



ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO – FANO

ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO – SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 – LOTTO 9

PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Massimo Clerici Bagozzi

Dott. Ing. Andrea Pannini

Dott. Ing. Gianluca Terrosi

Dott. Arch. Franco Agnorelli

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Massimo Clerici Bagozzi

IL RESPONSABILE
DELL'ELABORATO

Dott. Ing. Andrea Pannini

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

Dott. Ing. Massimo Clerici Bagozzi

D.R01

Approfondimenti ed integrazioni
specialistiche relative all'idraulica

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. P. Lalli

VISTO: IL RESPONSABILE DEL
SERVIZIO PROGETTAZIONE

Dott. Ing. A. Valente

DATA 01/09/2005

PROTOCOLLO

RELAZIONE OPERE IDRAULICHE



PER COPIA CONFORME

Dott. Ing. Silvia Orsini

CODICE PROGETTO										CODICE FILE										REVISIONE		FOGLIO		SCALA:									
L	O	7	O	2	D	D	O	3	O	1	CODICE ELAB.	T	O	O	I	D	O	O	I	D	R	R	E	O	O	A	O	1	di	O	1	VARIE	
D																																	
C																																	
B																																	
A		Emissione										01/09/05		Ing.Soccodato		Ing. Orsini		Ing. Morandi															
REV.		DESCRIZIONE										DATA		VERIFICATO RESP. TECNICO		CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO		APPROVATO RESP. DI SETTORE															

Indice

PREMESSA.....	1
CAPITOLO 1 - STUDIO IDROLOGICO	3
Ricostruzione delle piogge di progetto	4
Calcolo delle portate di progetto	11
Il metodo razionale	11
Il metodo del Curve Number per l'individuazione del coefficiente di deflusso	12
Portate di piena nei sottobacini 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.....	15
Portate di piena per gli attraversamenti S05-06 e S17.....	21
Portate di piena del F. Merse.....	22
La serie storica dei dati idrometrici	22
Analisi della serie storica delle portate al colmo con il metodo di Gumbel.....	28
Applicazione del modello di Nash e determinazione dell'idrogramma di piena	31
Lo studio di "Regionalizzazione delle portate di Piena in Toscana"	36
Conclusioni dello studio idrologico del fiume Merse.....	40
CAPITOLO 2 - VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI ATTRAVERSAMENTI PRINCIPALI.....	41
Richiami teorici della Modellazione idraulica.....	43
Il F. Merse a Ponte a Macereto.....	45
Ricostruzione della geometria dell'alveo	45
Scabrezze	47
Coefficienti di espansione e di contrazione	48
Condizioni al contorno	49
Modellazione dei ponti	49
Conclusioni dello studio idraulico del F. Merse	50
Verifiche idrauliche degli attraversamenti dei corsi d'acqua principali (elenco ex LR 230/94)	51
Verifiche idrauliche degli attraversamenti S05-06 e S17	53
Verifiche dei fenomeni di erosione localizzata sulle pile dei viadotti sul F. Merse (S10) e sul T. Ornate (S1) ..	54
Richiami teorici	54
Modalità di intervento	55
Viadotto sul fiume Merse (Opera S10).....	56
Viadotto sul Torrente Ornate (Opera S1)	58
CAPITOLO 3 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI TOMBINI, DEI FOSSI DI GUARDIA E DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	62
Premessa.....	63
Calcolo delle portate di progetto	65
Dimensionamento idraulico.....	65
Dimensionamento e verifiche dei tombini.....	67
Acque di versante	67
Acque di piattaforma	69
Dimensionamento e verifiche dei fossi di guardia	70
Dimensionamento e verifiche smaltimento acque di piattaforma stradale	71
Passo degli embrici.....	74
Individuazione del passo delle caditoie	76
Dimensionamento e verifica dei collettori di raccolta delle acque intercettate dalle caditoie	79
Dimensionamento e verifica delle canalette centrali nei tratti in curva	80
Raccolta acque da sversamenti accidentali.....	82
Dimensionamento dei collettori di recapito alle vasche	82
Individuazione del passo delle caditoie	86

ALLEGATI.....87

Planimetrie, profili idraulici, tabelle e sezioni delle verifiche idrauliche dei principali attraversamenti

Torrente Merse (OPERA S10)

Fosso S. Biagio (OPERE S20-S19)

Attraversamento OPERA S17

Fosso Maceratano (OPERA S15)

Fosso Lellarone (OPERA S14)

Fosso Ginepraiolo (OPERA S12)

Fosso Solfare (OPERA S11)

Fosso Faulle (OPERE S9-S8)

Attraversamento OPERE S05 – 06

Fosso Ornate (OPERA S2)

Tabelle delle verifiche idrauliche dei tombini, dei fossi di guardia e dello smaltimento delle acque di piattaforma

Premessa

Lo studio idrologico e idraulico relativo ai lavori di raddoppio della SGC Grosseto – Fano – IX Lotto è articolato nei seguenti punti:

1. studio idrologico (analisi dei dati pluviometrici e idrometrici disponibili, ricostruzione delle portate di piena);
2. verifica degli attraversamenti principali (opere d'arte viabilità principale e secondaria);
3. dimensionamento e verifica dei seguenti manufatti idraulici:
 - tombini;
 - fossi di guardia;
 - smaltimento acque di piattaforma (embrici, cunette, caditoie, collettori, vasche di raccolta acque contaminate da sversamenti accidentali);

La tabella seguente sintetizza i punti principali dello studio idrologico e idraulico in riferimento alle tipologie di manufatti descritte nell'elenco, con riferimento ai tempi di ritorno degli eventi di progetto e le principali caratteristiche prestazionali garantite.

		Tr [anni]	Note
1	Dimensionamento e verifiche degli attraversamenti principali (corsi d'acqua elenco ex 230/94)	200	Franco minimo 1 metro da intradosso della struttura
2	Dimensionamento e verifiche dei tombini	200 (acque di versante)	Diametro minimo 1500 mm con GR 50%; per diametri superiori GR 70%, con un franco minimo di cm 75
		25 (acque di piattaforma)	Tombini di attraversamento: diametro minimo 800 mm GR 50% (fino a 1500 mm, per diametri superiori GR 70%, con un franco minimo di cm 75)
3	Dimensionamento e verifiche dei fossi di guardia	50	Canale trapezio rivestito in calcestruzzo, con dimensioni minime 50 cm (b) x 50 cm (h)
4	Dimensionamento e verifiche smaltimento acque di piattaforma stradale	25	(1) <u>Tratti in rettilineo</u> Individuazione del passo degli embrici per tratti in rilevato; Individuazione del passo delle caditoie e diametro dei collettori di raccolta per i tratti in trincea (GR 50% fino a 300 mm; GR 70% per diametri superiori di 400 mm, con un franco minimo di cm 15) (2) <u>Tratti in curva viabilità principale</u> Verifiche canale grigliato rettangolare
5	Raccolta acque da sversamenti accidentali	25	Inserimento di vasche di raccolta su cui recapitano i collettori inseriti sulle banchine (GR 50% fino a 300 mm; GR 70% per diametri superiori di 400 mm, con un franco minimo di cm 15) Individuazione del passo delle caditoie nei tratti in rilevato;

Tabella 1 - Schema dimensionamenti e verifiche

I risultati dei dimensionamenti e verifiche idrauliche effettuate, descritti nella presente relazione di calcolo, sono completati:

- dagli allegati della relazione;
- dagli elaborati grafici, costituiti in sintesi:
 - dalla carta di individuazione dei bacini (scala 1:10.000);
 - dalle planimetrie idrauliche di sistemazione della piattaforma stradale;
 - dai particolari delle opere di sistemazione idraulica.

CAPITOLO 1 - STUDIO IDROLOGICO

Ricostruzione delle piogge di progetto

E' stata elaborata la serie di dati disponibile presso il pluviometro registratore di Chiusdino (SI), utilizzando i dati dalla tabella III degli Annali Idrologici – Parte Prima, relativi agli scrosci di massima intensità registrati nell'anno, per durate inferiore all'ora (5', 10', 15', 20', 30') e superiore (1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive), appartenenti o non allo stesso giorno.

Per durate inferiori all'ora, i dati mancanti sono stati ricostruiti per interpolazione lineare.

Si riportano di seguito la tabella della serie storica degli scrosci di massima intensità; i dati ricostruiti sono evidenziati con colore diverso:

Anno	5'	10'	15'	20'	30'	1 ^h	3 ^h	6 ^h	12 ^h	24 ^h
1937	4.6	9.1	13.7	18.3	27.4	30.2	35.4	43.4	54.4	72.6
1938	3.2	6.5	9.7	12.9	19.4	20.8	23.2	36.2	54.8	59.8
1939	3.0	6.0	9.0	12.0	19.0	26.0	27.0	32.4	45.0	63.2
1940	4.2	8.5	12.7	16.9	25.4	36.0	68.4	77.4	79.8	114.6
1942	2.2	4.3	6.5	8.7	13.0	26.0	31.8	40.4	60.0	64.6
1943	2.1	4.2	6.3	8.3	12.5	25.0	58.0	77.4	85.6	120.4
1944	3.6	7.2	10.9	14.5	21.7	43.4	43.6	43.6	43.6	82.6
1945	1.4	2.8	4.3	5.7	8.5	17.0	28.6	30.8	37.4	67.6
1946	4.4	8.8	13.3	17.7	26.5	53.0	78.8	83.0	134.0	138.2
1947	2.8	5.5	8.3	11.0	16.5	33.0	45.8	83.6	84.0	94.0
1948	2.6	5.2	7.9	10.5	15.7	31.4	42.2	42.4	65.4	77.8
1949	3.2	6.3	9.5	12.7	19.0	38.0	73.0	81.6	82.4	83.6
1950	2.5	5.0	7.5	10.0	15.0	30.0	48.2	48.8	51.8	57.0
1951	6.7	13.3	20.0	26.7	40.0	57.8	94.6	106.0	108.8	112.0
1952	7.2	14.4	19.0	23.5	32.6	37.6	42.6	43.0	58.6	75.8
1953	7.5	15.0	22.5	30.0	38.8	47.6	87.8	87.8	88.6	88.8
1957	3.3	6.7	10.0	13.3	20.0	23.8	24.0	32.6	56.8	62.8
1958	3.2	6.3	9.5	12.7	19.0	21.0	45.4	49.0	71.4	82.0
1959	5.0	10.0	15.0	20.0	28.0	36.0	50.2	50.2	56.2	83.8
1961	7.6	15.1	22.7	30.2	31.4	32.6	38.2	45.6	67.2	88.8
1962	7.5	15.0	16.0	17.0	19.0	25.0	40.0	62.2	62.6	82.8
1963	6.0	12.0	12.8	13.6	15.2	20.0	28.6	36.6	36.8	42.2
1965	5.5	11.0	16.5	22.0	35.0	48.0	60.0	105.6	121.0	151.0
1966	6.7	13.4	15.3	17.2	21.0	30.0	41.4	65.0	109.8	167.2
1967	15.5	31.0	31.2	31.4	31.7	32.8	32.8	32.8	32.8	51.0
1968	6.2	12.4	13.0	13.6	14.9	18.6	24.0	30.4	38.0	45.8
1969	6.0	12.0	14.7	17.5	23.0	39.4	39.4	40.2	40.2	48.4
1970	3.5	7.0	10.5	14.0	21.3	28.6	50.6	70.2	73.2	73.4
1971	6.5	13.0	13.9	14.8	16.7	22.2	22.4	37.0	54.6	70.4
1972	5.7	11.4	11.8	12.3	13.2	15.8	23.4	31.2	42.8	65.8
1973	3.0	5.9	8.9	11.9	17.8	28.8	34.2	44.2	53.8	56.6
1974	2.9	5.8	8.7	11.6	14.3	17.0	21.0	29.0	32.4	45.0
1975	4.7	9.5	14.2	14.8	15.9	19.4	23.4	36.2	59.0	73.6
1976	5.1	10.3	15.4	16.8	19.7	28.2	36.4	60.4	64.8	66.8
1977	3.7	7.5	11.2	12.4	14.7	21.6	22.2	28.0	40.8	50.8
1978	3.5	7.1	10.6	11.6	13.5	19.2	25.2	48.2	84.0	95.4
1979	4.7	9.3	14.0	15.4	18.1	26.4	27.2	40.2	79.8	132.6
1980	7.1	14.2	15.1	16.1	18.0	23.6	36.2	48.8	69.8	81.6
1981	7.0	14.0	14.6	15.2	16.5	20.2	37.0	50.2	80.0	108.2
1982	5.4	10.8	16.2	17.0	18.7	23.8	32.4	45.2	67.6	86.4
1983	7.5	15.0	15.9	16.7	18.4	23.6	32.4	43.0	56.0	66.4

Anno	5'	10'	15'	20'	30'	1 ^h	3 ^h	6 ^h	12 ^h	24 ^h
1984	6.1	12.2	13.5	14.7	17.2	24.8	48.8	56.6	58.6	62.0
1985	2.9	5.7	8.6	11.4	11.5	11.6	16.4	23.6	33.6	44.0
1986	1.1	2.2	3.3	4.3	6.5	13.0	26.2	43.8	53.4	73.6
1988	6.5	12.1	14.6	17.1	19.4	22.4	30.7	32.0	43.0	57.4
1989	2.9	5.9	8.8	10.5	13.1	20.9	41.0	62.9	116.1	124.9
1990	2.9	5.8	8.1	10.4	11.6	15.6	25.4	30.6	36.6	49.4

Tabella 1 - Pluviometro di Chiusdino serie storica degli scrosci di massima intensità registrati

Con i dati relativi ad ogni finestra temporale si ricava una curva di probabilità cumulata degli scrosci massimi utilizzando il modello di Gumbel. L'espressione matematica della probabilità di non superamento di un'altezza di pioggia h è la seguente:

$$P(h) = \exp(-\exp(-\alpha(h-u)))$$

Calcolati i valori di α e u per ogni intervallo di tempo si individuano le altezze di pioggia per gli intervalli stessi, relative a tempi di ritorno fissati precedentemente.

Per un evento h che ha tempo di ritorno T_r (numero di anni in cui mediamente esso viene superato una sola volta), si ricava il valore della probabilità di non superamento attraverso l'espressione:

$$P(h) = 1 - 1/T_r$$

Nel caso in esame si farà riferimento alla portata massima calcolata:

- con $T_r = 25$ anni: la probabilità di non superamento risulta pari a 0.960;
- con $T_r = 50$ anni: la probabilità di non superamento risulta pari a 0.980;
- con $T_r = 200$ anni: la probabilità di non superamento risulta pari a 0.995.

Utilizzando l'espressione di Gumbel, che viene invertita essendo l'altezza h di pioggia, si determinano le altezze stesse.

La formula invertita assume la forma:

$$h = u - \frac{\ln(-\ln(P(h)))}{\alpha}$$

I parametri α e u del l'espressione di Gumbell vengono stimati con il metodo dei momenti.

Tale metodo consiste nel sostituire al momento della popolazione il momento ricavato dal campione della popolazione.

Essendo due i parametri incogniti è necessario conoscere due soli momenti: come stimatore del momento primo si assume la media del campione, mentre come stimatore del momento secondo si assume la varianza campionaria.

Utilizzando la funzione di ripartizione della legge di Gumbel, si ottengono le espressioni della media e della varianza in funzione di α e u :

$$\begin{aligned}\mu &= u + 0.577216/\alpha \\ \sigma^2 &= \pi^2/6\alpha^2\end{aligned}$$

Calcolando μ e σ dai dati ricavati dagli annali, è immediato ricavare i valori di α e u dalle relazioni:

$$u = \mu - 0.450 \sigma$$

$$\alpha = 1.2825/\sigma$$

I parametri della Gumbel risultano sintetizzate nella tabella seguente:

	5'	10'	15'	20'	30'	1h	3h	6h	12h	24h
Media μ	4.75	9.49	12.52	15.09	19.51	27.70	39.69	50.41	64.40	80.06
Varianza σ^2	5.97	23.76	26.16	33.92	55.45	103.72	312.16	416.93	599.47	848.54
Std σ	2.44	4.87	5.11	5.82	7.45	10.18	17.67	20.42	24.48	29.13
u	3.654	7.298	10.219	12.469	16.162	23.115	31.741	41.222	53.384	66.949
alfa	0.525	0.263	0.251	0.220	0.172	0.126	0.073	0.063	0.052	0.044
h(mm)	9.75	19.45	22.97	26.99	34.73	48.50	75.79	92.13	114.42	139.57

Tabella 2 Parametri della funzione di probabilità di Gumbel per Tr 25 anni

	5'	10'	15'	20'	30'	1h	3h	6h	12h	24h
Media μ	4.75	9.49	12.52	15.09	19.51	27.70	39.69	50.41	64.40	80.06
Varianza σ^2	5.97	23.76	26.16	33.92	55.45	103.72	312.16	416.93	599.47	848.54
Std σ	2.44	4.87	5.11	5.82	7.45	10.18	17.67	20.42	24.48	29.13
u	3.654	7.298	10.219	12.469	16.162	23.115	31.741	41.222	53.384	66.949
alfa	0.525	0.263	0.251	0.220	0.172	0.126	0.073	0.063	0.052	0.044
h(mm)	11.09	22.12	25.77	30.18	38.81	54.09	85.47	103.32	127.85	155.54

Tabella 3 Parametri della funzione di probabilità di Gumbel per Tr 50 anni

	5'	10'	15'	20'	30'	1h	3h	6h	12h	24h
Media μ	4.75	9.49	12.52	15.09	19.51	27.70	39.69	50.41	64.40	80.06
Varianza σ^2	5.97	23.76	26.16	33.92	55.45	103.72	312.16	416.93	599.47	848.54
Std σ	2.44	4.87	5.11	5.82	7.45	10.18	17.67	20.42	24.48	29.13
u	3.654	7.298	10.219	12.469	16.162	23.115	31.741	41.222	53.384	66.949
alfa	0.525	0.263	0.251	0.220	0.172	0.126	0.073	0.063	0.052	0.044
h(mm)	13.74	27.42	31.33	36.51	46.90	65.15	104.67	125.50	154.45	187.19

Tabella 4 Parametri della funzione di probabilità di Gumbel per Tr 200 anni

Plottando i dati relativi alle altezze di pioggia relative ad intervalli di 5', 10', 15', 20', 30', 1 ora e 1, 3, 6, 12, 24 ore si ricavano per interpolazione le curve di possibilità pluviometrica secondo l'espressione classica (per assegnato tempo di ritorno), per durate inferiori e superiori all'ora:

$$h = a t^n$$

essendo h = altezza di pioggia espressa in mm

t = durata di pioggia espressa in ore

a, n = parametri della curva di possibilità pluviometrica

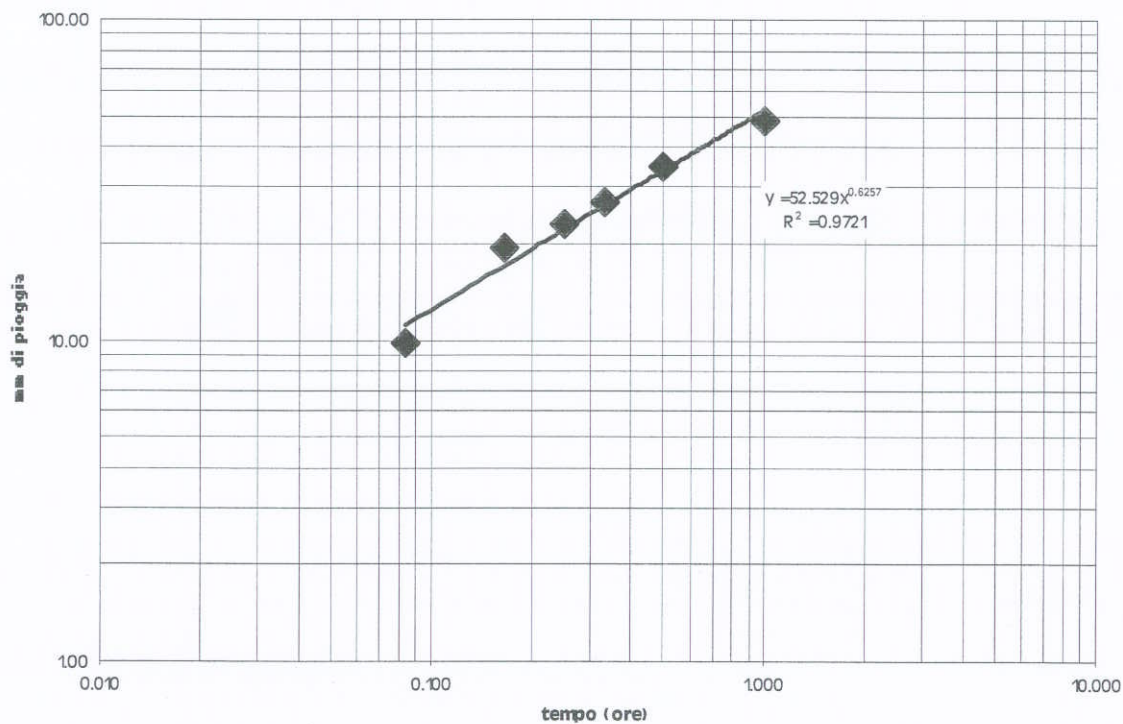
Tr	a	n	Coeff.correlazione
25 anni	52.529	0.6257	0.9721
50 anni	58.395	0.6164	0.9708
200 anni	70.031	0.603	0.9687

Tabella 5 parametri della curva di possibilità climatica per durata inferiore all'ora

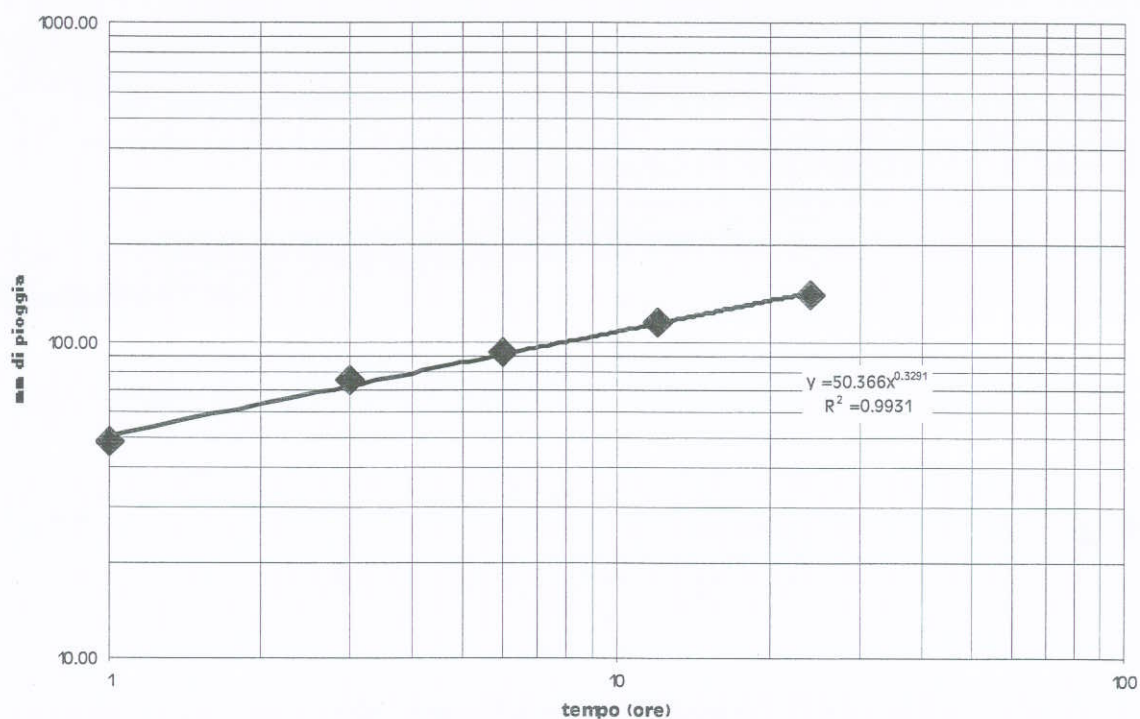
Tr	a	n	Coeff.correlazione
25 anni	50.366	0.3291	0.9931
50 anni	56.464	0.3281	0.9910
200 anni	68.545	0.3267	0.9874

Tabella 6 parametri della curva di possibilità climatica per durata superiore all'ora

**Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=25 anni
(per piogge di durata inferiore all'ora)**

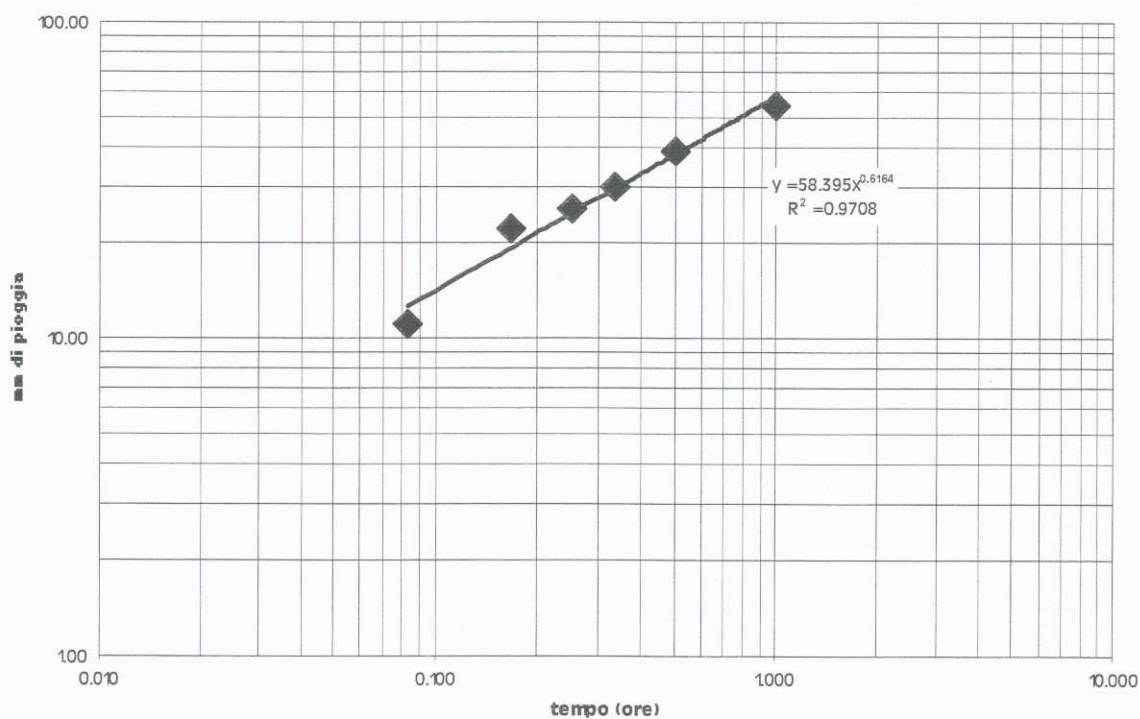


Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=25 anni
(per piogge di durata superiore all'ora)

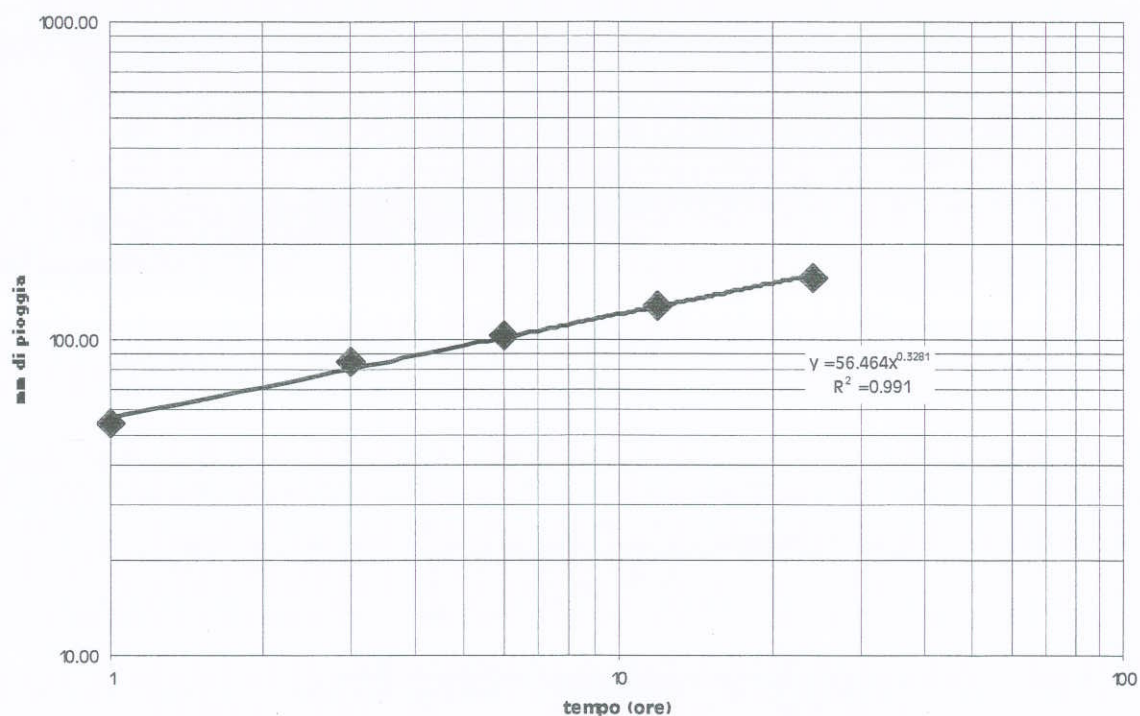


Figg. 1 e 2 Grafici della curva di possibilità pluviometrica per Tr=25 anni

Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=50 anni
(per piogge di durata inferiore all'ora)

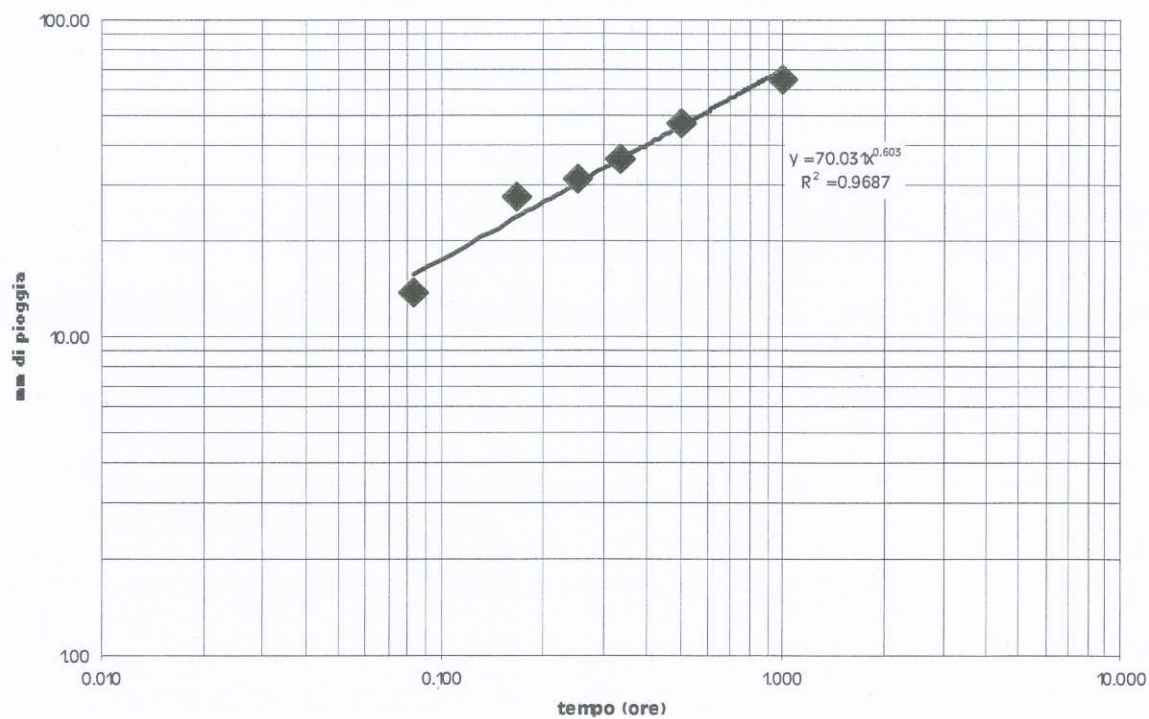


Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=50 anni
(per piogge di durata superiore all'ora)

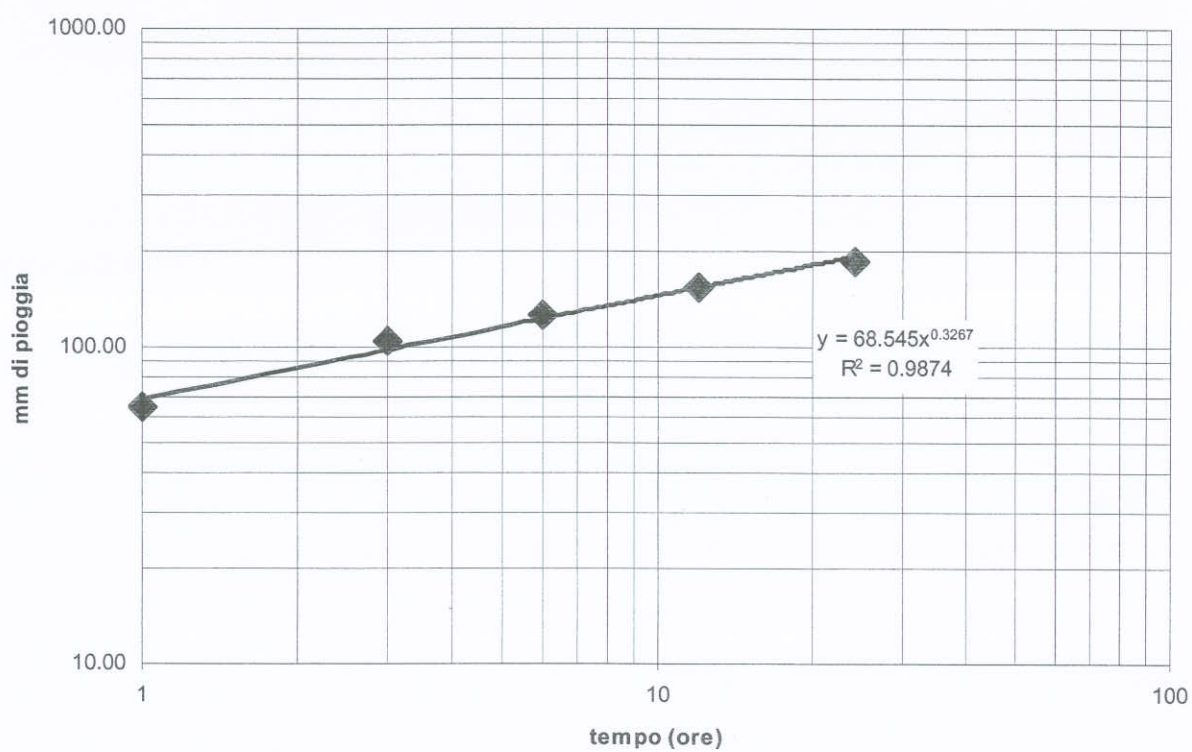


Figg. 3 e 4 Grafici della curva di possibilità pluviometrica per Tr=50 anni

Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=200 anni
(per piogge di durata inferiore all'ora)



Curva di possibilità climatica - Pluviometro di CHIUSDINO Tr=200 anni
(per piogge di durata superiore all'ora)



Figg. 5 e 6 Grafici della curva di possibilità pluviometrica per Tr=200 anni

Calcolo delle portate di progetto

In riferimento ai tempi di ritorno dell'evento di progetto, sono state utilizzate i seguenti metodi di ricostruzione delle portate:

- per il F. Merse, costituente il maggiore corso d'acqua in studio, è stata ricostruita la portata di piena con Tr 200 anni per l'attraversamento in loc.tà Ponte e Macereto (opera S10), attraverso il confronto di più metodologie;
- per gli attraversamenti dei corsi d'acqua ricadenti nell'elenco della LR n. 230/94 e smi, è stato applicato il metodo del *Curve Number* per l'individuazione del coefficiente di deflusso, applicando il metodo razionale per il calcolo delle portate con Tr 200 anni;
- per gli attraversamenti delle opere d'arte S 05 – 06 e S17, nonché per i dimensionamenti e verifica dei tombini e dei manufatti per lo smaltimento delle acque di piattaforma, è stato applicato il metodo razionale, in ragione delle ridotte dimensioni dei bacini, con stima del coefficiente di deflusso.

Il metodo razionale

Per il calcolo delle portate di progetto è stato applicato il metodo razionale, secondo la relazione:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot i}{3,6} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

essendo:

- $i = \frac{at_c^n}{t_c}$ [mm/ora], intensità di pioggia supposta uniformemente distribuita su tutto il bacino;
- A area del bacino;
- C il coefficiente di deflusso, dato dal rapporto tra la pioggia che dà origine al deflusso e la pioggia totale.

Tale metodo prevede quindi una pioggia di intensità i costante, riferita al tempo di ritorno considerato, di durata pari al tempo di corrivazione del bacino in oggetto.

Vista la limitata estensione dei bacini in questione, il tempo di corrivazione è stato calcolato secondo la seguente relazione (salvo diversa indicazione), come somma di due contributi:

$$t_c = t_a + t_r$$

essendo:

- t_a il tempo, misurato dall'inizio dell'evento pluviometrico, a cui si manifesta lo scorrimento nel canale di drenaggio principale (tempo di saturazione + tempo di trasferimento alla rete principale);
- t_r il tempo di scorrimento lungo il corso d'acqua o lungo il canale, fino alla sezione di chiusura.

Il coefficiente C di deflusso, per bacini di ridotte dimensioni, è stato calcolato tenendo conto della ripartizione tra aree boschive, aree ad uso agricolo e aree urbanizzate, sulla base dei valori:

	Coefficiente di afflusso C
Aree boschive	0,3
Aree ad uso agricolo	0,5
Aree urbanizzate	0,9 – 1,0

Tabella 7 Coefficienti di afflusso C per tipologia di uso del suolo dei bacini

Il metodo del Curve Number per l'individuazione del coefficiente di deflusso

Il metodo del Curve Number (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service americano, si colloca a metà strada fra i modelli basati sul calcolo delle perdite per infiltrazione in un punto, quindi coerentemente utilizzabili sono in approcci distribuiti e semidistribuiti, ed i modelli formulati in maniera da essere specificatamente utilizzati in approcci integrati, secondo la teoria esposta di seguito.

Il metodo CN si basa su una semplice equazione di bilancio fra i valori cumulati nel tempo, a partire dall'inizio dell'evento di precipitazione, della pioggia $P(t)$, del deflusso superficiale $Q(t)$, delle perdite iniziali $I_a(t)$ prima della produzione di deflusso e di quelle successive $I(t)$:

$$P(t) = I_a(t) + I(t) + Q(t)$$

espresse in termini di volume per un'unità di area, ovvero di un'altezza (mm)

L'ipotesi di base del metodo è che il rapporto fra il volume di deflusso ed il volume di pioggia depurato delle perdite iniziali rimanga, ad ogni istante, uguale al rapporto tra il volume delle perdite successive ed il volume massimo teorico delle perdite (a saturazione), indicato con il simbolo S :

$$\frac{Q}{P - I_a} = \frac{I}{S}$$

Viene inoltre supposto che le perdite iniziali siano proporzionali alle perdite massime possibili S (a saturazione):

$$I_a = \beta S$$

con valori tipici di β compresi tra 0,1 e 0,3, che nella procedura standard utilizzata viene assunto pari a 0,2.

Il nucleo fondamentale di tutto il metodo è costituito dal parametro S , che a sua volta viene espresso in funzione di un indice dimensionale CN, detto appunto curve number, che a sua volta viene tabulato in funzione del tipo di suolo, per tenere conto delle capacità di infiltrazione, e dell'uso del suolo, che influenzerà sia l'ammontare della quota delle perdite iniziali dovute a intercettazione che la capacità di infiltrazione stessa del suolo.

I valori CN hanno come limite inferiore 0 (superficie totalmente permeabile, con nessuna produzione di deflusso) e come limite superiore 100 (superficie totalmente impermeabile, con nessuna perdita e deflusso uguale alla precipitazione). Il termine curve number deriva dal fatto che a ciascun valore di CN corrisponde una diversa curva che rappresenta il rapporto tra i volumi di deflusso e di precipitazione (*coefficiente di deflusso cumulato*) in funzione del volume della precipitazione.

Definendo il coefficiente di deflusso come:

$$C = Q / P$$

Dove:

Q (mm) è il deflusso di piena

P (mm) è l'afflusso meteorico

Il coefficiente di afflusso viene fatto dipendere dall'afflusso meteorico P , secondo l'espressione:

$$C = \frac{(1 - 0.2 K)^2}{(1 + 0.8 K)}$$

dove $K = S / P$

dipende dalla grandezza S (mm), definita *ritenzione potenziale* del bacino, che risulta funzione, attraverso "runoff curve number" (CN), della tessitura e dell'umidità iniziale del suolo, della sua copertura vegetale, ecc., secondo l'espressione:

$$S = 254 \left[\frac{100}{CN} - 1 \right]$$

I valori dell'indice CN sono tabulati in letteratura per differenti tipi di copertura del suolo, diverse caratteristiche del terreno e per condizioni medie di umidità iniziale del suolo (condizione II), secondo 4 gruppi principali di terreno¹:

- *gruppo A*: terreni sabbiosi molto permeabili
- *gruppo B*: terreni franchi moderatamente permeabili, depositi sabbiosi superficiali;
- *gruppo C*: terreni franco – limosi poco permeabili: argille di medio impasto, ad elevato tenore di argilla;
- *gruppo D*: terreni argillosi quasi impermeabili.

Le condizioni di umidità iniziale del suolo risultano 3:

- *condizione I*: il terreno è secco pur senza raggiungere il punto di appassimento e le colture o la vegetazione sono ben sviluppate;
- *condizione II*: il terreno è mediamente umido;
- *condizione III*: il terreno è saturo di umidità a causa di intense precipitazioni con almeno 50 mm di altezza di pioggia nei 5 giorni precedenti l'evento considerato; nella stagione fredda si considera raggiunta la saturazione dopo 25 mm di pioggia in 5 giorni.

Le relazioni tra le condizioni medie CN II e la condizione I e III sono basate sulle seguenti relazioni semplificate:

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.3 - 0.013 CN_{II}}$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057 CN_{II}}$$

Il SCS propone per l'intercettazione iniziale (perdite iniziali):

$$I_a = 0.2 S$$

Dalle relazioni precedenti, è possibile quindi calcolare il deflusso medio Q (mm) durante un evento piovoso, applicando le relazioni:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad \text{se } P > 0.2 S$$

$$Q = 0 \quad \text{se } P \leq 0.2 S$$

In considerazione dei tipi e degli usi di suolo della zona in esame, sono stati assunti i seguenti valori di CN II:

¹ Vedi Manuale di Ingegneria Civile, Ed.ni ESA C- Zanichelli, Vol. I - Sezione Idraulica – Idrologia Tecnica.

	CN II
seminativo	78
bosco	68
pascolo	81
erboso	59

Portate di piena nei sottobacini 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.

Sono stati analizzati n°7 sottobacini di interesse, che ricadono tra quelli da sottoporre a controllo ai sensi della L.R. 230/94 e smi, elencati di seguito nell'ordine procedendo lungo la viabilità di progetto da Siena verso Grosseto:

1. Fosso S. Biagio (cod. opere S20-S19);
2. Fosso Maceratano (cod. opera S15);
3. Fosso Lellarone (cod. opera S14);
4. Fosso Ginepraiolo (cod. opera S12);
5. Fosso Solfare (cod. opera S11);
6. Fosso Faulle (cod. opere S9-S8);
7. Fosso Ornate (cod. opera S2).

I fossi dal n.1 al n. 5 sono collocati in sinistra idrografica del T. Merse, mentre i rimanenti due (n. 6 e 7) ricadono in destra.

Per l'individuazione del coefficiente di deflusso è stato individuato a partire dall'uso del suolo il CN II, facendo poi riferimento al CN III (terreno saturo), ipotizzando il terreno saturo a causa di intense precipitazioni con almeno 50 mm di altezza di pioggia nei 5 giorni precedenti all'evento considerato, a vantaggio di sicurezza. Tale ipotesi appare opportuna in ragione delle ridotte dimensioni dei bacini in esame.

I principali dati dei bacini in esame sono stati ricavati dalla CTR 1:10.000, con riferimento all'elaborato grafico COROGRAFIA DEI BACINI.

Di seguito si riportano i dati utilizzati e il calcolo delle portate di piena con Tr 200 anni, utilizzando la curva di possibilità climatica di Chiusdino.

BACINO 1 Fosso S. BIAGIO

Opera d'arte principale S20

Opera d'arte secondaria S 19

A= 4,143 kmq

L= 4,097 km

Hmax= 380 m slm

Hmin= 180 m slm

Hmed= 250 m slm

BACINO 2 Fosso MACERATONE opera d'arte principale e secondaria S15

A= 9,200 kmq

L= 4,654 km

Hmax= 480 m slm

Hmin= 172 m slm

Hmed= 225 m slm

BACINO 3 Fosso LELLARONE

opera d'arte principale e secondaria S14

A= 0,907 kmq
L= 1,555 km
Hmax= 310 m slm
Hmin= 170 m slm
Hmed= 250 m slm

BACINO 4 Fosso GINEPRAIOLO opera d'arte principale e secondaria S12

A= 3,783 kmq
L= 3,790 km
Hmax= 452 m slm
Hmin= 170,8 m slm
Hmed= 250 m slm

BACINO 5 Fosso SOLFARE opera d'arte principale e secondaria S11

A= 1,653 kmq
L= 3,125 km
Hmax= 492 m slm
Hmin= 170,8 m slm
Hmed= 290 m slm

BACINO 6 Fosso FAULLE opera d'arte principale S8
Opera d'arte secondaria S9

A= 3,503 kmq
L= 4,167 km
Hmax= 518 m slm
Hmin= 169 m slm
Hmed= 300 m slm

BACINO 7 Torrente ORNATE Opera d'arte secondaria S2

A= 17,054 kmq
L= 6,359 km
Hmax= 490 m slm
Hmin= 150 m slm
Hmed= 325 m slm

FORMULE UTILIZZATE

- 1) Formula di GIANDOTTI (per individuazione del tempo di corrivazione del bacino)

$$\tau = (4x\sqrt{A} + 1.5xL) / (\sqrt{(0.8xH_{med})})$$

2) Curva di possibilità climatica (pluviometro di Chiusdino)

In base all'analisi della serie storica delle piogge al pluviometro di Chiusdino, i parametri caratteristici della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sono sintetizzati in Tabella 8.

Tabella 8 - parametri della curva di possibilità climatica

Tr	a	n	Coeff.correlazione
200 anni (sotto l'ora)	70.031	0.603	0.9687
200 anni (sopra l'ora)	68.545	0.3267	0.9874

3) $S = 25.4 \times ((1000/CN) - 10)$

4) $K = S/hc$

5) $C = (1 - 0.2xK)^2 / (1 + 0.8xK)$

6) $Q = C \times i \times A / 3.6 \text{ mc/sec}$

BACINO 1

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 1.01 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 68.45 \text{ mm} \quad i = 68.45/1.01 = 67.97 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	10%
bosco	68	75%
pascolo	81	15%
erboso	59	0%

CNII 71 rettificato CNIII 87

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 38 \quad K = 0.584$$

Applicando la 5 si ha:

$$C = 0.532 \quad \text{da cui applicando la 6 si ha:}$$

$$\mathbf{Q = 41.614 \text{ mc/sec}}$$

BACINO 2

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 1.427 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 76.77 \text{ mm} \quad i = 76.77/1.427 = 53.73 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	10%
bosco	68	65%
pascolo	81	15%
erboso	59	5%

CNII 71 rettificato CNIII 87

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 37.95 \quad K = 0.495$$

Applicando la 5 si ha:

$$C = 0.582 \quad \text{da cui applicando la 6 si ha:}$$

$$\underline{Q = 79.85 \text{ mc/sec}}$$

BACINO 3

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 0.434 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 52.40 \text{ mm} \quad i = 52.40/0.434 = 120 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	10%
bosco	68	65%
pascolo	81	15%
erboso	59	5%

CNII 70 rettificato CNIII 88

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 34.64 \quad K = 0.661$$

Applicando la 5 si ha:

$$C = 0.493 \quad \text{da cui applicando la 6 si ha:}$$

$$\underline{Q = 14.89 \text{ mc/sec}}$$

BACINO 4

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 0.951 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 67.40 \text{ mm} \quad i = 67.40/0.951 = 70.87 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	25%
bosco	68	45%
pascolo	81	10%
erboso	59	20%

CNII 70 rettificato CNIII 88

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 34.64 \quad K = 0.514$$

Applicando la 5 si ha:

$$C = 0.57 \quad \text{da cui applicando la 6 si ha:}$$

$$\underline{Q = 42.49 \text{ mc/sec}}$$

BACINO 5

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 0.675 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 60.34 \text{ mm} \quad i = 60.34/0.675 = 89.39 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	80%
bosco	68	10%
pascolo	81	0%
erboso	59	10%

CNII 75 rettificato CNIII 93

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 19.12 \quad K = 0.317$$

Applicando la 5 si ha:

$$C = 0.700 \quad \text{da cui applicando la 6 si ha:}$$

$$\underline{Q = 28.73 \text{ mc/sec}}$$

BACINO 6

Applicando la 1 si ha:

$$\tau = 0.917 \text{ h}$$

Applicando la 2 si ha:

$$hc = 66.55 \text{ mm} \quad i = 66.55/0.917 = 72.58 \text{ mm/h}$$

seminativo	78	80%
bosco	68	10%
pascolo	81	0%
erboso	59	0%

CNII 75 rettificato CNIII 87.5

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$$S = 36 \quad K = 0.547$$

Applicando la 5 si ha:

$C = 0.552$ da cui applicando la 6 si ha:

$Q = 38.92 \text{ mc/sec}$

BACINO 7

Applicando la 1 si ha:

$\tau = 1.626 \text{ h}$

Applicando la 2 si ha:

$hc = 79.95 \text{ mm}$ $i = 79.95/1.626 = 49.17 \text{ mm/h}$

seminativo	78	30%
bosco	68	30%
pascolo	81	15%
erboso	59	25%

CNII 71 rettificato CNIII 88

Applicando la 3 e la 4 si ha:

$S = 34.64$

$K = 0.433$

Applicando la 5 si ha:

$C = 0.62$

da cui applicando la 6 si ha:

$Q = 144.30 \text{ mc/sec}$

In sintesi le portate di progetto con Tr 200 anni risultano:

			Portate Q_{200} [mc/s]
1.	Fosso S. Biagio	(cod. opere S20-S19)	42
2.	Fosso Maceratano	(cod. opera S15)	80
3.	Fosso Lellarone	(cod. opera S14)	15
4.	Fosso Ginepraiolo	(cod. opera S12)	45
5.	Fosso Solfare	(cod. opera S11)	29
6.	Fosso Faulle	(cod. opere S9-S8)	40
7.	Fosso Ornate	(cod. opera S2)	145

Portate di piena per gli attraversamenti S05-06 e S17.

Le verifiche in oggetto riguardano tre attraversamenti, di cui due consecutivi, di fossi secondari sul IX lotto della S.G.C. Grosseto-Fano, di bacino sotteso inferiore al Kmq.

Il calcolo delle portate di piena, con Tr 200 anni, è stato effettuato applicando il metodo razionale, secondo la teoria precedentemente esposta:

Bacino	Area bac [Kmq]	C	Lungh. Asta [Km]	Hmax [m slm]	Hmin [m slm]	Hmed [m slm]	Tc [ore]	Q [mc/s]
Attraversamenti S05 – S06	0.2972	0.34	0.970	365	184.3	274.65	0.301	3.17
Attraversamento S17	0.7110	0.32	1.150	320	179.9	249.95	0.326	6.90

Tabella 9 Portate di progetto

Il coefficiente di afflusso C della formula razionale è stato calcolato tenendo conto della ripartizione per uso del suolo (superficie agricola / boscata) dei bacini studiati, individuata sulla CTR 1:10.000.

Portate di piena del F. Merse

Il fiume Merse, affluente in destra idrografica del fiume Ombrone, attraversa la viabilità principale in progetto in corrispondenza del viadotto denominato Macereto (opera S10).

In ragione delle dimensioni del bacino idrografico sotteso, pari a circa 480 kmq in corrispondenza della stazione idrografica di Ornate, la portata di piena con Tr 200 anni da utilizzarsi per le verifiche idrauliche è stata individuata confrontando i risultati dei seguenti metodi:

- analisi della serie storica dei dati idrometrici disponibili;
- ricostruzione dell'idrogramma di piena mediante l'applicazione del metodo di Nash;
- analisi dei dati dello studio di regionalizzazione delle portate di piena in Toscana.

La serie storica dei dati idrometrici

Sul fiume Merse hanno funzionato due stazioni idrometriche del S.I.M.I.:

Codice	Nome stazione	Quota zero idrometrico	Area bacino (Km ²)	Altitudine media (m s.l.m.)	Dati disponibili
5700	Merse a Casa Mallecchi	226	265	419	1962 - 1982
5710	Merse a Ornate	140	483	365	1931 - 1979

Si è proceduto quindi alla stima della portata massima con tempo di ritorno pari a 200 anni per il fiume Merse in località Ponte a Macereto, disponendo dei dati idrometrici della stazione di Ornate che presenta un bacino più esteso di quello considerato (condizione a vantaggio di sicurezza).

Alla serie storica dei dati delle portate massime annue misurate presso la stazione del fiume Merse a Ornate, è stata applicata una distribuzione del massimo valore secondo la legge di Gumbel (prima legge asintotica - EV1), come per le precipitazioni di massima intensità.

I dati disponibili delle portate massime annue sono elencati di seguito:

Data	Altezza idrometrica	portata mc/s
13.12.1933	4.56	296
16.12.1934	5.55	430
11.11.1935	3.99	227
28.02.1936	4.56	296
11.12.1937	6.26	537
27.11.1938	3.94	220
14.05.1939	4.54	293
24.10.1940	6.74	613
31.01.1941	4.90	340
1942	-	-
05.12.1943	5.00	354
1944	-	-
1945	-	-
1946	-	-
1947	-	-
1948	-	-
26.11.1949	4.88	380
23.11.1950	5.06	362
03.01.1951	4.68	312
31.12.1952	3.14	135
20.12.1953	4.08	248
03.05.1954	4.04	232
20.12.1955	3.05	126
29.04.1956	3.92	218

Data	Altezza idrometrica	portata mc/s
21.02.1957	4.04	231
23.12.1958	6.22	531
24.12.1959	7.32	709
1960	-	-
1961	-	-
1962	-	-
1963	-	-
18.12.1964	4.68	311
01.09.1965	7.96	821
04.11.1966	8.58	934
17.02.1967	3.80	204
1968	-	-
1969	-	-
31.12.1970	4.14	244
07.06.1971	4.36	271
01.12.1972	4.20	252
14.02.1973	3.28	149
04.03.1974	3.83	208
19.03.1975	4.22	255
30.10.1976	5.15	374
31.01.1977	3.68	191
26.02.1978	5.14	373
10.01.1979	4.92	343

Tab. 1. – Altezza e portata massima al colmo annua – fiume Merse ad Ornate

Sugli annali idrologici, parte II – Portate e bilanci idrologici – viene riportata una portata massima pari a $2.050 \text{ m}^3/\text{s}$, con un contributo unitario di piena di $4.25 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$, registrata durante la piena del 5 settembre del 1960: tale dato è stato ricavato dalla estrapolazione della scala di deflusso dal livello misurato pari a 10,22 m.

Durante tale evento tuttavia, che distrusse l'impianto di misura, la portata eccezionale fu causata dall'onda di piena provocata dall'ostruzione seguita poi dal crollo del ponte di S. Lorenzo a Merse, il quale per la massa del materiale addossato alle sue strutture che ne limitavano la sezione fluviale, aveva parzialmente sbarrato il corso d'acqua determinando così, un notevole invaso a monte².

Tale dato non risulta quindi utilizzabile, essendo legato ad un evento particolare³.

Durante tale evento eccezionale, dalle ore 6 alle 14 del 5 – 9 – 1960 furono registrate nei pluviometri riportati di seguito le seguenti precipitazioni:

Stazione	altezza totale di pioggia (mm), registrata dalle ore 6 alle 14	Precipitazione massima in un'ora mm
Chiusdino	295	85
Rosia	212	-
Cotorniano	208	56
S. Galgano	297	-
Sovicille	155	-
Siena Poggio al Vento	99	-

La pioggia ragguagliata al bacino chiuso alla stazione di ornate è risultata di 197 mm.

² Vedi sezione G – annali idrologici parte II anno 1960 – eventi di carattere eccezionale: Nubifragio del 5 settembre 1960 sulla maremma toscana – bacini Cornia, Pecora, Bruna, Ombrone e Merse

³ Il Servizio Idrografico di Pisa riporta per questo evento una ricostruzione “con metodo pluviometrico” della portata massima, corrispondente a 1380 mc/s .

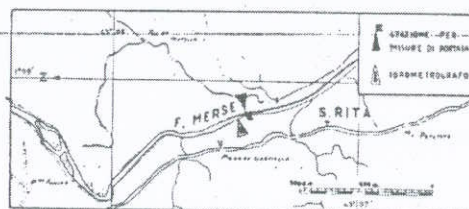
Tabella 10 - Dati riassuntivo stazione idrometrica sul fiume Merse ad Ornate (da Annali Idrologici)

UFFICIO IDROGRAFICO DI PISA

Portate e bilanci idrologici - Tab. 25

MERSE (Ombrone) a Ornate

Bacino km^2 483 [permeab. 20%] - Altit. max 1051 m s.m.; med. 365 m s.m.; zero idrom. [140.00] m s.m.; distanza dalla confluenza col Farma km 6.80 circa - Inizio osserv. I (dicembre 1930) Ir (luglio 1934) (con lacune dal giugno 1944 al luglio 1947; dal settembre 1960 al maggio 1963 e dall'ottobre 1968 al gennaio 1970); inizio misure novembre 1930 - Alt. idr. max m 10.22 (5 settembre 1960); min. m 0.24 (10 luglio 1948) - Portata max m^3/s 2050.00 (5 settembre 1960); min. m^3/s 0.82 (6-7-8 settembre 1949)



ANNI	Portate annue		PORTATE MENSILI (m^3/s)											
	$l/s, km^2$	m^3/s	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settem.	Ottobre	Novem.	Dicem.
1931-1959	12.4	5.97	7.80	9.04	9.30	6.66	6.16	3.41	2.45	1.81	2.38	4.38	6.93	11.40
1961	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1962	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1963	14.9	7.19	19.40	15.60	4.88	8.41	5.84	4.97	2.23	1.89	2.11	2.98	7.79	10.80
1964	18.3	8.84	4.22	10.30	19.80	9.98	3.44	2.53	2.19	1.74	1.70	14.50	6.89	28.40
1965	22.2	10.70	18.80	6.66	15.50	6.03	5.24	5.01	2.19	2.53	23.00	2.96	29.40	10.90
1966	21.7	10.50	12.50	15.00	6.07	5.27	3.91	2.67	2.04	1.75	2.56	11.30	52.30	11.00
1967	11.5	5.57	7.68	11.10	10.60	6.13	5.77	6.32	1.58	1.44	2.42	2.02	4.30	7.46
1968	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1969	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1970	14.0	6.75	18.30	9.83	17.10	6.16	4.21	2.77	1.81	1.89	1.67	1.53	2.28	13.30
1963-1970	17.1	8.26	13.50	11.40	12.30	7.00	4.73	4.05	2.01	1.87	5.58	5.88	17.20	13.60

ANNI	BILANCIO IDROLOGICO				PORTATE (m^3/s)									
	Afflusso meteor. mm	Deflusso mm	Perdita appar. mm	Coeff. di deflusso	corrispondenti alle durate di giorni					Minima	Massima			
					10	91	182	274	355		giornaliera m^3/s	$l/s, km^2$	al colmo m^3/s	$l/s, km^2$
1931-1959	1008	390	618	0.39	29.1	5.27	2.90	1.95	1.25	0.82	315.0	652	709	1468
1961	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1962	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1963	1071	469	602	0.44	34.4	7.65	3.92	2.22	1.68	1.55	106.0	219	»	»
1964	1151	579	572	0.50	59.7	7.60	3.57	2.27	1.61	1.54	132.0	273	311	644
1965	1169	695	474	0.59	55.6	9.93	5.45	3.01	1.67	1.58	433.0	896	821	1700
1966	1234	682	552	0.55	41.2	8.50	4.61	2.18	1.55	1.46	629.0	1302	934	1934
1967	833	361	472	0.43	24.8	5.57	4.01	2.23	1.13	1.05	71.6	148	204	422
1968	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1969	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
1970	890	441	449	0.50	50.1	5.93	2.64	1.67	1.46	1.41	112.0	232	244	505
1963-1970	1058	538	520	0.51	42.20	7.30	3.98	2.18	1.47	1.05	629.0	1302	(*)934	1934
1931-1970	1019	421	598	0.41	33.00	5.71	3.06	2.00	1.29	0.82	629.0	1302	934	1934

ELEMENTI CARATTERISTICI	VALORI RIASSUNTIVI PER IL PERIODO 1931 - 1940; 1949 - 1959; 1963 + 1967 e 1970													
	ANNO	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settem.	Ottobre	Novem.	Dicem.	
Q max (m ³ /s)	629.00	116.00	172.00	168.00	139.00	143.00	49.80	79.20	11.20	433.00	252.00	629.00	315.00	
Q med. (m ³ /s)	6.49	9.06	9.57	9.97	6.74	5.85	3.55	2.35	1.83	3.09	4.72	9.21	11.90	
Q min. (m ³ /s)	0.82	1.53	1.40	1.68	1.20	1.48	0.96	1.12	0.94	0.82	0.90	1.15	1.51	
q (l/s, km ²)	13.4	18.8	19.8	20.6	14.0	12.1	7.3	4.9	3.8	6.4	9.8	19.1	24.6	
Deflusso (mm)	421	50	48	55	36	32	19	13	10	17	26	49	66	
Afflus. meteor. (mm)	1019	88	76	85	76	88	56	30	41	87	124	146	122	
Perdite app. (mm)	598	38	28	30	40	56	37	17	31	70	98	97	56	

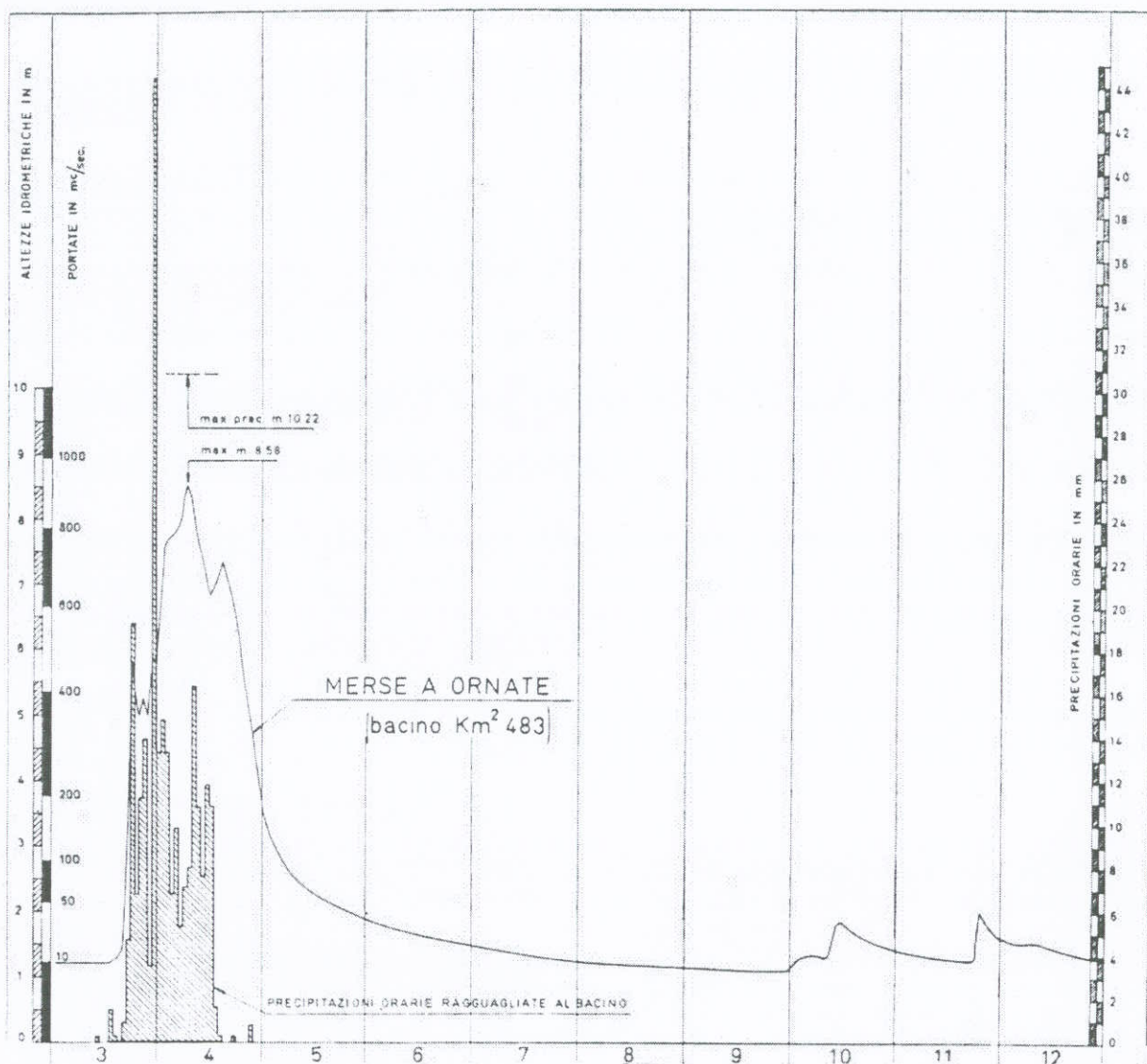
(*) In effetti la portata massima registrata è stata di m^3/s 2050, avvenuta il 5 settembre 1960, anno, però, in cui non fu possibile eseguire il bilancio, perché l'impianto andò distrutto con la piena.

