

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:

*Il Responsabile di Progetto*  
**Dott. Ing. Luca Bondanelli**

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 Integrata e Progettista Specialistica:

**IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.**  
**Ing. Pietro Mazzoli**

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n.821

Titolo Elaborato:

**Asse principale  
Sistemazioni idrauliche  
Deviazioni canali  
Canale Diramazione sud Dugara dei Ronchi - 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	003	B

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
B	23/01/2015	REV. A SEGUITO LETTERA CONSORZIO DI BONIFICA PROT. 7978 DEL 04/12/2014	Costantini	Nigrelli	Mazzoli
A	30/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	Costantini	Nigrelli	Mazzoli

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	CANALE DIRAMAZIONE SUD DUGARA DEI RONCHI .....	3
3	ANALISI IDRAULICA .....	6
3.1	MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA .....	6
3.2	PARAMETRI DI CALCOLO .....	11
3.2.1	SITUAZIONE ANTE OPERAM .....	12
3.2.2	PROFILO ANTE OPERAM .....	14
3.2.3	SEZIONI ANTE OPERAM .....	15
3.2.4	TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM .....	17
3.2.5	SITUAZIONE POST OPERAM.....	17
3.2.6	PROFILO POST OPERAM .....	19
3.2.7	SEZIONI POST OPERAM .....	20
3.2.8	TABELLA IDRAULICA POST OPERAM.....	32
4	COMPATIBILITA' IDRAULICA DEL PROGETTO .....	33

## 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 Diramazione Sud Dugara dei Ronchi.

## 2 CANALE DIRAMAZIONE SUD DUGARA DEI RONCHI

La Diramazione Sud Dugara dei Ronchi è un corso d'acqua artificiale secondario con doppia funzione di canale irriguo e di scolo; è situato nel comune di Trecasali (PR) località Maestà e rientra nella competenze del Consorzio di Bonifica Parmense.

L'autostrada interferisce con la Diramazione sud Dugara dei Ronchi in corrispondenza del tratto dove il canale scorre affiancato alla SP10 per Cremona, il tracciato si presenta in rilevato e l'intervento previsto per la risoluzione dell'interferenza si compone di una deviazione a lato del rilevato di nuova costruzione per il sovrappasso della SP10 tramite cavalcavia e dell'attraversamento con tombino scatolare sia dell'autostrada sia della rampa sud del cavalcavia stesso.

La deviazione comprende, a sud dell'autostrada, un tratto realizzato in sede prima con sezione trapezoidale e successivamente con canaletta in CAV a sezione rettangolare necessaria per rispettare gli spazi stradali e la recinzione confinante; la sezione è superiore a quella attuale e di maggiore officiosità idraulica. Nel tratto a nord dell'autostrada, dopo lo sbocco del tombino autostradale, il canale viene deviato al piede della rampa nord del cavalcavia con soluzione in scavo a sezione trapezoidale, successivamente prosegue un tratto con canale ad U delle medesime caratteristiche di quello di monte e più oltre ancora un tratto deviato, parallelamente a se stesso con sezione in scavo trapezoidale. Le deviazioni saranno realizzate mantenendo la pendenza del canale e saranno ricuciti al tracciato con rivestimenti antierosione; si prevedono inoltre dei tombini a ridosso dell'intercettazione e della restituzione del canale per superare le strade di accesso alla SP10.

L'interferenza del corpo autostradale prevista al Km 3+317.02 verrà risolta con la realizzazione di un attraversamento in tombino scatolare.

L'attraversamento viene realizzato con tombino scatolare in cemento armato per sottopasso dell'autostrada e di un tratto della rampa sud del cavalcavia. Il manufatto scatolare sarà impostato sul fondo del canale esistente e realizzato inclinato rispetto all'asse autostradale mantenendo la direttrice del canale in deviazione e riducendo così l'angolazione della curva di imbocco e sbocco e le relative perdite di carico. L'intervento si completa con la realizzazione a valle dell'attraversamento di un tratto di raccordo tra la sezione naturale in terra ed il tombino con rivestimento spondale e di fondo in massi.

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

Il tombino di attraversamento autostradale presenta sezione idraulica interna 3.00 x 2.50 m atta a garantire le operazioni di smelmatura del fondo con ausilio di miniescavatori. 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.

I tombini connessi al cavalcavia sono necessari per mantenere la continuità di alcuni passi carrai, essi vengono realizzati con tombini scatolari di dimensioni 2.00x2.00 m in relazione sia alle necessità idrauliche e manutentive sia in rispetto delle quote stradali esistenti che dovranno essere mantenute.

Nell'ambito dell'intervento 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;
- realizzazione di ricucitura antiersiva tra l'alveo esistente e quello in deviazione, nei tratti di monte e valle, realizzata con massi da 800-1000 kg posati a secco su sponde e fondo per uno spessore di 60 cm e per una lunghezza di 10m.



### 3 ANALISI IDRAULICA

Si riportano di seguito le portate desunte dalla relazione idrologico-idraulica del Progetto Definitivo RAAA-ATST-PDG1-05-02-01 per il Canale Diramazione Sud Dugara dei Ronchi.

Tempo di ritorno (anni)	Anni	20	100	200
LSPP(1<t<24ore)	-	49,42 x t0,284	65,20 x t0'283	71,92 xt0,282
Altezza di pioggia critica (mm)	mm	68	90	99
Coefficiente di deflusso	-	0.48	0.57	0.60
Portata massima al colmo	m <sup>3</sup> /s	1.5	2.4	2.7
Coefficiente udometrico	l/sha	29	45	50

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 portata assunta come riferimento per la progettazione è  $Q_{200}$ .

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.

• 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);

$\alpha_i$ , coefficienti di ragguglio delle potenza cinetica (coefficienti di Coriolis)

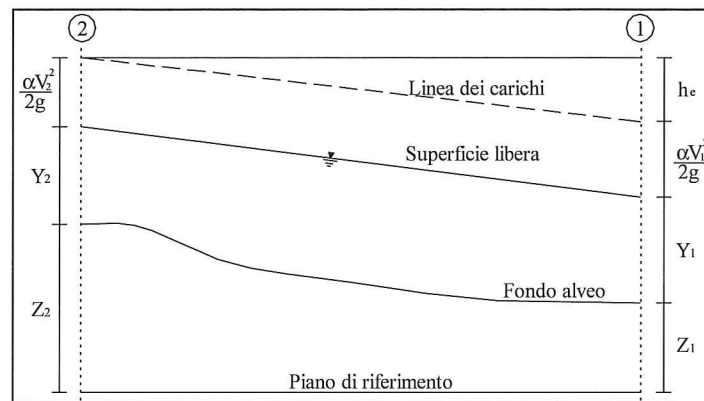


Fig. 2 – Schema di calcolo

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

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

dove

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

Il coefficiente  $\alpha$  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:

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

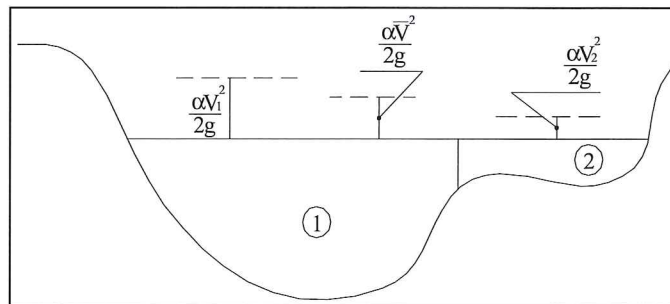


Fig. 3 – Suddivisione in sottozone con eguale velocità della corrente

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 compressiva (supposta costante);

$\rho$ , densità del fluido;

$\Delta V_x$ , variazione della velocità media di portata tra le sezioni 1 e 2.

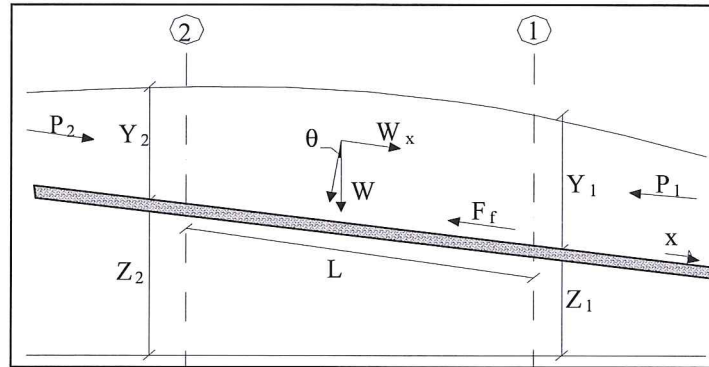


Fig. 4 – Schema di calcolo

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)  $\gamma$  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  $\tau$  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;
- $\alpha$ , coefficiente correttivo cinetico;
- $V_1$ , velocità della corrente a monte.

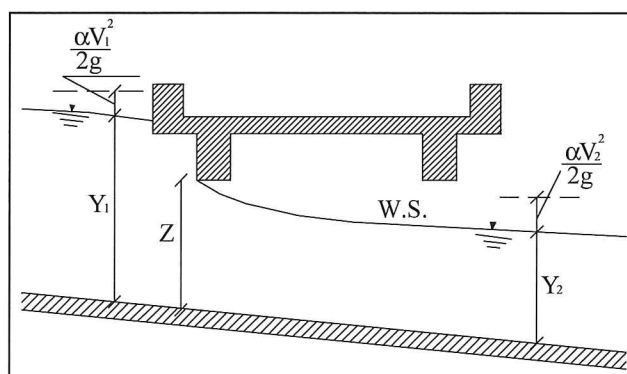


Fig. 5 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

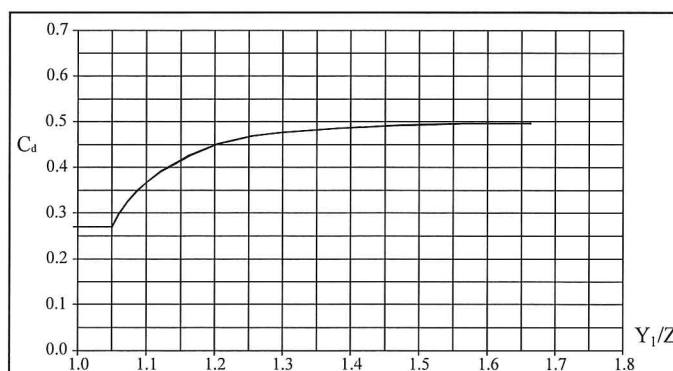


Fig. 6 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso  $C_d$

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

ponte come indicato in fig.7

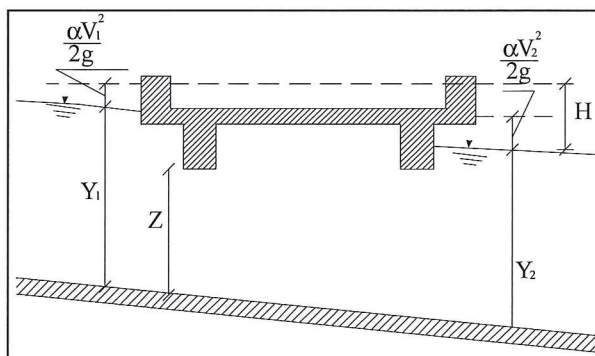


Fig. 7 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

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.

