

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

IDROLOGIA E IDRAULICA

RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO OPERE DI PRESIDIO IDRAULICO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etàbi par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	L. MARTINA (TEKNE DI MARTINA E ASS.)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	L. MARTINA (TEKNE DI MARTINA E ASS.)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	R. BOERO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)
C	15/07/2020	Variatione geometria svincolo	L. MARTINA (TEKNE DI MARTINA E ASS.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)
D	30/09/2021	Variatione geometria svincolo	L. MARTINA (TEKNE DI MARTINA E ASS.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	I	A	0	O	C
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction	Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	I	D	R	E	0	0	9	1	D
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index		


**ASSISTENZA PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/ASSISTANCE SPÉCIALISTE**

Dott. Ing. Livio MARTINA
Albo di Torino
N° 3947V

SCALA / ÉCHELLE

-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. MOTIVAZIONI DELLA VARIANTE.....	4
2.1 Sintesi del progetto autorizzato	4
2.2 Descrizione del progetto in variante	6
3. VERIFICA SCARICATORE.....	7
3.1 Modello di calcolo	8
3.2 Definizione della geometria e dei parametri del modello.....	9
3.3 Metodo di calcolo per la modellazione idraulica.....	9
3.4 Esecuzione della simulazione	9
3.5 Analisi dei risultati.....	13
4. VERIFICA OPERE DI PROTEZIONE SPONDALE	14
4.1 Premessa	14
4.2 modalità di deflusso in piena	16
4.3 Definizione della geometria dell'alveo.....	16
4.4 condizioni al contorno	17
4.5 coefficiente di scabrezza.....	17
4.6 Definizione della portata di progetto	18
4.7 definizione dei livelli idrometrici e dei parametri idraulici	18
4.8 Verifica dei tiranti idrometrici in corrispondenza della difesa	21
4.8.1 Determinazione della velocità critica di erosione	22
4.8.2 Determinazione del potenziale abbassamento del fondo alveo	22
4.8.3 Analisi dei risultati.....	24
5. ALLEGATO 1 – MODELLO HEC RAS DORA	24

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – planimetria di inquadramento del manufatto scaricatore</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2 stralcio planimetria del modello di calcolo</i>	<i>10</i>
<i>Figura 3 – sezione tipo opera di difesa spondale</i>	<i>15</i>
<i>Figura 4 – planimetria di individuazione delle sezioni idrauliche su CTR</i>	<i>17</i>
<i>Figura 5 Inquadramento dell'opera su planimetria generale</i>	<i>18</i>
<i>Figura 6 Estratto planimetria opera dalla tavola di progetto tratto di monte</i>	<i>19</i>
<i>Figura 7 Estratto planimetrico dalla tavola tratto di valle</i>	<i>20</i>

1. Introduzione

Il presente relazione di dimensionamento delle opere di presidio idraulico è relativa al progetto esecutivo delle opere connesse con la rilocalizzazione dell'autoporto di Susa, che si compone essenzialmente di:

- realizzazione del nuovo Autoporto in località San Didero, in adiacenza all'autostrada A32;
- realizzazione delle relative rampe e viabilità di raccordo tra l'autostrada, l'autoporto e la viabilità minore.
- Realizzazione dei fabbricati di servizio dell'autoporto.

Nel documento si è proceduto al dimensionamento idraulico ed alla verifica di:

- Manufatto scaricatore delle acque a monte dell'autoporto;
- opere di difesa idraulica delle fondazioni delle pile e della scarpata di sostegno del rilevato dell'A32

2. Motivazioni della variante

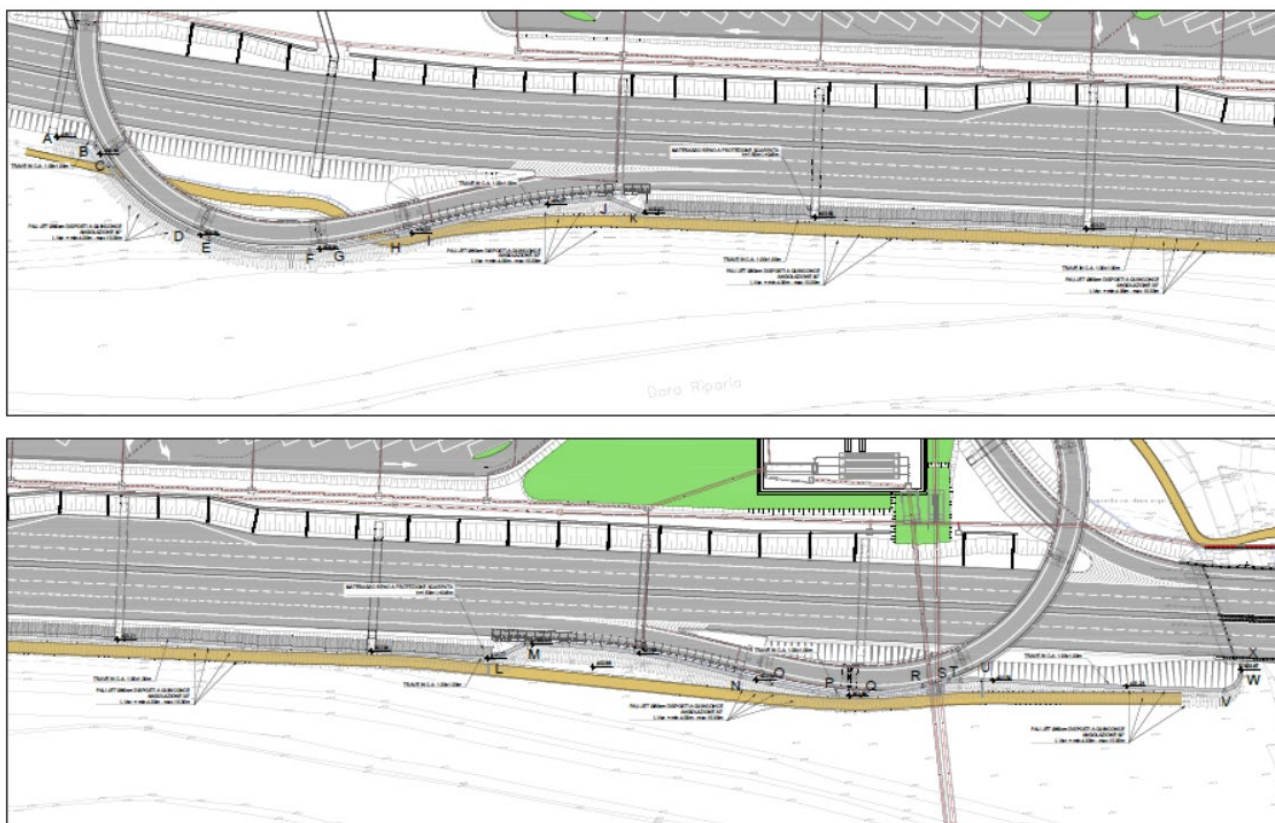
La presente relazione analizza comparativamente il progetto autorizzato per le opere di presidio idraulico connesse alla realizzazione del nuovo autoporto e la variante introdotta a seguito dei rilievi del Ministero della infrastrutture

2.1 Sintesi del progetto autorizzato

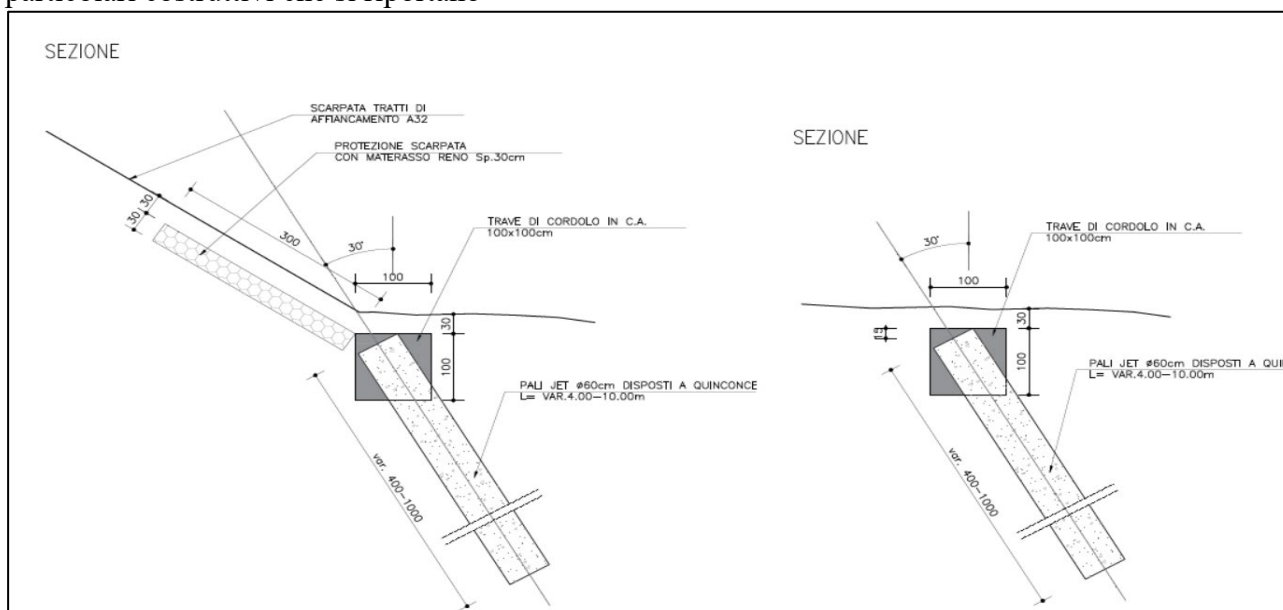
Il progetto che aveva ottenuto l'approvazione in linea idraulica da parte di Aipo aveva una configurazione di difesa idraulica che prevedeva su tutto il tratto oggetto d'intervento la realizzazione di una difesa antiersiva di presidio al piede del rilevato realizzata con pali jetting inclinati e rivestimento della scarpata autostradale in materassi Reno dello spessore di cm 30.

Si riporta la planimetria allegata al progetto esecutivo approvato

Riferimento elaborato 0IA0_O_C_E_ID_PL_2023_C di cui si allega stralcio



In corrispondenza dei viadotti a protezione delle fondazioni delle pile veniva realizzata solamente la difesa profonda in pali e la trave di coronamento in ca come riportato nei particolari costruttivi che si riportano

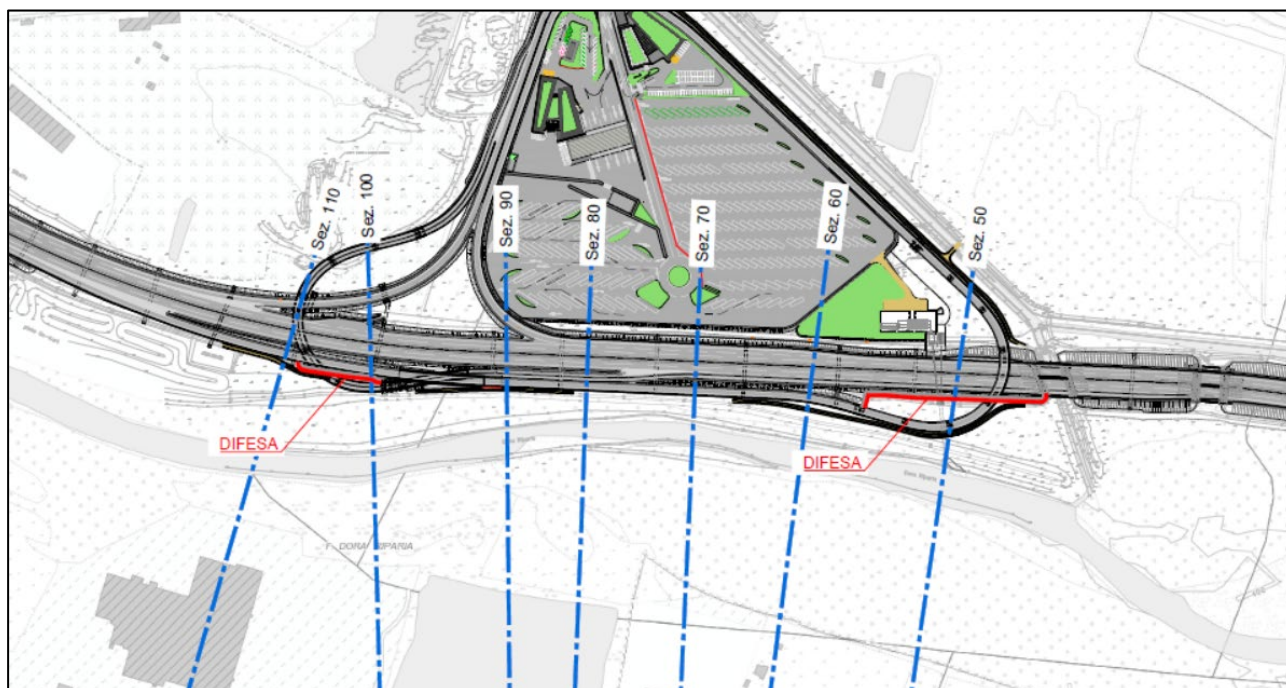


La soluzione adottata per la geometria dello svincolo richiedeva da parte del Ministero delle Infrastrutture l'autorizzazione in deroga alle norme per la realizzazione degli svincoli autostradali

Il Ministero non ha concesso la deroga per cui si è dovuto procedere alla modifica della geometria dello svincolo che ha comportato la necessità di rivedere le opere di presidio idraulico autorizzate

2.2 Descrizione del progetto in variante

Il progetto di variante ha comportato la realizzazione di una corsia di decelerazione e accelerazione che si affiancano all'attuale sede autostradale



Questa realizzazione ha comportato la creazione di rampe in rilevato sostenute da muri di sostegno e quindi è venuta meno la necessità di proteggere il rilevato autostradale con difesa profonda e rivestimento in materasso reno.

I nuovi muri di sostegno del rilevato verranno fondati su pali di grande diametro e verificati per lo scalzamento nel caso in cui la difesa antiersiva esistente scogliera venisse asportata in caso di evento alluvionale

Il piano di fondazione delle pile che dovranno essere eseguite in prossimità della sponda è approfondito al di sotto del piano alveo attuale in modo tale che in caso di erosione della difesa in scogliera queste siano al di sotto del piano alveo e quindi si comportino come una pila in alveo

In precedenza, le pile autorizzate avevano un piano d'imposta della fondazione posto ad una quota superiore al fondo alveo e per questo venivano protette da una berlinese di pali jetting. Dal punto di vista dell'interferenza con i livelli di piena TR 200 non si hanno sostanziali modifiche in quanto il livello di massima piena era sempre contenuto all'interno dell'alveo inciso in quanto le esondazioni si verificano nelle sezioni di monte come dimostrato dalla modellazione allegata al progetto esecutivo

In definitiva, la soluzione adottata è assolutamente influente sul regime di massima piena della Dora Riparia

Di seguito vengono sviluppate le verifiche dei manufatti aggiornati allo stato progettuale della variante.

3. Verifica scaricatore

Detto collettore di scarico ha lo scopo di smaltire le acque di esondazione della Dora e del reticolo minore che tenderebbero ad accumularsi a monte del nuovo piazzale, in prossimità della rotonda di accesso.

Lo scaricatore è costituito da un'opera d'imbocco realizzata con un manufatto in c.a. e una tubazione in calcestruzzo armato con incastro a mezzo spessore e anello di tenuta in neoprene, del diametro di mm 1500. La tubazione avrà una lunghezza complessiva di circa 574 m, compreso l'attraversamento della A32 realizzato con la tecnica dello spingitubo.

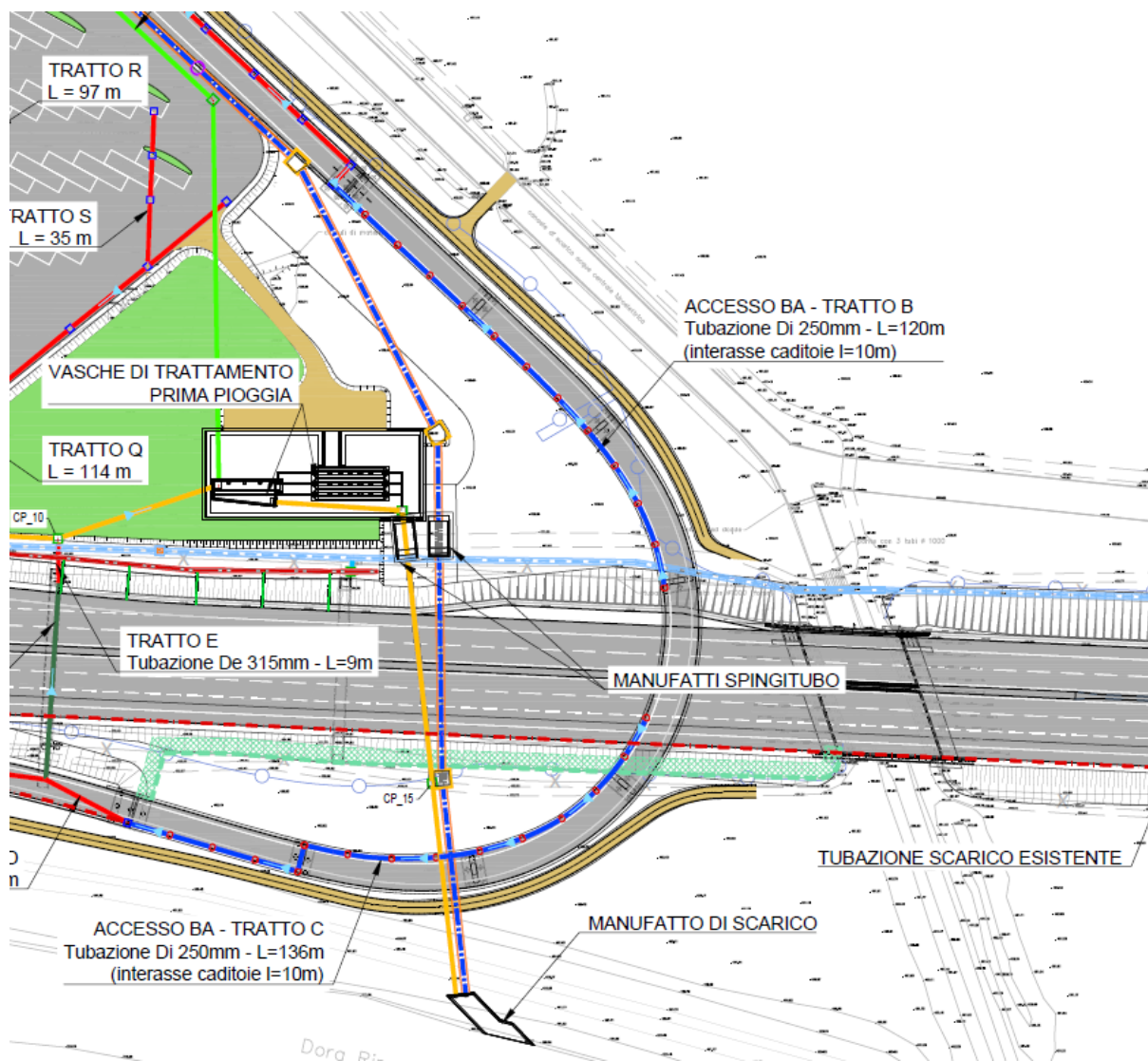


Figura 1 – planimetria di inquadramento del manufatto scaricatore

3.1 Modello di calcolo

Autodesk Storm and Sanitary Analysis (SSA) è un pacchetto di modellazione avanzata per l'analisi e la progettazione di sistemi di drenaggio urbano delle acque piovane e delle fognature. Si basa sul motore di SWMM EPA a cui si aggiungono importanti funzioni di importazione, esportazione ed analisi che ne consentono la piena integrazione con ambienti CAD e GIS.

