



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

AUTOSTRADA A3 SALERNO – REGGIO CALABRIA AMMODERNAMENTO DEL TRONCO 1° – TRATTO 6° – LOTTO 3°

NUOVO SVINCOLO DI PADULA–BUONABITACOLO AL KM 103+200
(COLLEGAMENTO DELLA S.S. 517 "BUSSENTINA" CON LA A3)

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. PIA IASIELLO
Ordine Ing. di Foggia n. 1895
Dott. Ing. GIANFRANCO FUSANI
Ordine Ing. di Roma n. 18008
Dott. Arch. GIANLUCA BONOLI
Ordine Arch. di Roma n. 16639

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. STEFANO SERANGELI
Ordine Geol. del Lazio n. 659

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Dott. Arch. FRANCESCA IETTO
Ordine Arch. di Roma n. 15857
Dott. Ing. GINEVRA BERETTA
Ordine Ing. di Roma n. 20458

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. ANTONIO VALENTE

PROTOCOLLO

DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS

Ing. Luca Zampaglione – Responsabile di Progetto
Ing. Francesca Bario – Strutture
Ing. Francesco Bezzi – Impianti
Ing. Pierluigi Fabbro – Interferenze
Ing. Fiorenzo Forcone – Monitoraggio Ambientale
Ing. Gabriele Giovannini – Cartografia
Ing. Attilio Petrillo – Idraulica
Arch. Roberto Roggi – Sicurezza
Geom. Valerio Altomare – Espropri
Geom. Alessandro Cortese – Geotecnica
Geom. Michele Pacelli – Strade
Geom. Marco Spinucci – Computi, Stime e Capitolati

RESPONSABILI UNITA' DI INGEGNERIA :

Ing. Fulvio Maria Soccodato – Ingegneria Territorio
Ing. Alessandro Micheli – Ingegneria Geotecnica e Impianti
Ing. Achille Devitofranceschi – Ingegneria Opere Civili
Geom. Fabio Quondam – Ingegneria Computi, Stime e Capitolati

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idraulica

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO411J D 1101

NOME FILE

TOOID00IDRPRE02_A

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE02

REVISIONE

A

SCALA:

–

D

–

–

–

–

–

C

–

–

–

–

–

B

–

–

–

–

–

A

EMISSIONE

LUG 2012

Ing. A. MITA

Ing. A.PETRILLO

Ing. F. SOCCODATO

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. Idraulica	2
1.1. Introduzione.....	2
1.2. Riferimenti normativi.....	2
1.2.1. <i>Quadro di riferimento normativo</i>	2
1.2.2. <i>Prescrizioni normative dell'Autorità dei Bacini</i>	5
1.3. Opere di attraversamento principali - Metodo di Calcolo	5
1.3.1. <i>Profili di corrente</i>	6
1.3.2. <i>Metodo di risoluzione</i>	7
1.3.3. <i>Coefficiente di Scabrezza</i>	8
1.4. Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo	9
1.4.1. <i>Classe A</i>	9
1.4.2. <i>Classe B</i>	12
1.4.3. <i>Classe C</i>	13
1.5. Opere di attraversamento minori - Metodo di Calcolo	13
1.6. Analisi delle interferenze idrauliche.....	19
1.6.1. <i>Attraversamento del fosso Imperatore</i>	20
1.6.2. <i>Attraversamento del vallone Romito</i>	22
<i>Verifiche della sezione e della stabilità dei rivestimenti</i>	24
2. Idraulica di Piattaforma.....	28
2.1. Stima delle portate di progetto.....	28
2.2. Opere di drenaggio	30
<i>Sezioni in rilevato</i>	30
<i>Sezione in trincea</i>	30
<i>Sezioni in viadotto</i>	30
2.3. Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio.....	31

1. IDRAULICA

1.1. Introduzione

La presente relazione riferisce lo studio eseguito per la definizione dei caratteri idraulici relativi alle interferenze con il reticolo idrografico di superficie degli assi stradali in progetto per la realizzazione del nuovo svincolo di Padula-Buonabitacolo.

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 prescindano 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 svasso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole della 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 descritte 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.

1.2. Riferimenti normativi

1.2.1. Quadro di riferimento normativo

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 “ Norme tecniche per le costruzioni”. Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

In particolare per quanto riguarda gli aspetti connessi alla compatibilità idraulica le norme prevedono che *quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.*

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini, che ne costituiscono la base, dovranno essere commisurati all'importanza del problema.

Per quanto riguarda l'inserimento dell'opera di attraversamento nell'ambito delle aree di pertinenza del corso d'acqua le norme prevedono che il *manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

Per quanto riguarda invece i tempi di ritorno degli eventi di piena, le condizioni di deflusso da prendere a riferimento per la verifica dei franchi le norme citano:

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Per quanto riguarda i criteri di progetto e di compatibilità adottati nella progettazione delle opere di attraversamento, per quanto non specificatamente indicato negli *Indirizzi tecnici per la redazione degli studi idraulici* di cui all'Allegato C delle Norme di attuazione del PAI dell'Autorità di Bacino del Sele, 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 all'art. 32, c.3, delle 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.

1.2.2. Prescrizioni normative dell'Autorità dei Bacini

Premesso che, come già accennato, dall'analisi della documentazione cartografica allegata al PAI si è riscontrato che l'intervento in progetto non risulta interessare alcuna area perimetrata a pericolosità o rischio idraulico, come si evince anche dall'elaborato *T00_ID00_IDR_PP01 - Planimetria delle Aree a Rischio Idraulico*, estratta dalle Tavole del PAI, in cui si sono evidenziate le perimetrazioni riguardanti il dissesto geomorfologico, e quindi non è assoggettabile alle disposizioni di cui al Titolo II Aree a rischio idraulico artt. 8-12 delle Norme di Attuazione del PAI.

Ciò non di meno è stata comunque condotta un'attenta analisi idraulica volta a valutare la compatibilità idraulica delle soluzioni proposte per risolvere le interferenze idrauliche del tracciato nel seguito dettagliate.

1.3. Opere di attraversamento principali - 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.

1.3.1. 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:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha V_1^2/2g = Z_2 + Y_2 + \alpha V_2^2/2g + h_e$$

dove Z è la quota del fondo del canale ed Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α 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:

$$Z_i + Y_i + V_i^2/2g = Costante$$

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 HEC-RAS 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:

$$V = (1/n) R^{2/3} S_f^{1/2}$$

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 equazione 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).

1.3.2. 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:

la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)

si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione

la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni

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

si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata

si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2/2g$, nella seconda sezione.

si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in *f)*

si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico

si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in *h)*

si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in *d)* e quello calcolato in *i)*

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)*)

1.3.3. 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.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in "*Open Channel Hydraulics*" (Chow, 1994):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5$$

dove:

n è il coefficiente di Manning

*n*₀ è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;

- n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa.
- n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste.
- n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040
- n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100
- n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

1.4. 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 brevemente riassunte le formulazioni usualmente utilizzate per il calcolo nelle varie condizioni di moto.

1.4.1. 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:

Equazione dell'energia

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di continuità dell'energia, così come esposta al par. 1.2, 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.

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).

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

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

- 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

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

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

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

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

(S1) risulta:

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.

Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

Forma della pila	Coefficiente di resistenza C_D
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

Formula di Yarnell

La formula di Yarnell è un'equazione determinata empiricamente ed utilizzata per il calcolo del sovrizzo 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:

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

dove: H_{3-2} = Sovrizzo del livello idrico da monte a valle del ponte

K = Coefficiente di forma delle pile

V_2 = Velocità nella sezione di valle

α = 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.

Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile

Forma della pila	Coefficiente di Yarnell (K)
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 quadrati	1.25

Formula di Rehbock

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

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

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

1.4.2. 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:

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

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.

Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b

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

1.4.3. 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.

1.5. Opere di attraversamento minori - Metodo di Calcolo

Il programma BCAP è un software implementato dall'Università del Nebraska (Department of Civil Engineering) per il Dipartimento delle strade del Nebraska 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 stesse routines del programma FHWA HY-8 sviluppato dalla Federal Highway Administration, in accordo ai 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".

Rispetto all'HY-8 il BCAP è in grado di modellare anche attraversamenti con due cambi di livelletta all'interno dello stesso manufatto.

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.

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.

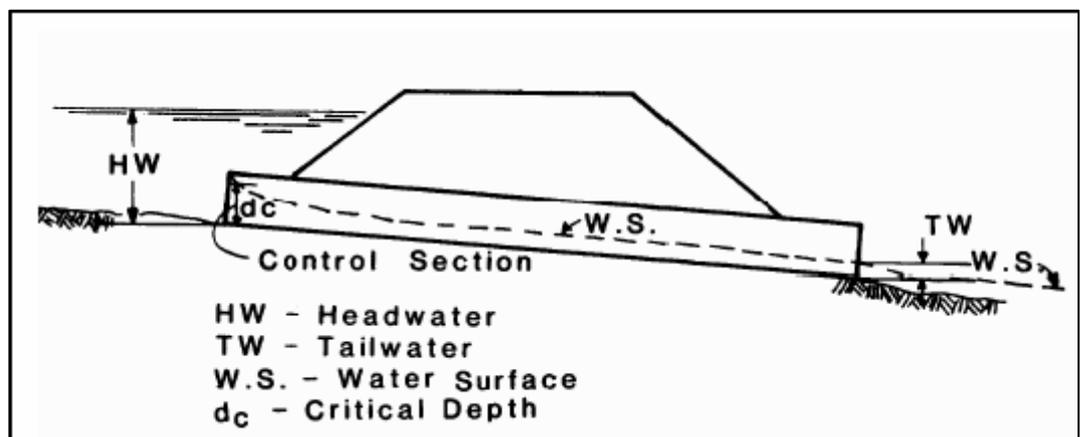
Come già accennato, per affrontare il calcolo idraulico il programma BCAP segue le indicazioni del manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5, Hydraulic Design of Highway Culverts (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per 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.

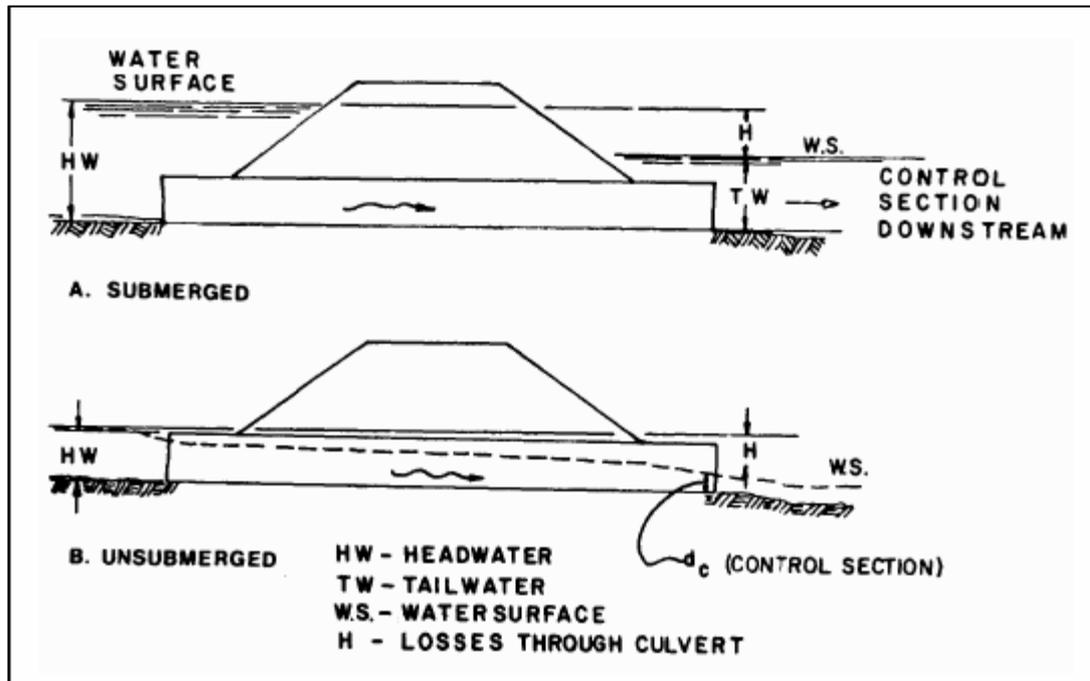
Figura 1 – Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso



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 2 - Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino



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):

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

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

Dato che $1 \text{ ft} = 0,3048 \text{ m}$ possiamo dire calcolare il fattore di conversione $1 \text{ (m}^{0.5}/\text{s)} = 1.81 \text{ (ft}^{0.5}/\text{s)}$ 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

$$Hw_i = c [1,81 * Q / AD^{0.5}]^2 + Y - 0,5 * S$$

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

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove H_{Wi} 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.

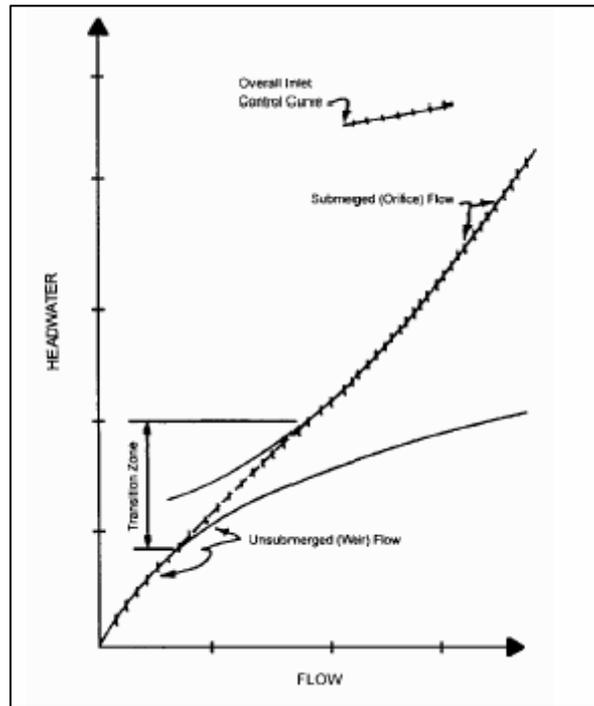


Figura 3 – Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte

Andamento tipico della

Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

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

$$H_{W_o} + v_u^2 / 2g = TW + v_d^2 / 2g + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.

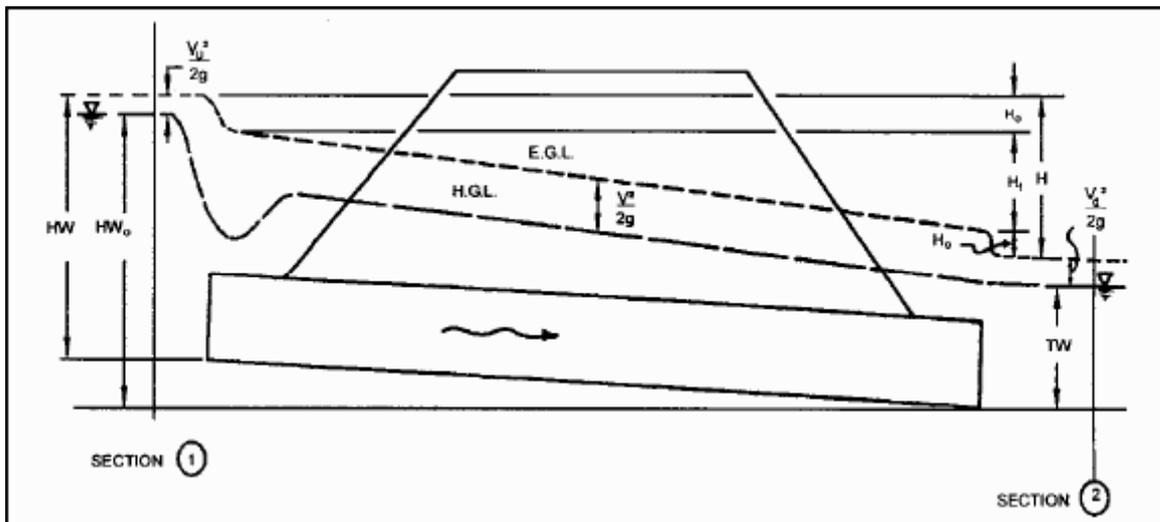


Figura 4 – Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle

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.

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:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

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 paria a 0.025, nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.013

I risultati delle verifiche sulle opere di attraversamento minori sono riportate nell'allegato B.

1.6. Analisi delle interferenze idrauliche

Le principali interferenze con reticolo idrografico degli assi stradali in progetto; sono costituite, dal fosso dell'Imperatore, intercettato in corrispondenza della progr. 0+050 dell'asse principale, e dal vallone Romito, intercettato in corrispondenza della progressiva 0+273 dell'asse principale e 0+185 della Deviazione strada.

Per il ripristino della funzionalità idraulica del reticolo idrografico interferito sono state pertanto sono state previste le opere riportate nel seguente prospetto:

Bacino (adim.)	Denominazione Corso d'acqua	Opera di attraversamento
1	V.del Romita	Tombino scatolare 5x3
2	F.dell'imperatore	Ponte (l=30)

Tabella 9 – Opere di attraversamento

I criteri di progetto seguiti nel dimensionamento delle opere di attraversamento consistono essenzialmente in:

garantire l'assenza di rigurgiti sia in corrispondenza delle portate di modellamento che in quelle delle portate di progetto;

evitare l'innescò di fenomeni effossori in prossimità dell'opera prevedendo dei raccordi a monte ed a valle , la realizzazione di opere di raccordo del tipo flessibile (materassi e gabbioni di pietrame);

assicurare con un periodo di ritorno di 200 anni la sicurezza dell'infrastruttura stradale.