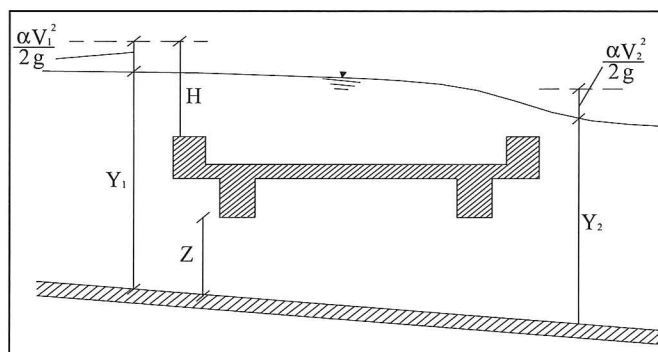


Fig.8 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

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:

- $n=0,033 m^{-1/3}s$  per canali in terra
- $n=0,040 m^{-1/3}$  per la zona esterna o golenale
- $n=0,030 m^{-1/3}$  per i canali rivestiti in massi cementati
- $n=0,015 m^{-1/3}s$  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.

### ***3.2.1 SITUAZIONE ANTE OPERAM***

L'andamento planimetrico del canale Diramazione Sud Dugara dei Ronchi, 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 200 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 0.010% e a 0.010%.

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  $Q_s=0.25 m^3/s$ .

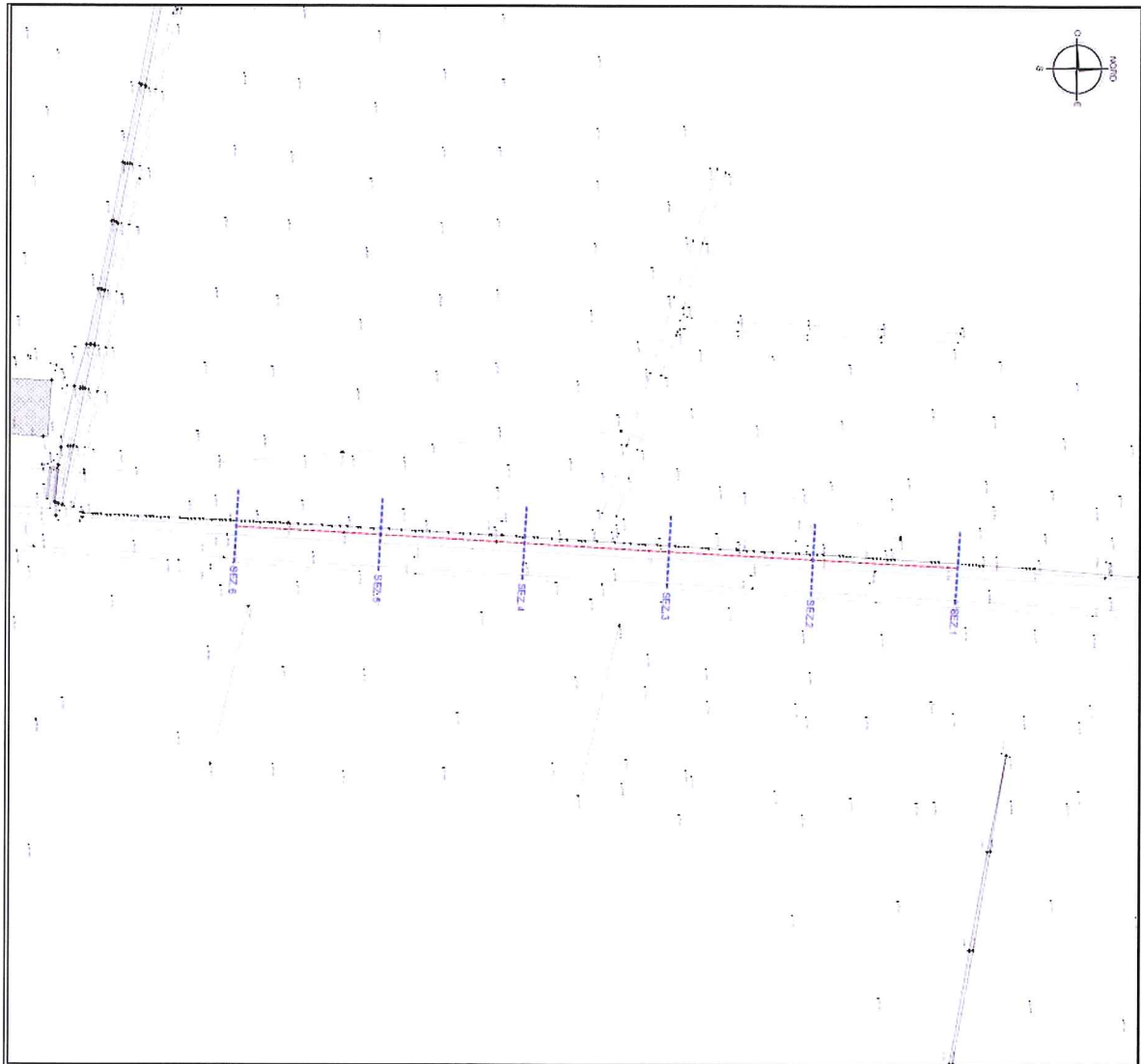
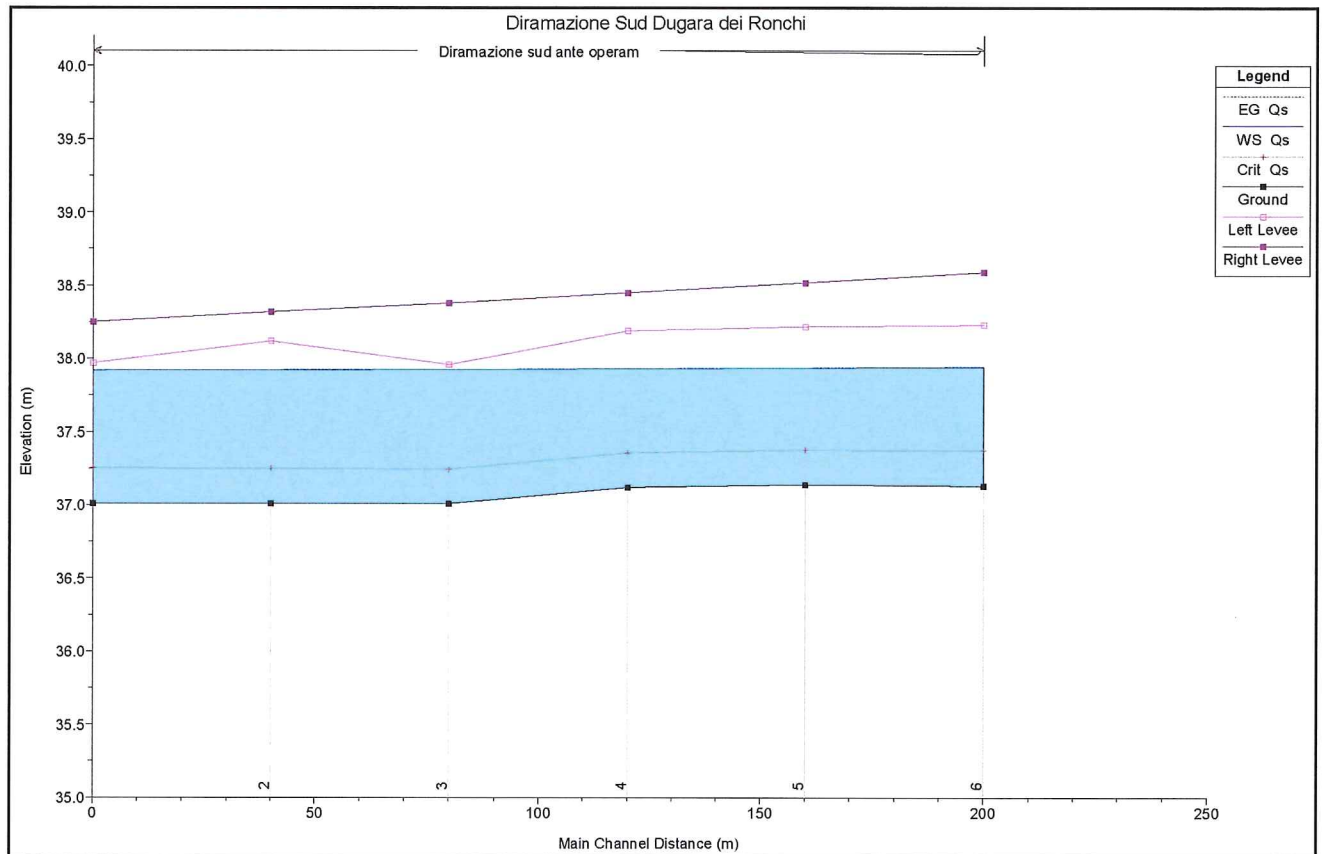
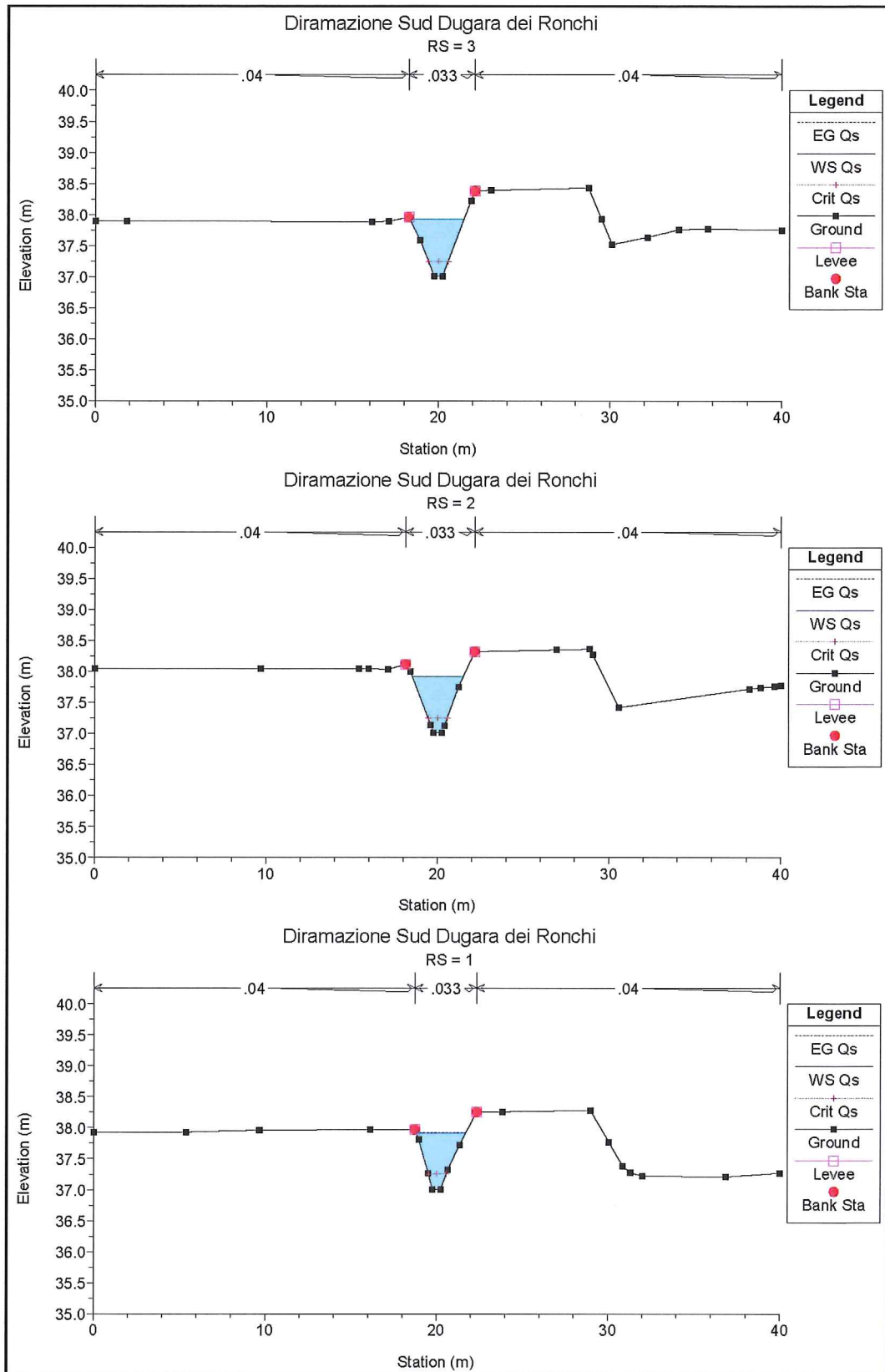


