

Lavori di posa condotta idrica per il collegamento del Pozzo denominato "Rosella" agli Impianti Acoset Spa

1° Stralcio Funzionale - Progetto Definitivo [CIG 8017694A63 - CUP H66H18000140001]

Relazione idraulica e idrologica

<p>Il Responsabile Unico del Procedimento</p> <p>Ing. R.Savarese</p> <p>_____</p>	<p>Coordinatore della Sicurezza in fase di Progettazione ed Esecuzione</p> <p>Ing. B.Santangelo</p> <p>_____</p>	<p>Elaborato 6.1</p>
<p>I Progettisti</p> <p>Ing. F.Arcidiacono Ing. P. Cutore Ing. A.Pagano</p> <p>_____ _____ _____</p>		
<p>Supporto alla Progettazione</p> <p>Ing. N. Dell'Orto Ing. S.A. Di Gregorio Dott. G. Sapienza Ing. A. Torre Ing. A.Torrisi</p>		<p>Data</p>
<p>Il Direttore Tecnico</p> <p>Ing. E.Greco</p> <p>_____</p>	<p>Il Direttore Generale</p> <p>_____</p>	<p>Il Presidente</p> <p>_____</p>

INDICE

PREMESSA	3
1. CALCOLI IDRAULICI BACINI IDROGRAFICI E CORSI D'ACQUA.....	5
1.1 Delimitazione e caratteristiche morfologiche e plano-altimetriche dei bacini idrografici	5
1.2 Calcolo del tempo di corrivazione dei bacini idrografici	6
1.3 Calcolo portata di piena corsi d'acqua	8
1.3.1 Calcolo portata di piena corsi d'acqua per assegnato tempo di ritorno di 200 anni	9
1.3.2 Calcolo portata di piena corsi d'acqua per assegnato tempo di ritorno di 300 anni	10
1.4 Calcolo tiranti idraulici corsi d'acqua	18
2. VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	32
2.1 Attraversamento 1	32
2.2 Attraversamento 2	32
2.3 Attraversamento 3	33
2.4 Attraversamento 4	33
2.5 Attraversamenti 5 e 6	34
2.6 Riepilogo dei risultati di verifica di compatibilità idraulica per gli attraversamenti	37
3 CONCLUSIONI.....	38
ALLEGATI	39

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Caratteristiche bacini idrografici	5
Tabella 2 Tempi di corrivazione.....	7
Tabella 3 Caratteristiche idrauliche con tempo di ritorno pari a 200 anni.....	9
Tabella 4 Altezze di pioggia di massima intensità– stazione pluviometrica di Zafferana Etnea.....	10
Tabella 5 Parametri caratteristici dello studio statistico	11
Tabella 6 Individuazione delle piogge regolarizzate	11
Tabella 7 Costruzione curva logaritmica	11
Tabella 8 Espressione curva di probabilità pluviometrica (CPP) per tempo di ritorno di 300 anni.....	12
Tabella 9 Parametri idrologici dei suoli.....	15
Tabella 10 Caratteristiche idrauliche con tempo di ritorno pari a 300 anni.....	17
Tabella 11 Verifica massimo grado di riempimento tubazione attraversamento 5	34
Tabella 12 Verifica massimo grado di riempimento tubazione attraversamento 6.....	34
Tabella 13 Riepilogo risultati verifica di compatibilità idraulica	37
Tabella 14 Riepilogo risultati verifica di compatibilità idraulica	37

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Individuazione bacini imbriferi da 1 a 6	4
Figura 2 Coefficienti di deflusso per tipologia e uso del suolo	9
Figura 3 Curva di probabilità pluviometrica con interpolazione delle piogge regolarizzate - 300 anni	12
Figura 4 Tipologia idrologica dei suoli	14
Figura 5 Valori del Curve Number in funzione della tipologia idrologica e di uso dei suoli	15
Figura 6 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 1	18
Figura 7 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 1	19
Figura 8 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 2	19
Figura 9 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 2	19
Figura 10 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 3	19
Figura 11 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 3	19
Figura 12 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 4	19
Figura 13 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 4	20
Figura 14 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 5	20
Figura 15 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 5	20
Figura 16 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 6	20
Figura 17 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 6	20
Figura 18 Sezioni d'alveo e tiranti idraulici risultanti per ogni attraversamento	21
Figura 19 Valori coefficienti di scabrezza di Gauckler - Strickler tubazioni	36

PREMESSA

La presente relazione è finalizzata alla verifica di compatibilità idraulica per il passaggio di una condotta idrica in prossimità di attraversamenti stradali, nell'ambito dei lavori di posa di una condotta idrica di collegamento dal pozzo "Rosella" agli impianti aziendali di Acoset s.p.a. redatta anche in riferimento alla **nota di integrazione n. 4392 del 30.01.2020 dell'Autorità di Bacino** distretto idrografico della Sicilia assunta al protocollo aziendale con numero 7150 del 21.01.2020.

In particolare, il presente documento riporta nel dettaglio quanto richiesto nella succitata nota, ovvero:

- Planimetria in scala adeguata con l'individuazione dei bacini e del reticolo idrografico ricadenti nell'area dell'intervento;
- Planimetria in scala adeguata del corso d'acqua per almeno 100 metri a monte ed a valle dell'intervento con indicazione delle sezioni trasversali utilizzate nella modellazione idraulica;
- Studio Idrologico con dati idrologici dettagliati ed aggiornati delle stazioni pluviometriche prossime alle aree oggetto di intervento, calcolo analitico della capacità di assorbimento del terreno ed infine il calcolo della portata per $Tr = 300$ anni;
- Descrizione dettagliata del codice di calcolo impiegato nelle verifiche idrauliche;
- Modellazione idraulica dei corsi d'acqua estesa a portate di piena per $Tr = 300$ anni;
- Rappresentazione grafica in scala adeguata dei profili e delle sezioni trasversali dei corsi d'acqua con indicati i livelli di piena desumibili dalle verifiche idrauliche;
- Determinazione analitica della profondità di posa della condotta relativamente all'attraversamento sub alveo capace a garantire una adeguata sicurezza nei confronti di eventuali fenomeni di erosione di fondo che si possono produrre anche in concomitanza di piene con tempo di ritorno di 300 anni.

La prima parte dello studio idraulico ha riguardato il rilevamento delle sezioni di interesse ricadenti nel progetto del primo stralcio funzionale.

