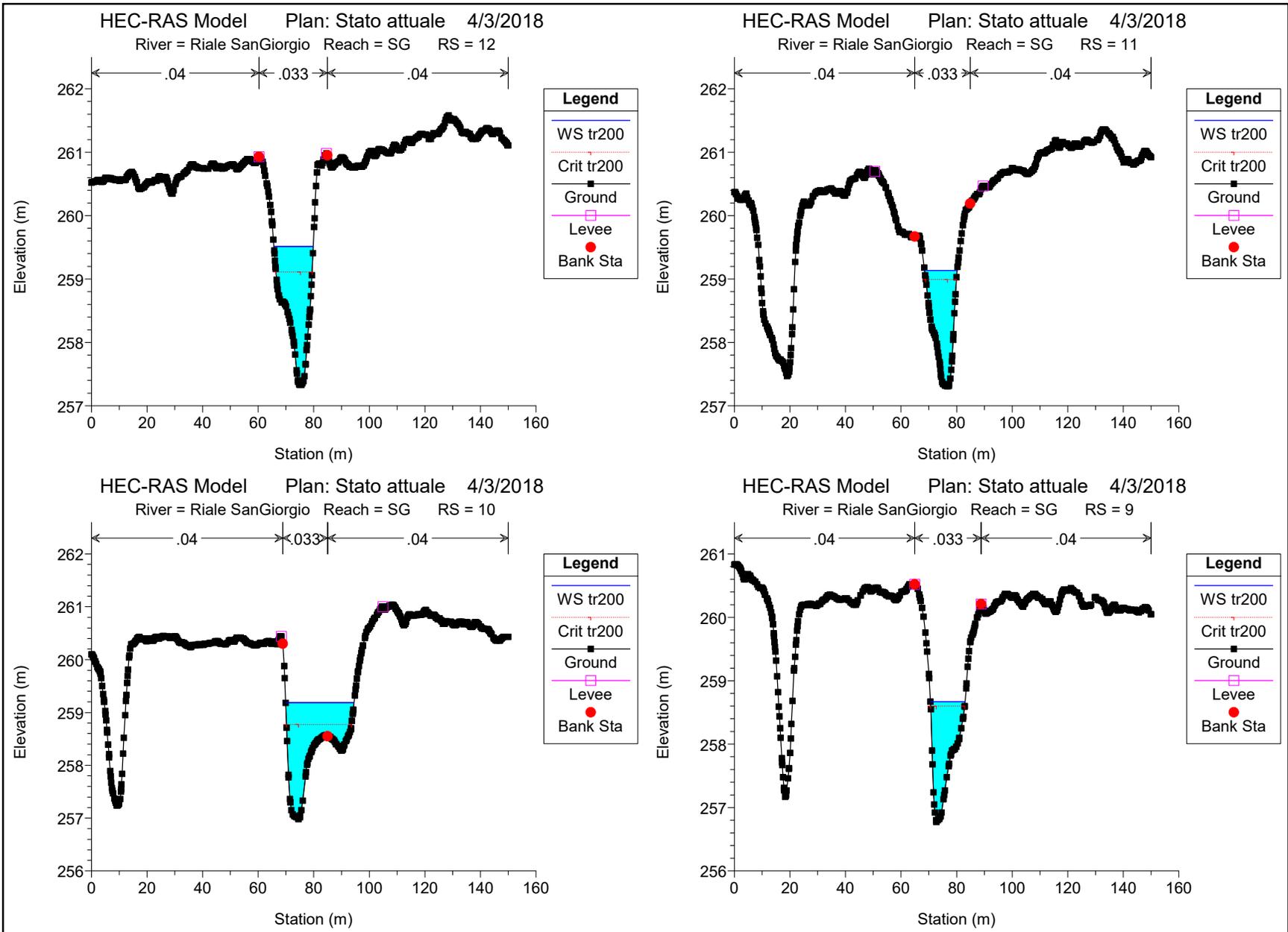
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

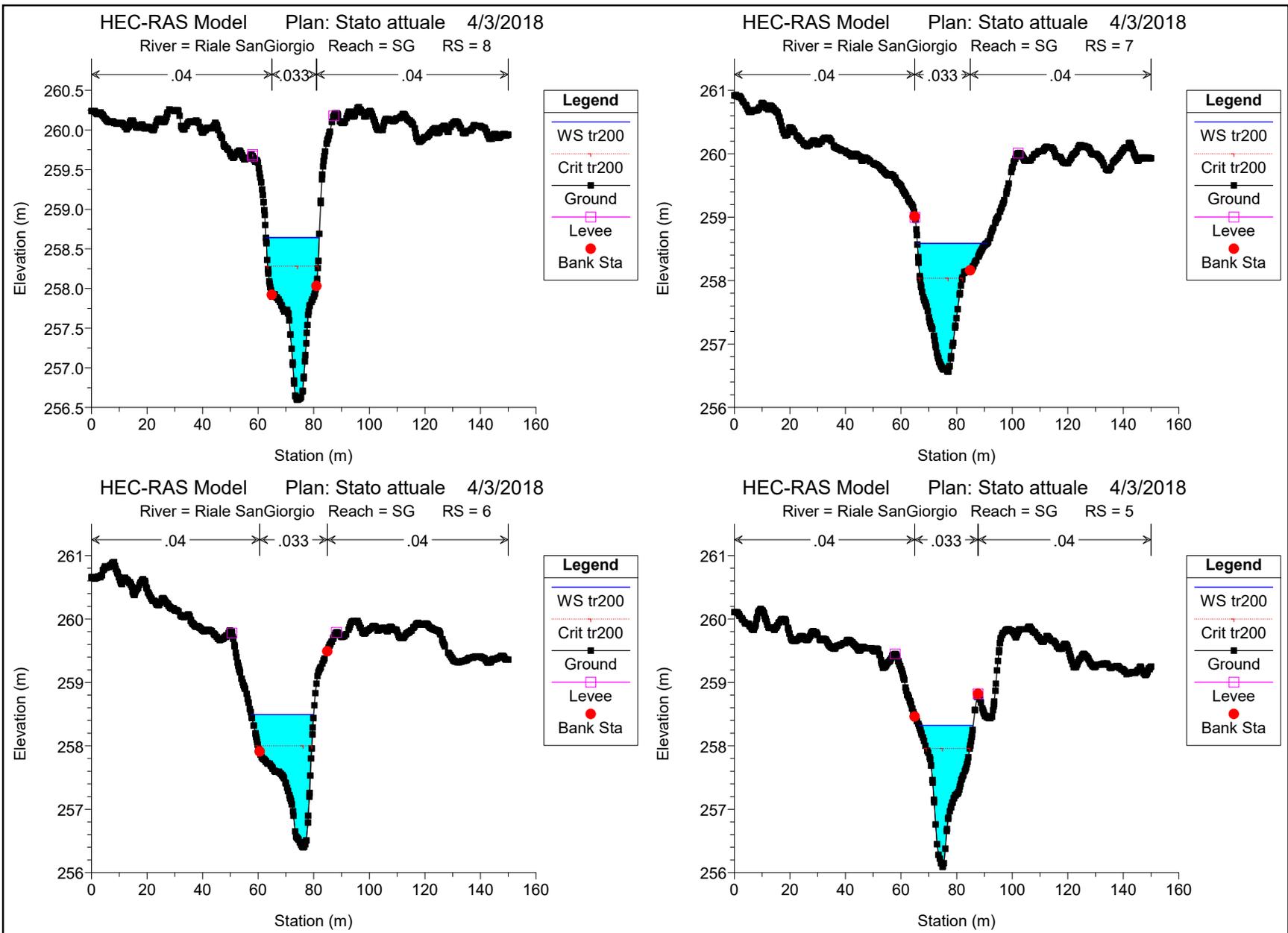


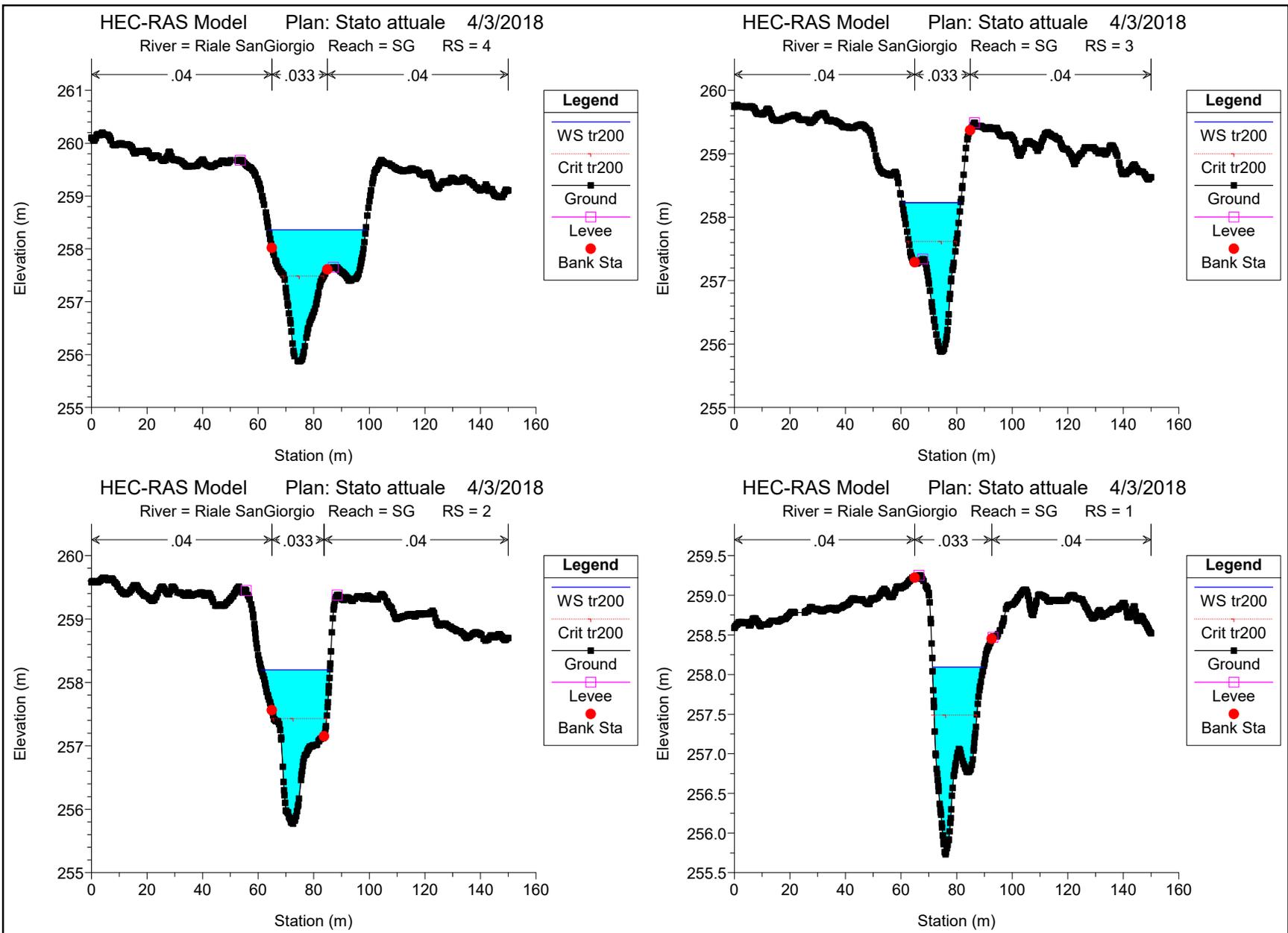












HEC-RAS Plan: sa River: Riale SanGiorgio Reach: SG Profile: tr200

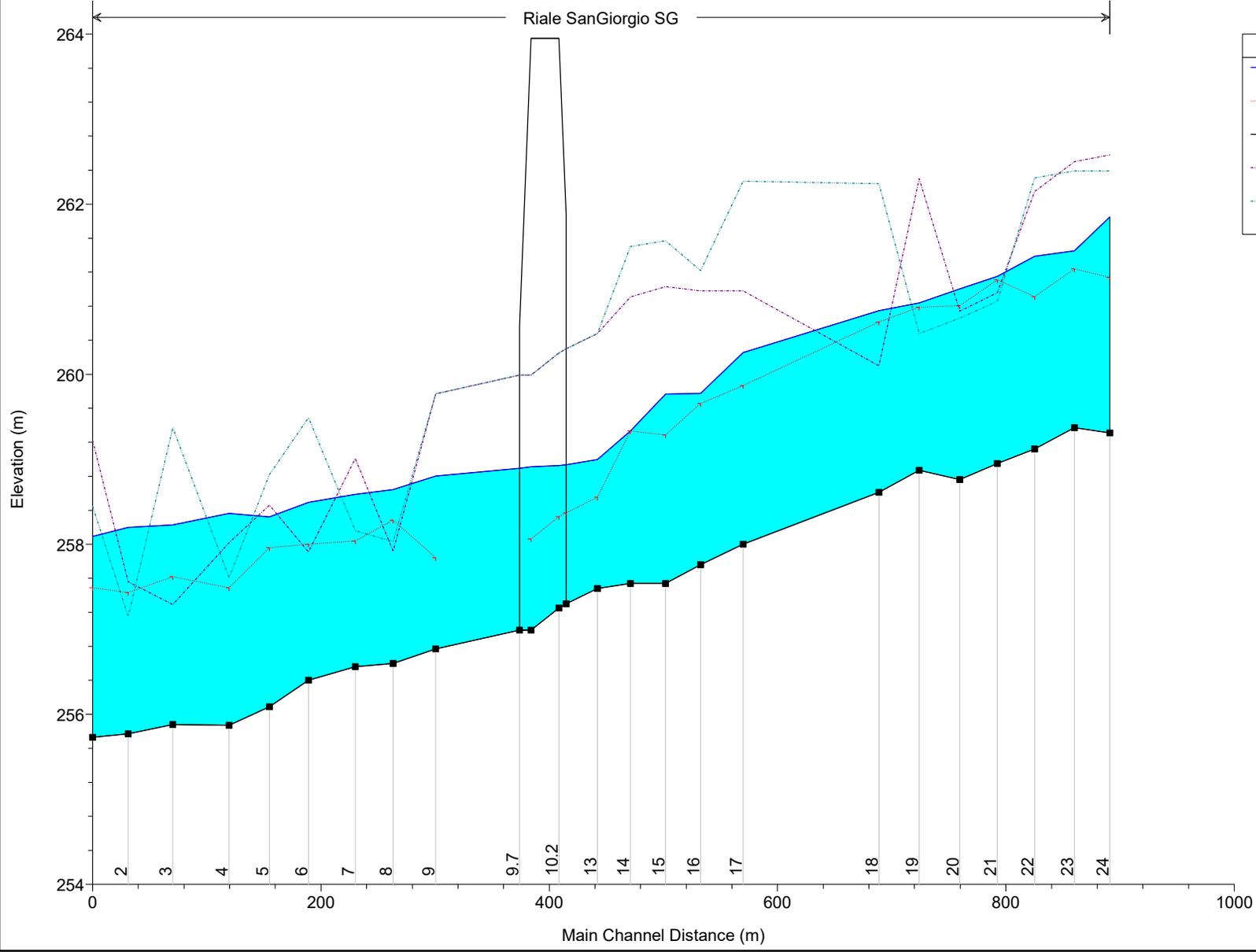
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
SG	24	tr200	37.89	259.31	261.85	261.14	262.00	0.002333	1.70	22.34	16.49	0.47
SG	23	tr200	37.89	259.37	261.45	261.24	261.85	0.007131	2.82	13.46	10.49	0.79
SG	22	tr200	37.89	259.12	261.39	260.91	261.61	0.004359	2.08	18.20	16.29	0.63
SG	21	tr200	37.89	258.95	261.15	261.11	261.42	0.007282	2.39	18.27	30.76	0.79
SG	20	tr200	37.89	258.76	261.00	260.81	261.23	0.004312	2.21	21.14	33.14	0.63
SG	19	tr200	37.89	258.87	260.84	260.79	261.05	0.005741	2.19	22.42	45.44	0.70
SG	18	tr200	37.89	258.61	260.75	260.61	260.87	0.003278	1.99	29.91	44.96	0.52
SG	17	tr200	37.89	258.00	260.26	259.87	260.44	0.003946	1.86	20.34	20.36	0.60
SG	16	tr200	37.89	257.76	259.87	259.66	260.23	0.006739	2.65	14.30	12.04	0.78
SG	15	tr200	37.89	257.54	259.87	259.29	260.05	0.002719	1.87	20.25	14.42	0.50
SG	14	tr200	37.89	257.54	259.78	259.33	259.96	0.003439	1.88	20.14	17.75	0.56
SG	13	tr200	37.89	257.48	259.75	259.20	259.86	0.001895	1.48	26.37	22.80	0.42
SG	12	tr200	37.89	257.33	259.51	259.11	259.74	0.003941	2.12	17.88	14.19	0.60
SG	11	tr200	37.89	257.31	259.13	258.99	259.54	0.008096	2.84	13.34	11.70	0.85
SG	10	tr200	37.89	256.98	259.19	258.77	259.31	0.002333	1.65	25.86	24.65	0.46
SG	9	tr200	37.89	256.77	258.67	258.60	259.10	0.009529	2.89	13.10	12.49	0.90
SG	8	tr200	37.89	256.60	258.64	258.28	258.83	0.003318	1.92	20.49	19.16	0.56
SG	7	tr200	37.89	256.56	258.59	258.04	258.72	0.002312	1.62	24.23	25.06	0.47
SG	6	tr200	37.89	256.40	258.49	258.00	258.62	0.002312	1.60	24.28	22.50	0.47
SG	5	tr200	37.89	256.09	258.32	257.96	258.51	0.004253	1.93	19.62	19.56	0.62
SG	4	tr200	37.89	255.87	258.36	257.49	258.42	0.000797	1.08	39.97	34.99	0.29
SG	3	tr200	37.89	255.88	258.23	257.62	258.35	0.001863	1.58	25.38	21.08	0.43
SG	2	tr200	37.89	255.77	258.20	257.43	258.28	0.001116	1.30	30.74	24.68	0.34
SG	1	tr200	37.89	255.73	258.09	257.49	258.23	0.002329	1.64	23.15	18.42	0.47

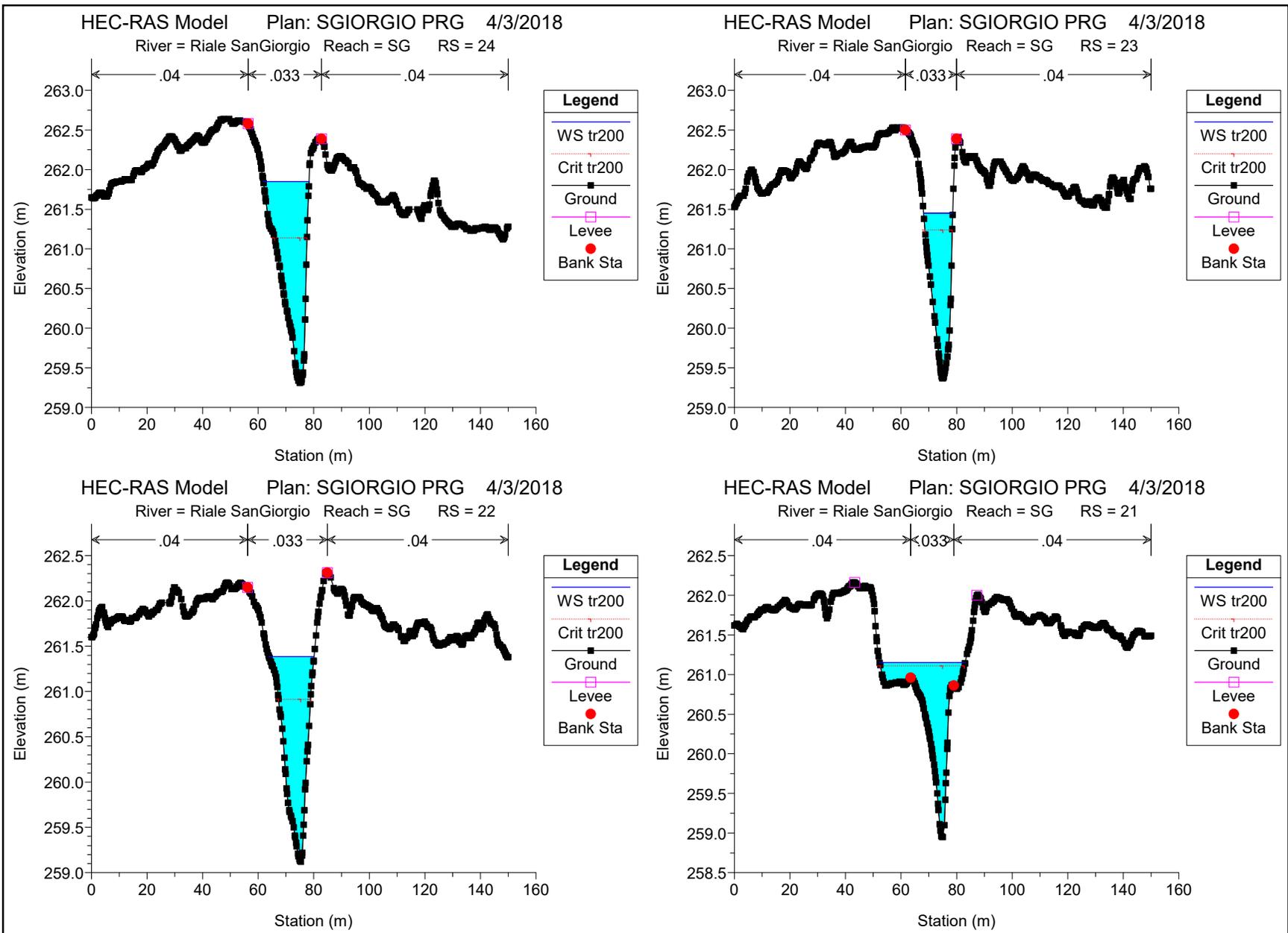
## **ALLEGATO C2 – SIMULAZIONI RIALE SAN GIORGIO CONDIZIONE POST OPERAM**

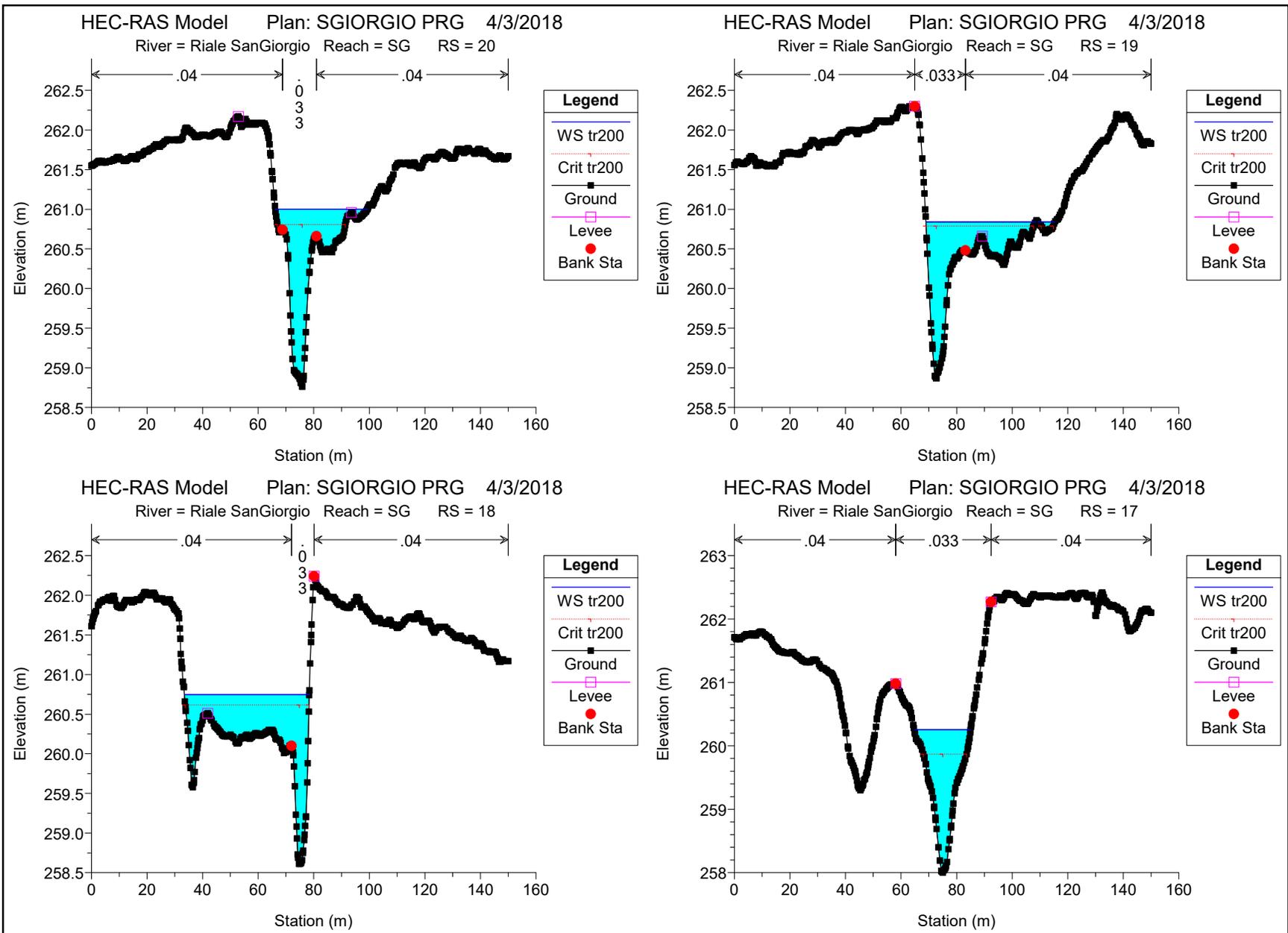
Riale SanGiorgio SG

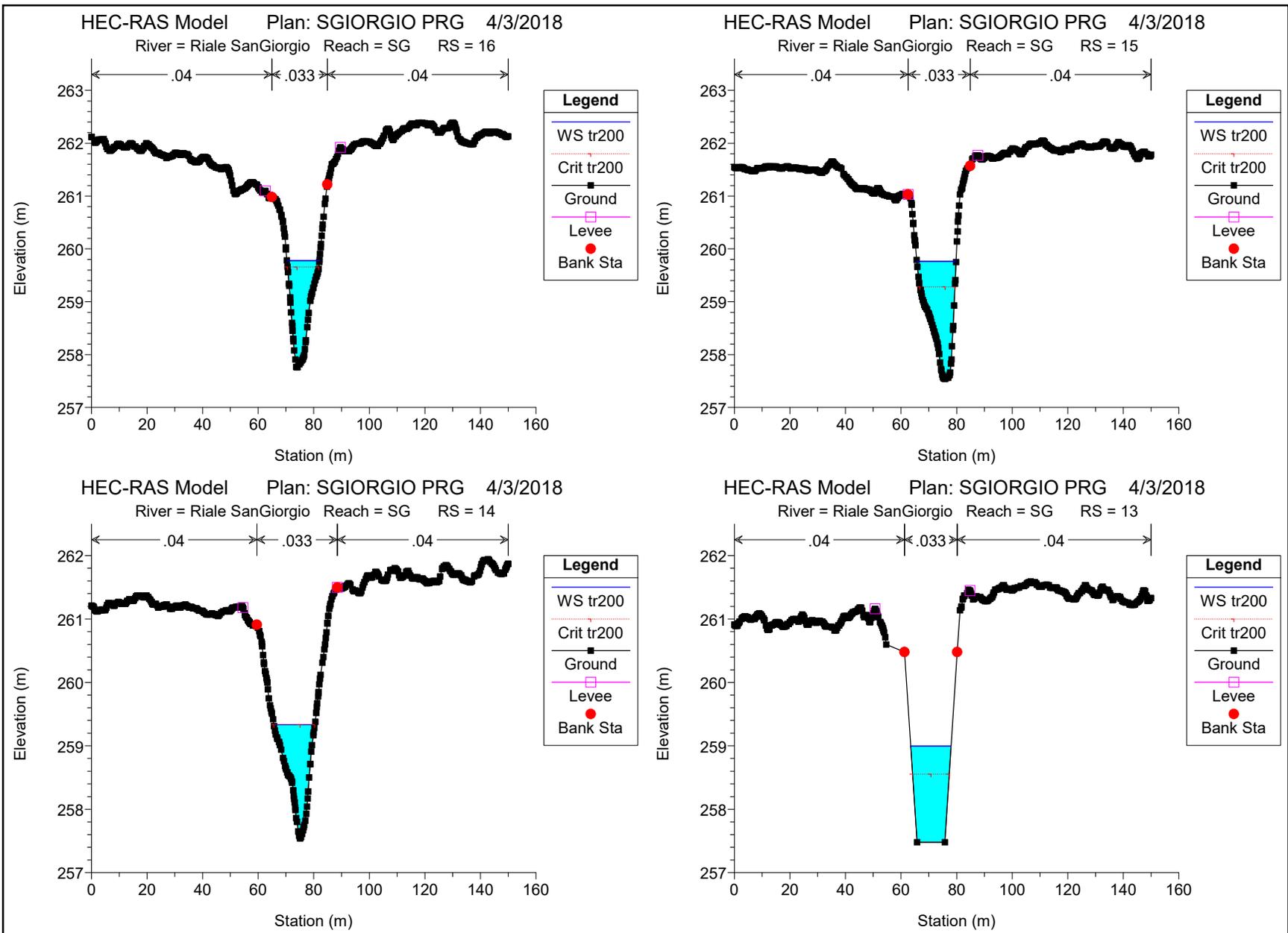
**Legend**

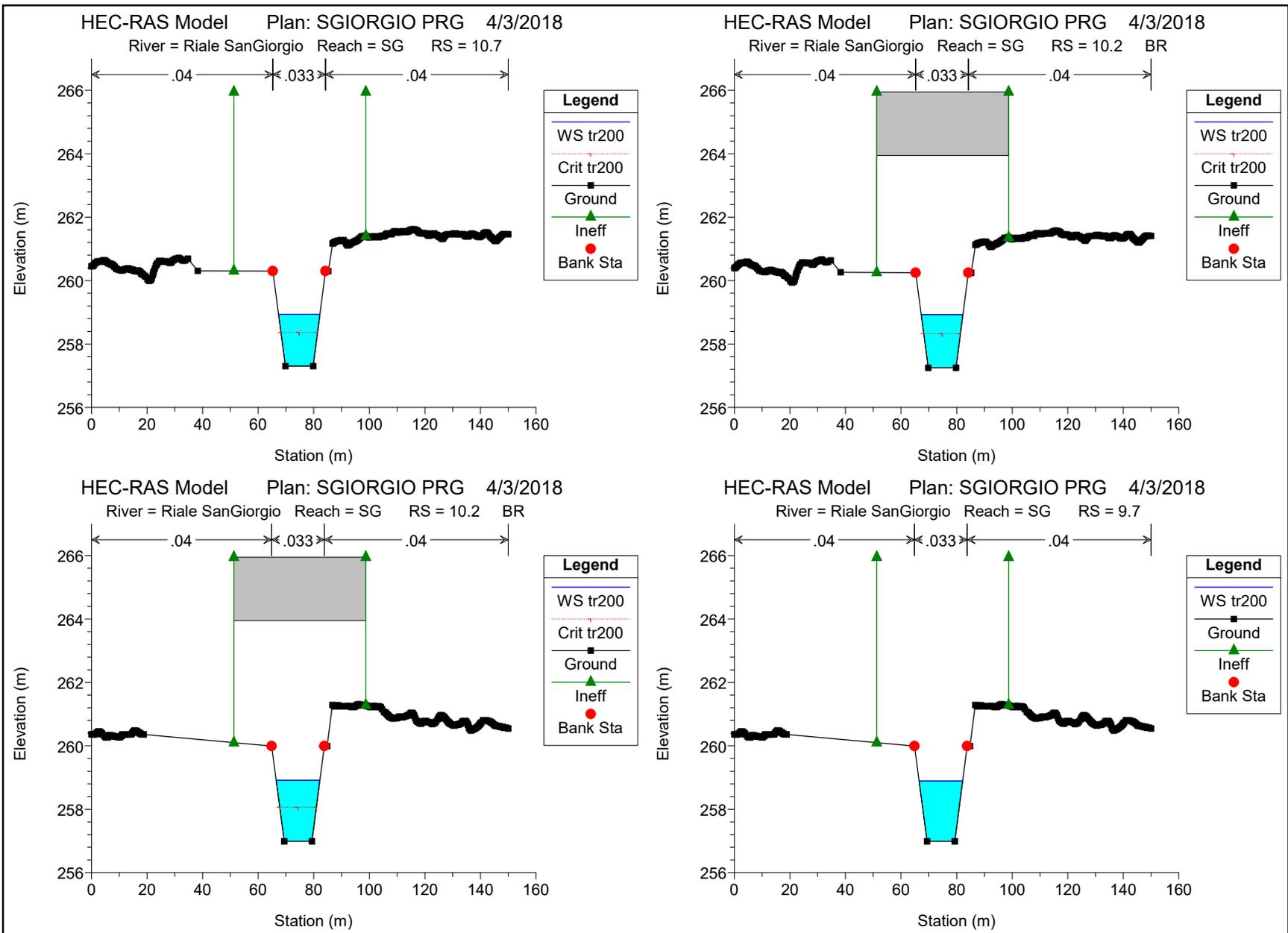
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

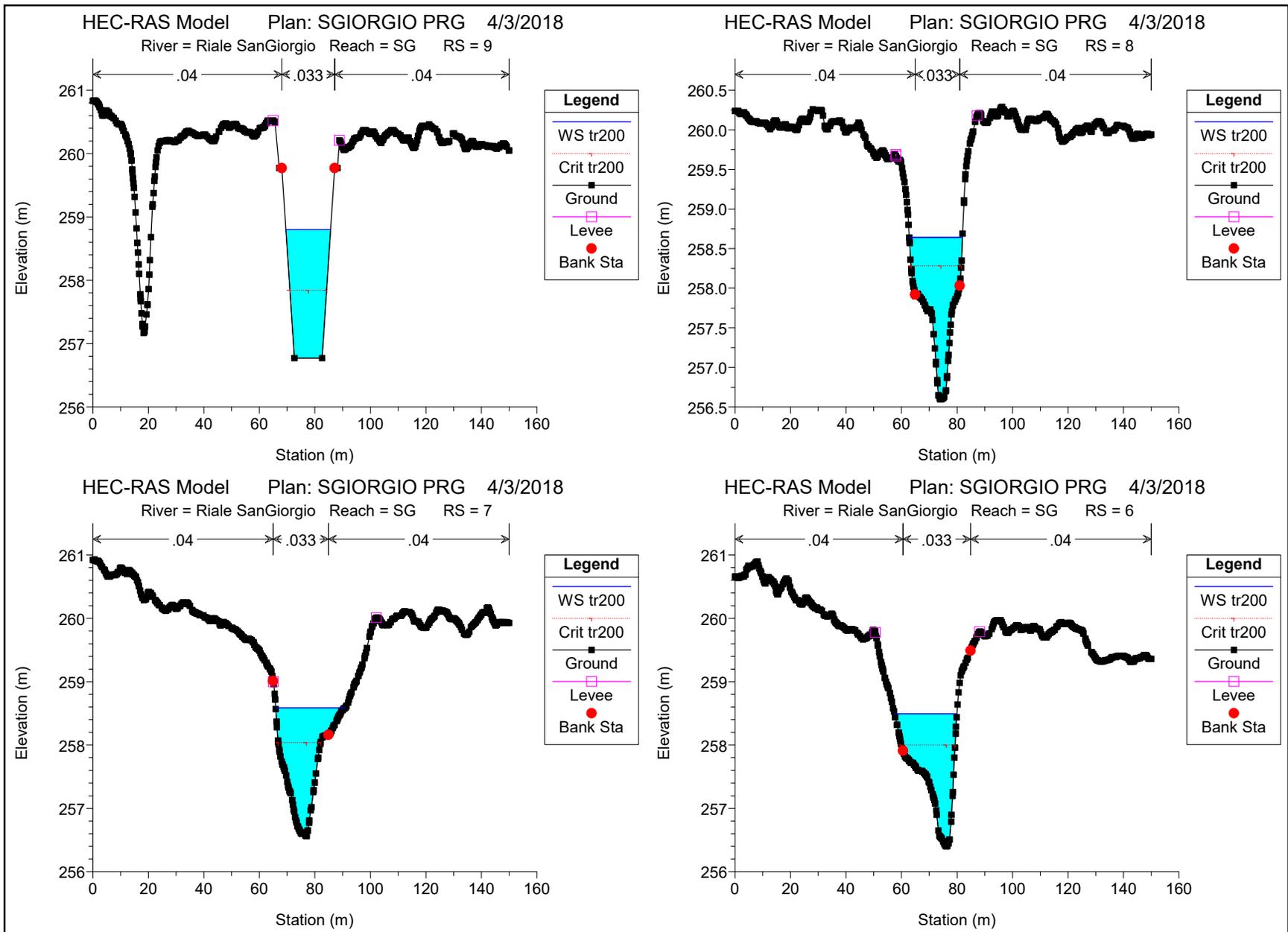


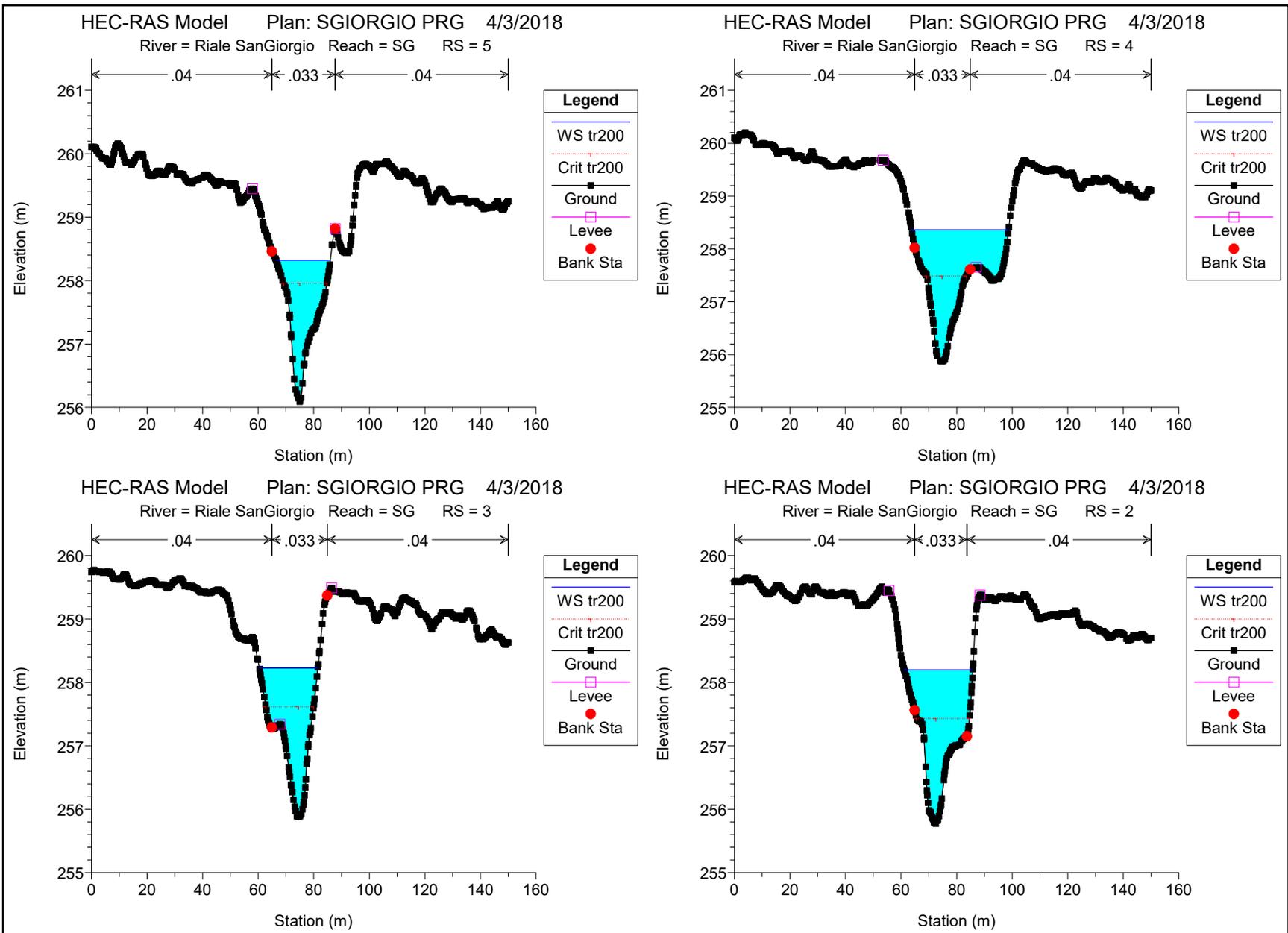






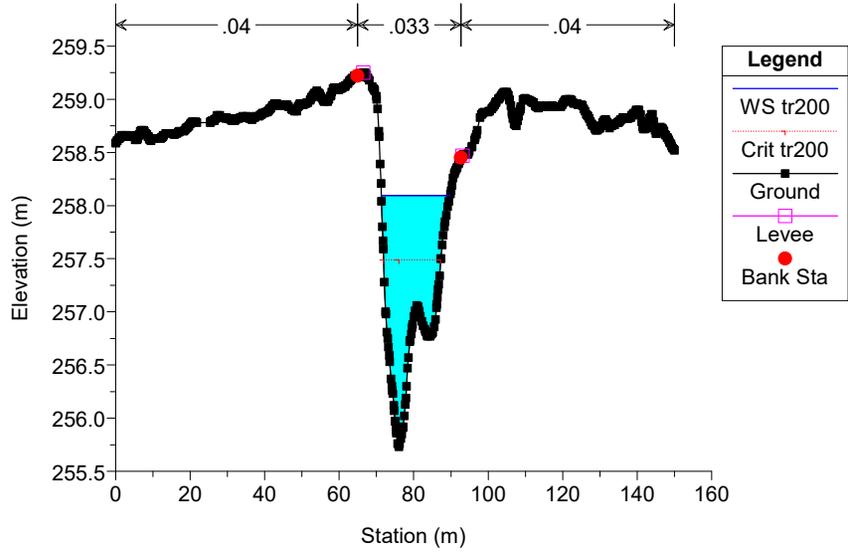






HEC-RAS Model Plan: SGIORGIO PRG 4/3/2018

River = Riale SanGiorgio Reach = SG RS = 1

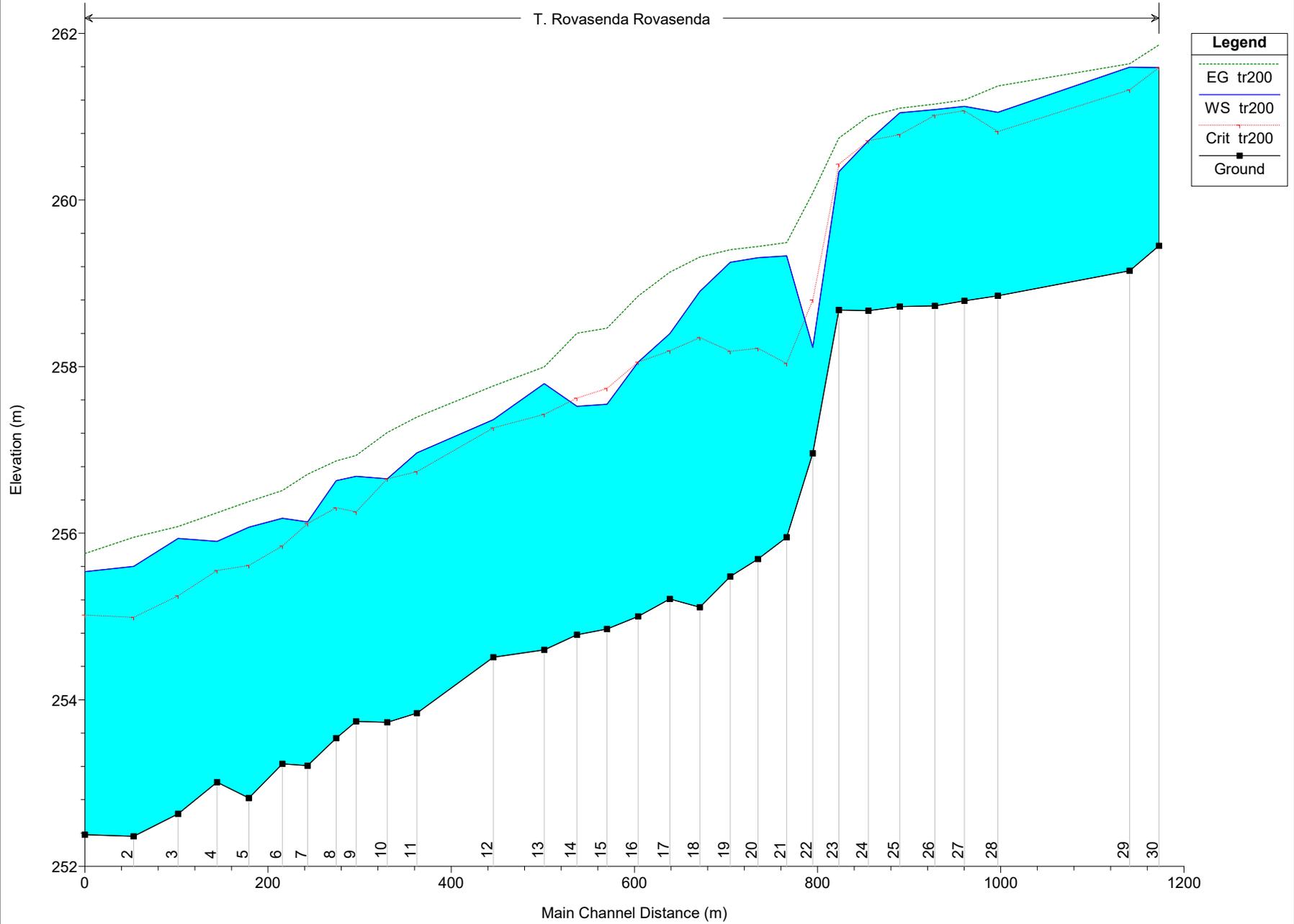


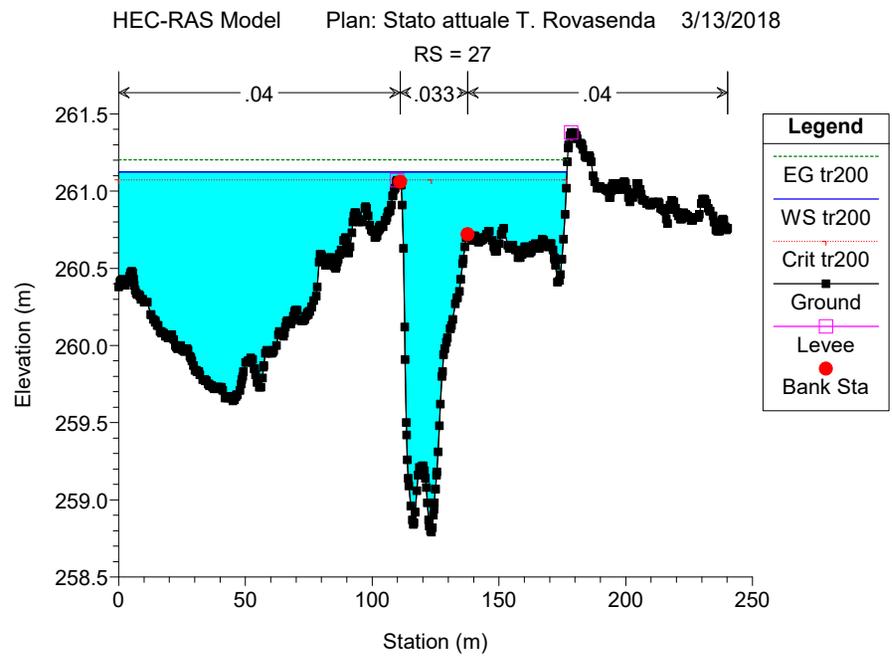
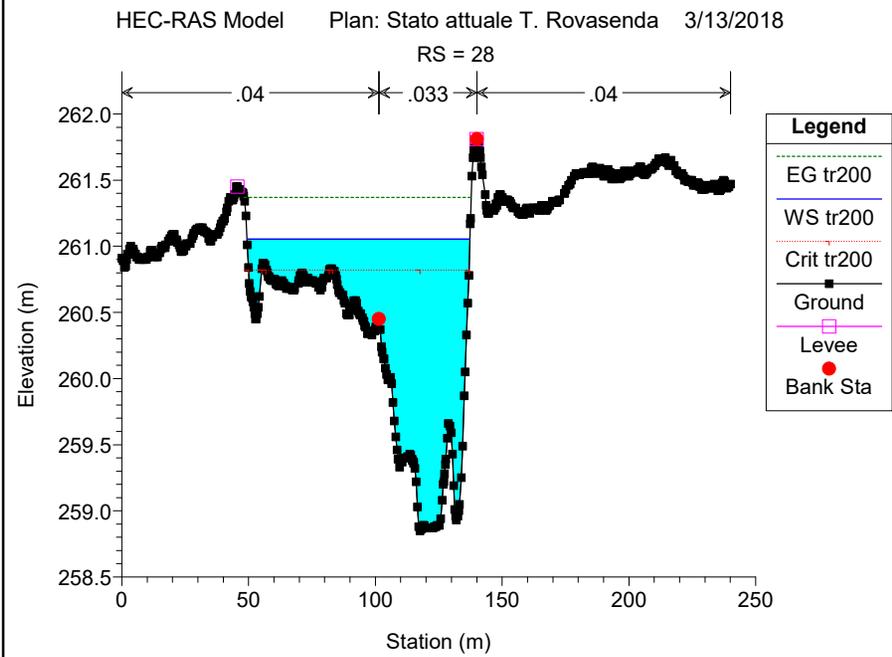
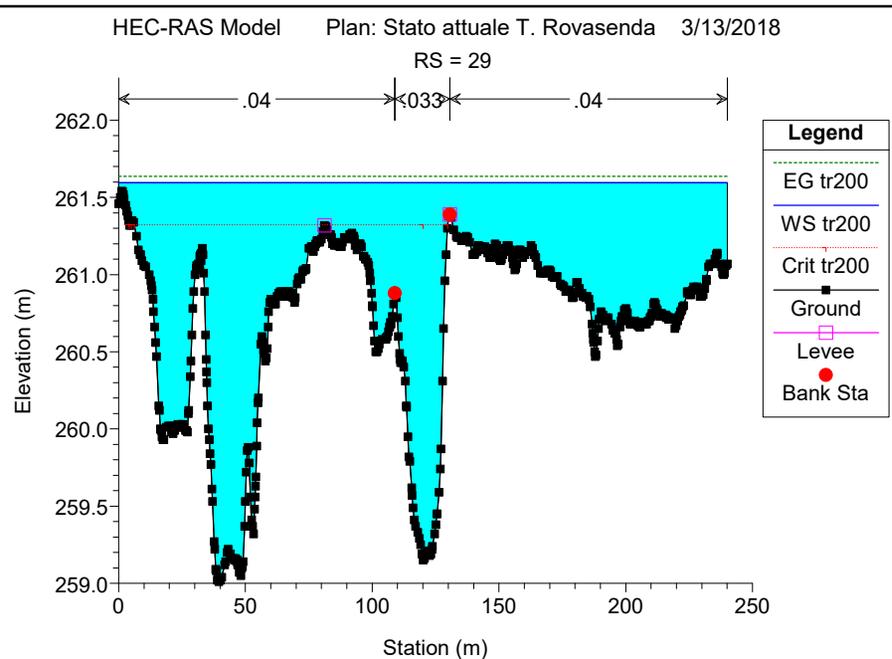
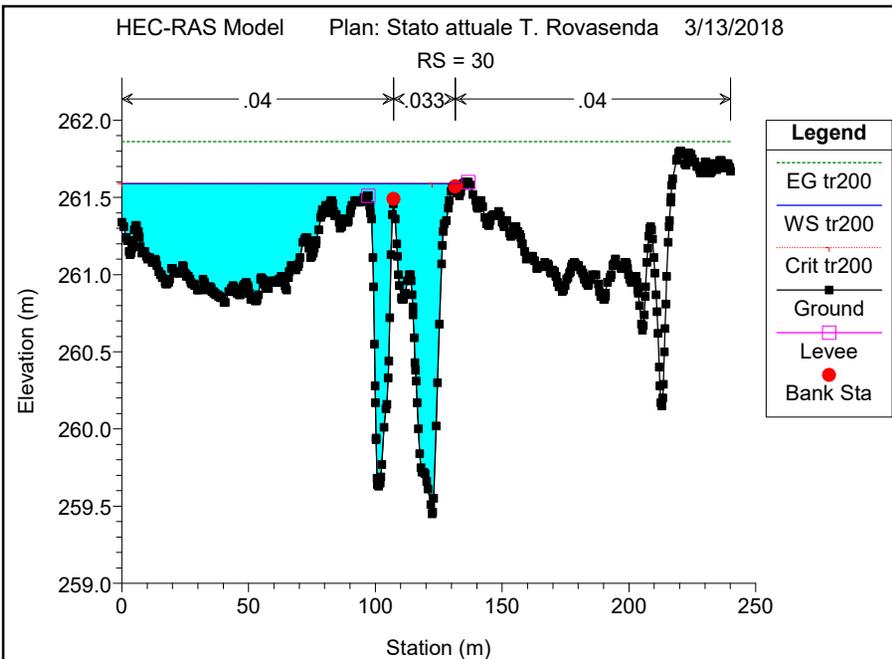
HEC-RAS Plan: SGIORGIO PRG River: Riale SanGiorgio Reach: SG Profile: tr200

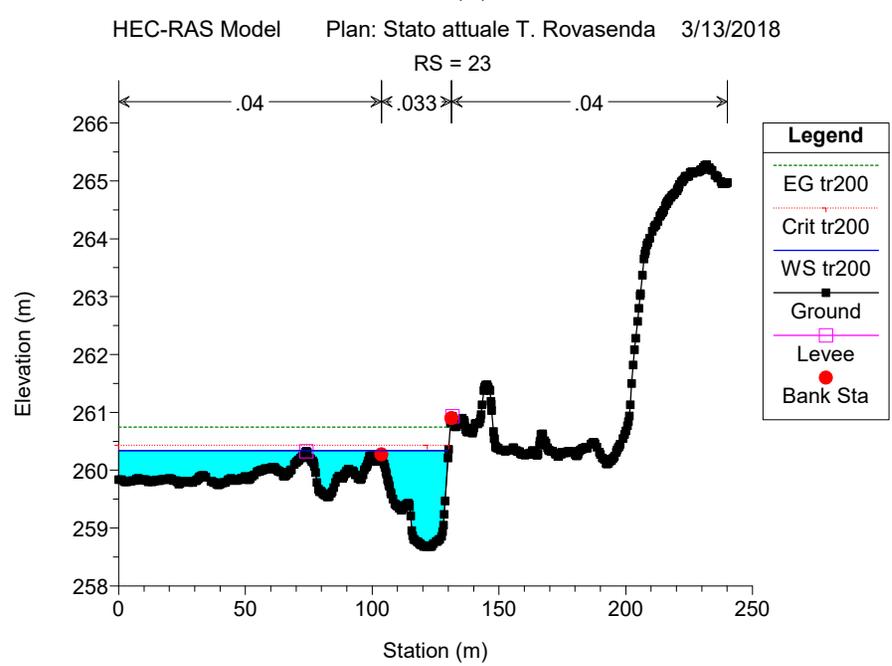
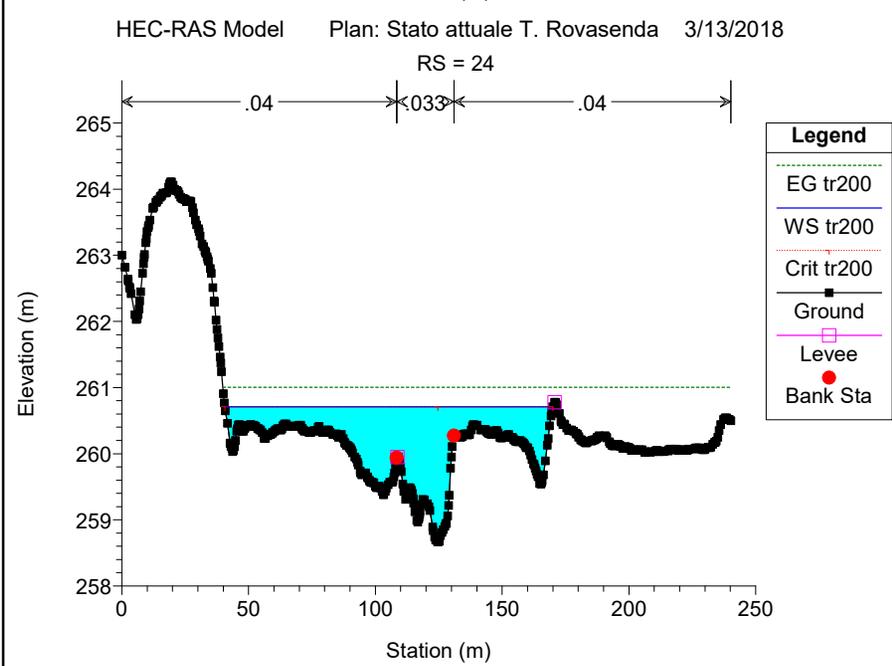
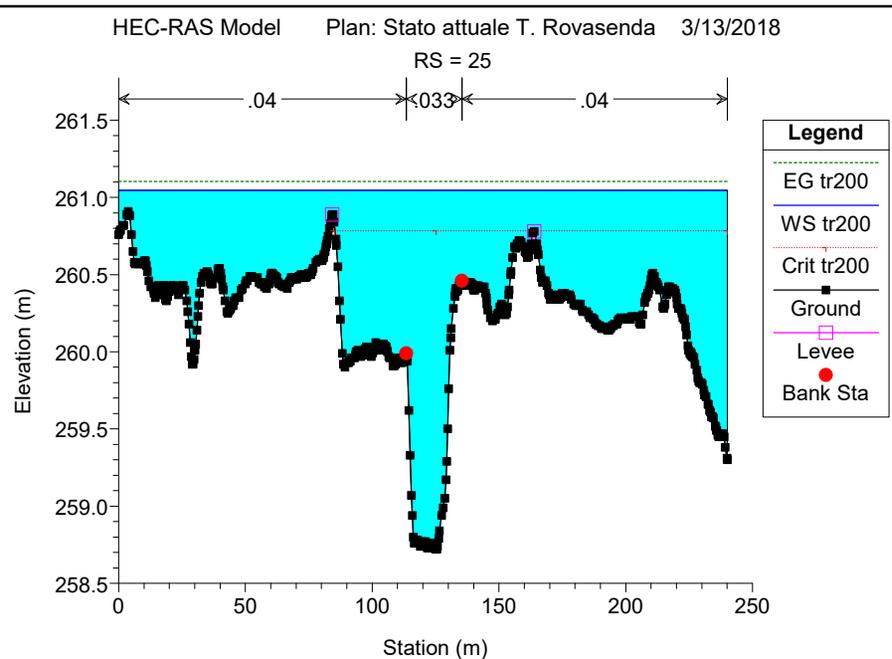
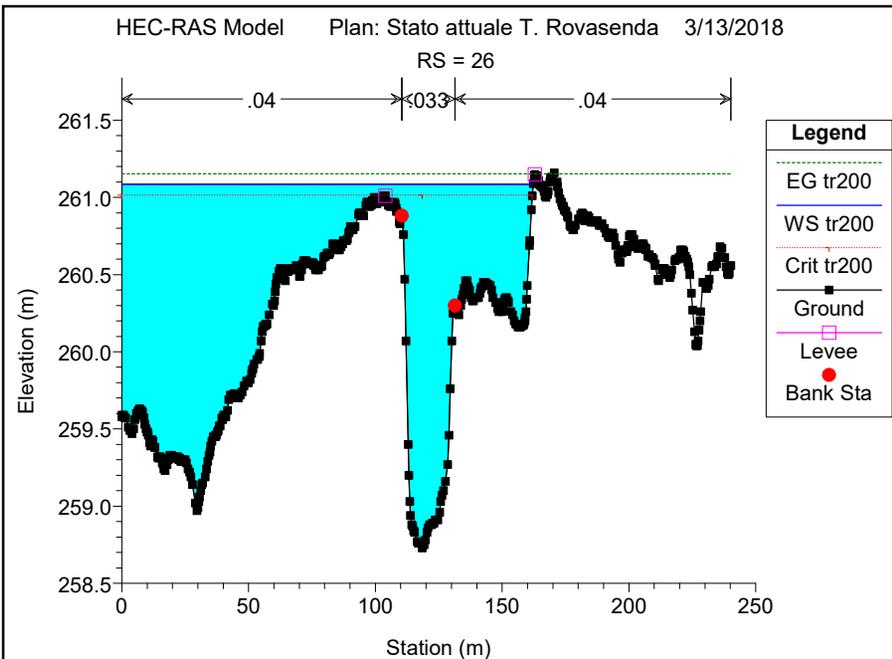
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
SG	24	tr200	37.89	259.31	261.85	261.14	262.00	0.002333	1.70	22.34	16.49	0.47
SG	23	tr200	37.89	259.37	261.45	261.24	261.85	0.007134	2.82	13.46	10.49	0.79
SG	22	tr200	37.89	259.12	261.39	260.91	261.61	0.004362	2.08	18.20	16.28	0.63
SG	21	tr200	37.89	258.95	261.15	261.11	261.42	0.007255	2.38	18.29	30.77	0.78
SG	20	tr200	37.89	258.76	261.00	260.81	261.23	0.004328	2.20	21.22	33.20	0.63
SG	19	tr200	37.89	258.87	260.84	260.79	261.05	0.005743	2.19	22.41	45.43	0.70
SG	18	tr200	37.89	258.61	260.75	260.61	260.87	0.003281	2.00	29.90	44.96	0.52
SG	17	tr200	37.89	258.00	260.26	259.87	260.43	0.004007	1.87	20.23	20.32	0.60
SG	16	tr200	37.89	257.76	259.78	259.66	260.20	0.008590	2.88	13.14	11.73	0.87
SG	15	tr200	37.89	257.54	259.77	259.29	259.97	0.003421	2.02	18.72	14.14	0.56
SG	14	tr200	37.89	257.54	259.33	259.33	259.77	0.011800	2.93	12.92	14.75	1.00
SG	13	tr200	37.89	257.48	259.00	258.55	259.21	0.003532	2.04	18.60	14.55	0.57
SG	10.7	tr200	37.89	257.30	258.94	258.37	259.11	0.002706	1.86	20.37	14.91	0.51
SG	10.2	Bridge										
SG	9.7	tr200	37.89	256.99	258.89		259.02	0.001588	1.55	24.48	15.71	0.40
SG	9	tr200	37.89	256.77	258.80	257.84	258.91	0.001258	1.43	26.54	16.10	0.36
SG	8	tr200	37.89	256.60	258.64	258.28	258.83	0.003318	1.92	20.49	19.16	0.56
SG	7	tr200	37.89	256.56	258.59	258.04	258.72	0.002312	1.62	24.23	25.06	0.47
SG	6	tr200	37.89	256.40	258.49	258.00	258.62	0.002312	1.60	24.28	22.50	0.47
SG	5	tr200	37.89	256.09	258.32	257.96	258.51	0.004253	1.93	19.62	19.56	0.62
SG	4	tr200	37.89	255.87	258.36	257.49	258.42	0.000797	1.08	39.97	34.99	0.29
SG	3	tr200	37.89	255.88	258.23	257.62	258.35	0.001863	1.58	25.38	21.08	0.43
SG	2	tr200	37.89	255.77	258.20	257.43	258.28	0.001116	1.30	30.74	24.68	0.34
SG	1	tr200	37.89	255.73	258.09	257.49	258.23	0.002329	1.64	23.15	18.42	0.47

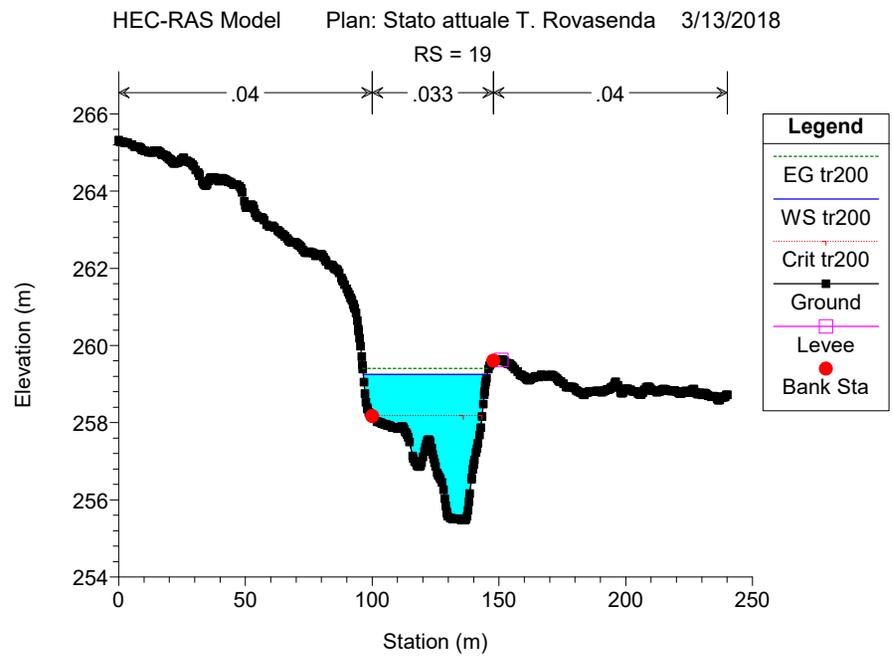
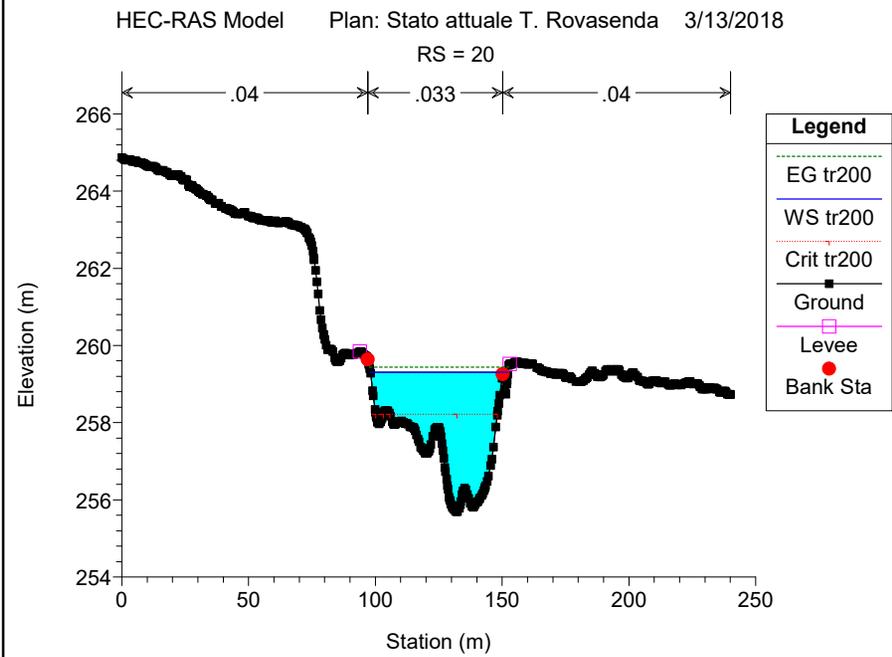
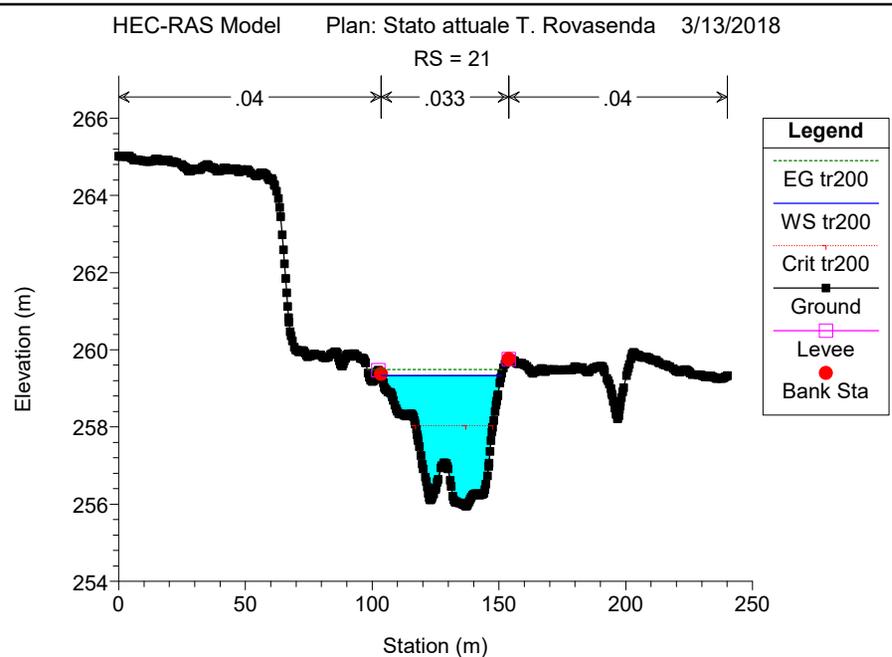
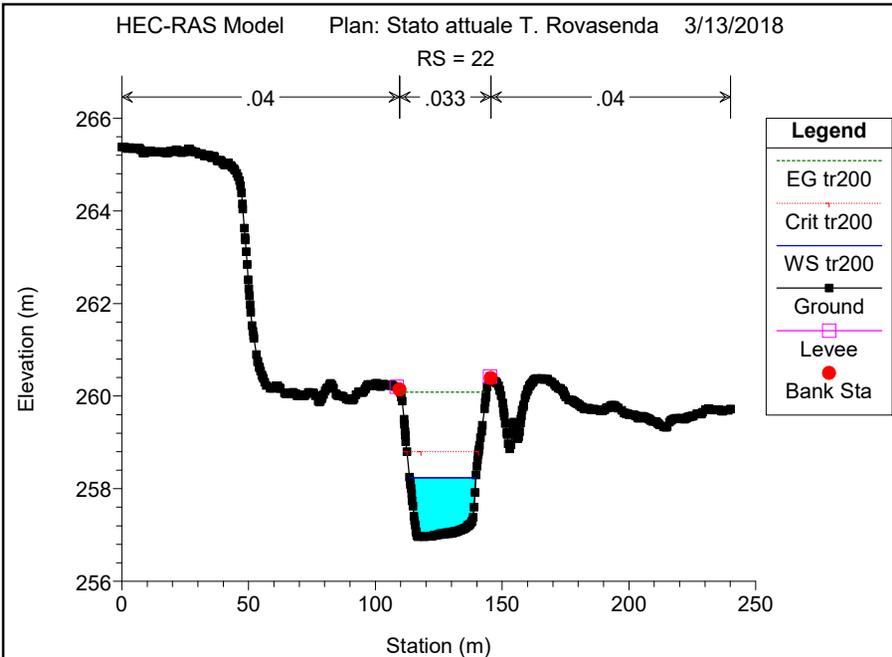
## **ALLEGATO D1 – SIMULAZIONI FIUME TORRENTE ROVASENDA CONDIZIONE ANTE OPERAM**

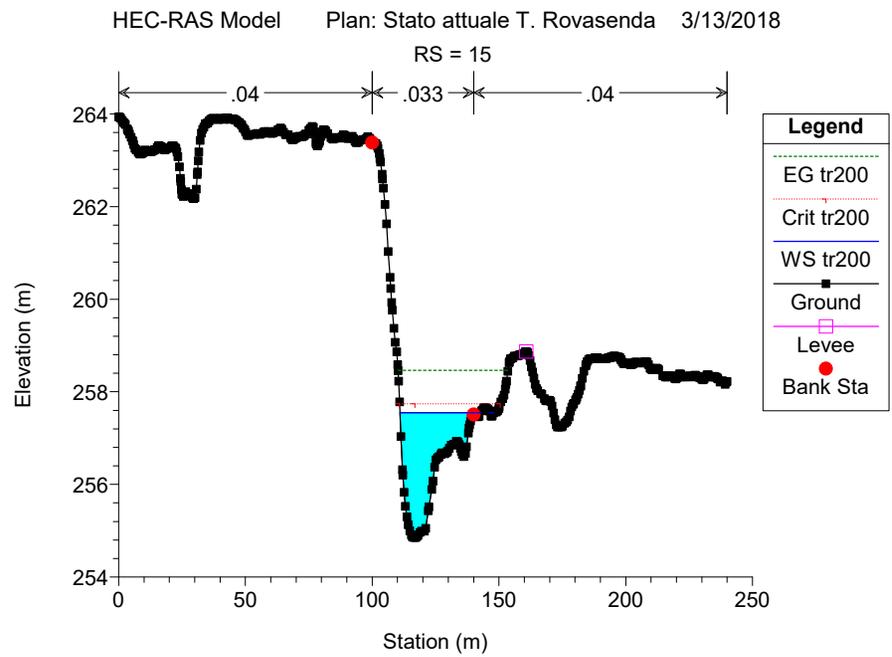
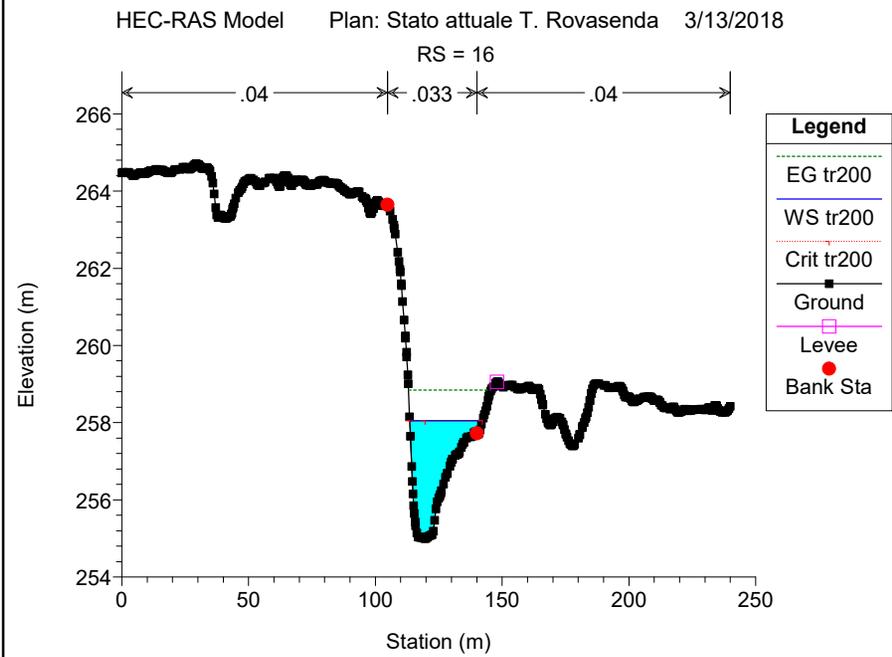
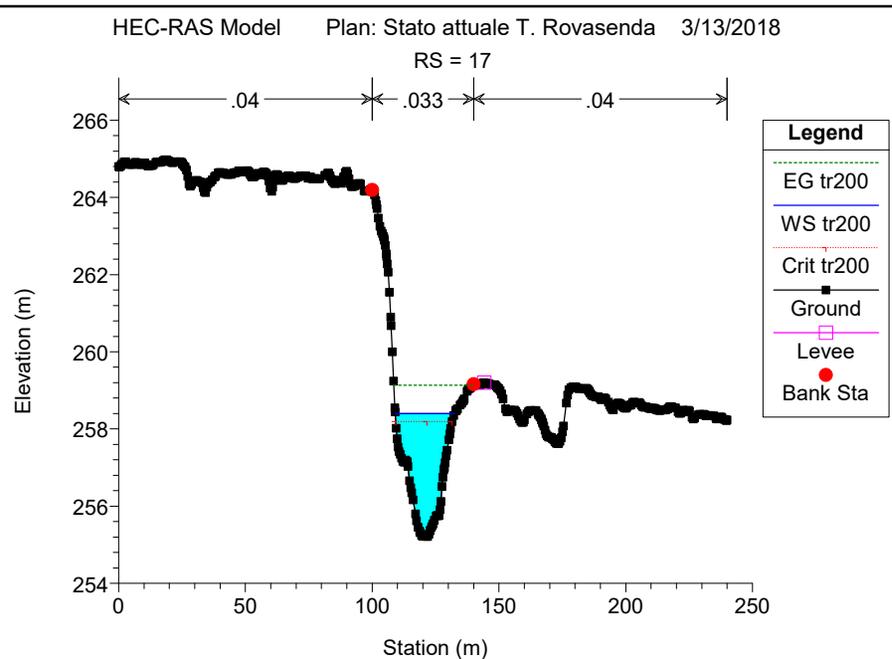
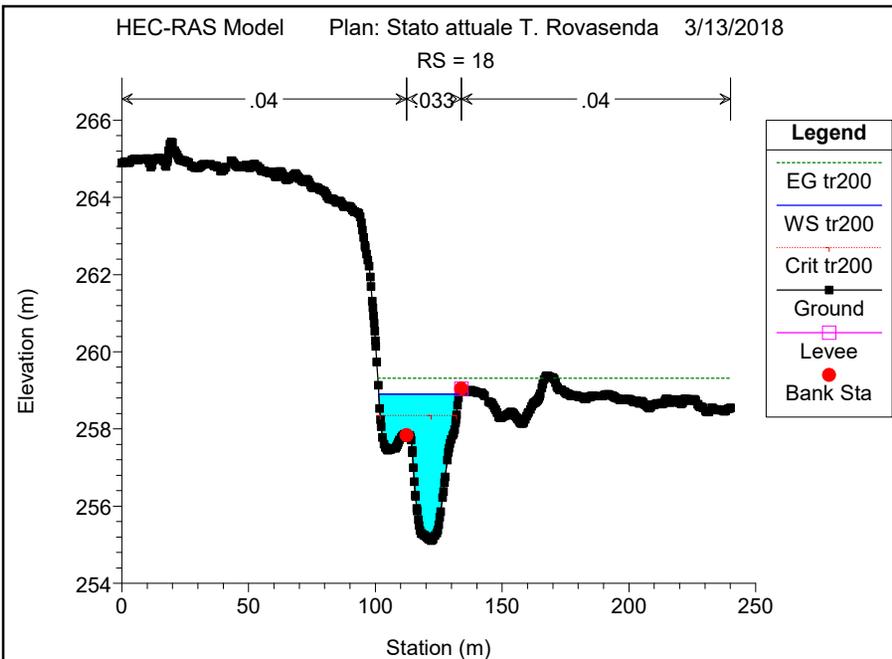
T. Rovasenda Rovasenda

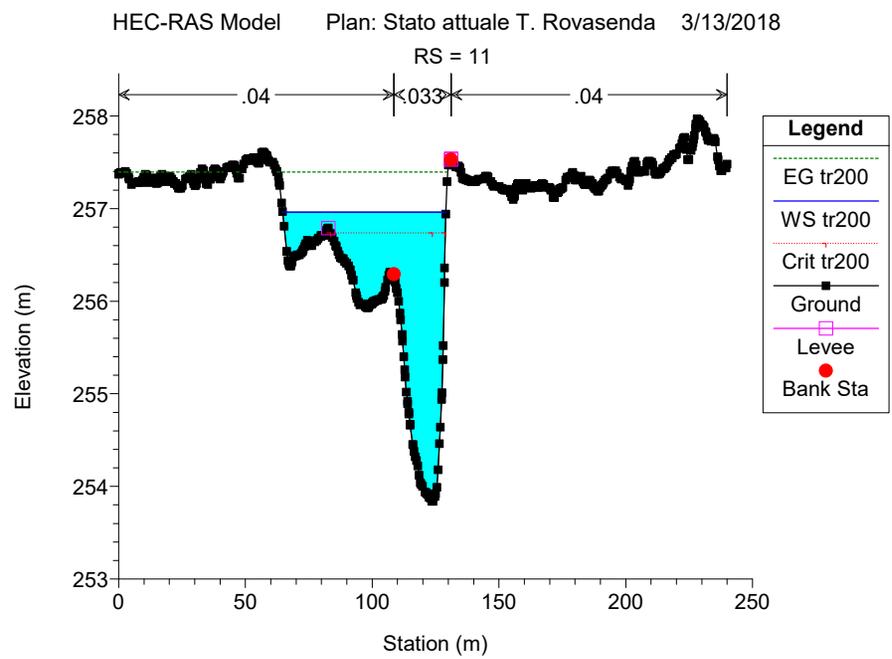
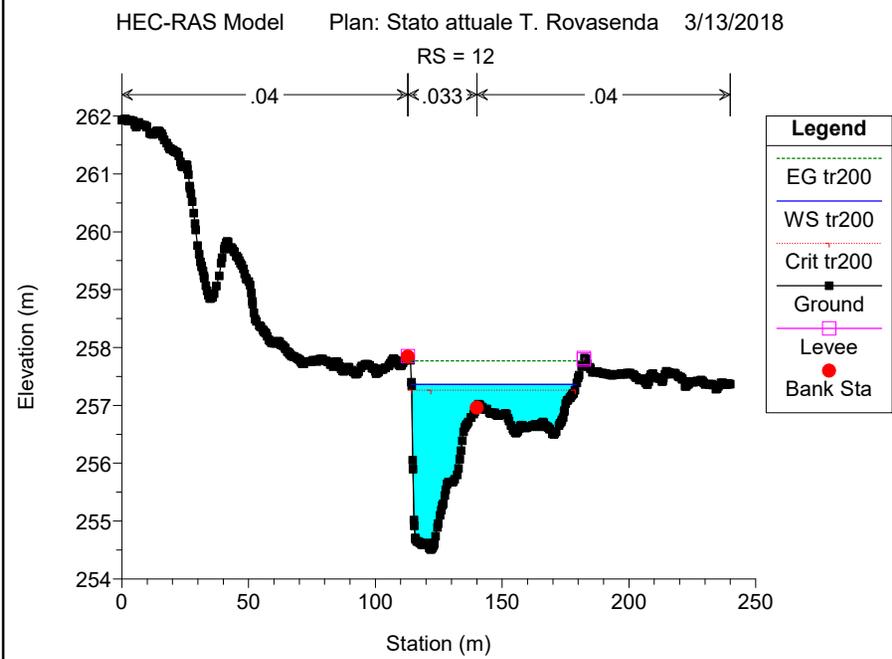
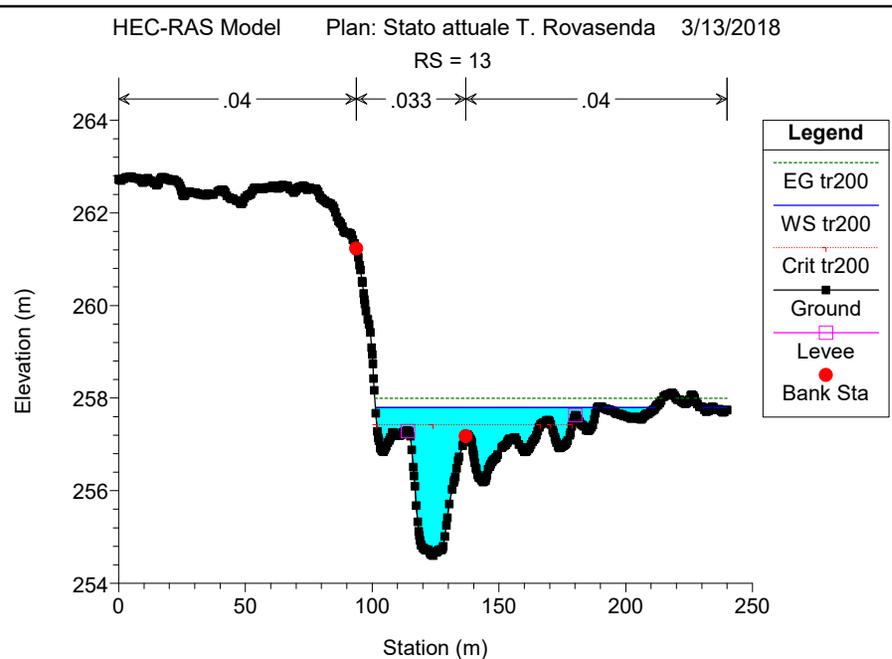
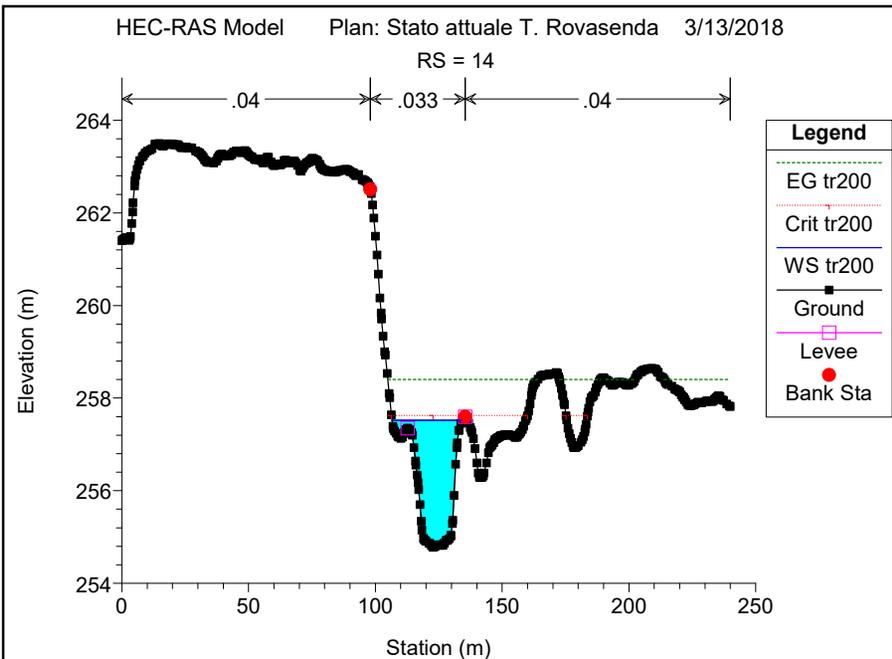