SSA è un modello di simulazione afflussi-deflussi dinamico, utilizzabile per singolo evento o per eventi a lungo termine (continua), può simulare sia la quantità che la qualità del deflusso dalle aree, prevalentemente urbane.

Il software offre la possibilità di compiere calcoli e simulazioni di tipo idraulico (grazie alla risoluzione e integrazione numerica in forma completa delle equazioni di De Saint Venant) su una rete di canali o condotte, sollecitata da fenomeni meteorici o da ingressi di natura diversa.

Le equazioni di De Saint Venant fanno riferimento all'equazione del moto (ovvero teorema di Bernoulli applicato alle correnti di moto vario) ed all'equazione di continuità applicata alle correnti.

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} = i - J \\ \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \end{cases}$$

Dove i termini corrispondono a:

Q portata

A area

u velocità

h altezza d'acqua

i gradiente idraulico

J cadente idraulica

Le equazioni di De Saint Venant per il moto vario (dipendente dal tempo) si basano su 3 ipotesi fondamentali:

- 1) Corrente gradualmente variata o lineare e quindi distribuzione idrostatica delle pressioni.
- 2) Ipotesi di sezioni trasversali piane e verticali e quindi piezometrica della corrente coincidente con il pelo libero.
- 3) Fluido incomprimibile (per l'acqua questo punto è sempre verificato tranne nel caso di colpo d'ariete).

Come detto il solutore SSA è in grado di risolvere in forma esatta il sistema di equazioni.

La componente deflusso opera su un insieme di sottobacini che ricevono precipitazioni e generano il deflusso ed i carichi inquinanti.

La funzione di routing simula il transito del deflusso attraverso un sistema di tubi, canali, dispositivi di stoccaggio, trattamento, pompe e regolatori. Viene considerata la quantità e la qualità del deflusso generato all'interno di ogni sottobacino e la portata del flusso e la qualità

dell'acqua in ogni tubo e canale, durante un periodo di simulazione comprendente più fasi temporali.

3.2 Definizione della geometria e dei parametri del modello

La geometria e le caratteristiche dei materiali sono state importate direttamente dal modello di progetto, realizzato in Autodesk Civil3D. La tubazione di scarico sarà realizzata in cls $\varnothing 1500$ mm, con pendenza media pari a 0.5% e scabrezza (n di Manning) pari a 0.013.

E' stato inoltre imposto, a livello di modello idraulico, un tratto di canale a cielo aperto per simulare il manufatto di imbocco.

La portata che il canale scaricatore deve smaltire è stata calcolata in 4.53 mc/s, per i dettagli sulla metodologia di calcolo si rimanda alla "relazione idrologica e di compatibilità idraulica". (elab. OIA0_O_C_E_ID_RE_0090_0)

Il livello della Dora, in corrispondenza della piena duecentennale, è stato calcolato mediante la realizzazione di un modello idraulico di dettaglio in corrispondenza del tratto interessato dalle opere in progetto. Detto valore è pari a 402.51 m slm. (paragrafo 3.3 del presente documento)

3.3 Metodo di calcolo per la modellazione idraulica

I metodi di calcolo adottati per l'analisi idraulica della rete sono:

- Kinematic Wave: Il metodo risolve l'equazione di continuità, insieme ad una forma semplificata dell'equazione di momento in ogni canale o tubazione. L'equazione di momento richiede che la pendenza del pelo libero si uguale alla pendenza del fondo scorrevole.
- Hydrodynamic: il metodo risolve l'equazione di flusso monodimensionale di De Saint Venant e produce un risultato maggiormente accurato, di contro necessita di lunghi tempi di elaborazione e minor stabilità del modello numerico per geometrie complesse.

Il metodo Kinematic wave è stato adottato per lo Scenario 1, in cui lo sbocco in Dora risulta non sommerso; il metodo hydrodynamic è stato, invece, impiegato nello scenario 2, ove in cui è stato necessario valutare l'effetto di un carico idraulico a valle del sistema, come nel caso di sbocco sommerso.

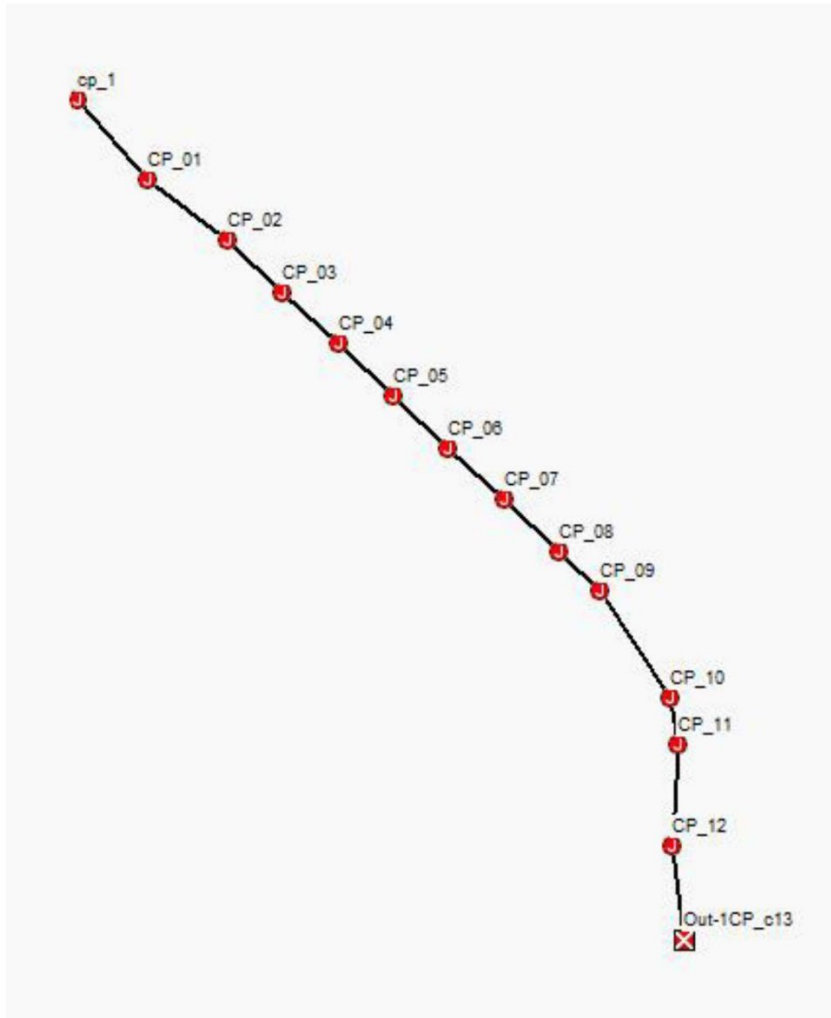
3.4 Esecuzione della simulazione

Per la valutazione della reale efficienza del manufatto le analisi sono state condotte secondo due diversi scenari:

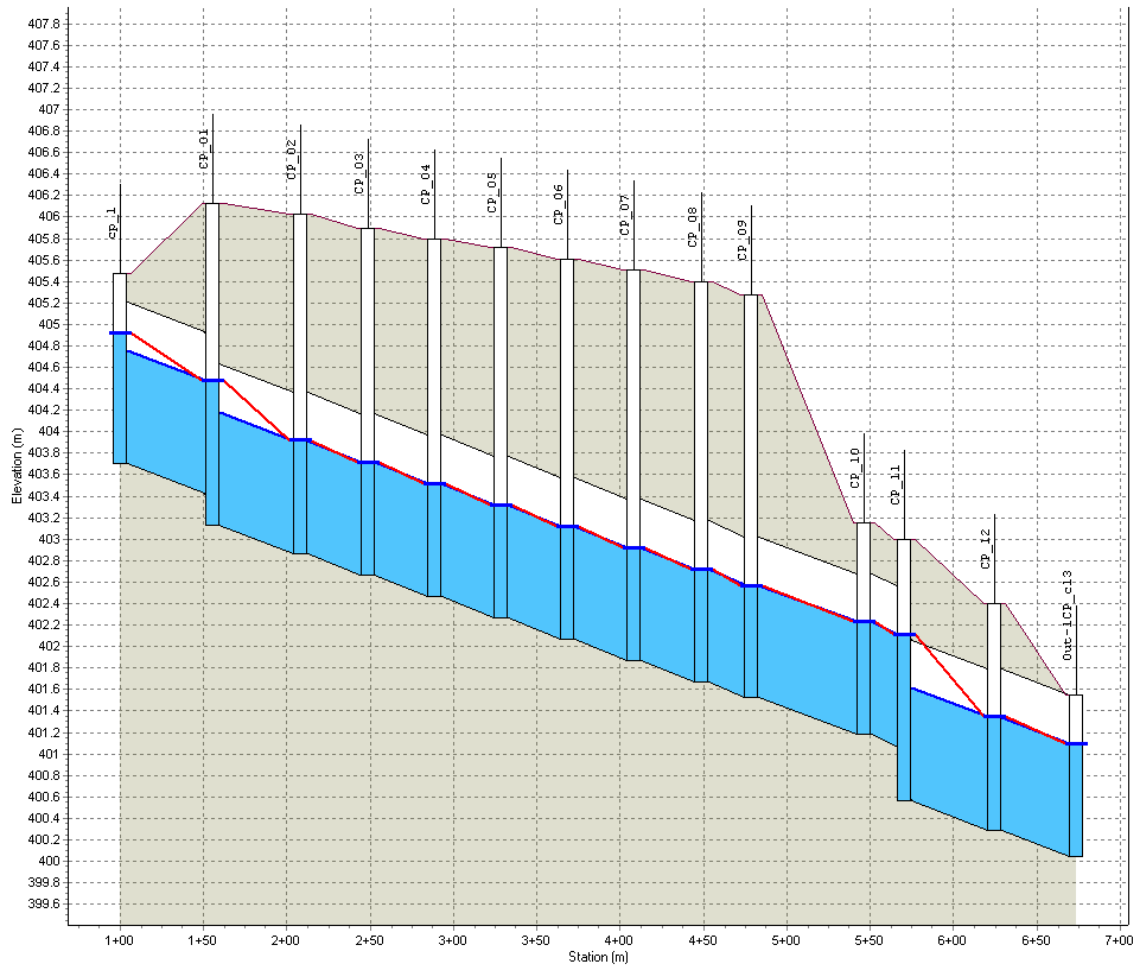
- scenario 1: smaltimento della portata di progetto e scarico in dora libero (metodo Kinematic wave)
- scenario 2: concomitanza smaltimento della portata di progetto e livello di Dora con livello tr200 (metodo Hydrodynamic)

Si è, inoltre, impostato un tempo di simulazione pari all'ora, al fine di eliminare gli effetti iniziali di riempimento della condotta.

Planimetria del modello di calcolo

*Figura 2 stralcio planimetria del modello di calcolo*

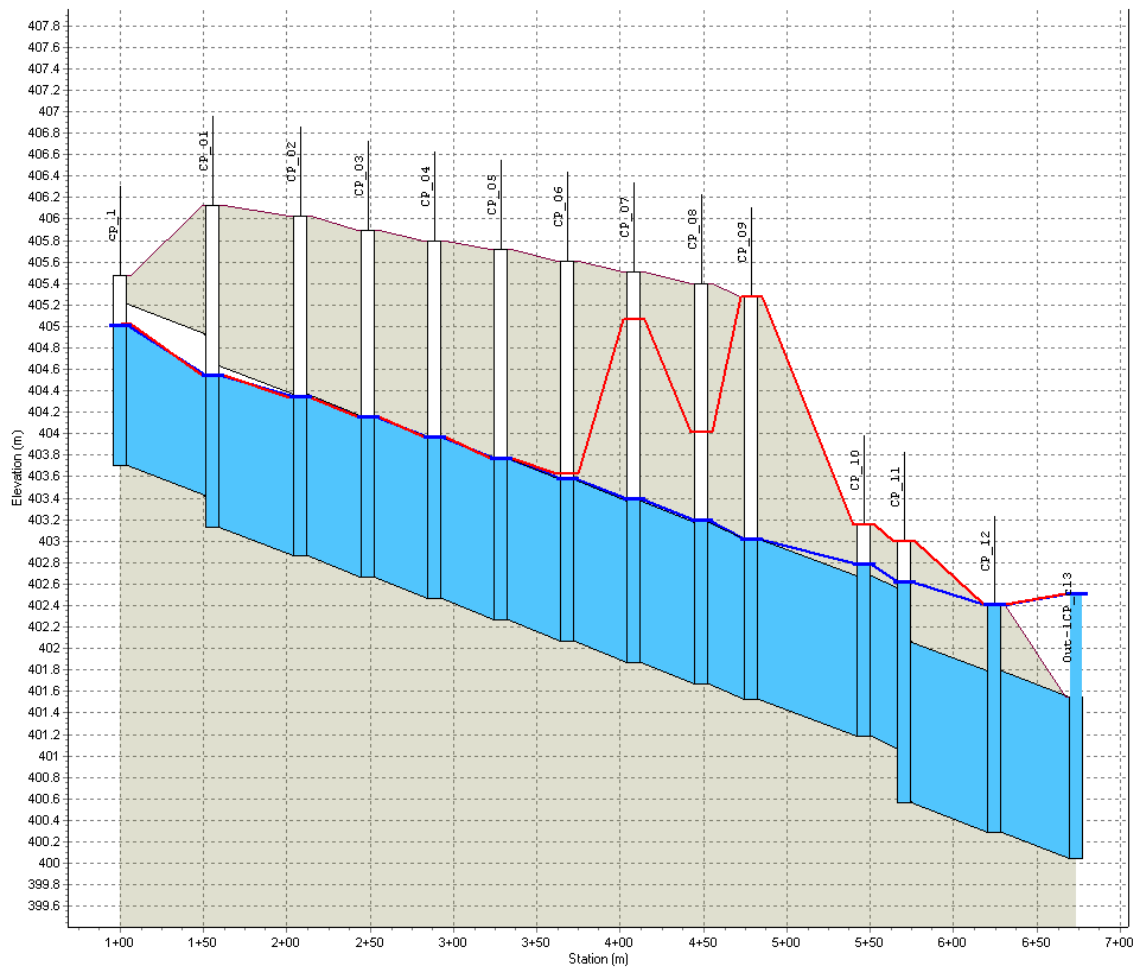
Scenario 1



pozzetto	Quota testa	Quota fondo	Quota massima acqua
cp 1	405.47	403.71	404.92
CP 01	406.13	403.13	404.48
CP 02	406.03	402.87	403.92
CP 03	405.89	402.67	403.72
CP 04	405.79	402.47	403.52
CP 05	405.71	402.27	403.32
CP 06	405.61	402.07	403.12
CP 07	405.51	401.87	402.92
CP 08	405.39	401.67	402.72
CP 09	405.28	401.52	402.57
CP 10	403.15	401.18	402.23
CP 11	403	400.56	402.11
CP 12	402.41	400.29	401.35
Out-ICP_c13		400.04	401.09

tubazione	lunghezza	diametro (m)	pendenza (m/m)	quota fondo ingresso	quota fondo uscita	portata massima (mc/s)	vel. Massima (m/s)	profondità massima pelo libero	Riempimento massimo %
CP c1	55.25	1.5	0.005	403.71	403.43	4.53	3.43	1.05	70
CP c2	53.17	1.5	0.005	403.13	402.87	4.53	3.43	1.05	70
CP c3	40	1.5	0.005	402.87	402.67	4.53	3.43	1.05	70
CP c4	40	1.5	0.005	402.67	402.47	4.53	3.43	1.05	70
CP c5	40	1.5	0.005	402.47	402.27	4.53	3.43	1.05	70
CP c6	40	1.5	0.005	402.27	402.07	4.53	3.43	1.05	70
CP c7	40	1.5	0.005	402.07	401.87	4.53	3.43	1.05	70
CP c8	40	1.5	0.005	401.87	401.67	4.53	3.42	1.05	70
CP c9	30	1.5	0.005	401.67	401.52	4.53	3.42	1.05	70
CP c10	67.97	1.5	0.005	401.52	401.18	4.53	3.43	1.05	70
CP c11	23.97	1.5	0.005	401.18	401.06	4.53	3.43	1.05	70
CP c12	54.04	1.5	0.005	400.56	400.29	4.53	3.42	1.05	70
CP c13	49.29	1.5	0.005	400.29	400.04	4.53	3.44	1.05	70