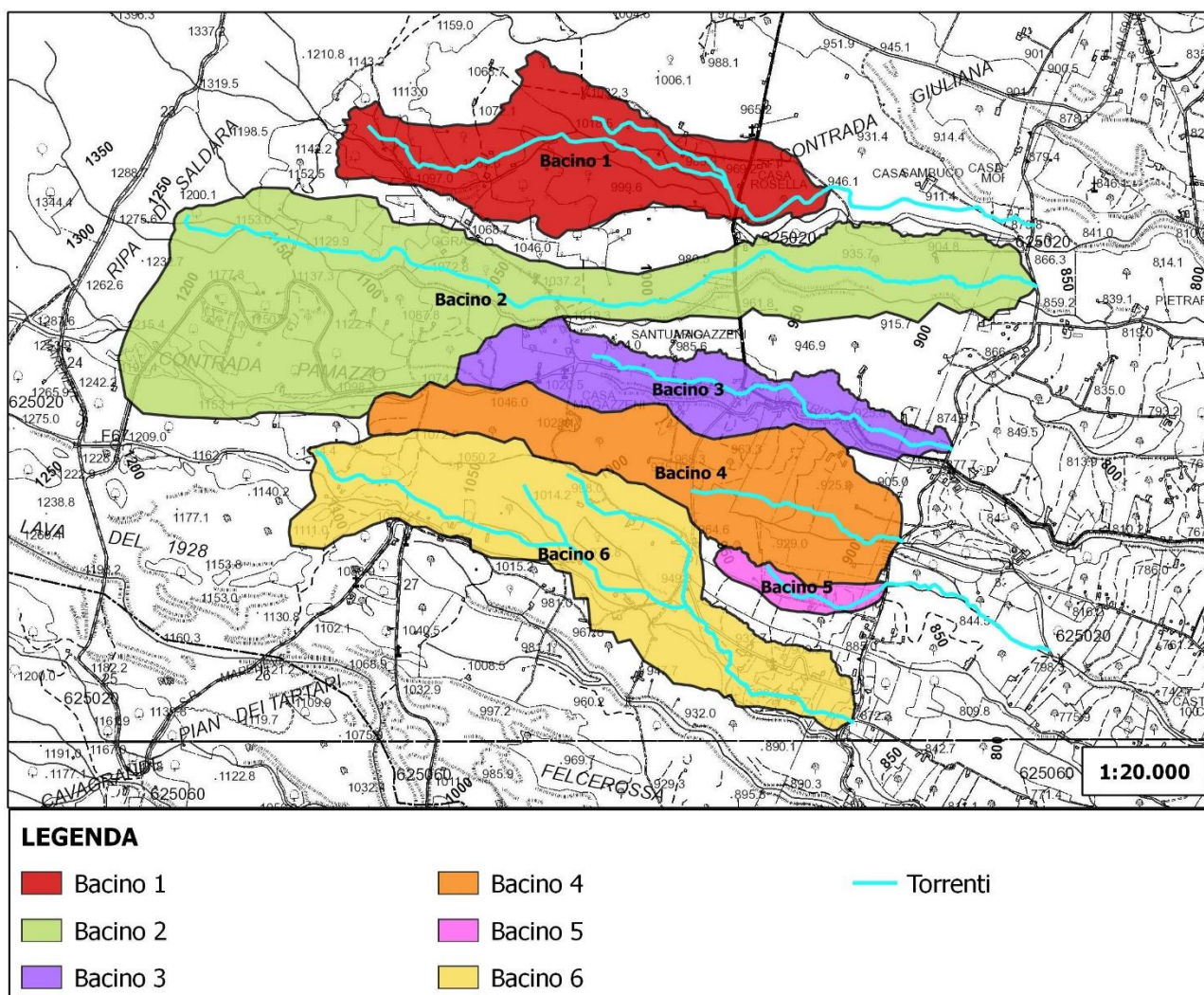
Si sono individuati con l'ausilio delle curve di livello, tutti i bacini imbriferi, sottesi da ogni sezione di interesse (denominata anche sezione di chiusura del bacino), al fine di individuare l'andamento del terreno e differenziare i percorsi d'acqua tra quelli oggetti di studio che confluiscono alla sezione di chiusura, e quelli non confluenti perché esterni al bacino.

Gli attraversamenti (sezioni di chiusura) e quindi i bacini individuati nel progetto stralcio sono sei (

Figura 1), e per ognuno di essi si sono determinate le caratteristiche morfologiche e plano-
altimetriche.

Il calcolo della portata di piena confluyente alla sezione di chiusura di ogni bacino è stato
effettuato tramite la formula di Turazza, per eventi con tempi di ritorno pari a 200 anni e 300 anni.

Figura 1 Individuazione bacini imbriferi da 1 a 6



1. CALCOLI IDRAULICI BACINI IDROGRAFICI E CORSI D'ACQUA

1.1 Delimitazione e caratteristiche morfologiche e plano-altimetriche dei bacini idrografici

Sono state individuate sei sezioni di chiusura, opportunamente numerate da monte verso valle, lungo il tracciato della condotta (Tabella 1).

Tabella 1 Caratteristiche bacini idrografici

Bacino idrografico	Asta principale	Comune (Sez. Chiusura)	Competenza	Area (km²)	Lunghezza asta (km)	Lunghezza asta principale (km)	Pendenza Asta
Bacino 1	Torrente 1	Mascali	Regionale	0,49	1,82	1,82	0,10
Bacino 2	Torrente 2	Mascali	Regionale	1,16	3,18	3,18	0,11
Bacino 3	Torrente 3	Mascali	Regionale	0,31	1,43	1,43	0,09
Bacino 4	Torrente 4	Sant'Alfio	Regionale	0,49	0,81	0,81	0,11
Bacino 5	Torrente 5	Sant'Alfio	Regionale	0,05	0,48	0,48	0,11
Bacino 6	Torrente 6	Sant'Alfio	Regionale	0,66	3,23	2,24	0,11

1.2 Calcolo del tempo di corrivazione dei bacini idrografici

Per ogni bacino di interesse bisogna calcolare il tempo di corrivazione (t_c), definito come il tempo necessario affinché una goccia d'acqua che cade nel punto idraulicamente più lontano del bacino, ruscelli verso la sezione di chiusura.

Le formule utilizzate per il calcolo del t_c sono di Pezzoli, Watt e Chow, e quella interpolare che raggruppa le prime due. Esse non danno significativi scostamenti dei valori finali, per cui è possibile effettuare la media aritmetica degli stessi.

- 1) Formula Pezzoli

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

- 2) Formula di Watt e Chow

$$t_c = 0,00116 \frac{\left(\frac{L}{\sqrt{i_a}}\right)^{0,64}}{0,6}$$

- 3) Formula interpolare delle formule di Pezzoli e Watt e Chow

$$t_c = 0,02221 \frac{\left(\frac{L}{\sqrt{i_a}}\right)^{0,80}}{60}$$

Si riportano di seguito i tempi di corrivazione per ogni bacino (Tabella 2). Per i successivi calcoli si utilizzerà il tempo di corrivazione medio ricavato per ogni bacino.

Tabella 2 Tempi di corrivazione

Bacino idrografico	Comune (Sez. Chiusura)	t_c-Pezzoli (ore)	t_c-Watt-Chow (ore)	t_c-interpolare (ore)	t_c-medio (ore)
Bacino 1	Mascali	0,32	0,49	0,38	0,40
Bacino 2	Mascali	0,53	0,69	0,57	0,60
Bacino 3	Mascali	0,26	0,43	0,32	0,33
Bacino 4	Sant'Alfio	0,13	0,28	0,19	0,20
Bacino 5	Sant'Alfio	0,08	0,20	0,12	0,13
Bacino 6	Sant'Alfio	0,37	0,55	0,43	0,45

1.3 Calcolo portata di piena corsi d'acqua

Per quanto riguarda l'evento di pioggia e la sua distribuzione nel tempo, ci si è serviti della legge che determina le curve di probabilità pluviometrica in funzione di un tempo di ritorno T_R :

$$h = at^n$$

dove:

h è l'altezza massima di precipitazione (mm) in un tempo t ;

t è il tempo di progetto (ore)

I parametri a ed n delle curve di probabilità pluviometriche, si determinano in funzione del tempo di ritorno, ossia del tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità, e dei quantili di precipitazione di diverse durate di pioggia (1, 3, 6, 12 e 24 ore), registrati presso una determinata stazione di osservazione e visualizzabili negli annali idrologici dell'Osservatorio delle Acque. Nel caso specifico si è scelto di valutare la portata di piena per tempi di ritorno pari a 200 anni e 300 anni.