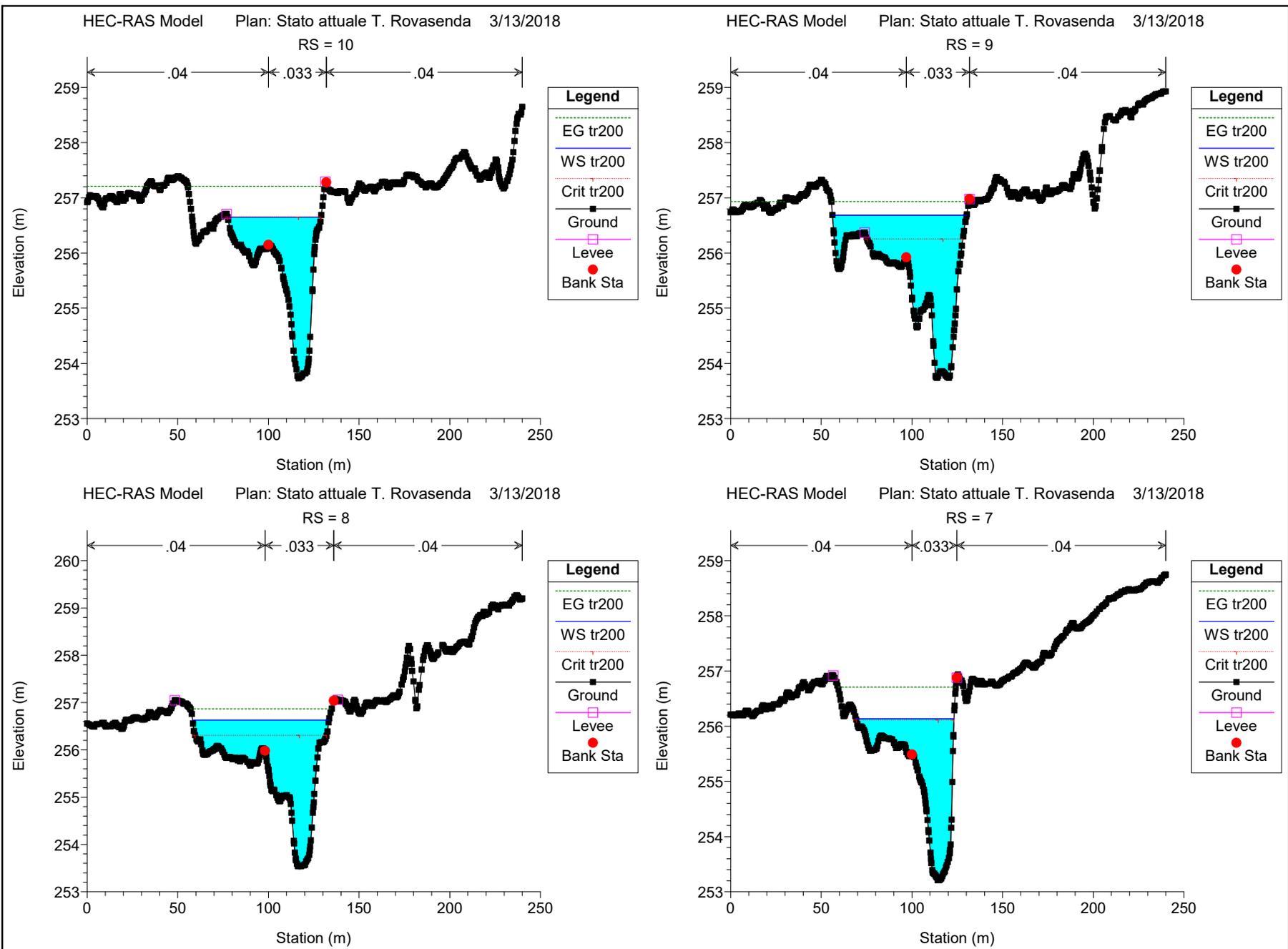


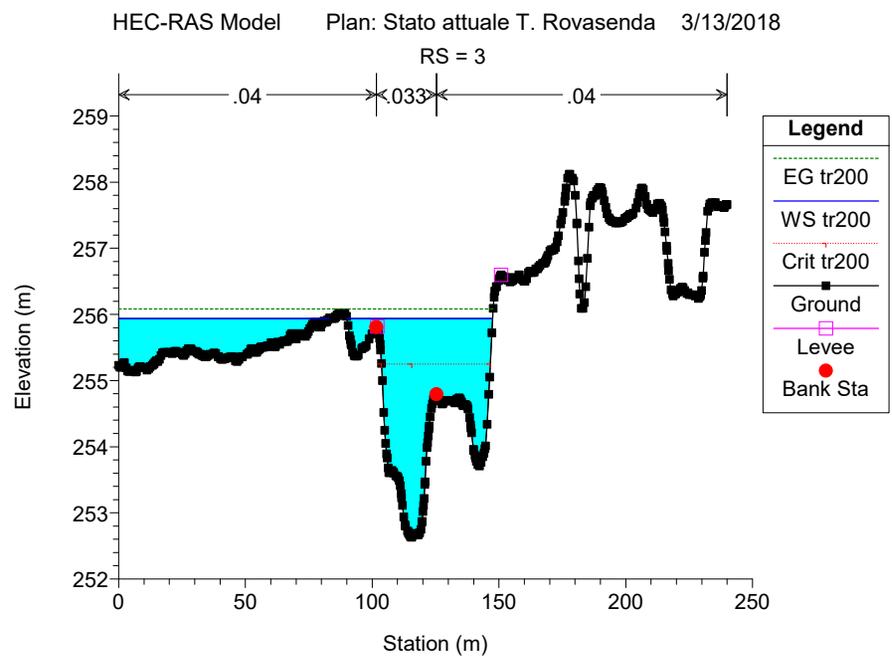
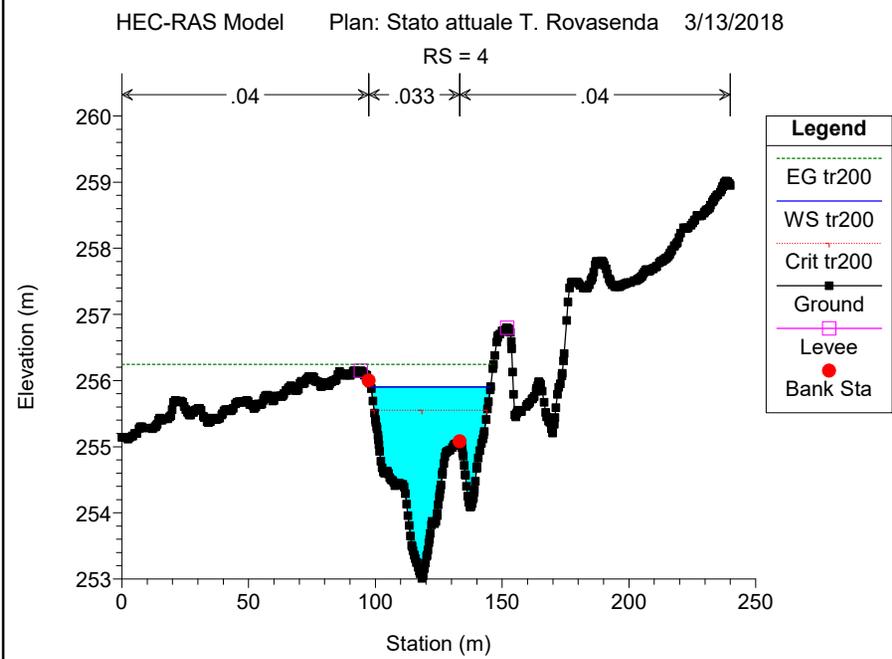
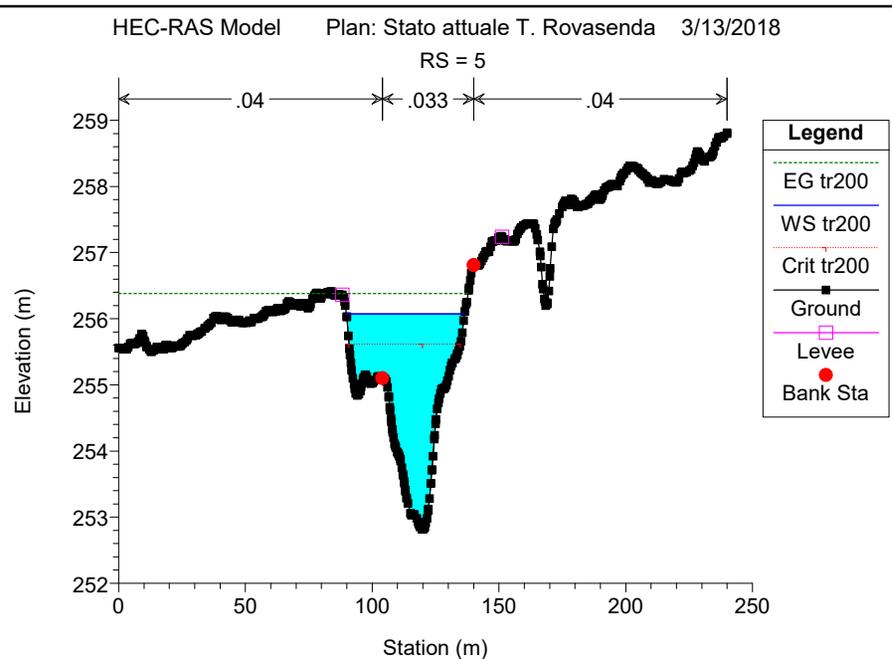
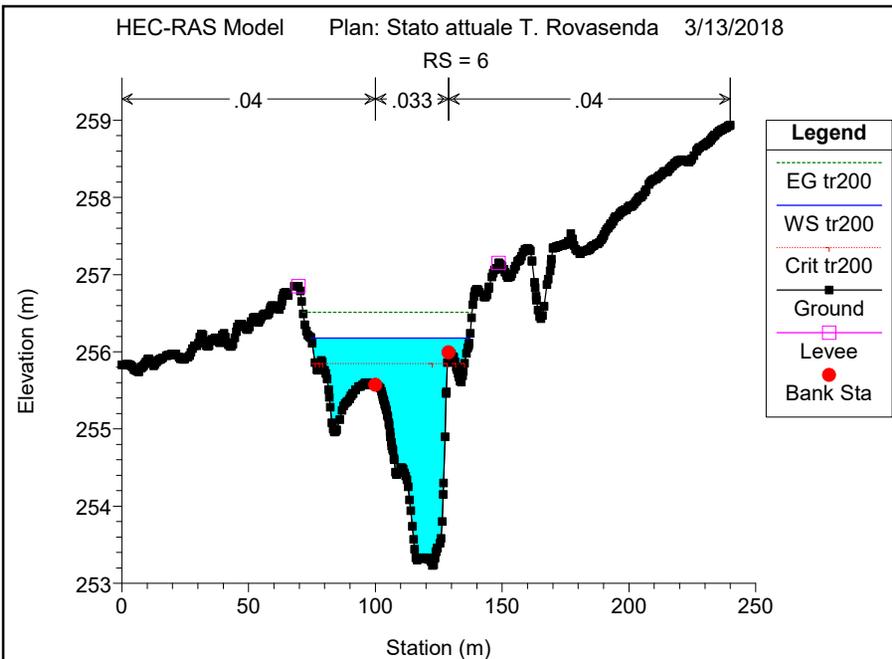






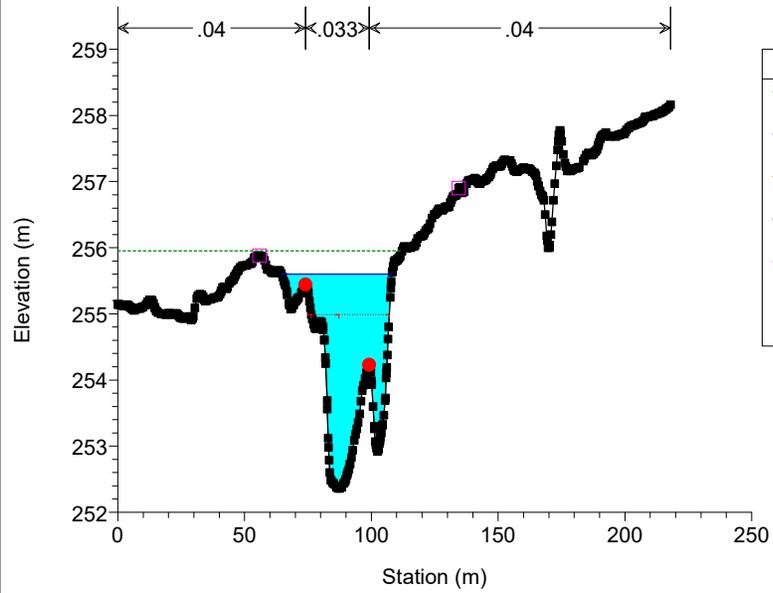






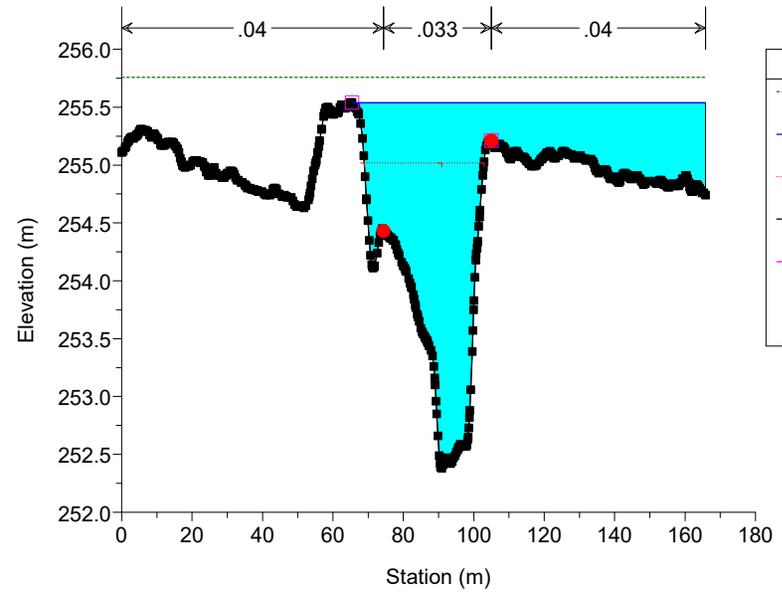
HEC-RAS Model Plan: Stato attuale T. Rovasenda 3/13/2018

RS = 2



HEC-RAS Model Plan: Stato attuale T. Rovasenda 3/13/2018

RS = 1

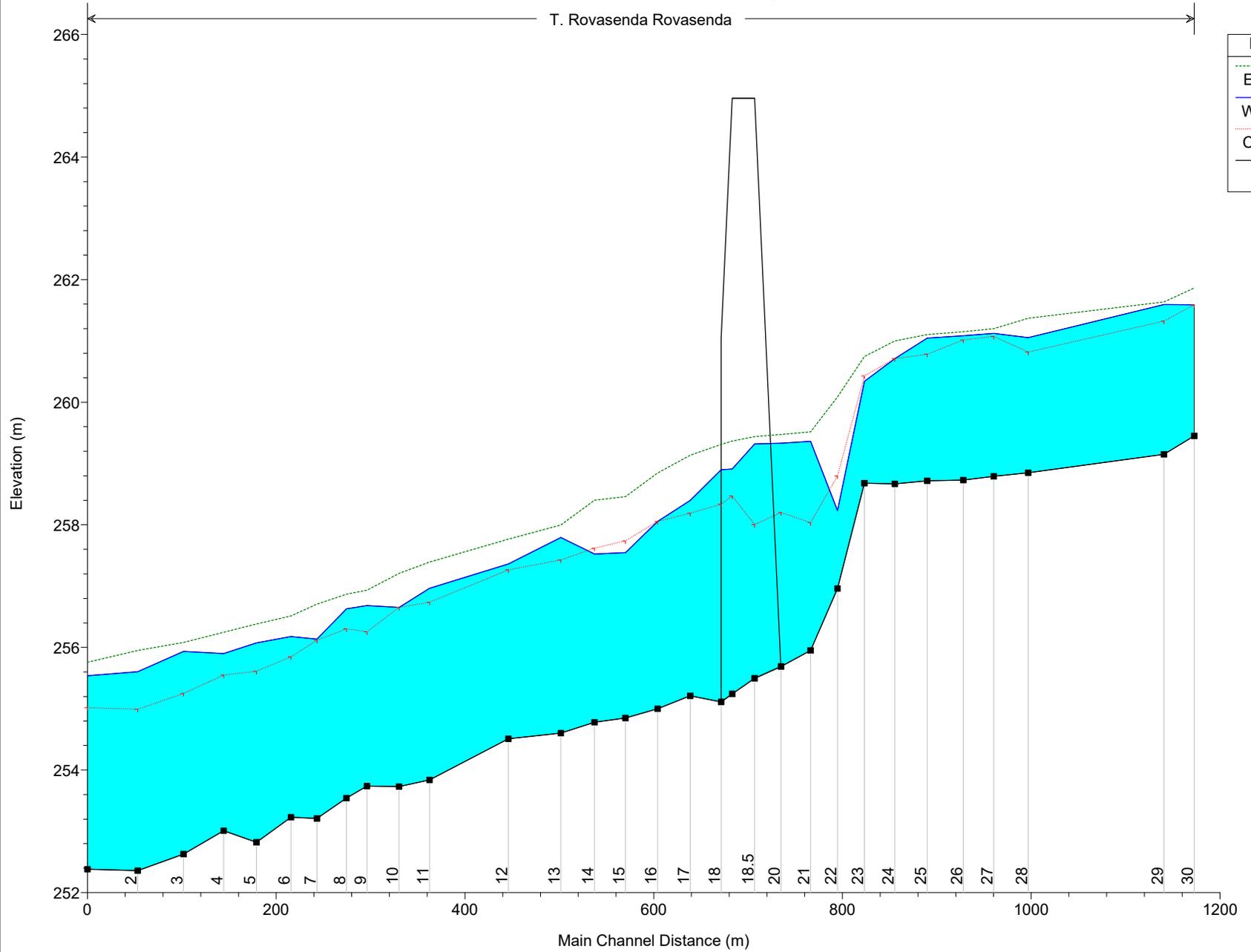


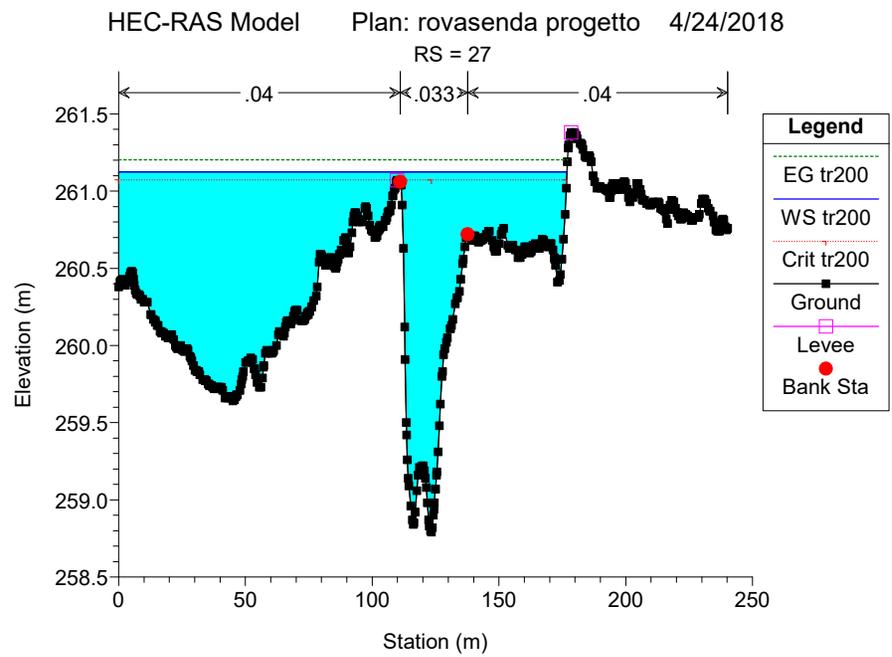
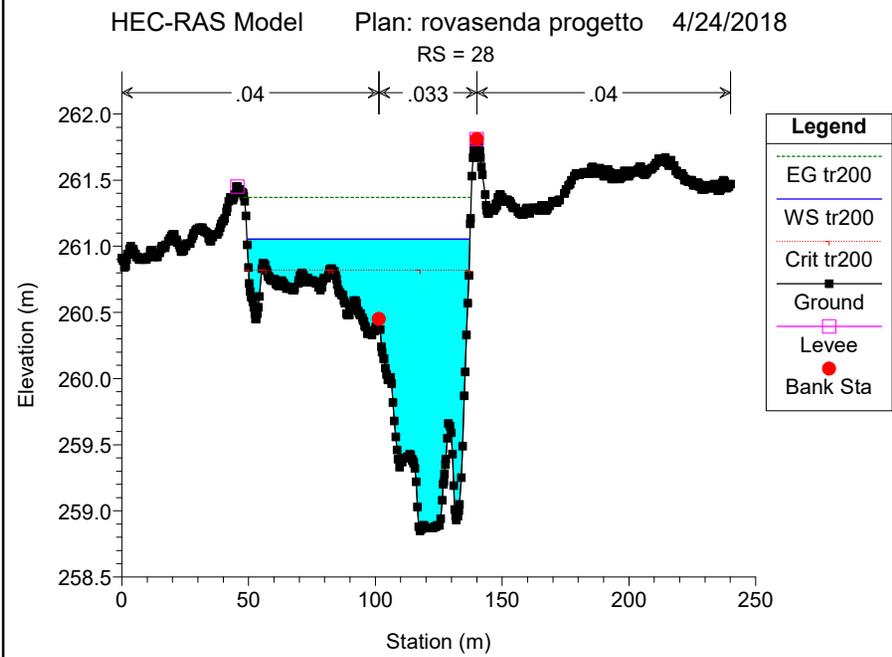
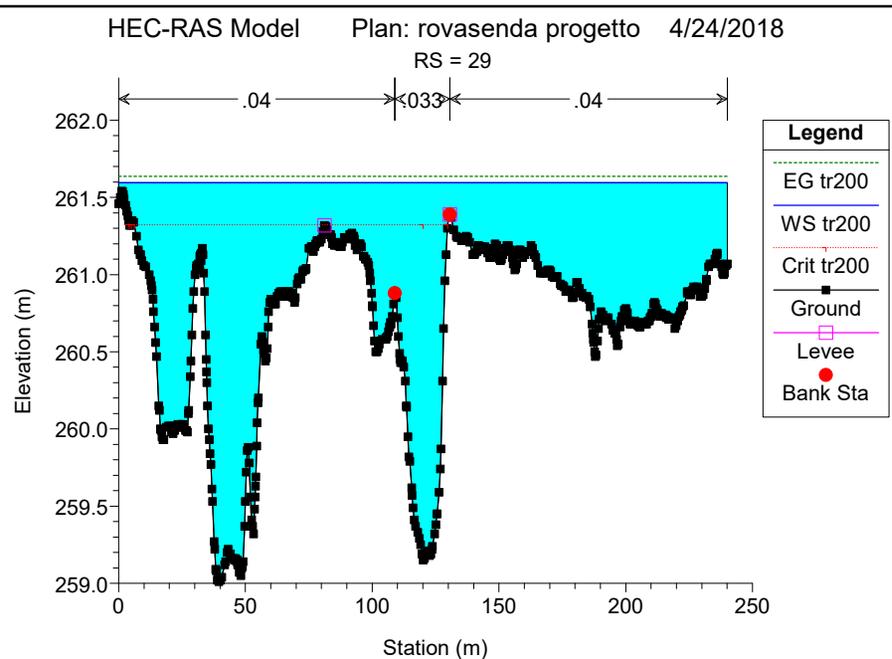
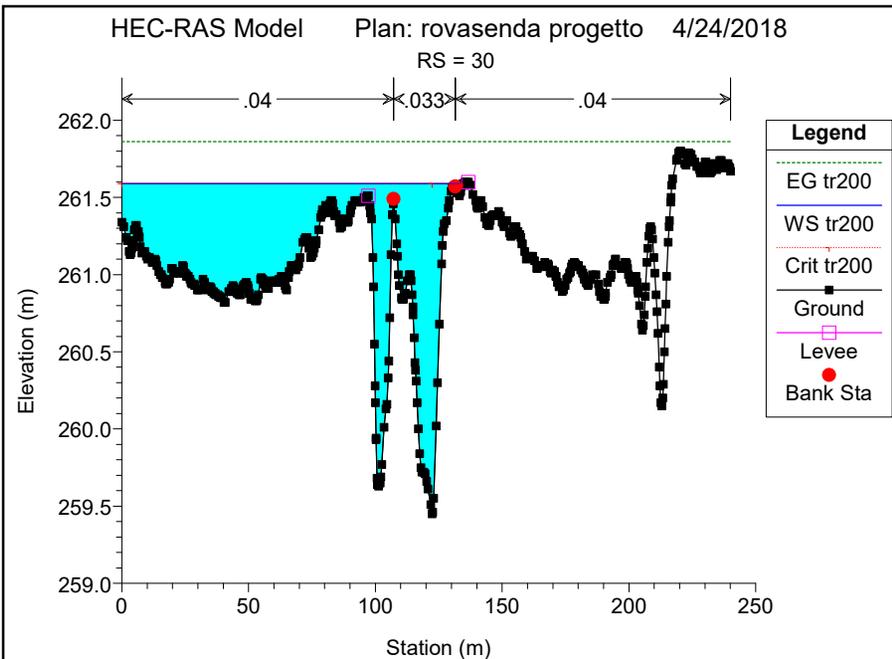
HEC-RAS Plan: T. Rovasenda River: T. Rovasenda Reach: Rovasenda Profile: tr200

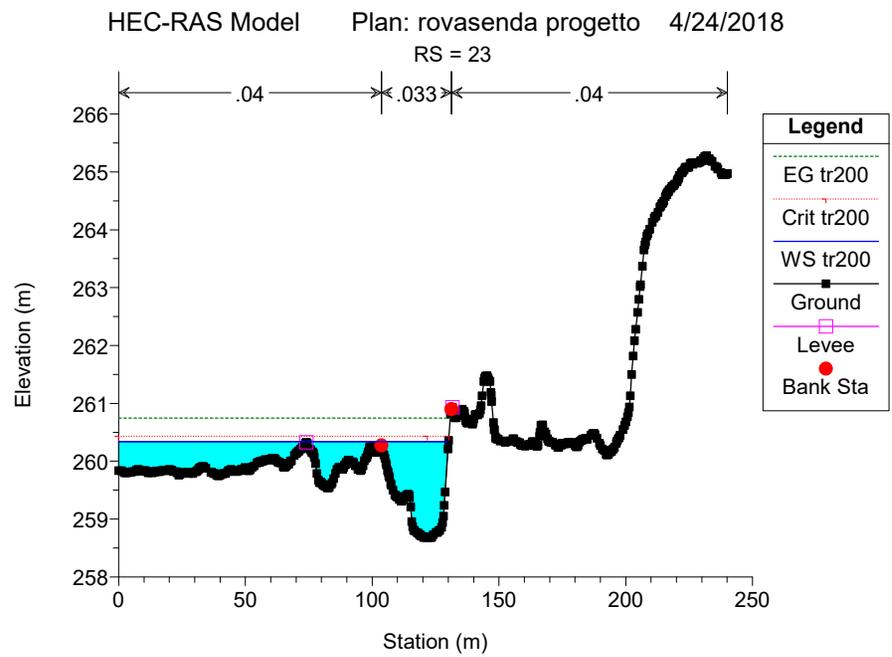
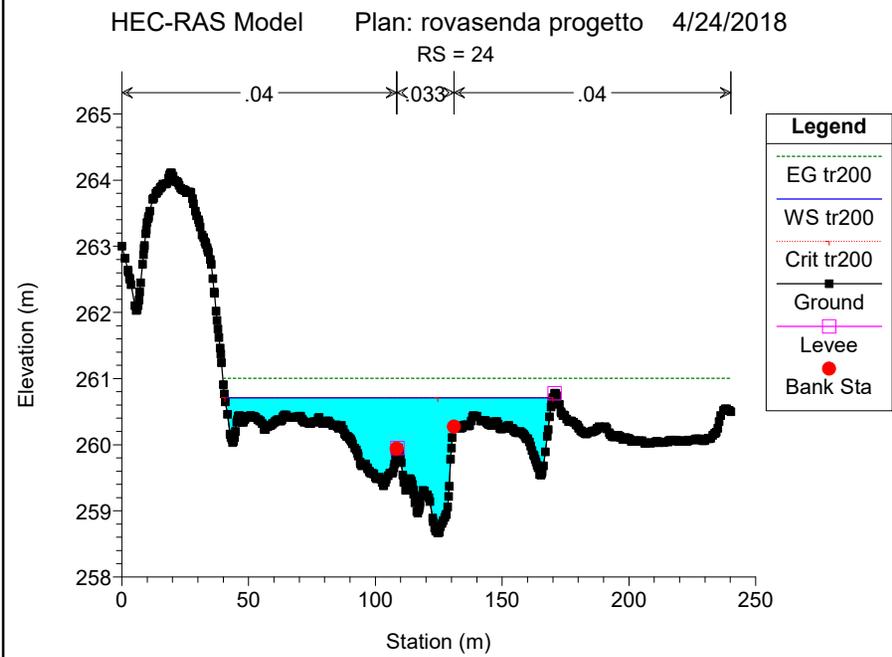
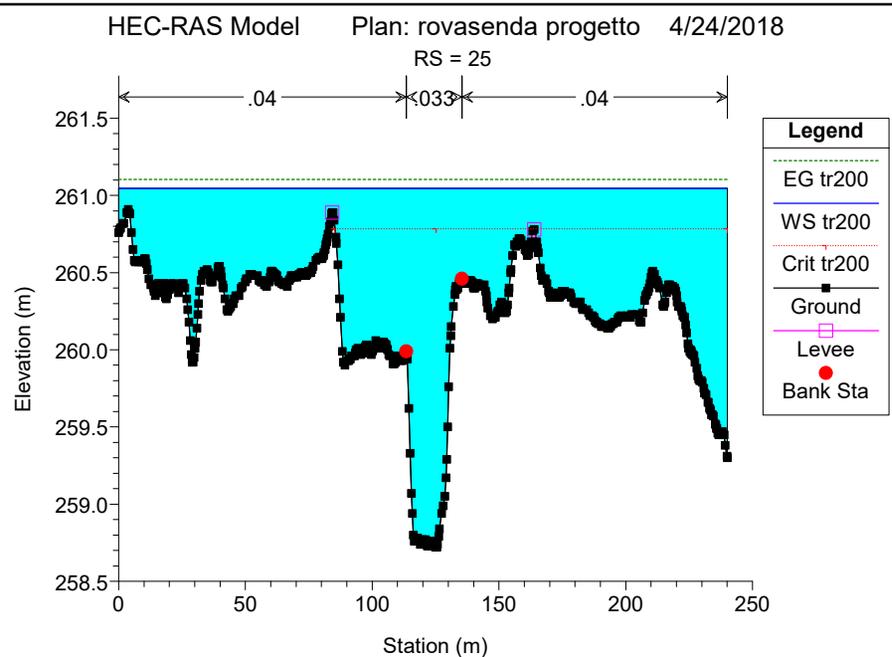
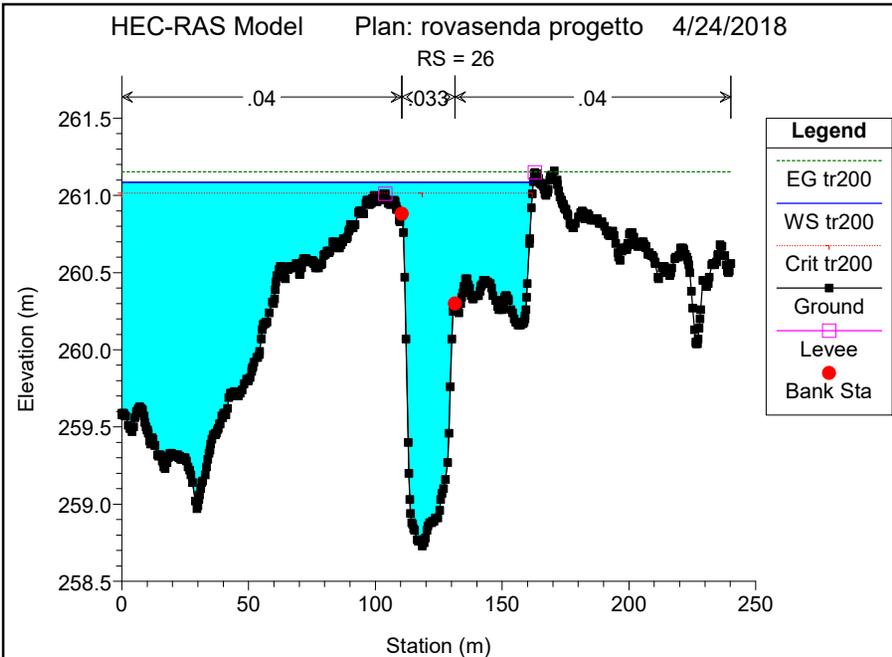
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Rovasenda	30	tr200	172.16	259.45	261.59	261.59	261.86	0.010473	2.98	83.17	134.45	0.97
Rovasenda	29	tr200	172.16	259.15	261.60	261.32	261.64	0.000904	1.28	220.52	240.13	0.31
Rovasenda	28	tr200	172.16	258.85	261.05	260.82	261.37	0.003997	2.62	79.79	87.92	0.65
Rovasenda	27	tr200	172.16	258.79	261.13	261.07	261.20	0.001798	1.61	156.99	176.84	0.43
Rovasenda	26	tr200	172.16	258.73	261.09	261.02	261.15	0.001194	1.55	172.99	162.22	0.36
Rovasenda	25	tr200	172.16	258.72	261.05	260.79	261.10	0.001200	1.52	199.74	240.14	0.36
Rovasenda	24	tr200	172.16	258.67	260.71	260.71	261.00	0.005929	2.96	91.10	129.39	0.78
Rovasenda	23	tr200	172.16	258.68	260.34	260.43	260.74	0.010820	3.41	76.02	130.06	1.01
Rovasenda	22	tr200	172.16	256.96	258.23	258.80	260.09	0.036300	6.03	28.54	26.10	1.84
Rovasenda	21	tr200	172.16	255.95	259.33	258.04	259.49	0.001368	1.77	97.00	47.25	0.40
Rovasenda	20	tr200	172.16	255.69	259.31	258.22	259.44	0.001165	1.62	106.57	54.24	0.36
Rovasenda	19	tr200	172.16	255.48	259.25	258.18	259.40	0.001216	1.73	100.98	48.93	0.38
Rovasenda	18	tr200	172.16	255.11	258.90	258.35	259.31	0.003189	2.98	64.18	31.67	0.60
Rovasenda	17	tr200	172.16	255.21	258.40	258.19	259.13	0.007038	3.80	45.28	23.41	0.87
Rovasenda	16	tr200	172.16	255.00	258.06	258.06	258.85	0.009501	3.95	44.05	28.73	0.98
Rovasenda	15	tr200	172.16	254.85	257.55	257.74	258.46	0.013276	4.24	40.86	33.57	1.14
Rovasenda	14	tr200	172.16	254.78	257.52	257.62	258.40	0.011716	4.15	41.44	27.62	1.08
Rovasenda	13	tr200	172.16	254.60	257.79	257.43	258.00	0.002922	2.22	99.78	116.91	0.55
Rovasenda	12	tr200	172.16	254.51	257.36	257.27	257.77	0.004925	3.04	70.38	65.04	0.72
Rovasenda	11	tr200	172.16	253.84	256.96	256.74	257.39	0.004034	3.14	71.36	64.47	0.67
Rovasenda	10	tr200	172.16	253.73	256.65	256.65	257.21	0.007754	3.46	56.95	51.45	0.89
Rovasenda	9	tr200	172.16	253.74	256.68	256.26	256.93	0.002808	2.37	87.93	74.00	0.56
Rovasenda	8	tr200	172.16	253.54	256.63	256.31	256.87	0.002960	2.33	89.12	75.27	0.57
Rovasenda	7	tr200	172.16	253.21	256.13	256.12	256.71	0.005825	3.48	58.34	54.00	0.79
Rovasenda	6	tr200	172.16	253.23	256.18	255.85	256.51	0.003465	2.70	75.79	62.71	0.62
Rovasenda	5	tr200	172.16	252.82	256.07	255.61	256.38	0.003221	2.56	73.62	46.63	0.60
Rovasenda	4	tr200	172.16	253.01	255.90	255.55	256.25	0.004444	2.71	68.35	47.16	0.69
Rovasenda	3	tr200	172.16	252.63	255.94	255.25	256.08	0.001559	1.99	129.74	140.41	0.42
Rovasenda	2	tr200	172.16	252.36	255.60	254.99	255.95	0.003546	2.76	68.84	43.49	0.63
Rovasenda	1	tr200	172.16	252.38	255.54	255.02	255.76	0.002458	2.29	100.85	100.32	0.52

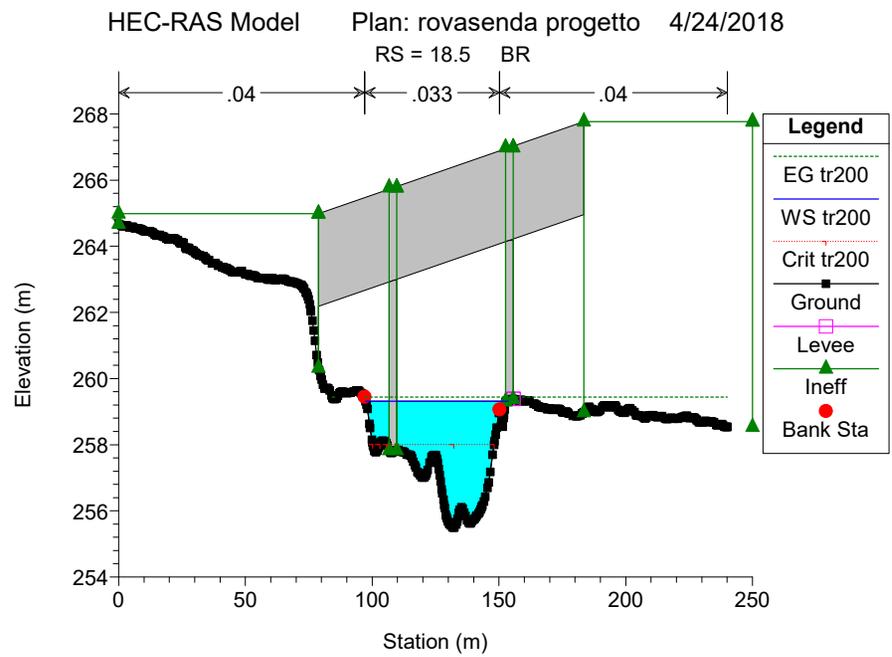
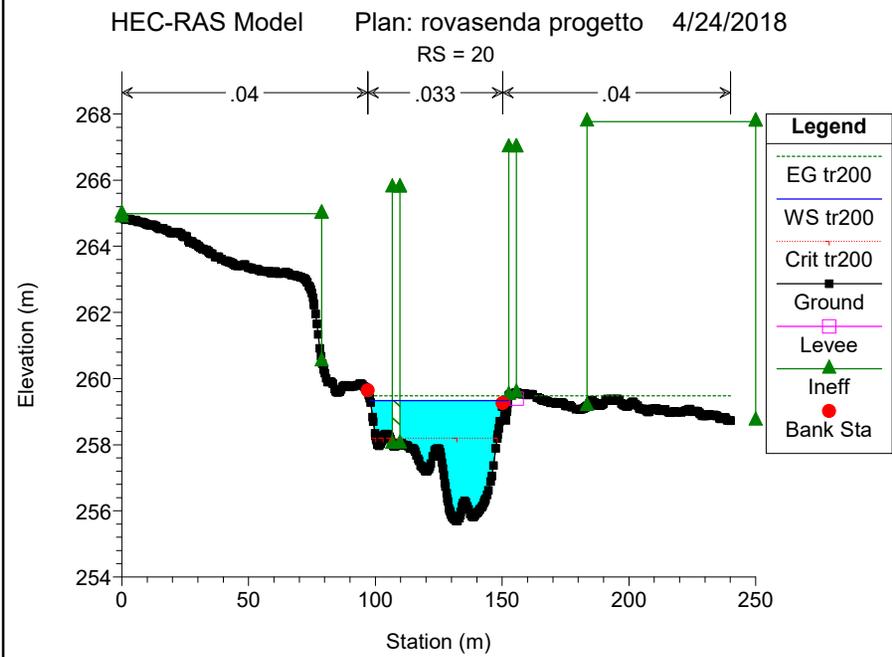
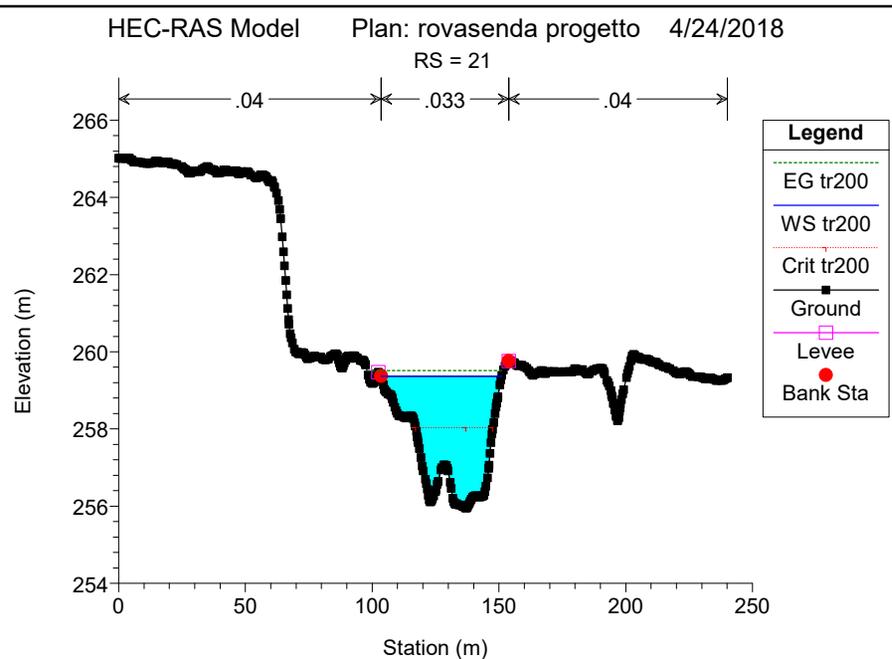
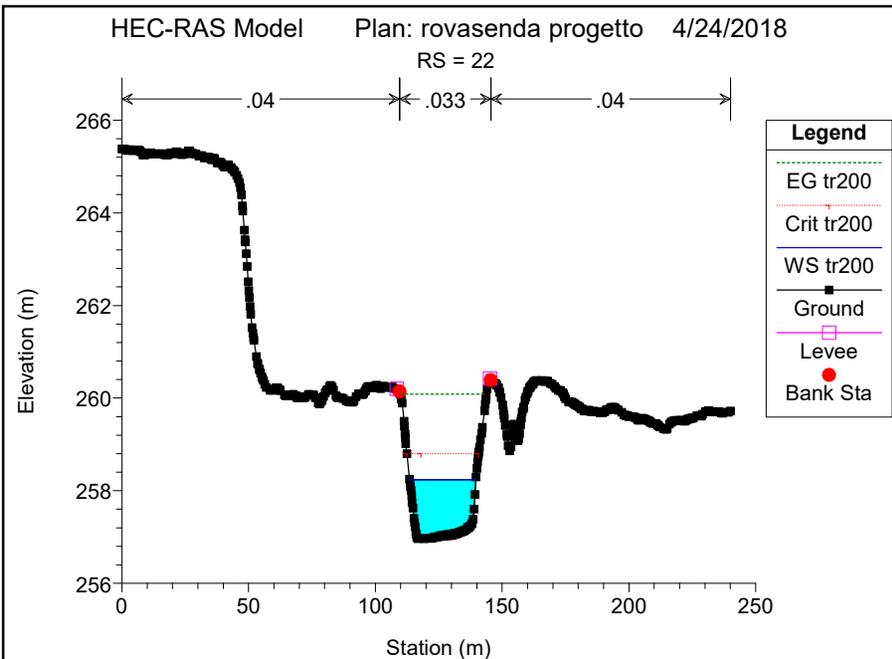
**ALLEGATO D2 – SIMULAZIONI TORRENTE ROVASENDA CONDIZIONE POST  
OPERAM**

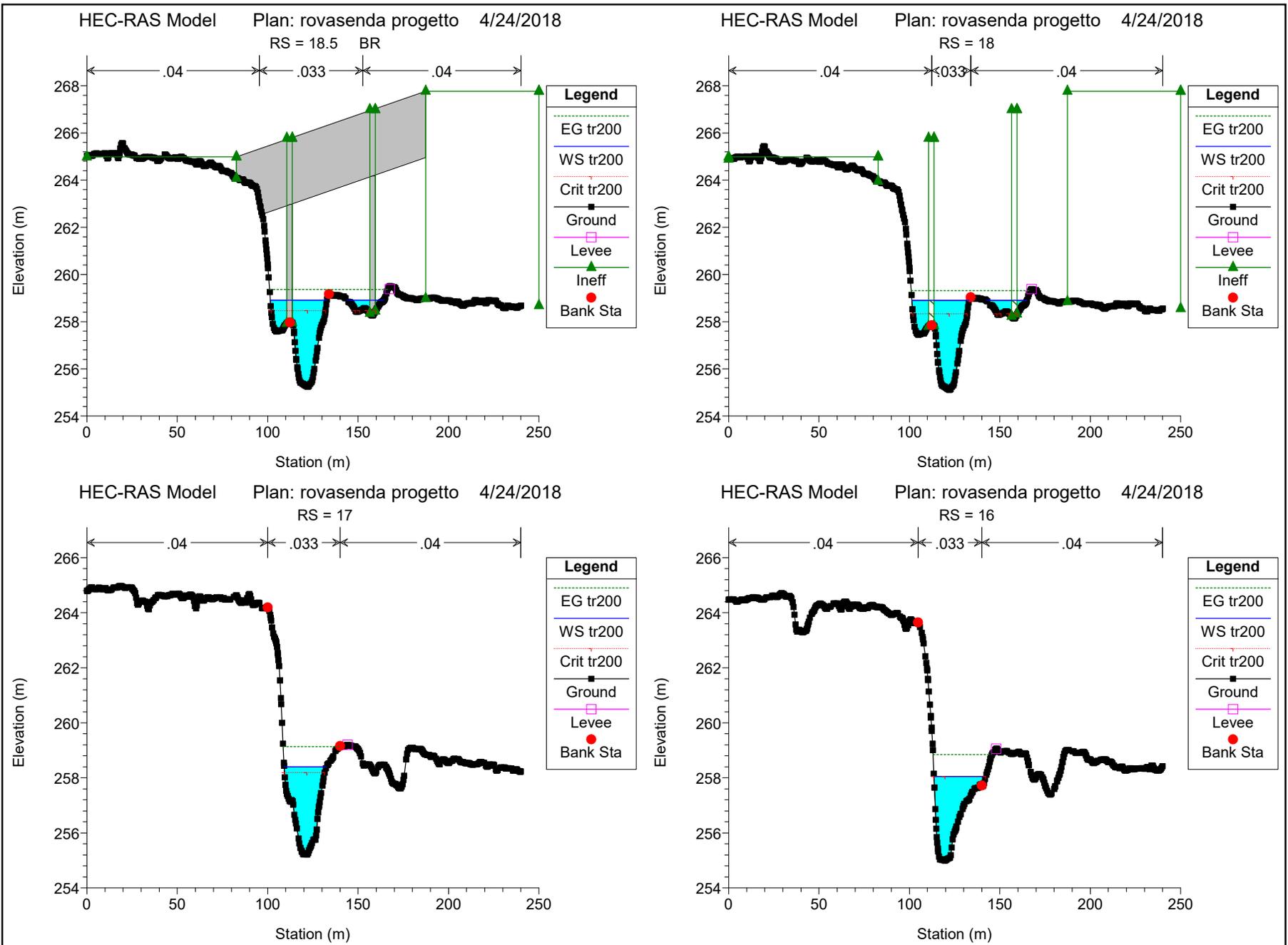
T. Rovasenda Rovasenda

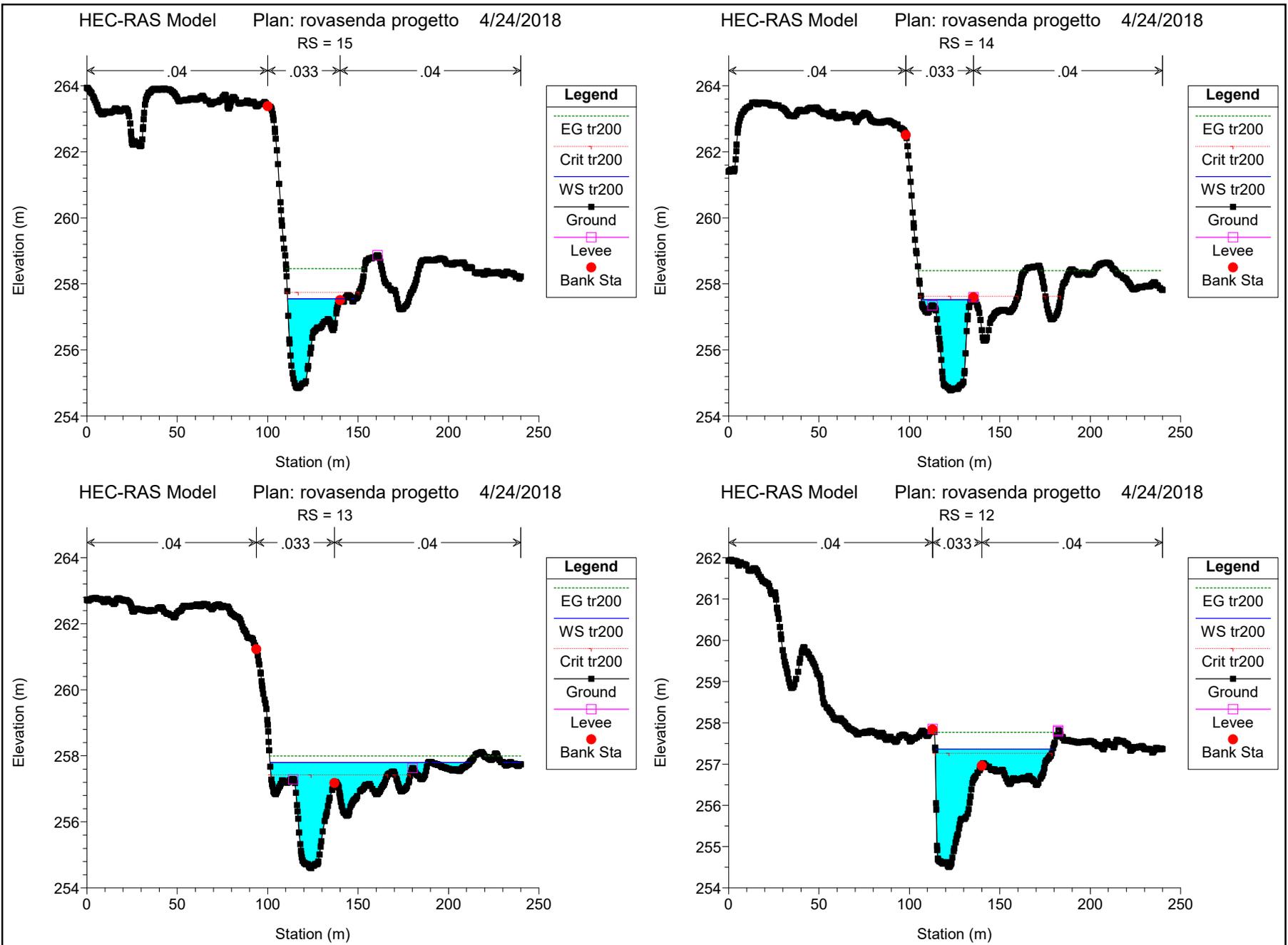


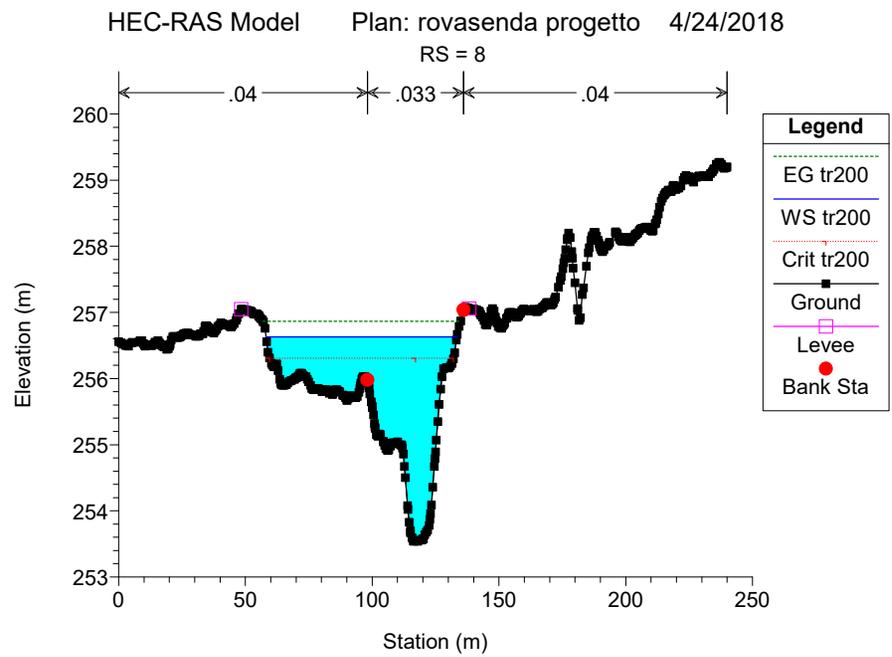
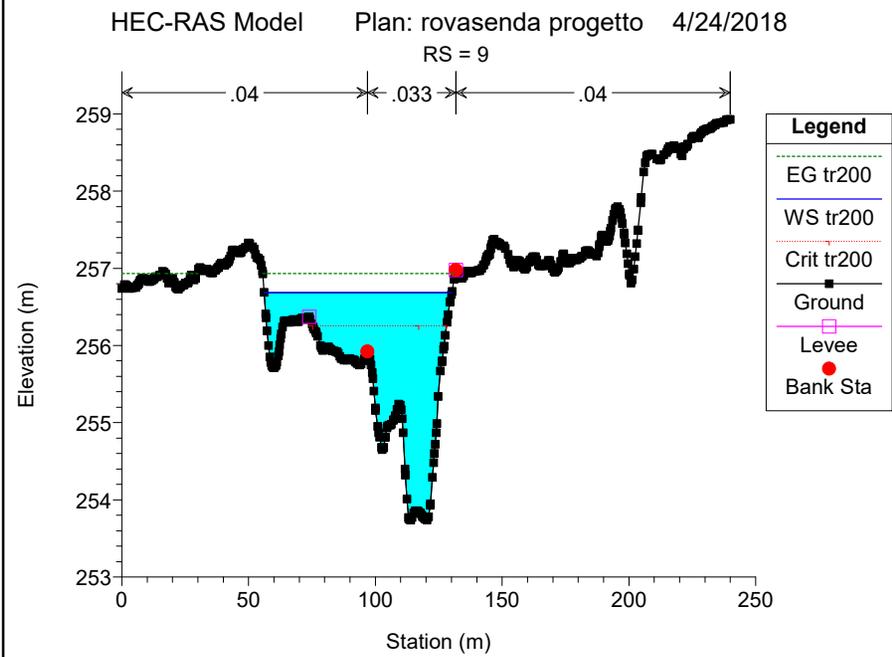
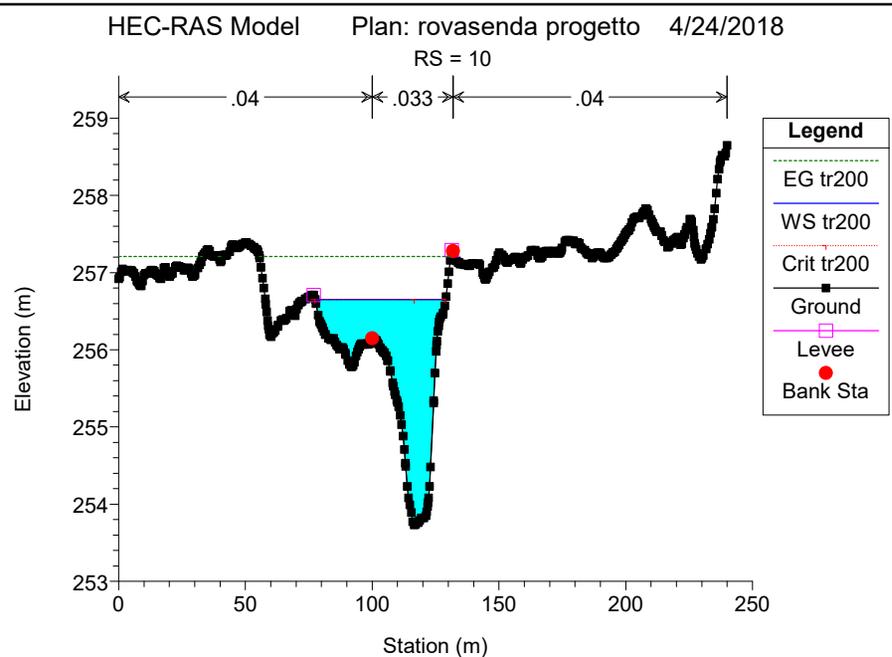
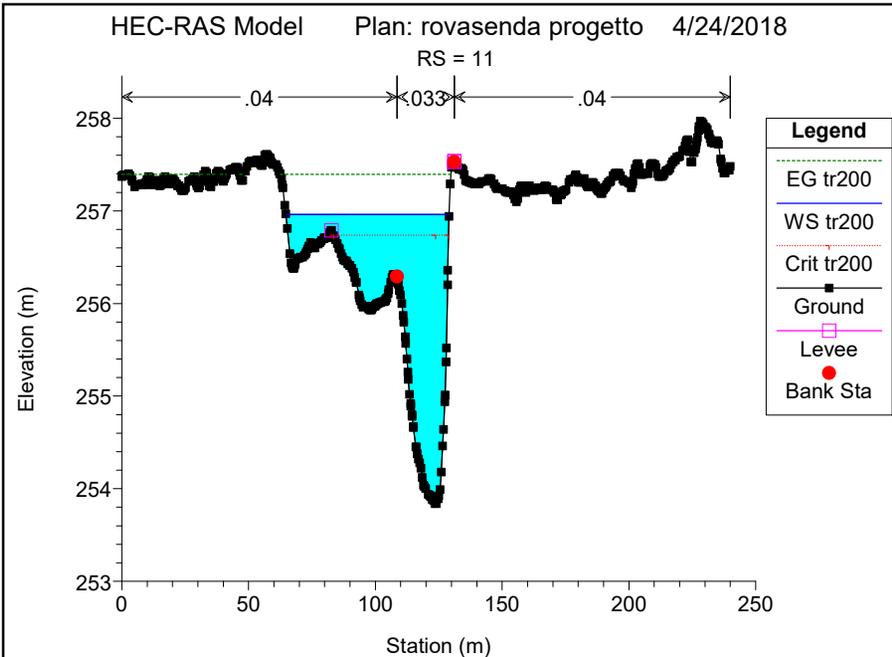


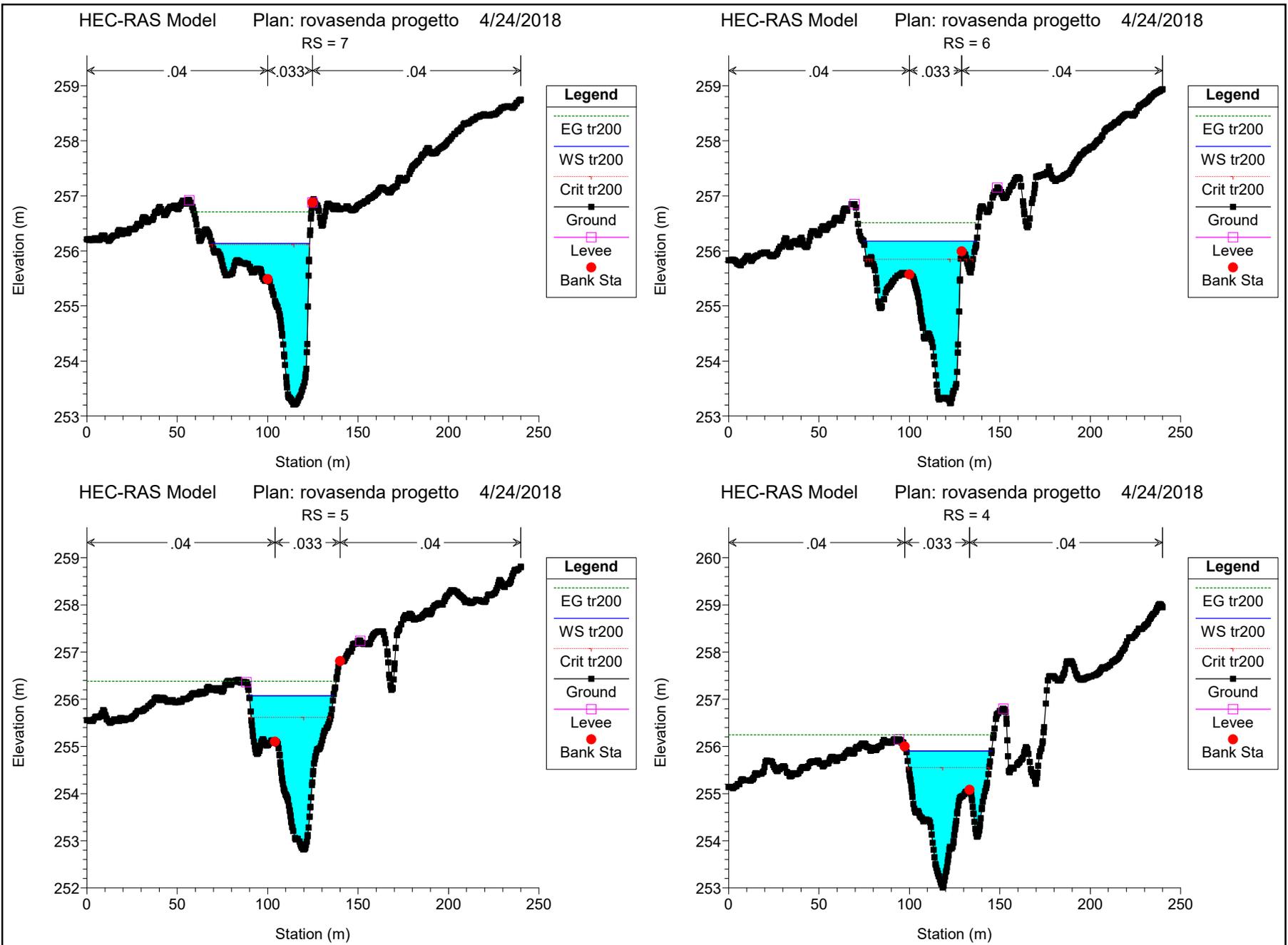




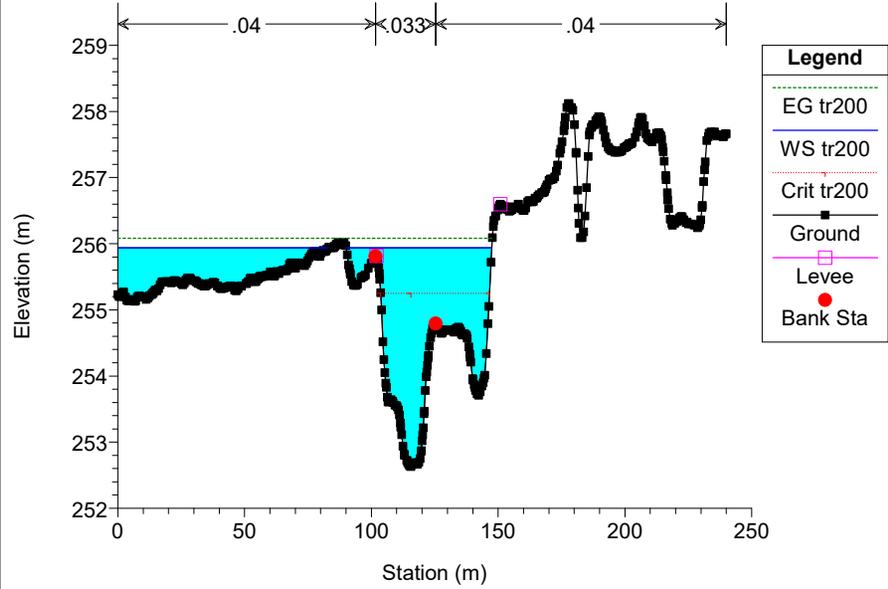




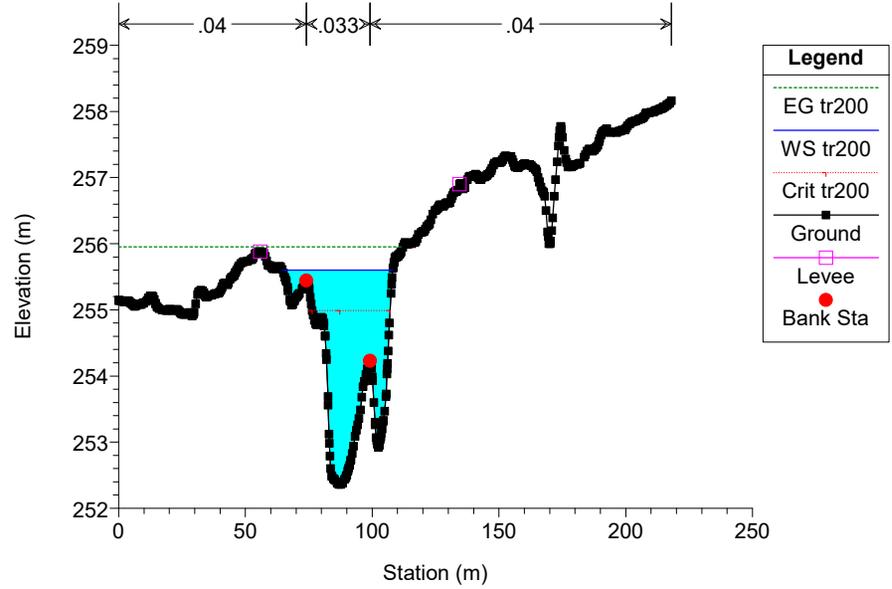




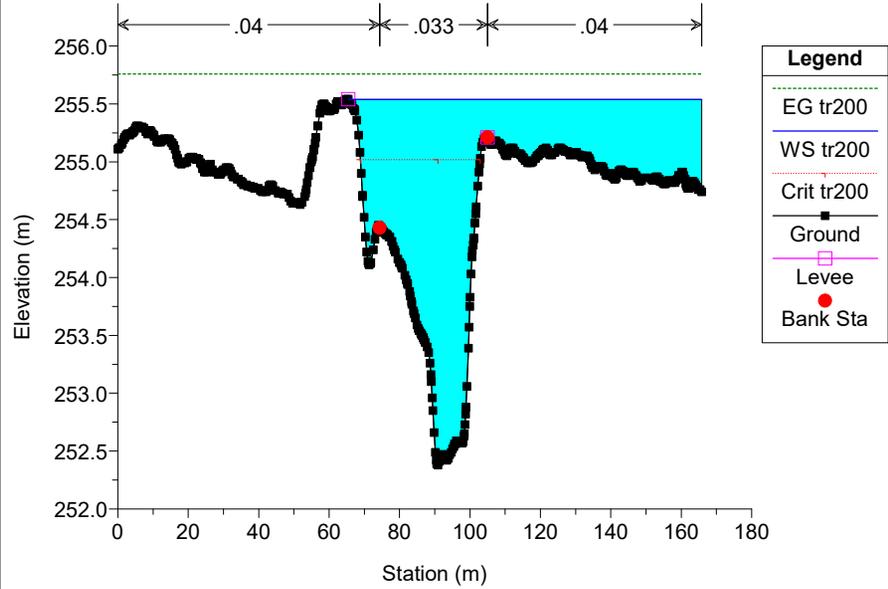
HEC-RAS Model Plan: rovasenda progetto 4/24/2018  
RS = 3



HEC-RAS Model Plan: rovasenda progetto 4/24/2018  
RS = 2



HEC-RAS Model Plan: rovasenda progetto 4/24/2018  
RS = 1



HEC-RAS Plan: rovasenda proget River: T. Rovasenda Reach: Rovasenda Profile: tr200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Rovasenda	30	tr200	172.16	259.45	261.59	261.59	261.86	0.010473	2.98	83.17	134.45	0.97
Rovasenda	29	tr200	172.16	259.15	261.60	261.32	261.64	0.000904	1.28	220.52	240.13	0.31
Rovasenda	28	tr200	172.16	258.85	261.05	260.82	261.37	0.003997	2.62	79.79	87.92	0.65
Rovasenda	27	tr200	172.16	258.79	261.13	261.07	261.20	0.001798	1.61	156.99	176.84	0.43
Rovasenda	26	tr200	172.16	258.73	261.09	261.02	261.15	0.001194	1.55	172.99	162.22	0.36
Rovasenda	25	tr200	172.16	258.72	261.05	260.79	261.10	0.001200	1.52	199.74	240.14	0.36
Rovasenda	24	tr200	172.16	258.67	260.71	260.71	261.00	0.005929	2.96	91.10	129.39	0.78
Rovasenda	23	tr200	172.16	258.68	260.34	260.43	260.74	0.010820	3.41	76.02	130.06	1.01
Rovasenda	22	tr200	172.16	256.96	258.23	258.80	260.09	0.036300	6.03	28.54	26.10	1.84
Rovasenda	21	tr200	172.16	255.95	259.36	258.04	259.52	0.001305	1.75	98.59	47.48	0.39
Rovasenda	20	tr200	172.16	255.69	259.33	258.20	259.47	0.001177	1.66	103.95	54.36	0.37
Rovasenda	18.5		Bridge									
Rovasenda	18	tr200	172.16	255.11	258.90	258.34	259.31	0.003125	3.00	68.42	54.28	0.60
Rovasenda	17	tr200	172.16	255.21	258.40	258.19	259.13	0.007038	3.80	45.28	23.41	0.87
Rovasenda	16	tr200	172.16	255.00	258.06	258.06	258.85	0.009501	3.95	44.05	28.73	0.98
Rovasenda	15	tr200	172.16	254.85	257.55	257.74	258.46	0.013276	4.24	40.86	33.57	1.14
Rovasenda	14	tr200	172.16	254.78	257.52	257.62	258.40	0.011716	4.15	41.44	27.62	1.08
Rovasenda	13	tr200	172.16	254.60	257.79	257.43	258.00	0.002922	2.22	99.78	116.91	0.55
Rovasenda	12	tr200	172.16	254.51	257.36	257.27	257.77	0.004925	3.04	70.38	65.04	0.72
Rovasenda	11	tr200	172.16	253.84	256.96	256.74	257.39	0.004034	3.14	71.36	64.47	0.67
Rovasenda	10	tr200	172.16	253.73	256.65	256.65	257.21	0.007754	3.46	56.95	51.45	0.89
Rovasenda	9	tr200	172.16	253.74	256.68	256.26	256.93	0.002808	2.37	87.93	74.00	0.56
Rovasenda	8	tr200	172.16	253.54	256.63	256.31	256.87	0.002960	2.33	89.12	75.27	0.57
Rovasenda	7	tr200	172.16	253.21	256.13	256.12	256.71	0.005825	3.48	58.34	54.00	0.79
Rovasenda	6	tr200	172.16	253.23	256.18	255.85	256.51	0.003465	2.70	75.79	62.71	0.62
Rovasenda	5	tr200	172.16	252.82	256.07	255.61	256.38	0.003221	2.56	73.62	46.63	0.60
Rovasenda	4	tr200	172.16	253.01	255.90	255.55	256.25	0.004444	2.71	68.35	47.16	0.69
Rovasenda	3	tr200	172.16	252.63	255.94	255.25	256.08	0.001559	1.99	129.74	140.41	0.42
Rovasenda	2	tr200	172.16	252.36	255.60	254.99	255.95	0.003546	2.76	68.84	43.49	0.63
Rovasenda	1	tr200	172.16	252.38	255.54	255.02	255.76	0.002458	2.29	100.85	100.32	0.52

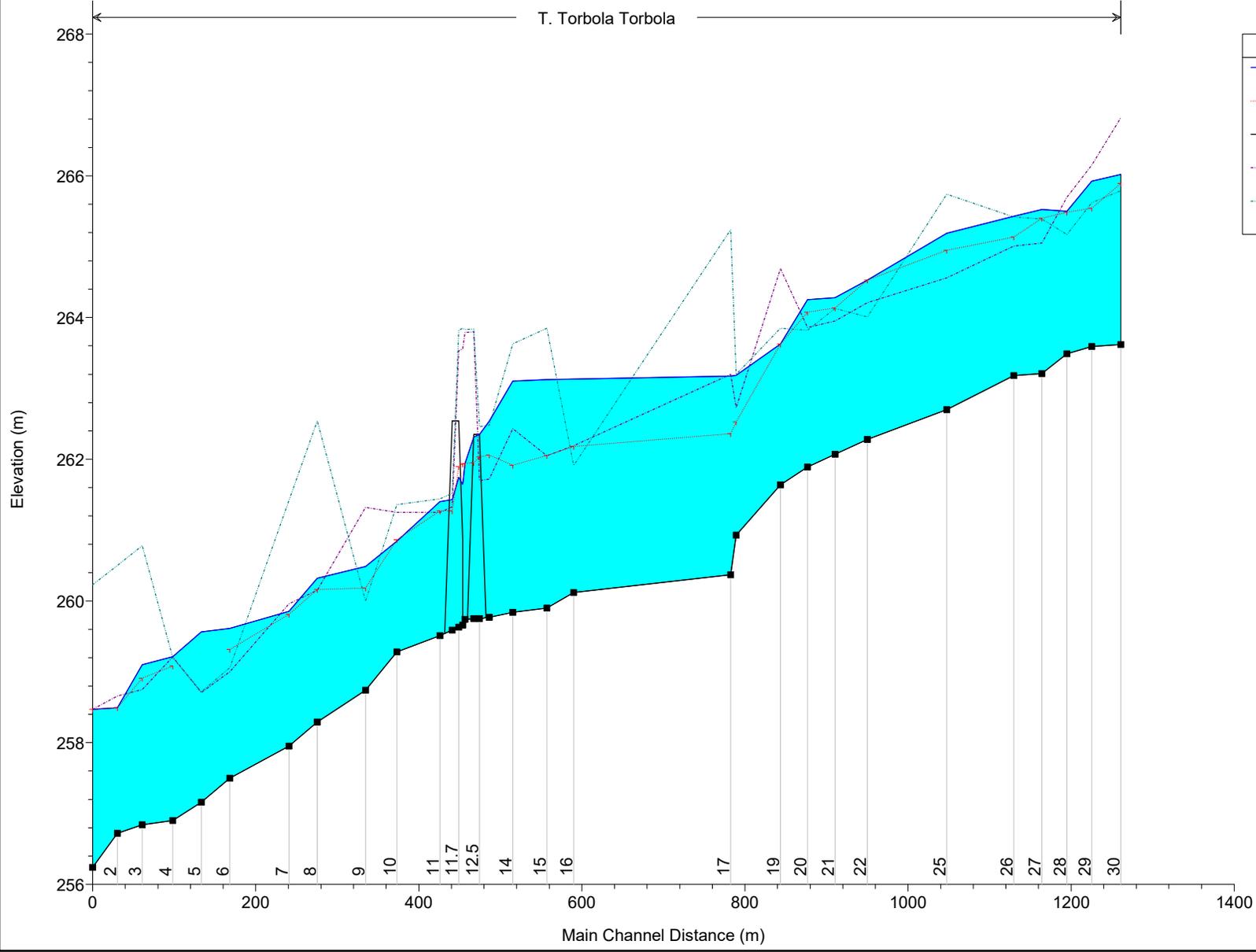
## **ALLEGATO E1 – SIMULAZIONI TORRENTE TORBOLA CONDIZIONE ANTE OPERAM**

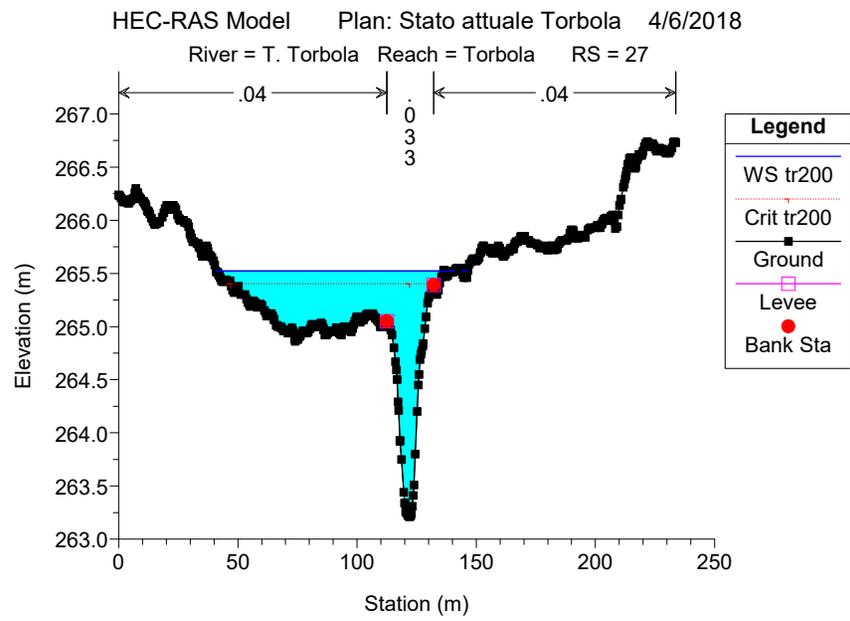
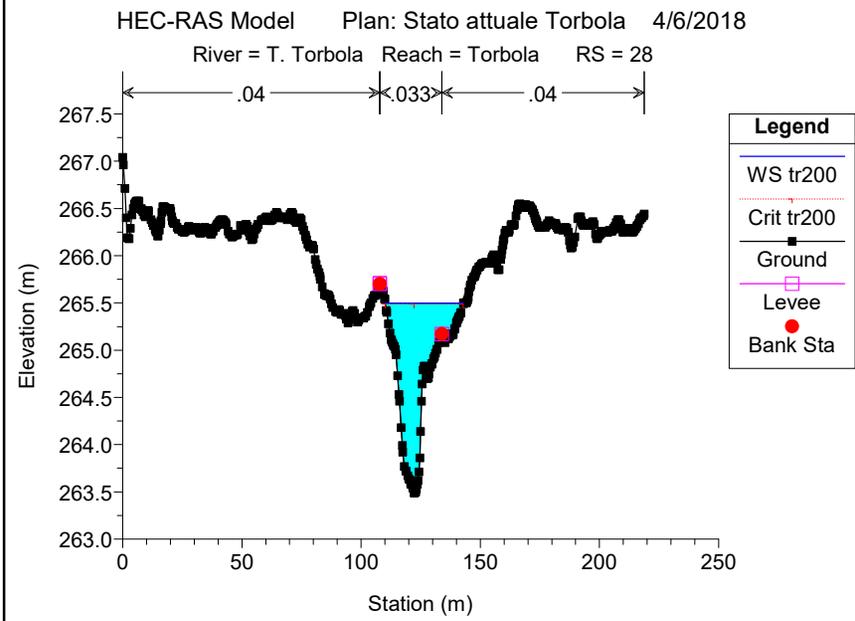
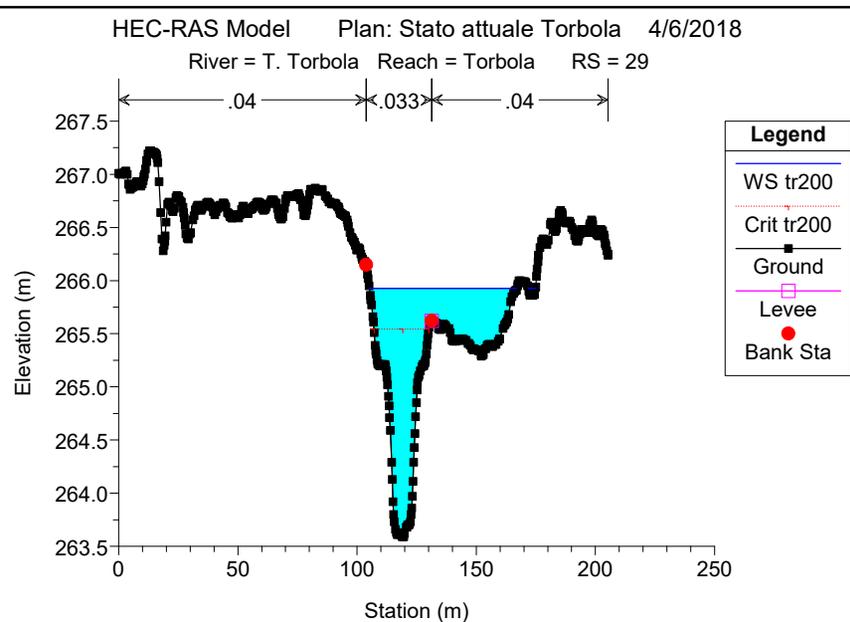
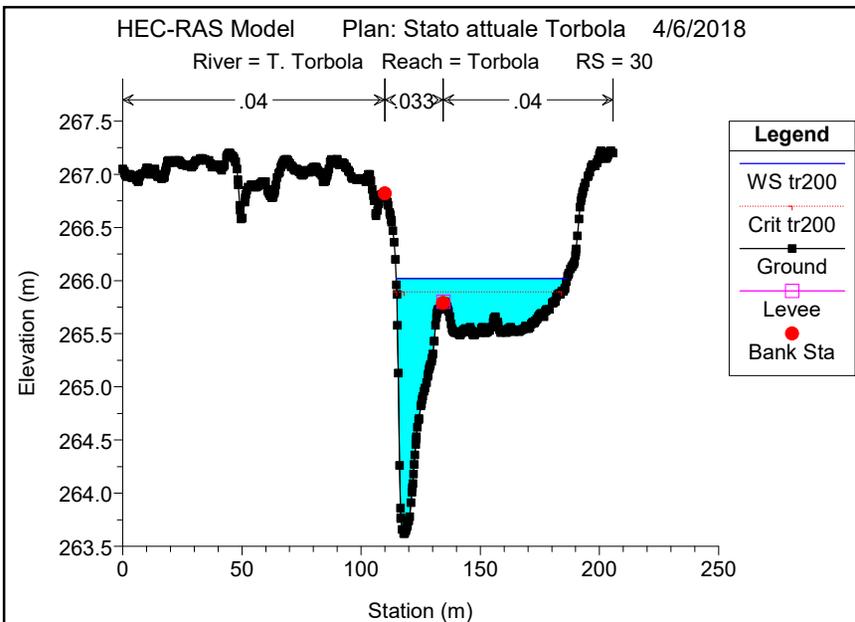
HEC-RAS Model Plan: Stato attuale Torbola 4/6/2018

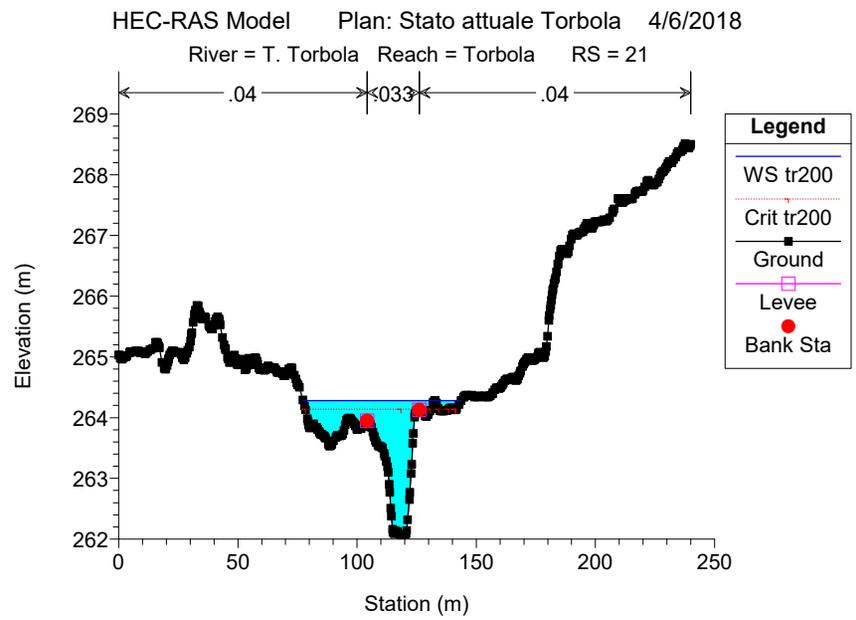
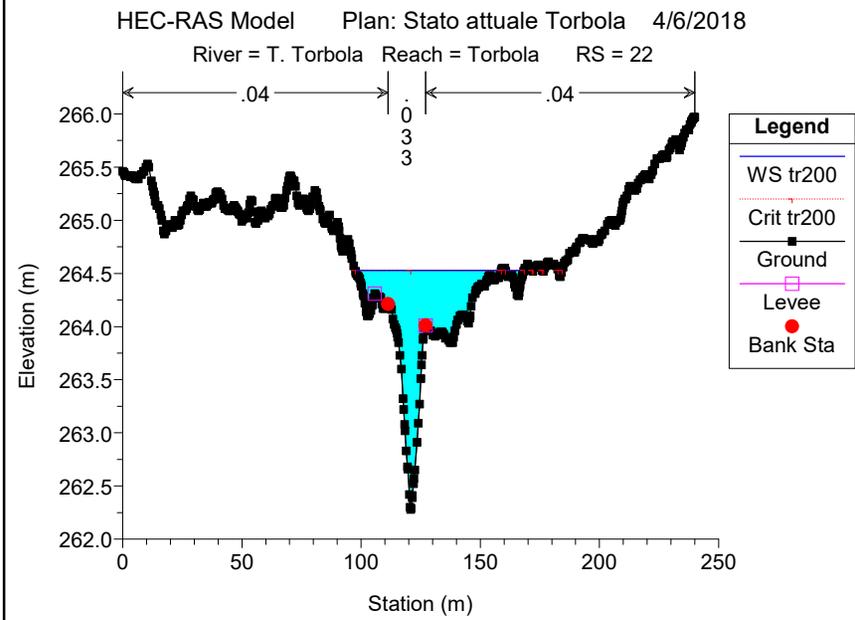
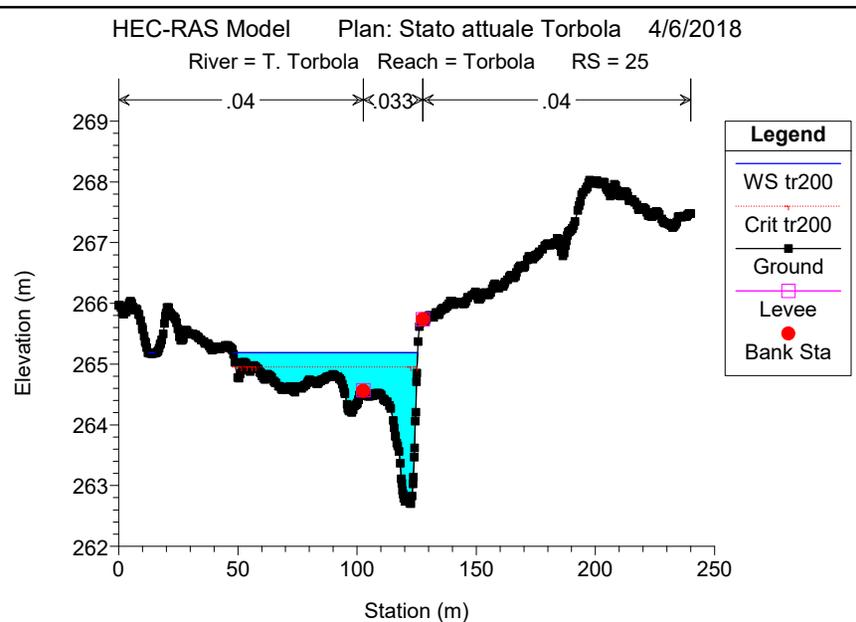
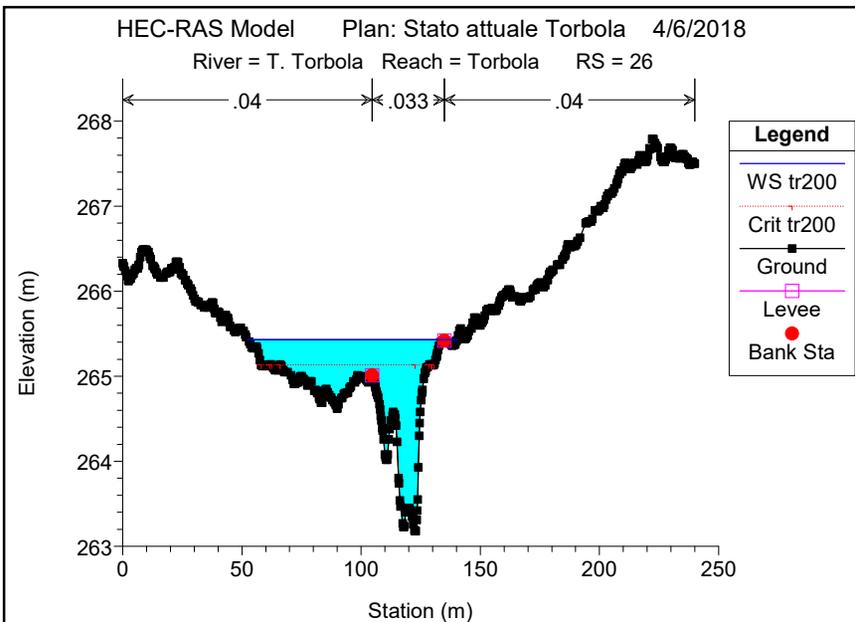
T. Torbola Torbola