Scenario 2



pozzetto	Quota testa	Quota fondo	Quota massima acqua
cp 1	405.47	403.71	405.02
CP 01	406.13	403.13	404.54
CP 02	406.03	402.87	404.34
CP 03	405.89	402.67	404.16
CP 04	405.79	402.47	403.97
CP 05	405.71	402.27	403.77
CP 06	405.61	402.07	403.63
CP 07	405.51	401.87	405.07
CP 08	405.39	401.67	404.01
CP 09	405.28	401.52	405.28
CP 10	403.15	401.18	403.15
CP 11	403	400.56	403
CP 12	402.41	400.29	402.41
Out-1CP_c13		400.04	402.51

tubazione	lunghezza	diametro (m)	pendenza (m/m)	quota fondo ingresso	quota fondo uscita	portata massima (l/s)	vel. Massima (m/s)	profondità massima pelo libero	Riempimento massimo %
CP_c1	55.25	1.5	0.005	403.71	403.43	2.83	2.12	1.21	81
CP_c2	53.17	1.5	0.005	403.13	402.87	2.85	2.7	1.44	96
CP_c3	40	1.5	0.005	402.87	402.67	2.81	2.49	1.48	99
CP_c4	40	1.5	0.005	402.67	402.47	2.81	2.49	1.49	99
CP_c5	40	1.5	0.005	402.47	402.27	2.81	2.47	1.5	100
CP_c6	40	1.5	0.005	402.27	402.07	2.81	2.42	1.5	100
CP_c7	40	1.5	0.005	402.07	401.87	2.81	2.28	1.5	100
CP_c8	40	1.5	0.005	401.87	401.67	2.81	1.59	1.5	100
CP_c9	30	1.5	0.005	401.67	401.52	2.81	1.59	1.5	100
CP_c10	67.97	1.5	0.005	401.52	401.18	2.81	1.59	1.5	100
CP_c11	23.97	1.5	0.005	401.18	401.06	3.09	2.45	1.5	100
CP_c12	54.04	1.5	0.005	400.56	400.29	4.04	2.45	1.5	100
CP_c13	49.29	1.5	0.005	400.29	400.04	5.77	3.27	1.5	100

3.5 Analisi dei risultati

Scenario 1

Il sistema risulta in grado di far defluire una portata pari a 5.42 mc/s, contro una portata di progetto pari a 4.53 mc/s, con un riempimento della tubazione fino a 1050 mm, pari al 70% della luce libera, ed una velocità attesa media di circa 3.43 m/s.

La quota del pelo libero, in corrispondenza dello sbocco, risulta pari a 401.09 m slm.

Dall'analisi delle risultanze del modello si evince che il manufatto risulta verificato per la portata di progetto e rispetta la condizione di riempimento massimo pari al 70%.

Scenario 2

Anche in questo scenario il sistema risulta in grado di smaltire la portata di progetto, con le seguenti modalità:

- il pozzetto 12, già posizionato a valle del rilevato autostradale e quindi in area esondabile, risulta soggetto a fenomeni di fuoriuscita d'acqua;
- Le tubazioni, fino al pozzetto 2 lavorano in pressione, senza tuttavia fenomeni di fuoriuscita d'acqua dai pozzetti.

Detti punti non rappresentano una criticità per il sistema in quanto il pozzetto 12 è posto in area soggetta al deflusso di piena ed il resto del sistema risulta funzionare senza portare ad allagamenti nella zona dell'autoporto.

Il sistema risulta quindi verificato e correttamente funzionante anche in queste condizioni.

4. Verifica opere di protezione spondale

4.1 Premessa

Le nuove opere, in particolar modo le rampe di raccordo tra l'autoporto e la sede stradale dell'A32, sono collocate in fregio alla sponda sinistra della Dora Riparia in un tratto ove, in base alla morfologia dell'alveo, la corrente risulta direzionata verso le opere stesse. Risulta dunque necessario proteggere il rilevato ove questo non è protetto da un muro di sostegno fondato su pali

Le opere di difesa idraulica del fiume Dora Riparia saranno essenzialmente costituite da una difesa profonda, realizzata con colonne di terreno consolidate del diametro di cm 80 circa, per una lunghezza di ml79 circa nel tratto di monte sezioni idrauliche 100 e 110 e ml 170 verso valle a cavallo della sezione idraulica 50 . L'inclinazione sulla verticale sarà di circa 30° e la lunghezza del trattamento scalare al fine di mantenere il più possibile inalterato il sistema di comunicazione tra le acque di falda e le acque superficiali.

Tali colonne verranno realizzate con la tecnica del consolidamento mediante iniezioni di malta cementizia, eseguito il trattamento colonnare verrà inserito un troncone costituito da uno spezzone di tubo per micropalo della lunghezza di ml 2,00 per il collegamento della colonna al cordolo di ripartizione di testa, realizzata in cemento armato.

Tale trave avrà le dimensioni di mt 1,00x1,00 e sarà posizionata incassata rispetto al terreno attuale esternamente ai rilevati autostradali

Sopra la trave di collegamento il rilevato dell'autostrada verrà rivestito con una protezione costituita da un materasso reno dello spessore di cm 30 per una lunghezza di ml 3,00.

SEZIONE

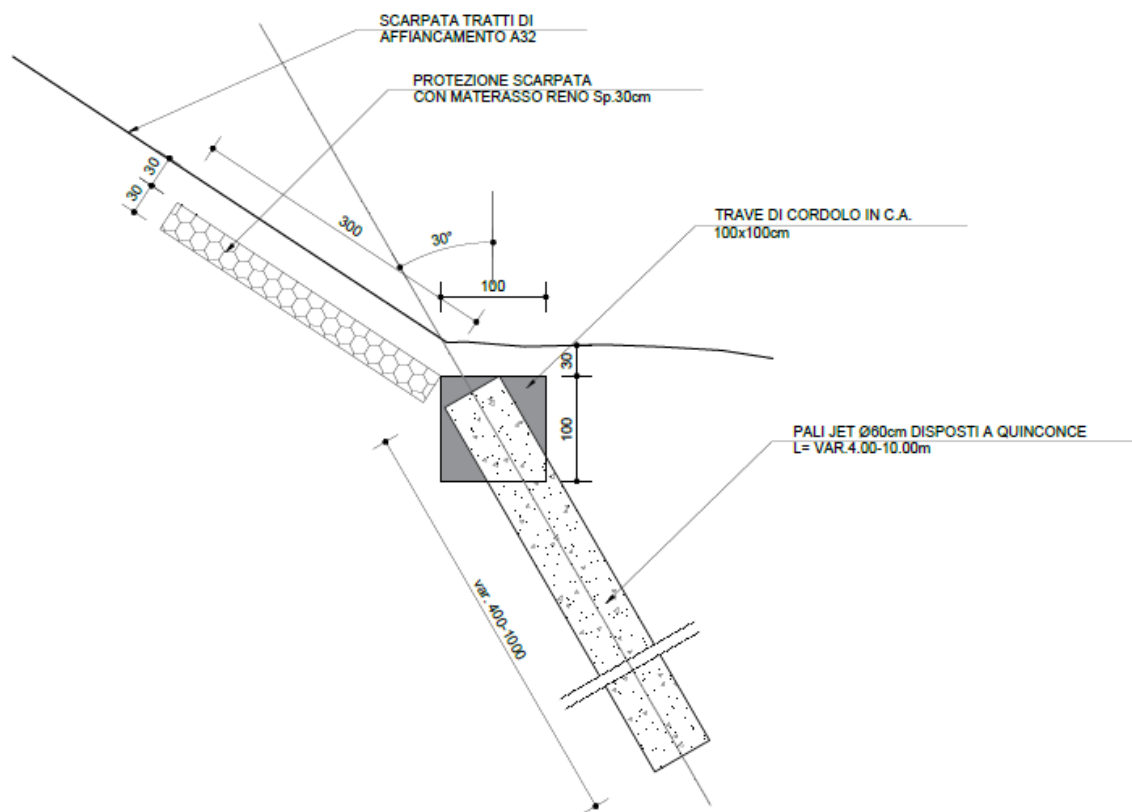


Figura 3 – sezione tipo opera di difesa spondale

La scelta di adottare un'opera di difesa così realizzata è dovuta alle seguenti esigenze:

- necessità di proteggere il rilevato di sostegno dell'A32 dall'erosione determinata dalla divagazione delle acque della Dora Riparia;

A tal fine, come detto, l'opera è costituita da

- una protezione antiersiva del rilevato tra gli svincoli, realizzata in materassi Reno appoggiati al rilevato stesso;
- una difesa profonda in colonne di terreno consolidato, lungo tutto lo sviluppo degli svincoli e del tratto di rilevato compreso con la finalità di evitare, in caso di abbassamento del fondo e conseguente erosione della sponda esposta il cedimento o il sottoscalzamento delle fondazioni.

L'opera così definita permette di risolvere le problematiche evidenziate ed, essendo completamente interrata, di non andare ad influire sugli aspetti paesaggistici e sulla morfologia dell'alveo, non alterando dunque il regime delle acque.

Nei paragrafi successivi si procederà alla verifica idraulica dei manufatti in progetto relativamente a:

- adeguatezza delle opere di protezione spondale in materassi metallici, in riferimento ai tiranti idrometrici previsti;

- verifica dell'adeguatezza della difesa profonda in relazione alla capacità erosiva del corso d'acqua.

Il tratto compreso tra le sezioni 100 e 40 non è stata eseguita alcuna difesa idraulica in quanto il rilevato della nuova rampa di accelerazione e decelerazione addossate al rilevato autostradale sono sorrette da un muro di sostegno fondato su pali accostati che fungono da difesa profonda

4.2 modalità di deflusso in piena

Per la definizione dei livelli idrometrici e dei diversi parametri utili alla valutazione dell'adeguatezza delle opere in condizioni di piena si è scelto di realizzare un modello matematico di moto permanente in corrispondenza del tratto interessato, che consente di considerare la variazione graduale delle sezioni d'alveo e la presenza di manufatti, restringimenti e rapide variazioni di sezione.

La determinazione del profilo di moto permanente è realizzata utilizzando il codice HECRAS "River Analysis System" Versione 5.0.3 (U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center).

Il calcolo del profilo idraulico della corrente avviene in condizioni di moto unidimensionale a portata costante, mediante la risoluzione delle equazioni di bilancio energetico; il codice applicato consente anche di calcolare rapide variazioni di profilo (dovute alla presenza d'ostacoli al deflusso, restringimenti di sezione, traverse, ponti ecc..) ed i passaggi di stato di una corrente.

Le elaborazioni relative al rio in esame sono riportate in allegato al termine della relazione. il significato dei dati riportati nelle tabelle risulta il seguente:

River Sta = codice della sezione d'elaborazione. La numerazione procede in ordine decrescente da monte a valle.

Qtotal	=	portata di calcolo
Min Ch El	=	quota di fondo alveo
W.S. Elev.	=	altezza idrometrica calcolata
E.G. Slope	=	pendenza motrice
Vel Chnl	=	velocità di deflusso
Froude # Chl	=	numero di Froude della corrente
Area	=	sezione interessata dal deflusso
Top Width	=	larghezza pelo libero in sommità
Lenght Chnl	=	distanza tra le sezioni

4.3 Definizione della geometria dell'alveo

Per la definizione della geometria del modello di calcolo si è fatto riferimento alle seguenti fonti di dati:

- DTM derivante da rilievo LIDAR della Regione Piemonte per le sezioni che non interessano le opere in progetto
- Integrazione del rilievo LIDAR con i dati di progetto per le sezioni che interessano le opere

Di seguito si riporta la planimetria di individuazione delle sezioni su base CTR.

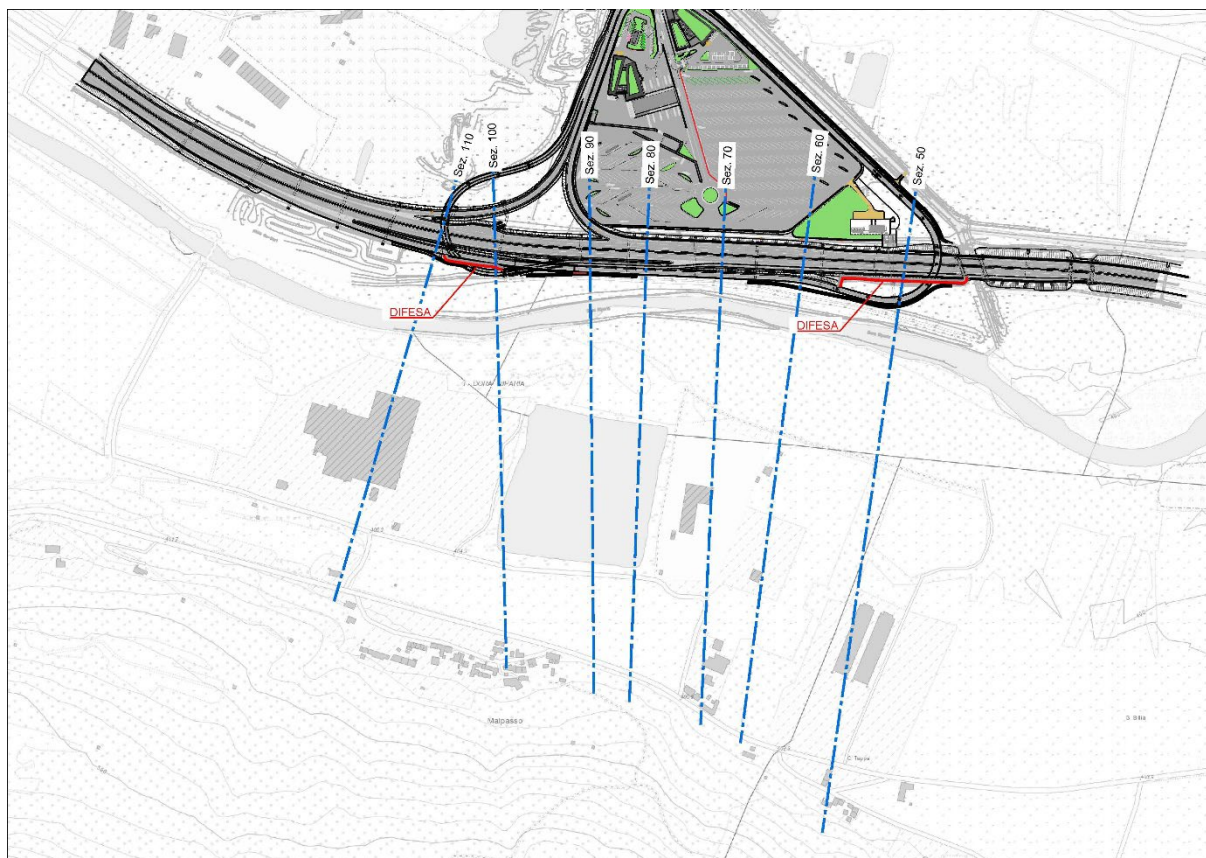


Figura 4 – planimetria di individuazione delle sezioni idrauliche su CTR

In particolare è stata adottata una corrispondenza tra le sezioni di modello e le sezioni dell’Autorità di Bacino, variante al PAI (deliberazione 19 luglio 2007):

sezione 10 → sez 88 PAI

sezione 89 → sez. 89 PAI

sezione 90 → sez 90 PAI

Le sezioni sono state estese per una lunghezza sufficiente a coprire l’intera superficie delle aree potenzialmente esondabili ed infittite in corrispondenza delle aree oggetto di intervento.

4.4 condizioni al contorno

Le ipotesi di calcolo relative alle condizioni al contorno introdotte nel modello di simulazione numerica di moto permanente sono le seguenti:

- portate al colmo costanti in tutto il tratto in corrispondenza ai tempi di ritorno indicati.
- altezze idrometriche utilizzate come condizioni iniziali nelle sezioni a monte ed a valle calcolate in condizioni di moto uniforme indisturbato.

4.5 coefficiente di scabrezza

Per quanto riguarda l’alveo inciso il coefficiente di scabrezza (n di Manning) è stato posto pari a 0.030 m^{-1/3} s corrispondente ad una c di Strickler di 33 m^{1/3}s⁻¹ che, nella già citata direttiva sui criteri di compatibilità idraulica, corrisponde ad una condizione di corso d’acqua montano con fondo alveo con prevalenza di ghiaia e ciottoli, pochi grossi massi.

Per le aree di golena è stato adottato un valore di, 0.07 (n di Manning), rappresentativo di aree con vegetazione erbacea.

4.6 Definizione della portata di progetto

La verifica idraulica è stata effettuata in riferimento alla portata con tempo di ritorno duecentennale, pari a 530 mc/s in corrispondenza della sezione 90 di PAI come riportato nel citato studio.

4.7 definizione dei livelli idrometrici e dei parametri idraulici

E' stato realizzato un modello idraulico di moto permanente che ha individuato i livelli idrometrici attesi lungo il tratto di Dora analizzato, per uno sviluppo complessivo di circa 1775 m a cavallo dell'area di intervento.

Nella tabella seguente sono riportati, per ogni sezione del modello, i principali parametri ricavati dalla modellazione idraulica dello stato di fatto e finalizzati alla successiva verifica delle opere.