Successivamente si è valutata la portata di piena (Q_{piena}), in funzione dell'altezza di pioggia massima per il prescelto tempo di ritorno, con la formula di Turazza:

$$Q_{piena} = \frac{C * I\left[\frac{mm}{h}\right] * A [km^2]}{3,6}$$

con:

C = coefficiente di deflusso di piena;

I = intensità di pioggia media nel corso dell'evento;

A = Area del bacino di interesse.

L'intensità di pioggia media durante un evento di pioggia è funzione dell'altezza di pioggia h e del tempo t .

$$I(t) = \frac{h(t)}{t}$$

Con $h(t)$ = altezza di pioggia per un tempo di ritorno $T_r = 200$ anni e $T_r = 300$ anni, funzione del tempo t ;

Si deve considerare l'intensità di pioggia più pericolosa, funzione del tempo t più gravoso. Per la scelta del tempo t si ricorre al criterio di Turazza, dal quale deriva che l'intensità di pioggia più pericolosa è quella di durata t pari al tempo di corrivazione t_c . In sintesi, con questo criterio si considera una pioggia di durata pari al tempo che impiegherebbe una particella che cade nel punto idraulicamente più lontano a ruscellare fino alla sezione di chiusura, in maniera che tutto il bacino "partecipi" alla determinazione della portata di progetto.

$$I(t_c) = \frac{h(t_c)}{t_c}$$

$$Q_{piena} = \frac{C * h(t_c)[mm] * A [km^2]}{t_c[h] * 3,6}$$

1.3.1 Calcolo portata di piena corsi d'acqua per assegnato tempo di ritorno di 200 anni

Per ogni bacino, si sono adottati pertanto i valori a ed n derivanti dalle curve di probabilità pluviometriche per assegnato tempo di ritorno.

Tali valori sono stati ricavati dalla tabella della Regione Sicilia, a partire dai dati delle piogge intense di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, ricavati dagli Annali Idrologici dell'Osservatorio delle Acque dall'anno 1924 all'anno 2002, in funzione della stazione pluviometrica di osservazione e del tempo di ritorno.

In base alla tipologia e all'uso del suolo, si è stimato il coefficiente di deflusso per ogni bacino (Figura 2).

Figura 2 Coefficienti di deflusso per tipologia e uso del suolo

Coefficienti di deflusso raccomandati da Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964

Tipo di suolo	c	
	Uso del suolo	
	Coltivato	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi e simili	0,40	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicine alla superficie, strati di suolo sottile al di sopra di roccia impermeabile	0,50	0,40

Si riportano di seguito le caratteristiche idrauliche dei bacini, e la Q_{piena} di progetto per tempo di ritorno di 200 anni, da assumere per la modellazione idraulica dei torrenti (Tabella 3).

Tabella 3 Caratteristiche idrauliche con tempo di ritorno pari a 200 anni

Bacino idrografico	Comune (Sez. Chiusura)	Stazione di osservazione	a	n	$t_{c\text{-medio}}$ (ore)	h(t_c) (mm)	C	A (km ²)	Q_{piena} (m ³ /s)
Bacino 1	Mascali	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,40	86,65	0,26	0,49	7,72
Bacino 2	Mascali	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,60	99,66	0,25	1,16	13,39
Bacino 3	Mascali	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,33	81,75	0,26	0,31	5,47
Bacino 4	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,20	68,68	0,30	0,49	13,75
Bacino 5	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,13	60,03	0,29	0,05	1,79
Bacino 6	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	118,6	0,34	0,45	90,28	0,26	0,66	9,60

1.3.2 Calcolo portata di piena corsi d'acqua per assegnato tempo di ritorno di 300 anni

Il calcolo della portata con tempo di ritorno di 300 anni è stato eseguito in maniera più dettagliata, al fine di massimizzare la stessa, per la successiva modellazione idraulica dei torrenti. Si è pertanto proceduto col ricavare i dati delle altezze di piogge intense più recenti per costruire la curva di probabilità pluviometrica, e determinare l'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di corrivazione. Tramite il metodo del Curve Number, si è successivamente ricavato il coefficiente di deflusso nelle condizioni più gravose di terreno saturo.

Le altezze di pioggia che si sono prese in considerazione sono quelle registrate nella stazione pluviometrica di Zafferana Etnea. Tale stazione è abbastanza rappresentativa della prima parte di tracciato dove passerà la condotta di progetto, e inoltre, da un confronto con altre stazioni reputate altrettanto significative, era l'unica che presentava maggiori dati di piogge intense sia come arco temporale che come continuità di osservazioni.

Si riportano di seguito i dati utilizzati per la costruzione della curva di probabilità pluviometrica (Tabella 4).

Tabella 4 Altezze di pioggia di massima intensità– stazione pluviometrica di Zafferana Etnea

Anno	Valori di Pioggia [mm]				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1981	23,0	44,0	74,0	95,0	110,0
1982	37,0	54,0	74,0	98,0	131,0
1983	67,0	97,0	102,0	116,0	155,0
1984	64,0	118,0	155,0	234,0	249,0
1985	26,0	64,0	82,0	144,0	245,0
1986	53,0	84,0	92,0	143,0	153,0
1987	23,0	38,0	54,0	54,0	60,0
1988	26,0	39,0	67,0	87,0	144,0
1989	28,0	44,0	55,0	86,0	135,0
1990	38,0	55,0	63,0	130,0	170,0
1991	47,0	94,0	99,0	135,0	158,0
1992	36,0	59,0	83,0	121,0	212,0
1993	46,0	101,0	160,0	283,0	345,0
1994	50,0	87,0	120,0	209,0	324,0
1995	66,0	129,0	156,0	221,0	225,0
1996	37,0	88,0	152,0	252,0	421,0
1997	70,0	98,0	131,0	138,0	140,0
1998	40,0	70,0	97,0	120,0	155,0
1999	33,0	38,0	57,0	110,0	187,0
2000	35,0	45,0	66,0	98,0	160,0
2001	22,0	42,0	59,0	83,0	94,0
2002	41,0	45,0	50,0	63,0	93,0
2003	61,0	126,0	137,0	157,0	165,0
2004	30,0	75,0	79,0	79,0	107,0
2005	48,0	76,0	92,0	95,0	159,0
2006	37,0	61,0	114,0	161,0	259,0
2007	58,0	110,0	125,0	146,0	214,0
2008	50,0	76,0	89,0	133,0	146,0
2009	104,0	140,0	206,0	250,0	287,0
2010	71,0	120,0	181,0	181,0	219,0
2011	44,0	88,0	88,0	121,0	161,0
2012	31,0	66,0	98,0	186,0	281,0
2014	58,0	88,0	119,0	129,0	168,0
2015	70,0	159,0	197,0	213,0	286,0

Le elaborazioni statistiche condotte sui dati indicati hanno fornito i valori parametrici richiesti, schematizzati nella seguente tabella.