Nel dimensionamento delle opere si è cercato di non determinare restringimenti significativi delle sezioni del corso d'acqua verificando che i massimi livelli per l'evento di progetto non determinino gradi di riempimento superiori al 70% dell'altezza dell'opera durante il normale funzionamento.

Per quanto riguarda le analisi idrauliche si è proceduto secondo le seguenti modalità:

per l'attraversamento del Fosso dell'imperatore sono state condotte le analisi in moto permanente monodimensionale, tramite l'ausilio del citato codice di calcolo HEC RAS

per il dimensionamento e la verifica idraulica dei tombini di attraversamento del vallone Romito si è utilizzato il programma di calcolo BCAP, implementato dall'Università del Nebraska-(Department of Civil Engineering) per il Dipartimento delle strade del Nebraska.

Per quanto riguarda le portate di verifica sono state prese a riferimento i valori caratterizzati da un tempo di ritorno duecentennale, individuati nell'ambito dello studio idrologico e riportati nel seguente prospetto.

Bacino (adim.)	Denominazione Corso d'acqua	Area (Km ²)	Q100 (m ³ /s)	q100 m ³ /skm ²	Q200 (m ³ /s)	q200 m ³ /skm ²	Q500 (m ³ /s)	q500 (m ³ /skm ²)
1	V.del Romita	6.94	18.99	2.74	21.95	26.18	26.42	1.39
2	F.dell'imperatore	34.42	72.73	2.11	84.08	100.29	101.22	1.39

Tabella 10 – Portate di progetto e verifica delle Opere di attraversamento

1.6.1. Attraversamento del fosso Imperatore

Il fosso Imperatore, in corrispondenza alla sezione di interferenza con l'infrastruttura in progetto presenta un bacino di superficie pari a circa 7 kmq; L'alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, piuttosto inciso di larghezza 15-18 m, con una pendenza di fondo pari a circa l' 0.8 %.

L'opera di attraversamento è costituita da un ponte, a campata unica, della luce di 30 m, che garantisce, in assenza di interferenze dirette delle strutture con il campo cinematico della piena di progetto, lo scavalco del corso d'acqua.

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Imperatore, nella condizione ante operam e post operam, è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1000 m. La geometria del corso è stata caratterizzata attraverso le sezioni rilevate nel corso della campagna topografica.

Tali sezioni sono rappresentate nella figura 5:

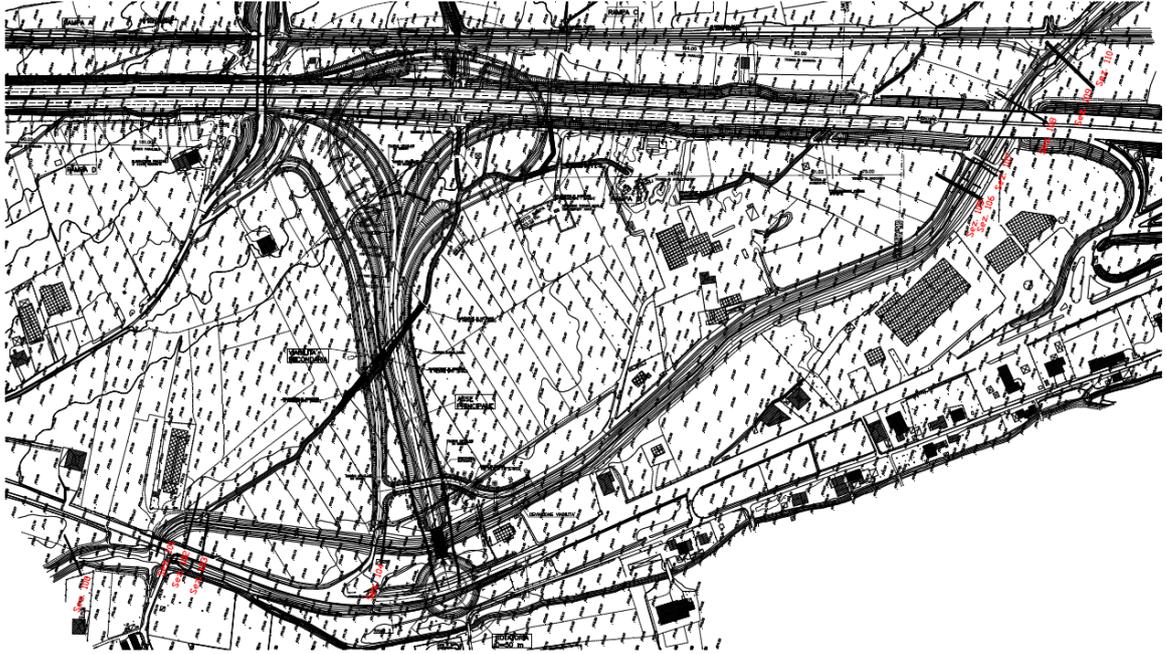


Fig. 5 – Fosso Imperatore – posizione sezioni

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in presenza ed in assenza dell'opera da realizzarsi (ante operam e postoperam).

Il calcolo dei profili di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta ai paragrafi precedenti, per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno pari a 100 e 200 500 anni.

Il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, è stato ed assunto pari a:

0.045 m⁻¹ s^{1/3} per l'alveo ordinario

0.060 m⁻¹ s^{1/3} per le aree golenali.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle ed in forma grafica nelle figure riportate in Appendice A, mostrano i parametri caratteristici del deflusso, ovvero:

Livelli idrici;

Velocità di deflusso;

Pendenze;

Larghezza trasversale del pelo libero

Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude)

Il deflusso della piena di progetto, caratterizzata da un tempo di ritorno di duecento anni, determina un livello di piena, in corrispondenza del nuovo ponte pari a

$$q_{200} = 473.06 \text{ m s/m}$$

garantendo sulla quota d'intradosso delle strutture, posta a quota:

$$q_{im} = 474.14 \text{ m s/m}$$

un franco minimo

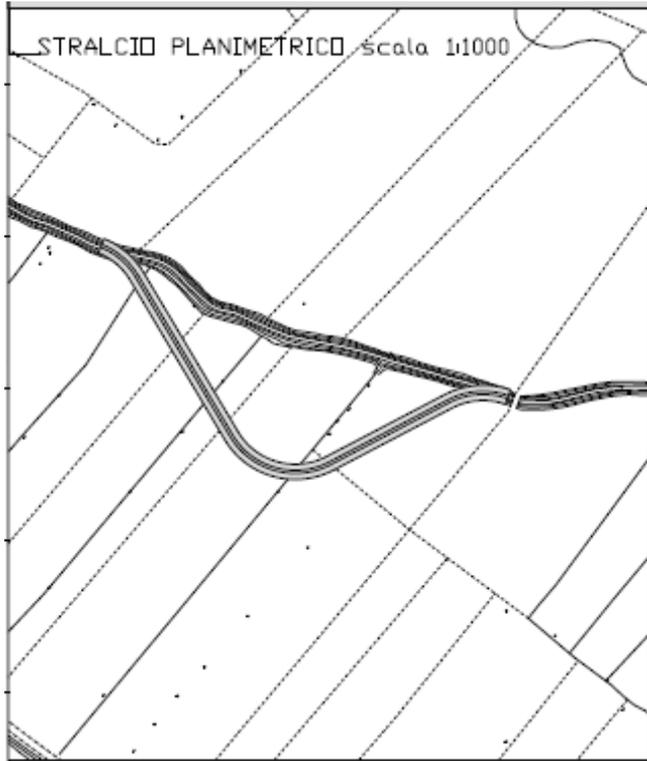
$$f = 474.14 - 473.06 = 1.08 \text{ m}$$

I risultati delle analisi sono riportati in forma numerica, sotto forma di tabulati, e grafica, con sezioni e profili riportanti i profili idrici della piena di progetto, nell'allegato A.

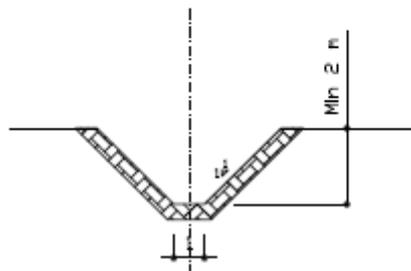
1.6.2. Attraversamento del vallone Romito

Il vallone Romito risulta essere intercettato, dapprima in corrispondenza in corrispondenza della progressiva 0+273 dell'asse principale e successivamente della progressiva 0+185 della Deviazione strada. Per il ripristino della continuità idraulica del fosso è prevista la realizzazione di due tombini scatolari di dimensioni 5.0 m x 3.0 m, che vengono realizzati, sull'alveo esistente, in corrispondenza delle intersezioni degli assi di progetto.

Per consentire la funzionalità del fosso durante la realizzazione delle opere di attraversamento è prevista la realizzazione di una deviazione provvisoria del fosso. Tale deviazione viene realizzata mediante una sezione trapezia, non rivestita, caratterizzata da una larghezza alla base di 1 m, sponde inclinate 1/1 ed altezza minima pari a 2 m.



SEZIONE TIPO scala 1:100

**Fig. 6– Vallone Romito – Deviazione provvisoria**

Per la sistemazione definitiva, in ragione al rimaneggiamento dei terreni costituenti le sponde ed il fondo, ed una modesta rettifica del tracciato dell'alveo del corso d'acqua in corrispondenza delle opere di attraversamento in progetto, è prevista la realizzazione, per il raccordo delle opere con le sezioni d'alveo esistenti, tre tratti di inalveazione, rispettivamente a monte del primo attraversamento, tra i due attraversamenti ed a valle del secondo attraversamento. Su tali tratti viene impostata una inalveazione trapezoidale, con base pari a 2 m, sponde inclinate 3/2 in materassi ed altezza minima pari a 2 m, rivestita in materassi di pietrame Tipo Reno dello spessore di 0.30 m

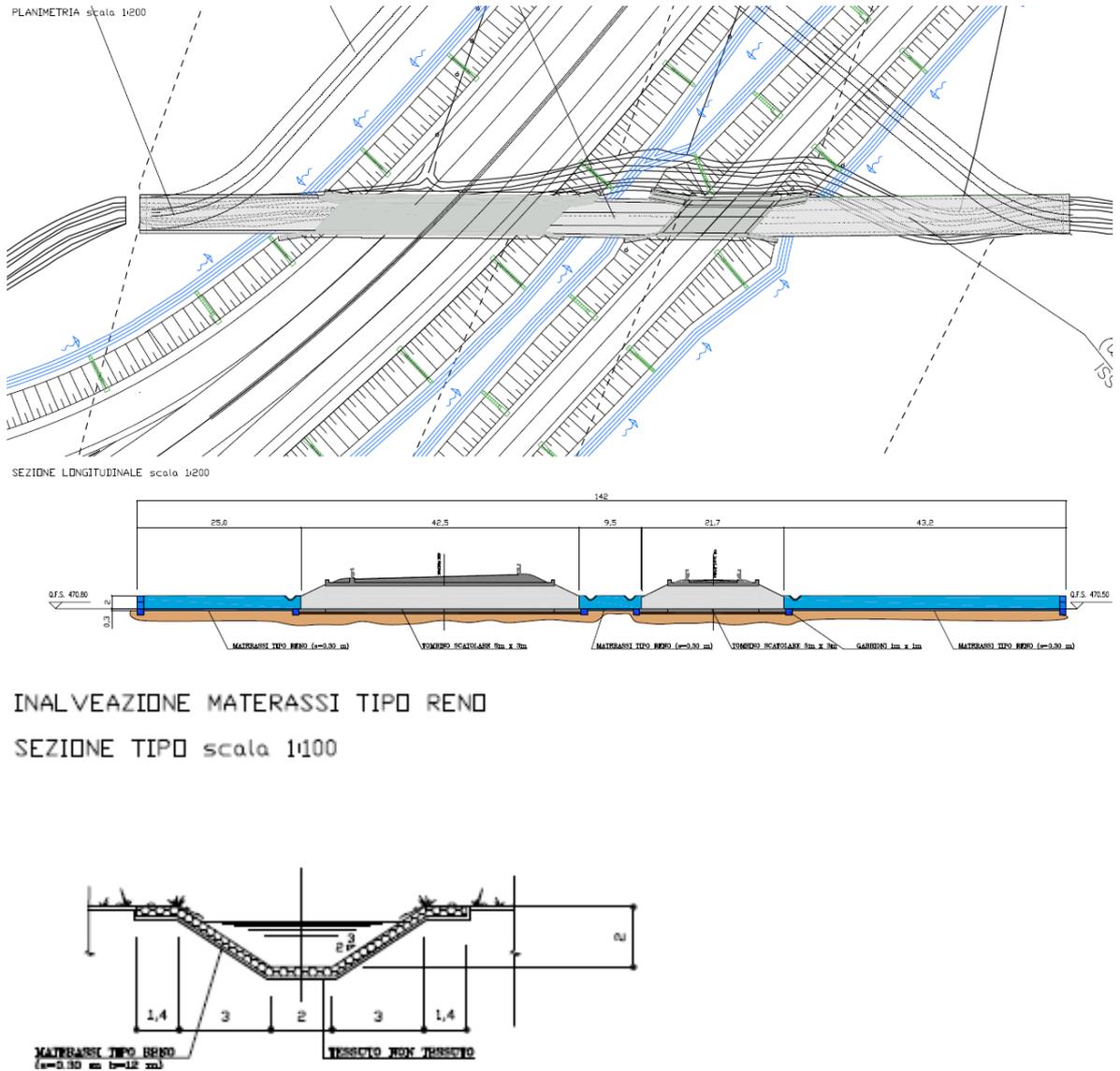


Fig. 7– Vallone Romito – Sistemazione definitiva

Verifiche della sezione e della stabilità dei rivestimenti

- Shields.

La verifica della sezione, effettuata rispetto alle condizioni di moto uniforme attraverso la relazione di Chezy,

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V = velocità media del flusso (m/s)
- K = coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q = V \times A$$

ove:

- Q = portata smaltita (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

tab. 11 - Vallone Romito - Verifica della sezione in alveazione												
LEGENDA SIMBOLI												
J =Pendenza longitudinale			K=Coeff.scabrezza		bf. =Larghezza base fosso		p.spo.=Pendenza sponde		Q =Portata smaltita			
Ri.=Raggio idraulico			Cb.=Contorno bagnato		Ab=Area E A b.=Area bagnata		h=Tirante idrico		Vc=velocità del deflusso			
Caratteristiche idrologiche				Caratteristiche di deflusso								
Bacino	Denominazione	Area	Q ₂₀₀	J	K	p.spo.	h	A b.	Cb.	Ri.	Q	V
(adim.)	Corso d'acqua	(Km2)	(m ³ /s)	(%)	(m ^{1/3} /s)	(rad)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)
1	V.del Romita	6.94	21.95	0.20	45.00	0.67	1.91	9.72	8.18	1.19	21.95	2.26

La stabilità delle opere di rivestimento in materassi metallici tipo Reno, viene verificata confrontando τ_w l'azione di trascinamento esercitata dalla corrente sul rivestimento con l'azione di trascinamento critica τ_{cr} , che determina le condizioni di incipienza del moto del materiale costituente il rivestimento o produce un eccesso di deformazione dello stesso.

L'azione di trascinamento media esercitata dalla corrente sul rivestimento, può essere infatti espressa, con riferimento alle condizioni di moto uniforme, dalla relazione:

$$\tau_w = \gamma_w R_H J$$

in cui:

- R_H raggio idraulico (m);
- γ_w peso specifico dell'acqua (KN/m³);

- J pendenza motrice (m/m)

Mentre l'azione di trascinamento critica τ_{cr} , che determina l'incipienza del moto del materiale costituente il rivestimento o che produce un eccesso di deformazioni, nel caso di giacitura orizzontale, è fornita dalla relazione di Shields:

$$\tau_{cr} = \Phi (\gamma_s - \gamma_w) d_m$$

in cui:

- Φ è il parametro di Shields, assunto pari a 0.047 per massi sciolti, pari a 0.10 per materassi e gabbioni;
- γ_w peso specifico dell'acqua (KN/m³);
- γ_s peso specifico del materiale costituente il rivestimento (KN/m³);
- d_m dimensioni medie del materiale costituente il rivestimento (m).

mentre nel caso di una sponda inclinata di un'angolo α sull'orizzontale l'azione tangenziale critica $\tau_{cr\alpha}$ è calcolata attraverso la relazione:

$$\tau_{cr\alpha} = \tau_{cr} (1 - \text{tg}^2 \alpha / \text{tg}^2 \phi)^{1/2}$$

in cui:

- α è l'angolo di inclinazione delle sponde sull'orizzontale;
- ϕ è l'angolo di attrito del materiale costituente il rivestimento;
- τ_{cr} è l'azione di trascinamento limite sul fondo, valutata tramite la relazione di Shields.

I risultati delle verifiche sono sintetizzati nel seguente tabella 12.

tab.12 - Vallone Romito - Verifica di stabilità dei materassi		
Caratteristiche dei materiali		
γ_s (peso specifico massi)	2.65	t/m ³
γ_w (peso specifico acqua)	1.00	t/m ³
dm(dimensione media dei massi)	0.10	m
Φ (parametro di Shields)	0.100	adim.
Ks(scabrezza)	45	adim.
ϕ (angolo di attrito)	0.70	rad
α (angolo di inclinazione sponde)	0.58	rad
Caratteristiche del deflusso		
R(raggio idraulico)	1.19	m
j (pendenza di fondo)	0.002	m/m
V (velocità media)	2.26	m/s
Condizioni di incipienza del moto		
V _{cro} (velocità critica)	5.95	m/s
V _{cra} (velocità critica sulla sponda)	3.16	m/s
$\eta = V_{cr}/V$ (Coeff.sicurezza velocità)	1.40	adim.
$\eta = \tau_{co}/\tau_w$ (Coeff.sicurezza tensioni)	1.18	adim.

2. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento sono stati studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato, quale il fosso dell'Imperatore.

Per quanto riguarda il dimensionamento preliminare del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione dei rilevati e delle opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso della corrente di piena;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

2.1. Stima delle portate di progetto

Per un dimensionamento della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, è stata utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad (l/s)$$

in cui:

- Q_p = portata massima di pioggia (l/s) (Tr=25 anni)
- ϕ_c = 0.9 coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);
- ϕ_s = 0.5 coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);
- ϕ_e = 0.2 coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);
- b_c = larghezza della piattaforma stradale (m²);
- b_s = larghezza della scarpata stradale (m²);
- b_e = larghezza della fascia esterna (m²);
- L = lunghezza tratto (m);
- I_c = intensità della pioggia critica (mm/h) (Tr=25 anni, Tc=10 minuti).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si fa riferimento alla legge precipitazione-durata-frequenza (HDF) del tipo monomia:

$$h(\text{mm}) = a t^n$$

e quindi

$$i(\text{mm/h}) = h/t = a t^{n-1}$$

dove:

- t è la durata della pioggia critica;
- a è coefficiente della curva di possibilità climatica che per un tempo di ritorno di 25 anni per la stazione pluviometrica Sala Consilina è pari a 35.0 mm/h
- n è l'esponente della curva di possibilità climatica che per un tempo di ritorno

di 25 anni per la stazione pluviometrica Sala Consilina è pari a 0.51

Pertanto considerando un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione minimo, assunto quest'ultimo pari a 5 minuti, si ottiene rispettivamente per I_c , intensità della pioggia critica:

$$i(10') = a t^{n-1} = 35.0 (5/60)^{0.51-1} = 116,64 \text{ mm/h}$$

2.2. Opere di drenaggio

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

Sezioni in rilevato

Le acque meteoriche vengono raccolte in corrispondenza dei margini della carreggiata ed attraverso le discenderie in embrici, trovano recapito nei fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. La geometria del fosso è di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1. Gli embrici vengono sistemati lungo le scarpate ad interasse di 20m metri nei tratti rettilinei ed opportunamente infittiti nei tratti in curva lungo le rampe.

Sezione in trincea

Nei tratti in trincea, lungo le rampe di accelerazione/decelerazione sulla Autostrada Salerno-Reggio Calabria, le acque di piattaforma vengono raccolte, attraverso una cunetta a sezione policentrica, della larghezza di 2 m, e recapitate, attraverso apposite caditoie, disposte ad interasse minimo di 50 m, nel sottostante collettore Dn 600 mm, in PEAD corrugato, attraverso il quale vengono recapitate, alla fine dei tratti in trincea, nei fossi di guardia, disposti al piede del rilevato autostradale.

Sezioni in viadotto

Le acque meteoriche vengono attraverso le caditoie, disposte ad interasse di 12 m, lungo i margini della carreggiata ed attraverso, idonei discendentii, vengono recapitate in un collettore longitudinale, costituito da una tubazione dn 200 mm in acciaio zincato, ancorato alle strutture dell'impalcato, che provvede a convogliare i drenaggi al piede delle pile o in corrispondenza delle spalle, dove trovano recapito nei fossi di guardia.

2.3. Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio è stato effettuato, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V= velocità media del flusso (m/s)
- K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=60 m^{1/3}/s$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $K=70 m^{1/3}/s$ per le tubazioni in Pead ed in acciaio zincato.

Sulla base della stima delle portate di progetto prima evidenziate, e della geometria prevista per canalette, fossi di guardia e collettori, tutti gli elementi della rete di raccolta sono stati adeguatamente dimensionati. I calcoli di dimensionamento sono riportati, sottoforma di tabulati di calcolo, nell'allegato B.

ALLEGATO A
VERIFICHE IDRAULICHE A MOTO PERMANENTE

Fosso Imperatore

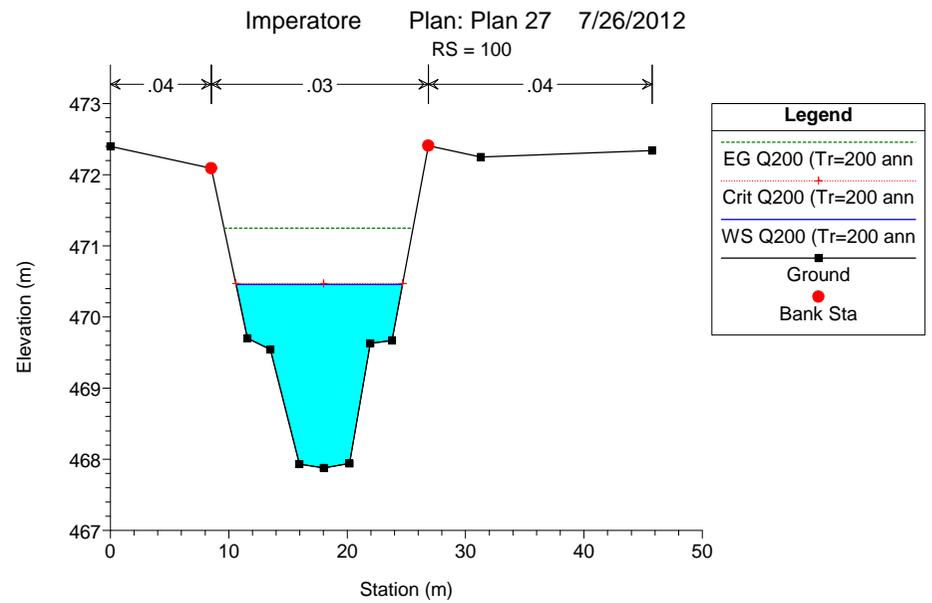
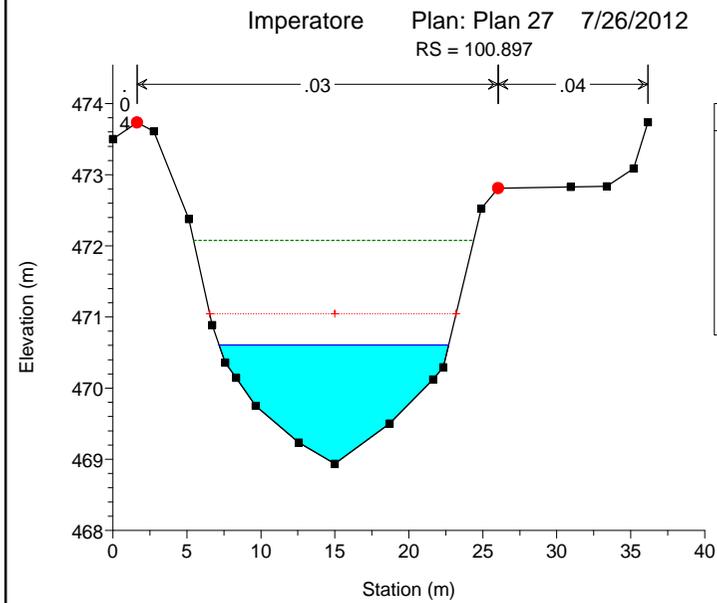
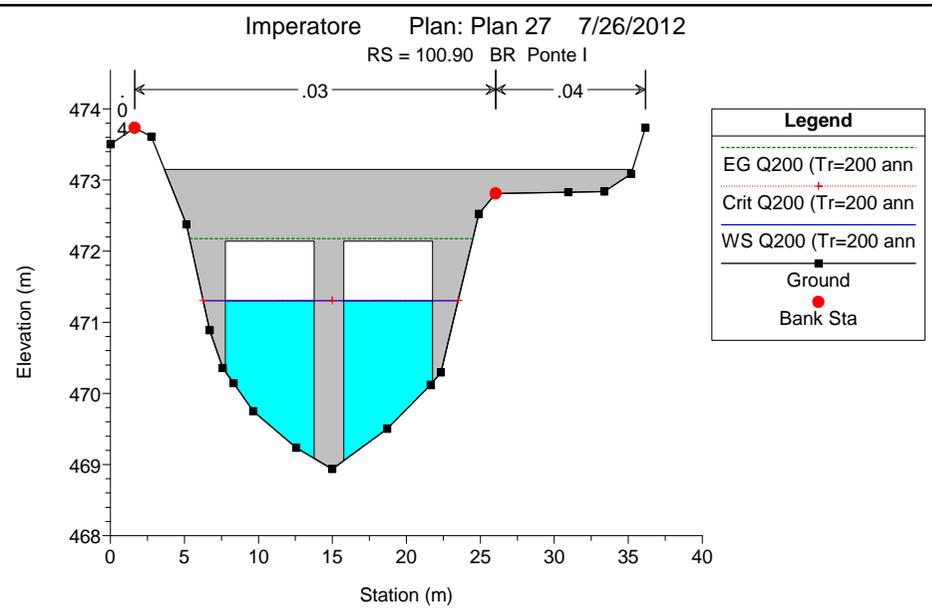
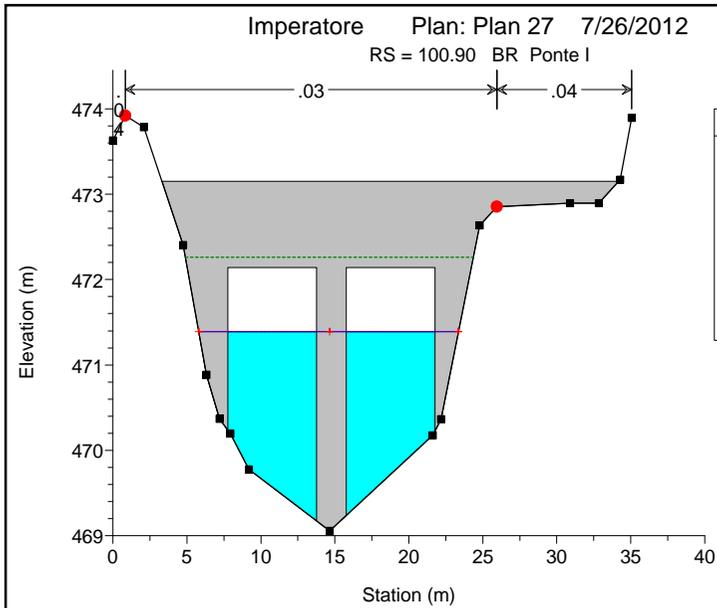
Ante operam

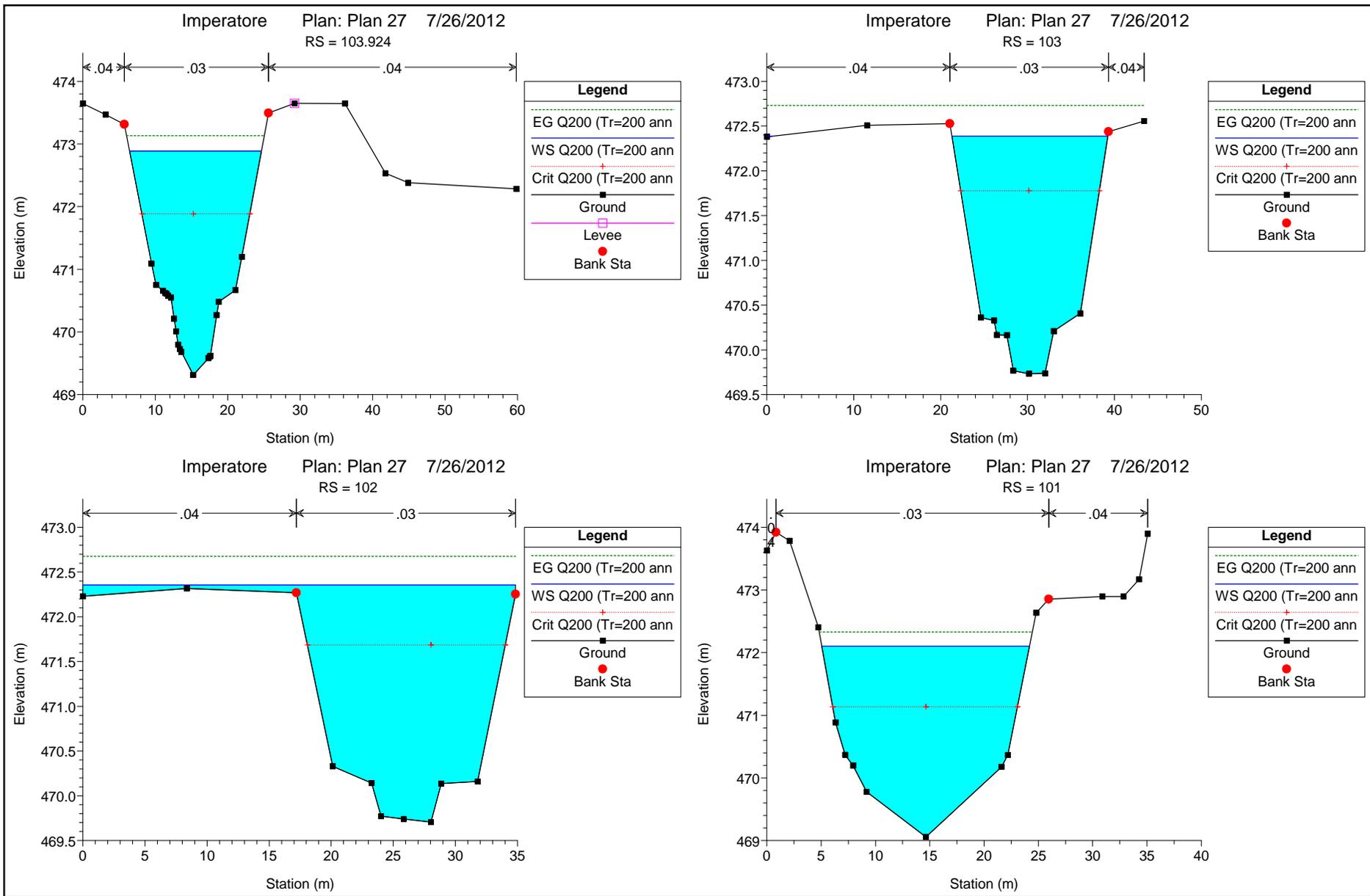
HEC-RAS Plan: Plan 24 River: Imperatore Reach: Principale