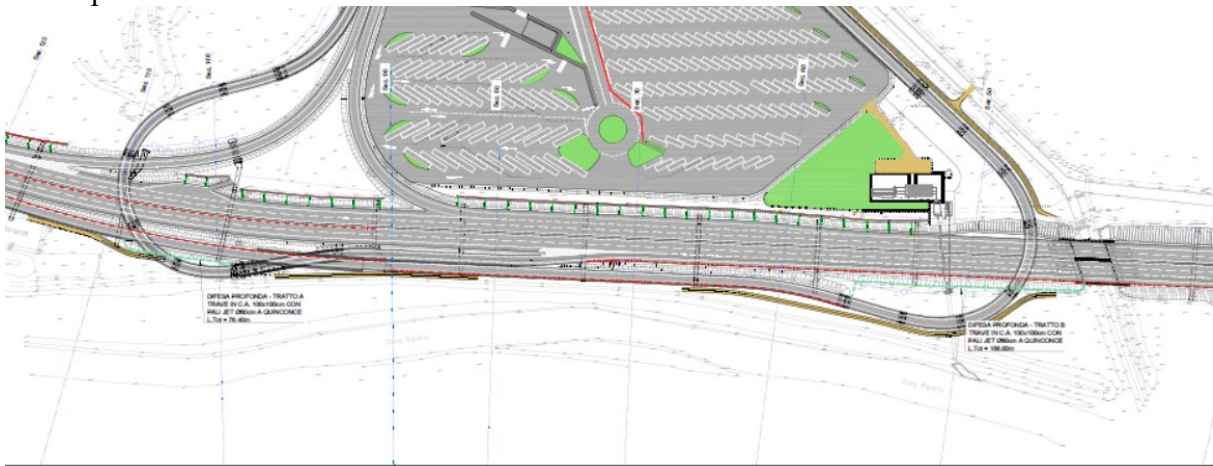


Figura 5 Inquadramento dell'opera su planimetria generale

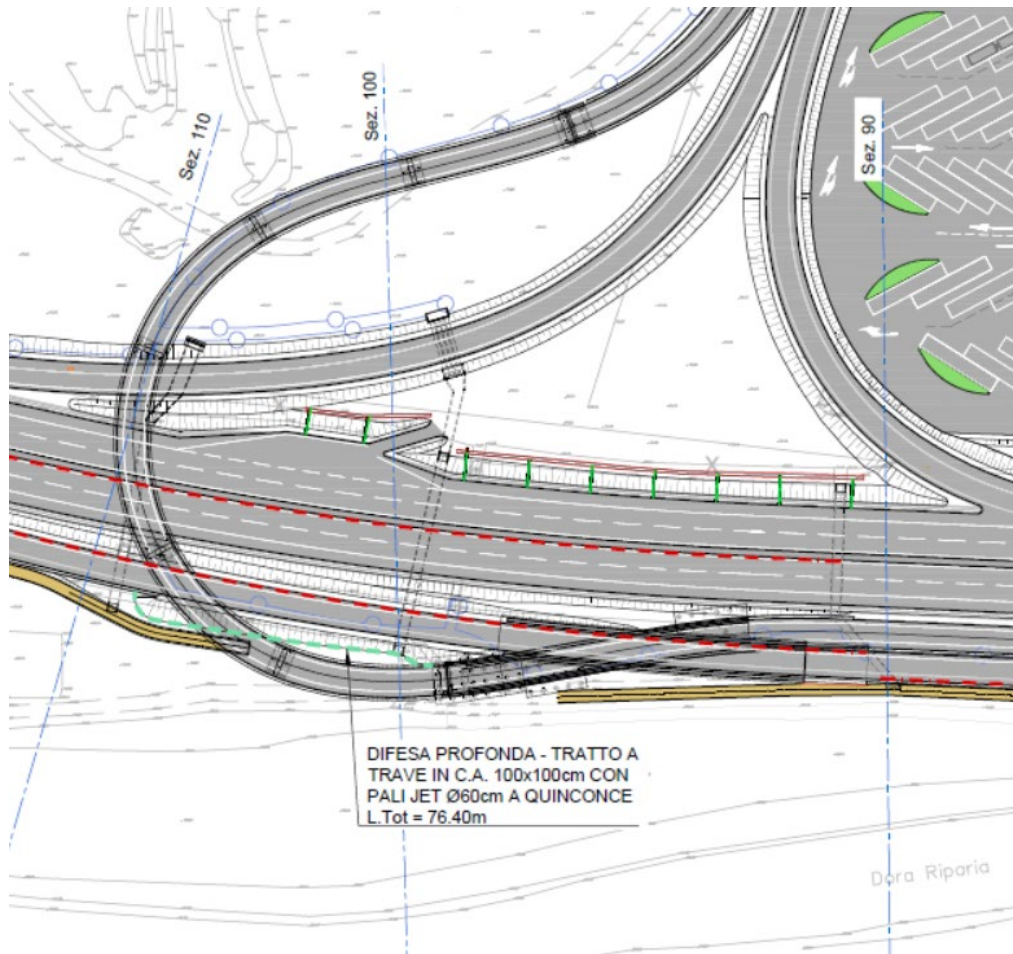


Figura 6 Estratto planimetria opera dalla tavola di progetto tratto di monte

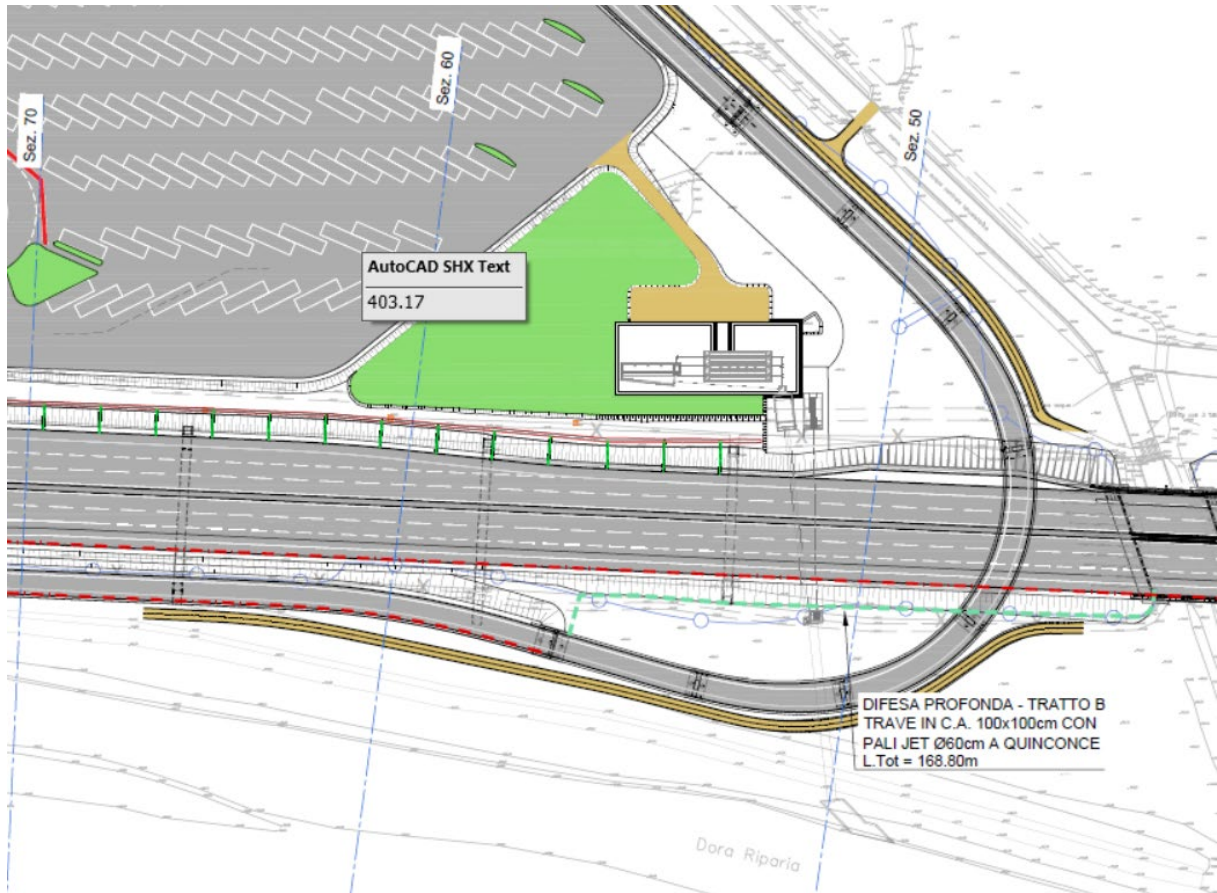


Figura 7 Estratto planimetrico dalla tavola tratto di valle

sezione	Note	Q di calcolo	quota fondo alveo	altezza idrometrica calcolata	altezza critica	quota linea energia	pendenza motrice	velocità di deflusso	num di Froude
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	
110		530	401.26	404.62	403.76	404.89	0.002451	2.28	0.51
100		530.00	401.01	404.15		404.55	0.004234	2.8	0.56
90		530.00	400.51	403.98		404.17	0.001941	1.99	0.45
80	Sez 89 pai	530	400.34	403.82		404.03	0.002437	2.12	0.50
70		530.00	400.19	403.67	402.88	403.82	0.001680	1.77	0.41
60		530.00	400.01	403.56	402.63	403.68	0.001193	1.67	0.36
50	Manufatto di scarico	530	399.67	403.28	402.80	403.47	0.002502	2.04	0.50

4.8 Verifica dei tiranti idrometrici in corrispondenza della difesa

Di seguito si riporta la tabella di confronto tra le quote di testa della difesa in materassi reno ed i livelli idrometrici dell'evento di riferimento, ovvero la piena con tr200 come precedentemente calcolati.

Sezione idraulica	livello TR200 (m)	quota testa difesa antiersiva (m)	Franco (m)
110	404,62	407.51	2.89
100	404.15	407.21	3.06
50	403.28	404.28	1.00

L'elaborato grafico di riferimento OIA0_O_C_E_ID_PL_2024_D

Dall'analisi dei dati si evince che le quote di testa dell'opera di protezione estradosso cordolo di coronamento dei pali è sempre superiore alla quota di massima piena calcolata e i franchi rispetto alla testa del materasso reno sono sempre superiori al metro

4.8.1 Determinazione della velocità critica di erosione

La velocità critica oltre cui si può innescare un fenomeno erosivo, per materiale d'alveo con un peso specifico pari a 2650 kg/m³, si può calcolare con l'espressione:

$$V_c = 6,36 d^{1/6} D50^{1/3}$$

dove:

V_c = velocità critica (m/s),

d = profondità di corrente (m),

$D50$ = diametro medio del materiale d'alveo (m)

Al fine di valutare il potenziale erosivo del corso d'acqua nel tratto oggetto di intervento è stato effettuato il calcolo della velocità critica, comparata a quella calcolata dal modello HEC RAS, nelle sezioni dalla 50 alla 100, considerando un $D50$ pari a 13 mm.

sezione	Q di calcolo	quota fondo alveo	altezza idrometrica calcolata	pendenza motrice	profondità della corrente	D50	velocità critica	velocità di deflusso
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)
100	530	401.01	404.15	0.004234	3.14	0.013	1.83	2.8
90	530	400.51	403.98	0.001941	3.47	0.013	1.82	1.99
80	530	400.34	403.82	0.002437	3.48	0.013	1.85	2.12
70	530	400.19	403.67	0.001680	3.48	0.013	1.84	1.77
60	530	400.01	403.56	0.001193	3.55	0.013	1.85	1.67
50	530	399.67	403.28	0.002502	4.01	0.013	1.78	2.04

Come si evince dalla tabella allegata sussistono le condizioni per cui, in corrispondenza delle opere in progetto si possa verificare l'erosione del fondo alveo in concomitanza con eventi di piena di portata duecentennale per alcune delle sezioni considerate ove la velocità della corrente supera la velocità critica

4.8.2 Determinazione del potenziale abbassamento del fondo alveo

Per la stima della profondità di escavazione si è scelto di adottare la formula di Ikeda (1984) dedotta su base sperimentale:

$$S = 0.75 \cdot h \cdot \left(\frac{B}{d_{84}} \right)^{-0.45} \cdot \psi(B/h)$$

Dove:

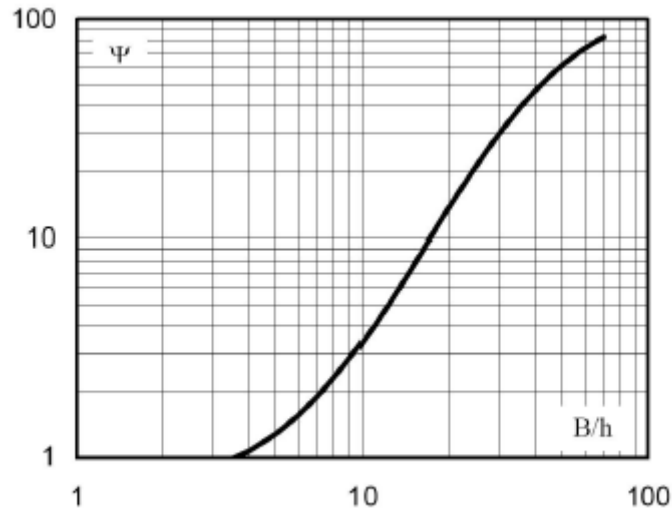
S: profondità di scavo

h: profondità media della corrente

B: larghezza media della sezione

D84: diametro del materiale d'alveo da curva granulometrica

ψ : parametro desunto da abaco



I dati geometrici sono stati desunti dal modello monodimensionale, considerando la sezione effettivamente interessata dalla piena duecentennale, mentre per il d84 è stato assunto un valore pari a 30 mm.

Sostituendo, nella seguente tabella, si ottengono i seguenti valori della profondità di scavo per il tratto in oggetto.

Sezione idraulica	Area bagnata (mq)	Raggio idraulico (m)	Profondità media corrente (m) (h)	Larghezza sezione (m) (B)	B/h	ψ	D84 (m)	Profondità di scavo fondo alveo
100	192.50	2.45	3.14	110	35	35	0.03	2.05
90	285.75	2.27	3.47	120	34.5	36	0.03	2.24
80	277.07	2.65	3.48	180	52	60	0.03	3.12
70	321.84	2.69	3.48	190	55	65	0.03	3.30
60	373.65	2.51	3.55	210	59	71	0.03	3.51
50	293.28	2.31	4.01	210	52	60	0.03	3.35

Da cui si desume una profondità di scavo media, per il tratto a monte di 2.24 metri mentre il tratto a valle presenta una profondità di scavo temuta pari a mt 3,50 .

4.8.3 Analisi dei risultati

In base a quanto calcolato nei paragrafi precedenti il potenziale abbassamento del fondo alveo, in corrispondenza dell'evento di riferimento (piena tr200), risulta essere pari, mediamente, a 2,24 metri nel primo tratto a monte e 3.50 a valle in corrispondenza del manufatto di scarico .

Questo valore può essere, inoltre, considerato cautelativo in quanto la capacità erosiva lungo le sponde risulta attenuata rispetto a quella valutata per il canale principale, a causa della minor velocità del flusso di corrente, inoltre il calcolo non considera la presenza, circa 1400 m a valle, di una traversa che mitiga il potenziale fenomeno di erosione.

Nella tabella seguente si procede a verificare che la quota di fondo dei pali della difesa profonda, ovvero la quota fino alla quale questa risulta efficace, risulti inferiore alla quota potenziale del fondo alveo in occasione del fenomeno di erosione di fondo sopra calcolato.

Sezione idraulica	quota fondo alveo (m)	profondità di scavo fondo alveo (m)	quota potenziale fondo alveo scavato (m)	quota testa trave di collegamento (m)	quota fondo difesa profonda (m)	Franco (m) (quota max scavo - quota fondo difesa)
100	401,01	2.05	399,00	404.52	395,19	3,81
60	400.01	3.51	396.50	402.67	392,68	3.82
50	399.67	3.35	396.32	402.19	392.19	4.13

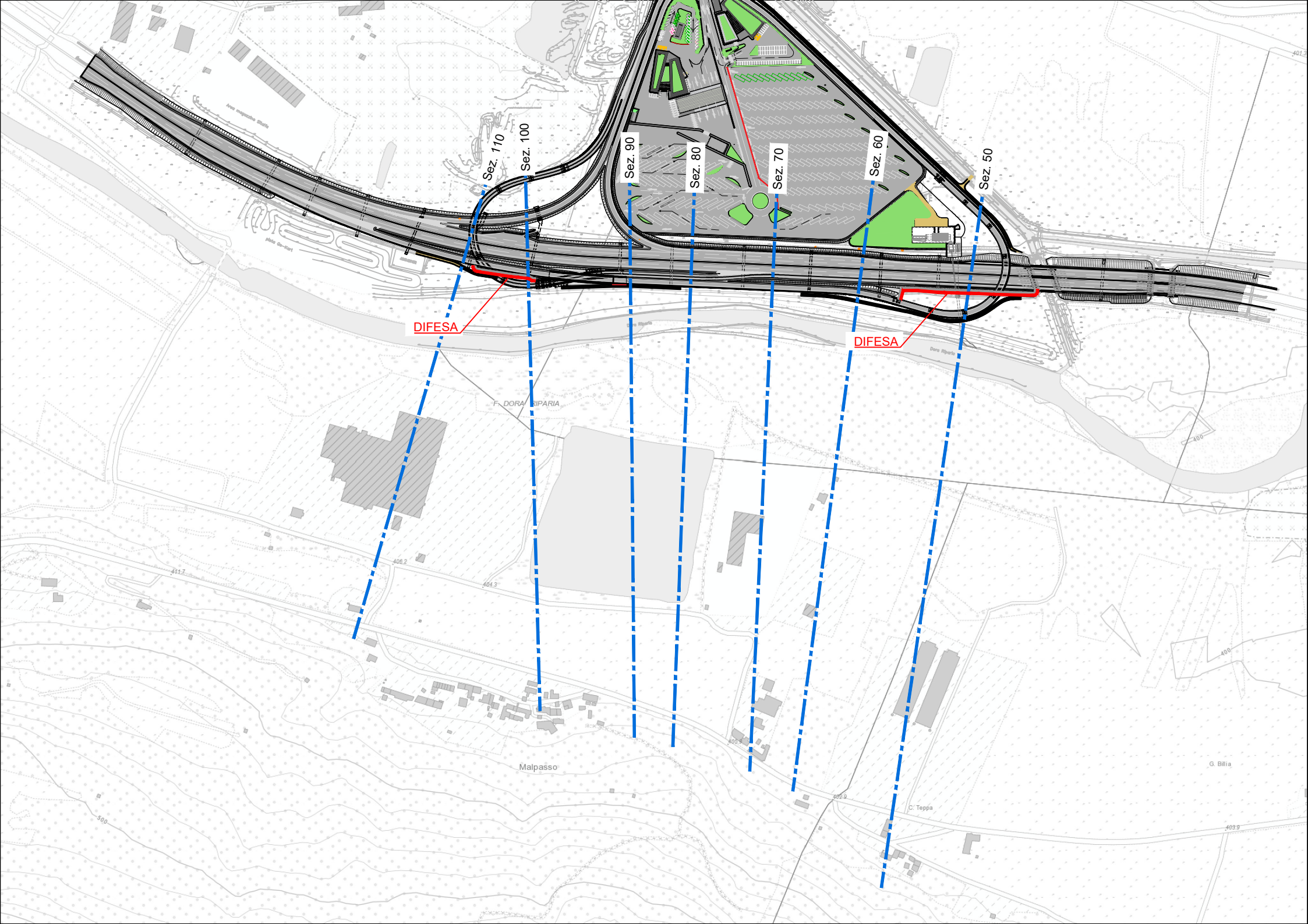
L'elaborato grafico di riferimento è OIA0_O_C_E_ID_PL_2024_0

si possono dunque fare le seguenti considerazioni

- La difesa si approfondisce, rispetto alla quota di massimo scavo del fondo alveo, di un valore compreso tra 3.81 e 4.13 m;
- Il valore di scavo calcolato risulta cautelativo per le sponde in quanto riferito al canale centrale, mentre la difesa, interrata lungo la sponda, risente in misura minore del fenomeno;
- il fenomeno, valutato dal punto di vista numerico, risulta nella realtà attenuato dalla traversa presente a valle;

Tutto ciò premesso si ritiene che le opere in progetto siano da considerarsi verificate rispetto alla capacità erosiva del corso d'acqua con riferimento alla piena duecentennale.