La portata massima registrata nella serie storica disponibile risulta invece quella dell'evento alluvionale del novembre 1966, in cui le piogge furono caratterizzate dalla eccezionale concomitanza di continuità, di intensità e di estensione.

L'altezza al colmo rilevata in m 8,58 sullo zero idrometrico: la portata corrispondente, dedotta dalla equazione $Q = 4,54 (h-1,07)^{3/2}$ (valida per $h > 2,70$ m), risulta di **934 m³/s**, ed il relativo contributo unitario è di 1,93 m³/s Km².

Per questo evento si dispone, dagli annali idrologici, della registrazione dei livelli idrometrici e della ricostruzione delle precipitazioni medie ragguagliate, effettuata dal S.I.M.I., così come mostrato nella figura di seguito:

Fig. 2. – Piena del novembre 1966 – fiume Merse ad Ornate



In tabella 7 sono riportati per il bacino della Merse a Ornate i valori caratteristici della piena del novembre 1966:

VALORI CARATTERISTICI RELATIVI ALLA PIENA DEL NOVEMBRE 1966

CORSO D'ACQUA e STAZIONE	Bacino tributario		Afflusso meteorico						Deflusso						Rapporti caratteristici										
	Superficie km ²	Altitudine media m s.m.	nelle 48 ore di massima precipita- zione A		nelle 24 ore di massima precipita- zione A ¹		nell'ora di max preci- pitazione A ²		nelle 48 ore di max deflusso D		nelle 24 ore di max deflusso D ¹		nell'ora di max deflusso D ²		D — A	D ¹ — A ¹	D ² — A ²	Q max/A	Q max/A ¹	Q max/A ²					
			mm	10 ⁶ m ³	mm	10 ⁶ m ³	mm	10 ⁶ m ³	m ³ /s	l/s km	10 ⁶ m ³	m ³ /s	l/s km ²	10 ⁶ m ³							m ³ /s	l/s km ²			
Siere (Arno) a Fornacina . .	831 490	5	201,3	167,3	180,8	150,2	12,3	10,2	598,00	719,6	103,3	933,00	1122,7	80,6	1330,00	1600,4	4,8	1340,00	1612,5	0,62	0,54	0,47	1,38	0,77	0,47
Arno (*) a S. Giovanni al- la Vena . .	8186 330	5	164,3	1345,0	145,7	1192,7	8,9	72,9	1623,00	198,3	280,5	1840,00	224,8	158,9	2290,00	2279,7	8,2	2290,00	279,7	0,21	0,13	0,11	0,29	0,17	0,11
Merse (Ombro- ne) a Ornate . .	483 365	20	245,3	118,5	242,1	116,9	44,3	21,4	405,00	838,5	70,0	659,00	1364,4	56,9	925,00	1915,1	3,3	934,00	1933,7	0,59	0,49	0,15	1,36	0,69	0,16
Ombro- a Sasso d'Om- bro . .	2657 346	7	201,3	534,9	190,3	505,6	22,7	60,3	1750,00	618,0	302,5	2740,00	1031,2	236,5	3110,00	1170,5	11,2	3110,00	1170,5	0,57	0,47	0,19	1,00	0,53	0,19

[*] È da tener presente che a monte della stazione di S. Giovanni alla Vena sono esondate, dall'Arno e dai suoi affluenti, imponenti masse d'acqua che, nella fase di crescita, hanno determinato una riduzione del gra-
diente di salita ed attenuata l'altezza al colmo, mentre nella fase di decrescita, non meno che le zone allagate restituivano le acque invase, i livelli dell'Arno si sono mantenuti alquanto elevati per più giorni, de-
terminando una lunga fase di esaurimento.
Per tali motivi i rapporti caratteristici dell'Arno a S. Giovanni alla Vena risultano così bassi.

Per il fiume Farma al Ponte di Torniella, fu registrato un contributo unitario di $6,63 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$, contro il massimo precedente di $2,24 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$.

Come riportato sugli annali idrologici, *"l'alluvione del 4 novembre ha assunto, nel Compartimento, l'ampiezza ed il rilievo di una catastrofe che non trova, negli eventi calamitosi naturali, almeno a memoria d'uomo, alcun possibile riscontro"* (cfr. pag. 114).

Analisi della serie storica delle portate al colmo con il metodo di Gumbel

La stima dei parametri della distribuzione di Gumbel viene effettuata come per le precipitazioni massime con il metodo dei momenti.

I parametri α e u della distribuzione sono determinati dalle seguenti relazioni, in funzione della media μ e della varianza σ^2 della serie storica dei dati:

$$u = \mu - 0.450 \sigma$$

$$\alpha = 1.283/\sigma$$

E' possibile rappresentare i dati su carta probabilistica di Gumbel, che ha coordinate lineari sia per la variabile in esame, cioè la portata, rappresentata in ascissa, che per la variabile ridotta y , riportata in ordinata:

$$y = \alpha (h-u) = -\ln(-\ln(P(h))) \quad (6)$$

Per il tempo di ritorno T_r , definito come la durata media, in anni, del periodo in cui la variabile idrologica X_T viene superata una sola volta, il legame con la probabilità di non superamento è espresso dalla:

$$P(X_T) = P(x \leq X_T) = 1 - 1/T_r \quad (7)$$

Ordinati quindi gli N eventi disponibili (pari agli anni di osservazione) in ordine decrescente e numerati da 1 a N , l'evento caratterizzato dalla i -esima posizione ha probabilità di non superamento espressa da:

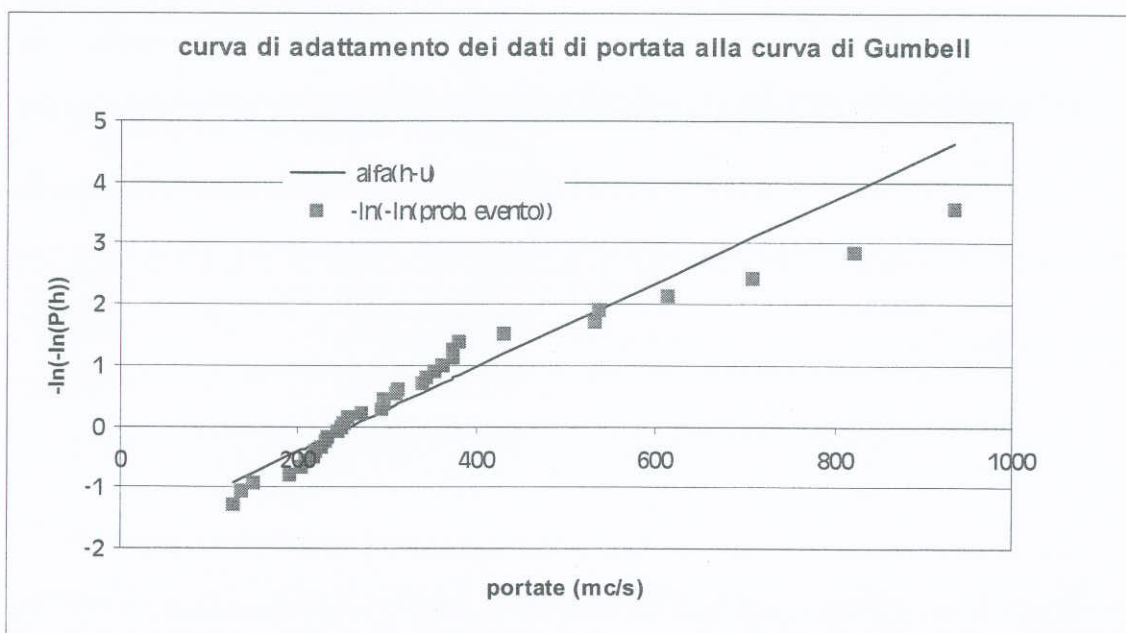
$$P(i) = \frac{N+1-i}{N+1} = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (8)$$

$$T_r = \frac{N+1}{i}$$

Numero progressivo	serie storica portate max (mc/s)	variabile ridotta alfa(h-u)	P(i)	$-\ln(-\ln(P(i)))$
1	934	4,652	0,972	3,569
2	821	3,873	0,944	2,862
3	709	3,100	0,917	2,442
4	613	2,437	0,889	2,139
5	537	1,913	0,861	1,900
6	531	1,872	0,833	1,702
7	430	1,175	0,806	1,531
8	380	0,830	0,778	1,381
9	374	0,788	0,750	1,246
10	373	0,781	0,722	1,123
11	362	0,705	0,694	1,009
12	354	0,650	0,667	0,903
13	343	0,574	0,639	0,803
14	340	0,554	0,611	0,708
15	312	0,360	0,583	0,618
16	311	0,354	0,556	0,531
17	296	0,250	0,528	0,448
18	296	0,250	0,500	0,367
19	293	0,229	0,472	0,287
20	271	0,078	0,444	0,210
21	255	-0,033	0,417	0,133
22	252	-0,054	0,389	0,057

Numero progressivo	serie storica portate max (mc/s)	variabile ridotta alfa(h-u)	P(i)	$-\ln(-\ln(P(i)))$
23	248	-0,081	0,361	-0,018
24	244	-0,109	0,333	-0,094
25	232	-0,192	0,306	-0,170
26	231	-0,198	0,278	-0,248
27	227	-0,226	0,250	-0,327
28	220	-0,274	0,222	-0,408
29	218	-0,288	0,194	-0,493
30	208	-0,357	0,167	-0,583
31	204	-0,385	0,139	-0,680
32	191	-0,474	0,111	-0,787
33	149	-0,764	0,083	-0,910
34	135	-0,861	0,056	-1,061
35	126	-0,923	0,028	-1,276

Tab. 3.- Adattamento dei dati alla distribuzione di Gumbel



I risultati dell'elaborazione con il metodo dei momenti ha portato a stimare i seguenti parametri per la serie storica disponibile:

media	343,429
Varianza σ^2	34574,605
Std σ	185,942
u	259,754
alfa	0,00690

Utilizzando quindi l'espressione di Gumbel, nota la probabilità corrispondente al tempo di ritorno prefissato di 200 anni, si determina la portata massima:

$$P(h) = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (9)$$

$$h = u - \frac{\ln(-\ln(P(h)))}{\alpha}$$

La portata massima e il contributo unitario contempo di ritorno duecentennale risultano pari a:

$$Q_{200} = 1.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$U_{200} = 2,13 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$$

Applicazione del modello di Nash e determinazione dell'idrogramma di piena

Disponendo di una registrazione di piena, per l'evento del novembre 1966, in cui è stato elaborato da S.I.M.I. l'idrogramma di piena registrato e il corrispondente ietogramma delle piogge ragguagliate all'intero bacino, ricavate dai pluviometri interni, è possibile stimare i parametri dell'idrogramma unitario (I.U.), incluso nelle procedure standard dell'U.S. Geological Survey.

Formalmente, l'I.U. può essere interpretato come l'idrogramma della piena provocata da una precipitazione di durata infinitesima e di volume unitario. La forma dell'I.U. è legata alla morfologia del bacino e della sua rete idrografica e può essere descritta attraverso diversi tipi di modelli.

Per la scelta del modello che si presta a descrivere matematicamente il bacino idrografico, si fa riferimento a quello di NASH (1957), che ipotizza una cascata di n serbatoi tutti uguali, con costante di invaso K .

Il sistema idrologico può essere descritto da un'equazione di continuità si fatta:

$$\frac{dV(t)}{dt} = I(t) - Q(t)$$

dove:

$V(t)$ = volume

$I(t)$ = input

$Q(t)$ = output

Le ipotesi di risposta lineare del bacino e l'uniformità e la costanza dell'intensità della precipitazione su tutto il bacino permettono di ricavare una relazione tra input e output (run-off), tramite l'integrale di convoluzione tra la funzione di trasferimento del sistema (I.U.) e gli afflussi ($p(t)$):

$$Q(t) = \int_0^t U(t) \cdot p(t - \tau) d\tau$$

dove:

$U(t)$ = IU (idrogramma istantaneo unitario di piena)

$p(t)$ = afflusso efficace (o precipitazione netta)

$Q(t)$ = portata in uscita (run-off)

Il modello di Nash porta a una funzione di trasferimento $U(t)$, avente le dimensioni dell'inverso di un tempo del tipo di distribuzione gamma a due parametri, funzione solo delle caratteristiche fisiche del sistema.

In particolare n il parametro di forma è uguale al numero di serbatoi e il parametro di scala K alla loro costante di tempo.

Un serbatoio lineare è caratterizzato dalla relazione lineare tra volume e output:

$$S(t) = kQ(t)$$

e la risposta impulsiva di ciascun serbatoio è :

$$U(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}}$$

Essendo tutti i serbatoi in serie l'uno con l'altro e avendo tutti la stessa costante di tempo, per la cascata di n serbatoi si ottiene la funzione di trasferimento data da:

$$U(t) = \frac{1}{K \Gamma(n)} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} e^{-\frac{t}{K}} \quad n > 1, \quad K \geq 0$$

Dopo aver digitalizzato l'idrogramma e lo ietogramma disponibili per l'evento di piena del novembre 1966, si è proceduto alla stima dei parametri n e K per il fiume Merse fino ad Ornate.

Tale tipo di approccio è stato utilizzato anche dallo Studio di Regionalizzazione delle portate di piena in Toscana⁴ (vedi paragrafi successivi).

I parametri del modello da stimare risultano:

- n - parametro di forma dell'idrogramma di Nash (numero di serbatoi lineari del modello di Nash)
- K - parametro di scala dell'idrogramma di Nash (ore)
- C_d - coefficiente di deflusso dell'evento, rapporto tra pioggia efficace e pioggia totale

La stima è stata effettuata utilizzando un foglio di calcolo elettronico, mediante un metodo numerico iterativo in grado di minimizzare la somma dei quadrati delle differenze tra l'idrogramma misurato e quello riprodotto.

La taratura sull'evento del 1966 ha consentito di stimare i seguenti parametri:

n = 2,033	parametro di forma
K = 4,804 ore	parametro di scala
C_d = 0,561	coefficiente di deflusso medio dell'evento

I parametri n e K possono tuttavia risentire del tipo di evento, mentre il loro prodotto (tempo di ritardo, distanza tra i baricentri dello ietogramma e dell'idrogramma) è più stabile per un bacino e risulta pari a:

nK = 9,764 ore	tempo di ritardo
-----------------------	------------------

Una volta calcolati i parametri n e K del modello di Nash, introducendo una distribuzione delle piogge (ietogramma) è possibile calcolare la risposta in termini di deflusso del bacino idrografico modellato (ideogramma di piena).

La portata di massima piena con tempo di ritorno duecentennale è stata quindi determinata secondo il modello di Nash, tarato per il fiume Merse a Ornate, utilizzando le seguenti ipotesi:

- per le precipitazioni, una pioggia di intensità costante, pari al rapporto tra l'altezza di pioggia calcolata attraverso la ricostruita curva di possibilità pluviometrica del pluviometro di Chiusdino e la durata considerata. Per la durata critica della pioggia (di intensità costante), la portata massima è stata individuata per un tempo di pioggia pari a 11 ore, tramite una successione di iterazioni con durate variabili, in modo da individuarne la rispettiva portata al colmo (vedi idrogrammi di piena riportati nelle figure successive). A favore di sicurezza non è stato effettuato alcun ragguaglio sulla precipitazione così calcolata;
- un coefficiente di deflusso medio di bacino pari a 0,80. Tale valore appare particolarmente cautelativo in ragione dei valori registrati nell'evento nel 1966 (dove è stato individuato un coefficiente di deflusso medio pari a 0,561).

⁴ Vedi in particolare la Relazione conclusiva di sintesi.

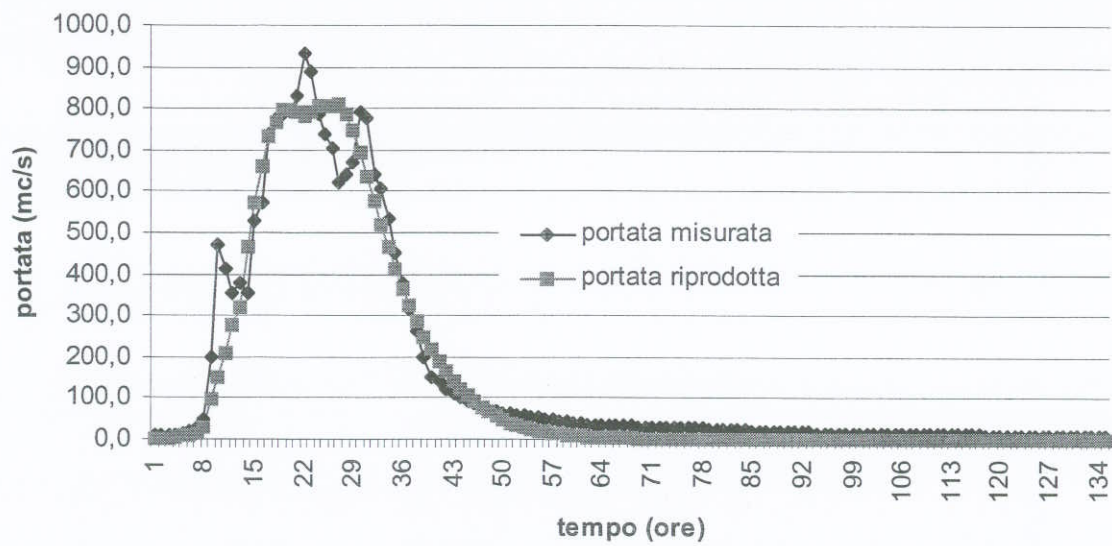
La portata massima calcolata con tempo di ritorno duecentennale, corrisponde ad una durata critica di pioggia di 11 ore (di intensità costante), risulta pari a:

$$Q_{200} = 999 \text{ m}^3/\text{s}$$

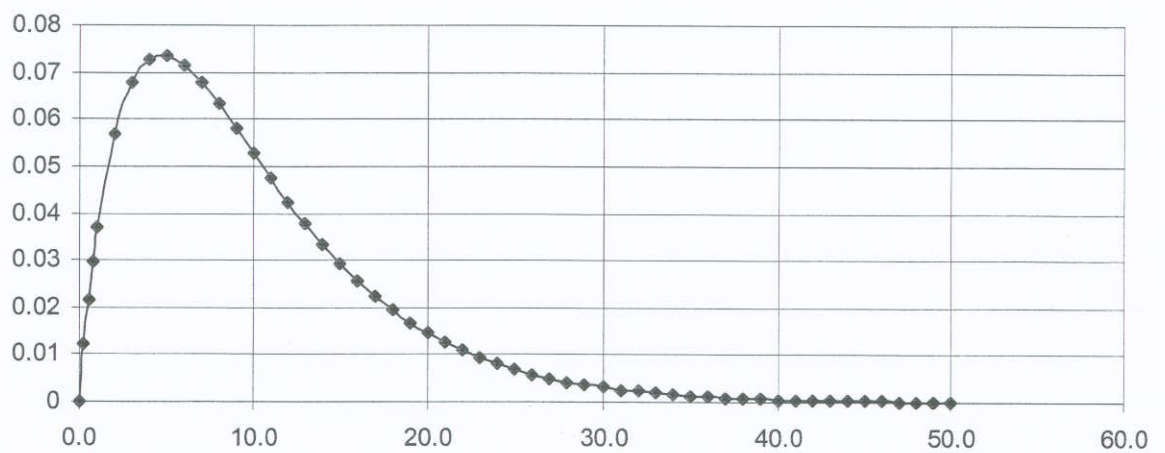
$$U_{200} = 2,07 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$$

contributo unitario

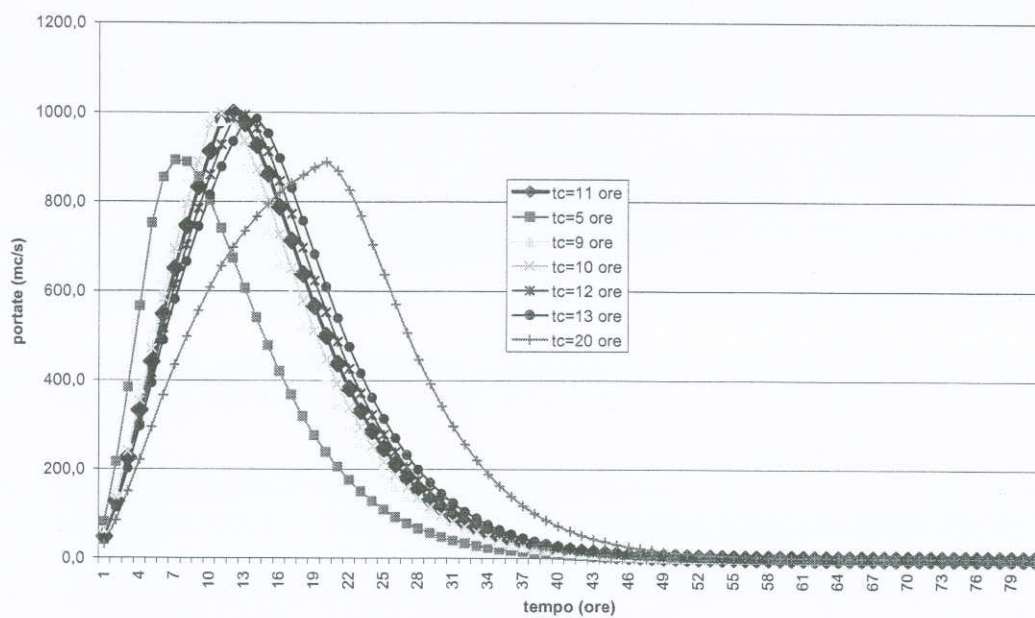
**Taratura del modello di Nash sull'evento di piena del novembre 1966
per il fiume Merse ad Ornate**



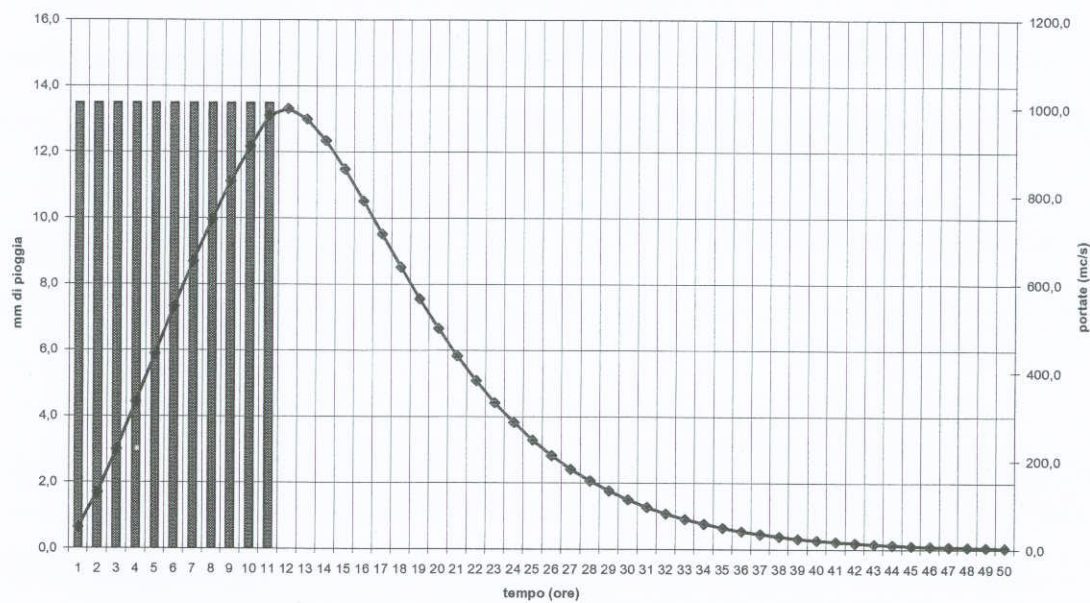
I.U.H. Fiume Merse ad Ornate $n=2.033$ $K=4.804$ ore



Idrogrammi di piena generati con il metodo di Nash; pluviogramma di intensità di pioggia costante pari a quella corrispondente al tempo di corrivazione



Ietogramma di progetto ed idrogramma di piena ricostruito con il metodo di Nash -
Fiume Merse ad Ornate - $T_r=200$ anni



Lo studio di “Regionalizzazione delle portate di Piena in Toscana”

Come confronto dell’analisi idrologica svolta, sono stati utilizzati i dati disponibili presso l’Ufficio Regionale per la Tutela del Territorio di Siena, desunti dallo studio di “Regionalizzazione delle Portate di Piena in Toscana”, realizzato dal PIN - Centro Studi Ingegneria di Prato, per conto della Regione Toscana.

Tale studio costituisce “..parte integrante del quadro conoscitivo regionale ...” del Piano di Indirizzo Territoriale (PIT), approvato ai sensi della L.R. n.5/1995 con deliberazione della Giunta Regionale n.12 del 25/12/2000, costituendo (vedi art.83 – Disposizioni Finali della Del. G.R. 868 del 07/08/2000 – Misure di Salvaguardia del PIT (art.11 LR n.5/95) – Indirizzi per l’applicazione – Circolare):

punto c)

archivio informatico e programmi di gestione per la "regionalizzazione delle portate di piena" dei corsi d'acqua di cui all'elenco precedente, consistente nella individuazione della portata di piena, in ogni punto di sezione significativo, basata essenzialmente su dati idrologici, associata a diversi tempi di ritorno e nella definizione di una metodologia che consente, alla scala della pianificazione territoriale provinciale, tramite il rilievo di una serie di sezioni geometriche, di individuare l'altezza d'acqua in funzione della portata di piena, nonché i volumi d'acqua definibili tracciando l'idrogramma sintetico associato;

Dallo studio sono state ricavate le portate al colmo (Q_{max}) di dato tempo di ritorno, presso la sezione sul fiume Merse ad Ornate, e l'idrogramma di piena ricostruito secondo il modello di Nash, del quale si riportano i principali dati.

Lo studio di regionalizzazione delle portate di piena ha riguardato i seguenti parametri⁵:

- input pluviometrico:
 - a, n, m (curva di possibilità pluviometrica del tipo $h = a t^n Tr^m$) e K_r (coefficiente di ragguaglio areale delle precipitazioni);
- GIUH (Idrogramma Istantaneo Unitario Geomorfologico):
 - n (parametro di forma);
 - K (parametro di scala);
- Trasformazione afflussi – deflussi:
 - K_s (caratteristiche di infiltrazione del suolo a saturazione);
 - I_a (perdita iniziale per intercettazione).

Per il fiume Merse ad Ornate lo studio riporta i seguenti dati:

⁵ Per una trattazione completa si rimanda alla Relazione Conclusiva di Sintesi e al volume “Regionalizzazione delle portate di piena in Toscana – Manuale per l’analisi dei fenomeni alluvionali” pubblicato a cura della G.R. Toscana.

Simbologia tabelle riassuntive

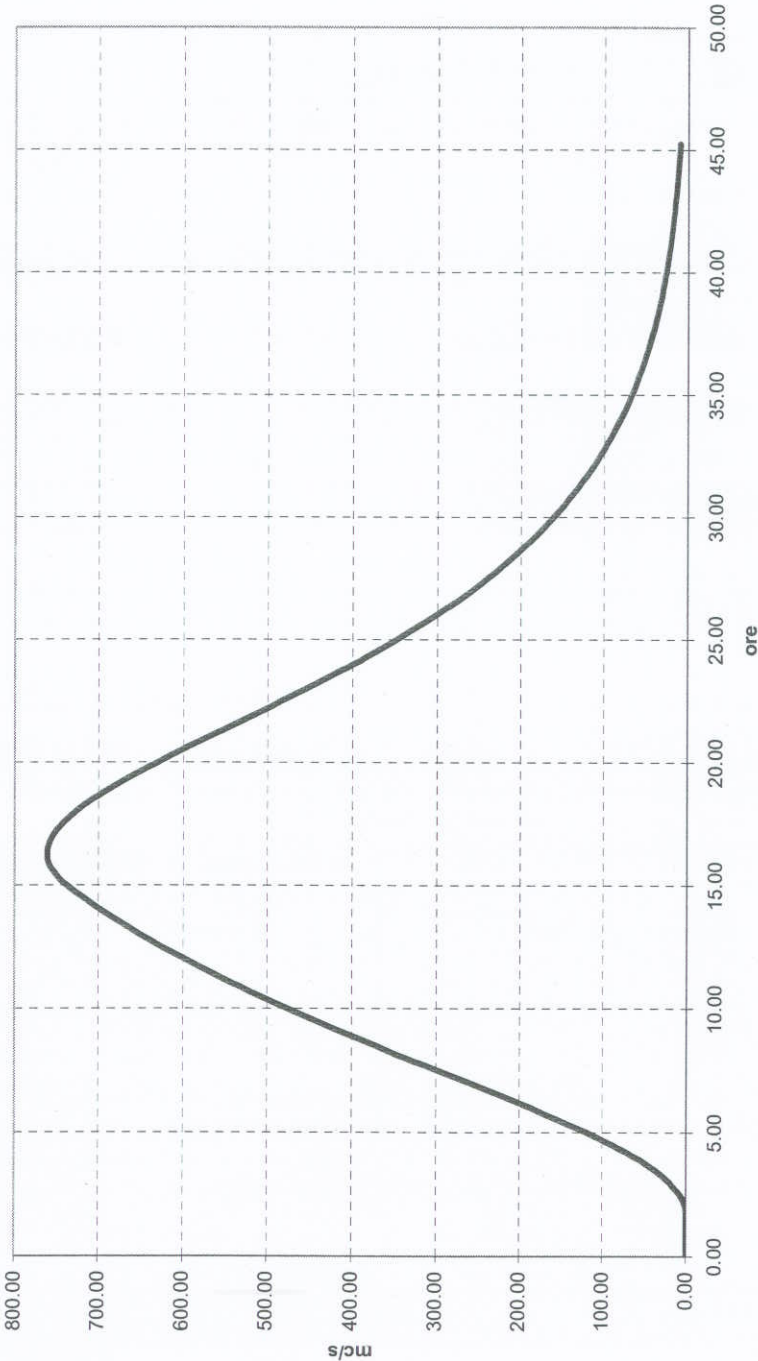
Cover	identificativo dell'asta in esame
Ns	codice L.R.230/94
Nome	toponimo
Areabac	area del bacino utilizzata per la portata
ia	perdita iniziale (mm)
Ks	velocità di infiltrazione a saturazione (mm/ora)
Nn	parametro di forma dell'idrogramma di Nash
Kc	parametro di scala dell'idrogramma di Nash
La	parametro "a" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate < 1 ora
Ln	parametro "n" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate < 1 ora
Lm	parametro "m" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate < 1 ora
Ha	parametro "a" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate > 1 ora
Hn	parametro "n" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate > 1 ora
Hm	parametro "m" della curva di possibilità pluviometrica $h(mm)=a*Tr^m*t^n$, per durate > 1 ora
Tr	tempo di ritorno (anni)
Q	portata di piena (mc/s)
q	contributo unitario di piena (mc/s/Kmq)
D	durata critica di pioggia (ore)
Pt	precipitazione totale (mm)
Dt	precipitazione netta (mm)
I	intensità di precipitazione (mm/ora)
C	coefficiente della formula razionale
Kr	coefficiente di ragguaglio delle piogge
Tp	tempo di picco dell'idrogramma unitario (ore)
Tl	tempo di ritardo caratteristico del bacino (ore)
Fa	parametro della formula di ragguaglio areale
Fb	parametro della formula di ragguaglio areale
Fc	parametro della formula di ragguaglio areale

Simbologia idrogrammi

NF	nome corso d'acqua
NS	codice L.R.230/94
DS	tempo di ritorno
DA	commenti
DT	intervallo di discretizzazione dell'idrogramma (secondi)
NI	numero intervalli di discretizzazione dell'idrogramma

Cover	Ns	Nome	Areabac	ia(mm)	Ks(mm/ora)	Nn()	Kc()	La	Ln	Lm	Ha	Hn	Hm	
17252	733	MERSE	474.32	17.49	0.909	2.344	4.227	23.454	0.379	0.164	21.653	0.36	0.208	
	Tr [anni]	Q [mc/s]	q [mc/(kmq*s)]	D [h]	Pt [mm]	Dt [mm]	I [mm/h]	C []	Kr []	Tr [h]	TI [h]	FA []	FB []	FC []
>	20	480.57	1.013	15.355	107.938	76.49	7.029	0.519	0.788	5.681	9.908	0.036	0.25	0.01
>	50	581.84	1.227	15.29	125.239	93.85	8.191	0.539	0.788	5.681	9.908	0.036	0.25	0.01
>	100	668.84	1.41	15.257	140.199	108.841	9.189	0.552	0.788	5.681	9.908	0.036	0.25	0.01
>	200	766.09	1.615	15.232	156.98	125.644	10.306	0.564	0.787	5.681	9.908	0.036	0.25	0.01

Idrogramma di piena del Fiume Merse ad Ormate (Tr=200 anni - Dati Regionalizzazione)



Si sottolinea che la taratura effettuata del modello di Nash della Merse ad Ornate, secondo l'idrogramma e lo ietogramma delle piogge registrati durante la piena del 1960, concorda con quella contenuta nello studio di regionalizzazione.

Risulta infatti un tempo di ritardo (parametro indipendente dall'evento di piena) pari a 9,764 ore stimato con la taratura effettuata, rispetto a quello stimato dalla Regionalizzazione pari a 9,908 ore.

Nella stima della portata massima di piena, con tempo di ritorno duecentennale, il coefficiente di deflusso della formula razionale risulta pari a 0,564 (nell'evento del 1960 la taratura effettuata con il modello di Nash aveva individuato un coefficiente di deflusso pari a 0,561), mentre la portata massima individuata risulta di:

$$Q_{200} = 766 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$U_{200} = 1,615 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$$

contributo unitario

Dall'analisi del campo di applicabilità, contenuta nella relazione finale allegata allo studio di regionalizzazione, risulta che:

- una variazione del 30% sulla stima della portata può essere dello stesso ordine di grandezza dell'errore sperimentale sulle misure di portata;
- solo al variare di tutti i parametri principali del modello, la Q100 ha presentato una variabilità massima inferiore al 30% e quindi dell'ordine di grandezza delle misure sperimentali, mentre tale variabilità è risultata assai inferiore al variare dei singoli parametri. Una variazione del 30% può essere indicativa per un incremento cautelativo apportato ai valori calcolati.

Alla luce di queste considerazioni, maggiorando cautelativamente la portata stimata dalla regionalizzazione di un 30%, si ottiene un valore limite pari a:

$$Q_{200} = 766 \times 1,3 = 996 \text{ m}^3/\text{s}$$

da utilizzarsi come dato di confronto superiore per le stime effettuate.

Conclusioni dello studio idrologico del fiume Merse

Dalle analisi effettuate risultano i seguenti dati di portate al colmo con tempo di ritorno duecentennale:

- analisi della serie storica delle portate registrate dall'idrometro di Ornate:

$$Q_{200} = 1027 \text{ mc/s}$$

- ricostruzione con il modello di Nash (taratura su evento del novembre del 1966⁶):

$$Q_{200} = 999 \text{ mc/s}$$

- regionalizzazione delle portate di piena in Toscana, con maggiorazione del 30% (dati Ufficio Regionale della Tutela del Territorio di Siena):

$$Q_{200} = 996 \text{ mc/s}$$

Risultando i dati stimati ben allineati, si assume per le verifiche idrauliche una portata di piena con tempo di ritorno duecentennale pari a 1050 mc/s.

⁶ Si ricorda che la portata massima registrata durante l'alluvione eccezionale del 1966 risulta pari a 934 mc/s

CAPITOLO 2 - VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI ATTRAVERSAMENTI PRINCIPALI

Le verifiche idrauliche degli attraversamenti principali, riportati nel seguente elenco:

- F. Merse (opera S10)
- Corsi d'acqua elenco ex LR 230/94:
 - Fosso S. Biagio (opere S20-S19);
 - Fosso Maceratano (opera S15);
 - Fosso Lellarone (opera S14);
 - Fosso Ginepraiolo (opera S12);
 - Fosso Solfare (opera S11);
 - Fosso Faulle (opere S9-S8);
 - Fosso Ornate (opera S2).
- Opere d'arte:
 - S05-06;
 - S17.

sono state effettuate in regime di moto permanente, utilizzando l'applicativo dell'U.S. Army Corps of Engineers.

I risultati delle modellazioni idrauliche in regime di moto permanente sono riportati in appendice alla relazione, contenente le planimetrie di riferimento per l'individuazione delle sezioni idrauliche, le tabelle di output con le principali grandezze idrauliche riferite alle sezioni di calcolo, i profili e le sezioni idrauliche di riferimento.

Per il viadotto sul fiume Merse (opera S1) e il viadotto sul T. ornate (opera S1) sono stati verificati i fenomeni di erosione localizzata causati dalla presenza di pile di alveo.

Richiami teorici della Modellazione idraulica

Le simulazioni di calcolo sono state effettuate con il programma HEC RAS sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers, che consente di verificare il moto di correnti a pelo libero in regime permanente e vario.

Attraverso una modellazione dell'alveo e dei principali manufatti presenti (ponti, scatolari e viadotti), l'applicazione consente di verificare i livelli idraulici raggiunti dalla corrente nelle sezioni introdotte nel modello e le principali grandezze idrauliche (velocità, numero di Froude ecc.), in modo da poter valutare i potenziali rischi connessi (vedi ad esempio i fenomeni di erosione localizzata intorno alla pile dei ponti) e di verificare il rispetto dei franchi di sicurezza previsti.

Le verifiche sono state effettuate in condizioni di moto permanente.

L'equazione del moto può essere scritta nella forma:

$$-\frac{dH}{ds} = \frac{\tau_0}{\gamma R} = j$$

per quanto riguarda la cadente j del carico totale, si valuta con le espressioni consigliate per il calcolo della perdita di carico nel moto uniforme, assumendo che gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni della parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media. Si pone così:

$$j = \frac{U^2}{\chi^2 R} \quad \text{equazione di Chezy}$$

con:

$$\chi = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad \text{espressione di Manning}$$

Il modello di HEC RAS utilizza le seguenti relazioni, integrando le equazioni precedenti rispetto due sezioni idrauliche successive:

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

Dove:

- Y_1 e Y_2 = altezza d'acqua nelle sezioni 1 e 2
- Z_1 e Z_2 = quota del fondo del canale
- V_1 e V_2 = velocità medie (portata totale/ area di flusso totale)
- α_1 e α_2 = coefficiente di Coriolis, correttivo della velocità
- g = accelerazione gravitazionale
- h_e = perdita di carico tra la sezione 2 e la 1

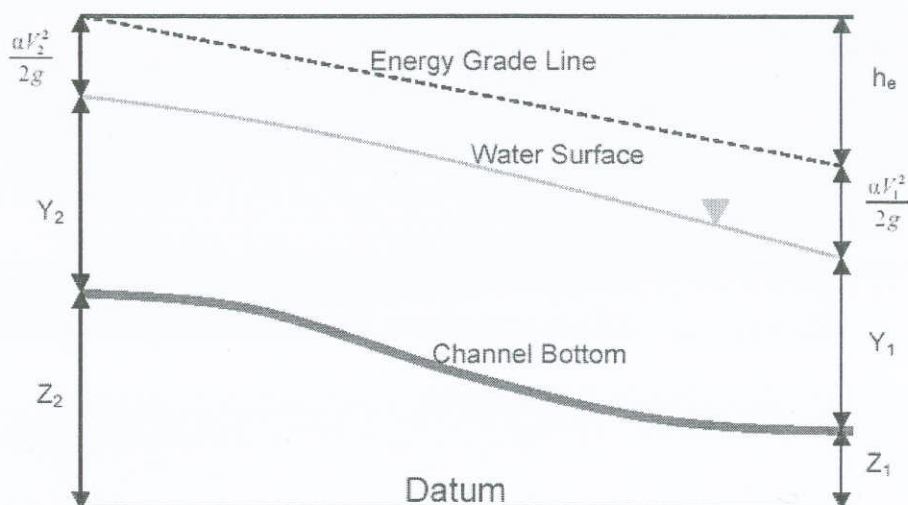


Figura 1 Rappresentazione dei termini dell'equazione dell'energia

La perdita di carico h_e è comprensiva dei termini dovuti all'attrito ed alla contrazione ed espansione della sezione. L'equazione per la perdita di carico è la seguente:

$$h_e = L \overline{S_f} + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right]$$

essendo:

- $\overline{S_f}$ = pendenza media tra le due sezioni
- C = coefficiente di espansione o di contrazione
- L = lunghezza equivalente calcolata come:

$$L = \frac{L_{lob} \overline{Q_{lob}} + L_{ch} \overline{Q_{ch}} + L_{rob} \overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}} \text{ dove:}$$

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} = distanza tra le sezioni espressa per il flusso rispettivamente in golena sinistra, nel canale principale, in golena destra

$\overline{Q_{lob}}$, $\overline{Q_{ch}}$, $\overline{Q_{rob}}$ = media aritmetica della portata tra le sezioni rispettivamente in golena sinistra, nel canale principale, in golena destra

Il F. Merse a Ponte a Macereto

Ricostruzione della geometria dell'alveo

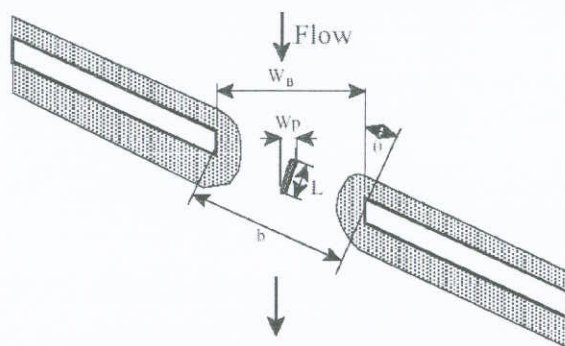
Le sezioni significative dell'alveo sono state individuate e caricate nel modello mantenendosi perpendicolari alla corrente.

Le distanze tra le sezioni inserite, misurate per ciascuna sezione rispetto la successiva verso valle, risultano distinte per:

- canale centrale (main channel);
- golena destra (ROB);
- golena sinistra (LOB).

In corrispondenza di meandri o curve, l'introduzione di lunghezze diverse consente di descrivere la geometria dell'alveo ed effettuare il calcolo delle perdite di energia per attrito in modo corretto, considerando i diversi percorsi delle tre correnti principali in cui è scomposto l'alveo (centro, golena sinistra e destra in riferimento ai baricentri delle rispettive sezioni idrauliche).

In corrispondenza della sezione n. 330, la non perpendicolarità della sezione inserita rispetto l'asse della corrente è stata considerata introducendo nel modello idraulico una correzione tramite lo "skew angle" posto pari a circa 20° , che corregge automaticamente la sezione inserita attraverso il coseno dell'angolo, secondo lo schema seguente:



in modo da considerare correttamente la sezione idraulica effettiva.

Nel modello sono state inserite complessivamente 36 sezioni, che si avvicinano in presenza di singolarità dell'alveo e elementi di interesse (vedi ponti e manufatti stradali in progetto).

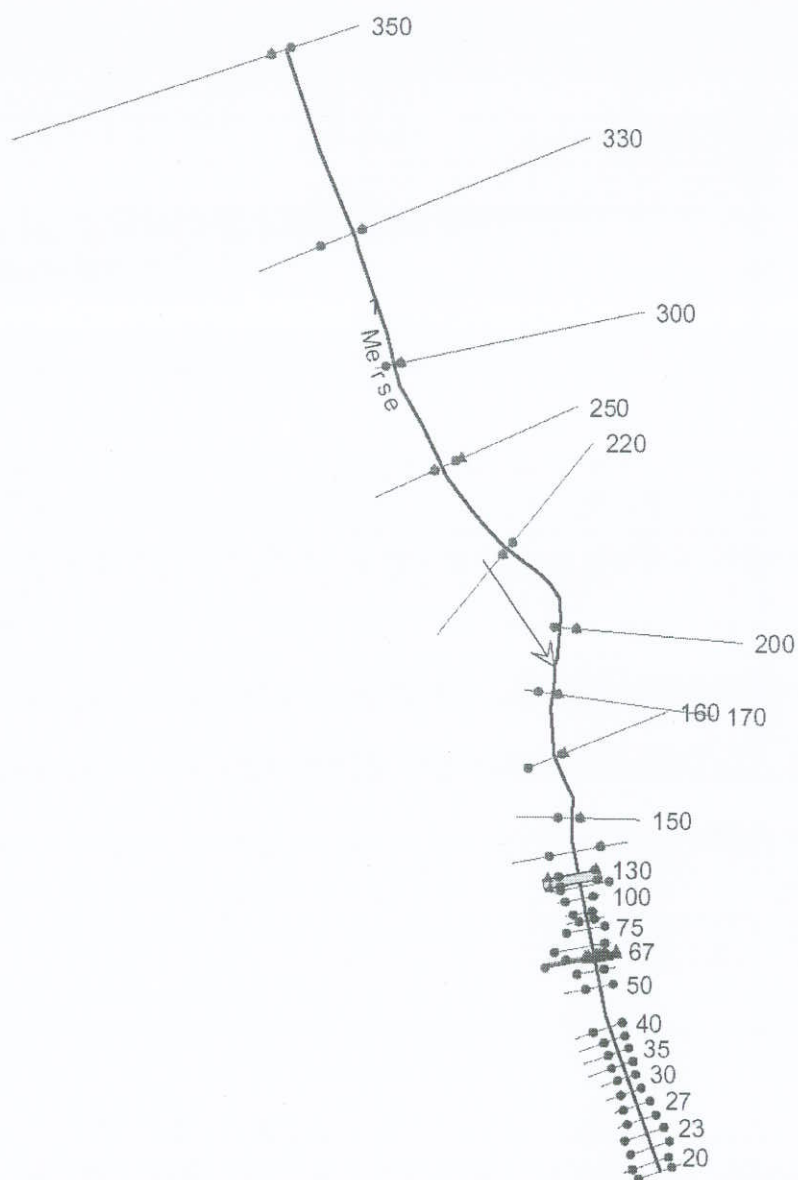


Figura 2 - Planimetria delle sezioni introdotte nel modello

Di seguito si riporta la tabella di sintesi delle distanze tra le sezioni caricate sul modello:

Downstream Reach Lengths				
	River Station	LOB	Channel	ROB
1	350	545	545	545
2	330	227	386	400
3	300	167	319	377
4	250	360	294	212
5	220	300	285	180
6	200	110	188	190

Downstream Reach Lengths				
	River Station	LOB	Channel	ROB
7	170	180	180	180
8	160	182	182	182
9	150	66	95	117
10	140	41	62	80
11	130	29	29	29
12	125	Bridge		
13	120	18	11	3
14	110	56	33	18
15	100	55	41	17
16	90	23	22	20
17	85	25	25	24
18	75	48	48	47
19	70	27	27	27
20	67	11	11	11
21	65	Bridge		
22	63	34	34	34
23	60	46	46	46
24	50	112	117	126
25	40	37	38	39
26	38	37	37	37
27	35	37	38	39
28	32	37	37	37
29	30	42	42	42
30	29	42	42	42
31	27	42	42	42
32	25	41	41	41
33	23	42	42	42
34	22	41	41	41
35	20	30	30	30
36	18	88	85	83

In corrispondenza delle aree golenali sono state introdotte delle aree di moto in effettivo (ineffective flow areas), a quota superiore di 0,5 metri rispetto il livello del terreno; queste aree vengono considerate come sezioni idrauliche attive, che contribuiscono al moto, solo quando il valore del battente idraulico della corrente supera l'altezza impostata.

Con tale accorgimento sono state correttamente simulate le aree golenali, che danno un contributo effettivo al moto solo quando il battente idraulico raggiunge valori tali da superare l'altezza equivalente della scabrezza e quindi le velocità di moto risultano significative (acqua non stagnante).

Scabrezze

La scabrezza, ossia il parametro di resistenza che determina le perdite per attrito durante il moto della

corrente, è introdotta nel modello utilizzando il parametro di Manning (n , in $m^{1/3} s^{-1}$)¹.

A maggiori scabrezze corrispondono maggiori perdite per attrito e quindi minori velocità e maggiori profondità di moto.

Come previsto dalle Disposizioni connesse all'applicazione della DCR 1212/99, i coefficienti di scabrezza fanno riferimento alla pubblicazione "Open Channel Hydraulics", Ven Te Chow, Mc Graw Hill 1959.

Sono stati inoltre consultate altre fonti di letteratura in materia (vedi "Open-Channel Flow, M.H. Chaudhry 1993), oltre ai valori riportati nell'"Hydraulic Reference Manual di HEC – RAS, Chapter 3 – Energy loss Coefficients – Manning's n .

In particolare, i valori di riferimento, riportati nella trattazione del Chow, prevedono, trattandosi di corsi d'acqua naturali principali (con larghezza in piena superiore a 30 metri), irregolari e con presenza di vegetazione, risultano compresi tra 0,035 e 0,1 (vedi Table 5-6 Value of Roughness - coefficient n); l'autore precisa che i valori dei coefficiente di scabrezza risultano inferiori di quelli dei corsi d'acqua minori (con larghezza in piena inferiore a 30 metri), poiché a causa delle maggiori dimensioni della corrente le sponde offrono minore resistenza effettiva.

Nella modellazione idraulica, alla luce di quanto esposto, sono stati assunti i seguenti valori di scabrezza (coefficiente di Manning):

— Alveo inciso – parte inferiore	0,035	$m^{1/3} s^{-1}$
— Alveo inciso – parte superiore interessata dalla vegetazione	0,07 ²	$m^{1/3} s^{-1}$
— Golene – aree coltivate	0,03	$m^{1/3} s^{-1}$
— Golene – aree non coltivate	0,035	$m^{1/3} s^{-1}$

Tali valori di scabrezza risultano elevati, rispetto altri dati di letteratura (vedi Manuale Ingegneria Civile – Ed.ni Esac Zanichelli – Vol. 1 – Moto permanente delle correnti a pelo libero – Tab. 6.1 Coefficienti di resistenza per canali³), ma sono senz'altro cautelativi, considerando l'assenza di manutenzione del corso d'acqua e la presenza di vegetazione.

La parte superiore dell'alveo inciso, bagnata solo in condizioni di piena frequente (con tempo di ritorno circa biennale), ospita infatti arbusti e piante di varie specie (pioppi, ontani, salici ecc.), che esercitano una notevole azione frenante, che può essere stimata opportunamente nelle verifiche introducendo valori di scabrezza in grado di rappresentare l'elevata resistenza al moto offerta.

Alla luce delle considerazioni esposte, i valori di scabrezza utilizzati nelle verifiche appaiono opportunamente cautelativi, considerando che i risultati conseguenti vanno a condizionare la stima dei livelli di rischio idraulico e di conseguenza le quote di sicurezza degli impalcati di progetto.

Coefficienti di espansione e di contrazione

Le perdite di energia tra una sezione e la successiva verso valle vengono calcolate utilizzando dei coefficienti legati all'espansione o alla contrazione della corrente idraulica.

I valori dei coefficienti utilizzati nella modellazione idraulica sono riportati nell'Hydraulic Reference Manual di HEC – RAS, Chapter 3 – Energy loss Coefficients – Contraction and Expansion Coefficients, e risultano pari a:

— Contrazioni	0,1	(0,3 in corrispondenza di ponti)
— Espansioni	0,3	(0,5 in corrispondenza di ponti)

¹ Il coefficiente di Manning corrisponde all'inverso del coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler (vedi anche Sistemazione dei Corsi d'acqua, L.Da Deppo, C.Datei e P.Salandin, Ed.ni Cortina 1997).

² Secondo la tabella citata nella trattazione del Chow, tale valore corrisponde al valore normale di scabrezza per corsi d'acqua minori con "medium to dense brush, in winter".

³ Per canali naturali con vegetazione in stato di abbandono è segnalato un valore massimo indicato corrisponde a $0,035 m^{1/3} s^{-1}$.

Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno sono state introdotte all'estremità inferiore (regime di corrente lenta, condizione di valle), ipotizzando condizioni di moto uniforme con pendenza pari a 0,15%.

Modellazione dei ponti

Il comportamento della corrente in corrispondenza dei ponti è stato valutato utilizzando la modellazione prevista dal programma HEC RAS, che consente di applicare più metodi e di considerare il risultato che produce i maggiori livelli idraulici.

Tra questi in particolare sono stato utilizzati il metodo dell'energia (*Energy Equation*⁴) e il metodo basato sul teorema della quantità di moto (*Momentum Balance Method*), oltre all'*equazione di Yarnell* (1934) di ricostruendo il regime del moto della corrente. Il programma è stato impostato per utilizzare il metodo che produce le più elevate perdite di energia in modo da esprimere la condizione più cautelativa

Per l'applicazione del secondo metodo sono stati inseriti i coefficienti di forma delle pile (Drag Coefficient, pari a 1,2 per pile circolari), mentre per l'*equazione di Yarnell* il coefficiente K delle pile corrisponde a 1.

Nelle sezioni a monte e a valle dei ponti, sono state inserite aree di moto ineffettivo (*ineffective flow area*) per simulare correttamente il restringimento della sezione e le conseguenti perdite di energia della corrente (contrazione ed espansione).

Nella simulazione effettuata il moto della corrente è risultato interamente contenuto al di sotto dell'impalcato (low flow) con corrente in condizioni subcritiche (corrente lenta)⁵.

⁴ Si tratta dello "standard step method" del programma, che viene applicato di default.

⁵ Tale condizione corrisponde nella simulazione di HEC RAS a "class A low flow".

Conclusioni dello studio idraulico del F. Merse

Il deflusso della portata di piena duecentennale (1050 mc/s) avviene in condizioni di corrente lenta lungo l'intero tracciato.

L'area allagata dalla piena con Tr 200 anni è riportata nella planimetria allegata alla relazione, in scala 1:5000.

Si ricorda che l'intradosso del viadotto di Macereto (opera S10) risulta collocato a quota 165,75 m slm (estradosso a quota 168,20 m slm).

Il livello idraulico raggiunto dalla corrente, con la portata di piena con tempo di ritorno duecentennale individuata, pari 1050 mc/s, risulta pari a 164,67 m slm; il franco disponibile risulta quindi pari a m 1,08.

Da quanto esposto, l'intradosso del nuovo viadotto dovrà essere collocato a quota non inferiore di quello esistente.

Verifiche idrauliche degli attraversamenti dei corsi d'acqua principali (elenco ex LR 230/94)

Per ogni attraversamento è stata effettuata una modellazione in regime di moto permanente, introducendo i manufatti in progetto.

L'individuazione del profilo idraulico indotto dalla piena con Tr 200 anni consente di verificare i franchi di sicurezza minimi assunti pari a 1 metro rispetto l'intradosso del manufatto di progetto; i risultati sono individuabili graficamente nei profili longitudinali riportati in appendice.

Le portate di verifica dei corsi d'acqua, ricavate dallo studio idrologico, sono riportate nella tabella sottostante:

			Tipologia attraversamento	Portate Q_{200} [mc/s]
1.	Fosso S. Biagio	(cod. opere S20-S19)	Scatolari base 11 metri	42
2.	Fosso Maceratano	(cod. opera S15)	Scatolare base 11 metri	80
3.	Fosso Lellarone	(cod. opera S14)	Scatolare base 6 metri	15
4.	Fosso Ginepraiolo	(cod. opera S12)	Scatolare base 7 metri	45
5.	Fosso Solfare	(cod. opera S11)	Scatolare base 7 metri	29
6.	Fosso Faulle	(cod. opere S9-S8)	Scatolari base 10e 8 metri	40
7.	Fosso Ornate	(cod. opera S2)	n. 2 Scatolari affiancati base 10+10 metri	145

Ad eccezione dell'attraversamento del Fosso S. Biagio (opera S20), il franco di sicurezza risulta sempre pari o superiore ad 1 metro.

Per l'attraversamento del fosso S. Biagio (Opera S20 viabilità principale), in ragione della livelletta stradale imposta, non risulta possibile il mantenimento di un franco dell'intradosso del manufatto rispetto la piena con Tr 200 anni superiore a 0,87 metri.

Tuttavia si vuole rilevare che, il franco garantito risulta superiore a quello minimo⁶ da assumersi per le verifiche idrauliche di nuovi manufatti idraulici di attraversamento, individuato secondo le *“Disposizioni circa i contenuti dello studio idrologico e idraulico a corredo di richiesta di parere preliminare all successiva proposta di deperimetrazione da parte delle Amministrazioni Comunali ai sensi della DCR 1212/99”*, redatte dalla Regione Toscana, per le quali risulterebbe pari a:

$$F(m) = 0,3 + 0,25 Y = 0,3 + 0,25 (183,04 - 180,90) = 0,68 \text{ metri}^7 < 0,87 \text{ metri (verificato)}$$

Per i seguenti corsi d'acqua:

- F. San Biagio (cod. opere S20-S19);
- F. Ginepraiolo (cod. opera S12)

è stata prevista una modesta riprofilatura del fondo alveo, per ottimizzare il deflusso con l'introduzione dei manufatti di progetto; tale riprofilatura risulta necessaria anche per asportare i sedimenti accumulati sul fondo, presenti a monte degli attraversamenti esistenti.

⁶ ...Il franco di sicurezza valutato sul profilo di piena per tempi di ritorno duecentennali, risultante dall'analisi idraulica, non potrà risultare inferiore a mt. 1.00 per i tratti arginati e mt. 0.50 per i tratti non arginati.

In corrispondenza degli attraversamenti il franco dovrà essere pari al massimo fra i risultati delle due espressioni seguenti:

$F(m) = 0.3 + 0.25 * Y$ con max 1 m (dove Y è la profondità della corrente in corrispondenza dell'attraversamento)

$F(m) = 0.5 * Y_{CIN}$ (dove Y_{CIN} è l'altezza cinetica della corrente)

⁷ L'espressione riferita all'altezza cinetica risulta inferiore in quanto la velocità nella sezione immediatamente a monte (sez. 90) risulta pari a 2,34 m/s.

Per il T. Faulle, in corrispondenza dell'Opera S9 (viabilità principale), è stato introdotto a valle un salto di fondo realizzato mediante una cascata di gabbionate; l'effetto di tale elemento è stato simulato in condizioni di moto permanente, introducendo alcune sezioni idrauliche interpolate in numero sufficiente per poter simulare il risalto idraulico al piede del manufatto.

Le sezioni di ingresso e di uscita dai manufatti in progetto sono state sagomate prevedendo l'impiego di rivestimenti flessibili in gabbioni e materassi tipo Reno.

Verifiche idrauliche degli attraversamenti S05-06 e S17

I due attraversamenti riguardano fossi secondari, intercettati dalla viabilità principale e secondaria; in particolare:

- l'attraversamento S05-S06 (n. 2 ponti base 11 metri), localizzato al Km 44+041.91, il fosso in oggetto viene attraversato a monte dalla viabilità principale (S06) ed a valle, a distanza di circa 3,2 metri, da quella secondaria (S05). La quota dell'estradosso dell'impalcato del S06 è 188.46 s.l.m. mentre quella del S05 è di 189.28 s.l.m..
- l'attraversamento S17 (scatolare base 4 metri), della sola viabilità principale a quattro corsie, è localizzato al Km 50+076.93. Poiché si trova in un tratto in curva, la quota minima dell'estradosso dell'impalcato del S17 risulta 179.12 s.l.m. mentre la massima è di 179.99 s.l.m..

Le portate di piena con Tr 200 anni, calcolate per i bacini idrografici sottesi, risultano (vedi studio idrologico):

Bacino	Area bac [Kmq]	Q200 [mc/s]
Attraversamenti S05 – S06	0.2972	3.17
Attraversamento S17	0.7110	6.90

Dalle simulazioni idrauliche effettuate in condizioni di moto permanente per entrambi gli attraversamenti i manufatti di progetto risultano abbondantemente sufficienti allo smaltimento delle portate di piena calcolate, con franchi di sicurezza superiori al metro.

Verifiche dei fenomeni di erosione localizzata sulle pile dei viadotti sul F. Merse (S10) e sul T. Ornate (S1)

Richiami teorici

La presenza di una pila di un ponte in alveo, ma più in generale un qualunque ostacolo, provoca un aumento della velocità in corrispondenza della pila stessa e la creazione di un vortice a ferro di cavallo (Figura 3) che interessa tutta l'area circostante il manufatto, fino alla linea di separazione del vortice. Tale turbolenza rappresenta la causa principale dell'erosione localizzata al piede della pila.

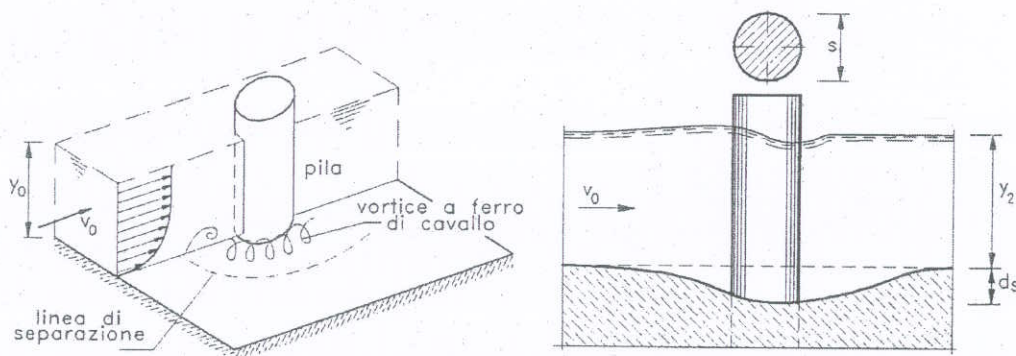


Figura 3 Erosione provocata da una pila di ponte

In base alle condizioni della corrente, alla tipologia di materiale del fondo ed alle caratteristiche planimetriche della pila, è possibile stimare la profondità di scavo d_s secondo la formula⁸:

$$\frac{d_s}{s} = 2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right) \cdot f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) \cdot f_2(forma) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$$

essendo:

- d_s la profondità di scavo misurata a partire dal fondo del terreno indisturbato;
- s la larghezza della pila di lunghezza l ;
- v_0 la velocità media della corrente indisturbata;
- v_c la velocità critica di trascinamento (quella cioè alla quale inizia il movimento del materiale al fondo);
- d la dimensione caratteristica del materiale solido presente sul fondo alveo⁹;
- α l'angolo tra corrente indisturbata e pila,
- f_1 coefficiente correttivo con
 - $f_1=0$ per $v_0/v_c \leq 0,5$
 - $f_1=2 \frac{v_0}{v_c} - 1$ per $0,5 \leq v_0/v_c \leq 1,0$
 - $f_1=1$ per $v_0/v_c \geq 1,0$

⁸ Vedi Manuale di Ingegneria Civile, VOLUME 1, Sezione idraulica Autori vari, Ed.ni ESAC Zanichelli e "Sistemazione dei corsi d'acqua", L. Da Deppo, C. Datei e P. Salandin, Ed.ni Corina (PD).

⁹ Generalmente assunto pari al diametro medio D_{50} .

- f_2 fattore di forma. Per pile circolari o con fronti arrotondate è pari a 1;
- f_3 funzione della geometria della pila e dell'inclinazione rispetto alla corrente secondo il grafico di Figura 4.

