

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

SA PIZZAROTTI & C. SpA
consulente di Progetto
via Lucca Rossetti

Il Geologo:
NA

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:
NA

Progettista Responsabile Interventi Specialistiche:
Ing. PIETRO MAZZOLI
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.
Ing. Pietro Mazzoli
ISCRITTO ORDINE INGEGNERI PARMA n.821

Titolo Elaborato:

**Asse principale
Sistemazioni idrauliche
Deviazioni canali
Canale Diversivo di Viarolo - Relazione idraulica**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

--

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	SI	03	D	RE	007	B
B	30/04/2015	REVISIONE GENERALE				Costantini	Nigrelli	Mazzoli			
A	30/06/2014	RIEMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				Costantini	Nigrelli	Mazzoli			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	CANALE DIVERSIVO DI VIAROLO	3
3	ANALISI IDRAULICA.....	5
3.1	MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA.....	5
3.2	PARAMETRI DI CALCOLO	11
4	SIMULAZIONI	11
4.1	SITUAZIONE ANTE OPERAM INTERFERENZA 1	11
4.1.1	PROFILO ANTE OPERAM INTERFERENZA 1.....	13
4.1.2	SEZIONI ANTE OPERAM INTERFERENZA 1	14
4.1.3	TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM INTERFERENZA 1	18
4.2	SITUAZIONE POST OPERAM INTERFERENZA 1	18
4.2.1	PROFILO POST OPERAM INTERFERENZA 1	20
4.2.2	SEZIONI POST OPERAM INTERFERENZA 1	21
4.2.3	TABELLA IDRAULICA POST OPERAM INTERFERENZA 1.....	26
4.3	SITUAZIONE ANTE OPERAM INTERFERENZA 2	26
4.3.1	PROFILO ANTE OPERAM INTERFERENZA 2.....	28
4.3.2	SEZIONI ANTE OPERAM INTERFERENZA 2	29
4.3.3	TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM INTERFERENZA 2	31
4.4	SITUAZIONE POST OPERAM INTERFERENZA 2	31
4.4.1	PROFILO POST OPERAM INTERFERENZA 2	33
4.4.2	SEZIONI POST OPERAM INTERFERENZA 2	34
4.4.3	TABELLA IDRAULICA POST OPERAM INTERFERENZA 2.....	39
5	COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL PROGETTO	39

1 PREMESSA

La realizzazione del Raccordo Autostradale Autostrada della Cisa A15 e Autostrada del Brennero A22 (TI.BRE) prevede in questa prima fase la costruzione del 1° Lotto da Fontevivo all'Autostazione "Trecasali Terre Verdiane" oltre ad alcune opere accessorie. L'intervento prevede la costruzione di un tratto autostradale circa 9,5 km con sezione a doppia carreggiata e due corsie per senso di marcia, oltre alle corsie di emergenza, banchine laterali ed isola spartitraffico; sono comprese le opere collegate: 1 autostazione, 5 cavalcavia ed alcune varianti a viabilità maggiori e minori oltre a 2 opere connesse di completamento della rete stradale esistente della Provincia di Parma. Il presente documento studia in particolare l'inserimento delle opere di attraversamento atte a risolvere l'interferenza idraulica relativa al canale Diversivo di Viarolo.

2 CANALE DIVERSIVO DI VIAROLO

Il canale Diversivo di Viarolo è un canale di origine artificiale, costruito per l'irrigazione della fascia di pianura in destra Taro; è situato nel comune di Trecasali (PR) località C.na Balestra e rientra nella competenze del Consorzio di Bonifica Parmense. La realizzazione del corridoio autostradale Tirreno-Brennero e delle viabilità ad esso connesse prevede l'interferenza con il canale Diversivo di Viarolo in corrispondenza di due tratti a Sud della confluenza del canale stesso nel canale Ottomulini.

Si prevedono 2 interventi sul canale in oggetto; il primo circa 700 m ed il secondo circa 180 m a monte della suddetta confluenza entrambi in interferenza con la viabilità VO01 – Variante SP 10 all'abitato di Viarolo.

L'interferenza 1 non prevede deviazioni di tracciato e richiede solo l'inserimento di un manufatto di attraversamento in corrisponde della nuova viabilità; nel caso particolare si ricorre ad un tombino scatolare 2.00x1.50. L'interferenza 2 prevede una deviazione di tracciato, parallela alla deviazione del canale Ottomulini, che prevede una soluzione con tombino scatolare 3.00x2.00.

I tratti di canale interferiti sono di tipo artificiale e corrono adiacenti ad una strada carraia; l'attraversamento è progettato con tombino scatolare in cemento armato che sarà realizzato con posa in continuità. L'intervento si completa con la realizzazione a monte e valle dell'attraversamento di un tratto di raccordo rivestito in massi tra la sezione naturale in terra ed il tombino in calcestruzzo.

La quota di scorrimento dei tombini viene ribassata rispetto a quella attuale in modo da realizzare uno sprofondamento di 20 cm; ciò consente di effettuare in futuro interventi di ridefinizione della pendenza di fondo. Nel transitorio iniziale i 20 cm di approfondimento verranno interrati rapidamente con i primi trasporti solidi che si andranno a sedimentare.

In fase costruttiva verrà realizzato preventivamente un by-pass al canale per garantire la sua funzione di scolo, si provvederà a costruire in sede il manufatto e poi alla esclusione e tombamento del by-pass e ripristino della continuità idraulica originaria.

Nell'ambito degli interventi sono previste opere di riassetto idraulico per la ricucitura del tratto tombinato:

- realizzazione di tratti di raccordo tra la sezione aperta in terra e quella chiusa in cls realizzati con massi 800-1000 kg intasati di calcestruzzo posati in rivestimento spondale e sul fondo per uno spessore di 60 cm ed estesi per 5 m a monte dell'imbocco ed a valle dello sbocco, quest'ultime funzionali alla dissipazione dell'energia della corrente in uscita e ad azione antiersiva;

3 ANALISI IDRAULICA

Si riportano di seguito le considerazioni idrologiche desunte dalla relazione idrologico-idraulica del Progetto Definitivo RAAA-ATST-PDG1-05-02-01 per il Canale Diversivo di Viarolo.

Il Canale Diversivo di Viarolo è un affluente del Canale Ottomulini, ed è principalmente utilizzato per scopi agricoli ed alimenta l'irrigazione della pianura a monte e valle della via Emilia.

Oggi il canale è alimentato da pozzo e con sollevamento di acque da altri canali limitrofi; talvolta in esso confluiscono deboli portate rilasciate da monte principalmente in condizioni di eventi piovosi significativi. In questo tratto le competenze sono del Consorzio di Bonifica Parmense.

La sezione di chiusura del bacino è individuata in corrispondenza della confluenza nel Canale Ottomulini.

Esso si configura come un punto particolare del canale in quanto le portate da monte sono pressoché nulle e le prime portate irrigue vengono alimentate da un pozzo posto circa 1500 m a valle. Il tratto di interesse risulta sconnesso, in termini di idraulica di piena, rispetto ai tratti di monte e valle.

A seguito di quanto riportato sopra si ritiene opportuno sviluppare l'analisi idraulica in relazione alla portata di servizio intesa come quella che scorre a piene rive o al limite del servizio a pelo libero dei tombini esistenti.

L'analisi idraulica è stata sviluppata con l'ausilio adottando il codice di calcolo HEC Rivers Analysis System (RAS) che utilizza un metodo monodimensionale in moto permanente diffuso e largamente applicato sul territorio italiano e nel comprensorio del Consorzio di Bonifica Parmense.

La simulazione è stata sviluppata per due scenari di riferimento quali stato attuale e stato di progetto.

L'analisi dello stato di progetto riporta i valori caratteristici di: velocità, tirante idrometrico e franco idraulico; essi sono ricavati con riferimento al manufatto di attraversamento progettato e nell'ipotesi che la rete idraulica naturale a monte e valle sia in grado di gestire e contenere le portate di progetto, ciò presuppone una ipotesi di sistemazione idraulica delle aste studiate.

Per ciascun intervento di progetto viene verificata la compatibilità idraulica dello stesso nei confronti della piena di progetto.

3.1 MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA

Il modello matematico di simulazione idraulica, sviluppato nell'ipotesi di corrente unidimensionale in alveo a fondo fisso ed in regime di moto permanente, è stato costruito sulla base della cartografia disponibile integrata con rilievi di campagna e dei risultati dello studio idrologico.

Successivamente si è proceduto all'implementazione del modello su elaboratore elettronico mediante il codice di calcolo automatico HEC-RAS della U.S.A.C.E.

Le equazioni utilizzate per valutare le perdite di carico e quindi il profilo di una corrente variano a seconda del tipo di corrente. Per correnti che si mantengono o sempre lente o sempre veloci in un determinato tratto, si è utilizzata l'equazione della conservazione dell'energia totale.

Isolando un tratto di corrente gradualmente variata e indicando con 1 e 2 le sezioni a monte e a valle del tratto, l'equazione di conservazione dell'energia, con riferimento alla fig. 2, è espressa da:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

dove

h_e , perdite di energia;

V_i , velocità media di portata (rapporto tra portata e l'area totale);

α_i , coefficienti di ragguglio delle potenza cinetica (coefficienti di Coriolis)

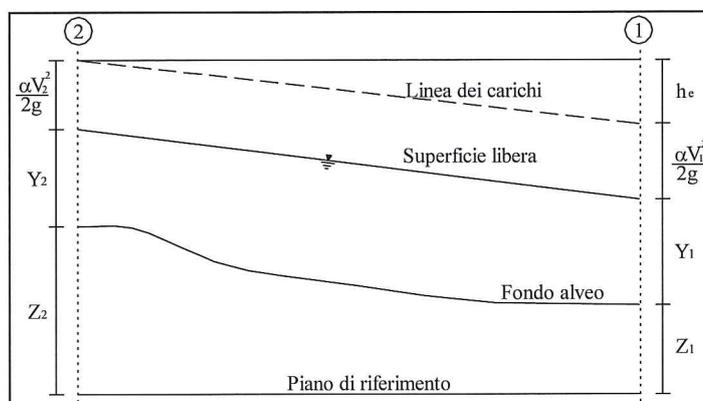


Fig. 2 – Schema di calcolo

La perdita di carico h_e lungo il tratto di corrente è causata prevalentemente dalla perdita per attrito (continue) o per le variazioni di velocità intrinseche nelle zone di espansione o contrazione della corrente (perdite localizzate). Indicando con J la perdita di carico per unità di lunghezza e con C un coefficiente che tiene conto del fenomeno dell'espansione o contrazione, le perdite di carico possono essere valutate come segue:

$$h_e = LJ + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

La lunghezza L del ramo è stata valutata tenendo in conto la forma non regolare che presenta la sezione trasversale del fiume. Il coefficiente C di espansione o contrazione è stato valutato in funzione del tipo di transizione che avviene secondo la tab. 1.

C coefficiente di espansione	Contrazione	Espansione
Nessuna transizione	0	0
Transizione graduale	0.1	0.30
Sezione tipica di un ponte	0.3	0.50
Rapida transizione	0.6	0.80

Tab. 1 – Coefficiente di contrazione o espansione

$$J = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad \text{con} \quad K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (3)$$

dove

- n, coefficiente di scabrezza di Manning;
- A, area della sezione;
- R, raggio idraulico.

Il coefficiente α è stato valutato come media pesata sulle portate della velocità suddividendo la sezione in più campi. Ad esempio per la sezione di fig. 3 si ottiene:

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \Rightarrow \alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (4)$$

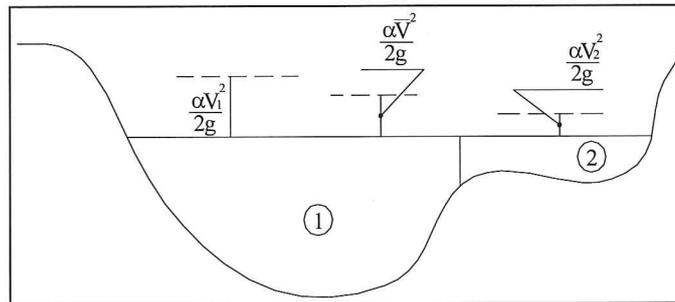


Fig. 3 – Suddivisione in sottozone con eguale velocità della corrente

Una soluzione in forma chiusa della (1) non risulta di facile individuazione. Si è proceduto quindi con metodi iterativi cercando di volta in volta di raffinare la soluzione fino a giungere ad un errore che sia stimato accettabile.

EQUAZIONE DELLA CONSERVAZIONE DELLA QUANTITÀ DI MOTO TOTALE

L'equazione della conservazione dell'energia totale (1) ha validità solo nel caso di correnti gradualmente variate (o lineari con la dizione del Venturoli) all'interno del ramo in esame. In particolare essa è stata applicata nel caso di corrente ovunque subcritiche o supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente veloce a lenta, con perdita della gradualità del movimento, si è utilizzata l'equazione della conservazione della quantità di moto totale.

Applicando l'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di controllo compreso tra le sezioni 1-2, nelle quali la corrente possa considerarsi gradualmente variata (cfr. fig. 4), e proiettandola lungo l'asse x, si ottiene

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (5)$$

dove si è indicato con

- P_i , spinta idrostatica sulla sezione i;
- W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito lungo la superficie di contorno del volume di controllo;

Q , portata complessiva (supposta costante);

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità media di portata tra le sezioni 1 e 2.