5. Allegato 1 – modello HEC RAS Dora



DIFESA

DIFESA

Sez. 110

Sez. 100

Sez. 90

Sez. 80

Sez. 70

Sez. 60

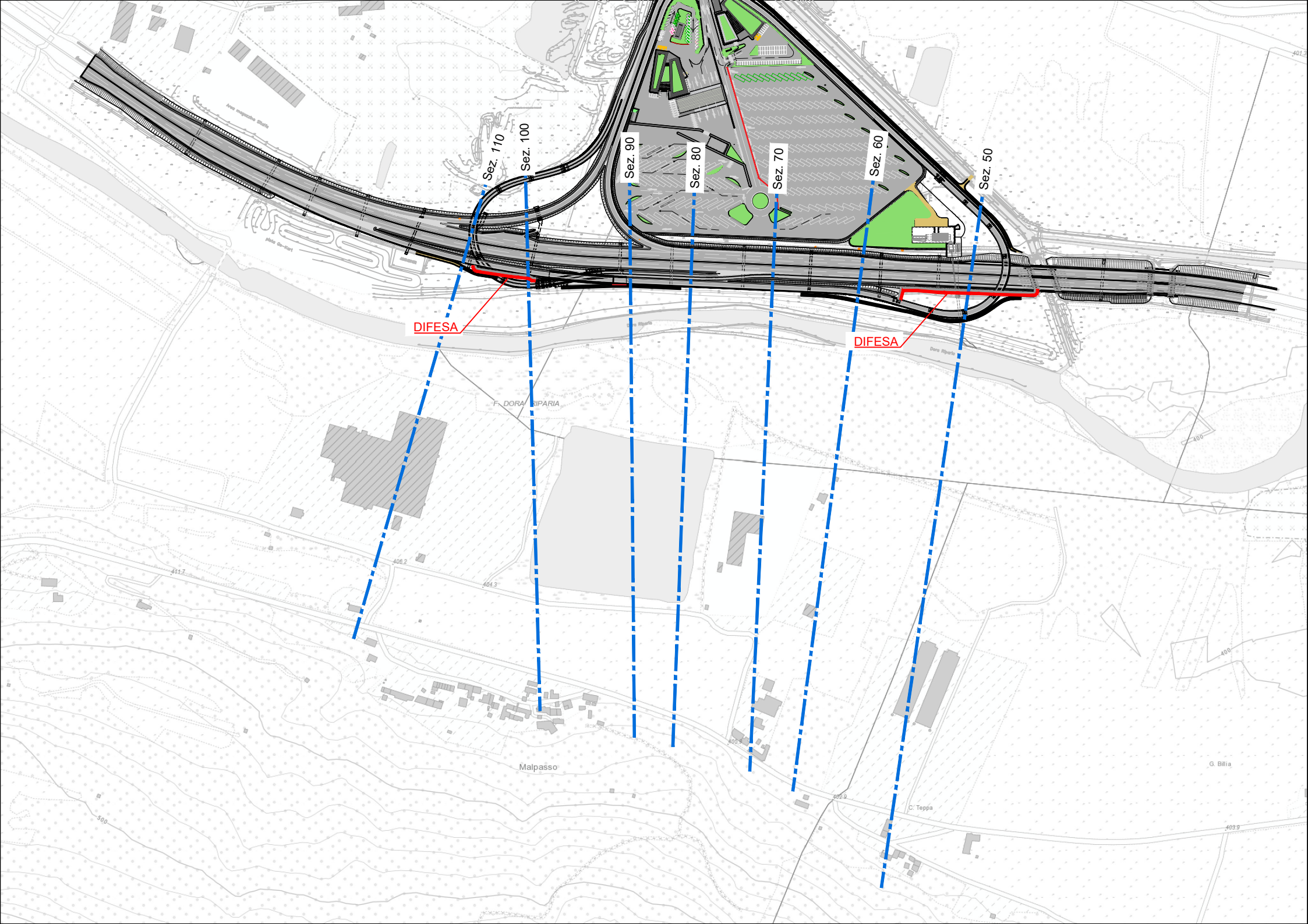
Sez. 50

F. DORA RIPARIA

Malpasso

C. Teppa

G. Billia



DIFESA

DIFESA

Sez. 110

Sez. 100

Sez. 90

Sez. 80

Sez. 70

Sez. 60

Sez. 50

F. DORA RIPARIA

Malpasso

C. Teppa

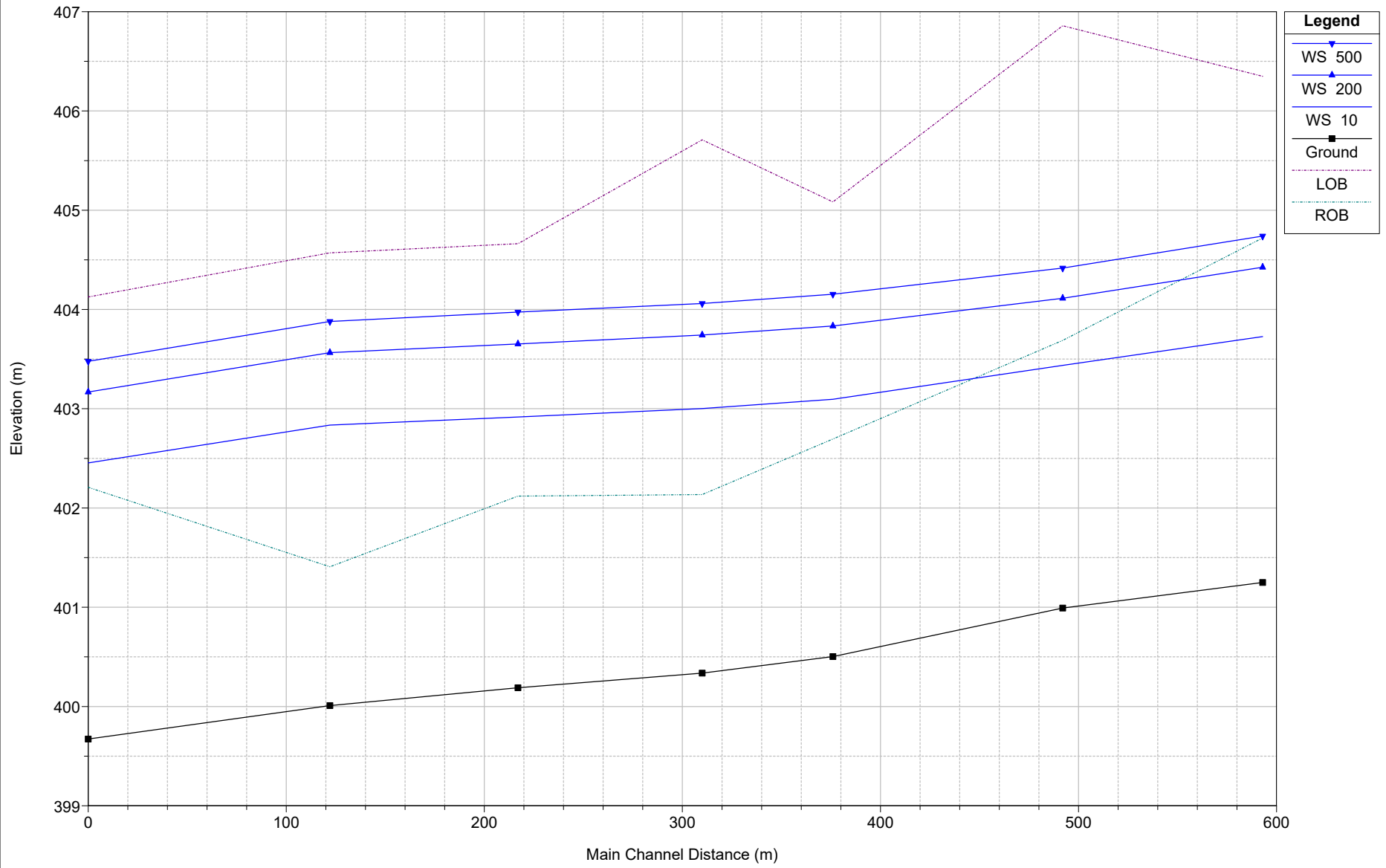
G. Billia

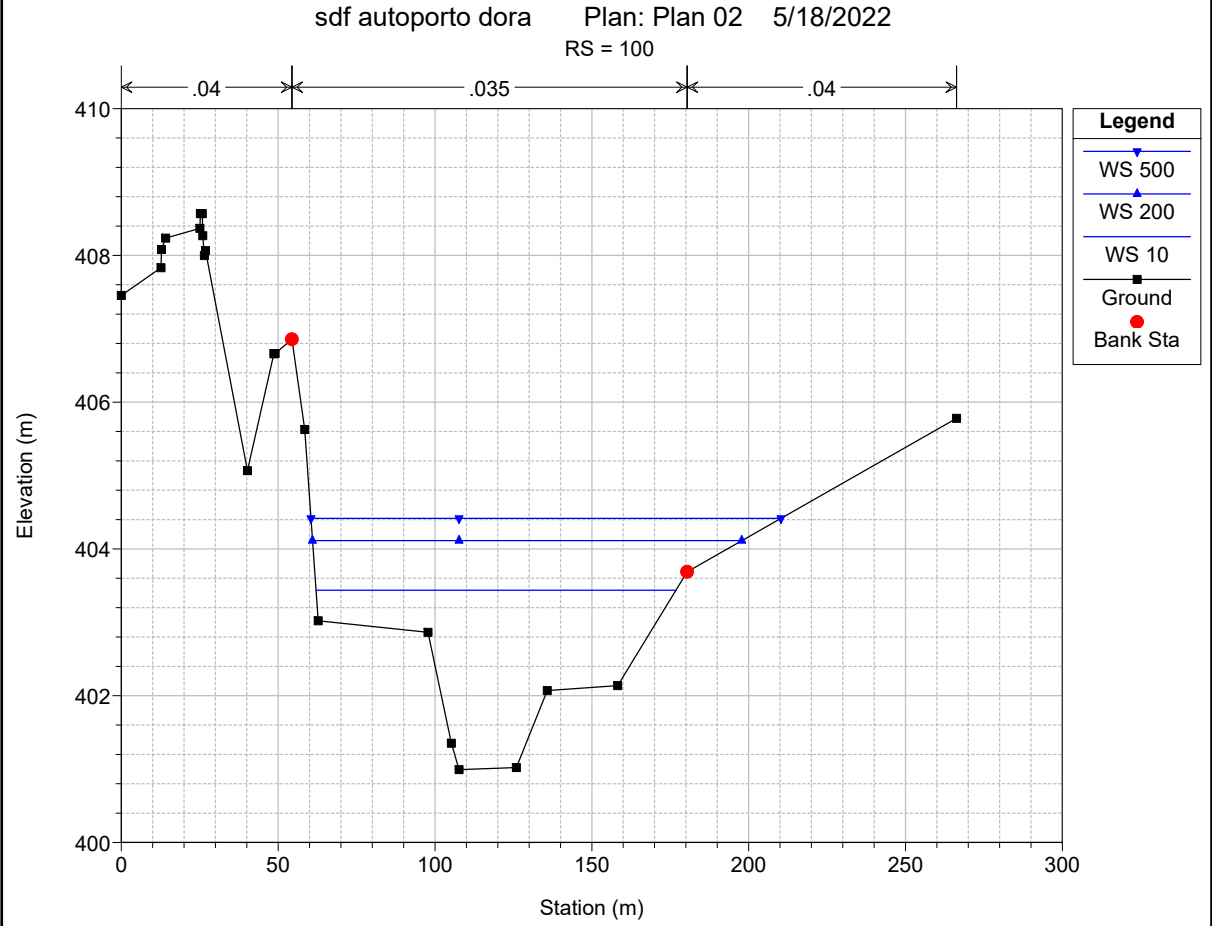
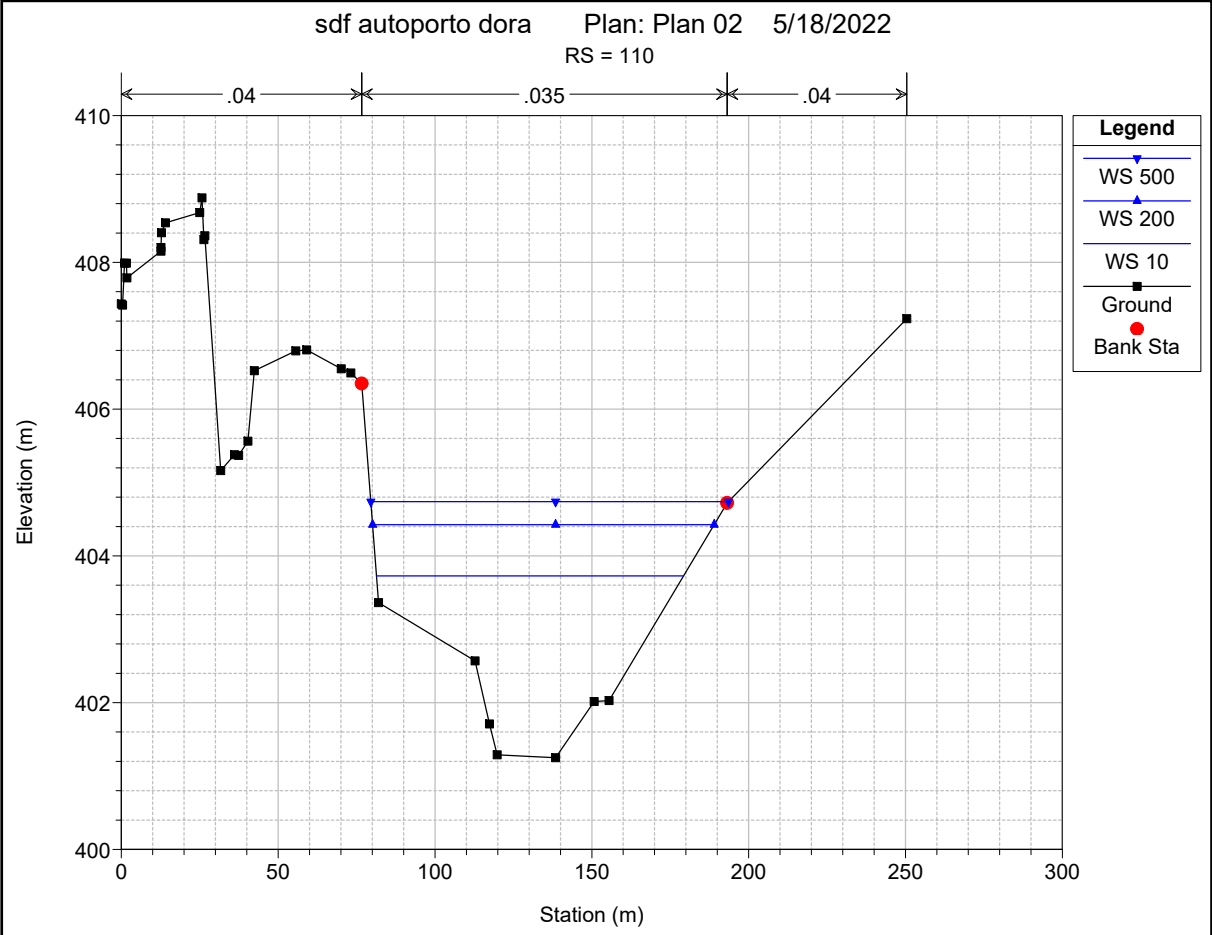
STATO DI FATTO