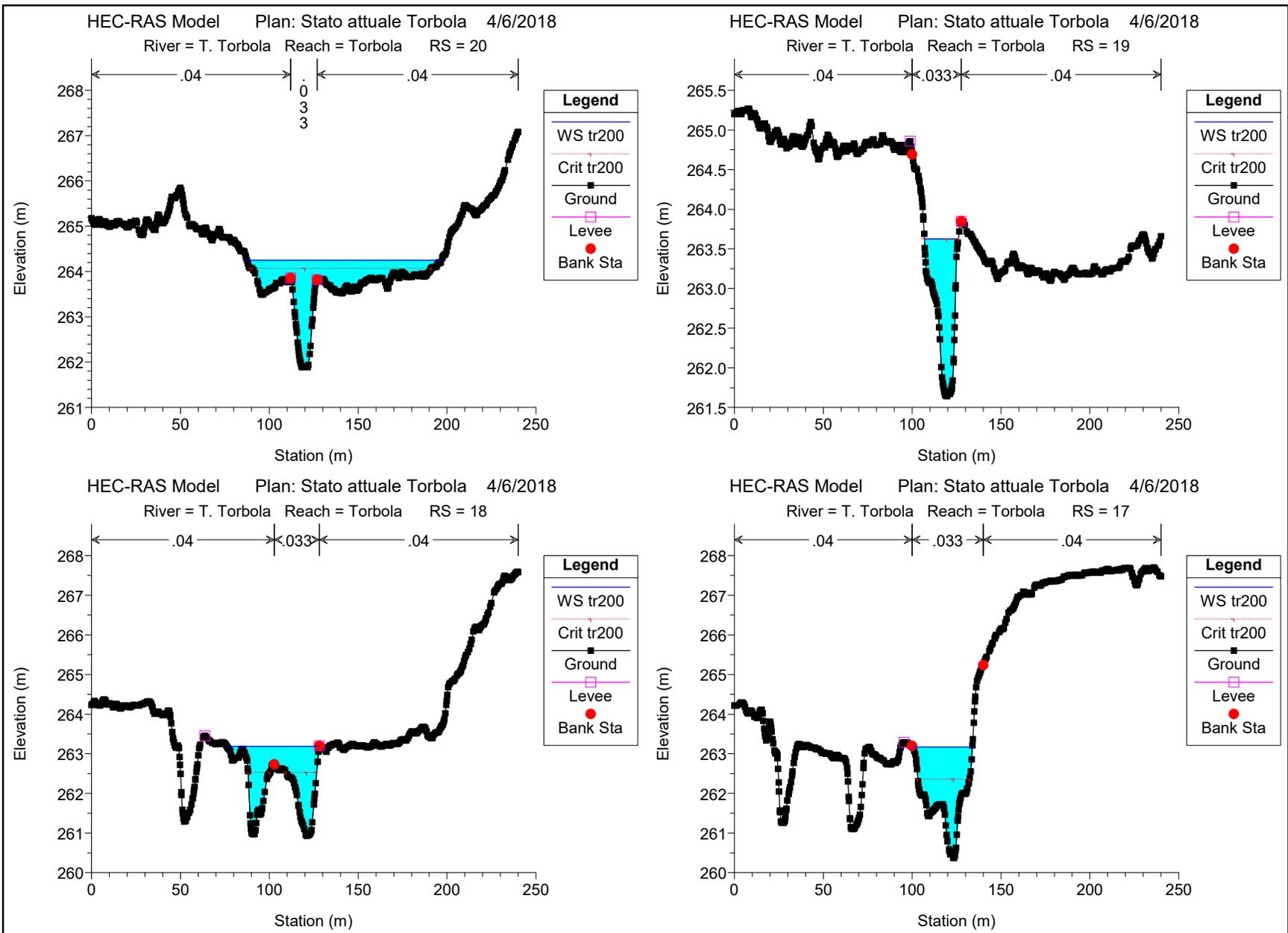
**Legend**

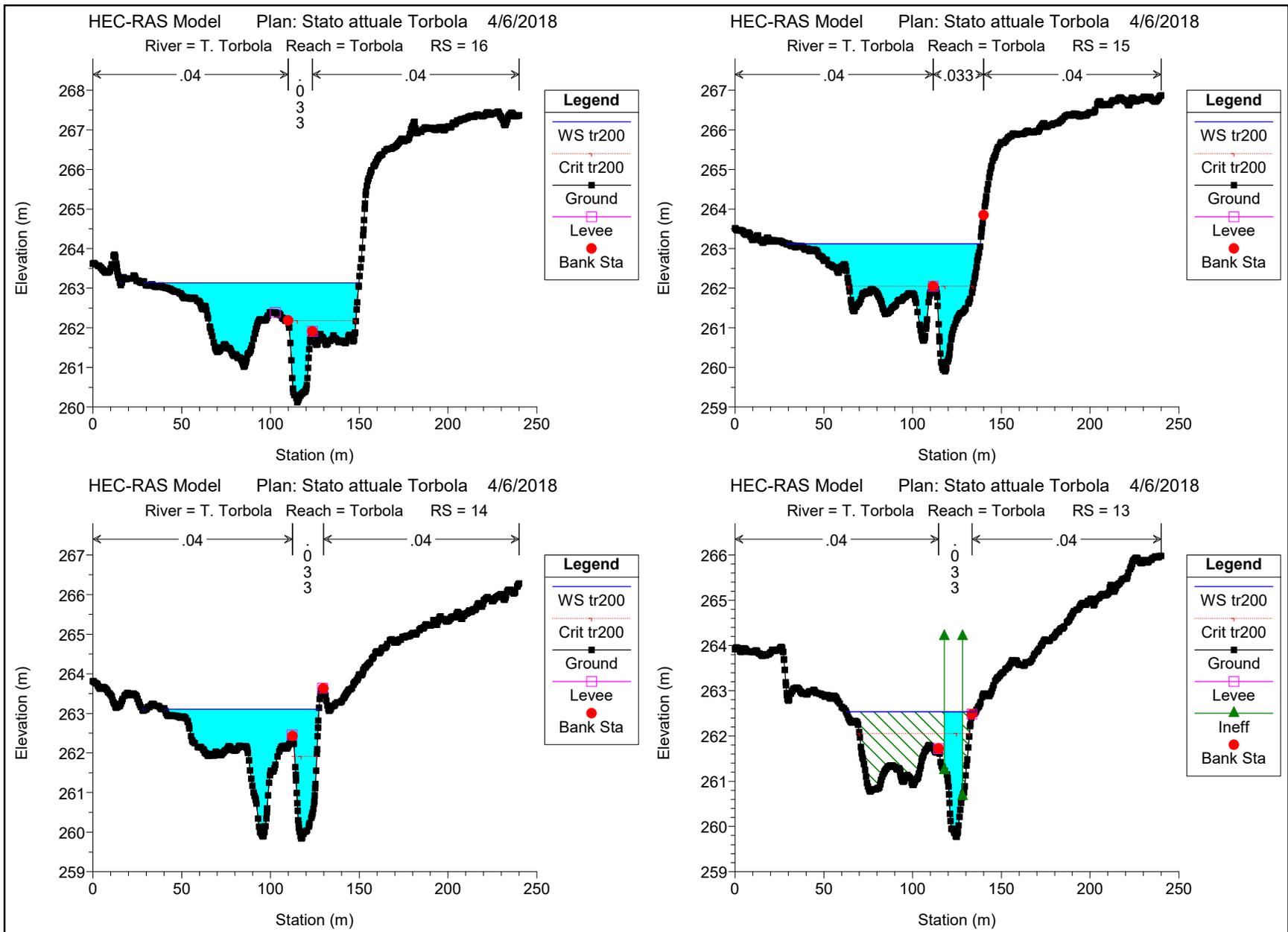
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

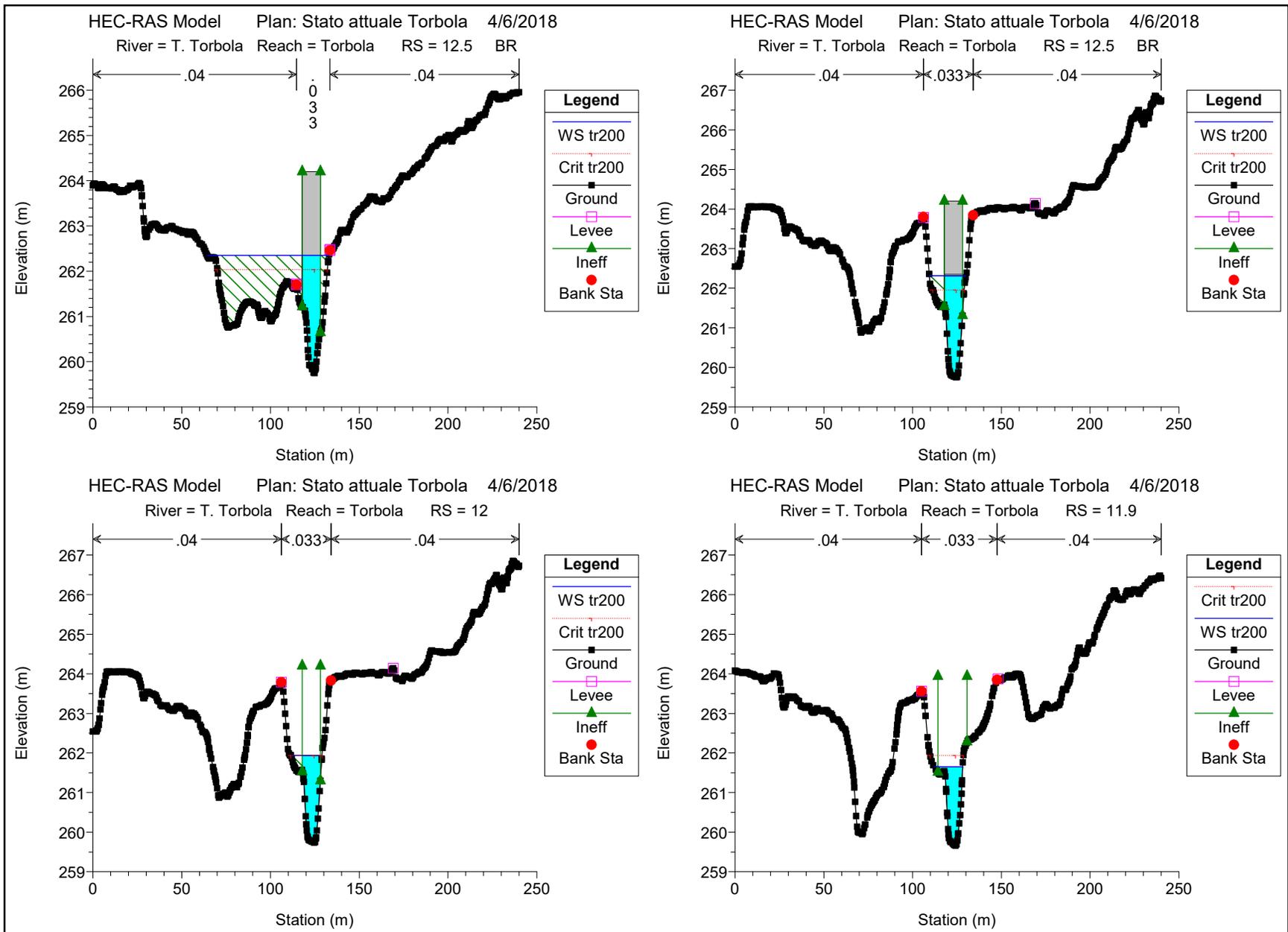


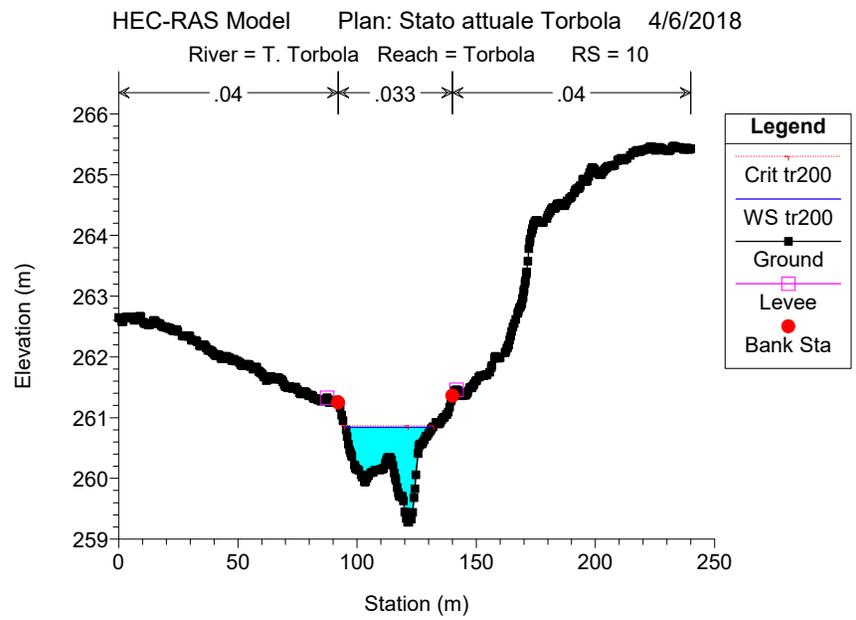
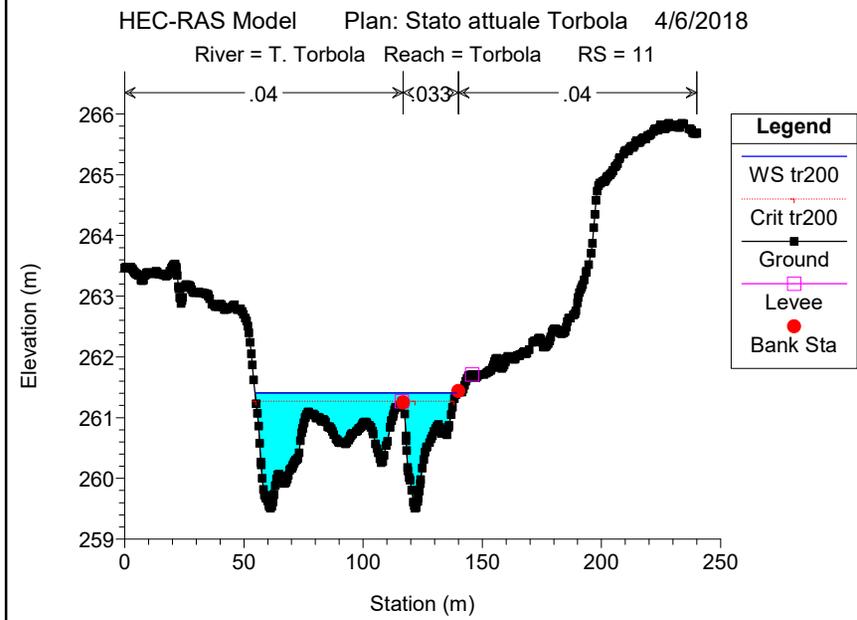
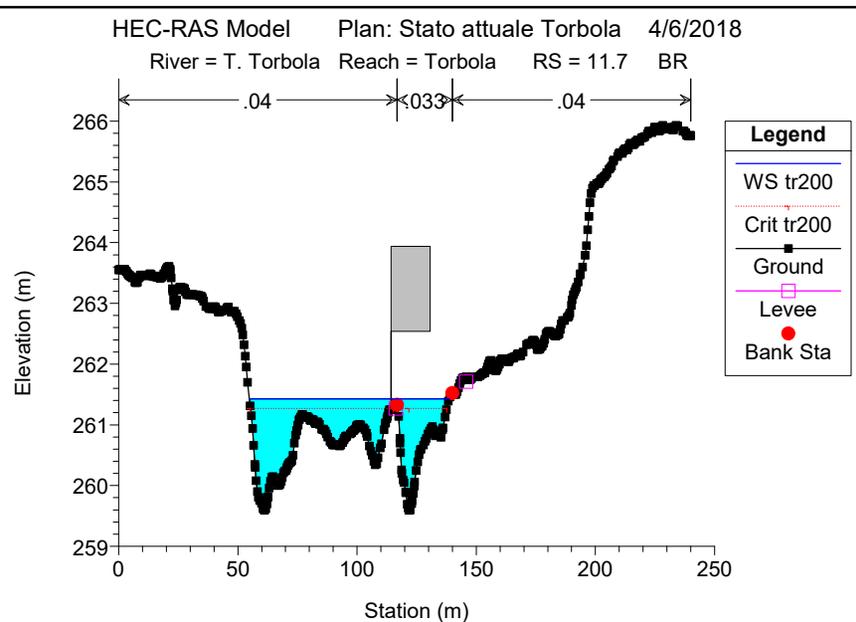
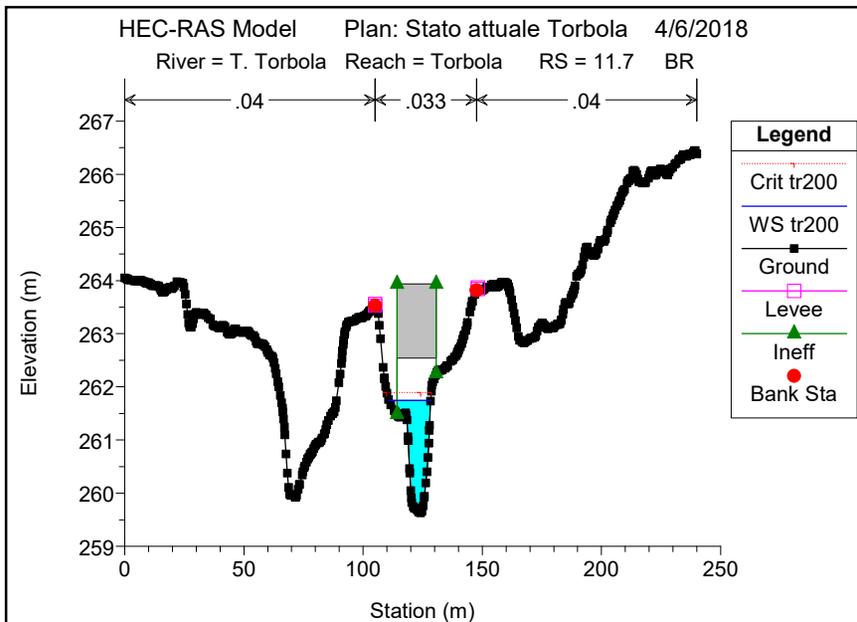


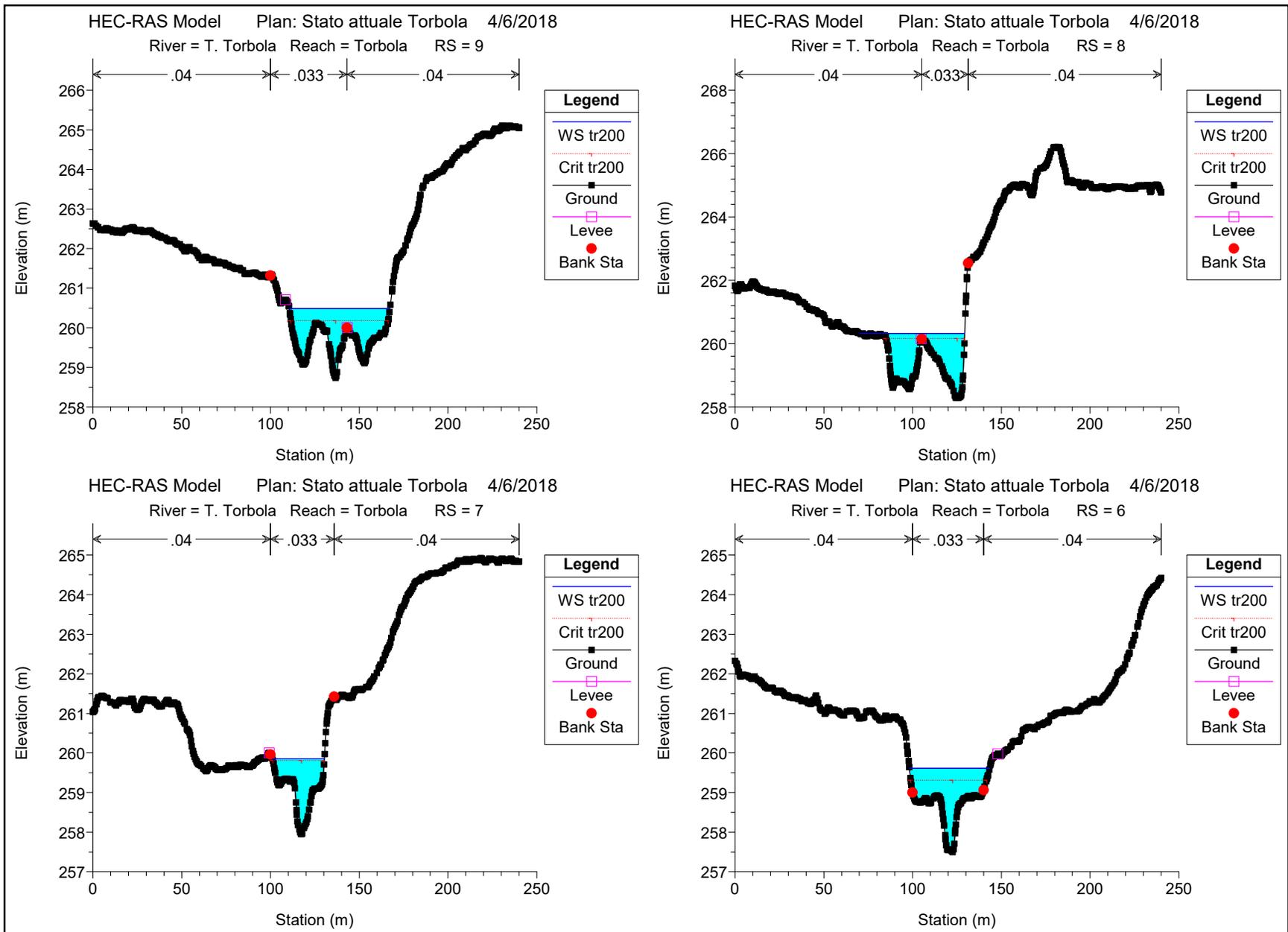


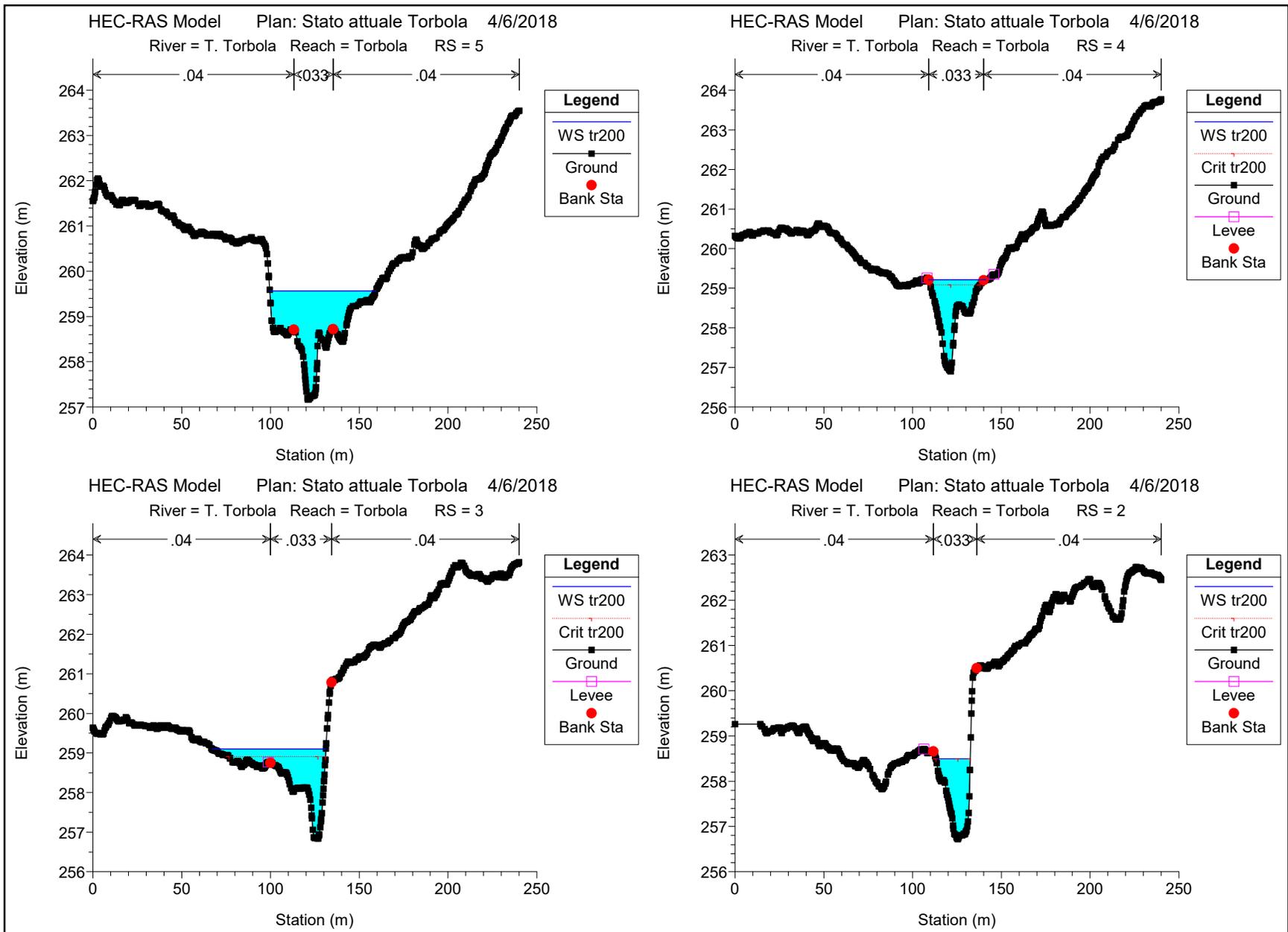






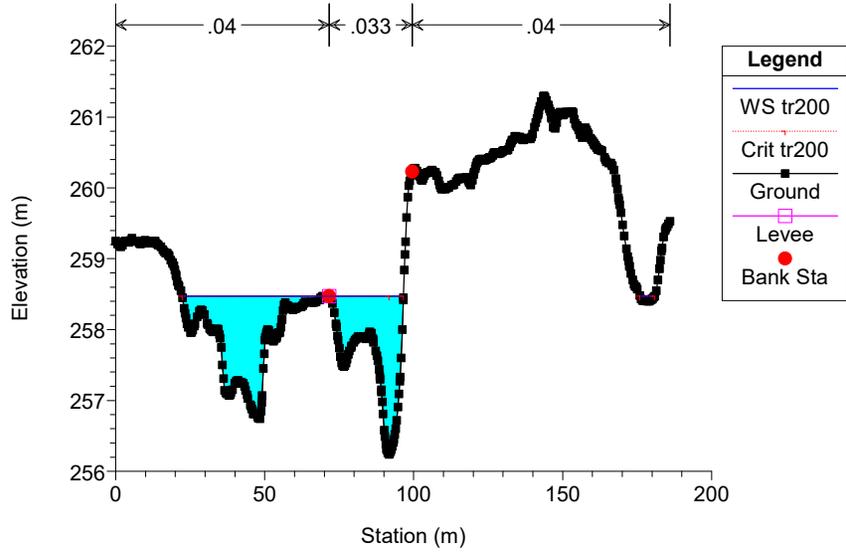






HEC-RAS Model Plan: Stato attuale Torbola 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 1



HEC-RAS Plan: Torbola sa River: T. Torbola Reach: Torbola Profile: tr200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Torbola	30	tr200	70.89	263.62	266.02	265.89	266.20	0.003794	2.11	46.31	71.64	0.59
Torbola	29	tr200	70.89	263.59	265.93	265.54	266.07	0.002845	1.83	47.91	64.97	0.52
Torbola	28	tr200	70.89	263.49	265.50	265.49	265.90	0.009164	2.86	26.36	32.76	0.91
Torbola	27	tr200	70.89	263.21	265.52	265.40	265.66	0.003579	1.96	54.21	102.10	0.58
Torbola	26	tr200	70.89	263.18	265.43	265.14	265.54	0.002949	1.64	55.54	87.67	0.52
Torbola	25	tr200	70.89	262.70	265.19	264.95	265.31	0.002672	1.75	54.92	79.72	0.50
Torbola	22	tr200	70.89	262.28	264.53	264.53	264.87	0.008036	2.91	34.71	71.71	0.87
Torbola	21	tr200	70.89	262.07	264.28	264.14	264.49	0.004167	2.17	41.53	66.21	0.63
Torbola	20	tr200	70.89	261.89	264.25	264.08	264.36	0.001986	1.79	66.66	109.51	0.45
Torbola	19	tr200	70.89	261.64	263.63	263.63	264.19	0.010867	3.31	21.42	19.11	1.00
Torbola	18	tr200	70.89	260.93	263.19	262.53	263.29	0.002315	1.59	52.18	51.97	0.47
Torbola	17	tr200	70.89	260.37	263.17	262.36	263.28	0.001377	1.43	49.65	33.56	0.37
Torbola	16	tr200	70.89	260.12	263.13	262.18	263.15	0.000269	0.84	137.99	121.54	0.18
Torbola	15	tr200	70.89	259.90	263.12	262.05	263.14	0.000284	0.74	130.86	108.86	0.18
Torbola	14	tr200	70.89	259.84	263.10	261.92	263.13	0.000338	0.91	114.78	89.06	0.19
Torbola	13	tr200	70.89	259.77	262.54	262.06	263.06	0.004147	3.19	22.21	72.93	0.69
Torbola	12.5	Bridge										
Torbola	12	tr200	70.89	259.74	261.94	261.94	262.79	0.010047	4.09	17.33	17.60	1.00
Torbola	11.9	tr200	70.89	259.66	261.65	261.93	262.72	0.022289	4.59	15.44	16.03	1.39
Torbola	11.7	Bridge										
Torbola	11	tr200	70.89	259.51	261.40	261.27	261.46	0.001885	1.19	70.27	84.60	0.40
Torbola	10	tr200	70.89	259.28	260.84	260.86	261.22	0.013157	2.74	25.92	36.69	1.04
Torbola	9	tr200	70.89	258.74	260.49	260.18	260.60	0.003406	1.62	48.21	56.73	0.55
Torbola	8	tr200	70.89	258.29	260.32	260.16	260.42	0.002570	1.61	53.36	59.11	0.49
Torbola	7	tr200	70.89	257.95	259.86	259.81	260.24	0.010038	2.75	25.79	29.27	0.93
Torbola	6	tr200	70.89	257.50	259.61	259.32	259.77	0.003501	1.76	41.16	45.21	0.57
Torbola	5	tr200	70.89	257.16	259.56		259.67	0.001783	1.61	55.85	59.80	0.43
Torbola	4	tr200	70.89	256.90	259.21	259.08	259.53	0.007975	2.51	28.29	32.60	0.84
Torbola	3	tr200	70.89	256.84	259.10	258.91	259.28	0.004146	1.97	42.15	64.07	0.62
Torbola	2	tr200	70.89	256.72	258.49	258.49	259.05	0.010996	3.31	21.43	19.31	1.00
Torbola	1	tr200	70.89	256.24	258.47	258.47	258.58	0.003431	1.68	53.90	79.22	0.55

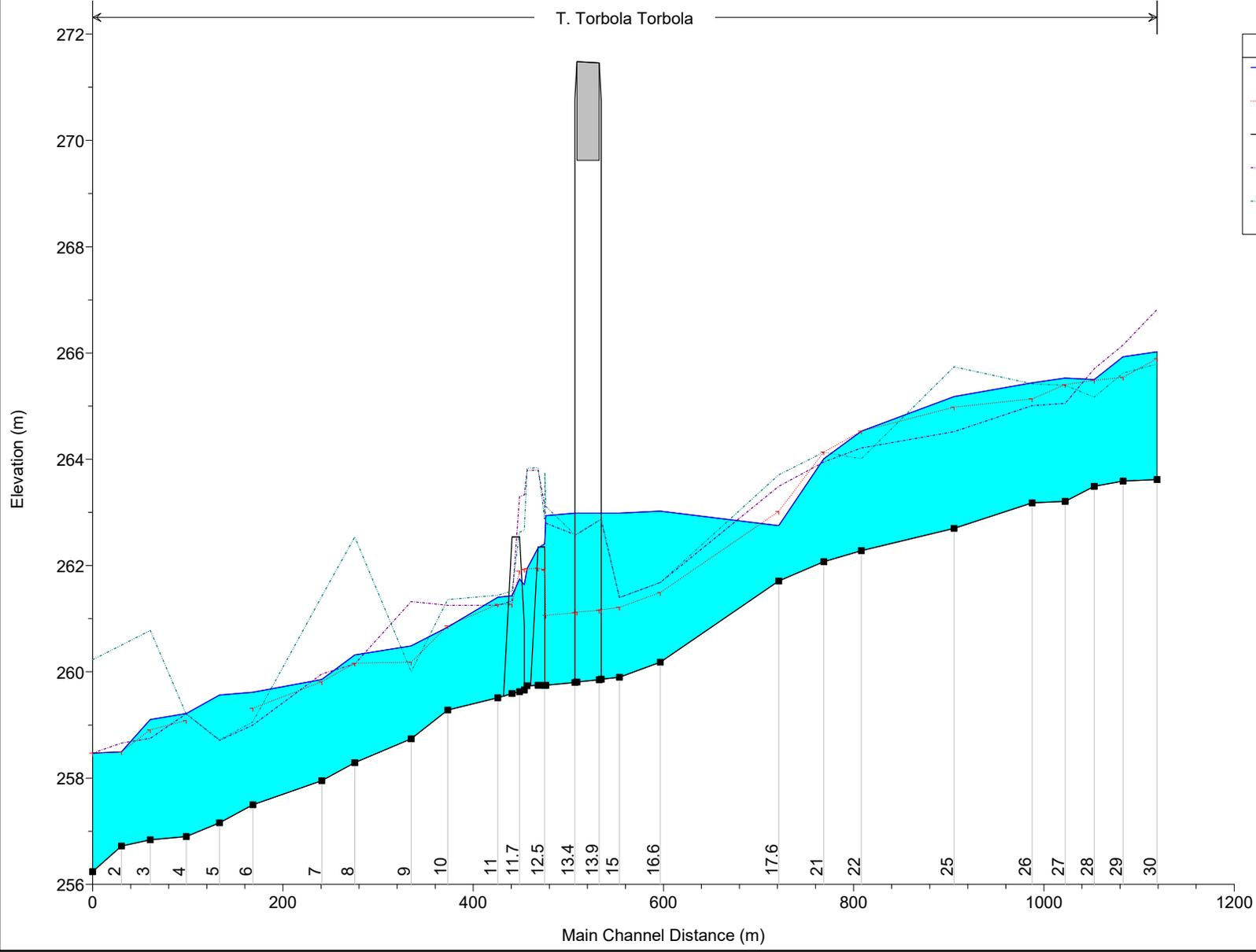
## **ALLEGATO E2 – SIMULAZIONI TORRENTE TORBOLA CONDIZIONE POST OPERAM**

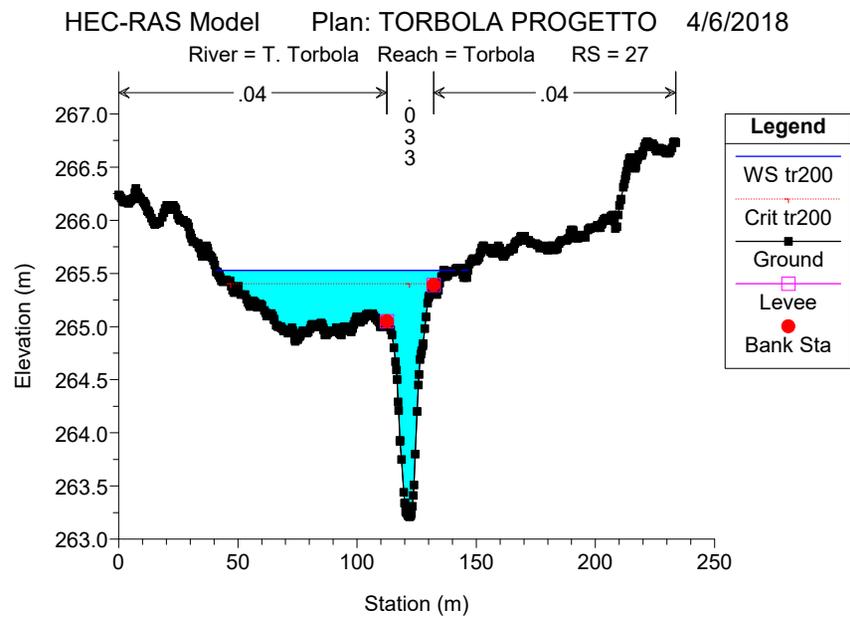
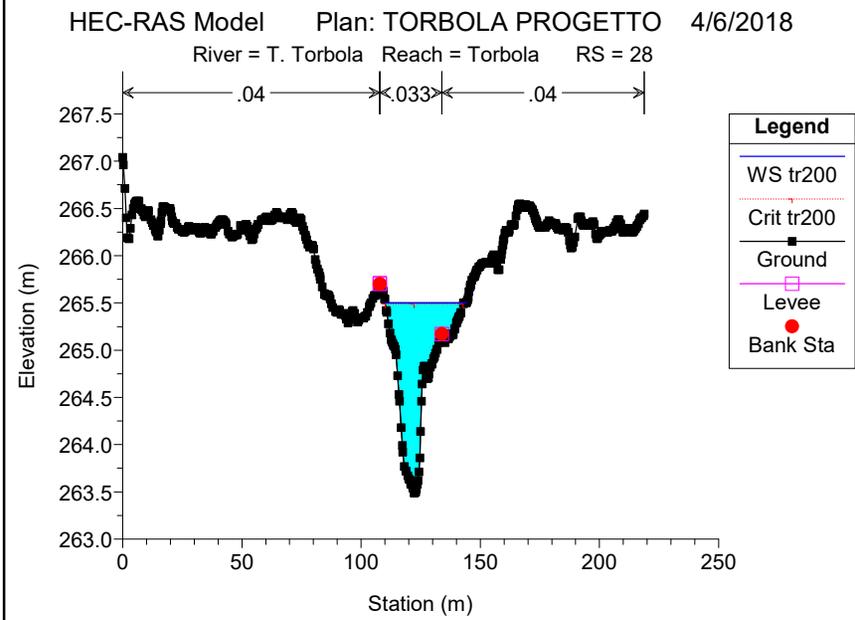
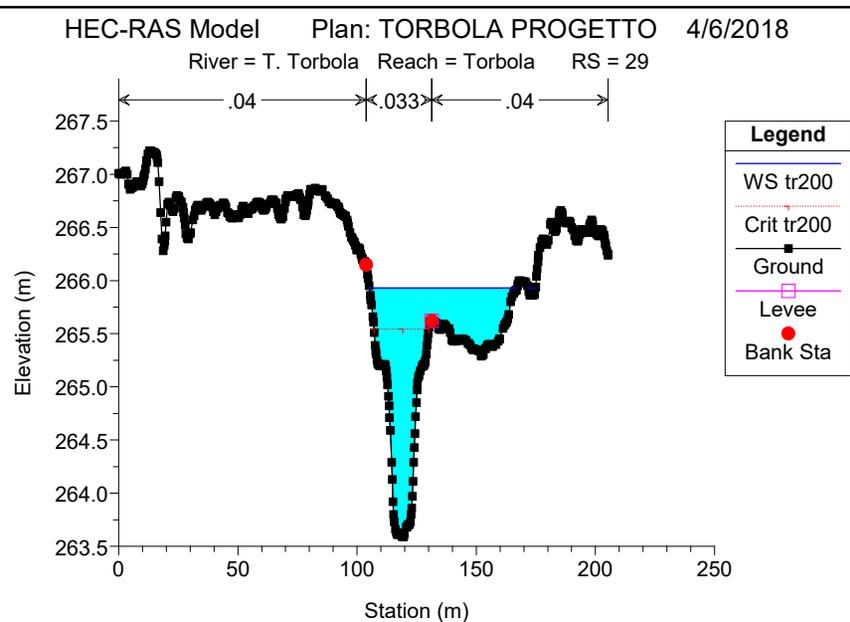
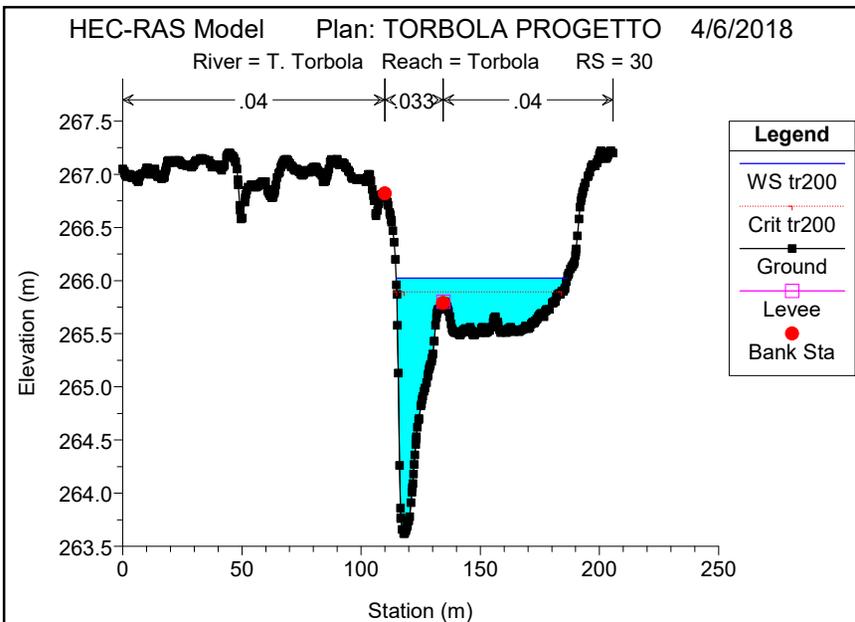
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

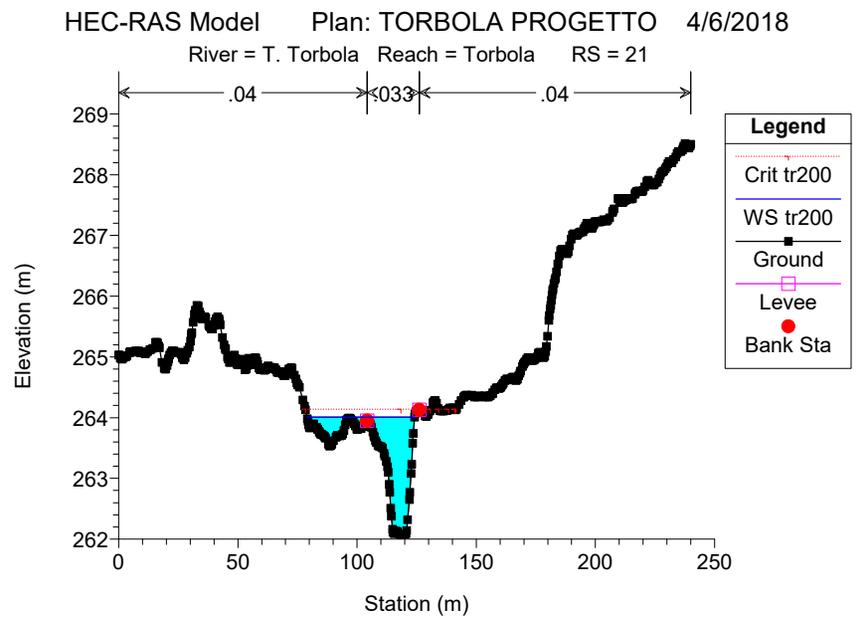
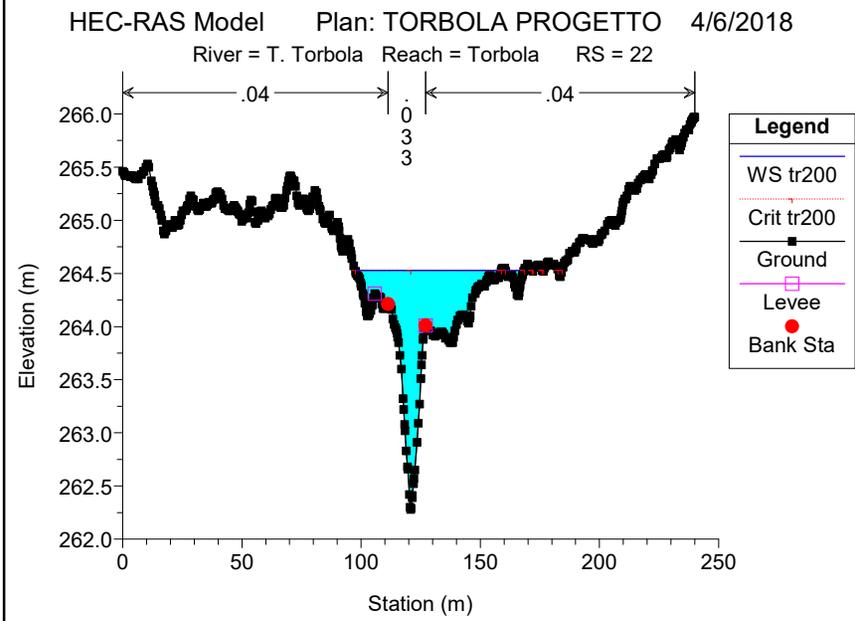
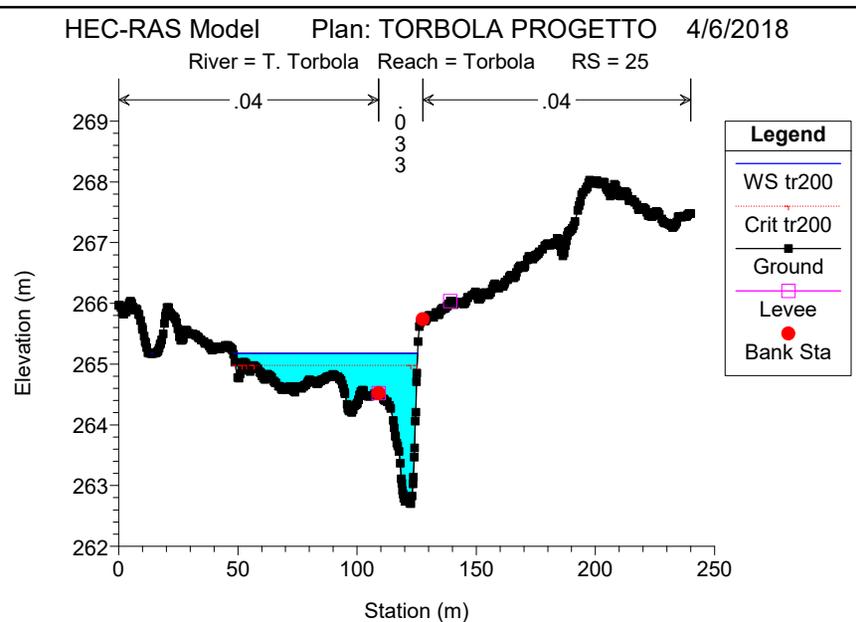
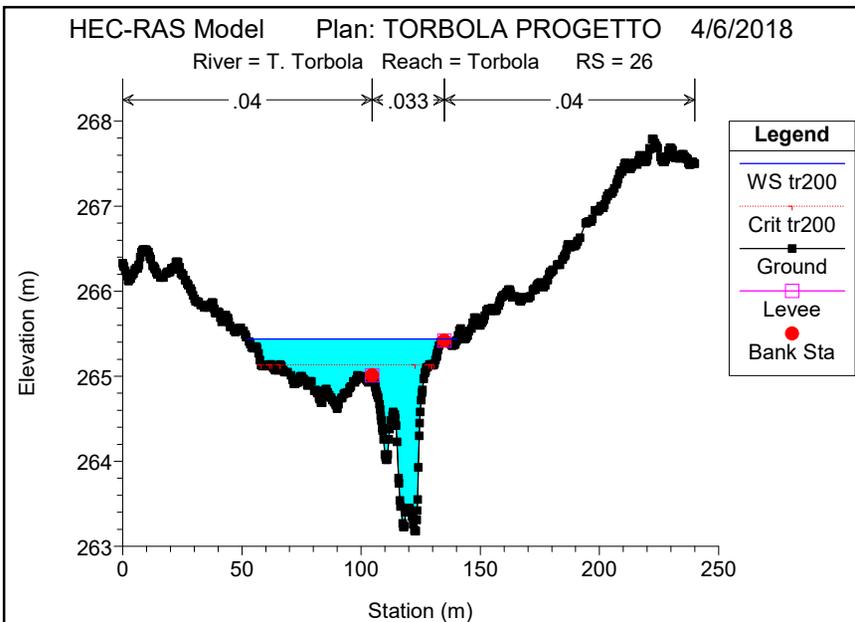
T. Torbola Torbola

**Legend**

- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

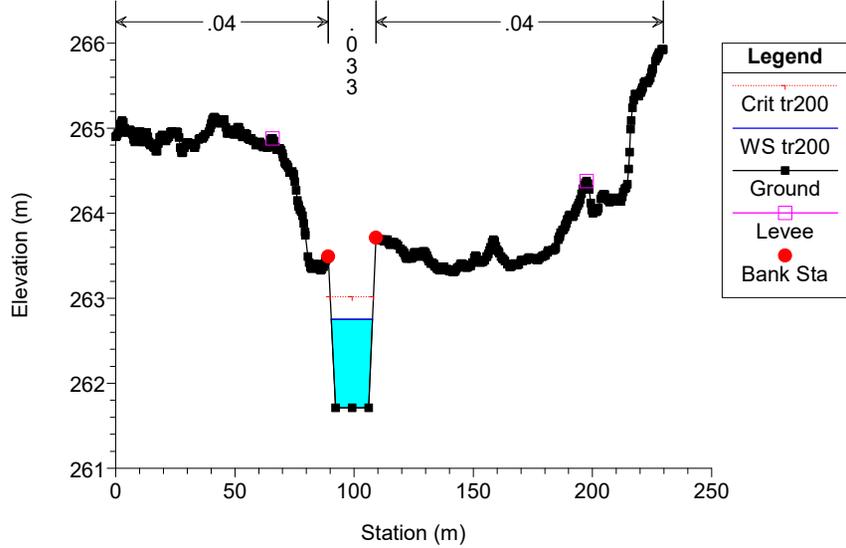






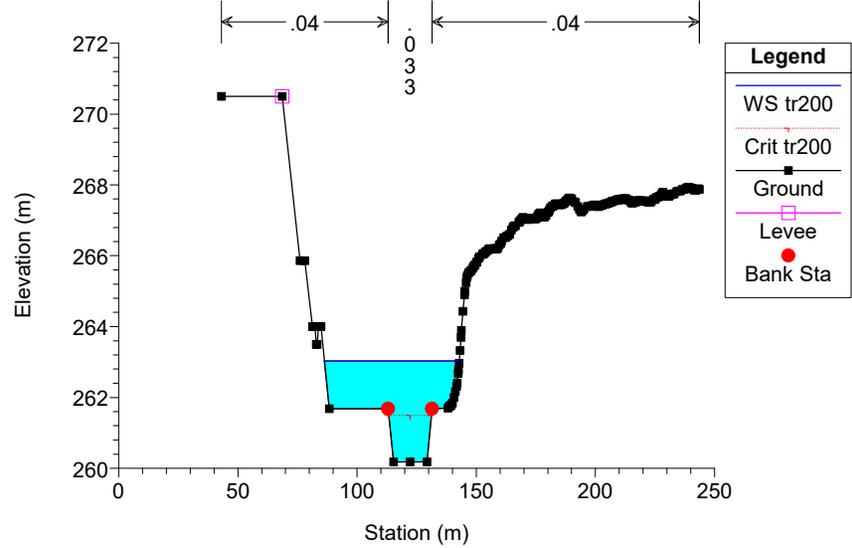
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 17.6



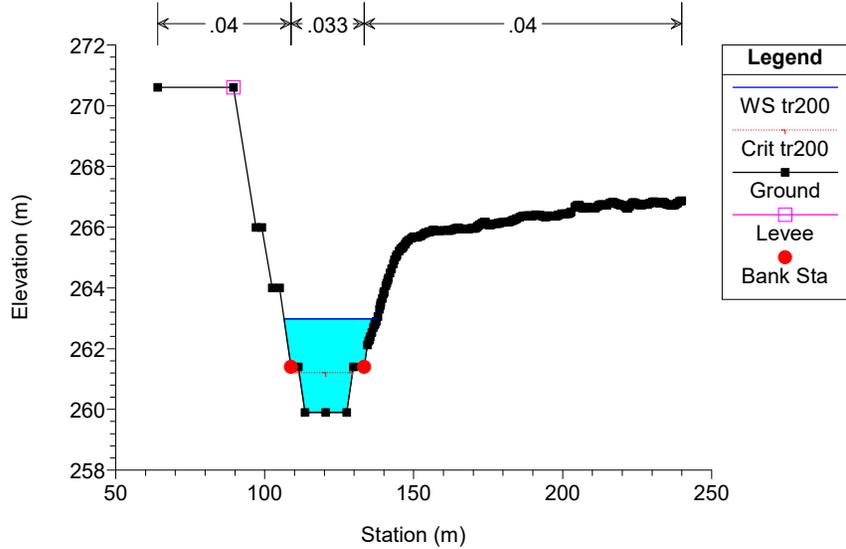
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 16.6



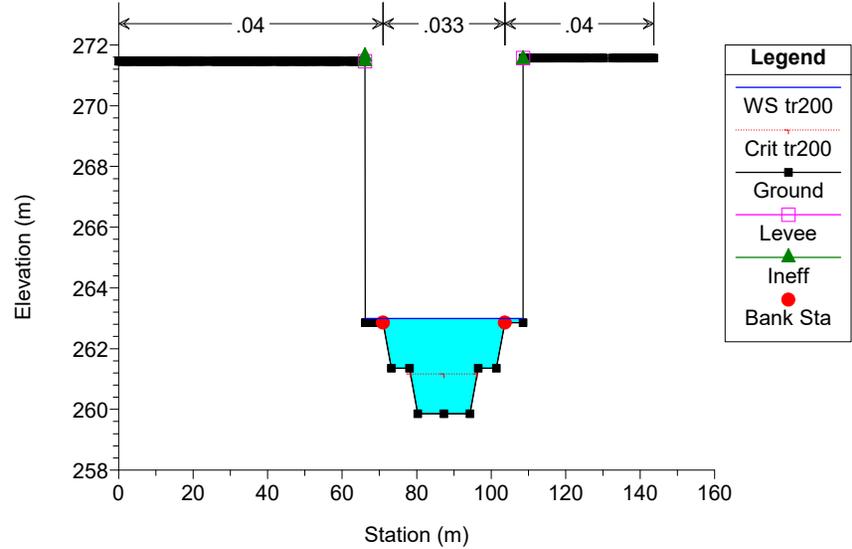
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 15



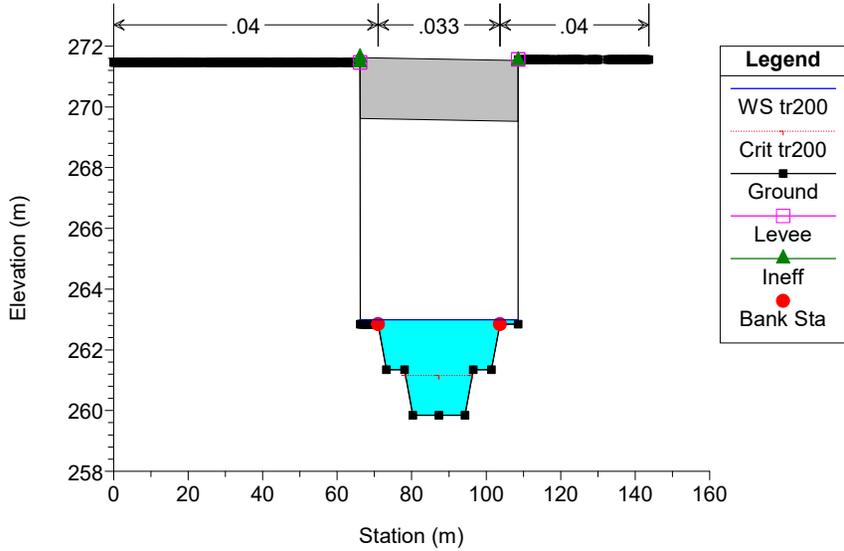
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 14.4



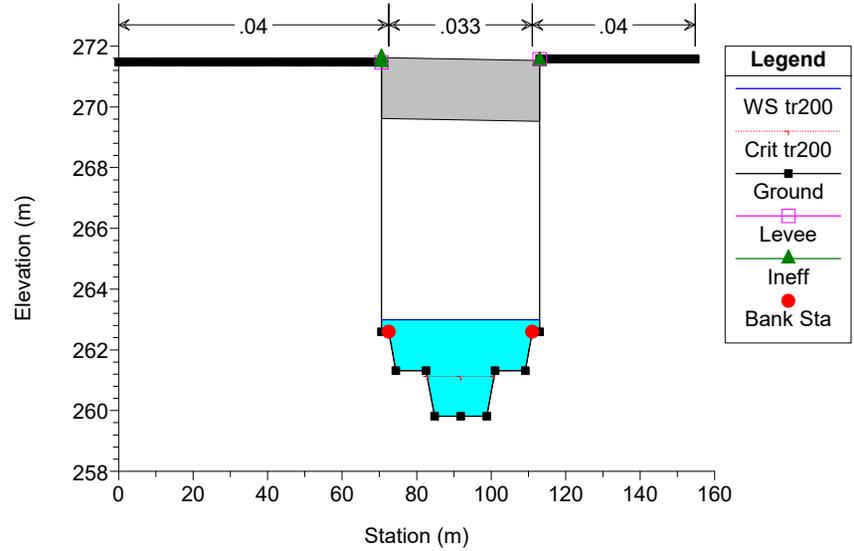
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 13.9 BR



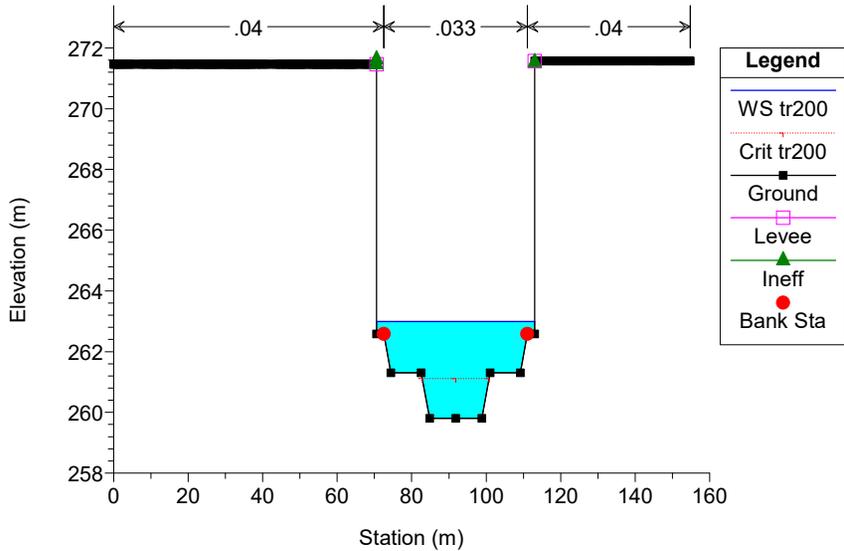
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 13.9 BR



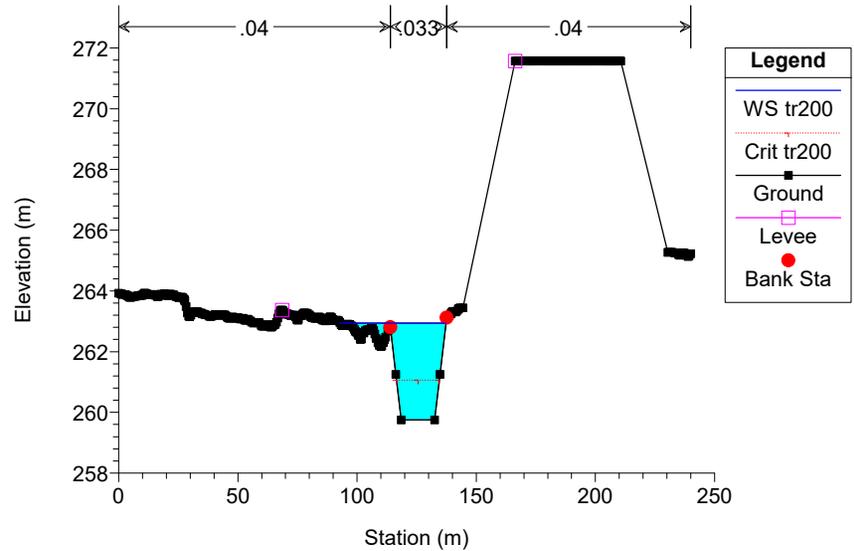
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

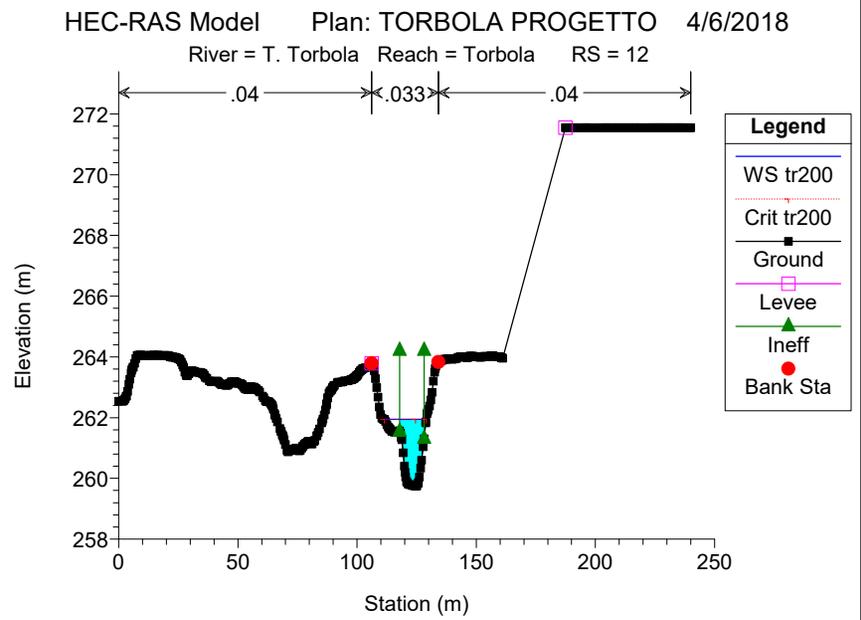
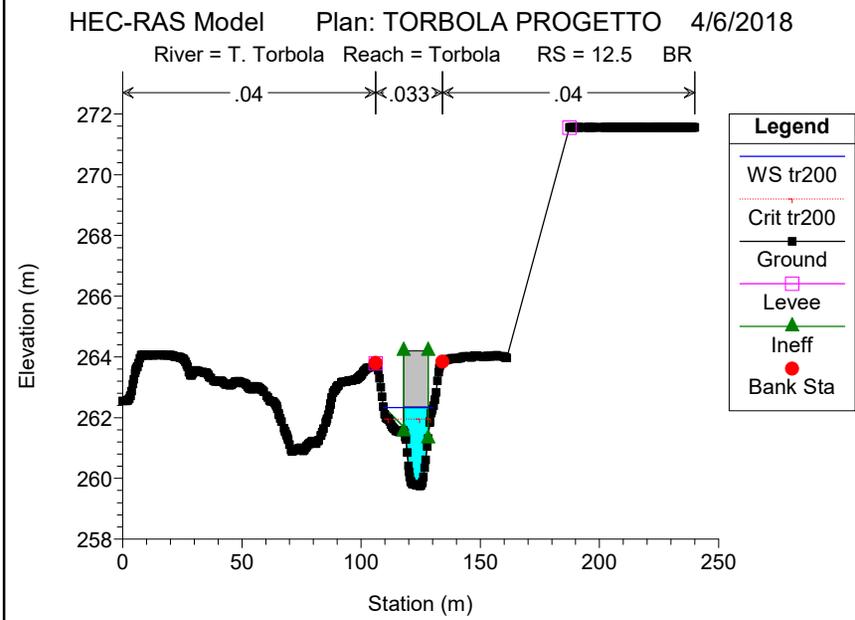
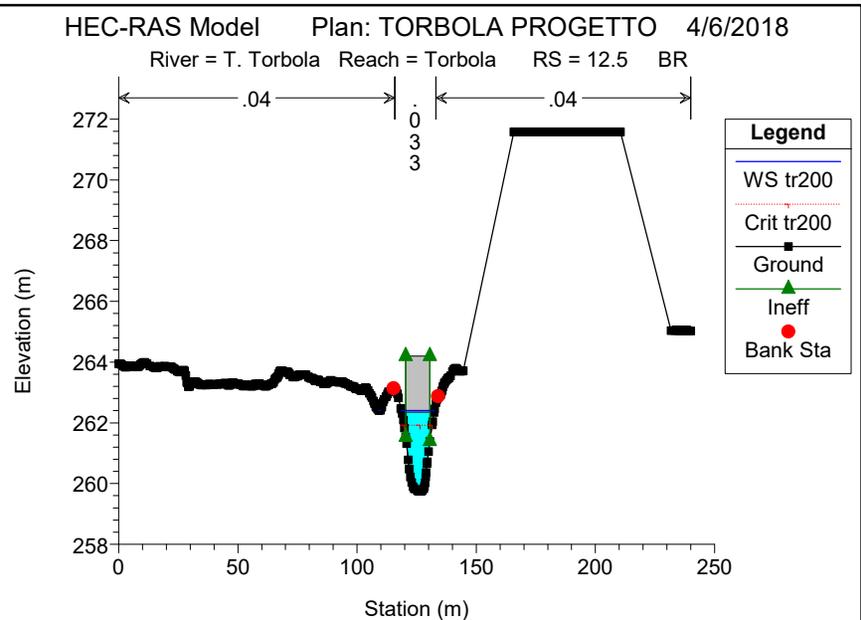
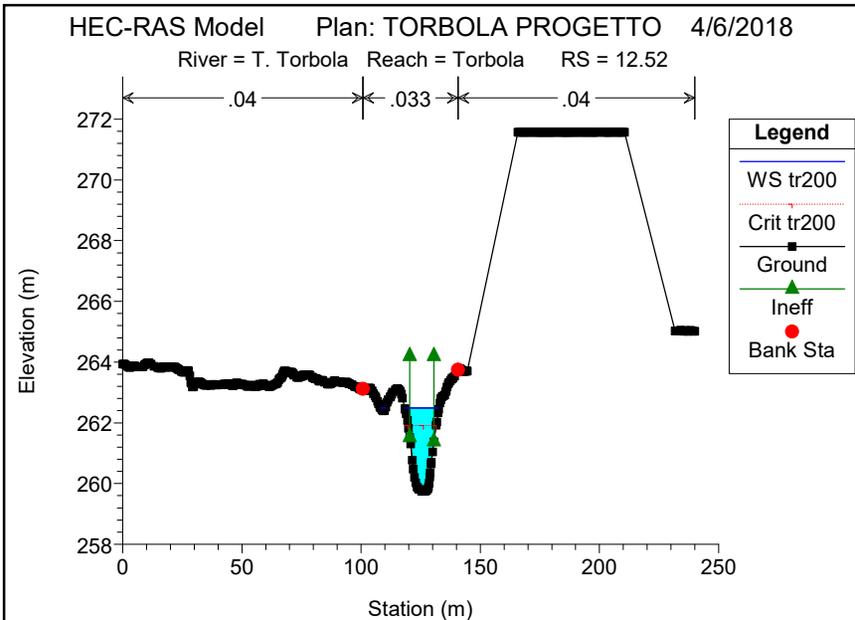
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 13.4

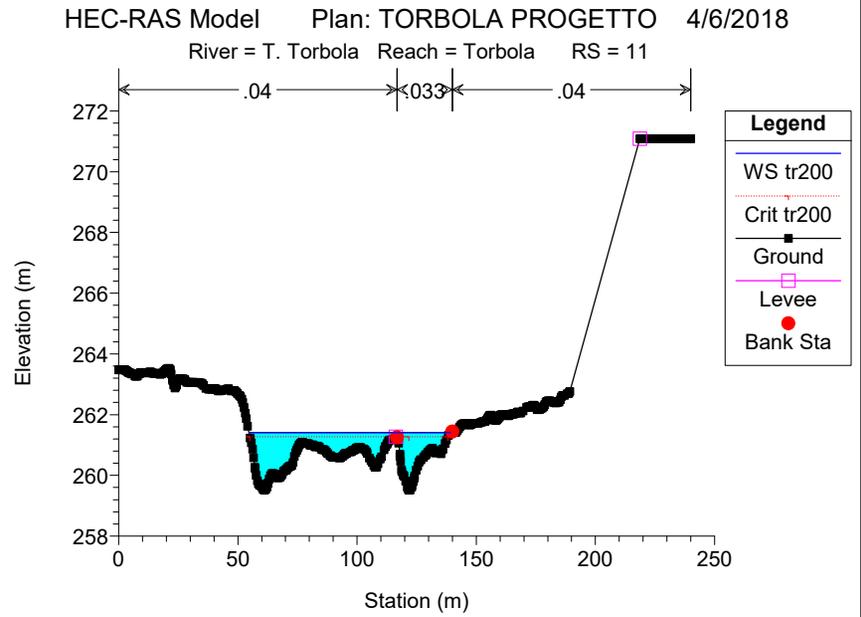
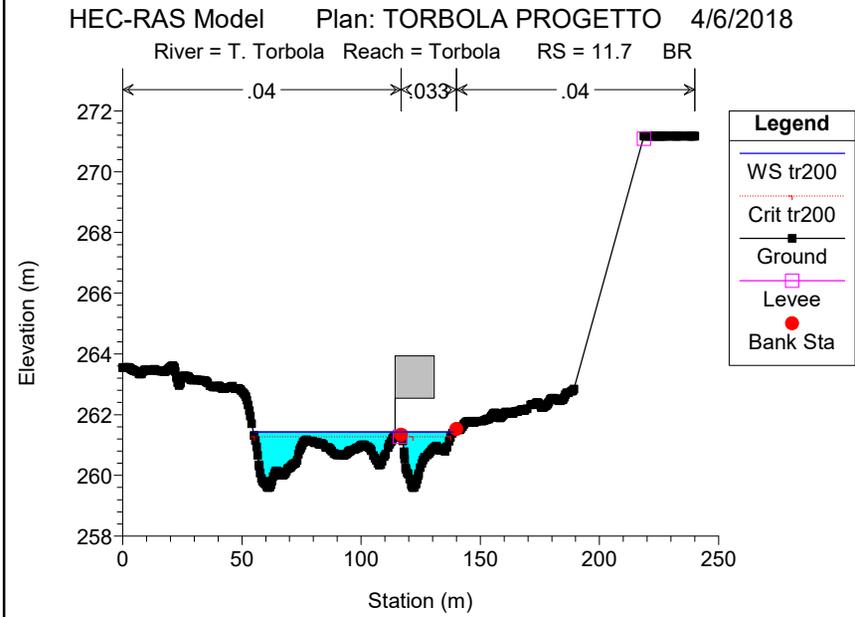
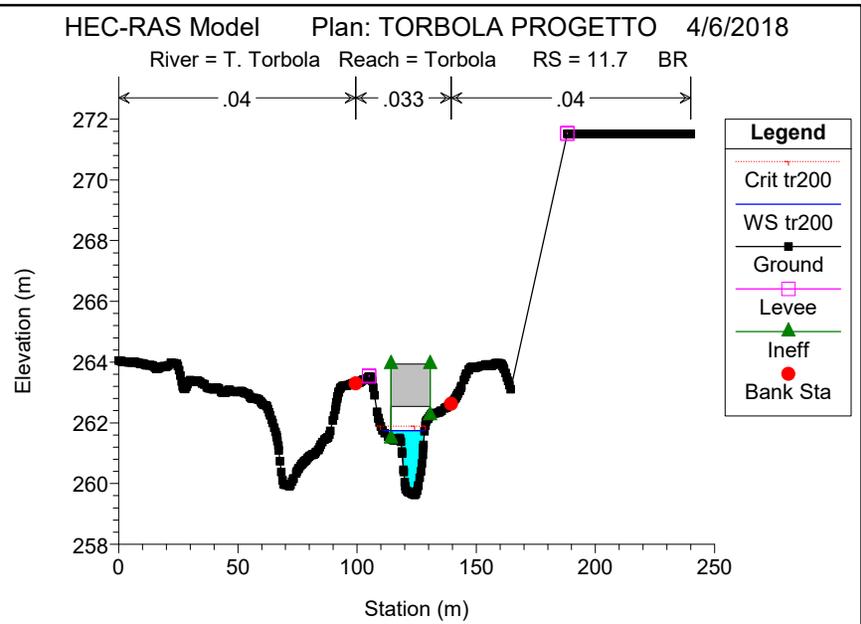
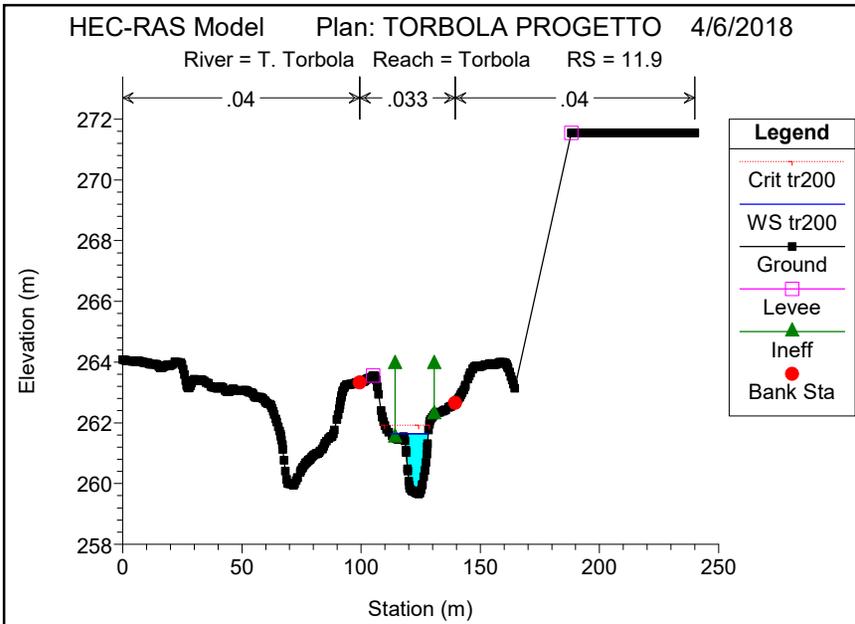


HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 12.6

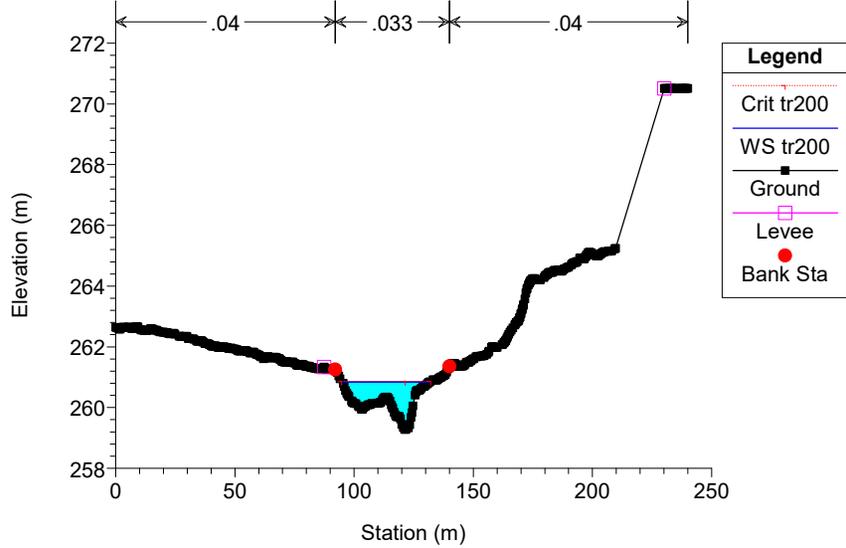






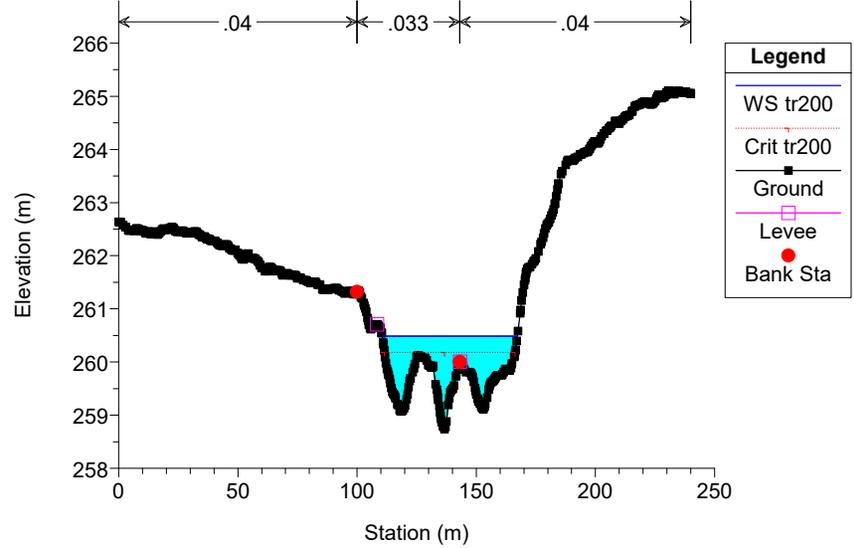
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 10



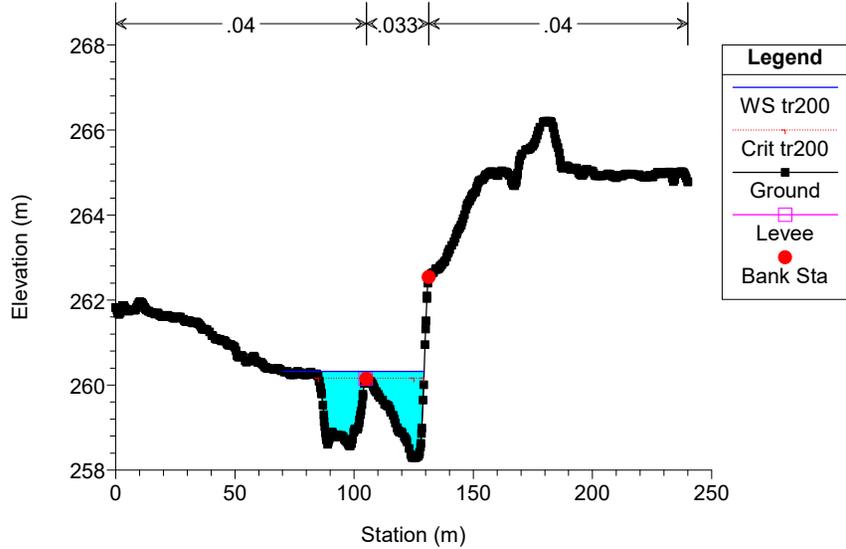
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 9



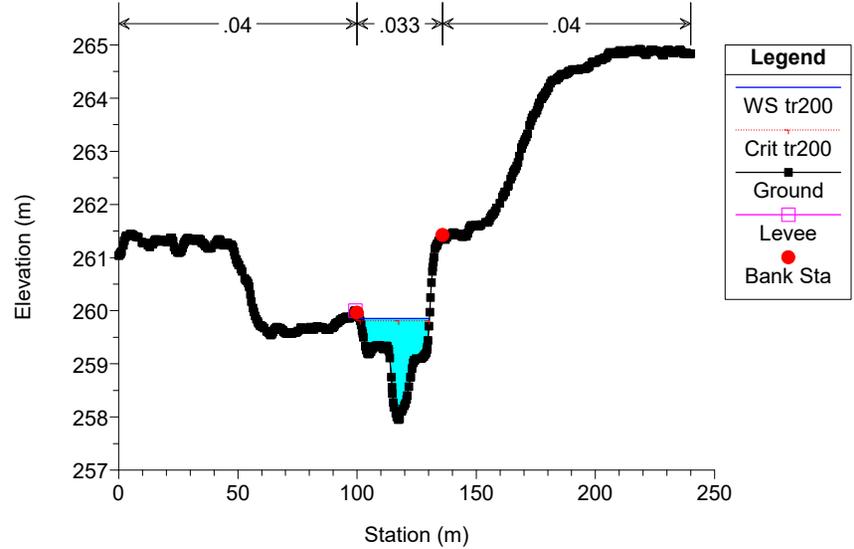
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 8

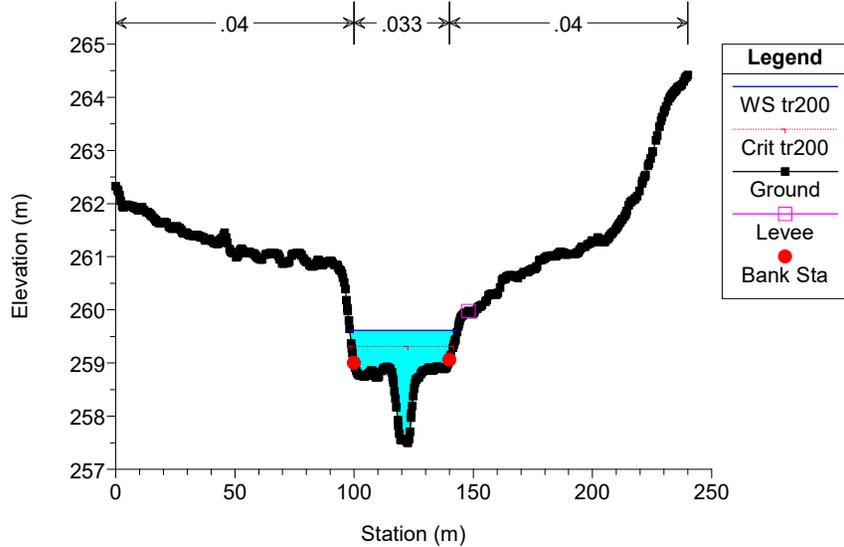


HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

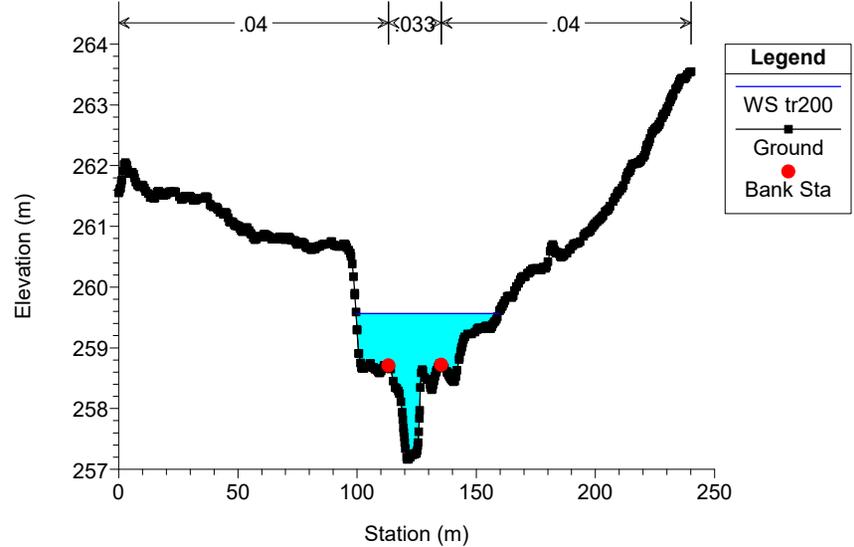
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 7



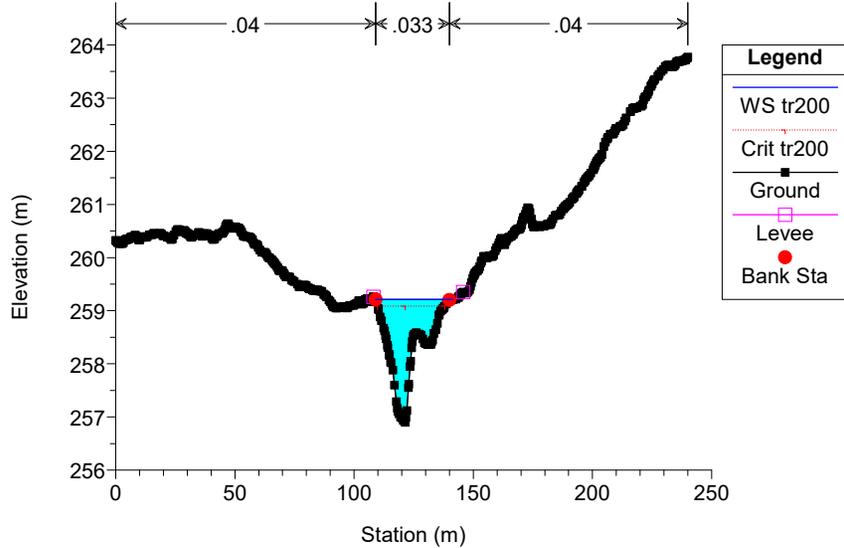
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018  
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 6