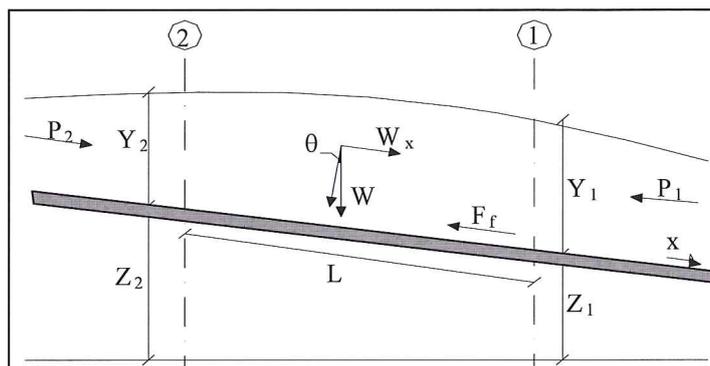


Fig. 4 – Schema di calcolo

I termini idrostatici per pendenze dell'ordine di 1 a 10% sono valutabili come:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma A \bar{Y} \quad (6)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (6) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'affondamento del baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è stata valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (7)$$

Per quanto attiene la valutazione del termine di forza di attrito alle pareti, è prassi comune valutarlo supponendo per esso valide le formule, specificamente dedotte per il moto uniforme. In particolare denotando con τ lo sforzo tangenziale medio e con J la cadente piezometrica risulta:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (8)$$

dove P ed R rappresentano rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (5) è stata ottenuta per iterazioni successive.

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la

valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, fig. 5, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (9)$$

dove

- C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di fig. 6, assumendo valori tra 0,27 e 0,5;
- A_1 , area della luce nella sezione di monte;
- Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;
- α , coefficiente correttivo cinetico;
- V_1 , velocità della corrente a monte.

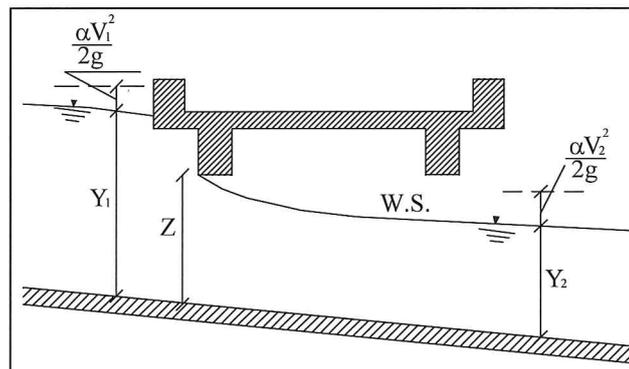


Fig. 5 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

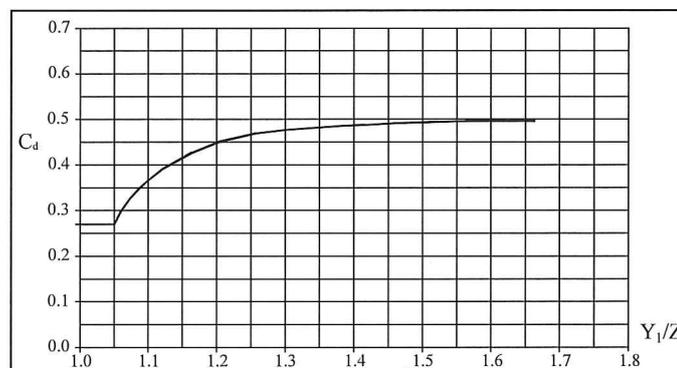


Fig. 6 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Nel caso in cui il ponte vada in pressione sia a monte che a valle l'equazione (9) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del

ponete come indicato in fig.7

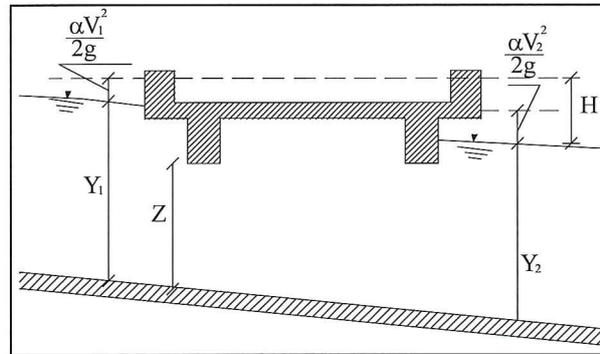


Fig. 7 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, fig. 8, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

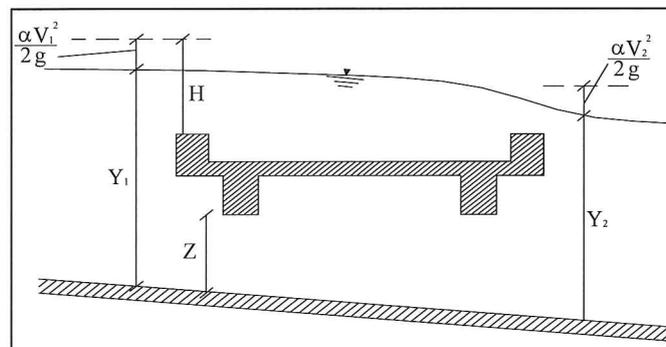


Fig.8 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Peraltro, il rispetto del già citato criterio di buona progettazione consente di escludere che possano verificarsi situazioni di deflusso quali quelle rappresentate nelle figure 5, 7 e 8.

3.2 PARAMETRI DI CALCOLO

Le condizioni al contorno imposte per l'analisi idraulica sono relative, oltre ai parametri di natura fisica richiesti dal modello, alla portata di riferimento per l'estremo di monte ed il livello idrico per l'estremo di valle.

L'orografia dell'area oggetto dell'interferenza presenta, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme; a seguito di tale assunzione il livello idrico imposto a valle è quello determinato dalle condizioni indisturbate del moto.

La scabrezza, parametro fisico richiesto, è espressa con il coefficiente di Manning che varia in funzione del materiale costituente il fondo alveo:

$$n=0,033 \text{ m}^{-1/3} \text{ s per canali in terra}$$

$$n=0,040 \text{ m}^{-1/3} \text{ per la zona esterna o golenale}$$

$$n=0,030 \text{ m}^{-1/3} \text{ per i canali rivestiti in massi cementati}$$

$$n=0,015 \text{ m}^{-1/3} \text{ s per tombini in cemento o canali in cemento}$$

Le condizioni di riferimento adottate per le verifiche idrauliche sono: stato attuale ante operam e stato di progetto post operam.

4 SIMULAZIONI

4.1 SITUAZIONE ANTE OPERAM INTERFERENZA 1

L'andamento planimetrico del canale Diversivo di Viarolo, il suo profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica in condizioni ante operam sono stati ricavati dalla cartografia disponibile aggiornata ed integrata con rilievi di campagna.

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 7 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 180 m.

Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione trova giustificazione nella presenza, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme. Le pendenze di questi due tratti di monte e valle sono rispettivamente pari a 0.007% e a 0436%.

La portata di riferimento per la situazione ante operam è la portata di servizio intesa come quella che scorre a piene rive nel canale o al limite della sezione piena in corrispondenza di eventuali tombini individuata in $Q_s=0.35 \text{ m}^3/\text{s}$.

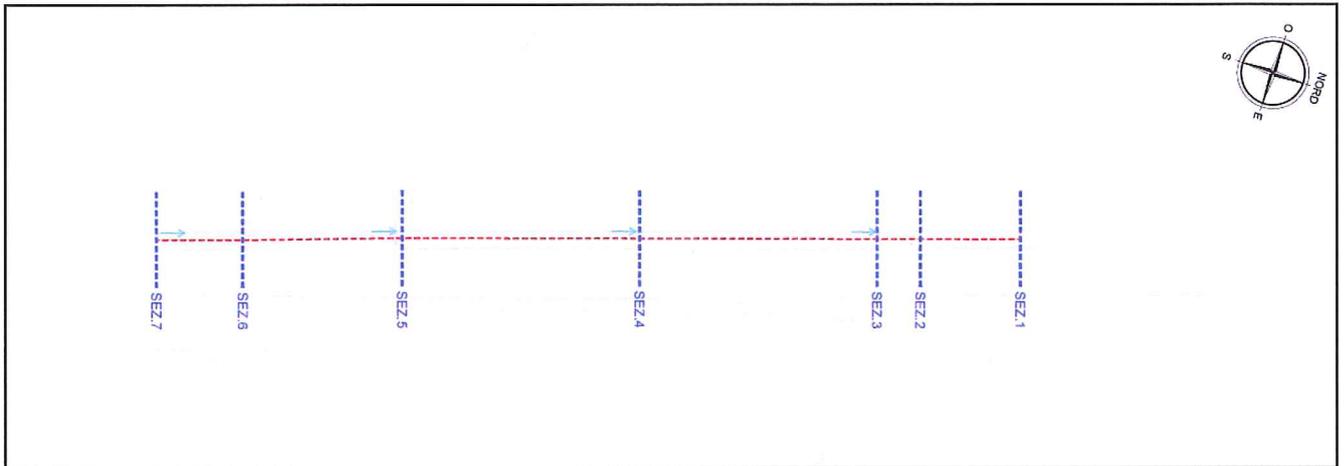
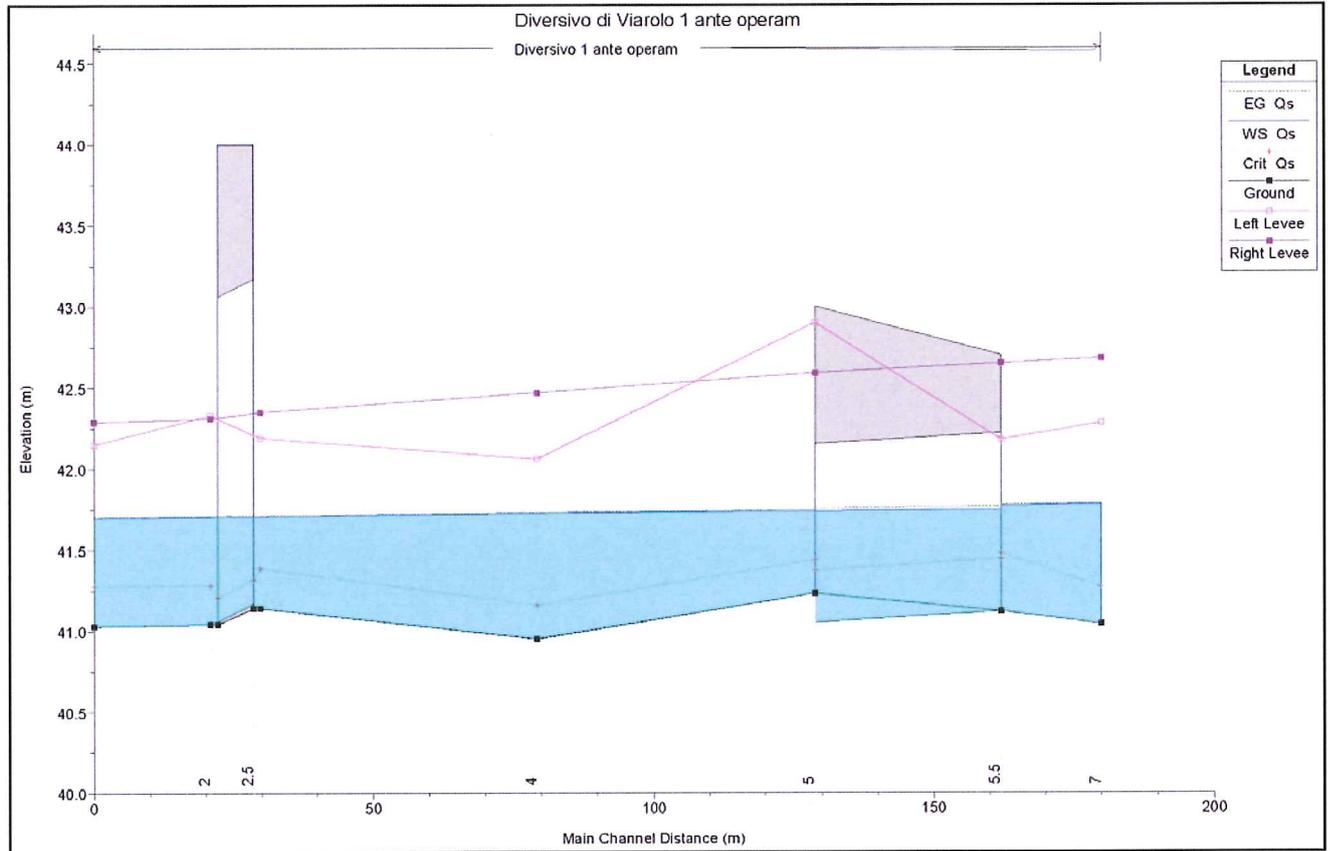
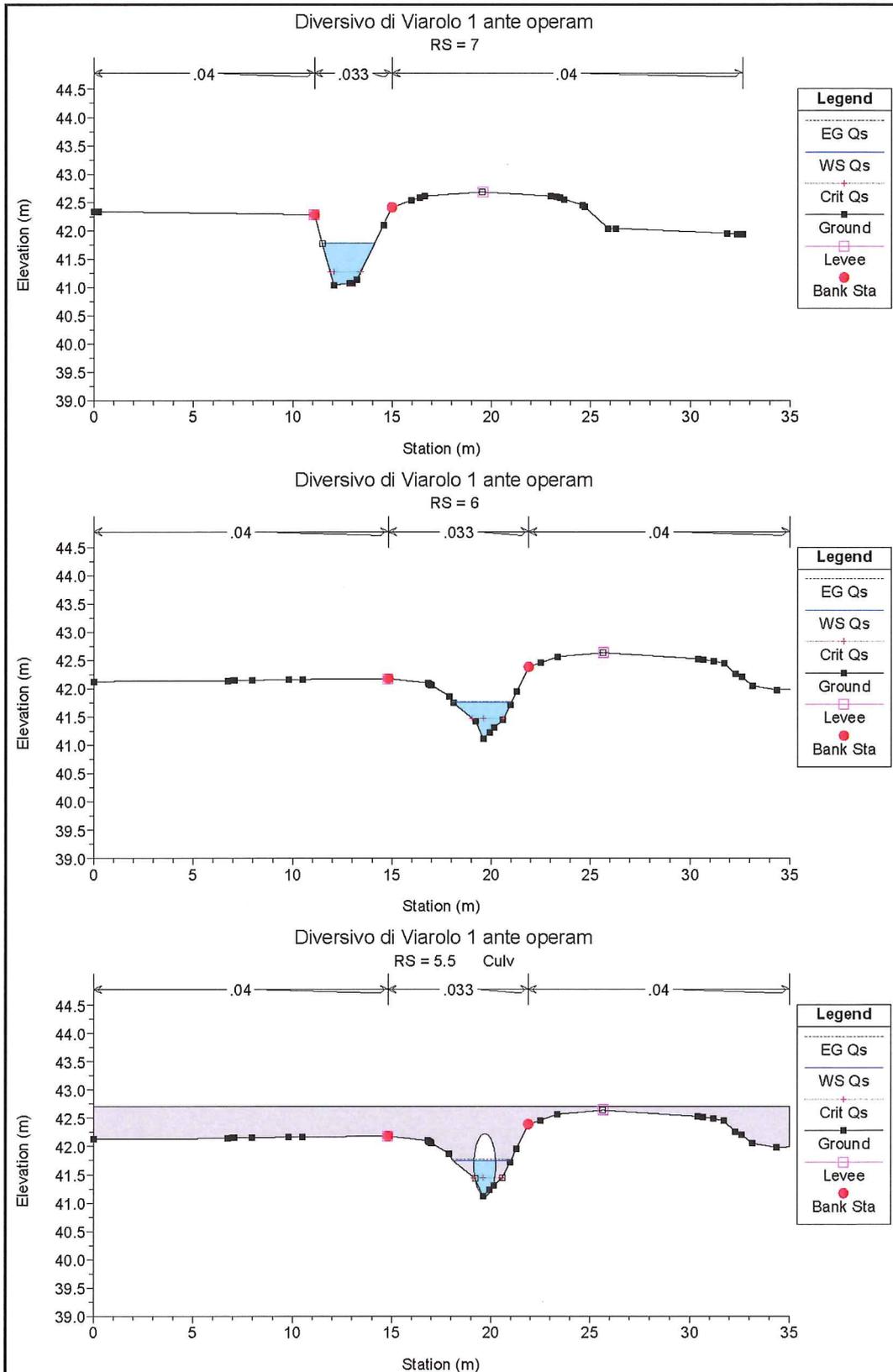