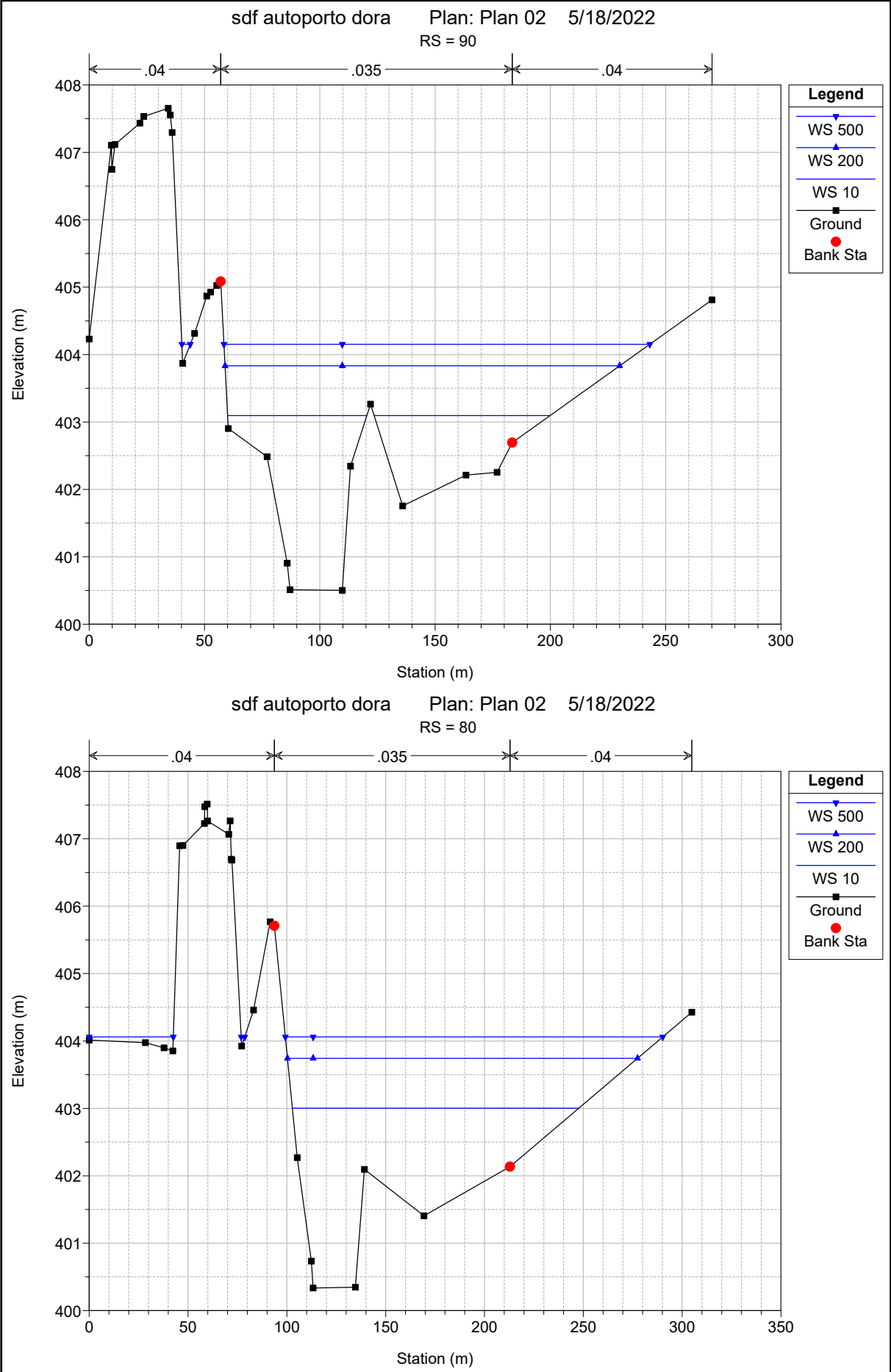
HEC-RAS Plan: Plan 02 River: dora Reach: dora

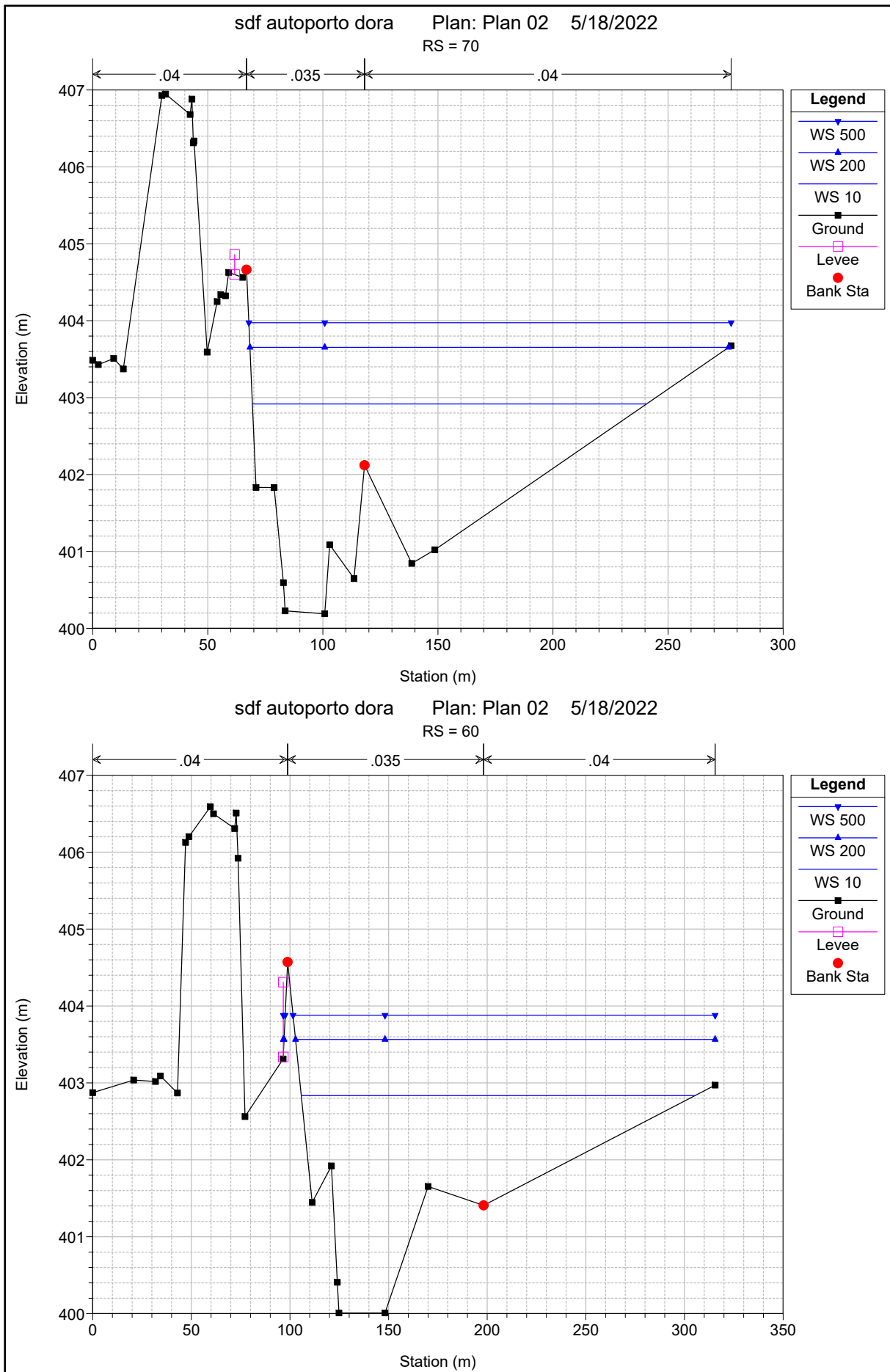
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
dora	110	10	250.00	401.25	403.73	403.10	403.90	0.002674	1.84	136.11	97.89	0.50
dora	110	200	530.00	401.25	404.43	403.77	404.76	0.003363	2.54	208.27	108.92	0.59
dora	110	500	700.00	401.25	404.74	404.09	405.16	0.003702	2.88	243.26	114.04	0.63
dora	100	10	250.00	400.99	403.44		403.60	0.003166	1.81	137.89	114.74	0.53
dora	100	200	530.00	400.99	404.11		404.41	0.003256	2.42	221.48	136.87	0.57
dora	100	500	700.00	400.99	404.42		404.79	0.003360	2.72	265.10	149.87	0.60
dora	90	10	250.00	400.50	403.10		403.25	0.002917	1.73	146.95	136.63	0.51
dora	90	200	530.00	400.50	403.83		404.06	0.002479	2.16	261.46	171.10	0.50
dora	90	500	700.00	400.50	404.15		404.43	0.002471	2.39	318.90	188.33	0.51
dora	80	10	250.00	400.34	403.00		403.10	0.001397	1.42	185.29	144.93	0.37
dora	80	200	530.00	400.34	403.74		403.92	0.001556	1.92	304.55	177.13	0.41
dora	80	500	700.00	400.34	404.06		404.28	0.001676	2.17	366.89	235.26	0.43
dora	70	10	250.00	400.19	402.92	402.00	402.99	0.000955	1.39	234.79	171.20	0.31
dora	70	200	530.00	400.19	403.65	402.54	403.78	0.001209	1.90	374.27	207.96	0.37
dora	70	500	700.00	400.19	403.97	402.81	404.12	0.001271	2.08	441.51	209.53	0.38
dora	60	10	250.00	400.01	402.84	401.91	402.90	0.000827	1.22	245.23	199.61	0.29
dora	60	200	530.00	400.01	403.56	402.47	403.67	0.000934	1.59	398.58	213.12	0.32
dora	60	500	700.00	400.01	403.88	402.71	404.01	0.001016	1.78	465.80	214.93	0.34
dora	50	10	250.00	399.67	402.45	401.62	402.72	0.002503	2.30	121.93	169.47	0.51
dora	50	200	530.00	399.67	403.17	402.89	403.47	0.002502	2.76	267.17	205.92	0.53
dora	50	500	700.00	399.67	403.48	403.13	403.81	0.002502	2.94	330.90	206.40	0.54