Tabella 5 Parametri caratteristici dello studio statistico

Dati	34	34	34	34	34
Media	46,2	79,9	105,1	143,3	191,7
Varianza	330,5	1036,8	1797,1	3372,7	6287,2
Dev.Standard	18,2	32,2	42,4	58,1	79,3
Alfa (a)	14,2	25,1	33,1	45,3	61,9
m =	38,0	65,4	86,0	117,1	156,0

Tabella 6 Individuazione delle piogge regolarizzate

	1	3	6	12	24
Tempo di ritorno [anni]	h=Valore Altezza Pioggia [1 ora]	h=Valore Altezza Pioggia [3 ore]	h=Valore Altezza Pioggia [6 ore]	h=Valore Altezza Pioggia [12 ore]	h=Valore Altezza Pioggia [24 ore]
2	43,19	74,65	98,12	133,72	178,67
5	59,26	103,12	135,60	185,07	248,78
10	69,90	121,97	160,42	219,07	295,20
20	80,11	140,05	184,22	251,68	339,72
50	93,32	163,46	215,04	293,89	397,36
100	103,23	180,99	238,13	325,52	440,54
200	113,09	198,47	261,13	357,04	483,58
300	118,85	208,67	274,57	375,44	508,71
500	126,11	221,52	291,48	398,62	540,35

Si sono individuate, per i vari tempi di ritorno, tra cui anche quello di interesse di 300 anni, le precipitazioni regolarizzate come indicato nella precedente Tabella 6, e si sono effettuate le interpolazioni su scala logaritmica per la costruzione della funzione logaritmica come indicato nella seguente Tabella 7.

Tabella 7 Costruzione curva logaritmica

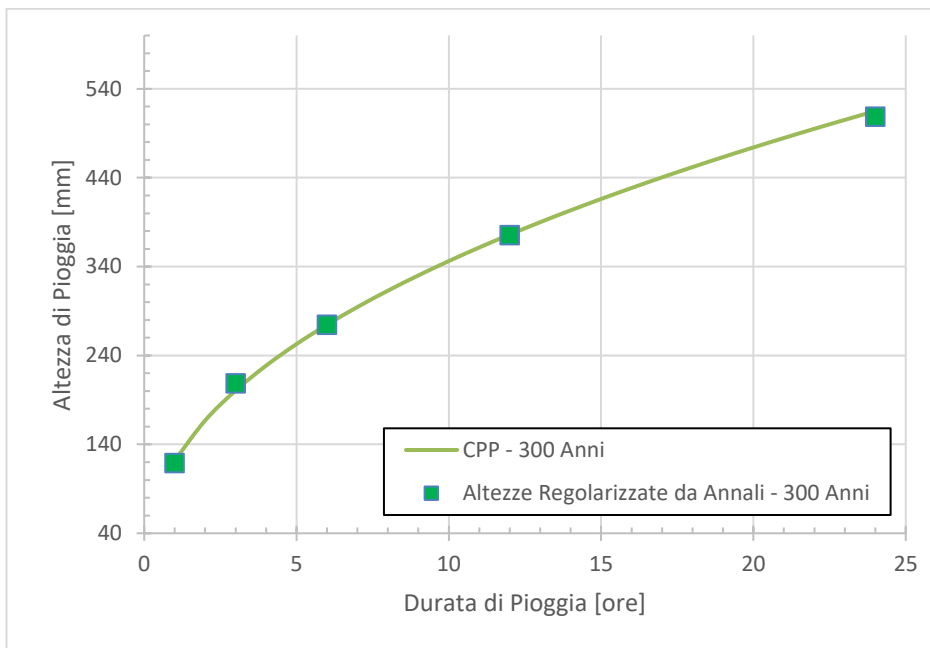
t	Log (t)	Log (h) 300 Anni	Log (t)^2	Log (t)* Log (h) 300 Anni
1	0,00	2,08	0,00	0,00
3	0,48	2,32	0,23	1,11
6	0,78	2,44	0,61	1,90
12	1,08	2,57	1,16	2,78
24	1,38	2,71	1,90	3,74
	Somma Xi	Somma Yi	Somma (Xi^2)	Somma XiYi
	3,71	12,11	3,90	9,52

Infine si sono ottenuti i parametri di interpolazione “a” ed “n” caratteristici della curva di probabilità pluviometrica (Tabella 8), e si è costruita la stessa, interpolandola con le piogge regolarizzate per il tempo di ritorno di 300 anni (Figura 3).

Tabella 8 Espressione curva di probabilità pluviometrica (CPP) per tempo di ritorno di 300 anni

Tempo di ritorno	a	n	Espressione CPP 300 anni
300 anni	121,90	0,453	$h = 121,90 * t^{0,453}$

Figura 3 Curva di probabilità pluviometrica con interpolazione delle piogge regolarizzate - 300 anni



In base alla tipologia e all'uso del suolo, si è stimato il coefficiente di deflusso per ogni bacino, con la metodologia del Curve Number. Tale metodo è stato sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti d'America, e viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali, ragion per cui è anche inserito in modelli di tipo distribuito di previsione dei deflussi.

Il metodo del Curve Number permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace (P_e) cioè la frazione della pioggia totale (P) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena. Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone le seguenti equazioni:

$$P_e = \frac{(P_n)^2}{P_n + S}$$

$$P_n = P - IA$$

$$IA = k_{IA} * S$$

dove:

P = pioggia totale (mm), anche indicata come $h(t_c)$;

P_e = pioggia efficace o deflusso diretto (mm);

P_n = pioggia netta (mm);

S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm);

IA = perdite iniziali (mm), pari a un quinto della capacità idrica del suolo;

k_{IA} = coefficiente di perdite iniziali, assunto pari a 0,2.

Il rapporto tra la pioggia efficace e la pioggia totale determina il coefficiente di deflusso C di un suolo.

Le perdite iniziali (IA) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). La procedura proposta dal SCS stima le perdite iniziali pari ad un quinto (coefficiente k_{IA} pari a 0,2) del volume specifico di saturazione del terreno. Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura litologica e pedologica del terreno e dall'uso del suolo.

Si può schematizzare che la predisposizione dei suoli a contribuire alla formazione del deflusso dipende essenzialmente da tre fattori:

- caratteri di permeabilità dei terreni superficiali e del substrato immediatamente sottostante;
- copertura vegetale e uso del suolo;
- stato di imbibimento del terreno al momento dell'evento meteorico considerato

L'equazione di correlazione tra S e CN , proposta dal S.C.S è rappresentabile sul piano P - P_e , con un numero infinito di curve comprese tra la bisettrice dove S è uguale a zero, e l'asse delle ascisse dove S assume il teorico valore infinito. È facilmente intuibile la difficoltà nell'assegnare ad S un valore che sia il più possibile rappresentativo alla realtà. Data la notevole variabilità del parametro S , si fa ricorso ad un artificio con il quale si determina il Numero di Curva (CN) utilizzando la seguente equazione che rappresenta sul piano P - P_e una famiglia di curve:

$$CN = \frac{25400}{254 + S}$$

Dove si ricava S , espresso in millimetri:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

I due parametri (CN e S) sono inversamente correlati in modo non lineare: la capacità idrica massima del suolo (S) varia teoricamente da 0 a infinito e con tale equazione si ottiene un campo di variazione del parametro CN, compreso tra 0 e 100. Il parametro CN esprime le condizioni, dal punto di vista della formazione del deflusso, del complesso suolo-soprassuolo considerate le condizioni di umidità nei cinque giorni antecedenti l'evento di piena. In altri termini CN riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso. Con valori di CN uguali o prossimi allo 0, si è in presenza di una superficie assimilabile alla perfetta "spugna" cioè viene assorbita e trattenuta la totalità o quasi della precipitazione. Con valori di CN uguali o prossimi a 100, siamo in presenza di terreni o superfici impermeabili dove la precipitazione si trasforma interamente o quasi in deflusso creando l'evento di piena.

Dalla Figura 4 e

Figura 5, si determinano in funzione della tipologia e uso del suolo, i valori di CN, in condizioni di saturazione media CN(II). Tramite le seguenti formule empiriche si determinano i valori di CN per le categorie di saturazione del suolo minima CN(I) e massima CN(III).