Fig.9 - Canale Diramazione Sud Dugara dei Ronchi – planimetria sezioni di studio Ante Operam

### 3.2.2 PROFILO ANTE OPERAM









### 3.2.4 TABELLA IDRAULICA ANTE OPERAM

 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	0.25	37.13	37.94	0.81	37.94	0.21	0.10
5	0.25	37.14	37.94	0.80	37.94	0.20	0.10
4	0.25	37.12	37.93	0.81	37.93	0.19	0.09
3	0.25	37.01	37.93	0.92	37.93	0.15	0.07
2	0.25	37.01	37.92	0.91	37.92	0.16	0.07
1	0.25	37.01	37.92	0.91	37.92	0.17	0.08

### 3.2.5 SITUAZIONE POST OPERAM

Le deviazioni della Diramazione Sud Dugara dei Ronchi, verranno eseguite totalmente in scavo utilizzando una sezione trapezoidale analoga a quella esistente:  $b=0.50$  m,  $B=2.50$  m,  $H=1.00$  m. In alcuni tratti si farà uso anche di sezione rettangolare in calcestruzzo di officiosità idraulica superiore alla sezione esistente:  $B=2.00$  m;  $h=1.50$  m.

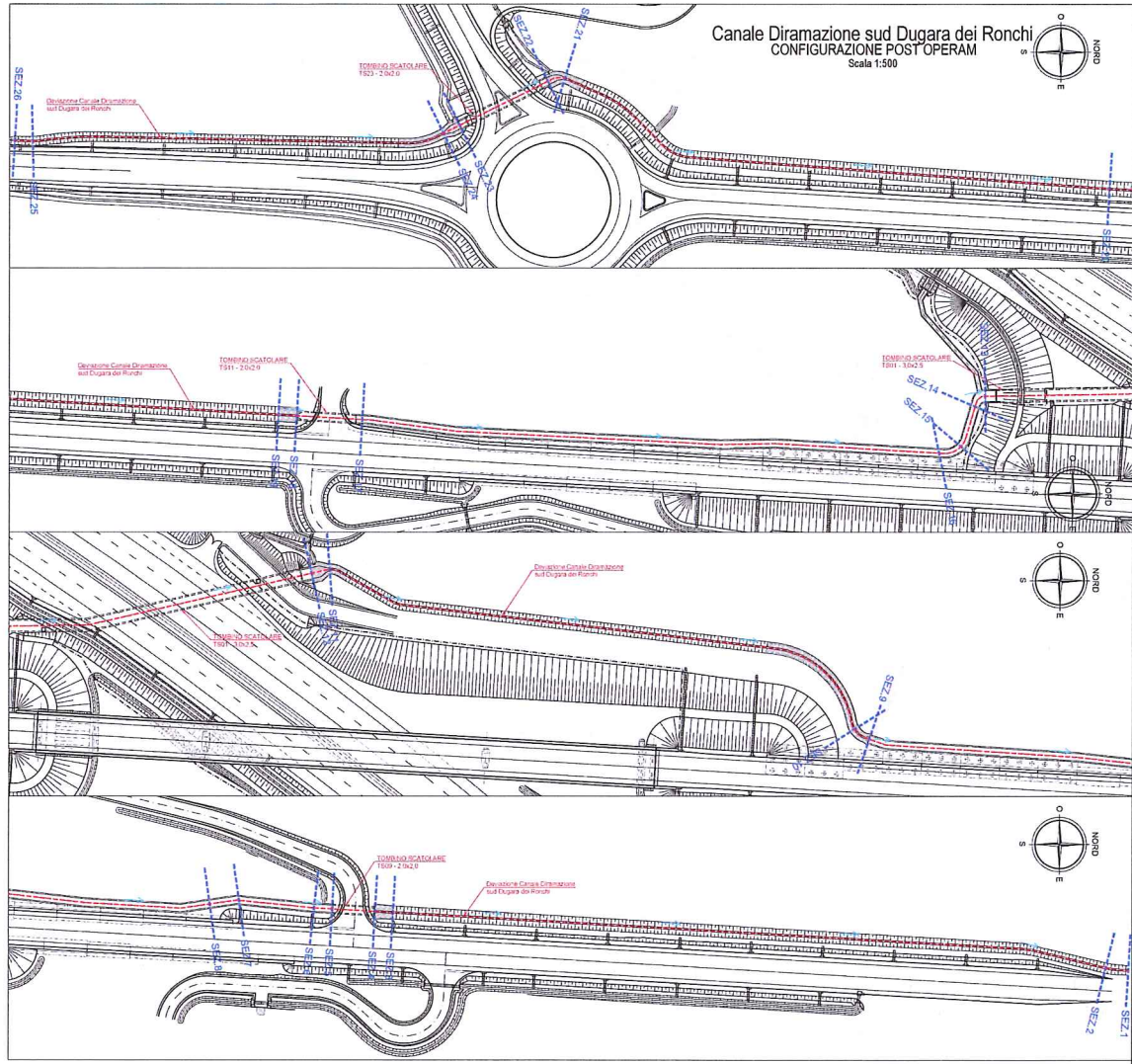
La risistemazione della Diramazione Sud Dugara dei Ronchi prevede un tratto di intercettazione alveo esistente costituito da una sezione trapezoidale rivestita in massi cementati per una lunghezza di 5m; analogamente si prevede il riallaccio all'alveo esistente tramite stessa sezione per una lunghezza di 5m.

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.

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 26 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 1275m circa.

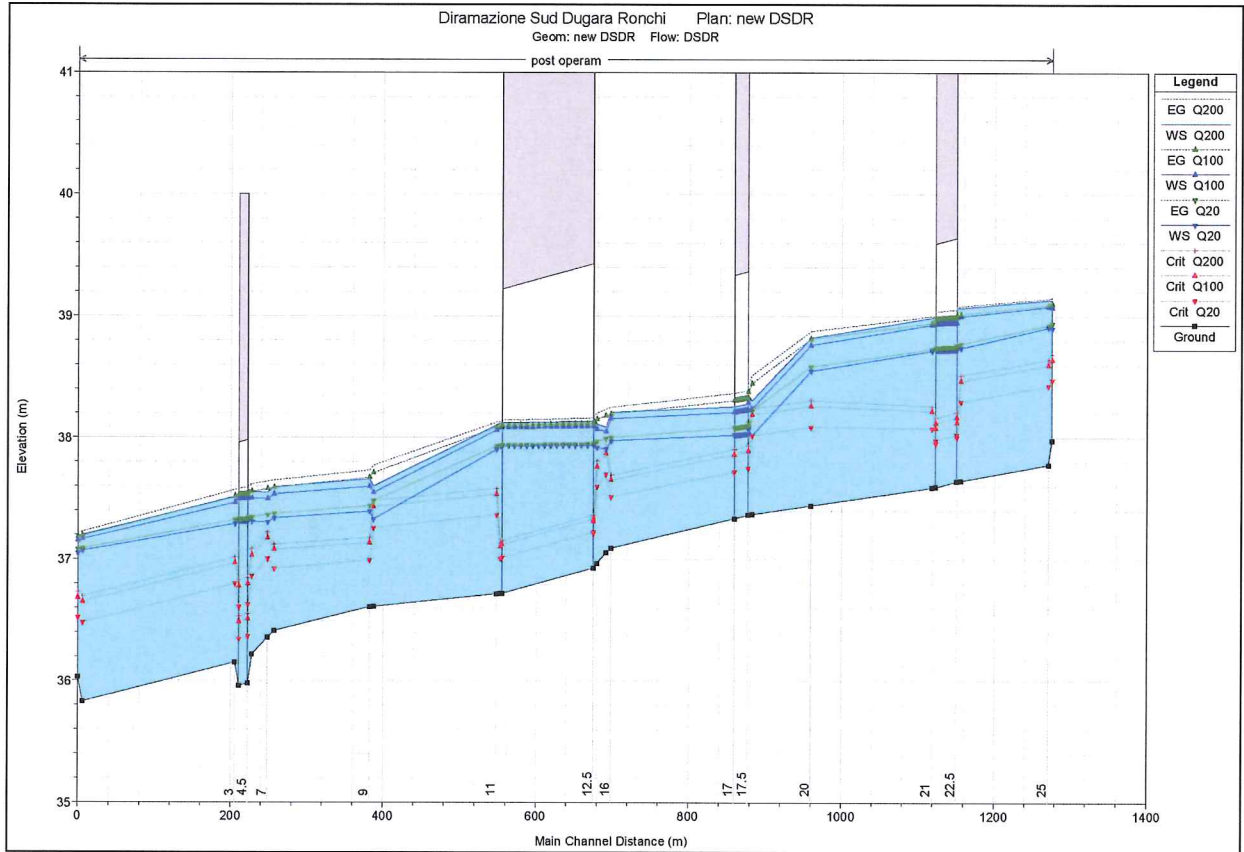
Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione trova giustificazione nella presenza, tanto a valle quanto a monte del tratto considerato, di due tratti di canale dall'andamento plano-altimetrico piuttosto regolare e di lunghezza tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme. Le pendenze di questi due tratti di monte e valle sono pari a 0.16%.

La portate utilizzate per la situazione post operam sono le portate  $Q_{200}$ ,  $Q_{100}$  e  $Q_{20}$ .