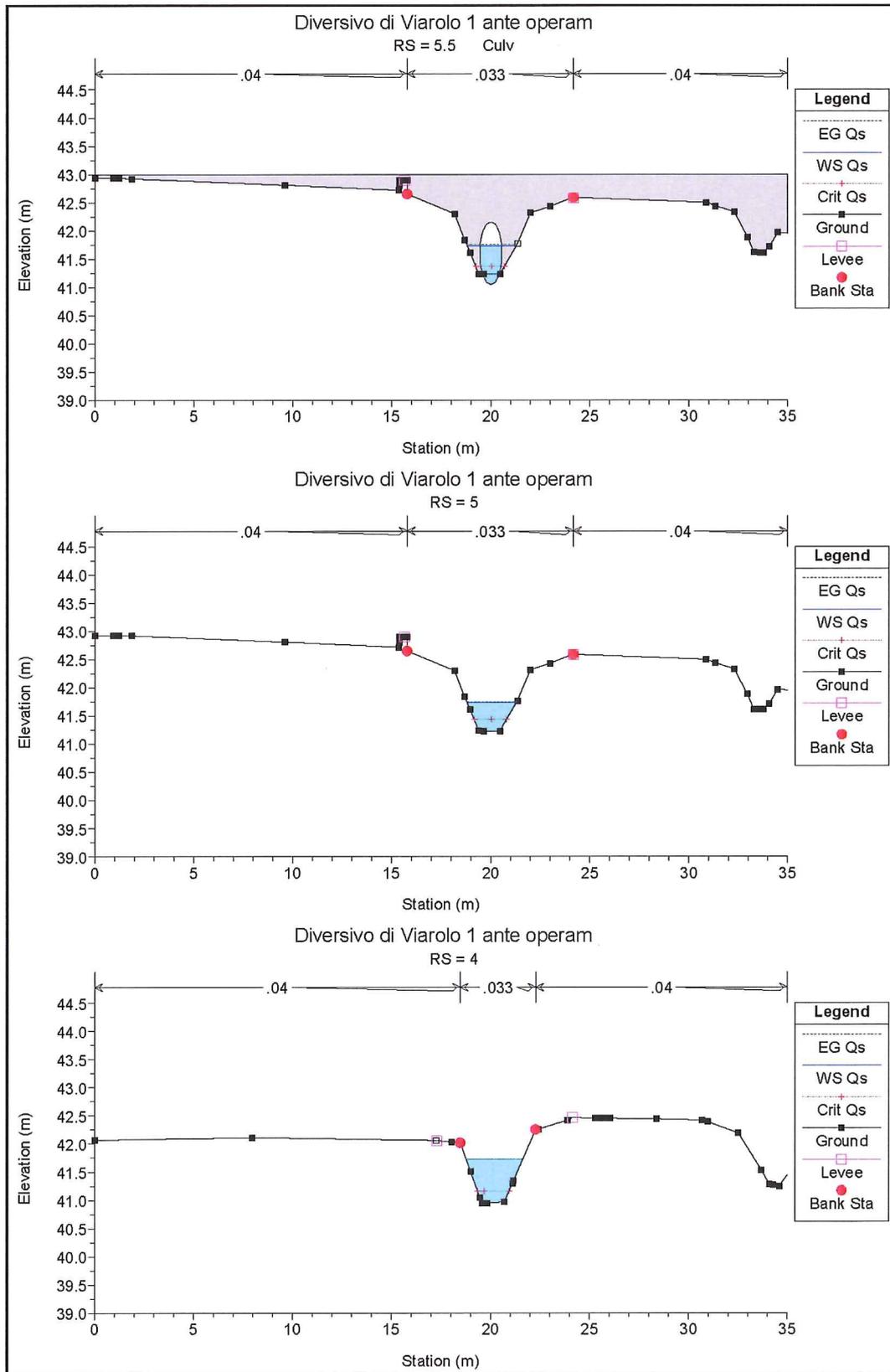
Fig.11 -Canale Diversivo di Viarolo – planimetria sezioni di studio Ante Operam interferenza 1

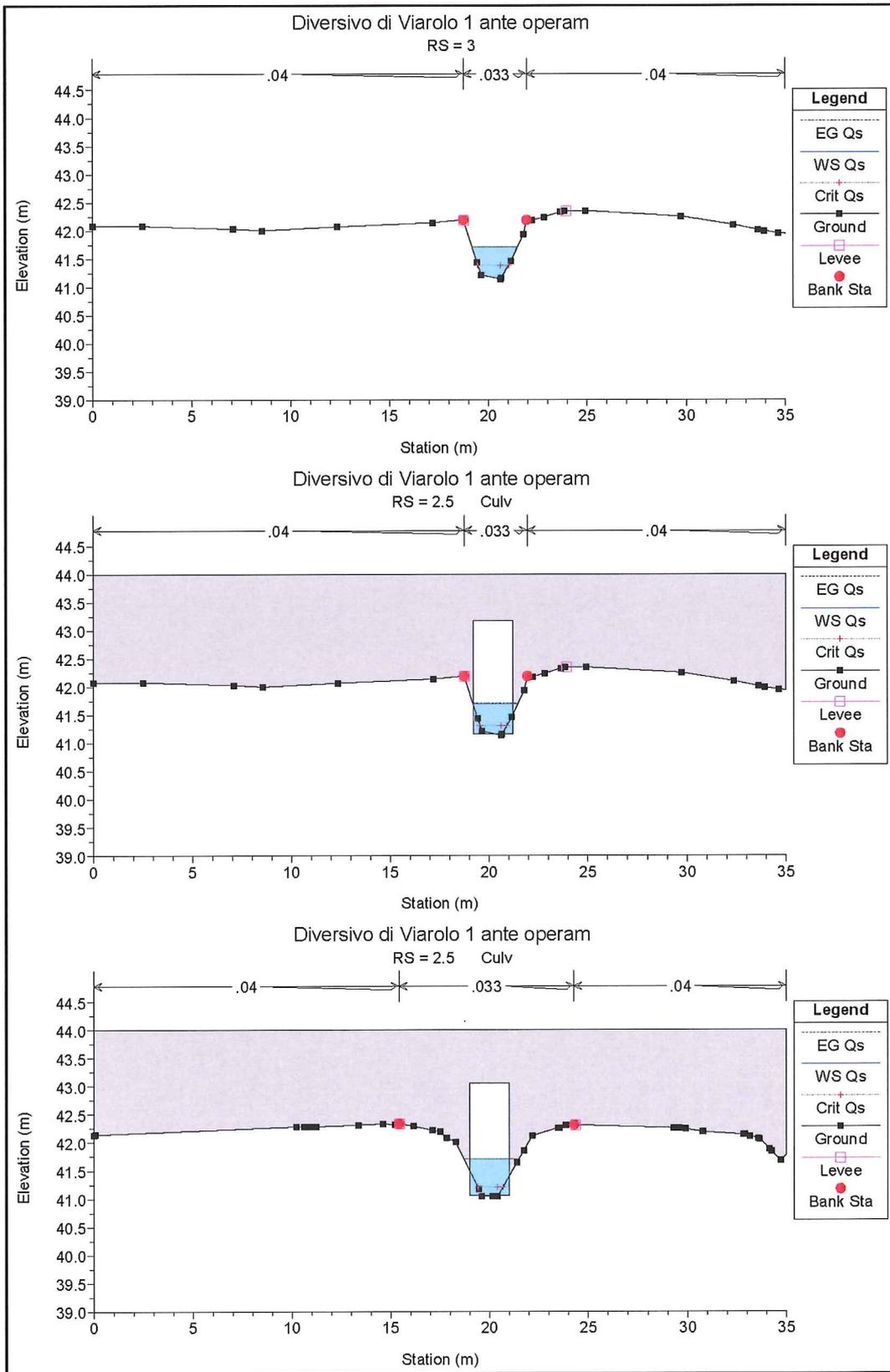
4.1.1 PROFILO ANTE OPERAM INTERFERENZA 1

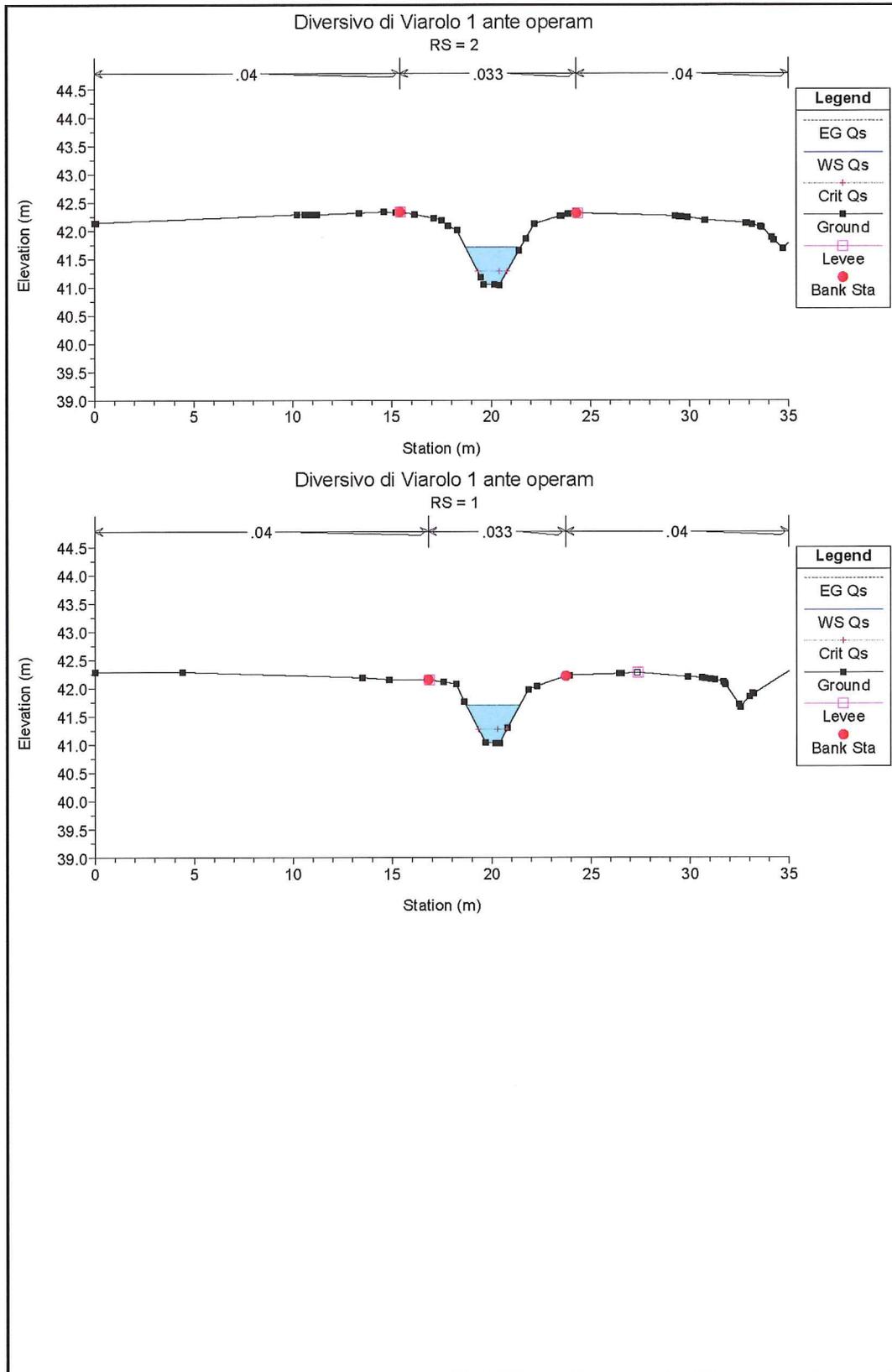


4.1.2 SEZIONI ANTE OPERAM INTERFERENZA 1









4.1.3 TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM INTERFERENZA 1

 Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q_s

Sezione	Q_s	Quota scorrimento	Quota pelo libero	Tirante idraulico	Livello energetico	Velocità media	Froude
-	(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-
7	0.35	41.04	41.78	0.74	41.78	0.26	0.12
6	0.35	41.12	41.77	0.65	41.78	0.37	0.21
5.5 U	Tombino monte	41.12	41.77	0.65	41.86	0.62	0.25
5.5 D	Tombino valle	41.05	41.74	0.69	41.81	0.56	0.22
5	0.35	41.23	41.74	0.51	41.75	0.39	0.21
4	0.35	40.95	41.73	0.78	41.73	0.23	0.10
3	0.35	41.14	41.71	0.57	41.71	0.39	0.20
2.5 U	Tombino monte	41.17	41.71	0.54	41.73	0.33	0.14
2.5 D	Tombino valle	41.06	41.71	0.65	41.73	0.27	0.11
2	0.35	41.04	41.71	0.67	41.71	0.30	0.15
1	0.35	41.03	41.70	0.67	41.70	0.31	0.15