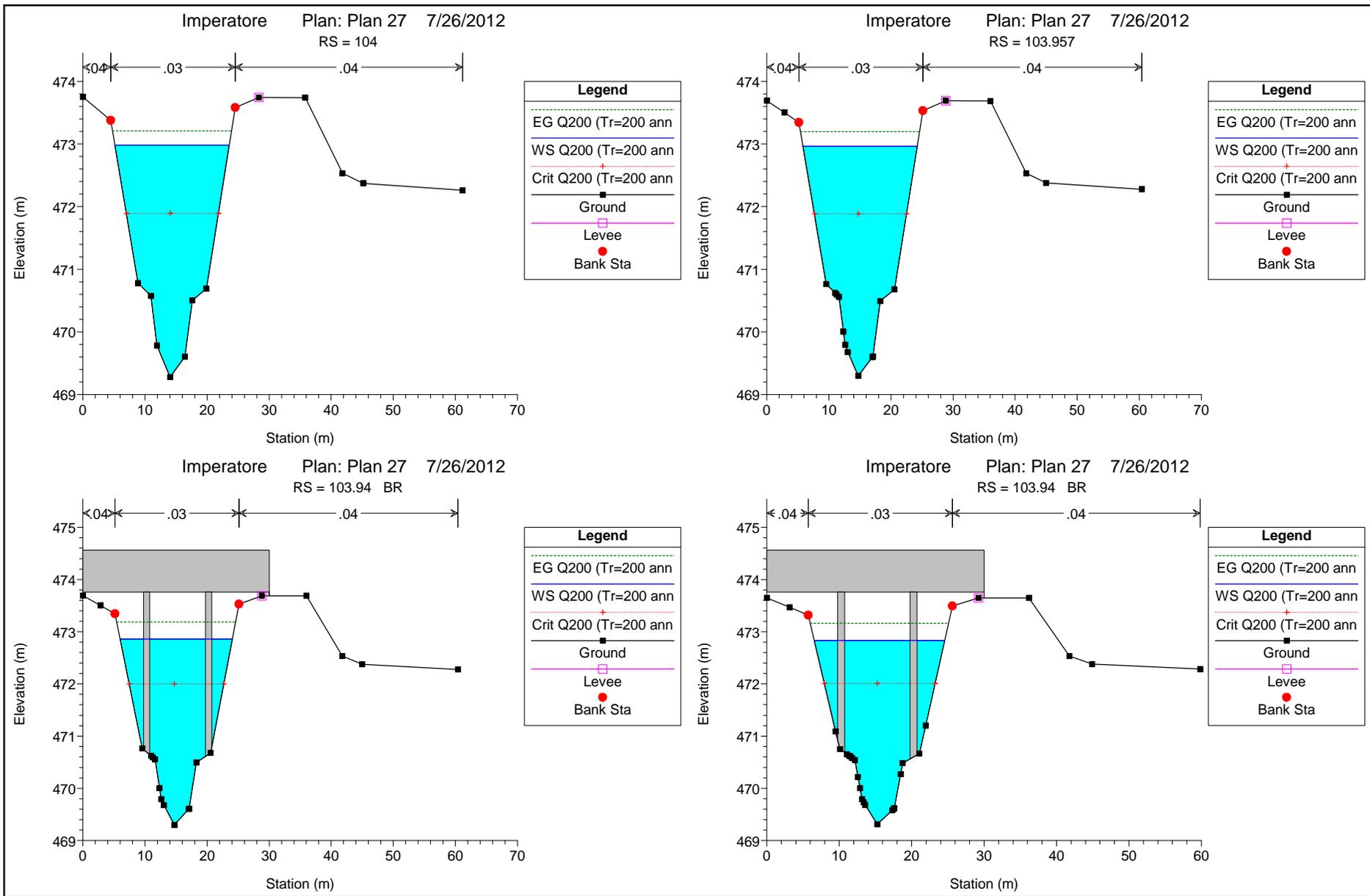
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principale	110	Q100 (Tr=100 ann	72.18	474.07	475.90	475.90	476.55	0.008837	3.58	20.18	15.56	1.00
Principale	110	Q200 (Tr=200 ann	85.79	474.07	476.08	476.08	476.79	0.008484	3.73	23.03	16.12	1.00
Principale	110	Q500 (Tr=500 ann	104.83	474.07	476.29	476.29	477.09	0.008354	3.95	26.57	16.80	1.00
Principale	109	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.49	475.83	474.69	476.00	0.001309	1.85	39.05	18.46	0.41
Principale	109	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.49	476.04	474.87	476.24	0.001396	2.00	42.97	18.81	0.42
Principale	109	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.49	476.22	475.09	476.48	0.001655	2.26	46.37	18.92	0.46
Principale	108	Q100 (Tr=100 ann	72.18	473.33	475.34	475.07	475.81	0.005090	3.04	24.05	20.32	0.78
Principale	108	Q200 (Tr=200 ann	85.79	473.33	475.55	475.27	476.05	0.004749	3.13	28.93	24.39	0.76
Principale	108	Q500 (Tr=500 ann	104.83	473.33	475.99	475.58	476.32	0.002671	2.70	50.15	49.03	0.59
Principale	107.49	Q100 (Tr=100 ann	72.18	473.06	475.21	474.86	475.62	0.004319	2.84	25.41	16.10	0.72
Principale	107.49	Q200 (Tr=200 ann	85.79	473.06	475.41	475.03	475.86	0.004340	2.99	28.73	16.92	0.73
Principale	107.49	Q500 (Tr=500 ann	104.83	473.06	475.70	475.25	476.19	0.004118	3.08	34.02	18.17	0.72
Principale	107.3	Bridge										
Principale	107.08	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.83	475.15	474.66	475.48	0.003415	2.57	28.06	17.15	0.64
Principale	107.08	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.83	475.35	474.83	475.73	0.003642	2.70	31.76	18.96	0.67
Principale	107.08	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.83	475.62	475.05	476.03	0.003475	2.84	36.88	19.42	0.66
Principale	107.05	Bridge										
Principale	107	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.79	475.03	474.62	475.40	0.003955	2.70	26.77	17.01	0.69
Principale	107	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.79	475.22	474.79	475.63	0.003979	2.85	30.11	17.64	0.70
Principale	107	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.79	475.48	475.01	475.94	0.004099	2.99	35.07	19.45	0.71
Principale	106	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.70	474.55	474.55	475.20	0.008797	3.57	20.24	15.65	1.00
Principale	106	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.70	474.73	474.73	475.43	0.008525	3.73	23.03	16.22	1.00
Principale	106	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.70	474.95	474.95	475.73	0.008245	3.92	26.74	16.94	1.00
Principale	105	Q100 (Tr=100 ann	72.18	471.21	472.67	473.32	474.94	0.057054	6.68	10.81	13.00	2.34
Principale	105	Q200 (Tr=200 ann	85.79	471.21	472.80	473.50	475.18	0.051079	6.83	12.56	13.38	2.25
Principale	105	Q500 (Tr=500 ann	104.83	471.21	472.98	473.73	475.47	0.044810	7.00	14.98	13.90	2.15

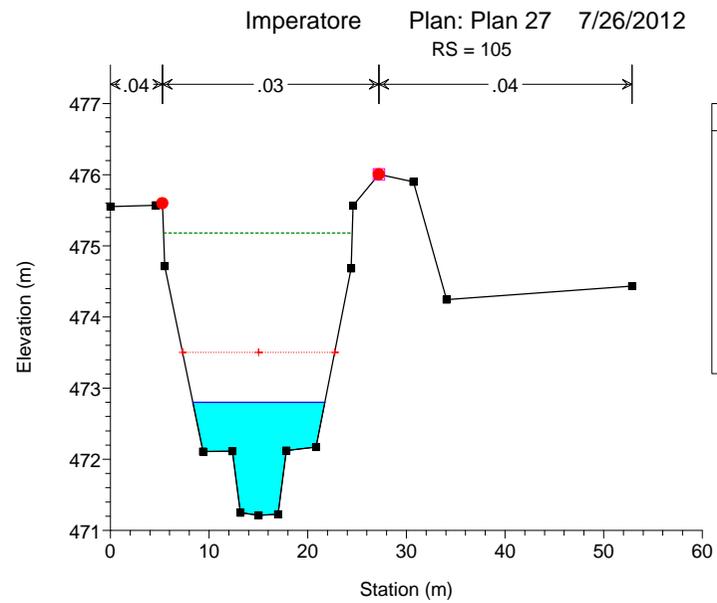
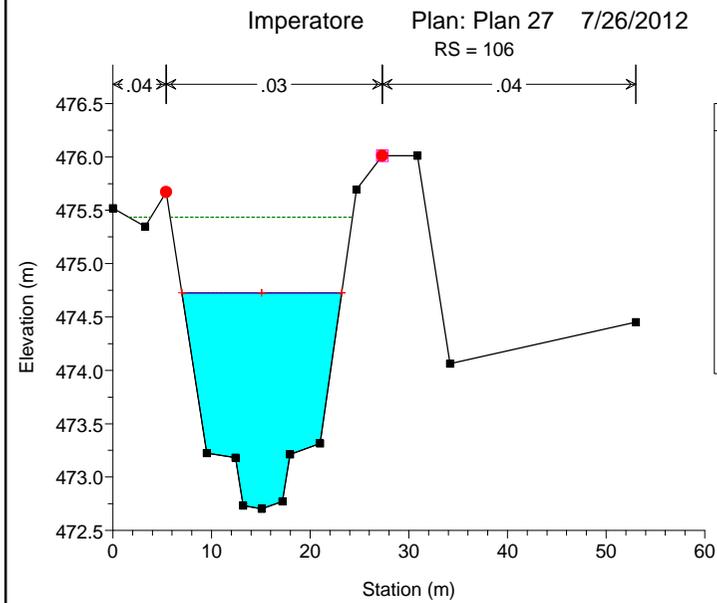
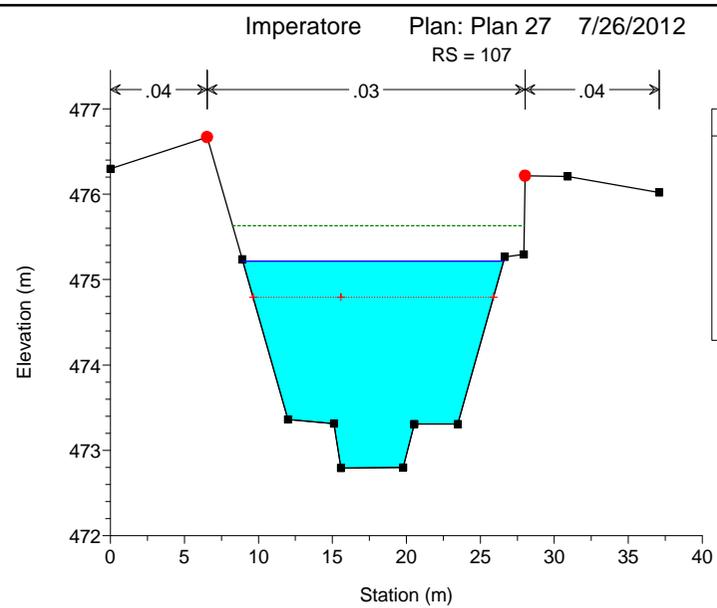
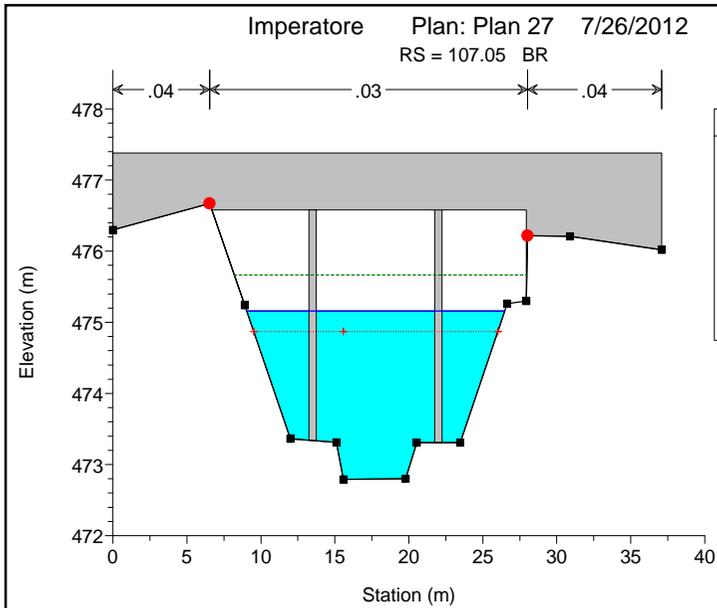
HEC-RAS Plan: Plan 24 River: Imperatore Reach: Principale (Continued)

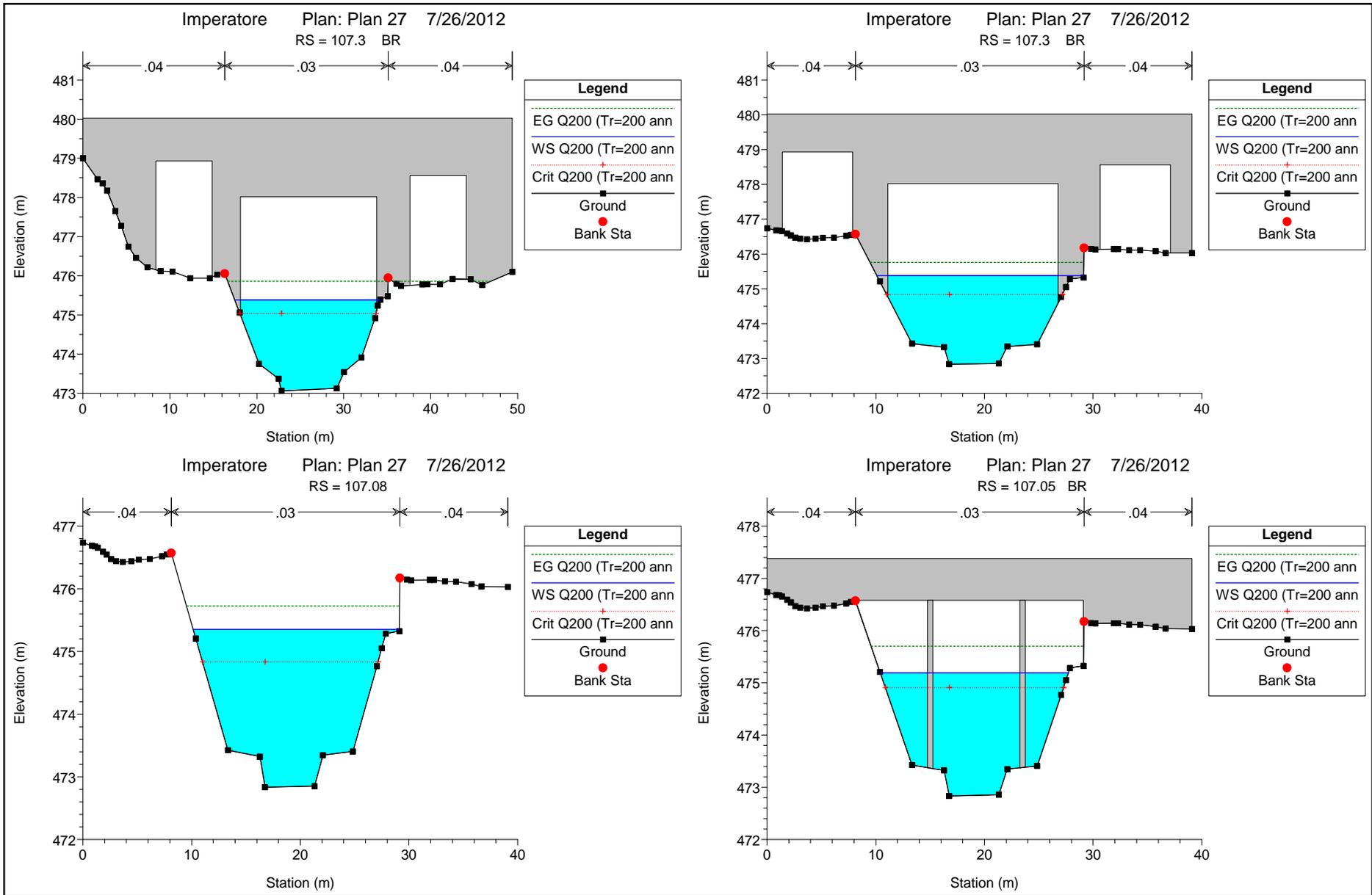
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principale	104	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.28	472.73	471.70	472.94	0.001589	2.01	35.98	17.59	0.45
Principale	104	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.28	472.98	471.89	473.21	0.001621	2.12	40.44	18.41	0.46
Principale	104	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.28	473.26	472.13	473.52	0.001730	2.30	45.65	19.32	0.48
Principale	103.957	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.30	472.72	471.70	472.92	0.001608	2.01	35.83	17.60	0.45
Principale	103.957	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.30	472.96	471.88	473.20	0.001639	2.13	40.29	18.42	0.46
Principale	103.957	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.30	473.24	472.12	473.51	0.001749	2.31	45.48	19.33	0.48
Principale	103.94	Bridge										
Principale	103.924	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.31	472.65	471.70	472.87	0.001758	2.08	34.72	17.43	0.47
Principale	103.924	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.31	472.89	471.88	473.13	0.001801	2.20	38.96	18.21	0.48
Principale	103.924	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.31	473.15	472.12	473.44	0.001943	2.39	43.79	19.07	0.50
Principale	103	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.73	472.14	471.60	472.46	0.003133	2.51	28.73	17.15	0.62
Principale	103	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.73	472.39	471.78	472.73	0.002958	2.59	33.08	18.65	0.61
Principale	103	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.73	472.72	472.00	473.06	0.002440	2.60	45.22	43.43	0.57
Principale	102	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.70	472.10	471.51	472.41	0.002850	2.44	29.64	17.18	0.59
Principale	102	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.70	472.36	471.69	472.68	0.002637	2.51	35.31	34.85	0.58
Principale	102	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.70	472.70	471.91	473.01	0.002131	2.49	47.48	34.85	0.53
Principale	101	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.06	471.83	470.97	472.04	0.001690	2.03	35.64	18.51	0.47
Principale	101	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.06	472.10	471.13	472.33	0.001604	2.10	40.81	19.12	0.46
Principale	101	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.06	472.47	471.34	472.71	0.001508	2.19	47.89	19.97	0.45
Principale	100.90	Bridge										
Principale	100.897	Q100 (Tr=100 ann	72.18	468.94	470.49	470.89	471.80	0.026132	5.07	14.24	15.21	1.67
Principale	100.897	Q200 (Tr=200 ann	85.79	468.94	470.61	471.05	472.08	0.025982	5.37	15.98	15.53	1.69
Principale	100.897	Q500 (Tr=500 ann	104.83	468.94	470.75	471.26	472.45	0.026373	5.78	18.15	15.91	1.73
Principale	100	Q100 (Tr=100 ann	72.18	467.88	470.27	470.29	470.99	0.009389	3.77	19.16	13.60	1.01
Principale	100	Q200 (Tr=200 ann	85.79	467.88	470.46	470.47	471.25	0.009129	3.94	21.76	14.06	1.01
Principale	100	Q500 (Tr=500 ann	104.83	467.88	470.70	470.72	471.58	0.008834	4.15	25.25	14.64	1.01