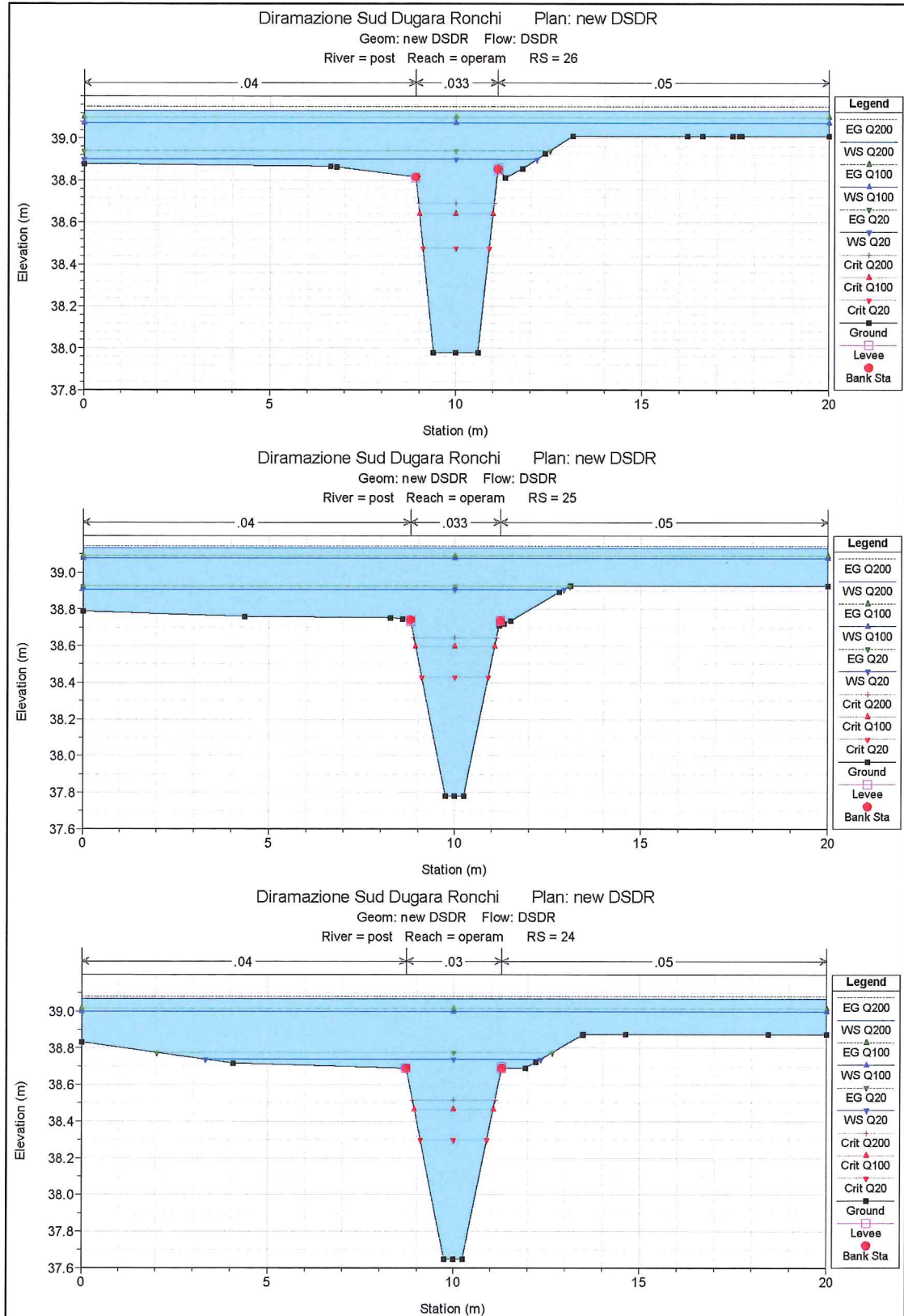


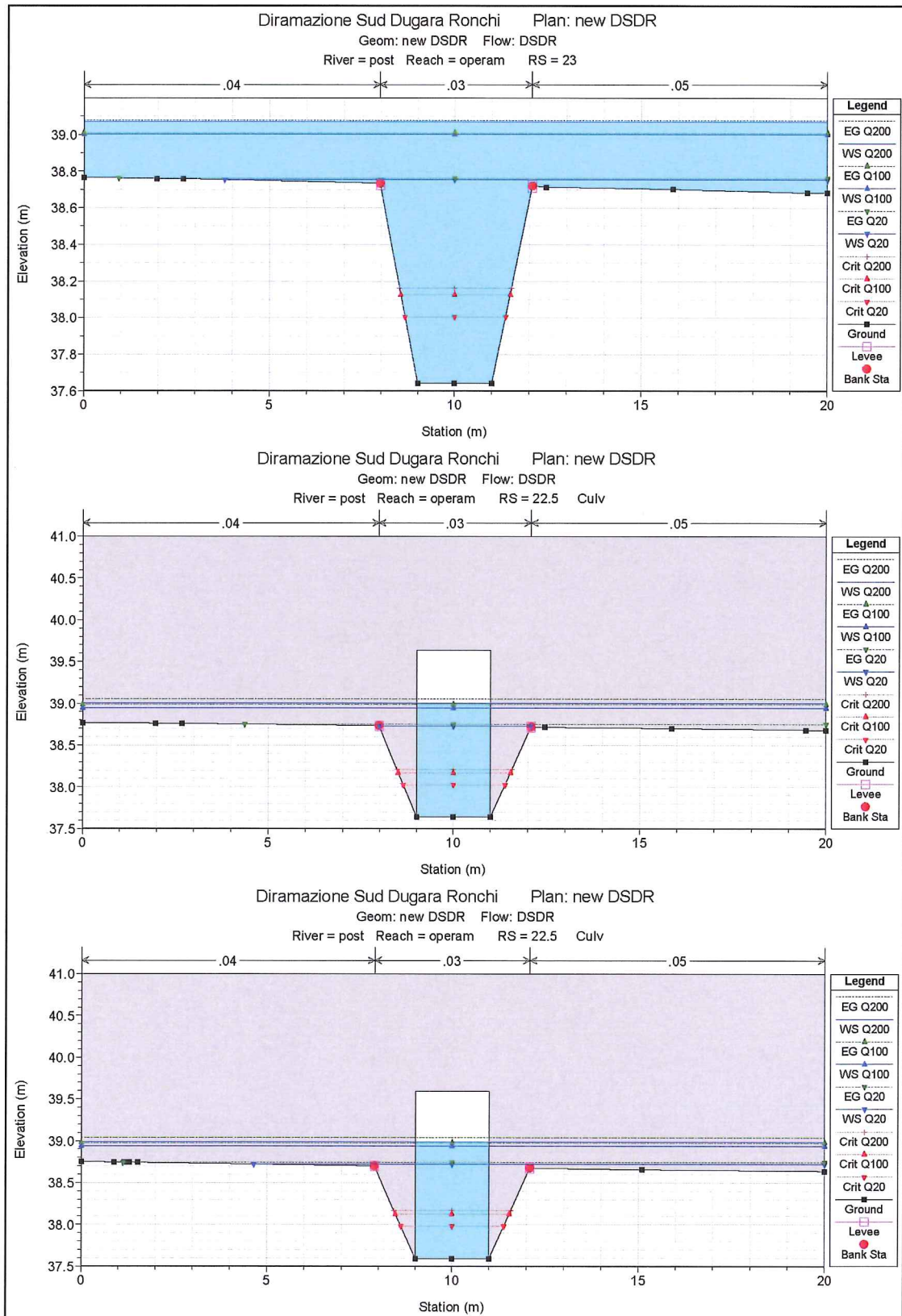
Canale Diramazione Sud Dugara dei Ronchi – planimetria sezioni di studio Post Operam