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2,3 - 0,013 * CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0,43 + 0,0057 * CN(II)}$$

Figura 4 Tipologia idrologica dei suoli

<i>Tipo idrologico di suolo</i>	<i>Descrizione</i>
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza delle superfici.

Figura 5 Valori del Curve Number in funzione della tipologia idrologica e di uso dei suoli

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ...	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Nella seguente tabella (Tabella 9), per ogni bacino di interesse, si riepilogano i valori dei parametri CN, S, P, P_n, P_e e C per le tre classi di saturazione del suolo (minima, media e massima) di categoria AMC (Antecedent Moisture Condition – condizioni iniziali di saturazione che tiene conto della pioggia nei 5 gg. precedenti).

Tabella 9 Parametri idrologici dei suoli

Bacino idrografico	Condizione suolo	Tipologia area	Tipo idrologico suolo	CN	S	IA = 0.2*S	P = h(t _c) (mm)	P _n = P-IA (mm)	P _e (mm)	C = P _e /P
Bacino 1	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	44,67	314,57	62,91	80,21	17,30	0,901	0,011
Bacino 1	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	65,00	136,77	27,35	80,21	52,86	14,733	0,184
Bacino 1	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	81,20	58,81	11,76	80,21	68,45	36,816	0,459
Bacino 1	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	40,48	373,50	74,70	80,21	5,51	0,080	0,001
Bacino 1	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	61,00	162,39	32,48	80,21	47,73	10,843	0,135
Bacino 1	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	78,44	69,83	13,97	80,21	66,24	32,249	0,402
Bacino 2	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	44,67	314,57	62,91	96,66	33,75	3,269	0,034

Bacino idrografico	Condizione suolo	Tipologia area	Tipo idrologico suolo	CN	S	IA = 0.2*S	P = h(tc) (mm)	Pn = P-IA (mm)	Pe (mm)	C = Pe/P
Bacino 2	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	65,00	136,77	27,35	96,66	69,31	23,309	0,241
Bacino 2	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	81,20	58,81	11,76	96,66	84,90	50,155	0,519
Bacino 2	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	34,70	477,98	95,60	96,66	1,06	0,002	0,000
Bacino 2	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	55,00	207,82	41,56	96,66	55,10	11,546	0,119
Bacino 2	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	73,97	89,36	17,87	96,66	78,79	36,917	0,382
Bacino 3	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	44,67	314,57	62,91	74,23	11,32	0,393	0,005
Bacino 3	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	65,00	136,77	27,35	74,23	46,88	11,965	0,161
Bacino 3	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	81,20	58,81	11,76	74,23	62,47	32,176	0,433
Bacino 3	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	40,48	373,50	74,70	74,23	0,00	0,000	0,000
Bacino 3	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	61,00	162,39	32,48	74,23	41,75	8,539	0,115
Bacino 3	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	78,44	69,83	13,97	74,23	60,26	27,917	0,376
Bacino 4	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	71,13	103,09	20,62	58,84	38,22	10,338	0,176
Bacino 4	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	85,00	44,82	8,96	58,84	49,88	26,268	0,446
Bacino 4	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	92,95	19,27	3,85	58,84	54,99	40,714	0,692
Bacino 4	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	51,56	238,62	47,72	58,84	11,12	0,495	0,008
Bacino 4	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	71,00	103,75	20,75	58,84	38,09	10,229	0,174
Bacino 4	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	85,06	44,61	8,92	58,84	49,92	26,360	0,448
Bacino 5	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	44,67	314,57	62,91	49,16	0,00	0,000	0,000
Bacino 5	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	65,00	136,77	27,35	49,16	21,81	2,999	0,061
Bacino 5	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	81,20	58,81	11,76	49,16	37,40	14,537	0,296
Bacino 5	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	51,56	238,62	47,72	49,16	1,44	0,009	0,000
Bacino 5	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	71,00	103,75	20,75	49,16	28,41	6,108	0,124

Bacino idrografico	Condizione suolo	Tipologia area	Tipo idrologico suolo	CN	S	IA = 0.2*S	P = h(tc) (mm)	Pn = P-IA (mm)	Pe (mm)	C = Pe/P
Bacino 5	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	85,06	44,61	8,92	49,16	40,24	19,082	0,388
Bacino 6	Saturazione Minima CN(I)	Edificata (2%)	B	44,67	314,57	62,91	84,73	21,82	1,415	0,017
Bacino 6	Saturazione Media CN(II)	Edificata (2%)	B	65,00	136,77	27,35	84,73	57,38	16,956	0,200
Bacino 6	Saturazione Massima CN(III)	Edificata (2%)	B	81,20	58,81	11,76	84,73	72,97	40,403	0,477
Bacino 6	Saturazione Minima CN(I)	Non Edificata (98%)	B	34,70	477,98	95,60	84,73	0,00	0,000	0,000
Bacino 6	Saturazione Media CN(II)	Non Edificata (98%)	B	55,00	207,82	41,56	84,73	43,17	7,424	0,088
Bacino 6	Saturazione Massima CN(III)	Non Edificata (98%)	B	73,97	89,36	17,87	84,73	66,86	28,613	0,338

Con i coefficienti di deflusso risultanti per le condizioni di suolo con saturazione massima, verrà effettuata una media ponderata in relazione alle percentuali di aree edificate e non, così da ottenere il coefficiente di deflusso ponderato per ogni bacino di interesse.

Noti pertanto i valori dei coefficienti di deflusso ponderati, le altezze di pioggia massima in funzione del tempo di corrivazione e le aree di ogni bacino, si determina la portata di piena con tempo di ritorno pari a 300 anni (Tabella 10), da assumere per la modellazione idraulica dei torrenti.

Tabella 10 Caratteristiche idrauliche con tempo di ritorno pari a 300 anni

Bacino idrografico	Comune (Sez. Chiusura)	Stazione di osservazione	a	n	t _{c-medio} (ore)	h(tc) (mm)	C pond.	A (km ²)	Q _{piena} (m ³ /s)
Bacino 1	Mascali	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,40	80,21	0,403	0,49	11,08
Bacino 2	Mascali	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,60	96,66	0,385	1,16	19,98
Bacino 3	Mascali	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,33	74,23	0,377	0,31	7,20
Bacino 4	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,20	58,84	0,453	0,49	18,08
Bacino 5	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,13	49,16	0,386	0,05	1,95
Bacino 6	Sant'Alfio	Piedimento Etneo	121,90	0,453	0,45	84,73	0,340	0,66	11,79

1.4 Calcolo tiranti idraulici corsi d'acqua

Per ogni bacino e asta torrentizia, si è proceduto alla modellazione idraulica dei corsi d'acqua segnalati dal Catasto del Territorio tramite il programma di modellazione idraulica Hec – Ras, sviluppata dalla United States Army Corps of Engineers.

HEC-RAS è basata sulle seguenti ipotesi semplificative:

- moto monodimensionale;
- moto gradualmente variato;
- distribuzione idrostatica delle pressioni in ciascuna sezione (linee di corrente rettilinee e parallele);
- alvei a debole pendenza;
- perdite di carico continue mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;
- sponde e fondo delle sezioni fisse non soggette a erosione.

Note le portate di progetto per i tempi di ritorno di 200 e 300 anni, e definite con l'ausilio delle curve di livello le sezioni di studio di monte (rispetto la sezione di interesse di chiusura), chiusura (o sezione di interesse) e valle (rispetto la sezione di interesse di chiusura), si sono determinati i tiranti idraulici presenti in ogni sezione prescelta.