4.2 SITUAZIONE POST OPERAM INTERFERENZA 1

L'andamento planimetrico del canale Diversivo di Viarolo, il suo profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica in condizioni post operam sono stati ricavati dalla cartografia disponibile aggiornata ed integrata con rilievi di campagna e dalle scelte progettuali adottate.

Si prevede il tombamento di un tratto d'alveo esistente tramite da una sezione scatolare 2.00x1.50 in prosecuzione del tombino esistente DN1100; subito a valle dell'attraversamento di progetto si rientra nell'alveo naturale.

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 8 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 180 m.

Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione trova giustificazione nella presenza, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme. Le pendenze di questi due tratti di monte e valle sono rispettivamente pari a 0.007% e a 0.04%.

La portata di riferimento per la situazione ante operam è la portata di servizio intesa come quella che scorre a piene rive nel canale o al limite della sezione piena in corrispondenza di eventuali tombini individuata in $Q_s=0.35 m^3/s$.

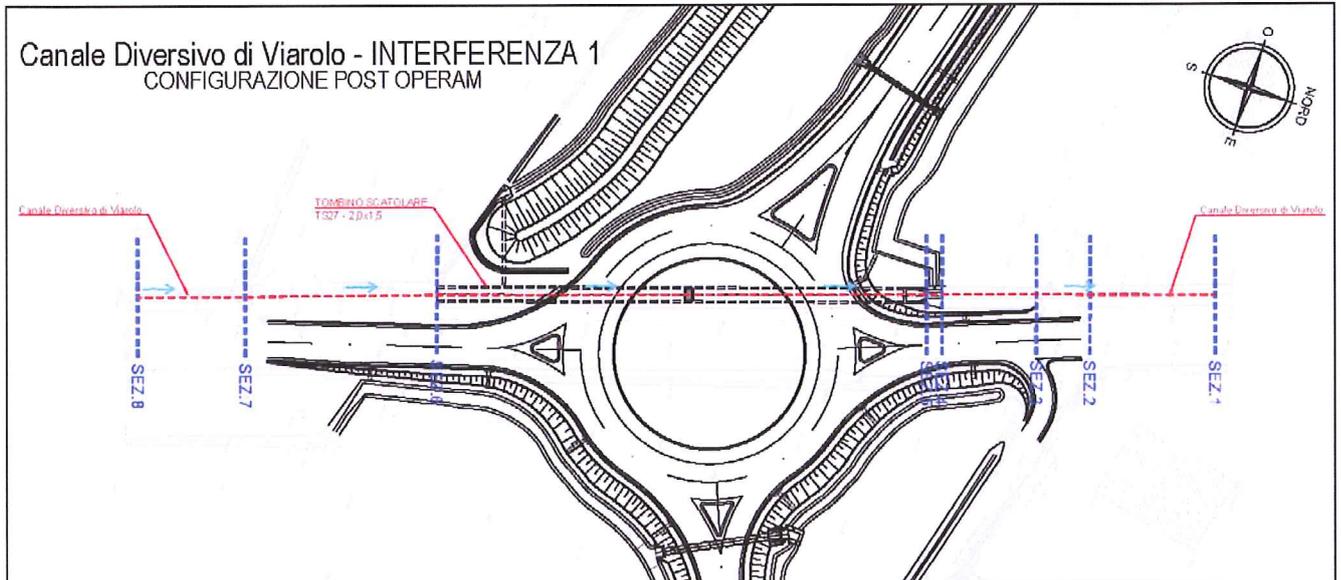
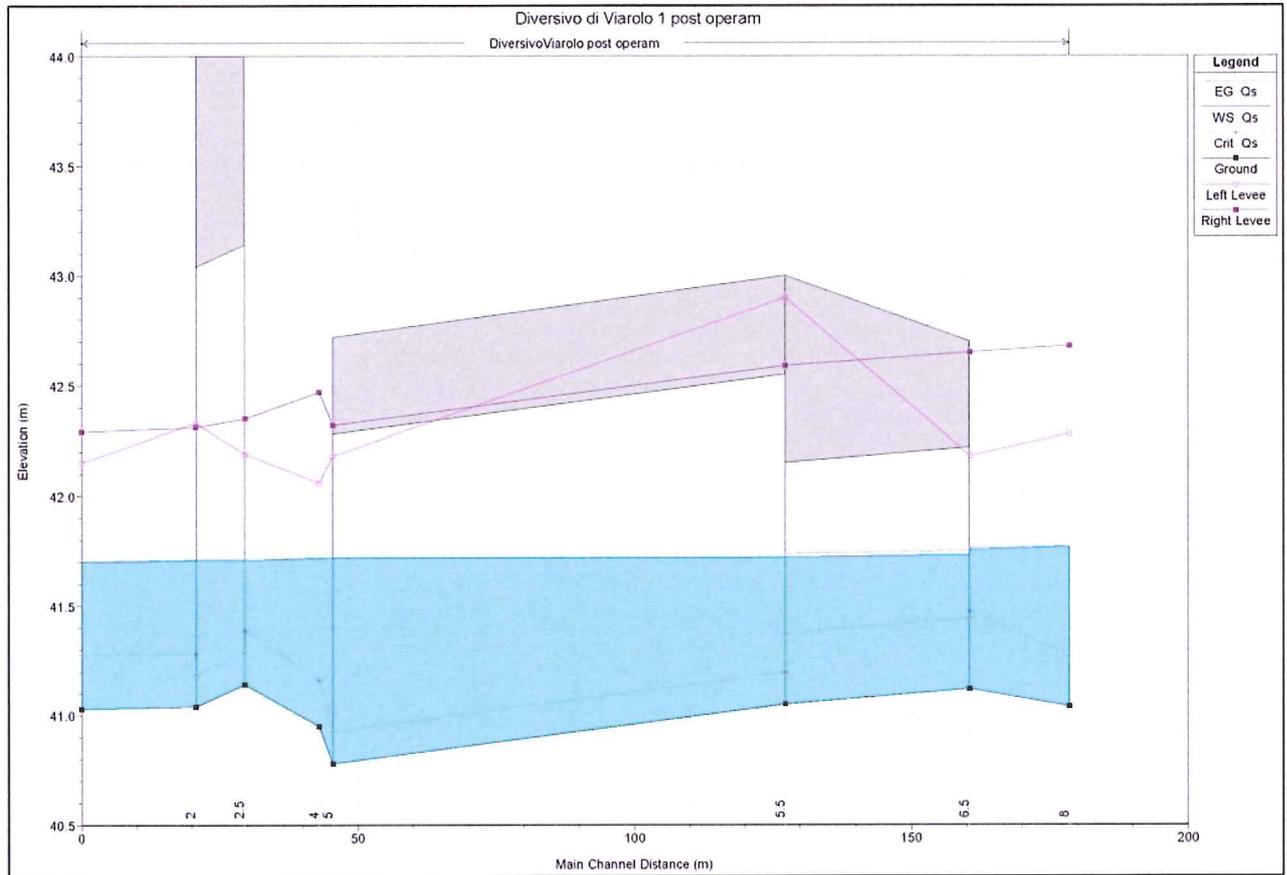
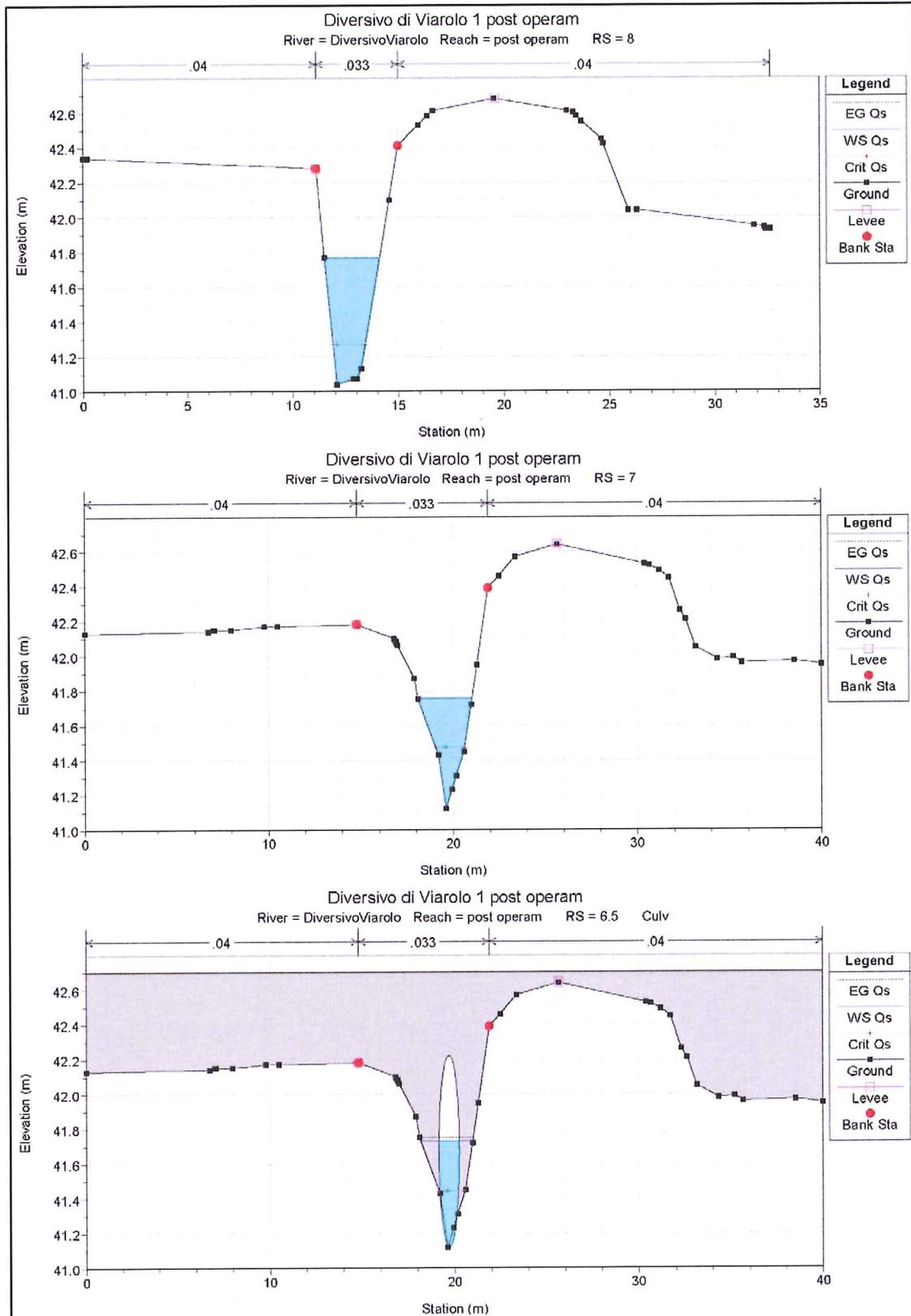