Come regola empirica l'erosione stimata presenta un limite massimo stimabile pari a $2,3 s$

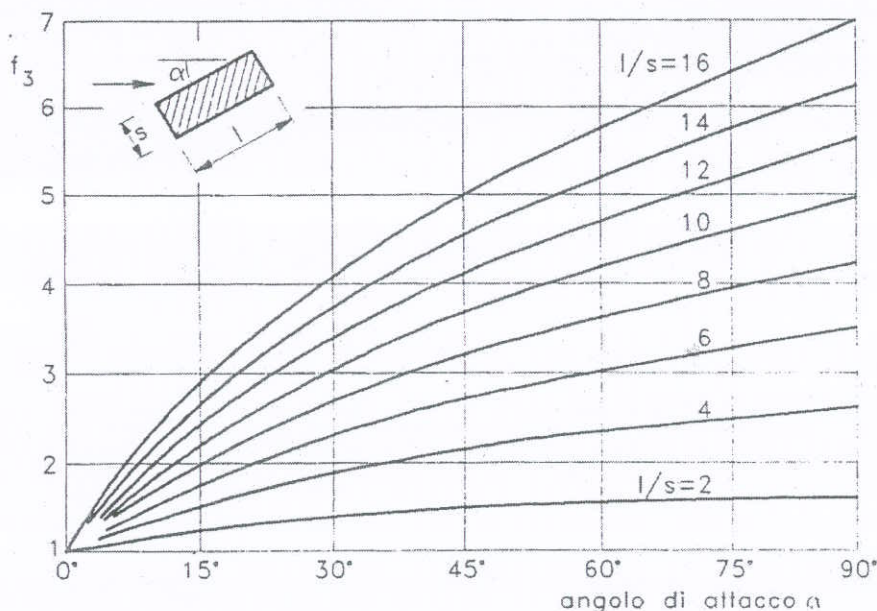


Figura 4 Andamento della funzione f_3 in funzione di α e l/s

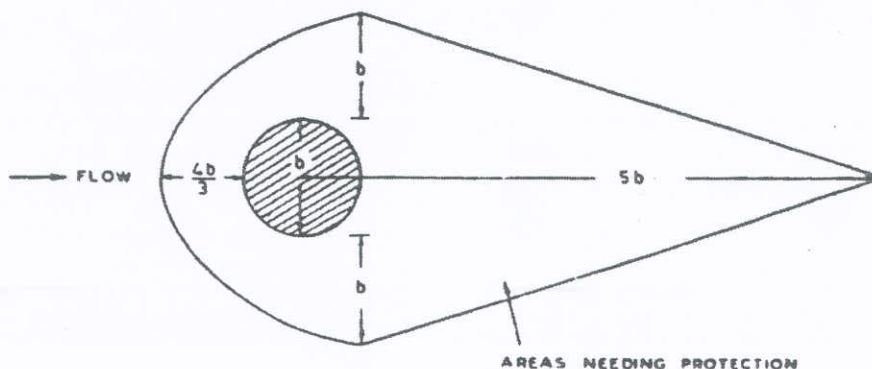
Modalità di intervento

In sede di progetto, volendo contenere lo scavo nel limite imposto dalla pila, è necessario porre il plinto di fondazione ad una quota inferiore di d_s rispetto al fondo alveo, in quanto nel caso in cui fosse collocato a quota superiore verrebbe scoperto dal fenomeno di erosione e le sue maggiori dimensioni più tozze approfondirebbero ulteriormente lo scavo stesso.

Al fine di prevenire e ridurre i fenomeni di erosione localizzata al piede delle pile si prevede di realizzare al piede della pila una scogliera di massi, dimensionati in modo da resistere ai fenomeni erosivi, opportunamente intasati con materiale di idonea pezzatura (in quantità non superiore al 15% del peso complessivo).

Tale provvedimento, trattandosi di protezione "flessibile", presenta i migliori risultati purché le dimensioni dei massi siano sufficienti a non essere rimosse dalla corrente.

La collocazione del materiale in opera è da realizzarsi per strati sovrapposti ad un geotessuto tipo non tessuto (peso indicativo non inferiore a 400 gr/mq) disposto sul materiale di base, circondando la pila per una larghezza pari a circa 2 volte la sua dimensione planimetrica normale alla corrente. Lo schema di questo collare attorno alla pila è quella delle figure seguenti, in funzione della geometria del manufatto.



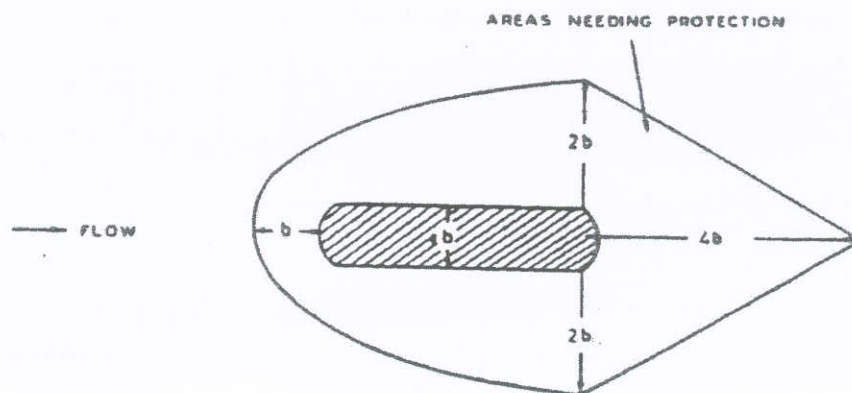


Figura 5 e Figura 6 Disposizione del collare di protezione alla base delle pile

Per la determinazione delle dimensioni dei massi da impiegare per la costruzione della scogliera di protezione della pila è stata usata la teoria del trasporto solido al fondo, secondo l'interpretazione di Shields (1936), che permette di calcolare la tensione tangenziale al fondo critica, tale cioè da determinare il trascinamento dei massi di progetto.

Il valore del diametro dei massi si ottiene perciò dalla relazione, valida per $d < h$:

$$d_s = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot 0.058}$$

dove il valore di τ_0 si calcola a partire dal raggio idraulico e dalla pendenza del corso d'acqua:

$$\tau_0 = \gamma R i_f$$

Per d comparabile con il tirante h , la relazione viene modificata da A. Armanini:

$$d_s = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot 0.058 \cdot \left[1 + 0.67 \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]}$$

Poiché le verifiche sperimentali hanno riscontrato una tensione tangenziale massima alla base della pila pari a circa 15 volte quella media del canale, si assume tale valore come moltiplicativo dell'azione tangenziale critica individuata secondo il metodo di Shields (o modificato da Armanini), in modo da determinare le dimensioni dei massi della scogliera.

Viadotto sul fiume Merse (Opera S10)

Il viadotto sul fiume Merse, in località Ponte a Macereto, è caratterizzato dalla presenza in alveo di tre pile, costituite ciascuna da tre elementi circolari diam. 160 cm allineati, con fondazione basata su pali trivellati diam. 150 cm; gli elementi circolari risultano allineati nella direzione della corrente, comportandosi di fatto come un unico ostacolo di forma allungata.

Le caratteristiche della pila così individuata risultano quindi:

- $\alpha = 0$ essendo posizionata nella stessa direzione della corrente;
- $l = 8 \text{ m}$ dimensione longitudinale rispetto alla corrente;

– $s = 1,6 \text{ m}$ dimensione trasversale rispetto alla corrente.

In assenza di specifiche analisi granulometriche di laboratorio, il diametro caratteristico dei sedimenti del fondo (D_{50}) è stato stimato in seguito a sopralluogo, con analisi di situazioni significative in corrispondenza dell'alveo di magra.



Foto 1 - vista dell'alveo del Fiume Merse in corrispondenza del viadotto attuale.



Foto 2 - Particolare dell'alveo in corrispondenza delle sponde in condizioni di magra (Fiume Merse)

Si individua un valore caratteristico del D_{50} pari a 10 mm.

La valutazione della profondità di erosione massima al piede della pila in condizione di piena duecentennale¹⁰, risulta sintetizzata in tabella:

Larghezza pila	Lunghezza pila	Profondità corrente	Vel. media corrente	Vel. critica di trascinamento	Densità sedimenti	f_1	f_2	f_3	Profondità di erosione
s	l	h	v_0	v_c	ρ_s				d_s
[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[Kg/mc]	-	-	-	[m]
1.6	8	9.7	1.5	1.88	2600	0.60	1	1	1.91

Tabella 1 Parametri caratteristici pila e profondità di erosione stimata – Viadotto sul Fiume Merse

In base alla profondità di erosione massima stimata la quota di estradosso della fondazione della pila deve essere collocata a -2,00 metri rispetto il fondo alveo attuale.

Il dimensionamento dei massi della scogliera, effettuato secondo Shields come riportato in 0, consente di determinare i valori di progetto dei blocchi di roccia compatta (calcare massiccio) come riportato nella tabella seguente:

Raggio idraulico	Pendenza motrice	Profondità corrente	Tensione tangenziale al fondo	Tensione tangenziale massima alla base della pila	Densità massa	Diametro del massa	Volume del massa	Peso del massa ¹¹
R_H	i	h	τ	$\tau_{crit} = 15 \tau$	ρ_s	d	V	P
[m]	[m/m]	[m]	[N/mq]	[N/mq]	[Kg/mc]	[m]	[mc]	[t]
5.97	0.0015	9.7	87.8	1317.7	2750	1.28	1.09	3.01

Tabella 2 Dimensionamento massi scogliera di protezione – Viadotto sul Fiume Merse

Si prevede pertanto di installare una scogliera costituita da massi di calcare massiccio del diametro indicativo di circa 1,3 metri e del peso di circa 3 tonnellate.

Viadotto sul Torrente Ornate (Opera S1)

Il viadotto sul T. Ornate, è caratterizzato dalla presenza di tre pile, di cui n. 1 in alveo, mentre delle altre due una risulta marginalmente interessata dalla corrente in condizioni di piena duecentennale e una invece non lambita dalla corrente di piena.

Le pile sono costituite ciascuna da tre elementi circolari diam. 160 cm allineati, con fondazione basata su pali trivellati diam. 150 cm; gli elementi circolari risultano allineati nella direzione della corrente, comportandosi di fatto come un unico ostacolo di forma allungata.

¹⁰ Le grandezze idrauliche sono state ricavate dalla modellizzazione del tratto di studio in condizioni di moto permanente, con l'applicativo HEC RAS.

¹¹ E' possibile impiegare massi di dimensioni inferiori purchè opportunamente collegati tra loro, mediante l'impiego di funi di acciaio ancorate su tasselli infissi.

Le caratteristiche della pila così individuata risultano quindi:

- $\alpha = 0$ essendo posizionata nella stessa direzione della corrente;
- $L = 8 \text{ m}$ dimensione longitudinale alla corrente;
- $l = 1,6 \text{ m}$ dimensione trasversale alla corrente.

In assenza di specifiche analisi granulometriche di laboratorio, il diametro caratteristico dei sedimenti del fondo (D_{50}) è stato stimato in seguito a sopralluogo, con analisi di situazioni significative in corrispondenza dell'alveo di magra.



Foto 3 - Vista dell'alveo del T. Ornate in corrispondenza del viadotto esistente

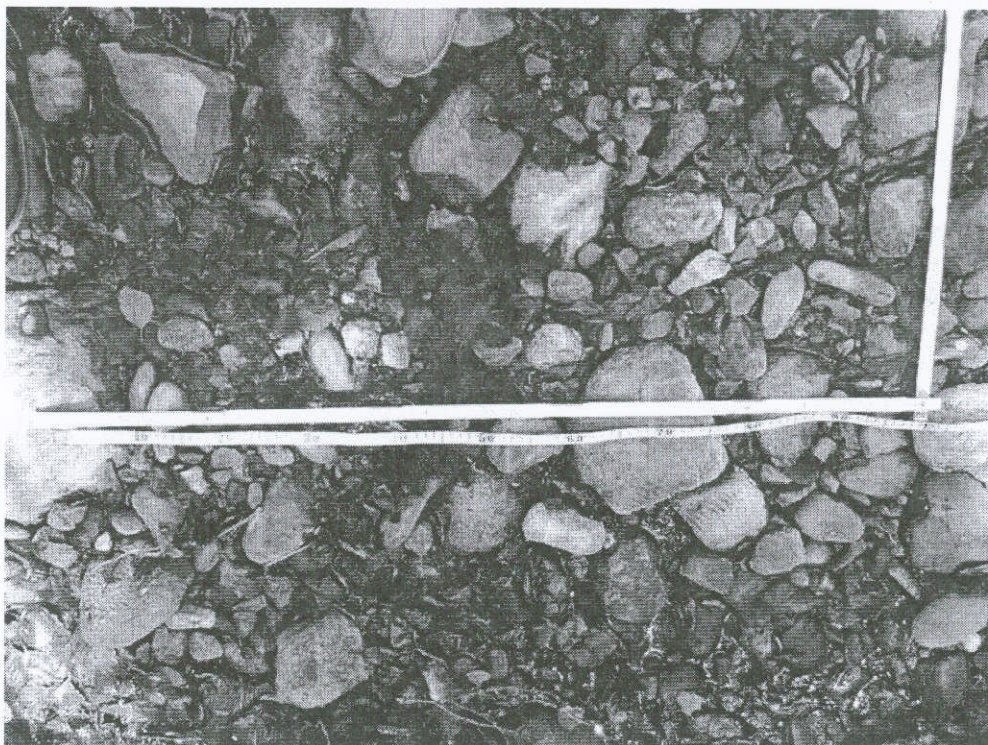


Foto 4 - Particolare dell'alveo in corrispondenza delle sponde in condizioni di magra (T. Ornate)

Si individua un valore caratteristico del D_{50} pari a 30 mm.

La valutazione della profondità di erosione massima al piede della pila in condizione di piena duecentennale¹², risulta sintetizzata in tabella:

Larghezza pila	Lunghezza pila	Profondità corrente	Vel. media corrente	Vel. critica di trascinamento	Densità sedimenti	f_1	f_2	f_3	Profondità di erosione
L	l	h	v_0	v_c	ρ_s				d_s
[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[Kg/mc]	-	-	-	[m]
1.6	8	2.3	3.2	1.96	2600	1	1	1	2.86

Tabella 3 Parametri caratteristici pila e profondità di erosione stimata – Viadotto sul Fiume Ornate

In base alla profondità di erosione massima stimata la quota di estradosso della fondazione della pila deve essere collocata a -3,00 metri rispetto il fondo alveo attuale (tale prescrizione riguarda la pila in alveo; per la pila lambita dalla corrente in condizione di piena duecentennale si può assumere una quota cautelativa di estradosso collocata a -2,00 metri rispetto la quota attuale).

Il dimensionamento dei massi della scogliera, effettuato secondo Armanini essendo in questo caso paragonabili le dimensioni di d ed h , consente di determinare i valori di progetto dei blocchi di roccia compatta (calcare massiccio) come riportato nella tabella seguente:

¹² Le grandezze idrauliche sono state ricavate dalla modellizzazione del tratto di studio in condizioni di moto permanente, con l'applicativo HEC RAS.

Raggio idraulico	Pendenza motrice	Profondità corrente	Tensione tangenziale al fondo	Tensione tangenziale massima alla base della pila	Densità massa	Diametro del massa	Volume del massa	Peso del massa ¹³
R_H	i	h	τ	$\tau_{crit} = 15 \tau$	ρ_s	d	V	P
[m]	[m/m]	[m]	[N/mq]	[N/mq]	[Kg/mc]	[m]	[mc]	[t]
1.5	0.005	2.3	73.6	1103.6	2750	0.77	0.240	0.66

Tabella 4 Dimensionamento massi scogliera di protezione – Viadotto sul Fiume Ornate

Si prevede pertanto di installare una scogliera costituita da massi di calcare massiccio del diametro indicativo di circa 0,8 metri e del peso di circa 0,7 tonnellate.

Il posizionamento di tale scogliera è da prevedere esclusivamente per la pila collocata in alveo.

¹³ E' possibile impiegare massi di dimensioni inferiori purché opportunamente collegati tra loro, mediante l'impiego di funi di acciaio ancorate su tasselli infissi.

CAPITOLO 3 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI TOMBINI, DEI FOSSI DI GUARDIA E DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	62
PREMESSA.....	63
CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO.....	65
DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	65
DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI TOMBINI.....	67
<i>Acque di versante</i>	67
<i>Acque di piattaforma</i>	69
DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI FOSSI DI GUARDIA	70
DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA STRADALE.....	71
<i>Passo degli embrici</i>	74
<i>Individuazione del passo delle caditoie</i>	76
<i>Dimensionamento e verifica dei collettori di raccolta delle acque intercettate dalle caditoie</i>	79
<i>Dimensionamento e verifica delle canalette centrali nei tratti in curva</i>	80
RACCOLTA ACQUE DA SVERSAMENTI ACCIDENTALI.....	82
<i>Dimensionamento dei collettori di recapito alle vasche</i>	82
<i>Individuazione del passo delle caditoie</i>	86

CAPITOLO 3 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI TOMBINI, DEI FOSSI DI GUARDIA E DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Premessa

Il presente capitolo comprende le verifiche idrauliche riguardanti lo smaltimento delle acque di versante e quelle di piattaforma, relativamente ai manufatti seguenti:

- tombini;
- fossi di guardia;
- smaltimento acque di piattaforma;
- raccolta acque da sversamenti accidentali.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma, in riferimento alle sezioni stradali tipo, risulta distinto a seconda delle caratteristiche della sezione:

- sezioni in trincea: è affidato alle cunette laterali in C.A., con caditoie di raccolta che recapitano sui sottostanti collettori, dotati di pozzetti di ispezione, con recapito sul reticolo idraulico esterno alla piattaforma;
- sezioni in rilevato: è affidato alle cunette laterali delimitate esternamente dall'arginello, con recapito sugli embrici.

Nei tratti in curva della viabilità principale è inserita in corrispondenza della barriera centrale una canaletta di raccolta rettangolare, che evita lo scolo della semicarreggiata superiore nella sottostante.

Nei tratti individuati come "sensibili" le acque della piattaforma vengono recapitate in apposite vasche di raccolta (vedi problematiche connesse agli sversamenti accidentali di inquinanti), prima dell'immissione nel reticolo idraulico superficiale.

Nella seguente tabella sono riportate, in sintesi, le verifiche eseguite ed i relativi tempi di ritorno considerati.

		Tr [anni]	Note
1	Dimensionamento e verifiche dei tombini	200 (acque di versante)	Diametro minimo 1500 mm con GR 50%; per diametri superiori GR 70%, con un franco minimo di cm 75
		25 (acque di piattaforma)	Tombini di attraversamento: diametro minimo 800 mm GR 50% (fino a 1500 mm, per diametri superiori GR 70%, con un franco minimo di cm 75)
2	Dimensionamento e verifiche dei fossi di guardia	50	Canale trapezio rivestito in calcestruzzo, con dimensioni minime 50 cm (b) x 50 cm (h)
3	Dimensionamento e verifiche smaltimento acque di piattaforma stradale	25	(1) <u>Tratti in rettilineo</u> Individuazione del passo degli embrici per tratti in rilevato; Individuazione del passo delle caditoie e diametro dei collettori di raccolta per i tratti in trincea (GR 50% fino a 300 mm; GR 70% per diametri superiori di 400 mm, con un franco minimo di cm 15) (2) <u>Tratti in curva viabilità principale</u> Verifiche canale grigliato rettangolare

		Tr [anni]	Note
4	Raccolta acque da sversamenti accidentali	25	Inserimento di vasche di raccolta su cui recapitano i collettori inseriti sulle banchine (GR 50% fino a 300 mm; GR 70% per diametri superiori di 400 mm, con un franco minimo di cm 15) Individuazione del passo delle caditoie nei tratti in rilevato;

Tabella 1 - Schema dimensionamenti e verifiche

I risultati dei dimensionamenti e verifiche idrauliche effettuate, descritti nel presente capitolo, sono completati:

- dalle tabelle di calcolo allegate alla relazione;
- dalle planimetrie idrauliche di sistemazione della piattaforma stradale.

Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo delle portate di progetto è stato effettuato applicando il metodo razionale, secondo quanto esposto nel capitolo 1 -Studio Idrologico della relazione.

Dimensionamento idraulico

Il dimensionamento e verifica delle sezioni idrauliche è stato effettuato in condizioni di moto uniforme, secondo la formula di Chezy:

$$U = \chi \sqrt{R \cdot i_f}$$

con:

R = raggio idraulico (Ω / B = area della sezione / perimetro bagnato)

i_f = pendenza del fondo, corrispondente alla pendenza motrice,

utilizzando l'espressione di Gauckler-Strickler per quel che riguarda il legame tra il coefficiente di attrito ed il parametro di scabrezza:

$$\chi = k R^{1/6}$$

Si ottiene quindi la seguente espressione, nota come equazione di Manning:

$$U = k R^{2/3} i_f^{1/2}$$

risultando quindi la portata di moto uniforme $Q = k \cdot A \cdot R^{2/3} i_f^{1/2}$ [m³/s].

Le condizioni della corrente (veloce – supercritica o lenta – subcritica), assegnata la portata Q , sono individuate dalla profondità critica, individuata dalla relazione:

$$\left. \frac{Q^2 b}{g \Omega^3} \right|_{y=y_c} = 1$$

con b = lunghezza del pelo libero

Relativamente ai valori del coefficiente di scabrezza k [m^{1/3}s⁻¹], secondo Gauckler-Strickler, si è fatto riferimento alla seguente tabella¹, che prevede valori di scabrezza più alti (a vantaggio di sicurezza), giustificati dalle maggiori resistenze legate ai depositi solidi trattenuti dagli specchi e/o disturbi localizzati legati alla presenza di manufatti (pozzetti ecc.):

¹ Da "Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale", 4ª ed., vol.1, 2003, Zanichelli ESAC

Materiale	k [m ^{1/3} s ⁻¹]
Condotti in materiale plastico (PVC, PE e vetroresina)	80 - 90
Condotti in gres ceramico, fibrocemento, ghisa sferoidale con rivestimento interno e in calcestruzzo rivestito in resina	70 - 80
Condotti prefabbricati in calcestruzzo di cemento e condotti in calcestruzzo gettati in opera e privi di intonaco liscio	60 - 70
Tubazioni di lamiera ondulata di acciaio zincato ²	75 - 90

Tabella 2 - Coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler utilizzati

In termini di velocità è opportuno contenere i valori di verifica tra un valore min di 0,5 m/s e un max di 4,5 m/s.

L'azione tangenziale di trascinamento al fondo (valore medio) τ_m è individuata secondo il criterio del Boys:

$$\tau = \gamma \cdot R_m \cdot i_f \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

essendo $\gamma = [\text{Kg/m}^3]$ peso specifico del liquido.

² Da "HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual", ver.3.1, Nov. 2002, USACE

Dimensionamento e verifiche dei tombini

Acque di versante

Il calcolo delle portate massime di progetto, con riferimento alle curve di possibilità climatica elaborate in nello studio idrologico per tempo di ritorno $T_r=200$ anni, è stato eseguito mediante la formula del metodo razionale come riportato nel capitolo 1.

Il calcolo di progetto della dimensione dei tombini stradali si è basato sui seguenti presupposti fondamentali

- la capacità di far defluire la portata stimata per il tempo di ritorno $T_r=200$ anni;
- un grado di riempimento GR, rapporto tra l'altezza liquida ed il diametro interno del tombino, deve essere inferiore ad un determinato valore prefissato, relativamente alle dimensioni del tubolare utilizzato;
- il tombino non deve andare in pressione;
- la velocità di sbocco deve mantenersi al di sotto di un valore massimo cautelativo per evitare fenomeni erosivi localizzati.

Le verifiche ed il dimensionamento idraulico sono stati effettuati in condizioni di moto uniforme.

Nel caso dei tombini stradali, essendo realizzati con tubolare ondulato in acciaio zincato, si assume un valore per il parametro di scabrezza $k [m^{1/3}s^{-1}]$ pari a 75, come indicato in Tabella 2.

Al fine di verificare che la luce di sbocco non sia sommersa e che il tombino non vada in pressione, si calcola il carico idraulico totale a monte H :

$$H = y_u + \frac{U^2}{2g}$$

La condizione richiesta è verificata quando tale valore H risulta inferiore ad un'altezza H^* :

$$H^* = 1.2 \div 1.5 D \text{ (diametro del tombino).}$$

In termini di velocità e di grado di riempimento si assumono i seguenti valori di riferimento:

- Velocità massima: 4.5 m/s;
- Grado di riempimento massimo consentito: 50% per $D \leq 1500$ mm
70% per $D > 1500$ mm
- Tensioni tangenziali al fondo τ_m non minori di $0,2 \text{ kg/m}^2$, per evitare fenomeni di deposito di materiale solido nel tombino.

Per quanto riguarda la tipologia di tombino da utilizzare per la realizzazione degli attraversamenti secondari è stato individuato un tubolare ondolato di acciaio zincato a sezione circolare, con riferimento ai seguenti diametri:

- 1500 mm
- 1600 mm
- 1800 mm
- 2000 mm
- 2400 mm

Dai calcoli effettuati risulta quanto riportato nella seguente tabella di sintesi:

PRINCIPALI			
identificativo Tombino	Area bac [Kmq]	Portata di progetto [mc/s]	Diametro [m]
1	0.059	0.841	1.50
2	0.140	1.722	1.60
3	0.139	1.553	1.50
4	0.366	3.343	1.80
5	0.038	0.406	1.50
6	0.137	1.389	1.50
7	0.675	5.653	2.00
8	0.043	0.479	1.50
9	0.019	0.213	1.60
10	0.004	0.049	1.50
11	0.106	1.720	1.60
11bis	0.110	1.812	1.60
12	0.300	4.444	1.80
13	0.054	0.759	1.50
14	0.045	0.620	1.50
15	0.108	1.887	1.50
16	0.052	0.917	1.50
17	0.027	0.472	1.50
18	0.192	2.447	1.50
19	0.842	8.263	2.20
20	0.023	0.393	1.50
21	0.014	0.157	1.50
22	0.133	1.328	1.80
23	0.069	0.714	1.50
24	0.056	0.591	1.50
25	0.126	1.588	1.50
26	0.158	1.778	1.50
27	0.238	2.924	2.40
28	0.087	1.273	1.50
29	0.045	0.494	1.50
30	0.095	1.037	1.50
31	0.165	1.768	1.50
32	0.210	2.404	1.60

identificativo Tombino	Area bac [Kmq]	Portata di progetto [mc/s]	Diametro [m]
------------------------	-------------------	-------------------------------	-----------------

SECONDARI

1	0.003	0.065	1.50
2	0.264	3.958	1.60
3	0.021	0.378	1.50
4	0.012	0.226	1.50
5	0.013	0.241	1.50
6	0.041	0.715	1.50

Tabella 3 - Riepilogo dimensionamento tombini principali e secondari

Le tabelle di calcolo riepilogative, complete con i risultati finali del dimensionamento, relativamente ai vari tombini identificati secondo la tavola di planimetria (vedi Carta di individuazione dei bacini, CTR 1:10.000), sono riportati in allegato.

Acque di piattaforma

Per i tombini che intercettano le acque di piattaforma, si fa riferimento ad un $T_r = 25$ anni, come riassunto in Tabella 1.

Per quel che riguarda le modalità di calcolo della portata di progetto, i metodi di dimensionamento idraulico ed i vincoli, valgono le stesse considerazioni fatte per i tombini drenanti le acque di versante.

Si assume di utilizzare tombini ondulati di acciaio zincato a sezione circolare, di diametro minimo pari a 800 mm, con grado di riempimento massimo ammissibile 50%.

Sono stati verificati i tombini drenanti le aree di dimensione maggiore, associati a bassa pendenza, in modo da effettuare un predimensionamento a favore di sicurezza.

I risultati delle verifiche effettuate (in condizioni di moto uniforme) sono sintetizzati nelle tabelle riportate in allegato.

Per i tombini che attraversano la viabilità principale è previsto un diametro minimo pari a 1000 mm; negli altri casi, salvo diversamente indicato in planimetria, è previsto l'impiego di tombini di diametro minimo pari a 800 mm.

Dimensionamento e verifiche dei fossi di guardia

Relativamente al calcolo della portata di progetto per il dimensionamento dei fossi di guardia, per un tempo di ritorno T_r pari 50 anni, è stato utilizzato il metodo razionale.

Come sezione tipo dei fossi di guardia si assume un canale trapezoidale con sponde inclinate a 45° , di dimensioni minime pari a 50 (b minore) x 50 (h) cm, rivestito in calcestruzzo.

Il calcolo idraulico di dimensionamento verifica è stato effettuato in condizioni di moto uniforme, secondo la formula di Chezy, mentre il valore del parametro di scabrezza è stato assunto pari a $k=70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Per dimensionare i fossi di guardia sono stati valutati i casi più gravosi in relazione a:

- dimensione del bacino;
- pendenza tratto conclusivo del canale;

assumendo un franco di sicurezza pari ad $1/5$ dell'altezza del canale; i risultati sono riportati nelle tabelle di calcolo degli allegati.

Ove non diversamente indicato e per tutti gli altri fossi di guardia non esplicitamente segnalati, le dimensioni si intendono pari a quelle minime.

Tombino recettore	Area Bacino	Portata di progetto Q_p	Base canale (m)
	[Kmq]	[m^3/s]	[m]
PRINCIPALI			
1	0.0626	0.727	0.5
5	0.0214	0.188	0.5
6	0.0485	0.404	0.5
7	0.0432	0.298	0.5
11	0.0301	0.400	0.5
12	0.1205	1.463	0.5
15	0.0718	1.021	0.6
18	0.1686	1.766	0.8
25	0.0865	0.891	0.6
28	0.0795	0.949	0.6
30	0.0707	0.629	0.5
32	0.1646	1.548	0.6
SECONDARI			
2	0.0838	1.032	0.5
7	0.0583	0.811	0.5

Tabella 4 Riepilogo dimensionamento fossi di guardia

Dimensionamento e verifiche smaltimento acque di piattaforma stradale

Le verifiche sono state effettuate in condizioni di moto uniforme, per Tr pari a 25 anni.

Le portate di verifica sono state individuate applicando il metodo razionale, calcolando il tempo di corrivazione come somma di due contributi:

$$t_c = t_a + t_r$$

con:

- t_a il tempo di concentrazione, pari a 5 minuti, stimato in ragione dell'ottenimento di un velo idrico sulla piattaforma di almeno 1 cm tale da originare lo scorrimento sulla piattaforma stradale e raggiungere l'elemento di raccolta marginale (vedi curva di possibilità pluviometrica per Tr pari a 25 anni);
- t_r il tempo di percorrenza dell'elemento di raccolta (cunetta, zanella e/o collettore), individuato dal rapporto tra la lunghezza e la velocità di scorrimento di moto uniforme.

Il metodo di verifica risulta iterativo fino a quando:

- la portata di moto uniforme calcolata risulta pari a quella di progetto (ipotizzata in funzione del tempo di corrivazione funzione dell'area drenata);
- il rispetto dei vincoli di progetto (grado di riempimento – franco, velocità).

Viabilità principale

Il tratto di strada del IX lotto della S.G.C. Grosseto-Fano è suddiviso in 20 livellette, caratterizzate da valori di pendenza longitudinale, in valore assoluto, compresi tra un minimo di 0.12% ed un valore massimo di 5,45% e riportate nella successiva tabella³.

Progressiva inizio tratto	lunghezza tratto	Pendenza (%)	Note
41600.00	12.63	-1.72	discesa
41612.63	192.3	0.13	ascesa
41804.93	252.55	1.80	ascesa
42057.48	532.87	-0.43	discesa
42590.35	342.9	1.62	ascesa
42933.25	328.67	0.37	ascesa
43261.92	713.12	3.23	ascesa
43975.04	440.13	-5.45	discesa
44415.17	642.95	-0.62	discesa
45058.12	513.11	-0.15	discesa
45571.23	806.1	0.58	ascesa
46377.33	461.84	1.71	ascesa
46839.17	640.83	-1.86	discesa
47480.00	729.3	0.57	ascesa
48209.30	850.7	4.09	ascesa
49060.00	1014.73	-2.80	discesa
50074.73	634.97	-0.120	discesa
50709.70	1277.94	0.610	ascesa
51987.64	682.64	-0.525	discesa

³ Le progressive e la pendenza sono relative al verso di percorrenza Grosseto-Siena

Progressiva inizio tratto	lunghezza tratto	Pendenza (%)	Note
52670.28	-52670.3	0.690	ascesa

Tabella 5 - Livellette della viabilità principale

In base alle livellette stradali sono state individuate 6 classi di pendenza caratteristiche, riportate nella tabella seguente, su cui sono state effettuate le verifiche idrauliche per lo smaltimento delle acque di piattaforma.

CLASSE	INTERVALLO PENDENZE (%)
1	0.1 – 0.3
2	0.3 – 0.5
3	0.5 – 0.8
4	1.5 - 2
5	2.5 - 4
6	> 4

Tabella 6 Classi di pendenza - viabilità principale

Le verifiche hanno interessato la carreggiata “divisa” nei due sensi di marcia. Il calcolo della portata di progetto è stato considerato il tratto di strada defluente, tenendo conto dei seguenti dati (in riferimento alle sezioni stradali tipo di progetto):

- Pendenza minima laterale della piattaforma stradale:
 - 2.5%;
- Larghezza piattaforma scolante, nei tratti in rilevato:
 - 9.55 m⁴
- Larghezza piattaforma scolante, nei tratti in trincea:
 - 10.30 m⁵, tenendo conto della presenza delle cunette laterali.

Le verifiche/dimensionamenti idraulici hanno riguardato i seguenti punti:

- Individuazione passo embrici nei tratti in rilevato;
- Individuazione del passo delle caditoie delle cunette laterali;
- Dimensionamento e verifica delle fognature di raccolta delle acque delle caditoie;
- Dimensionamento e verifica delle canalette centrali nei tratti in curva.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma è stato eseguito con riferimento alle piogge con tempo di ritorno a 25 anni, in riferimento alle curve di possibilità pluviometrica riportate nello studio idrologico.

Il dimensionamento idraulico è stato eseguito in moto uniforme, secondo le caratteristiche di canale, specificate nei paragrafi seguenti.

⁴ pari a metri 19.10 / 2.

⁵ pari a metri (19.10 + 0.75·2) / 2.

Viabilità complanare comunale

Con analoga modalità della viabilità principale, sono state effettuate le medesime verifiche anche per la complanare comunale. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche delle livellette in cui sono suddivisi i vari tratti di viabilità comunale.

Progressiva inizio tratto [m]	Lunghezza tratto [m]	Pendenza (%)	Note
VIABCOM1-V			
0.00	37.9	1.45711	ascesa
37.90	89.73	-3.45480	discesa
127.63	697.48	0.51428	ascesa
825.11	372.73	1.71543	ascesa
1197.84	315.42	0.32782	ascesa
1513.26	66.14	-1.21960	discesa
VIABCOM2-V			
8.50	75.76	-1.50000	discesa
84.26	64.92	-4.62627	discesa
149.18	308.14	-1.91489	discesa
457.32	805.62	0.49528	ascesa
1262.94	132.18	4.48455	ascesa
1395.12	373.16	0.41046	ascesa
1768.28	201.88	6.02946	ascesa
1970.16	121.58	-5.73512	discesa
2091.74	14.26	0.00000	-
VIABCOM3-V			
0.00	131.87	-2.79620	discesa
131.87	99.51	7.00000	ascesa
231.38	83.01	-0.30000	discesa
314.39	66.66	-7.00000	discesa
381.05	35.67	4.00000	ascesa
VIABCOM4-V			
0.00	38.58	-1.16103	discesa
38.58	86.32	-2.45446	discesa
124.9	509.37	-0.52537	discesa
634.27	502.19	0.69000	ascesa
1136.46	98.61	6.39511	ascesa
1235.07	55.34	1.50000	ascesa
VIABCOM5-V			
0.00	189.5	-0.97543	discesa
189.5	452.02	-0.37354	discesa
641.52	501.06	0.50906	ascesa
1142.58	138.72	0.30000	ascesa
VIABCOM6-V			
0.00	344.23	0.20000	ascesa
344.23	111.81	-4.02534	discesa
456.04	83.29	-0.10130	discesa

Progressiva inizio tratto [m]	Lunghezza tratto [m]	Pendenza (%)	Note
539.33	56.32	7.00000	ascesa
595.65	31.27	2.50761	ascesa

Tabella 7 Caratteristiche livellette viabilità complanare comunale

Le classi di pendenza individuate, nel caso della viabilità complanare, risultano 7, anziché le 6 precedenti, in base alla maggiore distribuzione delle pendenze caratteristiche delle livellette.

CLASSE	INTERVALLO PENDENZE (%)
1	0.1 – 0.3
2	0.3 – 0.5
3	0.5 – 0.8
4	0.8 – 1.5
5	1.5 - 2
6	2.5 - 4
7	> 4

Tabella 8 Classi di pendenza – viabilità complanare comunale

Il calcolo della portata di progetto è stato considerato il tratto di strada defluente, tenendo conto dei seguenti dati:

- Pendenza minima laterale della piattaforma stradale:
 - 2.5%;
- Larghezza piattaforma scolante, nei tratti in rilevato:
 - 4.00 m ⁶
- Larghezza piattaforma scolante, nei tratti in trincea:
 - 4.50 m ⁷, tenendo conto della presenza delle cunette laterali).

Passo degli embrici

Viabilità principale

L'individuazione del passo degli embrici nei tratti in rilevato è stata effettuata in condizioni di moto uniforme, considerando un canale a sezione triangolare individuato dalla banchina e dall'arginello di bordo strada.

Le dimensioni definite per il canale sono quelle riportate nella figura seguente:

⁶ Pari a 8 metri / 2.

⁷ Pari a metri $(8 + 0.5 \cdot 2) / 2$.

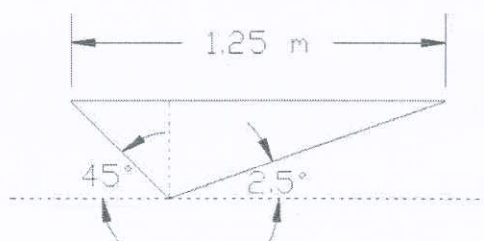


Fig. 1 - Sezione triangolare tipo interessata dal deflusso per l'individuazione del passo degli embrici

Al fine di garantire un grado di sicurezza sufficiente in condizioni di pioggia intensa, è assunta una larghezza massima del pelo libero pari a metri 1,25.

Il coefficiente di scabrezza, con riferimento alla Tabella 2, è assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, mentre la lunghezza complessiva dell'imbocco dell'embrice, tenuto conto dei tratti di raccordo, è assunta pari a metri 1,50.

In relazione alla pendenza longitudinale del tratto di strada e quindi alla velocità dell'acqua, si dovrà tener conto dell'efficienza con cui l'embrice è in grado di intercettare il deflusso, assumendo quindi un passo minore a quello teorico stimato.

In base a queste considerazioni possiamo quindi considerare l'imbocco dell'embrice come uno sfioratore laterale, descrivendone l'efficienza secondo le seguenti relazioni empiriche⁸:

$$E = 1 - 1(1 - L^* / L)^{1/8}$$

dove $L = 0,725 \cdot Q^{0.42} i^{0.3} (K_s / I)^{0.6}$

essendo	L^*	la larghezza imbocco embrici, pari a 1,5m
	Q	la portata affluente
	i	la pendenza longitudinale del tratto di strada
	I	la pendenza trasversale
	K	il coefficiente di scabrezza

Tale relazione è valida per $L^* < L$: diversamente si può assumere un grado di efficienza pari ad 1.⁹

In base alle considerazioni effettuate ed alle classi di pendenza si ottengono quindi i risultati nella seguente tabella (valori arrotondati per difetto a 0,5 metri), mentre i calcoli idraulici completi sono riportati negli allegati di calcolo.

⁸ Proposte dall'U.S. Department of Transportation. Vedi "Le opere idrauliche nelle costruzioni di strade", Da Deppo, Datei, 1994, Ed. Bios, Padova.

⁹ Il parametro dell'efficienza influisce sulla 4^a, 5^a, 6^a, classe di pendenza; per le altre la velocità non è tale da ridurre la capacità dell'embrice di intercettare la portata in scorrimento laterale

CLASSE	PENDENZA MINIMA (%)	PASSO EMBRICI [m]
1	0.1 %	5.0
2	0.3 %	9.0
3	0.5 %	10.5
4	1.5 %	12.0
5	2.5 %	12.5
6	4.0 %	13.0

Tabella 9 - Tabella riepilogativa classi/ passo degli embrici – viabilità principale

Viabilità complanare comunale

Relativamente alla viabilità complanare comunale, ipotizzando un analogo canale triangolare con lunghezza del pelo libero pari ad 1,0 metri, si ottengono i seguenti risultati (valori arrotondati per difetto a 0,5 metri):

CLASSE	PENDENZA MINIMA (%)	PASSO EMBRICI [m]
1	0.1 %	7.0
2	0.3 %	12.5
3	0.5 %	16.0
4	0.8 %	19.0
6	1.5 %	21.0
6	2.5 %	22.0
7	4.0 %	22.5

Tabella 10 - Tabella riepilogativa classi/passi degli embrici – viabilità comunale

Individuazione del passo delle caditoie

Viabilità principale

La distanza massima delle caditoie, tale da non comportare il superamento della larghezza di pelo libero consentita, è individuata in presenza di cunette al piede dei muri e nei tratti in sterro.

Per le verifiche è stata assunta una caditoia con grata delle dimensioni pari a cm 60 x 60.

Le verifiche idrauliche sono quindi state effettuate in moto uniforme considerando un canale triangolare, con riferimento alle sezioni stradali tipo in trincea, delle dimensioni riportate nella figura seguente.

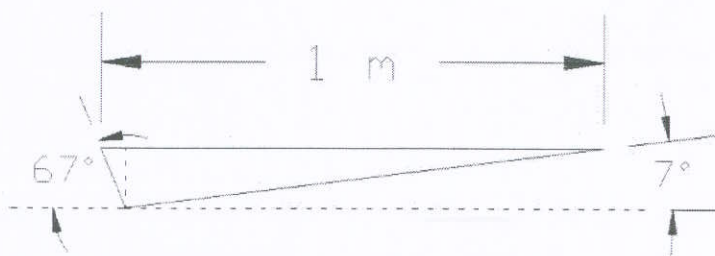


Fig. 2 - Sezione triangolare tipo per l'individuazione del passo delle caditoie

La larghezza di pelo libero massima consentita, coerentemente con le dimensioni delle cunette in cemento, è pari ad 1 metro, mentre si considera il coefficiente di scabrezza (cfr. Tabella 2) pari a $70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Analogamente a quanto osservato per gli embrici, anche le caditoie delle cunette hanno una diversa efficienza nel captare tutta la portata proveniente da monte secondo le caratteristiche della strada e della caditoia stessa.

Si può quindi considerare l'efficienza di una caditoia¹⁰ somma di 2 contributi relativi alla quota parte intercettata della portata frontale alla grata (Q_1) e alla quota parte intercettata di portata laterale (Q_2), secondo la relazione:

$$E = R_1 \cdot E_0 + R_2(1 - E_1)$$

dove R_1 e R_2 sono i relativi rendimenti.

Nella fattispecie possiamo considerare il primo membro come:

$$E_0 = Q_1 / Q = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{8/3}$$

dove l è la larghezza della grata, mentre b è la larghezza della cunetta (0.95m).

Tenendo conto però della riduzione dell'efficienza E_0 all'aumentare della velocità dell'acqua, si deve introdurre il rendimento R_1 e considerare captata la quantità Q_1^* piuttosto che Q_1 .

Risulta quindi:

$$R_1 = 1 - 0.3(\nu - \nu_0)$$

dove $\nu_0 = 2.54L^{0.51}$ per grate a barre parallele alla direzione della corrente (L , lunghezza grata nel verso della corrente).

Nel caso di $\nu \leq \nu_0$ si può assumere $R_1=1$, essendo la velocità minore di quella limite e tale da non inficiare l'efficienza della grata.

Si ha perciò:

$$R_1 \cdot E_0 = \frac{Q_1^*}{Q} \frac{Q}{Q_1} = \frac{Q_1^*}{Q} = E_1 \text{ e quindi } \frac{Q_2}{Q} = 1 - E_1$$

Poiché una parte della portata Q_2 può essere intercettata in dipendenza dei valori di ν ed L , si ha il rendimento R_2 come

$$R_2 = \frac{Q_2^*}{Q_2} = \left[L \cdot L^{2.3} \right] / \left[1 + 0.083\nu^{1.8} \right]$$

Dai calcoli sono individuati i valori massimi ammissibili del passo tra due caditoie, riportati nella tabella successiva, relativamente alle classi di pendenza individuate (valori arrotondati per difetto a 5 metri).

¹⁰ "Le opera idrauliche nelle costruzioni di strade", Da Deppo, Datei, 1994, Ed. Bios, Padova

PENDENZA (%)	PASSO CADITOIE [m]
0.1%	40
0.3%	70
0.5%	90
> 0.5 % ¹¹	100

Tabella 11 Tabella riepilogativa pendenza/ passo delle caditoie

Viabilità complanare comunale

Dalle verifiche relative alla viabilità complanare comunale, considerando un canale triangolare delle medesime dimensioni ma avendo un'area specifica defluente minore, si assume un passo delle caditoie pari a 100 metri per ogni classe di pendenza, sulla base della metodologia precedentemente esposta.

¹¹ In ragione dei valori piuttosto elevati calcolati del passo per le classi di pendenza più elevate, si assume una distanza massima ammissibile pari a 100 metri.

Dimensionamento e verifica dei collettori di raccolta delle acque intercettate dalle caditoie

Per i collettori di raccolta delle acque intercettate dalle caditoie, sono individuati i seguenti diametri di tubazioni¹² in PVC UNI/EN 1401- 01 Serie SN 8:

Diametro esterno DE [mm]	Spessore tubo [mm]	Diametro interno Dint [mm]
315	9.2	296.6
400	11.7	376.6
500	14.6	470.8
630	18.4	593.2

Tabella 12 - Tabella dei diametri dei collettori fognari

Viabilità principale

Sulla base dei diametri interni individuati è stata verificata la massima lunghezza di fognatura tale da rispettare il vincolo imposto sul grado di riempimento pari al 70% per $DE \geq 400$ mm¹³, con franco minimo di cm 15.

Le verifiche sono state eseguite in condizioni di moto uniforme, considerando un canale circolare delle dimensioni riportate in Tabella 12 ed un valore del coefficiente di scabrezza, caratteristico del PVC, pari a $85 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (cfr. Tabella 2).

I risultati del calcolo di dimensionamento suddetto sono sintetizzati nella tabella seguente, relativamente alle diverse classi di pendenza individuate, con riferimento ad un'area scolante assunta pari a metà carreggiata:

CLASSE	PENDENZA MINIMA (%)	LUNGHEZZA MASSIMA [m]		
		Φ 400	Φ 500	Φ 630
1	0.1 %	70	295	690
2	0.3 %	120	515	1195
3	0.5 %	155	665	1545
4	1.5 %	275	1155	2675
5	2.5 %	355	1490	3455
6	4.0 %	450	1885	4370

Tabella 13 - Lunghezza massima collettori fognari in relazione al diametro della tubazione - viabilità principale

Viabilità complanare comunale

Relativamente alla viabilità comunale i risultati sono sintetizzati nella seguente tabella, con riferimento ad un'area scolante assunta pari a metà carreggiata:

¹² L'utilizzo della tubazione con $DE = 315$ mm è stato valutato solo per la viabilità complanare comunale

¹³ Per tubazioni con $DE = 315$ mm si assume $GR=50\%$

CLASSE	PENDENZA MINIMA	LUNGHEZZA MASSIMA [m]			
		Φ 315	Φ 400	Φ 500	Φ 630
1	0.1 %	95	220	1035	2490
2	0.3 %	165	385	1795	4310
3	0.5 %	215	495	2315	5565
4	0.8 %	270	625	2930	7040
5	1.5 %	375	860	4015	9640
6	2.5 %	485	1110	5185	12450
7	4.0 %	610	1405	6560	15745

Tabella 14 - Lunghezza massima collettori fognari in relazione al diametro della tubazione – viabilità complanare comunale

Dimensionamento e verifica delle canalette centrali nei tratti in curva

La pendenza trasversale della carreggiata nei tratti in curva è compresa tra un valore minimo del 2.5% (inizio tratto di raccordo) ed un massimo del 6%.

E' stata prevista l'installazione di un canale grigliato prefabbricato (classe griglia E 600 secondo norma UNI EN 124) collocato all'interno della banchina di sorpasso (in adiacenza alla barriera stradale), di sviluppo esteso tra la metà di inizio e la metà finale dei tratti di transizione (clotoidi), quando la carreggiata presenta unica pendenza verso il centro planimetrico della curva.

Il canale ha il compito di intercettare le acque drenate dalla metà della piattaforma a quota superiore, in modo da non gravare sulla metà di valle (inferiore).

Sono state individuate le seguenti tipologie di canaletta da installare:

- Canale grigliato a sezione rettangolare 20,4 (b) x 24,5 (h) cm;
- Canale grigliato a sezione rettangolare 30,0 (b) x 32,0 (h) cm.

Si assume come grado di riempimento massimo, per entrambe le tipologie, il 70% dell'altezza¹⁴.

Le verifiche, effettuate in condizioni di moto uniforme (cfr. §1.3) considerano un valore del coefficiente di scabrezza pari a $75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, trattandosi di canalette a struttura in CAV (Tabella 2).

I calcoli idraulici effettuati individuano quindi il passo degli attraversamenti¹⁵.

I risultati del calcolo effettuato, che individua il passo degli attraversamenti in funzione della classe di pendenza delle livellette stradali e della sezione della canaletta, sono sintetizzati nella tabella seguente:

¹⁴ Il raggiungimento del grado di riempimento massimo rappresenta una situazione prettamente locale, poiché nel resto del collettore si manifestano altezze d'acqua inferiori.

¹⁵ Il passo minimo da verificare deve risultare superiore a 40 metri, in modo da contenere gli attraversamenti della carreggiata.

CLASSE	PENDENZA MINIMA	PASSO ATTRAVERSAMENTI [m]	TIPOLOGIA CANALE UTILIZZATO
1	0.1 %	86.5	30.0 x 32.0
2	0.3 %	51.5	20.4 x 24.5
3	0.5 %	66.5	20.4 x 24.5
4	1.5 %	115.5	20.4 x 24.5
5	2.5 %	149.0	20.4 x 24.5
6	4.0 %	189.0	20.4 x 24.5

Tabella 15 - Passo degli attraversamenti per canalette centrali nei tratti in curva

Raccolta acque da sversamenti accidentali

Dimensionamento dei collettori di recapito alle vasche

Il progetto prevede la realizzazione di un sistema di collettamento e raccolta delle acque meteoriche contaminate da sversamenti accidentali, dimensionato per eventi piovosi con $T_r = 25$ anni, con recapito a n. 3 vasche.

Il tratto interessato da questo tipo di intervento è quello compreso tra il Km 45+260 ed il Km 47+286, che attraversa aree coltivate a risaie.

Il sistema di drenaggio è schematizzabile come una rete di collettori fognari, verificata in condizioni in condizioni di moto permanente.

Le ipotesi su cui si basa il metodo risultano:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione si ottiene pertanto come somma di due contributi:

$$t_c = t_a + t_r$$

con:

- t_a il tempo di accesso alla rete, assunto pari a 5 minuti e relativo al primo collettore della serie;
- t_r il tempo di rete, dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo, secondo l'espressione:

$$t_r = \sum_{i=1}^n (L_i / V_i)$$

in cui:

- L_i (m) è la lunghezza dell'i-esimo tronco (degli n tronchi che costituiscono il percorso più lungo)
- V_i (m/s) è la velocità di moto uniforme (nel tronco i-esimo).

Il coefficiente di afflusso in fognatura, trattandosi di superficie praticamente impermeabile, è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

In riferimento ai parametri idraulici si assumono:

- diametri commerciali della serie in PVC DE ≥ 500 mm, in modo da garantire un GR < 70% e un franco di almeno 15 cm;
- un valore del coefficiente di scabrezza pari a $85 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (da Tabella 2).

I tratti relativi ad ogni vasca, in ragione delle variazioni delle livellette stradali, presentano sviluppi inferiori ai 500 metri, il che consente di contenere le dimensioni dei collettori posti in corrispondenza delle banchine stradali (larghezza 1.75 metri).

Nei tratti in rettilineo i collettori sono doppi (1 per ogni senso di marcia) mentre nei tratti in curva i collettori sono stati unificati (ove possibile).

Le verifiche idrauliche sono quindi state eseguite secondo i seguenti schemi idraulici:

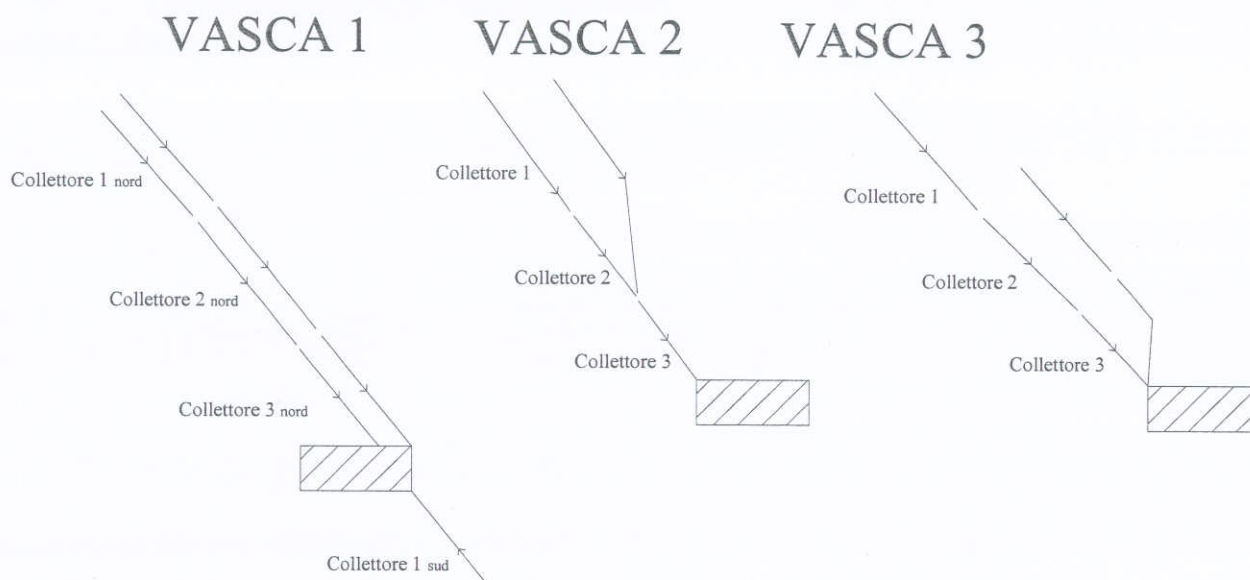


Fig. 3 Schema collettori delle vasche di raccolta acque da sversamenti accidentali

Per quanto riguarda la vasca 2 e la 3 è stato verificato il collettore interno curva essendo la situazione su cui insiste una maggiore area scolante.

In ragione delle considerazioni fatte, si ottengono quindi i risultati riportati in Tabella 16, relativamente ai diversi tratti di collettore individuati:

VASCA	COLLETTORE	LUNGHEZZA [m]	PENDENZA	DE collettore [Φ]
1	1 nord	100	0.0409	400
	2 nord	732	0.0057	500
	3 nord	230	0.0020 ¹⁶	630
	1 sud	421	0.0186	500
2	1	483	0.0171	500
	2	158	0.0058	500
	3	118	0.0058	630
3	1	204	0.0058	500
	2	97	0.0058	500
	3	295	0.0013 ¹⁷	630

Tabella 16 Diametri caratteristici individuati per i collettori delle vasche di raccolta

¹⁶ Tratto in controtendenza.

¹⁷ Tratto in controtendenza.

In relazione allo schema dei collettori sopra evidenziato e conseguentemente alle pendenze dei tratti stradali, risultano le seguenti portate massime in ingresso alle vasche:

VASCA	Qmax [mc/s]
1	0.484
2	0.399
3	0.392

Tabella 17 - Portate massime in ingresso alle vasche di raccolta

In ragione dei diversi tempi di corrivazione dei collettori provenienti da nord e da sud, in particolare per la vasca n. 1, è stata calcolata la portata massima determinata dalla somma dei relativi idrogrammi di piena (ipotizzati di forma triangolare con durata pari al doppio del tempo di corrivazione calcolato).

La vasca n. 2 ha solo un collettore in ingresso, mentre la vasca 3 presenta due collettori paralleli di analogo tempo di corrivazione le cui portate massime risultano quindi sincrone.

A seguito sono riportati i calcoli relativi e gli idrogrammi utilizzati.

VASCA 1

COLLETTORE	Tc [h]	Qmax [mc/s]
3 nord (somma di due tubi paralleli)	0.27	0.484
1 sud	0.125	0.399

Tabella 18 – vasca n. 1

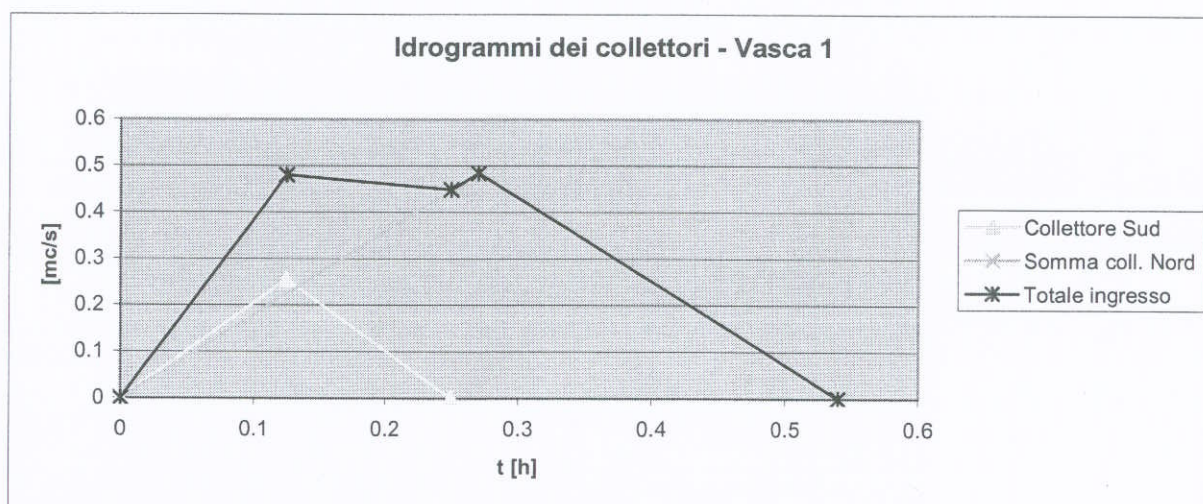


Figura 4 - Idrogrammi dei collettori – Vasca 1

VASCA 2

COLLETTORE	Tc [h]	Qmax [mc/s]
3	0.183	0.399

Tabella 19 – vasca n. 2

VASCA 3

COLLETTORE	Tc [h]	Qmax [mc/s]
3	0.223	0.196
3	0.223	0.196

Tabella 20 – vasca n. 3

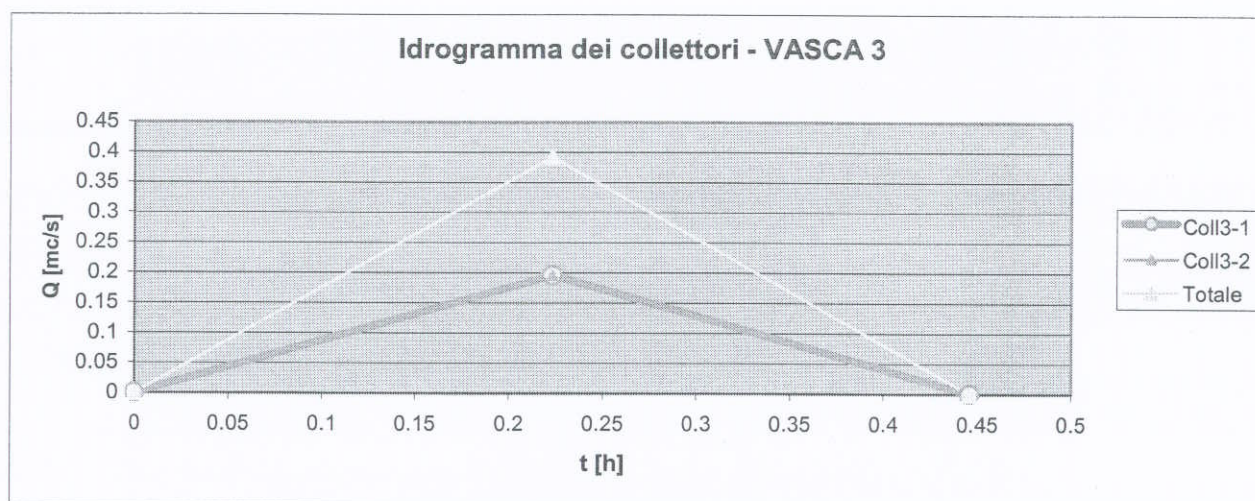


Figura 5 - Idrogrammi dei collettori – Vasca 3

Individuazione del passo delle caditoie

Al fine di garantire il collettamento delle acque di piattaforma nella rete fognaria sottostante, nei tratti "sensibili" è previsto l'inserimento di caditoie anche per i tratti in rilevato, in modo da recapitare le acque alle vasche di raccolta.

Analogamente a quanto riportato nel § Passo degli embrici, si considera per i calcoli di verifica un canale triangolare delle dimensioni riportate in Fig. 1, con larghezza del pelo libero pari ad 1,25 metri, coefficiente di Gauckler-Strickler di $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (cfr. Tabella 2), individuato dall'arginello esterno e dalla stessa piattaforma stradale.

In merito all'efficienza della caditoia nel captare il deflusso, si ritengono valide le medesime considerazioni riportate nel paragrafo relativo alla determinazione del passo degli embrici.

Si assume una caditoia con grata di dimensioni 80 x 80 cm.