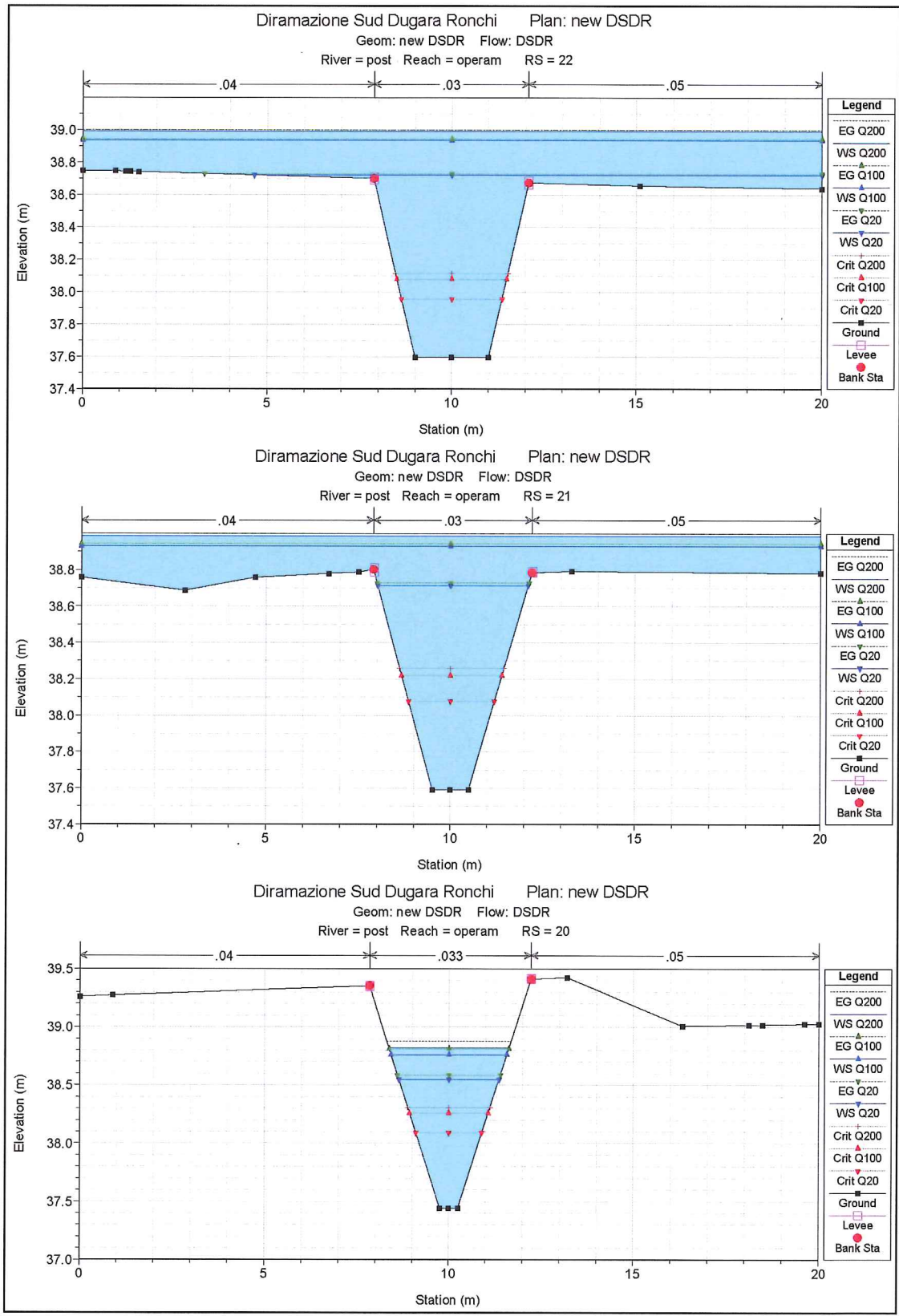
### 3.2.6 PROFILO POST OPERAM

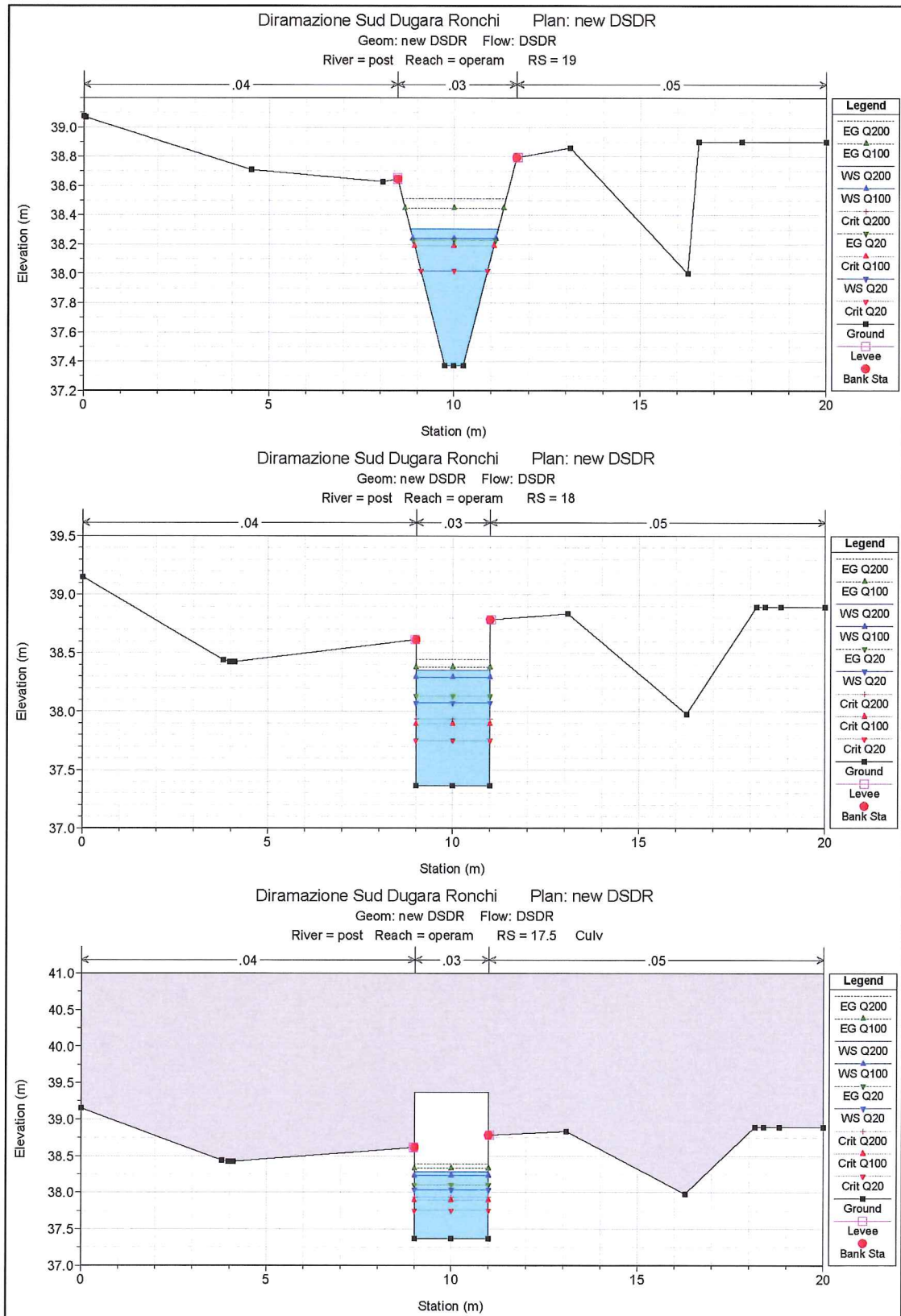


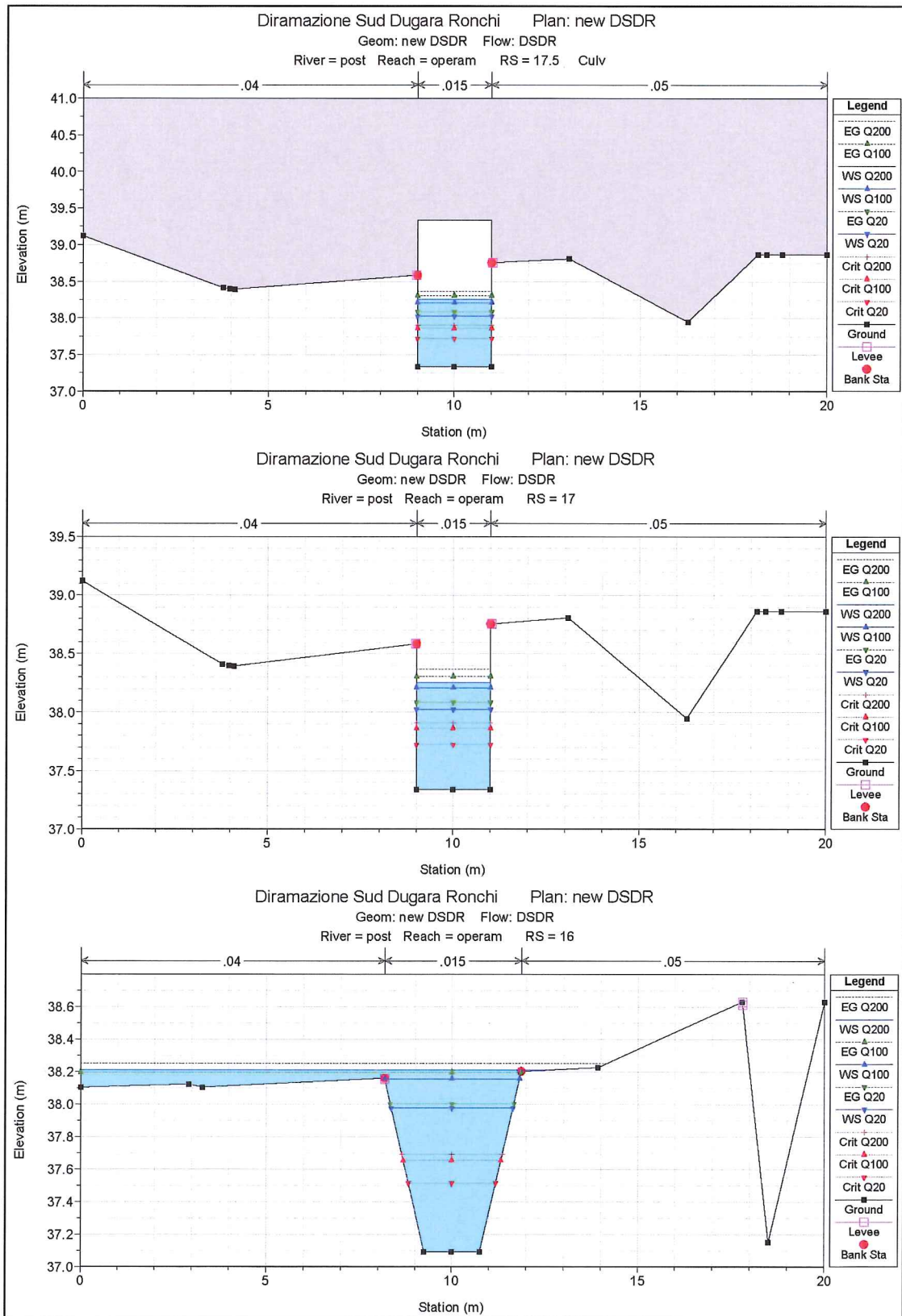
### 3.2.7 SEZIONI POST OPERAM



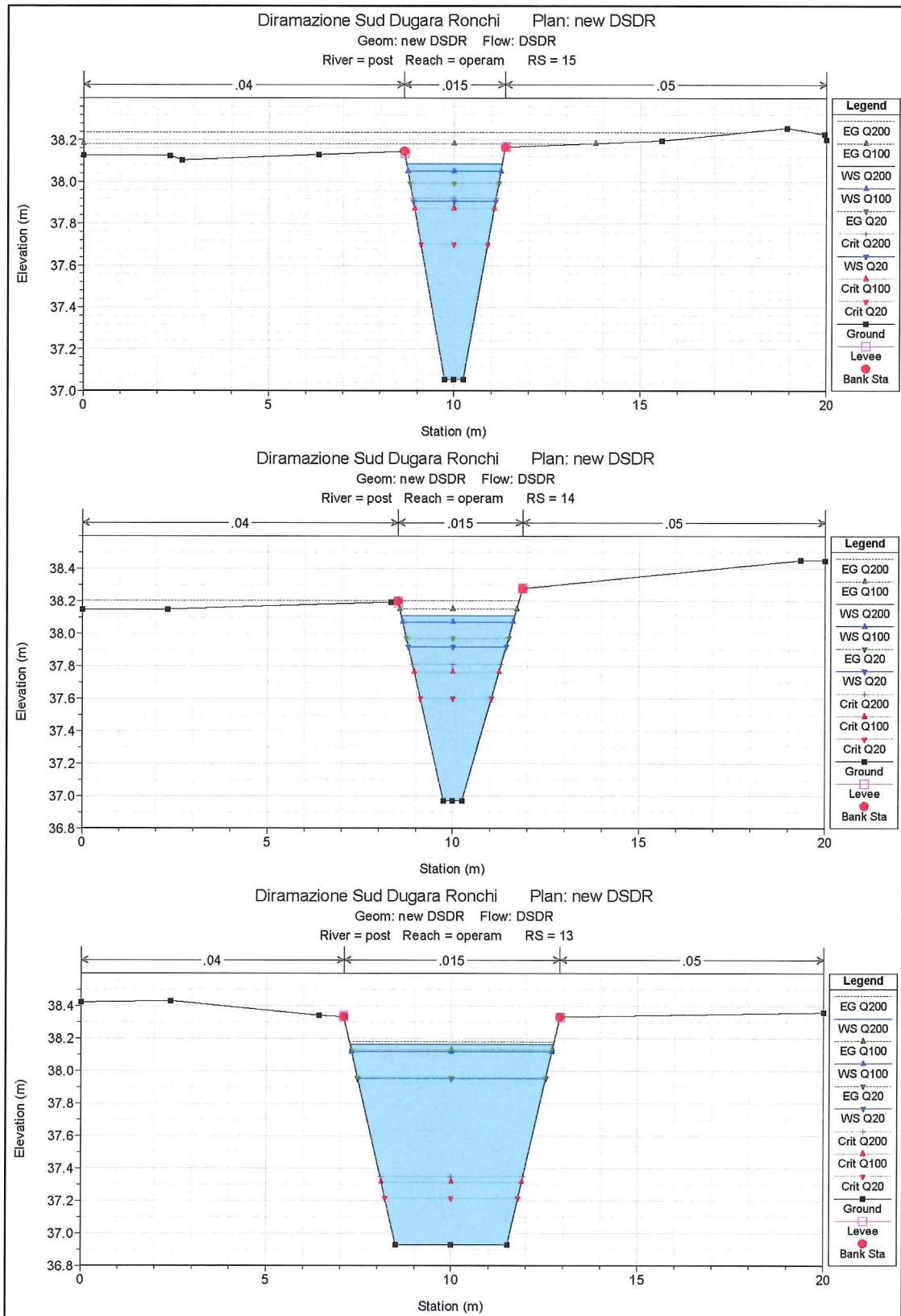


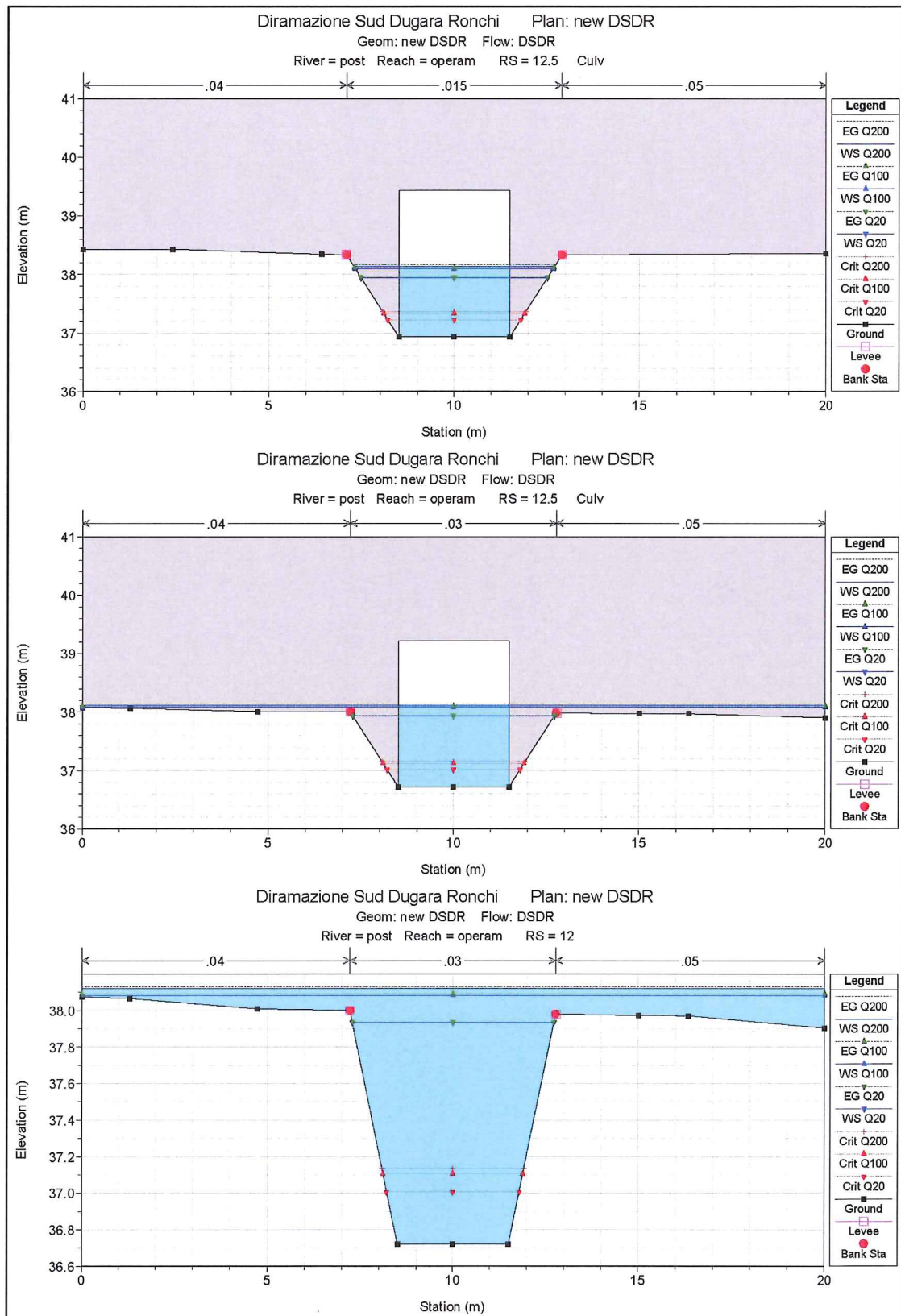


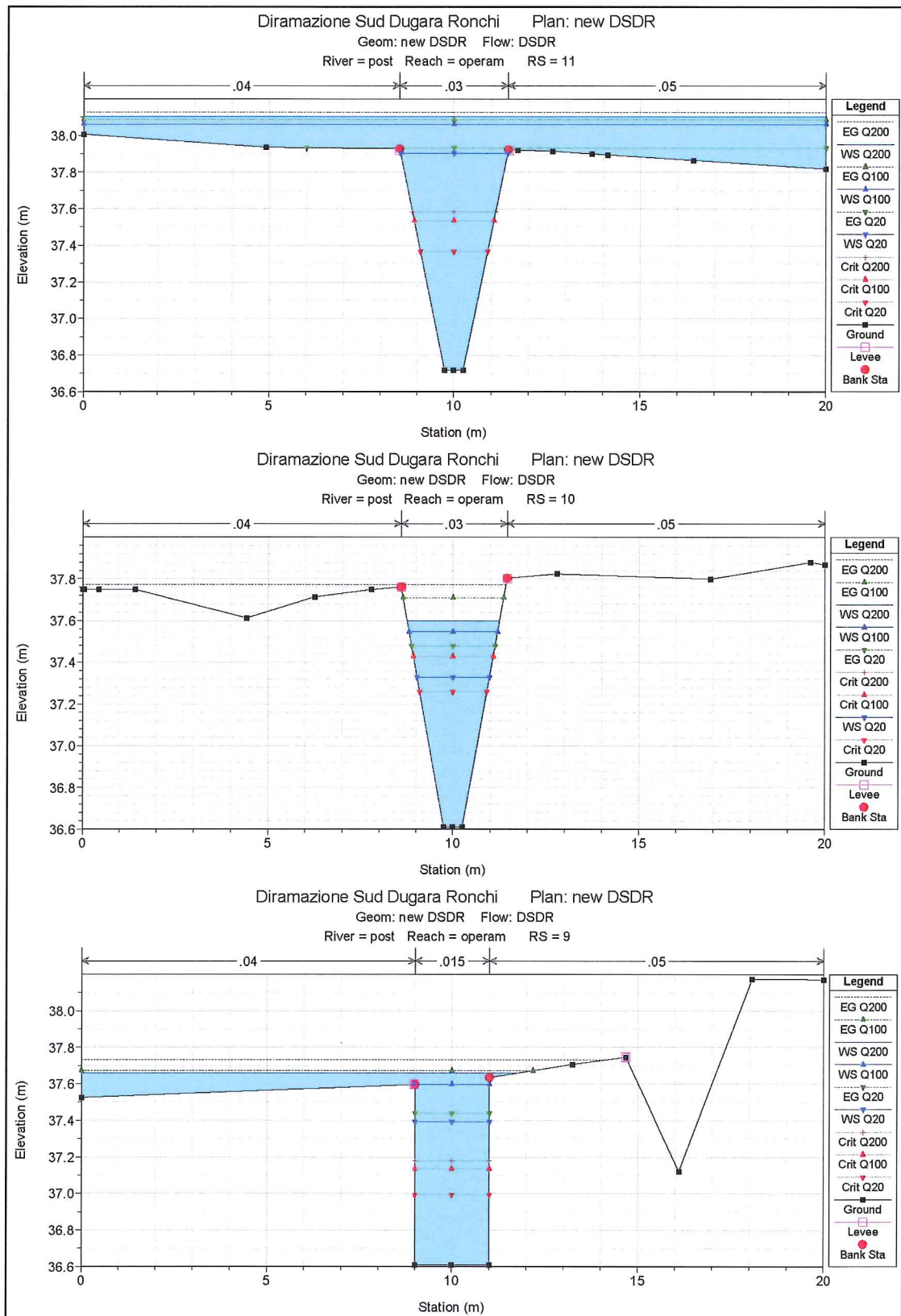


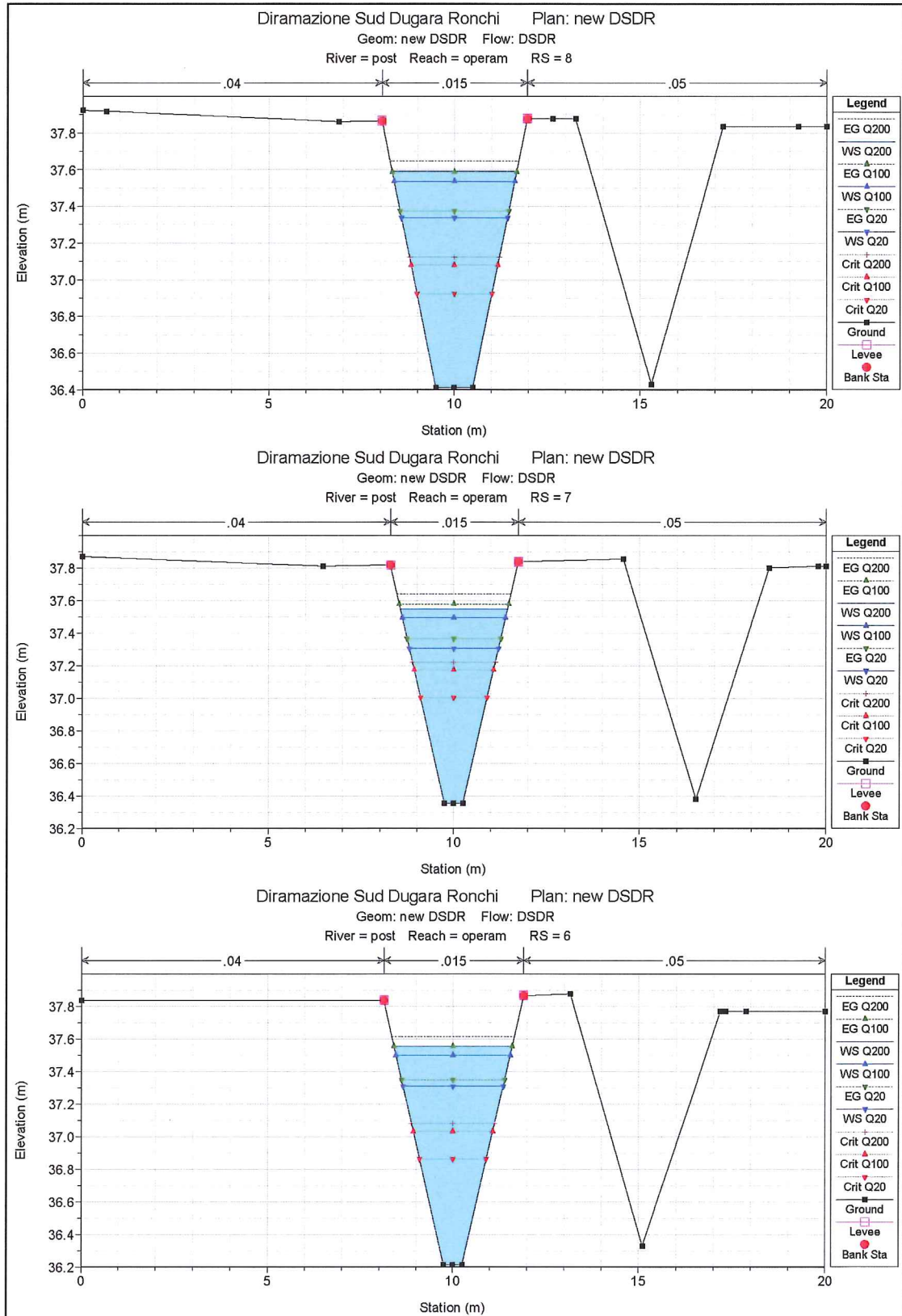


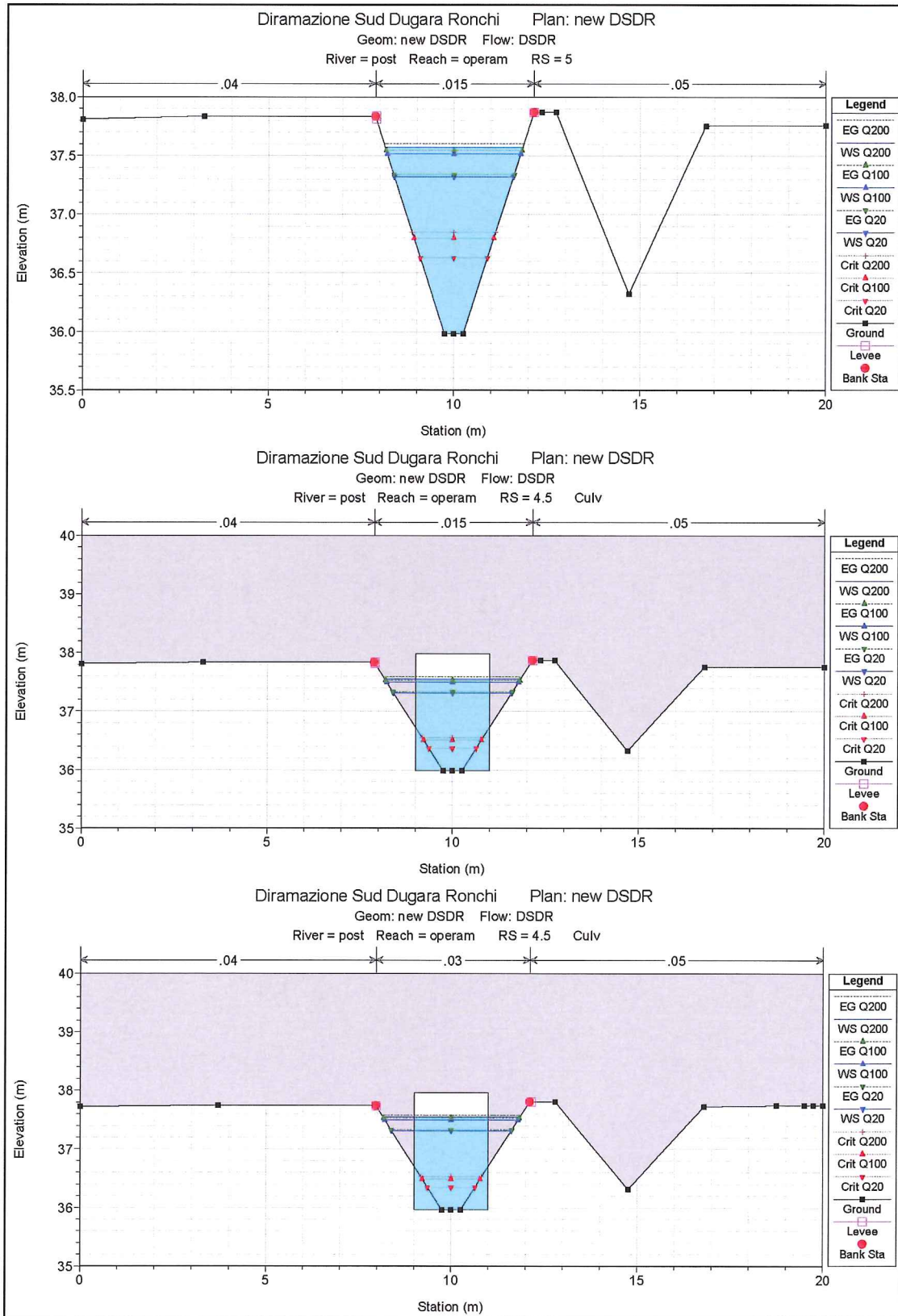


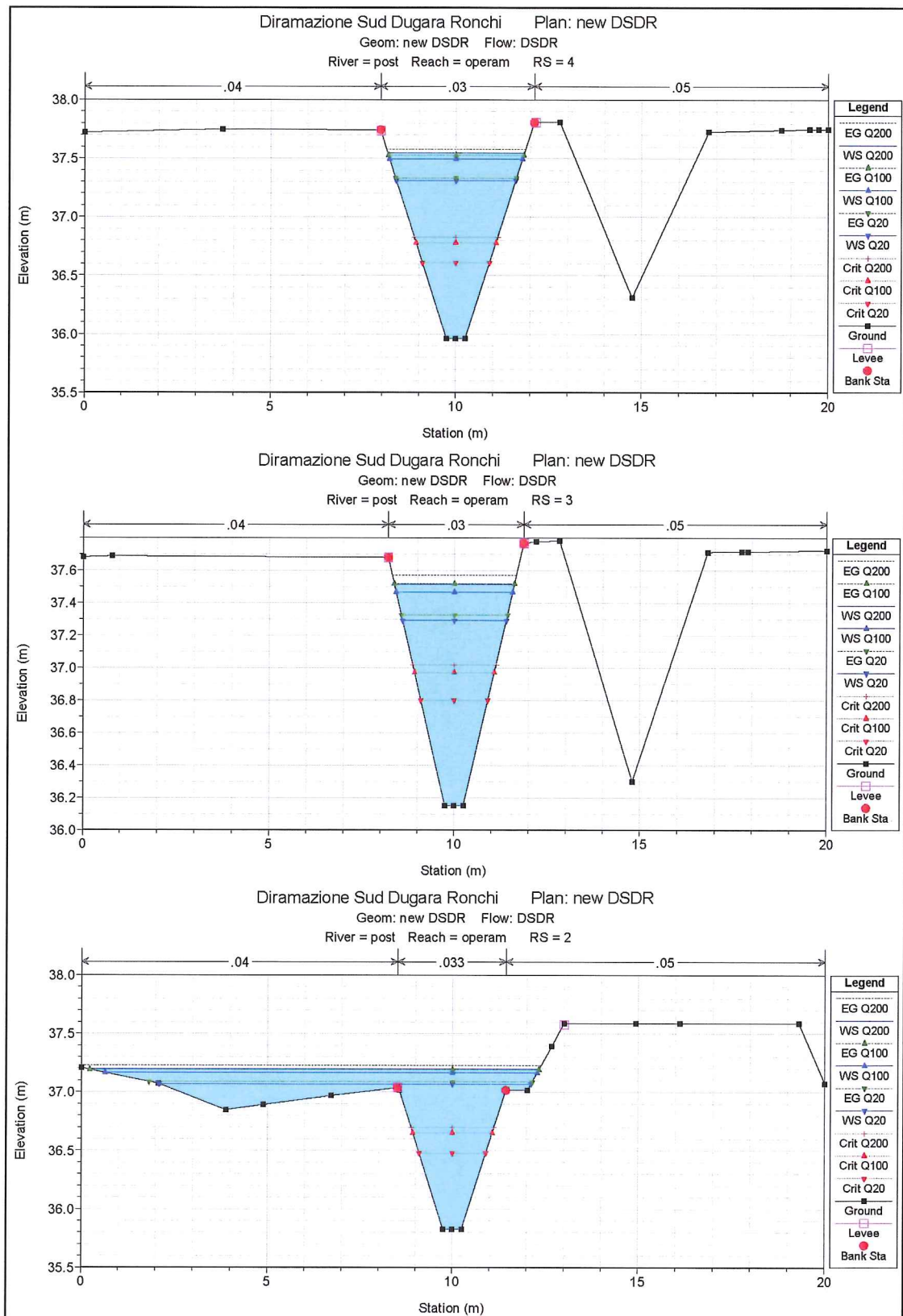


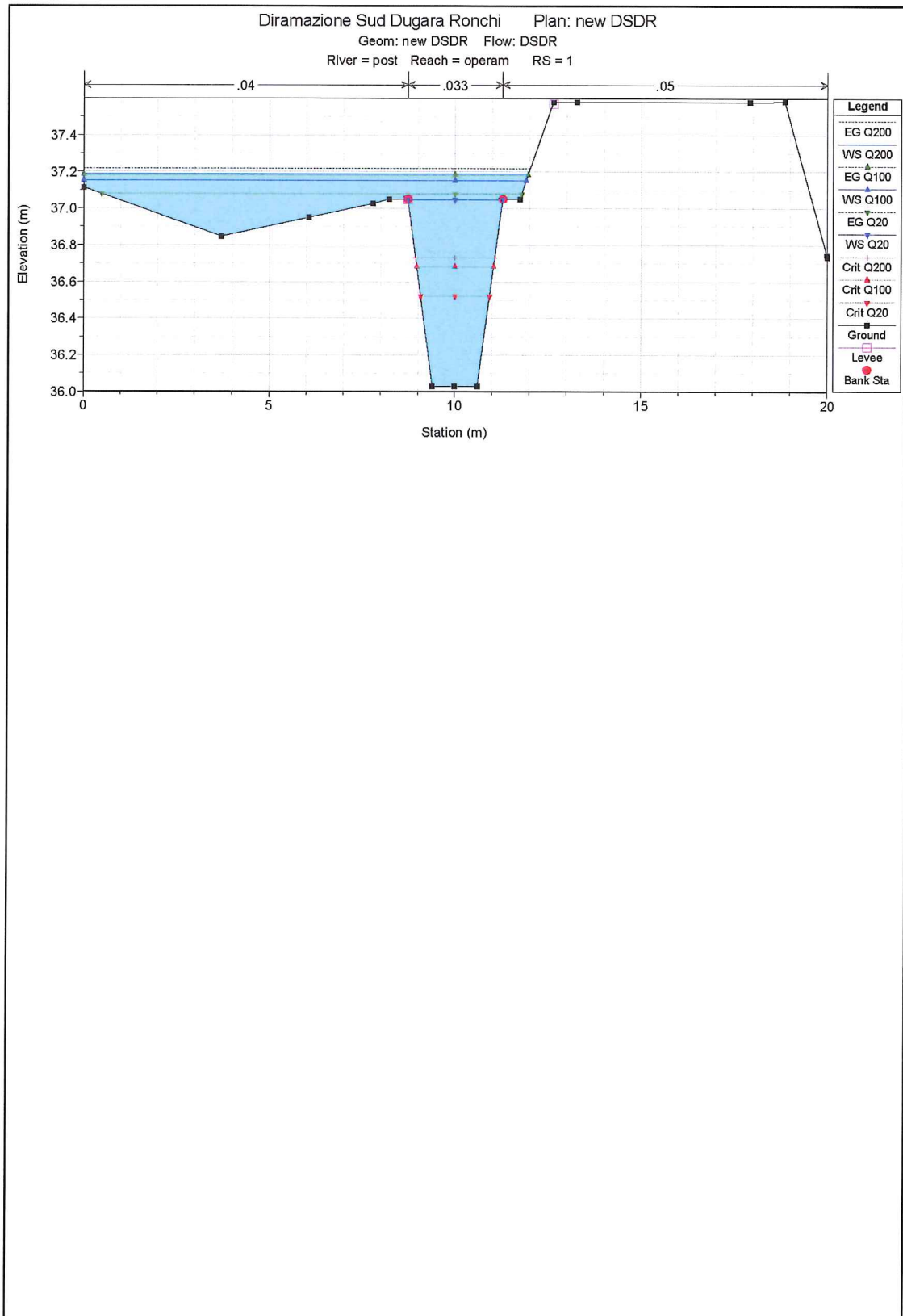












### 3.2.8 TABELLA IDRAULICA POST OPERAM

Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q20

HEC-RAS Plan: Nuovo DSDR River: post Reach: operam Profile: Q20

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
operam	26	Q20	1.50	37.98	38.90	38.48	38.94	0.002245	0.91	1.97	12.16	0.34
operam	25	Q20	1.50	37.78	38.91	38.43	38.93	0.001046	0.66	3.23	12.92	0.25
operam	24	Q20	1.50	37.65	38.74	38.30	38.77	0.001660	0.86	1.94	8.98	0.33
operam	23	Q20	1.50	37.64	38.75	38.00	38.76	0.000285	0.43	3.90	16.20	0.15
operam	22.5	Culvert										
operam	22	Q20	1.50	37.59	38.72	37.96	38.73	0.000261	0.42	4.10	15.35	0.14
operam	21	Q20	1.50	37.59	38.71	38.08	38.73	0.000500	0.53	2.85	4.07	0.20
operam	20	Q20	1.50	37.44	38.55	38.09	38.58	0.002011	0.84	1.78	2.71	0.33
operam	19	Q20	1.50	37.37	38.02	38.02	38.23	0.016786	2.02	0.74	1.79	1.00
operam	18	Q20	1.50	37.37	38.07	37.75	38.13	0.003285	1.06	1.41	2.00	0.40
operam	17.5	Culvert										
operam	17	Q20	1.50	37.34	38.02	37.72	38.08	0.000890	1.09	1.37	2.00	0.42
operam	16	Q20	1.50	37.09	37.98	37.51	38.00	0.000267	0.71	2.11	3.27	0.28
operam	15	Q20	1.50	37.05	37.91	37.70	37.99	0.001311	1.30	1.15	2.20	0.57
operam	14	Q20	1.50	36.97	37.92	37.60	37.97	0.000682	1.01	1.48	2.62	0.43
operam	13	Q20	1.50	36.93	37.95	37.22	37.96	0.000049	0.37	4.10	5.04	0.13
operam	12.5	Culvert										
operam	12	Q20	1.50	36.72	37.93	37.01	37.94	0.000106	0.29	5.11	5.42	0.10
operam	11	Q20	1.50	36.72	37.90	37.37	37.93	0.001215	0.75	2.00	2.87	0.29
operam	10	Q20	1.50	36.61	37.33	37.26	37.48	0.010918	1.72	0.87	1.94	0.81