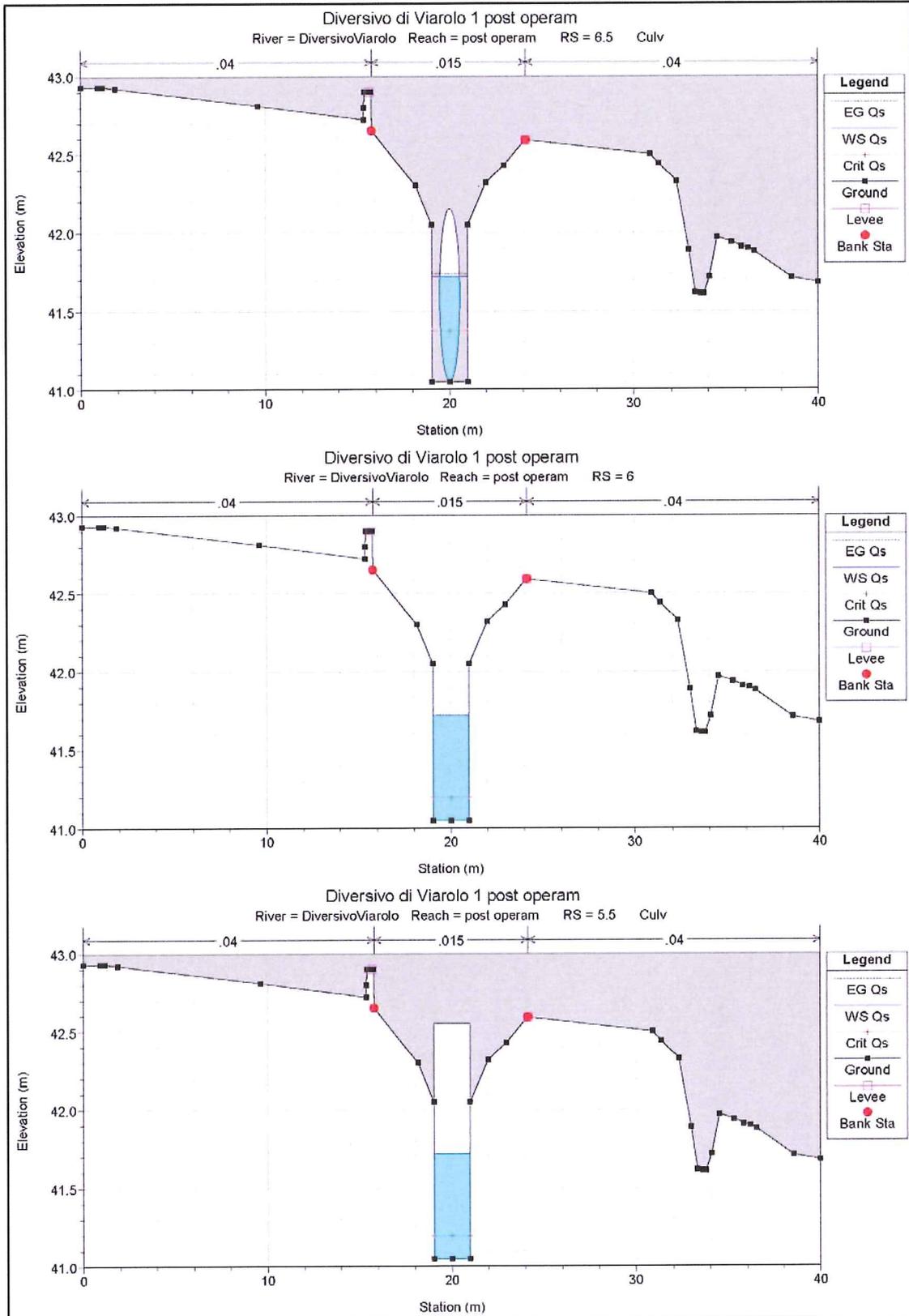
Fig.12 -Canale Diversivo di Viarolo – planimetria sezioni di studio post Operam interferenza 1

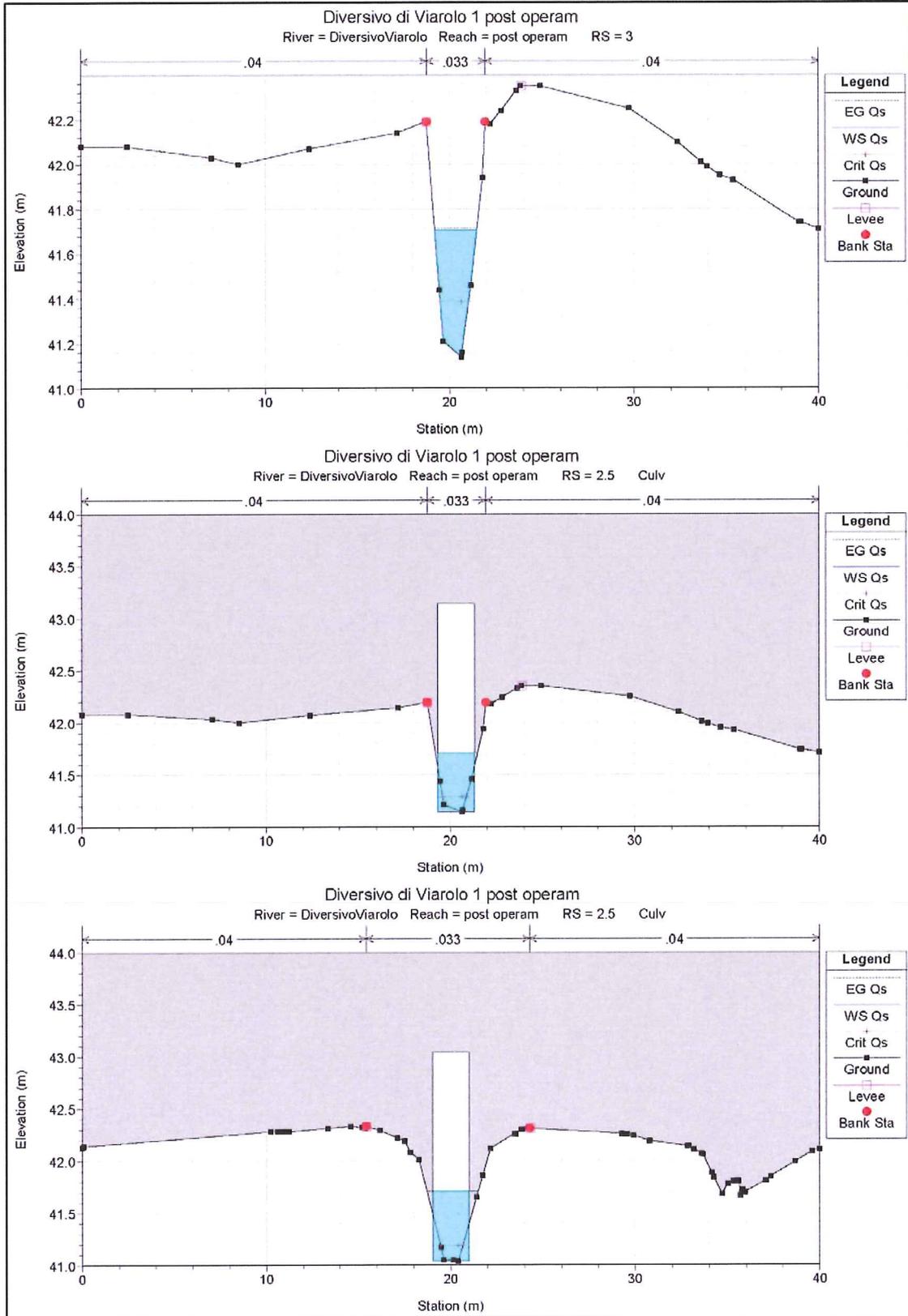
4.2.1 PROFILO POST OPERAM INTERFERENZA 1

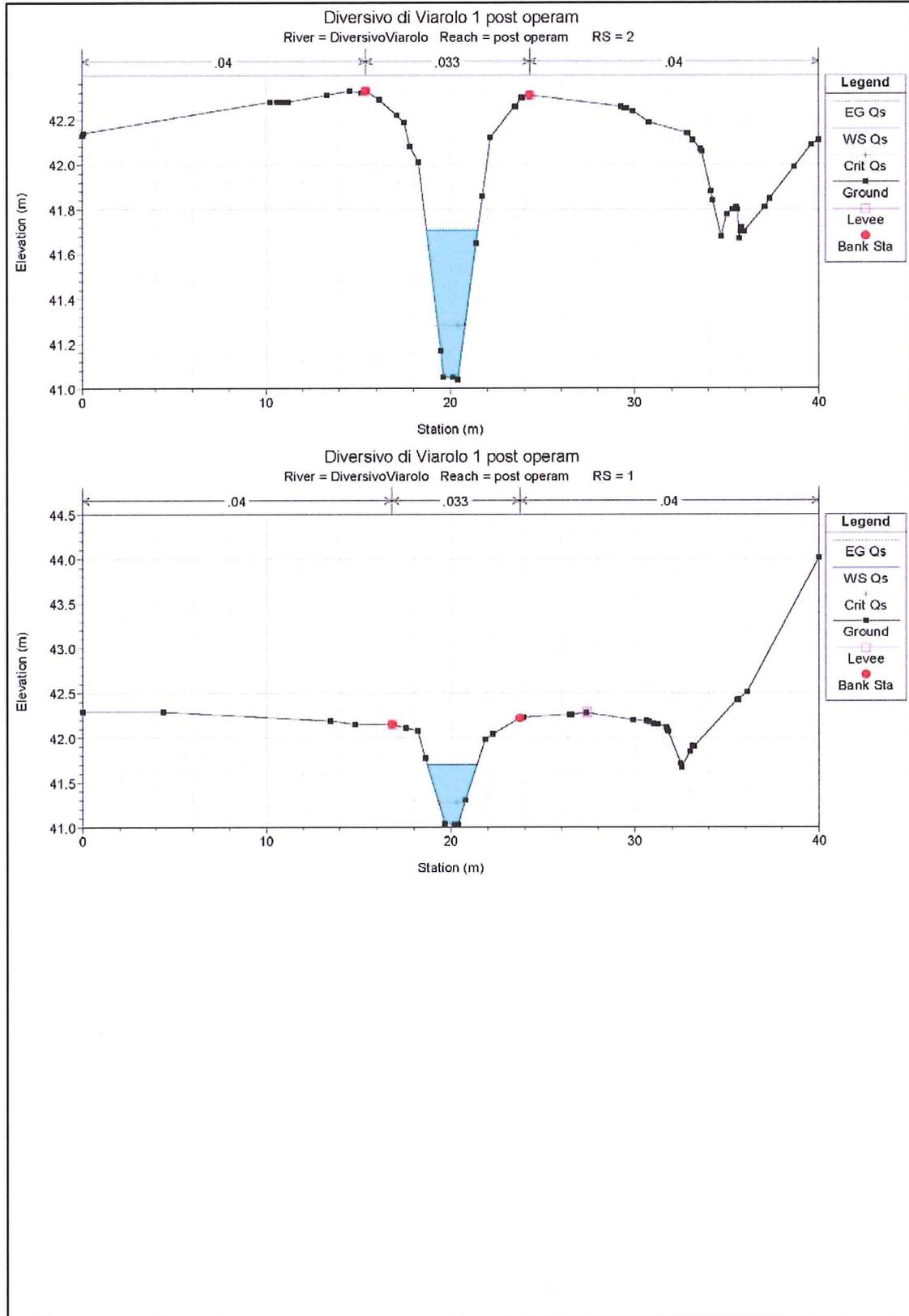


4.2.2 SEZIONI POST OPERAM INTERFERENZA 1









4.2.3 TABELLA IDRAULICA POST OPERAM INTERFERENZA 1

Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione QS

HEC-RAS Plan: div1po River DiversivoViarolo Reach: post operam Profile: Qs

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W S (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chi
post operam	8	Qs	0.35	41.04	41.77	41.27	41.77	0.000266	0.27	1.29	2.60	0.12
post operam	7	Qs	0.35	41.12	41.75	41.48	41.76	0.000913	0.39	0.90	2.93	0.22
post operam	6.5	Culvert										
post operam	6	Qs	0.35	41.05	41.72	41.19	41.72	0.000052	0.26	1.34	2.00	0.10
post operam	5.5	Culvert										
post operam	5	Qs	0.35	40.78	41.72	40.93	41.72	0.000083	0.19	1.87	2.00	0.06
post operam	4	Qs	0.35	40.95	41.72	41.16	41.72	0.000176	0.23	1.50	2.84	0.10
post operam	3	Qs	0.35	41.14	41.71	41.39	41.71	0.000742	0.39	0.89	2.30	0.20
post operam	2.5	Culvert										
post operam	2	Qs	0.35	41.04	41.71	41.28	41.71	0.000366	0.30	1.18	2.79	0.15
post operam	1	Qs	0.35	41.03	41.70	41.28	41.70	0.000400	0.31	1.13	2.71	0.15

4.3 SITUAZIONE ANTE OPERAM INTERFERENZA 2

L'andamento planimetrico del canale Diversivo di Viarolo, il suo profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica in condizioni ante operam sono stati ricavati dalla cartografia disponibile aggiornata ed integrata con rilievi di campagna.

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 6 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di circa 223 m.

Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione trova giustificazione nella presenza, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme. Le pendenze di questi due tratti di monte e valle sono rispettivamente pari a 0.135% e 0.045%.

La portata di riferimento per la situazione ante operam è la portata di servizio intesa come quella che scorre a piene rive nel canale o al limite della sezione piena in corrispondenza di eventuali tombini individuata in $Q_s=0.80$ m³/s.