I valori massimi del passo delle caditoie, relativamente alle pendenze di progetto dei diversi tratti di collettore individuati, sono riportati nella tabella seguente:

PENDENZA (%)	PASSO CADITOIE [m]
4,09 %	30,5
1,86 %	20,5
1,71 %	20,0
0,058 %	11,5
0,057 %	10,0
0,002 %	6,0 ¹⁸
0,013 %	6,0 ¹⁹

Tabella 21 - Passo delle caditoie nei tratti "sensibili" in rilevato

¹⁸ Tratto in contropendenza. Si assume un passo pari alla lunghezza delle barre di tubazione in PVC

¹⁹ Tratto in contropendenza. Si assume un passo pari alla lunghezza delle barre di tubazione in PVC

ALLEGATI

**Planimetrie, profili idraulici, tabelle e sezioni delle verifiche
idrauliche dei principali attraversamenti**

Fosso S. Biagio (OPERE S20-S19)

ATTRAVERSAMENTO FOSSO
SAN BIAGIO
OPERA S 20 viabilità principale
OPERA S 19 viabilità secondaria
 $Q_{200} = 42 \text{ mc/s}$
Sottobacino 1

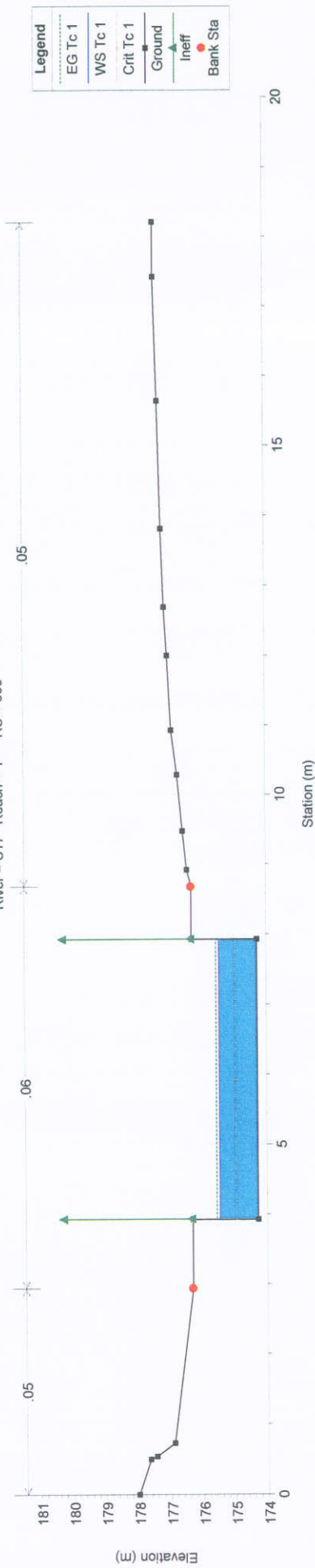
HEC-RAS Plan: Plan 18 River: San Biagio Reach: 100-50 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
100-50	100	PF 1	42.00		42.00		182.76	183.97	183.97	184.02	0.006812		43.89	213.90	0.00	0.67	0.21
100-50	90	PF 1	42.00	42.00			181.51	183.08	182.62	183.36	0.010766	2.34	17.95	110.31	0.60	0.60	1.57
100-50	85	Bridge															
100-50	80	PF 1	42.00	42.00			181.09	182.71	182.23	183.00	0.010646	2.37	17.69	12.65	0.60	0.60	1.62
100-50	70	PF 1	42.00	42.00			180.77	182.50	181.91	182.75	0.008381	2.20	19.07	12.69	0.53	0.53	1.73
100-50	65	Bridge															
100-50	60	PF 1	42.00	42.00			180.61	182.38	181.75	182.61	0.007883	2.16	19.43	12.71	0.52	0.52	1.77
100-50	50	PF 1	42.00	41.38	0.31	0.31	180.16	182.06	181.56	182.15	0.010403	1.32	32.30	59.47	0.51	0.56	0.54

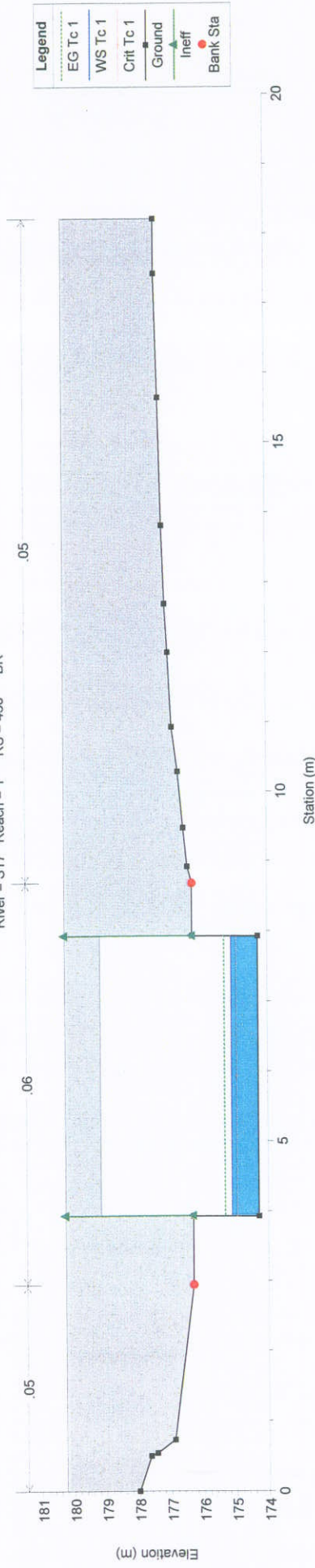
HEC-RAS Plan: Plan 09 River: S17 Reach: 1 Profile: Tc 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	500	Tc 1	6.90	6.90			174.28	175.43	174.95	175.55	0.012196	1.49	4.62	4.00	0.44	0.44	0.73
1	450		Bridge														
1	400	Tc 1	6.90	6.90			173.76	174.43	174.43	174.77	0.040059	2.56	2.69	6.21	1.00	1.00	0.67
1	300	Tc 1	6.90	6.90			172.00	172.76	172.96	173.43	0.136089	3.62	1.91	3.72	1.62	1.62	0.45

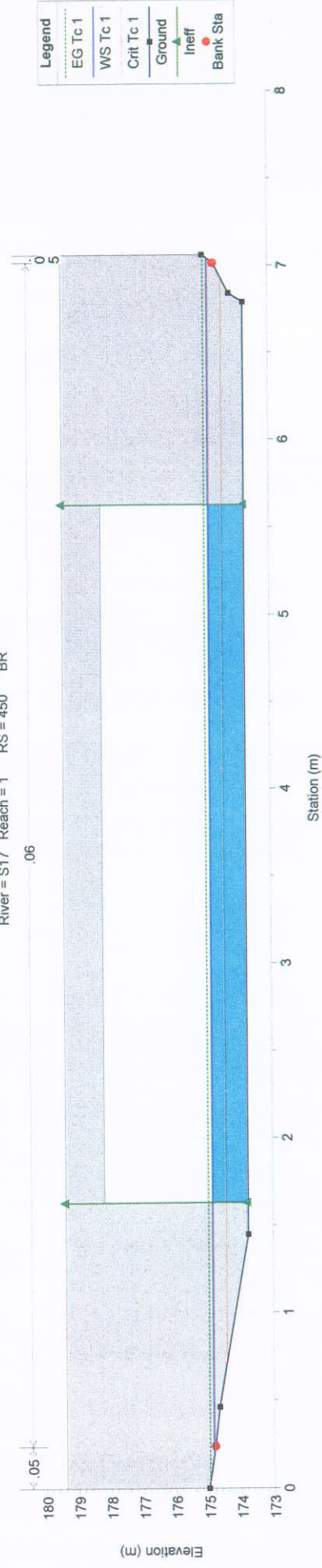
s17 Plan: Plan 09
River = S17 Reach = 1 RS = 500



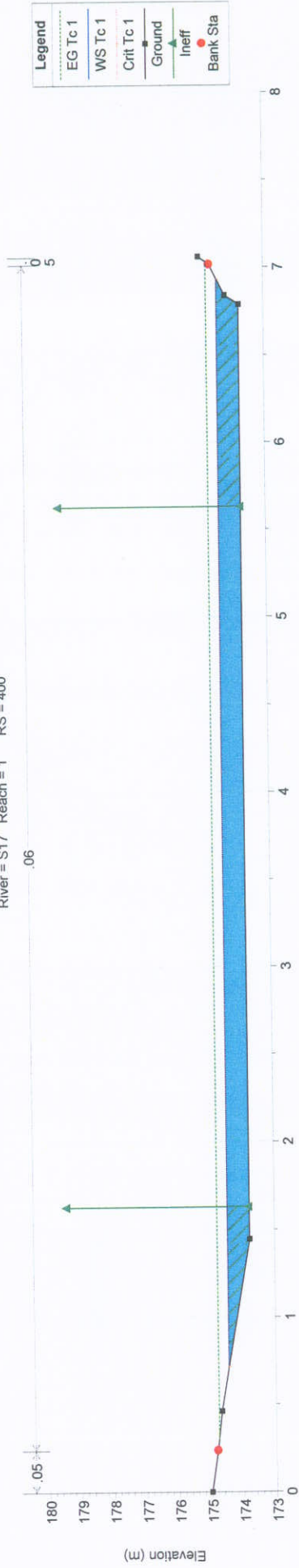
s17 Plan: Plan 09
River = S17 Reach = 1 RS = 450 BR



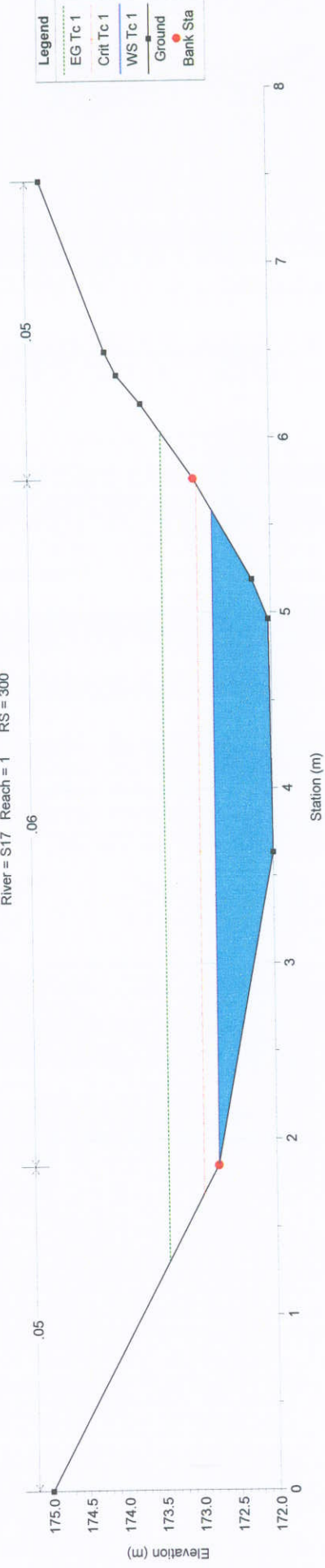
s17 Plan: Plan 09
River = S17 Reach = 1 RS = 450 BR



s17 Plan: Plan 09
River = S17 Reach = 1 RS = 400

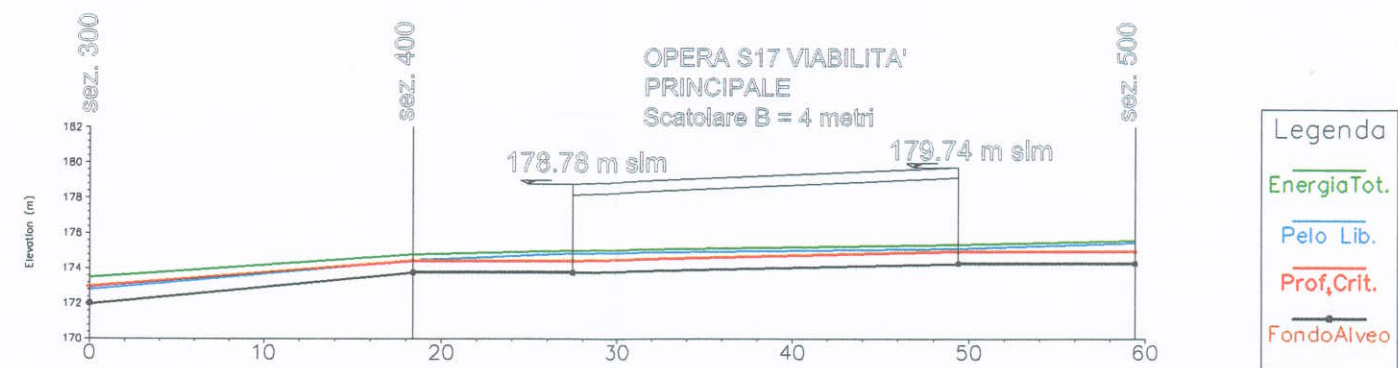


s17 Plan: Plan 09
River = S17 Reach = 1 RS = 300

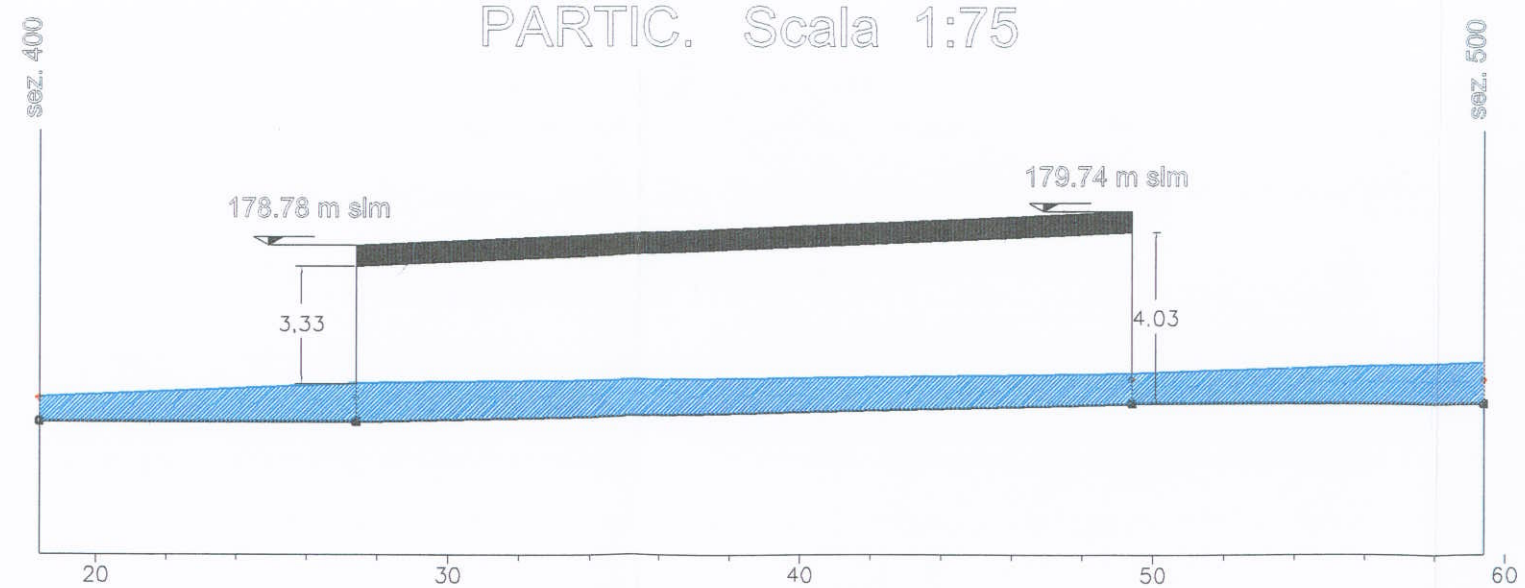


S17

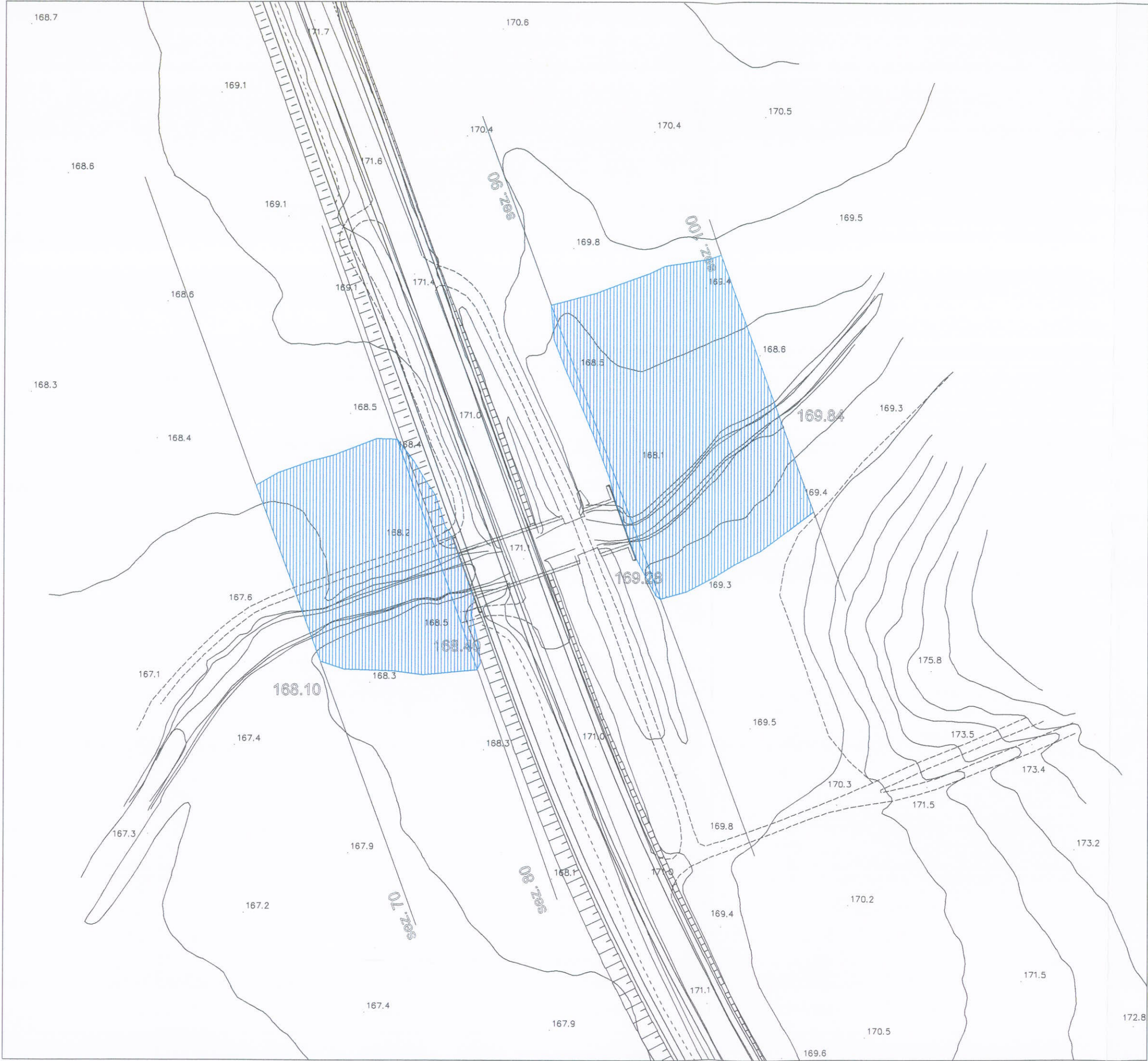
PROFILO Scala 1:150



PARTIC. Scala 1:75



Fosso Maceratano (OPERA S15)



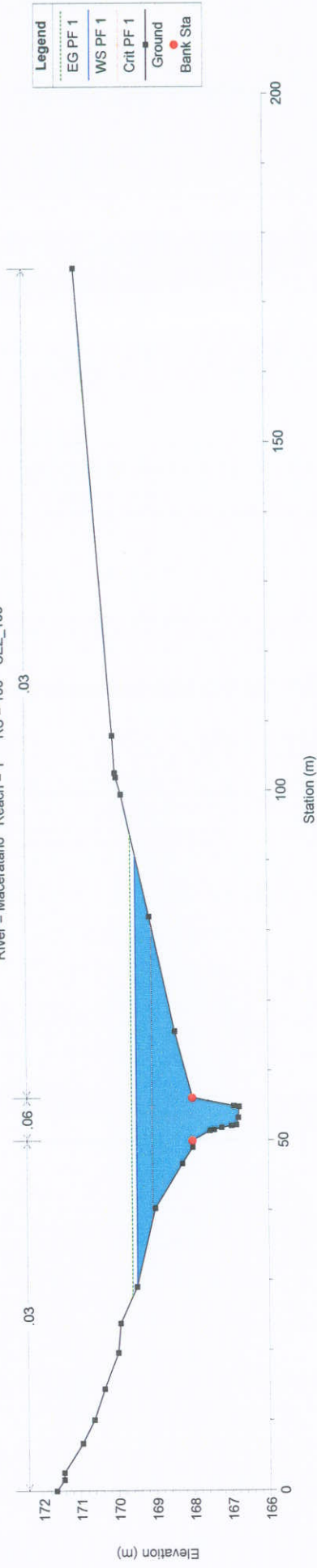
ATTRAVERSAMENTO FOSSO
MACERATANO
OPERA S 15 viabilità principale
e secondaria
 $Q_{200} = 80 \text{ mc/s}$

Sottobacino 2

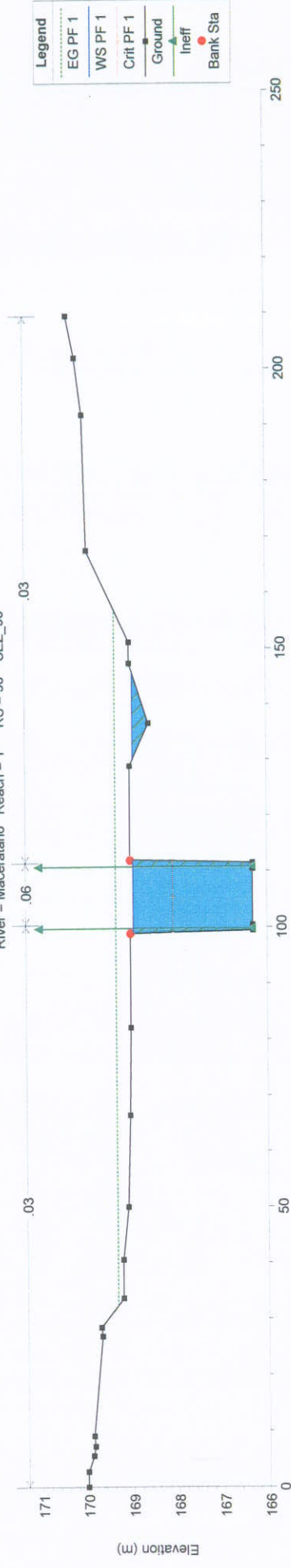
HEC-RAS Plan: Plan 10 River: Maceratano Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	100	PF 1	80.00	22.37	18.02	39.61	166.77	169.48	169.07	169.60	0.003655	1.60	51.12	61.30	0.34	0.55	0.82
1	90	PF 1	80.00	80.00			166.31	168.93	168.07	169.33	0.007258	2.77	28.87	28.66	0.55	0.55	2.62
1	85	Bridge															
1	80	PF 1	80.00	80.00			165.97	168.42	167.72	168.87	0.009061	2.97	26.90	31.39	0.61	0.61	2.45
1	70	PF 1	80.00	72.78	0.28	6.93	165.50	168.10	167.36	168.42	0.011289	2.58	34.67	58.53	0.62	0.96	0.55

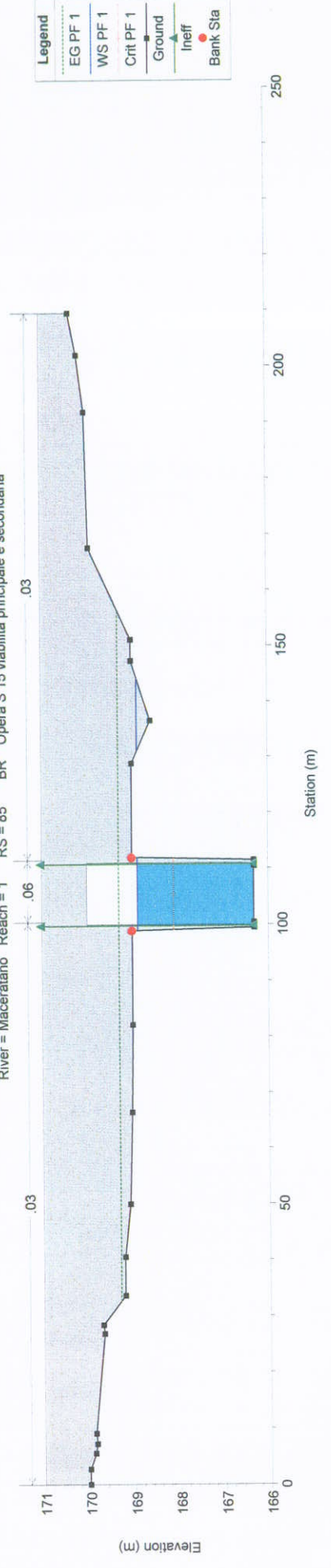
Maceratano Plan: Plan 10
 River = Maceratano Reach = 1 RS = 100 SEZ_100

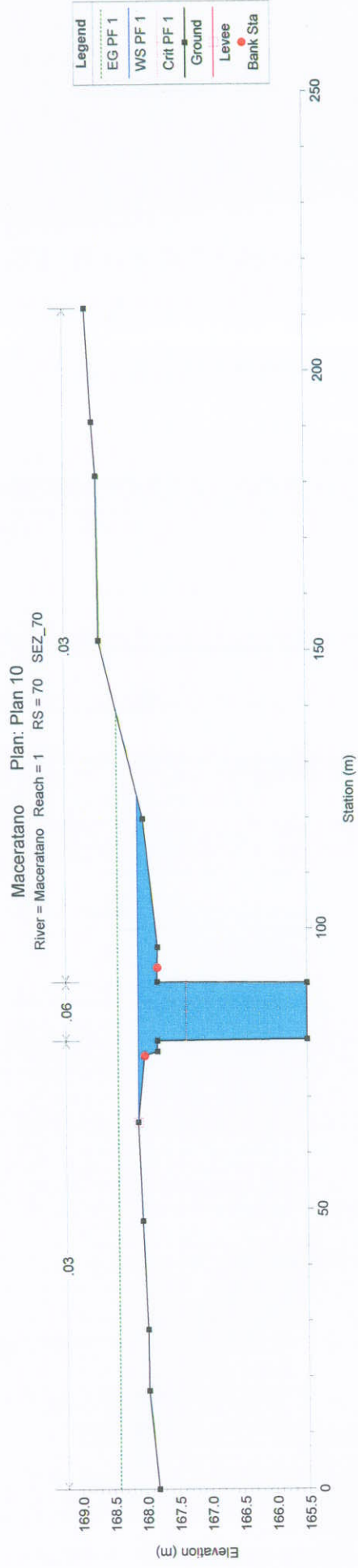
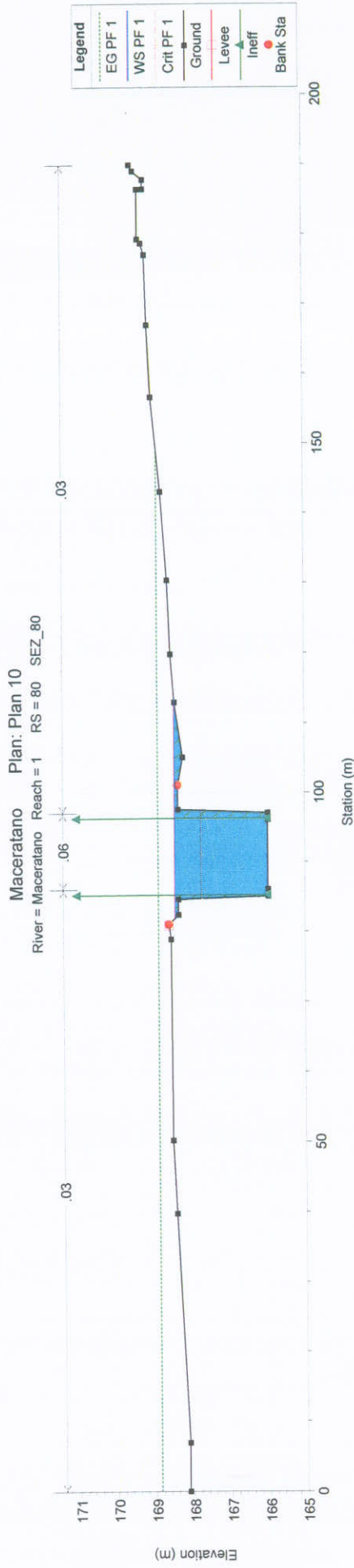
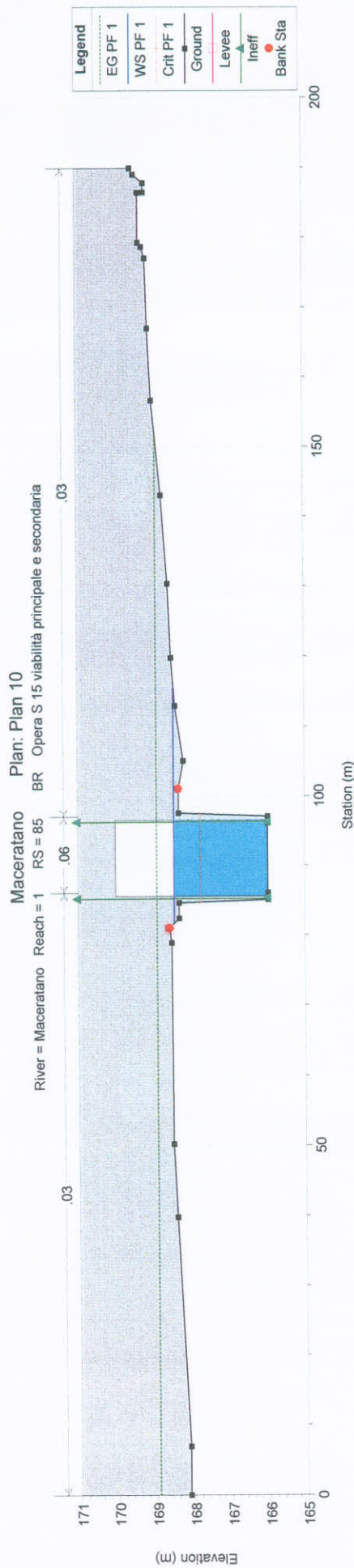


Maceratano Plan: Plan 10
 River = Maceratano Reach = 1 RS = 90 SEZ_90



Maceratano Plan: Plan 10
 River = Maceratano Reach = 1 RS = 85 BR Opera S 15 viabilità principale e secondaria

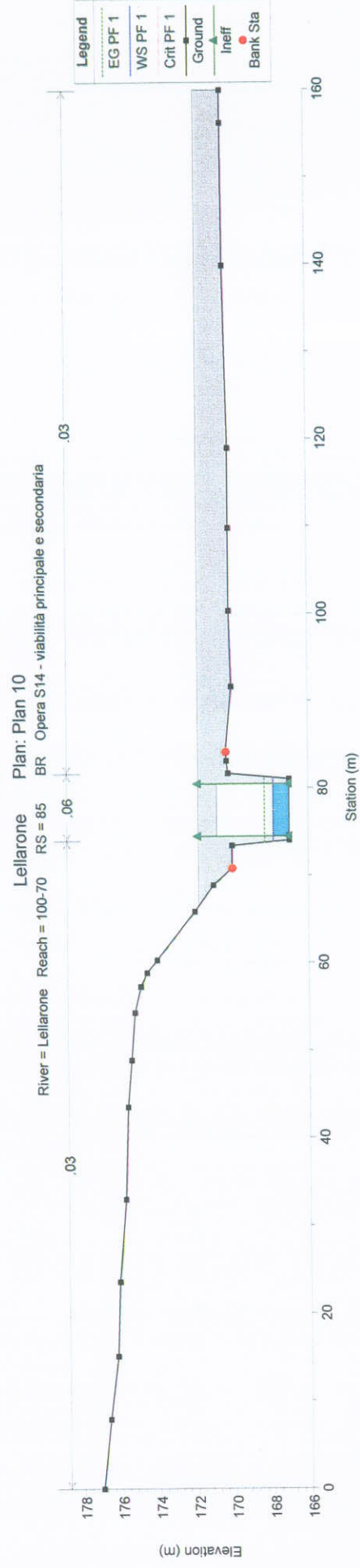
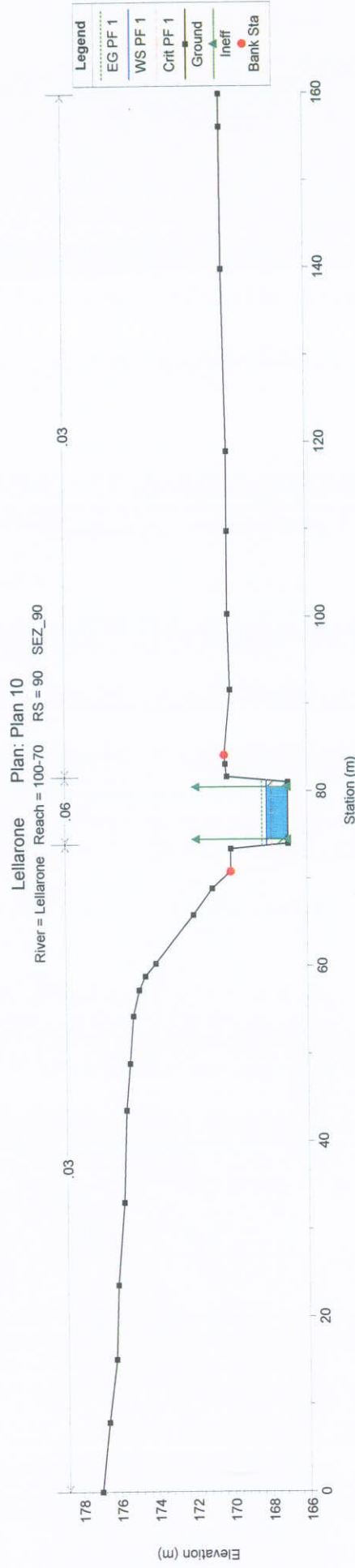
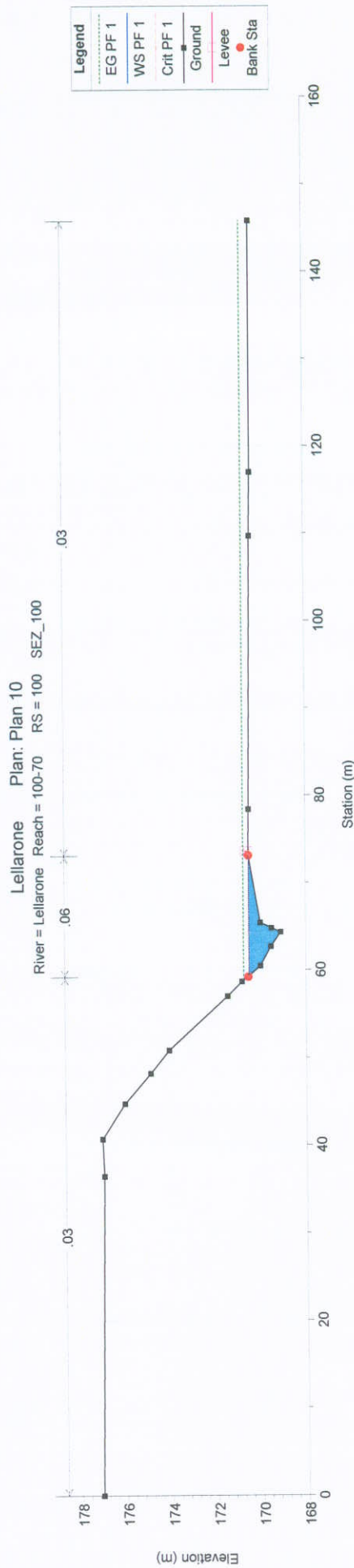




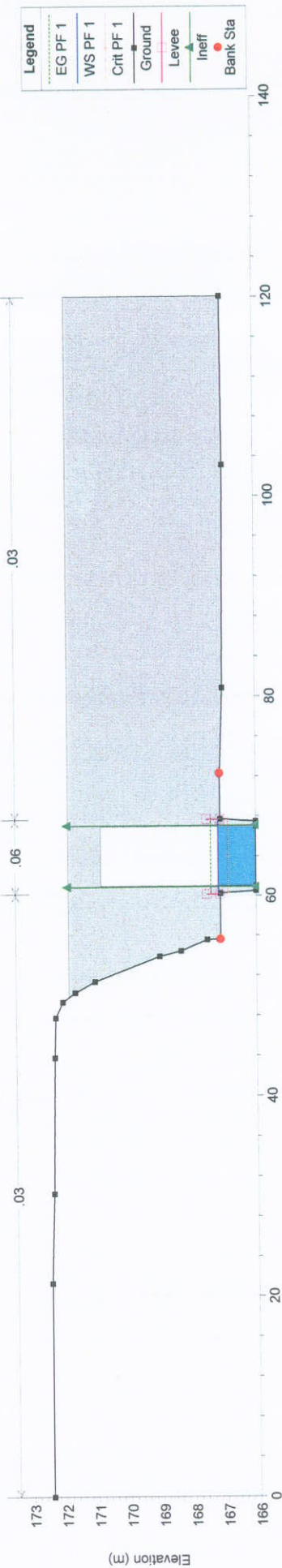
Fosso Lellarone (OPERA S14)

HEC-RAS Plan: Plan 06 River: Lellarone Reach: 100-70 Profile: PF 1

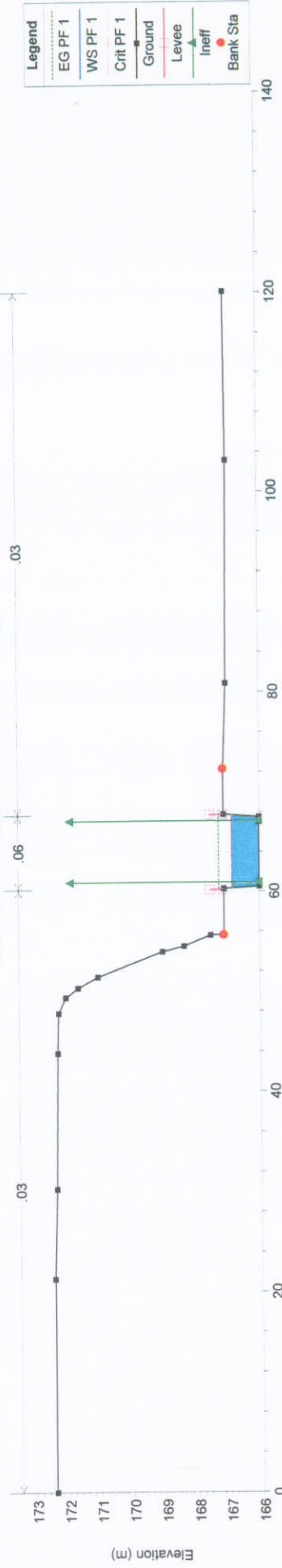
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Cnl	Froude # XS	Hydr Radius (m)
100-70	100	PF 1	15.00	15.00			169.10	170.50	170.50	170.75	0.047725	2.22	6.76	13.66	1.01	1.01	0.48
100-70	90	PF 1	15.00	15.00			166.99	168.12	167.85	168.37	0.014825	2.21	6.80	7.45	0.66	0.66	1.13
100-70	85		Bridge														
100-70	80	PF 1	15.00	15.00			166.00	166.84	166.84	167.26	0.038292	2.89	5.18	7.33	1.01	1.01	0.84
100-70	70	PF 1	15.00	15.00			162.48	164.43	164.15	164.67	0.020006	2.17	6.92	6.58	0.68	0.68	0.88



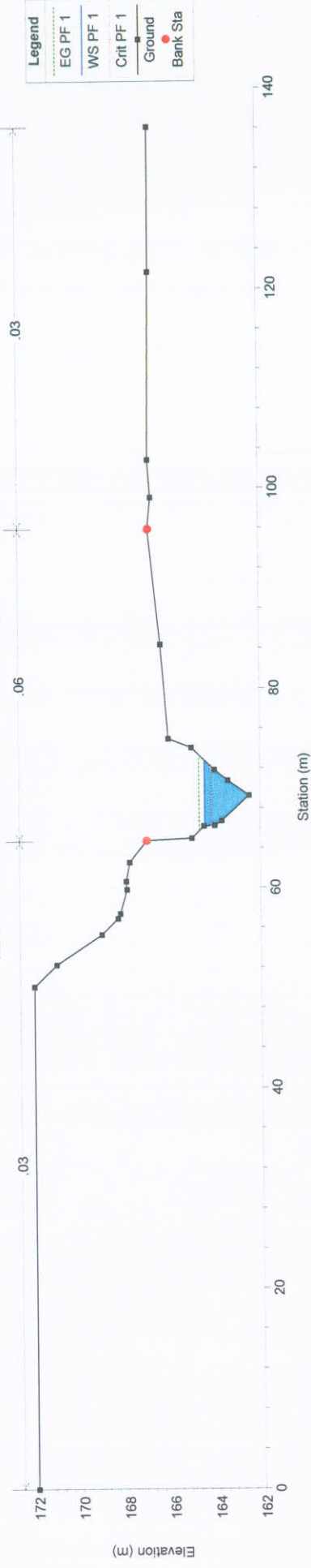
Lellarone Plan: Plan 10
 River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 85 BR Opera S14 - viabilità principale e secondaria



Lellarone Plan: Plan 10
 River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 80 SEZ_80

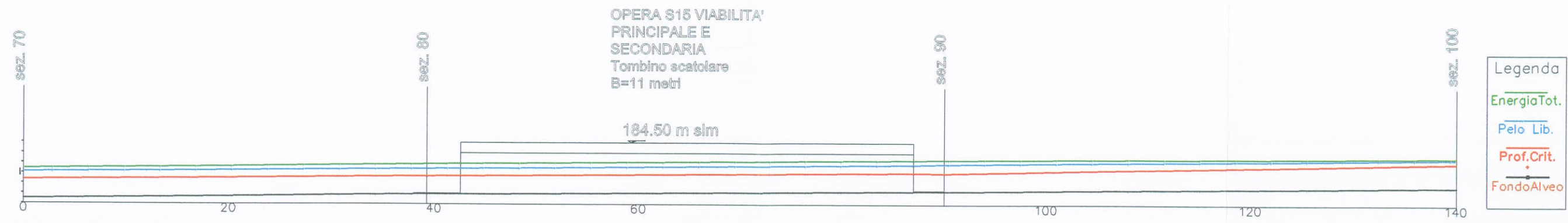


Lellarone Plan: Plan 10
 River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 70 SEZ_70

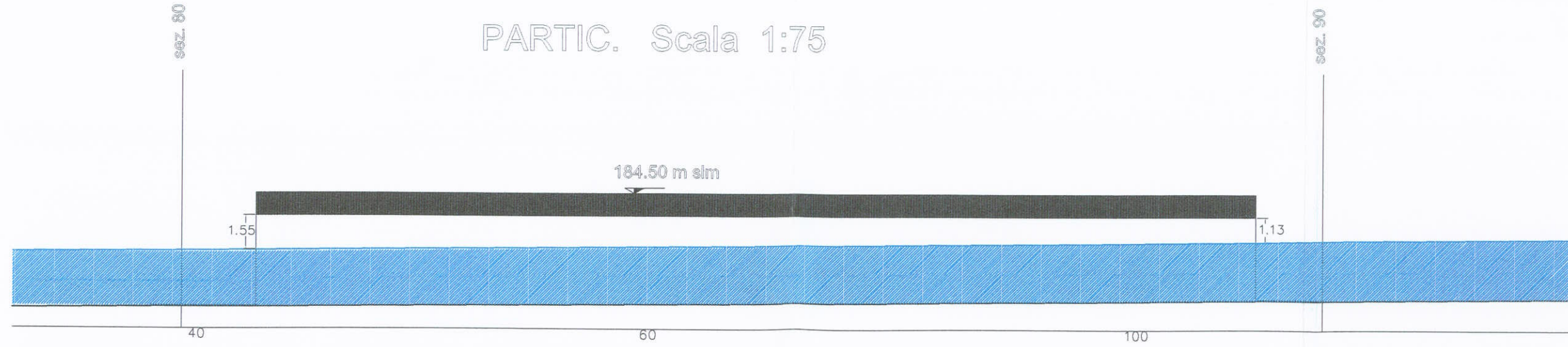


PROFILO Scala 1:150

Maceratano 80 mc/sec - Sottobacino 2



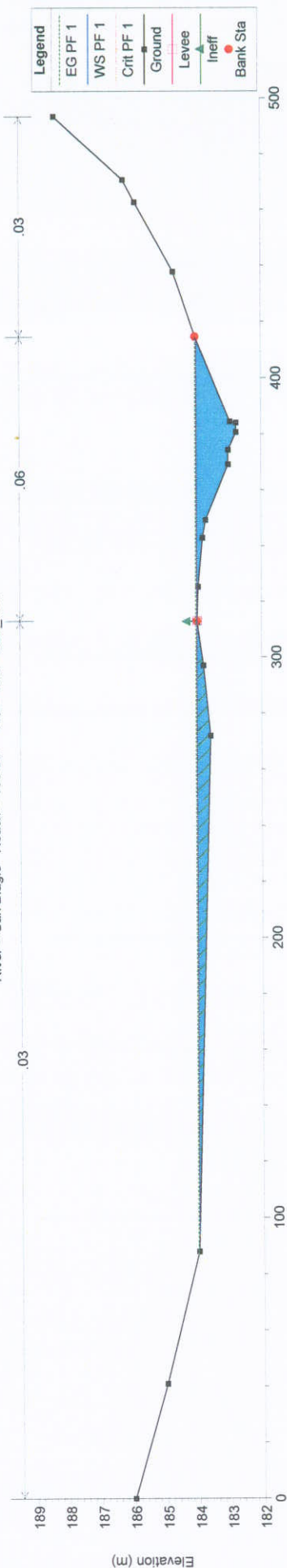
PARTIC. Scala 1:75



Fosso Lellarone (OPERA S14)

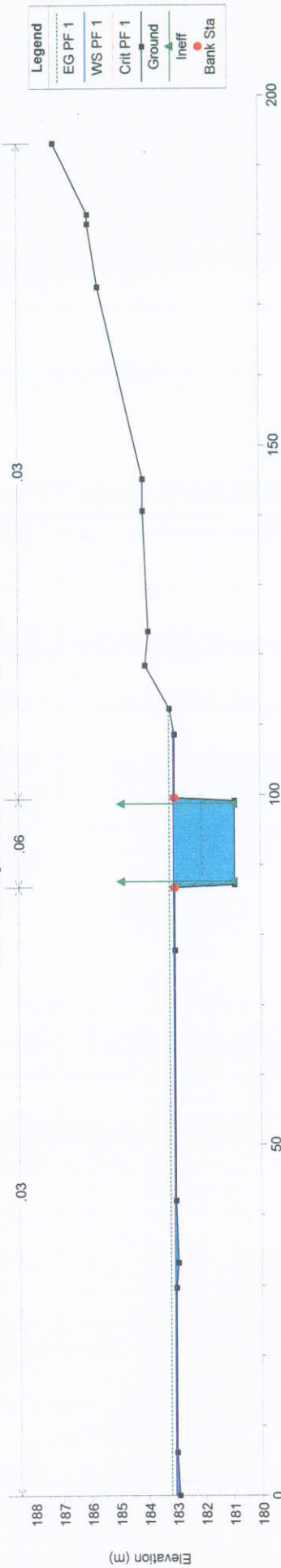
san biagio Plan: Plan 26

River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 100 SEZ_100



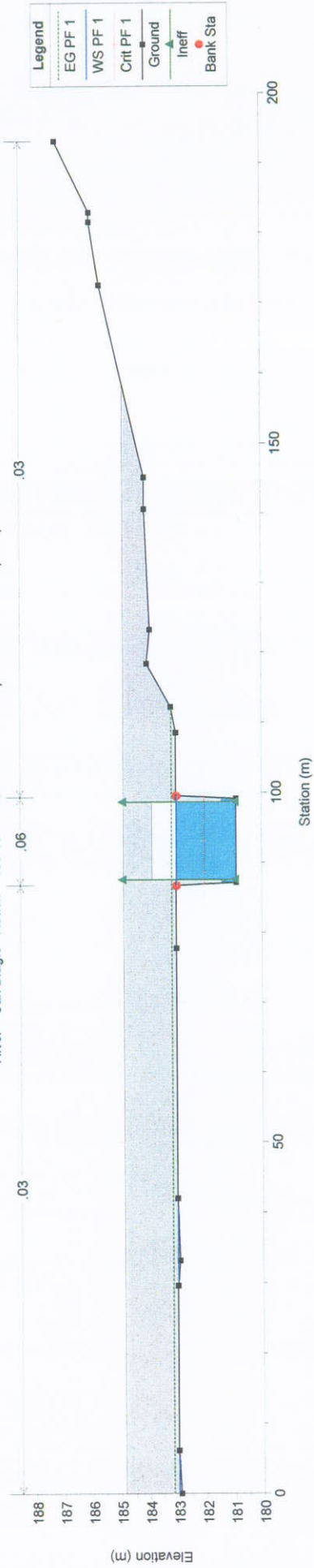
san biagio Plan: Plan 26

River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 90 SEZ_90

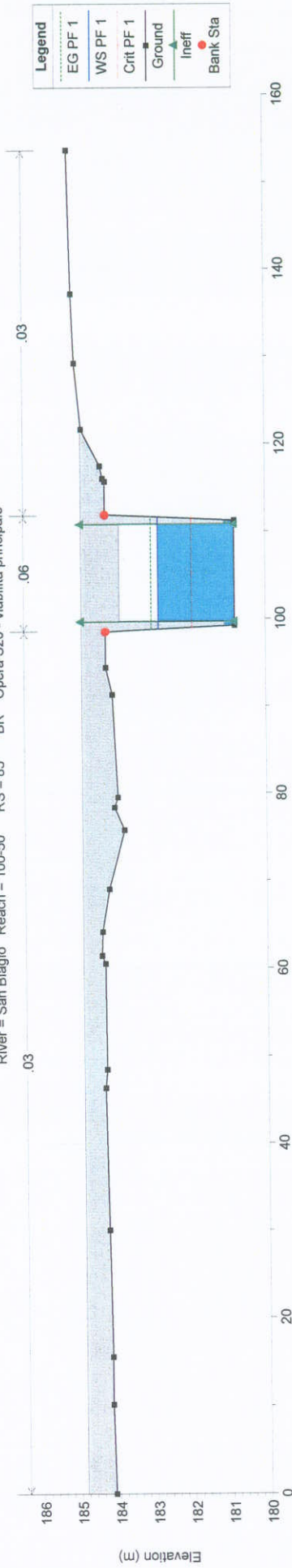


san biagio Plan: Plan 26

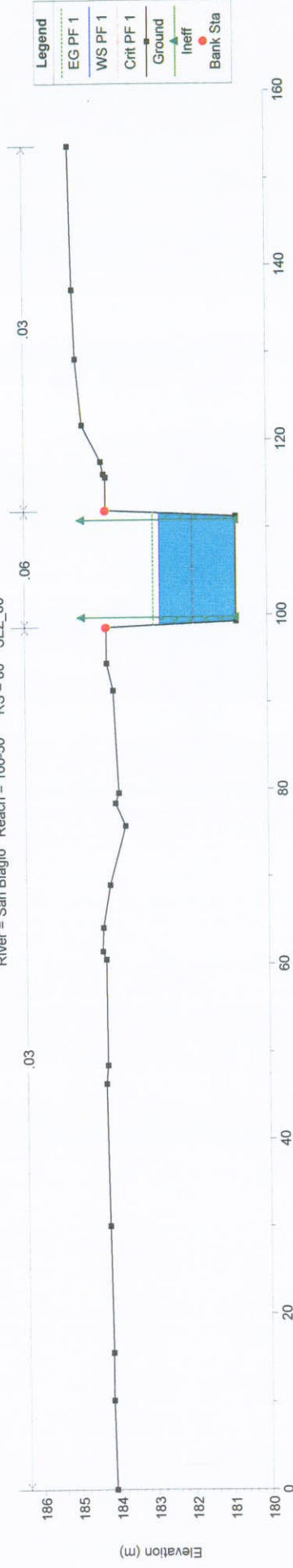
River = San Biagio Reach = 100-50 BR Opera S20 - viabilità principale



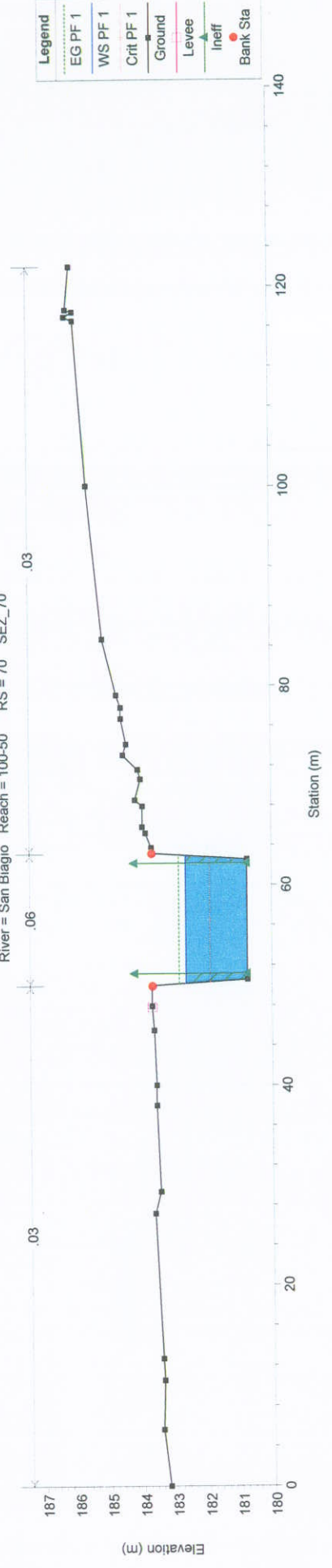
san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 85 BR Opera S20 - viabilità principale



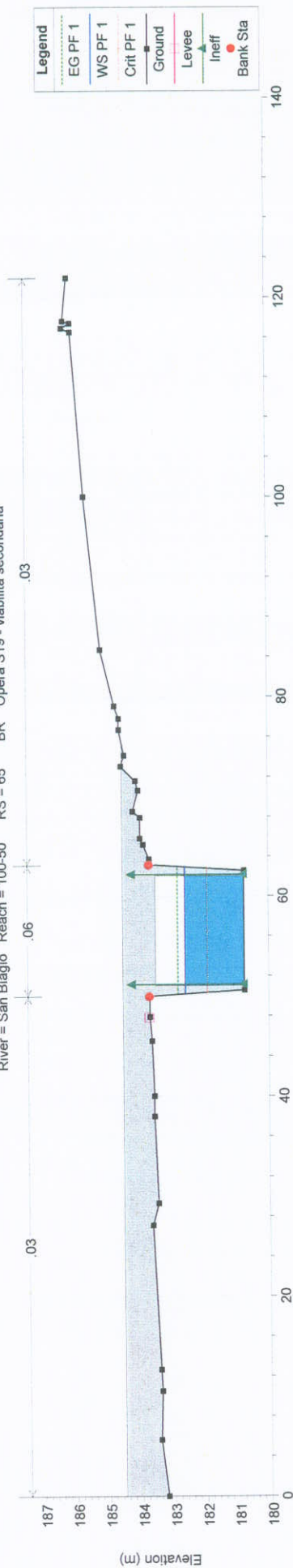
san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 80 SEZ_80



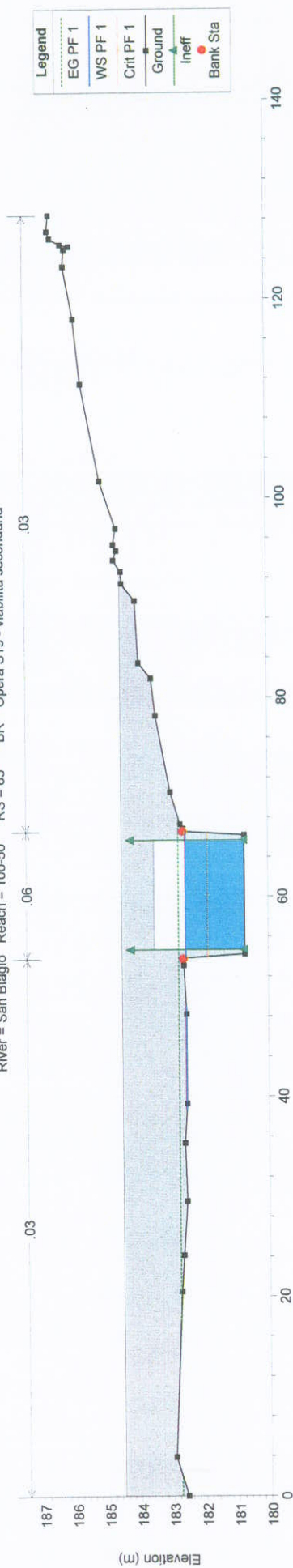
san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 70 SEZ_70



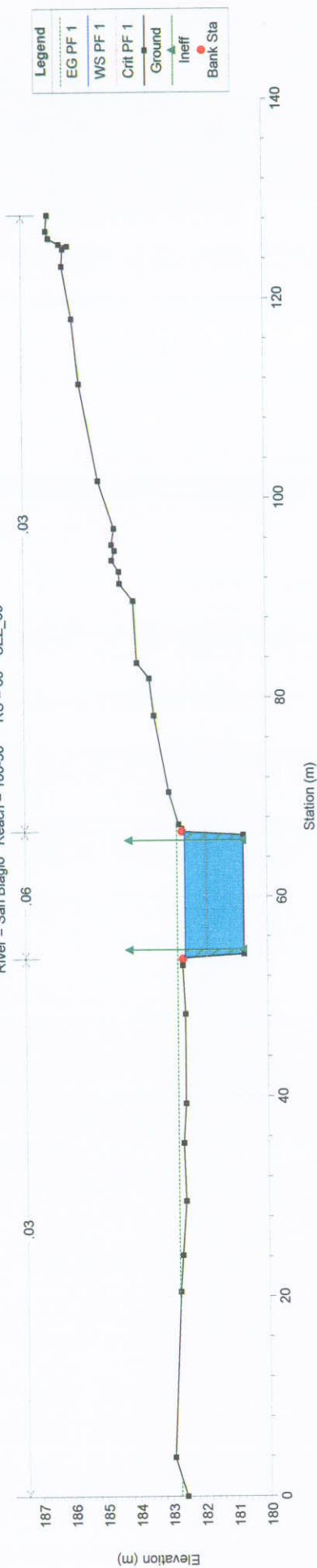
san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 65 BR Opera S19 - viabilità secondaria



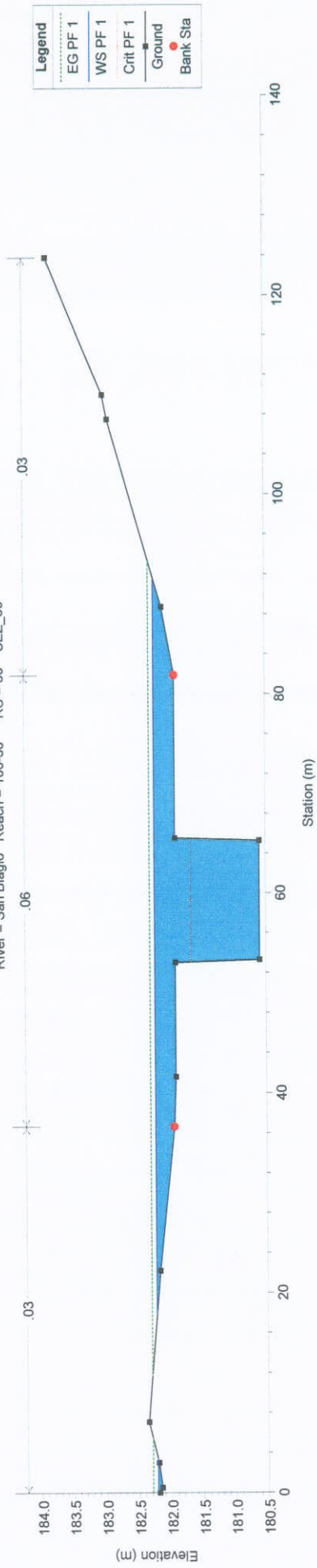
san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 65 BR Opera S19 - viabilità secondaria



san biagio Plan: Plan 26
 River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 60 SEZ_60

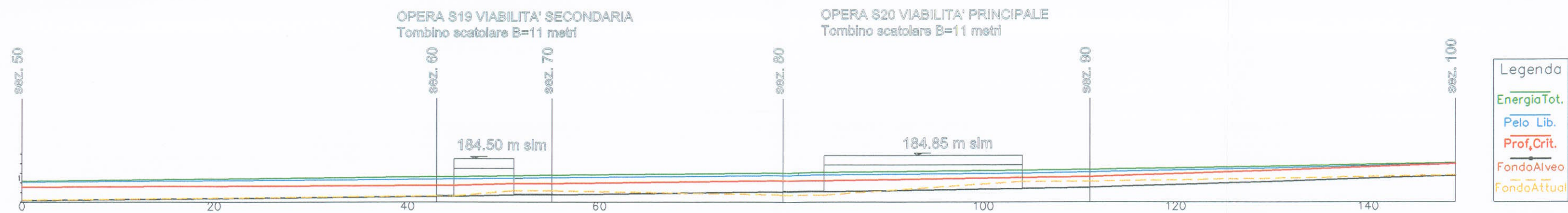


san biagio Plan: Plan 26
River = San Biagio Reach = 100-50 RS = 50 SEZ_50

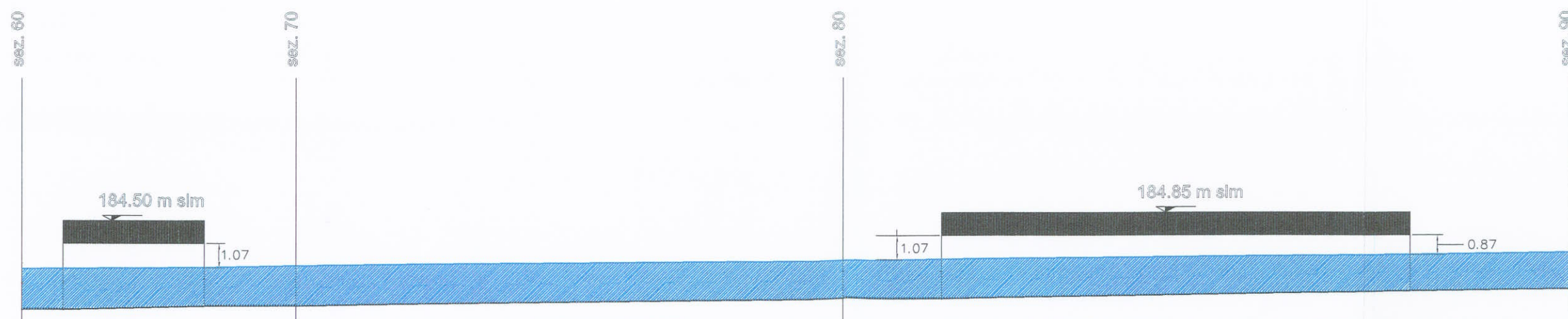


S.Biagio 42 mc/sec - Sottobacino 1

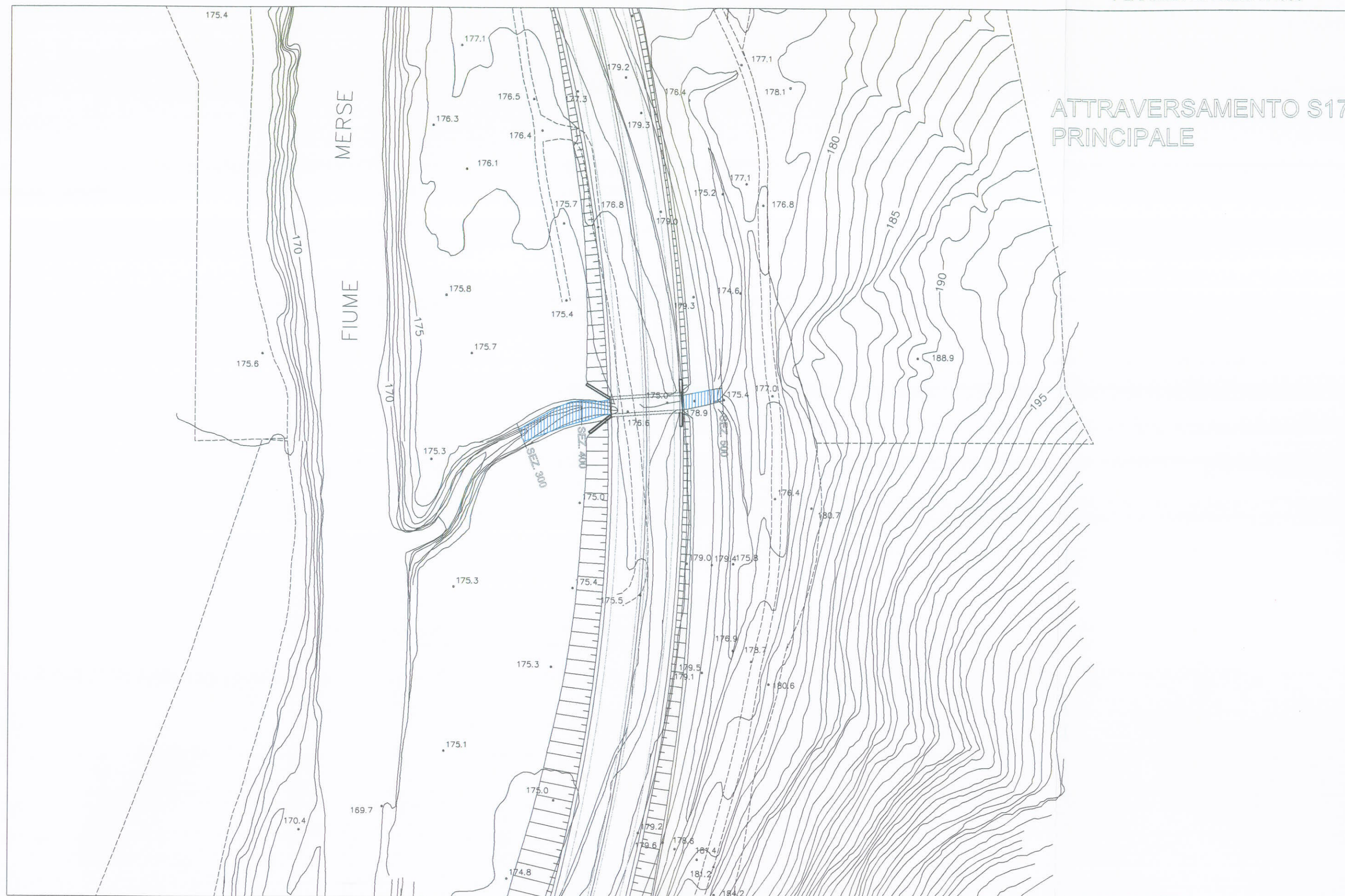
PROFILO Scala 1:150



PARTIC. Scala 1:75



Attraversamento OPERA S17



ATTRaversAMENTO S17
PRINCIPALE

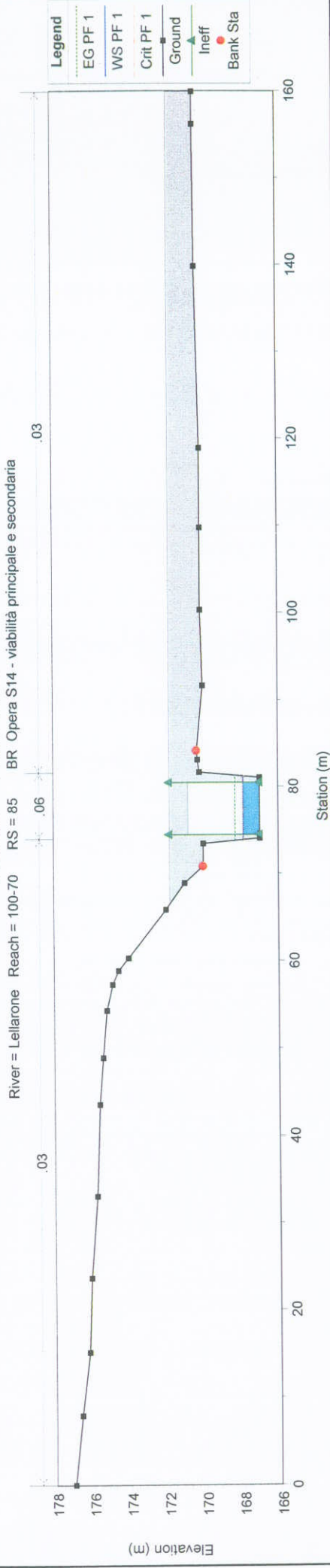
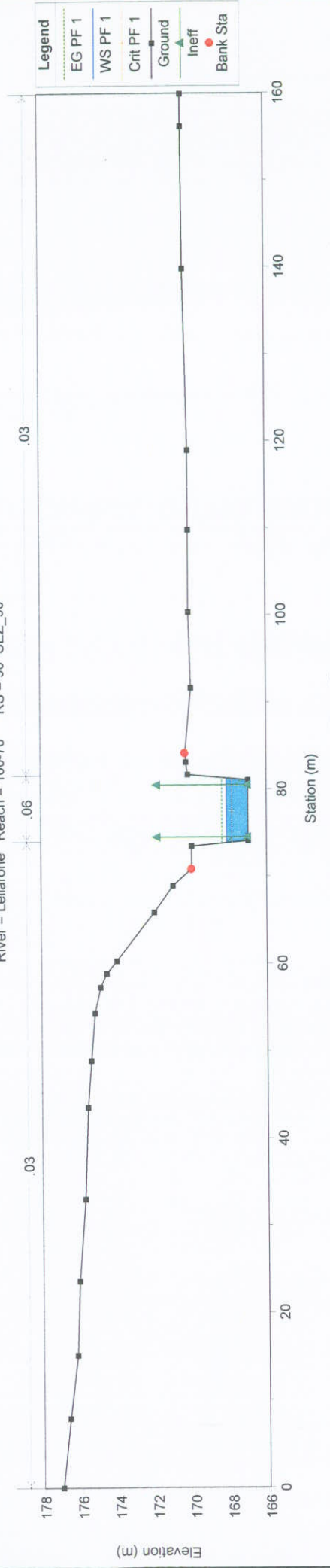
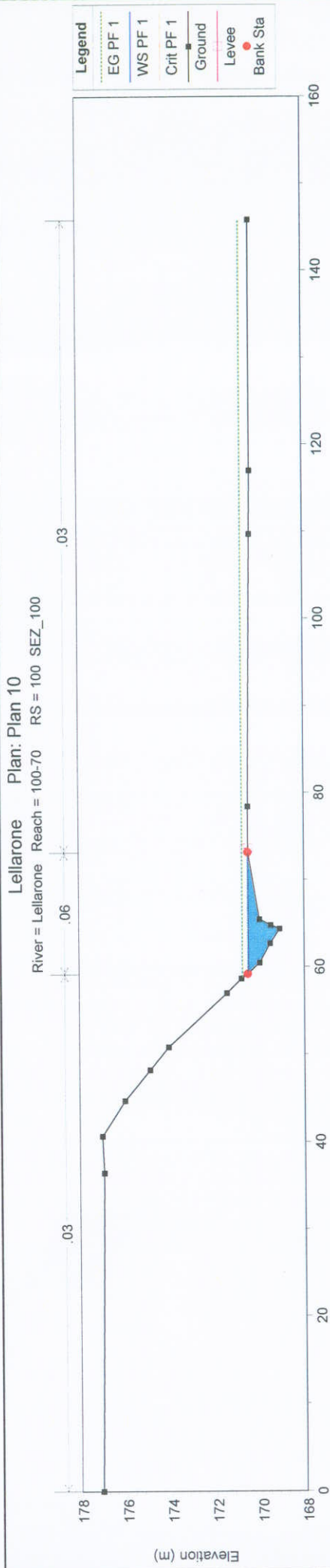
ATTRaversAMENTO S17
OPERA S 17 viabilità principale
 $Q_{200} = 6.9 \text{ mc/s}$