operam	9	Q20	1.50	36.61	37.39	36.99	37.44	0.000616	0.96	1.57	2.00	0.34
operam	8	Q20	1.50	36.41	37.34	36.92	37.37	0.000411	0.84	1.78	2.85	0.34
operam	7	Q20	1.50	36.36	37.31	37.00	37.37	0.000818	1.09	1.38	2.40	0.46
operam	6	Q20	1.50	36.22	37.31	36.86	37.35	0.000436	0.86	1.74	2.89	0.34
operam	5	Q20	1.50	35.98	37.32	36.63	37.34	0.000173	0.61	2.47	3.18	0.22
operam	4.5	Culvert										
operam	4	Q20	1.50	35.96	37.31	36.61	37.33	0.000668	0.60	2.51	3.21	0.22
operam	3	Q20	1.50	36.15	37.29	36.80	37.32	0.001454	0.80	1.87	2.78	0.31
operam	2	Q20	1.50	35.83	37.07	36.48	37.09	0.000956	0.63	2.95	10.00	0.23
operam	1	Q20	1.50	36.03	37.05	36.52	37.08	0.001603	0.79	1.90	2.54	0.29

Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q100

HEC-RAS Plan: Nuovo DSDR River: post Reach: operam Profile: Q100

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
operam	26	Q100	2.40	37.98	39.07	38.64	39.10	0.001438	0.84	4.64	20.00	0.28
operam	25	Q100	2.40	37.78	39.08	38.60	39.09	0.000664	0.61	6.52	20.00	0.20
operam	24	Q100	2.40	37.65	39.00	38.47	39.01	0.000662	0.67	6.01	20.00	0.22
operam	23	Q100	2.40	37.64	39.00	38.13	39.01	0.000186	0.42	8.85	20.00	0.13
operam	22.5	Culvert										
operam	22	Q100	2.40	37.59	38.94	38.08	38.94	0.000209	0.43	8.33	20.00	0.13
operam	21	Q100	2.40	37.59	38.93	38.22	38.94	0.000400	0.54	6.34	20.00	0.18
operam	20	Q100	2.40	37.44	38.76	38.26	38.61	0.002322	1.00	2.40	3.14	0.37
operam	19	Q100	2.40	37.37	38.24	38.19	38.45	0.012427	2.02	1.19	2.23	0.89
operam	18	Q100	2.40	37.37	38.29	37.89	38.38	0.004021	1.30	1.85	2.00	0.43
operam	17.5	Culvert										
operam	17	Q100	2.40	37.34	38.21	37.86	38.31	0.001180	1.38	1.74	2.00	0.47
operam	16	Q100	2.40	37.09	38.16	37.65	38.20	0.000339	0.88	2.73	3.62	0.32
operam	15	Q100	2.40	37.05	38.05	37.87	38.18	0.001700	1.61	1.49	2.49	0.67
operam	14	Q100	2.40	36.97	38.07	37.76	38.15	0.000896	1.26	1.91	2.96	0.50
operam	13	Q100	2.40	36.93	38.12	37.31	38.13	0.000073	0.48	4.98	5.37	0.16
operam	12.5	Culvert										
operam	12	Q100	2.40	36.72	38.08	37.11	38.09	0.000159	0.39	7.23	20.00	0.12