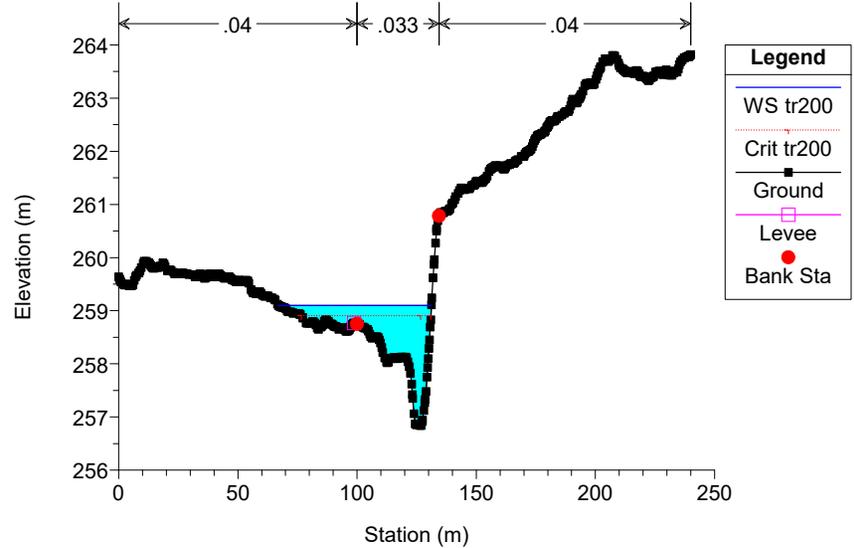
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018  
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 5



HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018  
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 4

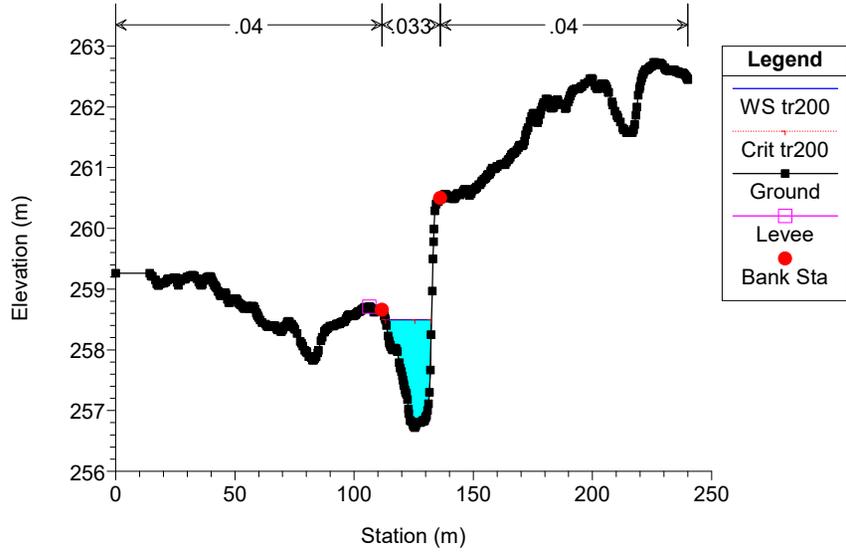


HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018  
River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 3



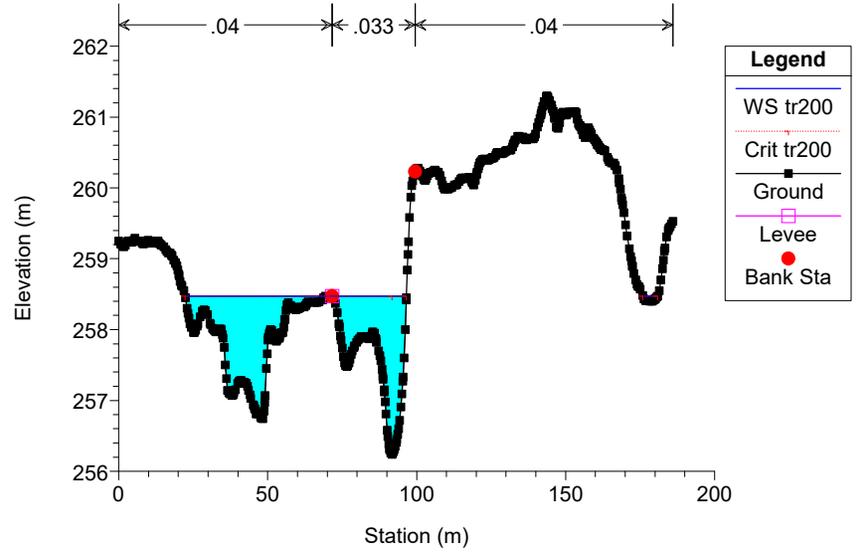
HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 2



HEC-RAS Model Plan: TORBOLA PROGETTO 4/6/2018

River = T. Torbola Reach = Torbola RS = 1

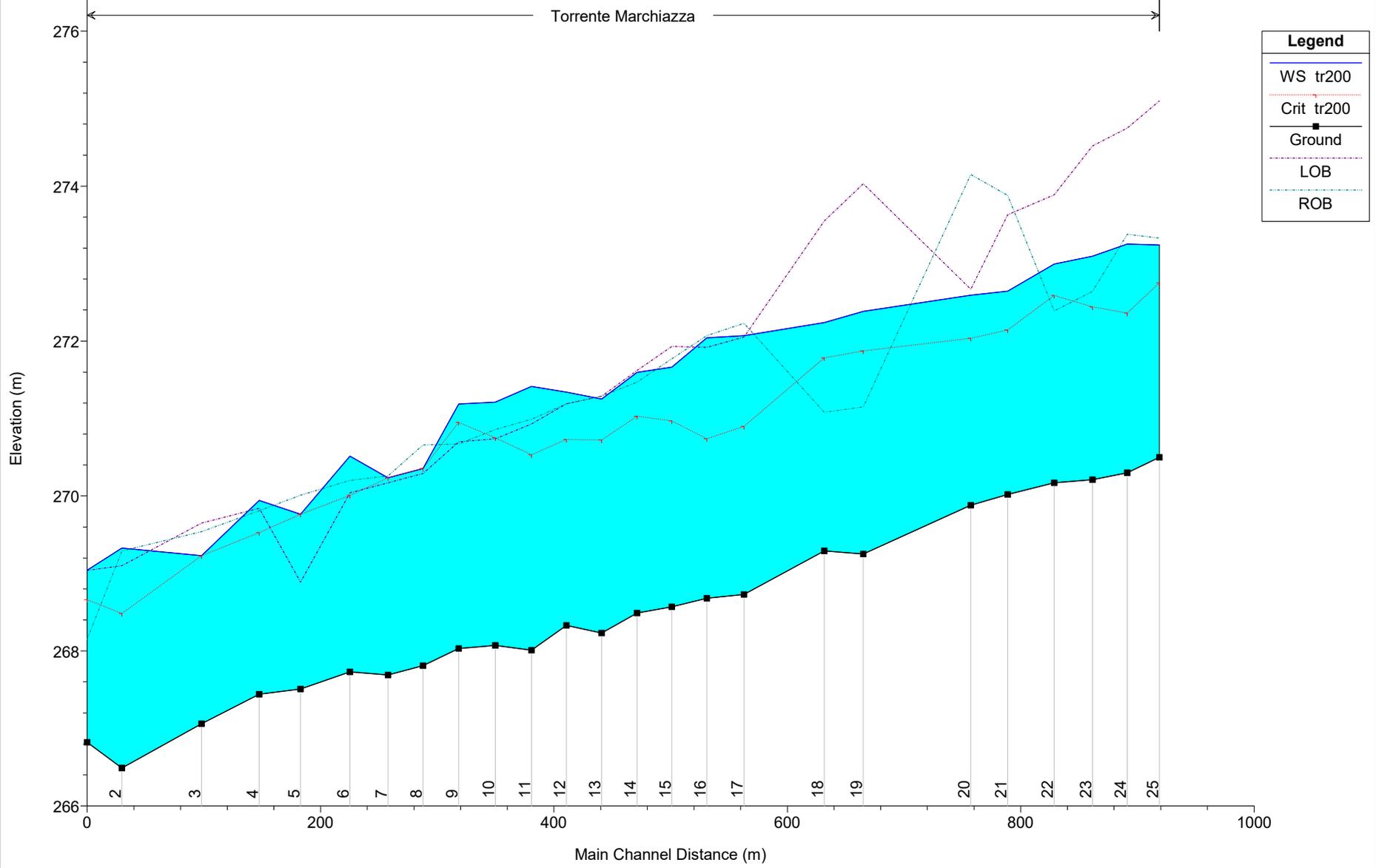


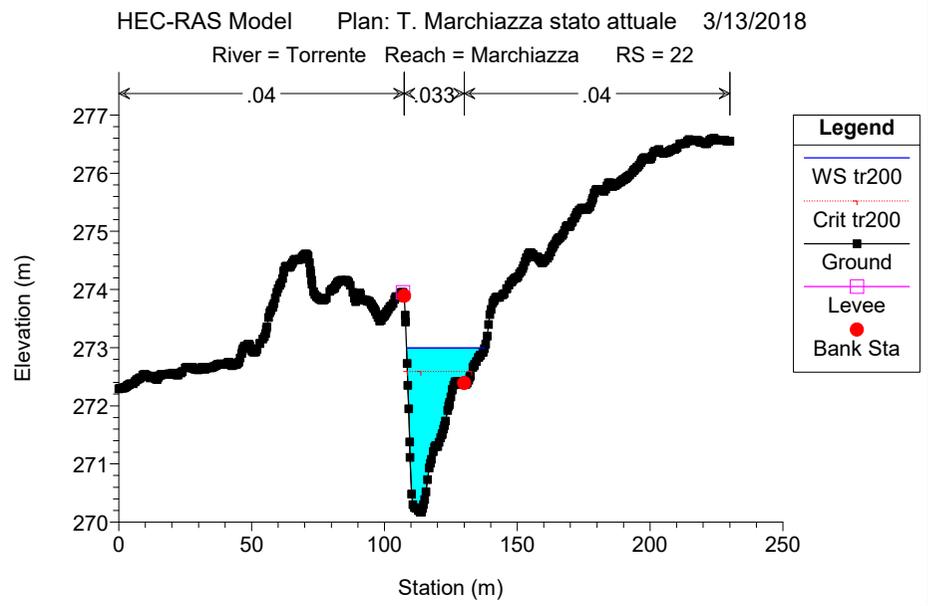
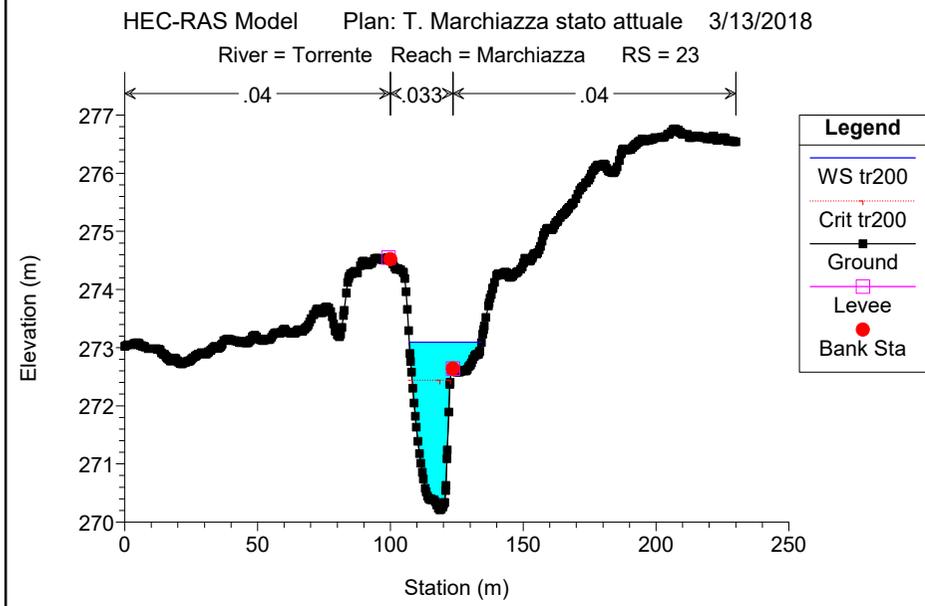
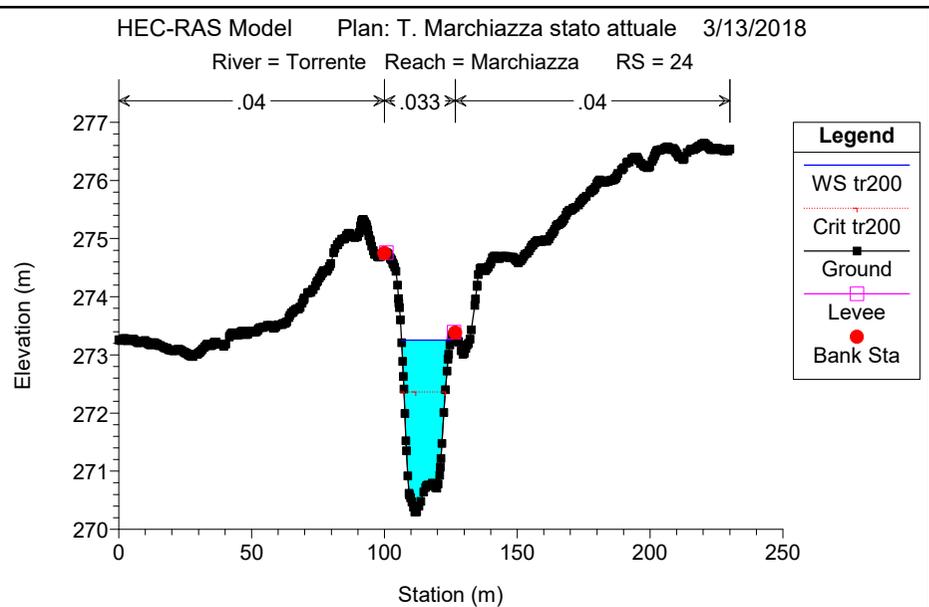
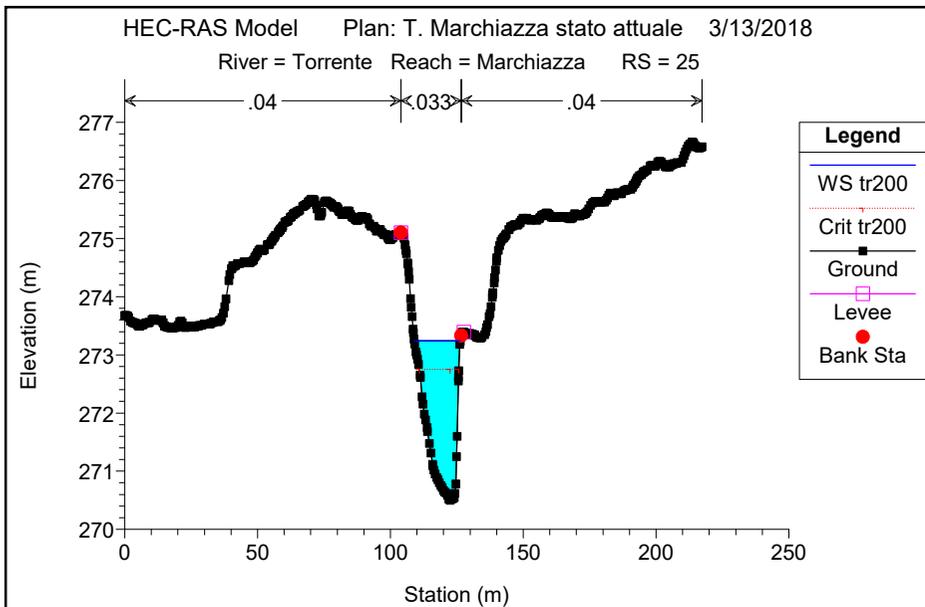
HEC-RAS Plan: TORBOLA PROGETTO River: T. Torbola Reach: Torbola Profile: tr200

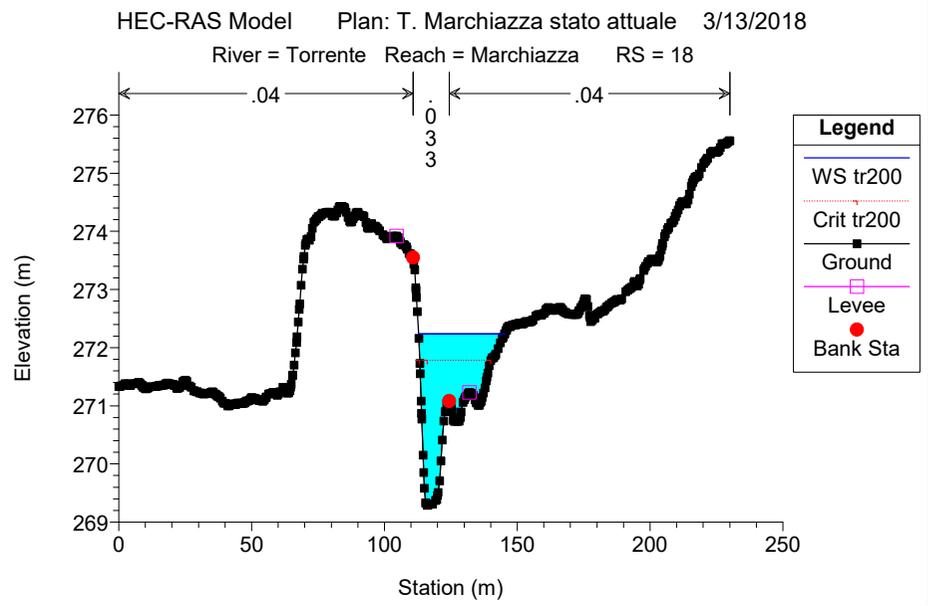
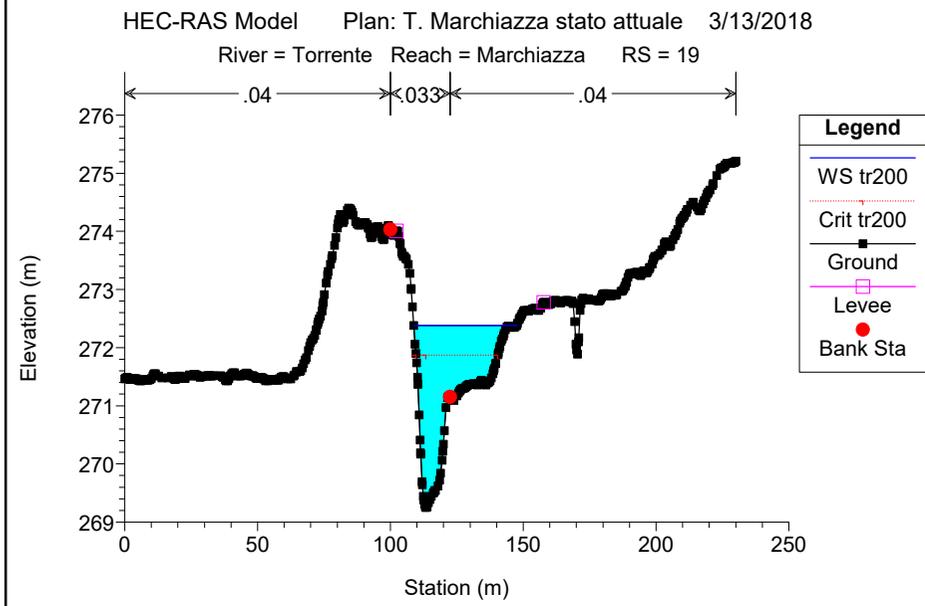
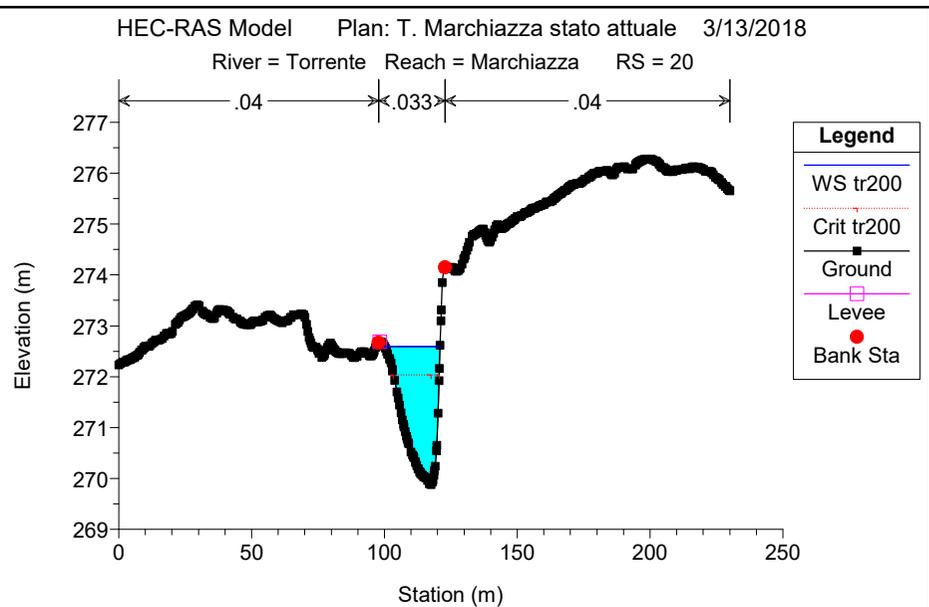
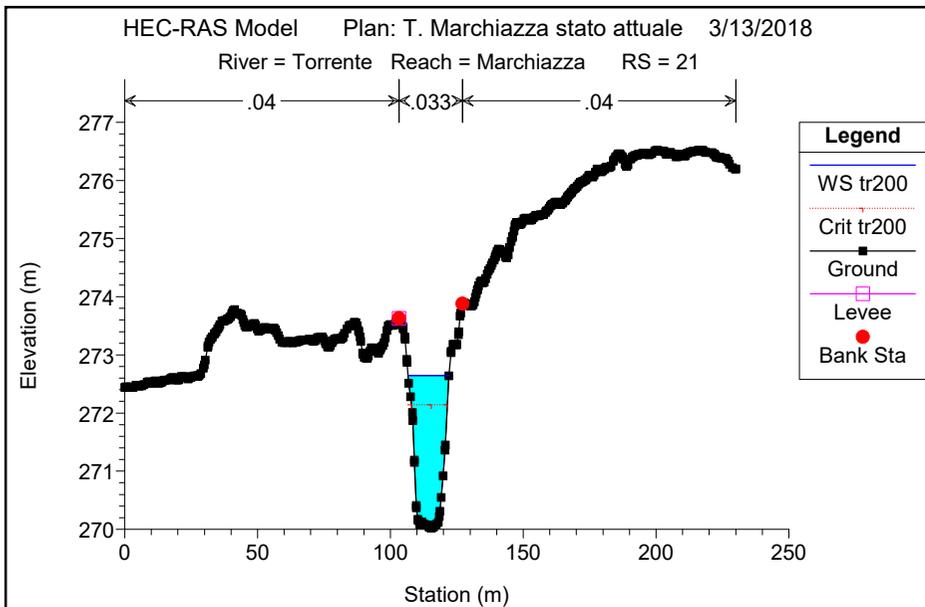
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Torbola	30	tr200	70.89	263.62	266.02	265.89	266.20	0.003759	2.10	46.49	71.67	0.59
Torbola	29	tr200	70.89	263.59	265.93	265.54	266.07	0.002812	1.82	48.15	65.11	0.52
Torbola	28	tr200	70.89	263.49	265.50	265.49	265.91	0.009162	2.87	26.41	33.95	0.91
Torbola	27	tr200	70.89	263.21	265.53	265.40	265.66	0.003482	1.94	54.81	102.57	0.57
Torbola	26	tr200	70.89	263.18	265.44	265.14	265.54	0.002834	1.62	56.37	87.99	0.51
Torbola	25	tr200	70.89	262.70	265.18	264.98	265.31	0.002728	1.94	54.08	77.81	0.51
Torbola	22	tr200	70.89	262.28	264.53	264.53	264.87	0.008036	2.91	34.71	71.71	0.87
Torbola	21	tr200	70.89	262.07	264.01	264.14	264.49	0.010815	3.17	26.21	45.11	0.99
Torbola	17.6	tr200	70.89	261.71	262.75	263.02	263.71	0.023256	4.34	16.33	17.32	1.43
Torbola	16.6	tr200	70.89	260.18	263.03	261.49	263.06	0.000290	0.96	97.21	56.56	0.19
Torbola	15	tr200	70.89	259.90	262.98	261.21	263.04	0.000388	1.10	67.80	31.28	0.22
Torbola	14.4	tr200	70.89	259.86	262.99	261.17	263.03	0.000356	0.95	75.50	42.30	0.20
Torbola	13.9	Bridge										
Torbola	13.4	tr200	70.89	259.80	262.99	261.11	263.02	0.000256	0.81	88.58	42.40	0.17
Torbola	12.6	tr200	70.89	259.75	262.94	261.06	263.01	0.000461	1.16	66.45	44.40	0.23
Torbola	12.52	tr200	70.89	259.75	262.48	261.91	262.97	0.003851	3.07	23.09	16.22	0.65
Torbola	12.5	Bridge										
Torbola	12	tr200	70.89	259.74	261.94	261.94	262.79	0.010047	4.09	17.33	17.60	1.00
Torbola	11.9	tr200	70.89	259.66	261.64	261.93	262.73	0.022809	4.63	15.33	15.91	1.41
Torbola	11.7	Bridge										
Torbola	11	tr200	70.89	259.51	261.40	261.27	261.46	0.001885	1.19	70.27	84.60	0.40
Torbola	10	tr200	70.89	259.28	260.84	260.86	261.22	0.013133	2.73	25.94	36.71	1.04
Torbola	9	tr200	70.89	258.74	260.49	260.18	260.60	0.003406	1.62	48.21	56.73	0.55
Torbola	8	tr200	70.89	258.29	260.32	260.16	260.42	0.002570	1.61	53.36	59.11	0.49
Torbola	7	tr200	70.89	257.95	259.86	259.81	260.24	0.010038	2.75	25.79	29.27	0.93
Torbola	6	tr200	70.89	257.50	259.61	259.32	259.77	0.003501	1.76	41.16	45.21	0.57
Torbola	5	tr200	70.89	257.16	259.56		259.67	0.001783	1.61	55.85	59.80	0.43
Torbola	4	tr200	70.89	256.90	259.21	259.08	259.53	0.007975	2.51	28.29	32.60	0.84
Torbola	3	tr200	70.89	256.84	259.10	258.91	259.28	0.004146	1.97	42.15	64.07	0.62
Torbola	2	tr200	70.89	256.72	258.49	258.49	259.05	0.010996	3.31	21.43	19.31	1.00
Torbola	1	tr200	70.89	256.24	258.47	258.47	258.58	0.003431	1.68	53.90	79.22	0.55

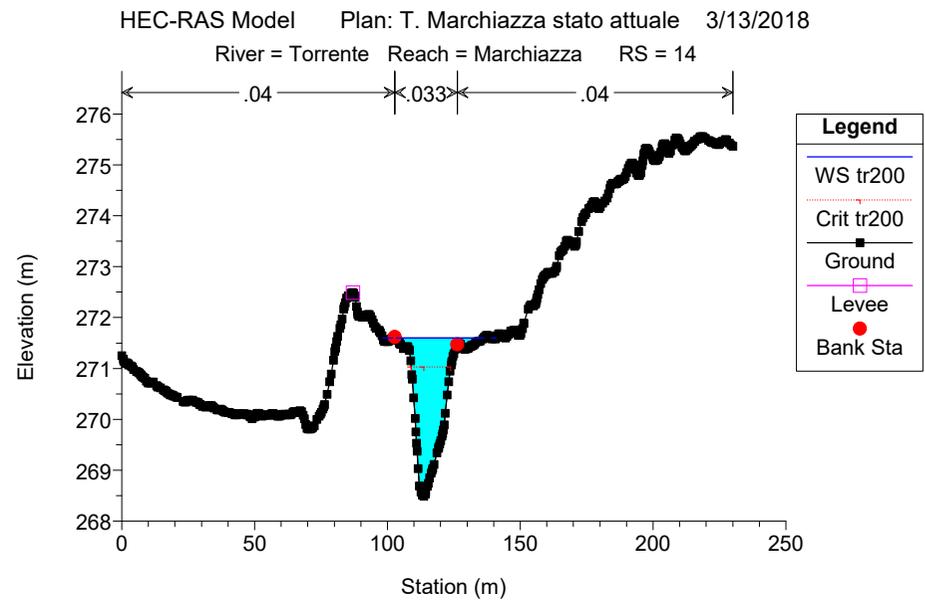
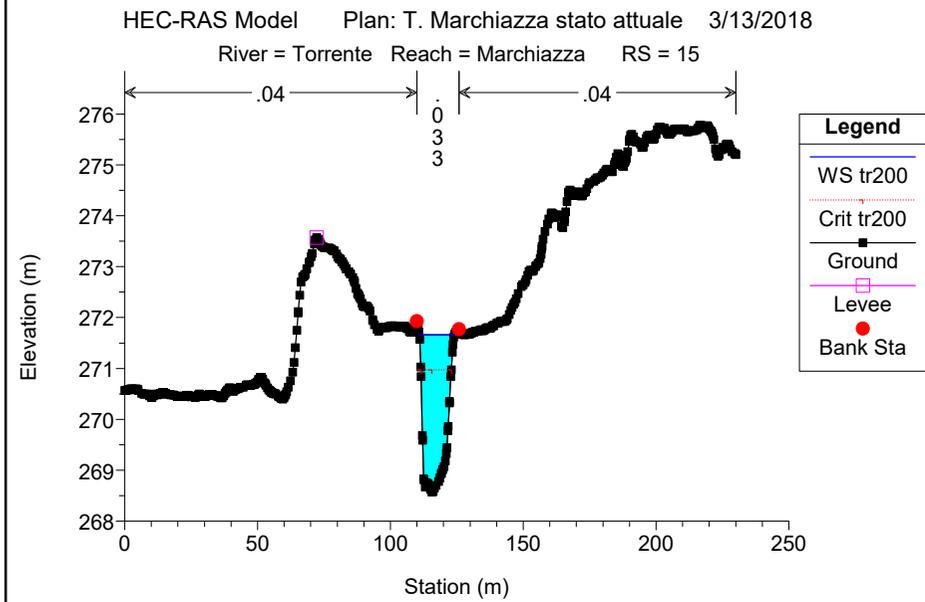
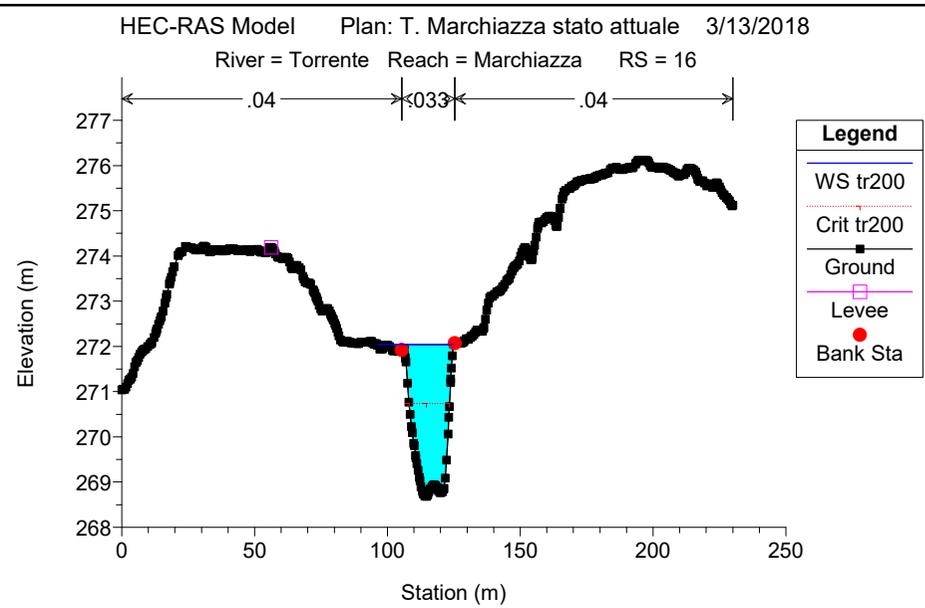
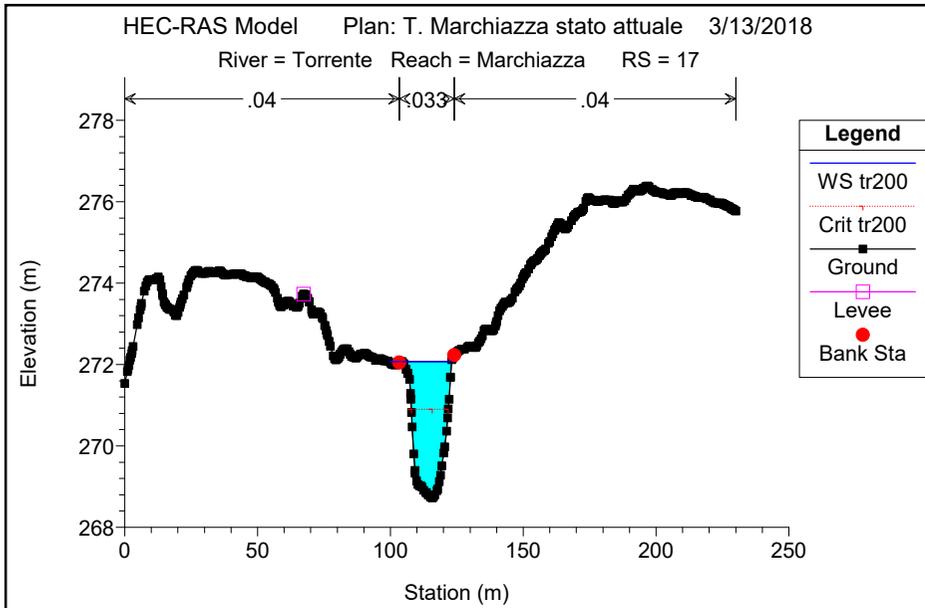
## **ALLEGATO F1 – SIMULAZIONI TORRENTE MARCHIAZZA CONDIZIONE ANTE OPERAM**

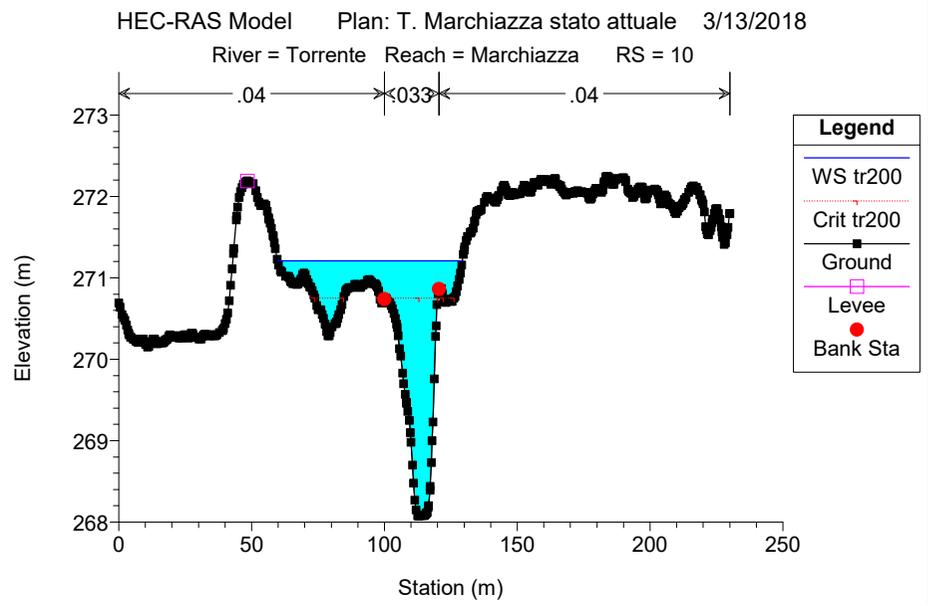
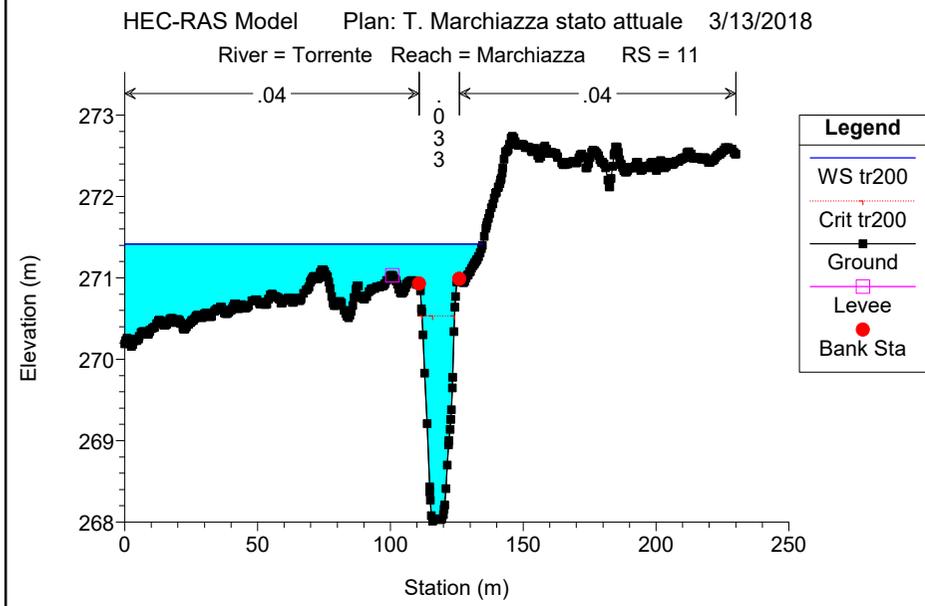
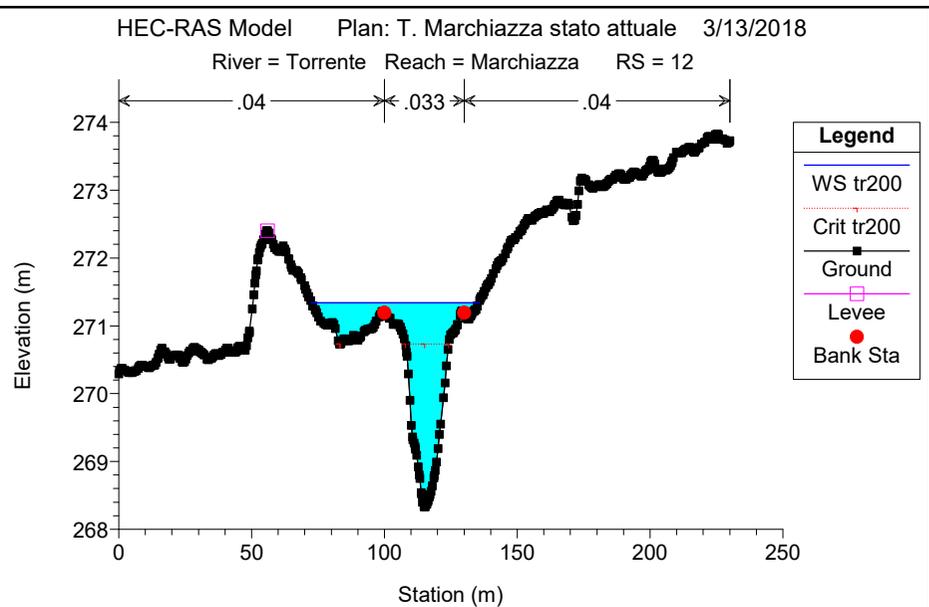
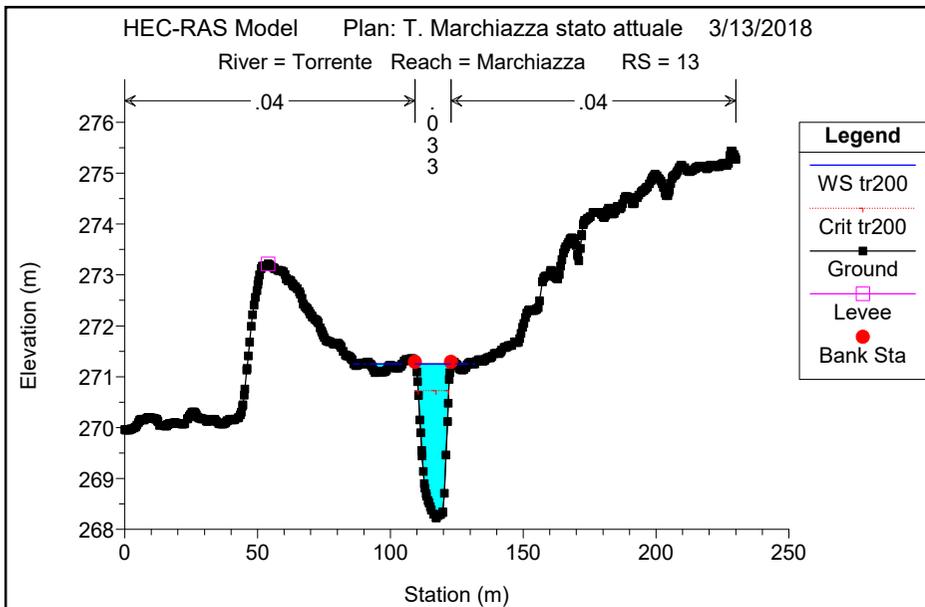
Torrente Marchiazza

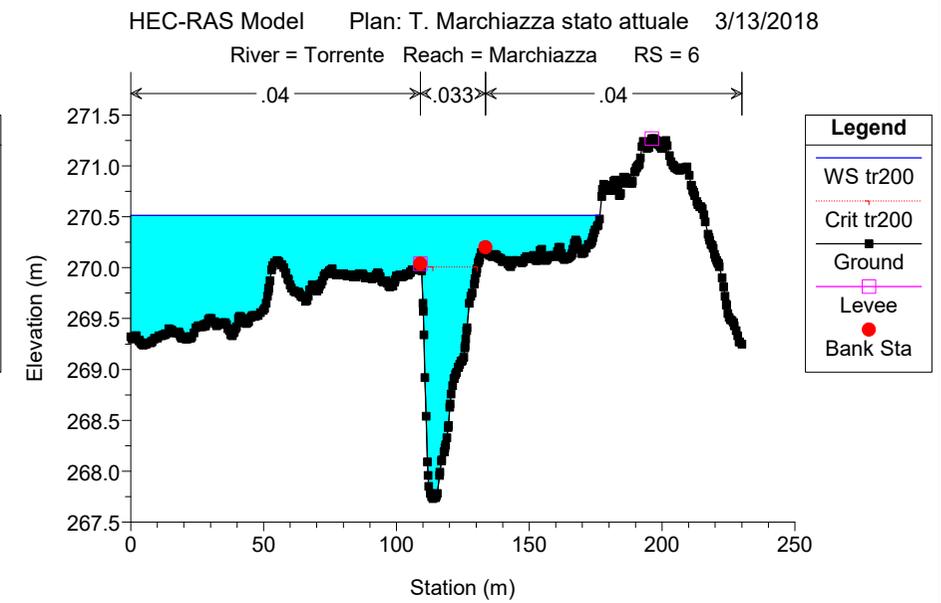
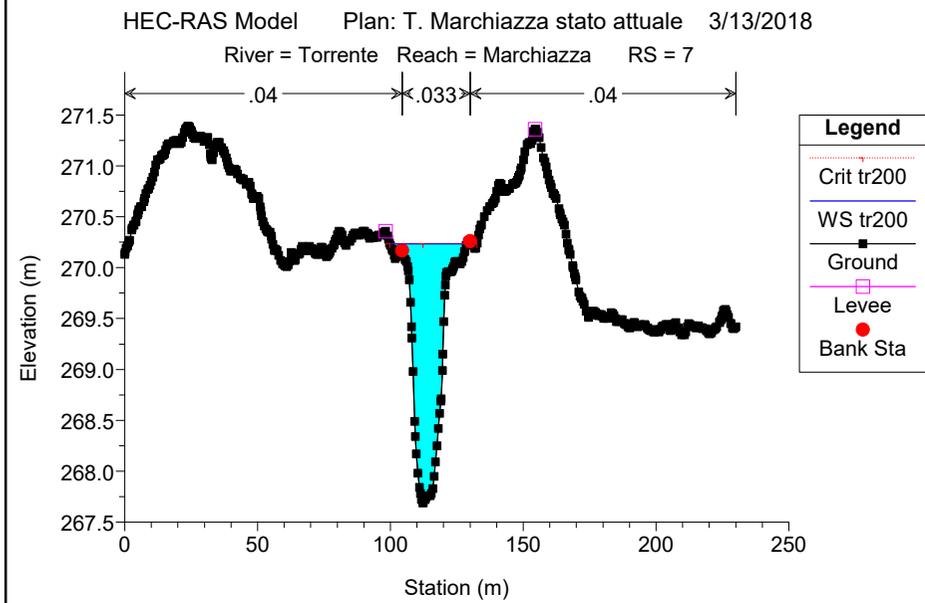
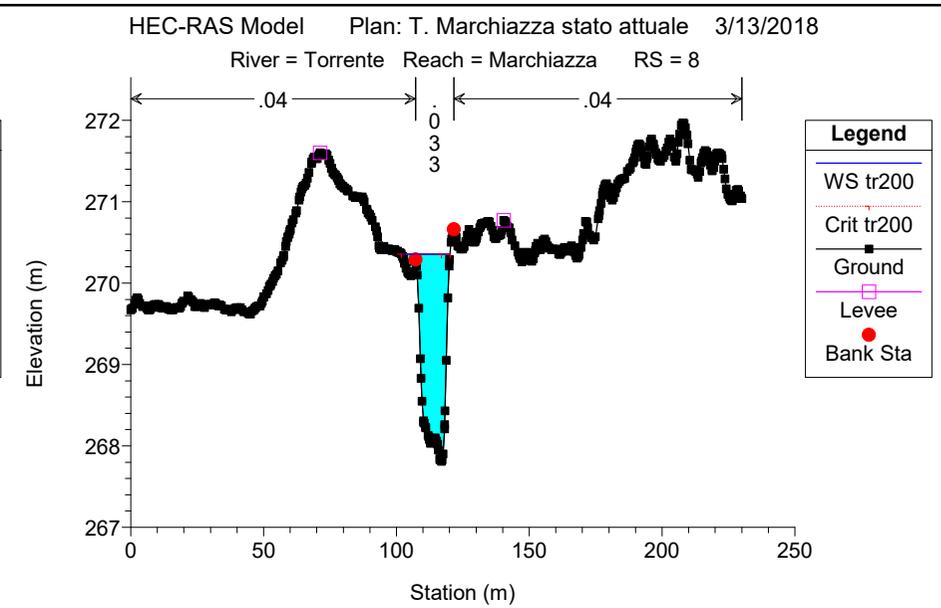
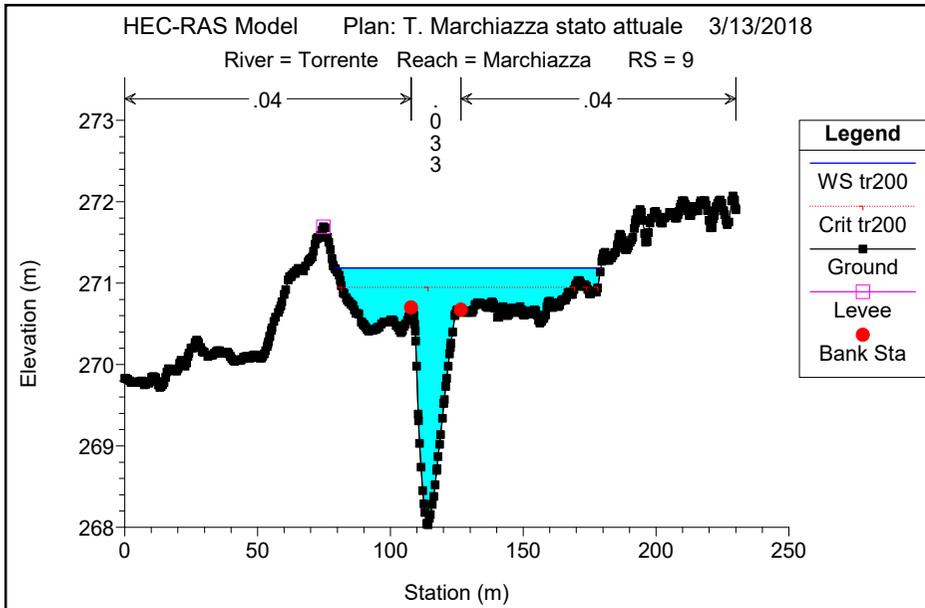


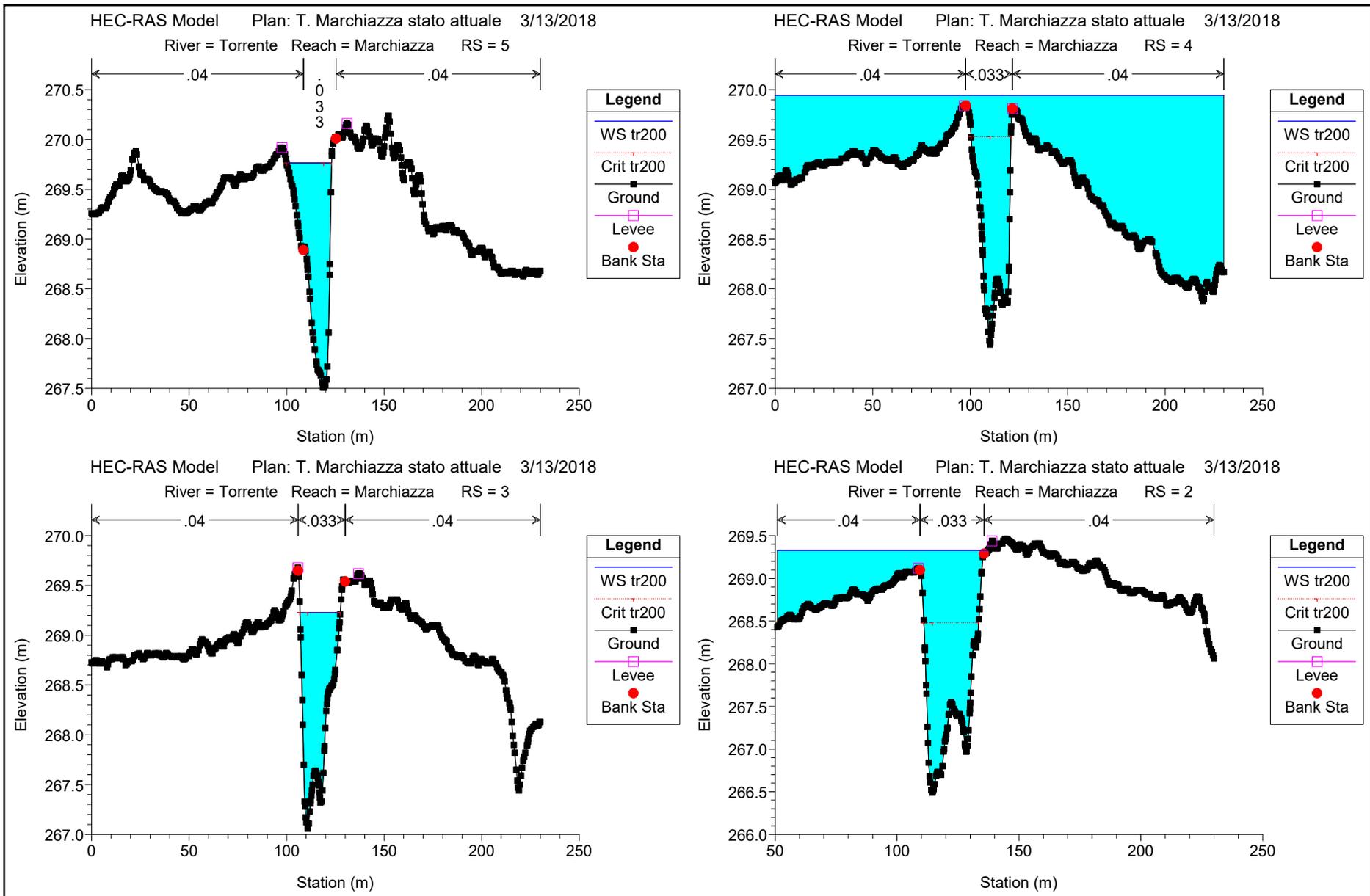






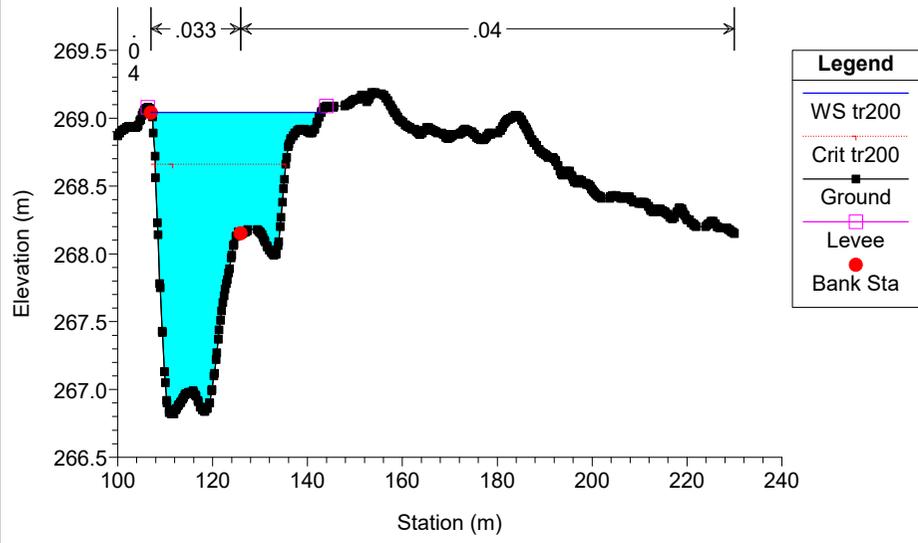






HEC-RAS Model Plan: T. Marchiazza stato attuale 3/13/2018

River = Torrente Reach = Marchiazza RS = 1



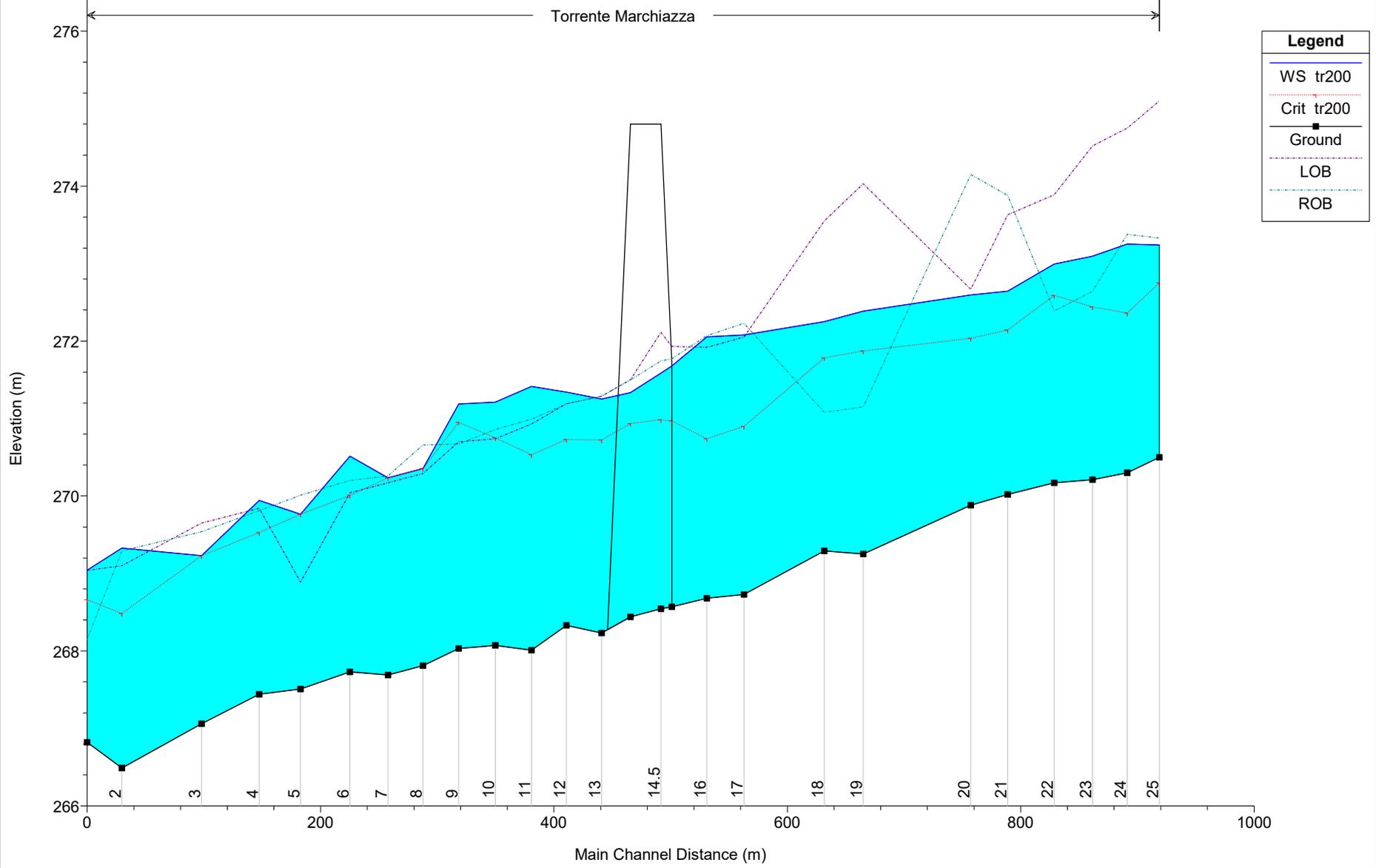
HEC-RAS Plan: marchiazza sa River: Torrente Reach: Marchiazza Profile: tr200

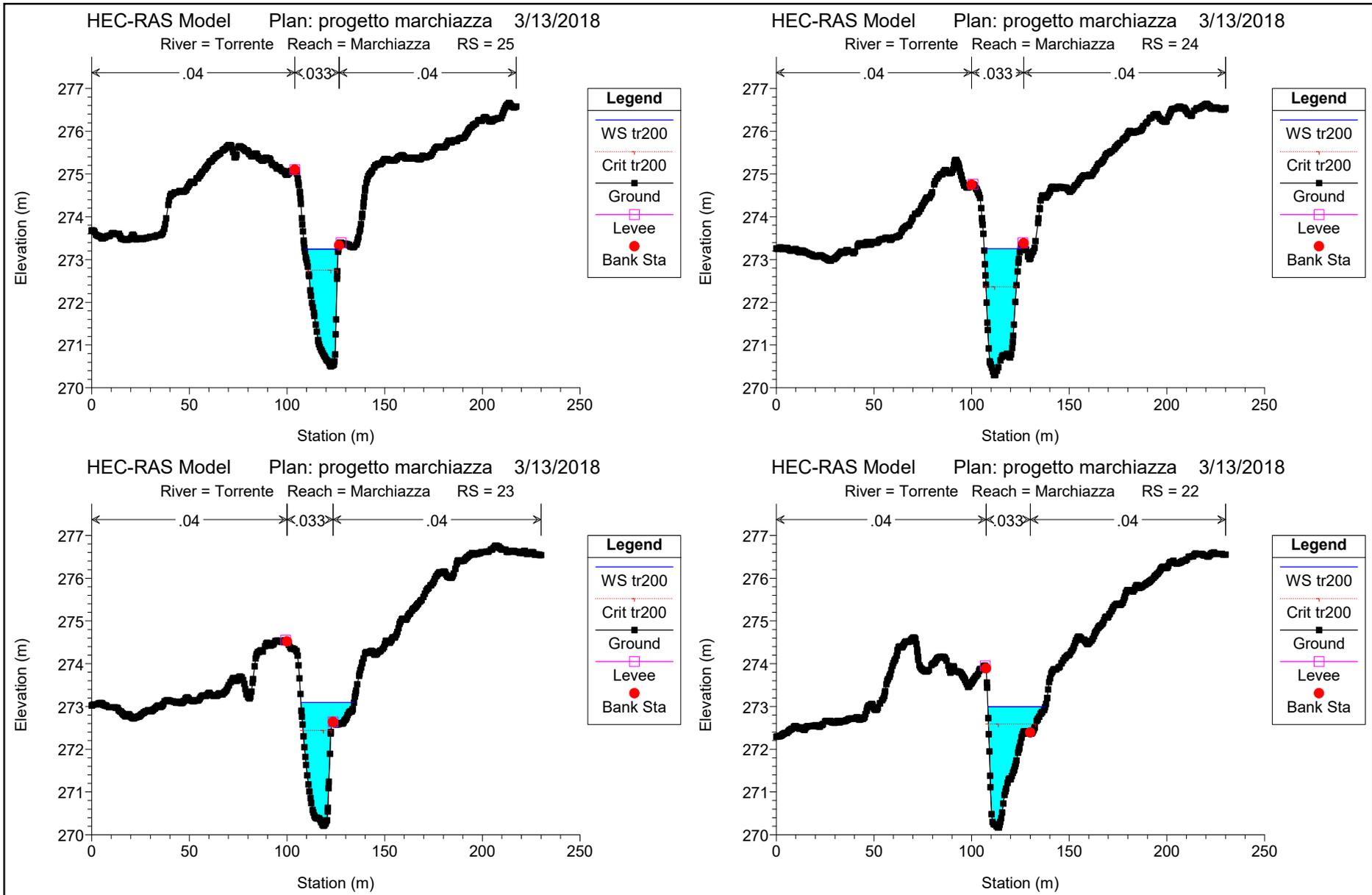
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Marchiazza	25	tr200	91.61	270.50	273.24	272.75	273.68	0.004852	2.93	31.24	17.31	0.70
Marchiazza	24	tr200	91.61	270.30	273.25	272.36	273.54	0.002579	2.37	38.70	18.50	0.52
Marchiazza	23	tr200	91.61	270.21	273.10	272.44	273.44	0.003361	2.66	37.43	27.14	0.59
Marchiazza	22	tr200	91.61	270.17	272.99	272.59	273.32	0.003988	2.53	37.91	29.36	0.63
Marchiazza	21	tr200	91.61	270.02	272.64	272.14	273.12	0.004862	3.06	29.91	15.45	0.70
Marchiazza	20	tr200	91.61	269.88	272.59	272.03	272.94	0.004124	2.62	34.98	20.89	0.65
Marchiazza	19	tr200	91.61	269.25	272.38	271.87	272.62	0.002466	2.38	49.34	38.77	0.51
Marchiazza	18	tr200	91.61	269.29	272.24	271.78	272.52	0.003241	2.64	44.18	32.40	0.57
Marchiazza	17	tr200	91.61	268.73	272.07	270.90	272.32	0.002292	2.25	40.96	22.94	0.49
Marchiazza	16	tr200	91.61	268.68	272.04	270.74	272.25	0.001621	2.01	46.34	28.73	0.42
Marchiazza	15	tr200	91.61	268.57	271.66	270.97	272.14	0.004488	3.08	29.78	13.58	0.66
Marchiazza	14	tr200	91.61	268.49	271.60	271.03	271.97	0.005220	2.71	35.00	38.31	0.72
Marchiazza	13	tr200	91.61	268.23	271.25	270.72	271.79	0.005268	3.27	29.37	33.11	0.72
Marchiazza	12	tr200	91.61	268.33	271.34	270.73	271.56	0.003830	2.16	49.45	63.06	0.61
Marchiazza	11	tr200	91.61	268.01	271.42	270.53	271.47	0.000736	1.32	119.32	134.75	0.28
Marchiazza	10	tr200	91.61	268.07	271.21	270.75	271.41	0.002483	2.14	56.19	69.58	0.51
Marchiazza	9	tr200	91.61	268.03	271.19	270.95	271.32	0.002035	1.92	73.07	100.30	0.46
Marchiazza	8	tr200	91.61	267.81	270.35	270.35	271.14	0.009274	3.94	23.91	18.32	0.94
Marchiazza	7	tr200	91.61	267.69	270.23	270.23	270.77	0.010105	3.26	28.48	30.67	0.97
Marchiazza	6	tr200	91.61	267.73	270.51	270.01	270.54	0.000580	0.96	147.42	176.56	0.24
Marchiazza	5	tr200	91.61	267.51	269.76	269.76	270.42	0.008298	3.67	27.40	23.09	0.91
Marchiazza	4	tr200	91.61	267.44	269.94	269.53	269.95	0.000222	0.56	227.84	230.03	0.15
Marchiazza	3	tr200	91.61	267.06	269.23	269.23	269.86	0.010510	3.51	26.06	20.61	1.00
Marchiazza	2	tr200	91.61	266.49	269.33	268.48	269.43	0.001277	1.54	79.08	86.36	0.37
Marchiazza	1	tr200	91.61	266.82	269.04	268.66	269.35	0.003781	2.56	41.40	35.88	0.63

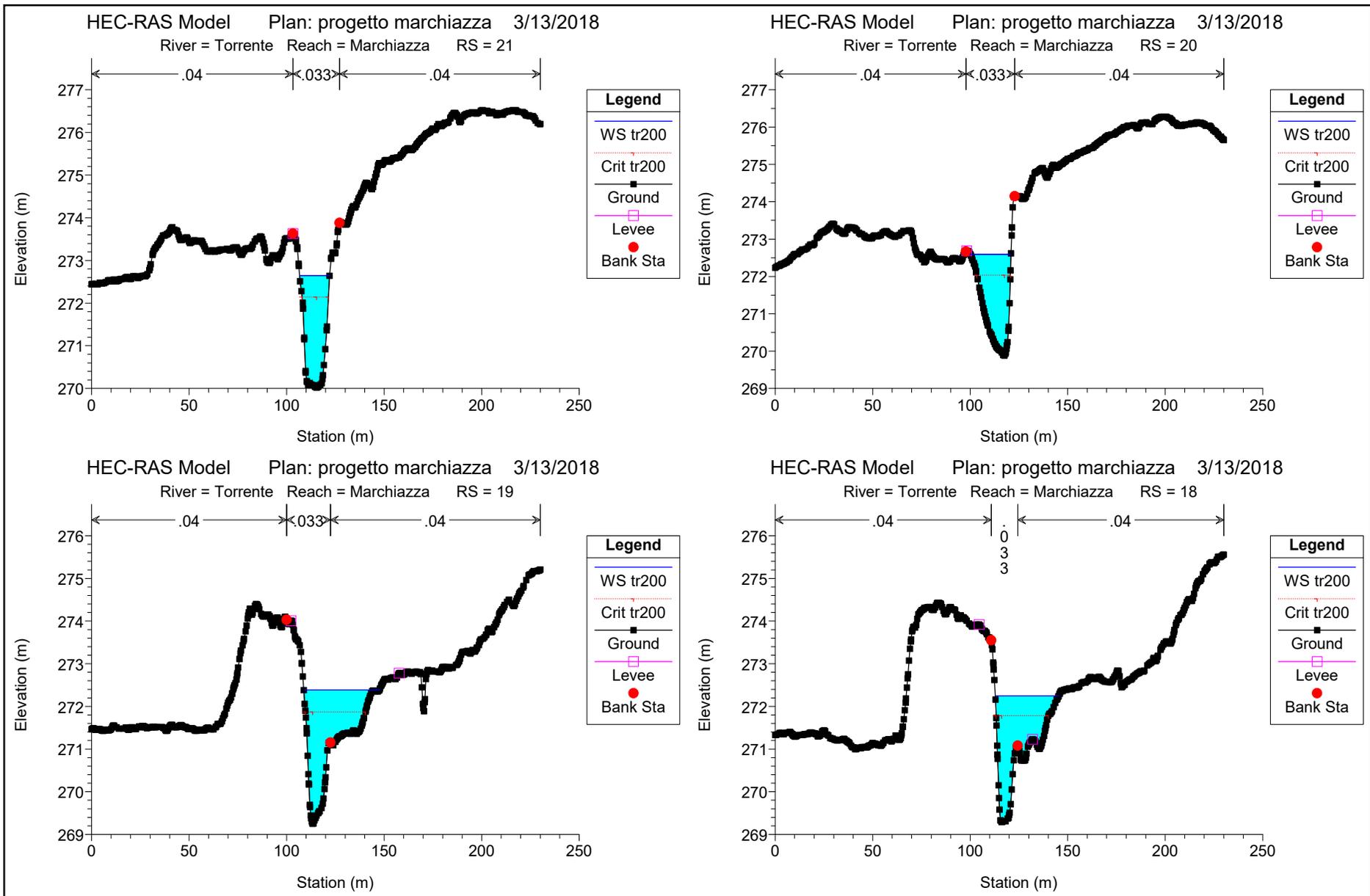
## **ALLEGATO F2 – SIMULAZIONI TORRENTE MARCHIAZZA CONDIZIONE POST OPERAM**

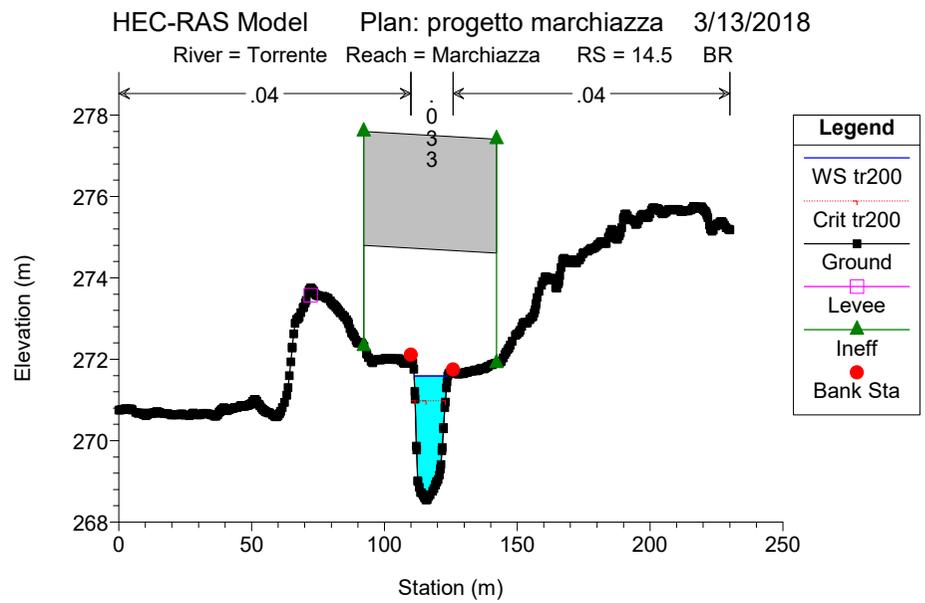
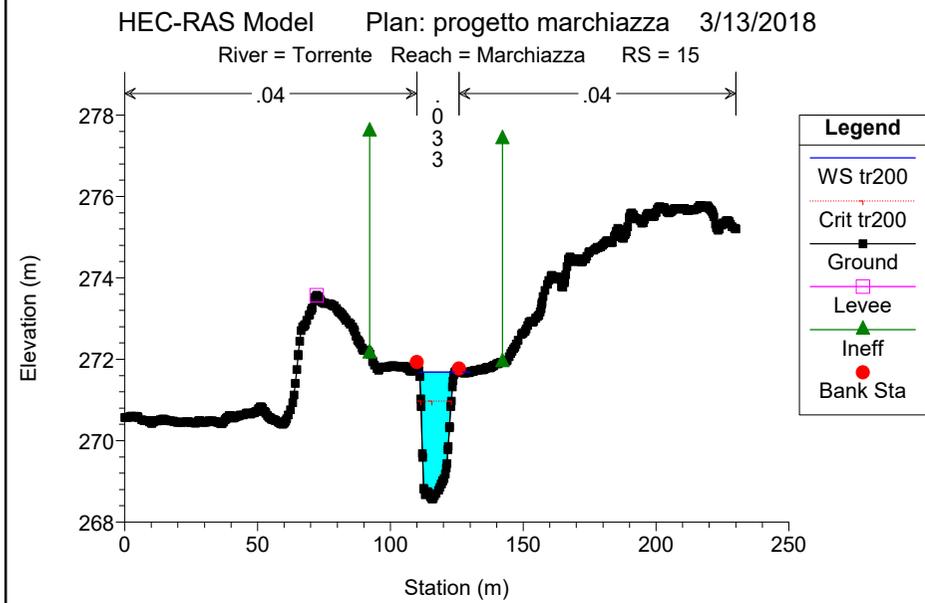
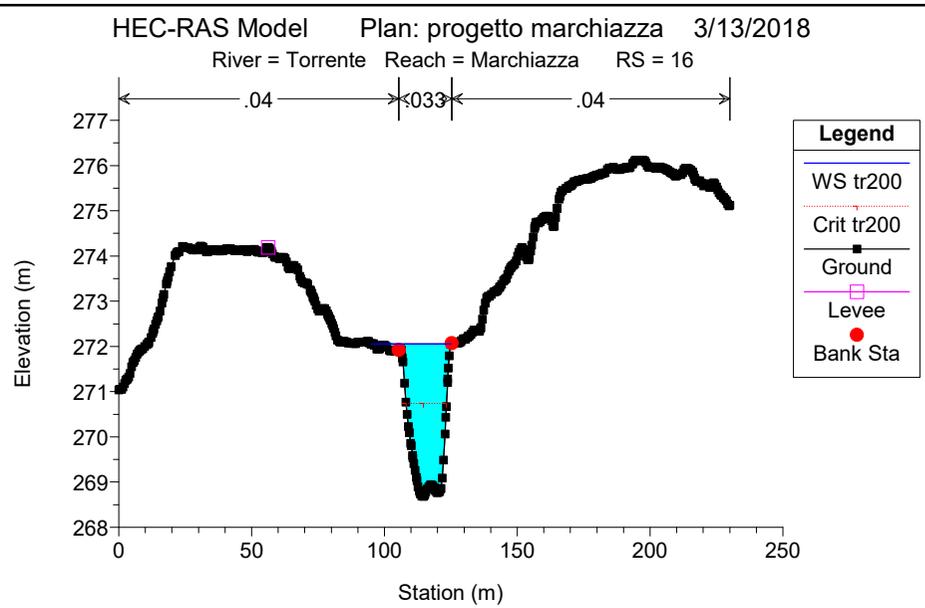
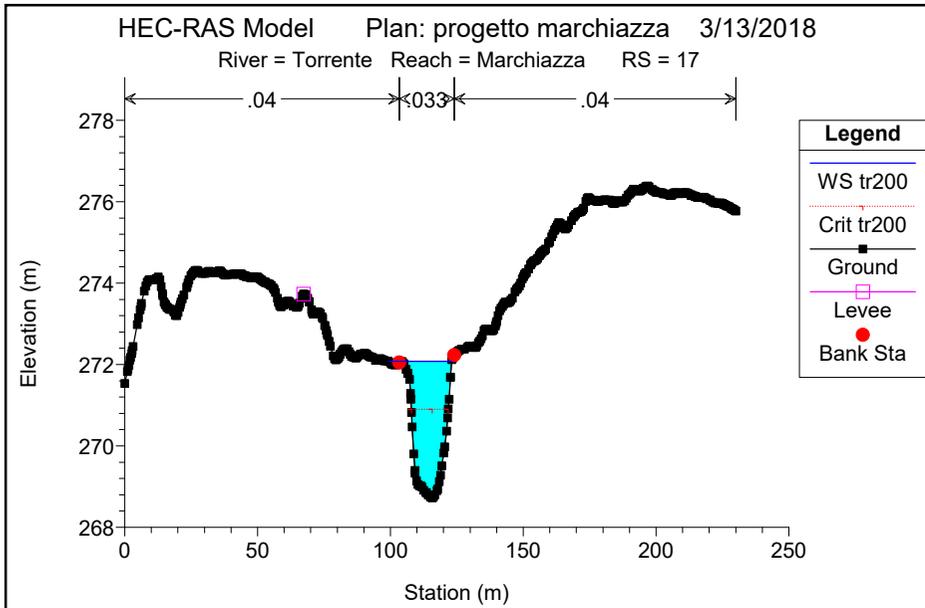
HEC-RAS Model Plan: progetto marchiazza 3/13/2018

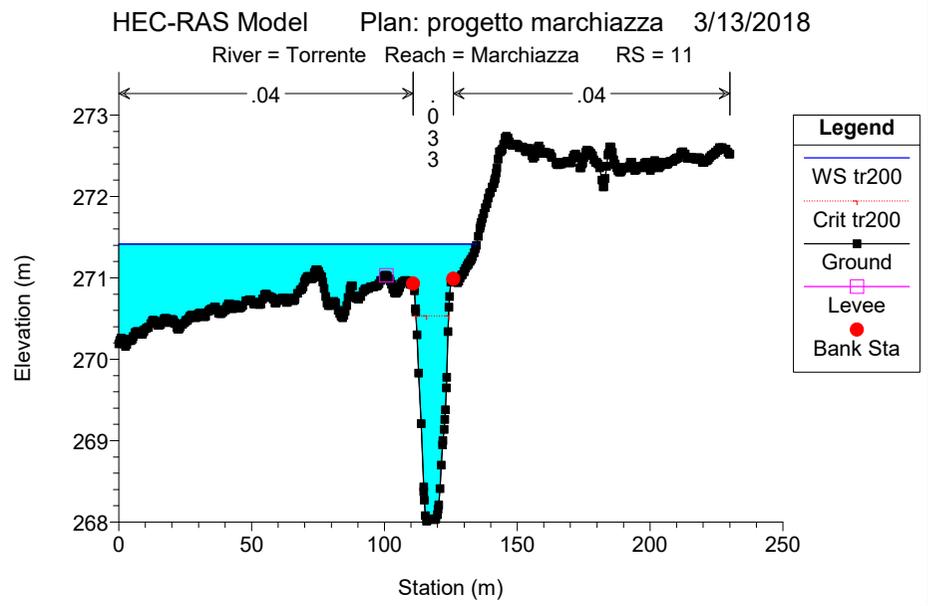
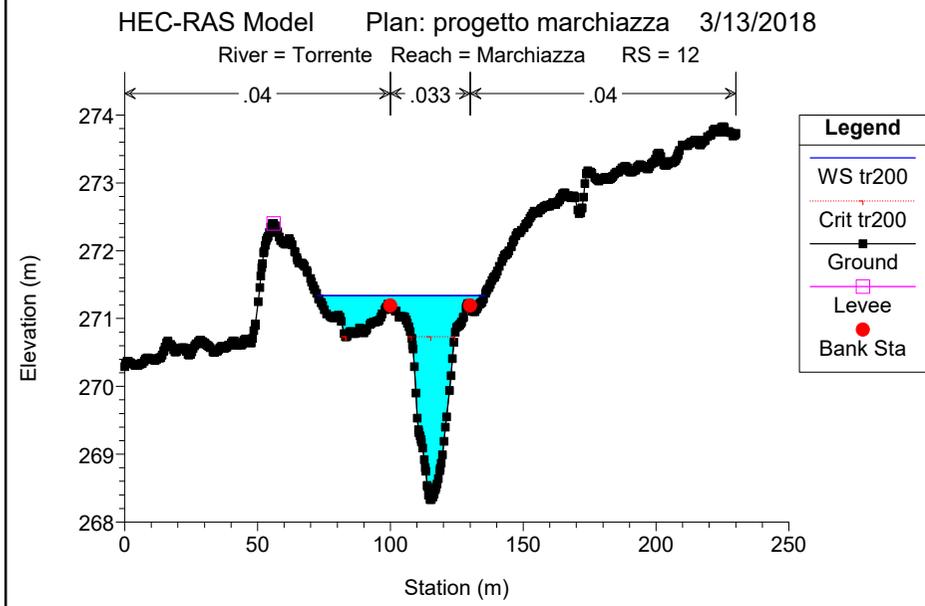
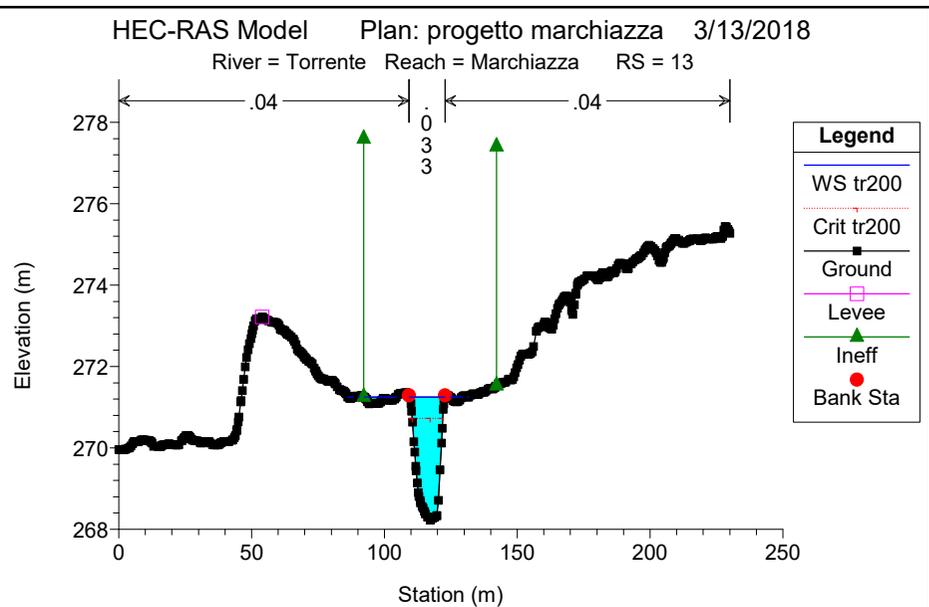
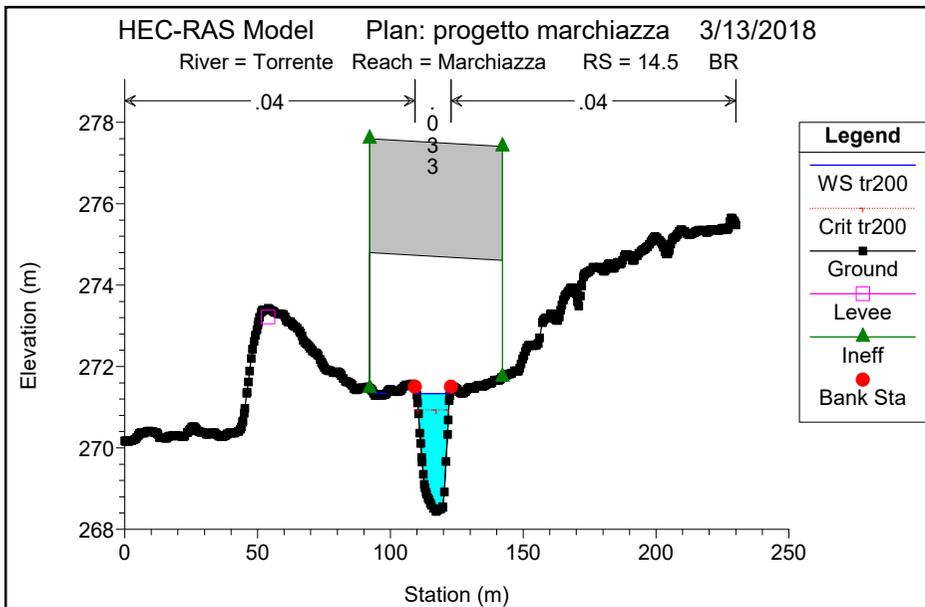
Torrente Marchiazza