sdf autoporto dora Plan: Plan 02 5/18/2022



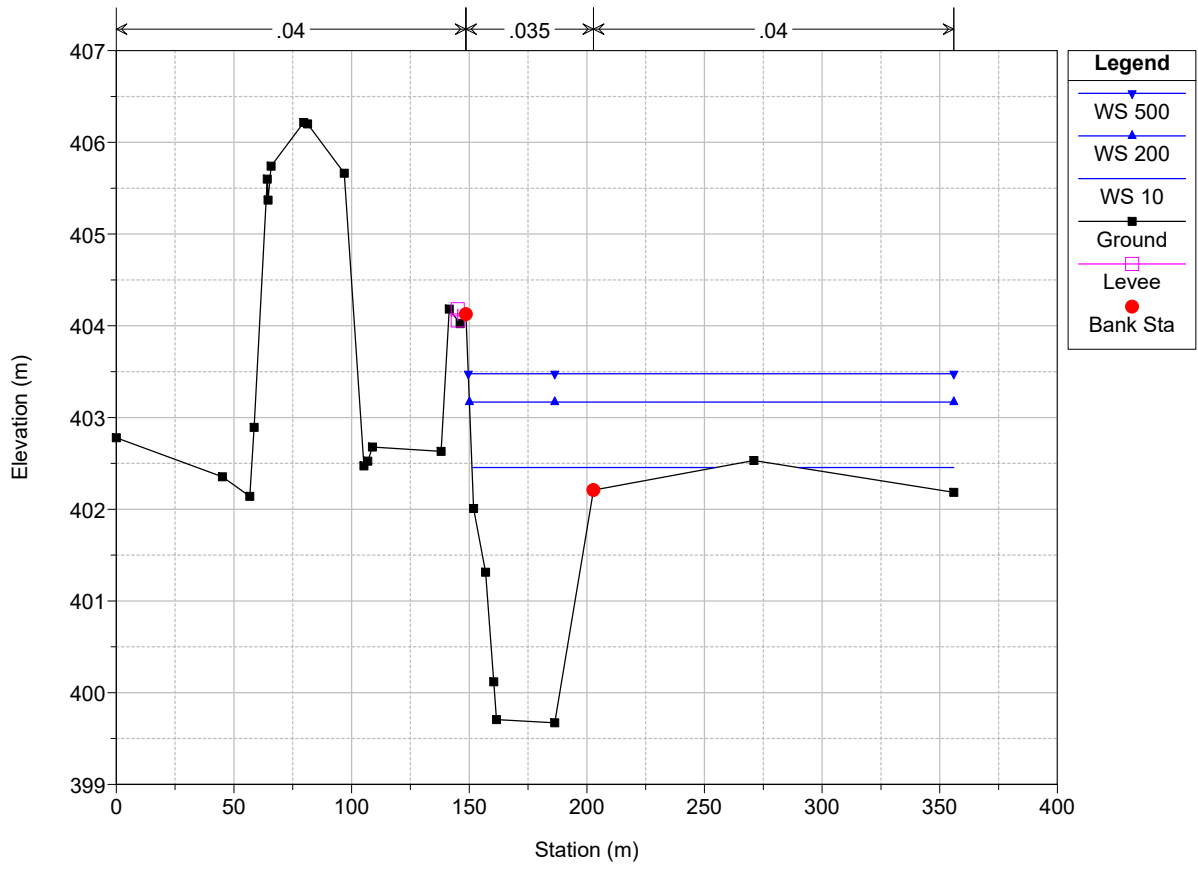






sdf autoporto dora Plan: Plan 02 5/18/2022

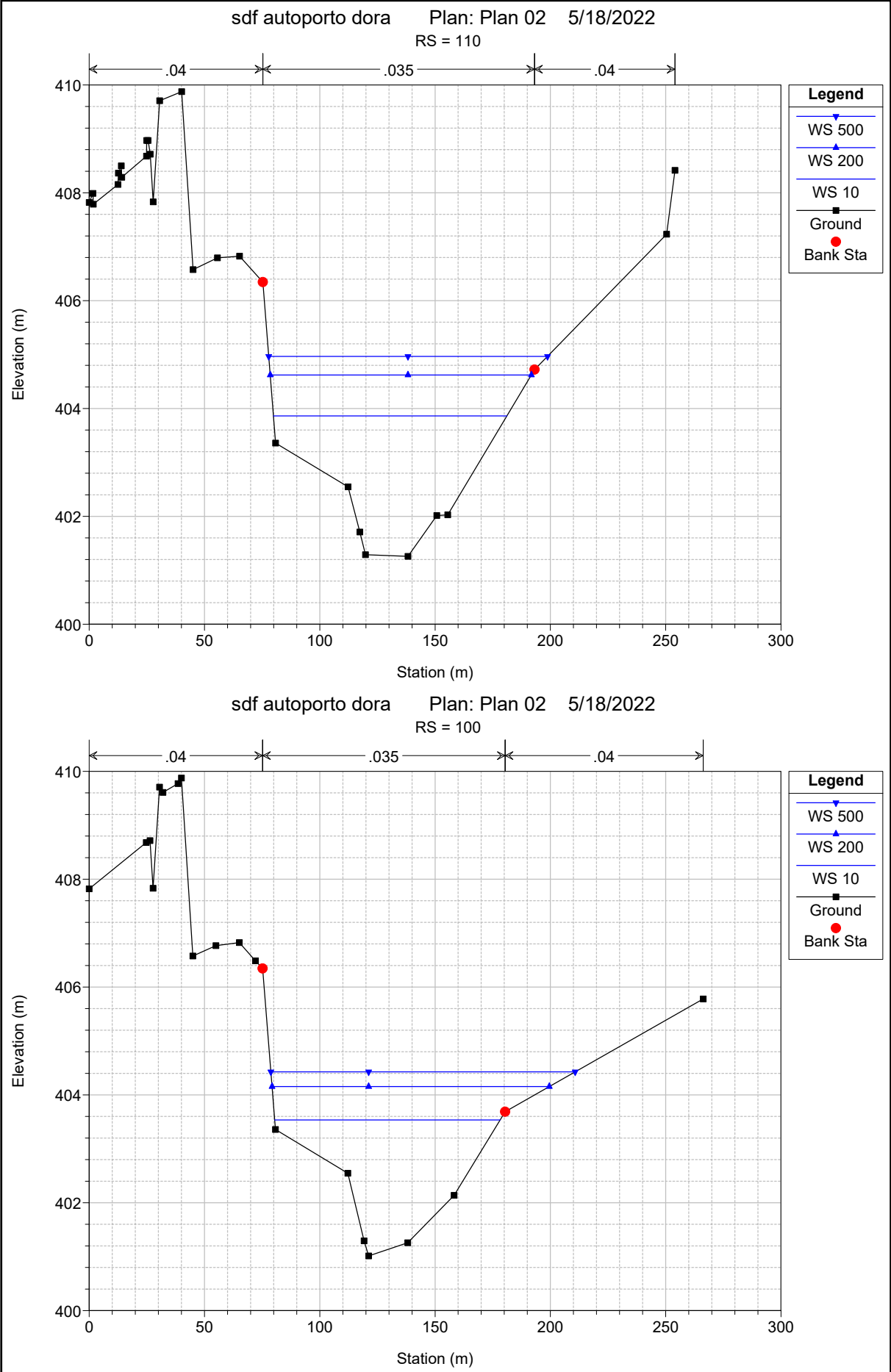
RS = 50

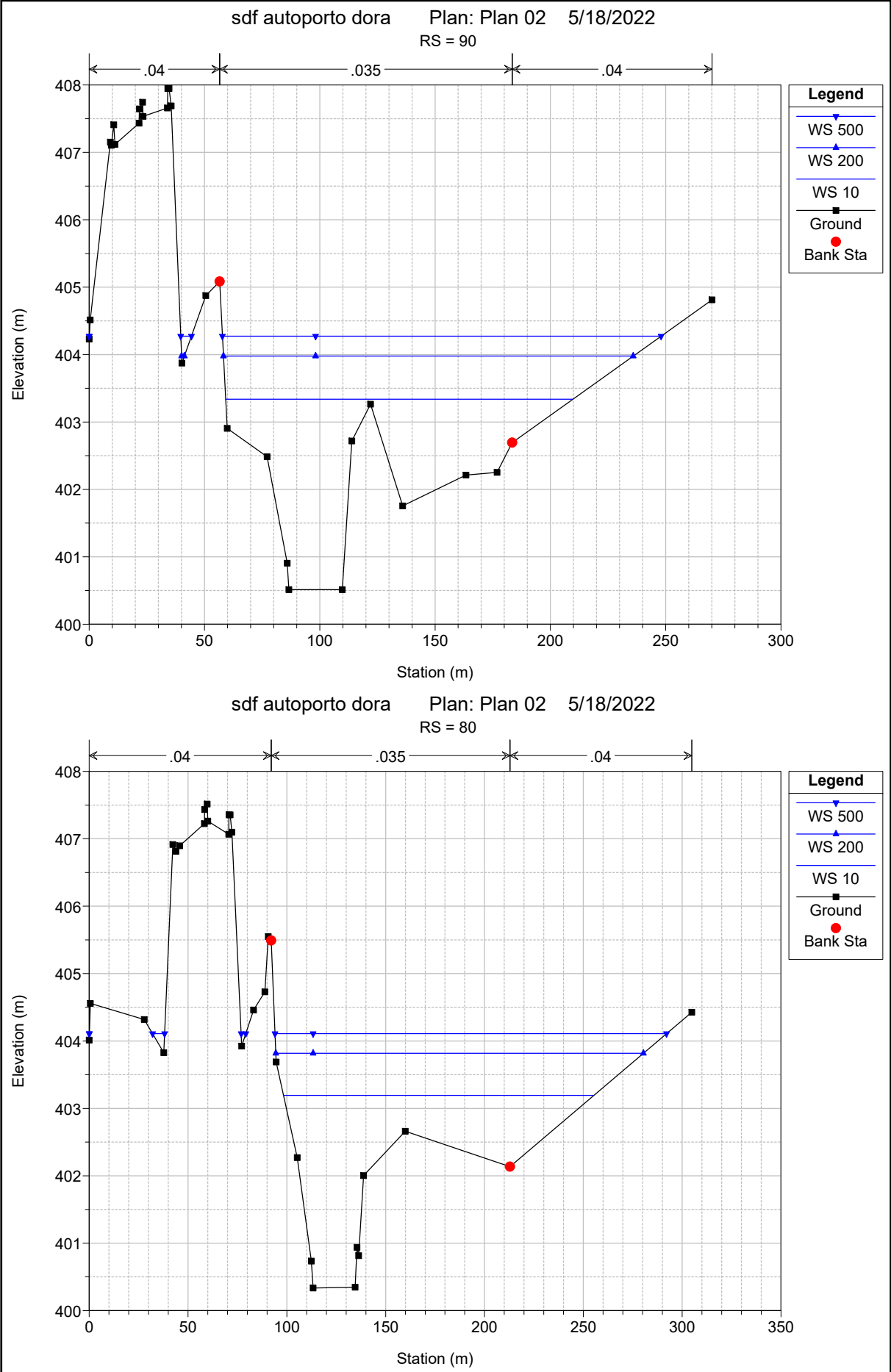


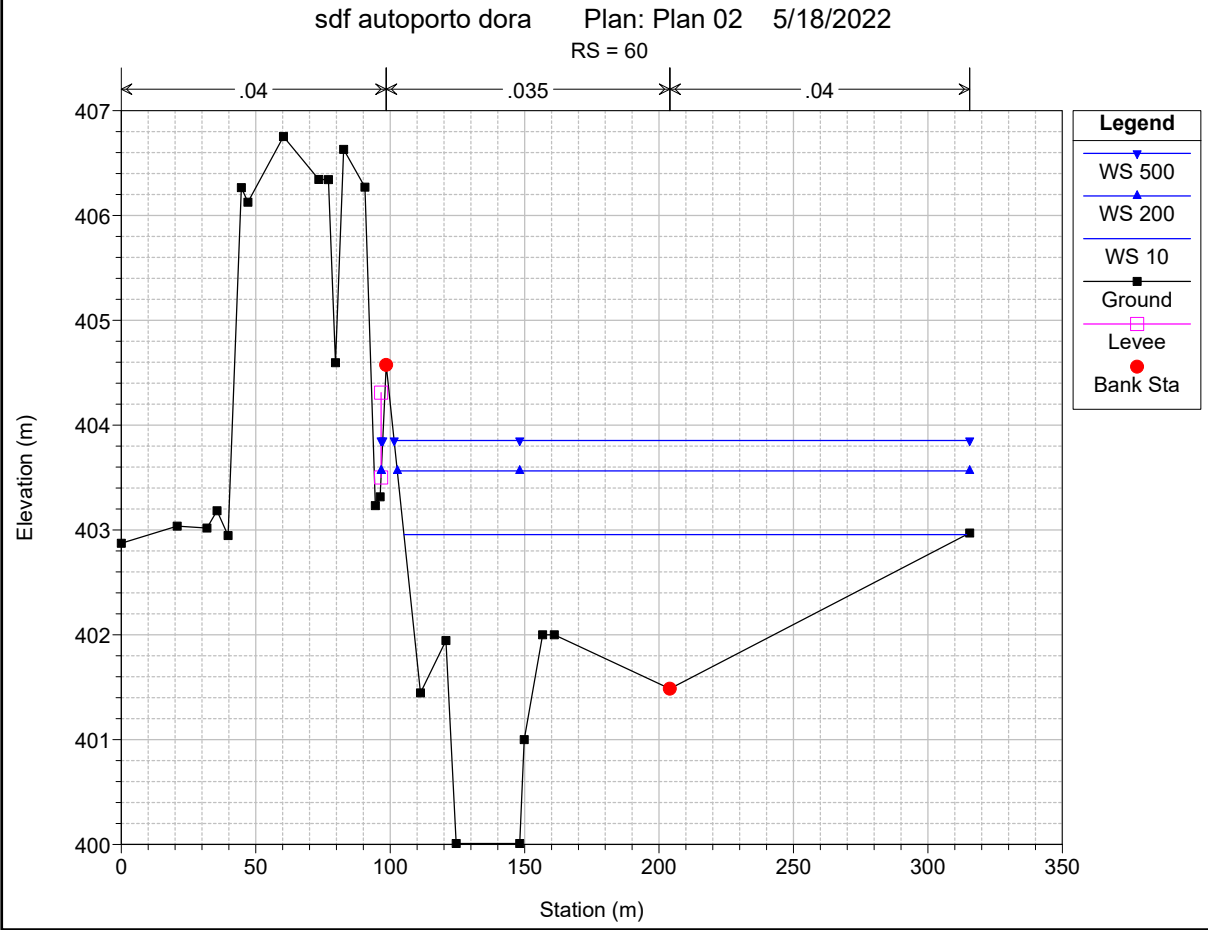
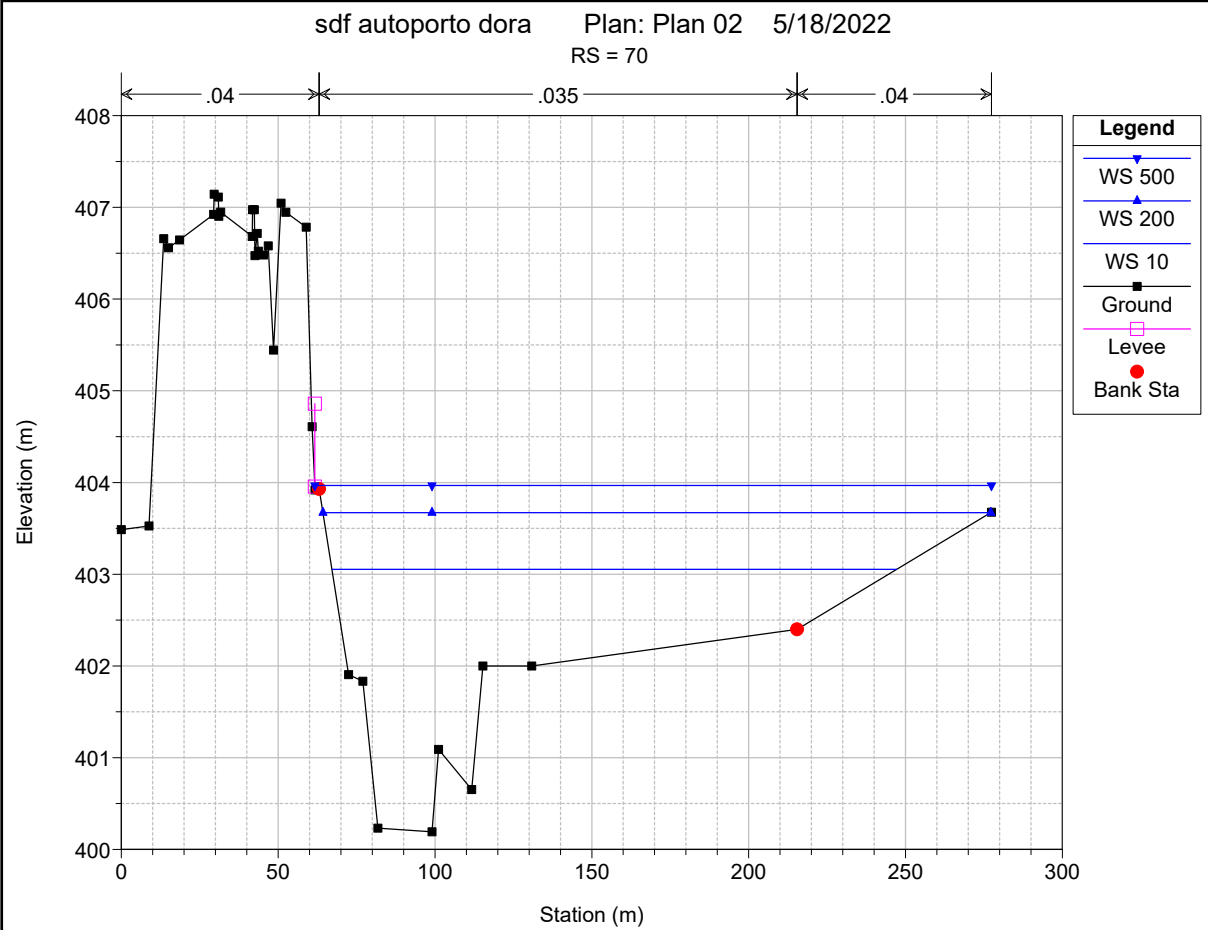
STATO DI PROGETTO

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: dora Reach: dora

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
dora	110	10	250.00	401.26	403.86	403.10	404.00	0.001974	1.65	151.11	101.21	0.43
dora	110	200	530.00	401.26	404.62	403.76	404.89	0.002451	2.28	232.64	113.26	0.51
dora	110	500	700.00	401.26	404.97	404.07	405.30	0.002594	2.57	272.90	120.89	0.53
dora	100	10	250.00	401.01	403.54		403.74	0.003457	1.99	125.93	97.77	0.56
dora	100	200	530.00	401.01	404.15		404.55	0.004234	2.80	192.50	120.25	0.66
dora	100	500	700.00	401.01	404.43		404.94	0.004629	3.20	226.88	131.96	0.70
dora	90	10	250.00	400.51	403.34		403.44	0.001639	1.43	180.57	150.54	0.39
dora	90	200	530.00	400.51	403.98		404.17	0.001941	1.99	285.75	178.91	0.45
dora	90	500	700.00	400.51	404.27		404.52	0.002070	2.25	340.89	194.90	0.47
dora	80	10	250.00	400.34	403.19		403.31	0.002205	1.58	169.82	157.04	0.44
dora	80	200	530.00	400.34	403.82		404.03	0.002437	2.12	277.07	185.98	0.50
dora	80	500	700.00	400.34	404.11		404.36	0.002506	2.37	334.01	206.57	0.52
dora	70	10	250.00	400.19	403.05	402.42	403.14	0.001477	1.29	200.40	180.05	0.36
dora	70	200	530.00	400.19	403.67	402.88	403.82	0.001680	1.77	321.84	212.88	0.41
dora	70	500	700.00	400.19	403.97	403.10	404.15	0.001717	1.96	385.22	215.70	0.43
dora	60	10	250.00	400.01	402.96	402.13	403.02	0.000933	1.22	245.35	209.27	0.30
dora	60	200	530.00	400.01	403.56	402.63	403.68	0.001193	1.67	373.65	212.98	0.36
dora	60	500	700.00	400.01	403.85	402.87	404.00	0.001294	1.87	435.78	214.69	0.38
dora	50	10	250.00	399.67	402.72	401.62	402.84	0.002502	1.59	175.62	207.85	0.47
dora	50	200	530.00	399.67	403.28	402.80	403.47	0.002502	2.04	293.28	210.52	0.50
dora	50	500	700.00	399.67	403.55	402.99	403.78	0.002500	2.24	350.70	210.87	0.51

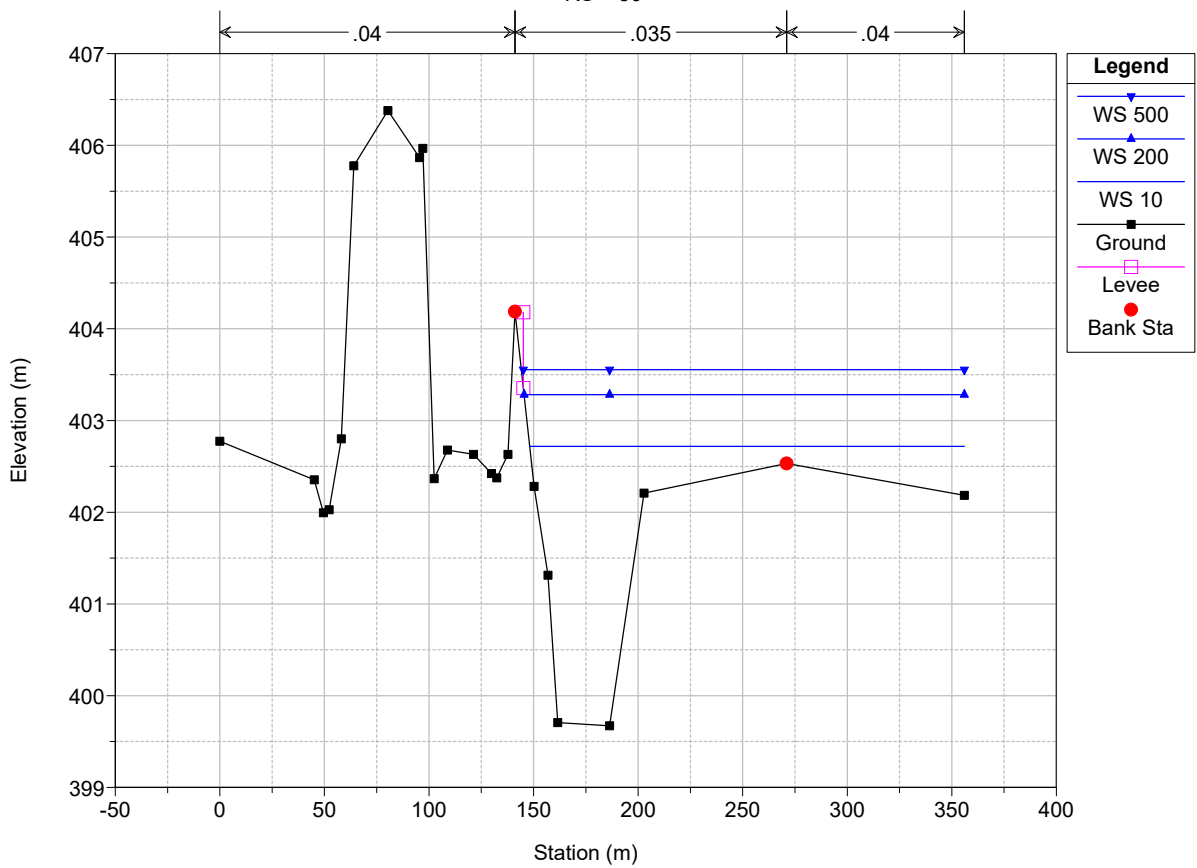






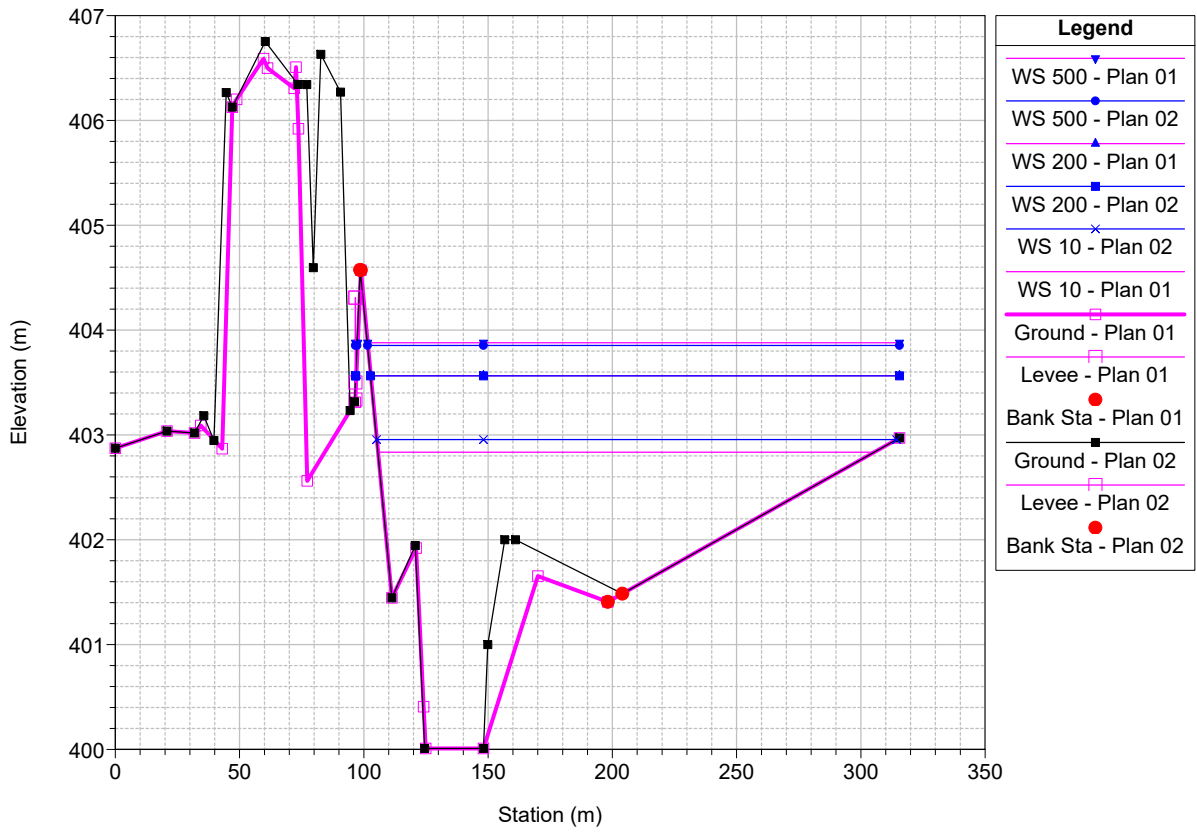
sdf autoporto dora Plan: Plan 02 5/18/2022