operam	11	Q100	2.40	36.72	38.06	37.54	38.09	0.001002	0.77	5.00	20.00	0.27
operam	10	Q100	2.40	36.61	37.55	37.43	37.71	0.008952	1.79	1.34	2.37	0.76
operam	9	Q100	2.40	36.61	37.60	37.13	37.67	0.000839	1.21	1.98	2.02	0.39
operam	8	Q100	2.40	36.41	37.54	37.08	37.59	0.000481	1.01	2.38	3.24	0.37
operam	7	Q100	2.40	36.36	37.49	37.17	37.58	0.000936	1.29	1.86	2.77	0.50
operam	6	Q100	2.40	36.22	37.50	37.03	37.56	0.000541	1.05	2.29	3.07	0.39
operam	5	Q100	2.40	35.98	37.52	36.80	37.55	0.000237	0.77	3.13	3.57	0.26
operam	4.5	Culvert										
operam	4	Q100	2.40	35.96	37.50	36.78	37.53	0.000948	0.77	3.13	3.57	0.26
operam	3	Q100	2.40	36.15	37.47	36.97	37.52	0.001952	1.01	2.38	3.13	0.37
operam	2	Q100	2.40	35.83	37.16	36.65	37.19	0.001333	0.81	3.98	11.61	0.28
operam	1	Q100	2.40	36.03	37.15	36.68	37.18	0.001602	0.86	3.85	11.90	0.30



Tavola riepilogativa parametri idraulici simulazione Q<sub>200</sub>

HEC-RAS Plan: Nuovo DSDR River post Reach: operam Profile: Q200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
operam	26	Q200	2.70	37.98	39.13	38.89	39.15	0.001149	0.78	5.77	20.00	0.26
operam	25	Q200	2.70	37.78	39.13	38.64	39.14	0.000571	0.59	7.60	20.00	0.19
operam	24	Q200	2.70	37.65	39.07	38.51	39.08	0.000516	0.62	7.41	20.00	0.20
operam	23	Q200	2.70	37.64	39.07	38.16	39.08	0.000168	0.41	10.22	20.00	0.12
operam	22.5	Culvert										
operam	22	Q200	2.70	37.59	38.99	38.12	39.00	0.000199	0.44	9.45	20.00	0.13
operam	21	Q200	2.70	37.59	38.99	38.26	39.00	0.000361	0.54	7.48	20.00	0.18
operam	20	Q200	2.70	37.44	38.82	38.31	38.88	0.002407	1.04	2.59	3.25	0.37
operam	19	Q200	2.70	37.37	38.31	38.24	38.51	0.011386	2.02	1.34	2.37	0.65
operam	18	Q200	2.70	37.37	38.35	37.94	38.45	0.004318	1.37	1.97	2.00	0.44
operam	17.5	Culvert										
operam	17	Q200	2.70	37.34	38.26	37.91	38.37	0.001296	1.47	1.84	2.00	0.49
operam	16	Q200	2.70	37.09	38.21	37.69	38.25	0.000334	0.90	3.63	12.57	0.32
operam	15	Q200	2.70	37.05	38.09	37.92	38.24	0.001829	1.71	1.58	2.56	0.69
operam	14	Q200	2.70	36.97	38.11	37.81	38.20	0.000962	1.33	2.03	3.05	0.52