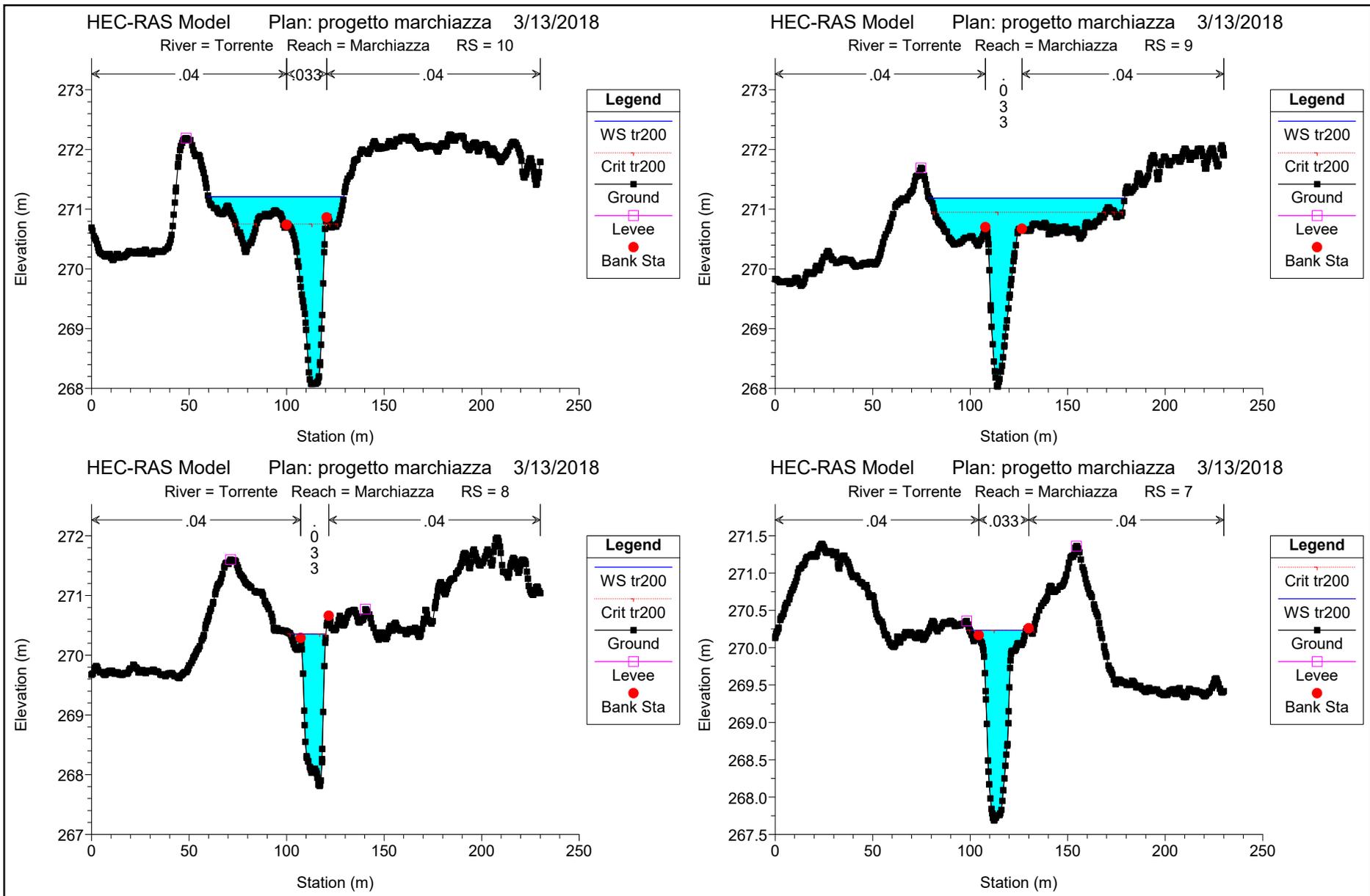


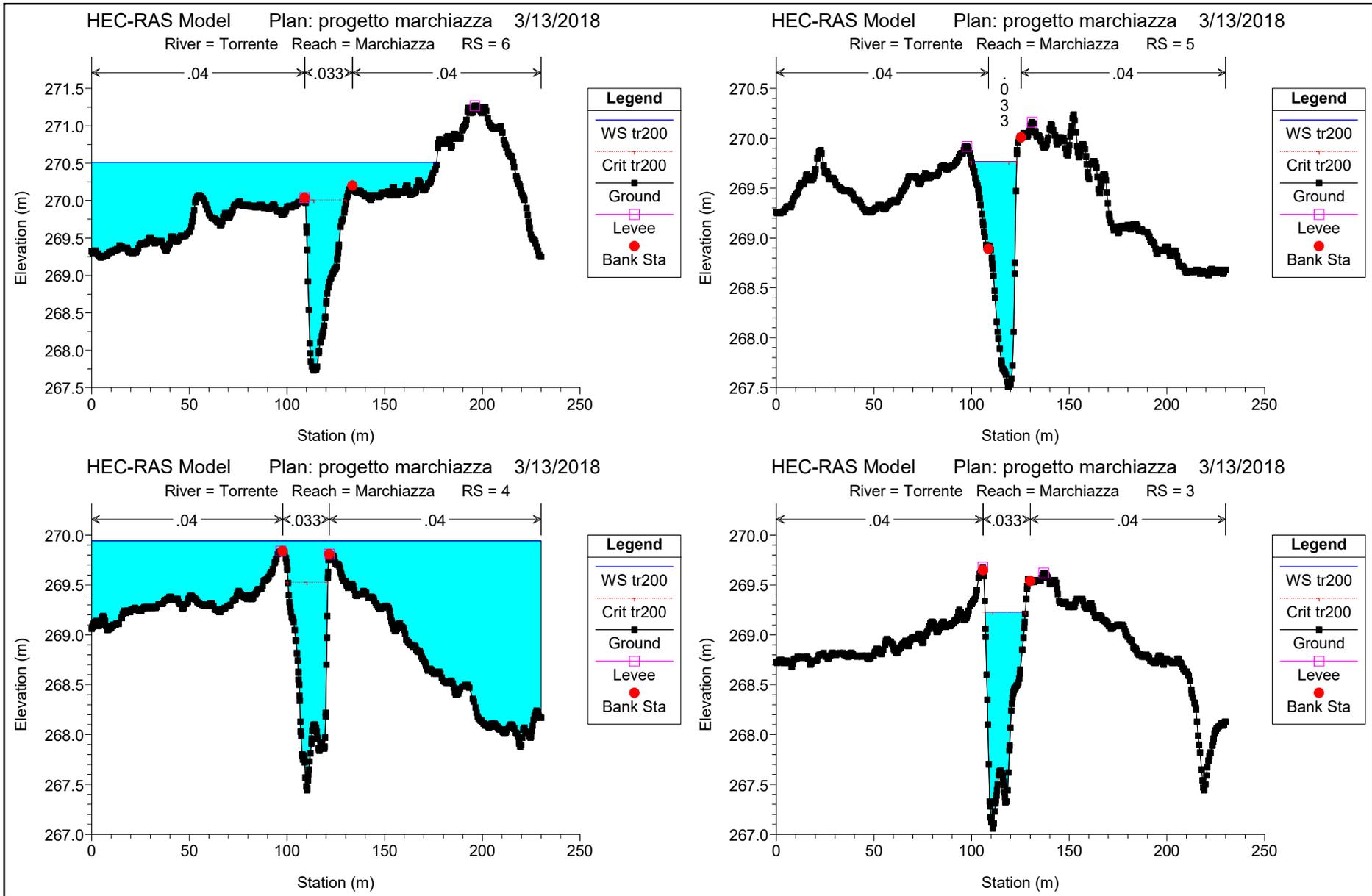






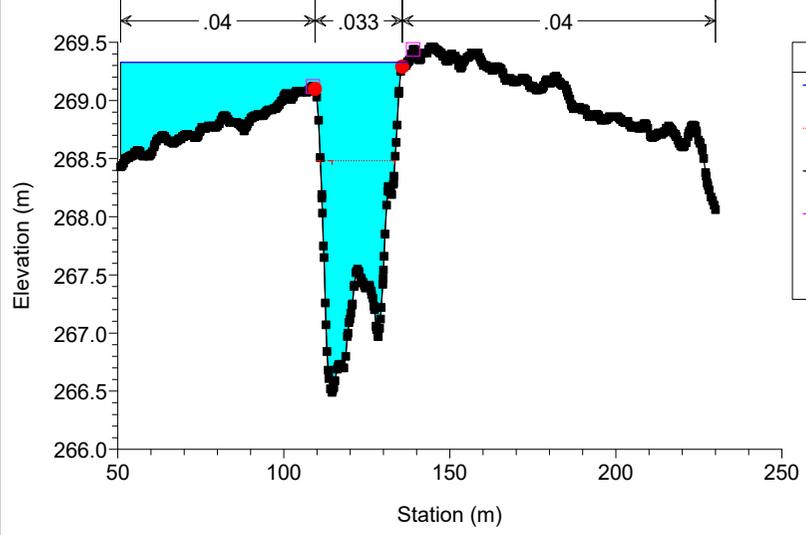






HEC-RAS Model Plan: progetto marchiazza 3/13/2018

River = Torrente Reach = Marchiazza RS = 2

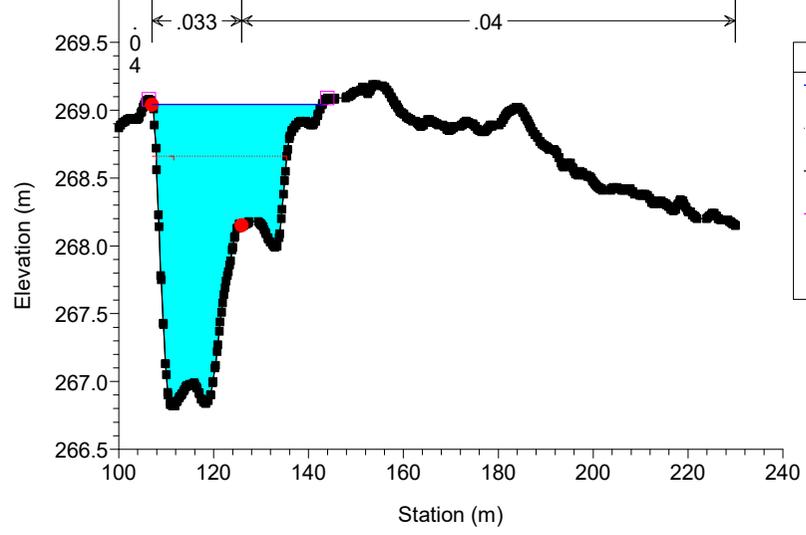


**Legend**

- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- Levee
- Bank Sta

HEC-RAS Model Plan: progetto marchiazza 3/13/2018

River = Torrente Reach = Marchiazza RS = 1



**Legend**

- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- Levee
- Bank Sta

HEC-RAS Plan: progetto marchia River: Torrente Reach: Marchiazza Profile: tr200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Marchiazza	25	tr200	91.61	270.50	273.24	272.75	273.68	0.004851	2.93	31.24	17.31	0.70
Marchiazza	24	tr200	91.61	270.30	273.25	272.36	273.54	0.002578	2.37	38.71	18.50	0.52
Marchiazza	23	tr200	91.61	270.21	273.10	272.44	273.44	0.003359	2.66	37.44	27.14	0.59
Marchiazza	22	tr200	91.61	270.17	272.99	272.59	273.32	0.003984	2.53	37.92	29.36	0.63
Marchiazza	21	tr200	91.61	270.02	272.65	272.14	273.12	0.004857	3.06	29.92	15.45	0.70
Marchiazza	20	tr200	91.61	269.88	272.59	272.03	272.94	0.004118	2.62	35.00	20.90	0.65
Marchiazza	19	tr200	91.61	269.25	272.38	271.87	272.62	0.002456	2.38	49.42	38.79	0.51
Marchiazza	18	tr200	91.61	269.29	272.25	271.78	272.53	0.003167	2.62	44.59	32.54	0.56
Marchiazza	17	tr200	91.61	268.73	272.08	270.90	272.33	0.002339	2.23	41.24	23.90	0.49
Marchiazza	16	tr200	91.61	268.68	272.05	270.74	272.26	0.001607	2.00	46.66	29.25	0.42
Marchiazza	15	tr200	91.61	268.57	271.68	270.97	272.15	0.004416	3.05	30.04	16.23	0.65
Marchiazza	14.5		Bridge									
Marchiazza	13	tr200	91.61	268.23	271.25	270.72	271.79	0.005261	3.27	29.36	33.31	0.72
Marchiazza	12	tr200	91.61	268.33	271.34	270.73	271.56	0.003830	2.16	49.45	63.06	0.61
Marchiazza	11	tr200	91.61	268.01	271.42	270.53	271.47	0.000736	1.32	119.32	134.75	0.28
Marchiazza	10	tr200	91.61	268.07	271.21	270.75	271.41	0.002483	2.14	56.19	69.58	0.51
Marchiazza	9	tr200	91.61	268.03	271.19	270.95	271.32	0.002035	1.92	73.07	100.30	0.46
Marchiazza	8	tr200	91.61	267.81	270.35	270.35	271.14	0.009274	3.94	23.91	18.32	0.94
Marchiazza	7	tr200	91.61	267.69	270.23	270.23	270.77	0.010105	3.26	28.48	30.67	0.97
Marchiazza	6	tr200	91.61	267.73	270.51	270.01	270.54	0.000580	0.96	147.42	176.56	0.24
Marchiazza	5	tr200	91.61	267.51	269.76	269.76	270.42	0.008298	3.67	27.40	23.09	0.91
Marchiazza	4	tr200	91.61	267.44	269.94	269.53	269.95	0.000222	0.56	227.84	230.03	0.15
Marchiazza	3	tr200	91.61	267.06	269.23	269.23	269.86	0.010510	3.51	26.06	20.61	1.00
Marchiazza	2	tr200	91.61	266.49	269.33	268.48	269.43	0.001277	1.54	79.08	86.36	0.37
Marchiazza	1	tr200	91.61	266.82	269.04	268.66	269.35	0.003781	2.56	41.40	35.88	0.63

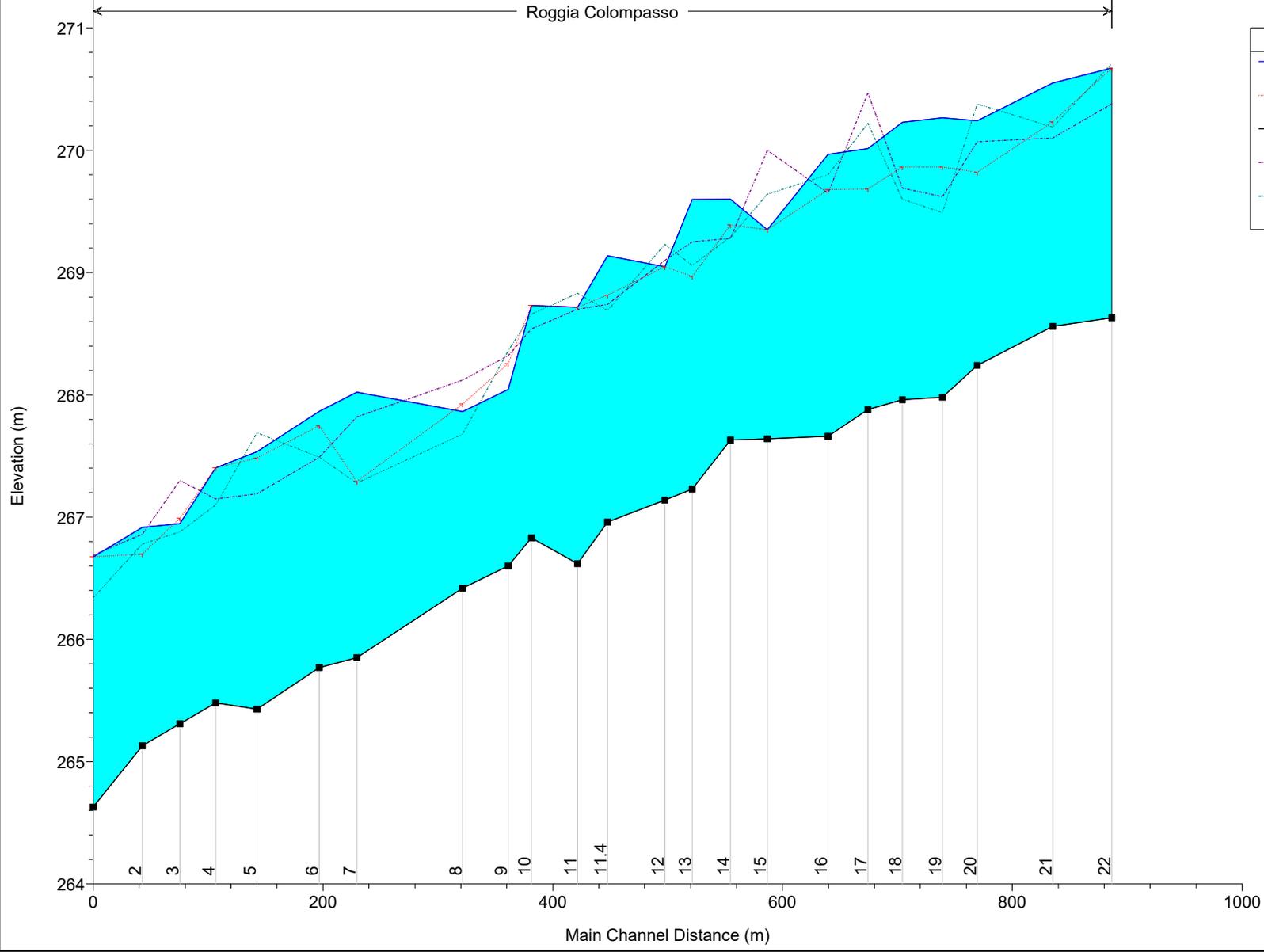
## **ALLEGATO G1 – SIMULAZIONI ROGGIA COLOMPASSO CONDIZIONE ANTE OPERAM**

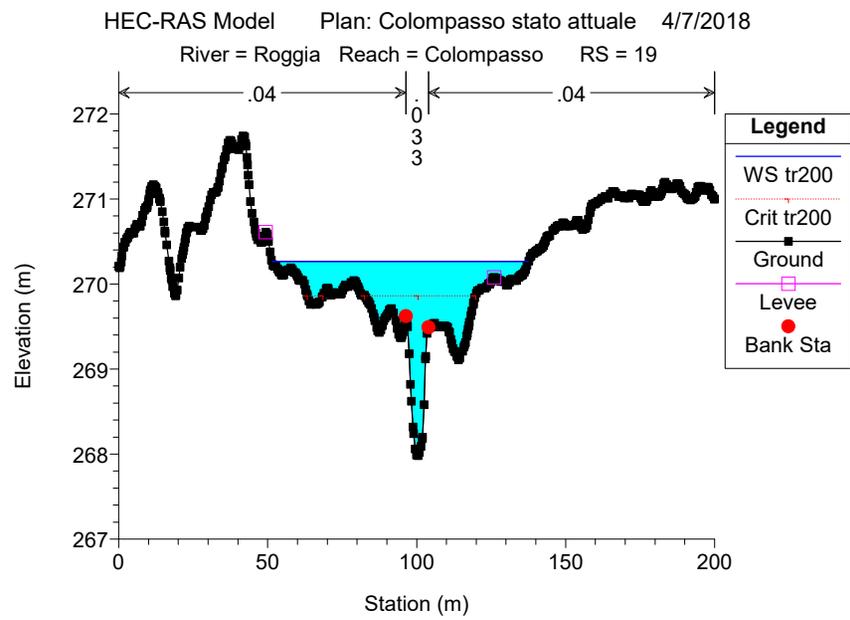
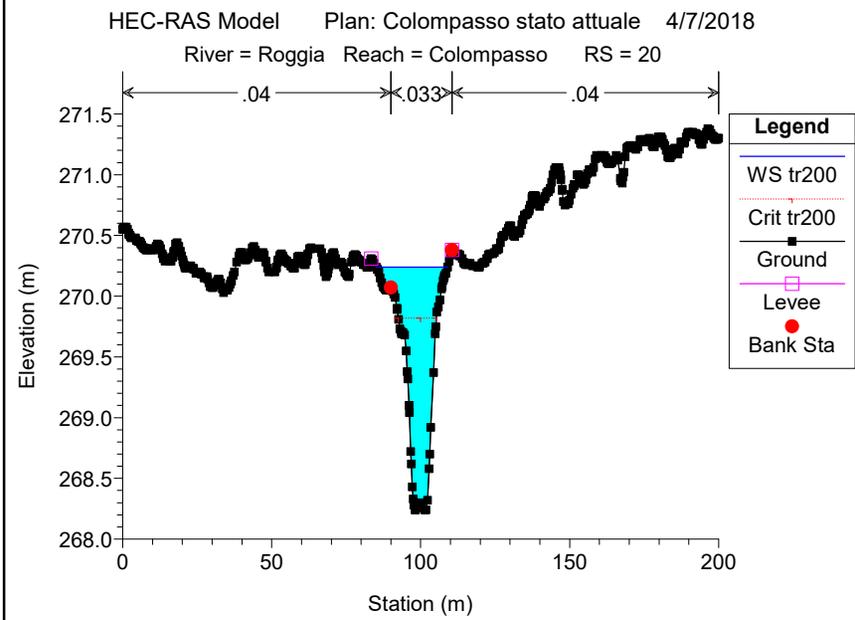
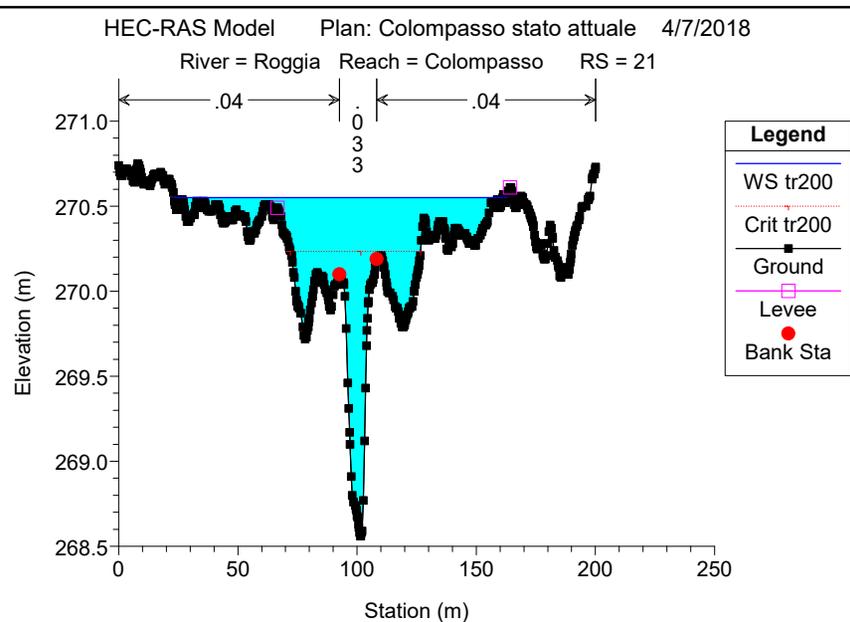
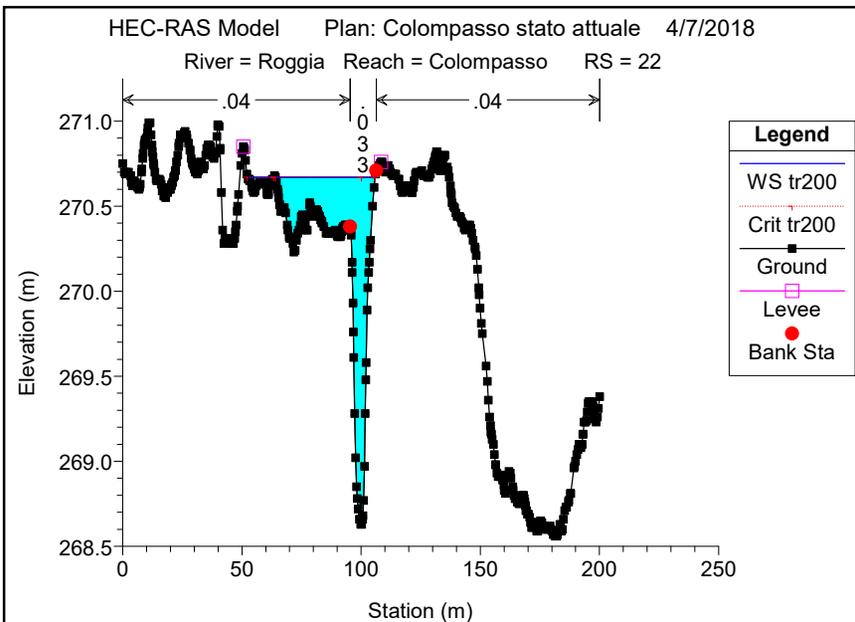
HEC-RAS Model Plan: Colompasso stato attuale 4/7/2018

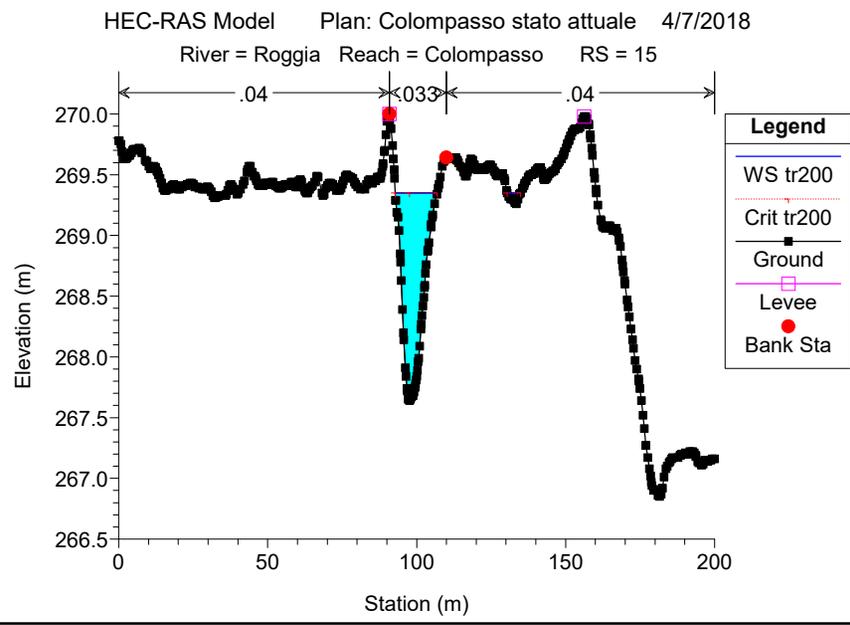
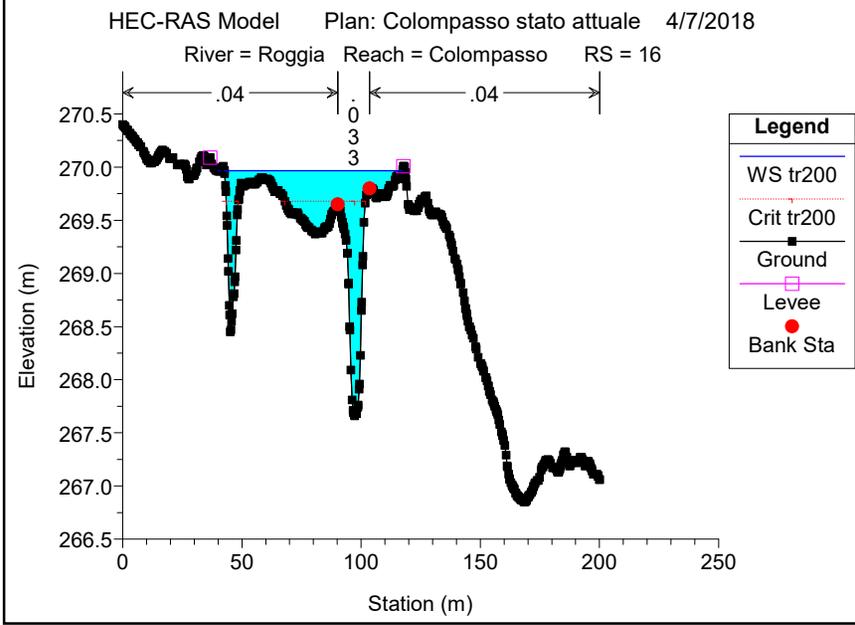
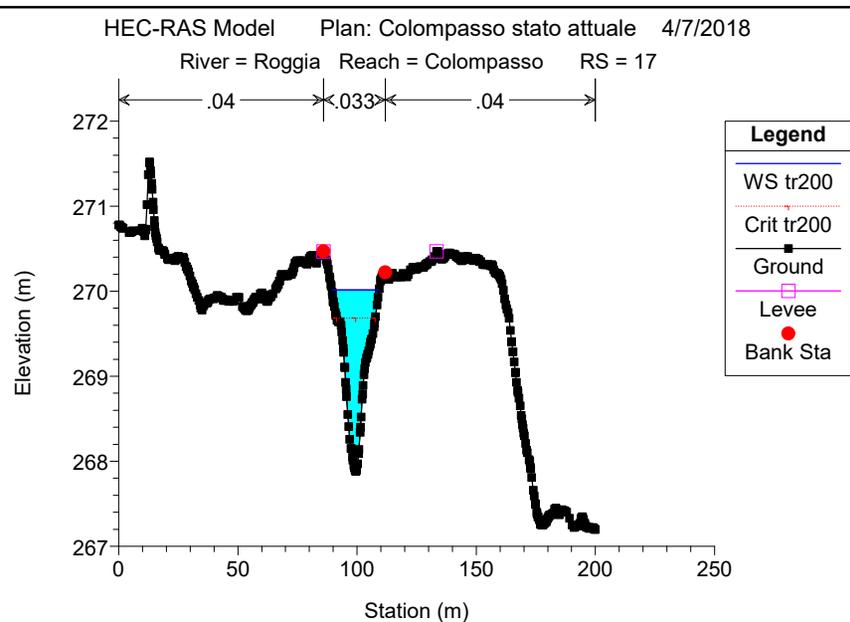
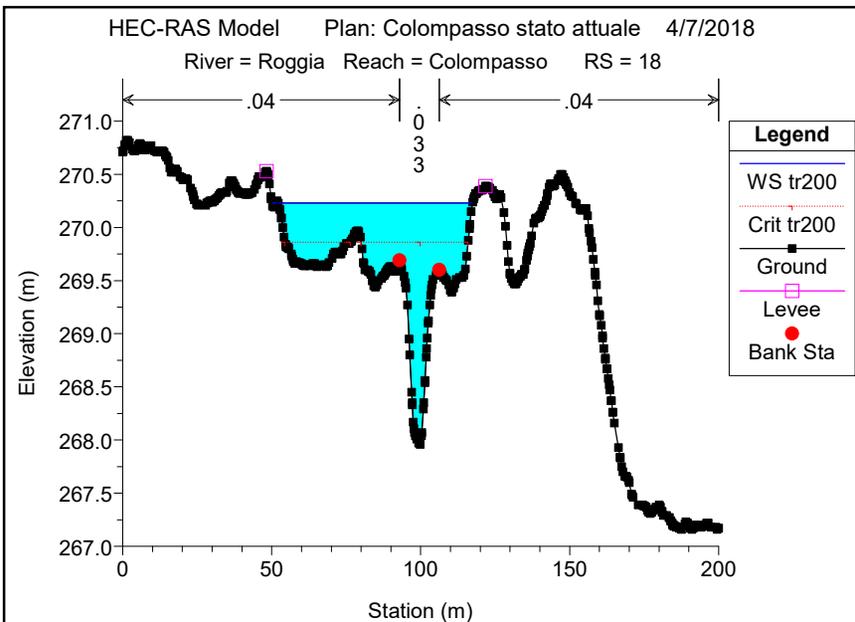
Roggia Colompasso

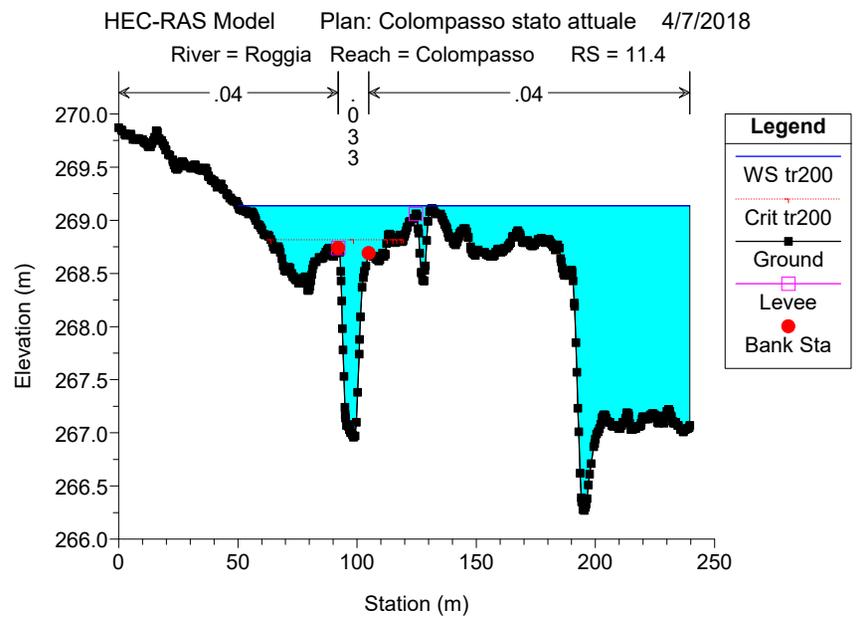
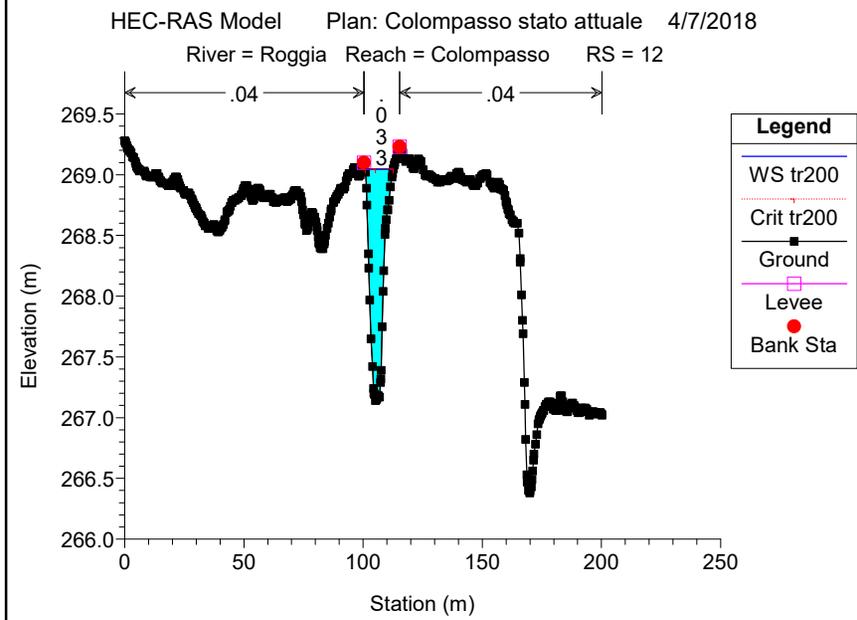
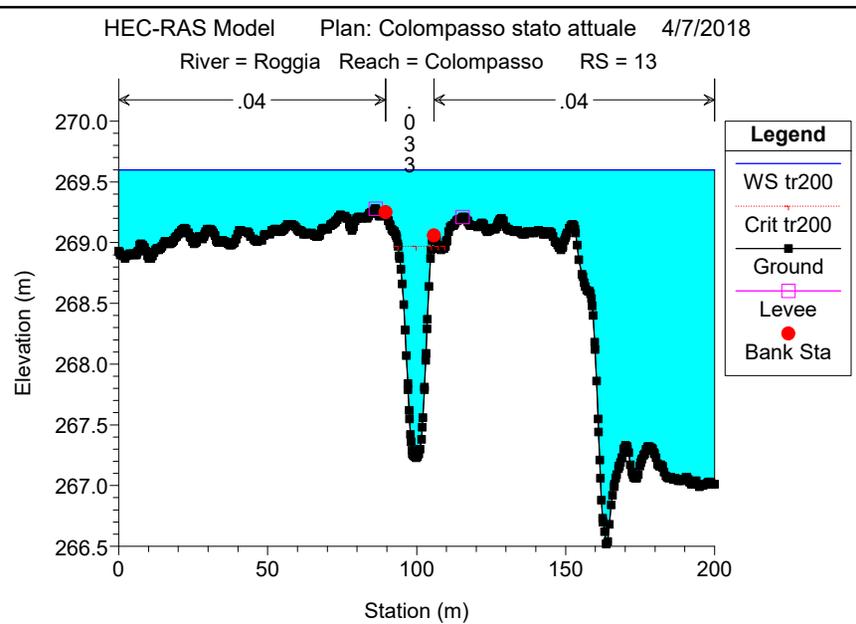
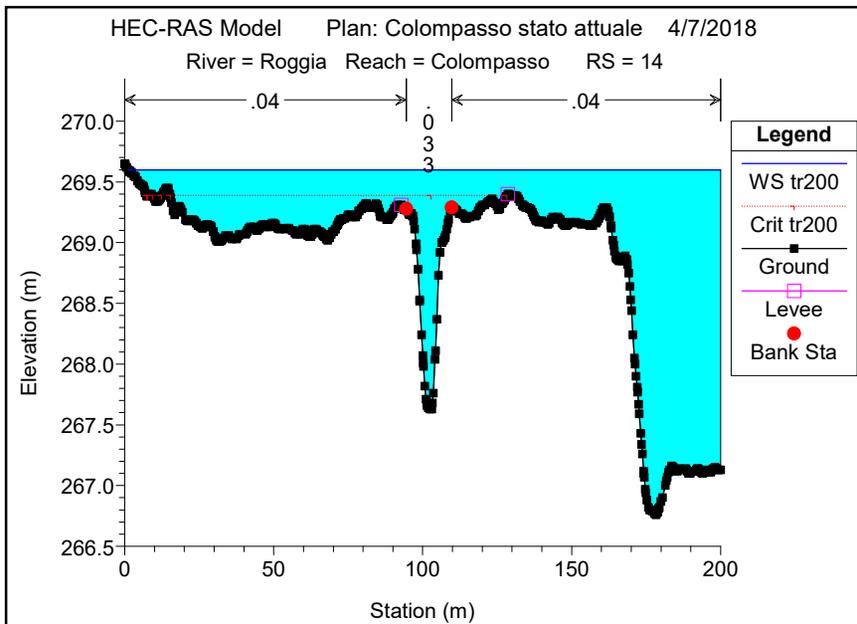
**Legend**

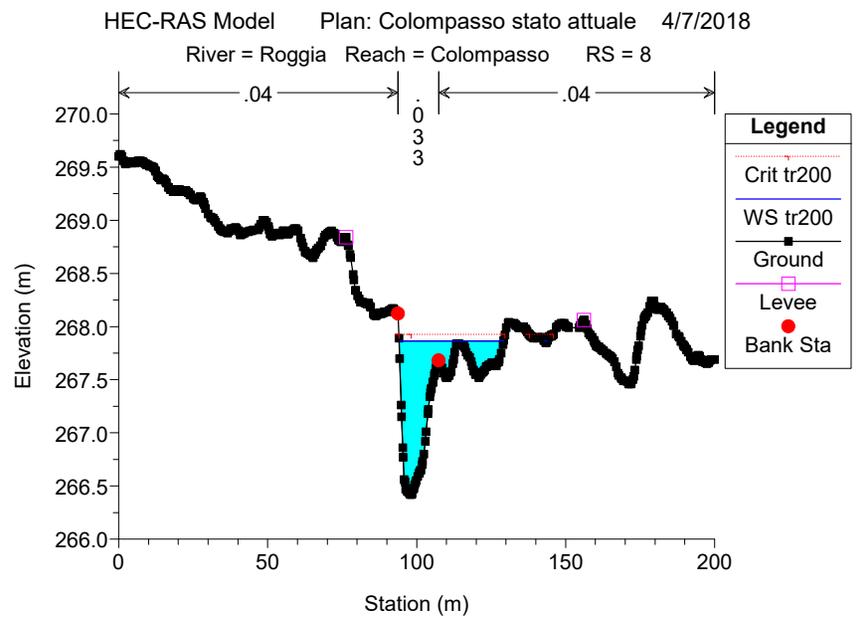
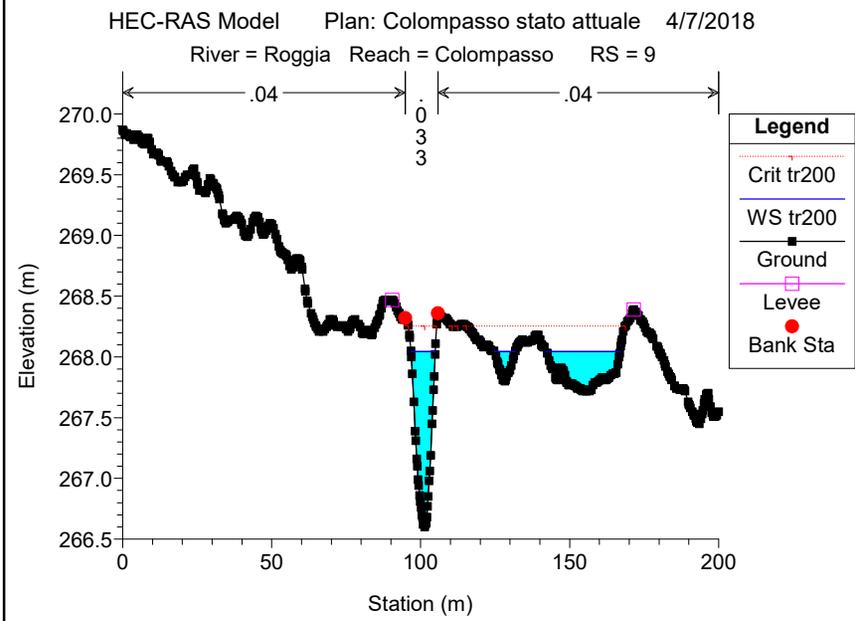
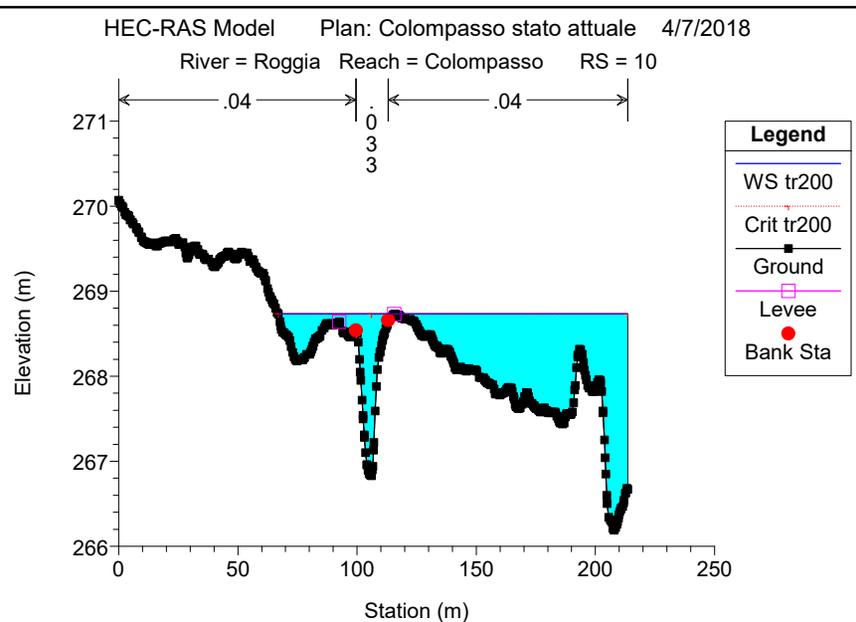
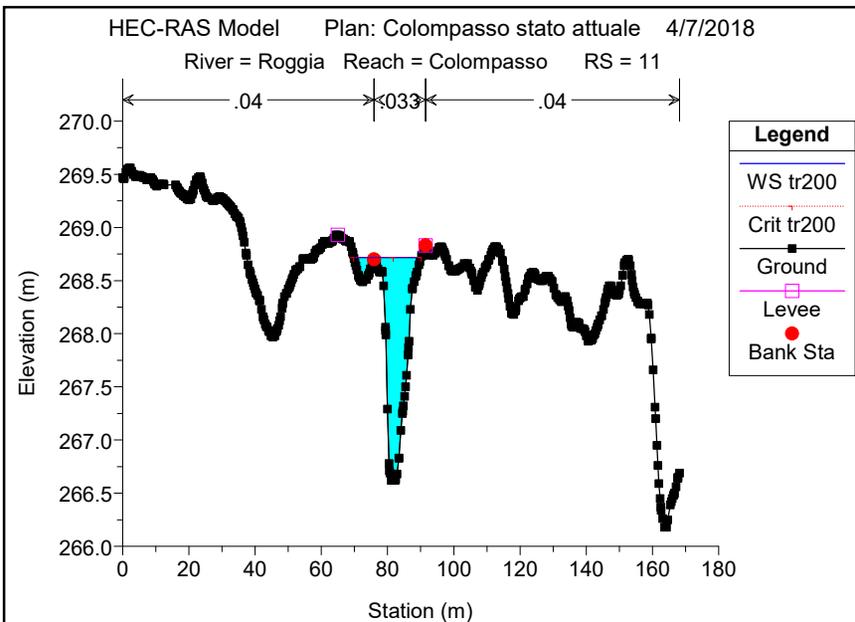
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

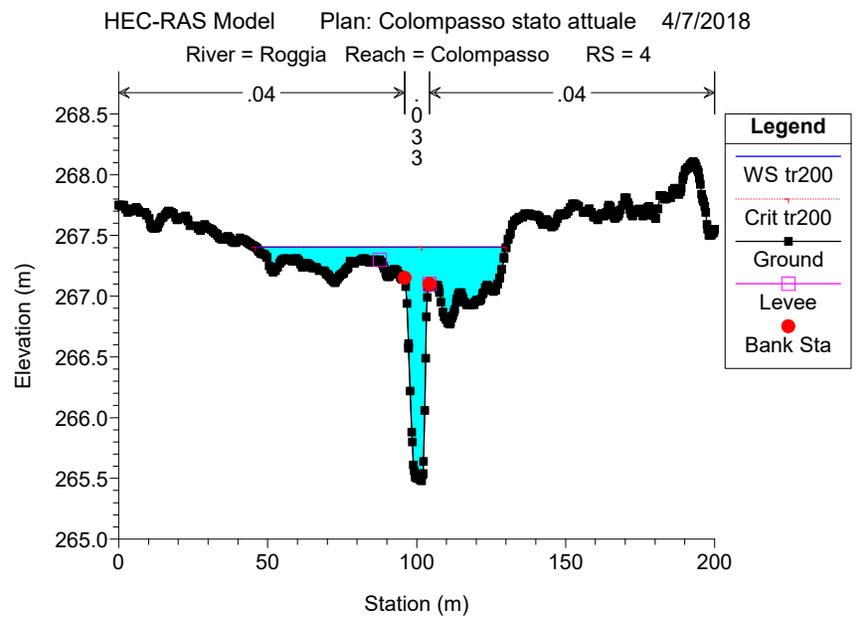
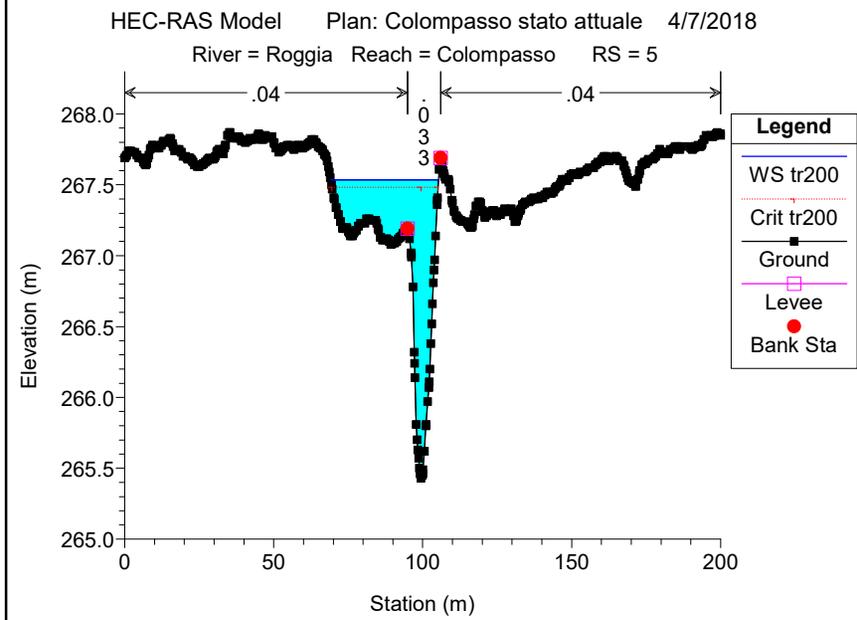
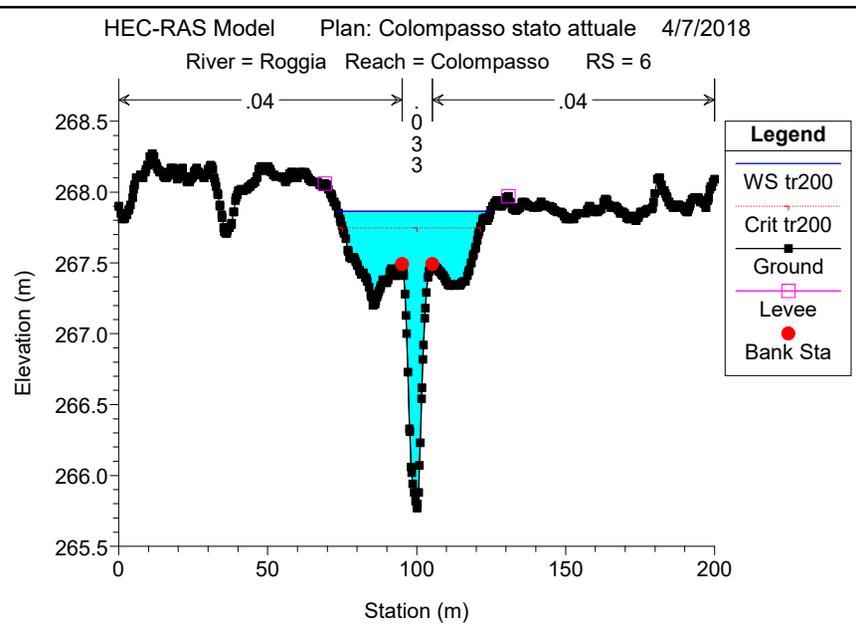
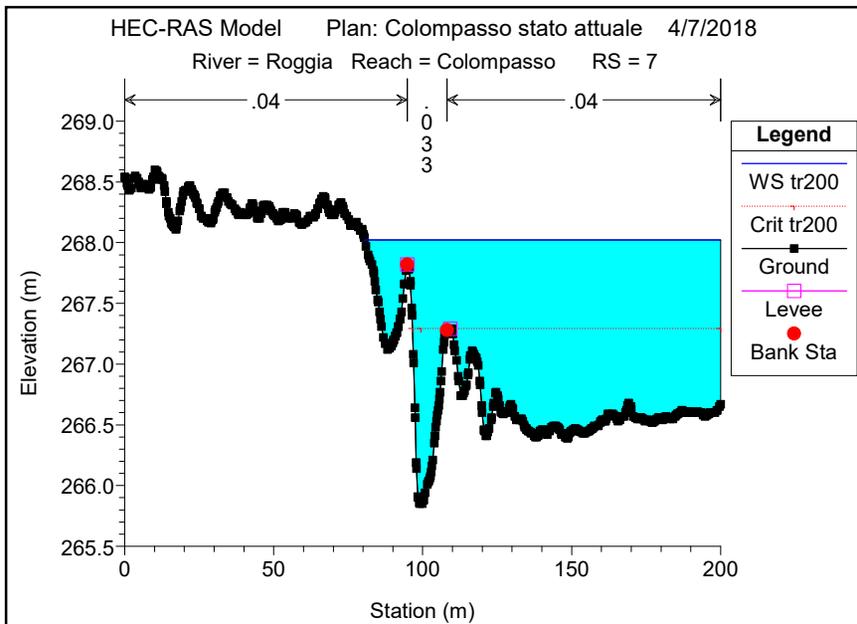


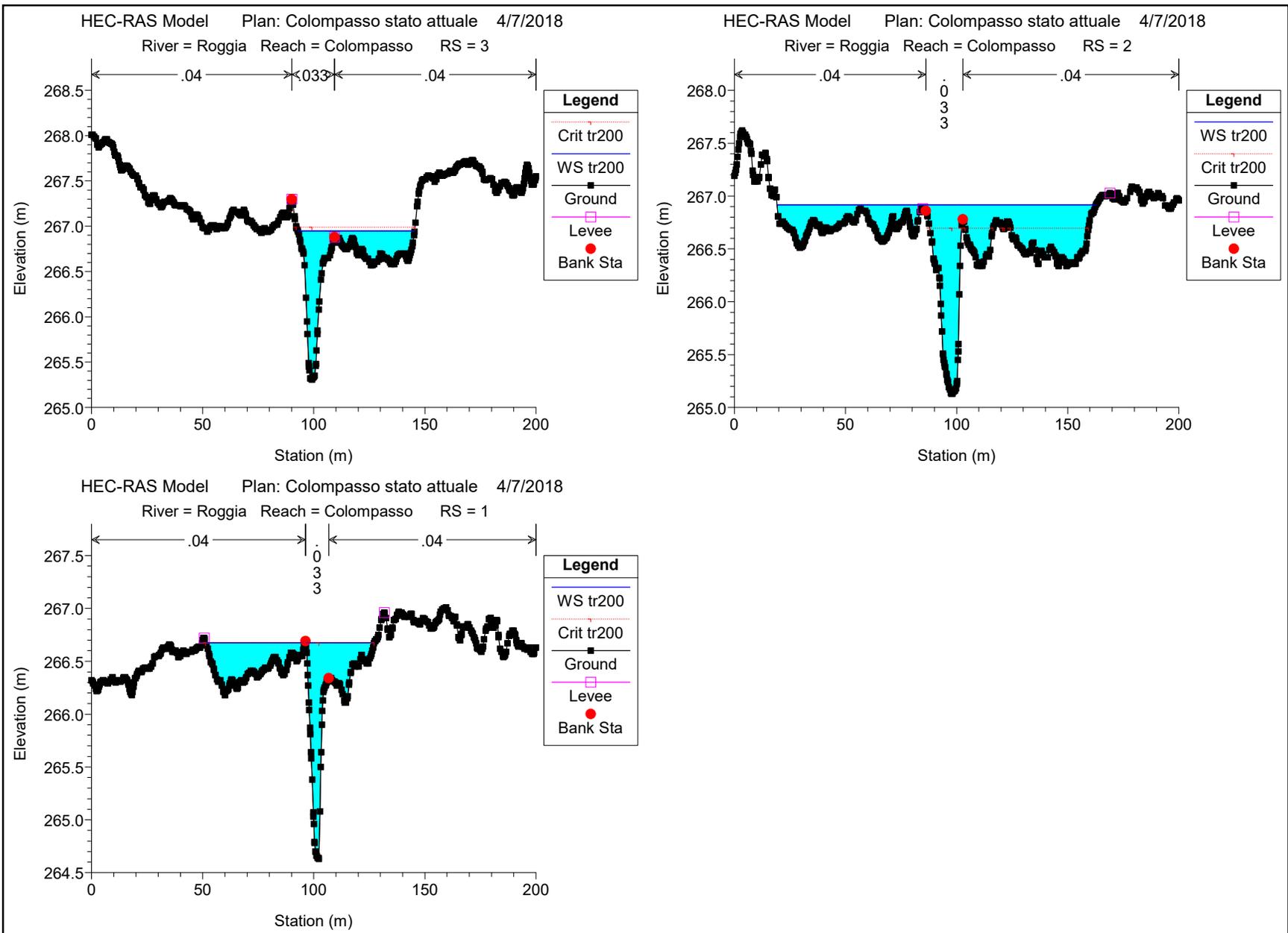












HEC-RAS Plan: Colompasso sa River: Roggia Reach: Colompasso Profile: tr200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Colompasso	22	tr200	36.49	268.63	270.67	270.67	270.93	0.006773	2.51	20.63	52.77	0.76
Colompasso	21	tr200	36.49	268.56	270.55	270.23	270.60	0.001569	1.26	51.37	139.08	0.38
Colompasso	20	tr200	36.49	268.24	270.24	269.82	270.43	0.004398	1.94	19.35	23.90	0.62
Colompasso	19	tr200	36.49	267.98	270.26	269.86	270.32	0.001303	1.42	47.87	86.11	0.35
Colompasso	18	tr200	36.49	267.96	270.23	269.86	270.28	0.001115	1.18	45.90	66.46	0.33
Colompasso	17	tr200	36.49	267.88	270.02	269.68	270.20	0.004430	1.92	19.00	19.84	0.63
Colompasso	16	tr200	36.49	267.66	269.97	269.68	270.06	0.002680	1.59	35.15	75.75	0.48
Colompasso	15	tr200	36.49	267.64	269.35	269.35	269.77	0.010885	2.87	12.88	18.51	0.97
Colompasso	14	tr200	36.49	267.63	269.60	269.39	269.60	0.000110	0.31	150.27	198.81	0.10
Colompasso	13	tr200	36.49	267.23	269.60	268.97	269.60	0.000044	0.23	198.90	200.00	0.07
Colompasso	12	tr200	36.49	267.14	269.05	269.05	269.55	0.011956	3.13	11.64	11.73	1.00
Colompasso	11.4	tr200	36.49	266.96	269.14	268.82	269.14	0.000079	0.32	167.33	189.49	0.09
Colompasso	11	tr200	36.49	266.62	268.72	268.72	269.10	0.010190	2.75	13.92	20.31	0.91
Colompasso	10	tr200	36.49	266.83	268.73	268.73	268.74	0.000238	0.43	108.03	146.66	0.14
Colompasso	9	tr200	36.49	266.60	268.04	268.25	268.65	0.020957	3.87	13.77	39.84	1.31
Colompasso	8	tr200	36.49	266.42	267.86	267.93	268.19	0.008739	2.64	16.90	35.81	0.87
Colompasso	7	tr200	36.49	265.85	268.02	267.29	268.02	0.000054	0.28	158.11	119.44	0.07
Colompasso	6	tr200	36.49	265.77	267.87	267.75	268.00	0.003826	1.97	27.77	51.34	0.58
Colompasso	5	tr200	36.49	265.43	267.53	267.48	267.76	0.005064	2.31	21.21	36.15	0.67
Colompasso	4	tr200	36.49	265.48	267.40	267.40	267.57	0.004391	2.19	28.76	84.10	0.62
Colompasso	3	tr200	36.49	265.31	266.95	266.99	267.18	0.011127	2.42	20.19	52.55	0.94
Colompasso	2	tr200	36.49	265.13	266.92	266.70	266.96	0.001566	1.16	53.60	143.44	0.37
Colompasso	1	tr200	36.49	264.63	266.68	266.68	266.83	0.005607	2.15	28.14	75.05	0.68

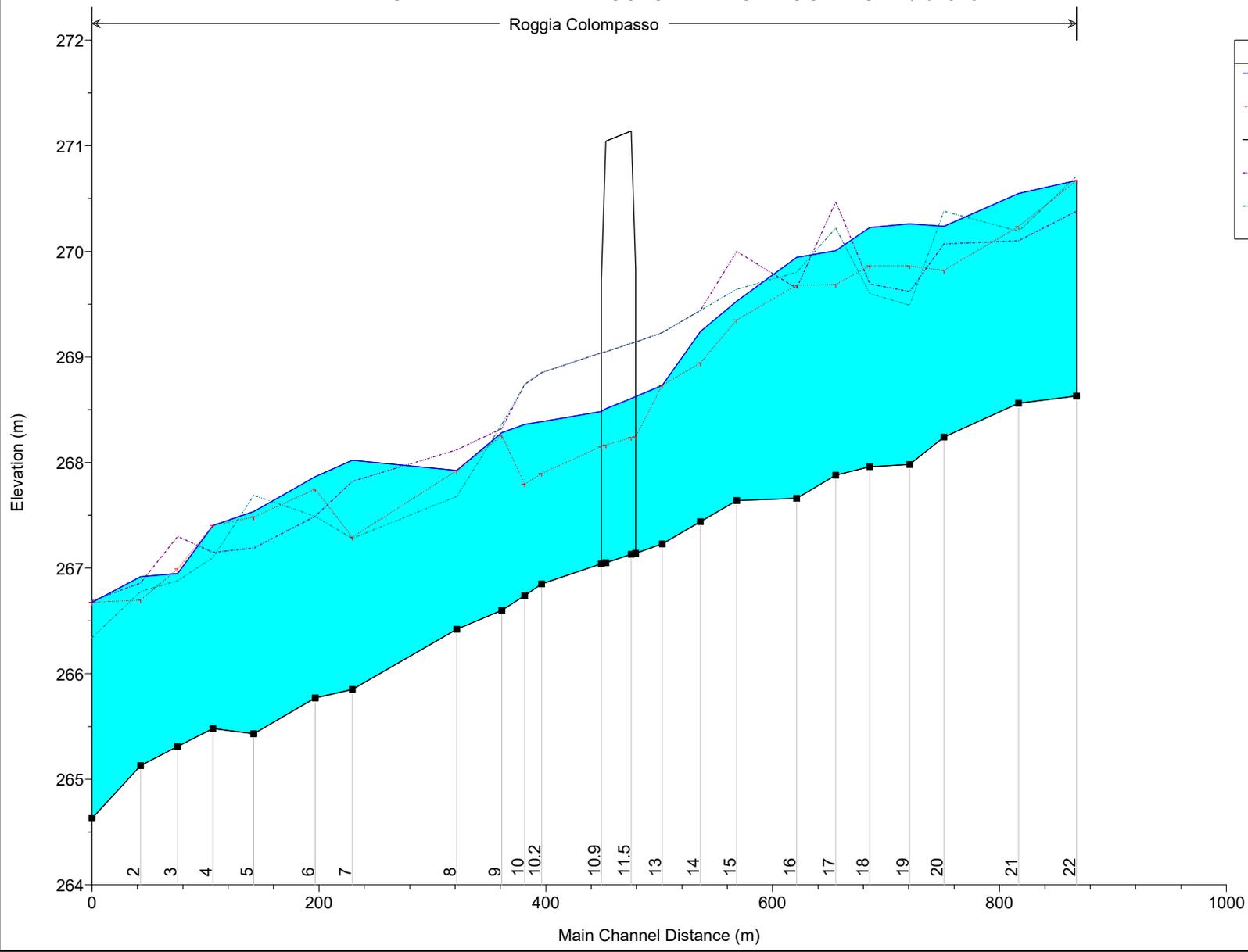
## **ALLEGATO G2 – SIMULAZIONI ROGGIA COLOMPASSO CONDIZIONE POST OPERAM**

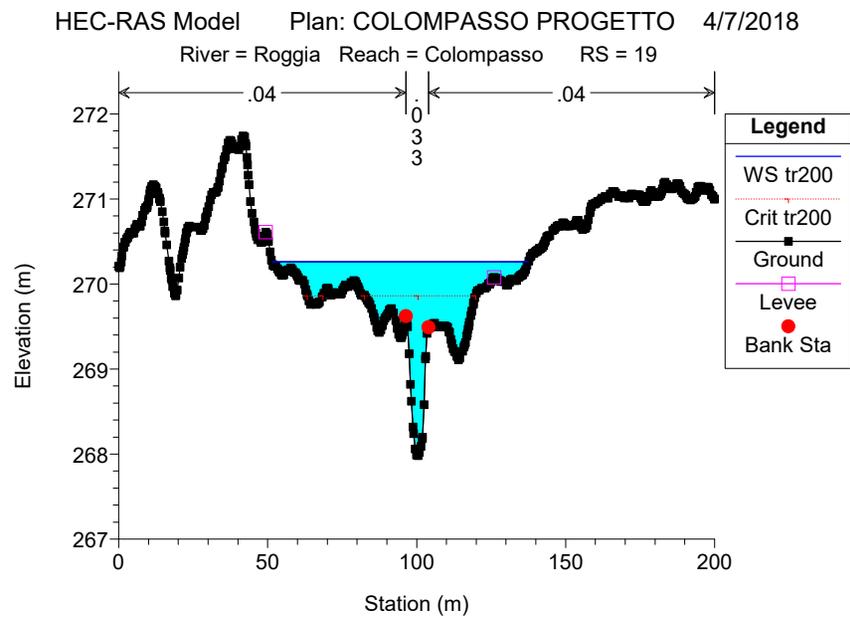
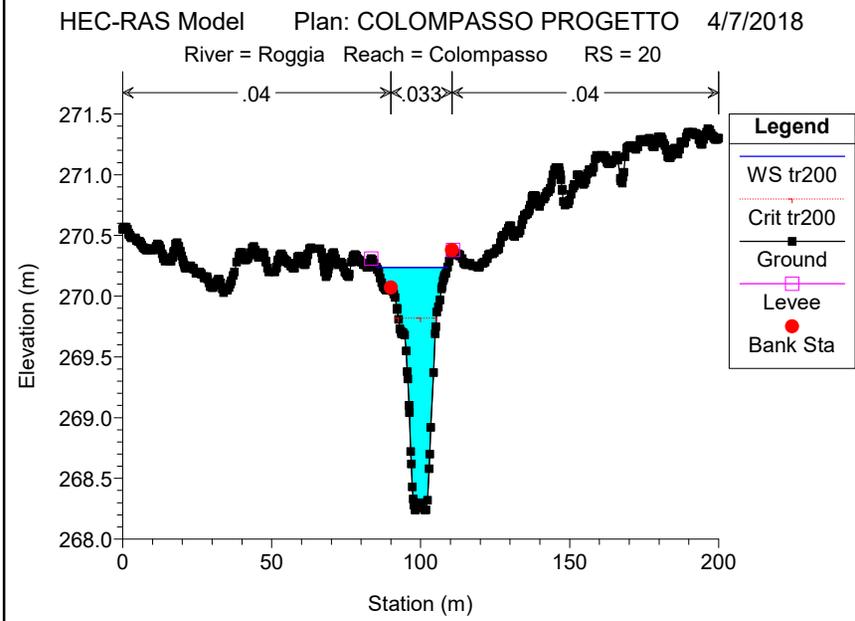
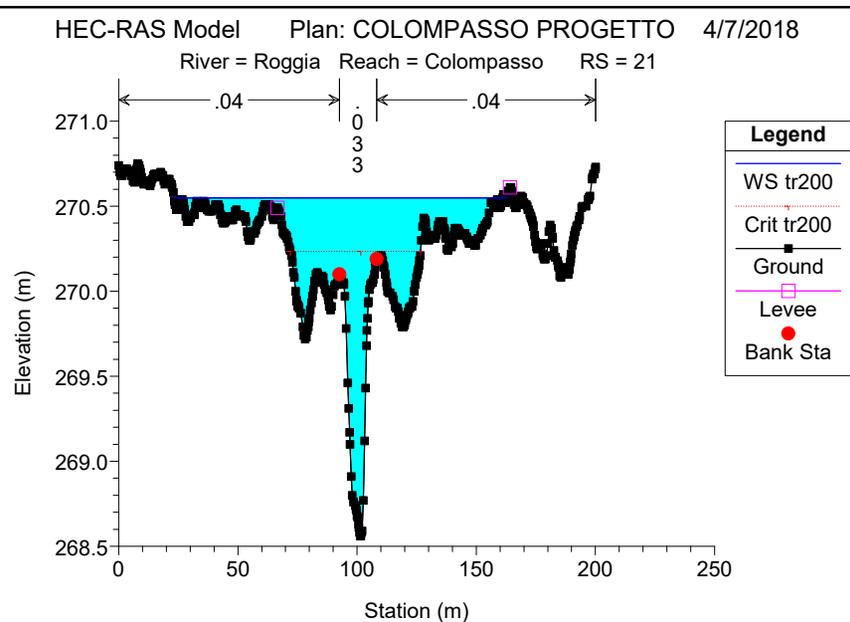
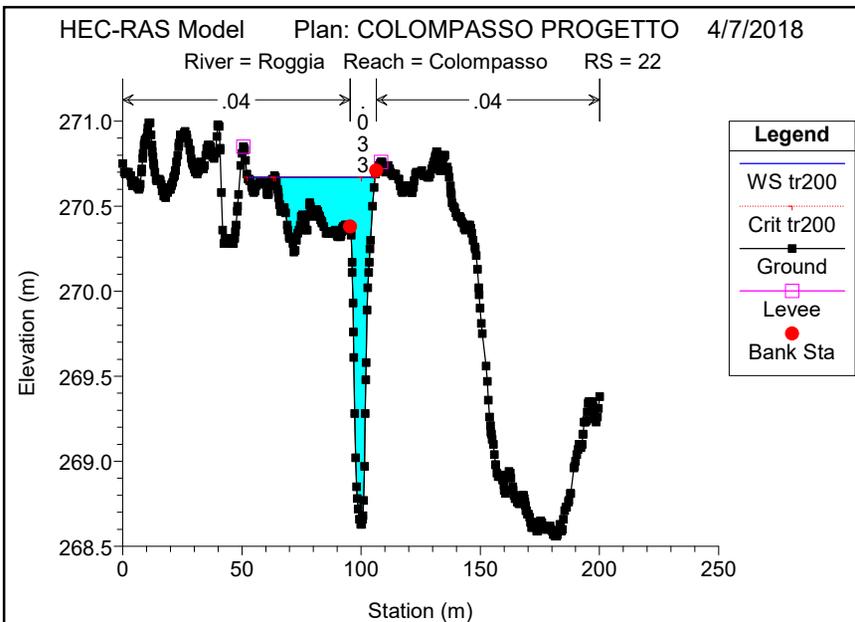
HEC-RAS Model Plan: COLOMPASSO PROGETTO 4/7/2018

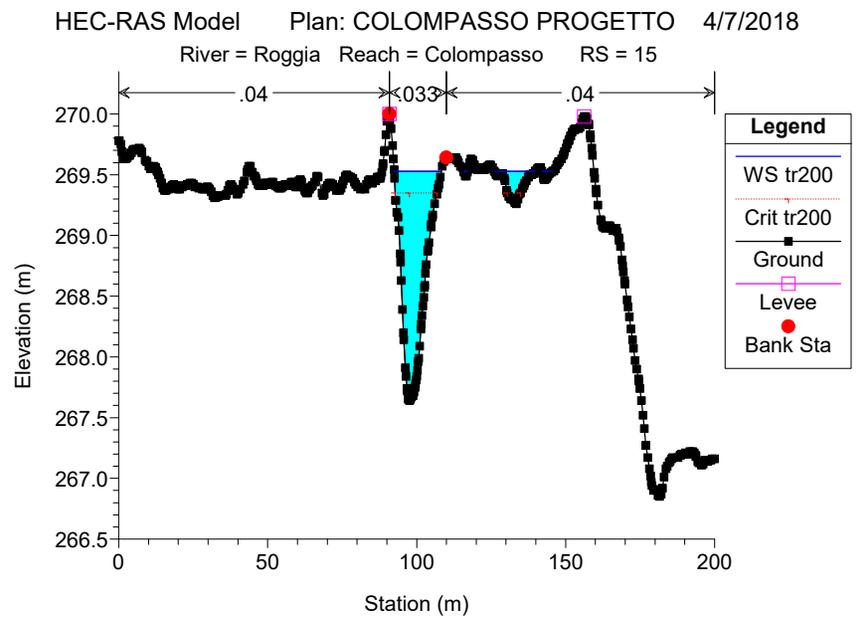
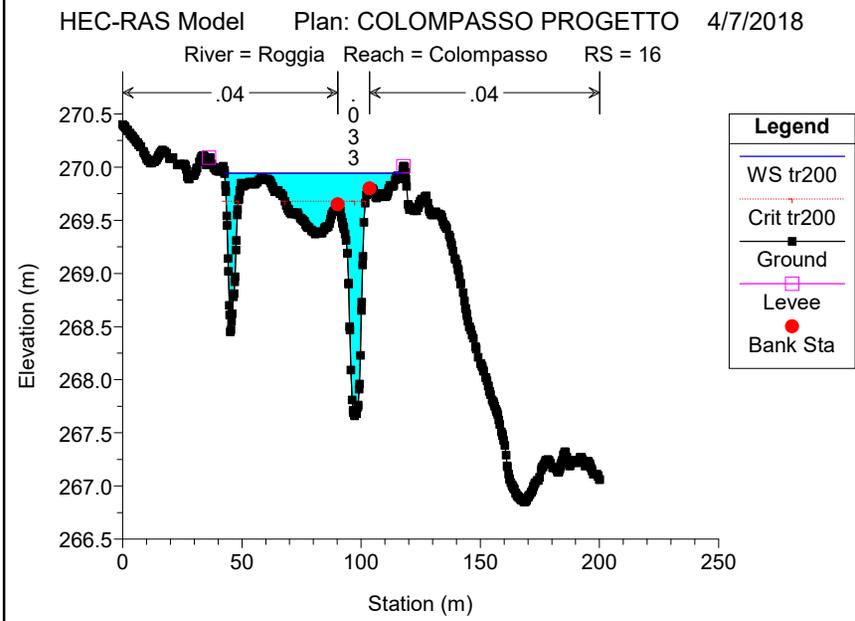
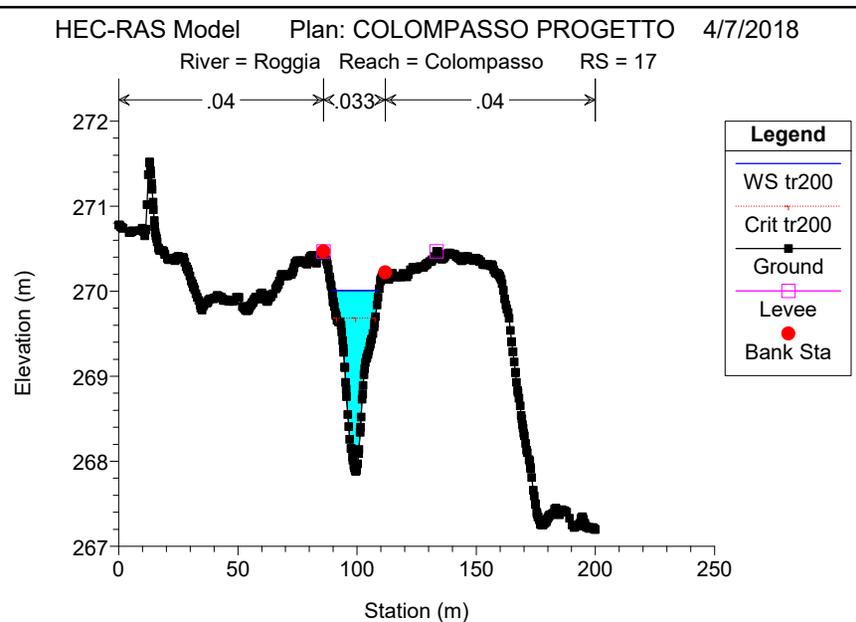
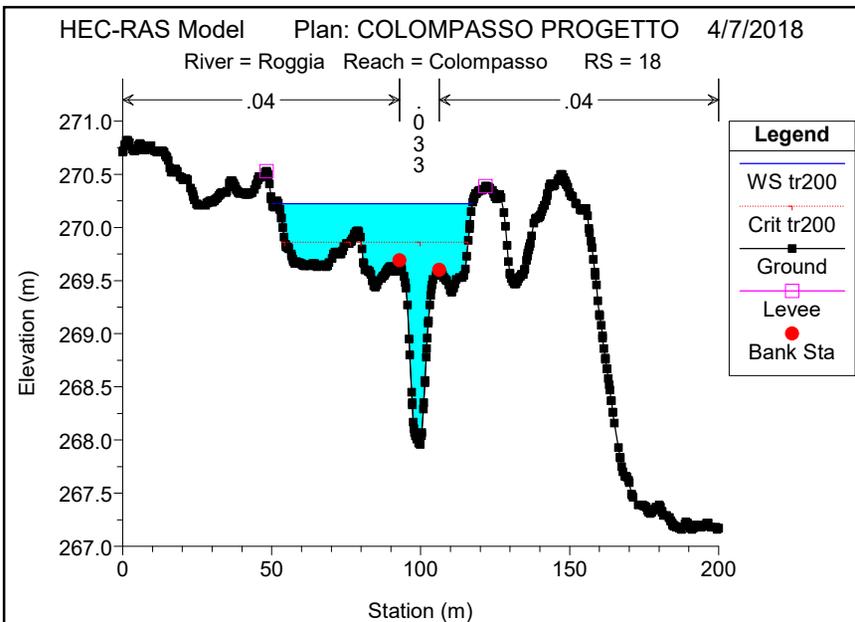
Roggia Colompasso

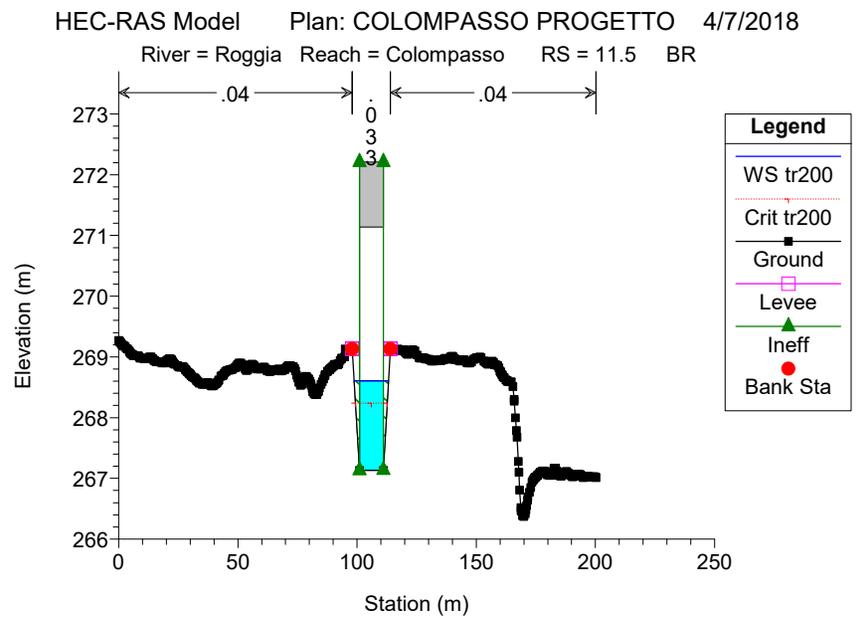
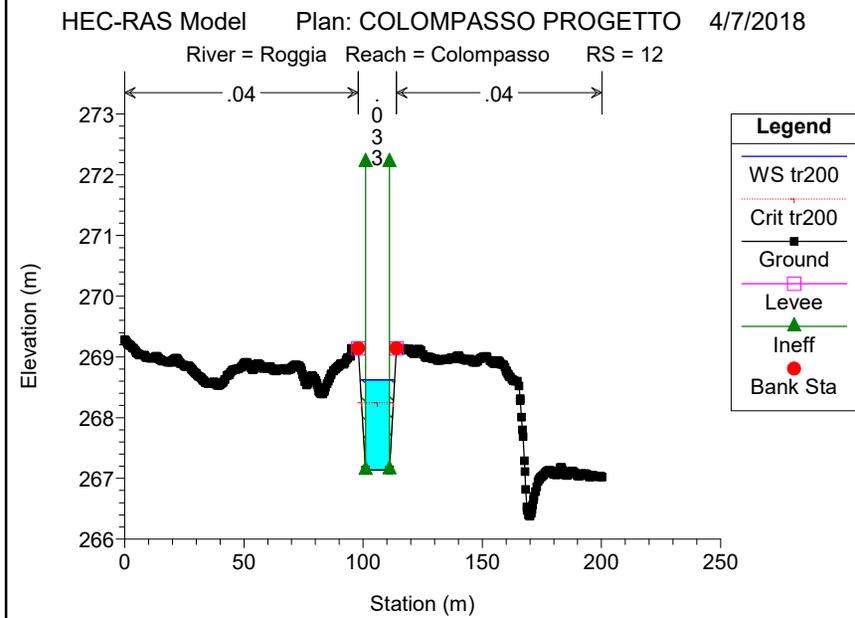
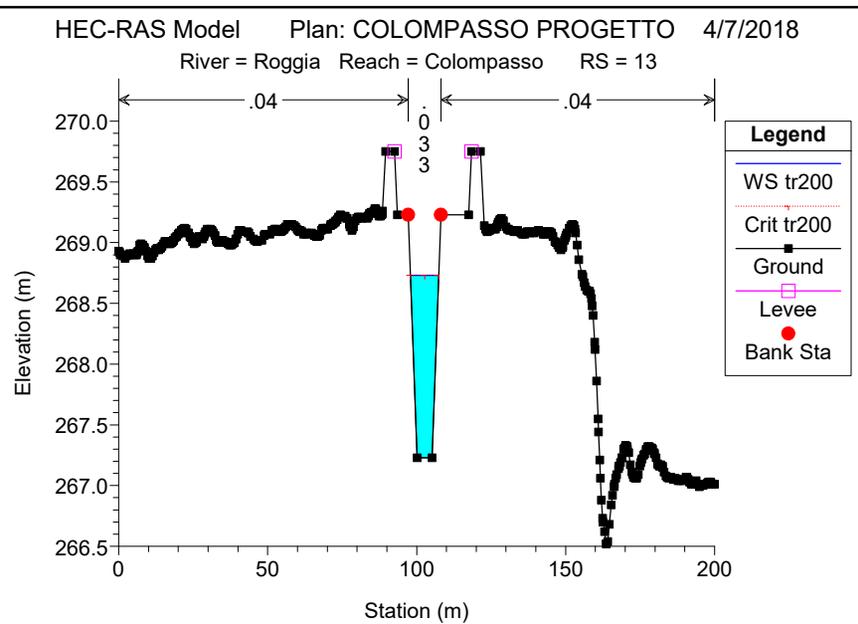
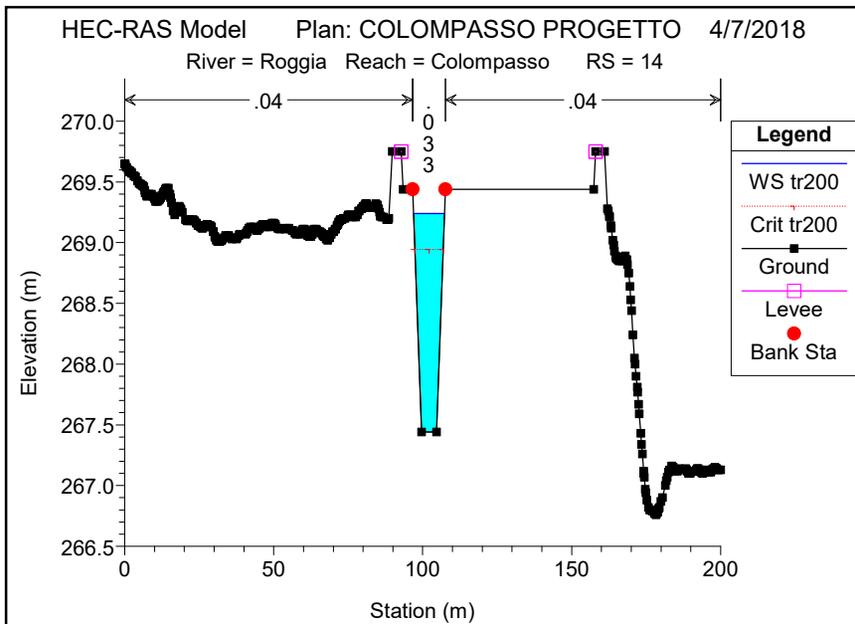
**Legend**

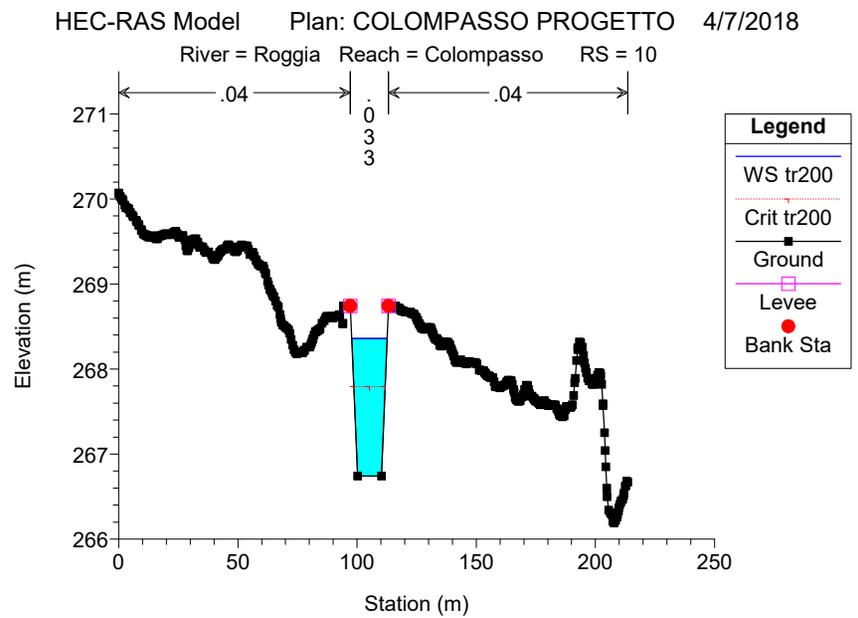
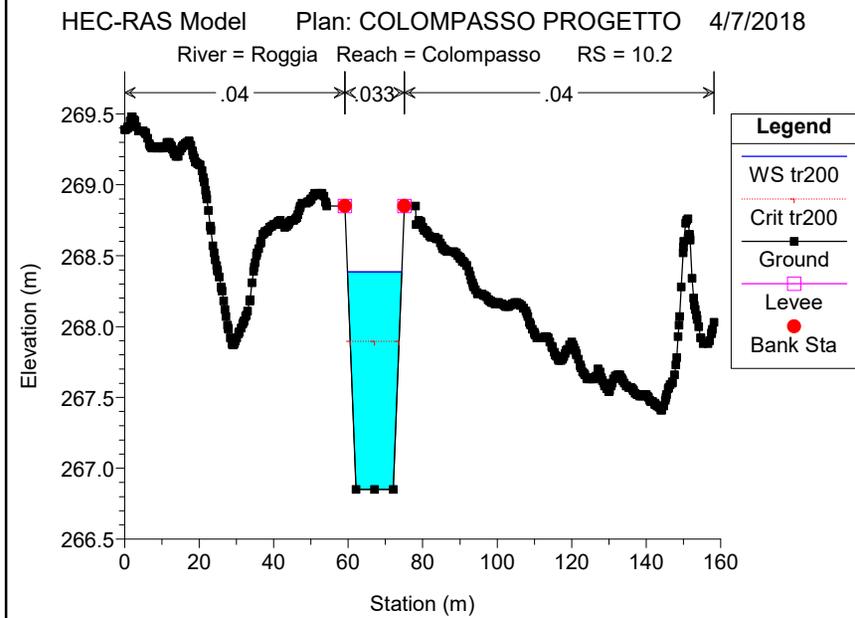
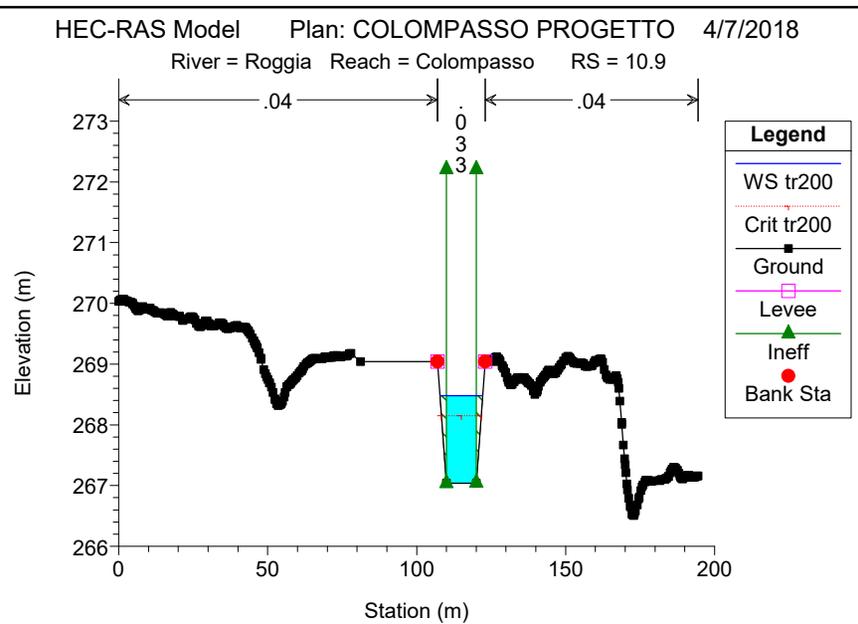
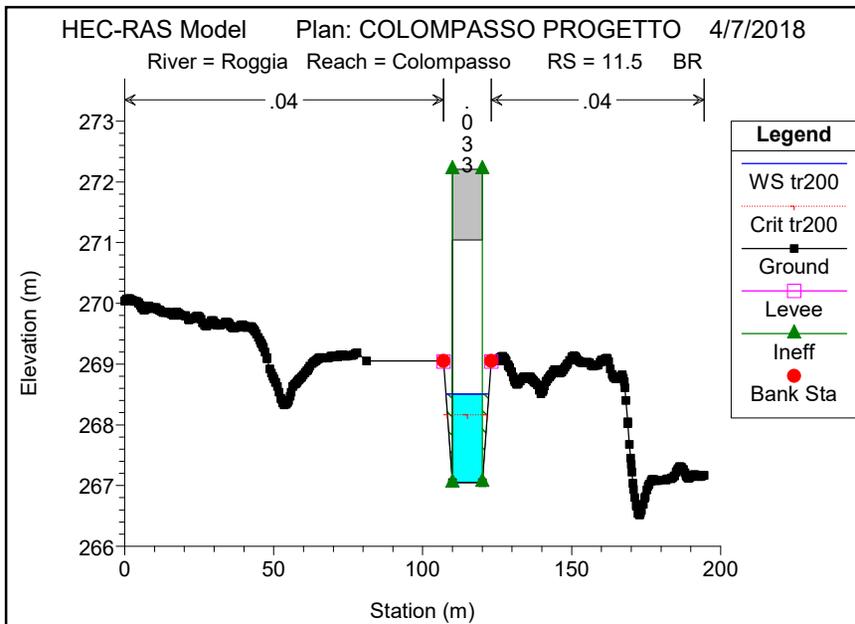
- WS tr200
- Crit tr200
- Ground
- LOB
- ROB