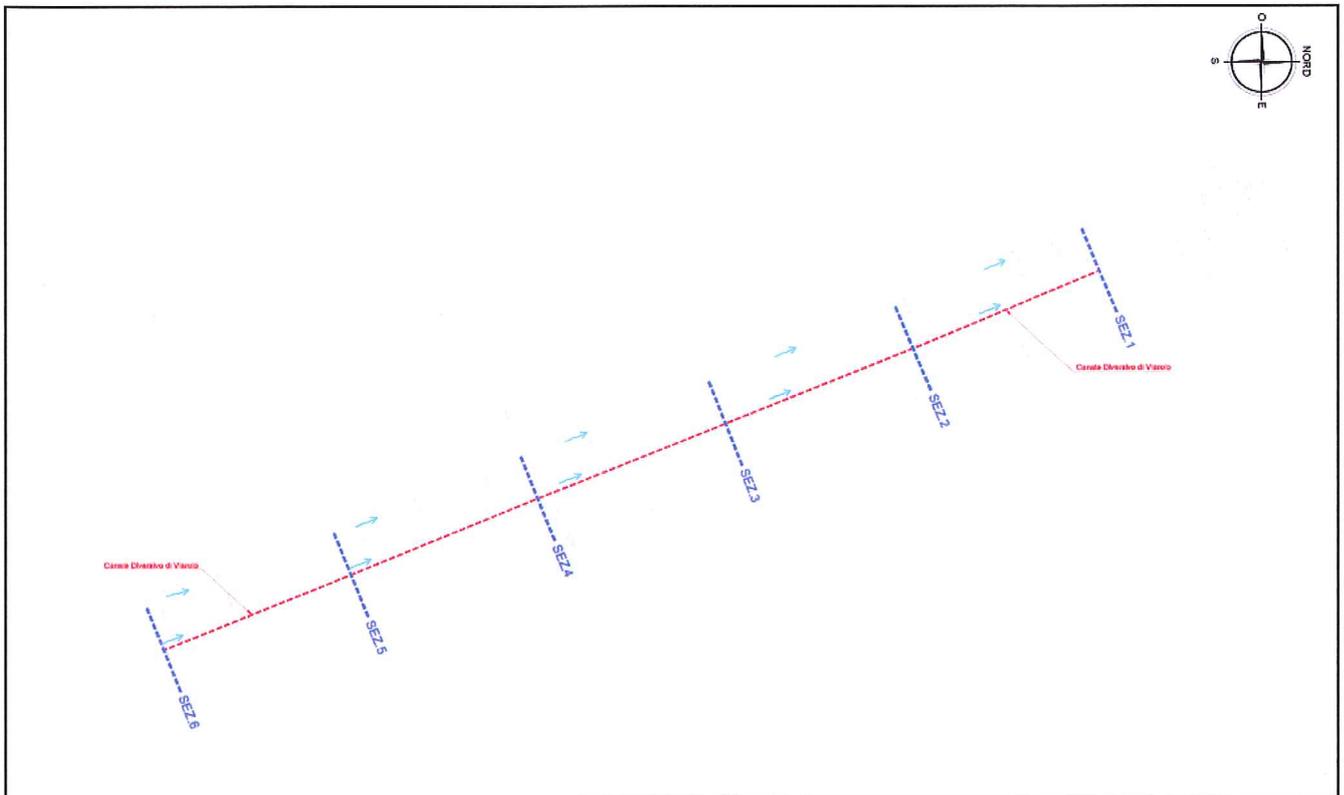
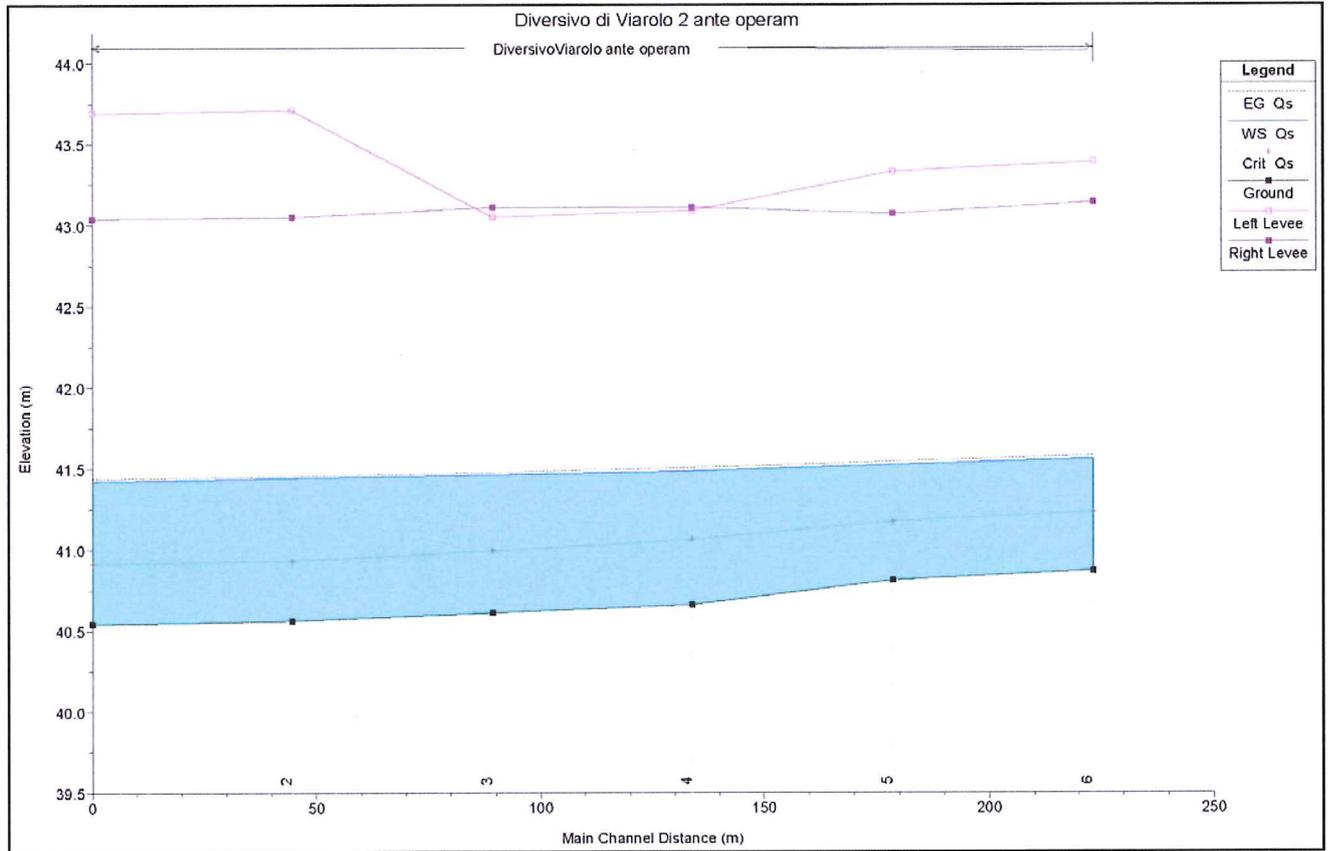
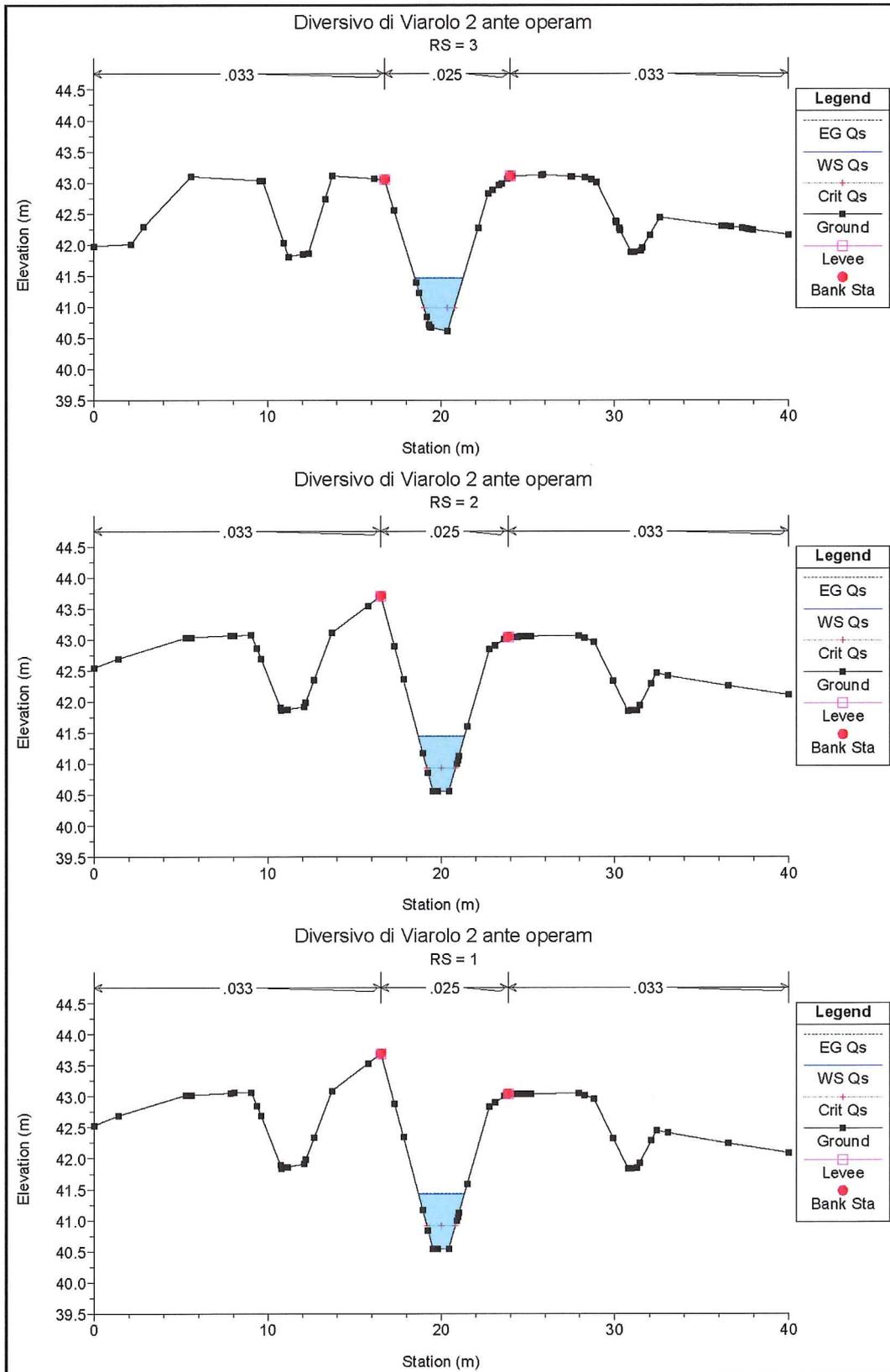


Fig.13 -Canale Diversivo di Viarolo – planimetria sezioni di studio ante operam interferenza 2

4.3.1 PROFILO ANTE OPERAM INTERFERENZA 2





4.3.3 TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM INTERFERENZA 2

 Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q_s

Sezione	Q_s	Quota scorrimento	Quota pelo libero	Tirante idraulico	Livello energetico	Velocità media	Froude
-	(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-
6	0.80	40.87	41.56	0.69	41.58	0.65	0.30
5	0.80	40.81	41.52	0.71	41.54	0.61	0.29
4	0.80	40.66	41.48	0.82	41.51	0.64	0.27
3	0.80	40.61	41.46	0.85	41.48	0.51	0.22
2	0.80	40.56	41.44	0.88	41.46	0.51	0.21
1	0.80	40.54	41.42	0.88	41.44	0.51	0.21

4.4 SITUAZIONE POST OPERAM INTERFERENZA 2

L'andamento planimetrico del canale Diversivo di Viarolo, il suo profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica in condizioni post operam sono stati ricavati dalla cartografia disponibile aggiornata ed integrata con rilievi di campagna e dalle scelte progettuali adottate.

Si prevede un tratto di intercettazione alveo esistente costituito da una sezione trapezoidale rivestita in massi cementati dimensioni 1.50x2.50 per una lunghezza di 5m per poi proseguire fino ad un tombino scatolare in c.a. 3.00x2.00; subito a valle di questo si prevede ancora una sezione trapezoidale rivestita in massi cementati con sponde 1/1 e dimensioni 1.50x2.50 per una lunghezza di 5m per poi proseguire per circa 165m con stessa sezione in terra prima di rientrare nell'alveo naturale.

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 11 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 255 m circa.

Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione trova giustificazione nella presenza, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme. Le pendenze di questi due tratti di monte e valle sono pari a 0.30%.

La portata di riferimento per la situazione ante operam è la portata di servizio intesa come quella che scorre a piene rive nel canale o al limite della sezione piena in corrispondenza di eventuali tombini individuata in $Q_s=0.80 m^3/s$.