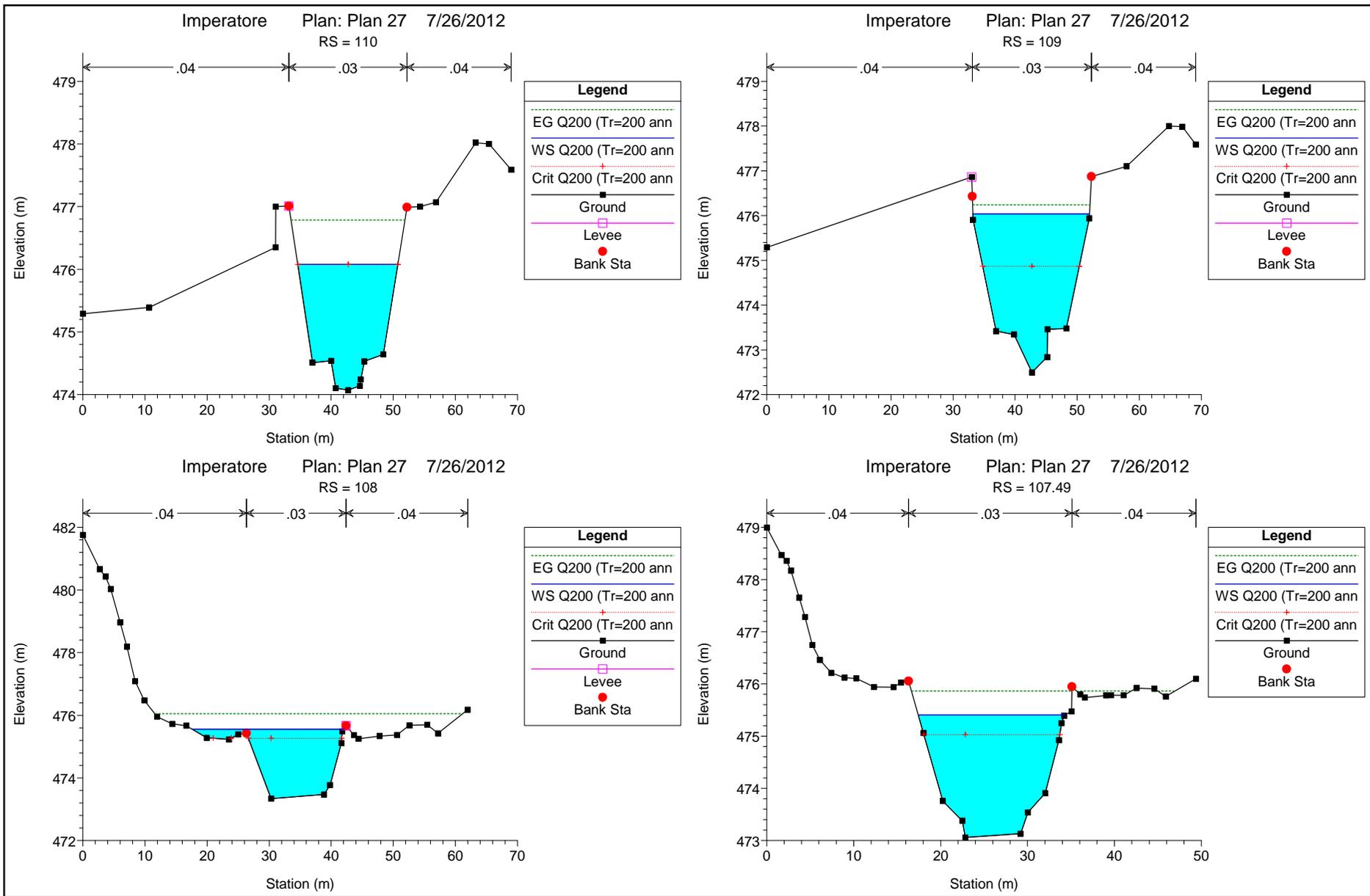










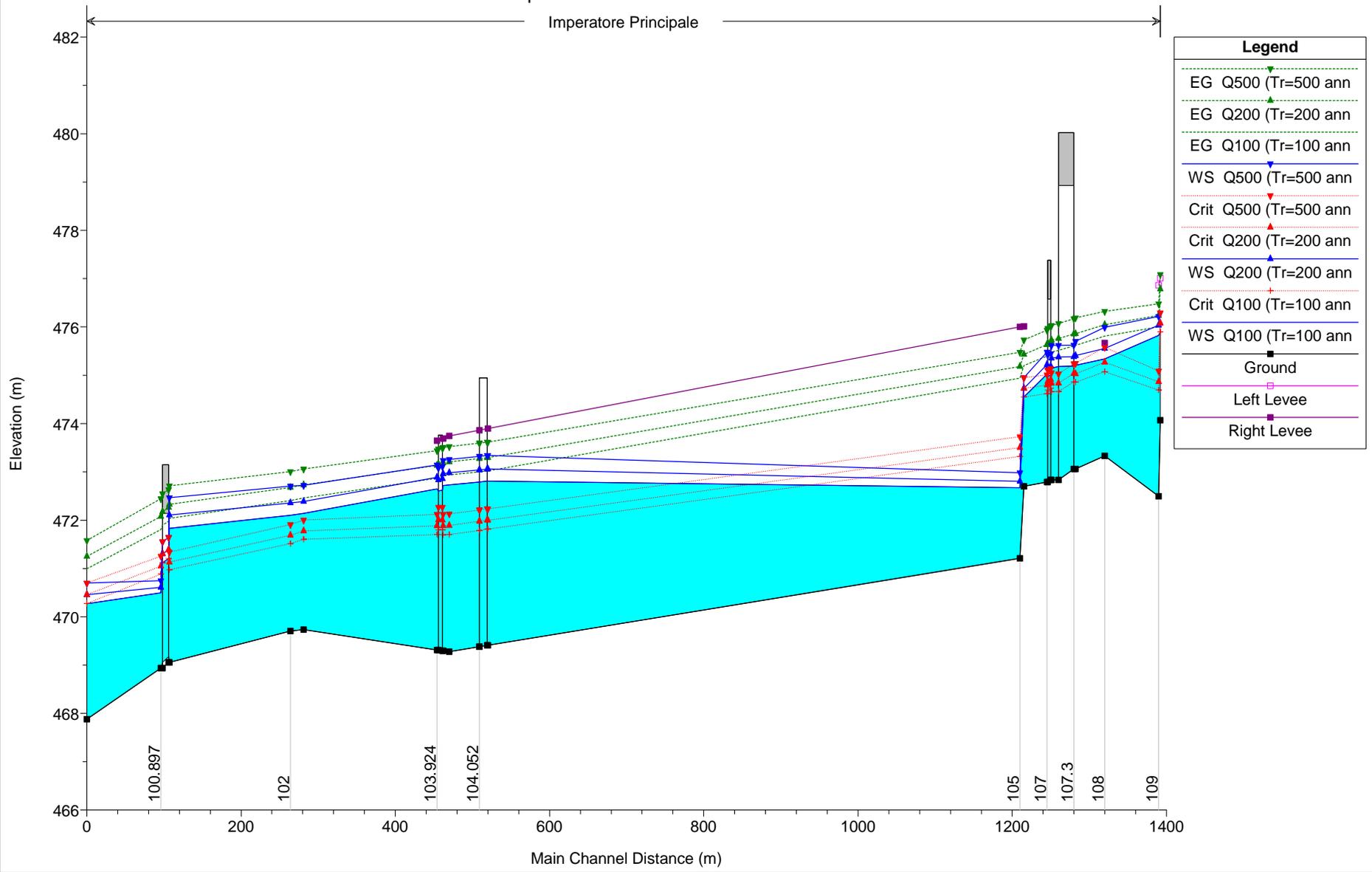


Fosso Imperatore

post operam

Imperatore Plan: Plan 28 7/26/2012

Imperatore Principale



HEC-RAS Plan: Plan 24 River: Imperatore Reach: Principale

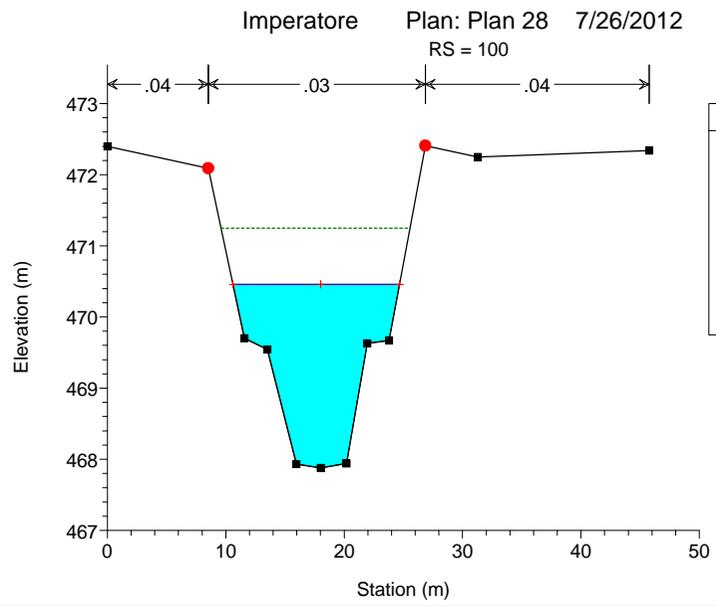
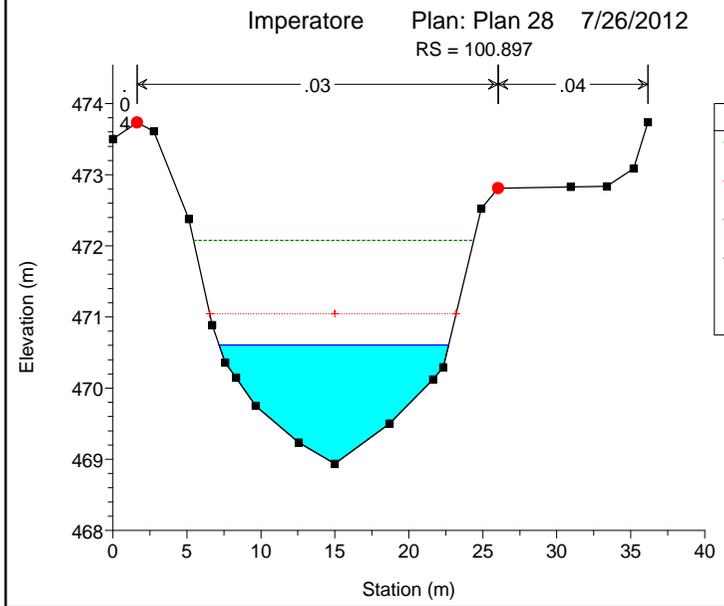
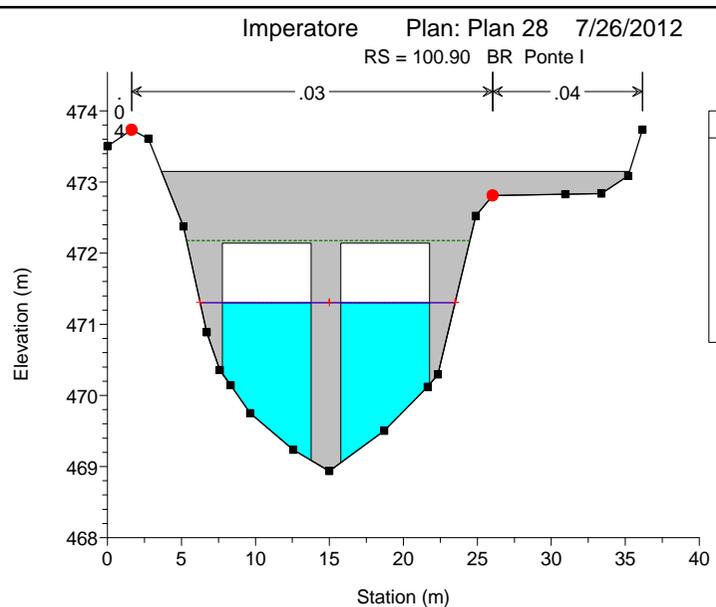
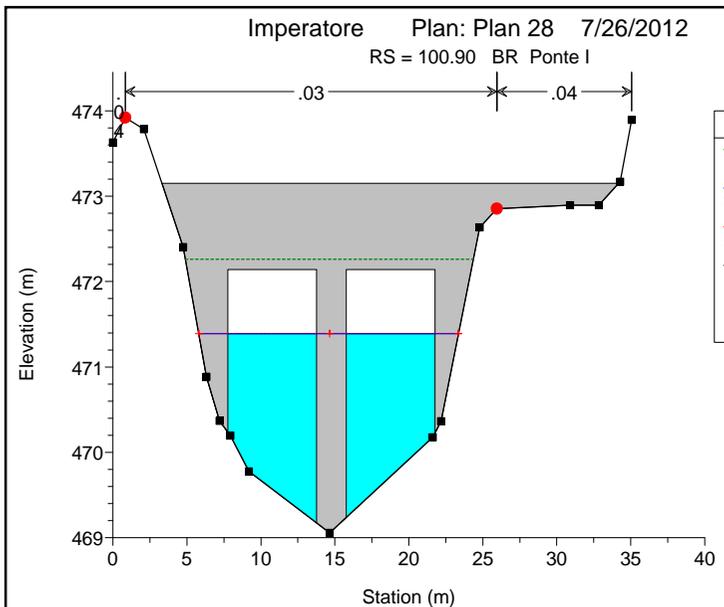
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principale	110	Q100 (Tr=100 ann	72.18	474.07	475.90	475.90	476.55	0.008837	3.58	20.18	15.56	1.00
Principale	110	Q200 (Tr=200 ann	85.79	474.07	476.08	476.08	476.79	0.008484	3.73	23.03	16.12	1.00
Principale	110	Q500 (Tr=500 ann	104.83	474.07	476.29	476.29	477.09	0.008354	3.95	26.57	16.80	1.00
Principale	109	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.49	475.83	474.69	476.00	0.001309	1.85	39.05	18.46	0.41
Principale	109	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.49	476.04	474.87	476.24	0.001396	2.00	42.97	18.81	0.42
Principale	109	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.49	476.22	475.09	476.48	0.001655	2.26	46.37	18.92	0.46
Principale	108	Q100 (Tr=100 ann	72.18	473.33	475.34	475.07	475.81	0.005090	3.04	24.05	20.32	0.78
Principale	108	Q200 (Tr=200 ann	85.79	473.33	475.55	475.27	476.05	0.004749	3.13	28.93	24.39	0.76
Principale	108	Q500 (Tr=500 ann	104.83	473.33	475.99	475.58	476.32	0.002671	2.70	50.15	49.03	0.59
Principale	107.49	Q100 (Tr=100 ann	72.18	473.06	475.21	474.86	475.62	0.004319	2.84	25.41	16.10	0.72
Principale	107.49	Q200 (Tr=200 ann	85.79	473.06	475.41	475.03	475.86	0.004340	2.99	28.73	16.92	0.73
Principale	107.49	Q500 (Tr=500 ann	104.83	473.06	475.70	475.25	476.19	0.004118	3.08	34.02	18.17	0.72
Principale	107.3	Bridge										
Principale	107.08	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.83	475.15	474.66	475.48	0.003415	2.57	28.06	17.15	0.64
Principale	107.08	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.83	475.35	474.83	475.73	0.003642	2.70	31.76	18.96	0.67
Principale	107.08	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.83	475.62	475.05	476.03	0.003475	2.84	36.88	19.42	0.66
Principale	107.05	Bridge										
Principale	107	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.79	475.03	474.62	475.40	0.003955	2.70	26.77	17.01	0.69
Principale	107	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.79	475.22	474.79	475.63	0.003979	2.85	30.11	17.64	0.70
Principale	107	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.79	475.48	475.01	475.94	0.004099	2.99	35.07	19.45	0.71
Principale	106	Q100 (Tr=100 ann	72.18	472.70	474.55	474.55	475.20	0.008797	3.57	20.24	15.65	1.00
Principale	106	Q200 (Tr=200 ann	85.79	472.70	474.73	474.73	475.43	0.008525	3.73	23.03	16.22	1.00
Principale	106	Q500 (Tr=500 ann	104.83	472.70	474.95	474.95	475.73	0.008245	3.92	26.74	16.94	1.00
Principale	105	Q100 (Tr=100 ann	72.18	471.21	472.67	473.32	474.94	0.057054	6.68	10.81	13.00	2.34
Principale	105	Q200 (Tr=200 ann	85.79	471.21	472.80	473.50	475.18	0.051079	6.83	12.56	13.38	2.25
Principale	105	Q500 (Tr=500 ann	104.83	471.21	472.98	473.73	475.47	0.044810	7.00	14.98	13.90	2.15

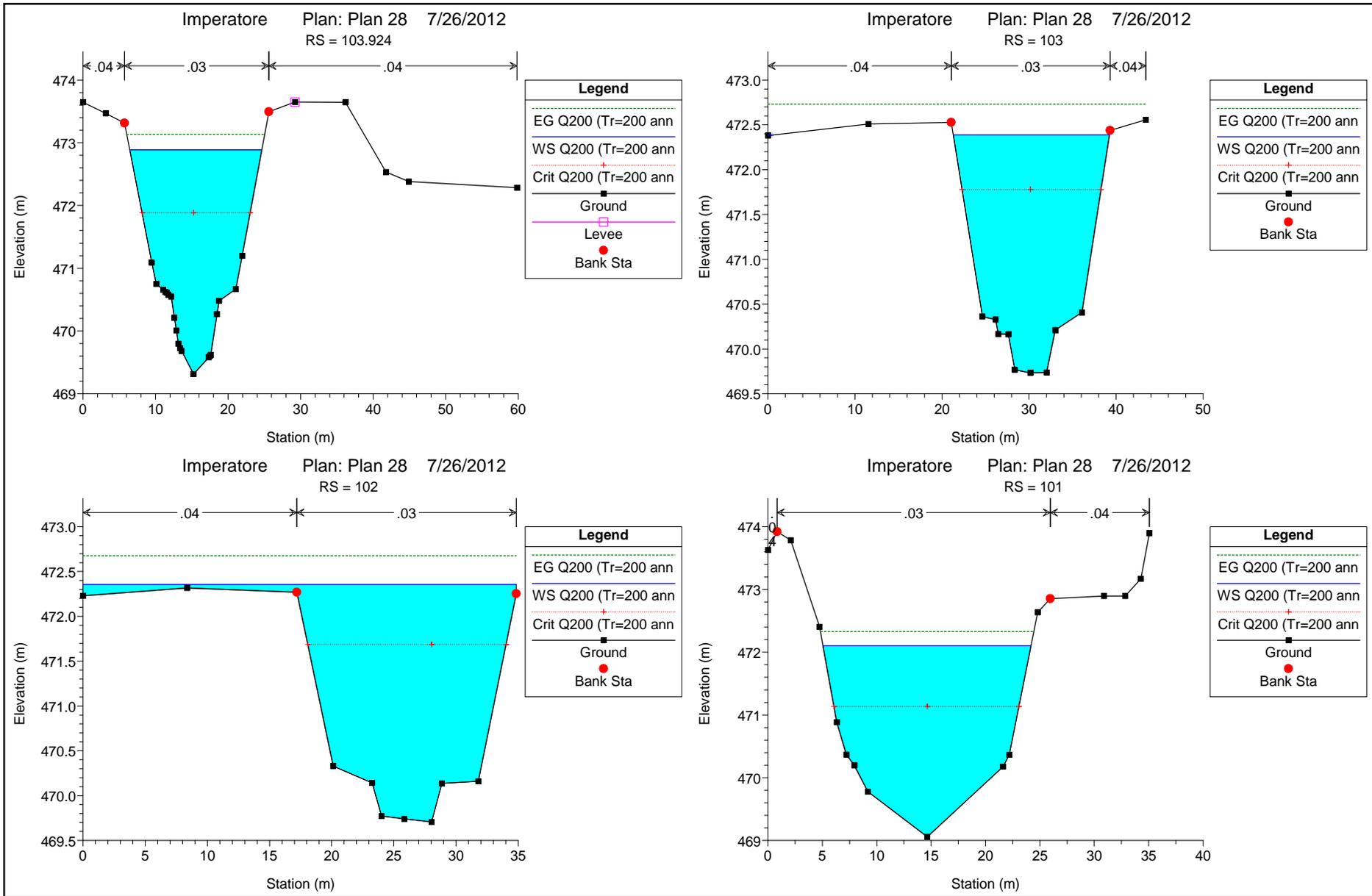
HEC-RAS Plan: Plan 24 River: Imperatore Reach: Principale (Continued)