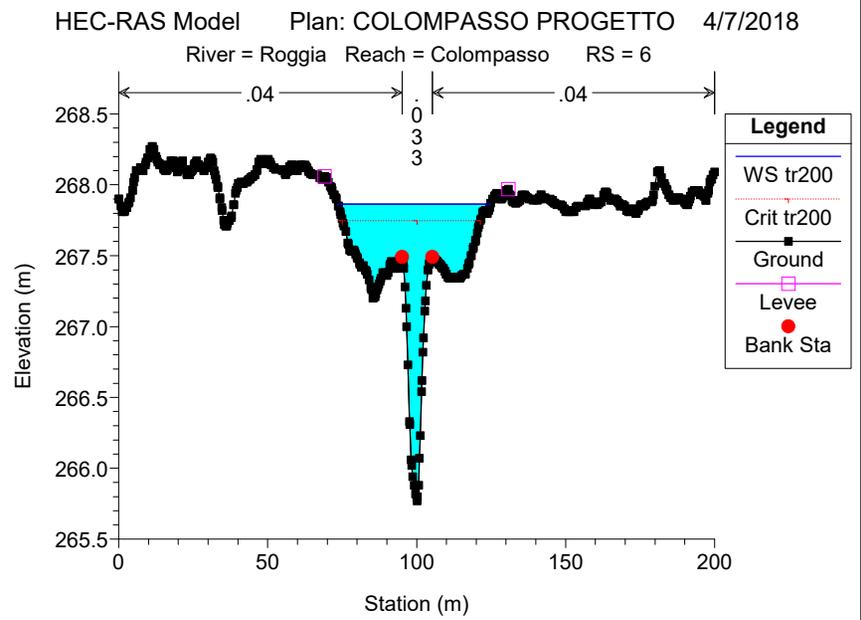
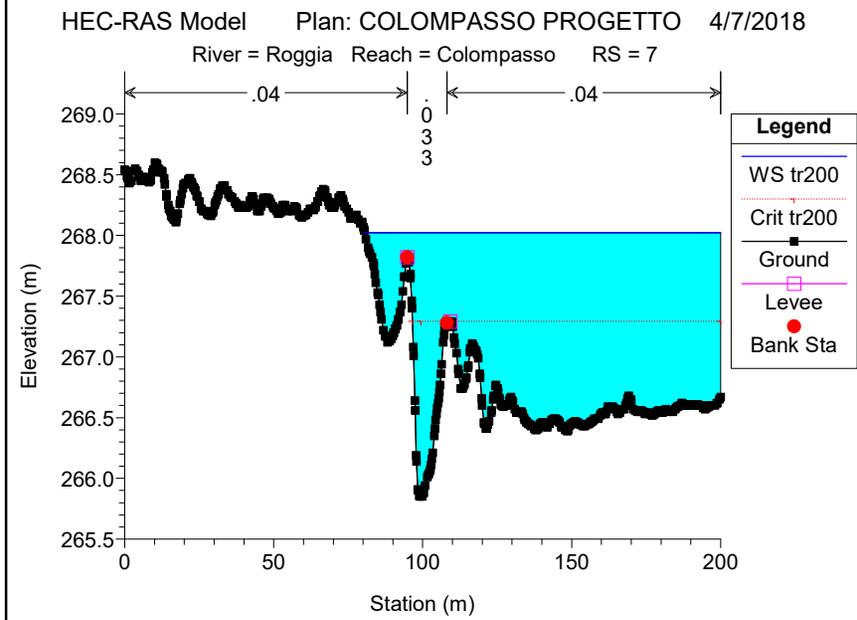
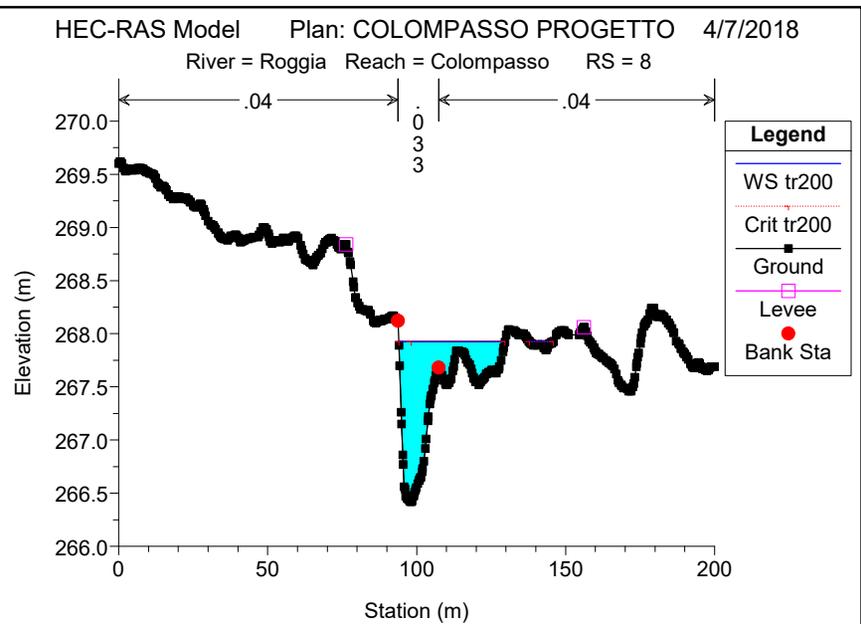
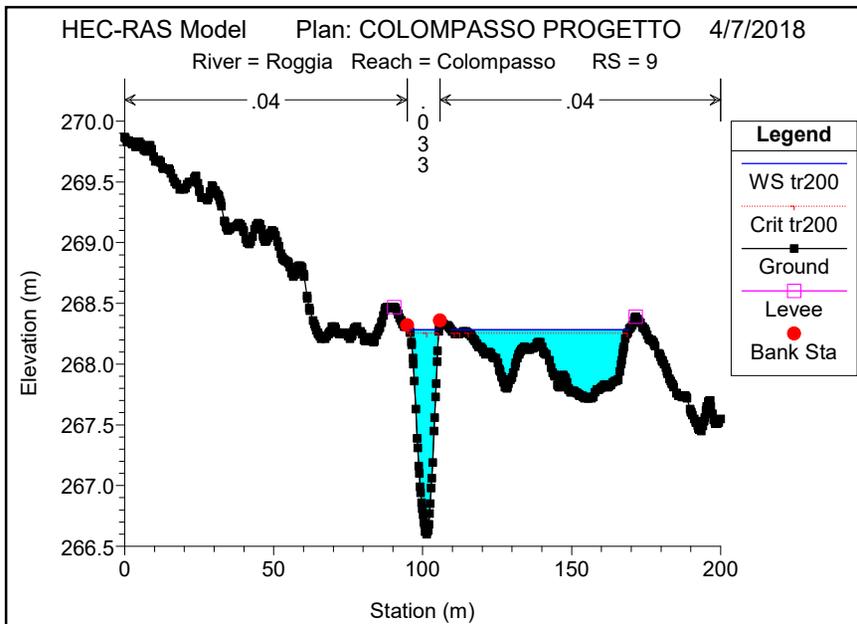


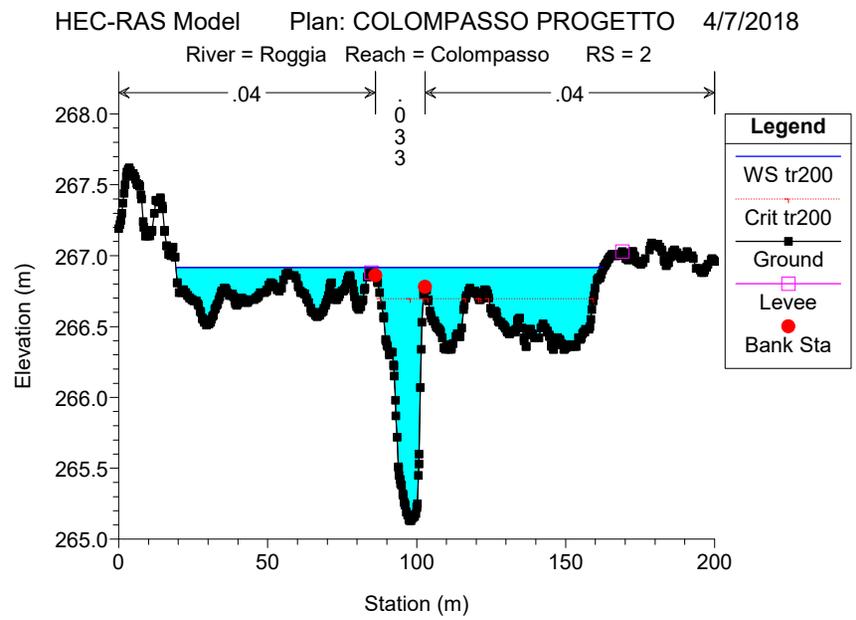
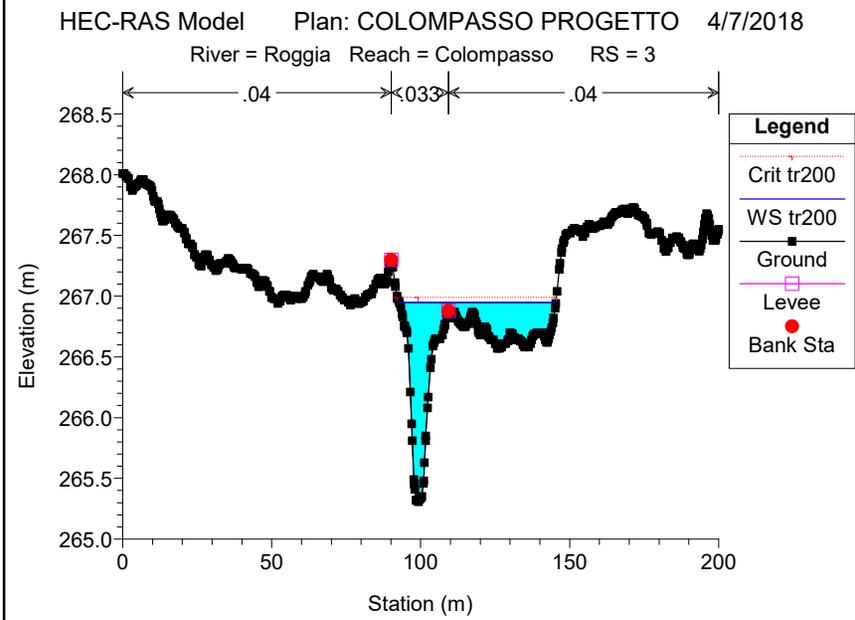
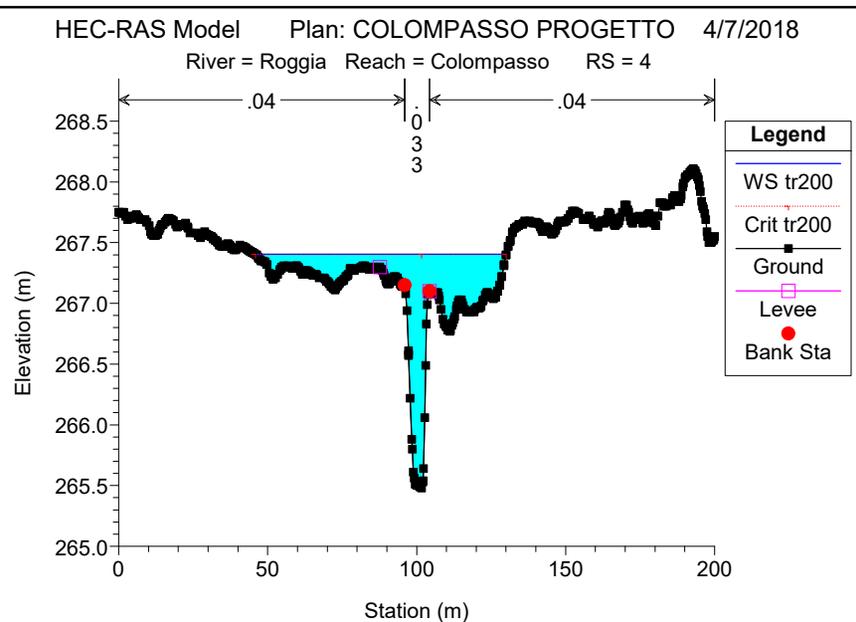
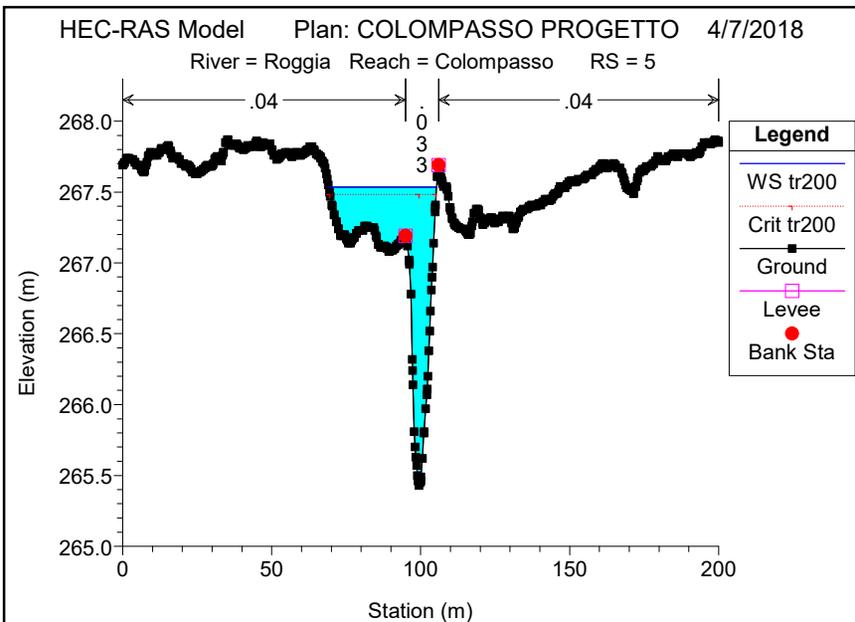






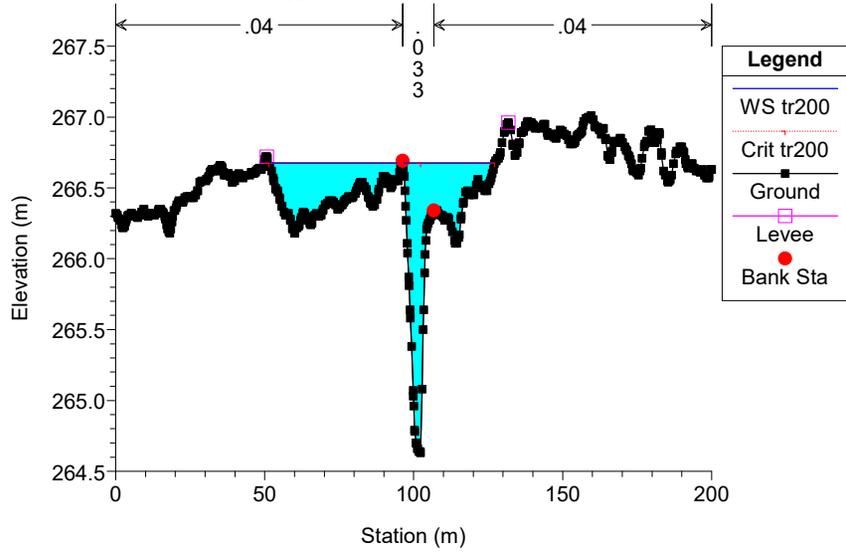






HEC-RAS Model Plan: COLOMPASSO PROGETTO 4/7/2018

River = Roggia Reach = Colompasso RS = 1



HEC-RAS Plan: COLOMPASSO PRG River: Roggia Reach: Colompasso Profile: tr200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Colompasso	22	tr200	36.49	268.63	270.67	270.67	270.93	0.006773	2.51	20.63	52.77	0.76
Colompasso	21	tr200	36.49	268.56	270.55	270.23	270.60	0.001593	1.27	51.04	138.94	0.38
Colompasso	20	tr200	36.49	268.24	270.24	269.82	270.43	0.004436	1.94	19.28	23.82	0.63
Colompasso	19	tr200	36.49	267.98	270.26	269.86	270.32	0.001327	1.43	47.54	86.03	0.36
Colompasso	18	tr200	36.49	267.96	270.23	269.86	270.27	0.001134	1.19	45.61	66.29	0.33
Colompasso	17	tr200	36.49	267.88	270.01	269.68	270.20	0.004536	1.94	18.83	19.74	0.63
Colompasso	16	tr200	36.49	267.66	269.94	269.68	270.04	0.003050	1.67	33.35	74.38	0.51
Colompasso	15	tr200	36.49	267.64	269.53	269.35	269.80	0.006495	2.33	17.02	34.22	0.76
Colompasso	14	tr200	36.49	267.44	269.24	268.94	269.59	0.005890	2.63	13.85	10.40	0.73
Colompasso	13	tr200	36.49	267.23	268.73	268.73	269.30	0.011550	3.35	10.88	9.50	1.00
Colompasso	12	tr200	36.49	267.14	268.62	268.24	268.93	0.003893	2.46	14.84	14.45	0.64
Colompasso	11.5	Bridge										
Colompasso	10.9	tr200	36.49	267.04	268.48	268.15	268.81	0.004282	2.53	14.42	14.33	0.67
Colompasso	10.2	tr200	36.49	266.85	268.39	267.90	268.58	0.003126	1.93	18.90	14.61	0.54
Colompasso	10	tr200	36.49	266.74	268.36	267.79	268.53	0.002599	1.81	20.13	14.86	0.50
Colompasso	9	tr200	36.49	266.60	268.28	268.25	268.45	0.006367	2.25	26.88	69.48	0.73
Colompasso	8	tr200	36.49	266.42	267.93	267.93	268.18	0.006564	2.38	19.36	43.66	0.76
Colompasso	7	tr200	36.49	265.85	268.02	267.29	268.02	0.000054	0.28	158.11	119.44	0.07
Colompasso	6	tr200	36.49	265.77	267.87	267.75	268.00	0.003826	1.97	27.77	51.34	0.58
Colompasso	5	tr200	36.49	265.43	267.53	267.48	267.76	0.005064	2.31	21.21	36.15	0.67
Colompasso	4	tr200	36.49	265.48	267.40	267.40	267.57	0.004391	2.19	28.76	84.10	0.62
Colompasso	3	tr200	36.49	265.31	266.95	266.99	267.18	0.011127	2.42	20.19	52.55	0.94
Colompasso	2	tr200	36.49	265.13	266.92	266.70	266.96	0.001566	1.16	53.60	143.44	0.37
Colompasso	1	tr200	36.49	264.63	266.68	266.68	266.83	0.005607	2.15	28.14	75.05	0.68

## **ALLEGATO H – RISULTATI HY-8**

ST02 - CAVO FIAT

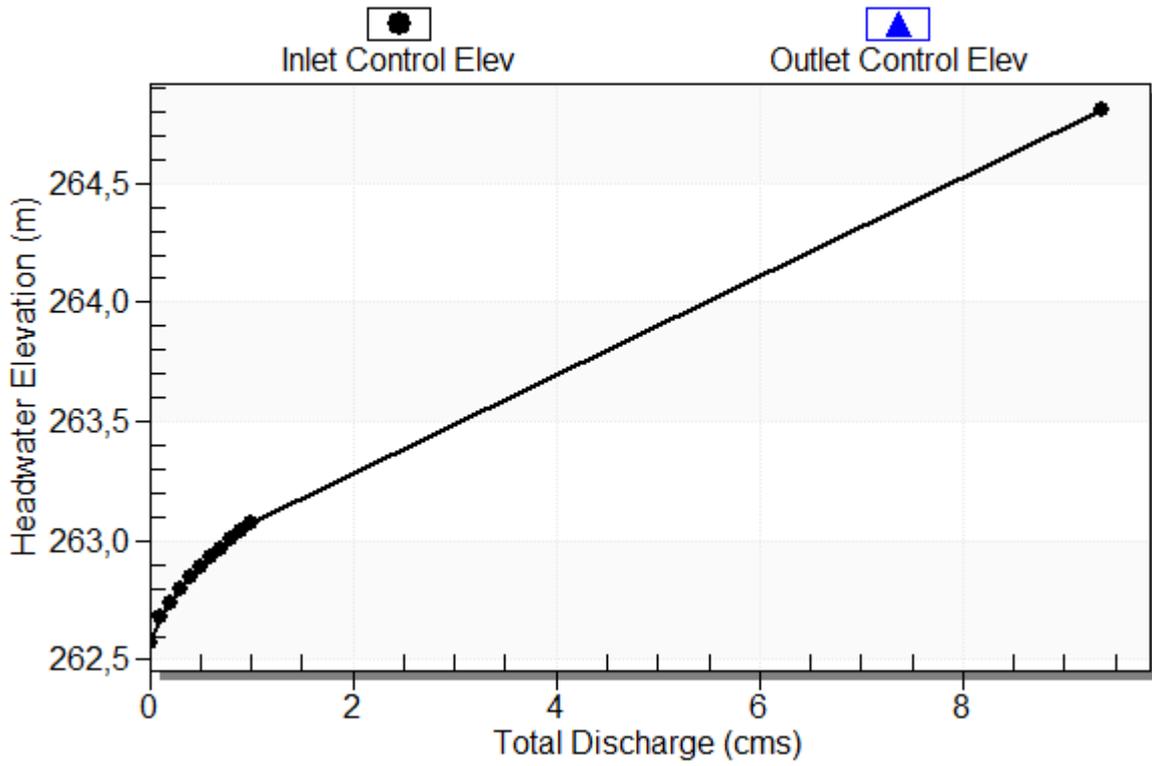
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	262.57	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.10	262.80	0.109	0.231	3-M1t	0.141	0.063	0.235	0.235	0.213	0.213
0.20	0.20	262.94	0.173	0.370	3-M1t	0.221	0.101	0.372	0.372	0.269	0.269
0.30	0.30	263.06	0.226	0.489	3-M1t	0.288	0.132	0.490	0.490	0.306	0.306
0.40	0.40	263.17	0.274	0.600	3-M1t	0.349	0.160	0.599	0.599	0.334	0.334
0.50	0.50	263.27	0.318	0.704	3-M1t	0.406	0.185	0.702	0.702	0.356	0.356
0.60	0.60	263.37	0.359	0.804	3-M1t	0.460	0.209	0.801	0.801	0.375	0.375
0.70	0.70	263.47	0.398	0.901	3-M1t	0.512	0.232	0.897	0.897	0.390	0.390
0.80	0.80	263.57	0.435	0.996	3-M1t	0.562	0.254	0.991	0.991	0.404	0.404
0.90	0.90	263.66	0.471	1.088	3-M1t	0.611	0.274	1.083	1.083	0.416	0.416
1.00	1.00	263.75	0.505	1.179	3-M1t	0.659	0.294	1.173	1.173	0.426	0.426

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

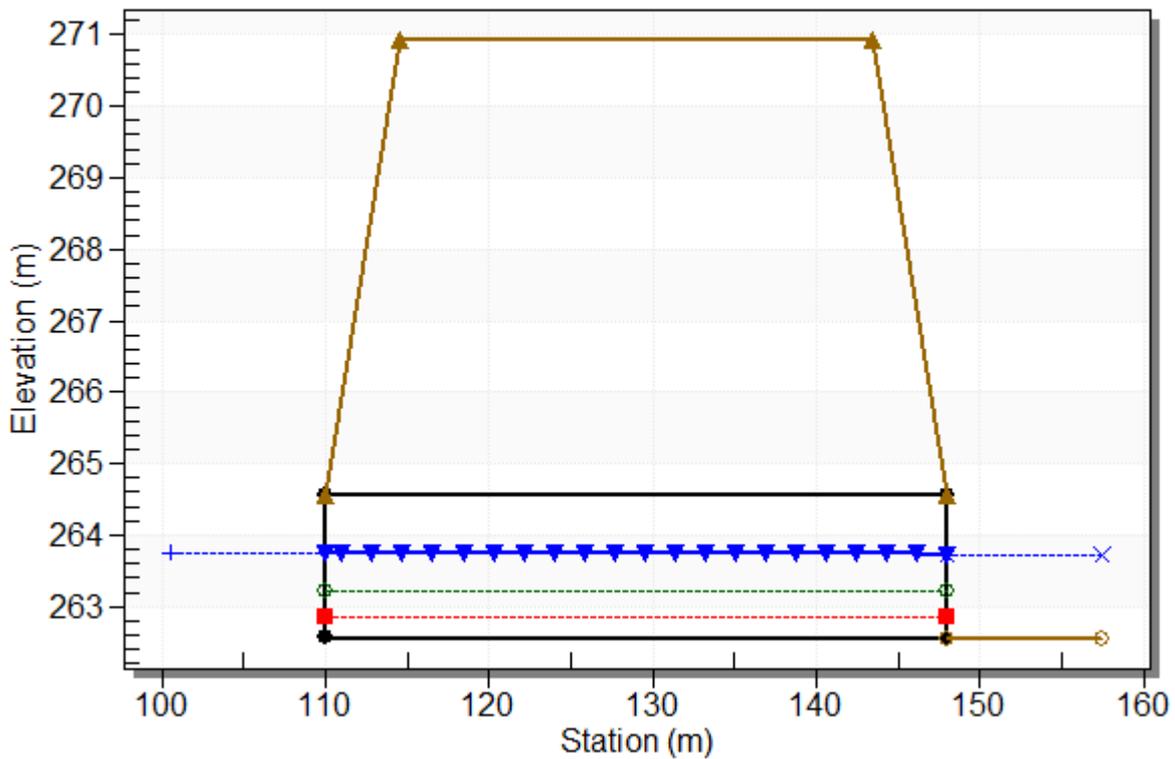
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - ST02-CAVO FIAT, Design Discharge - 1.00 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 1.00 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 262.57 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 262.56 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: ST02-CAVO FIAT)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	262.56	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	262.80	0.24	0.21	0.46	0.14
0.20	262.93	0.37	0.27	0.73	0.14
0.30	263.05	0.49	0.31	0.96	0.14
0.40	263.16	0.60	0.33	1.17	0.14
0.50	263.26	0.70	0.36	1.38	0.14
0.60	263.36	0.80	0.37	1.57	0.13
0.70	263.46	0.90	0.39	1.76	0.13
0.80	263.55	0.99	0.40	1.94	0.13
0.90	263.64	1.08	0.42	2.12	0.13
1.00	263.73	1.17	0.43	2.30	0.13

### **Tailwater Channel Data - ST02-CAVO FIAT**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0002

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 262.56 m

### **Roadway Data for Crossing: ST02-CAVO FIAT**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 270.94 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

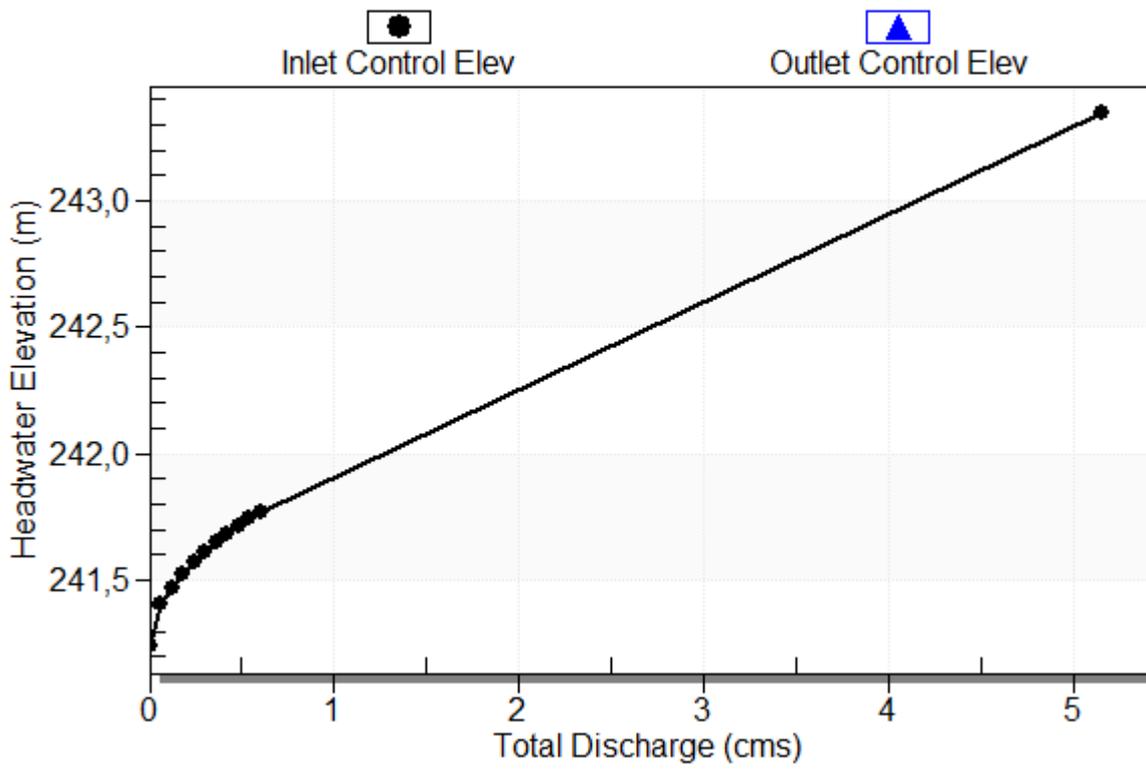
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	241.24	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.06	0.06	241.40	0.163	0.0*	1-S2n	0.118	0.119	0.118	0.084	0.898	0.474
0.12	0.12	241.47	0.231	0.041	1-S2n	0.164	0.171	0.164	0.131	1.113	0.613
0.18	0.18	241.52	0.285	0.081	1-S2n	0.199	0.210	0.199	0.169	1.248	0.708
0.24	0.24	241.57	0.331	0.114	1-S2n	0.230	0.242	0.230	0.204	1.351	0.783
0.30	0.30	241.61	0.371	0.145	1-S2n	0.255	0.272	0.255	0.237	1.446	0.845
0.36	0.36	241.65	0.407	0.173	1-S2n	0.279	0.299	0.279	0.267	1.529	0.898
0.42	0.42	241.68	0.441	0.199	1-S2n	0.302	0.323	0.302	0.297	1.594	0.944
0.48	0.48	241.71	0.473	0.224	1-S2n	0.322	0.346	0.332	0.325	1.593	0.985
0.54	0.54	241.74	0.503	0.246	1-S2n	0.342	0.367	0.342	0.352	1.715	0.22
0.60	0.60	241.77	0.532	0.269	1-S2n	0.360	0.388	0.360	0.379	1.773	1.056

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

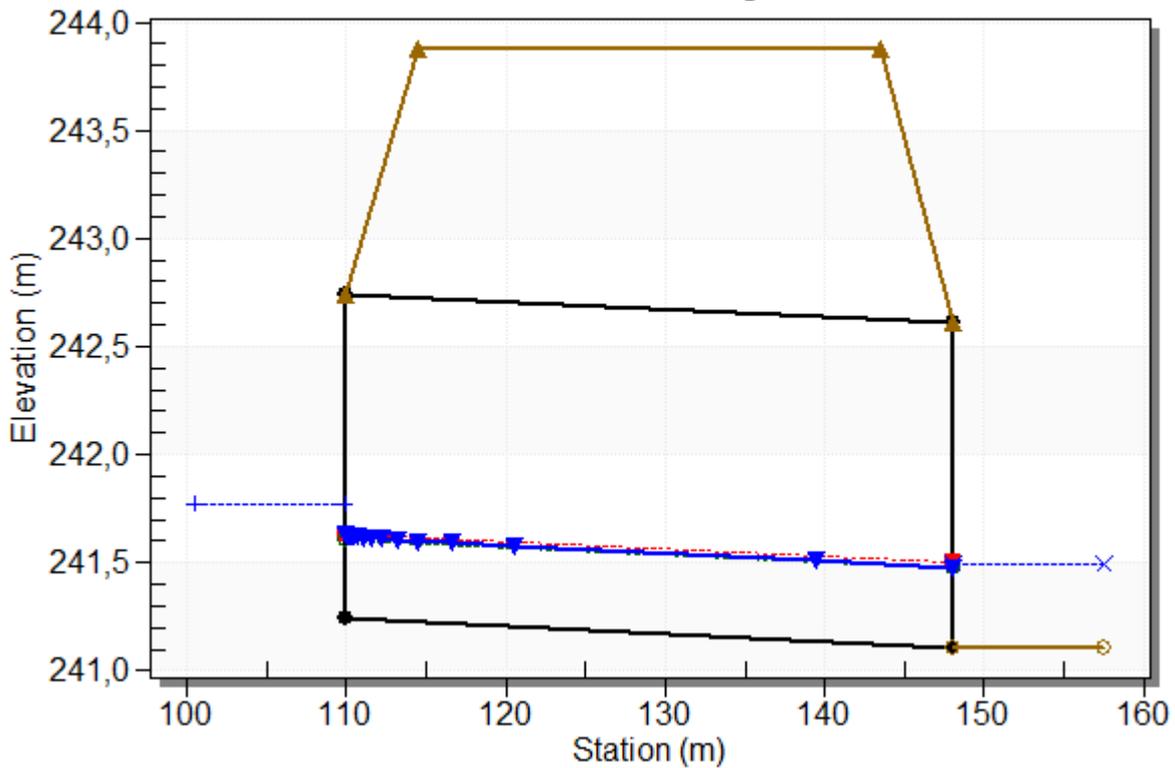
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM01, Design Discharge - 0.60 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.60 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 241.24 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 241.11 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Circular

Barrel Diameter: 1500.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge with Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM01)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	241.11	0.00	0.00	0.00	0.00
0.06	241.19	0.08	0.47	2.81	0.52
0.12	241.24	0.13	0.61	4.35	0.54
0.18	241.28	0.17	0.71	5.65	0.55
0.24	241.31	0.20	0.78	6.81	0.55
0.30	241.35	0.24	0.84	7.89	0.55
0.36	241.38	0.27	0.90	8.91	0.55
0.42	241.41	0.30	0.94	9.88	0.55
0.48	241.43	0.32	0.99	10.82	0.55
0.54	241.46	0.35	1.02	11.73	0.55
0.60	241.49	0.38	1.06	12.62	0.55

**Tailwater Channel Data - TM01**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 1.50 m

Channel Slope: 0.0034

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 241.11 m

**Roadway Data for Crossing: TM01**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 1.50 m

Crest Elevation: 243.88 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

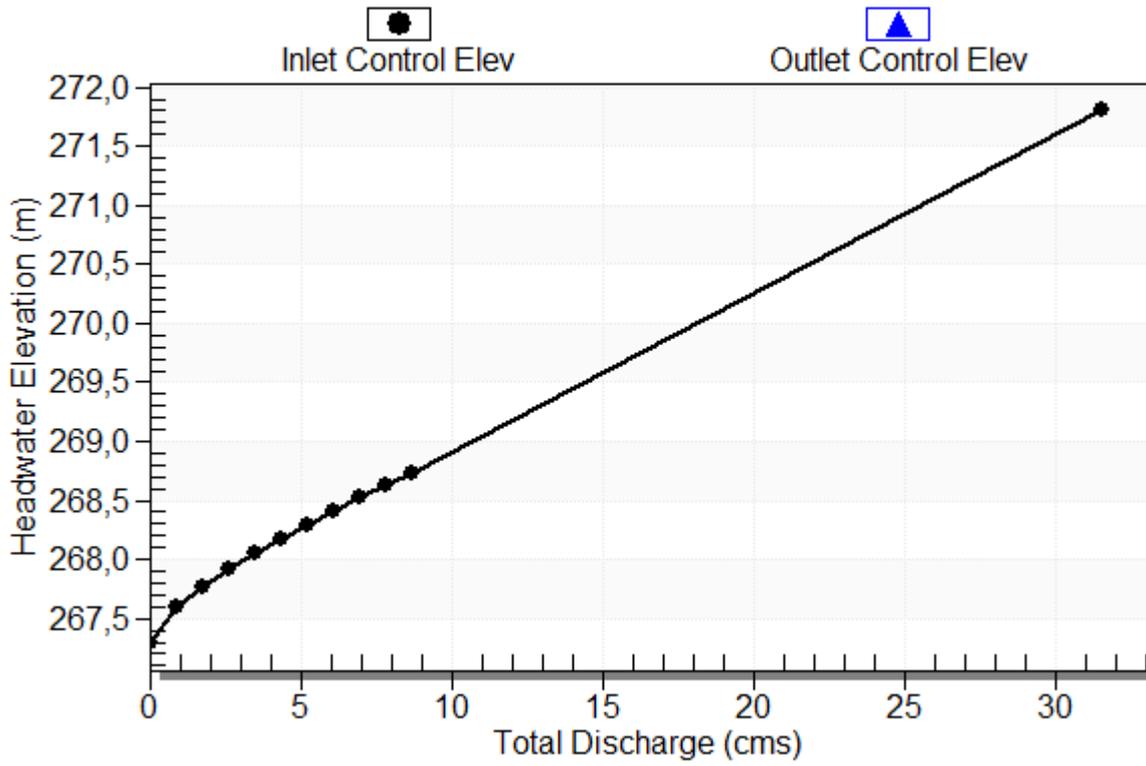
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	267.29	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.87	0.87	267.59	0.304	0.0*	1-S2n	0.101	0.204	0.101	0.146	2.869	1.887
1.73	1.73	267.77	0.482	0.0*	1-S2n	0.155	0.324	0.168	0.221	3.450	2.431
2.60	2.60	267.92	0.632	0.0*	1-S2n	0.200	0.425	0.219	0.282	3.964	2.807
3.47	3.47	268.06	0.765	0.0*	1-S2n	0.240	0.514	0.268	0.335	4.309	3.100
4.33	4.33	268.18	0.888	0.0*	1-S2n	0.276	0.597	0.317	0.383	4.563	3.344
5.20	5.20	268.29	1.003	0.0*	1-S2n	0.311	0.674	0.363	0.427	4.772	3.555
6.07	6.07	268.41	1.119	0.0*	1-S2n	0.344	0.747	0.409	0.468	4.951	3.740
6.94	6.94	268.52	1.230	0.0*	1-S2n	0.375	0.817	0.453	0.506	5.105	3.906
7.80	7.80	268.63	1.338	0.055	1-S2n	0.405	0.883	0.497	0.543	5.237	4.057
8.67	8.67	268.73	1.442	0.148	1-S2n	0.434	0.948	0.539	0.578	5.361	4.195

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

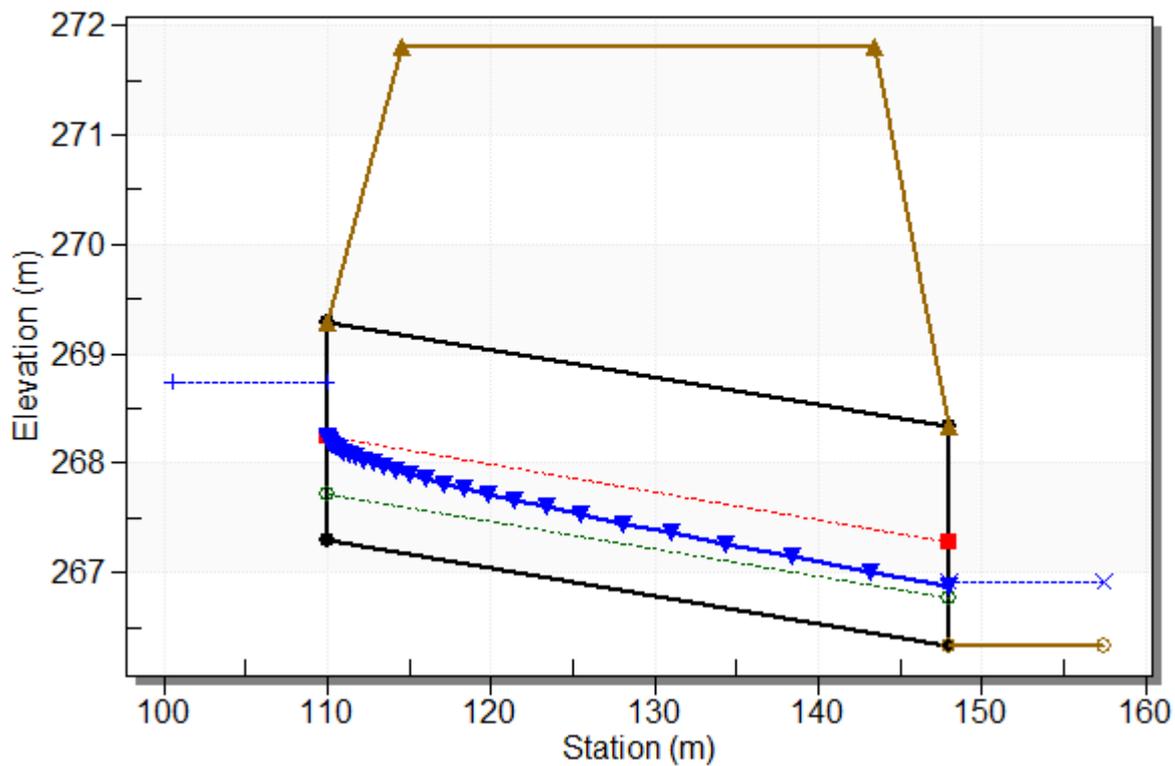
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM02, Design Discharge - 8.67 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 8.67 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 267.29 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 266.34 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM02)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	266.34	0.00	0.00	0.00	0.00
0.87	266.49	0.15	1.89	35.78	1.61
1.73	266.56	0.22	2.43	54.26	1.70
2.60	266.62	0.28	2.81	69.19	1.76
3.47	266.68	0.34	3.10	82.18	1.79
4.33	266.72	0.38	3.34	93.89	1.82
5.20	266.77	0.43	3.55	104.64	1.84
6.07	266.81	0.47	3.74	114.67	1.86
6.94	266.85	0.51	3.91	124.10	1.87
7.80	266.88	0.54	4.06	133.04	1.89
8.67	266.92	0.58	4.20	141.56	1.90

### **Tailwater Channel Data - TM02**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 3.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0250

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 266.34 m

### **Roadway Data for Crossing: TM02**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 271.81 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM03

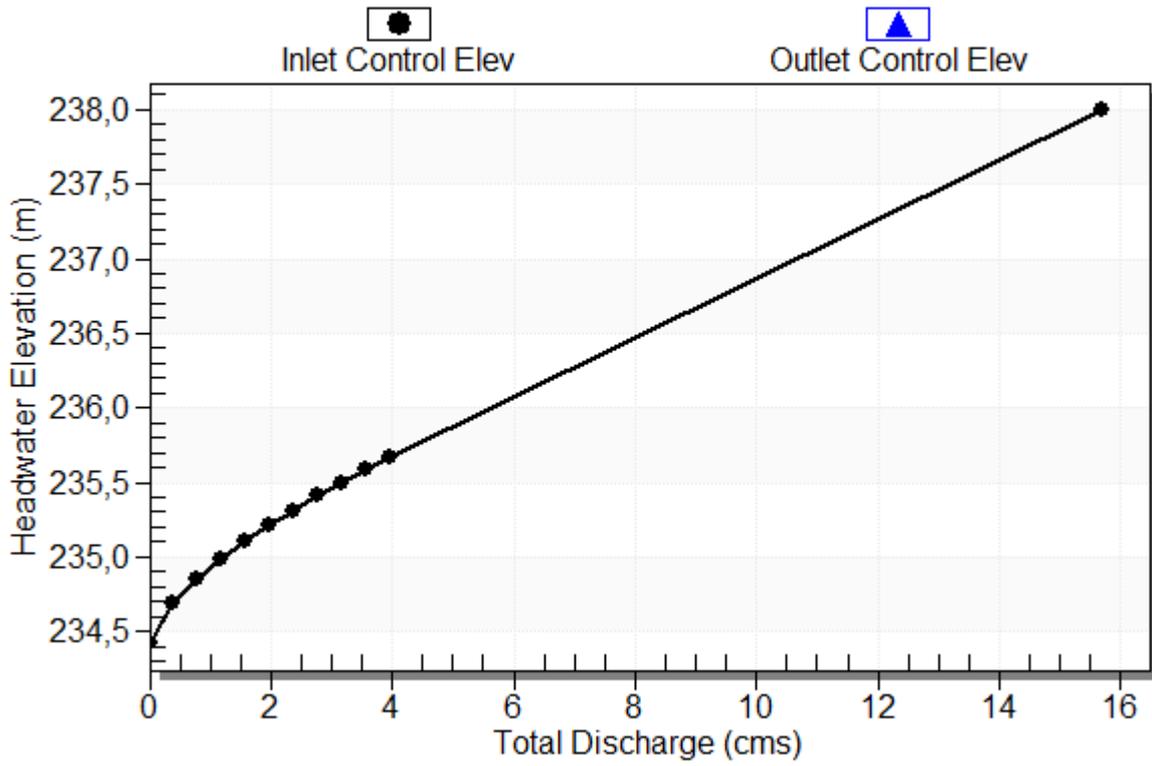
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	234.42	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000
0.40	0.40	234.69	0.270	0.0*	1-S2n	0.105	0.159	0.105	0.162	1.885	1.223
0.79	0.79	234.85	0.429	0.0*	1-S2n	0.163	0.252	0.171	0.254	2.325	1.566
1.19	1.19	234.98	0.562	0.029	1-S2n	0.212	0.331	0.225	0.331	2.645	1.798
1.59	1.59	235.10	0.680	0.106	1-S2n	0.256	0.400	0.277	0.402	2.871	1.976
1.99	1.99	235.21	0.789	0.179	1-S2n	0.296	0.465	0.324	0.468	3.064	2.121
2.38	2.38	235.31	0.891	0.252	1-S2n	0.334	0.525	0.369	0.531	3.226	2.244
2.78	2.78	235.41	0.988	0.323	1-S2n	0.370	0.582	0.413	0.591	3.368	2.350
3.18	3.18	235.50	1.078	0.395	1-S2n	0.406	0.636	0.455	0.650	3.490	2.443
3.57	3.57	235.58	1.164	0.467	1-S2n	0.439	0.688	0.497	0.707	3.595	2.526
3.97	3.97	235.67	1.246	0.539	1-S2n	0.473	0.738	0.537	0.763	3.696	2.601

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

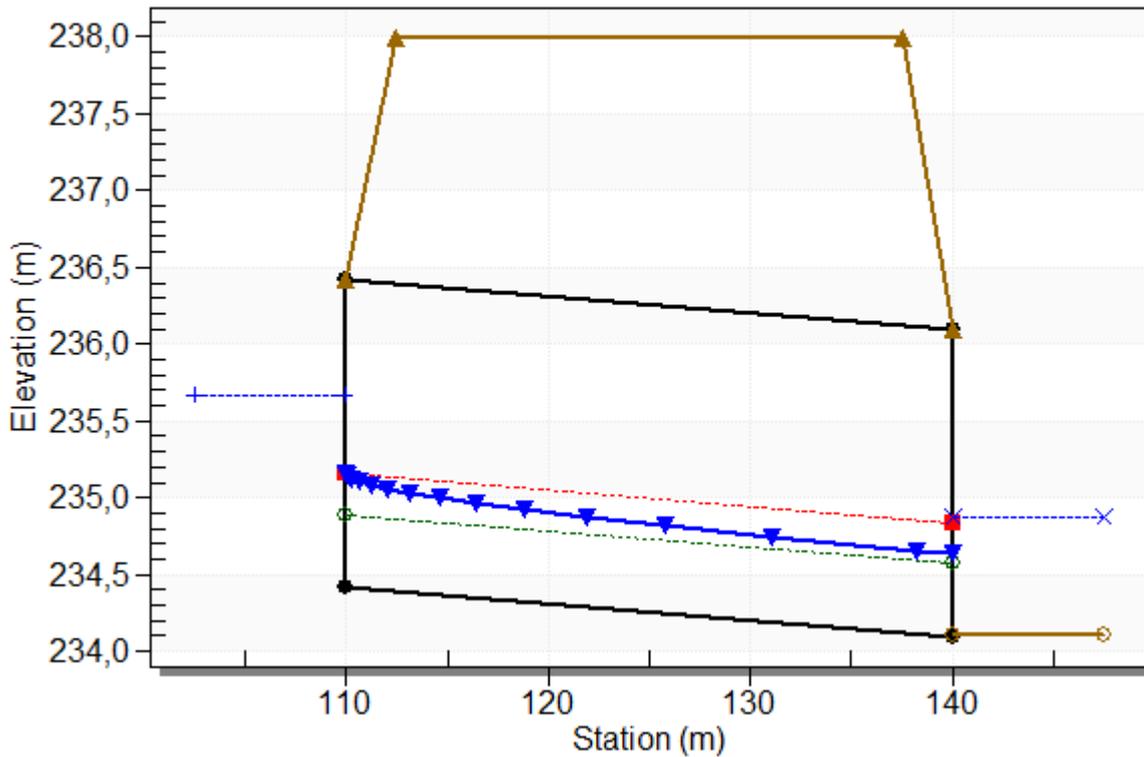
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM03, Design Discharge - 3.97 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.97 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 234.42 m

Outlet Station: 140.00 m

Outlet Elevation: 234.10 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM03)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	234.11	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	234.27	0.16	1.22	15.90	0.97
0.79	234.36	0.25	1.57	24.85	0.99
1.19	234.44	0.33	1.80	32.46	1.00
1.59	234.51	0.40	1.98	39.38	1.00
1.99	234.58	0.47	2.12	45.86	0.99
2.38	234.64	0.53	2.24	52.03	0.98
2.78	234.70	0.59	2.35	57.97	0.98
3.18	234.76	0.65	2.44	63.72	0.97
3.57	234.82	0.71	2.53	69.32	0.96
3.97	234.87	0.76	2.60	74.81	0.95

**Tailwater Channel Data - TM03**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0100

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 234.11 m

**Roadway Data for Crossing: TM03**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 238.00 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 25.00 m

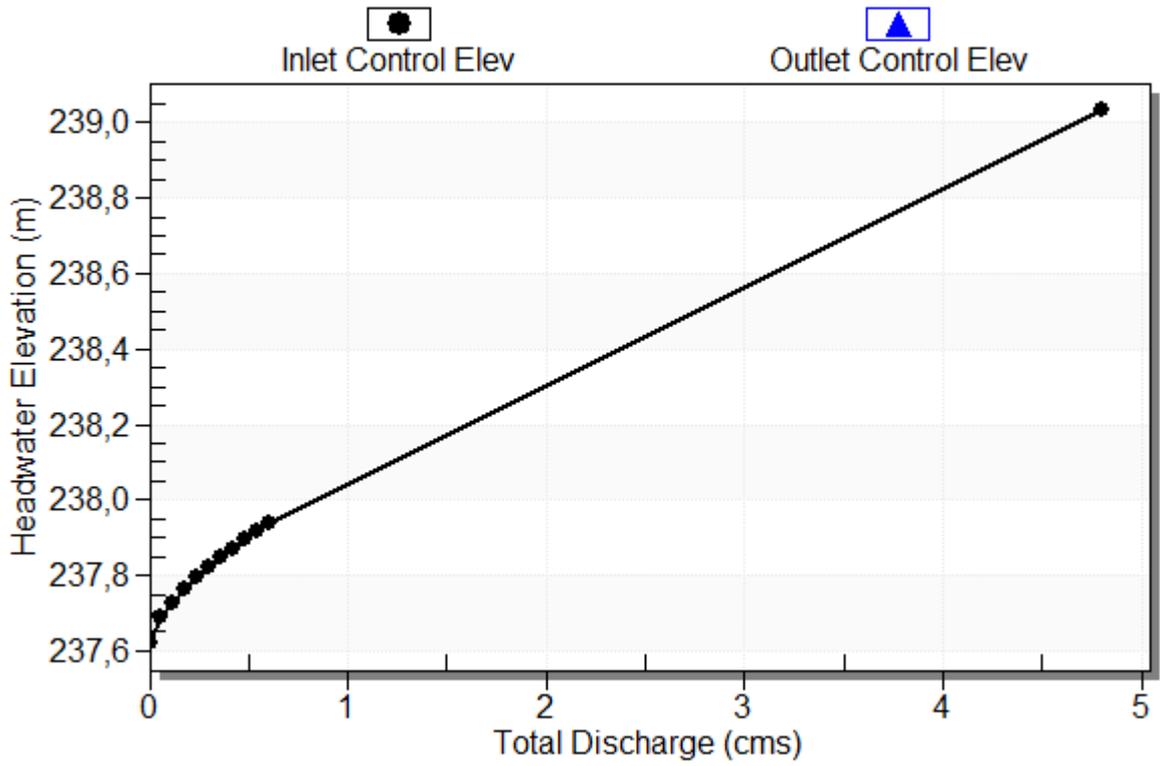
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	237.62	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.06	0.06	237.71	0.069	0.087	3-M1t	0.066	0.045	0.102	0.102	0.294	0.294
0.12	0.12	237.76	0.109	0.143	3-M1t	0.103	0.072	0.158	0.158	0.381	0.381
0.18	0.18	237.81	0.143	0.191	3-M1t	0.133	0.094	0.204	0.204	0.441	0.441
0.24	0.24	237.86	0.173	0.235	3-M1t	0.159	0.114	0.246	0.246	0.488	0.488
0.30	0.30	237.90	0.201	0.276	3-M1t	0.184	0.132	0.285	0.285	0.527	0.527
0.36	0.36	237.93	0.227	0.314	3-M1t	0.207	0.149	0.321	0.321	0.560	0.560
0.42	0.42	237.97	0.251	0.351	3-M1t	0.228	0.165	0.356	0.356	0.5	0.590
0.48	0.48	238.01	0.275	0.386	3-M1t	0.249	0.180	0.390	0.390	0.616	0.616
0.54	0.54	238.04	0.297	0.421	3-M1t	0.269	0.195	0.422	0.422	0.640	0.640
0.60	0.60	238.07	0.319	0.454	3-M1t	0.289	0.209	0.454	0.454	0.661	0.661

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

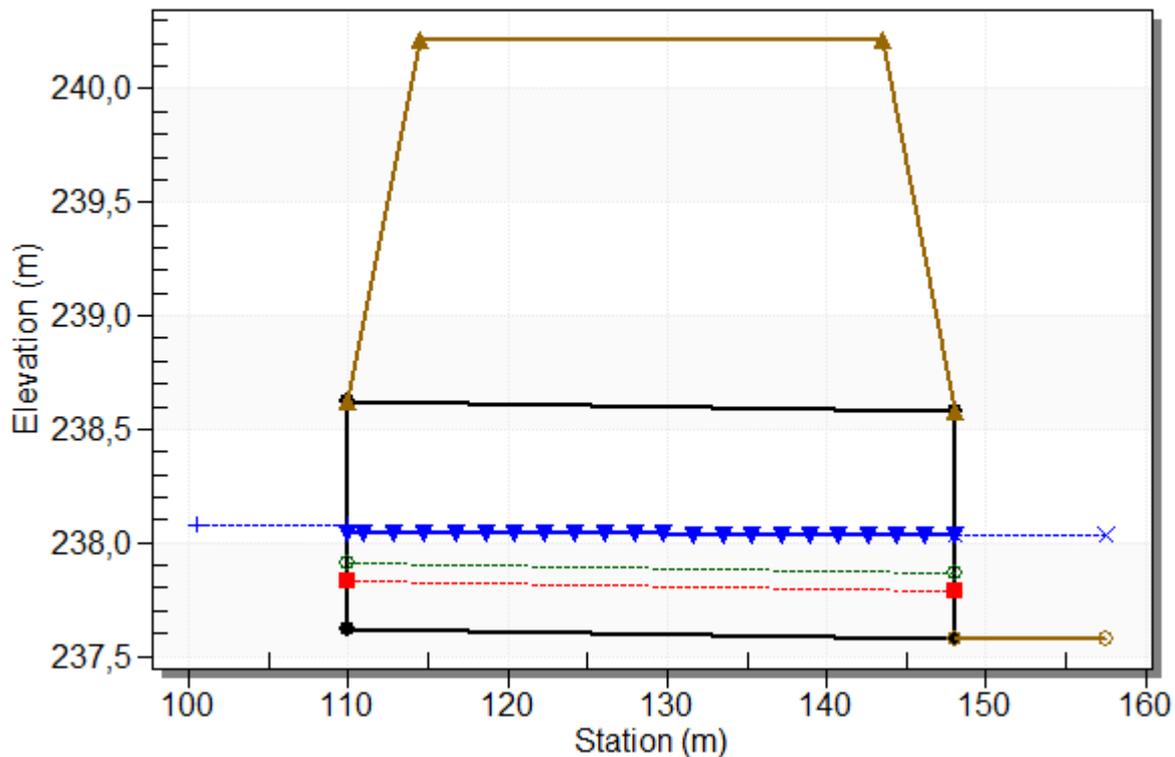
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM04-TM54, Design Discharge - 0.60 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.60 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 237.62 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 237.58 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 1000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM04-TM54)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	237.58	0.00	0.00	0.00	0.00
0.06	237.68	0.10	0.29	1.00	0.29
0.12	237.74	0.16	0.38	1.55	0.31
0.18	237.78	0.20	0.44	2.00	0.31
0.24	237.83	0.25	0.49	2.41	0.31
0.30	237.86	0.28	0.53	2.79	0.31
0.36	237.90	0.32	0.56	3.15	0.32
0.42	237.94	0.36	0.59	3.49	0.32
0.48	237.97	0.39	0.62	3.82	0.31
0.54	238.00	0.42	0.64	4.14	0.31
0.60	238.03	0.45	0.66	4.45	0.31

**Tailwater Channel Data - TM04-TM54**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0010

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 237.58 m

**Roadway Data for Crossing: TM04-TM54**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 240.22 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM05

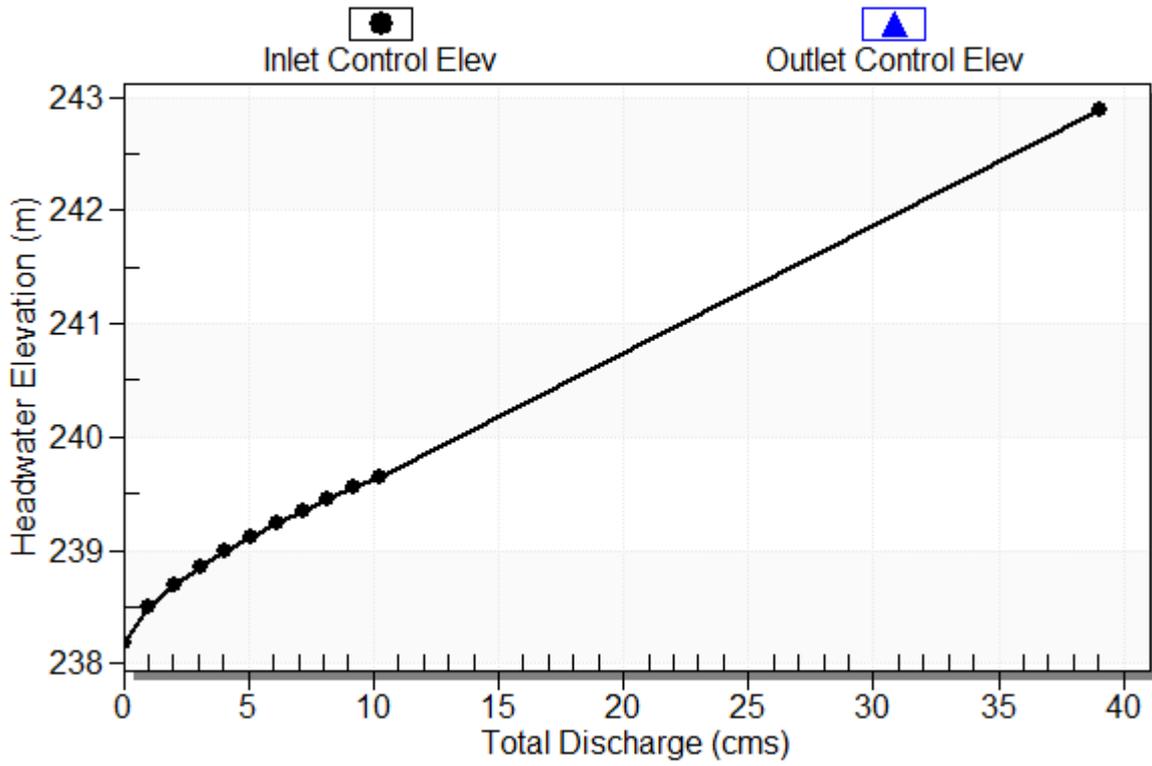
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	238.18	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.02	1.02	238.50	0.320	0.0*	1-S2n	0.122	0.188	0.122	0.131	2.099	1.954
2.05	2.05	238.69	0.508	0.0*	1-S2n	0.188	0.299	0.198	0.201	2.578	2.545
3.07	3.07	238.85	0.665	0.024	1-S2n	0.243	0.391	0.262	0.259	2.927	2.962
4.09	4.09	238.99	0.806	0.117	1-S2n	0.292	0.474	0.319	0.311	3.207	3.293
5.12	5.12	239.12	0.935	0.205	1-S2n	0.336	0.550	0.373	0.358	3.427	3.572
6.14	6.14	239.23	1.055	0.292	1-S2n	0.378	0.621	0.425	0.402	3.614	3.813
7.16	7.16	239.35	1.166	0.377	1-S2n	0.418	0.689	0.475	0.444	3.770	4.028
8.18	8.18	239.45	1.272	0.462	1-S2n	0.456	0.753	0.524	0.485	3.908	4.221
9.21	9.21	239.55	1.373	0.548	1-S2n	0.492	0.814	0.571	0.523	4.032	4.398
10.23	10.23	239.65	1.471	0.634	1-S2n	0.527	0.873	0.617	0.561	4.143	4.560

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

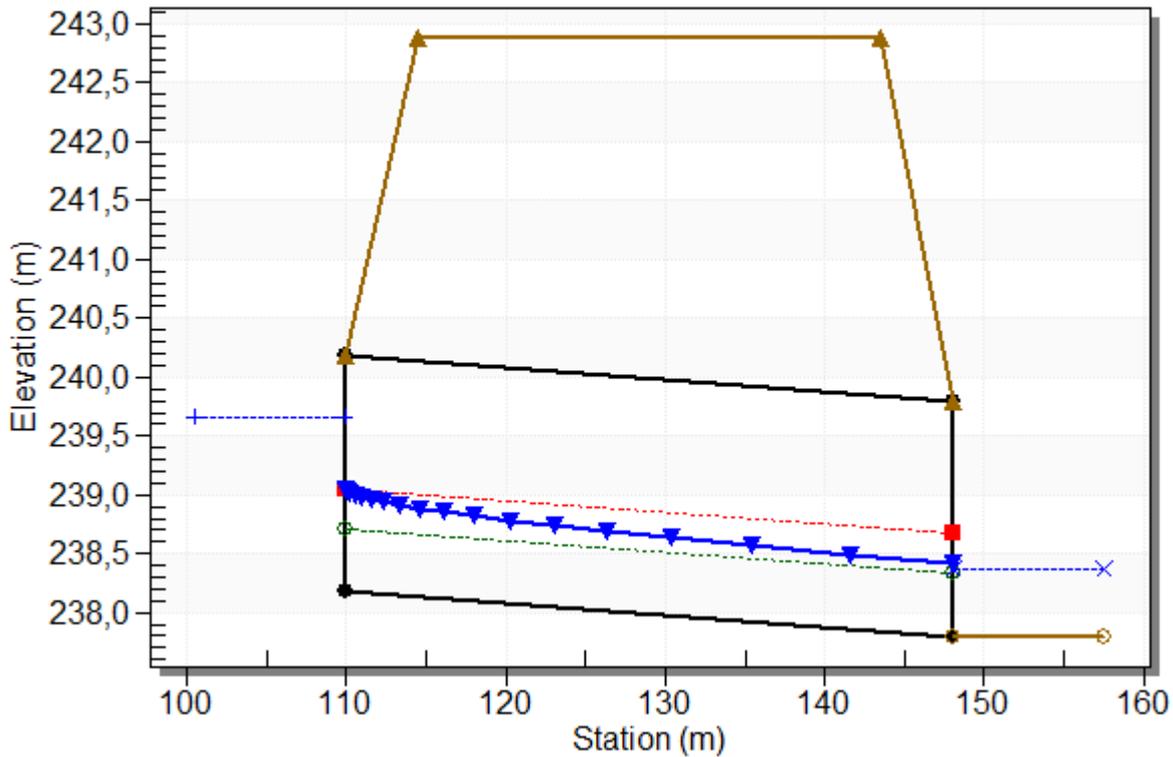
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM05, Design Discharge - 10.23 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 10.23 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 238.18 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 237.80 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 4000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM05)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	237.80	0.00	0.00	0.00	0.00
1.02	237.93	0.13	1.95	32.08	1.72
2.05	238.00	0.20	2.54	49.25	1.81
3.07	238.06	0.26	2.96	63.48	1.86
4.09	238.11	0.31	3.29	76.12	1.89
5.12	238.16	0.36	3.57	87.73	1.91
6.14	238.20	0.40	3.81	98.61	1.92
7.16	238.24	0.44	4.03	108.91	1.93
8.18	238.28	0.48	4.22	118.77	1.94
9.21	238.32	0.52	4.40	128.26	1.94
10.23	238.36	0.56	4.56	137.44	1.94

### **Tailwater Channel Data - TM05**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 4.00 m

Channel Slope: 0.0250

Channel Manning's n: 0.0200

Channel Invert Elevation: 237.80 m

### **Roadway Data for Crossing: TM05**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 4.00 m

Crest Elevation: 242.89 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM06

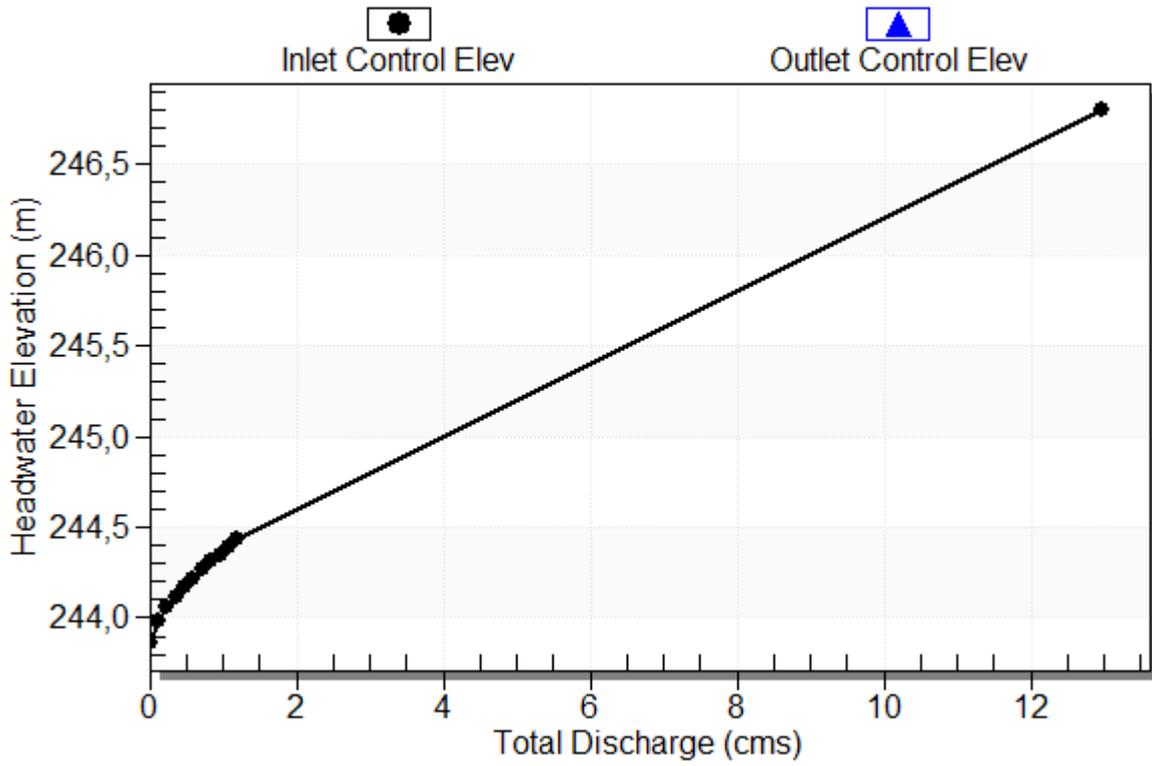
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	243.86	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.12	0.12	243.98	0.123	0.123	3-M1t	0.078	0.072	0.121	0.121	0.495	0.495
0.24	0.24	244.06	0.195	0.195	3-M1t	0.122	0.114	0.188	0.188	0.638	0.638
0.36	0.36	244.12	0.255	0.256	3-M1t	0.159	0.149	0.244	0.244	0.737	0.737
0.48	0.48	244.17	0.309	0.311	3-M1t	0.191	0.180	0.295	0.295	0.813	0.813
0.60	0.60	244.22	0.359	0.363	3-M1t	0.221	0.209	0.342	0.342	0.877	0.877
0.72	0.72	244.27	0.405	0.413	3-M1t	0.249	0.236	0.387	0.387	0.931	0.931
0.84	0.84	244.32	0.449	0.460	3-M1t	0.275	0.262	0.429	0.429	0.978	0.978
0.96	0.96	244.37	0.491	0.506	3-M1t	0.301	0.286	0.471	0.471	1.020	1.020
1.08	1.08	244.41	0.531	0.551	3-M1t	0.325	0.310	0.510	0.510	1.058	1.058
1.20	1.20	244.45	0.569	0.595	3-M1t	0.349	0.332	0.549	0.549	1.092	1.092

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

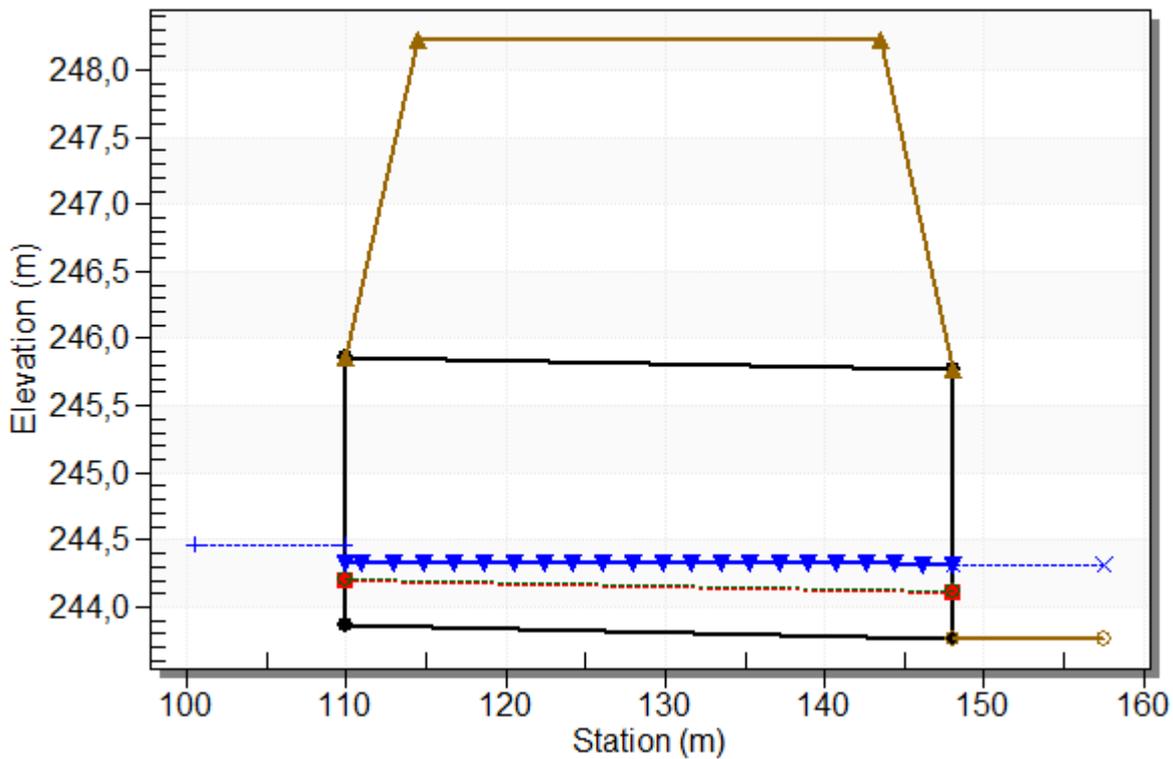
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM06, Design Discharge - 1.20 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 1.20 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 243.86 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 243.77 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM06)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	243.77	0.00	0.00	0.00	0.00
0.12	243.89	0.12	0.49	2.73	0.45
0.24	243.96	0.19	0.64	4.24	0.47
0.36	244.01	0.24	0.74	5.51	0.48
0.48	244.07	0.30	0.81	6.65	0.48
0.60	244.11	0.34	0.88	7.72	0.48
0.72	244.16	0.39	0.93	8.72	0.48
0.84	244.20	0.43	0.98	9.68	0.48
0.96	244.24	0.47	1.02	10.61	0.47
1.08	244.28	0.51	1.06	11.51	0.47
1.20	244.32	0.55	1.09	12.39	0.47

**Tailwater Channel Data - TM06**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0023

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 243.77 m

**Roadway Data for Crossing: TM06**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 248.23 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

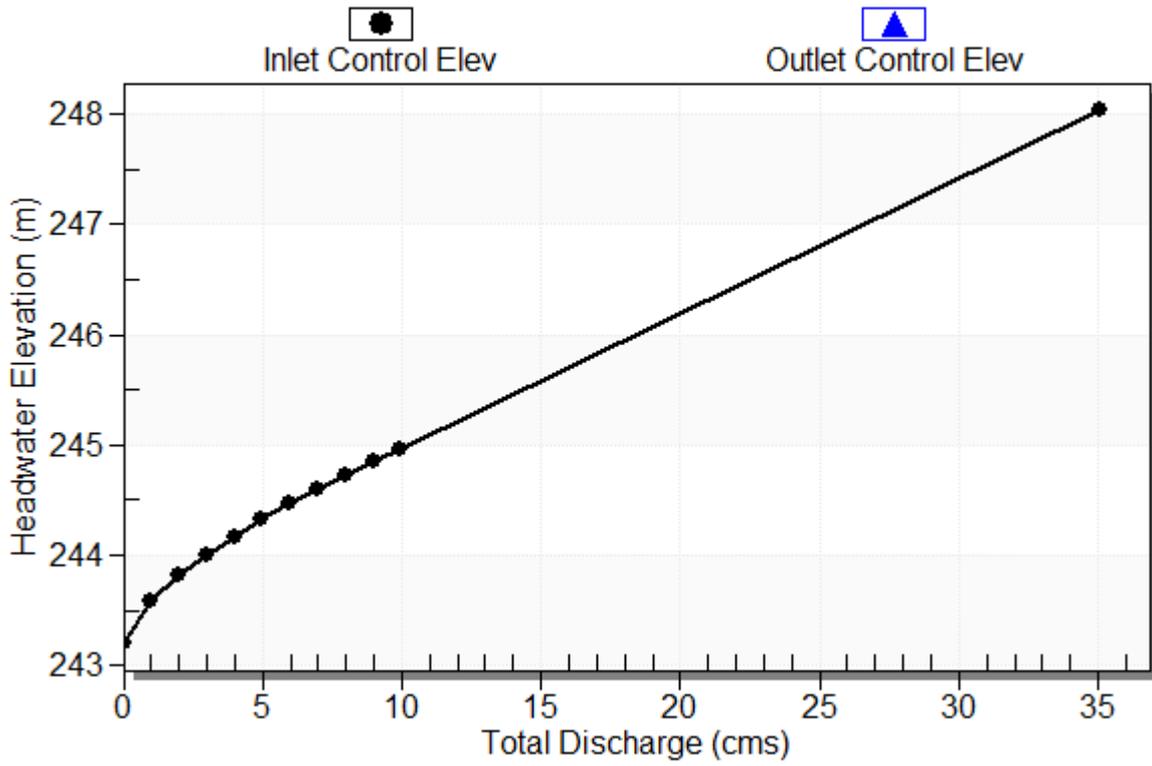
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	243.20	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	1.00	243.61	0.385	0.408	7-H2c	-0.305	0.224	0.224	0.170	1.483	1.852
1.99	1.99	243.83	0.611	0.631	7-H2c	-0.305	0.355	0.355	0.257	1.868	2.377
2.99	2.99	244.02	0.800	0.819	7-H2c	-0.305	0.466	0.466	0.328	2.138	2.738
3.98	3.98	244.19	0.969	0.986	7-H2c	-0.305	0.564	0.564	0.389	2.353	3.019
4.98	4.98	244.34	1.125	1.141	7-H2c	-0.305	0.655	0.655	0.445	2.535	3.252
5.98	5.98	244.49	1.270	1.285	7-H2c	-0.305	0.739	0.739	0.495	2.694	3.451
6.97	6.97	244.62	1.402	1.422	7-H2c	-0.305	0.819	0.819	0.543	2.836	3.627
7.97	7.97	244.75	1.528	1.552	7-H2c	-0.305	0.896	0.896	0.587	2.965	3.785
8.96	8.96	244.88	1.648	1.677	7-H2c	-0.305	0.969	0.969	0.629	3.084	3.928
9.96	9.96	245.00	1.765	1.798	7-H2c	-0.305	1.039	1.039	0.669	3.194	4.059

# Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

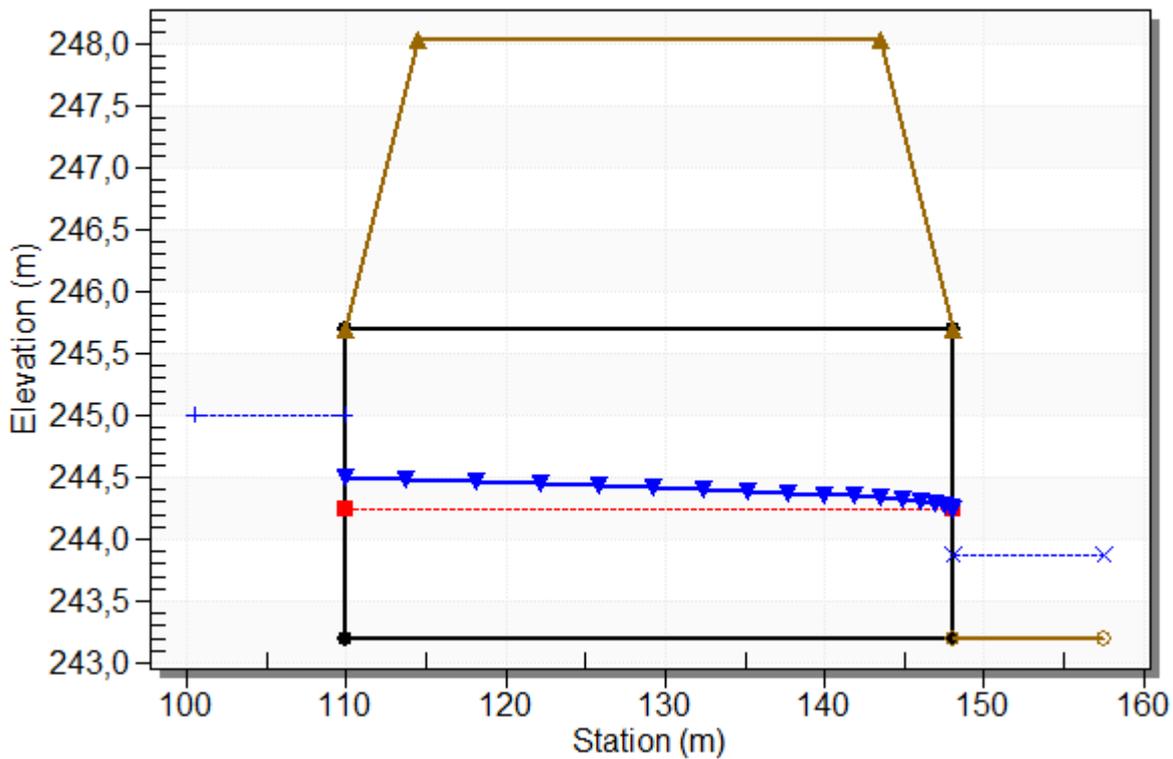
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM08, Design Discharge - 9.96 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 9.96 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 243.20 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 243.20 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2500.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM08)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	243.20	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	243.37	0.17	1.85	33.27	1.47
1.99	243.46	0.26	2.38	50.44	1.55
2.99	243.53	0.33	2.74	64.30	1.60
3.98	243.59	0.39	3.02	76.33	1.63
4.98	243.64	0.44	3.25	87.17	1.65
5.98	243.70	0.50	3.45	97.11	1.67
6.97	243.74	0.54	3.63	106.37	1.69
7.97	243.79	0.59	3.78	115.06	1.70
8.96	243.83	0.63	3.93	123.29	1.71
9.96	243.87	0.67	4.06	131.13	1.72

### **Tailwater Channel Data - TM08**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 3.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 243.20 m

### **Roadway Data for Crossing: TM08**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 248.04 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

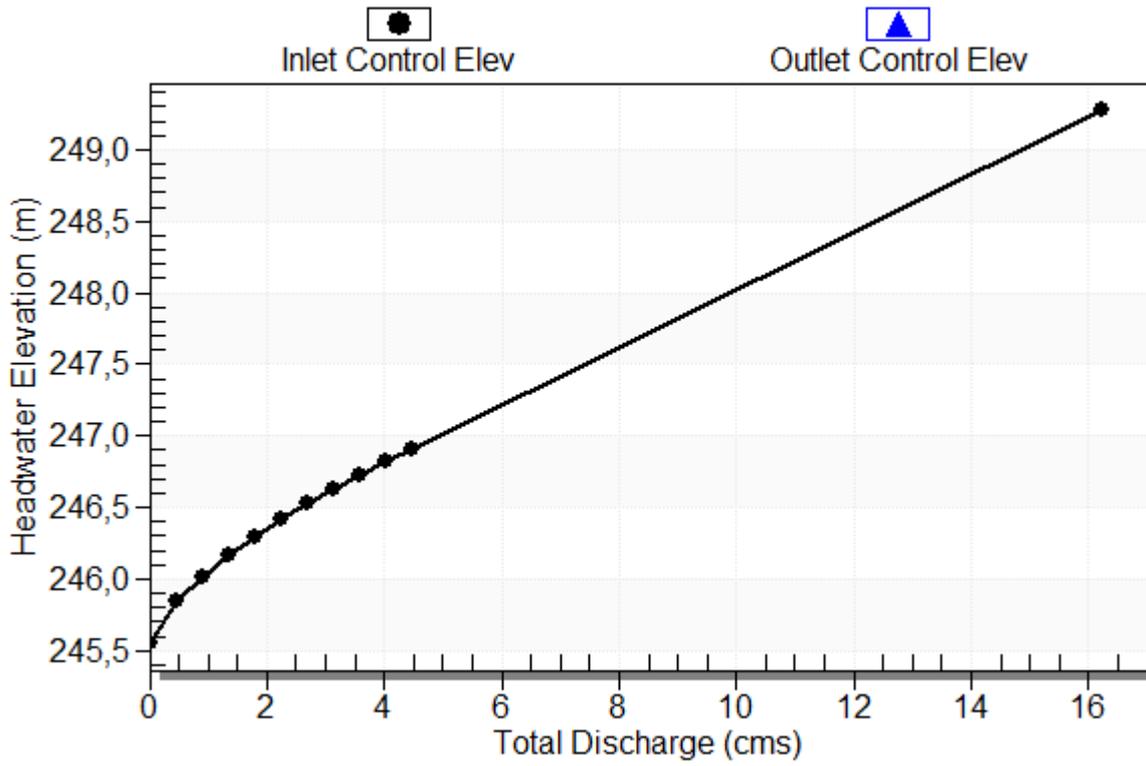
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	245.55	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.45	0.45	245.85	0.295	0.296	2-M2c	0.208	0.172	0.172	0.140	1.299	1.592
0.89	0.89	246.02	0.468	0.470	2-M2c	0.328	0.273	0.273	0.219	1.637	2.045
1.34	1.34	246.17	0.614	0.616	2-M2c	0.432	0.358	0.358	0.285	1.874	2.354
1.79	1.79	246.30	0.743	0.746	2-M2c	0.527	0.433	0.433	0.345	2.063	2.594
2.23	2.23	246.41	0.862	0.865	2-M2c	0.617	0.503	0.503	0.401	2.222	2.790
2.68	2.68	246.53	0.974	0.977	2-M2c	0.703	0.568	0.568	0.453	2.361	2.957
3.13	3.13	246.63	1.077	1.082	2-M2c	0.786	0.629	0.629	0.504	2.486	3.102
3.58	3.58	246.73	1.173	1.183	2-M2c	0.867	0.688	0.688	0.553	2.599	3.231
4.02	4.02	246.83	1.266	1.280	2-M2c	0.947	0.744	0.744	0.601	2.703	3.346
4.47	4.47	246.92	1.356	1.373	2-M2c	1.025	0.798	0.798	0.648	2.799	3.450

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

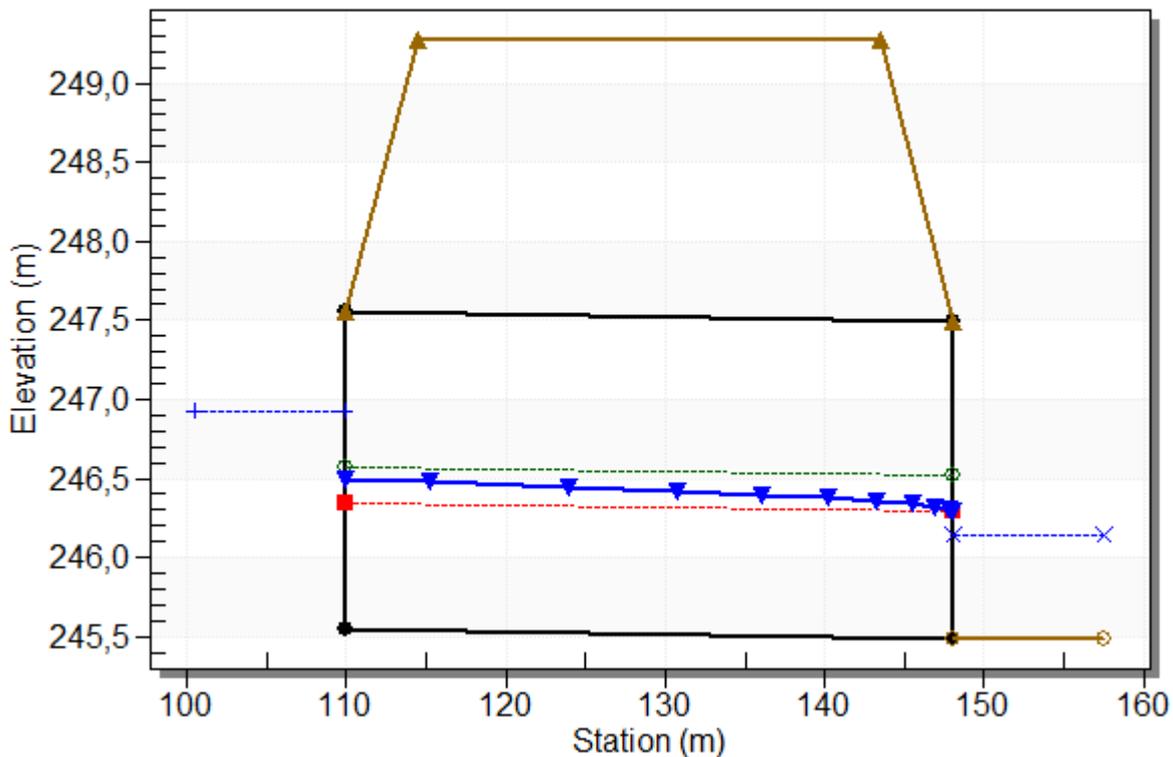
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM09, Design Discharge - 4.47 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 4.47 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 245.55 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 245.49 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM09)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	245.49	0.00	0.00	0.00	0.00
0.45	245.63	0.14	1.59	27.53	1.36
0.89	245.71	0.22	2.05	42.85	1.40
1.34	245.77	0.28	2.35	55.83	1.41
1.79	245.83	0.34	2.59	67.57	1.41
2.23	245.89	0.40	2.79	78.52	1.41
2.68	245.94	0.45	2.96	88.90	1.40
3.13	245.99	0.50	3.10	98.86	1.39
3.58	246.04	0.55	3.23	108.50	1.39
4.02	246.09	0.60	3.35	117.87	1.38
4.47	246.14	0.65	3.45	127.01	1.37

**Tailwater Channel Data - TM09**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 245.49 m

**Roadway Data for Crossing: TM09**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 249.28 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