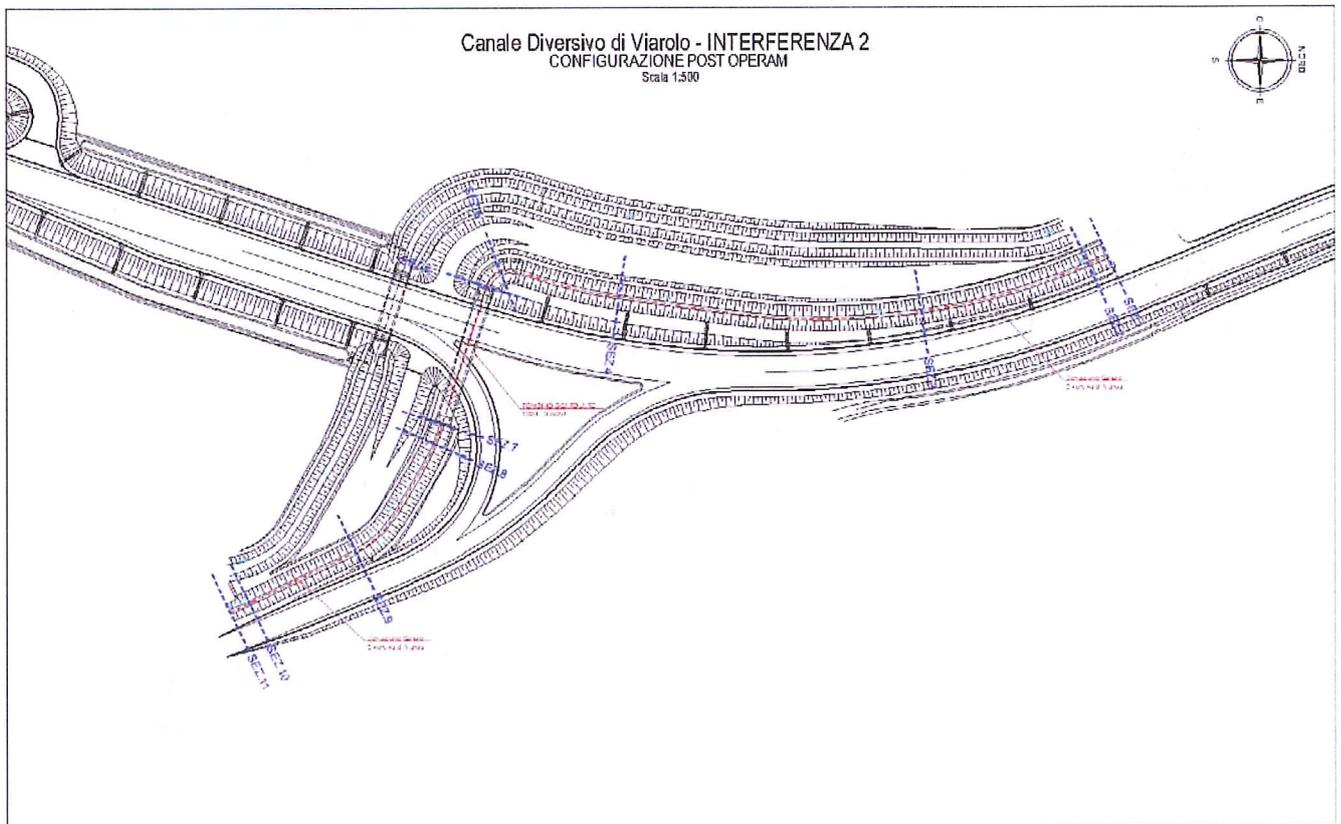
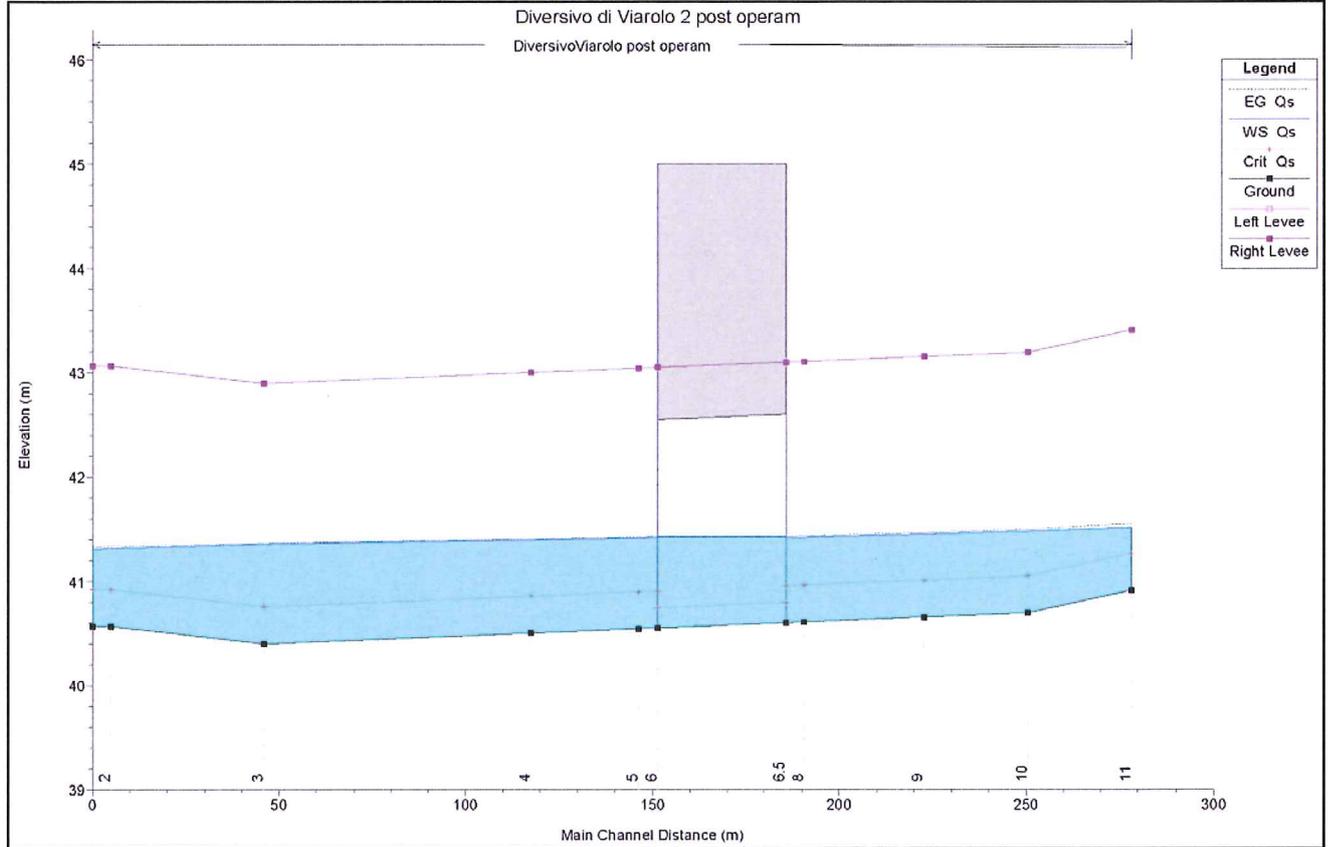
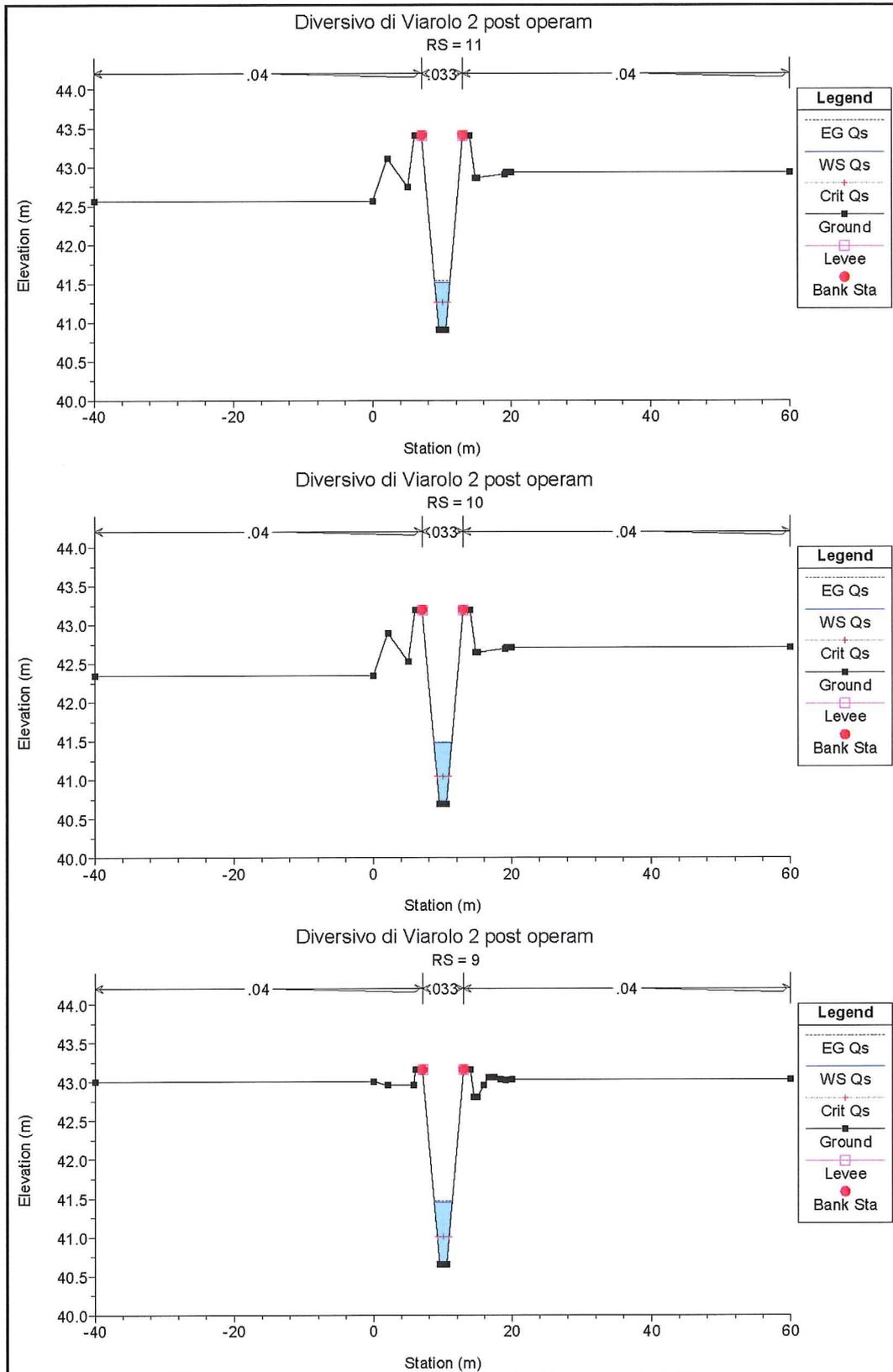


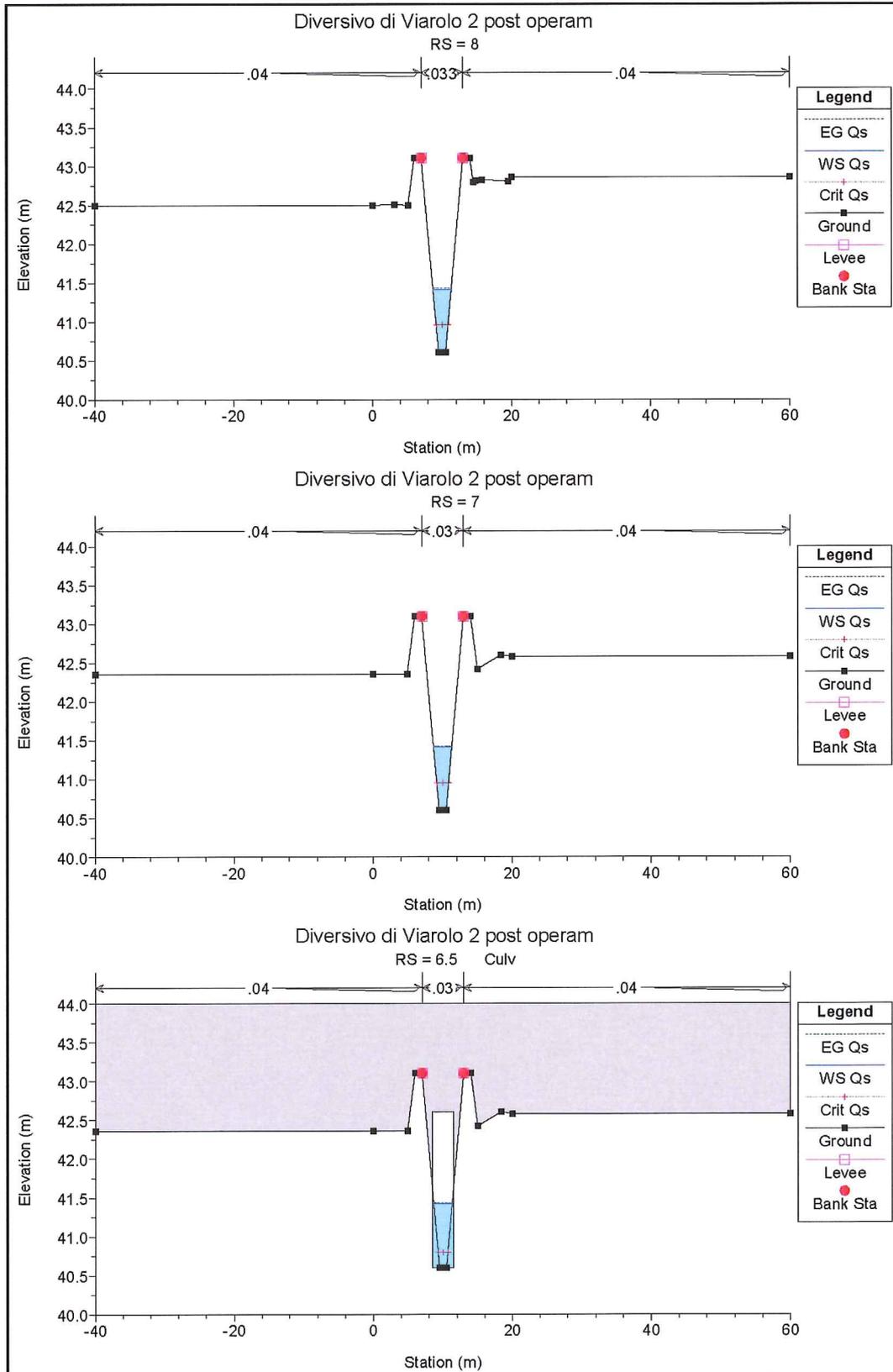
Fig.14 -Canale Diversivo di Viarolo – planimetria sezioni di studio post operam interferenza 2