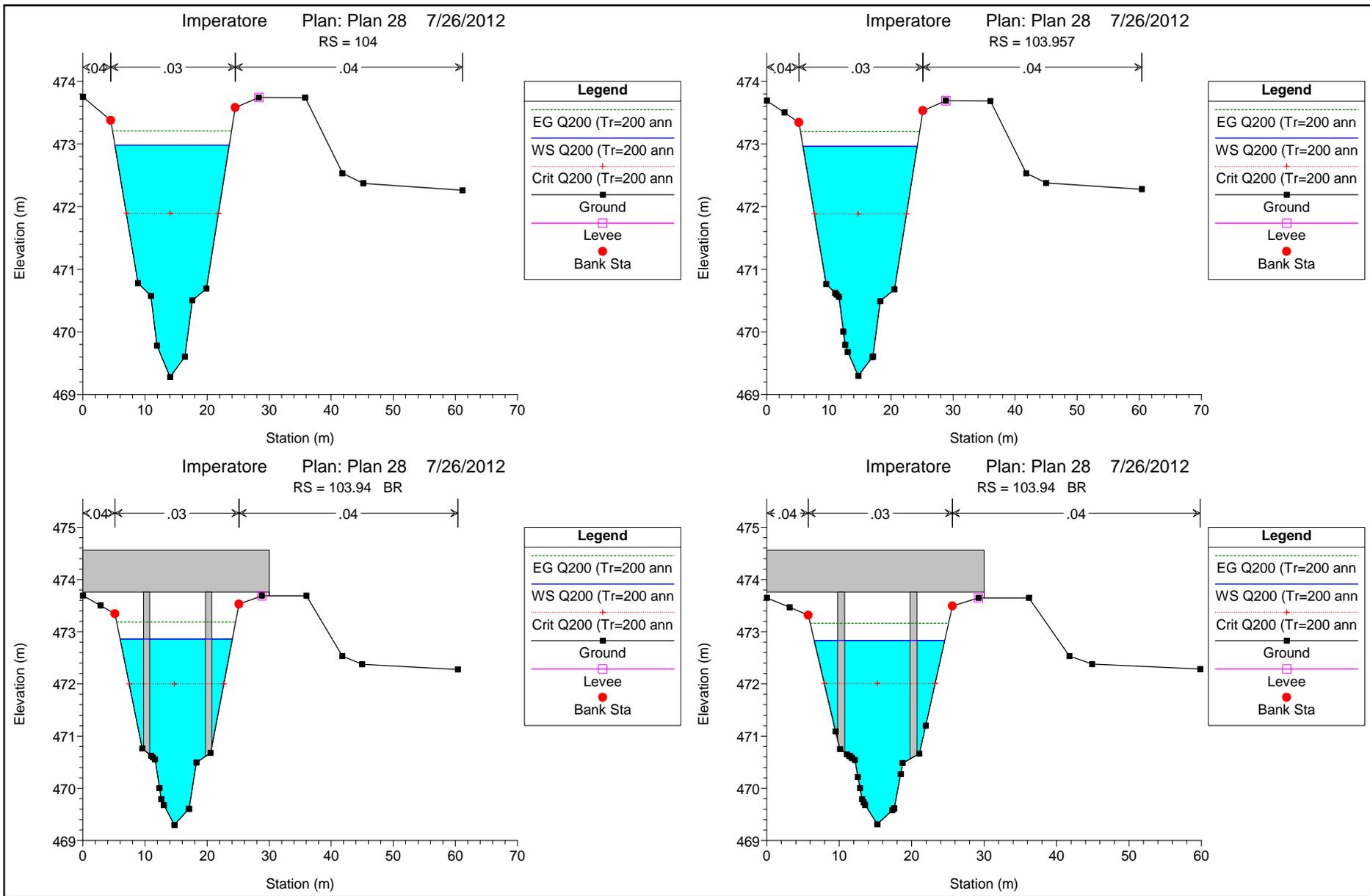
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principale	104.067	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.41	472.81	471.81	473.02	0.001658	2.04	35.47	17.51	0.46
Principale	104.067	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.41	473.06	472.00	473.29	0.001682	2.15	39.93	18.33	0.46
Principale	104.067	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.41	473.34	472.24	473.62	0.001774	2.32	45.25	19.25	0.48
Principale	104.059	Bridge										
Principale	104.052	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.38	472.79	471.79	473.00	0.001645	2.03	35.56	17.53	0.45
Principale	104.052	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.38	473.04	471.98	473.27	0.001671	2.14	40.02	18.34	0.46
Principale	104.052	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.38	473.32	472.21	473.59	0.001769	2.31	45.30	19.26	0.48
Principale	104	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.28	472.73	471.70	472.94	0.001589	2.01	35.98	17.59	0.45
Principale	104	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.28	472.98	471.89	473.21	0.001621	2.12	40.44	18.41	0.46
Principale	104	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.28	473.26	472.13	473.52	0.001730	2.30	45.65	19.32	0.48
Principale	103.957	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.30	472.72	471.70	472.92	0.001608	2.01	35.83	17.60	0.45
Principale	103.957	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.30	472.96	471.88	473.20	0.001639	2.13	40.29	18.42	0.46
Principale	103.957	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.30	473.24	472.12	473.51	0.001749	2.31	45.48	19.33	0.48
Principale	103.94	Bridge										
Principale	103.924	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.31	472.65	471.70	472.87	0.001758	2.08	34.72	17.43	0.47
Principale	103.924	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.31	472.89	471.88	473.13	0.001801	2.20	38.96	18.21	0.48
Principale	103.924	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.31	473.15	472.12	473.44	0.001943	2.39	43.79	19.07	0.50
Principale	103	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.73	472.14	471.60	472.46	0.003133	2.51	28.73	17.15	0.62
Principale	103	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.73	472.39	471.78	472.73	0.002958	2.59	33.08	18.65	0.61
Principale	103	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.73	472.72	472.00	473.06	0.002440	2.60	45.22	43.43	0.57
Principale	102	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.70	472.10	471.51	472.41	0.002850	2.44	29.64	17.18	0.59
Principale	102	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.70	472.36	471.69	472.68	0.002637	2.51	35.31	34.85	0.58
Principale	102	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.70	472.70	471.91	473.01	0.002131	2.49	47.48	34.85	0.53
Principale	101	Q100 (Tr=100 ann	72.18	469.06	471.83	470.97	472.04	0.001690	2.03	35.64	18.51	0.47
Principale	101	Q200 (Tr=200 ann	85.79	469.06	472.10	471.13	472.33	0.001604	2.10	40.81	19.12	0.46
Principale	101	Q500 (Tr=500 ann	104.83	469.06	472.47	471.34	472.71	0.001508	2.19	47.89	19.97	0.45

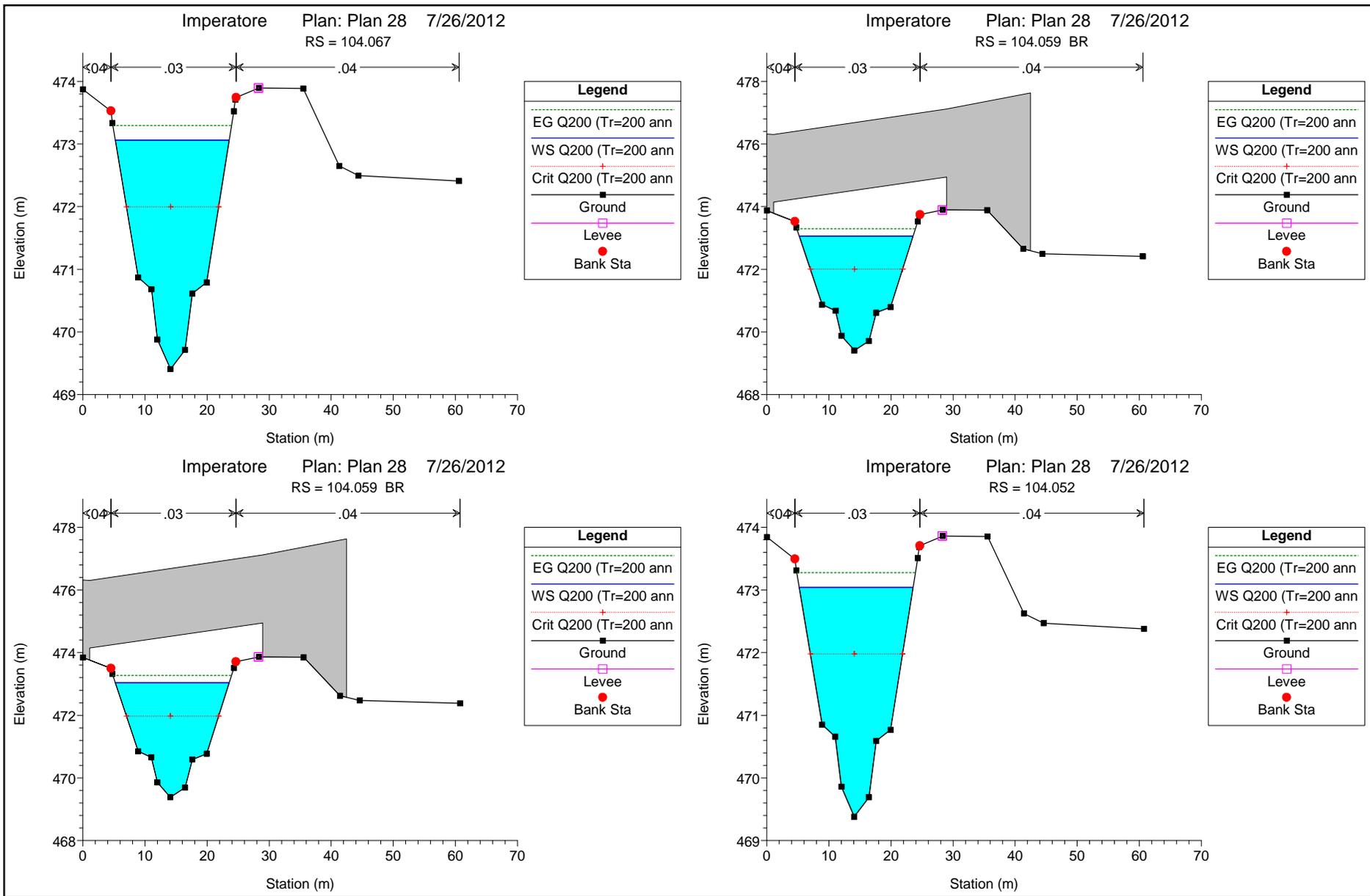
HEC-RAS Plan: Plan 24 River: Imperatore Reach: Principale (Continued)

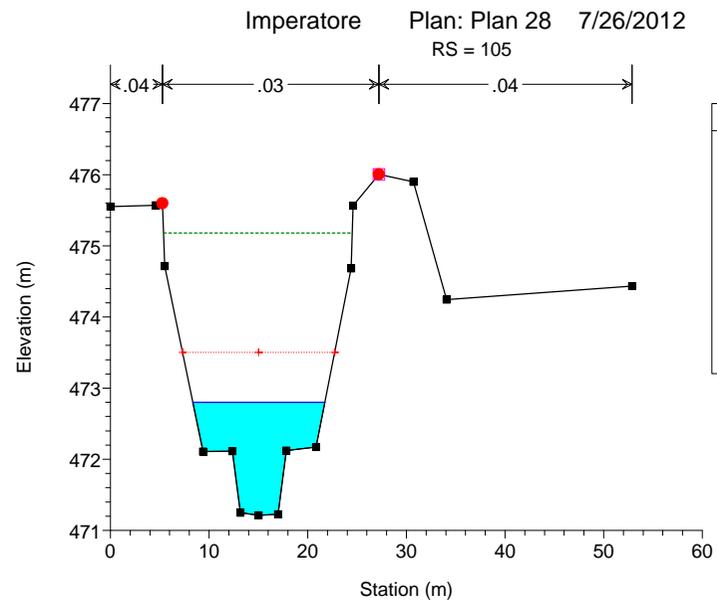
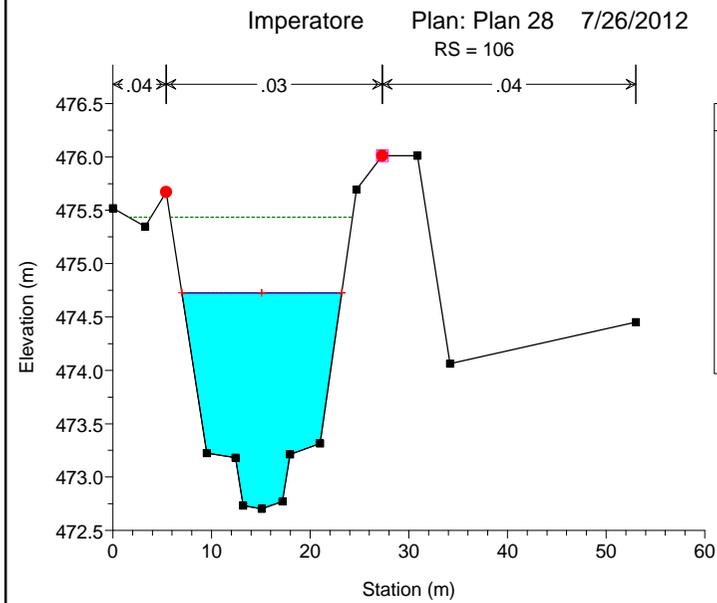
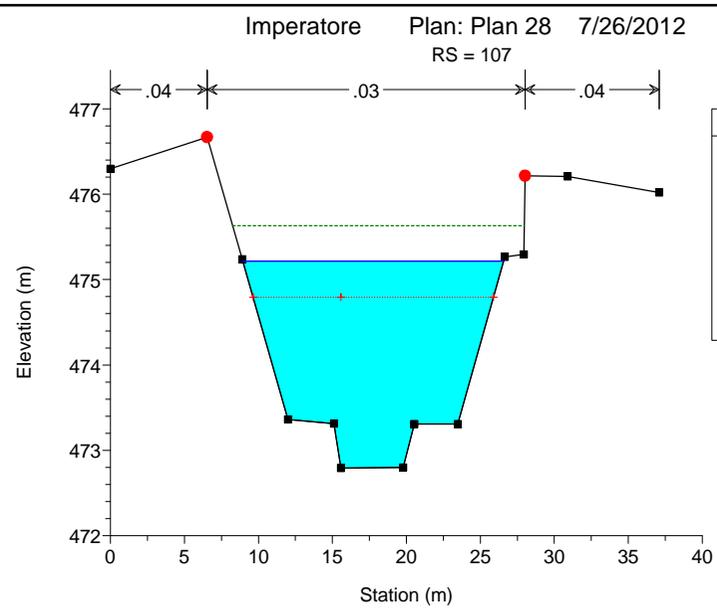
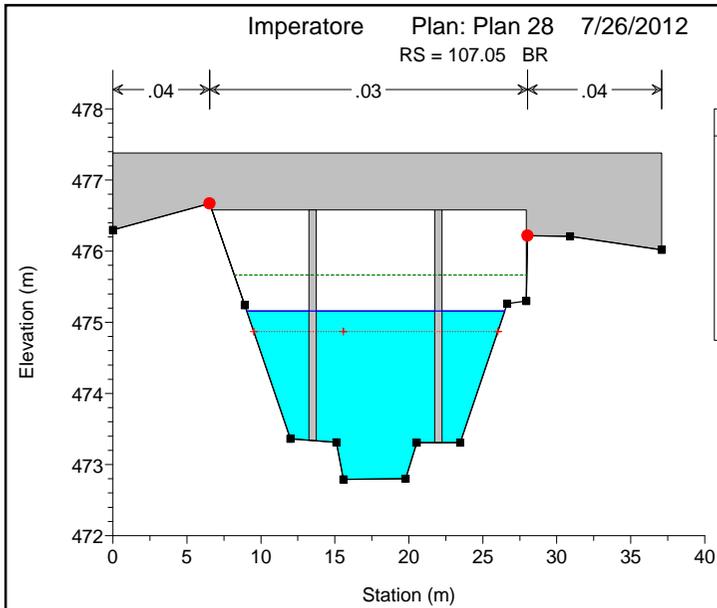
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Principale	100.90		Bridge									
Principale	100.897	Q100 (Tr=100 ann	72.18	468.94	470.49	470.89	471.80	0.026132	5.07	14.24	15.21	1.67
Principale	100.897	Q200 (Tr=200 ann	85.79	468.94	470.61	471.05	472.08	0.025979	5.37	15.98	15.53	1.69
Principale	100.897	Q500 (Tr=500 ann	104.83	468.94	470.75	471.26	472.45	0.026370	5.78	18.15	15.91	1.73
Principale	100	Q100 (Tr=100 ann	72.18	467.88	470.27	470.28	470.99	0.009389	3.77	19.16	13.60	1.01
Principale	100	Q200 (Tr=200 ann	85.79	467.88	470.46	470.46	471.25	0.009121	3.94	21.76	14.06	1.01
Principale	100	Q500 (Tr=500 ann	104.83	467.88	470.70	470.70	471.58	0.008850	4.15	25.24	14.64	1.01