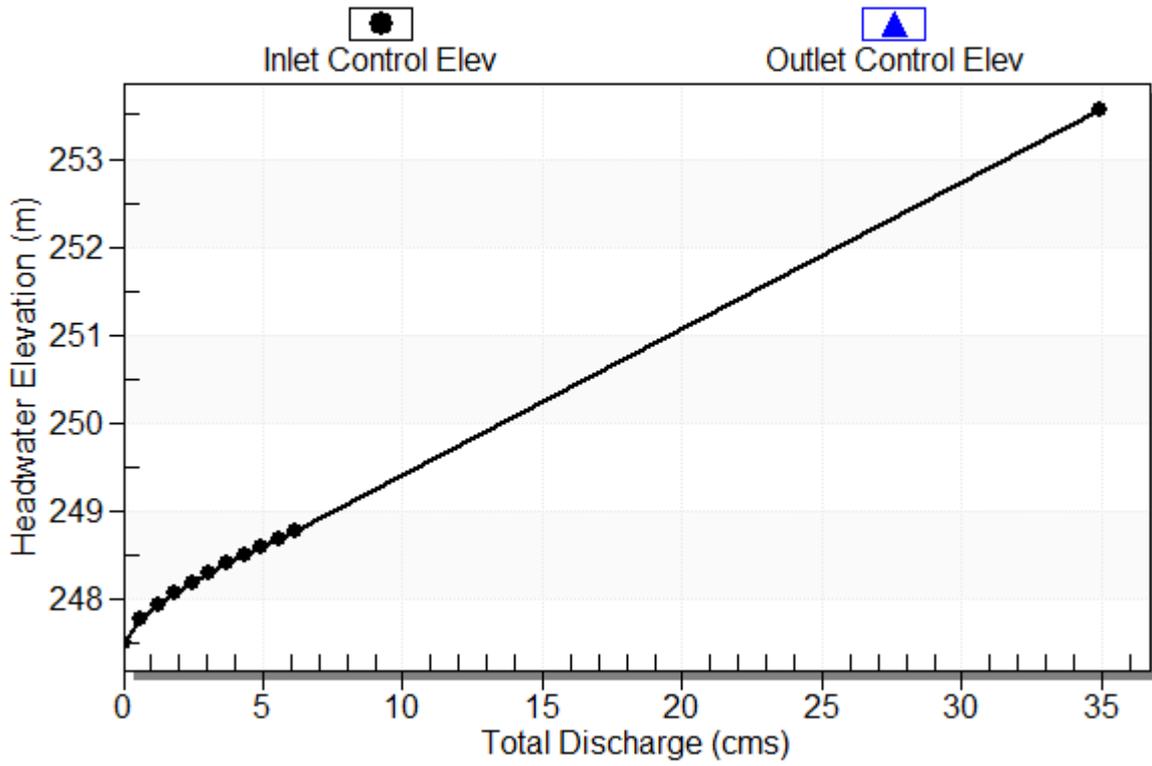
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	247.49	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.62	0.62	247.76	0.274	0.0*	1-S2n	0.086	0.163	0.086	0.167	2.402	1.233
1.24	1.24	247.93	0.435	0.0*	1-S2n	0.133	0.259	0.141	0.259	2.927	1.592
1.85	1.85	248.06	0.570	0.0*	1-S2n	0.173	0.339	0.173	0.336	3.581	1.841
2.47	2.47	248.18	0.691	0.0*	1-S2n	0.208	0.411	0.226	0.405	3.644	2.035
3.09	3.09	248.29	0.801	0.0*	1-S2n	0.239	0.476	0.263	0.469	3.913	2.196
3.71	3.71	248.40	0.905	0.0*	1-S2n	0.269	0.538	0.302	0.530	4.090	2.333
4.33	4.33	248.49	1.003	0.0*	1-S2n	0.297	0.596	0.338	0.588	4.272	2.454
4.94	4.94	248.58	1.095	0.0*	1-S2n	0.323	0.652	0.374	0.643	4.409	2.561
5.56	5.56	248.67	1.183	0.020	1-S2n	0.349	0.705	0.409	0.697	4.536	2.658
6.18	6.18	248.76	1.267	0.089	1-S2n	0.374	0.756	0.443	0.750	4.653	2.747

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

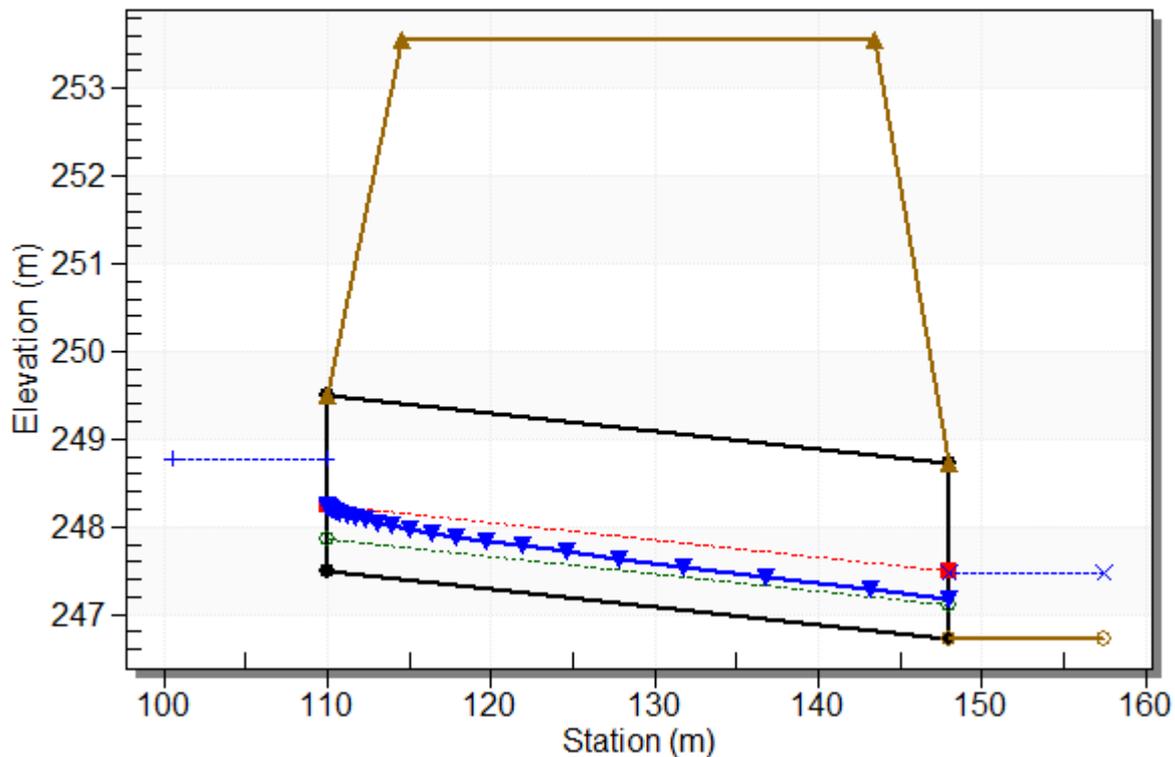
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM11, Design Discharge - 6.18 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 6.18 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 247.49 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 246.73 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM11)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	246.73	0.00	0.00	0.00	0.00
0.62	246.90	0.17	1.23	15.07	0.96
1.24	246.99	0.26	1.59	23.34	1.00
1.85	247.07	0.34	1.84	30.28	1.01
2.47	247.13	0.40	2.03	36.52	1.02
3.09	247.20	0.47	2.20	42.31	1.02
3.71	247.26	0.53	2.33	47.77	1.02
4.33	247.32	0.59	2.45	52.99	1.02
4.94	247.37	0.64	2.56	58.02	1.02
5.56	247.43	0.70	2.66	62.90	1.02
6.18	247.48	0.75	2.75	67.64	1.01

**Tailwater Channel Data - TM11**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 3.00 m

Channel Slope: 0.0092

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 246.73 m

**Roadway Data for Crossing: TM11**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 253.56 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

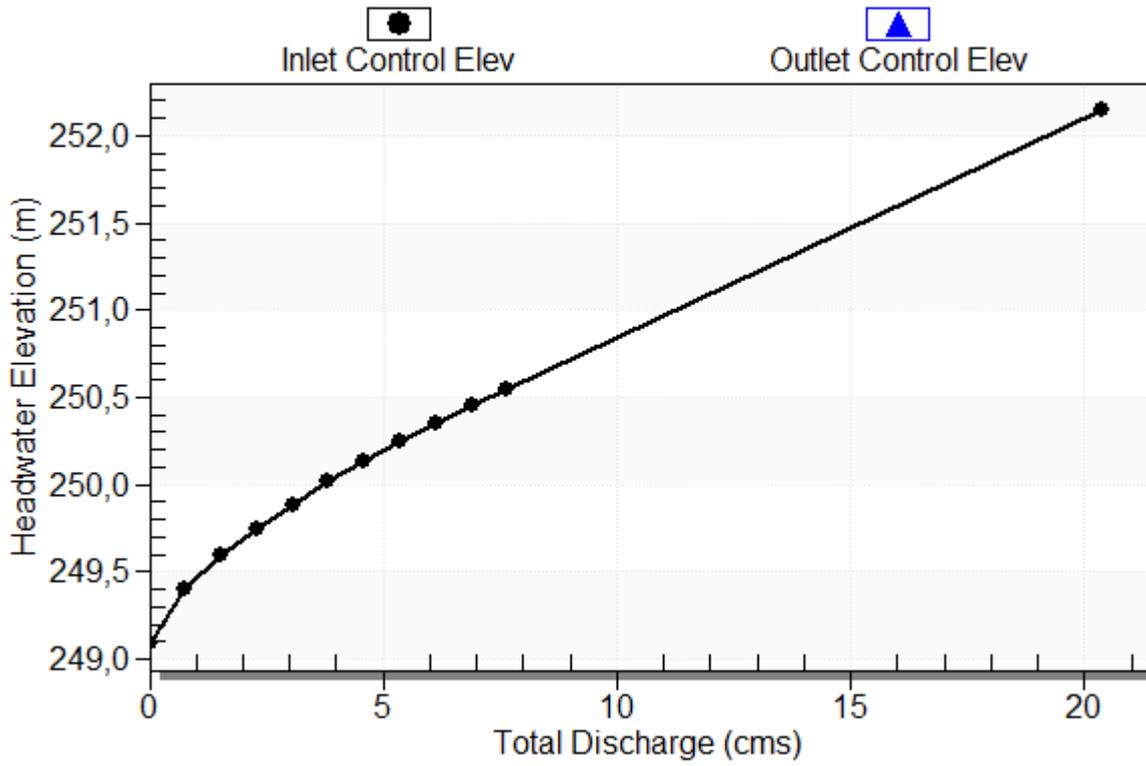
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	249.09	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.76	0.76	249.41	0.316	0.0*	1-S2n	0.100	0.188	0.104	0.150	2.461	1.702
1.53	1.53	249.59	0.502	0.0*	1-S2n	0.154	0.298	0.154	0.232	3.313	2.203
2.29	2.29	249.75	0.657	0.0*	1-S2n	0.198	0.391	0.215	0.300	3.559	2.551
3.06	3.06	249.89	0.796	0.0*	1-S2n	0.237	0.473	0.262	0.361	3.895	2.824
3.82	3.82	250.01	0.924	0.0*	1-S2n	0.274	0.549	0.309	0.418	4.132	3.051
4.59	4.59	250.13	1.043	0.0*	1-S2n	0.309	0.620	0.354	0.471	4.325	3.245
5.35	5.35	250.24	1.154	0.0*	1-S2n	0.341	0.687	0.397	0.522	4.500	3.417
6.12	6.12	250.35	1.259	0.082	1-S2n	0.372	0.751	0.439	0.571	4.642	3.570
6.88	6.88	250.45	1.361	0.167	1-S2n	0.402	0.813	0.481	0.619	4.774	3.708
7.65	7.65	250.55	1.458	0.253	1-S2n	0.430	0.872	0.521	0.665	4.894	3.835

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

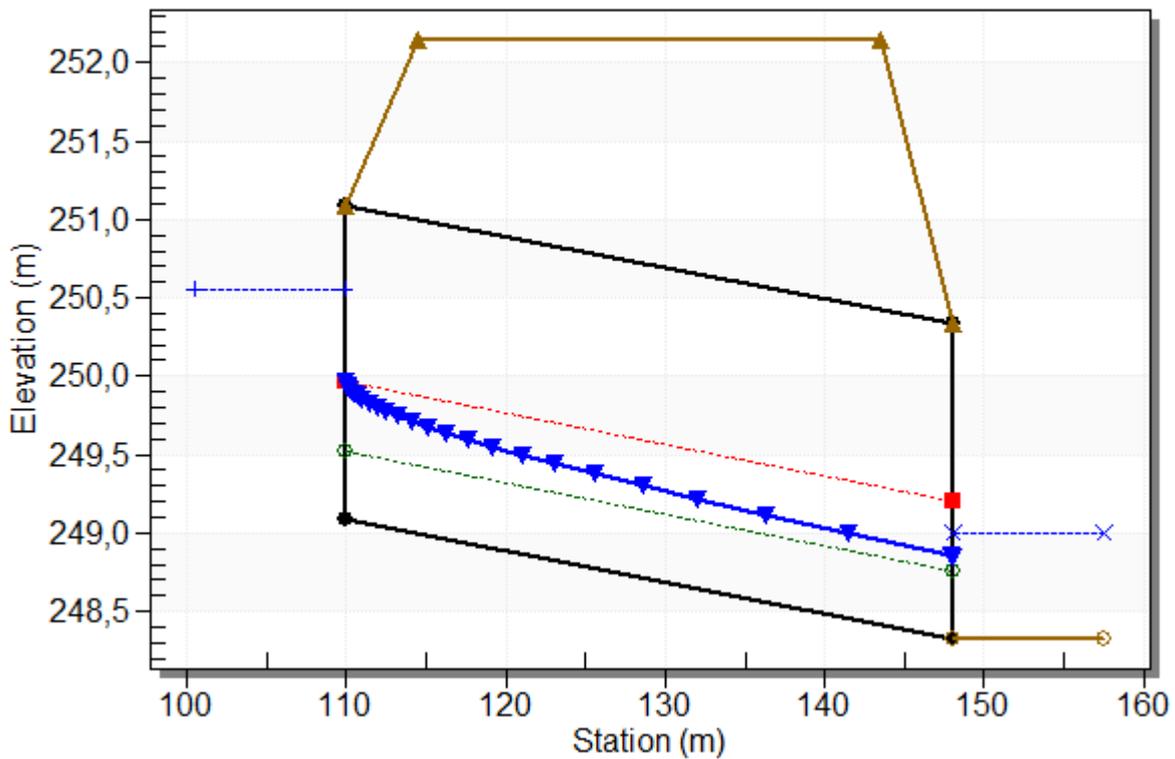
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM12, Design Discharge - 7.65 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 7.65 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 249.09 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 248.33 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM12)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	248.33	0.00	0.00	0.00	0.00
0.76	248.48	0.15	1.70	29.38	1.40
1.53	248.56	0.23	2.20	45.39	1.46
2.29	248.63	0.30	2.55	58.79	1.49
3.06	248.69	0.36	2.82	70.82	1.50
3.82	248.75	0.42	3.05	81.94	1.51
4.59	248.80	0.47	3.25	92.42	1.51
5.35	248.85	0.52	3.42	102.41	1.51
6.12	248.90	0.57	3.57	112.03	1.51
6.88	248.95	0.62	3.71	121.33	1.50
7.65	248.99	0.66	3.83	130.36	1.50

**Tailwater Channel Data - TM12**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 3.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 248.33 m

**Roadway Data for Crossing: TM12**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 252.15 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

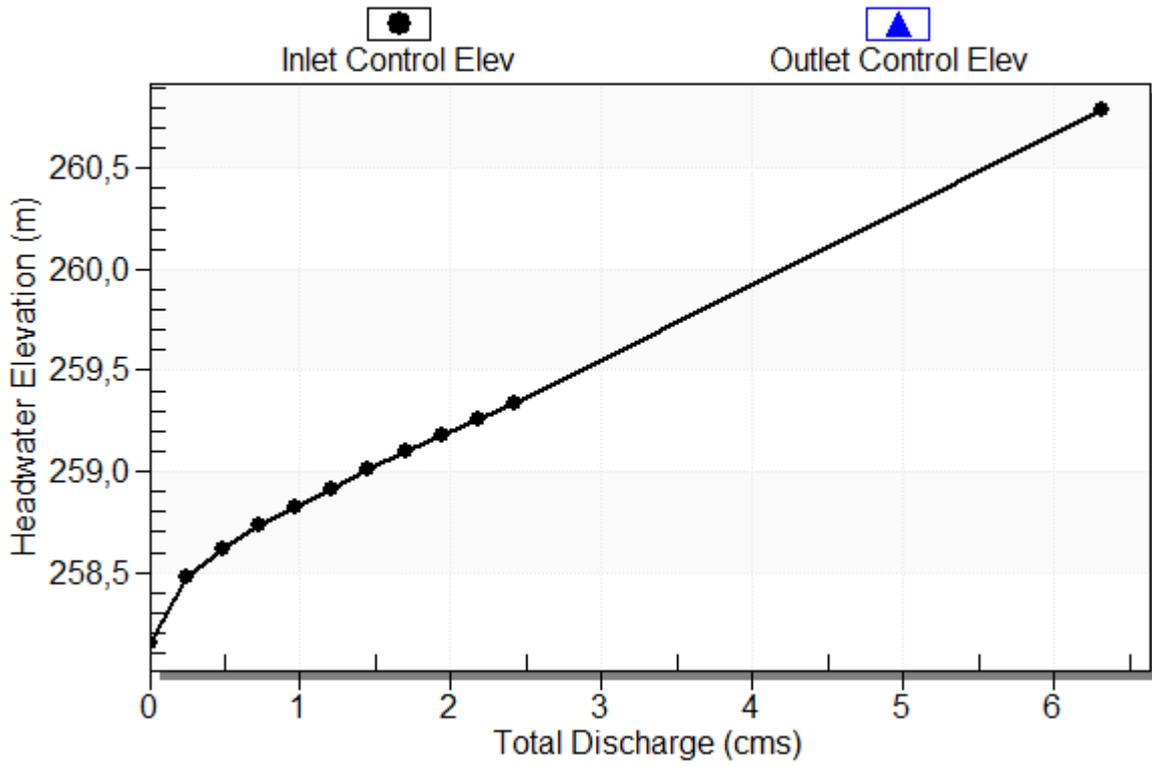
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	258.15	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.24	0.24	258.48	0.328	0.0*	1-S2n	0.150	0.243	0.157	0.116	2.371	1.390
0.48	0.48	258.62	0.469	0.0*	1-S2n	0.209	0.348	0.224	0.181	2.817	1.782
0.73	0.73	258.73	0.580	0.0*	1-S2n	0.255	0.428	0.273	0.236	3.180	2.047
0.97	0.97	258.83	0.676	0.0*	1-S2n	0.294	0.497	0.315	0.287	3.455	2.252
1.21	1.21	258.92	0.765	0.0*	1-S2n	0.329	0.558	0.357	0.333	3.619	2.419
1.45	1.45	259.01	0.861	0.0*	1-S2n	0.361	0.614	0.395	0.378	3.768	2.560
1.69	1.69	259.10	0.949	0.0*	1-S2n	0.390	0.666	0.431	0.421	3.898	2.683
1.94	1.94	259.18	1.031	0.071	1-S2n	0.418	0.715	0.464	0.462	4.011	2.791
2.18	2.18	259.26	1.109	0.146	1-S2n	0.444	0.760	0.497	0.503	4.113	2.888
2.42	2.42	259.33	1.184	0.222	1-S2n	0.469	0.801	0.527	0.542	4.213	2.975

# Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

Culvert: Culvert 1





**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM18)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	257.39	0.00	0.00	0.00	0.00
0.24	257.51	0.12	1.39	22.76	1.30
0.48	257.57	0.18	1.78	35.51	1.34
0.73	257.63	0.24	2.05	46.34	1.34
0.97	257.68	0.29	2.25	56.18	1.34
1.21	257.72	0.33	2.42	65.38	1.34
1.45	257.77	0.38	2.56	74.12	1.33
1.69	257.81	0.42	2.68	82.52	1.32
1.94	257.85	0.46	2.79	90.66	1.31
2.18	257.89	0.50	2.89	98.58	1.30
2.42	257.93	0.54	2.97	106.33	1.29

**Tailwater Channel Data - TM18**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 1.50 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 257.39 m

**Roadway Data for Crossing: TM18**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 1.50 m

Crest Elevation: 260.79 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

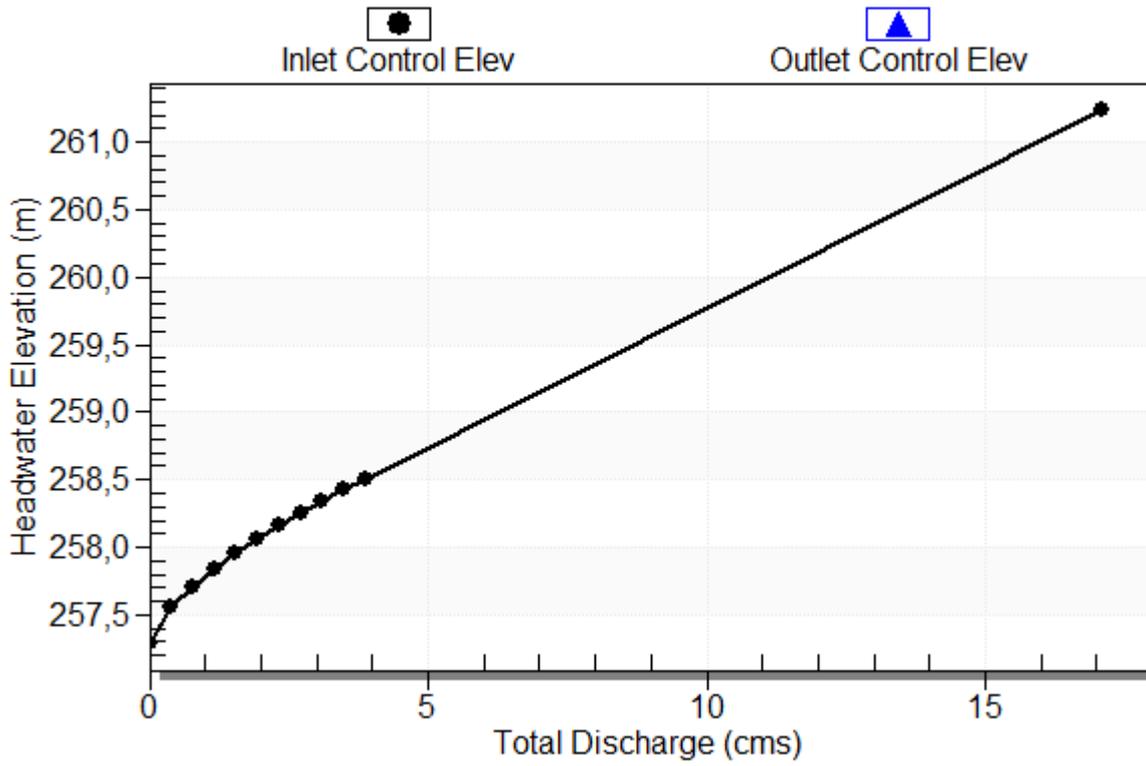
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	257.29	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.39	0.39	257.55	0.263	0.0*	1-S2n	0.083	0.156	0.083	0.128	2.323	1.509
0.77	0.77	257.71	0.417	0.0*	1-S2n	0.130	0.248	0.138	0.199	2.797	1.943
1.16	1.16	257.84	0.547	0.0*	1-S2n	0.170	0.325	0.183	0.259	3.174	2.241
1.55	1.55	257.95	0.662	0.0*	1-S2n	0.205	0.394	0.222	0.313	3.492	2.472
1.93	1.93	258.06	0.769	0.0*	1-S2n	0.236	0.457	0.258	0.363	3.753	2.663
2.32	2.32	258.16	0.868	0.0*	1-S2n	0.267	0.516	0.295	0.411	3.936	2.825
2.71	2.71	258.25	0.962	0.0*	1-S2n	0.295	0.572	0.330	0.457	4.111	2.966
3.10	3.10	258.34	1.051	0.0*	1-S2n	0.322	0.625	0.364	0.501	4.248	3.092
3.48	3.48	258.43	1.135	0.0*	1-S2n	0.349	0.676	0.399	0.543	4.369	3.205
3.87	3.87	258.51	1.216	0.050	1-S2n	0.375	0.725	0.432	0.585	4.480	3.308

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

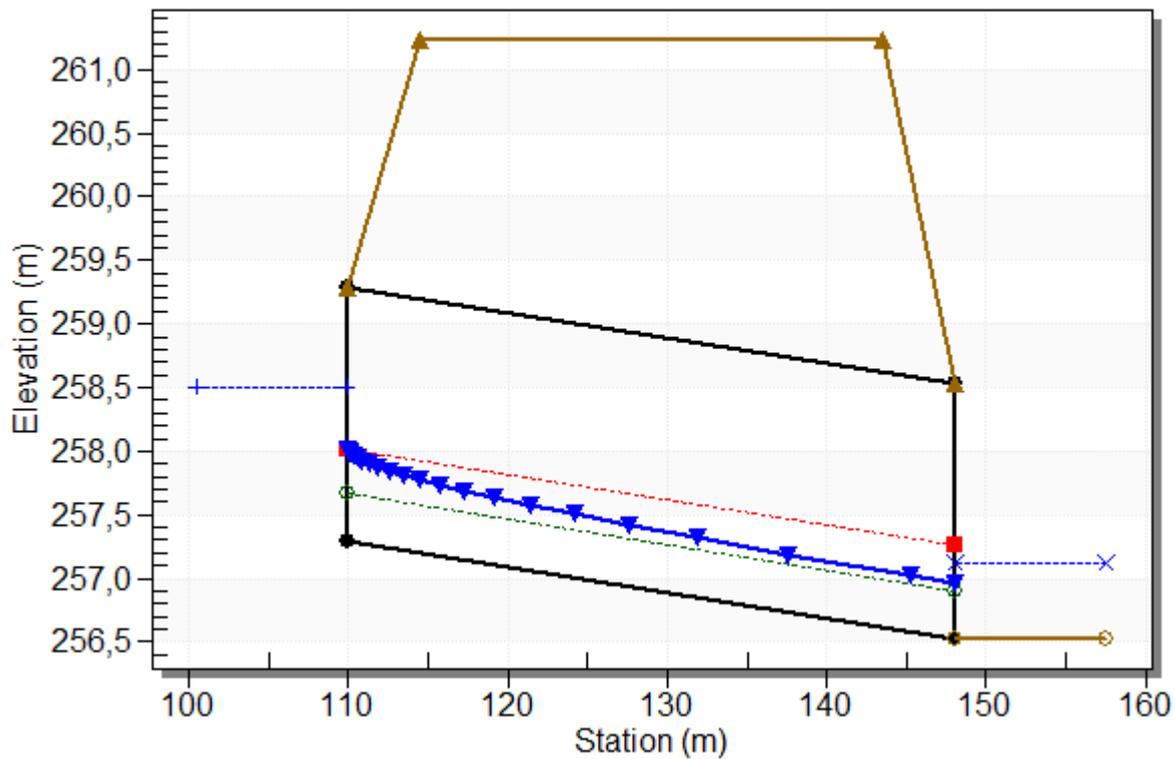
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM19, Design Discharge - 3.87 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.87 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 257.29 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 256.53 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM19)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	256.53	0.00	0.00	0.00	0.00
0.39	256.66	0.13	1.51	25.14	1.34
0.77	256.73	0.20	1.94	39.06	1.39
1.16	256.79	0.26	2.24	50.79	1.41
1.55	256.84	0.31	2.47	61.38	1.41
1.93	256.89	0.36	2.66	71.24	1.41
2.32	256.94	0.41	2.82	80.57	1.41
2.71	256.99	0.46	2.97	89.52	1.40
3.10	257.03	0.50	3.09	98.14	1.40
3.48	257.07	0.54	3.21	106.52	1.39
3.87	257.12	0.59	3.31	114.69	1.38

**Tailwater Channel Data - TM19**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 256.53 m

**Roadway Data for Crossing: TM19**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 261.24 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

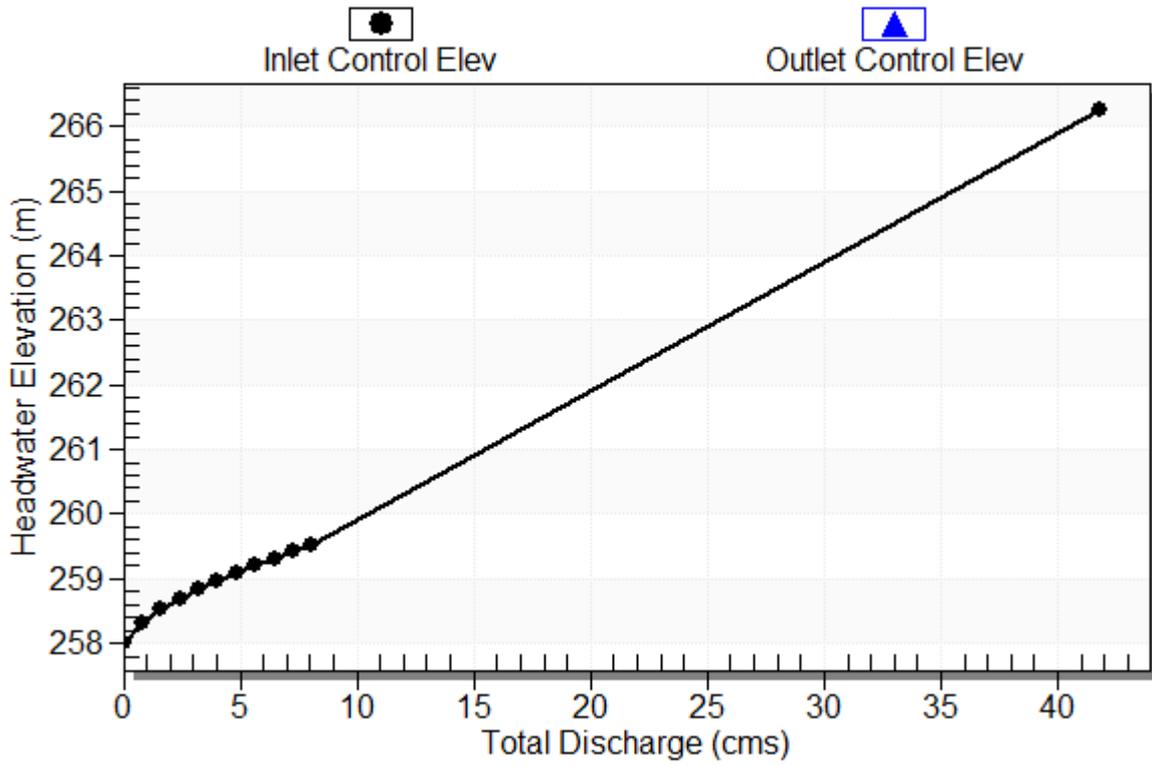
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	258.00	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.81	0.81	258.33	0.328	0.0*	1-S2n	0.103	0.195	0.103	0.155	2.602	1.737
1.62	1.62	258.52	0.520	0.0*	1-S2n	0.159	0.309	0.172	0.240	3.131	2.247
2.42	2.42	258.68	0.682	0.0*	1-S2n	0.205	0.405	0.222	0.311	3.640	2.601
3.23	3.23	258.83	0.826	0.0*	1-S2n	0.246	0.491	0.274	0.374	3.939	2.878
4.04	4.04	258.96	0.958	0.0*	1-S2n	0.284	0.570	0.322	0.433	4.186	3.108
4.85	4.85	259.08	1.081	0.0*	1-S2n	0.319	0.643	0.368	0.489	4.392	3.306
5.66	5.66	259.20	1.196	0.030	1-S2n	0.353	0.713	0.414	0.542	4.555	3.479
6.46	6.46	259.31	1.305	0.120	1-S2n	0.385	0.779	0.458	0.593	4.706	3.634
7.27	7.27	259.41	1.410	0.211	1-S2n	0.416	0.843	0.502	0.642	4.833	3.774
8.08	8.08	259.51	1.512	0.302	1-S2n	0.446	0.904	0.544	0.690	4.952	3.901

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

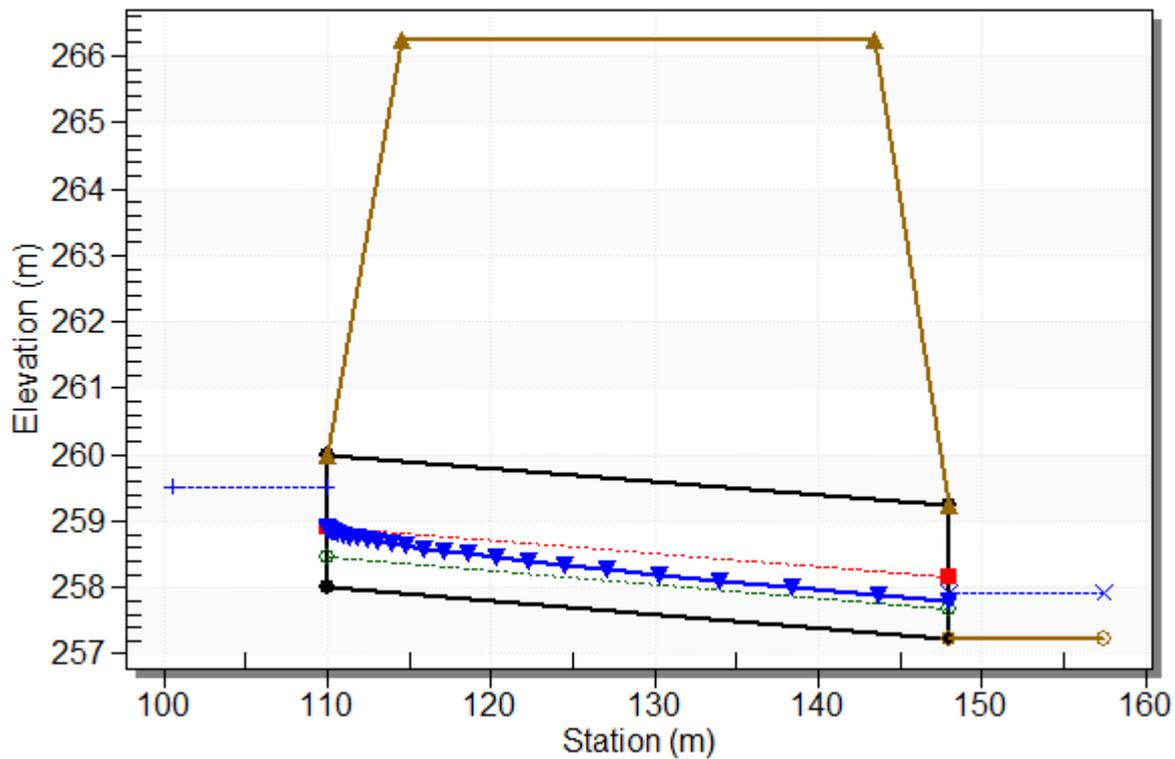
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM21, Design Discharge - 8.08 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 8.08 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 258.00 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 257.24 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM21)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	257.24	0.00	0.00	0.00	0.00
0.81	257.40	0.16	1.74	30.39	1.41
1.62	257.48	0.24	2.25	47.00	1.46
2.42	257.55	0.31	2.60	60.90	1.49
3.23	257.61	0.37	2.88	73.38	1.50
4.04	257.67	0.43	3.11	84.95	1.51
4.85	257.73	0.49	3.31	95.84	1.51
5.66	257.78	0.54	3.48	106.24	1.51
6.46	257.83	0.59	3.63	116.24	1.51
7.27	257.88	0.64	3.77	125.93	1.50
8.08	257.93	0.69	3.90	135.34	1.50

**Tailwater Channel Data - TM21**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 3.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 257.24 m

**Roadway Data for Crossing: TM21**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 266.26 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM23 - TM56 - TM57

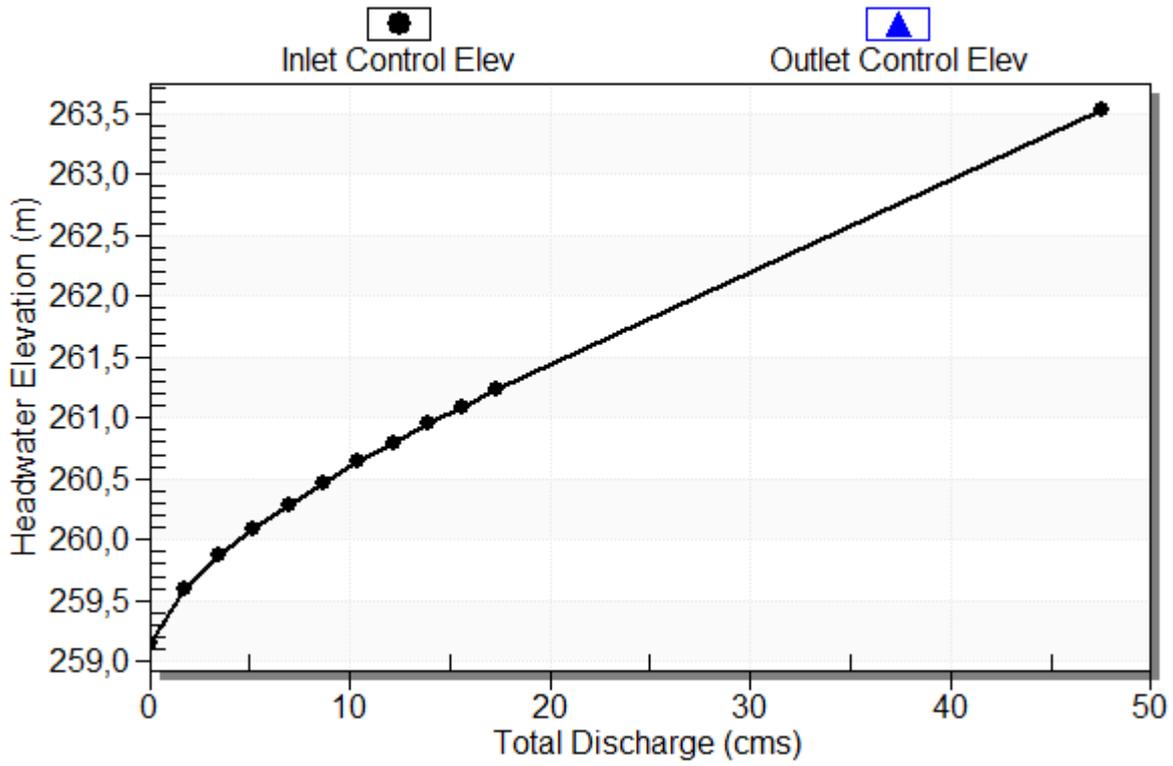
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	259.15	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.74	1.74	259.60	0.451	0.0*	1-S2n	0.136	0.268	0.136	0.206	3.205	2.103
3.47	3.47	259.87	0.715	0.0*	1-S2n	0.211	0.425	0.232	0.319	3.746	2.720
5.21	5.21	260.09	0.937	0.0*	1-S2n	0.272	0.557	0.310	0.414	4.197	3.149
6.95	6.95	260.29	1.136	0.0*	1-S2n	0.327	0.675	0.384	0.499	4.521	3.484
8.69	8.69	260.47	1.318	0.067	1-S2n	0.378	0.783	0.456	0.577	4.765	3.763
10.42	10.42	260.64	1.488	0.187	1-S2n	0.425	0.884	0.524	0.651	4.973	4.002
12.16	12.16	260.80	1.647	0.305	1-S2n	0.470	0.980	0.590	0.722	5.150	4.212
13.90	13.90	260.95	1.797	0.423	1-S2n	0.513	1.071	0.655	0.790	5.307	4.399
15.63	15.63	261.09	1.942	0.540	1-S2n	0.554	1.159	0.717	0.855	5.450	4.569
17.37	17.37	261.23	2.081	0.657	1-S2n	0.594	1.243	0.779	0.919	5.576	4.724

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

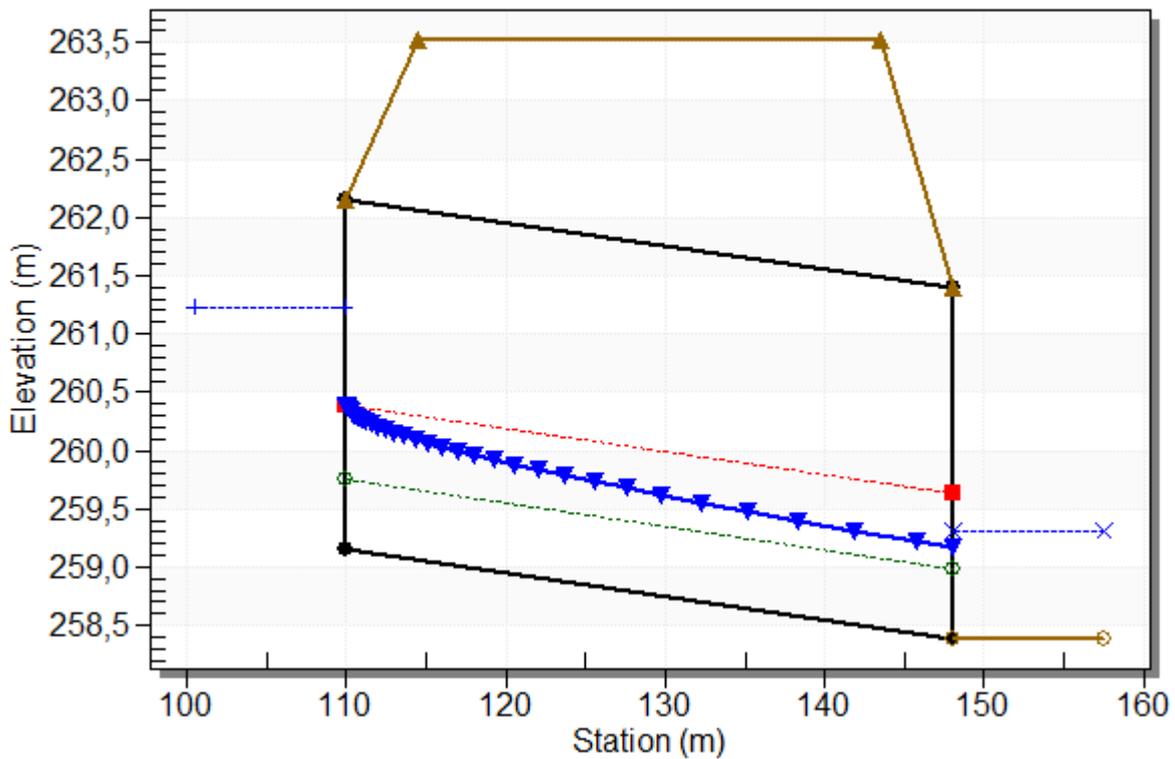
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM23-TM56-TM57, Design Discharge - 17.37 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 17.37 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 259.15 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 258.39 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 4000.00 mm

Barrel Rise: 3000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM23-TM56-TM57)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	258.39	0.00	0.00	0.00	0.00
1.74	258.60	0.21	2.10	40.48	1.48
3.47	258.71	0.32	2.72	62.59	1.54
5.21	258.80	0.41	3.15	81.10	1.56
6.95	258.89	0.50	3.48	97.73	1.58
8.69	258.97	0.58	3.76	113.12	1.58
10.42	259.04	0.65	4.00	127.64	1.58
12.16	259.11	0.72	4.21	141.49	1.58
13.90	259.18	0.79	4.40	154.81	1.58
15.63	259.25	0.86	4.57	167.69	1.58
17.37	259.31	0.92	4.72	180.23	1.57

### **Tailwater Channel Data - TM23-TM56-TM57**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 4.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 258.39 m

### **Roadway Data for Crossing: TM23-TM56-TM57**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 4.00 m

Crest Elevation: 263.53 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

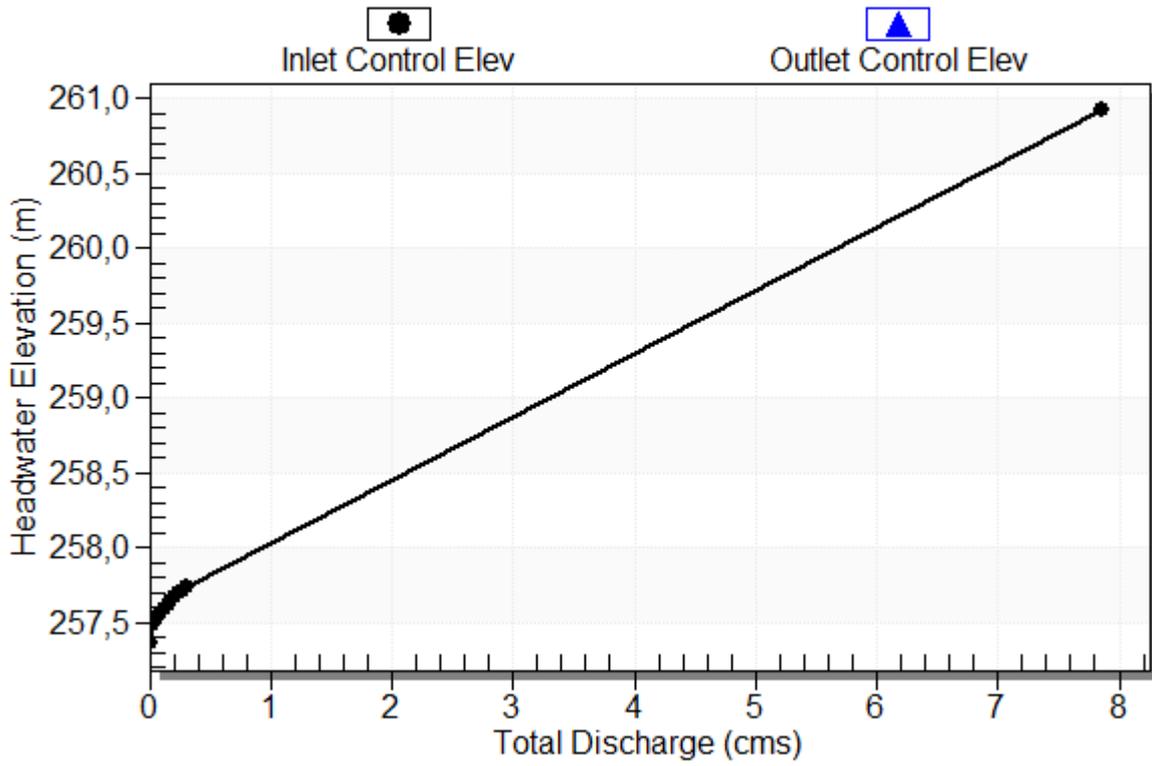
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	257.36	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.03	0.03	257.48	0.116	0.0*	1-S2n	0.075	0.084	0.075	0.046	0.871	0.435
0.06	0.06	257.52	0.163	0.0*	1-S2n	0.103	0.119	0.103	0.071	1.085	0.566
0.09	0.09	257.56	0.199	0.0*	1-S2n	0.125	0.147	0.125	0.091	1.241	0.660
0.12	0.12	257.59	0.231	0.0*	1-S2n	0.144	0.171	0.149	0.109	1.268	0.734
0.15	0.15	257.62	0.259	0.0*	1-S2n	0.161	0.191	0.161	0.126	1.426	0.796
0.18	0.18	257.64	0.284	0.0*	1-S2n	0.175	0.210	0.175	0.141	1.498	0.851
0.21	0.21	257.67	0.308	0.008	1-S2n	0.189	0.226	0.189	0.156	1.563	0.899
0.24	0.24	257.69	0.330	0.024	1-S2n	0.201	0.242	0.201	0.170	1.638	0.942
0.27	0.27	257.71	0.350	0.040	1-S2n	0.213	0.258	0.213	0.183	1.688	0.982
0.30	0.30	257.73	0.370	0.055	1-S2n	0.225	0.272	0.225	0.196	1.739	1.019

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

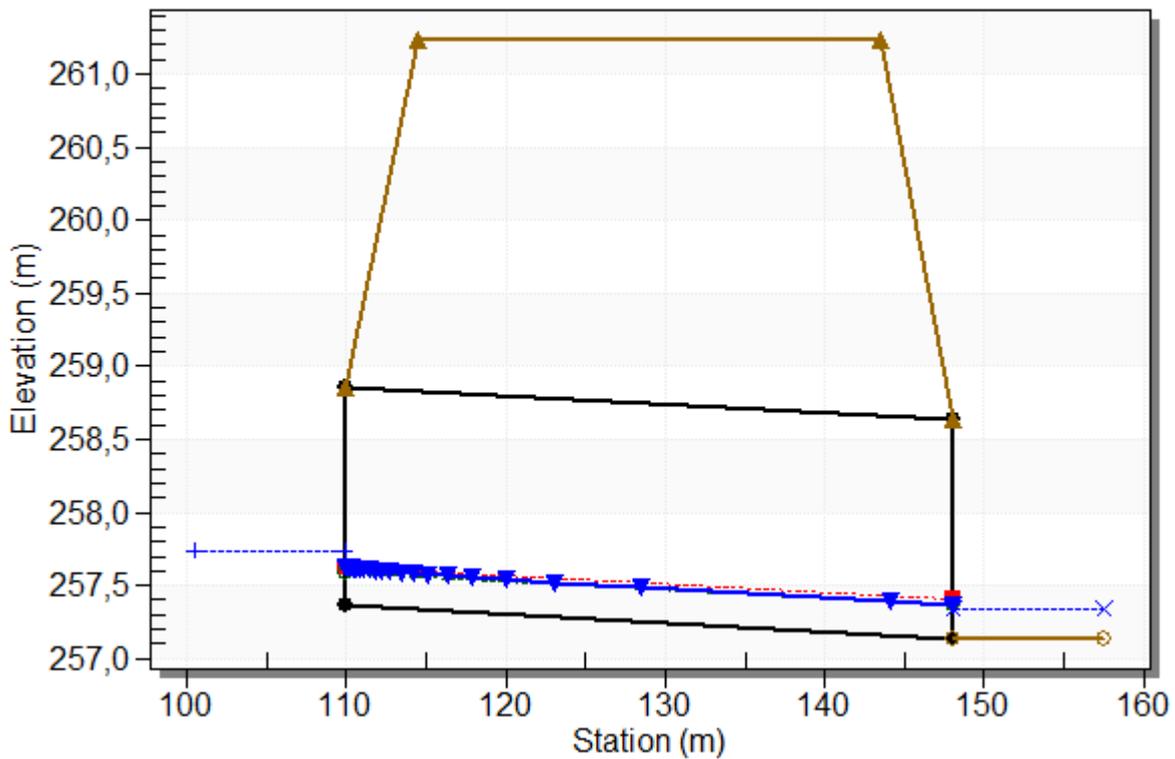
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM24, Design Discharge - 0.30 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.30 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 257.36 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 257.14 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Circular

Barrel Diameter: 1500.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge with Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM24)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	257.14	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	257.19	0.05	0.43	2.71	0.65
0.06	257.21	0.07	0.57	4.15	0.68
0.09	257.23	0.09	0.66	5.35	0.70
0.12	257.25	0.11	0.73	6.41	0.71
0.15	257.27	0.13	0.80	7.39	0.72
0.18	257.28	0.14	0.85	8.30	0.72
0.21	257.30	0.16	0.90	9.16	0.73
0.24	257.31	0.17	0.94	9.99	0.73
0.27	257.32	0.18	0.98	10.78	0.73
0.30	257.34	0.20	1.02	11.55	0.73

### **Tailwater Channel Data - TM24**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 1.50 m

Channel Slope: 0.0060

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 257.14 m

### **Roadway Data for Crossing: TM24**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 1.50 m

Crest Elevation: 261.24 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

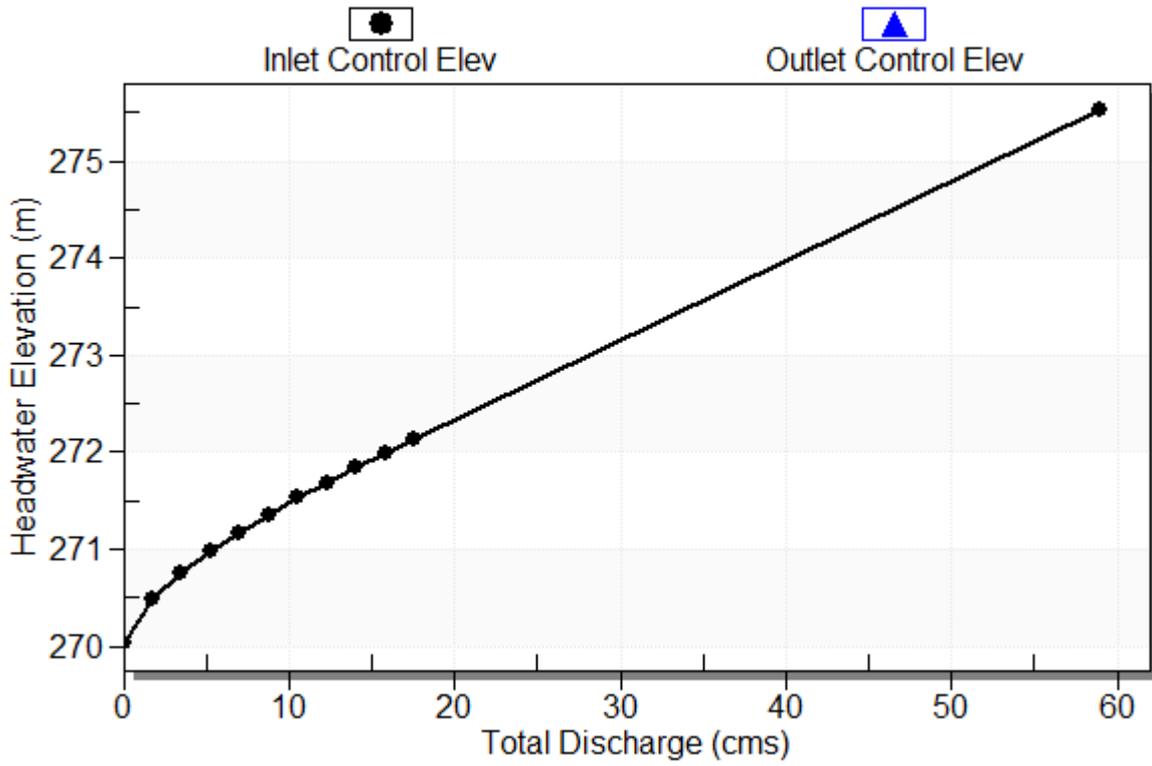
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	270.03	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.75	1.75	270.48	0.454	0.0*	1-S2n	0.136	0.270	0.136	0.208	3.214	2.111
3.51	3.51	270.75	0.720	0.0*	1-S2n	0.212	0.428	0.233	0.321	3.764	2.730
5.26	5.26	270.97	0.943	0.0*	1-S2n	0.274	0.561	0.313	0.416	4.206	3.160
7.02	7.02	271.17	1.143	0.0*	1-S2n	0.329	0.679	0.387	0.502	4.529	3.496
8.77	8.77	271.36	1.326	0.073	1-S2n	0.381	0.788	0.459	0.581	4.776	3.775
10.52	10.52	271.53	1.498	0.194	1-S2n	0.428	0.890	0.528	0.655	4.985	4.015
12.28	12.28	271.69	1.657	0.313	1-S2n	0.473	0.986	0.595	0.726	5.162	4.226
14.03	14.03	271.84	1.809	0.432	1-S2n	0.516	1.078	0.660	0.795	5.318	4.413
15.79	15.79	271.98	1.954	0.550	1-S2n	0.558	1.166	0.723	0.861	5.461	4.583
17.54	17.54	272.12	2.094	0.669	1-S2n	0.598	1.251	0.785	0.925	5.589	4.738

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

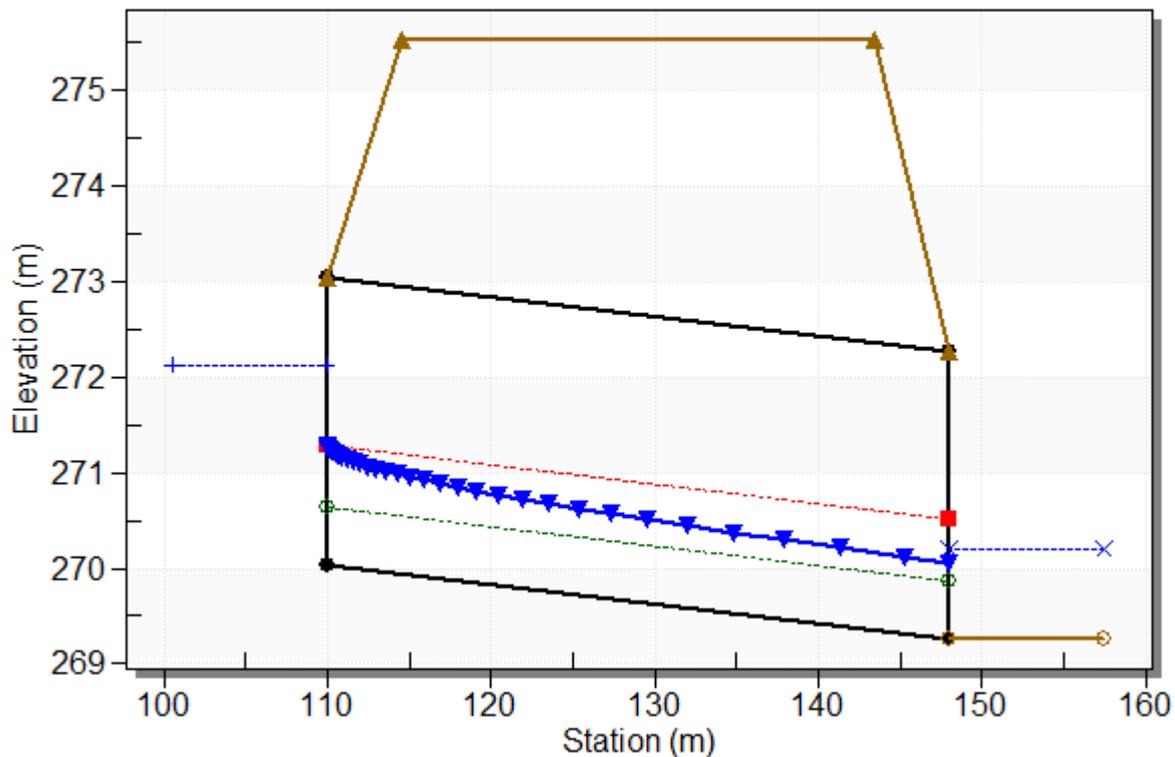
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM28, Design Discharge - 17.54 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 17.54 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 270.03 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 269.27 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 4000.00 mm

Barrel Rise: 3000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM28)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	269.27	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75	269.48	0.21	2.11	40.72	1.48
3.51	269.59	0.32	2.73	62.98	1.54
5.26	269.69	0.42	3.16	81.62	1.56
7.02	269.77	0.50	3.50	98.35	1.58
8.77	269.85	0.58	3.78	113.85	1.58
10.52	269.93	0.66	4.02	128.46	1.58
12.28	270.00	0.73	4.23	142.41	1.58
14.03	270.06	0.79	4.41	155.83	1.58
15.79	270.13	0.86	4.58	168.81	1.58
17.54	270.20	0.93	4.74	181.44	1.57

**Tailwater Channel Data - TM28**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 4.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 269.27 m

**Roadway Data for Crossing: TM28**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 4.00 m

Crest Elevation: 275.53 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

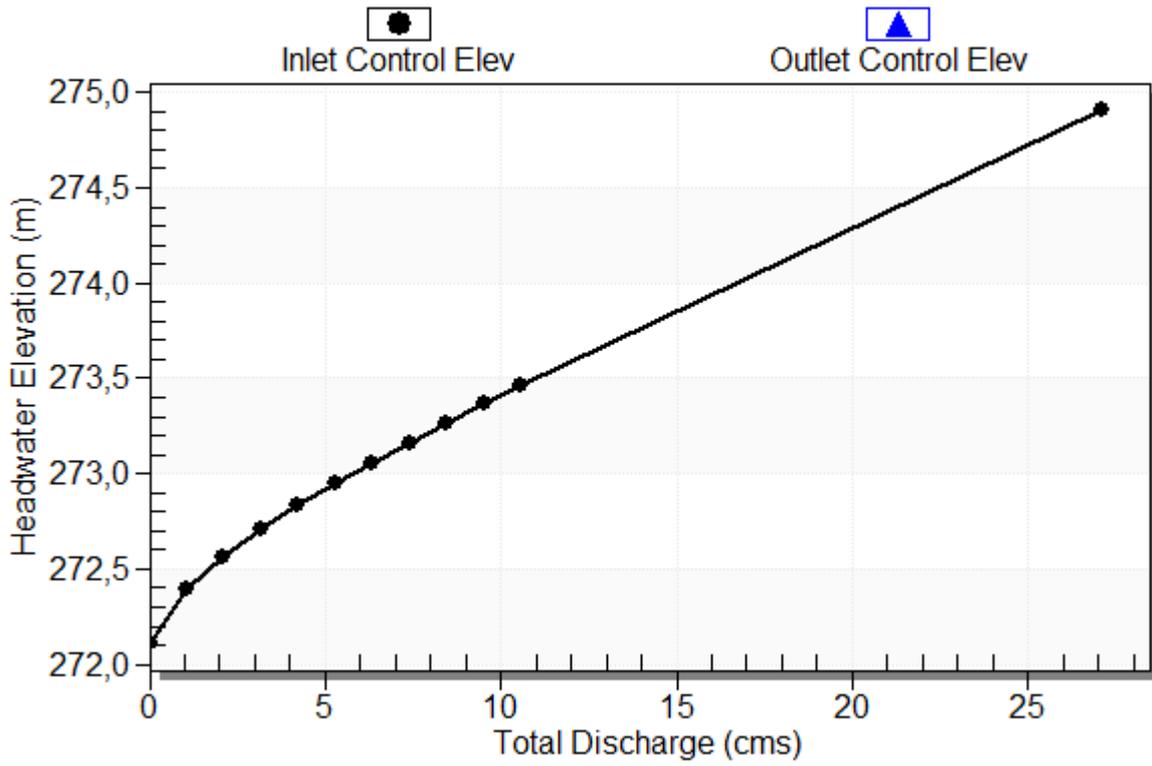
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	272.11	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.06	1.06	272.40	0.286	0.0*	1-S2n	0.094	0.192	0.099	0.138	2.671	1.848
2.12	2.12	272.56	0.455	0.0*	1-S2n	0.145	0.306	0.145	0.210	3.656	2.395
3.17	3.17	272.71	0.596	0.0*	1-S2n	0.186	0.400	0.202	0.268	3.927	2.777
4.23	4.23	272.83	0.722	0.0*	1-S2n	0.223	0.485	0.249	0.318	4.241	3.079
5.29	5.29	272.95	0.837	0.0*	1-S2n	0.257	0.563	0.293	0.364	4.511	3.332
6.35	6.35	273.06	0.946	0.0*	1-S2n	0.288	0.635	0.336	0.406	4.722	3.551
7.41	7.41	273.16	1.051	0.0*	1-S2n	0.318	0.704	0.378	0.445	4.899	3.745
8.46	8.46	273.27	1.155	0.0*	1-S2n	0.346	0.770	0.418	0.482	5.059	3.919
9.52	9.52	273.37	1.256	0.0*	1-S2n	0.374	0.833	0.459	0.517	5.192	4.078
10.58	10.58	273.46	1.354	0.067	1-S2n	0.400	0.893	0.497	0.550	5.319	4.225

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

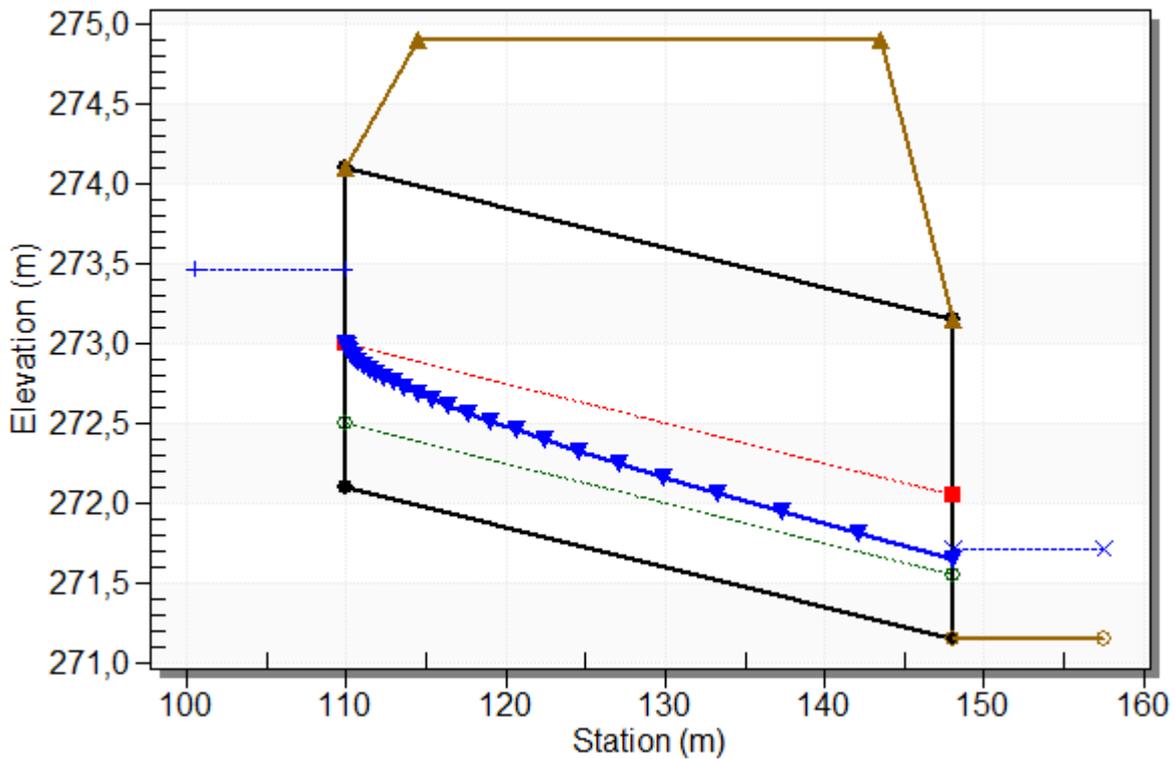
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM29, Design Discharge - 10.58 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 10.58 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 272.11 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 271.16 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 4000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM29)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	271.16	0.00	0.00	0.00	0.00
1.06	271.30	0.14	1.85	33.91	1.61
2.12	271.37	0.21	2.39	51.43	1.71
3.17	271.43	0.27	2.78	65.62	1.77
4.23	271.48	0.32	3.08	77.99	1.81
5.29	271.52	0.36	3.33	89.15	1.84
6.35	271.57	0.41	3.55	99.44	1.86
7.41	271.60	0.44	3.74	109.03	1.88
8.46	271.64	0.48	3.92	118.08	1.90
9.52	271.68	0.52	4.08	126.67	1.91
10.58	271.71	0.55	4.22	134.86	1.92

### **Tailwater Channel Data - TM29**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 4.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0250

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 271.16 m

### **Roadway Data for Crossing: TM29**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 4.00 m

Crest Elevation: 274.91 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

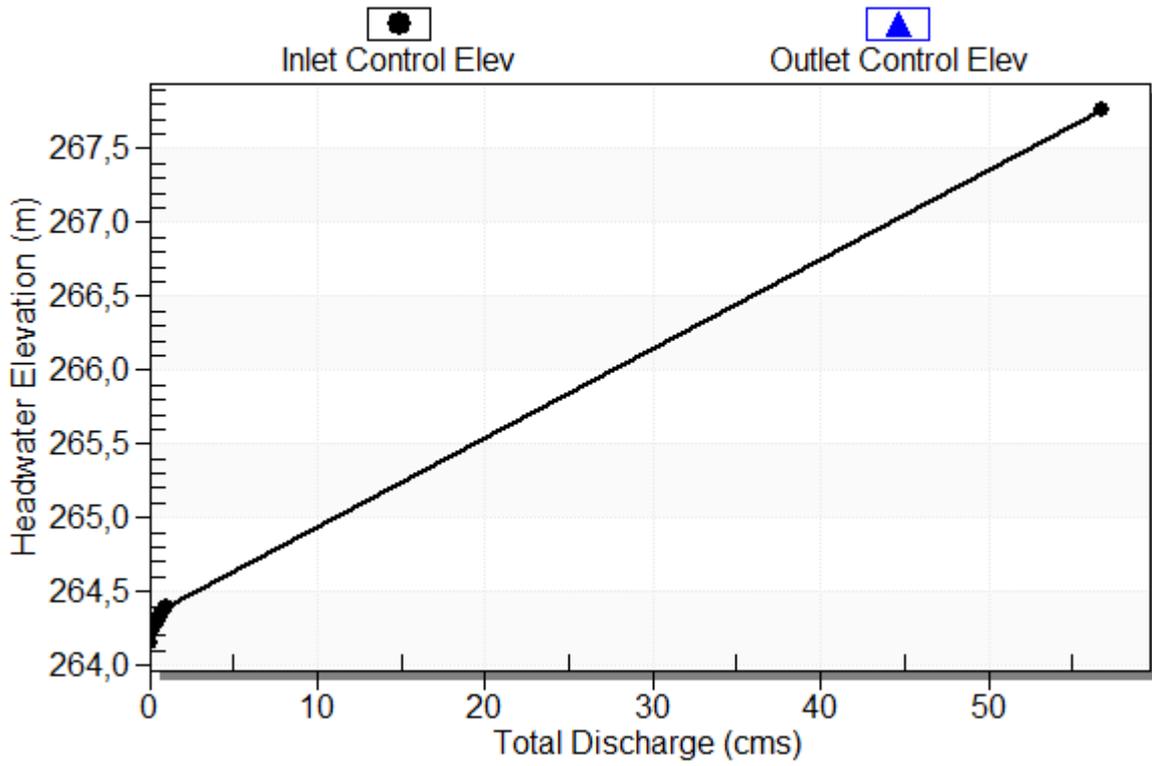
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	264.15	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.10	264.22	0.052	0.072	3-M1t	0.047	0.030	0.078	0.078	0.215	0.215
0.20	0.20	264.26	0.083	0.114	3-M1t	0.085	0.048	0.118	0.118	0.282	0.282
0.30	0.30	264.30	0.109	0.149	3-M1t	0.107	0.063	0.151	0.151	0.330	0.330
0.40	0.40	264.33	0.132	0.180	3-M1t	0.129	0.077	0.180	0.180	0.369	0.369
0.50	0.50	264.36	0.153	0.209	3-M1t	0.151	0.089	0.207	0.207	0.403	0.403
0.60	0.60	264.39	0.173	0.235	3-M1t	0.168	0.101	0.232	0.232	0.432	0.432
0.70	0.70	264.41	0.191	0.260	3-M1t	0.184	0.112	0.255	0.255	0.458	0.458
0.80	0.80	264.43	0.209	0.284	3-M1t	0.200	0.122	0.277	0.277	0.482	0.482
0.90	0.90	264.46	0.226	0.306	3-M1t	0.216	0.132	0.298	0.298	0.504	0.504
1.00	1.00	264.48	0.243	0.328	3-M1t	0.232	0.141	0.318	0.318	0.524	0.524

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

Culvert: Culvert 1





**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM31)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	264.13	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	264.21	0.08	0.21	0.53	0.25
0.20	264.25	0.12	0.28	0.81	0.26
0.30	264.28	0.15	0.33	1.04	0.27
0.40	264.31	0.18	0.37	1.24	0.28
0.50	264.34	0.21	0.40	1.42	0.28
0.60	264.36	0.23	0.43	1.59	0.29
0.70	264.38	0.25	0.46	1.75	0.29
0.80	264.41	0.28	0.48	1.90	0.29
0.90	264.43	0.30	0.50	2.04	0.29
1.00	264.45	0.32	0.52	2.18	0.30

**Tailwater Channel Data - TM31**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 6.00 m

Channel Slope: 0.0007

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 264.13 m

**Roadway Data for Crossing: TM31**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 6.00 m

Crest Elevation: 270.08 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

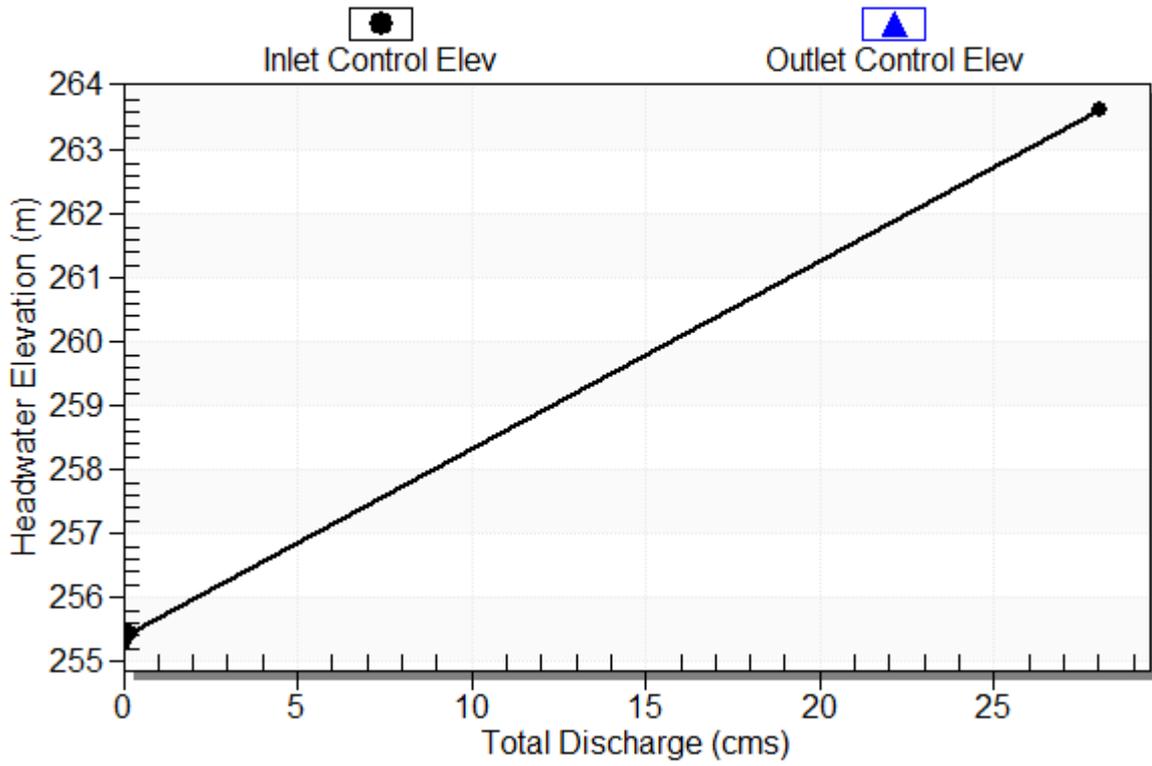
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	255.28	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.02	0.02	255.32	0.037	0.0*	1-S2n	0.007	0.022	0.007	0.023	1.412	0.439
0.04	0.04	255.34	0.058	0.0*	1-S2n	0.014	0.034	0.014	0.035	1.412	0.577
0.06	0.06	255.36	0.076	0.0*	1-S2n	0.021	0.045	0.021	0.044	1.412	0.676
0.08	0.08	255.37	0.092	0.0*	1-S2n	0.028	0.055	0.028	0.053	1.412	0.756
0.10	0.10	255.39	0.107	0.0*	1-S2n	0.035	0.063	0.035	0.061	1.412	0.824
0.12	0.12	255.40	0.121	0.0*	1-S2n	0.042	0.072	0.042	0.068	1.412	0.884
0.14	0.14	255.41	0.134	0.0*	1-S2n	0.050	0.079	0.050	0.075	1.412	0.938
0.16	0.16	255.43	0.147	0.0*	1-S2n	0.054	0.087	0.054	0.081	1.485	0.987
0.18	0.18	255.44	0.159	0.0*	1-S2n	0.057	0.094	0.057	0.087	1.571	1.032
0.20	0.20	255.45	0.170	0.0*	1-S2n	0.061	0.101	0.061	0.093	1.647	1.074

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

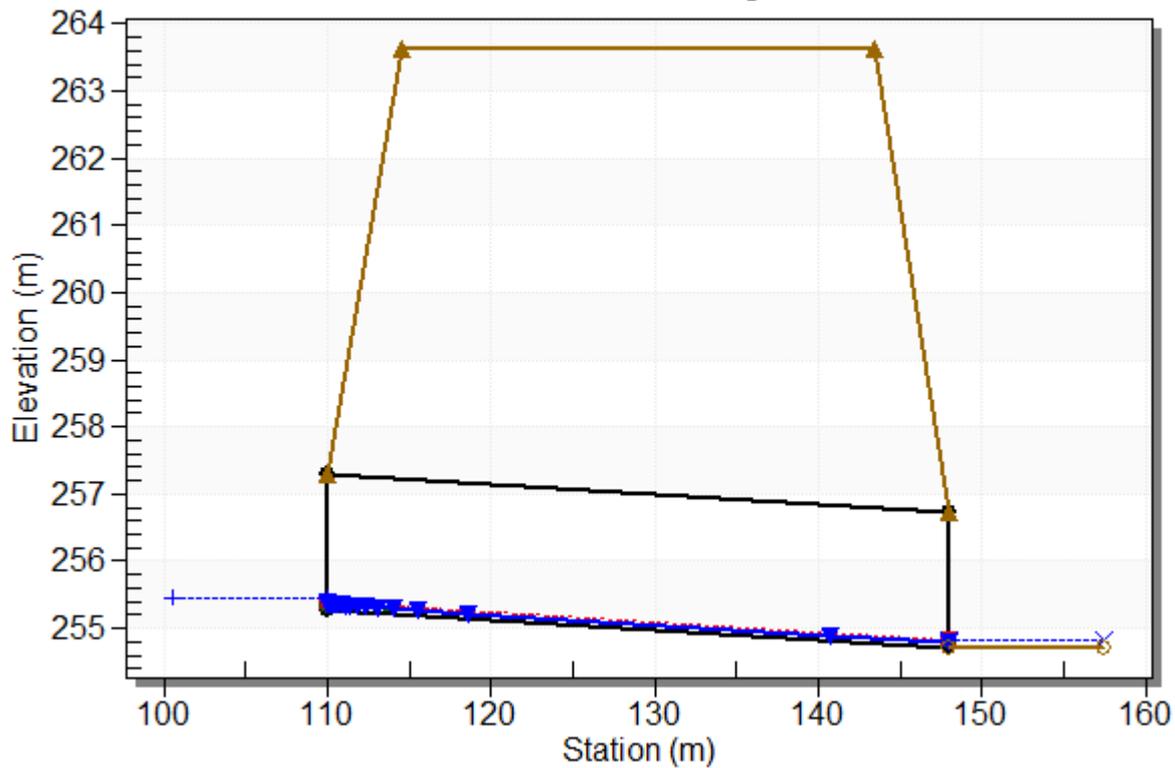
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM32, Design Discharge - 0.20 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.20 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 255.28 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 254.72 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM32)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	254.72	0.00	0.00	0.00	0.00
0.02	254.74	0.02	0.44	3.33	0.93
0.04	254.75	0.03	0.58	5.07	0.99
0.06	254.76	0.04	0.68	6.48	1.02
0.08	254.77	0.05	0.76	7.73	1.05
0.10	254.78	0.06	0.82	8.87	1.07
0.12	254.79	0.07	0.88	9.92	1.08
0.14	254.79	0.07	0.94	10.91	1.10
0.16	254.80	0.08	0.99	11.84	1.11
0.18	254.81	0.09	1.03	12.73	1.12
0.20	254.81	0.09	1.07	13.60	1.12

**Tailwater Channel Data - TM32**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0149

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 254.72 m

**Roadway Data for Crossing: TM32**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 263.64 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM34

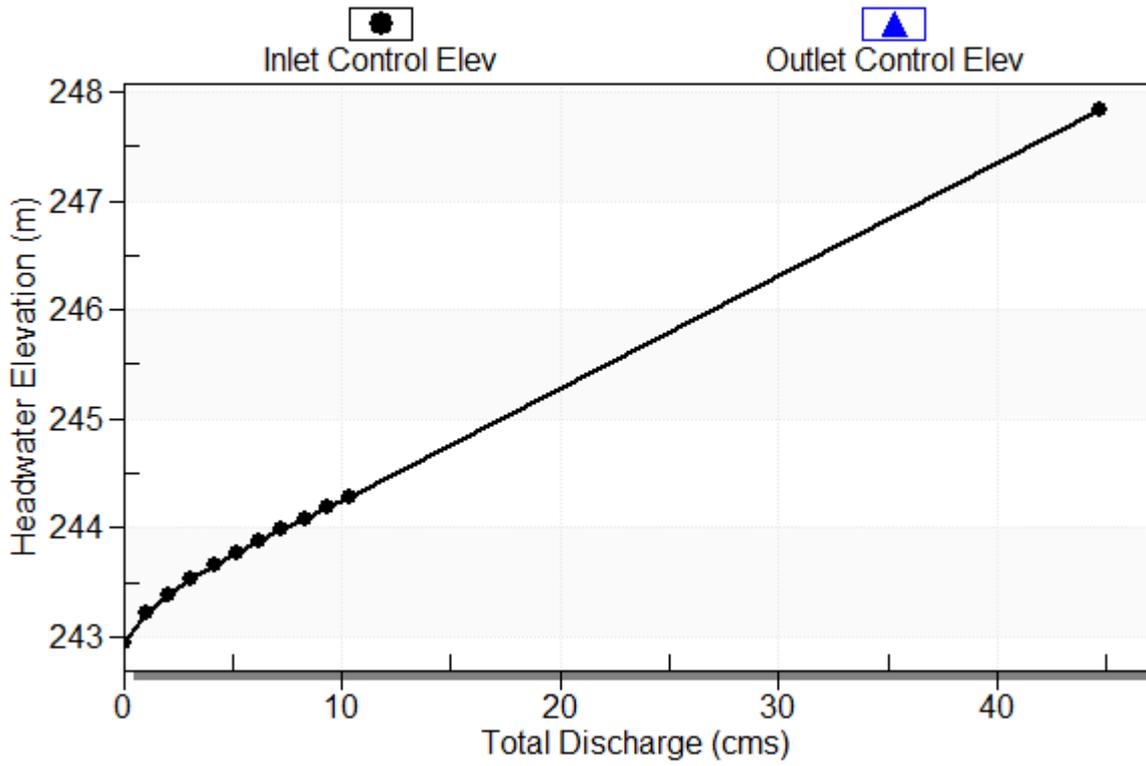
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	242.94	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.04	1.04	243.22	0.284	0.0*	1-S2n	0.100	0.190	0.104	0.141	2.479	1.833
2.07	2.07	243.39	0.450	0.0*	1-S2n	0.154	0.301	0.154	0.217	3.366	2.386
3.11	3.11	243.53	0.590	0.0*	1-S2n	0.197	0.395	0.213	0.280	3.641	2.774
4.14	4.14	243.65	0.715	0.0*	1-S2n	0.236	0.478	0.263	0.336	3.942	3.082
5.18	5.18	243.77	0.830	0.0*	1-S2n	0.272	0.555	0.309	0.388	4.192	3.341
6.22	6.22	243.88	0.937	0.0*	1-S2n	0.306	0.627	0.353	0.436	4.399	3.565
7.25	7.25	243.98	1.040	0.0*	1-S2n	0.337	0.694	0.397	0.482	4.563	3.763
8.29	8.29	244.08	1.143	0.075	1-S2n	0.367	0.759	0.439	0.526	4.718	3.942
9.32	9.32	244.18	1.243	0.157	1-S2n	0.396	0.821	0.481	0.568	4.846	4.105
10.36	10.36	244.28	1.339	0.239	1-S2n	0.424	0.881	0.522	0.609	4.965	4.255

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

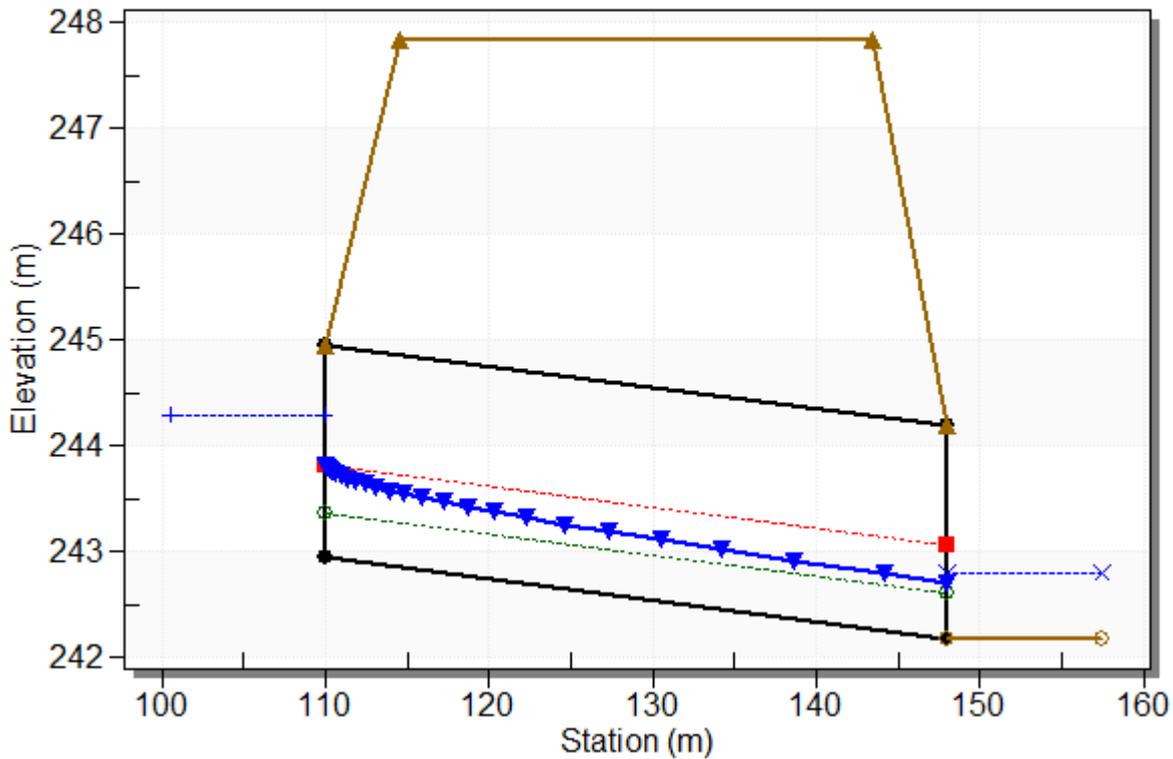
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM34, Design Discharge - 10.36 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 10.36 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 242.94 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 242.18 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 4000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM34)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	242.18	0.00	0.00	0.00	0.00
1.04	242.32	0.14	1.83	27.70	1.56
2.07	242.40	0.22	2.39	42.57	1.63
3.11	242.46	0.28	2.77	54.91	1.67
4.14	242.52	0.34	3.08	65.90	1.70
5.18	242.57	0.39	3.34	76.00	1.71
6.22	242.62	0.44	3.56	85.47	1.72
7.25	242.66	0.48	3.76	94.45	1.73
8.29	242.71	0.53	3.94	103.04	1.74
9.32	242.75	0.57	4.10	111.32	1.74
10.36	242.79	0.61	4.25	119.34	1.74

### **Tailwater Channel Data - TM34**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 4.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0200