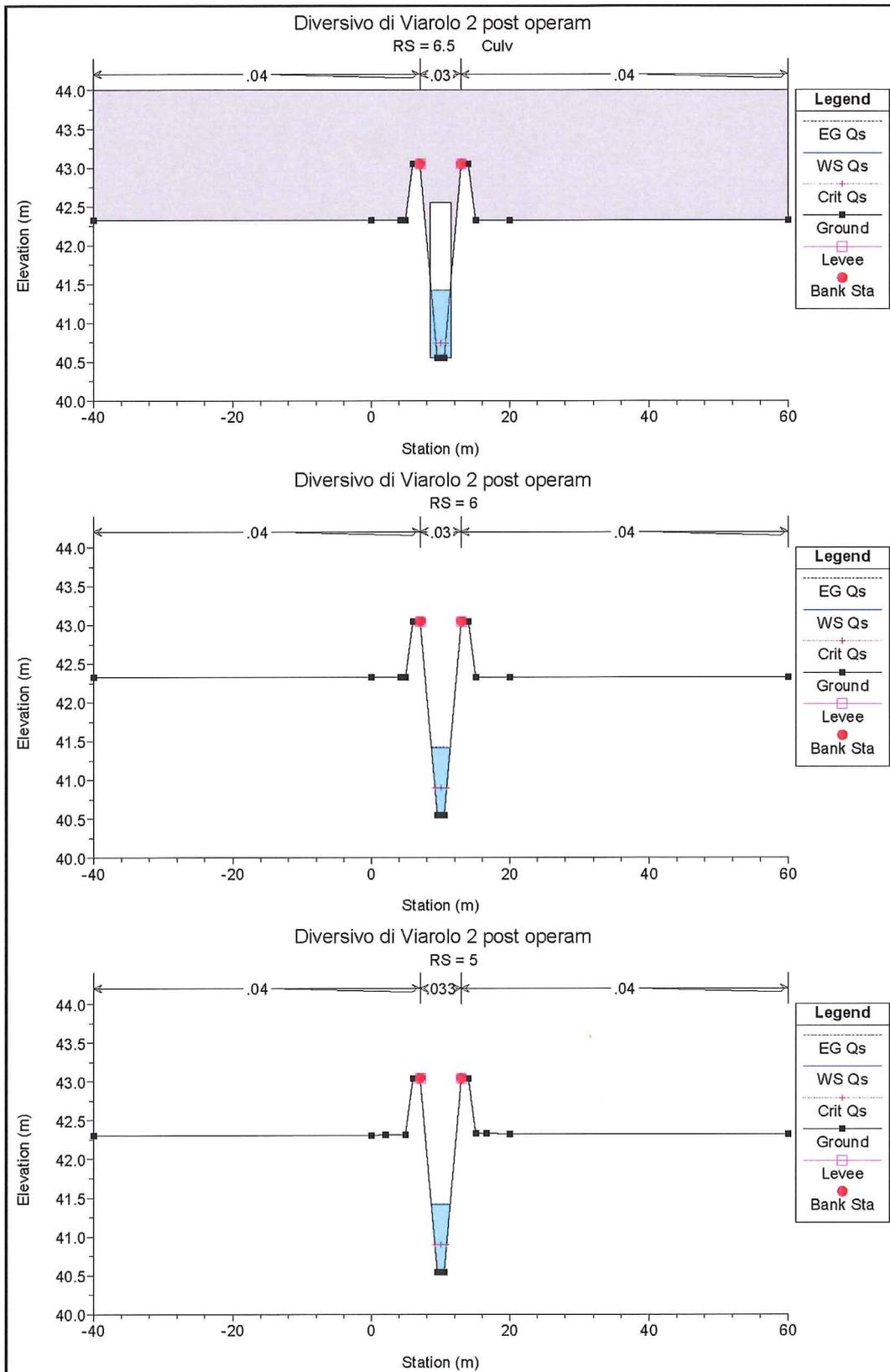
4.4.1 PROFILO POST OPERAM INTERFERENZA 2

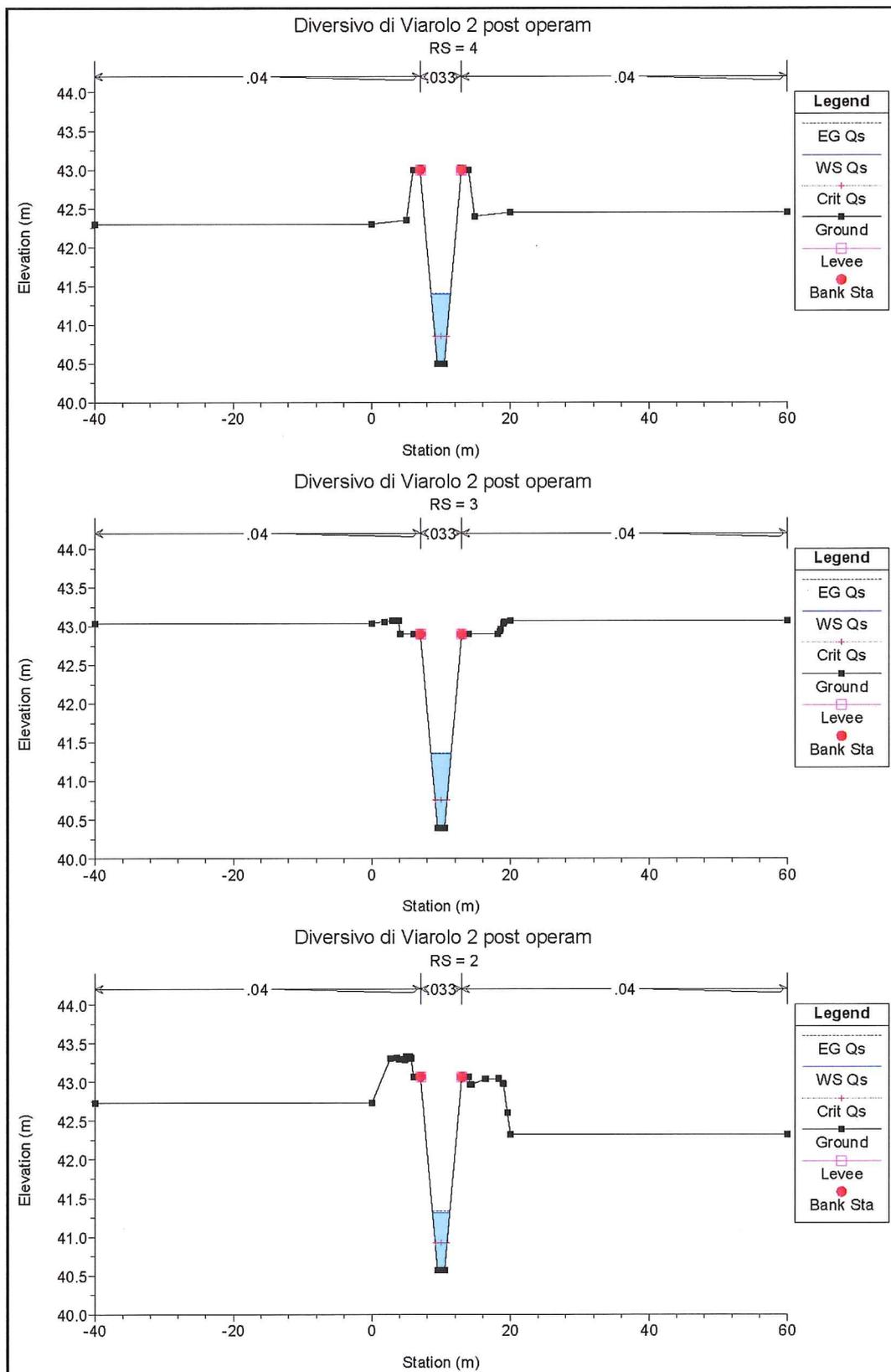


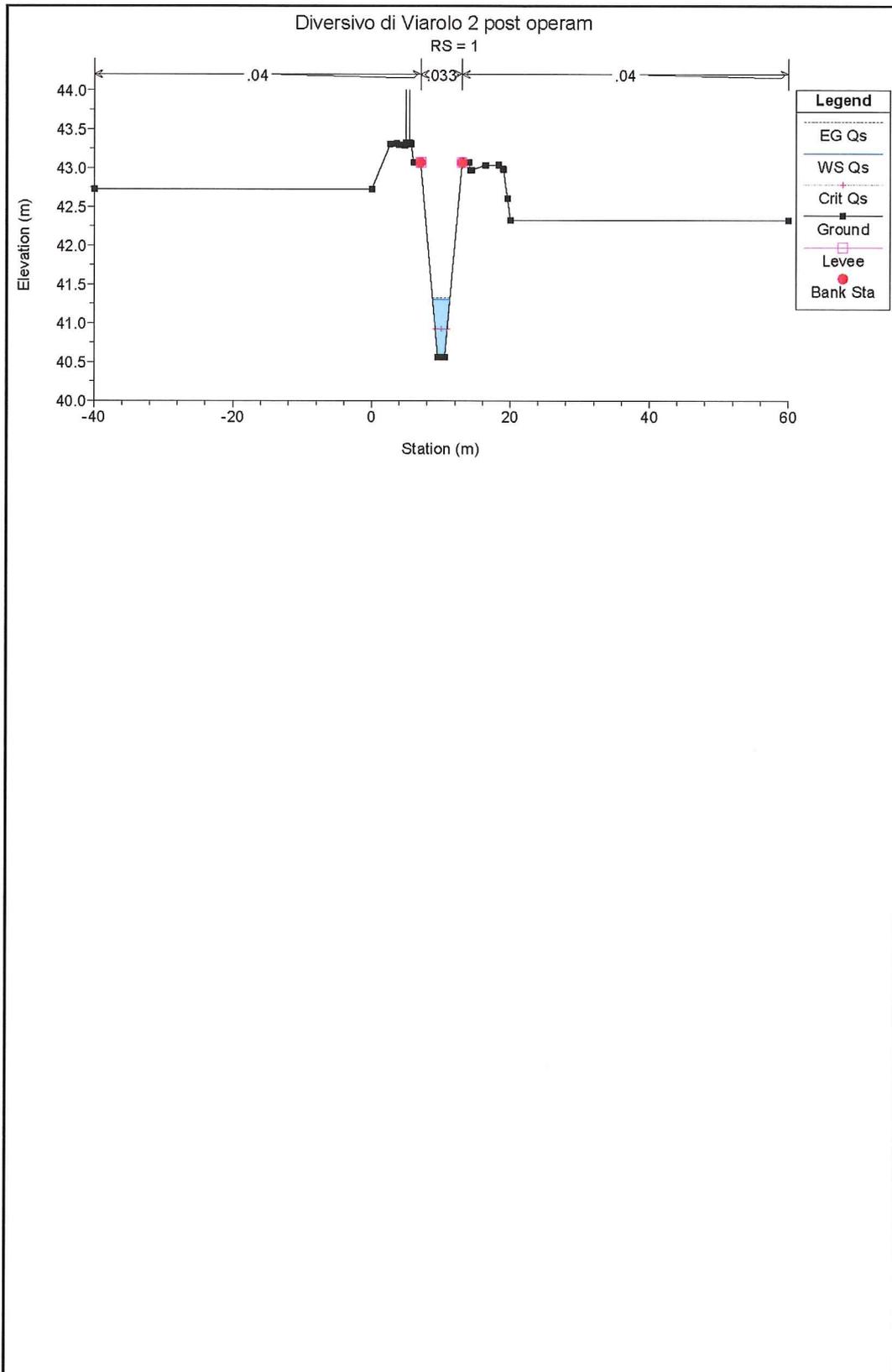
4.4.2 SEZIONI POST OPERAM INTERFERENZA 2











4.4.3 TABELLA IDRAULICA POST OPERAM INTERFERENZA 2

 Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q_s

Sezione	Q_s	Quota scorrimento	Quota pelo libero	Tirante idraulico	Livello energetico	Velocità media	Froude
-	(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	-
11	0.80	40.91	41.51	0.60	41.55	0.83	0.40
10	0.80	40.69	41.48	0.79	41.50	0.57	0.25
9	0.80	40.65	41.45	0.80	41.47	0.56	0.24
8	0.80	40.61	41.42	0.81	41.44	0.54	0.23
7	0.80	40.60	41.42	0.82	41.43	0.54	0.23
6.5 U	Tombino monte	40.60	41.42	0.82	41.44	0.32	0.11
6.5 D	Tombino valle	40.55	41.42	0.87	41.44	0.30	0.10
6	0.80	40.55	41.42	0.87	41.43	0.49	0.20
5	0.80	40.54	41.41	0.87	41.43	0.49	0.20
4	0.80	40.50	41.40	0.90	41.41	0.47	0.19
3	0.80	40.40	41.36	0.96	41.37	0.43	0.17
2	0.80	40.57	41.32	0.75	41.33	0.61	0.27
1	0.80	40.57	41.31	0.74	41.33	0.62	0.27

5 COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL PROGETTO

I risultati ottenuti dalle modellazioni idrauliche sintetizzano il comportamento attuale del canale ed il funzionamento della configurazione di progetto.

La sezione esistente permette il deflusso di una portata per cui è stata dimensionata in origine ogni tratto della rete di bonifica pari a circa $0.35 m^3/s$ nell'interferenza 1 e a circa $0.80 m^3/s$ nell'interferenza 2.

La configurazione attuale dell'alveo evidenzia una insufficiente officiosità idraulica rispetto alla portata di progetto duecentennale ragionevolmente superiore a quella di servizio; il transito della corrente duecentennale avverrebbe con l'annullamento del franco di bonifica.

L'analisi delle simulazioni ante e post operam evidenziano come la portata di servizio possa essere contenuta nel sistema di canalizzazione oggetto dello studio.

La configurazioni di progetto evidenziano un livello idrometrico che garantisce il transito della portata di servizio con franco di sicurezza $f=0,56 m$ per l'interferenza 1 e $f=1,12 m$ per l'interferenza 2 risolte rispettivamente con un con un tombino scatolare $2.00 \times 1.50 m$ e $3.00 \times 2.00 m$.