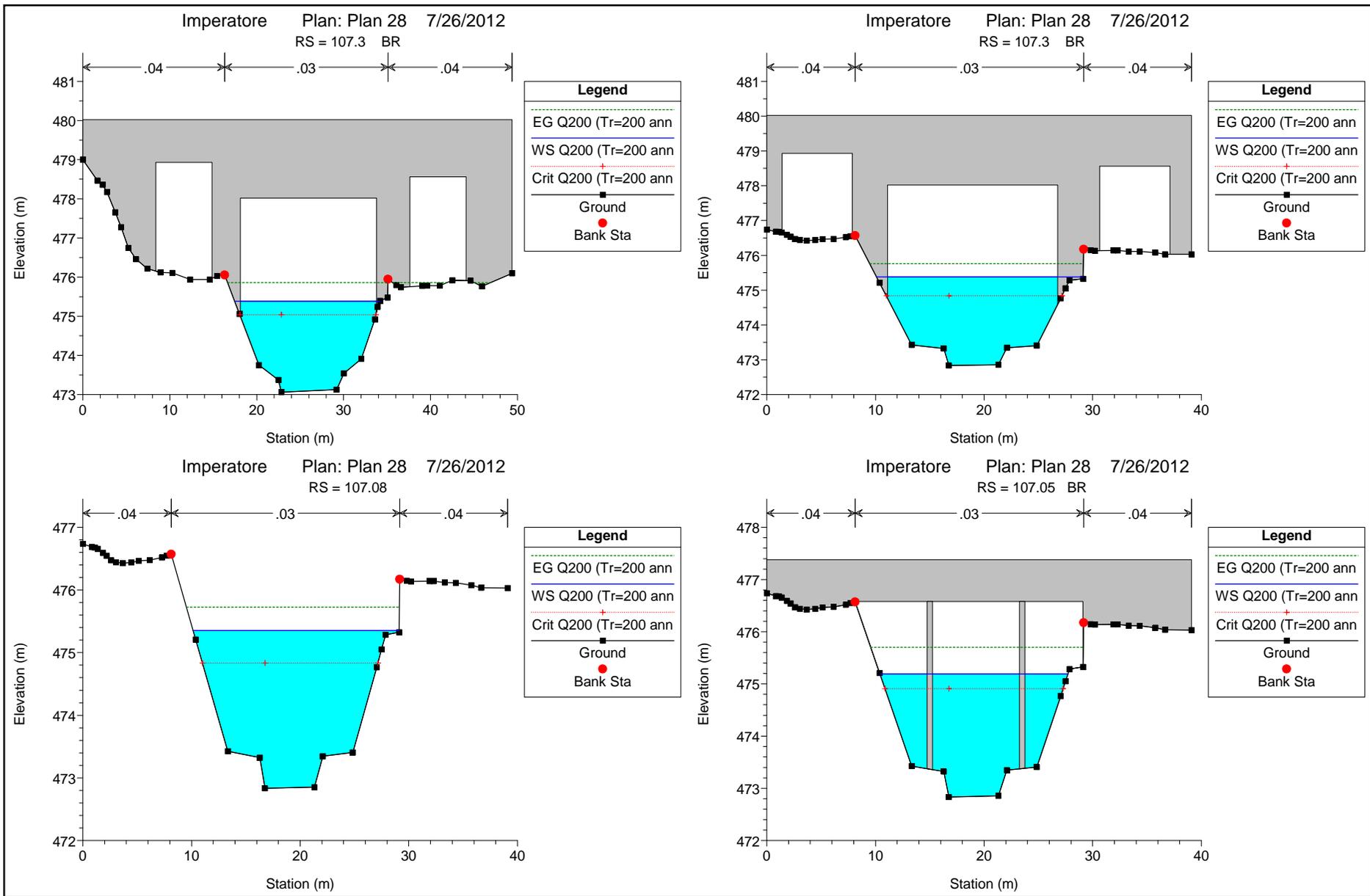


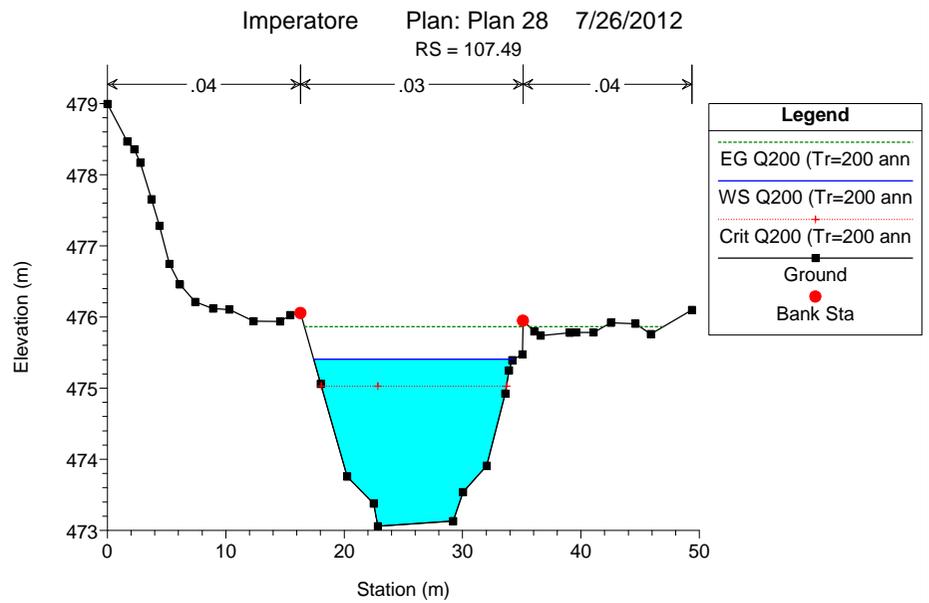
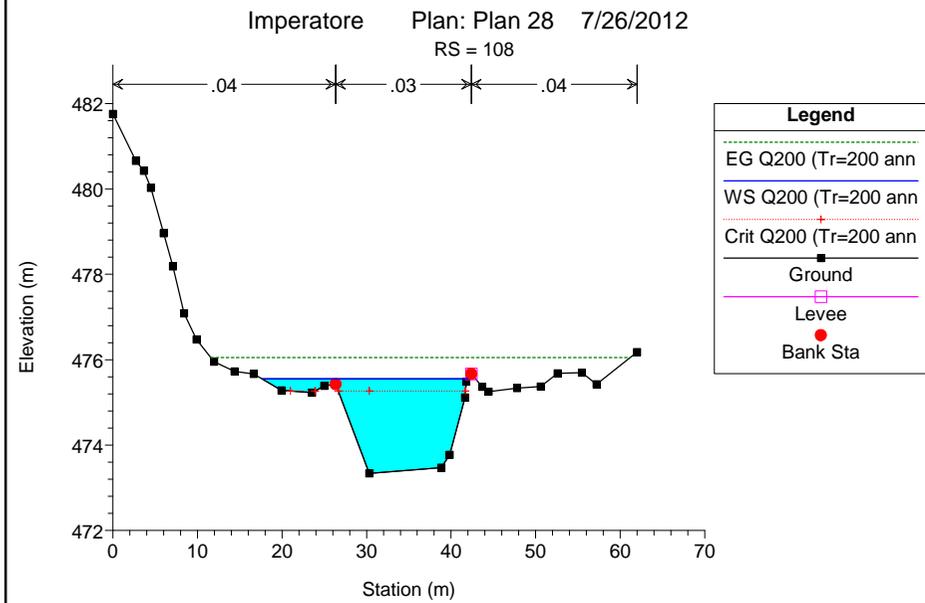
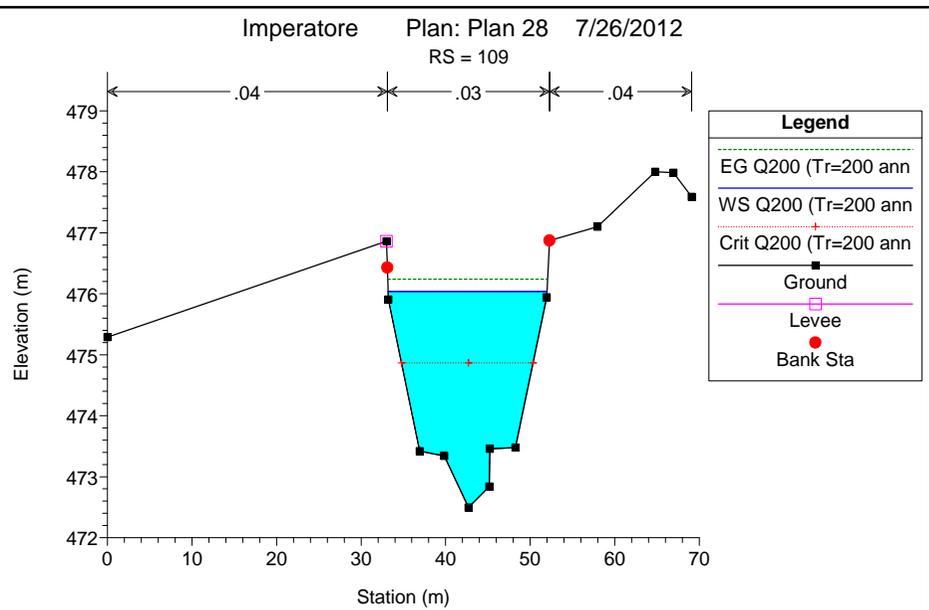
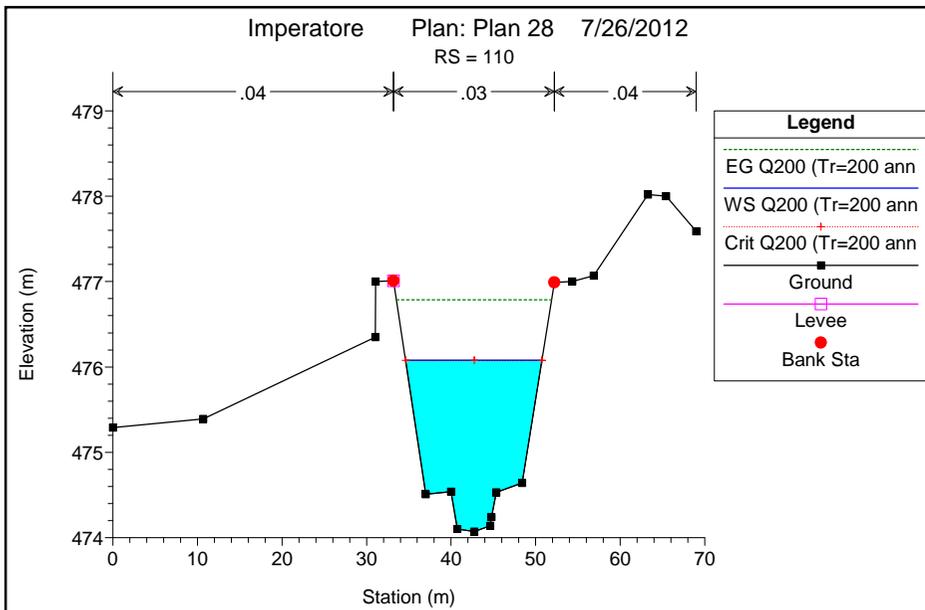












Opere di attraversamento Vallone Romito

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 5x3
Station or Location: A.P. prog. KM 0+273
Date: 08 / 06 / 2012

DISCHARGE DATA

Minimum: 3.000 cms
Design Discharge: 21.950 cms
Maximum: 25.000 cms
Number of Barrels: 1

TAILWATER DATA

Type: Downstream
Channel Shape: Trapezoid
Left Side Slope: 1.5 __H:1V
Right Side Slope: 1.5 __H:1V
Bottom Width: 3.000 m
Bottom Slope: 0.01 m/m
Roughness Coefficient: 0.035

CULVERT DATA

Type: Concrete Box
Span (per barrel): 5.000 m
Rise: 3.000 m
Inlet Type: Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)
Roughness Coefficient: 0.012
Outlet Section Roughness Coeff.: 0.012
Inlet Section Slope: N.A.
Steep Section Slope: 0.0021 m/m
Outlet Section Slope: 0.5 m/m

CULVERT PROFILE DATA

Type: Single Broken-Back
Inlet Station: 0.000 m
Inlet Elevation: 470.800 m
Lower Break Station: 41.980 m
Lower Break Elevation: 470.710 m
Outlet Station: 42.000 m
Outlet Elevation: 470.700 m

Concrete Box Culvert

Span (per barrel)= 5.000 m

Rise= 3.000 m

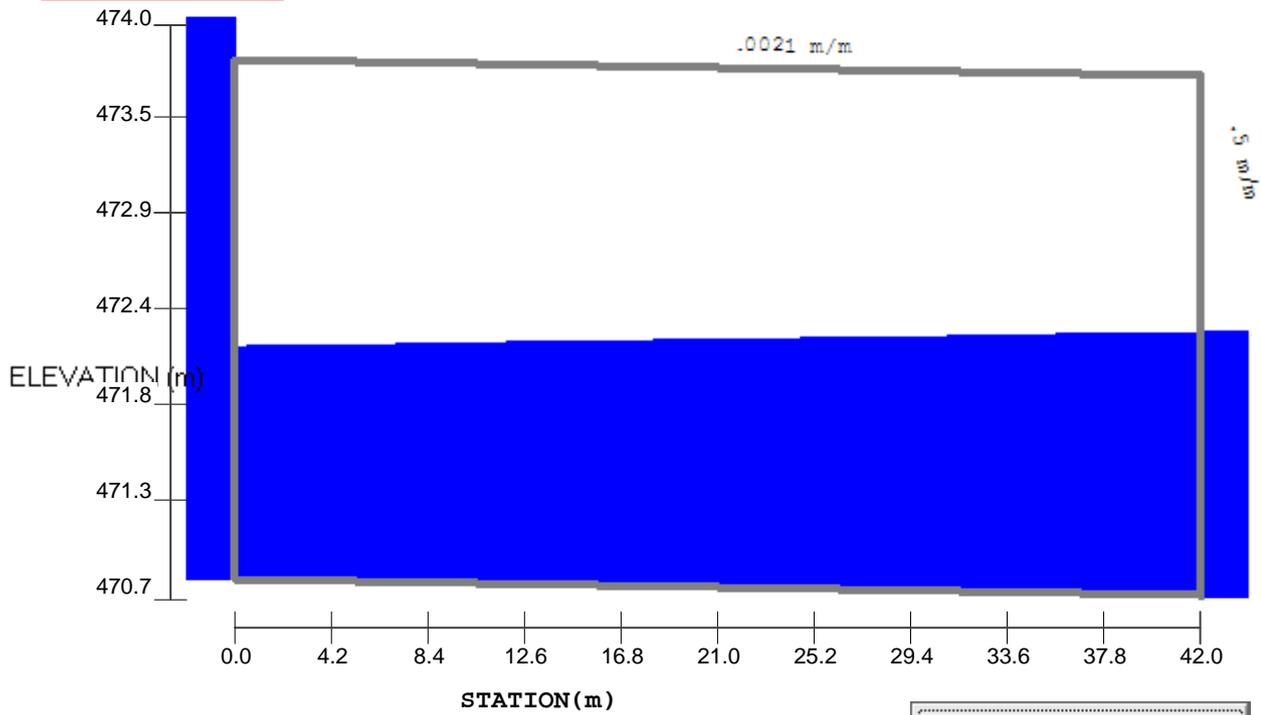
Inlet Type

Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)

Rough. Coeff.= 0.012

Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.012

Q = 21.95 cms



Source:

Z:\INGTER\PROGETTI\SARC\LO411JD1001 (SVINCOLO DI

Press to Return to Output Form

\IDR\LP

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 5x3
Station or Location: 1+805
Date: 08/06/2012

CULVERT DATA

Discharge: 21.950 cms
Shape: Box
Material: Concrete
Size: 1-5.0 m x 3.0 m
Inlet Type: Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)

WATER SURFACE PROFILE

Inlet Depth: 1.43 m
Inlet Velocity: 3.06 m/s
Upper Break Depth: 1.43 m
Upper Break Velocity: 3.06 m/s
Lower Break Depth: 1.43 m
Lower Break Velocity: 3.06 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: N/A m
Velocity at End of Hydraulic Jump: N/A m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 1.51 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 2.75 m/s