Channel Invert Elevation: 242.18 m

### **Roadway Data for Crossing: TM34**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 4.00 m

Crest Elevation: 247.84 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM35

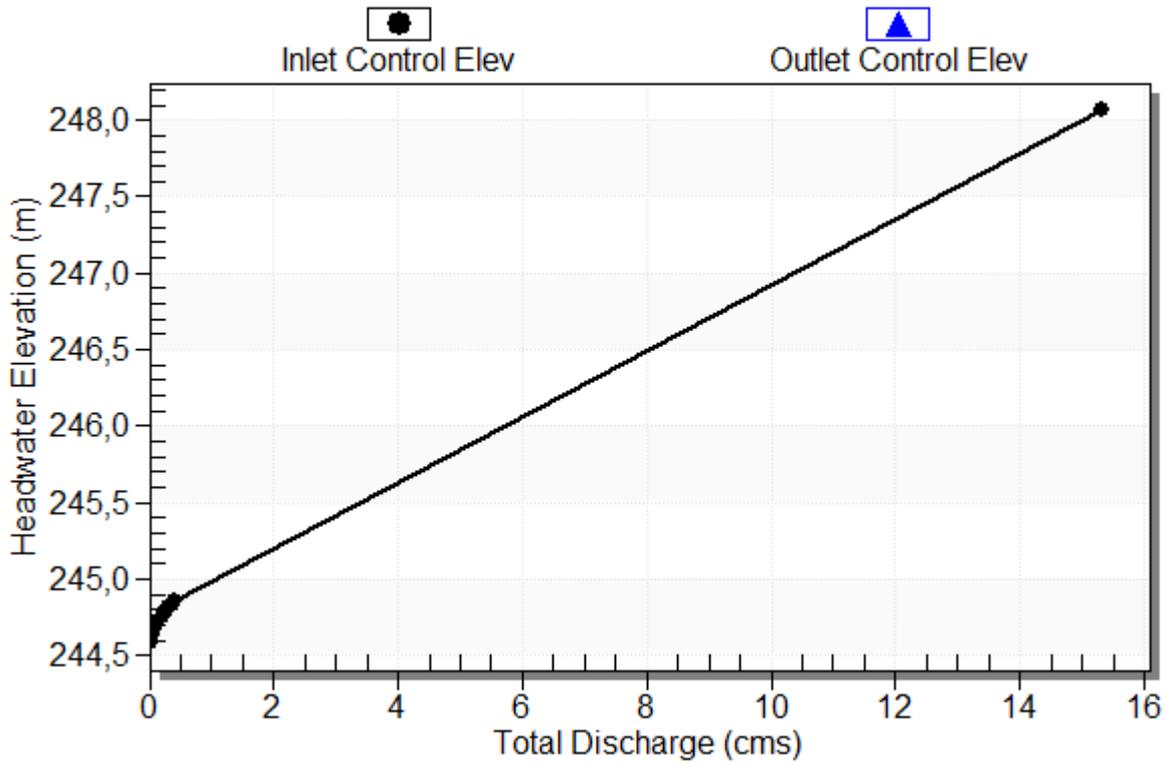
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	244.58	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.04	0.04	244.64	0.059	0.0*	1-S2n	0.022	0.034	0.022	0.045	0.924	0.442
0.08	0.08	244.67	0.093	0.0*	1-S2n	0.043	0.055	0.043	0.069	0.924	0.577
0.12	0.12	244.70	0.122	0.0*	1-JS1t	0.058	0.072	0.089	0.089	0.674	0.674
0.16	0.16	244.73	0.148	0.0*	1-S2n	0.068	0.087	0.068	0.106	1.171	0.752
0.20	0.20	244.75	0.172	0.0*	1-S2n	0.079	0.101	0.079	0.122	1.270	0.817
0.24	0.24	244.77	0.194	0.0*	1-S2n	0.089	0.114	0.089	0.137	1.346	0.874
0.28	0.28	244.79	0.215	0.0*	1-S2n	0.100	0.126	0.100	0.151	1.406	0.925
0.32	0.32	244.81	0.235	0.0*	1-S2n	0.108	0.138	0.108	0.165	1.480	0.972
0.36	0.36	244.83	0.254	0.0*	1-S2n	0.116	0.149	0.116	0.178	1.553	1.014
0.40	0.40	244.85	0.273	0.0*	1-S2n	0.124	0.160	0.124	0.190	1.617	1.053

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

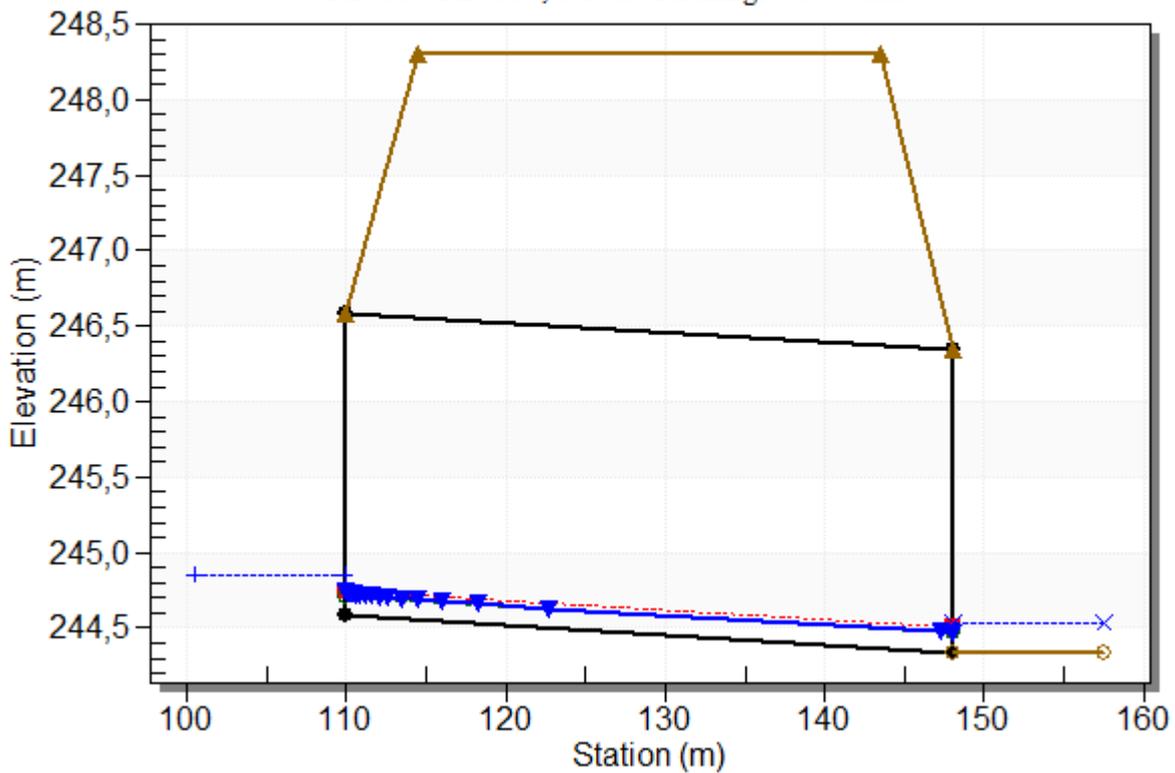
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM35, Design Discharge - 0.40 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.40 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 244.58 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 244.34 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM35)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	244.34	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	244.39	0.05	0.44	2.75	0.66
0.08	244.41	0.07	0.58	4.21	0.70
0.12	244.43	0.09	0.67	5.41	0.72
0.16	244.45	0.11	0.75	6.47	0.74
0.20	244.46	0.12	0.82	7.44	0.75
0.24	244.48	0.14	0.87	8.34	0.75
0.28	244.49	0.15	0.93	9.20	0.76
0.32	244.50	0.16	0.97	10.01	0.76
0.36	244.52	0.18	1.01	10.79	0.77
0.40	244.53	0.19	1.05	11.54	0.77

**Tailwater Channel Data - TM35**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0062

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 244.34 m

**Roadway Data for Crossing: TM35**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 248.31 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM36

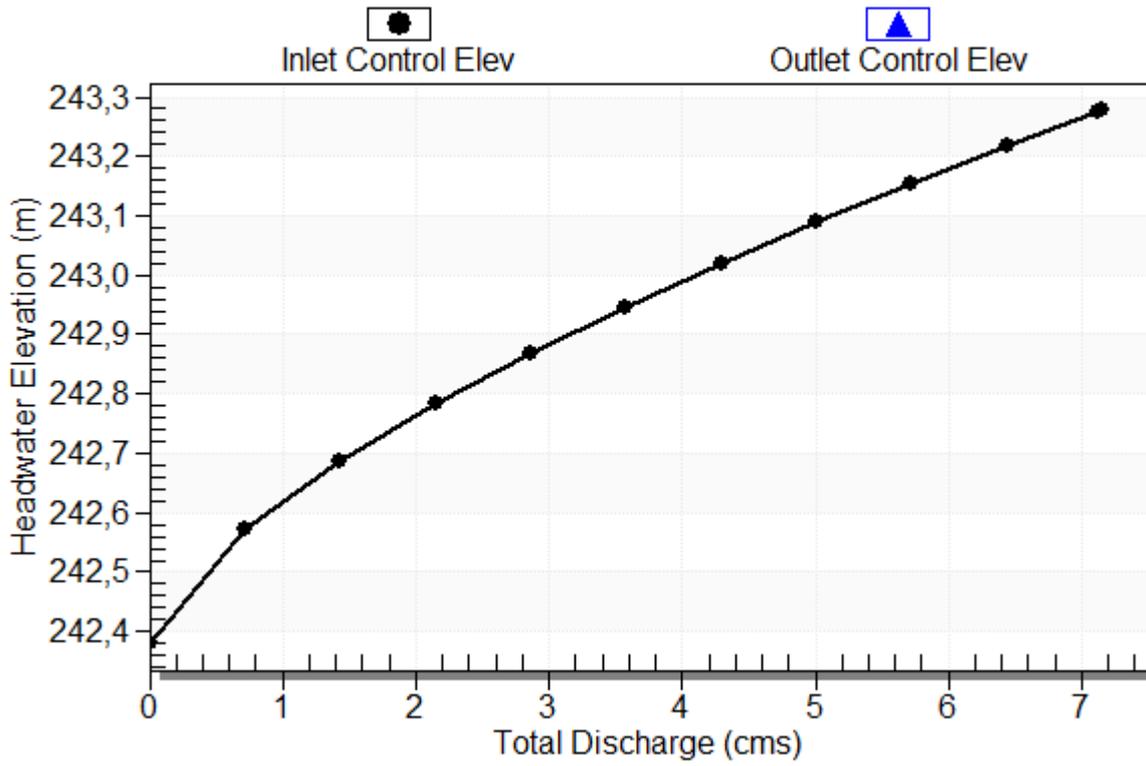
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	242.38	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.71	0.71	242.62	0.194	0.238	1-S1t	0.105	0.113	0.336	0.336	0.355	0.355
1.43	1.43	242.81	0.307	0.426	1-S1t	0.165	0.180	0.520	0.520	0.458	0.458
2.14	2.14	242.96	0.403	0.585	1-S1t	0.212	0.235	0.675	0.675	0.529	0.529
2.86	2.86	243.11	0.488	0.729	1-S1t	0.254	0.285	0.815	0.815	0.585	0.585
3.57	3.57	243.24	0.566	0.862	1-S1t	0.293	0.331	0.944	0.944	0.631	0.631
4.29	4.29	243.37	0.639	0.988	1-S1t	0.328	0.373	1.066	1.066	0.671	0.671
5.00	5.00	243.49	0.709	1.108	1-S1t	0.361	0.414	1.182	1.182	0.705	0.705
5.72	5.72	243.60	0.775	1.223	1-S1t	0.393	0.452	1.295	1.295	0.736	0.736
6.43	6.43	243.71	0.838	1.335	1-S1t	0.423	0.489	1.403	1.403	0.764	0.764
7.15	7.15	243.82	0.899	1.444	1-S1t	0.453	0.525	1.509	1.509	0.789	0.790

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

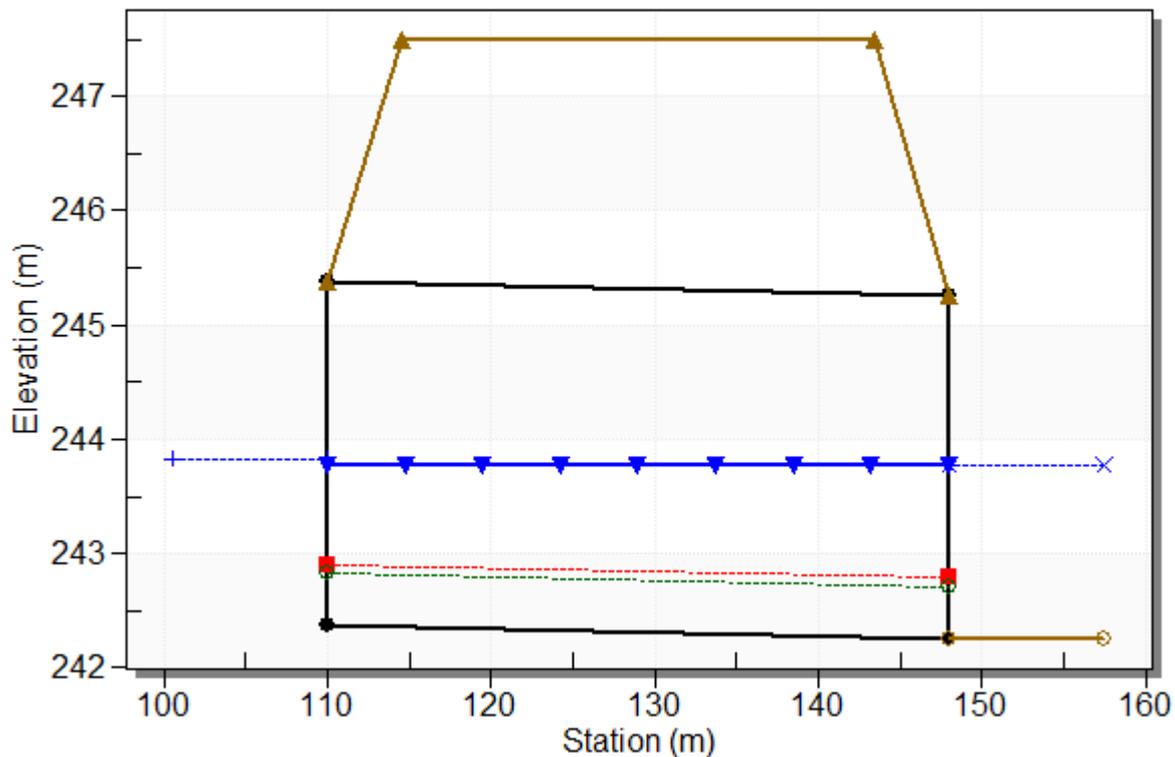
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM36, Design Discharge - 7.15 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 7.15 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 242.38 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 242.26 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 6000.00 mm

Barrel Rise: 3000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM36)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	242.26	0.00	0.00	0.00	0.00
0.71	242.60	0.34	0.35	0.99	0.20
1.43	242.78	0.52	0.46	1.53	0.20
2.14	242.94	0.68	0.53	1.99	0.21
2.86	243.07	0.81	0.59	2.40	0.21
3.57	243.20	0.94	0.63	2.78	0.21
4.29	243.33	1.07	0.67	3.13	0.21
5.00	243.44	1.18	0.71	3.48	0.21
5.72	243.55	1.29	0.74	3.81	0.21
6.43	243.66	1.40	0.76	4.13	0.21
7.15	243.77	1.51	0.79	4.44	0.21

**Tailwater Channel Data - TM36**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 6.00 m

Channel Slope: 0.0003

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 242.26 m

**Roadway Data for Crossing: TM36**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 6.00 m

Crest Elevation: 247.50 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

TM37

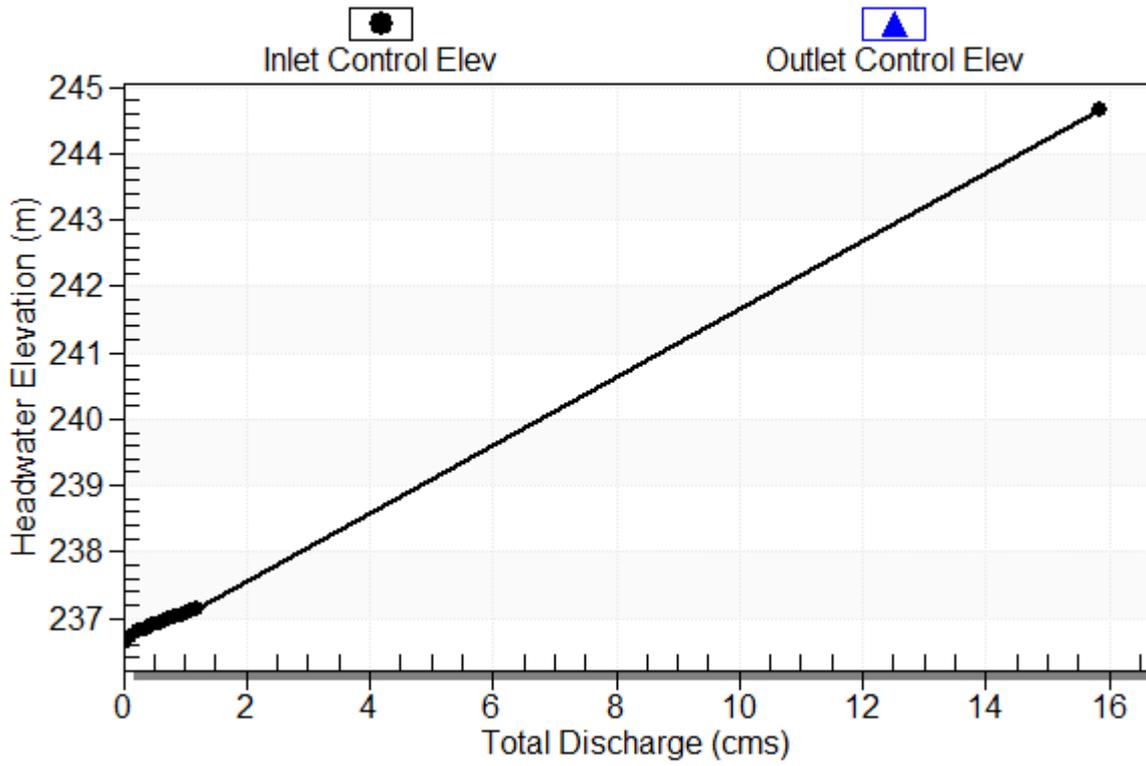
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	236.62	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.12	0.12	236.74	0.109	0.118	3-M1t	0.086	0.072	0.129	0.129	0.466	0.466
0.24	0.24	236.81	0.173	0.190	3-M1t	0.133	0.114	0.200	0.200	0.600	0.600
0.36	0.36	236.87	0.227	0.253	3-M1t	0.173	0.149	0.260	0.260	0.692	0.692
0.48	0.48	236.93	0.274	0.312	3-M1t	0.208	0.180	0.314	0.314	0.763	0.763
0.60	0.60	236.99	0.318	0.367	3-M1t	0.240	0.209	0.365	0.365	0.822	0.822
0.72	0.72	237.04	0.360	0.419	3-M1t	0.271	0.236	0.413	0.413	0.872	0.872
0.84	0.84	237.09	0.398	0.469	3-M1t	0.300	0.262	0.458	0.458	0.916	0.916
0.96	0.96	237.14	0.436	0.517	3-M1t	0.327	0.286	0.503	0.503	0.955	0.955
1.08	1.08	237.18	0.471	0.563	3-M1t	0.354	0.310	0.546	0.546	0.990	0.990
1.20	1.20	237.23	0.506	0.609	3-M1t	0.380	0.332	0.587	0.587	1.021	1.021

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

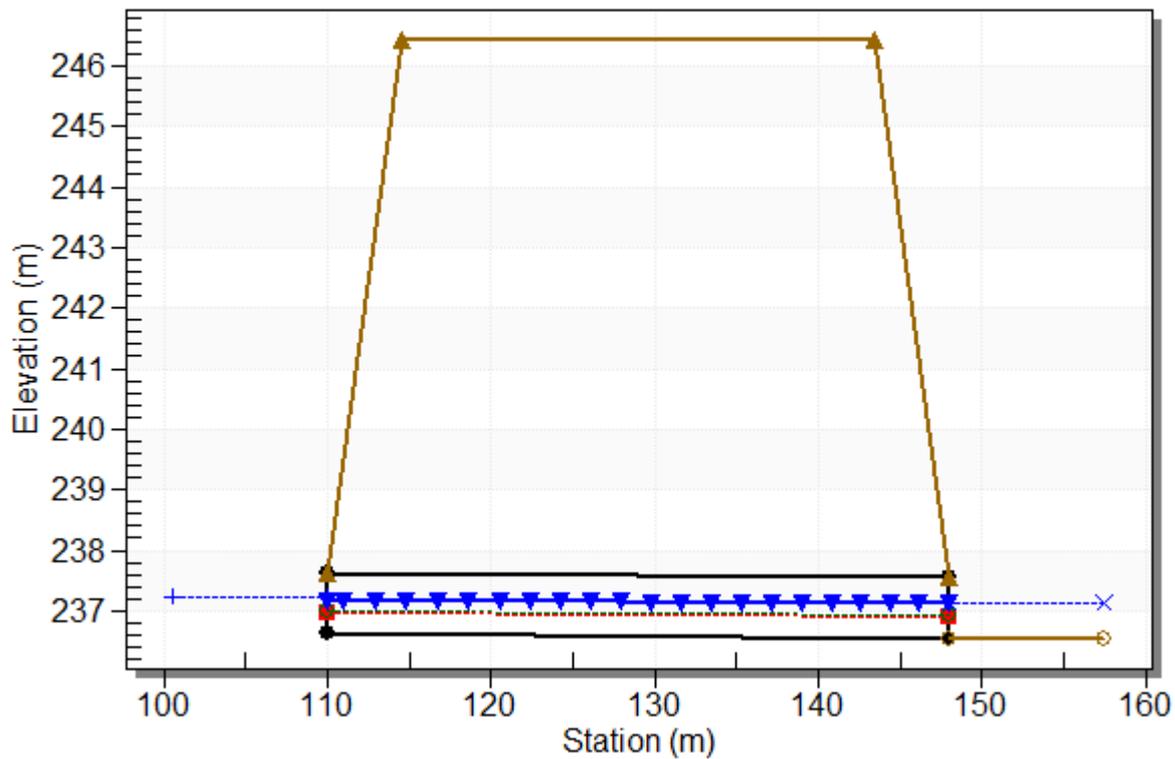
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM37, Design Discharge - 1.20 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 1.20 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 236.62 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 236.55 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 1000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM37)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	236.55	0.00	0.00	0.00	0.00
0.12	236.68	0.13	0.47	2.40	0.41
0.24	236.75	0.20	0.60	3.72	0.43
0.36	236.81	0.26	0.69	4.84	0.43
0.48	236.86	0.31	0.76	5.85	0.43
0.60	236.91	0.36	0.82	6.80	0.43
0.72	236.96	0.41	0.87	7.69	0.43
0.84	237.01	0.46	0.92	8.54	0.43
0.96	237.05	0.50	0.95	9.36	0.43
1.08	237.10	0.55	0.99	10.16	0.43
1.20	237.14	0.59	1.02	10.94	0.43

**Tailwater Channel Data - TM37**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0019

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 236.55 m

**Roadway Data for Crossing: TM37**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 246.44 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

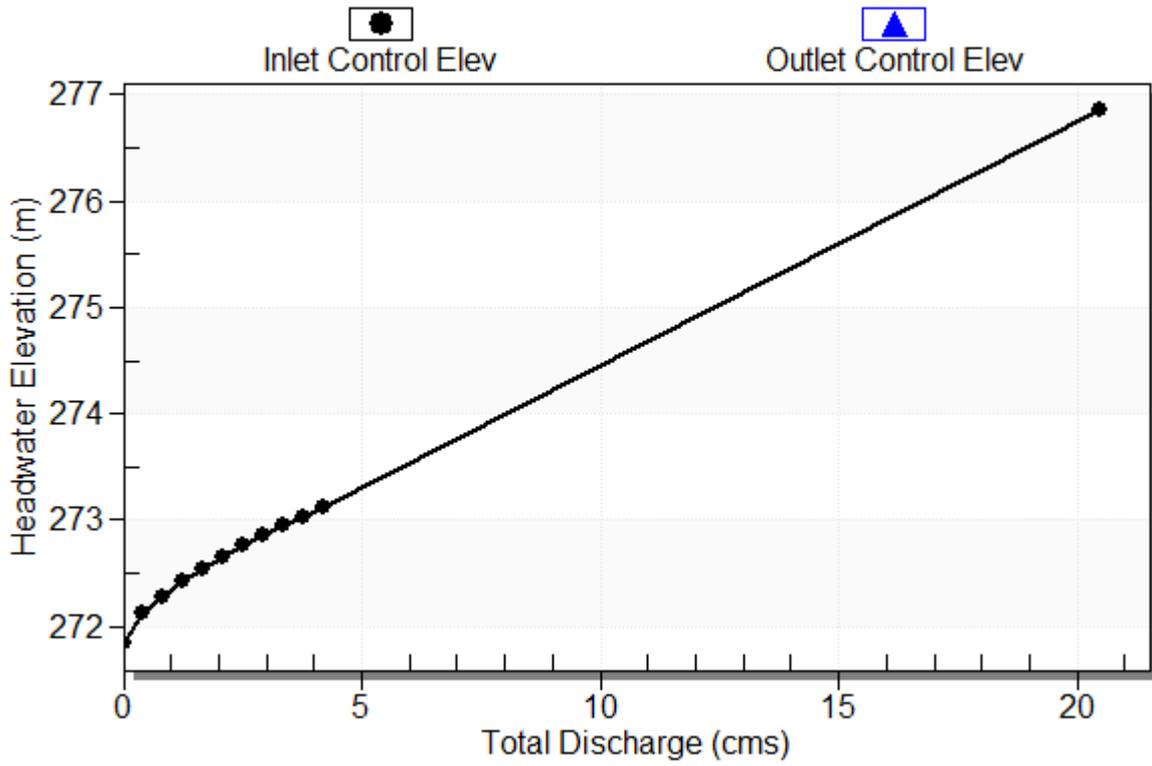
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	271.84	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.42	0.42	272.12	0.277	0.0*	1-S2n	0.088	0.164	0.088	0.135	2.380	1.552
0.84	0.84	272.28	0.439	0.0*	1-S2n	0.137	0.261	0.137	0.209	3.046	1.997
1.25	1.25	272.42	0.576	0.0*	1-S2n	0.178	0.342	0.178	0.273	3.520	2.301
1.67	1.67	272.54	0.697	0.0*	1-S2n	0.215	0.414	0.231	0.330	3.612	2.537
2.09	2.09	272.65	0.809	0.0*	1-S2n	0.249	0.481	0.273	0.383	3.829	2.730
2.51	2.51	272.75	0.914	0.0*	1-S2n	0.280	0.543	0.312	0.433	4.021	2.895
2.93	2.93	272.85	1.013	0.0*	1-S2n	0.311	0.602	0.350	0.481	4.182	3.039
3.34	3.34	272.95	1.105	0.0*	1-S2n	0.339	0.658	0.386	0.528	4.329	3.166
3.76	3.76	273.03	1.194	0.031	1-S2n	0.368	0.712	0.422	0.573	4.456	3.280
4.18	4.18	273.12	1.279	0.102	1-S2n	0.395	0.763	0.458	0.618	4.566	3.384

# Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

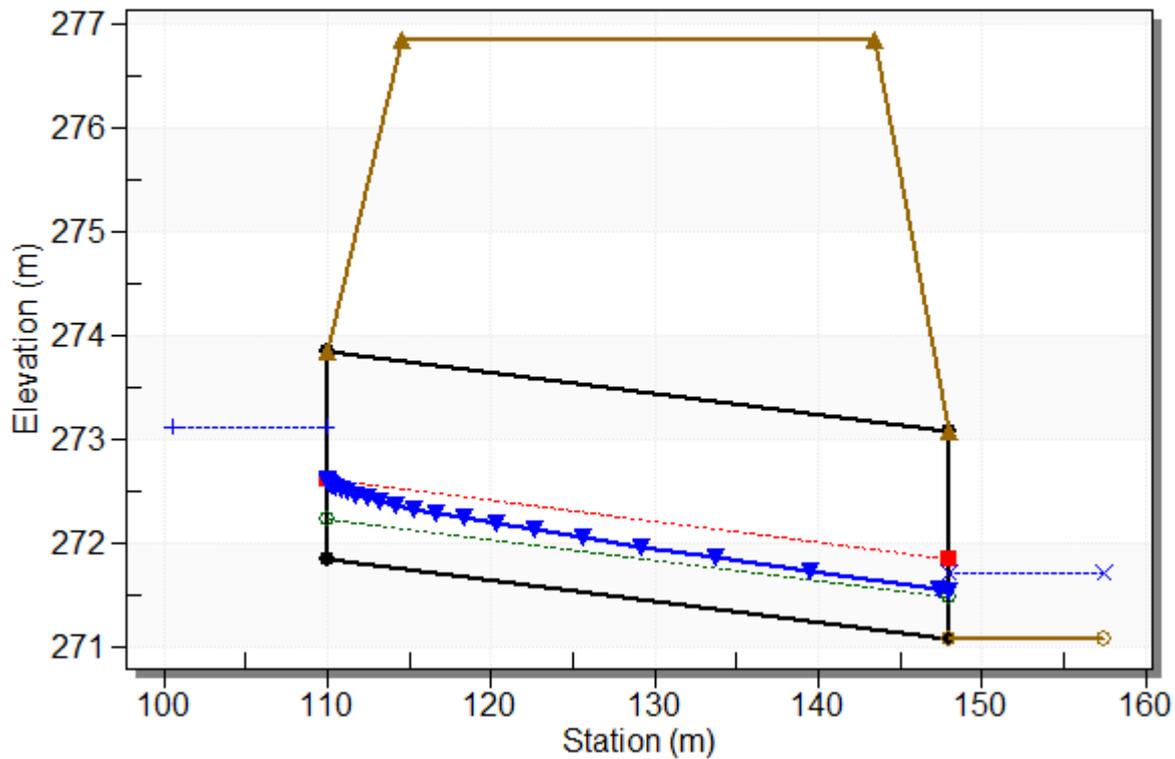
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM41, Design Discharge - 4.18 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 4.18 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 271.84 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 271.08 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM41)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	271.08	0.00	0.00	0.00	0.00
0.42	271.21	0.13	1.55	26.40	1.35
0.84	271.29	0.21	2.00	41.04	1.39
1.25	271.35	0.27	2.30	53.43	1.41
1.67	271.41	0.33	2.54	64.60	1.41
2.09	271.46	0.38	2.73	75.03	1.41
2.51	271.51	0.43	2.90	84.91	1.40
2.93	271.56	0.48	3.04	94.38	1.40
3.34	271.61	0.53	3.17	103.53	1.39
3.76	271.65	0.57	3.28	112.42	1.38
4.18	271.70	0.62	3.38	121.09	1.37

**Tailwater Channel Data - TM41**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 271.08 m

**Roadway Data for Crossing: TM41**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 276.86 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

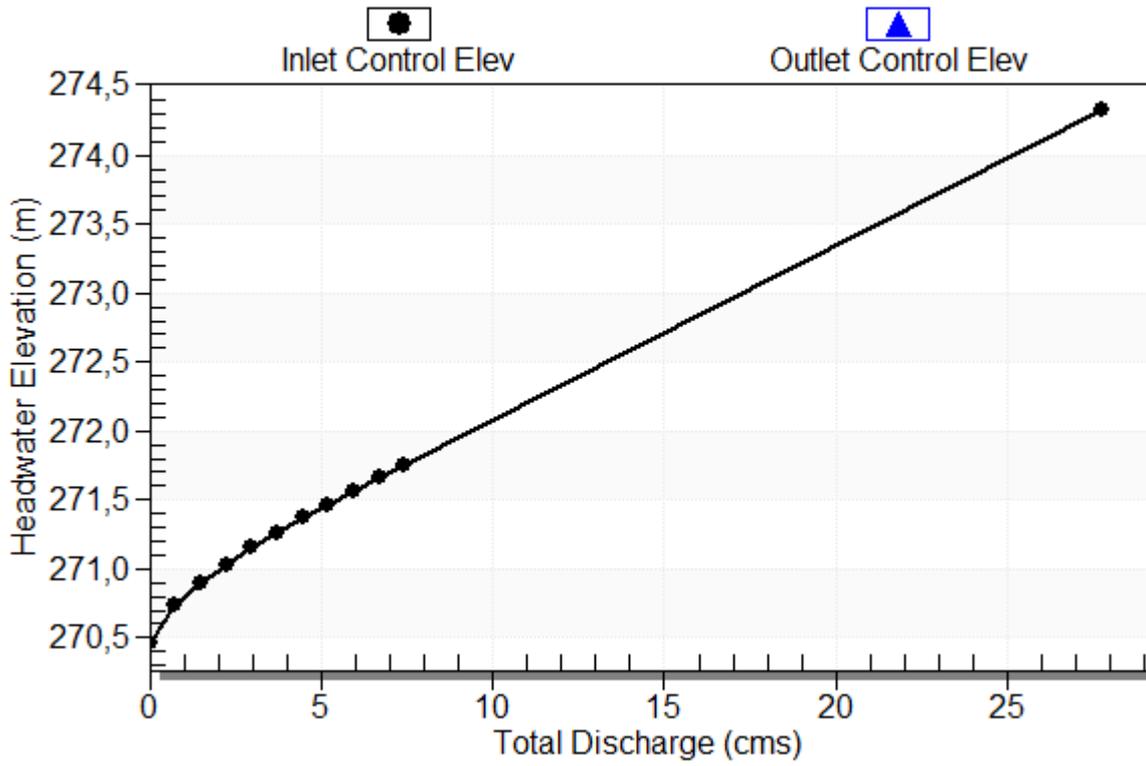
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	270.46	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.74	0.74	270.74	0.275	0.0*	1-S2n	0.098	0.184	0.102	0.142	2.422	1.661
1.49	1.49	270.90	0.437	0.0*	1-S2n	0.151	0.292	0.159	0.216	3.113	2.141
2.23	2.23	271.03	0.573	0.0*	1-S2n	0.194	0.383	0.211	0.275	3.516	2.473
2.97	2.97	271.15	0.694	0.0*	1-S2n	0.233	0.464	0.257	0.327	3.848	2.733
3.72	3.72	271.27	0.805	0.0*	1-S2n	0.269	0.539	0.303	0.374	4.093	2.948
4.46	4.46	271.37	0.909	0.0*	1-S2n	0.303	0.608	0.346	0.416	4.296	3.134
5.20	5.20	271.47	1.008	0.0*	1-S2n	0.334	0.674	0.388	0.456	4.465	3.298
5.94	5.94	271.57	1.108	0.047	1-S2n	0.365	0.737	0.430	0.494	4.612	3.446
6.69	6.69	271.66	1.204	0.126	1-S2n	0.394	0.797	0.470	0.529	4.740	3.579
7.43	7.43	271.76	1.297	0.205	1-S2n	0.422	0.855	0.510	0.563	4.858	3.702

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

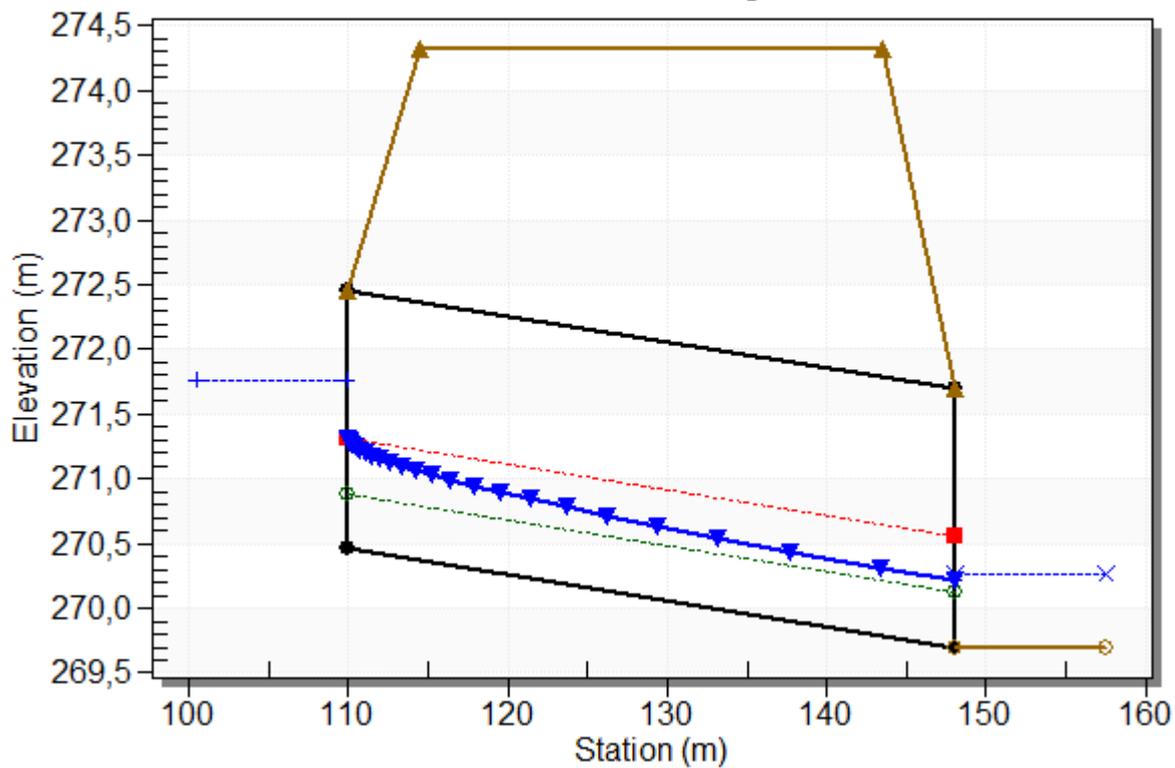
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM42, Design Discharge - 7.43 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 7.43 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 270.46 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 269.70 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 3000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM42)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	269.70	0.00	0.00	0.00	0.00
0.74	269.84	0.14	1.66	27.90	1.44
1.49	269.92	0.22	2.14	42.31	1.52
2.23	269.98	0.28	2.47	53.96	1.57
2.97	270.03	0.33	2.73	64.09	1.60
3.72	270.07	0.37	2.95	73.22	1.62
4.46	270.12	0.42	3.13	81.62	1.64
5.20	270.16	0.46	3.30	89.44	1.66
5.94	270.19	0.49	3.45	96.80	1.67
6.69	270.23	0.53	3.58	103.78	1.68
7.43	270.26	0.56	3.70	110.43	1.69

### **Tailwater Channel Data - TM42**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 3.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 269.70 m

### **Roadway Data for Crossing: TM42**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 3.00 m

Crest Elevation: 274.33 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

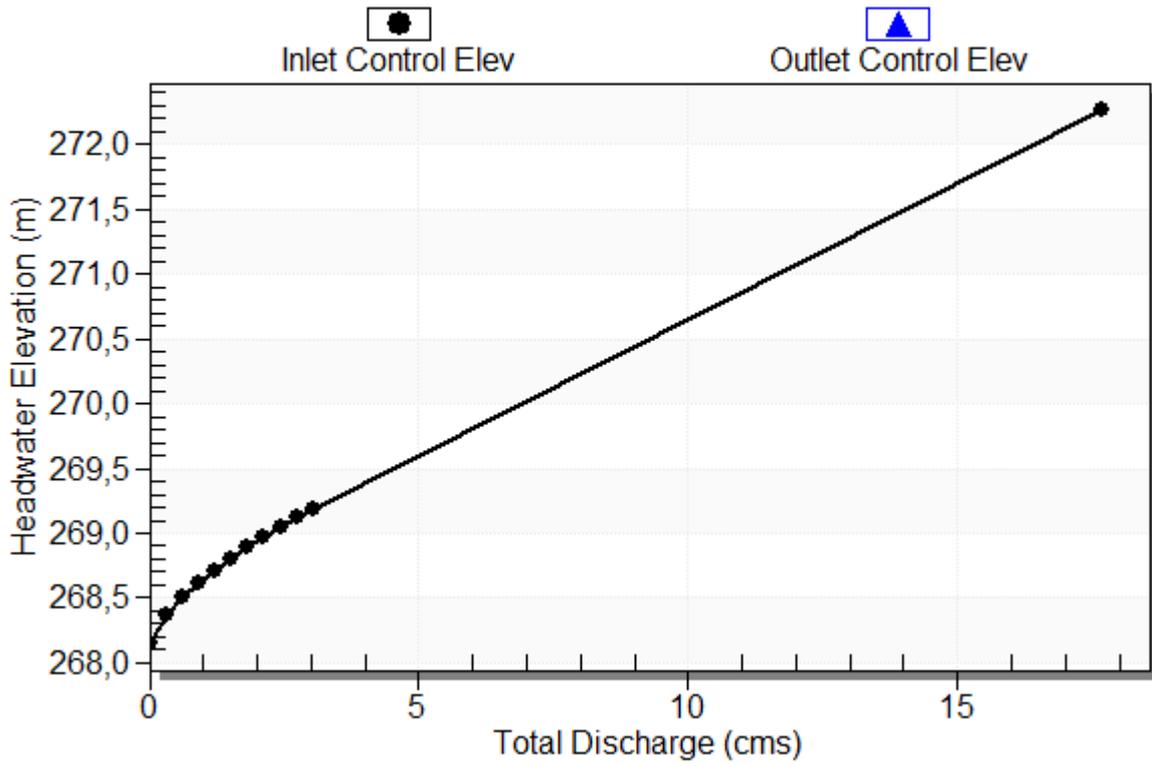
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	268.15	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.30	0.30	268.37	0.224	0.0*	1-S2n	0.071	0.133	0.071	0.106	2.137	1.359
0.61	0.61	268.51	0.355	0.0*	1-S2n	0.112	0.211	0.118	0.161	2.569	1.747
0.91	0.91	268.62	0.466	0.0*	1-S2n	0.146	0.277	0.146	0.205	3.133	2.014
1.22	1.22	268.71	0.564	0.0*	1-S2n	0.175	0.335	0.185	0.244	3.280	2.223
1.52	1.52	268.80	0.654	0.0*	1-S2n	0.202	0.389	0.219	0.278	3.473	2.396
1.82	1.82	268.89	0.739	0.0*	1-S2n	0.227	0.439	0.248	0.310	3.680	2.545
2.13	2.13	268.97	0.819	0.0*	1-S2n	0.252	0.487	0.276	0.340	3.857	2.676
2.43	2.43	269.05	0.895	0.0*	1-S2n	0.275	0.532	0.304	0.368	4.003	2.793
2.74	2.74	269.12	0.968	0.0*	1-S2n	0.297	0.576	0.332	0.394	4.125	2.900
3.04	3.04	269.19	1.038	0.0*	1-S2n	0.319	0.617	0.359	0.419	4.233	2.997

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

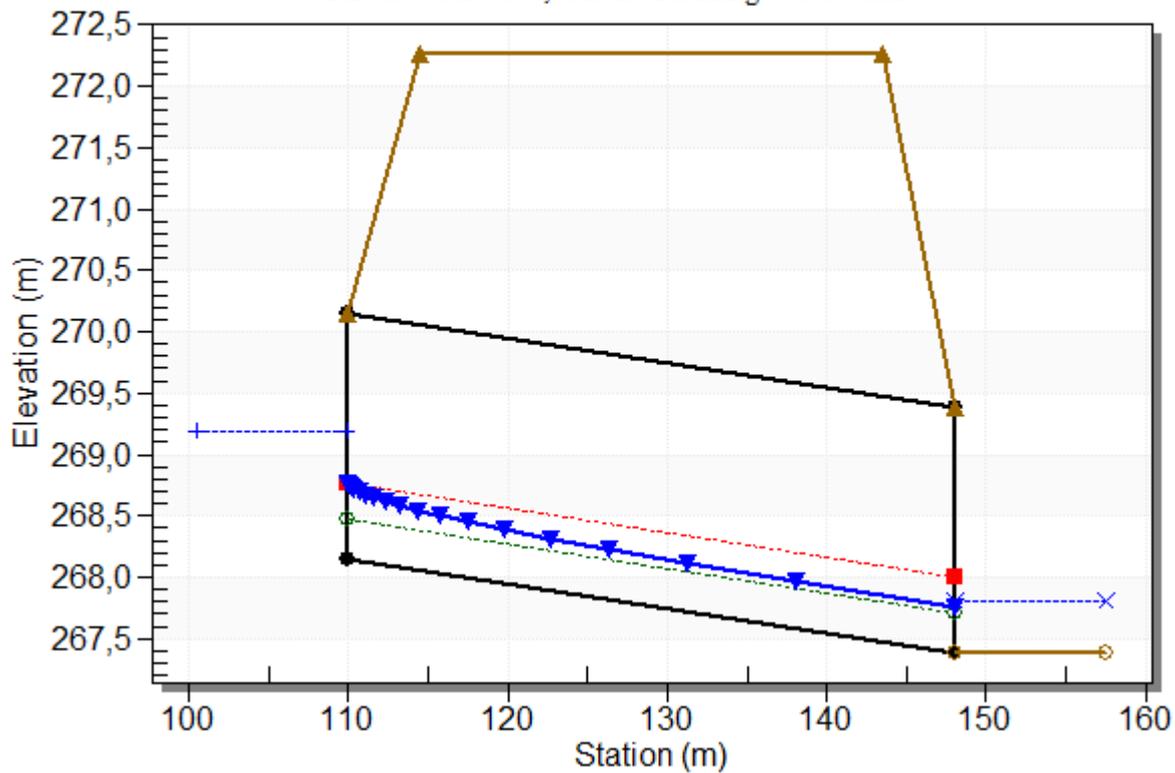
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM43, Design Discharge - 3.04 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.04 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 268.15 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 267.39 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM43)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	267.39	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	267.50	0.11	1.36	20.82	1.36
0.61	267.55	0.16	1.75	31.57	1.44
0.91	267.60	0.21	2.01	40.25	1.48
1.22	267.63	0.24	2.22	47.79	1.51
1.52	267.67	0.28	2.40	54.58	1.54
1.82	267.70	0.31	2.55	60.82	1.55
2.13	267.73	0.34	2.68	66.63	1.57
2.43	267.76	0.37	2.79	72.09	1.58
2.74	267.78	0.39	2.90	77.26	1.59
3.04	267.81	0.42	3.00	82.19	1.60

### **Tailwater Channel Data - TM43**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 2.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 267.39 m

### **Roadway Data for Crossing: TM43**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 272.27 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

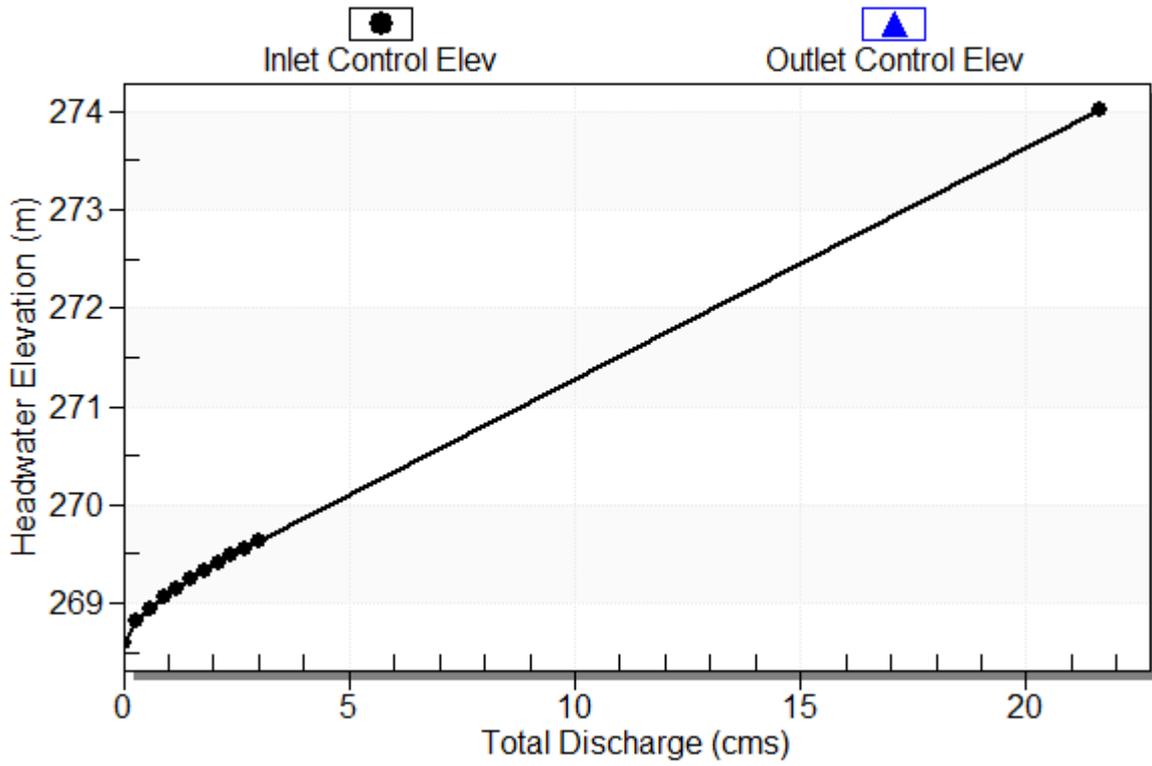
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	268.59	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.30	0.30	268.81	0.222	0.0*	1-S2n	0.071	0.132	0.076	0.105	1.963	1.353
0.60	0.60	268.94	0.352	0.0*	1-S2n	0.111	0.209	0.117	0.160	2.558	1.739
0.90	0.90	269.05	0.461	0.0*	1-S2n	0.144	0.274	0.144	0.204	3.120	2.006
1.20	1.20	269.15	0.559	0.0*	1-S2n	0.173	0.332	0.185	0.242	3.247	2.213
1.50	1.50	269.24	0.649	0.0*	1-S2n	0.201	0.386	0.217	0.276	3.463	2.385
1.80	1.80	269.32	0.733	0.0*	1-S2n	0.225	0.435	0.246	0.308	3.661	2.534
2.10	2.10	269.40	0.812	0.0*	1-S2n	0.250	0.483	0.274	0.337	3.836	2.664
2.40	2.40	269.48	0.887	0.0*	1-S2n	0.272	0.527	0.301	0.365	3.982	2.781
2.70	2.70	269.55	0.960	0.0*	1-S2n	0.294	0.571	0.329	0.391	4.106	2.887
3.00	3.00	269.62	1.029	0.0*	1-S2n	0.316	0.612	0.356	0.416	4.214	2.985

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

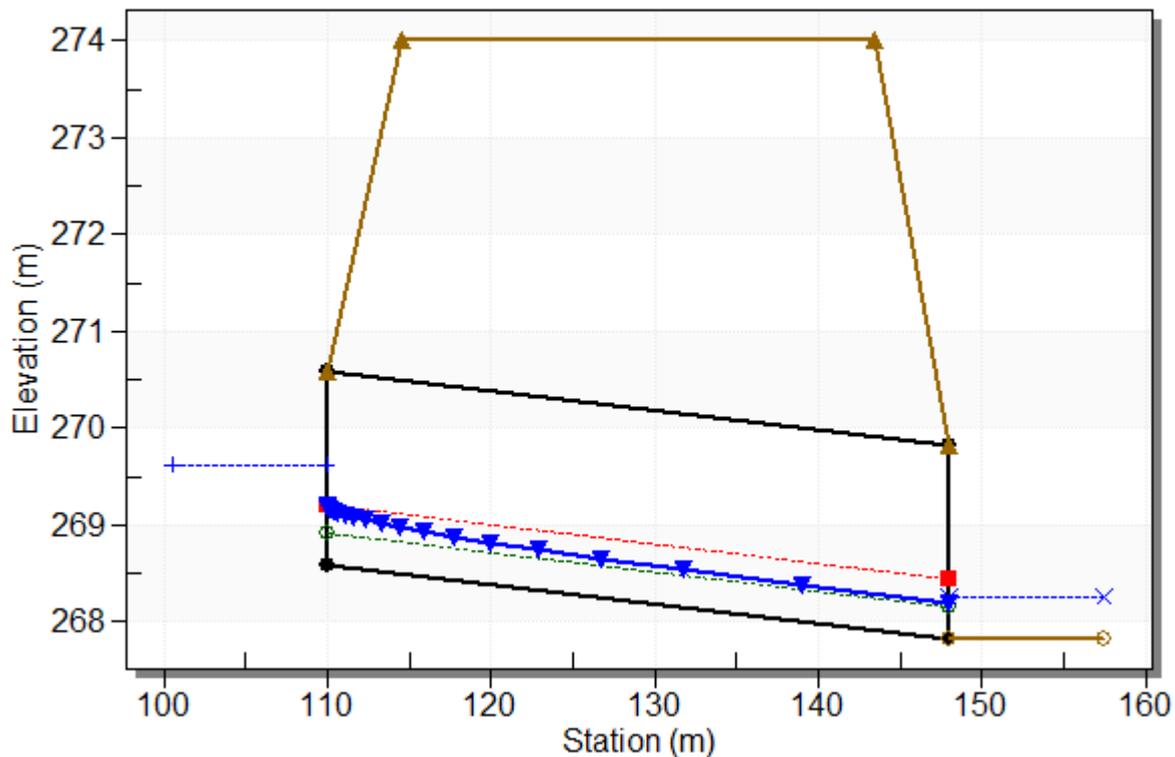
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM44, Design Discharge - 3.00 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.00 cms



## Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 268.59 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 267.83 m

Number of Barrels: 1

## Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM44)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	267.83	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	267.94	0.11	1.35	20.65	1.36
0.60	267.99	0.16	1.74	31.32	1.44
0.90	268.03	0.20	2.01	39.92	1.48
1.20	268.07	0.24	2.21	47.41	1.51
1.50	268.11	0.28	2.39	54.16	1.53
1.80	268.14	0.31	2.53	60.34	1.55
2.10	268.17	0.34	2.66	66.11	1.57
2.40	268.19	0.36	2.78	71.53	1.58
2.70	268.22	0.39	2.89	76.67	1.59
3.00	268.25	0.42	2.98	81.55	1.60

### **Tailwater Channel Data - TM44**

Tailwater Channel Option: Trapezoidal Channel

Bottom Width: 2.00 m

Side Slope (H:V): 1.00 (1:1)

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 267.83 m

### **Roadway Data for Crossing: TM44**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 274.02 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

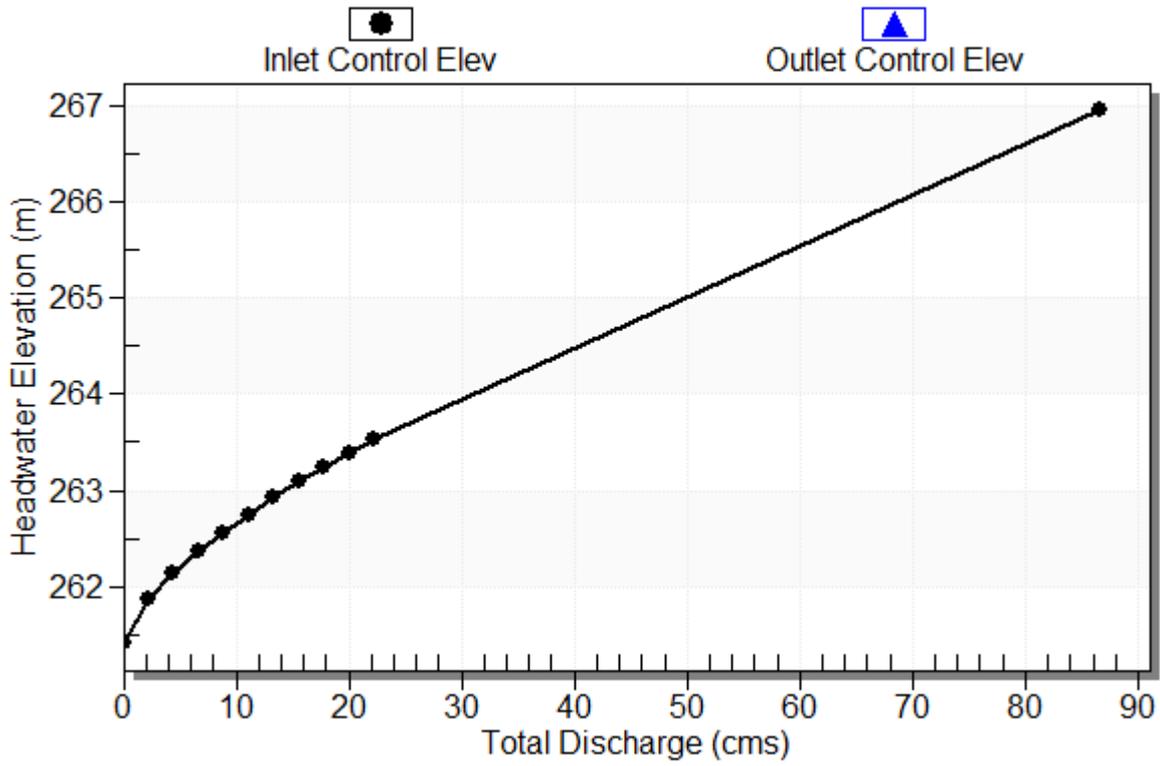
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	261.41	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.22	2.22	261.87	0.458	0.0*	1-S2n	0.134	0.272	0.134	0.208	3.309	2.139
4.45	4.45	262.14	0.727	0.0*	1-S2n	0.213	0.432	0.234	0.320	3.810	2.777
6.67	6.67	262.36	0.952	0.0*	1-S2n	0.272	0.566	0.314	0.414	4.248	3.224
8.90	8.90	262.56	1.154	0.0*	1-S2n	0.328	0.686	0.389	0.498	4.572	3.576
11.12	11.12	262.75	1.339	0.061	1-S2n	0.377	0.796	0.460	0.575	4.830	3.871
13.34	13.34	262.92	1.512	0.175	1-S2n	0.425	0.899	0.530	0.647	5.035	4.125
15.57	15.57	263.09	1.676	0.285	1-S2n	0.468	0.996	0.597	0.716	5.215	4.350
17.79	17.79	263.24	1.832	0.393	1-S2n	0.512	1.089	0.662	0.782	5.375	4.551
20.02	20.02	263.39	1.981	0.499	1-S2n	0.551	1.178	0.726	0.846	5.516	4.734
22.24	22.24	263.53	2.124	0.604	1-S2n	0.591	1.263	0.788	0.907	5.647	4.902

# Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

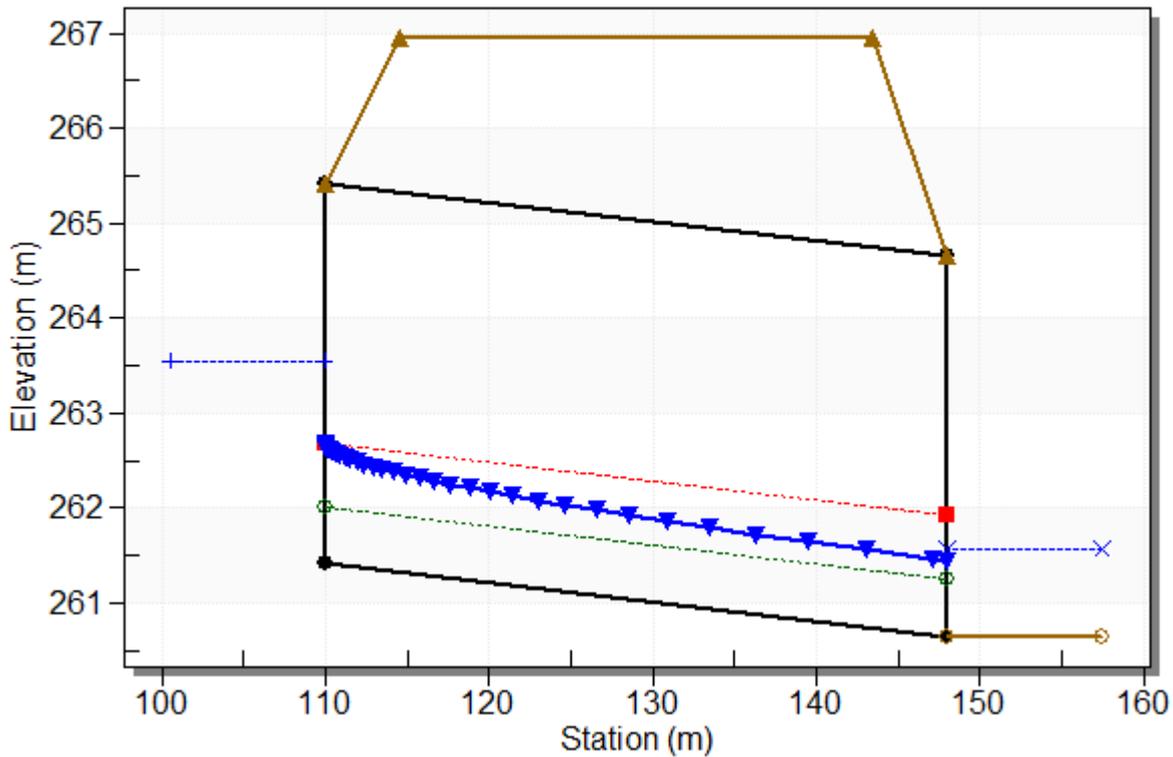
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM45, Design Discharge - 22.24 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 22.24 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 261.41 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 260.65 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 5000.00 mm

Barrel Rise: 4000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM45)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	260.65	0.00	0.00	0.00	0.00
2.22	260.86	0.21	2.14	40.76	1.50
4.45	260.97	0.32	2.78	62.80	1.57
6.67	261.06	0.41	3.22	81.15	1.60
8.90	261.15	0.50	3.58	97.53	1.62
11.12	261.22	0.57	3.87	112.64	1.63
13.34	261.30	0.65	4.12	126.84	1.64
15.57	261.37	0.72	4.35	140.34	1.64
17.79	261.43	0.78	4.55	153.29	1.64
20.02	261.50	0.85	4.73	165.78	1.64
22.24	261.56	0.91	4.90	177.90	1.64

**Tailwater Channel Data - TM45**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 5.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 260.65 m

**Roadway Data for Crossing: TM45**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 5.00 m

Crest Elevation: 266.96 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

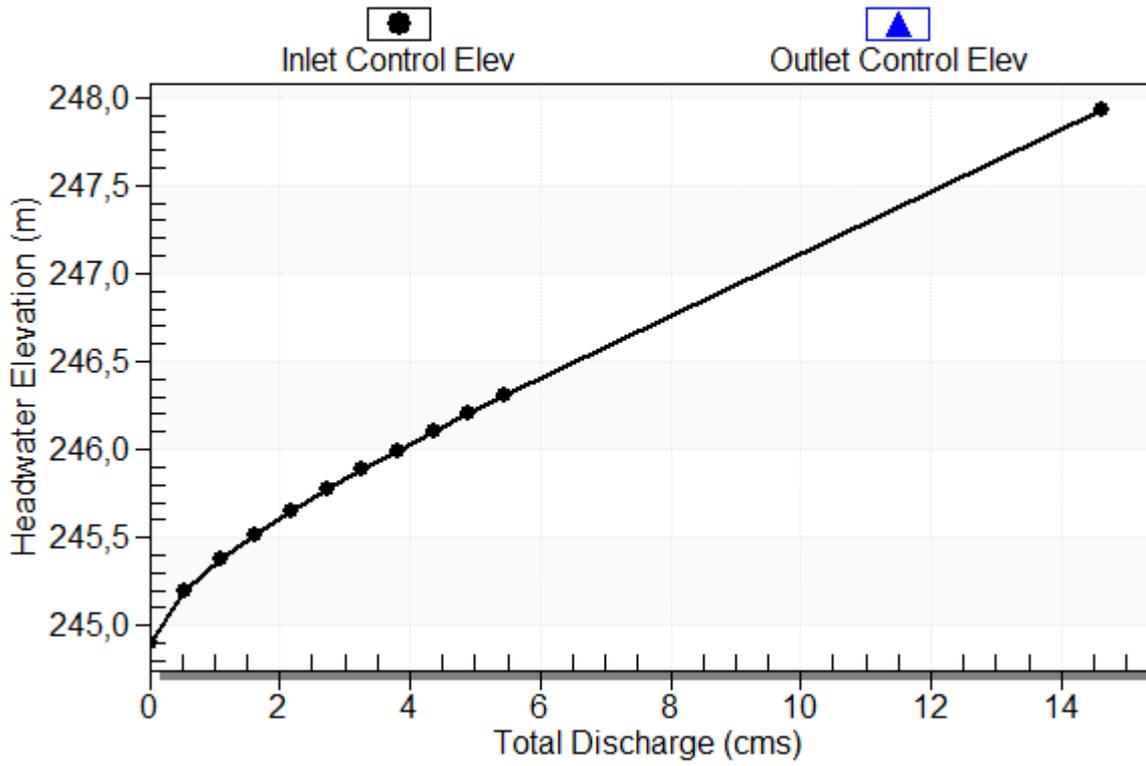
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	244.90	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.55	0.55	245.20	0.298	0.008	1-S2n	0.163	0.196	0.163	0.159	1.670	1.712
1.09	1.09	245.37	0.473	0.127	1-S2n	0.256	0.312	0.264	0.249	2.063	2.192
1.64	1.64	245.52	0.619	0.231	1-S2n	0.334	0.408	0.347	0.325	2.359	2.518
2.18	2.18	245.65	0.750	0.327	1-S2n	0.406	0.495	0.422	0.394	2.584	2.768
2.73	2.73	245.77	0.871	0.419	1-S2n	0.473	0.574	0.493	0.458	2.765	2.972
3.27	3.27	245.88	0.983	0.508	1-S2n	0.537	0.648	0.560	0.520	2.918	3.144
3.82	3.82	245.99	1.093	0.596	1-S2n	0.599	0.718	0.625	0.579	3.051	3.294
4.36	4.36	246.10	1.200	0.684	1-S2n	0.659	0.785	0.688	0.636	3.169	3.425
4.91	4.91	246.20	1.303	0.772	1-S2n	0.717	0.849	0.749	0.692	3.274	3.543
5.45	5.45	246.30	1.403	0.860	1-S2n	0.774	0.911	0.809	0.747	3.370	3.648

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

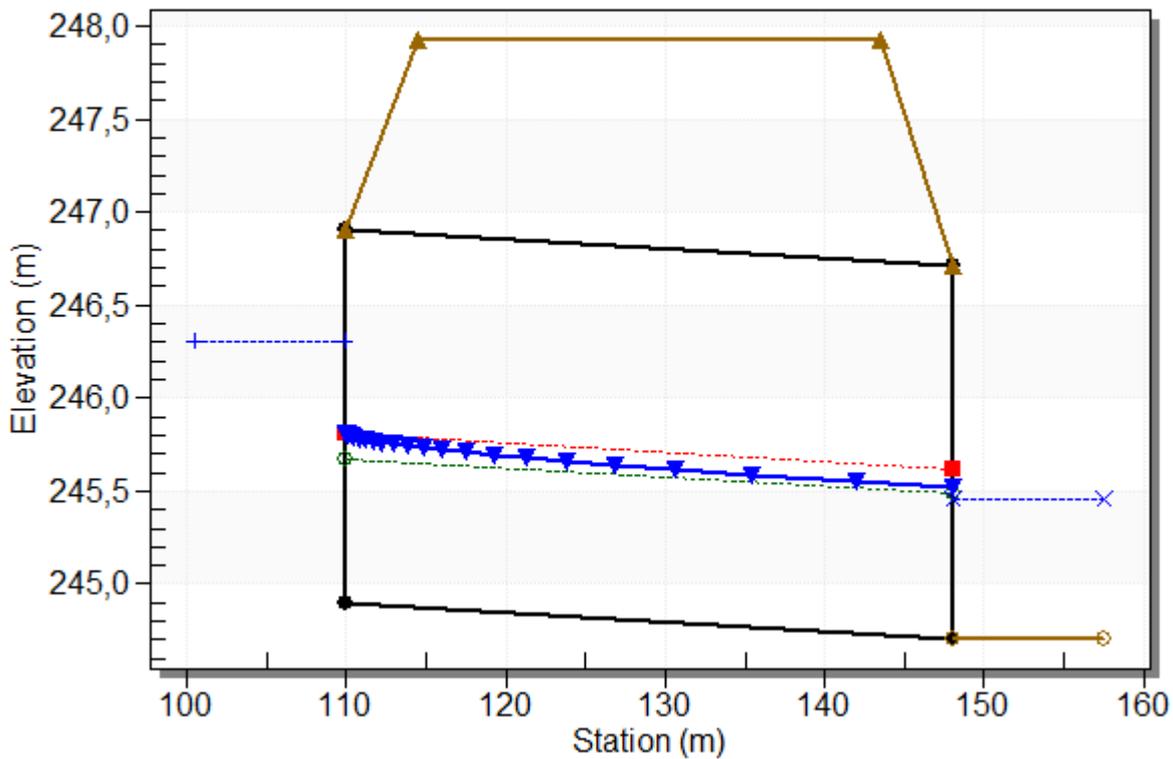
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM052, Design Discharge - 5.45 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 5.45 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 244.90 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 244.71 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: 1:1 Bevel (45° flare) Wingwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM052)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	244.71	0.00	0.00	0.00	0.00
0.55	244.87	0.16	1.71	31.21	1.37
1.09	244.96	0.25	2.19	48.74	1.40
1.64	245.03	0.32	2.52	63.66	1.41
2.18	245.10	0.39	2.77	77.20	1.41
2.73	245.17	0.46	2.97	89.88	1.40
3.27	245.23	0.52	3.14	101.94	1.39
3.82	245.29	0.58	3.29	113.54	1.38
4.36	245.35	0.64	3.43	124.77	1.37
4.91	245.40	0.69	3.54	135.72	1.36
5.45	245.46	0.75	3.65	146.42	1.35

**Tailwater Channel Data - TM052**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 244.71 m

**Roadway Data for Crossing: TM052**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 247.93 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

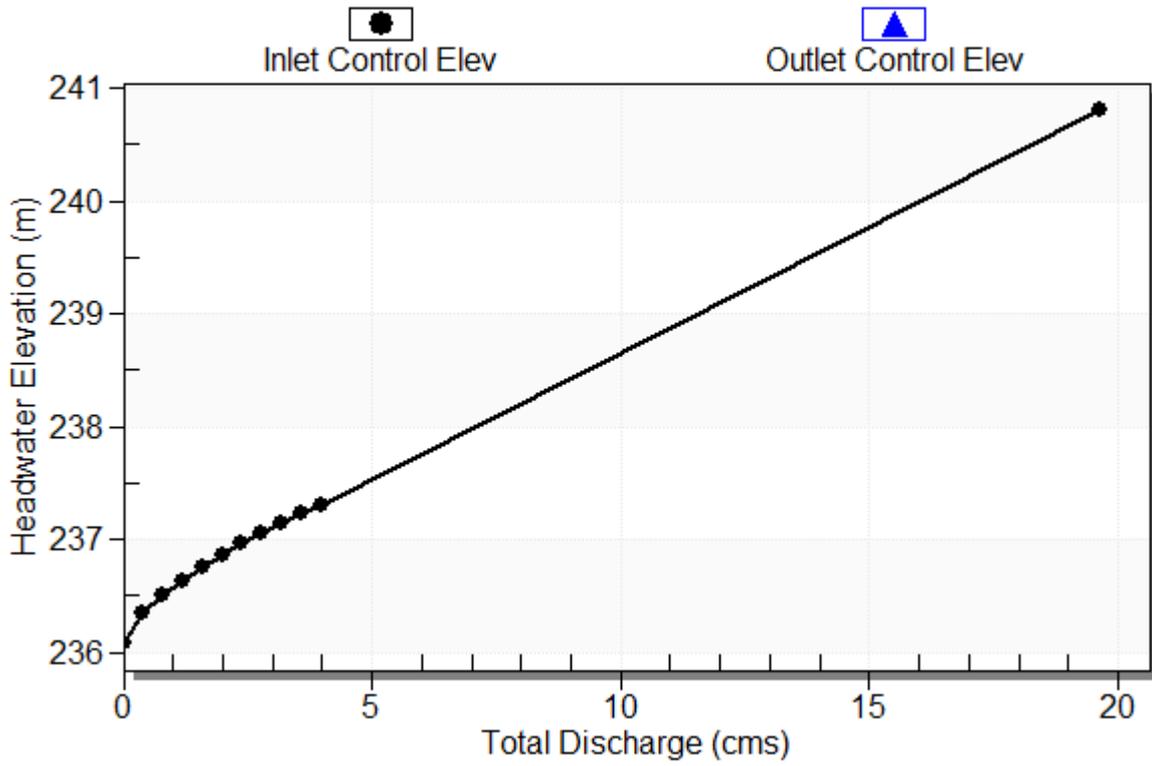
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	236.08	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.40	0.40	236.35	0.266	0.0*	1-S2n	0.079	0.159	0.086	0.130	2.308	1.523
0.79	0.79	236.50	0.422	0.0*	1-S2n	0.124	0.252	0.140	0.203	2.839	1.960
1.19	1.19	236.63	0.554	0.0*	1-S2n	0.162	0.331	0.190	0.263	3.132	2.260
1.59	1.59	236.75	0.671	0.043	1-S2n	0.194	0.400	0.236	0.318	3.370	2.493
1.99	1.99	236.86	0.778	0.115	1-S2n	0.224	0.465	0.280	0.370	3.550	2.685
2.38	2.38	236.96	0.879	0.184	1-S2n	0.253	0.525	0.322	0.418	3.698	2.848
2.78	2.78	237.05	0.974	0.251	1-S2n	0.280	0.582	0.363	0.465	3.829	2.990
3.18	3.18	237.14	1.064	0.317	1-S2n	0.306	0.636	0.403	0.510	3.945	3.116
3.57	3.57	237.23	1.150	0.383	1-S2n	0.331	0.688	0.441	0.553	4.051	3.230
3.97	3.97	237.31	1.232	0.448	1-S2n	0.355	0.738	0.478	0.596	4.149	3.333

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

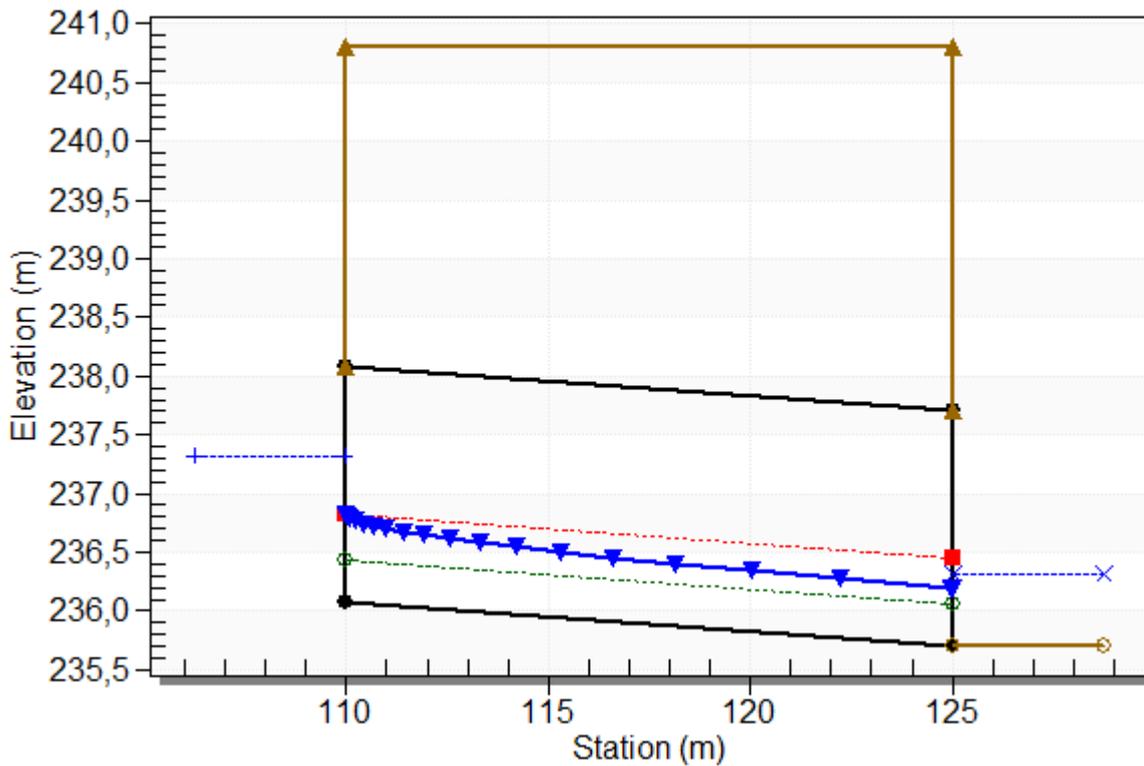
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

### Crossing - TM53, Design Discharge - 3.97 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.97 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 236.08 m

Outlet Station: 125.00 m

Outlet Elevation: 235.71 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Concrete Box

Barrel Span: 2000.00 mm

Barrel Rise: 2000.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge (90°) Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM53)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	235.71	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	235.84	0.13	1.52	25.55	1.35
0.79	235.91	0.20	1.96	39.71	1.39
1.19	235.97	0.26	2.26	51.65	1.41
1.59	236.03	0.32	2.49	62.43	1.41
1.99	236.08	0.37	2.68	72.47	1.41
2.38	236.13	0.42	2.85	81.98	1.41
2.78	236.17	0.46	2.99	91.10	1.40
3.18	236.22	0.51	3.12	99.90	1.39
3.57	236.26	0.55	3.23	108.43	1.39
3.97	236.31	0.60	3.33	116.76	1.38

**Tailwater Channel Data - TM53**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 2.00 m

Channel Slope: 0.0200

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 235.71 m

**Roadway Data for Crossing: TM53**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 2.00 m

Crest Elevation: 240.81 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 15.00 m

TM61

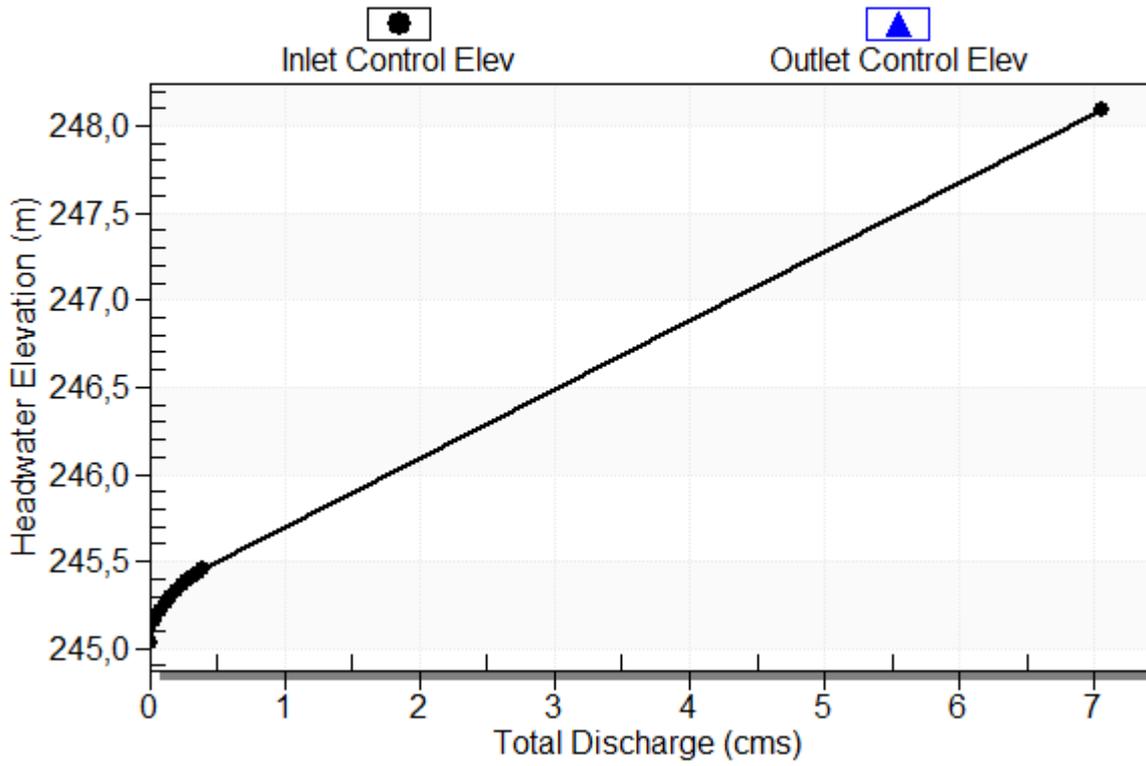
**Table 2 - Culvert Summary Table: Culvert 1**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	245.03	0.000	0.000	0-NF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.04	0.04	245.16	0.132	0.0*	1-S2n	0.084	0.098	0.084	0.054	1.004	0.490
0.08	0.08	245.22	0.188	0.0*	1-S2n	0.118	0.138	0.118	0.084	1.195	0.638
0.12	0.12	245.26	0.231	0.0*	1-S2n	0.142	0.171	0.142	0.108	1.349	0.742
0.16	0.16	245.30	0.268	0.0*	1-S2n	0.164	0.198	0.164	0.129	1.482	0.824
0.20	0.20	245.33	0.300	0.0*	1-S2n	0.182	0.221	0.182	0.149	1.568	0.893
0.24	0.24	245.36	0.330	0.014	1-S2n	0.199	0.242	0.206	0.168	1.588	0.952
0.28	0.28	245.39	0.357	0.035	1-S2n	0.215	0.262	0.215	0.186	1.733	1.005
0.32	0.32	245.41	0.383	0.054	1-S2n	0.230	0.281	0.236	0.203	1.730	1.053
0.36	0.36	245.44	0.406	0.073	1-S2n	0.243	0.299	0.251	0.219	1.779	1.096
0.40	0.40	245.46	0.430	0.090	1-S2n	0.256	0.315	0.264	0.235	1.835	1.136

### Culvert Performance Curve Plot: Culvert 1

## Performance Curve

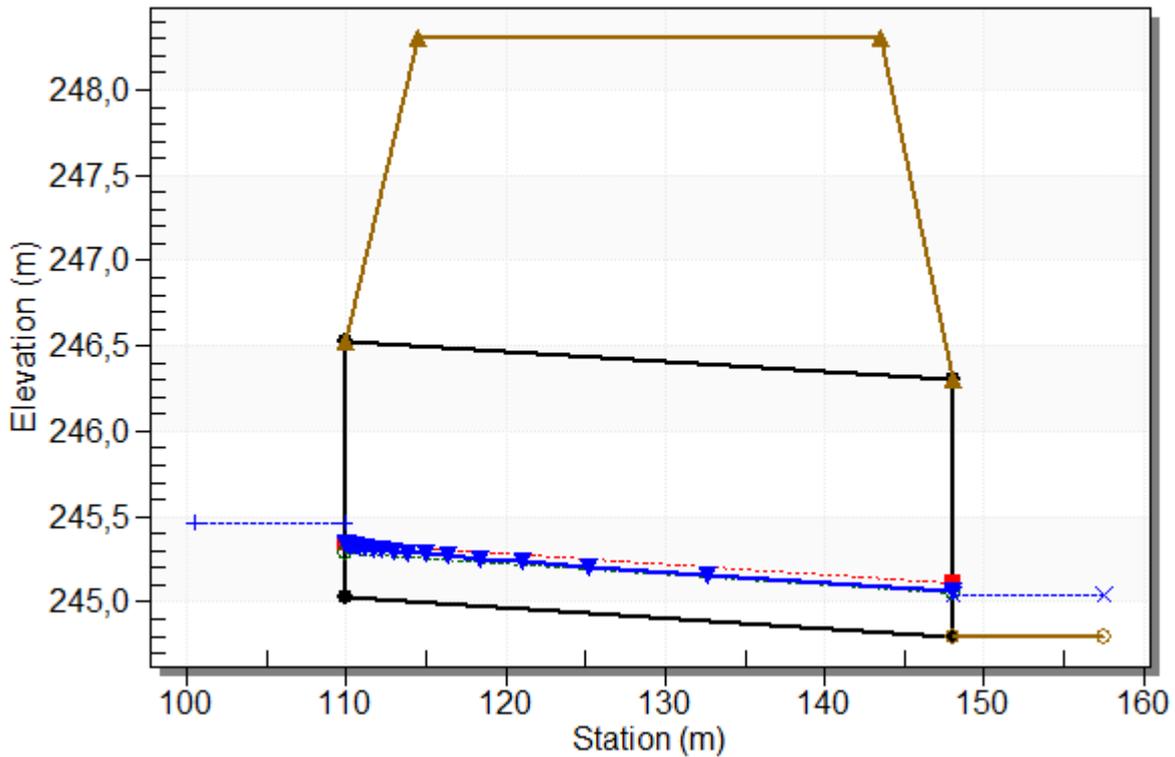
Culvert: Culvert 1



## Water Surface Profile Plot for Culvert: Culvert 1

Crossing - TM61, Design Discharge - 0.40 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.40 cms



### Site Data - Culvert 1

Site Data Option: Culvert Invert Data

Inlet Station: 110.00 m

Inlet Elevation: 245.03 m

Outlet Station: 148.00 m

Outlet Elevation: 244.80 m

Number of Barrels: 1

### Culvert Data Summary - Culvert 1

Barrel Shape: Circular

Barrel Diameter: 1500.00 mm

Barrel Material: Concrete

Embedment: 0.00 mm

Barrel Manning's n: 0.0120

Culvert Type: Straight

Inlet Configuration: Square Edge with Headwall

Inlet Depression: None

**Table 3 - Downstream Channel Rating Curve (Crossing: TM61)**

Flow (cms)	Water Surface Elev (m)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Shear (Pa)	Froude Number
0.00	244.80	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	244.85	0.05	0.49	3.31	0.67
0.08	244.88	0.08	0.64	5.08	0.70
0.12	244.91	0.11	0.74	6.56	0.72
0.16	244.93	0.13	0.82	7.87	0.73
0.20	244.95	0.15	0.89	9.08	0.74
0.24	244.97	0.17	0.95	10.21	0.74
0.28	244.99	0.19	1.01	11.28	0.74
0.32	245.00	0.20	1.05	12.32	0.75
0.36	245.02	0.22	1.10	13.31	0.75
0.40	245.03	0.23	1.14	14.27	0.75

**Tailwater Channel Data - TM61**

Tailwater Channel Option: Rectangular Channel

Bottom Width: 1.50 m

Channel Slope: 0.0062

Channel Manning's n: 0.0220

Channel Invert Elevation: 244.80 m

**Roadway Data for Crossing: TM61**

Roadway Profile Shape: Constant Roadway Elevation

Crest Length: 1.50 m

Crest Elevation: 248.31 m

Roadway Surface: Paved

Roadway Top Width: 29.00 m

# HY-8 Analysis Results

## Crossing Summary Table

Culvert Crossing: TM38-39-40

Headwater Elevation (m)	Total Discharge (cms)	Culvert 1 Discharge (cms)	Roadway Discharge (cms)	Iterations
236.62	0.00	0.00	0.00	1
236.90	0.50	0.50	0.00	1
237.06	1.00	1.00	0.00	1
237.20	1.50	1.50	0.00	1
237.32	2.00	2.00	0.00	1
237.43	2.50	2.50	0.00	1
237.53	3.00	3.00	0.00	1
237.63	3.50	3.50	0.00	1
237.74	4.00	4.00	0.00	1
237.83	4.50	4.50	0.00	1
237.93	5.00	5.00	0.00	1
246.44	34.36	34.36	0.00	Overtopping