ATTRAVERSAMENTO FOSSO
LELLARONE
OPERA S 14 viabilità principale
 $Q_{200} = 15 \text{ mc/s}$

Sottobacino 3

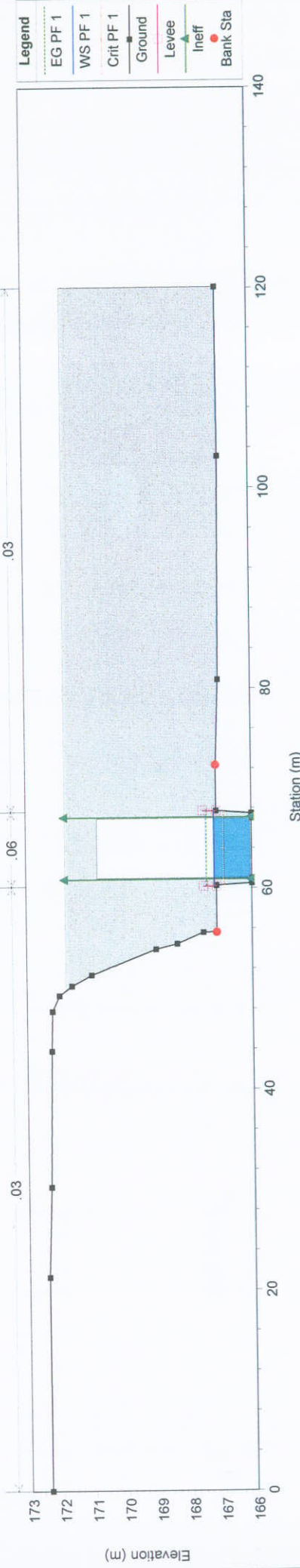
HEC-RAS Plan: Plan 06 River: Lellarone Reach: 100-70 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
100-70	100	PF 1	15.00		15.00		169.10	170.50	170.50	170.75	0.047725	2.22	6.76	13.66	1.01	1.01	0.48
100-70	90	PF 1	15.00		15.00		166.99	168.12	167.85	168.37	0.014825	2.21	6.80	7.45	0.66	0.66	1.13
100-70	85	Bridge															
100-70	80	PF 1	15.00		15.00		166.00	166.84	166.84	167.26	0.038292	2.89	5.18	7.33	1.01	1.01	0.84
100-70	70	PF 1	15.00		15.00		162.48	164.43	164.15	164.67	0.020006	2.17	6.92	6.58	0.68	0.68	0.88



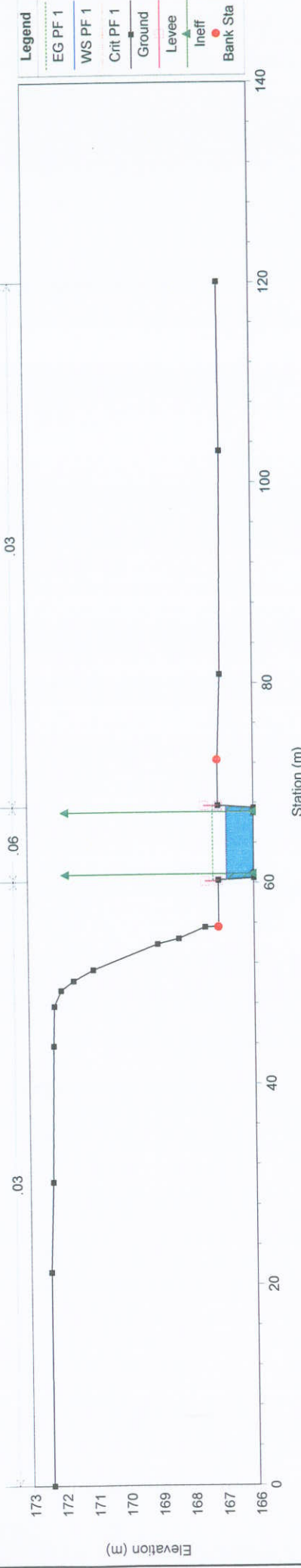
Lellarone Plan: Plan 10

River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 85 BR Opera S14 - viabilità principale e secondaria



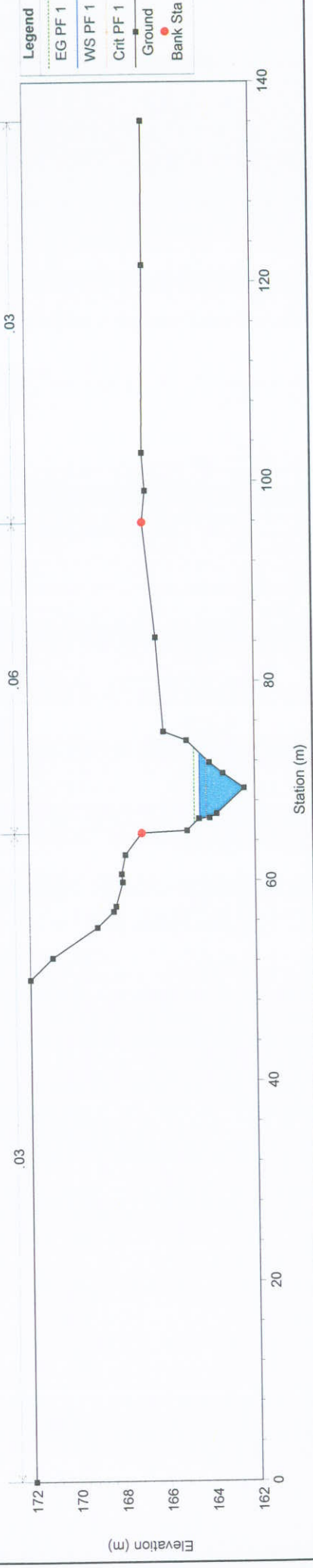
Lellarone Plan: Plan 10

River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 80 SEZ_80



Lellarone Plan: Plan 10

River = Lellarone Reach = 100-70 RS = 70 SEZ_70



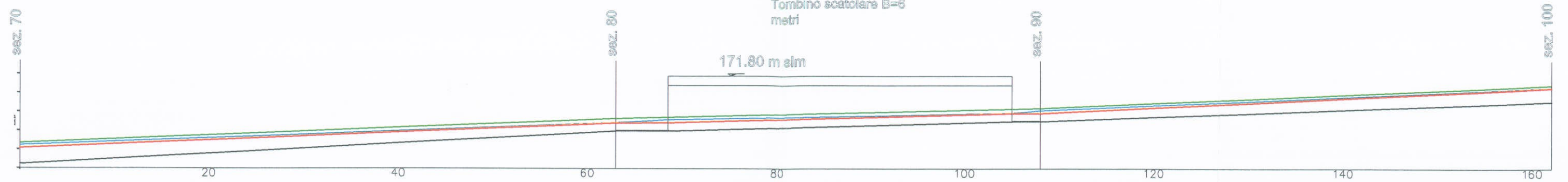
Lellarone 15 mc/sec - Sottobacino 3

PROFILO Scala 1:150

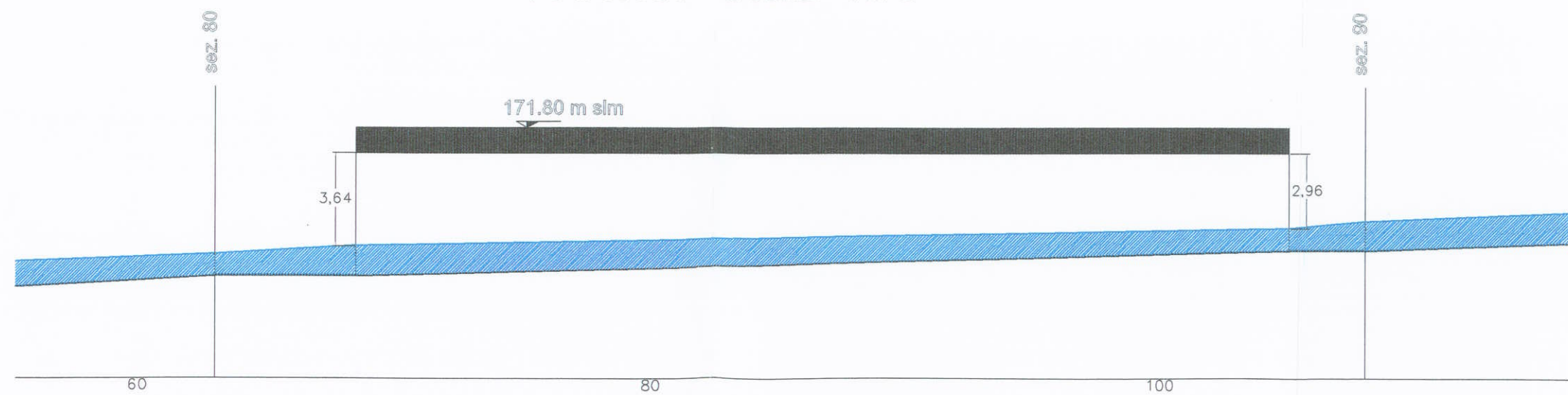
Legenda	
	EnergiaTot.
	Pelo Lib.
	Prof.Crit.
	FondoAlveo

OPERA S14 VIABILITA'
PRINCIPALE
Tombino scatolare B=6
metri

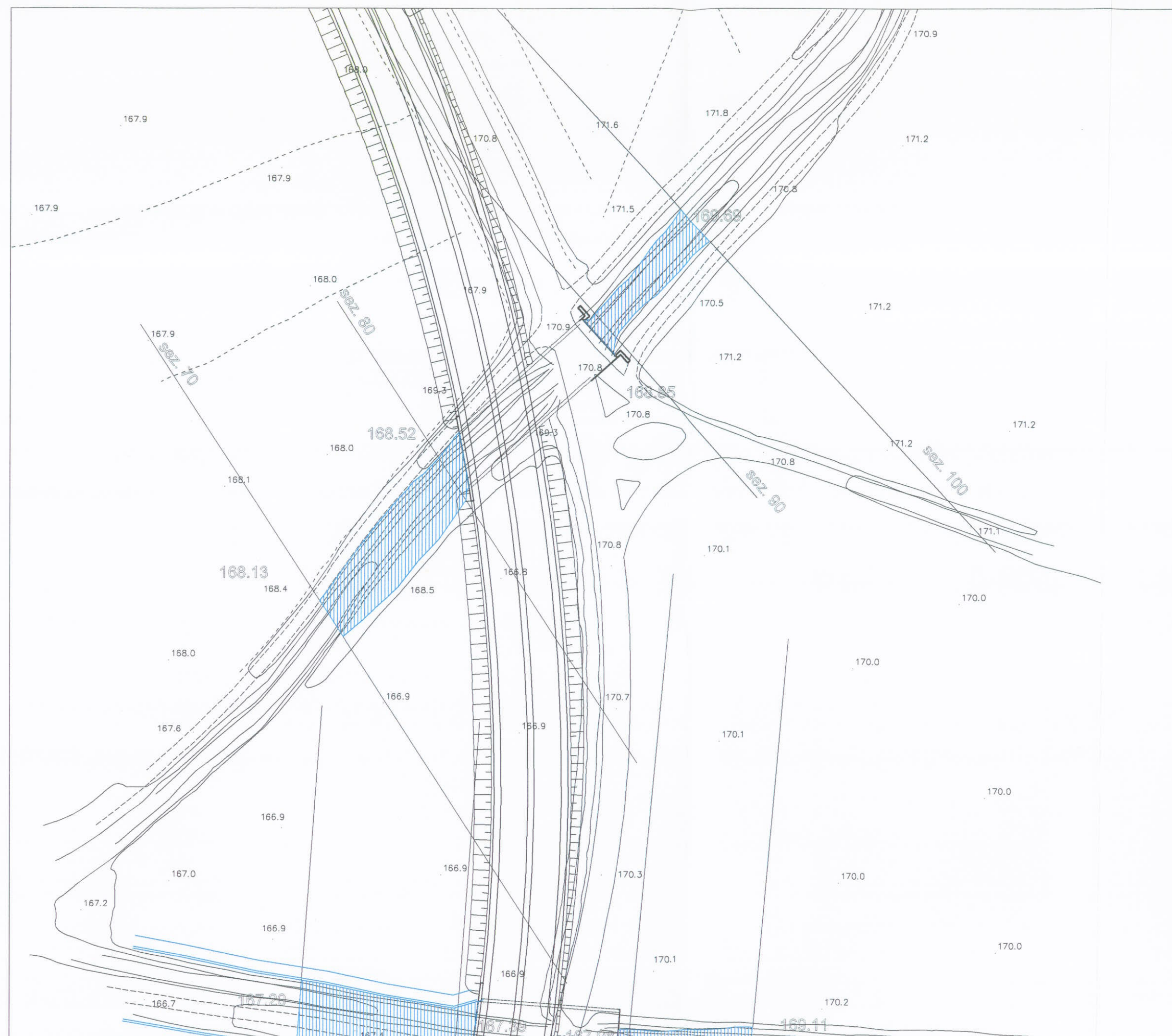
171.80 m slm



PARTIC. Scala 1:75



Fosso Ginepraiolo (OPERA S12)



ATTRAVERSAMENTO FOSSO
GINEPRAIOLO
OPERA S 12 viabilità principale
 $Q_{200} = 45 \text{ mc/s}$

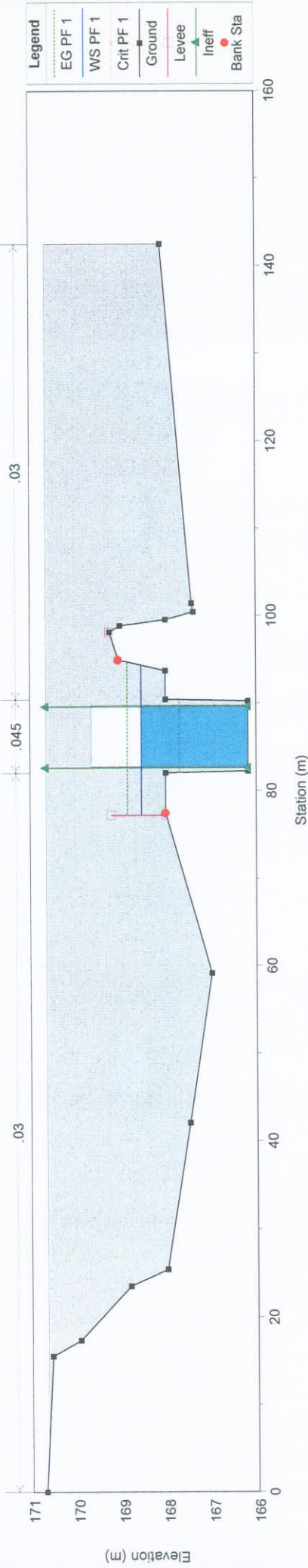
Sottobacino 4

HEC-RAS Plan: Plan 09 River: Fosso Gineprato Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	100	PF 1	40.00		40.00		168.00	169.69	169.69	170.25	0.021458	3.31	12.07	10.77	1.00	1.00	1.03
1	90	PF 1	40.00		40.00		167.00	168.85	168.49	169.33	0.008571	3.10	12.92	8.32	0.73	0.73	1.85
1	85		Bridge														
1	80	PF 1	40.00		40.00		166.18	168.52	167.67	168.82	0.003903	2.44	16.36	17.07	0.51	0.51	2.34
1	70	PF 1	40.00	0.00	40.00		165.85	168.13	167.51	168.40	0.010020	2.31	17.34	14.56	0.67	0.67	1.05

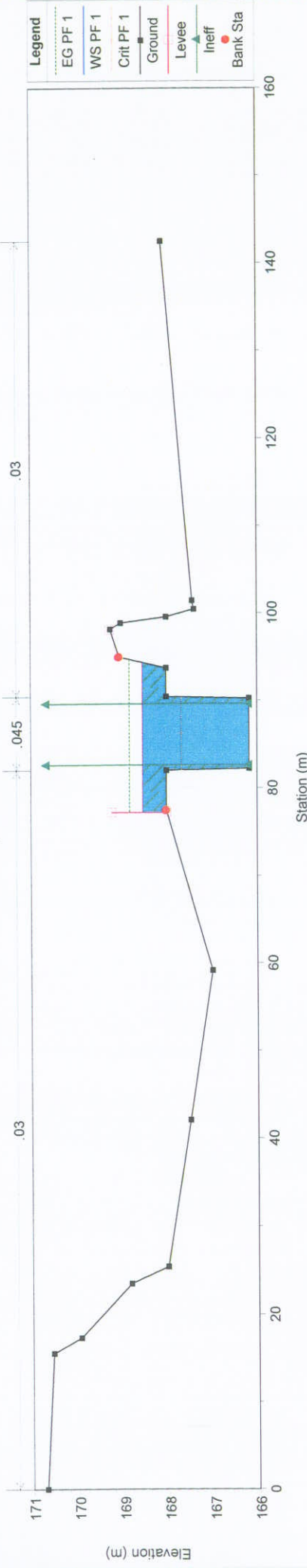
Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09

River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 85 BR



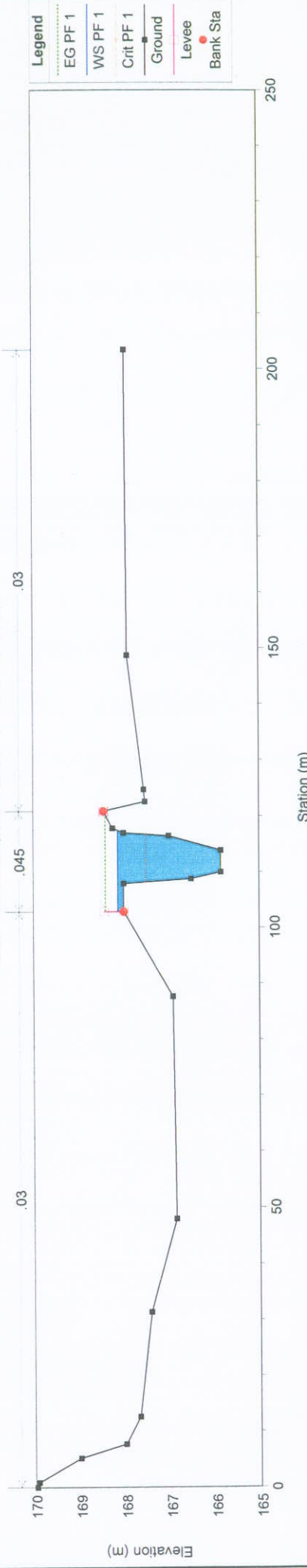
Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09

River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 80 Sez. 80

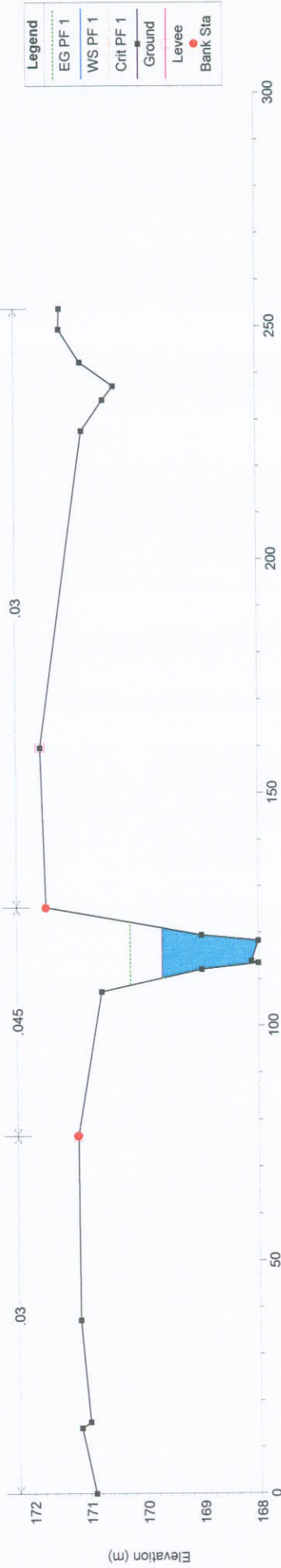


Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09

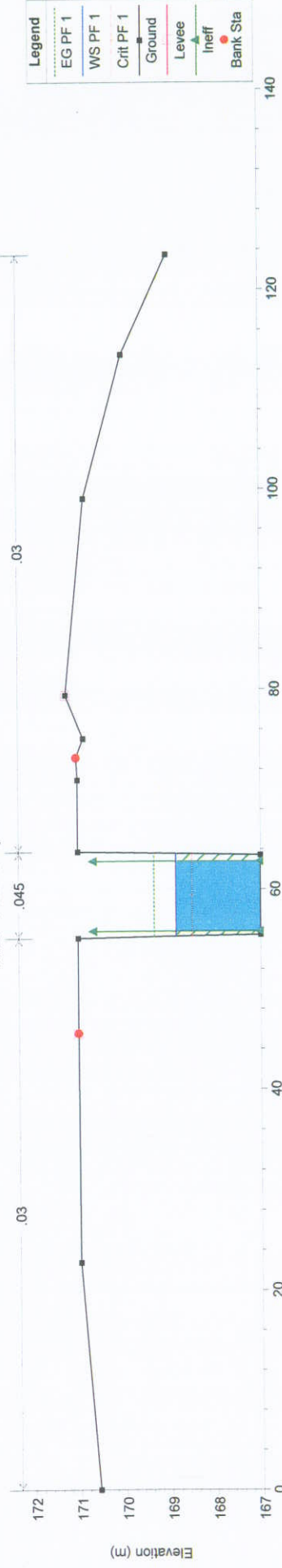
River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 70 Sez. 70



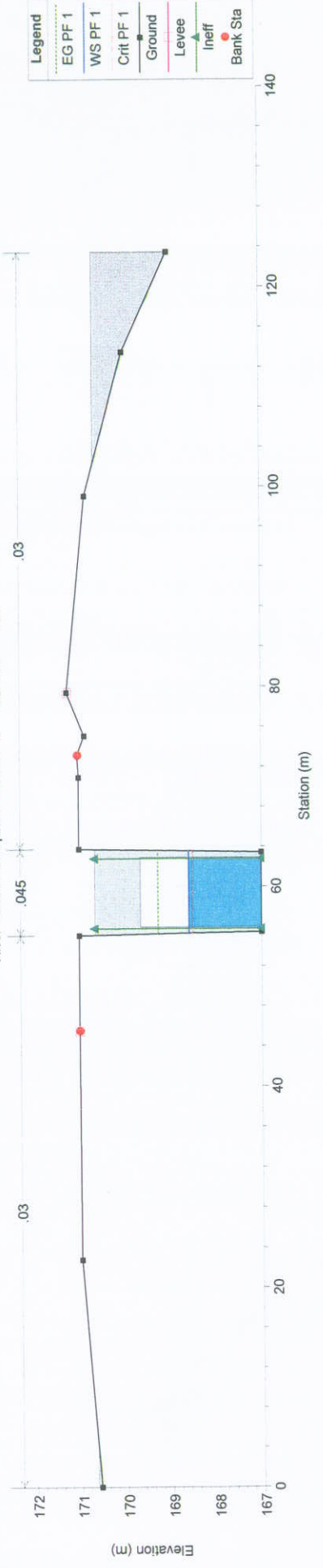
Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09
River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 100 Sez. 100



Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09
River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 90 Sez. 90



Fosso Ginepraiolo Plan: Plan 09
River = Fosso Ginepraiolo Reach = 1 RS = 85 BR



Fosso Solfare (OPERA S11)

This topographic map depicts a river section with various contour lines and elevation points. The map includes the following features:

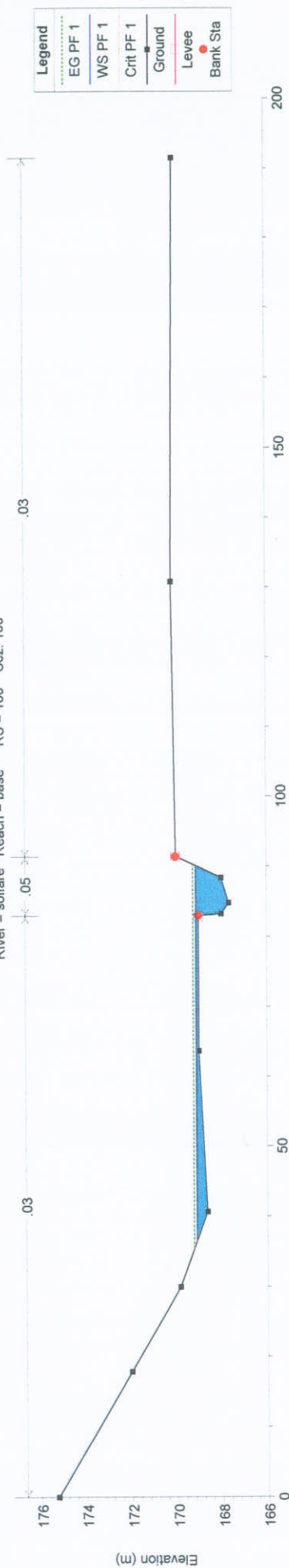
- Contour Lines:** Solid lines representing elevation contours, with labels such as 165.4, 165.8, 166.9, 167.0, 167.2, 168.0, 168.4, 168.5, 168.9, 169.5, 169.6, 169.7, 169.8, 169.9, 170.0, 170.1, 170.2, 170.3, 170.7, 172.7, 175.4, 175.5, 175.6, and 178.3.
- Elevation Points:** Numerical values indicating specific elevations, including 165.4, 165.8, 166.7, 166.9, 167.0, 167.2, 167.4, 167.59, 167.98, 168.2, 168.4, 168.5, 168.9, 169.5, 169.6, 169.7, 169.8, 169.9, 170.0, 170.1, 170.2, 170.3, 170.7, 172.7, 175.4, 175.5, 175.6, and 178.3.
- Section Labels:** Vertical labels indicating different sections of the map: "sez. 70", "sez. 80", "sez. 90", and "sez. 100".
- Shaded Areas:** Blue hatched regions highlighting specific areas of interest, likely representing a river channel or a specific land use.
- Other Features:** Dashed lines indicating boundaries or specific features, and a small rectangular structure (possibly a bridge or dam) crossing the river.

This topographic map depicts a river section with various contour lines and elevation points. The map includes several key features:

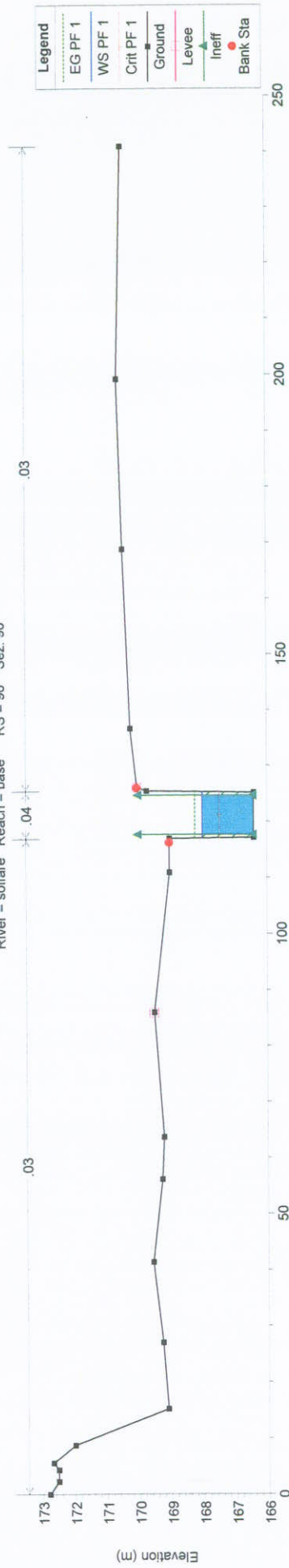
- Section Labels:** Vertical labels 'sez. 70', 'sez. 80', 'sez. 90', and 'sez. 100' are positioned along the river's course.
- Elevation Points:** Numerous numerical values are scattered across the map, representing specific elevations. These include values such as 165.4, 165.7, 165.8, 166.7, 166.9, 167.0, 167.2, 167.4, 167.59, 167.98, 168.0, 168.2, 168.4, 168.5, 168.6, 168.9, 169.4, 169.5, 169.6, 169.7, 169.8, 169.9, 170.1, 170.2, 170.3, 170.7, 170.9, 171.0, 172.7, 175.4, 175.5, 175.6, 175.8, 178.3, and 178.5.
- Contour Lines:** Solid lines represent the river's banks and surrounding terrain, while dashed lines indicate specific contour intervals.
- Shaded Areas:** Three distinct regions are highlighted with blue hatching, likely representing specific land use or geological features.

HEC-RAS Plan: Plan 06 River: softare Reach: base Profile: PF 1																	
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chml (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Froude # XS	Hydr Radius (m)
base	100	PF 1	24.00	14.11	9.89		167.66	169.11	169.11	169.23	0.009327	1.84	16.78	53.52	0.56	0.82	0.31
base	90	PF 1	24.00	24.00			166.40	167.98	167.46	168.22	0.004099	2.17	11.06	8.25	0.55	0.55	1.58
base	85	Bridge															
base	80	PF 1	24.00	24.00			166.33	167.39	167.39	167.92	0.015255	3.22	7.45	143.34	1.00	1.00	1.06
base	70	PF 1	24.00	7.86		16.14	165.89	167.20	167.13	167.25	0.004607	1.15	25.73	89.52	0.40	0.56	0.28

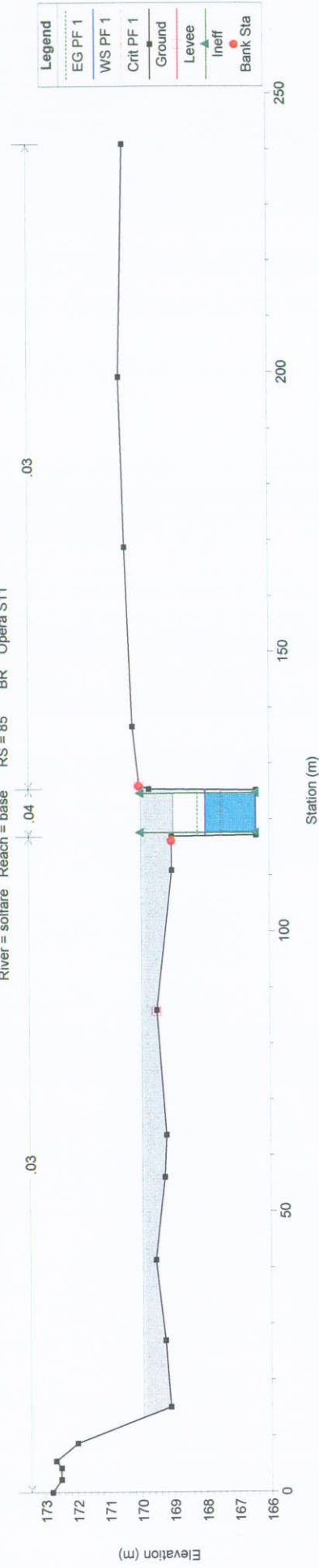
Fosso Solfare Plan: Plan 06
 River = solfare Reach = base RS = 100 Sez. 100

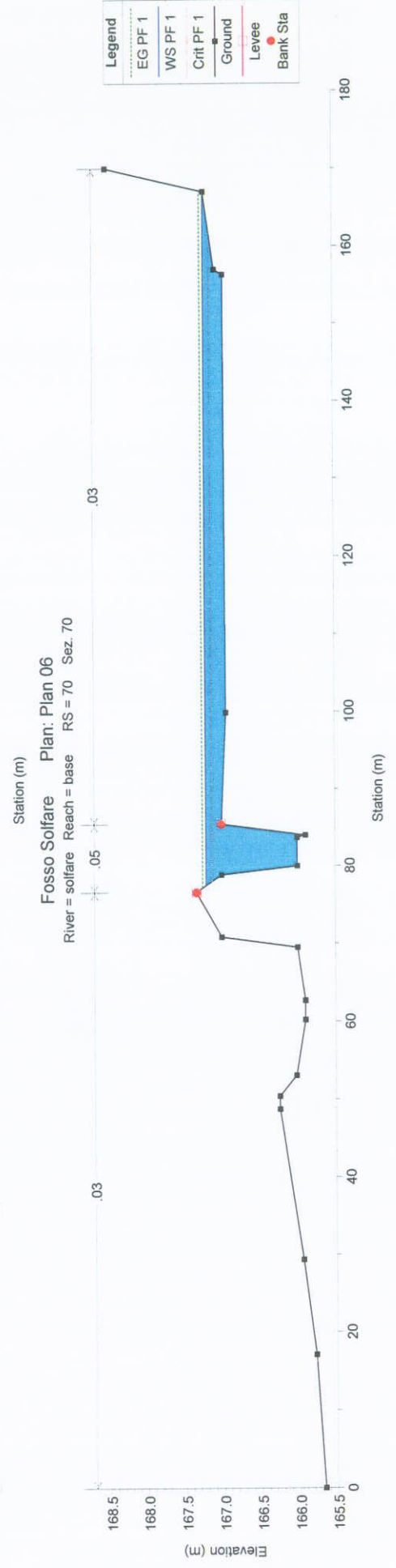
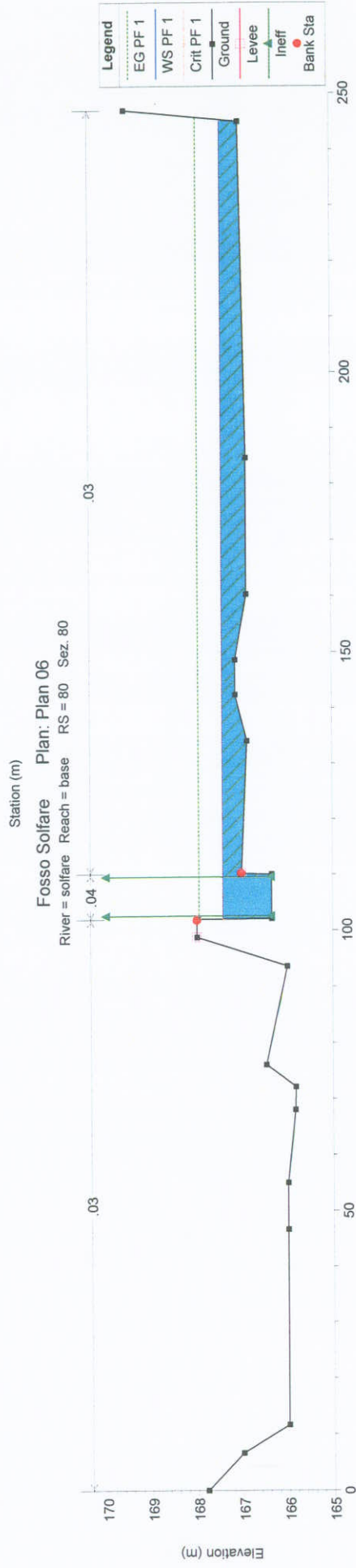
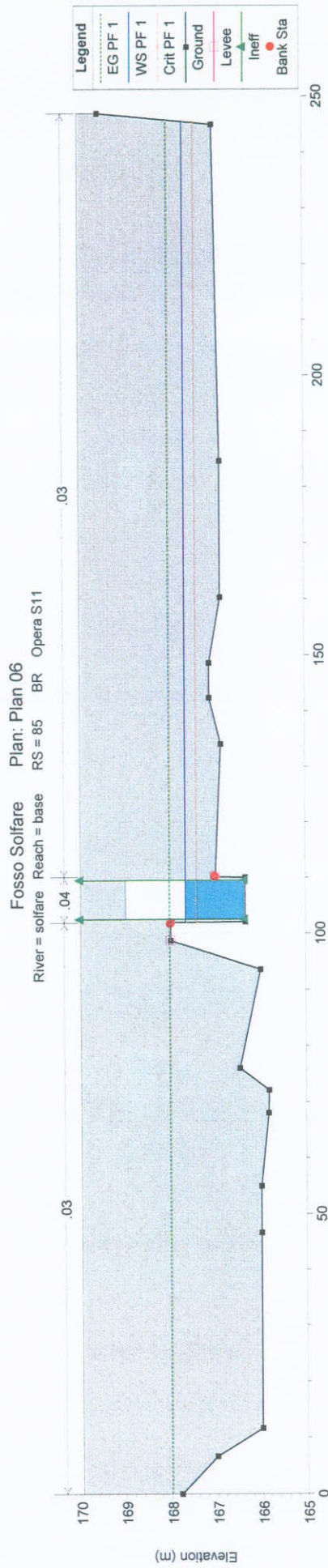


Fosso Solfare Plan: Plan 06
 River = solfare Reach = base RS = 90 Sez. 90



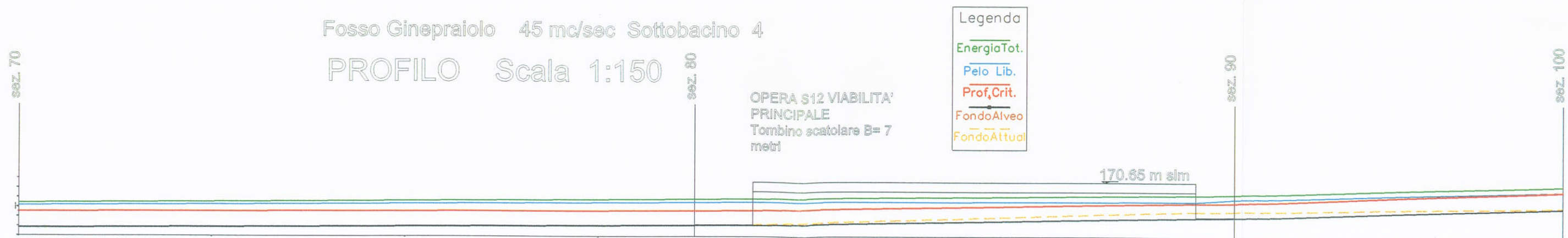
Fosso Solfare Plan: Plan 06
 River = solfare Reach = base RS = 85 BR Opera S11



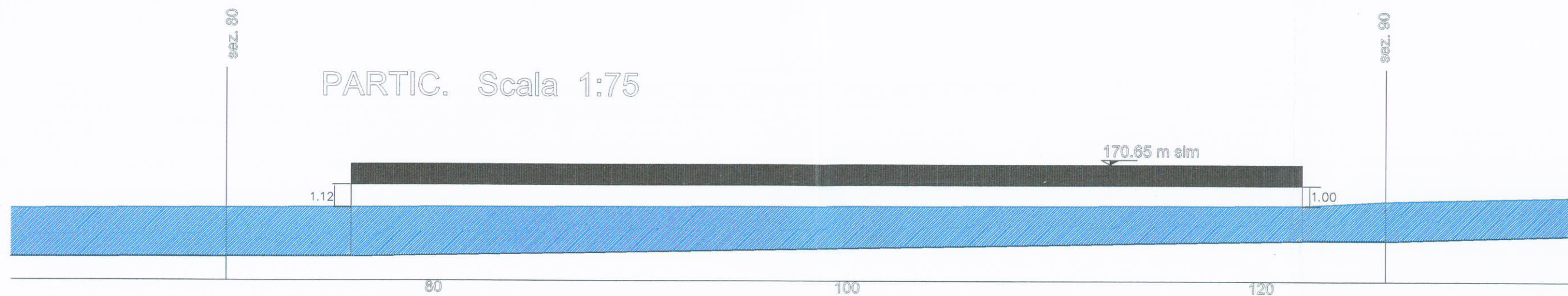


Fosso Ginepraiolo 45 mc/sec Sottobacino 4

PROFILO Scala 1:150

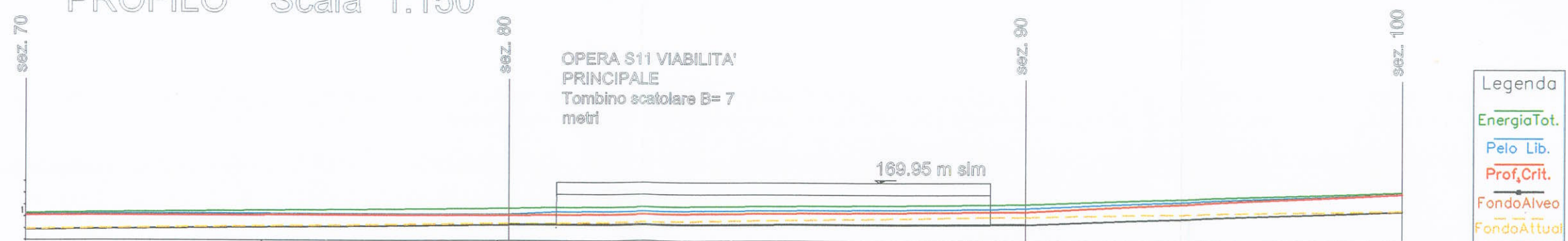


PARTIC. Scala 1:75

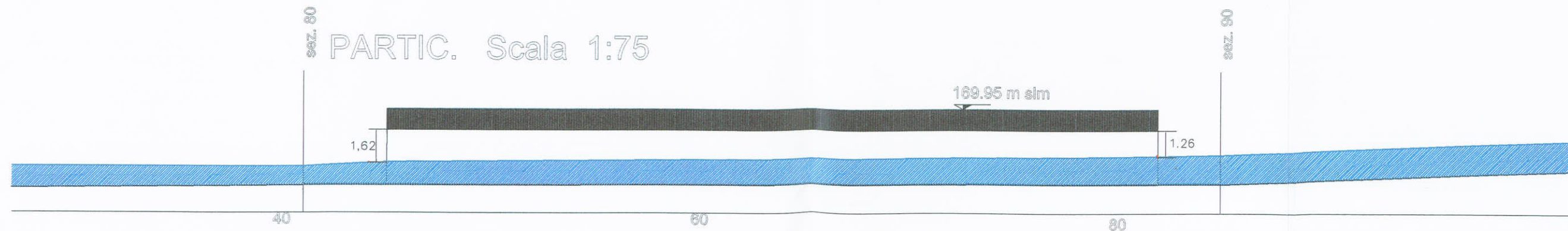


Fosso Solfare 29 mc/sec Sottobacino 5

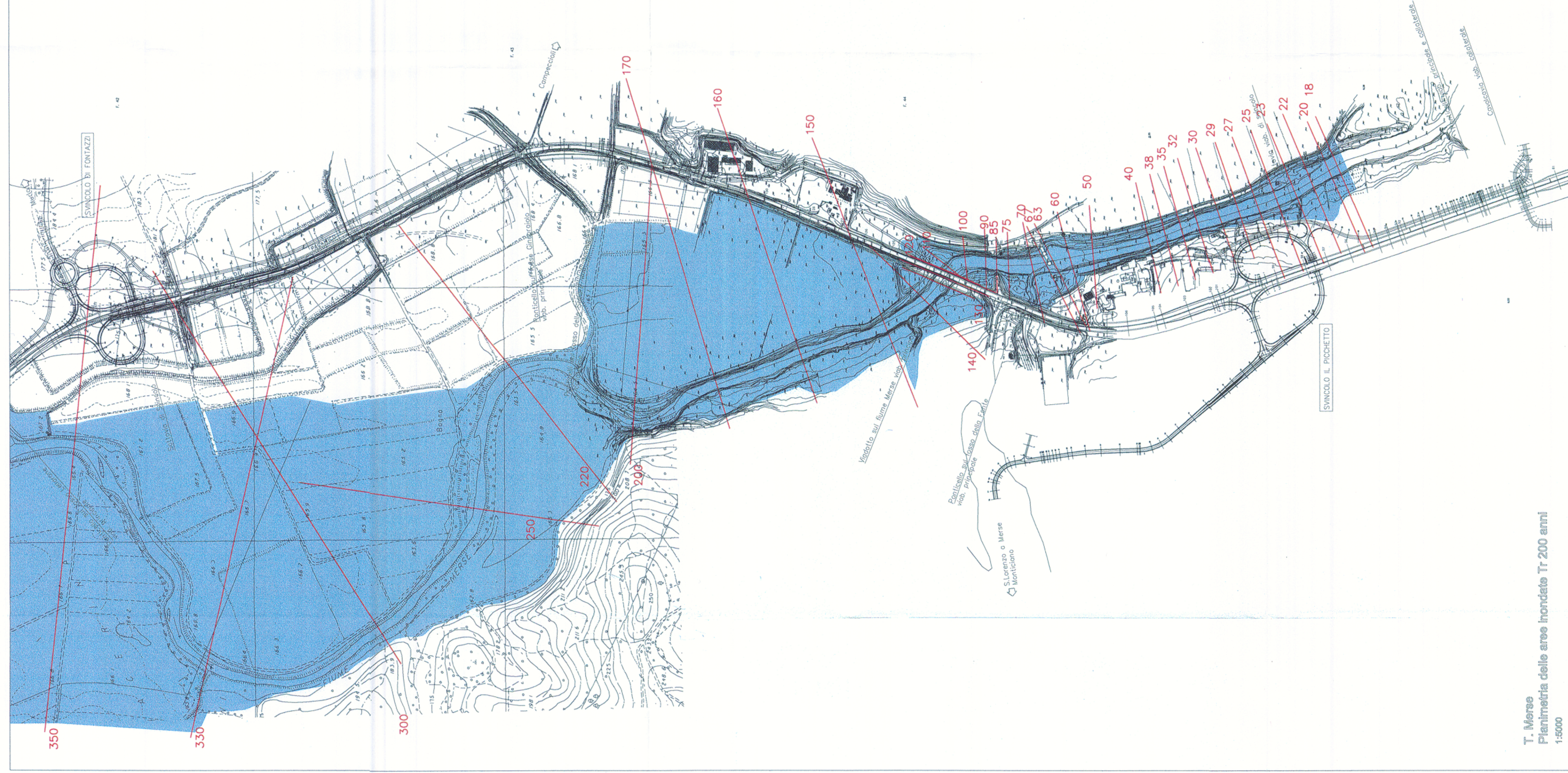
PROFILO Scala 1:150



PARTIC. Scala 1:75



Torrente Merse (OPERA S10)

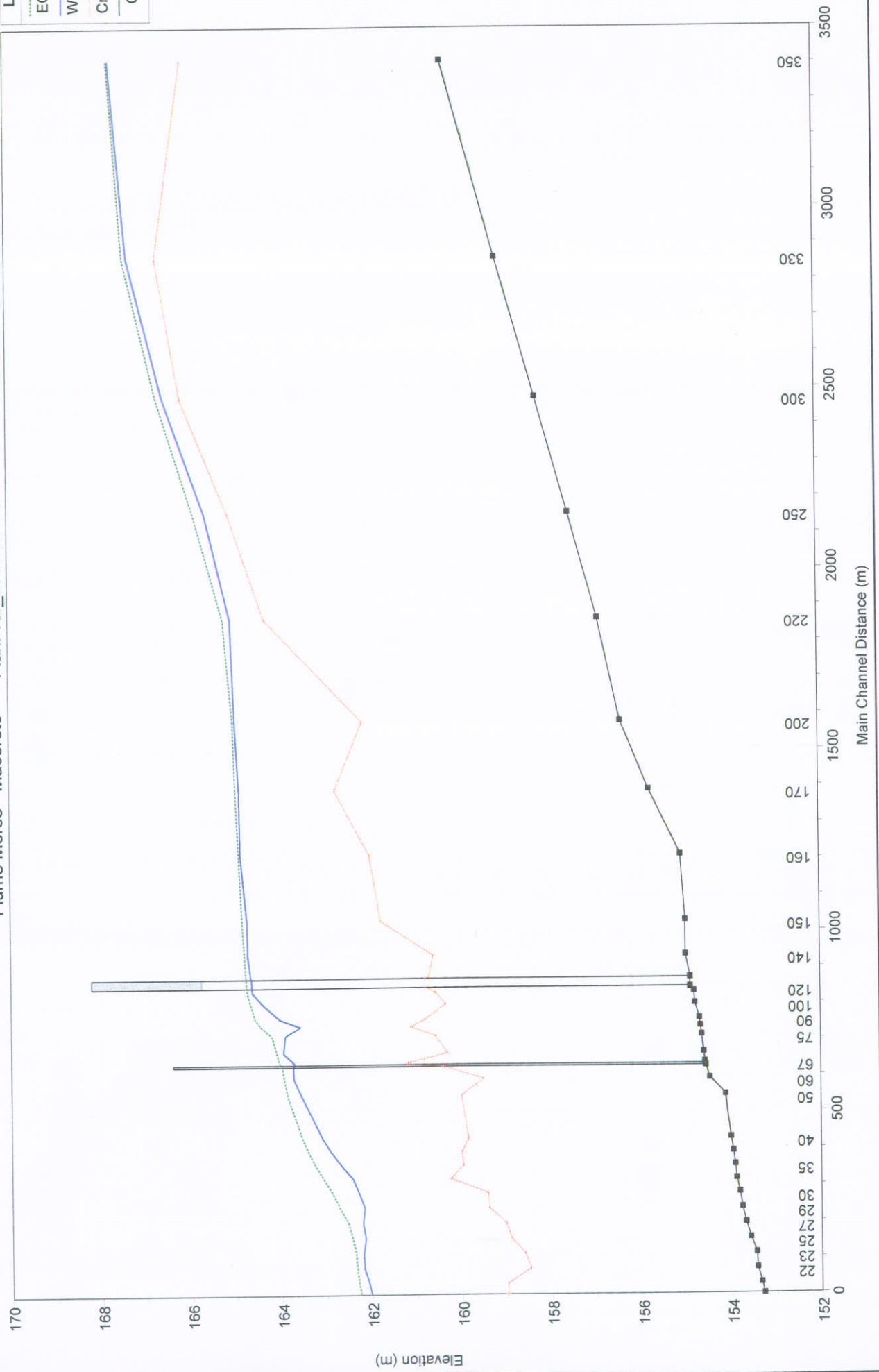


Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	350	Q200	1050.00	3.23	183.14	863.63	160.27	167.67	166.06	167.70	0.000247	0.70	1355.98	649.14	0.10	0.17	2.08
1	330	Q200	1050.00	496.57	519.76	33.66	159.10	167.29	166.65	167.39	0.002377	1.45	746.22	630.41	0.27	0.41	1.18
1	300	Q200	1050.00	703.08	342.96	3.95	158.24	166.52	166.12	166.67	0.002443	1.97	623.05	520.29	0.30	0.49	1.19
1	250	Q200	1050.00	85.10	631.76	333.13	157.53	165.61	165.08	165.87	0.003603	2.43	500.60	439.35	0.38	0.63	1.13
1	220	Q200	1050.00	0.00	294.75	755.25	156.90	165.06	164.29	165.22	0.001739	1.69	582.69	310.46	0.27	0.42	1.86
1	200	Q200	1050.00	680.87	366.30	2.84	156.42	164.97	162.14	165.03	0.000334	0.99	1030.03	359.55	0.13	0.19	2.83
1	170	Q200	1050.00	578.95	413.35	57.70	155.80	164.89	162.76	164.97	0.000393	1.31	825.63	252.79	0.18	0.22	3.21
1	160	Q200	1050.00	740.75	309.25	6.06	155.10	164.87	162.00	164.91	0.000206	0.76	1227.42	408.44	0.12	0.16	2.98
1	150	Q200	1050.00	610.18	435.66	4.15	155.00	164.74	161.77	164.85	0.000545	1.41	731.89	246.49	0.20	0.27	2.91
1	140	Q200	1050.00	134.53	903.56	11.91	155.00	164.73	160.61	164.80	0.000322	1.23	904.41	235.41	0.18	0.19	3.79
1	130	Q200	1050.00	9.66	940.86	99.48	154.90	164.67	160.71	164.78	0.000357	1.50	726.73	147.63	0.19	0.20	5.26
1	125	Bridge															
1	120	Q200	1050.00	9.62	941.43	98.95	154.90	164.65	160.71	164.76	0.000361	1.50	723.91	147.54	0.20	0.20	5.24
1	110	Q200	1050.00		1043.94	6.06	154.82	164.63	160.57	164.75	0.000487	1.53	695.14	161.11	0.22	0.23	4.24
1	100	Q200	1050.00	0.36	1046.56	3.07	154.80	164.40	160.34	164.68	0.001123	2.34	454.52	100.37	0.31	0.35	4.37
1	90	Q200	1050.00	0.00	1050.00	0.00	154.70	164.03	160.78	164.58	0.003404	3.28	320.61	54.48	0.43	0.43	5.39
1	85	Q200	1050.00		1050.00		154.68	163.57	161.12	164.45	0.005340	4.16	252.37	41.38	0.54	0.54	5.37
1	75	Q200	1050.00		1050.00		154.65	163.91	160.57	164.21	0.001684	2.44	430.94	90.83	0.36	0.36	4.56
1	70	Q200	1050.00		1050.00		154.61	163.95	160.30	164.10	0.001033	1.73	608.57	121.32	0.25	0.25	4.90
1	67	Q200	1050.00		1043.87	6.13	154.58	163.72	161.18	164.04	0.002212	2.54	418.77	146.02	0.36	0.40	4.00
1	65	Bridge															
1	63	Q200	1050.00		1050.00		154.56	163.73	160.38	163.98	0.001531	2.22	473.28	122.52	0.30	0.30	5.53
1	60	Q200	1050.00	46.88	1000.76	2.37	154.48	163.72	159.51	163.94	0.000493	2.09	558.91	109.28	0.27	0.27	4.99
1	50	Q200	1050.00	0.06	1049.94		154.13	163.56	160.00	163.87	0.002181	2.46	426.53	77.84	0.33	0.34	5.17
1	40	Q200	1050.00	0.00	1050.00		154.01	163.10	159.85	163.55	0.003216	2.96	354.49	68.06	0.41	0.41	4.90
1	38	Q200	1050.00	0.57	1049.44		153.96	162.91	160.00	163.41	0.003647	3.14	334.87	66.13	0.44	0.44	4.81
1	35	Q200	1050.00	0.32	1049.68		153.92	162.69	159.98	163.26	0.004131	3.35	313.64	62.93	0.47	0.48	4.72
1	32	Q200	1050.00	0.10	1049.90		153.89	162.43	160.25	163.07	0.005426	3.56	294.91	63.72	0.52	0.53	4.41
1	30	Q200	1050.00	0.02	1026.09	23.89	153.82	162.31	159.43	162.89	0.003717	3.42	314.53	75.79	0.47	0.52	3.89
1	29	Q200	1050.00	0.00	1031.84	18.15	153.77	162.18	159.40	162.73	0.003616	3.30	324.74	79.67	0.46	0.51	3.91
1	27	Q200	1050.00	0.61	1029.26	20.13	153.69	162.22	159.03	162.54	0.002259	2.53	422.49	97.14	0.36	0.36	4.24
1	25	Q200	1050.00	0.46	1031.51	18.02	153.59	162.16	158.92	162.45	0.001689	2.39	447.09	104.01	0.34	0.36	4.21
1	23	Q200	1050.00	1.07	1046.53	2.40	153.46	162.21	158.62	162.38	0.000512	1.81	585.91	121.38	0.26	0.26	4.72
1	22	Q200	1050.00	1.04	1046.63	2.34	153.44	162.20	158.49	162.35	0.000505	1.76	600.18	120.97	0.25	0.25	4.87
1	20	Q200	1050.00	1.30	1042.40	6.30	153.35	162.09	159.00	162.31	0.001437	2.11	503.38	121.79	0.31	0.31	4.01
1	18	Q200	1050.00	2.15	1030.41	17.44	153.29	162.03	158.99	162.27	0.001501	2.16	497.87	124.42	0.31	0.34	3.90

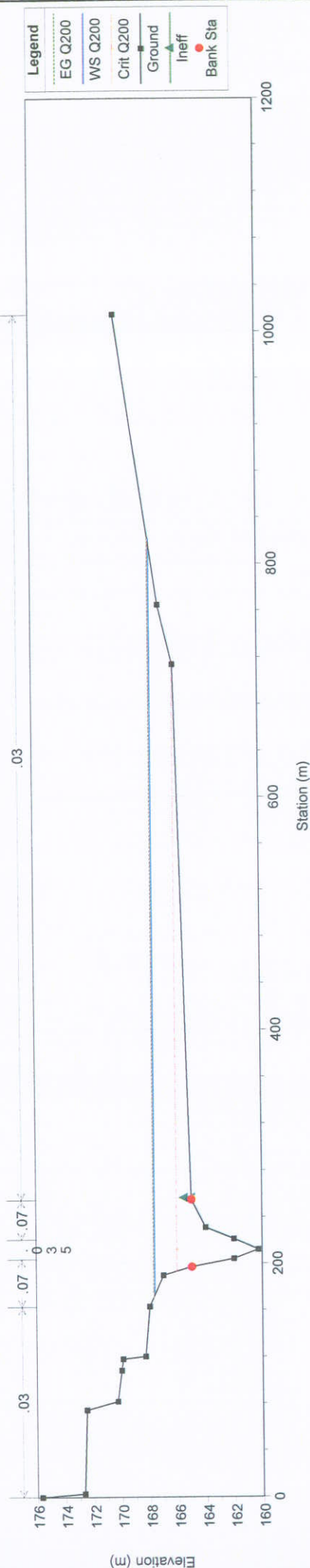
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crtt W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	350	Q200	1050.00	3.23	183.14	863.63	160.27	167.67	166.06	167.70	0.000247	0.70	1355.98	649.14	0.10	0.17	2.08
1	330	Q200	1050.00	496.57	519.76	33.66	159.10	167.29	166.65	167.39	0.002377	1.45	746.22	630.41	0.27	0.41	1.18
1	300	Q200	1050.00	703.08	342.96	3.95	158.24	166.52	166.12	166.67	0.002443	1.97	623.05	520.29	0.30	0.49	1.19
1	250	Q200	1050.00	85.10	631.76	333.13	157.53	165.61	165.08	165.87	0.003603	2.43	500.60	439.35	0.38	0.63	1.13
1	220	Q200	1050.00	0.00	294.75	755.25	156.90	165.06	164.29	165.22	0.001739	1.69	582.69	310.46	0.27	0.42	1.86
1	200	Q200	1050.00	680.87	366.30	2.84	156.42	164.97	162.14	165.03	0.000334	0.99	1030.03	359.55	0.13	0.19	2.83
1	170	Q200	1050.00	578.95	413.35	57.70	155.80	164.89	162.76	164.97	0.000393	1.31	825.63	252.79	0.18	0.22	3.21
1	160	Q200	1050.00	740.75	309.25		155.10	164.87	162.00	164.91	0.000206	0.76	1227.42	408.44	0.12	0.16	2.98
1	150	Q200	1050.00	610.18	435.66	4.15	155.00	164.74	161.77	164.85	0.000545	1.41	731.89	246.49	0.20	0.27	2.91
1	140	Q200	1050.00	134.53	903.56	11.91	155.00	164.73	160.61	164.80	0.000322	1.23	904.41	235.41	0.18	0.19	3.79
1	130	Q200	1050.00	9.66	940.86	99.48	154.90	164.67	160.71	164.78	0.000357	1.50	726.73	147.63	0.19	0.20	5.26
1	125		Bridge														
1	120	Q200	1050.00	9.62	941.43	98.95	154.90	164.65	160.71	164.76	0.000361	1.50	723.91	147.54	0.20	0.20	5.24
1	110	Q200	1050.00		1043.94	6.06	154.82	164.63	160.57	164.75	0.000487	1.53	695.14	161.11	0.22	0.23	4.24
1	100	Q200	1050.00	0.36	1046.56	3.07	154.80	164.40	160.34	164.68	0.001123	2.34	454.52	100.37	0.31	0.35	4.37
1	90	Q200	1050.00	0.00	1050.00	0.00	154.70	164.03	160.78	164.58	0.003404	3.28	320.61	54.48	0.43	0.43	5.39
1	85	Q200	1050.00		1050.00		154.68	163.57	161.12	164.45	0.005340	4.16	252.37	41.38	0.54	0.54	5.37
1	75	Q200	1050.00		1050.00		154.65	163.91	160.57	164.21	0.001684	2.44	430.94	90.83	0.36	0.36	4.56
1	70	Q200	1050.00		1050.00		154.61	163.95	160.30	164.10	0.001033	1.73	608.57	121.32	0.25	0.25	4.90
1	67	Q200	1050.00		1043.87	6.13	154.58	163.72	161.18	164.04	0.002212	2.54	418.77	146.02	0.36	0.40	4.00
1	65		Bridge														
1	63	Q200	1050.00		1050.00		154.56	163.73	160.38	163.98	0.001531	2.22	473.28	122.52	0.30	0.30	5.53
1	60	Q200	1050.00	46.88	1000.76	2.37	154.48	163.72	159.51	163.94	0.000493	2.09	558.91	109.28	0.27	0.27	4.99
1	50	Q200	1050.00	0.06	1049.94		154.13	163.56	160.00	163.87	0.002181	2.46	426.53	77.84	0.33	0.34	5.17
1	40	Q200	1050.00	0.00	1050.00		154.01	163.10	159.85	163.55	0.003216	2.96	354.49	68.06	0.41	0.41	4.90
1	38	Q200	1050.00	0.57	1049.44		153.96	162.91	160.00	163.41	0.003647	3.14	334.87	66.13	0.44	0.44	4.81
1	35	Q200	1050.00	0.32	1049.68		153.92	162.69	159.98	163.26	0.004131	3.35	313.64	62.93	0.47	0.48	4.72
1	32	Q200	1050.00	0.10	1049.90		153.89	162.43	160.25	163.07	0.005426	3.56	294.91	63.72	0.52	0.53	4.41
1	30	Q200	1050.00	0.02	1026.09	23.89	153.82	162.31	159.43	162.89	0.003717	3.42	314.53	75.79	0.47	0.52	3.89
1	29	Q200	1050.00	0.00	1031.84	18.15	153.77	162.18	159.40	162.73	0.003616	3.30	324.74	79.67	0.46	0.51	3.91
1	27	Q200	1050.00	0.61	1029.26	20.13	153.69	162.22	159.03	162.54	0.002259	2.53	422.49	97.14	0.36	0.38	4.24
1	25	Q200	1050.00	0.46	1031.51	18.02	153.59	162.16	158.92	162.45	0.001689	2.39	447.09	104.01	0.34	0.36	4.21
1	23	Q200	1050.00	1.07	1046.53	2.40	153.46	162.21	158.62	162.38	0.000512	1.81	585.91	121.38	0.26	0.26	4.72
1	22	Q200	1050.00	1.04	1046.63	2.34	153.44	162.20	158.49	162.35	0.000505	1.76	600.18	120.97	0.25	0.25	4.87
1	20	Q200	1050.00	1.30	1042.40	6.30	153.35	162.09	159.00	162.31	0.001437	2.11	503.38	121.79	0.31	0.33	4.01
1	18	Q200	1050.00	2.15	1030.41	17.44	153.29	162.03	158.99	162.27	0.001501	2.16	497.87	124.42	0.31	0.34	3.90

Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

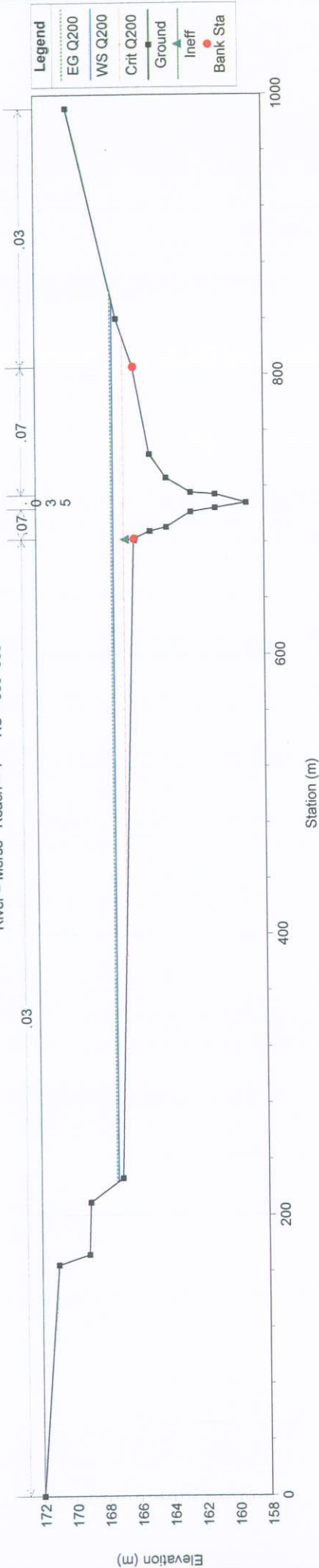
Legend	
EG Q200	
WS Q200	
Crit Q200	
Ground	



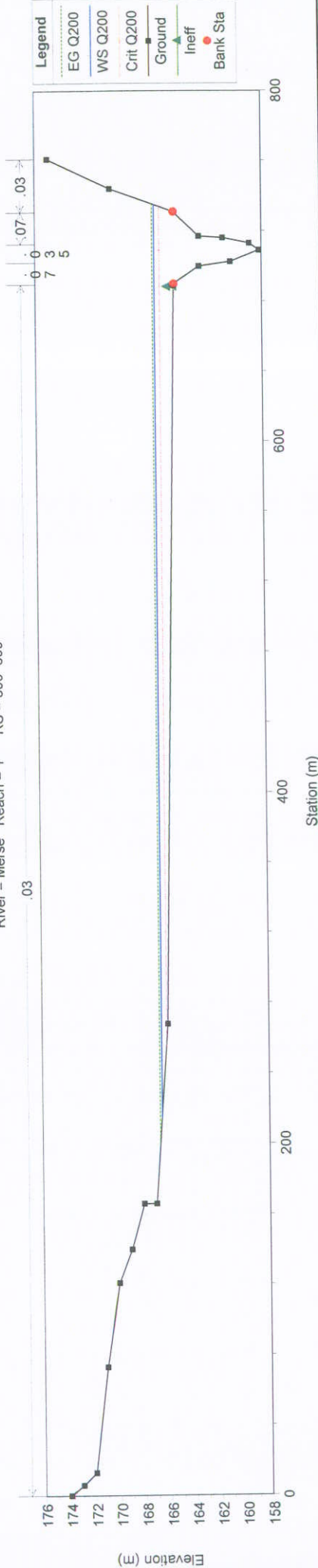
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale River = Merse Reach = 1 RS = 350 Inizio svincolo lato Siena - 350



Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale River = Merse Reach = 1 RS = 330

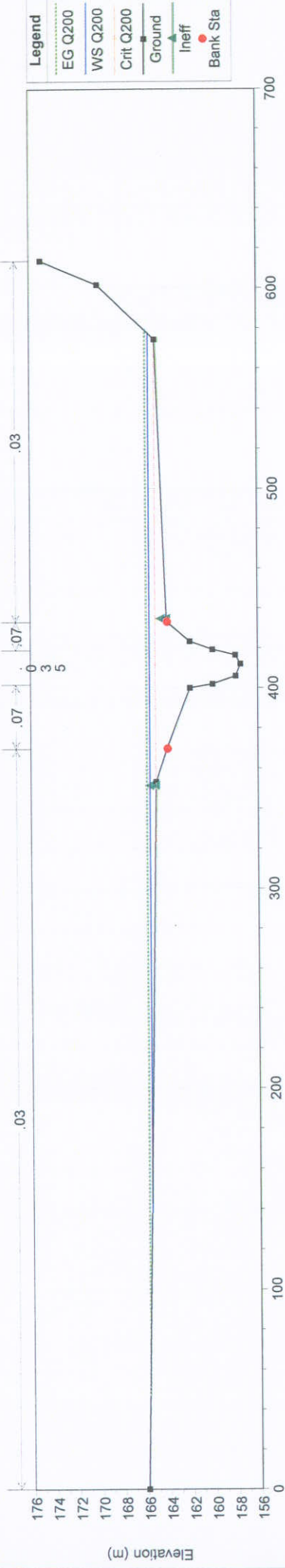


Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale River = Merse Reach = 1 RS = 300



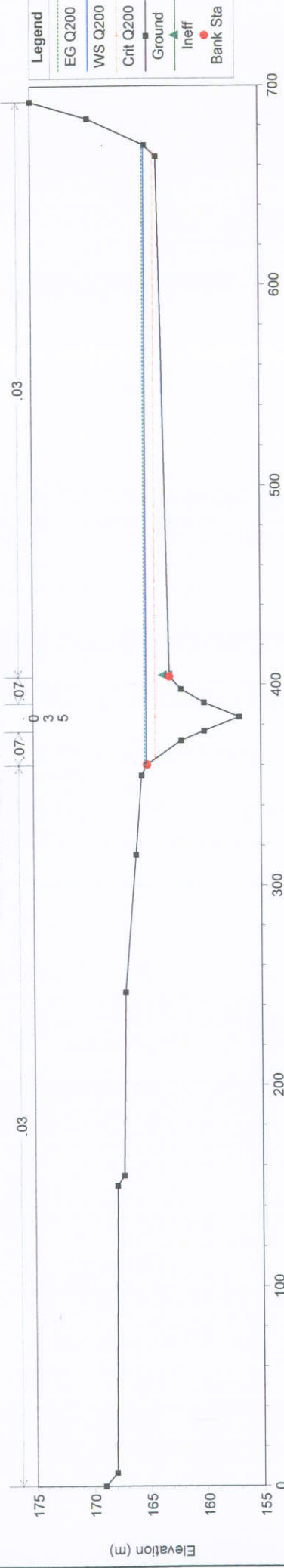
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 250 250



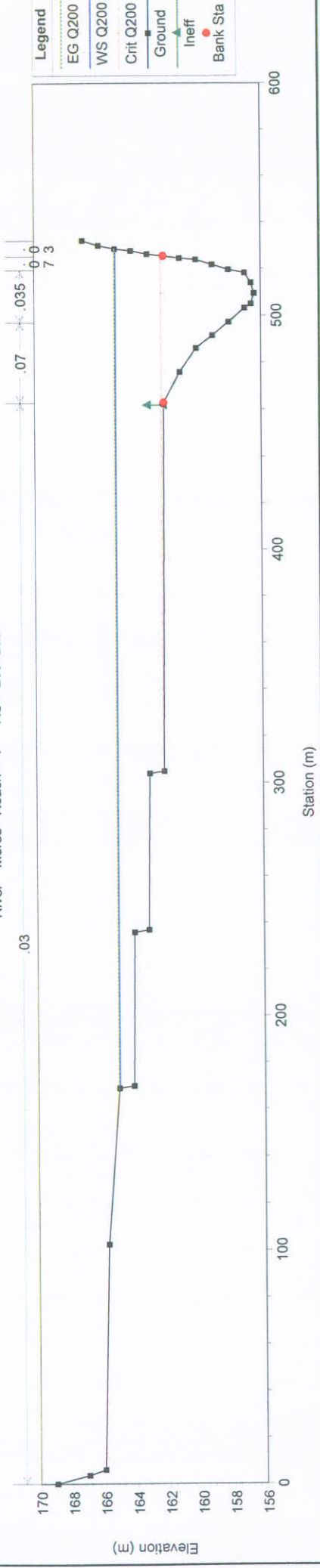
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 220 220



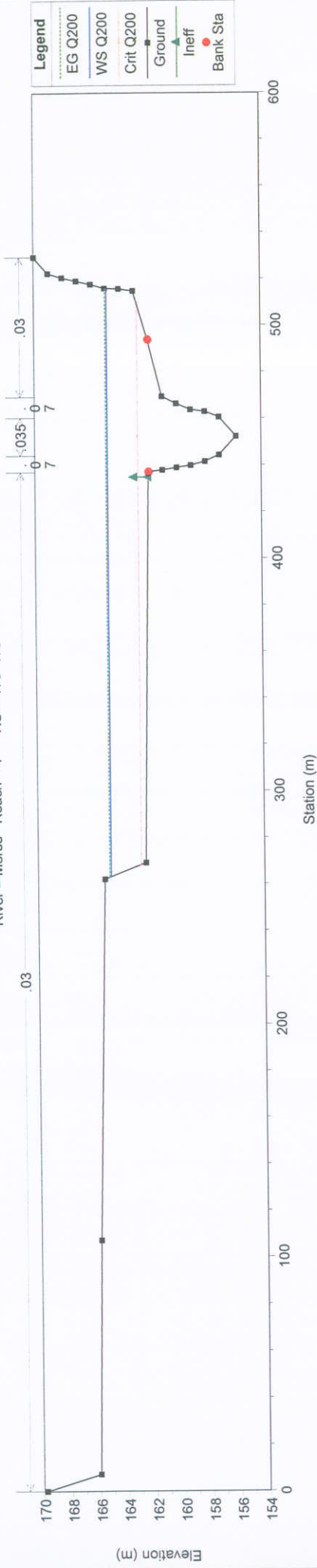
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 200 200



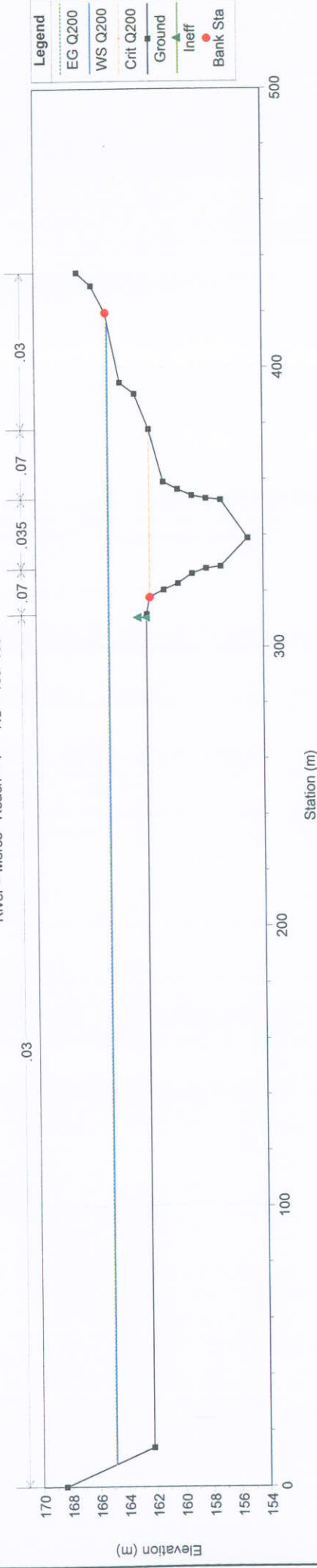
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 170 170



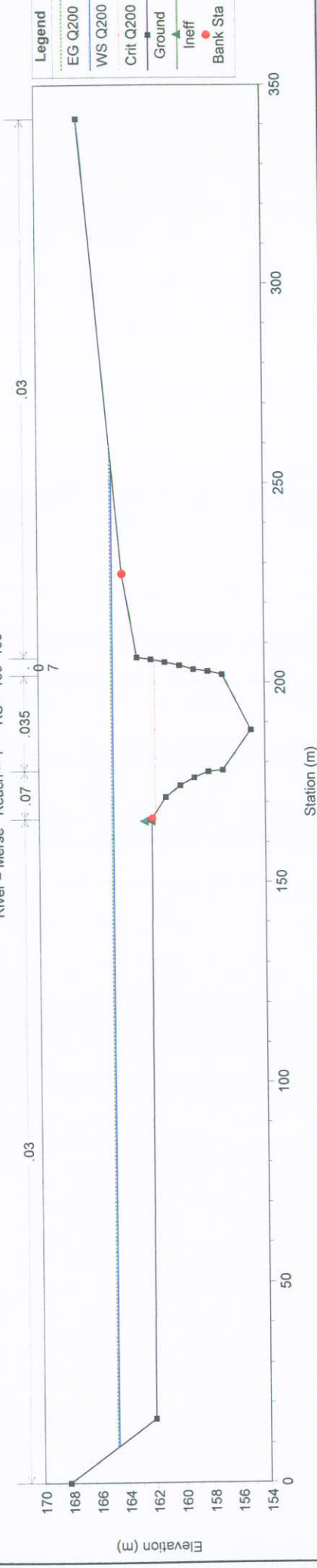
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 160 160



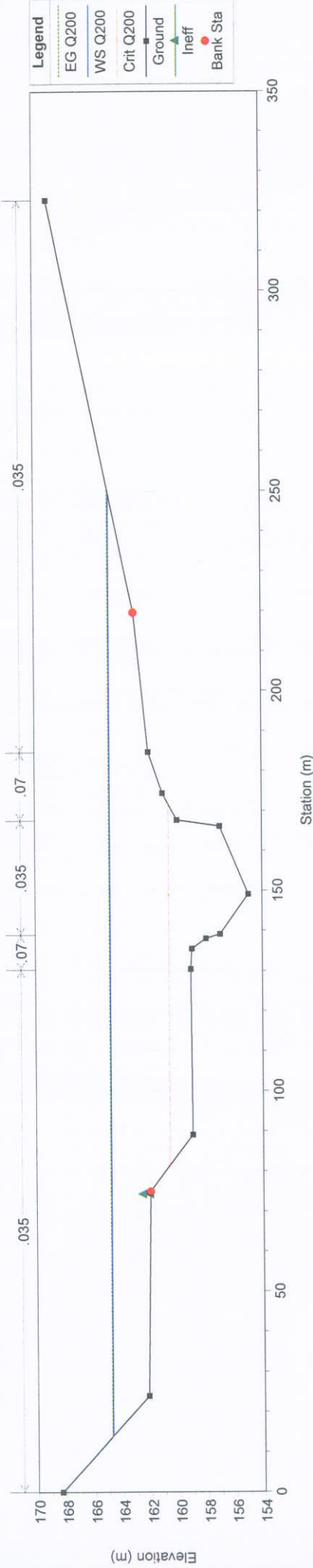
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 150 150



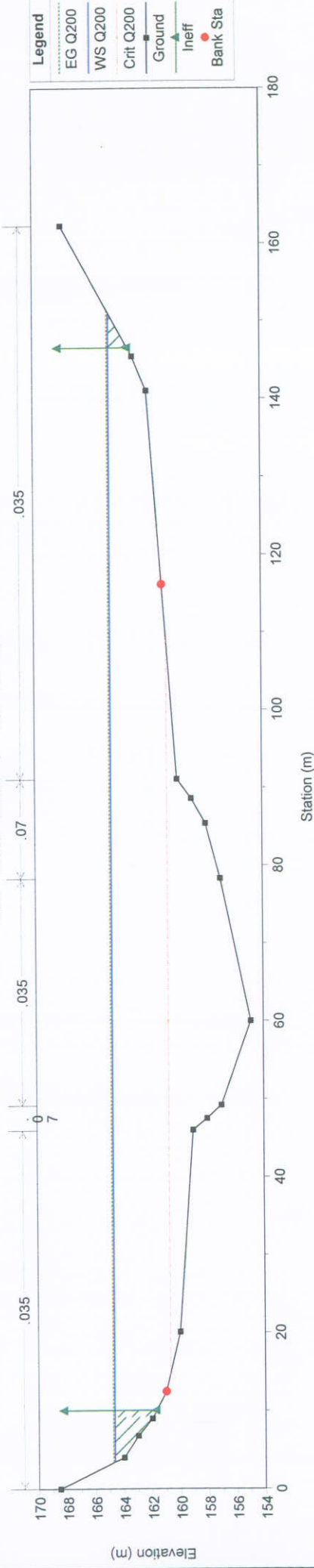
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 140 140



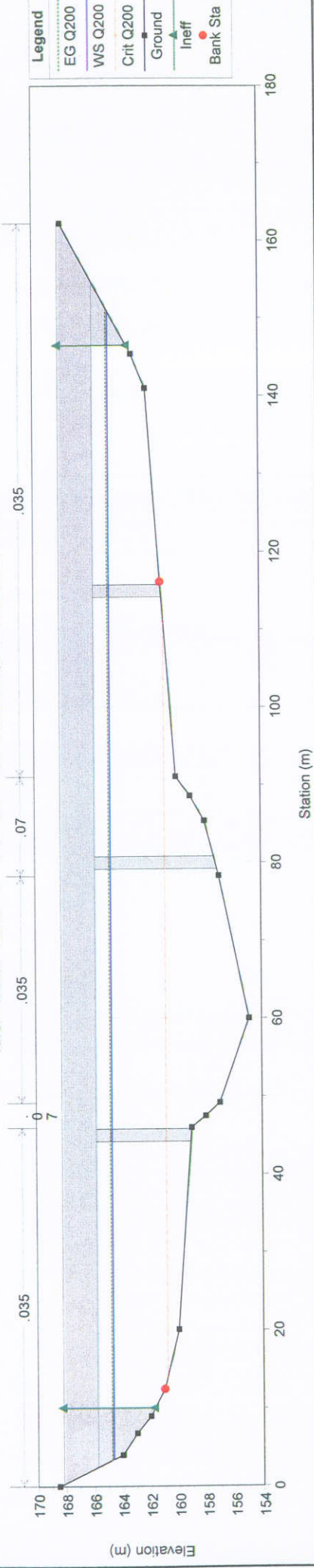
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 130 130



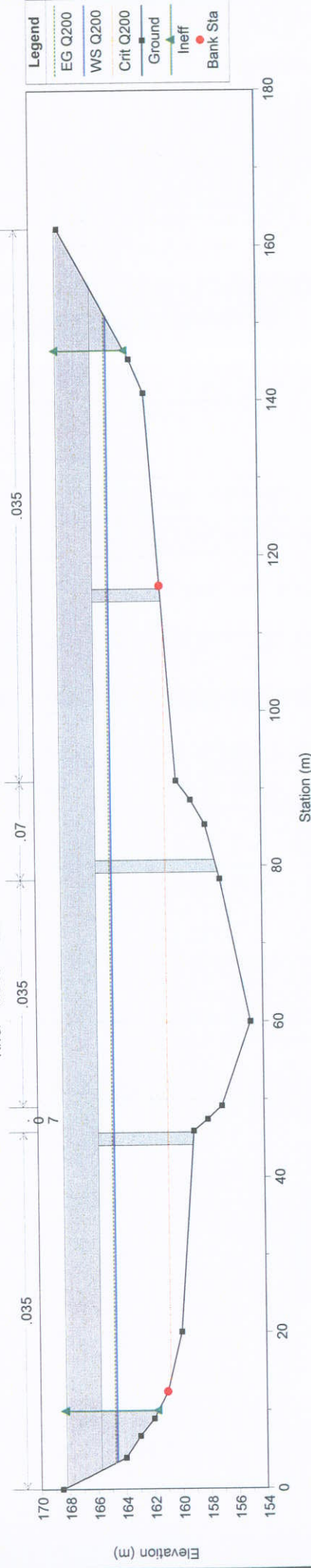
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 125 BR sezione del ponte di macereto SI - GR



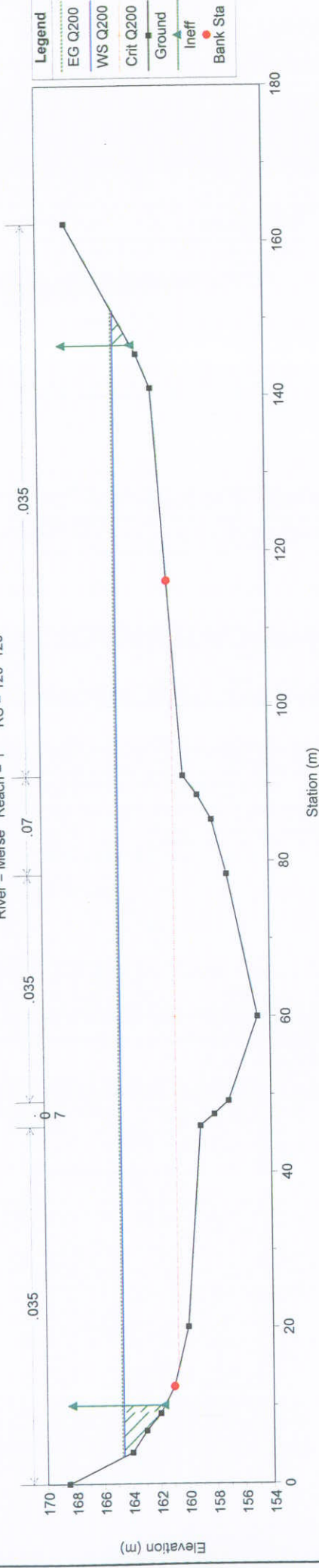
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 125 BR sezione del ponte di macereto SI - GR



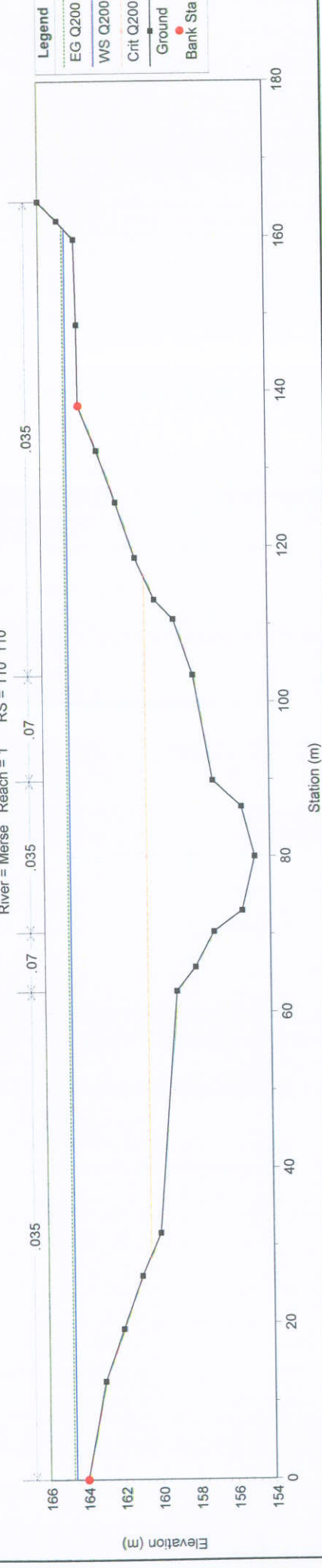
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 120 120



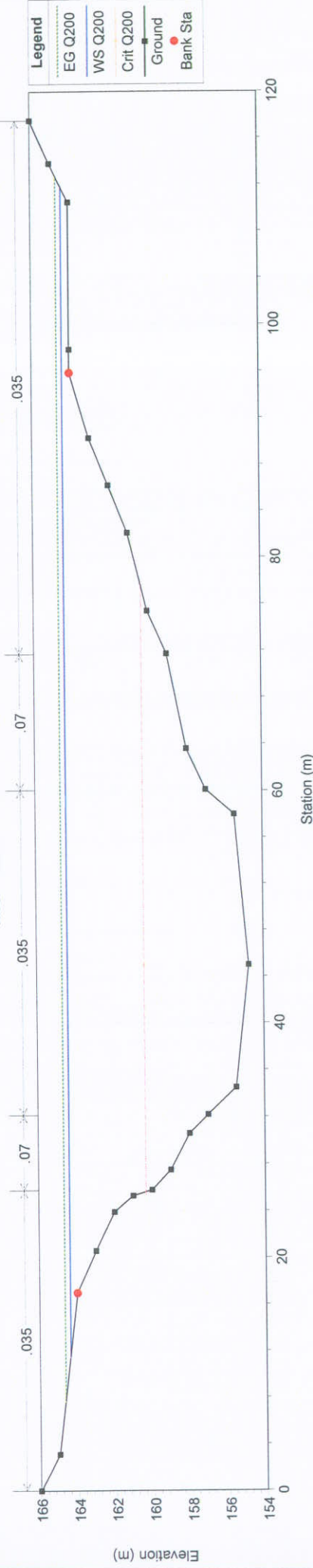
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 110 110



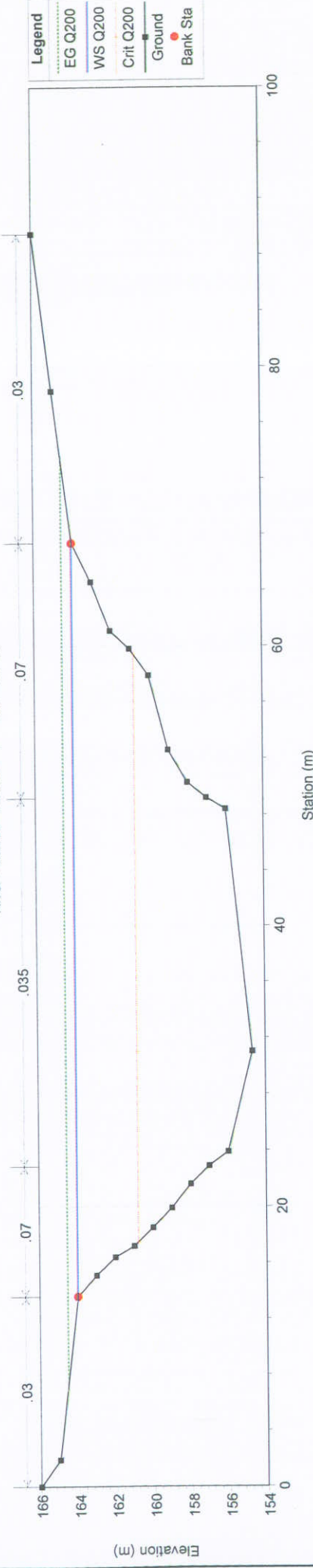
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 100 100



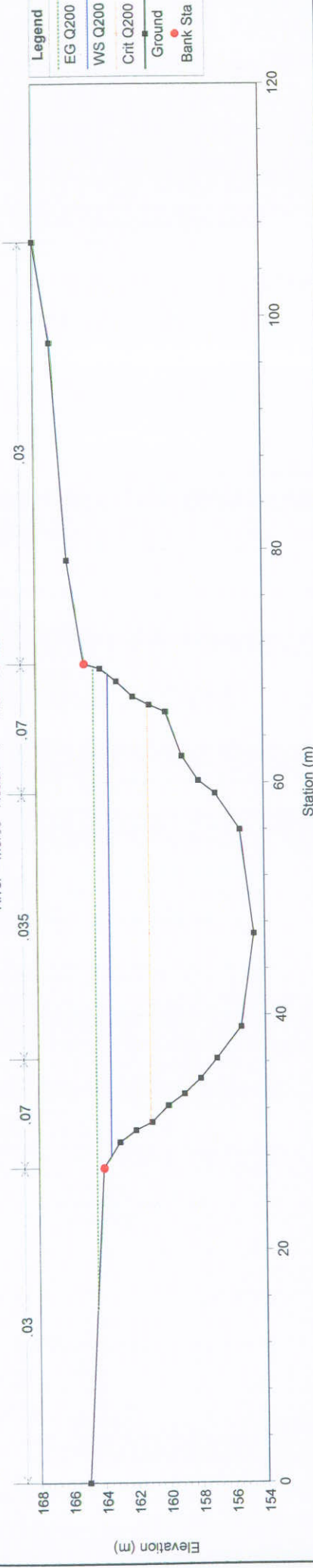
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 90 90



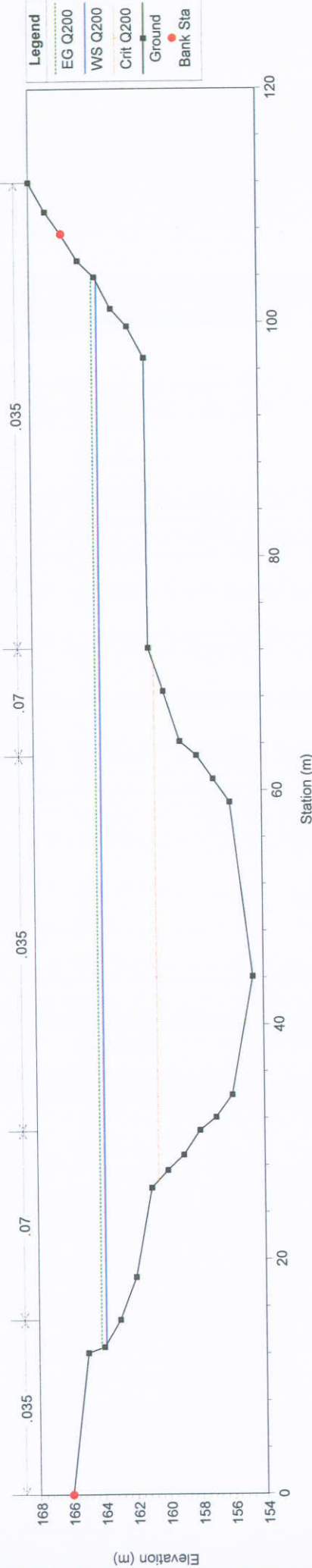
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 85 85



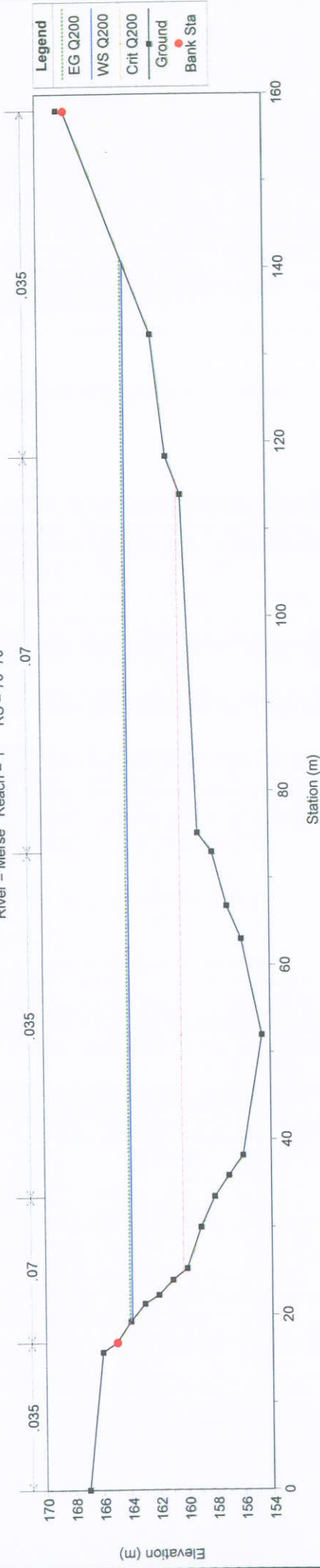
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 75 75



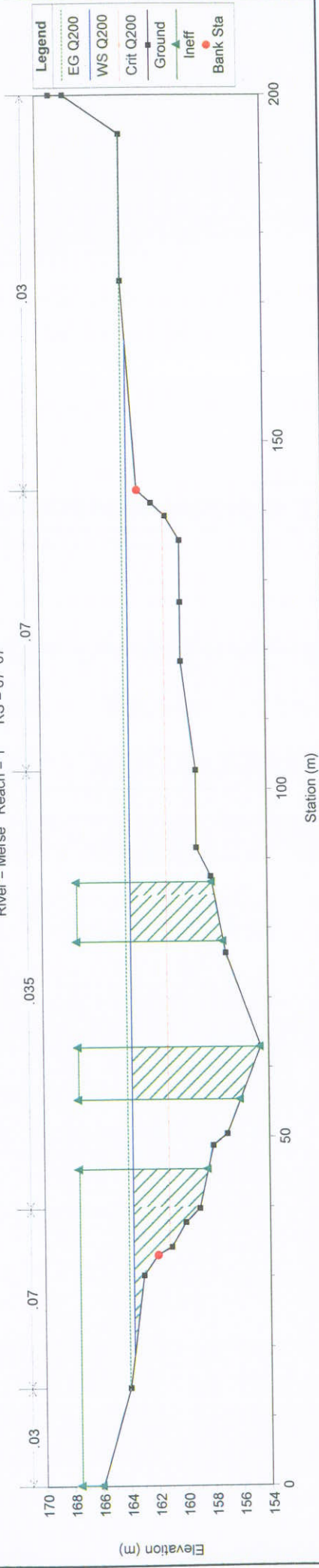
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 70 70



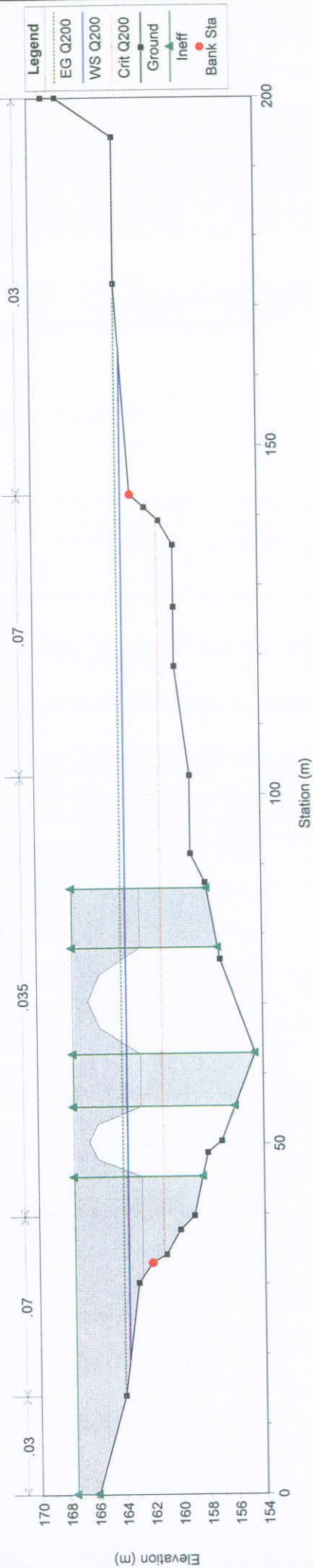
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 67 67



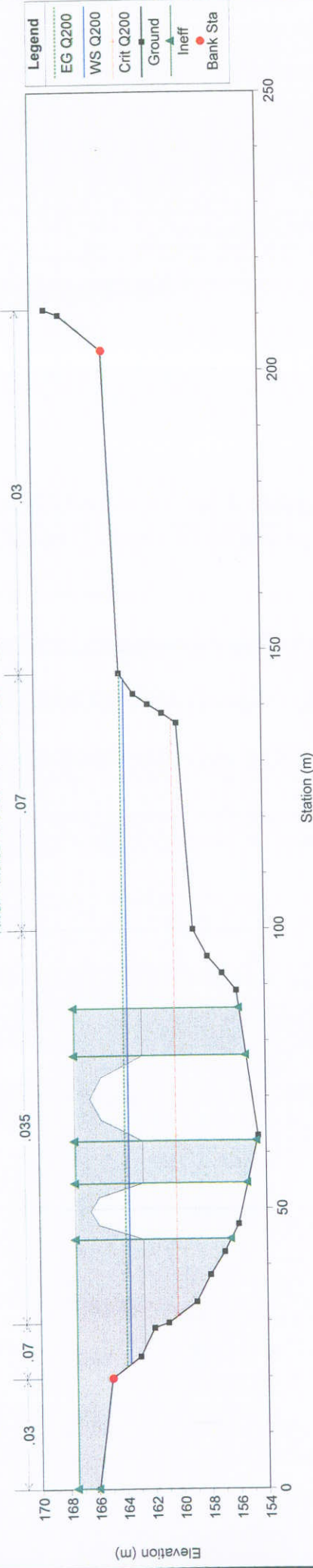
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 65 BR



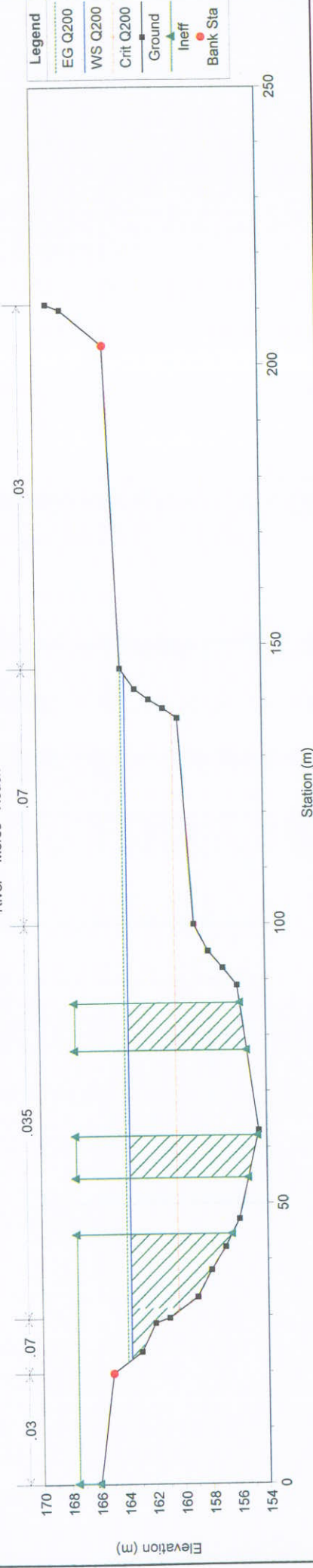
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 65 BR



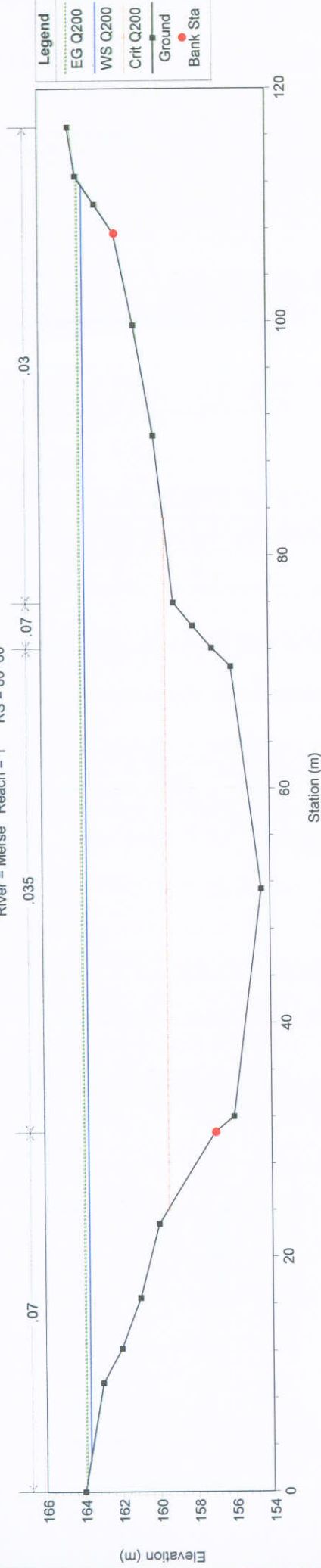
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 63 BR



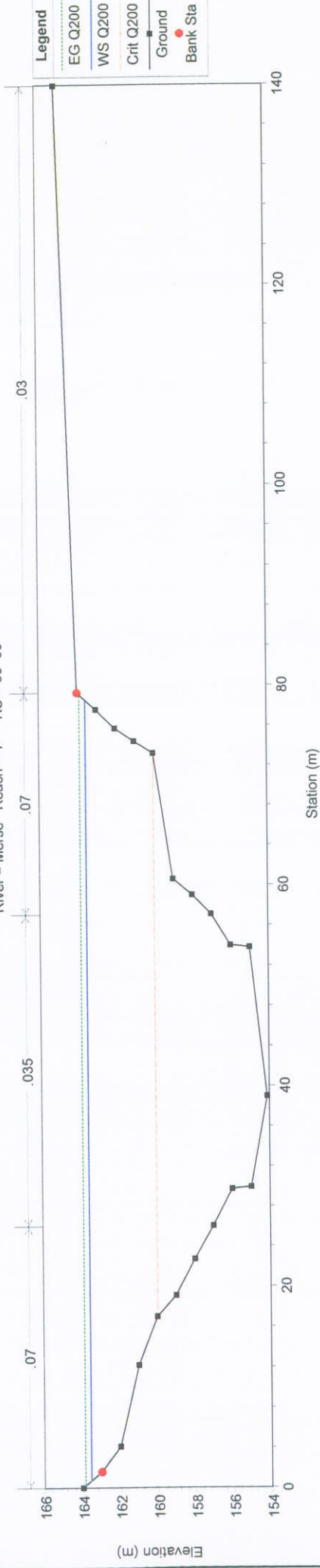
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 60 60



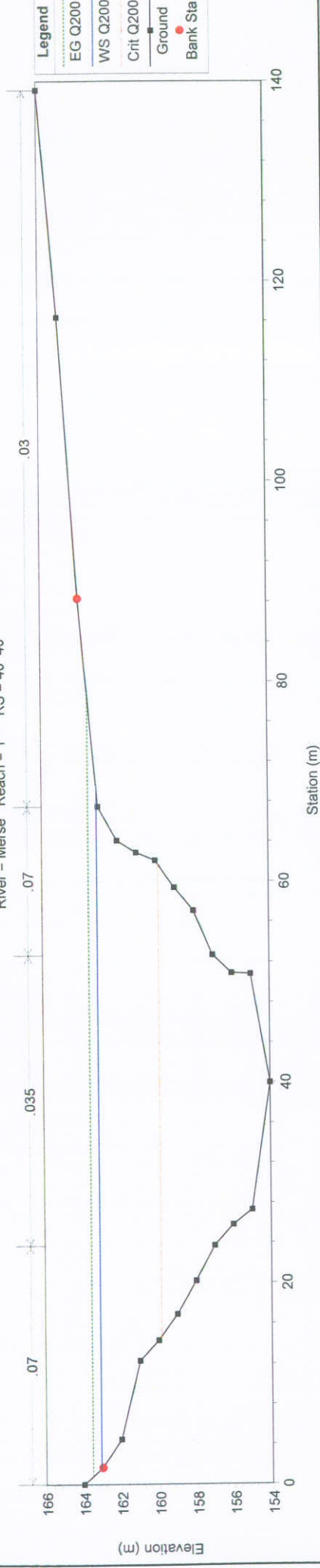
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 50 50



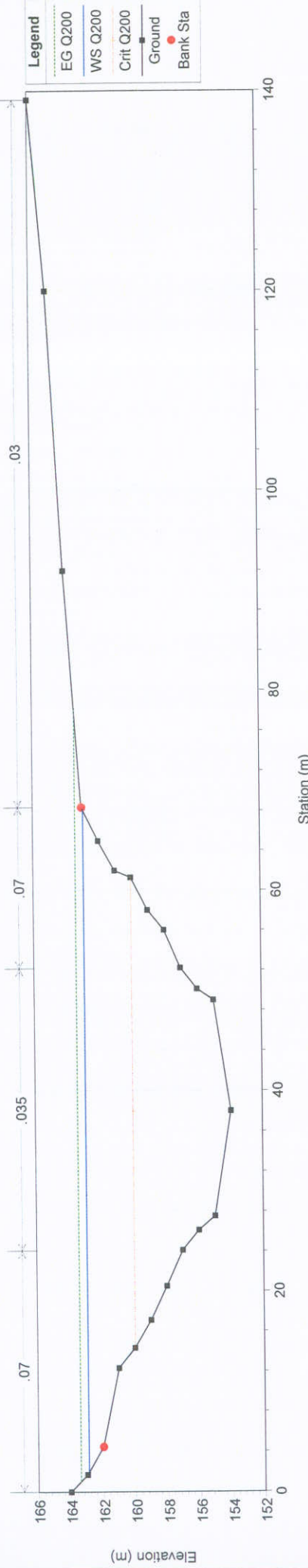
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 40 40



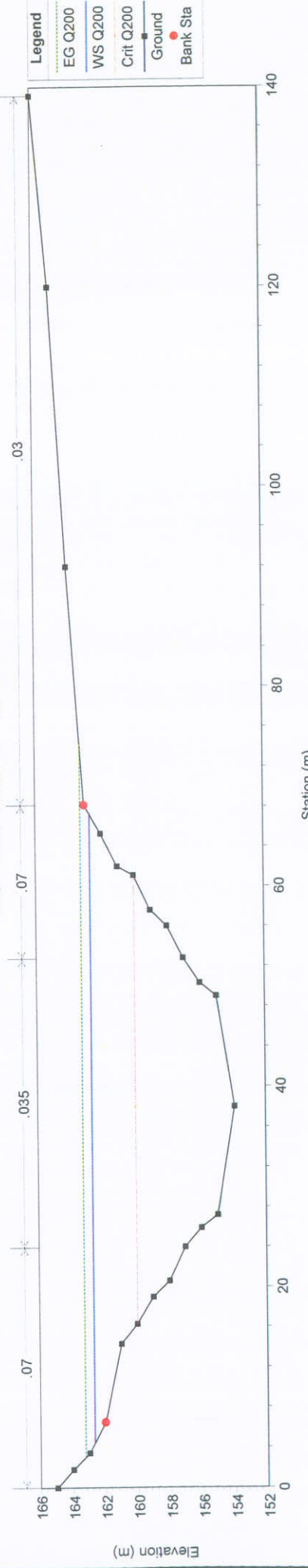
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 38 38



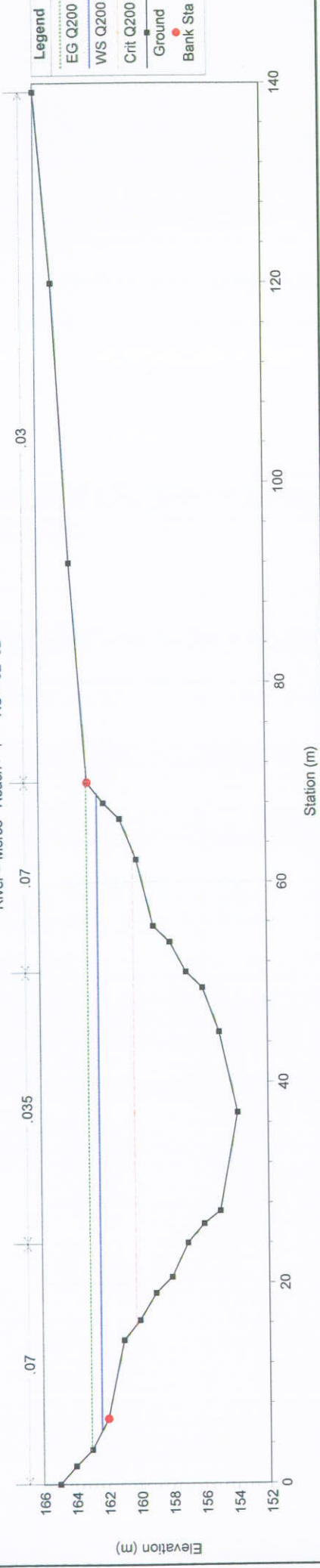
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 35 35



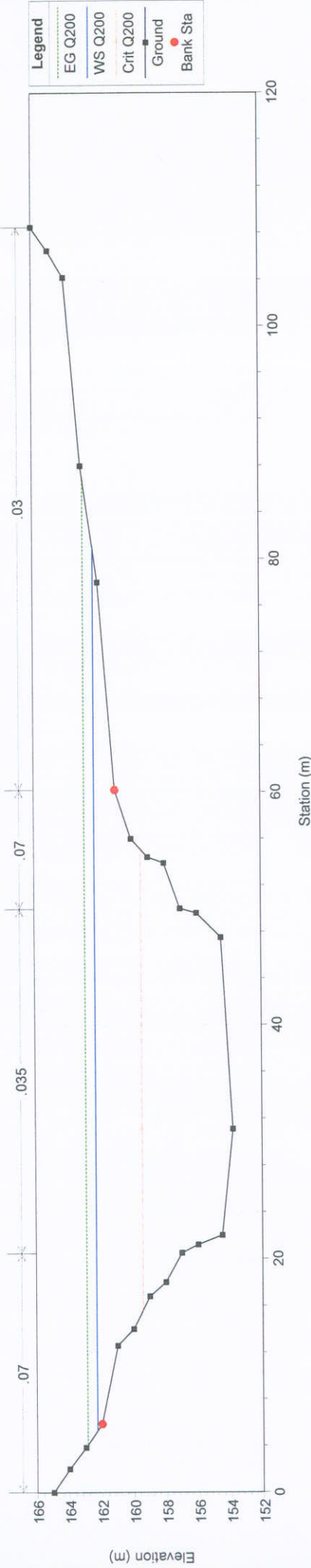
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 32 32



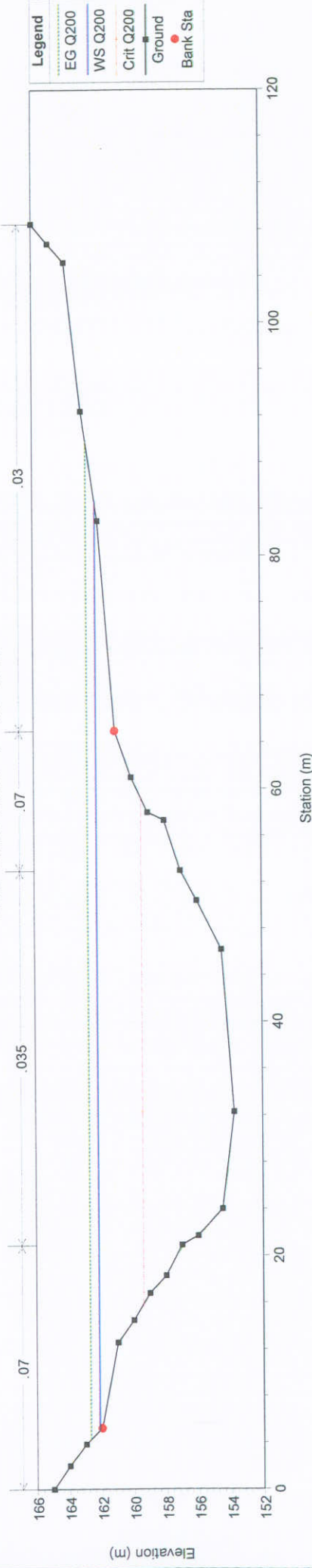
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 30 30



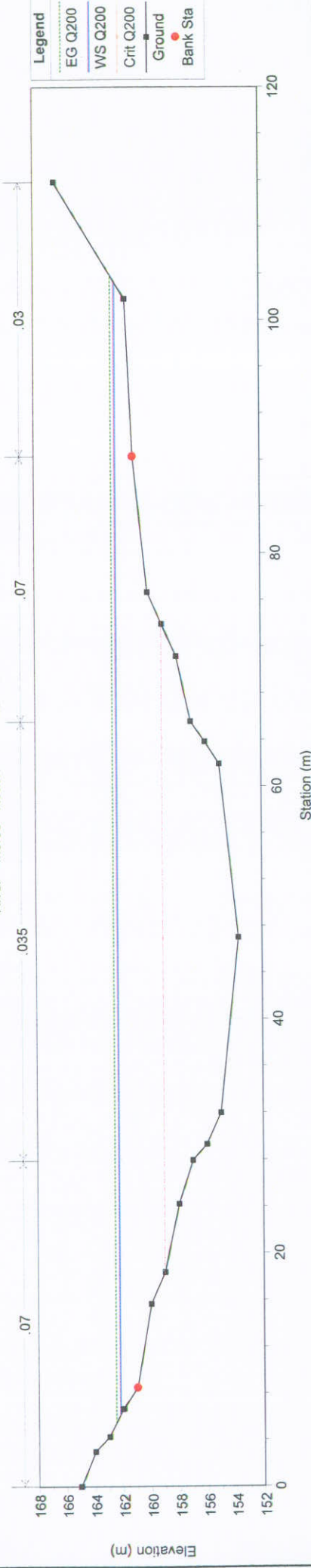
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 29 29



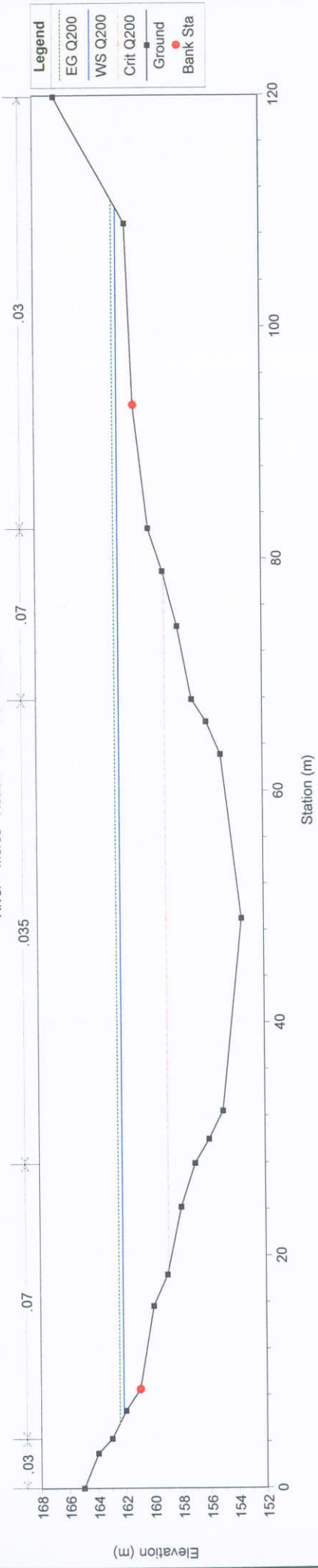
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 27 27



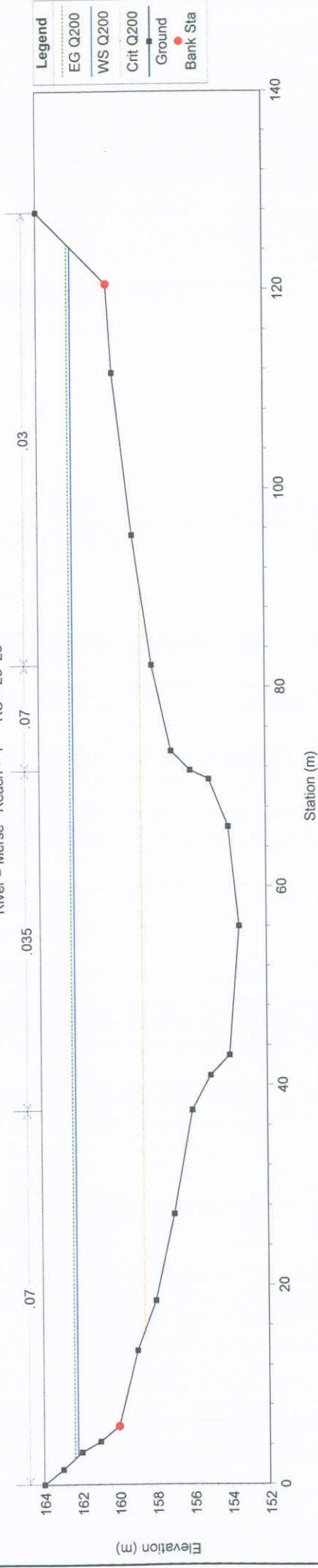
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 25 25



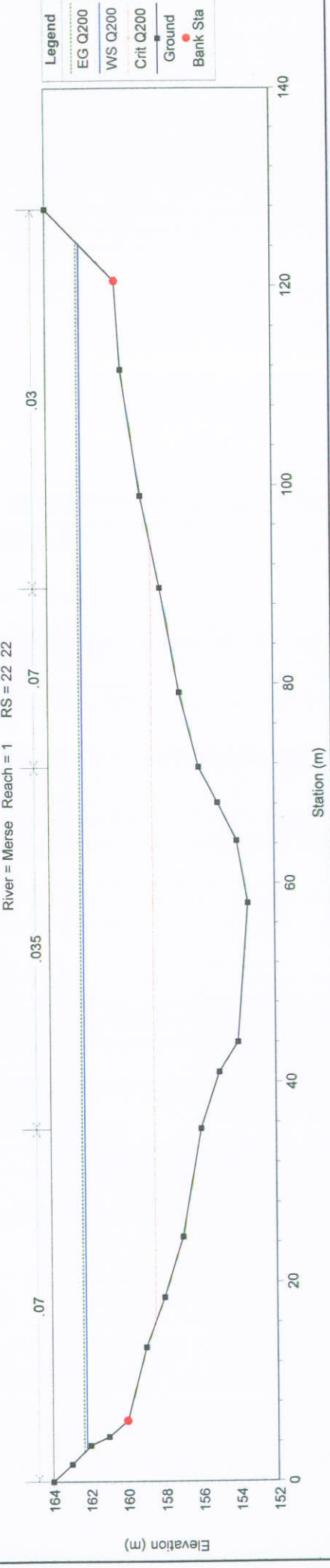
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 23 23



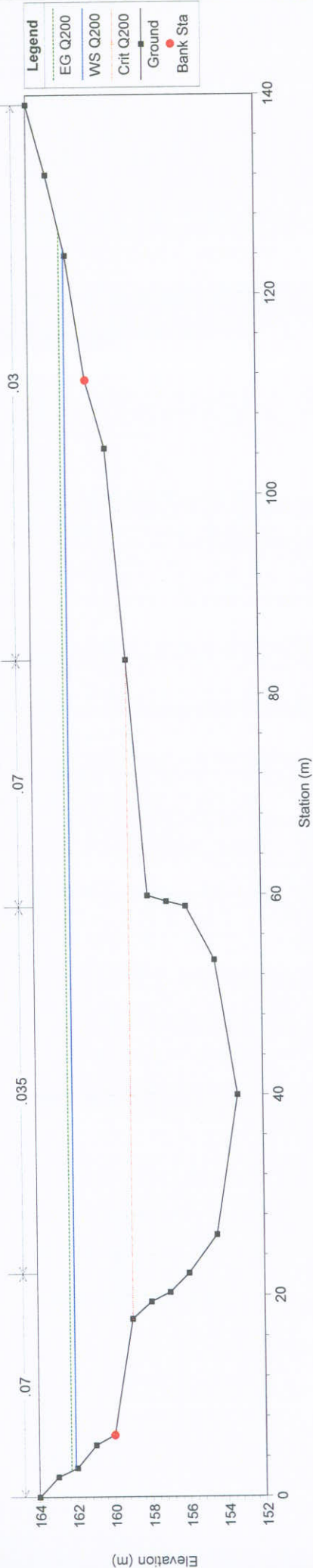
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 22 22



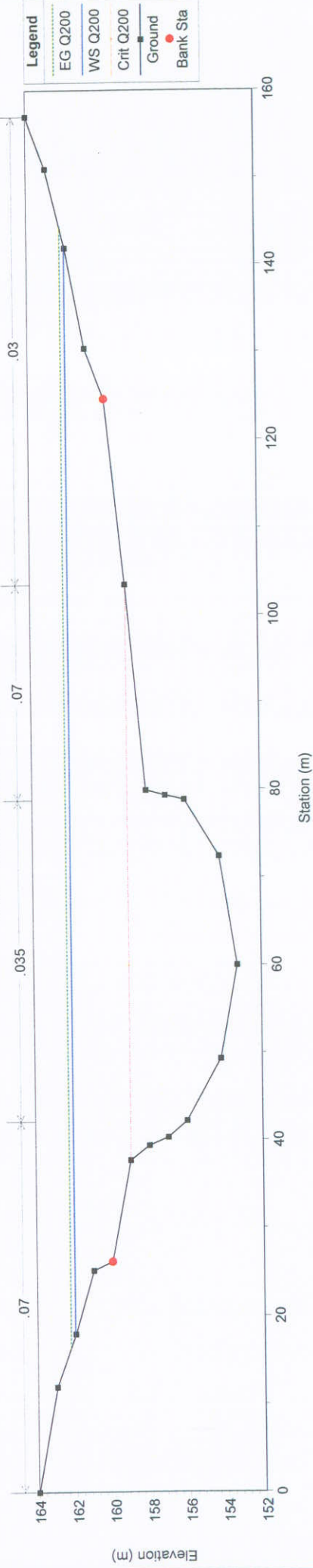
Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 20 20

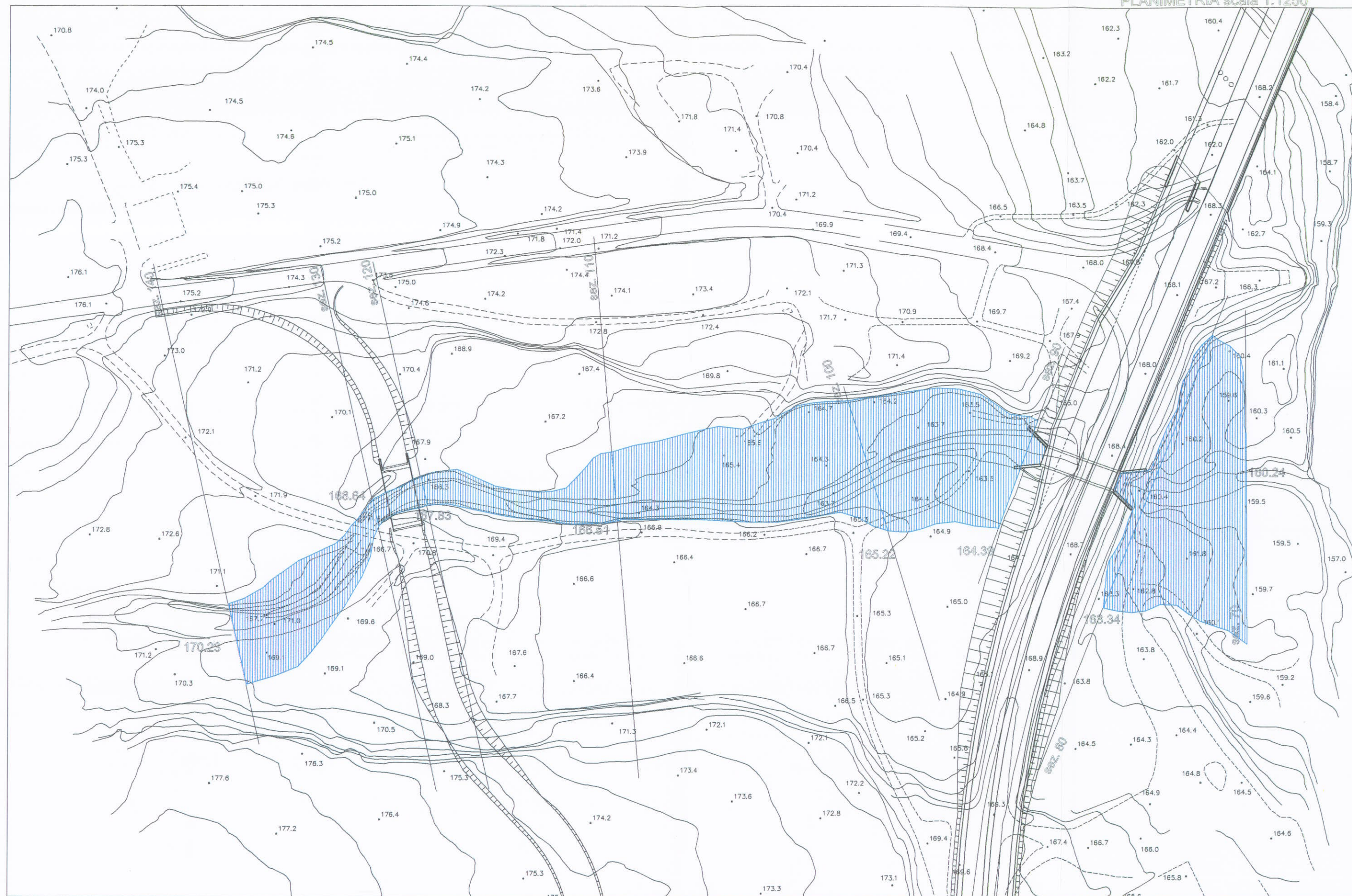


Fiume Merse - Macereto Plan: ver_2003 sez. 350 - 18 finale

River = Merse Reach = 1 RS = 18 18



Fosso Faulle (OPERE S9-S8)



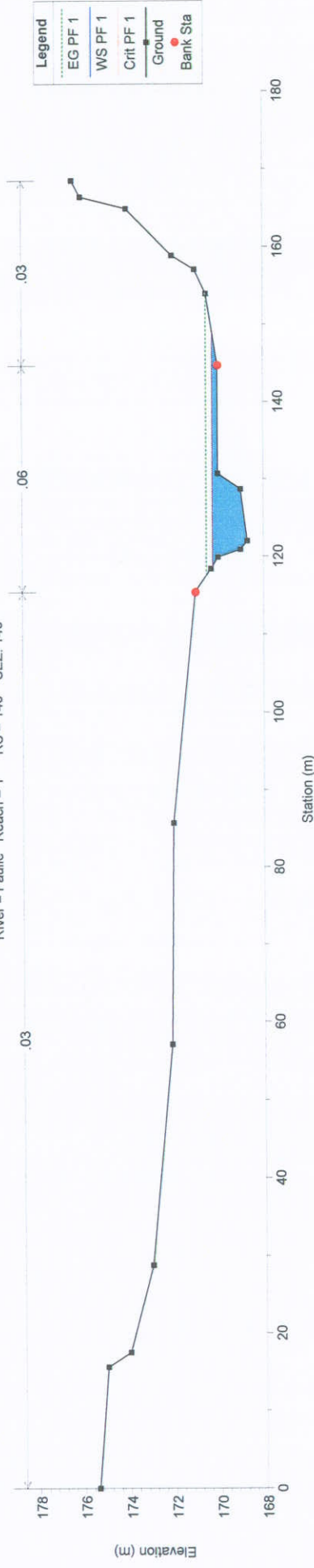
ATTRAVERSAMENTO FOSSE FAULLE
 OPERA S 9 viabilità principale
 OPERA S 8 viabilità secondaria
 $Q_{200} = 40 \text{ mc/s}$ Sottobacino 6