Per lo studio idraulico con tempi di ritorno di 200 anni, le sezioni a monte della sezione di chiusura sono state scelte più o meno uniformemente per tutta la lunghezza dell'asta, mentre l'unica sezione a valle è stata scelta entro i 100 metri dalla sezione di chiusura.

Lo studio idraulico con tempi di ritorno di 300 anni è stato invece condotto con più dettaglio, scegliendo tre sezioni a monte e due a valle della sezione di chiusura. La prima sezione a monte e l'ultima a valle della sezione di chiusura sono state fissate a 100 metri di distanza da quest'ultima, mentre le restanti (due a monte e una a valle), sono state interposte nel mezzo (si vedano allegati alla presente relazione).

Così facendo si è proceduto a studiare solo il tratto dell'asta idraulica (complessivamente 200 metri circa), a ridosso della sezione di chiusura.

Si è assunta l'ipotesi di moto più gravosa, comunque ragionevole date le modeste pendenze e lo stato di fatto dei luoghi, che coincide con quella di corrente lenta o subcritica, con la quale sono state massimizzate le altezze dei tiranti idrici.

La corrente lenta si dice idraulicamente governata da valle, nel senso che una qualsiasi causa perturbatrice alla stessa, può far sentire gli effetti sulla corrente a monte. Per tale ipotesi la condizione a contorno significativa è quella di valle, e nella simulazione, è stata inserita la condizione corrispondente alla pendenza del terreno stimata.

Si riportano di seguito le tabelle (da Figura 6 a Figura 17) con tutti i valori risultanti per ogni sezione dei torrenti, al fine di poter verificare la compatibilità idraulica. Come valori di input iniziale, oltre le progressive delle sezioni d'alveo, si sono inserite le portate determinate precedentemente per tempi di ritorno di 200 e 300 anni.

Figura 6 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento1	4	PF 1	7.72	1040.00	1040.68	1040.68	1040.94	0.016034	2.27	3.40	6.55	1.01
attraversamento1	3	PF 1	7.72	956.00	956.50	956.50	956.72	0.016571	2.07	3.72	8.56	1.00
attraversamento1	2	PF 1	7.72	932.00	932.62	932.62	932.89	0.016343	2.30	3.36	6.33	1.01
attraversamento1	1	PF 1	7.72	929.00	929.67	929.67	929.91	0.016211	2.16	3.58	7.64	1.01

Figura 7 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento1	5	PF 1	11.08	938.00	938.92	938.92	939.20	0.015436	2.33	4.76	8.74	1.01
attraversamento1	4	PF 1	11.08	935.00	935.82	935.82	936.10	0.015488	2.35	4.71	8.49	1.01
attraversamento1	3	PF 1	11.08	934.00	934.38	934.38	934.57	0.016425	1.94	5.87	16.23	1.00
attraversamento1	2	PF 1	11.08	932.00	932.67	932.67	932.97	0.013080	2.50	4.79	8.40	0.98
attraversamento1	1	PF 1	11.08	929.00	929.68	929.68	929.93	0.015774	2.19	5.05	10.40	1.01
attraversamento1	0	PF 1	11.08	926.00	926.85	926.85	927.12	0.015347	2.28	4.85	9.12	1.00

Figura 8 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 2

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento2	5	PF 1	13.39	1183.00	1183.83	1183.83	1184.17	0.015002	2.57	5.22	7.89	1.01
attraversamento2	4	PF 1	13.39	960.00	960.96	960.96	961.32	0.014986	2.68	5.01	6.98	1.01
attraversamento2	3	PF 1	13.39	912.00	912.62	912.62	912.86	0.015576	2.18	6.16	12.77	1.00
attraversamento2	2	PF 1	13.39	855.00	855.64	855.64	855.88	0.015932	2.14	6.24	13.48	1.01
attraversamento2	1	PF 1	13.39	850.00	850.60	850.60	850.80	0.016577	2.01	6.66	16.37	1.01

Figura 9 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 2

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento2	5	PF 1	19.98	864.00	864.82	864.82	865.12	0.014772	2.45	8.15	13.52	1.01
attraversamento2	4	PF 1	19.98	860.00	860.67	860.67	860.94	0.015229	2.30	8.68	16.31	1.01
attraversamento2	3	PF 1	19.98	856.00	856.62	856.62	856.91	0.013571	2.42	8.62	15.36	0.98
attraversamento2	2	PF 1	19.98	855.00	855.72	855.72	856.00	0.015058	2.35	8.50	15.34	1.01
attraversamento2	1	PF 1	19.98	850.00	850.76	850.76	851.01	0.015749	2.19	9.13	19.06	1.01
attraversamento2	0	PF 1	19.98	847.00	847.59	847.59	847.84	0.015336	2.19	9.14	18.70	1.00

Figura 10 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 3

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento3	4	PF 1	5.47	980.00	980.53	980.53	980.73	0.017170	1.99	2.75	6.92	1.01
attraversamento3	3	PF 1	5.47	928.00	928.42	928.42	928.57	0.018066	1.75	3.13	10.16	1.00
attraversamento3	2	PF 1	5.47	870.00	870.42	870.42	870.59	0.017838	1.81	3.02	9.15	1.01
attraversamento3	1	PF 1	5.47	850.00	850.41	850.41	850.57	0.018071	1.79	3.06	9.56	1.01

Figura 11 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 3

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento3	5	PF 1	7.20	880.00	880.79	880.79	881.04	0.016371	2.23	3.23	6.52	1.01
attraversamento3	4	PF 1	7.20	874.00	874.83	874.83	875.10	0.016324	2.30	3.13	5.94	1.01
attraversamento3	3	PF 1	7.20	873.00	873.36	873.36	873.50	0.018585	1.70	4.24	14.70	1.01
attraversamento3	2	PF 1	7.20	870.00	870.46	870.46	870.64	0.017324	1.89	3.82	10.65	1.01
attraversamento3	1	PF 1	7.20	862.00	862.41	862.41	862.57	0.018407	1.73	4.15	13.83	1.01
attraversamento3	0	PF 1	7.20	856.00	856.16	856.16	856.24	0.022375	1.25	5.76	36.36	1.00

Figura 12 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 4

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento4	4	PF 1	13.75	949.00	949.77	949.77	950.01	0.015799	2.20	6.26	12.98	1.01
attraversamento4	3	PF 1	13.75	897.00	897.47	897.47	897.65	0.013957	2.04	7.67	21.66	0.95
attraversamento4	2	PF 1	13.75	869.00	869.72	869.72	869.95	0.015746	2.13	6.46	13.98	1.00
attraversamento4	1	PF 1	13.75	858.00	858.75	858.75	859.00	0.015550	2.25	6.11	12.03	1.01

Figura 13 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 4

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento4	5	PF 1	18.08	884.00	884.71	884.71	884.92	0.012476	2.53	9.61	22.98	0.96
attraversamento4	4	PF 1	18.08	879.00	879.61	879.61	879.85	0.012772	2.33	8.74	18.52	0.95
attraversamento4	3	PF 1	18.08	873.00	873.40	873.40	873.59	0.016088	1.96	9.62	26.83	0.99
attraversamento4	2	PF 1	18.08	869.00	869.74	869.74	870.01	0.015017	2.29	7.89	14.77	1.00
attraversamento4	1	PF 1	18.08	865.00	865.50	865.50	865.73	0.015992	2.12	8.52	18.80	1.01
attraversamento4	0	PF 1	18.08	858.00	858.72	858.72	858.96	0.011879	2.50	8.84	18.30	0.94