RS = 50

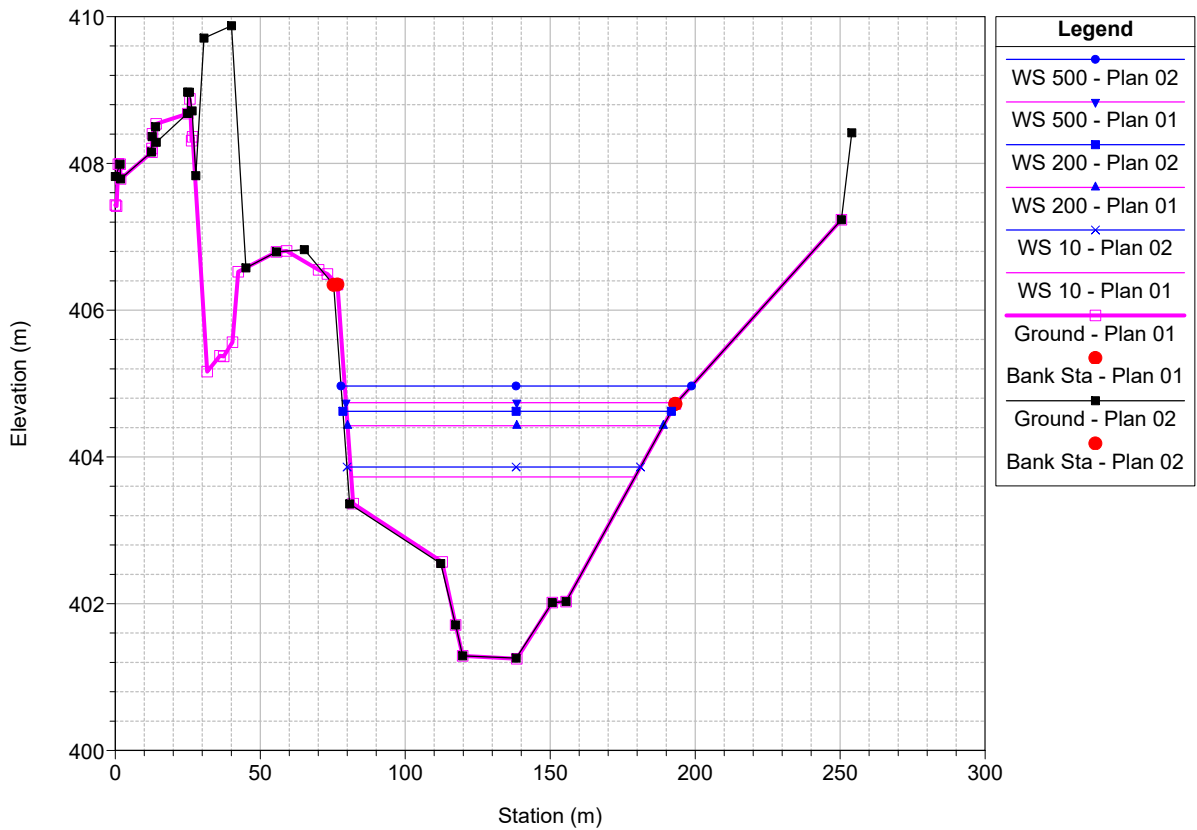


SEZIONI DI CONFRONTO

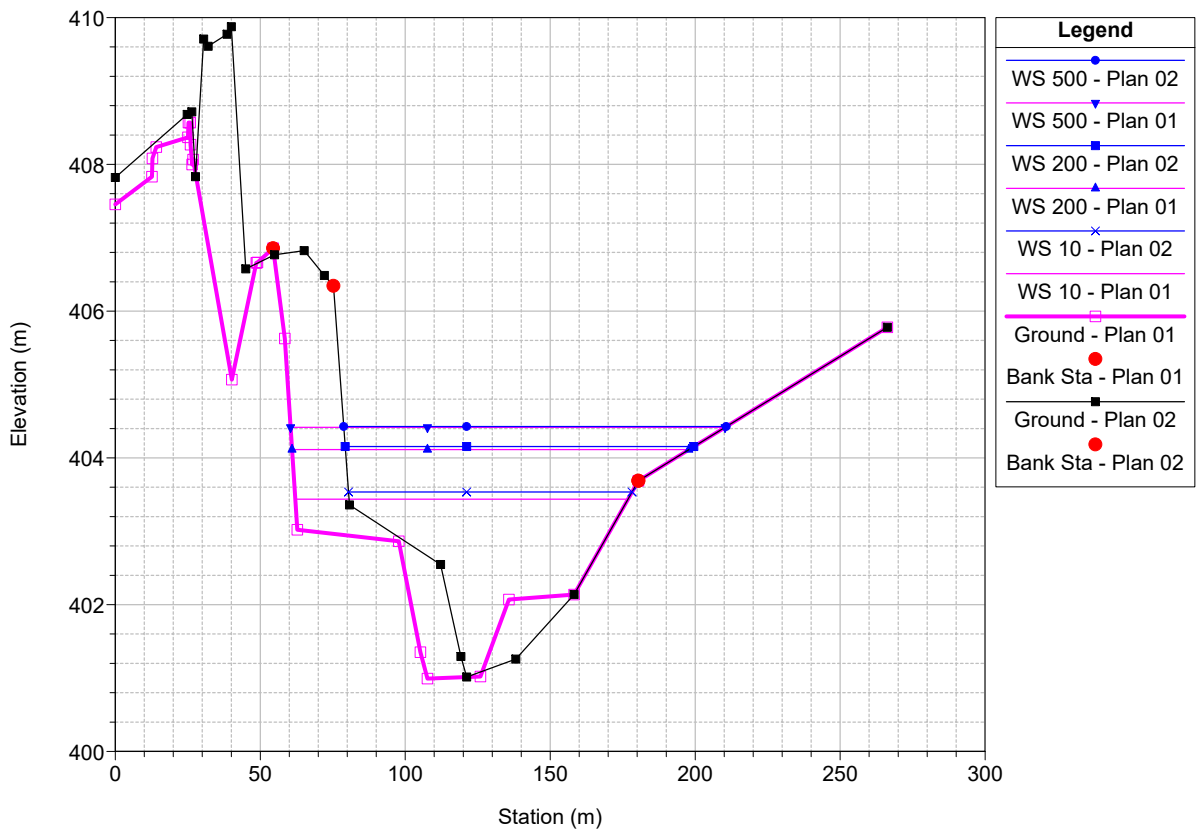
sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 60



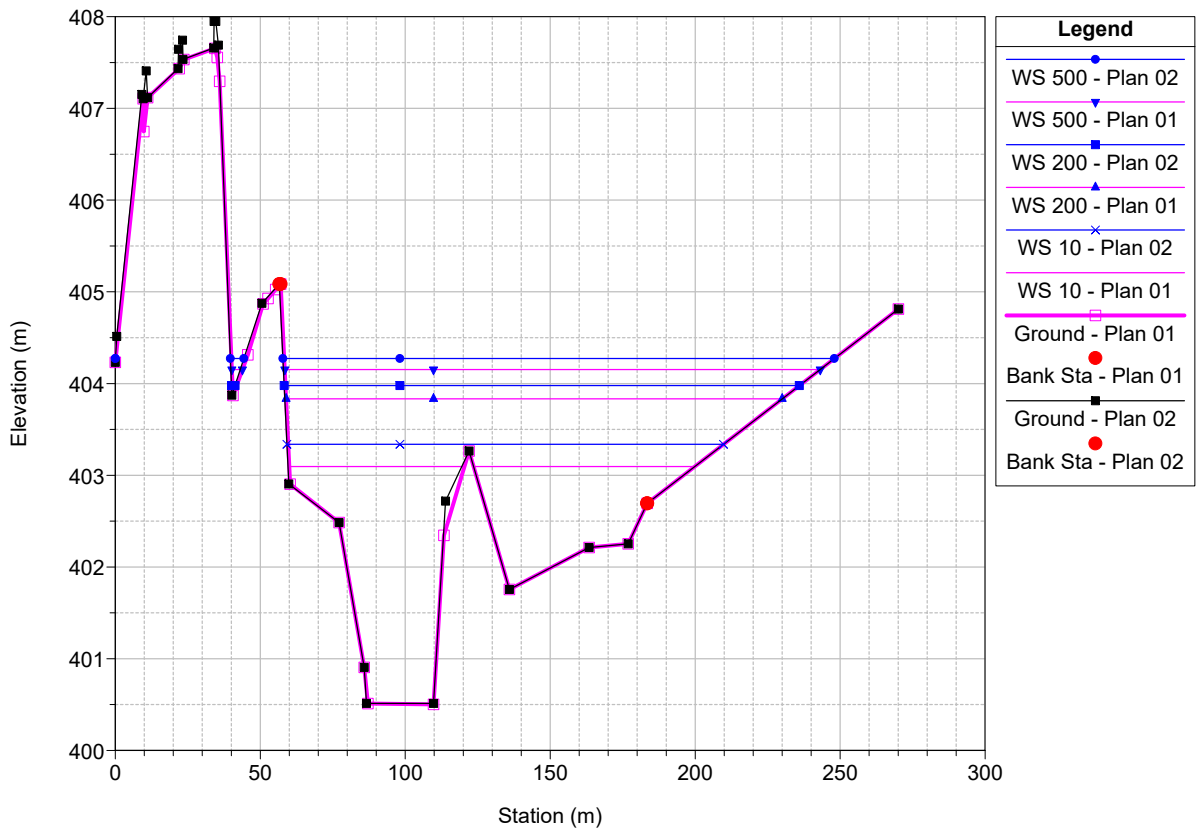
sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 110



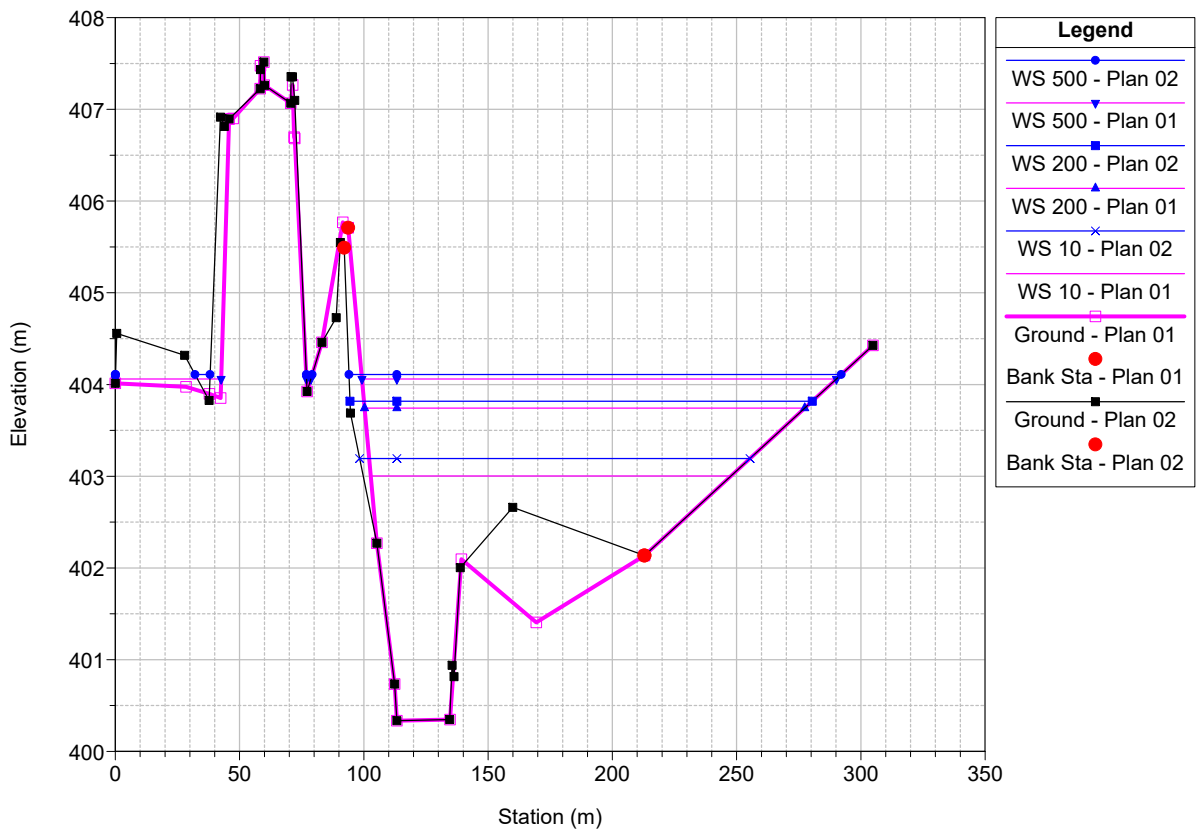
sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 100



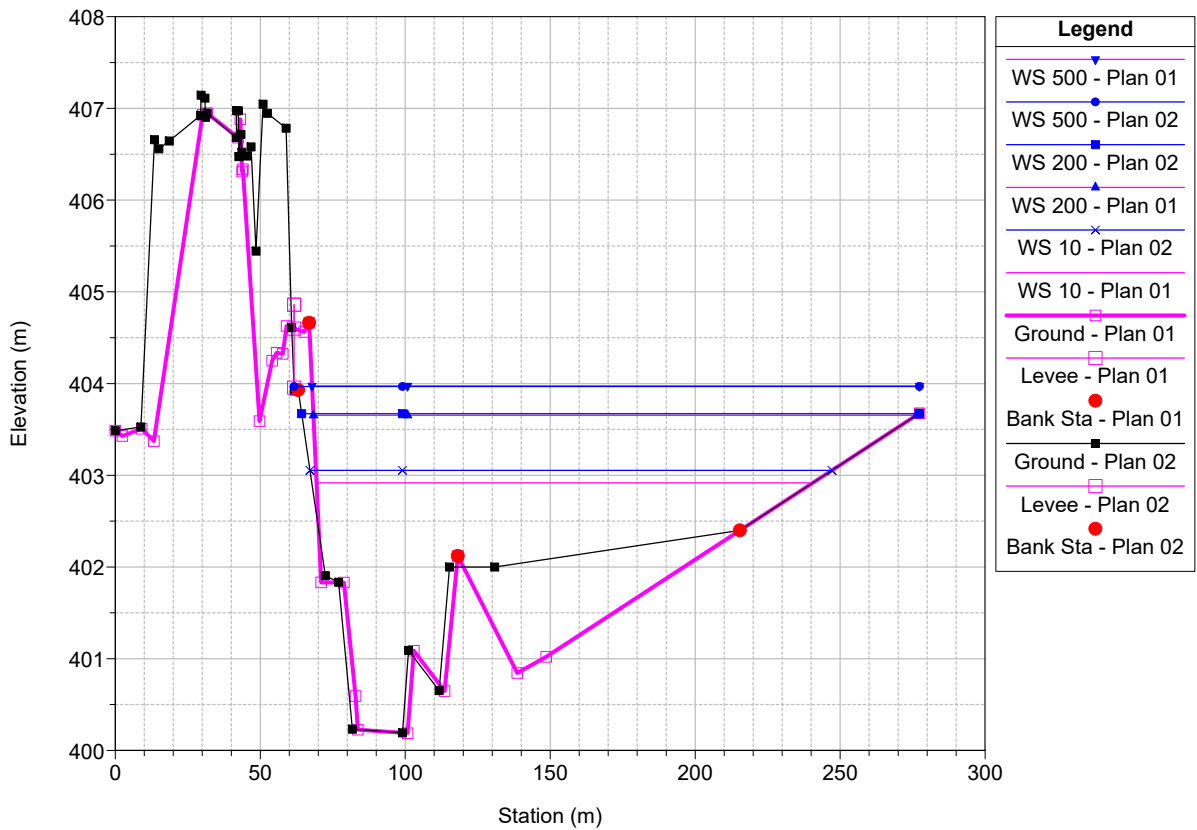
sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 90



sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 80



sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 70



sdf autoporto dora Plan: 1) Plan 02 2) Plan 01
RS = 50