OUTPUT DATA

Head Water Depth: 3.23 m
Inlet Control Elevation: 472.76 m
Break Control Elevation: 0 m
Critical Depth: 1.25 m
Tailwater Depth: 1.51 m
Hydraulic Jump? NO
Outlet Depth: 1.51 m
Outlet Velocity: 2.90 m/s
Outlet Froude No.: .8

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 5x3
Station or Location: V.S. prog. KM 0+185
Date: 08 / 06 / 2012

DISCHARGE DATA

Minimum: 3.000 cms
Design Discharge: 21.950 cms
Maximum: 25.000 cms
Number of Barrels: 1

TAILWATER DATA

Type: Downstream
Channel Shape: Trapezoid
Left Side Slope: 1.5 __H:1V
Right Side Slope: 1.5 __H:1V
Bottom Width: 3.000 m
Bottom Slope: 0.01 m/m
Roughness Coefficient: 0.035

CULVERT DATA

Type: Concrete Box
Span (per barrel): 5.000 m
Rise: 3.000 m
Inlet Type: Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)
Roughness Coefficient: 0.012
Outlet Section Roughness Coeff.: 0.012
Inlet Section Slope: N.A.
Steep Section Slope: 0.002 m/m
Outlet Section Slope: 0.5 m/m

CULVERT PROFILE DATA

Type: Single Broken-Back
Inlet Station: 0.000 m
Inlet Elevation: 470.700 m
Lower Break Station: 19.980 m
Lower Break Elevation: 470.660 m
Outlet Station: 20.000 m
Outlet Elevation: 470.650 m

Concrete Box Culvert

Span (per barrel)= 5.000 m

Rise= 3.000 m

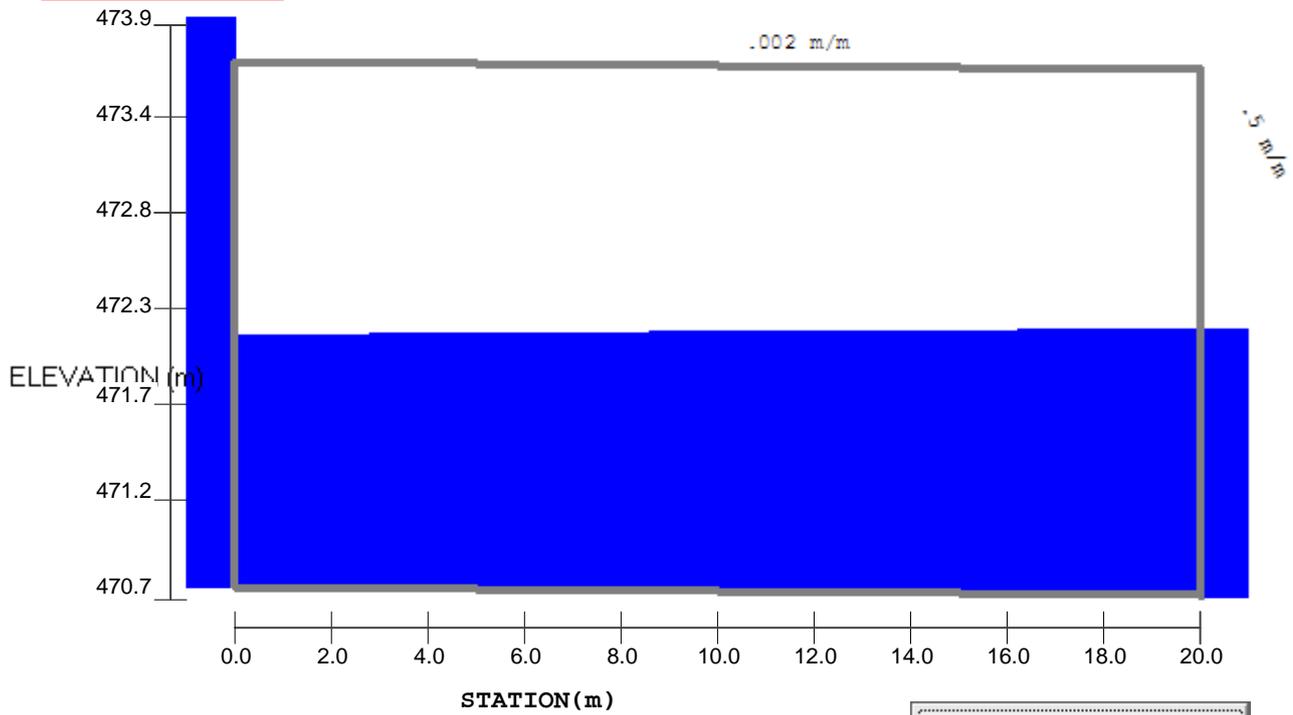
Inlet Type

Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)

Rough. Coeff.= 0.012

Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.012

Q = 21.95 cms



Source:

Z:\IngTer\Progetti\SaRc\LO411JD1001 (Svincolo di

Press to Return to Output Form

\IDR\le

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 5x3
Station or Location: V.S. prog. KM 0+185
Date: 08/06/2012

CULVERT DATA

Discharge: 21.950 cms
Shape: Box
Material: Concrete
Size: 1-5.0 m x 3.0 m
Inlet Type: Wingwall, 1.5:1 Bevel (18-34 deg. Flare)

WATER SURFACE PROFILE

Inlet Depth: 1.48 m
Inlet Velocity: 2.96 m/s
Upper Break Depth: 1.48 m
Upper Break Velocity: 2.96 m/s
Lower Break Depth: 1.48 m
Lower Break Velocity: 2.96 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: N/A m
Velocity at End of Hydraulic Jump: N/A m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 1.51 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 2.75 m/s

OUTPUT DATA

Head Water Depth: 3.25 m
Inlet Control Elevation: 472.66 m
Break Control Elevation: 0 m
Critical Depth: 1.25 m
Tailwater Depth: 1.51 m
Hydraulic Jump? NO
Outlet Depth: 1.51 m
Outlet Velocity: 2.90 m/s
Outlet Froude No.: .8

ALLEGATO B
VERIFICHE IDRAULICHE A MOTO UNIFORME

Vallone Romito - Verifica della sezione inalveazione

LEGENDA SIMBOLI

J =Pendenza longitudinale **K**=Coeff.scabrezza **bf.** =Larghezza base fosso **p.spo.**=Pendenza sponde **Q** =Portata smaltita
Ri.=Raggio idraulico **Cb.**=Contorno bagnato **Ab**=Area B **A b.**=Area bagnata **h**=Tirante idrico **Vc**=velocità del deflusso

Caratteristiche idrologiche				Caratteristiche di deflusso								
Bacino	Denominazione	Area	Q ₂₀₀	J	K	p.spo.	h	A b.	Cb.	Ri.	Q	V
(adim.)	Corso d'acqua	(Km ²)	(m ³ /s)	(%)	(m ^{1/3} /s)	(rad)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)
1	V.del Romita	6.94	21.95	0.20	45.00	0.67	1.91	9.72	8.18	1.19	21.95	2.26

Vallone Romito - Verifica di stabilità dei materassi

Caratteristiche dei materiali

γ_s (peso specifico massi)	2.65	t/m ³
γ_w (peso specifico acqua)	1.00	t/m ³
dm(dimensione media dei massi)	0.10	m
Φ (parametro di Shields)	0.100	adim.
Ks(scabrezza)	45	adim.
ϕ (angolo di attrito)	0.70	rad
α (angolo di inclinazione sponde)	0.58	rad

Caratteristiche del deflusso

R(raggio idraulico)	1.19	m
j (pendenza di fondo)	0.002	m/m
V (velocità media)	2.26	m/s

Condizioni di incipienza del moto

V _{cro} (velocità critica)	5.95	m/s
V _{cra} (velocità critica sulla sponda)	3.16	m/s
$\eta = V_{cr}/V$ (Coeff.sicurezza velocità)	1.40	adim.
$\eta = \tau_{co}/\tau_w$ (Coeff.sicurezza tensioni)	1.18	adim.

SS 125 TERTENIA-S.PRIAMO

VERIFICHE IDRAULICHE DEI FOSSI DI GUARDIA

LEGENDA SIMBOLI

Pr.iniz.=Progressiva iniziale
Pr.fin.=Progressiva finale
L=Lunghezza totale tratto
L TR=Lunghezza trincea

L RIL=Lunghezza rilevato
Re=Recapito
bp.=Larghezza carr.
A p.=Superficie pavimentata

bs.=Larghezza scarpata
A p.=Superficiescarpata
be.=Larghezza fascia esterna
A e.=Superficie esterna

Qpr=Portata tratto precedente K=Coeff.scabrezza
Qtot=Portata tratto considerato bf.=Larghezza base fosso
i min=Pendenza minima longitud p.spo.=Pendenza sponde
i opportuna=Pendenza "necessaria"

c=h tanβ
h=Tirante idrico
A b.=Area bagnata
Cb.=Contorno bagnato

Ri.=Raggio idraulico
Q cal.=Portata addotta con pendenza minima
Q voluta=Portata addotta con pendenza opportu
Vc=velocità del deflusso a pendenza minima

per ottenere una portata addotta pari a quella stimata

PARAMETRI

DATI DI PIOGGIA:

a(mm/h)=	34.96
n(adim.)=	0.52
tc(min.)=	5.00
ic(mm/h)=	116.64

COEFFICIENTI DI DEFLUSSO

Cp(adim)=	0.90
Cs(adim)=	0.50
Ce(adim)=	0.40

ASSE PRINCIPALE

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
rettilifilo	65	140	dx	75.0	f.guardia	11.00	5.50	412.5	7.0	525.0	25.0	1875.0	0.0	44.8	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
rettilifilo	140	180	dx	40.0	f.guardia	15.00	7.50	300.0	7.0	280.0	25.0	1000.0	44.8	71.1	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	180	280	dx	100.0	f.guardia	18.00	18.00	1800.0	5.0	500.0	25.0	2500.0	71.1	164.1	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	320	290	dx	30.0	f.guardia	20.00	20.00	600.0	5.0	150.0	25.0	750.0	215.3	245.0	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
rettilifilo	65	140	sx	75.0	f.guardia	11.00	5.50	412.5	7.0	525.0	25.0	1875.0	0.0	44.8	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
rettilifilo	140	180	sx	40.0	f.guardia	15.00	7.50	300.0	7.0	280.0	25.0	1000.0	44.8	71.1	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva e.	320	300	sx	20.0	f.guardia	18.00	0.00	0.0	5.0	100.0	25.0	500.0	62.6	70.7	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva e.	300	200	sx	100.0	f.guardia	20.00	0.00	0.0	5.0	500.0	25.0	2500.0	70.7	111.2	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

RAMPA A

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
curva i.	50	150	dx	100.0	f.guardia	6.50	6.50	650.0	8.0	800.0	25.0	2500.0	0.0	64.3	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
rettilifilo	150	180	dx	30.0	f.guardia	15.00	7.50	225.0	7.0	210.0	25.0	750.0	64.3	84.0	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	180	300	dx	120.0	f.guardia	18.00	18.00	2160.0	5.0	600.0	25.0	3000.0	84.0	195.6	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	300	320	dx	20.0	f.guardia	20.00	20.00	400.0	5.0	100.0	25.0	500.0	195.6	215.3	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

RAMPA B

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
rettilifilo	600	325	dx	275.0	f.guardia	30.00	15.00	4125.0	8.0	2200.0	25.0	6875.0	0.0	245.0	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	220	325	dx	105.0	f.guardia	6.50	6.50	682.5	7.0	735.0	25.0	2625.0	0.0	65.8	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva i.	220	140	dx	80.0	f.guardia	6.50	6.50	520.0	5.0	400.0	25.0	2000.0	65.8	113.4	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

RAMPA C

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
curva i.	650	745	dx	95.0	f.guardia	6.50	6.50	617.5	9.0	855.0	25.0	2375.0	0.0	62.6	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
rettilifilo	375	0	dx	375.0	f.guardia	30.00	15.00	5625.0	9.0	3375.0	25.0	9375.0	0.0	340.2	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

RAMPA D

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
curva i.	305	480	dx	175.0	f.guardia	6.50	6.50	1137.5	9.0	1575.0	25.0	4375.0	0.0	115.4	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva e.	305	480	dx	175.0	f.guardia	30.00	0.00	0.0	9.0	1575.0	25.0	4375.0	0.0	82.2	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

VIABILITA' LOCALE

Rettilifilo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	Lato	L (m)	Re (adim)	lp. (m)	bp. (m)	A p. (m²)	bs. (m)	A s. (m²)	be (m)	Ae (m²)	Qpr (l/s)	Q tot. (l/s)	i min (%)	K (m1/3/s)	bf. (m)	p.spo. gradi	p.spo. rad	c (m)	h (m)	A b. (m²)
curva i.	15	170	dx	155.0	f.guardia	6.50	6.50	1007.5	9.0	1395.0	25.0	3875.0	0.0	102.2	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85
curva e.	410	170	dx	240.0	f.guardia	30.00	0.00	0.0	9.0	2160.0	25.0	6000.0	0.0	112.7	0.20	60	0.500	45.0	0.79	1.21	0.50	0.85

SS 125 TERTENIA-S.PRIAMO

na (portata pari a quella stimata)

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Cb.	Ri.	Q cal.	V
(m)	(m)	(l/s)	(m/s)
3.11	0.27	966.6	1.13
3.11	0.27	966.6	1.13

Autostrada A3 Salerno - Reggio Calabria - Realizzazione del nuovo svincolo di Padula-Buonabitacolo
VERIFICHE DEI COLLETTORI DI PIATTOFORMA

DATI DI INPUT

a(coeff. curva possibilita' climatica Tr=25 anni)=	34.96	mm/h
n(esponente curva possibilita' climatica)=	0.52	adim.
ψ(c.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
ψs(c.deflusso scarpate)=	0.50	adim.
ta(tempo di afflusso in rete)=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.iniz. = progressiva iniziale

prog.fin. = progressiva finale

L = lunghezza tratto in m

J = pendenza longitudinale tratto in percentuale

tr = tempo di percorrenza in rete

tc = tempo di corrivazione

ic = intensita' pioggia critica

DN = diametro collettore

bp = larghezza carreggiata

bs = larghezza scarpata

Sc = superficie carreggiata

Ss = superficie scarpate

Stot = superficie totale

Qprec = port.di pioggia tratto prec.

Qp = portata di pioggia tratto in questione

h = tirante idrico

h/DN = grado riempimento tubazione

A = Area bagnata

C = Contorno bagnato

Ri = Raggio idraulico

φ = angolo al centro

K = coeff.di scabrezza

Qs₈₀ = portata smaltita tubazione con 80% di riempimento

V = velocita' del deflusso con 80% di riempimento

Asse principale

Lato	progressiva iniziale	progressiva finale	L tratto (m)	Tipologia	Tipologia	J (%)	tr (min)	tc (min)	ic (mm/h)	DN (mm)	bp (m)	bs (m)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	A (m ²)	C (m)	Ri (m)	φ (rad.)	K (m ^{1/3} /s)	V ₈₀ (m/s)	Qs ₈₀ (l/s)
dx	990.0	550.0	440.0	Rettifilo	Rilevato	0.5	3.6	8.6	89.8	600.0	15.5	0.0	6820.0	0.0	153.0	0.5	0.8	0.2	1.3	0.2	2.2	90.0	2.0	496.5
sx	940.0	660.0	280.0	Rettifilo	Rilevato	0.5	2.3	7.3	97.2	600.0	15.5	0.0	12090.0	0.0	293.8	0.5	0.8	0.2	1.3	0.2	2.2	90.0	2.0	496.5

Rampa A

Lato	progressiva iniziale	progressiva finale	L tratto (m)	Tipologia	Tipologia	J (%)	tr (min)	tc (min)	ic (mm/h)	DN (mm)	bp (m)	bs (m)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	A (m ²)	C (m)	Ri (m)	φ (rad.)	K (m ^{1/3} /s)	V ₈₀ (m/s)	Qs ₈₀ (l/s)
sx	347.0	60.0	287.0	Curva	Viadotto	5.0	1.5	6.5	102.4	200.0	6.5	0.0	1865.5	0.0	47.8	0.2	0.8	0.0	0.4	0.1	2.2	90.0	3.1	83.9
sx	347.0	480.0	133.0	Curva	Viadotto	6.0	0.7	5.7	109.9	200.0	6.5	0.0	864.5	0.0	23.8	0.2	0.8	0.0	0.4	0.1	2.2	90.0	3.4	91.9

Rampa C

Lato	progressiva iniziale	progressiva finale	L tratto (m)	Tipologia	Tipologia	J (%)	tr (min)	tc (min)	ic (mm/h)	DN (mm)	bp (m)	bs (m)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	A (m ²)	C (m)	Ri (m)	φ (rad.)	K (m ^{1/3} /s)	V ₈₀ (m/s)	Qs ₈₀ (l/s)
dx	380.0	555.0	175.0	Curva	Viadotto	5.0	0.9	5.9	107.3	200.0	6.5	0.0	1137.5	0.0	30.5	0.2	0.8	0.0	0.4	0.1	2.2	90.0	3.1	83.9
dx	550.0	655.0	105.0	Curva	Viadotto	6.0	0.5	5.5	111.2	200.0	6.5	0.0	682.5	0.0	19.0	0.2	0.8	0.0	0.4	0.1	2.2	90.0	3.4	91.9
sx	655.0	675.0	20.0	Curva	Viadotto	6.0	0.1	5.1	115.5	200.0	6.5	0.0	130.0	0.0	3.8	0.2	0.8	0.0	0.4	0.1	2.2	90.0	3.4	91.9