Figura 14 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 5

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversament5	4	PF 1	1.79	910.00	910.14	910.14	910.20	0.021522	1.14	1.68	13.95	0.97
attraversament5	3	PF 1	1.79	889.00	889.12	889.12	889.17	0.023929	1.06	1.71	15.17	0.99
attraversament5	2	PF 1	1.79	878.70	879.05	879.05	879.15	0.021460	1.41	1.28	6.73	1.02
attraversament5	1	PF 1	1.79	841.00	841.16	841.16	841.23	0.023519	1.19	1.51	10.69	1.01

Figura 15 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 5

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversament5	5	PF 1	1.95	885.50	885.74	885.74	885.80	0.025299	1.11	1.76	14.65	1.02
attraversament5	4	PF 1	1.95	883.50	883.59	883.59	883.63	0.027202	0.92	2.20	28.05	1.00
attraversament5	3	PF 1	1.95	880.90	881.09	881.09	881.15	0.022910	1.14	1.75	13.93	0.99
attraversament5	2	PF 1	1.95	878.70	879.06	879.06	879.16	0.021184	1.42	1.37	6.80	1.01
attraversament5	1	PF 1	1.95	869.00	869.14	869.14	869.20	0.022344	1.14	1.79	14.50	0.98
attraversament5	0	PF 1	1.95	859.00	859.09	859.09	859.14	0.026590	0.94	2.10	23.85	1.00

Figura 16 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 200 anni - Torrente 6

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento6	4	PF 1	9.60	930.00	930.71	930.71	930.93	0.016309	2.08	4.61	10.57	1.01
attraversamento6	3	PF 1	9.60	873.00	873.64	873.64	873.90	0.015865	2.26	4.25	8.27	1.01
attraversamento6	2	PF 1	9.60	859.00	859.82	859.38	859.86	0.001286	0.82	11.73	16.05	0.31
attraversamento6	1	PF 1	9.60	859.00	859.51	859.51	859.72	0.013943	2.15	4.89	11.81	0.96

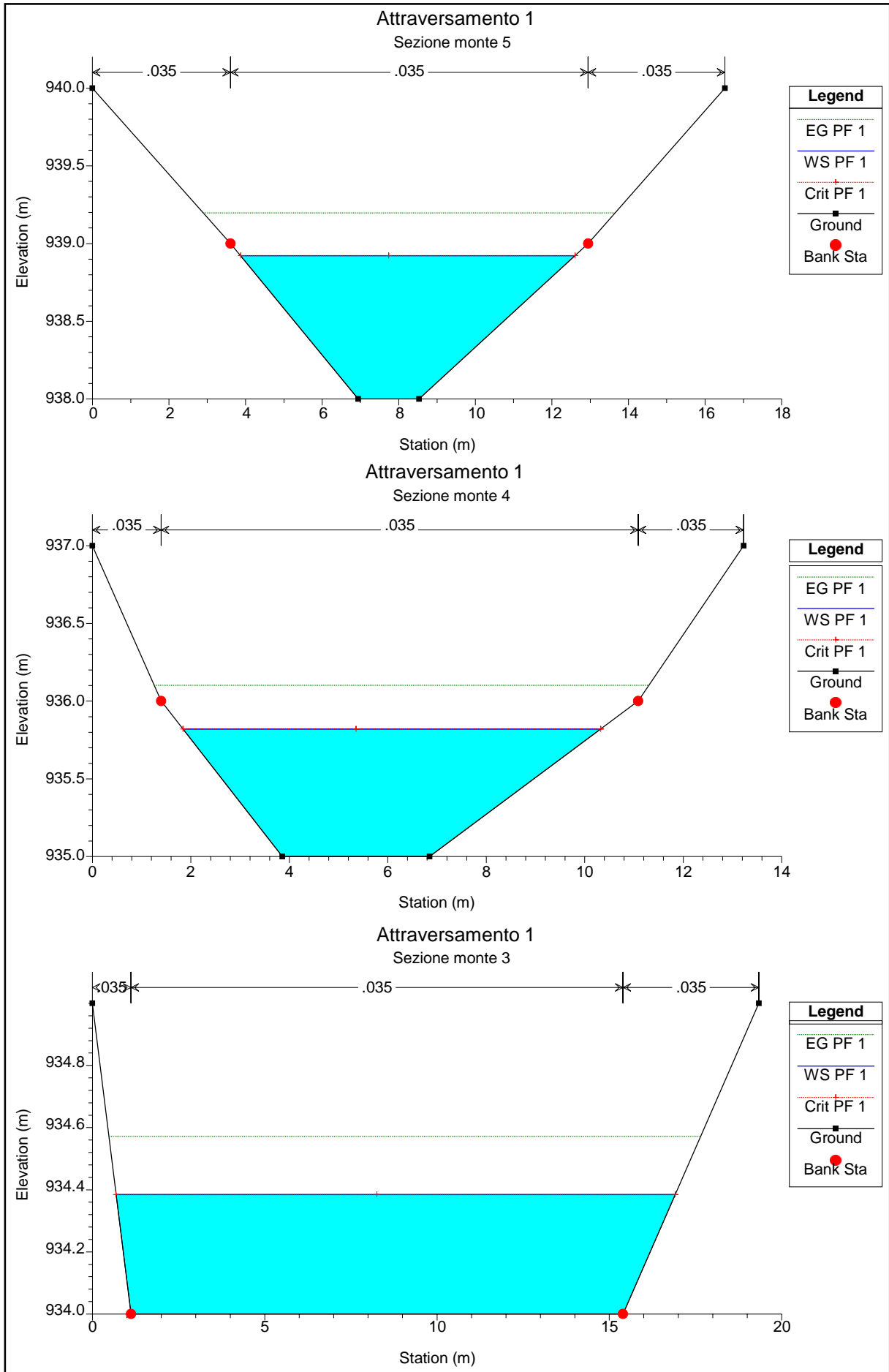
Figura 17 Risultati analisi monodimensionale con portata per tempo di ritorno di 300 anni - Torrente 6