operam	13	Q200	2.70	36.93	38.16	37.35	38.18	0.000080	0.52	5.22	5.47	0.17
operam	12.5	Culvert										
operam	12	Q200	2.70	36.72	38.12	37.14	38.13	0.000171	0.42	8.01	20.00	0.13
operam	11	Q200	2.70	36.72	38.10	37.58	38.13	0.000927	0.77	5.83	20.00	0.26
operam	10	Q200	2.70	36.61	37.60	37.48	37.77	0.008889	1.84	1.47	2.48	0.76
operam	9	Q200	2.70	36.61	37.66	37.18	37.73	0.000796	1.22	3.00	11.75	0.38
operam	8	Q200	2.70	36.41	37.59	37.12	37.65	0.000498	1.05	2.57	3.35	0.38
operam	7	Q200	2.70	36.36	37.55	37.22	37.84	0.000961	1.34	2.02	2.88	0.51
operam	6	Q200	2.70	36.22	37.55	37.08	37.62	0.000567	1.10	2.46	3.18	0.40
operam	5	Q200	2.70	35.98	37.57	36.85	37.61	0.000254	0.81	3.33	3.69	0.27
operam	4.5	Culvert										
operam	4	Q200	2.70	35.96	37.55	36.83	37.58	0.001034	0.82	3.31	3.67	0.27
operam	3	Q200	2.70	36.15	37.51	37.02	37.57	0.002104	1.07	2.53	3.22	0.38
operam	2	Q200	2.70	35.83	37.20	36.70	37.23	0.001375	0.84	4.38	12.18	0.29
operam	1	Q200	2.70	36.03	37.19	36.73	37.22	0.001602	0.88	4.26	11.96	0.30

#### 4 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 inferiore alla ventennale in accordo con i tempi di ritorno per cui è stata dimensionata in origine la rete di bonifica; in particolare la portata massima trasportabile dal canale esistente si attesta a circa 0.25 m<sup>3</sup>/s.

La configurazione attuale dell'alveo evidenzia una insufficiente officiosità idraulica rispetto alla portata di progetto duecentennale; il transito della corrente avviene con l'annullamento del franco di bonifica. Anche per la portata ventennale.

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

La configurazione di progetto che prevede la risoluzione delle interferenza idraulica autostradale con un tombino scatolare 3.00x2.50 (sez.12.5), evidenzia un livello idrometrico che garantisce il transito della piena di riferimento con franco di sicurezza f=1.10m; in maniera analoga si rilevano i franchi relativi ai tombini 2.00x2.00 (sez.22.5) con f=0.56, 2.00x2.00 (sez.17.5) con f=1.02 e 2.00x2.00 (sez.4.5) con f=0.41 a servizio delle strade carraie attraversate.