HEC-RAS Plan: Plan 09 River: Faulte Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	140	PF 1	40.00	39.21		0.79	168.70	170.23	170.23	170.52	0.039649	2.40	16.87	30.28	0.96	1.01	0.54
1	130	PF 1	40.00	40.00			167.00	168.64	168.18	168.95	0.011003	2.43	16.43	11.66	0.61	0.61	1.64
1	125		Bridge														
1	120	PF 1	40.00	40.00			166.50	167.83	167.68	168.29	0.022003	3.00	13.35	11.53	0.83	0.83	1.33
1	110	PF 1	40.00	31.90	8.10		164.40	166.51	166.51	166.81	0.018322	2.56	16.93	27.04	0.72	0.95	0.61
1	100	PF 1	40.00	39.98	0.02		163.54	165.22	164.68	165.28	0.004760	1.08	37.16	41.14	0.36	0.36	0.90
1	90	PF 1	40.00	40.00			162.65	164.39	164.03	164.82	0.014455	2.90	13.78	48.59	0.70	0.70	1.74
1	85		Bridge														
1	80	PF 1	40.00	40.00			161.99	163.34	163.37	164.05	0.008455	3.73	10.73	17.45	1.03	1.03	1.34
1	75	PF 1	40.00	40.00			159.00	159.75	160.49	162.70	0.305086	7.61	5.26	12.30	2.80	2.80	0.75
1	70	PF 1	40.00	40.00			159.00	160.24	160.49	161.32	0.057250	4.60	8.69	12.50	1.32	1.32	1.24
1	60	PF 1	40.00	36.71	0.02	3.27	157.84	159.43	159.59	160.00	0.042041	3.42	12.08	16.84	1.07	1.25	0.70

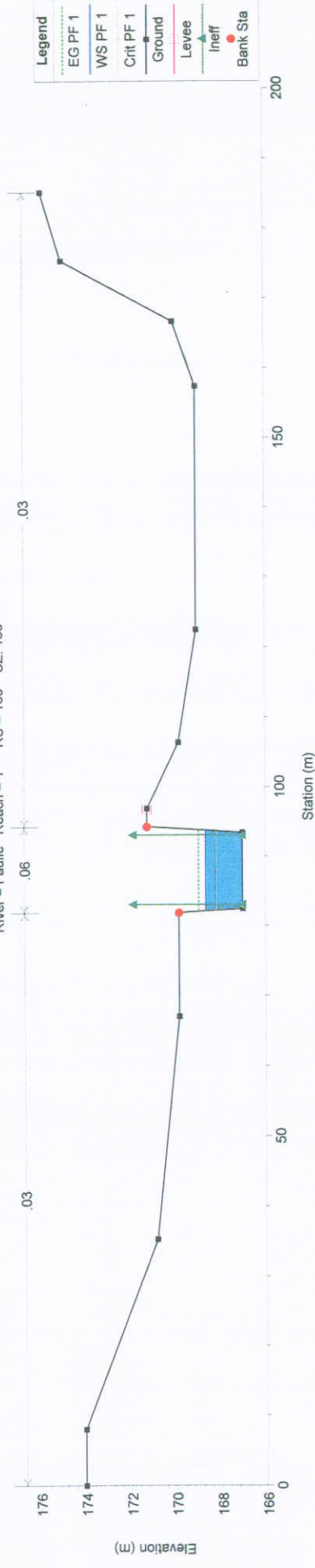
Faule Plan: Plan 09

River = Faule Reach = 1 RS = 140 SEZ. 140



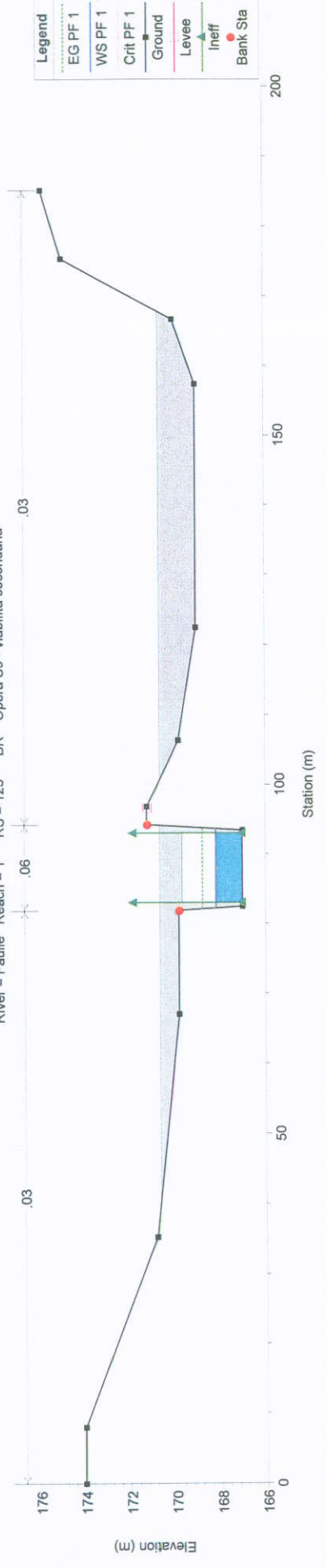
Faule Plan: Plan 09

River = Faule Reach = 1 RS = 130 SZ. 130

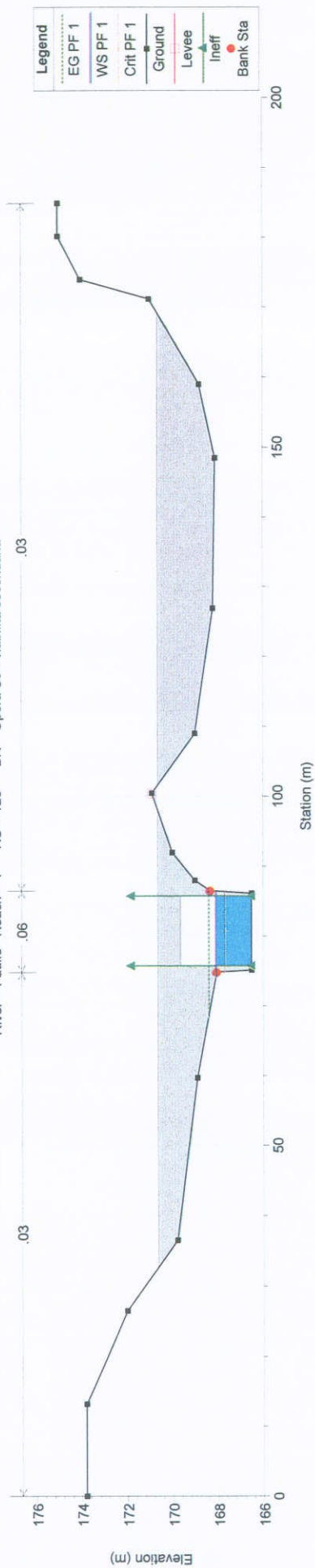


Faule Plan: Plan 09

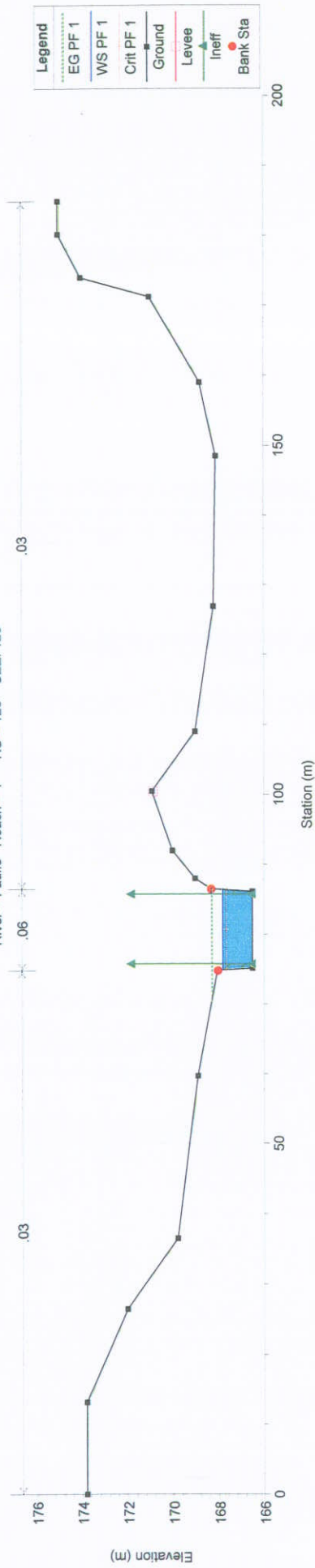
River = Faule Reach = 1 RS = 125 BR Opera S9 - viabilità secondaria



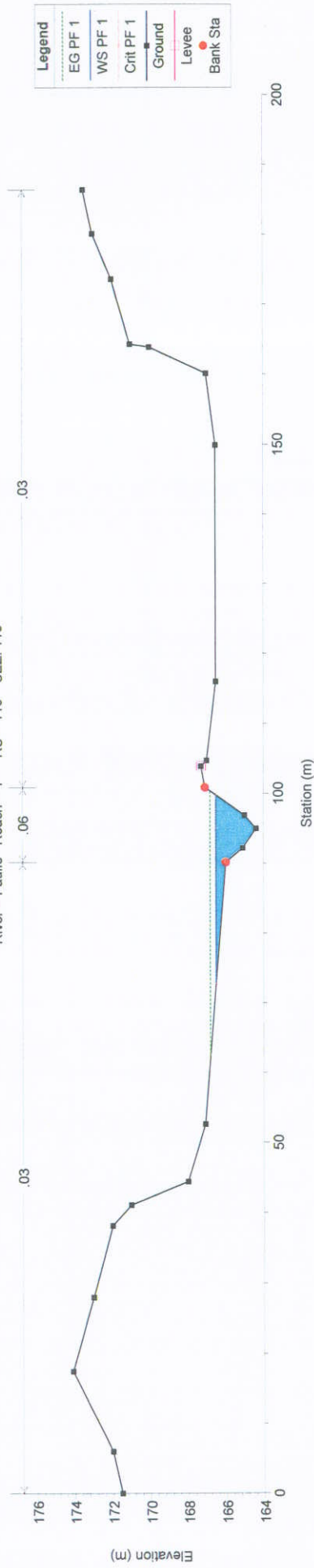
Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 125 BR Opera S9 - viabilità secondaria



Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 120 SEZ. 120

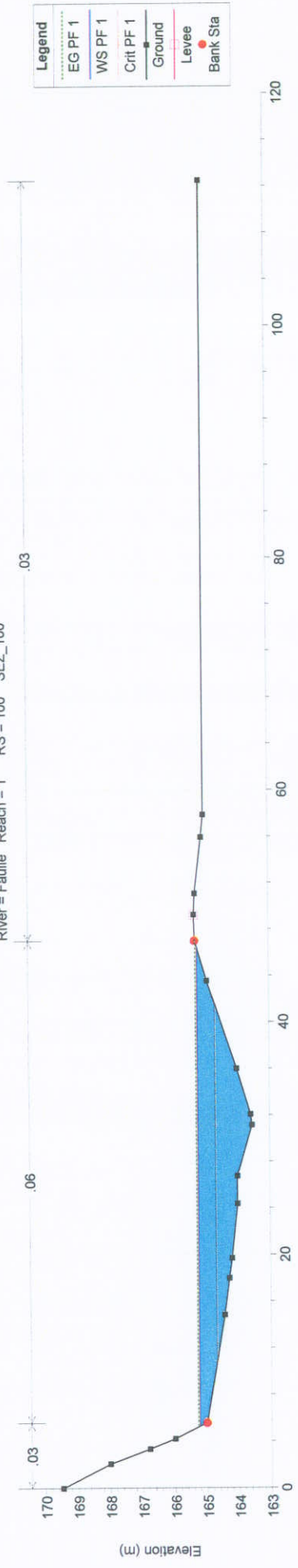


Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 110 SEZ. 110



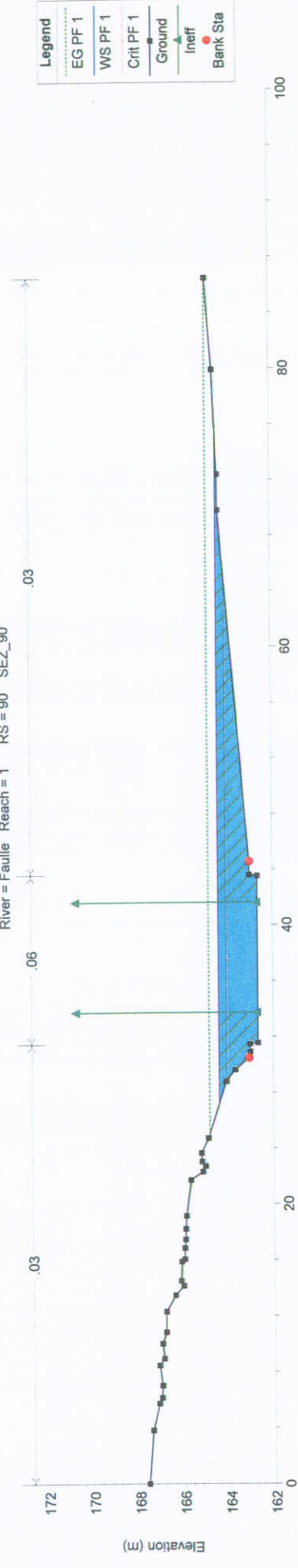
Faule Plan: Plan 09

River = Faule Reach = 1 RS = 100 SEZ_100



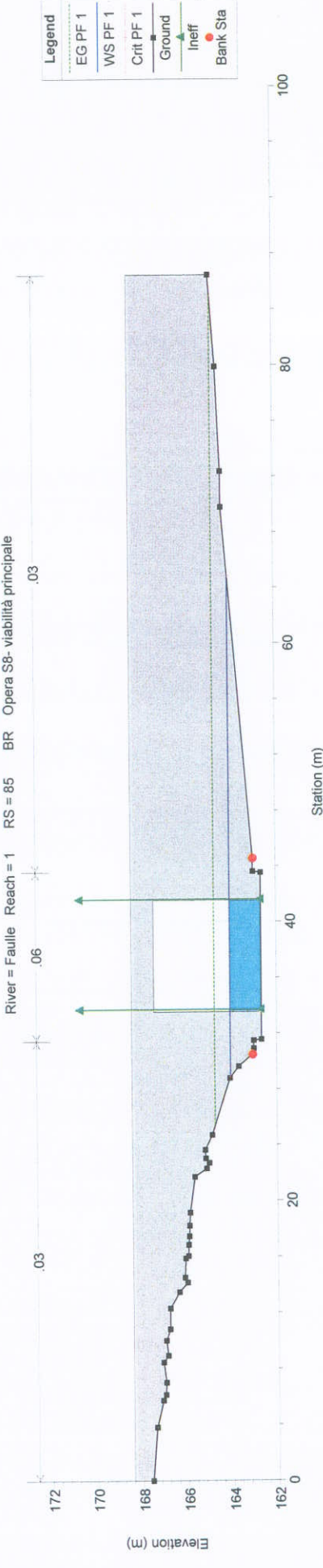
Faule Plan: Plan 09

River = Faule Reach = 1 RS = 90 SEZ_90

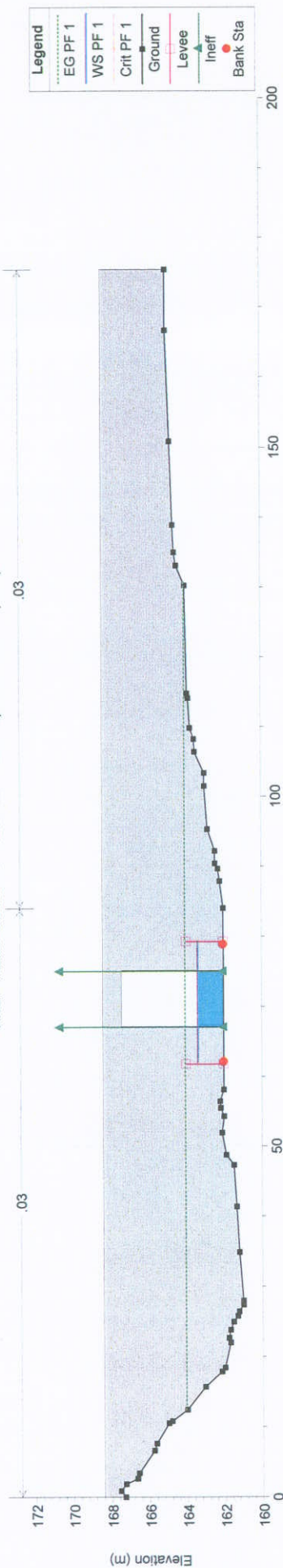


Faule Plan: Plan 09

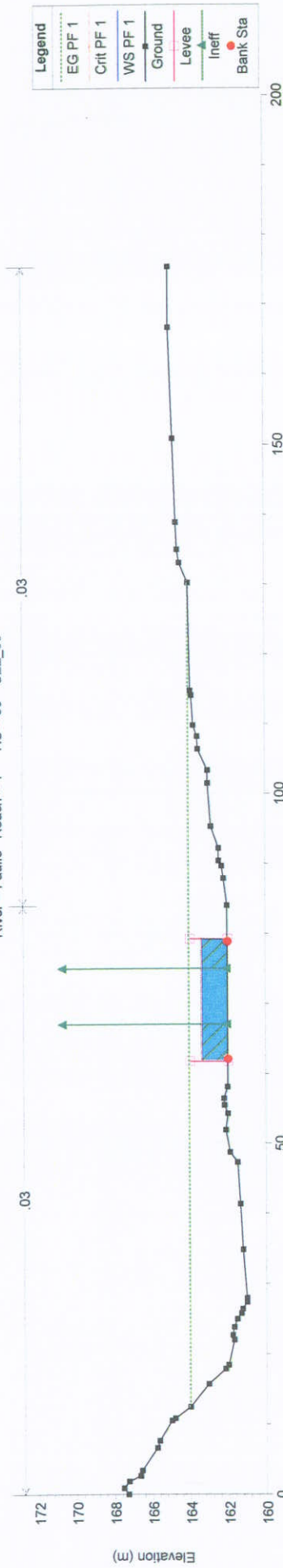
River = Faule Reach = 1 RS = 85 BR Opera S8- viabilità principale



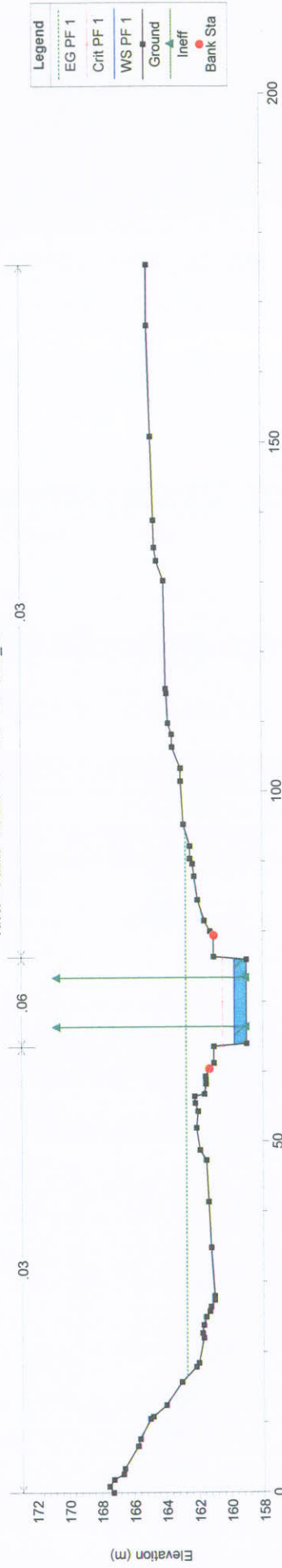
Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 85 BR Opera SB-viabilită principală



Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 80 SEZ_80

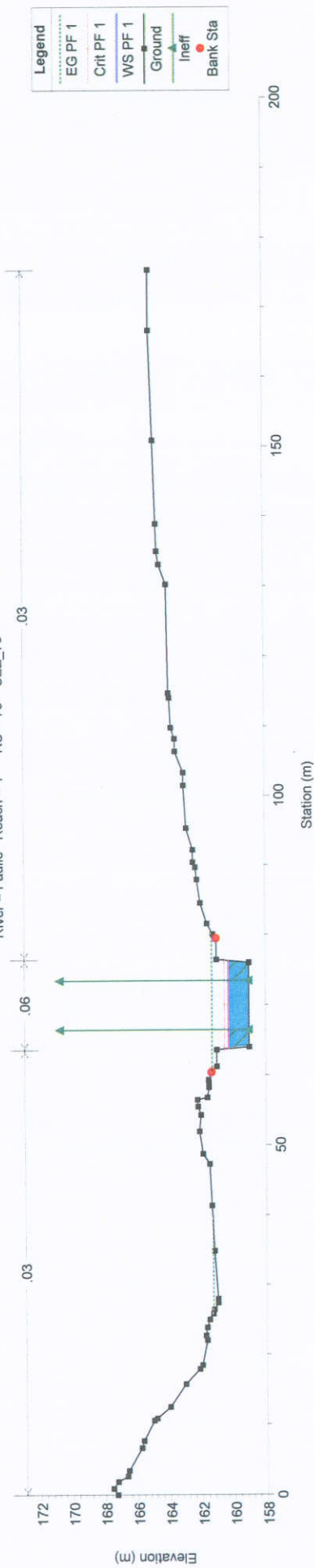


Faule Plan: Plan 09
 River = Faule Reach = 1 RS = 75 SEZ_70



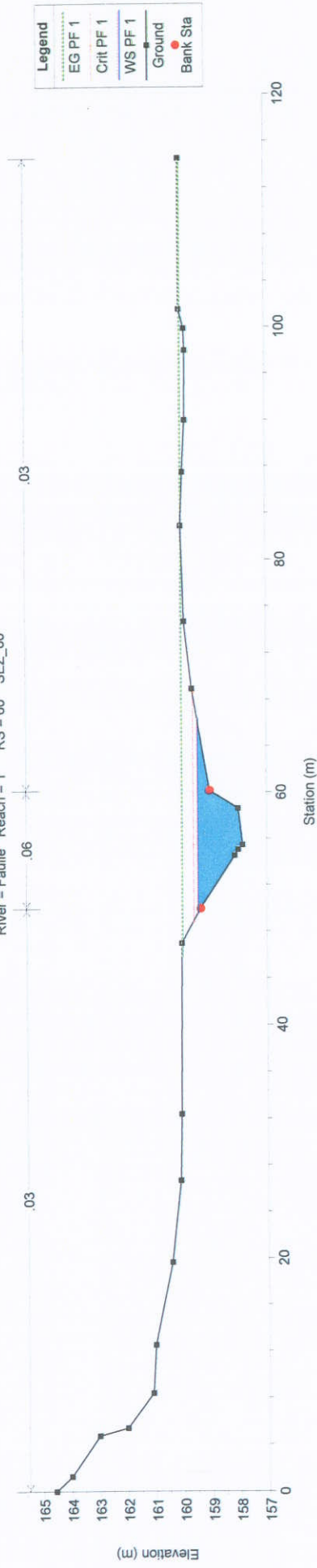
Faule Plan: Plan 09

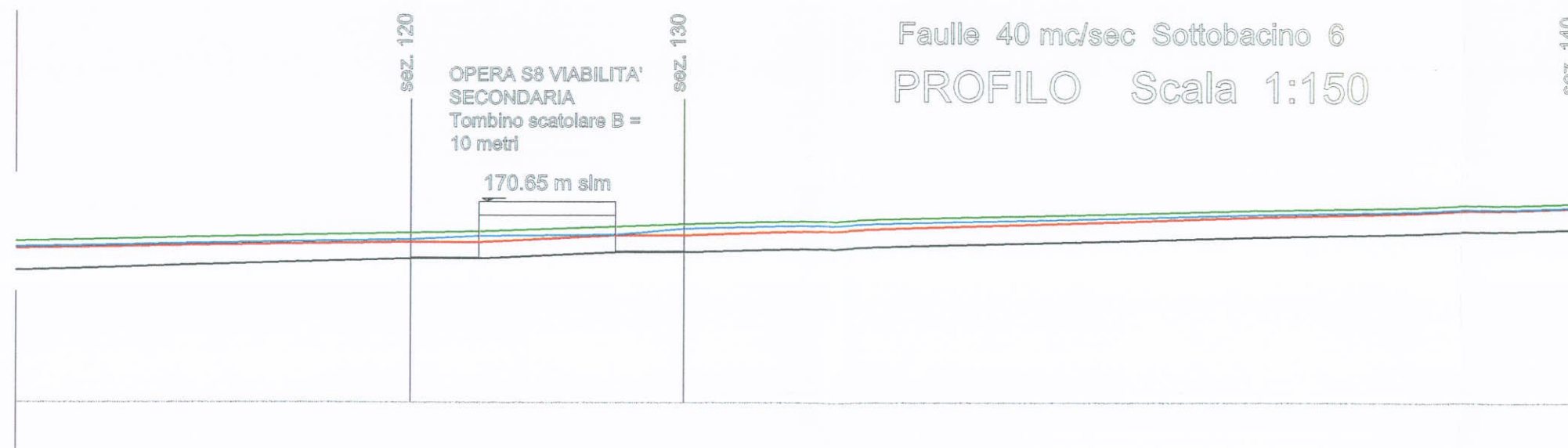
River = Faule Reach = 1 RS = 70 SEZ_70



Faule Plan: Plan 09

River = Faule Reach = 1 RS = 60 SEZ_60





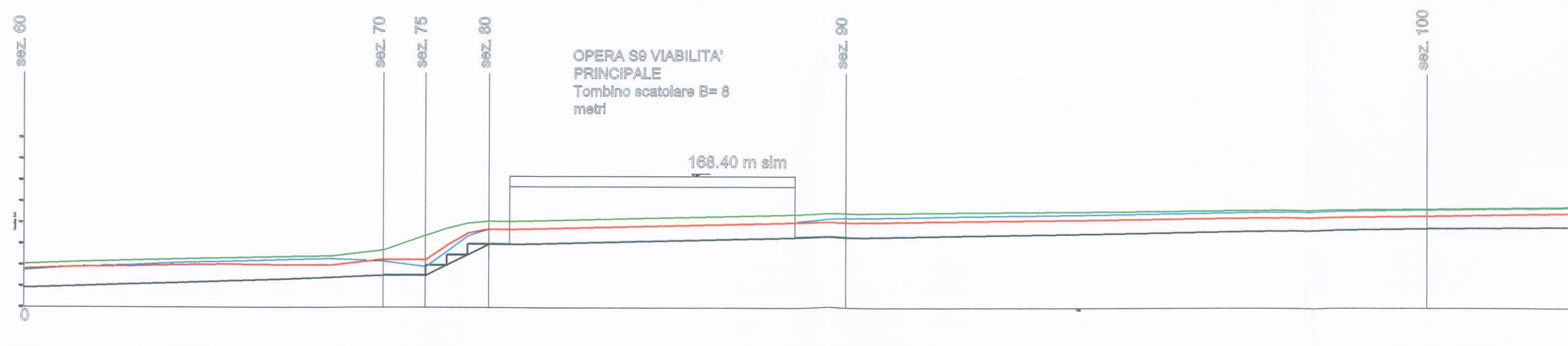
Legenda

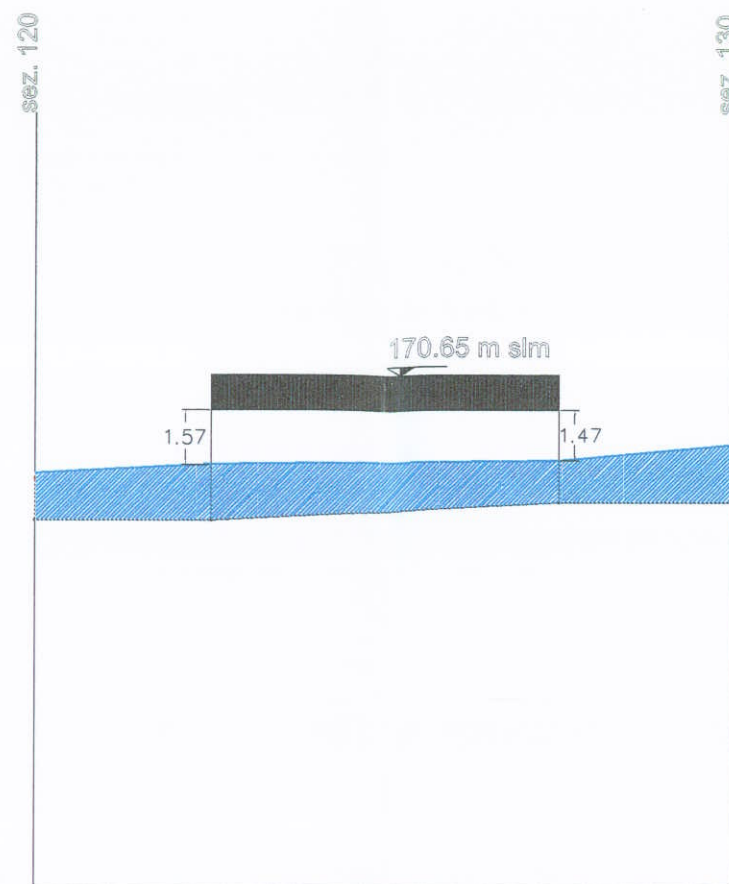
EnergiaTot.

Pelo Lib.

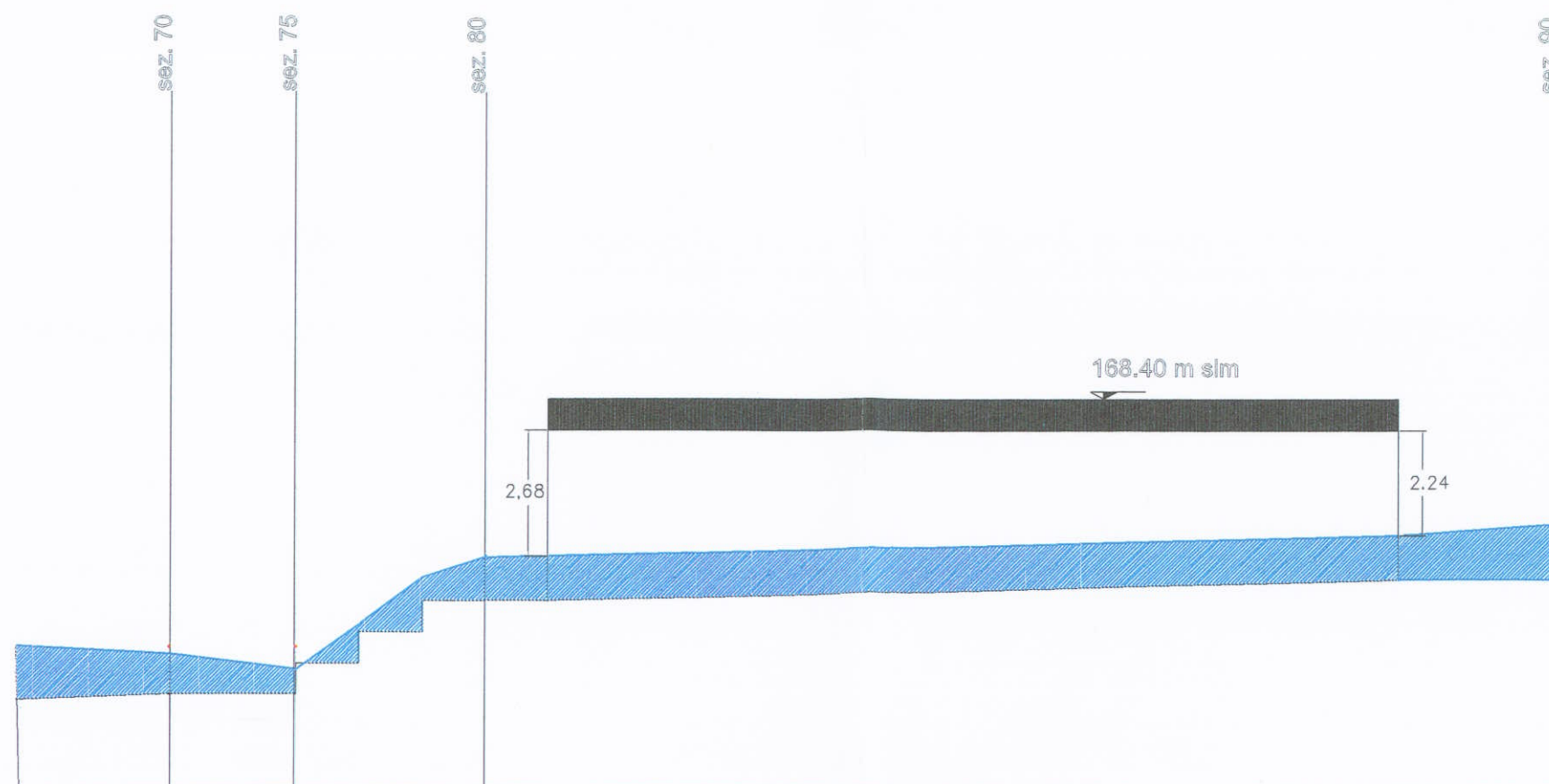
Prof.Crit.

FondoAlveo

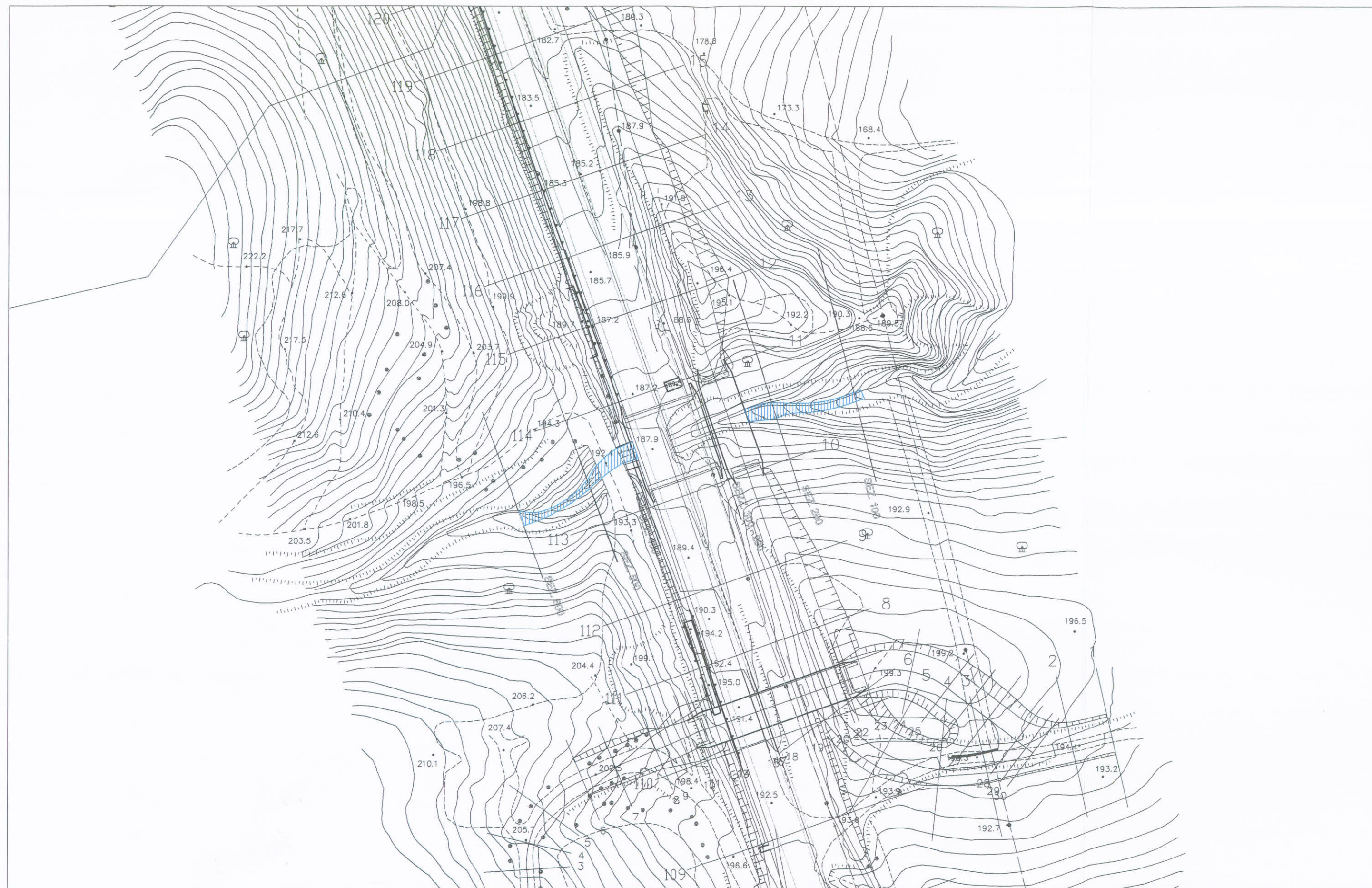




PARTIC. Scala 1:75



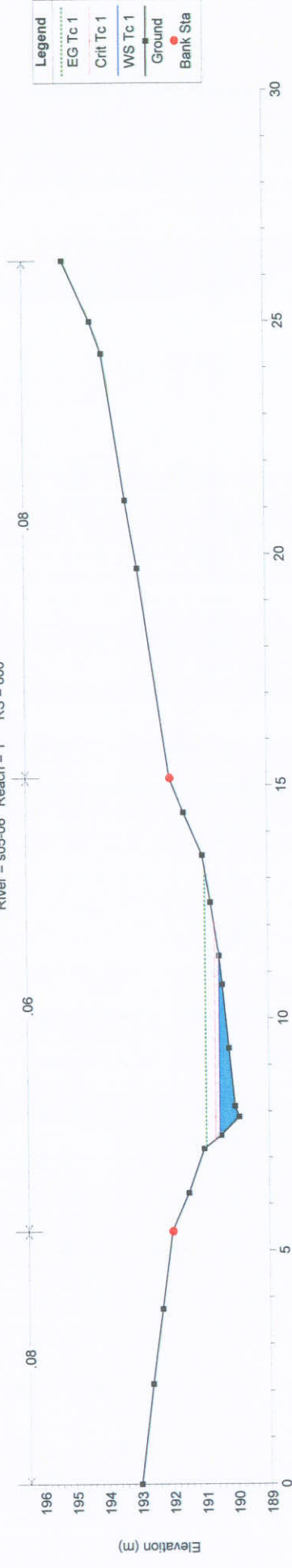
Attraversamento OPERE S05 – 06



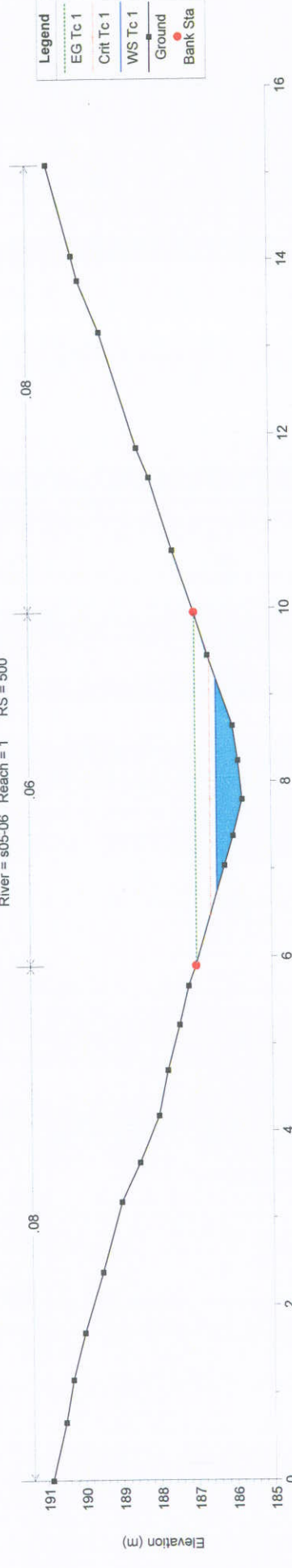
ATTRAVERSAMENTI S5-S6
 OPERA S 6 viabilità principale
 OPERA S 5 viabilità secondaria
 $Q_{200} = 3.17 \text{ mc/s}$

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: s05-06 Reach: 1 Profile: Tc 1																	
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	600	Tc 1	3.17	3.17			189.90	190.52	190.66	190.95	0.190081	2.89	1.10	3.98	1.76	1.76	0.25
1	500	Tc 1	3.17	3.17			185.76	186.43	186.61	186.98	0.164076	3.29	0.96	2.46	1.67	1.67	0.34
1	400	Tc 1	3.17	3.17			184.28	185.28	185.08	185.38	0.016947	1.38	2.29	3.94	0.58	0.58	0.51
1	350			Bridge													
1	300	Tc 1	3.17	3.17			183.47	183.95	183.86	184.01	0.020673	1.08	2.94	15.27	0.63	0.63	0.30
1	290	Tc 1	3.17	3.17			183.47	183.95	183.86	184.00	0.018447	0.99	3.19	15.33	0.59	0.59	0.29
1	250			Bridge													
1	200	Tc 1	3.17	3.17			181.29	181.92	181.92	182.11	0.053984	1.91	1.66	4.47	1.00	1.00	0.35
1	100	Tc 1	3.17	3.17			177.06	177.41	177.70	178.71	0.692276	5.05	0.63	2.70	3.34	3.34	0.22

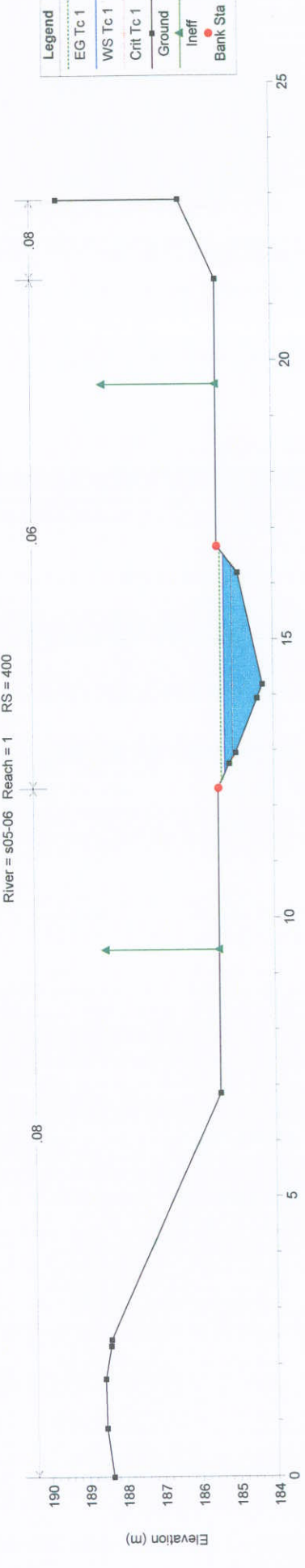
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 600



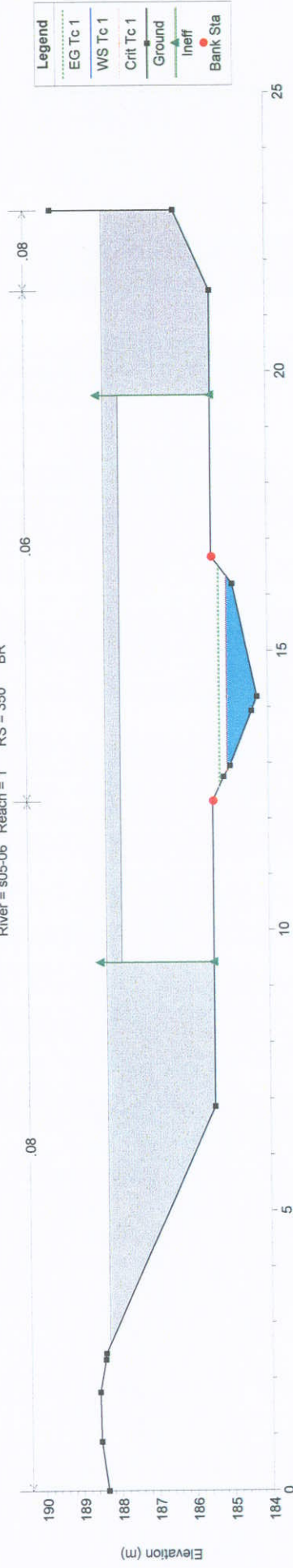
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 500



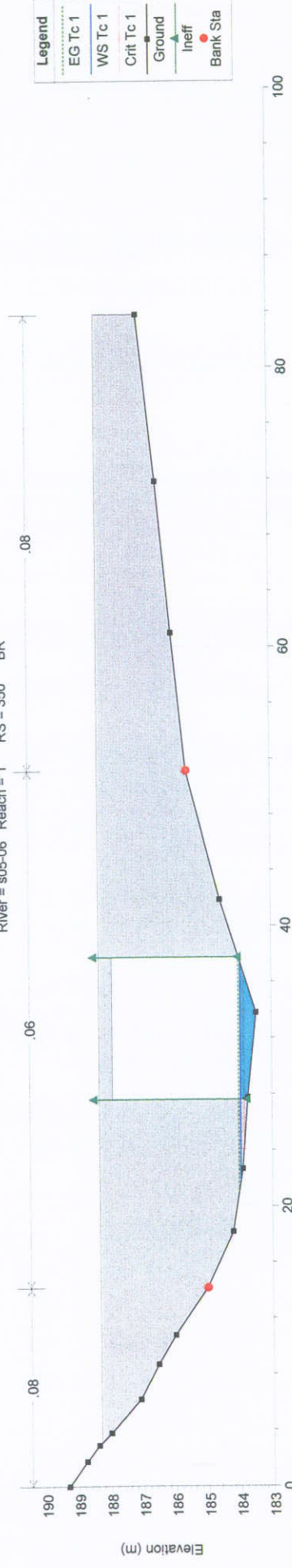
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 400



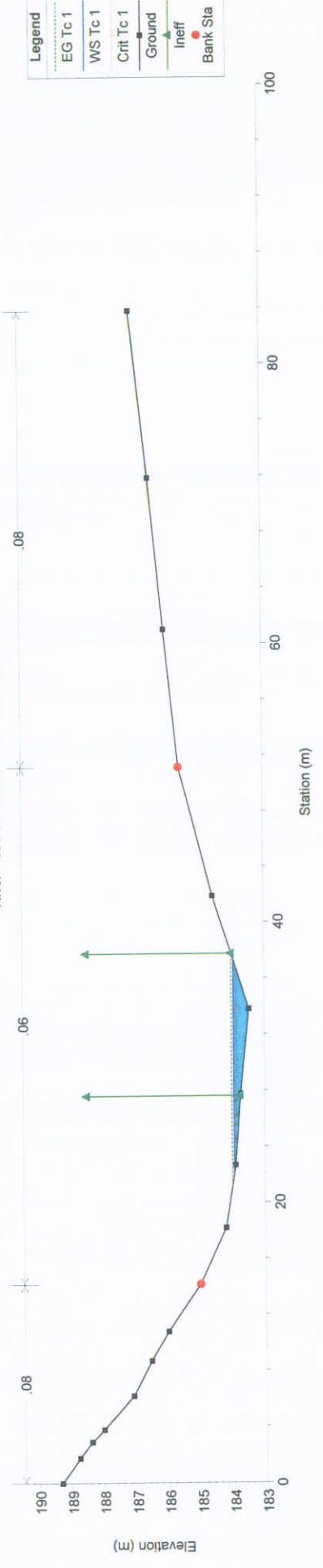
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 350 BR



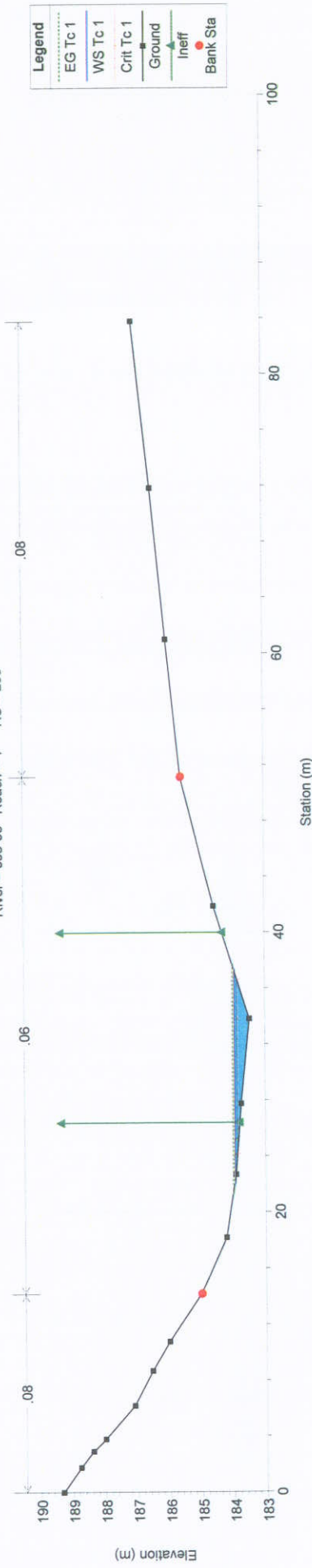
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 350 BR



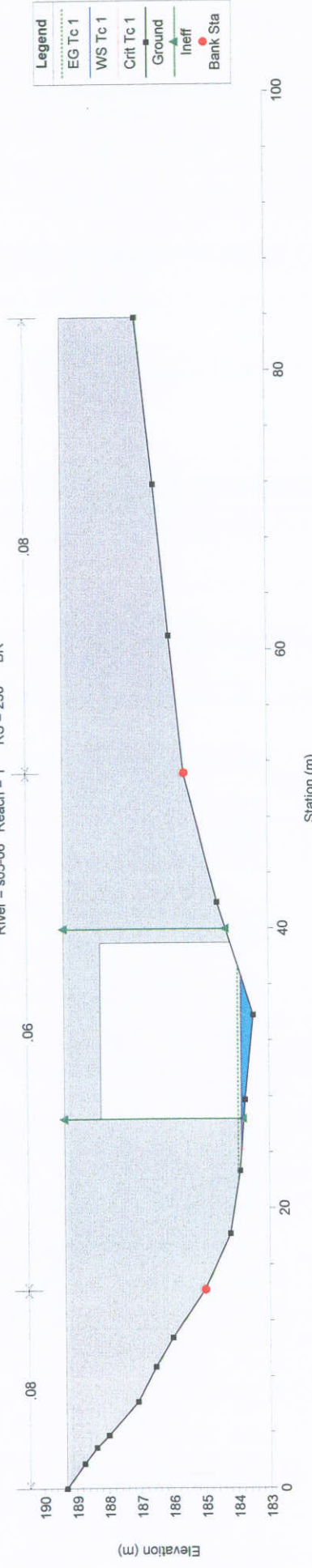
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 300



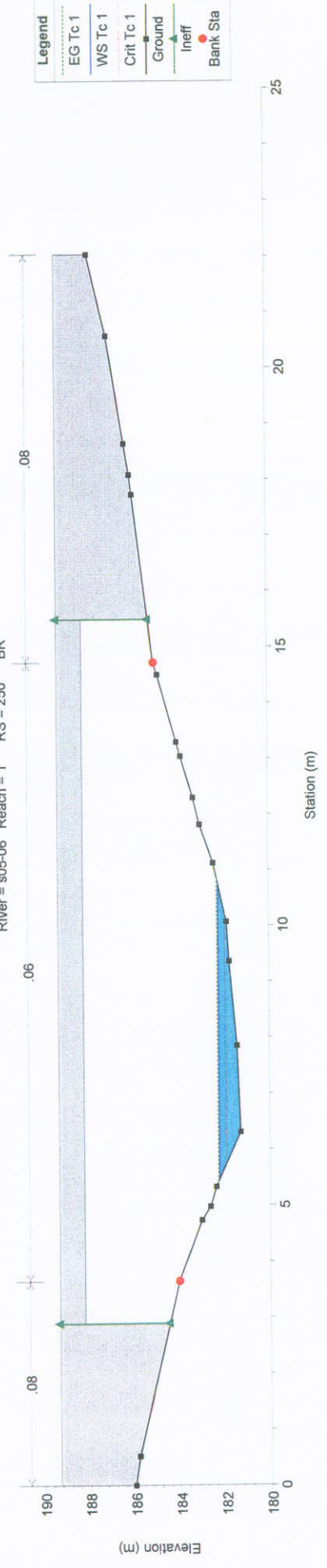
S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 290



S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 250 BR

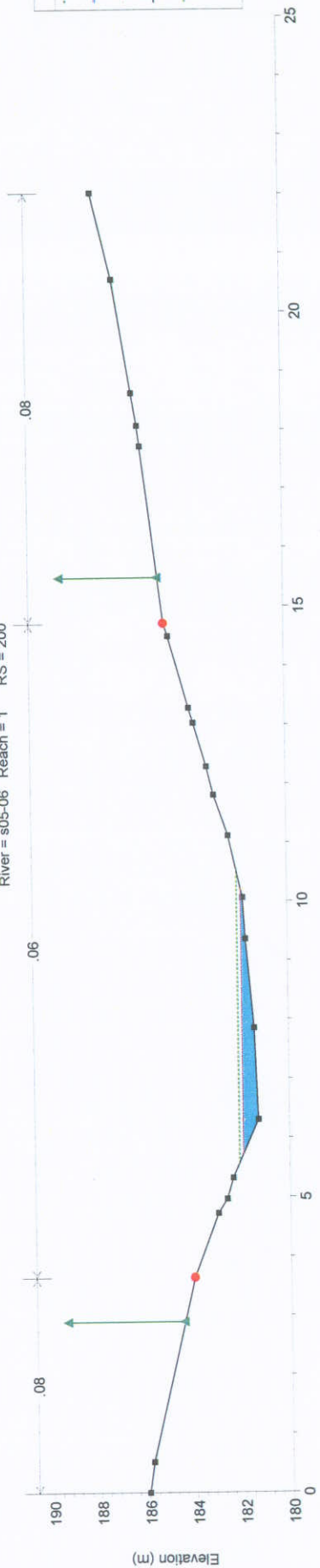


S05_06 Plan: Plan 08
River = s05-06 Reach = 1 RS = 250 BR



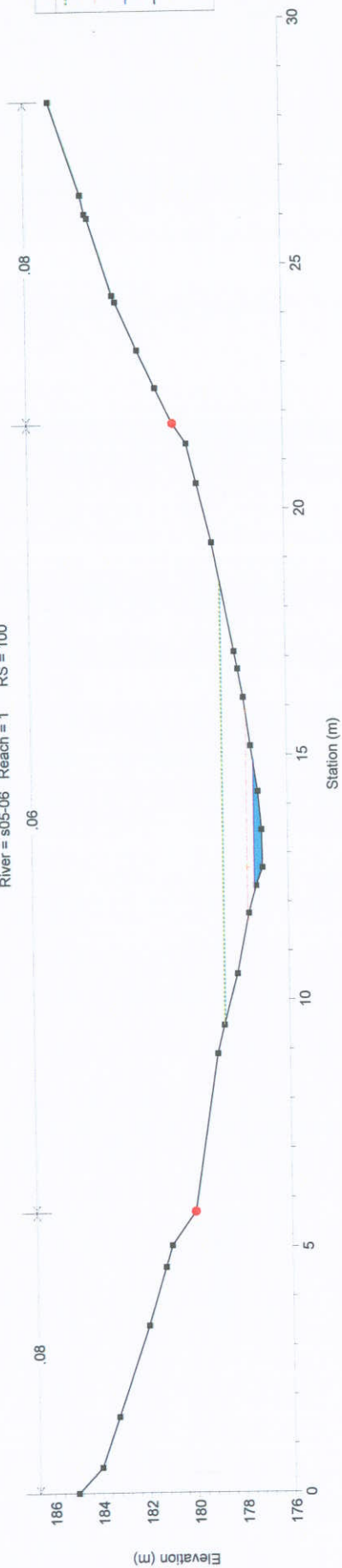
S05_06 Plan: Plan 08

River = s05-06 Reach = 1 RS = 200



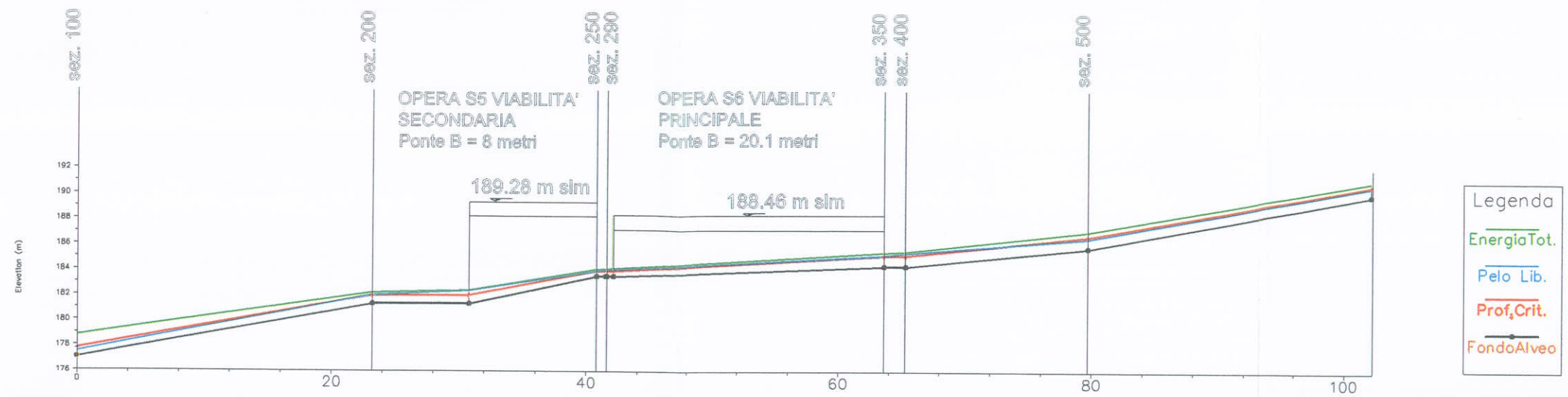
S05_06 Plan: Plan 08

River = s05-06 Reach = 1 RS = 100

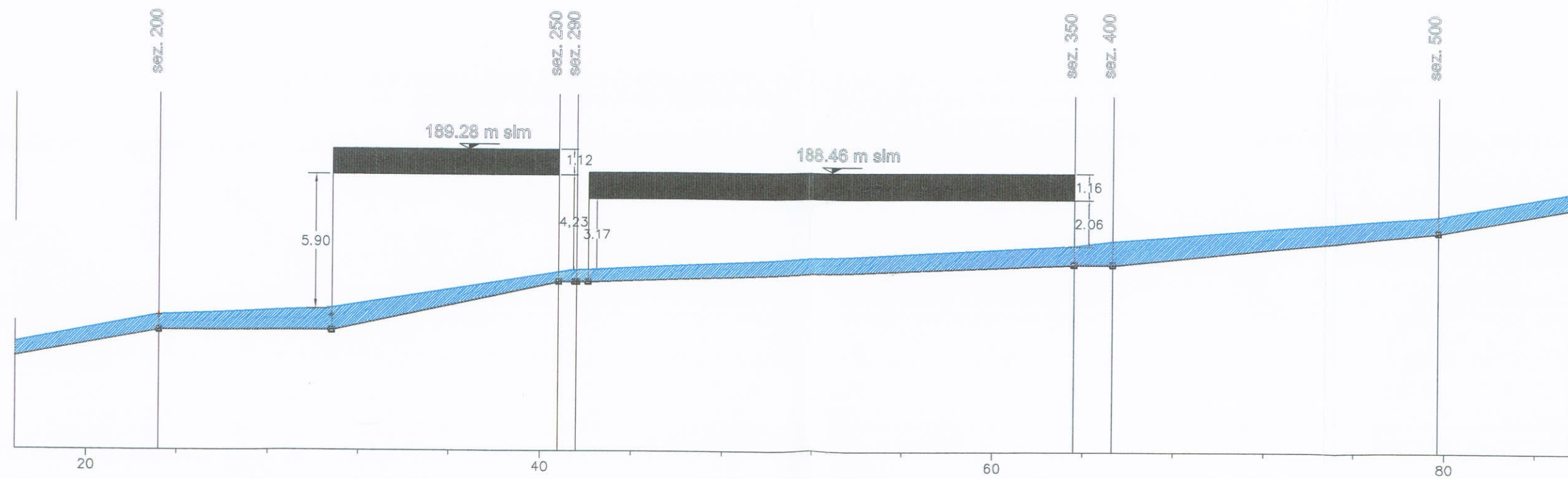


S05_06

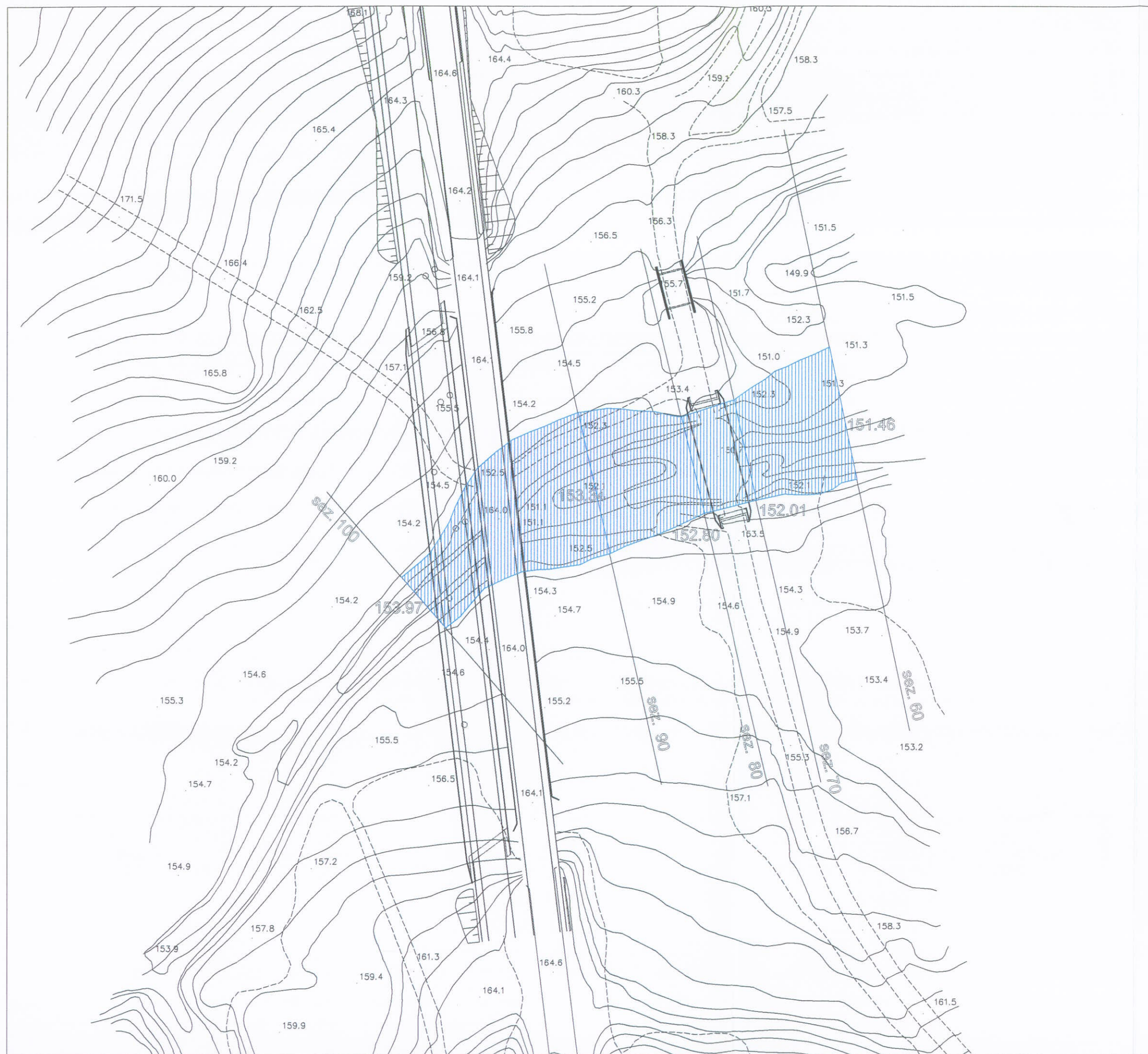
PROFILO Scala 1:150



PARTIC. Scala 1:75



Fosso Ornate (OPERA S2)

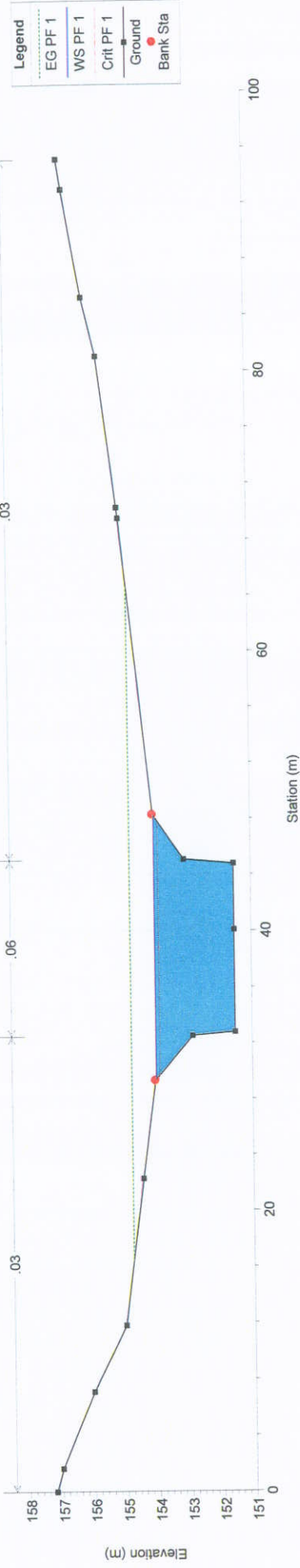


ATTRAVERSAMENTO FOSSO
ORNATE
OPERA S2 viabilità secondaria
 $Q_{200} = 145 \text{ mc/s}$

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Left (m3/s)	Q Right (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	Froude # XS	Hydr Radius (m)
1	100	PF 1	130.00	130.00			151.53	153.97	153.86	154.74	0.022519	3.89	33.41	18.78	0.93	0.93	1.56
1	90	PF 1	130.00	129.34	0.38	0.29	151.35	153.34	153.00	153.66	0.013998	2.51	52.14	38.86	0.66	0.69	1.33
1	80	PF 1	130.00	130.00			150.71	152.80	152.34	153.29	0.013083	3.11	41.75	26.29	0.69	0.69	2.09
1	75	Bridge															
1	70	PF 1	130.00	130.00			149.56	152.01	151.19	152.37	0.007625	2.65	49.09	26.04	0.54	0.54	2.45
1	60	PF 1	130.00	124.79	4.62	0.59	148.67	151.46	151.41	152.04	0.020011	3.40	39.66	33.17	0.81	0.96	1.17

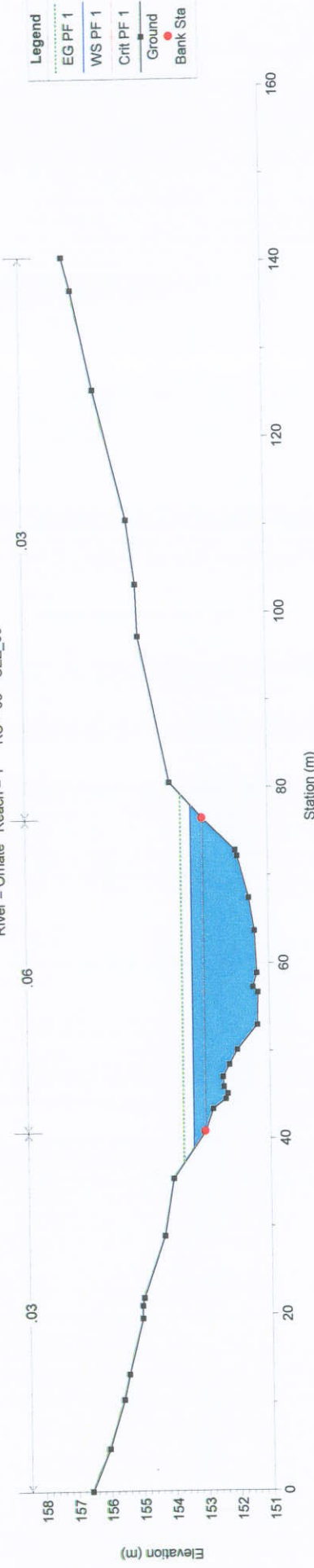
Ornate Plan: Plan 09

River = Ornate Reach = 1 RS = 100 SEZ_100



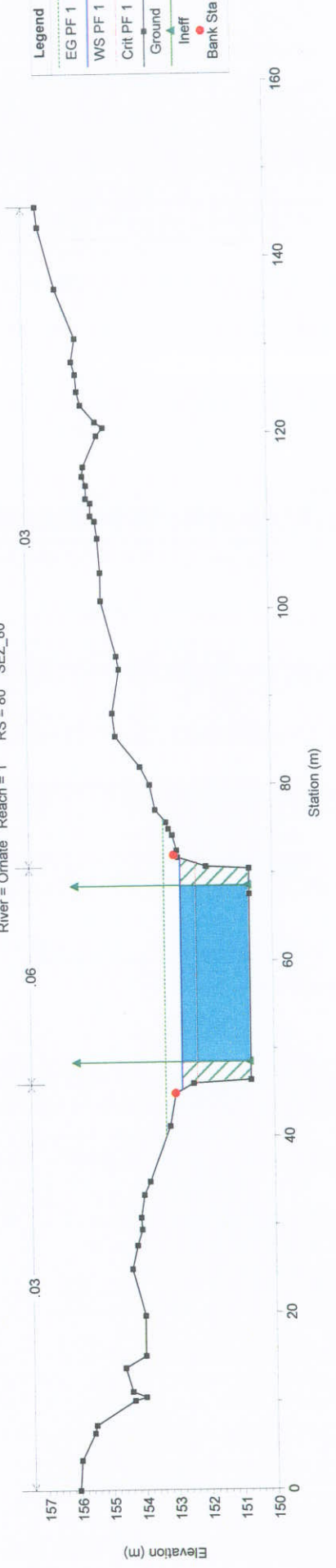
Ornate Plan: Plan 09

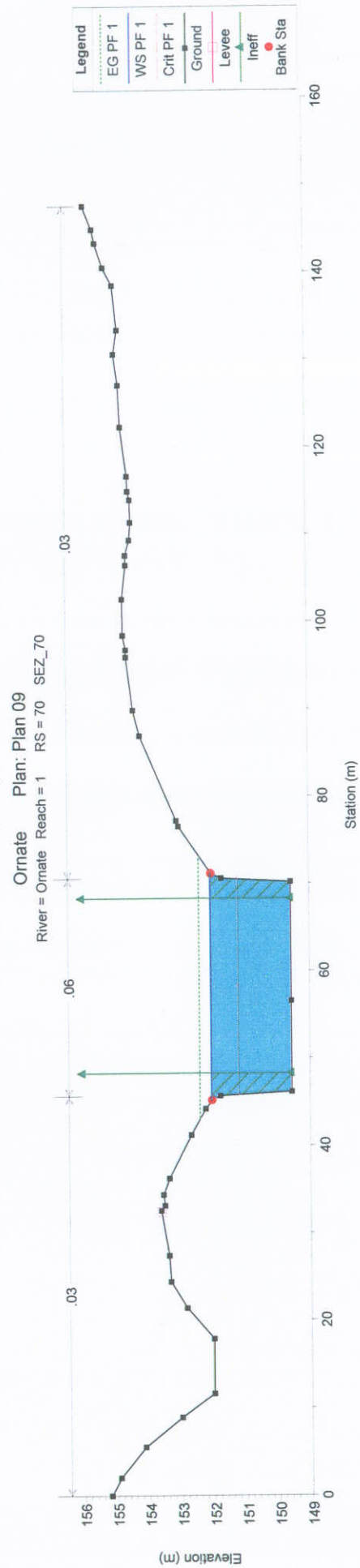
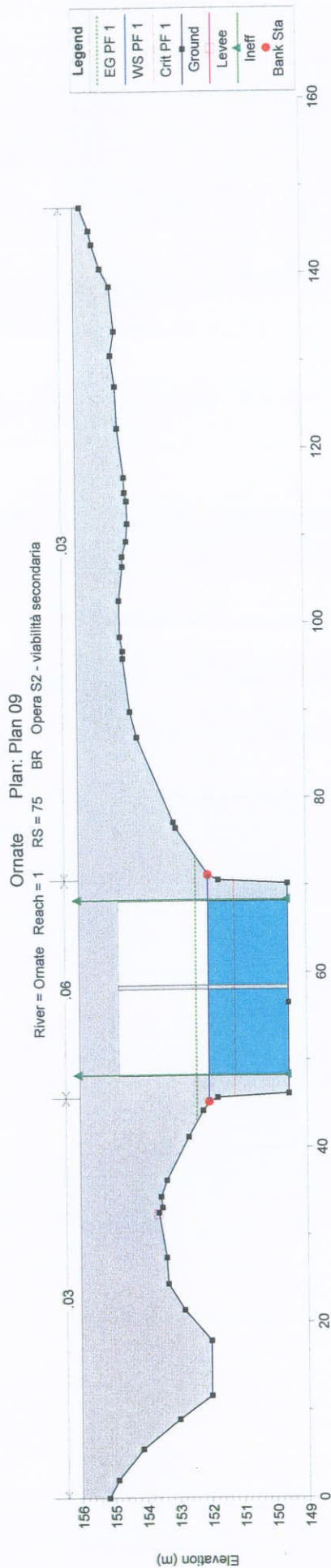
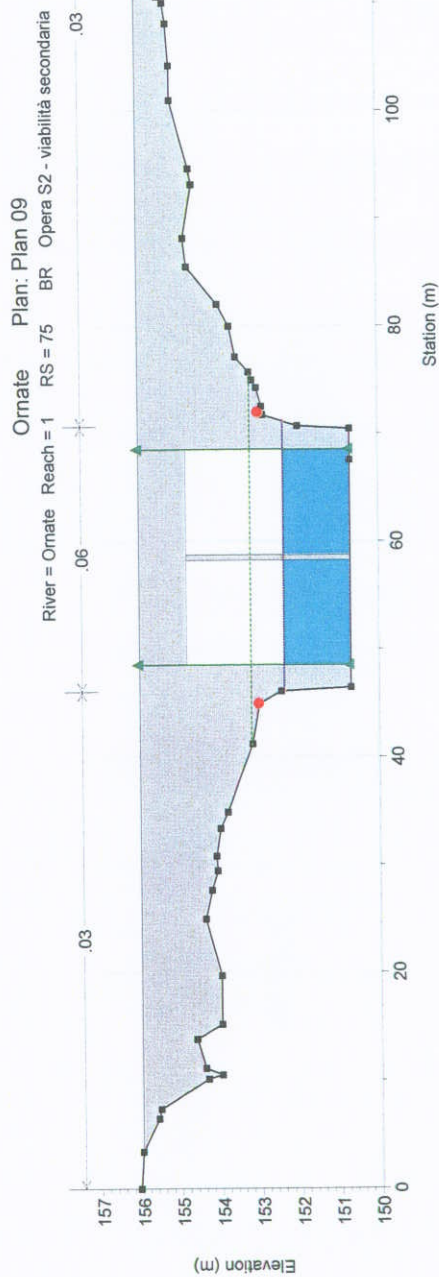
River = Ornate Reach = 1 RS = 90 SEZ_90



Ornate Plan: Plan 09

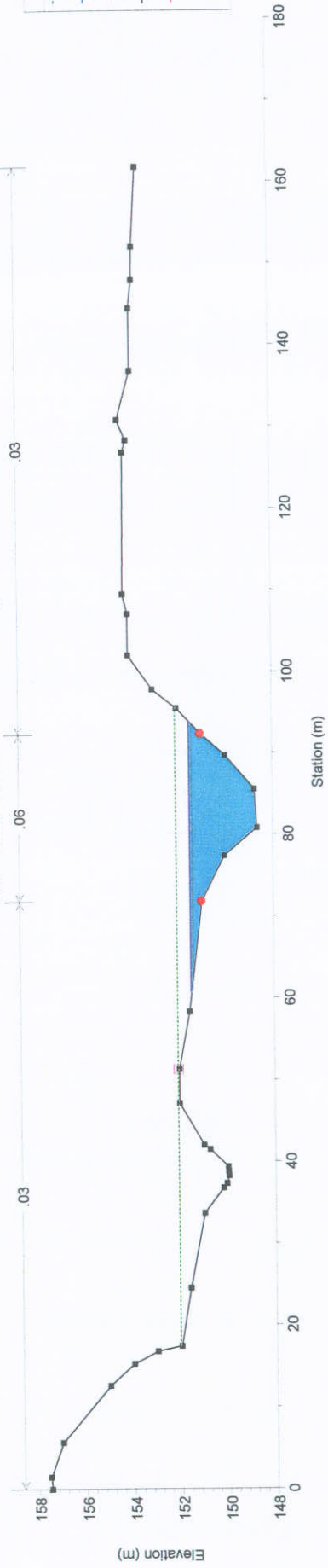
River = Ornate Reach = 1 RS = 80 SEZ_80





Ornate Plan: Plan 09

River = Ornate Reach = 1 RS = 60 SEZ_60

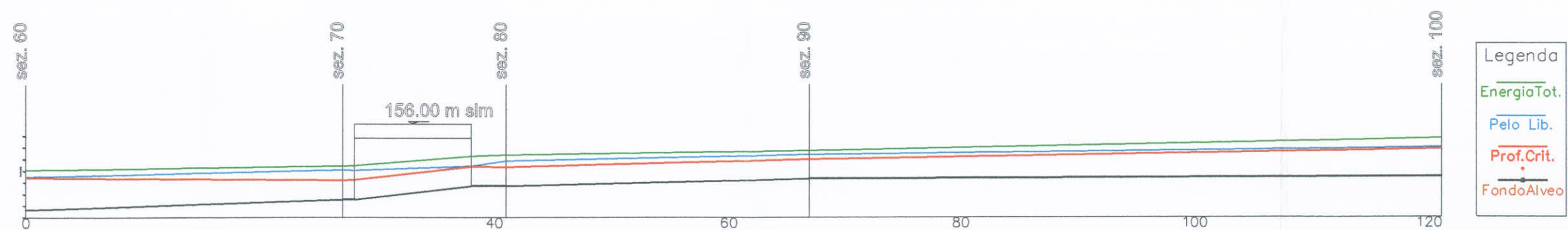


Legend	
EG PF 1	WS PF 1
Crit PF 1	Ground
Levee	Bank Sta

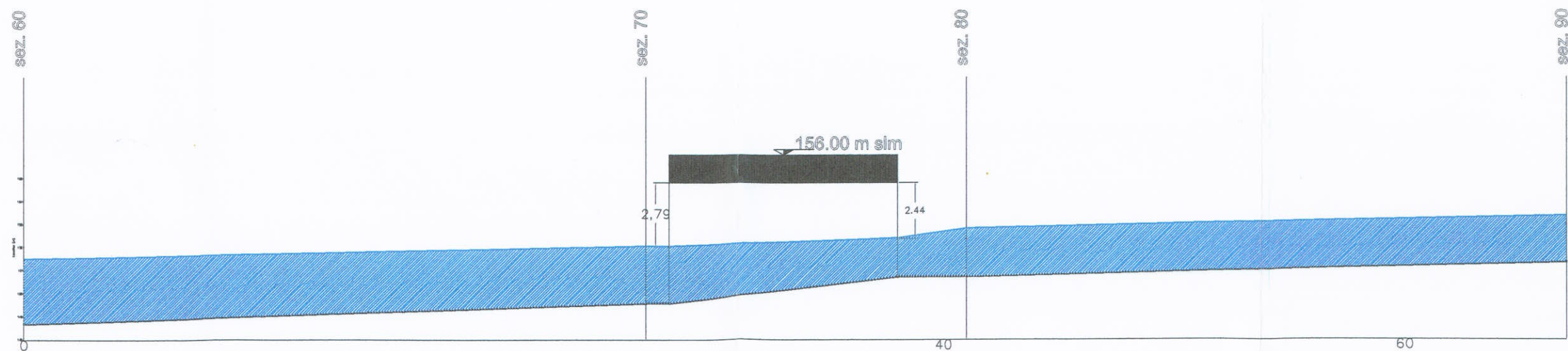
Ormate 145 mc/sec - Sottobacino 7

PROFILO Scala 1:150

OPERA S2 VIABILITA'
SECONDARIA
Tombino scatolare
B=10 + 10 metri



PARTIC. Scala 1:75



***Tabelle delle verifiche idrauliche dei tombini, dei fossi di guardia e dello
smaltimento delle acque di piattaforma***

TABELLA TOMBINI LOTTO IX	Coefficienti C		Coefficienti curve di possibilità climatica			
	Bosco	colt.agrar	a'	n'	a	n
	0.3	0.5	70.031	0.603	68.545	0.3267

CONDIZIONI CRITICHE

Qp	D	Ks	if	hcrit	cond. Crit	hu	F	GR	v	Qcalc	tau		H	
Portata di progetto	diametro canale	coefficiente scabrezza Gauckler-Strickler	Pendenza canale	Profondità critica	Condizione critica: $Q^2/2g * L/\omega^3 = 1$	Profondità di moto uniforme	Franco garantito	Grado di riempimento GR = y/D	velocità $v = Ks R^{2/3} i^{1/2}$	Portata calcolata per y (iterare y fino a quando non è pari a Qp) Q= v A	tensione tangenziale al fondo tau = gamma R if	Differenza tra la Q calcolata e Q di moto uniforme	Carico totale a monte	Confronto H*

PRINCIPALI

N. Tomb	Area bac [Kmq]	%bosch	%agricola	Cd	Lungh. Asta [Km]	Hmax	Hmin	Tc (con conc.)	L tomb	pendenza	mc/s	m	m ^{1/3} s ⁻¹	adim.	m	adim.	m	m	adim.	m/s	mc/s	N/mq	Delta Q	m	-
1	0.059	42	58	0.42	0.545	280	170	0.24	45.7	0.007	0.841	1.50	77	0.007	0.463	1.000	0.388	1.112	0.26	2.32	0.841	14.59	0.000	0.66	H<H*
2	0.140	65	35	0.37	0.675	312.1	167.1	0.26	45	0.010	1.722	1.60	77	0.010	0.659	1.000	0.497	1.103	0.31	3.23	1.722	26.39	0.000	1.03	H<H*
3	0.139	80	20	0.34	0.725	312.1	163	0.27	39.3	0.0076	1.553	1.50	77	0.008	0.637	1.000	0.513	0.987	0.34	2.91	1.553	21.33	0.000	0.94	H<H*
4	0.366	100	0	0.30	1.13	336.5	164	0.32	37	0.011	3.343	1.80	77	0.011	0.899	1.000	0.651	1.149	0.36	4.03	3.343	37.88	0.000	1.48	H<H*
5	0.038	100	0	0.30	0.344	240	172	0.21	25	0.010	0.406	1.50	77	0.010	0.319	1.000	0.244	1.256	0.16	2.17	0.406	14.72	0.000	0.48	H<H*
6	0.137	100	0	0.30	0.575	325	173	0.25	24	0.025	1.389	1.50	77	0.025	0.601	1.000	0.357	1.143	0.24	4.31	1.39	51.69	0.000	1.30	H<H*
7	0.675	95	5	0.31	1.945	424.9	164.3	0.44	65	0.005	5.653	2.00	77	0.005	1.146	1.000	1.054	0.946	0.53	3.37	5.65	23.39	0.000	1.63	H<H*
8	0.043	93	7	0.31	0.35	291	186.6	0.22	36.3	0.066	0.479	1.50	77	0.066	0.347	1.000	0.167	1.333	0.11	4.43	0.48	68.59	0.000	1.17	H<H*
9	0.019	93	7	0.31	0.325	291	196.7	0.21	37.9	0.047	0.213	1.60	77	0.047	0.225	1.000	0.121	1.479	0.08	3.06	0.21	36.28	0.000	0.60	H<H*
10	0.004	100	0	0.30	0.098	222	196.5	0.18	35	0.0029	0.049	1.50	77	0.003	0.109	1.000	0.120	1.380	0.08	0.74	0.05	2.15	0.000	0.15	H<H*
11	0.106	14	86	0.47	0.515	309.6	168.5	0.24	50.1	0.022	1.720	1.60	77	0.022	0.659	1.000	0.402	1.198	0.25	4.35	1.72	50.71	0.000	1.37	H<H*
11bis	0.110	10	90	0.48	0.515	309.6	164	0.24	25.7	0.019	1.812	1.60	77	0.019	0.677	1.000	0.425	1.175	0.27	4.23	1.81	47.18	0.000	1.34	H<H*
12	0.300	17	83	0.47	0.885	314.1	169.5	0.29	36	0.008	4.444	1.80	77	0.008	1.043	1.000	0.817	0.983	0.45	3.96	4.44	34.51	0.000	1.61	H<H*
13	0.054	50	50	0.40	0.432	247.2	161.7	0.23	35.9	0.028	0.759	1.50	77	0.028	0.439	1.000	0.258	1.242	0.17	3.75	0.76	43.12	0.000	0.98	H<H*
14	0.045	60	40	0.38	0.301	222	168.9	0.21	12.5	0.016	0.620	1.50	77	0.016	0.396	1.000	0.267	1.233	0.18	2.91	0.62	25.6	0.000	0.70	H<H*
15	0.108	0	100	0.50	0.465	211.1	171.7	0.23	51.3	0.018	1.887	1.50	77	0.018	0.705	1.000	0.456	1.044	0.30	4.15	1.89	44.7	0.000	1.33	H<H*
16	0.052	0	100	0.50	0.38	202	178.4	0.22	54.7	0.038	0.917	1.50	77	0.038	0.484	1.000	0.261	1.239	0.17	4.44	0.92	60.2	0.000	1.27	H<H*
17	0.027	0	100	0.50	0.375	189.6	182.8	0.22	37.5	0.051	0.472	1.50	77	0.051	0.344	1.000	0.177	1.323	0.12	4.02	0.47	55.5	0.000	1.00	H<H*
18	0.192	40	60	0.42	1.14	261.3	169.2	0.33	40	0.018	2.447	1.50	77	0.018	0.808	1.000	0.523	0.977	0.35	4.46	2.45	49.7	0.000	1.54	H<H*
19	0.842	80	20	0.34	1.465	320.1	171	0.37	62	0.005	8.263	2.20	77	0.005	1.357	1.000	1.234	0.966	0.56	3.76	8.26	28.0	0.000	1.96	H<H*
20	0.023	15	85	0.47	0.234	220.3	203	0.20	32.6	0.080	0.393	1.50	77	0.080	0.313	1.000	0.146	1.354	0.10	4.46	0.39	72.6	0.000	1.16	H<H*
21	0.014	100	0	0.30	0.172	220.3	199	0.19	46	0.020	0.157	1.50	77	0.020	0.197	1.000	0.132	1.368	0.09	2.07	0.16	16.2	0.000	0.35	H<H*
22	0.133	100	0	0.30	0.655	265.9	187	0.26	54.3	0.029	1.328	1.80	77	0.029	0.556	1.000	0.316	1.484	0.18	4.42	1.33	55.8	0.000	1.31	H<H*
23	0.069	100	0	0.30	0.503	265	180.5	0.24	51	0.043	0.714	1.50	77	0.043	0.426	1.000	0.225	1.275	0.15	4.30	0.71	59.0	0.000	1.17	H<H*
24	0.056	100	0	0.30	0.4	224.9	177.5	0.22	22.5	0.013	0.591	1.50	77	0.013	0.386	1.000	0.273	1.227	0.18	2.69	0.59	21.7	0.000	0.64	H<H*
25	0.126	64	36	0.37	0.58	255.9	177	0.25	24.7	0.020	1.588	1.50	77	0.020	0.644	1.000	0.403	1.097	0.27	4.16	1.59	46.4	0.000	1.28	H<H*
26	0.158	71	29	0.36	0.955	332.9	178	0.30	42	0.020	1.778	1.50	77	0.020	0.683	1.000	0.427	1.073	0.28	4.29	1.78	48.7	0.000	1.37	H<H*
27	0.238	50	50	0.40	1.077	332.9	179.8	0.32	25.2	0.012	2.924	2.40	77	0.012	0.769	1.000	0.533	1.867	0.22	3.91	2.92	37.1	0.000	1.31	H<H*
28	0.087	39	61	0.42	0.497	225	183	0.24	22.8	0.018	1.273	1.50	77	0.018	0.574	1.000	0.373	1.127	0.25	3.71	1.27	37.7	0.000	1.07	H<H*
29	0.045	90	10	0.32	0.503	222.2	181.8	0.24	65.2	0.015	0.494	1.50	77	0.015	0.352	1.000	0.242	1.258	0.16	2.68	0.49	22.4	0.000	0.61	H<H*
30	0.095	90	10	0.32	0.569	222.2	181.7	0.25	63	0.014	1.037	1.50	77	0.014	0.516	1.000	0.355	1.145	0.24	3.25	1.04	29.4	0.000	0.89	H<H*
31	0.165	90	10	0.32	0.64	228	185.5	0.26	65	0.015	1.768	1.50	77	0.015	0.681	1.000	0.457	1.043	0.30	3.89	1.77	39.2	0.000	1.23	H<H*
32	0.210	70	30	0.36	0.88	224.3	184.1	0.29	65.2	0.005	2.404	1.60	77	0.005	0.784	1.000	0.725	0.875	0.45	2.71	2.40	16.9	0.000	1.10	H<H*

SECONDARI

1	0.003	0	100	0.50	0.057	178	173	0.17	18	0.061	0.065	1.50	77	0.061	0.126	1.000	0.066	1.434	0.04	2.35	0.06	26.0	0.000	0.35	H<H*
2	0.264	20	80	0.46	0.76	314.1	172.2	0.27	19.8	0.010	3.958	1.60	77	0.010	1.018	1.000	0.770	0.830	0.48	4.13	3.96	38.7	0.000	1.64	H<H*
3	0.021	0	100	0.50	0.318	195	178	0.21	18.9	0.053	0.378	1.50	77	0.053	0.307	1.000	0.158	1.342	0.11	3.81	0.38	51.9	0.000	0.90	H<H*
4	0.012	0	100	0.50	0.235	206	183	0.20	14.3	0.105	0.226	1.50	77	0.105	0.236	1.000	0.105	1.395	0.07	4.15	0.23	69.7	0.000	0.98	H<H*
5	0.013	0	100	0.50	0.175	208.4	188.5	0.19	13.3	0.113	0.241	1.50	77	0.113	0.244	1.000	0.106	1.394	0.07	4.33	0.24	75.9	0.000	1.06	H<H*
6	0.041	15	85	0.47	0.215	209.4	187.1	0.20	22.8	0.022	0.715	1.50	77	0.022	0.426	1.000	0.265	1.235	0.18	3.39	0.71	34.8	0.000	0.85	H<H*
7	0.058	0	100	0.50	0.563	212.8	183	0.24	16.8	0.010	0.991	1.50	77	0.010	0.504	1.000	0.383	1.117	0.26	2.79	0.99	21.2	0.000	0.78	H<H*



ATTRaversamenti
LOTTO IX

Coeff. Curva
possibilità
pluviometrica

a'	n'
52.53	0.63

CONDIZIONI CRITICHE

ATTRaversamenti
PRINCIPALI

	A	Cd	Lasta	Tc	i	Qp	D	R	Ks	if	hcrit	cond. Crit	ilcr	hu	F	GR	v	Qcalc	tau	H	
	Area bacino	Coefficiente di deflusso	Lunghezza asta	Tempo di corrivazione	Pendenza	Portata di progetto	diametro canale	raggio canale	coefficiente scabrezza Gaukler-Strickler	Pendenza canale	Profondità critica	Condizione critica: $Q^2/2g * L/\omega^3 = 1$	Pendenza critica	Profondità di moto uniforme	Franco garantito	Grado di riempimento $GR = y/D$	velocità $v = Ks R^{2/3} if^{1/2}$	Portata calcolata per y (Iterare y fino a quando non è pari a Qp) $Q = v A$	tensione tangenziale al fondo $\tau = \gamma R if$	Carico totale a monte	Confronto H*
N. attraversamento	mq	-	[km]	[h]	-	mc/s	m	m	$n^{1/3} s^{-1}$	adim.	m	adim.		m	m	adim.	m/s	mc/s	N/mq	m	-
3	9763	0.60	0.162	0.19	0.001	0.158	0.8	0.40	77	0.001	0.235	1.000	0.224	0.341	0.459	0.43	0.77	0.158	1.76	0.37	H<H*
4	16252	0.60	0.214	0.20	0.001	0.260	1.5	0.75	77	0.001	0.254	1.000	0.196	0.345	1.155	0.23	0.85	0.260	2.01	0.38	H<H*
5	22894	0.60	0.27	0.20	0.001	0.361	1.5	0.75	77	0.001	0.300	1.000	0.196	0.407	1.093	0.27	0.93	0.361	2.31	0.45	H<H*
6	28742	0.60	0.322	0.21	0.01	0.447	0.8	0.40	77	0.010	0.403	1.000	0.263	0.320	0.480	0.40	2.38	0.447	16.83	0.61	H<H*



**CANALE A SEZIONE
TRAPEZIA**
per FOSSO di GUARDIA

Coefficienti curve di possibilità climatica			
a'	n'	a	n
58.395	0.6164	56.464	0.3281

Coefficienti C	
Bosco	colt.agraria
0.3	0.5

CONDIZIONI CRITICHE															
A	if	Qp			Ks	hcrit	Cond. Crit.	h		L	v	Qcalc	tau	Fr	
Area bacino	Pendenza canale	Portata di progetto (mc/s)	Inclinazione sezione (α)		coefficiente scabrezza Gauckler-Strickler	Profondità critica	Condizione critica: $Q^2/2g \cdot L/\omega^3 = 1$	Profondità di moto uniforme	Verifica profondità considerato il franco 4/5 base canale	Base canale (m)	velocità $v = Ks R^{2/3} if^{1/2}$	Portata calcolata per h (iterare h fino a quando non è pari a Qp) $Q = v A$	tensione tangenziale al fondo $\tau = \gamma R if$	Numero di Froude corrente $Fr = v / \sqrt{g h}$	
N. Tomb	[Kmq]	adim.	mc/s	gradi	radianti	$m^{1/3} s^{-1}$	m	adim.	m	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	
p1+s01	0.0626	0.065	0.727	45.0	0.785	70	0.415	1.000	0.213	0.187	4.78	0.727	88.42	3.30	
5	0.0214	0.001	0.188	45.0	0.785	70	0.199	1.000	0.318	0.082	0.72	0.188	1.82	0.41	
6	0.0485	0.027	0.404	45.0	0.785	70	0.304	1.000	0.197	0.203	2.95	0.404	34.37	2.12	
7	0.0432	0.009	0.298	45.0	0.785	70	0.257	1.000	0.227	0.173	1.81	0.298	12.49	1.21	
11	0.0301	0.045	0.400	45.0	0.785	70	0.302	1.000	0.169	0.231	3.53	0.400	51.13	2.74	
12	0.1205	0.311	1.463	45.0	0.785	70	0.591	1.000	0.204	0.196	10.19	1.463	406.57	7.20	
15	0.0718	0.007	1.021	45.0	0.785	70	0.468	1.000	0.439	0.041	2.24	1.021	15.98	1.08	
18	0.1686	0.004	1.766	45.0	0.785	70	0.571	1.000	0.594	0.046	2.13	1.766	13.11	0.88	
25	0.0865	0.005	0.891	45.0	0.785	70	0.436	1.000	0.439	0.041	1.95	0.891	12.15	0.94	
28	0.0795	0.005	0.949	45.0	0.785	70	0.451	1.000	0.454	0.026	1.98	0.949	12.45	0.94	
30	0.0707	0.009	0.629	45.0	0.785	70	0.384	1.000	0.341	0.059	2.19	0.629	16.61	1.20	
32	0.1646	0.012	1.548	45.0	0.785	70	0.580	1.000	0.467	0.013	3.11	1.548	30.37	1.45	
SECONDARI															
2	0.0838	0.035	1.032	45.0	0.785	70	0.496	1.000	0.305	0.095	4.21	1.032	62.69	2.43	
8	0.0583	0.009	0.811	45.0	0.785	70	0.439	1.000	0.389	0.011	2.35	0.811	18.42	1.20	

CANALE A SEZIONE TRIANGOLARE

CUNETTE

CALCOLO SEMPLIFICATO

Coeff. curve di		
a'	n'	
52.529	0.6257	

CONDIZIONI CRITICHE										DATI PIATTAFORMA					DATI IDROLOGICI			CALCOLO EFFICIENZA CADITOIA barre= long										DETERMINAZIONE PASSO CADITOIE		
Classe	Pendenza % sezione sx (alfa1)	Pendenza % sezione dx (alfa2)	Lpl	Ks	if	hcrit	Cond. Crit.		h	v	Qcalc	tau	Fr					Tc	i	Qte			vo	Eo	R1	R2	E	Qca		
-	%	%	m	m ^{1/3} s ⁻¹	adim.	m	adim.	mq	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	m	m	mq	h	mm/h	mc/s	m		m/s					mc/s		
1	240.0	12.6	1.0	70	0.001	0.085	1.00	0.03	0.120	0.32	0.019	0.54	0.30	2.50	10.30	45.4	467.6	0.063	148.2	0.019	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.0176	41.5	427.6
2	240.0	12.6	1.0	70	0.003	0.105	1.00	0.05	0.120	0.56	0.033	1.62	0.51	2.50	10.30	78.6	810.0	0.063	148.2	0.033	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.0305	71.9	740.6
3	240.0	12.6	1.0	70	0.005	0.117	1.00	0.06	0.120	0.72	0.043	2.71	0.66	2.50	10.30	101.5	1045.7	0.063	148.2	0.043	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.0394	92.8	956.1
4	240.0	12.6	1.0	70	0.015	0.146	1.00	0.09	0.120	1.24	0.075	8.12	1.15	2.50	10.30	175.8	1811.1	0.063	148.2	0.075	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.0682	160.8	1655.9
5	240.0	12.6	1.0	70	0.025	0.161	1.00	0.11	0.120	1.60	0.096	13.53	1.48	2.50	10.30	227.0	2338.2	0.063	148.2	0.096	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.0880	207.5	2137.6
6	240.0	12.6	1.0	70	0.04	0.177	1.00	0.13	0.120	2.03	0.122	21.65	1.87	2.50	10.30	287.1	2957.6	0.063	148.2	0.122	0.60	0.60	1.96	0.91	0.98	0.01	0.89	0.1089	256.9	2646.5



CANALE A SEZIONE TRIANGOLARE

CUNETTE

VIABILITA' COMUNALE

CALCOLO SEMPLIFICATO

Coeff. curve di poss.clim.		
a'	n'	
52.529	0.6257	

CALCOLO SEMPLIFICATO

							CONDIZIONI CRITICHE			DATI STRADA										CALC EFFIC CADITOIA										barre=long				DETERMINAZIONE E PASSO	
Classe		Pendenza % sezione sx (alfa1)	Pendenza % sezione dx (alfa2)	Vincolo lunghezza pelo libero Lpl	Ks	if	hcrit	Cond. Crit. Condizione critica: Q^2/g * L/omega^3 = 1		h	v velocità v = Ks R^(2/3) if^(1/2)	Qcalc Portata calcolata per h t.c. c1+c2=1m	tau tensione tangenziale al fondo tau = gamma R if	Fr Numeo di Froude corrente Fr = v / radq(9.81 h)					Tc Tempo di corrivazione	i Intensità di pioggia	Qte Q TEORICA derivante dal deflusso sul tratto di strada			vo velocità limite	Eo	R1	R2	E Efficienza	Qca Qcapiata, tenendo conto dell'efficienza della caditoia						
-	-	%	%	m	m^1/3 s^-1	adim.	m	adim.	mq	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	m	m	mq	h	mm/h	mc/s	m		m/s						mc/s					
1		240.0	12.6	1.000	70	0.001	0.085	1.00	0.03	0.120	0.321	0.0192	0.54	0.30	2.50	4.50	143.1	644.0	0.147	107.6	0.02	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.018	130.9	588.9				
2		240.0	12.6	1.000	70	0.003	0.105	1.00	0.05	0.120	0.556	0.0333	1.62	0.51	2.50	4.50	247.9	1115.4	0.147	107.6	0.03	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.030	226.6	1019.9				
3		240.0	12.6	1.000	70	0.005	0.117	1.00	0.06	0.120	0.717	0.0430	2.71	0.66	2.50	4.50	320.0	1439.9	0.147	107.6	0.04	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.039	292.6	1316.7				
4		240.0	13.6	1.000	70	0.008	0.138	1.00	0.07	0.129	0.948	0.0611	4.62	0.84	2.50	4.50	470.1	2115.3	0.161	104.0	0.06	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.02	0.91	0.056	429.9	1934.4				
5		240.0	12.6	1.000	70	0.015	0.146	1.00	0.09	0.120	1.242	0.0745	8.12	1.15	2.50	4.50	554.2	2494.0	0.147	107.6	0.07	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.068	506.7	2280.3				
6		240.0	12.6	1.000	70	0.025	0.161	1.00	0.11	0.120	1.604	0.0962	13.53	1.48	2.50	4.50	715.5	3219.8	0.147	107.6	0.10	0.60	0.60	1.96	0.91	1.00	0.01	0.91	0.088	654.1	2943.7				
7		240.0	12.6	1.000	70	0.04	0.177	1.00	0.13	0.120	2.029	0.1217	21.65	1.87	2.50	4.50	905.1	4072.7	0.147	107.6	0.12	0.60	0.60	1.96	0.91	0.98	0.01	0.89	0.109	809.8	3644.3				



**CANALE A SEZIONE
CIRCOLARE**
VERIFICA FOGNATURE

 Individuazione lunghezza massima ammissibile per
 un tratto di fognatura in relazione alla dimensione
 dei tubi

Coeff. curve di poss.clim. Tr25		
a'	n'	
52.529	0.6257	

	D	R	if	y	F	GR	v	Qcalc	tau	DATI STRADA			DATI IDROLOGICI				Qst	
	Classe pendenze	diametro interno tubo	raggio canale	Pendenza canale	Profondità di moto uniforme	Franco garantito	Grado di riempimento GR = y/D	velocità $v = Ks R^{2/3} if^{1/2}$	Portata calcolata per y $Q = v A$	tensione tangenziale al fondo tau = gamma R if	Pendenza carreggiata		Larghezza semi carreggiata	Distanza tra due attraversamenti	Area stradale di formazione del deflusso	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Q derivante dal deflusso sul tratto di strada
	-	m	m	adim.	m	m	adim.	m/s	mc/s	N/mq	%	radianti	m	m	mq	h	mm/h	mc/s
VERIFICHE TUBI Ø315																		
1		0.2966	0.15	0.001	0.148	0.167	0.50	0.47	0.016	0.73	2.50	0.025	10.30	33.6	345.8	0.0430	170.61	0.016
2		0.2966	0.15	0.003	0.148	0.167	0.50	0.82	0.028	2.18	2.50	0.025	10.30	58.2	599.0	0.0430	170.61	0.028
3		0.2966	0.15	0.005	0.148	0.167	0.50	1.06	0.037	3.64	2.50	0.025	10.30	75.1	773.3	0.0430	170.61	0.037
4		0.2966	0.15	0.015	0.148	0.167	0.50	1.84	0.063	10.91	2.50	0.025	10.30	130.0	1339.4	0.0430	170.61	0.063
5		0.2966	0.15	0.025	0.148	0.167	0.50	2.37	0.082	18.19	2.50	0.025	10.30	167.9	1729.1	0.0430	170.61	0.082
6		0.2966	0.15	0.04	0.148	0.167	0.50	3.00	0.104	29.10	2.50	0.025	10.30	212.3	2187.2	0.0430	170.61	0.104
VERIFICHE TUBI Ø400																		
1		0.3766	0.19	0.001	0.188	0.212	0.50	0.56	0.031	0.92	2.50	0.025	10.30	71.5	736.1	0.0590	151.52	0.031
2		0.3766	0.19	0.003	0.188	0.212	0.50	0.96	0.054	2.77	2.50	0.025	10.30	123.8	1275.0	0.0590	151.52	0.054
3		0.3766	0.19	0.005	0.188	0.212	0.50	1.24	0.069	4.62	2.50	0.025	10.30	159.8	1646.0	0.0590	151.52	0.069
4		0.3766	0.19	0.015	0.188	0.212	0.50	2.15	0.120	13.85	2.50	0.025	10.30	276.8	2851.0	0.0590	151.52	0.120
5		0.3766	0.19	0.025	0.188	0.212	0.50	2.78	0.155	23.09	2.50	0.025	10.30	357.3	3680.6	0.0590	151.52	0.155
6		0.3766	0.19	0.04	0.188	0.212	0.50	3.52	0.196	36.94	2.50	0.025	10.30	452.0	4655.6	0.0590	151.52	0.196
VERIFICHE TUBI Ø500																		
1		0.4708	0.24	0.001	0.330	0.170	0.70	0.72	0.094	1.37	2.50	0.025	10.30	298.2	3071.9	0.1379	110.27	0.094
2		0.4708	0.24	0.003	0.330	0.170	0.70	1.25	0.163	4.10	2.50	0.025	10.30	516.6	5320.7	0.1379	110.27	0.163
3		0.4708	0.24	0.005	0.330	0.170	0.70	1.62	0.210	6.84	2.50	0.025	10.30	666.9	6869.0	0.1379	110.27	0.210
4		0.4708	0.24	0.015	0.330	0.170	0.70	2.80	0.364	20.52	2.50	0.025	10.30	1155.1	11897.4	0.1379	110.27	0.364
5		0.4708	0.24	0.025	0.330	0.170	0.70	3.61	0.470	34.20	2.50	0.025	10.30	1491.2	15359.5	0.1379	110.27	0.470
6		0.4708	0.24	0.04	0.330	0.170	0.70	4.57	0.595	54.73	2.50	0.025	10.30	1886.3	19428.4	0.1379	110.27	0.595
VERIFICHE TUBI Ø630																		
1		0.5932	0.30	0.001	0.415	0.215	0.70	0.84	0.174	1.72	2.50	0.025	10.30	691.1	7117.9	0.2509	88.13	0.174
2		0.5932	0.30	0.003	0.415	0.215	0.70	1.46	0.302	5.17	2.50	0.025	10.30	1196.9	12328.6	0.2509	88.13	0.302
3		0.5932	0.30	0.005	0.415	0.215	0.70	1.89	0.390	8.62	2.50	0.025	10.30	1545.3	15916.1	0.2509	88.13	0.390
4		0.5932	0.30	0.015	0.415	0.215	0.70	3.27	0.675	25.86	2.50	0.025	10.30	2676.5	27567.5	0.2509	88.13	0.675
5		0.5932	0.30	0.025	0.415	0.215	0.70	4.22	0.871	43.10	2.50	0.025	10.30	3455.3	35589.5	0.2509	88.13	0.871
6		0.5932	0.30	0.04	0.415	0.215	0.70	5.33	1.102	68.96	2.50	0.025	10.30	4370.6	45017.5	0.2509	88.13	1.102

CANALE A SEZIONE CIRCOLAREVERIFICA FOGNATURE
VIABILITA' COMUNALEIndividuazione lunghezza massima ammissibile per un tratto di fognatura in
relazione alla dimensione dei tubi

Coeff. curve di poss.clim. Tr25		
a'	n'	
52.529	0.6257	

	D	R	Ks	if	y	F	GR	v	Qcalc	tau	DATI STRADA					DATI IDROLOGICI		Qst
Classe pendenze	diametro interno tubo	raggio canale	coefficiente scabrezza Gaukler-Strickler	Pendenza canale	Profondità di moto uniforme	Franco garantito	Grado di riempimento GR = y/D	velocità v = Ks R^(2/3) if^(1/2)	Portata calcolata per y Q= v A	tensione tangenziale al fondo tau = gamma R if	Pendenza carreggiata	Larghezza semi carreggiata STRADA COMUNALE	Distanza tra due attraversamenti	Area stradale di formazione del deflusso	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Q derivante dal deflusso sul tratto di strada	
-	m	m	m^1/3 s^-1	adim.	m	m	adim.	m/s	mc/s	N/mq	%	radianti	m	m	mq	h	mm/h	mc/s
VERIFICHE TUBI Ø315																		
1	0.2966	0.15	85	0.001	0.148	0.167	0.50	0.47	0.016	0.73	2.50	0.025	4.50	97.0	436.6	0.0801	135.12	0.016
2	0.2966	0.15	85	0.003	0.148	0.167	0.50	0.82	0.028	2.18	2.50	0.025	4.50	168.1	756.3	0.0801	135.12	0.028
3	0.2966	0.15	85	0.005	0.148	0.167	0.50	1.06	0.037	3.64	2.50	0.025	4.50	217.0	976.4	0.0801	135.12	0.037
4	0.2966	0.15	85	0.008	0.148	0.167	0.50	1.34	0.046	5.82	2.50	0.025	4.50	274.5	1235.1	0.0801	135.12	0.046
5	0.2966	0.15	85	0.015	0.148	0.167	0.50	1.84	0.063	10.91	2.50	0.025	4.50	375.8	1691.2	0.0801	135.12	0.063
6	0.2966	0.15	85	0.025	0.148	0.167	0.50	2.37	0.082	18.19	2.50	0.025	4.50	485.2	2183.3	0.0801	135.12	0.082
7	0.2966	0.15	85	0.04	0.148	0.167	0.50	3.00	0.104	29.10	2.50	0.025	4.50	613.7	2761.7	0.0801	135.12	0.104
VERIFICHE TUBI Ø400																		
1	0.3766	0.19	85	0.001	0.188	0.212	0.50	0.56	0.031	0.92	2.50	0.025	4.50	222.7	1002.1	0.1345	111.30	0.031
2	0.3766	0.19	85	0.003	0.188	0.212	0.50	0.96	0.054	2.77	2.50	0.025	4.50	385.7	1735.7	0.1345	111.30	0.054
3	0.3766	0.19	85	0.005	0.188	0.212	0.50	1.24	0.069	4.62	2.50	0.025	4.50	498.0	2240.8	0.1345	111.30	0.069
4	0.3766	0.19	85	0.008	0.188	0.212	0.50	1.57	0.088	7.39	2.50	0.025	4.50	629.9	2834.4	0.1345	111.30	0.088
5	0.3766	0.19	85	0.015	0.188	0.212	0.50	2.15	0.120	13.85	2.50	0.025	4.50	862.5	3881.1	0.1345	111.30	0.120
6	0.3766	0.19	85	0.025	0.188	0.212	0.50	2.78	0.155	23.09	2.50	0.025	4.50	1113.5	5010.5	0.1345	111.30	0.155
7	0.3766	0.19	85	0.04	0.188	0.212	0.50	3.52	0.196	36.94	2.50	0.025	4.50	1408.4	6337.9	0.1345	111.30	0.196
VERIFICHE TUBI Ø500																		
1	0.4708	0.24	85	0.001	0.330	0.170	0.70	0.72	0.094	1.37	2.50	0.025	4.50	1037.5	4668.7	0.4220	72.55	0.094
2	0.4708	0.24	85	0.003	0.330	0.170	0.70	1.25	0.163	4.10	2.50	0.025	4.50	1797.0	8086.5	0.4220	72.55	0.163
3	0.4708	0.24	85	0.005	0.330	0.170	0.70	1.62	0.210	6.84	2.50	0.025	4.50	2319.9	10439.6	0.4220	72.55	0.210
4	0.4708	0.24	85	0.008	0.330	0.170	0.70	2.04	0.266	10.95	2.50	0.025	4.50	2934.5	13205.2	0.4220	72.55	0.266
5	0.4708	0.24	85	0.015	0.330	0.170	0.70	2.80	0.364	20.52	2.50	0.025	4.50	4018.2	18081.9	0.4220	72.55	0.364
6	0.4708	0.24	85	0.025	0.330	0.170	0.70	3.61	0.470	34.20	2.50	0.025	4.50	5187.5	23343.7	0.4220	72.55	0.470
7	0.4708	0.24	85	0.04	0.330	0.170	0.70	4.57	0.595	54.73	2.50	0.025	4.50	6561.7	29527.7	0.4220	72.55	0.595
VERIFICHE TUBI Ø630																		
1	0.5932	0.30	85	0.001	0.415	0.215	0.70	0.84	0.174	1.72	2.50	0.025	4.50	2490.1	11205.6	0.8436	55.98	0.174
2	0.5932	0.30	85	0.003	0.415	0.215	0.70	1.46	0.302	5.17	2.50	0.025	4.50	4313.0	19408.6	0.8436	55.98	0.302
3	0.5932	0.30	85	0.005	0.415	0.215	0.70	1.89	0.390	8.62	2.50	0.025	4.50	5568.1	25056.4	0.8436	55.98	0.390
4	0.5932	0.30	85	0.008	0.415	0.215	0.70	2.39	0.493	13.79	2.50	0.025	4.50	7043.2	31694.2	0.8436	55.98	0.493
5	0.5932	0.30	85	0.015	0.415	0.215	0.70	3.27	0.675	25.86	2.50	0.025	4.50	9644.2	43399.0	0.8436	55.98	0.675
6	0.5932	0.30	85	0.025	0.415	0.215	0.70	4.22	0.871	43.10	2.50	0.025	4.50	12450.6	56027.9	0.8436	55.98	0.871
7	0.5932	0.30	85	0.04	0.415	0.215	0.70	5.33	1.102	68.96	2.50	0.025	4.50	15749.0	70870.3	0.8436	55.98	1.102

CANALE A SEZIONE TRIANGOLARE

VERIFICHE PER PASSO EMBRICI

Coeff. curve di poss.clim. Tr25		
a'	n'	
52.529	0.626	

CONDIZIONI
CRITICHE

DATI PIATTAFORMA
STRADALE

EFFICIENZA EMBRICE

PASSO / AREA
EMBRICI

Classe		Lpl	Ks	if	hcrit	Cond. Crit.	h	v	Qcalc	tau	Fr			Tc	i	Qte			E	Qca				
-	-	m	m ^{1/3} s ⁻¹	adim.	m	adim.	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	m	m	mq	h	mm/h	mc/s	m	m	-	mc/s	m	mq
CASO CON LARGHEZZA PELO LIBERO = 1.25 m																								
1		1.25	70	0.001	0.020	1.00	0.030	0.14	0.003	0.15	0.25	2.50	9.55	5.2	49.8	0.0340	186.18	0.003	1.50	0.87	1.00	0.0026	5.2	49.8
2		1.25	70	0.003	0.025	1.00	0.030	0.23	0.004	0.44	0.43	2.50	9.55	9.0	86.2	0.0340	186.18	0.004	1.50	1.53	1.00	0.0045	9.0	86.2
3		1.25	70	0.005	0.028	1.00	0.030	0.30	0.006	0.74	0.55	2.50	9.55	11.7	111.3	0.0340	186.18	0.006	1.50	1.98	0.92	0.0053	10.7	101.7
4		1.25	70	0.015	0.034	1.00	0.030	0.52	0.010	2.22	0.96	2.50	9.55	20.2	192.9	0.0340	186.18	0.010	1.50	3.48	0.64	0.0064	12.4	118.4
5		1.25	70	0.025	0.038	1.00	0.030	0.68	0.013	3.70	1.24	2.50	9.55	26.1	249.0	0.0340	186.18	0.013	1.50	4.51	0.52	0.0067	12.8	122.1
6		1.25	70	0.04	0.042	1.00	0.030	0.85	0.016	5.92	1.56	2.50	9.55	33.0	314.9	0.0340	186.18	0.016	1.50	5.73	0.42	0.0069	13.0	124.1



CANALE A SEZIONE TRIANGOLARE
VERIFICHE PER PASSO EMBRICI
VIABILITA' COMUNALE

Coeff. curve di poss.clim. Tr25		
a'	n'	
52.529	0.6257	

CONDIZIONI CRITICHE										DATI STRADA						EFFICIENZA EMBRICE						PASSO / AREA EMBRICI		
	Lpl	Ks	if	hcrit	Cond. Crit.	h	v	Qcalc	tau	Fr					Tc	i	Qte			E	Qca			
Classe		Vincolo lunghezza pelo libero	coefficiente scabrezza Gauckler-St	Pendenza canale	Profondità critica	Condizione critica: $Q^2/g \cdot L/\omega^3 = 1$	Profondità di moto uniforme	velocità $v = Ks R^{2/3} \cdot if^{1/2}$	Portata calcolata per h t.c. $c1+c2=1m$	tensione tangenziale al fondo $\tau = \text{gamma} R \cdot if$	Numero di Froude corrente $Fr = v / \text{radq}(9,81 \text{ h})$	Pendenza carreggiata	Larghezza semi carreggiata	Distanza tra due caditoie	Area stradale di formazione del deflusso	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Q TEORICA derivante dal deflusso sul tratto di strada	Larghezza imbocco embrice (con invito)	Lunghezza per calcolo efficienza	Efficienza	Qcaptata, tenendo conto dell'efficienza della caditoia	Distanza tra due caditoie	Area stradale di formazione del deflusso
-	-	m	$m^{1/3} s^{-1}$	adim.	m	adim.	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	m	m	mq	h	mm/h	mc/s	m		mc/s	m	mq	
CASO CON LARGHEZZA PELO LIBERO = 1 m																								
1		1.000	70	0.001	0.016	1.00	0.024	0.116	0.0014	0.12	0.24	2.50	4.00	7.4	29.4	0.0408	173.88	0.001	1.50	0.68	1.00	0.0014	7.4	29.4
2		1.000	70	0.003	0.020	1.00	0.024	0.202	0.0025	0.36	0.41	2.50	4.00	12.7	50.9	0.0408	173.88	0.002	1.50	1.19	1.00	0.0025	12.7	50.9
3		1.000	70	0.005	0.022	1.00	0.024	0.260	0.0032	0.59	0.53	2.50	4.00	16.4	65.8	0.0408	173.88	0.003	1.50	1.55	1.00	0.0032	16.4	65.6
4		1.000	70	0.008	0.024	1.00	0.024	0.329	0.0040	0.95	0.67	2.50	4.00	20.8	83.2	0.0408	173.89	0.004	1.50	1.96	0.93	0.0037	19.0	76.1
5		1.000	70	0.015	0.027	1.00	0.024	0.451	0.0055	1.78	0.92	2.50	4.00	28.5	113.9	0.0408	173.88	0.006	1.50	2.71	0.77	0.0042	21.1	84.3
6		1.000	70	0.025	0.030	1.00	0.024	0.582	0.0071	2.96	1.19	2.50	4.00	36.8	147.0	0.0408	173.88	0.007	1.50	3.51	0.63	0.0045	22.0	87.9
7		1.000	70	0.04	0.033	1.00	0.024	0.737	0.0090	4.74	1.51	2.50	4.00	46.5	186.0	0.0408	173.88	0.009	1.50	4.46	0.52	0.0047	22.5	89.8

CANALE A RETTANGOLARE

CANALETTA CENTRALE IN CURVA

Coeff. curve di
poss.clim. Tr25

a'	n'
52.53	0.6257

CONDIZIONI CRITICHE

DATI STRADA

DATI IDROLOGICI

	L	H	GR	Ks	if	hcrit	Cond. Crit.		h	v	Qcalc	tau	Fr					Tc	i	Qs
	Base canale	Altezza canale	Grado di riempimento	coefficiente scabrezza Gau	Pendenza canale	Profondità critica	Condizione critica: $Q^2/g \cdot L/\omega^3 = 1$	Sezione bagnata per $Y=Y_{cr}$	Profondità di moto unifor	velocità $v = Ks R^{2/3} if^{1/2}$	Portata calcolata per h_u , con riempimento pari a GR	tensione tangenziale al fondo $\tau = \gamma R if$	Numero di Froude corrente $Fr = v / \sqrt{g(9.81 h)}$	Pendenza carreggiata	Larghezza carreggiata	Distanza attraversamenti	Area stradale di formazione del deflusso	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Q derivante dal deflusso sul tratto di strada
	m	m	%	$n^{1/3} s^{-1}$	adim.	m	adim.	mq	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	m	m	mq	h	mm/h	mc/s
GRADO DI RIEMPIMENTO 70%																				
canale grigliato 20 cm	0.204	0.245	70.00	75	0.001	0.076	1.000	0.02	0.172	0.38	0.013	0.63	0.29	6.00	9.55	29.9	285.4	0.045	167.42	0.013
	0.204	0.245	70.00	75	0.003	0.109	1.000	0.02	0.172	0.66	0.023	1.88	0.51	6.00	9.55	51.8	494.2	0.045	167.42	0.023
	0.204	0.245	70.00	75	0.005	0.129	1.000	0.03	0.172	0.85	0.030	3.14	0.65	6.00	9.55	66.8	638.1	0.045	167.42	0.030
	0.204	0.245	70.00	75	0.015	0.186	1.000	0.04	0.172	1.47	0.051	9.41	1.13	6.00	9.55	115.7	1105.2	0.045	167.42	0.051
	0.204	0.245	70.00	75	0.025	0.221	1.000	0.05	0.172	1.90	0.066	15.69	1.46	6.00	9.55	149.4	1426.8	0.045	167.42	0.066
	0.204	0.245	70.00	75	0.04	0.258	1.000	0.05	0.172	2.40	0.084	25.10	1.85	6.00	9.55	189.0	1804.7	0.045	167.42	0.084
canale grigliato 30 cm	0.300	0.320	70.00	75	0.001	0.105	1.000	0.03	0.224	0.48	0.032	0.88	0.32	6.00	9.55	86.5	826.0	0.074	139.34	0.032
	0.300	0.320	70.00	75	0.003	0.151	1.000	0.05	0.224	0.82	0.055	2.64	0.56	6.00	9.55	149.8	1430.7	0.074	139.34	0.055
	0.300	0.320	70.00	75	0.005	0.180	1.000	0.05	0.224	1.06	0.071	4.41	0.72	6.00	9.55	193.4	1847.0	0.074	139.34	0.071
	0.300	0.320	70.00	75	0.015	0.259	1.000	0.08	0.224	1.84	0.124	13.22	1.24	6.00	9.55	335.0	3199.1	0.074	139.34	0.124
	0.300	0.320	70.00	75	0.025	0.307	1.000	0.09	0.224	2.38	0.160	22.03	1.60	6.00	9.55	432.5	4130.0	0.074	139.34	0.160
	0.300	0.320	70.00	75	0.04	0.359	1.000	0.11	0.224	3.01	0.202	35.25	2.03	6.00	9.55	547.0	5224.1	0.074	139.34	0.202



CANALE A SEZIONE CIRCOLARE
VERIFICA FOGNATURE

CURVA DI POSS. CLIMATICA		
a	mm/h	52.529
n		0.6257

		Verifica portata																					
		tr	fi	L a		A	L	if	Ks	vp	tc	Qp	Dt	Rt	Dci	Dce	y		GR	vc	vp-vc	Qcalc	tau
		Tempo di trasferimento alla rete	Coefficiente afflusso alla rete	Larghezza strada	Lunghezza tratto scolante	Area scolante	Lunghezza collettore	Pendenza canale	coefficiente scabrezza Gauckler-Strickler	velocità di tentativo	tempo di corrivazione collettore	Portata di progetto	diametro canale teorico	raggio canale teorico	diametro interno canale commerciale	diametro esterno canale COMMERCIALE	Profondità di moto uniforme	Distanza tra pelo libero e cielo del tubo	Grado di riempimento GR = y/D	velocità di calcolo v = Ks R^(2/3) if^(1/2)		Portata calcolata per y (iterare y fino a quando non è pari a Qp) Q= v A	tensione tangenziale al fondo tau = gamma R if
COLLETTORI	n tubi	ore	adim.	m	m	m^2	m	adim.	m^1/3 s^-1	m/s	ore	mc/s	m	m	m	m	m	m		m/s	m/s	mc/s	N/mq
VASCA 1																							
COLLETTORE 1nord	2	0.08	1.00	9.55	100	955	100	0.0409	85	2.17	0.096	0.033	0.14	0.07	0.38	400	0.074	0.303	19.6%	2.17	0.00	0.033	17.94
COLLETTORE 2nord	2	0.08	1.00	9.55	732	7,946	732	0.0057	85	1.70	0.216	0.206	0.39	0.20	0.47	500	0.309	0.162	65.6%	1.70	0.00	0.206	7.62
COLLETTORE 3nord	2	0.08	1.00	9.55	230	10,142	230	0.002	85	1.19	0.270	0.242	0.51	0.25	0.59	630	0.409	0.184	69.0%	1.19	0.00	0.242	3.43
COLLETTORE 1	1	0.08	1.00	19.10	421.00	8,041	421.0	0.0186	85	2.82	0.125	0.256	0.34	0.17	0.47	500	0.243	0.228	51.6%	2.82	0.00	0.256	21.91
VASCA 2																							
COLLETTORE 1	2	0.08	1.00	9.55	483.00	4,613	483.0	0.0171	85	2.34	0.141	0.140	0.28	0.14	0.47	500	0.177	0.293	37.7%	2.34	0.00	0.140	16.16
COLLETTORE 2	2	0.08	1.00	9.55	158.00	6,122	158.0	0.0058	85	1.66	0.167	0.174	0.37	0.18	0.47	500	0.274	0.196	58.3%	1.66	0.00	0.174	7.38
COLLETTORE 3	1	0.08	1.00	19.10	118.00	14,497	118.0	0.0058	85	2.02	0.183	0.399	0.50	0.25	0.59	630	0.399	0.194	67.2%	2.02	0.00	0.399	9.93
VASCA 3																							
COLLETTORE 1	1	0.08	1.00	19.10	204.00	3,896	204.0	0.0058	85	1.53	0.120	0.126	0.32	0.16	0.47	500	0.225	0.246	47.8%	1.53	0.00	0.126	6.55
COLLETTORE 2	2	0.08	1.00	9.55	97.00	4,823	97.0	0.0058	85	1.59	0.137	0.148	0.34	0.17	0.47	500	0.248	0.223	52.6%	1.59	0.00	0.148	6.96
COLLETTORE 3	2	0.08	1.00	9.55	295.00	7,640	295.0	0.0013	85	0.96	0.223	0.196	0.51	0.25	0.59	630	0.410	0.183	69.2%	0.96	0.00	0.196	2.23

CANALE A SEZIONE TRIANGOLARE

VERIFICHE PER PASSO CADITOIE ZONA RISAIE

Coeff. curve di poss.clim. Tr25		
a'	n'	
52.529	0.626	

CONDIZIONI CRITICHE										DATI PIATTAFORMA STRADALE										DATI IDROLOGICI		CALC EFFIC. CADITOIA					barre=long		PASSO / AREA CADITOIE			Qs
Lpl	Ks	if	hcrit	Cond. Crit.	h	v	Qcalc	tau	Fr	Tc	i	Qte			vo	Eo	R1	R2	E	Qca												
Classe																																
-	-	%	%	m	m^1/3 s^-1	adim.	m	m/s	mc/s	N/mq	adim.	%	radianti	m	m	mq	h	mm/h	mc/s	m		m/s							mc/s	m	mq	mc/s
CASO CON LARGHEZZA PELO LIBERO = 1.25 m																																
1		100.0	2.5	1.25	70	0.001	0.020	1.00	0.030	0.14	0.003	0.15	0.25	2.50	0.025	9.55	5.2	49.8	0.0340	186.18	0.003	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0021	4.2	40.4	0.0021
2		100.0	2.5	1.25	70	0.003	0.025	1.00	0.030	0.23	0.004	0.44	0.43	2.50	0.025	9.55	9.0	86.2	0.0340	186.18	0.004	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0037	7.3	69.9	0.0037
3		100.0	2.5	1.25	70	0.005	0.028	1.00	0.030	0.30	0.006	0.74	0.55	2.50	0.025	9.55	11.7	111.3	0.0340	186.18	0.006	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0048	9.5	90.3	0.0048
4		100.0	2.5	1.25	70	0.015	0.034	1.00	0.030	0.52	0.010	2.22	0.96	2.50	0.025	9.55	20.2	192.9	0.0340	186.18	0.010	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0082	16.4	156.4	0.0082
5		100.0	2.5	1.25	70	0.025	0.038	1.00	0.030	0.68	0.013	3.70	1.24	2.50	0.025	9.55	26.1	249.0	0.0340	186.18	0.013	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0106	21.1	201.9	0.0106
6		100.0	2.5	1.25	70	0.04	0.042	1.00	0.030	0.85	0.016	5.92	1.56	2.50	0.025	9.55	33.0	314.9	0.0340	186.18	0.016	0.60	0.60	1.96	0.83	1.00	0.00	0.83	0.0134	26.7	255.4	0.0134
PENDENZE DI PROGETTO - ZONA RISAIE																																
CASO CON LARGHEZZA PELO LIBERO = 1.25 m																																
		100.0	2.5	1.25	70	0.0409	0.042	1.00	0.030	0.86	0.016	6.05	1.59	2.50	0.025	9.55	33.3	317.9	0.0340	186.20	0.016	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0154	30.9	295.2	0.0154
		100.0	2.5	1.25	70	0.0186	0.036	1.00	0.030	0.58	0.011	2.75	1.07	2.50	0.025	9.55	22.5	214.8	0.0340	186.18	0.011	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0104	20.9	199.4	0.0104
		100.0	2.5	1.25	70	0.0171	0.035	1.00	0.030	0.56	0.011	2.53	1.02	2.50	0.025	9.55	21.6	205.9	0.0340	186.18	0.011	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0100	20.0	191.2	0.0100
		100.0	2.5	1.25	70	0.0058	0.028	1.00	0.030	0.33	0.006	0.86	0.60	2.50	0.025	9.55	12.6	119.9	0.0340	186.18	0.006	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0058	11.7	111.4	0.0058
		100.0	2.5	1.25	70	0.0057	0.028	1.00	0.030	0.32	0.006	0.84	0.59	3.50	0.035	10.55	11.1	117.4	0.0329	188.57	0.006	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0057	10.3	109.1	0.0057
		100.0	2.5	1.25	70	0.002	0.023	1.00	0.030	0.19	0.004	0.30	0.35	3.50	0.035	10.55	6.6	69.5	0.0329	188.57	0.004	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0034	6.1	64.6	0.0034
		100.0	2.5	1.25	70	0.0013	0.021	1.00	0.030	0.15	0.003	0.19	0.28	2.50	0.025	9.55	5.9	56.8	0.0340	186.18	0.003	0.80	0.80	2.27	0.93	1.00	0.01	0.93	0.0027	5.5	52.7	0.0027