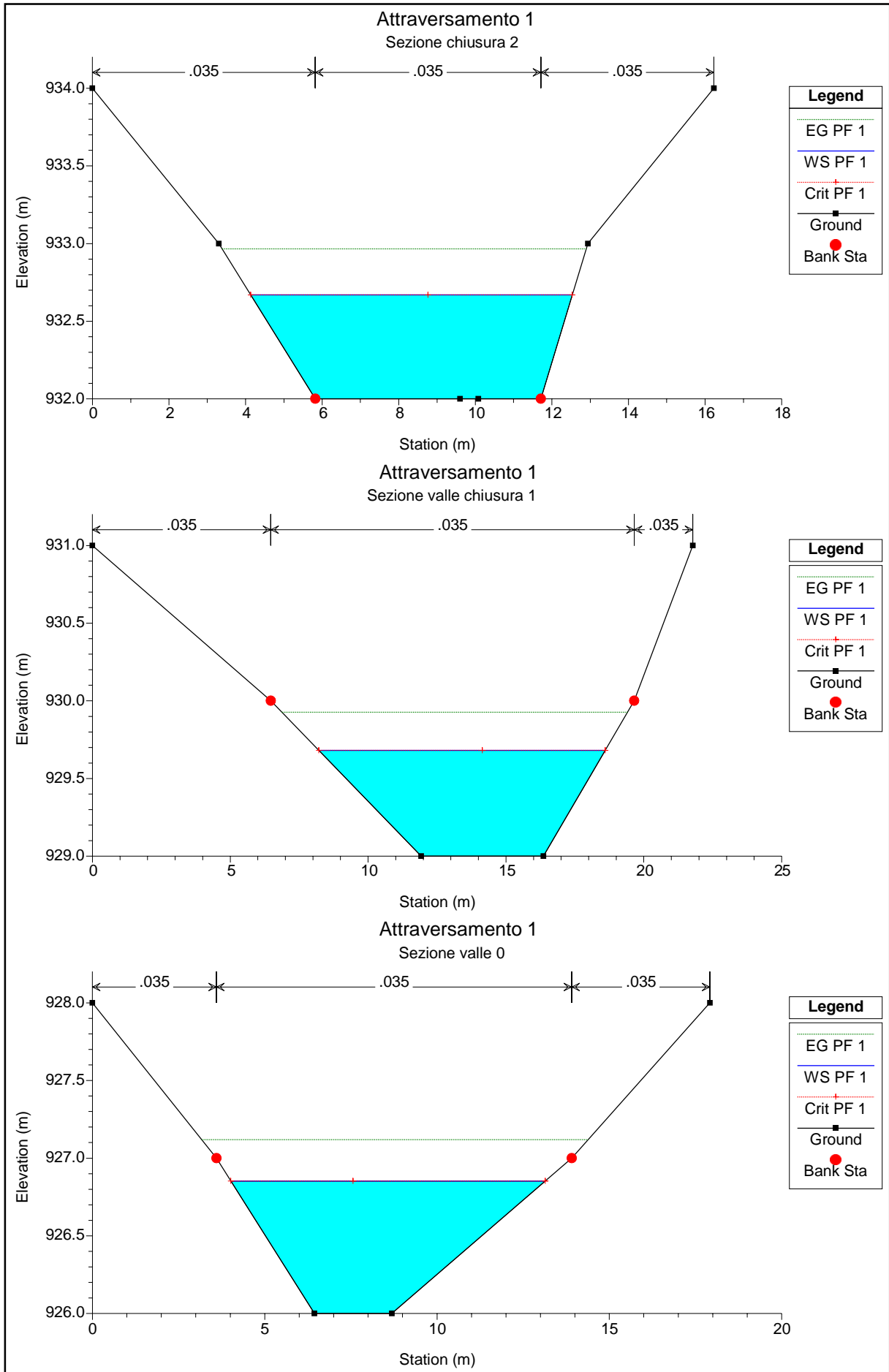
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
attraversamento6	5	PF 1	11.79	870.00	870.93	870.93	871.25	0.014751	2.52	4.68	7.10	0.99
attraversamento6	4	PF 1	11.79	868.00	868.47	868.47	868.68	0.016250	2.03	5.81	13.80	1.00
attraversamento6	3	PF 1	11.79	862.00	862.47	862.47	862.66	0.016327	1.94	6.07	15.52	0.99
attraversamento6	2	PF 1	11.79	859.00	859.90	859.44	859.94	0.001470	0.92	12.75	16.03	0.33
attraversamentob	1	PF 1	11.79	859.00	859.57	859.57	859.79	0.015647	2.10	5.62	12.38	0.99
attraversamento6	0	PF 1	11.79	854.00	854.77	854.77	855.03	0.015028	2.26	5.21	9.84	0.99

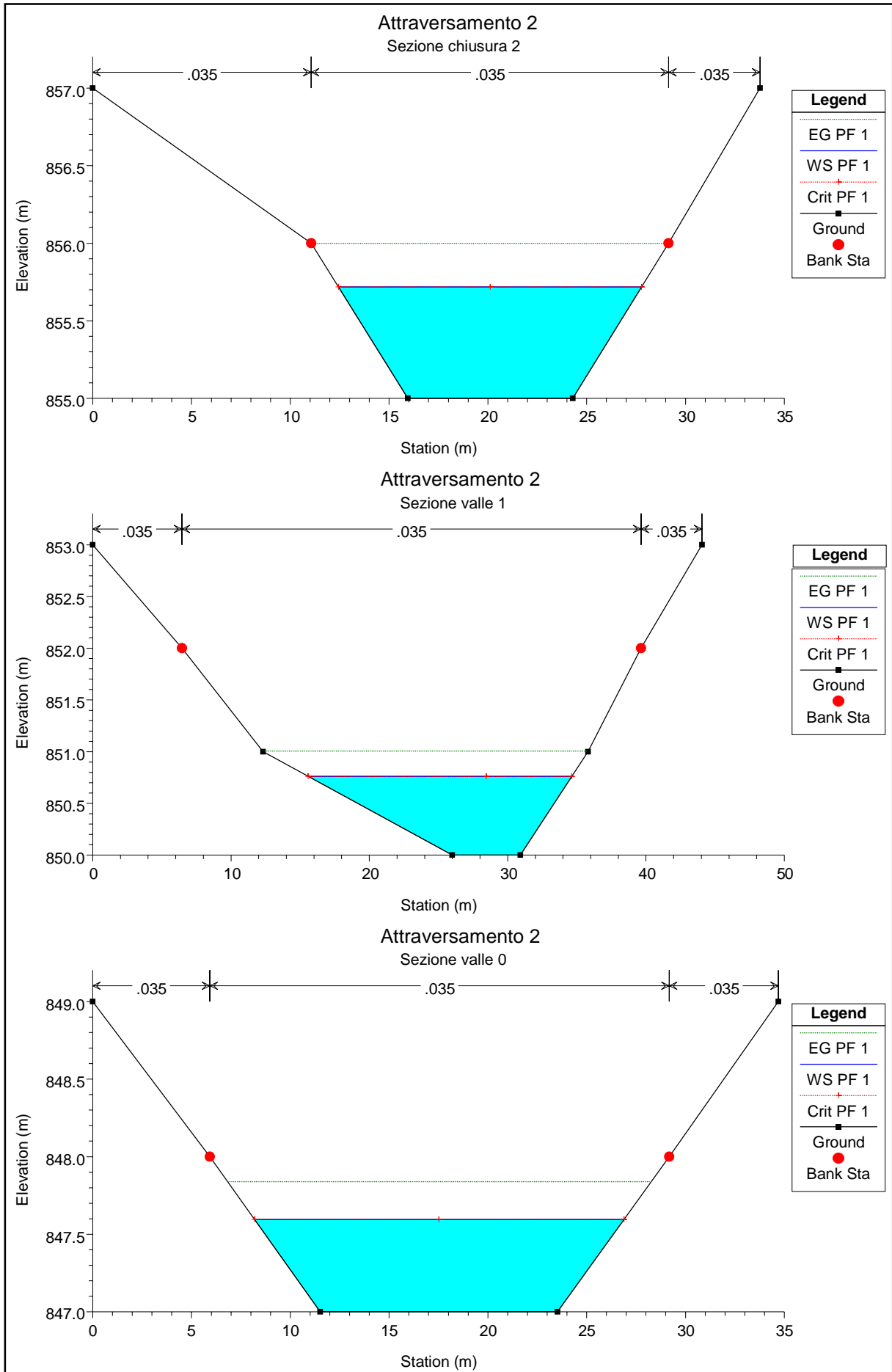
Per la verifica di compatibilità idraulica, si utilizzeranno i risultati derivanti dalle intensità di pioggia con tempo di ritorno di 300 anni, che risultano essere comprensibilmente più gravosi.

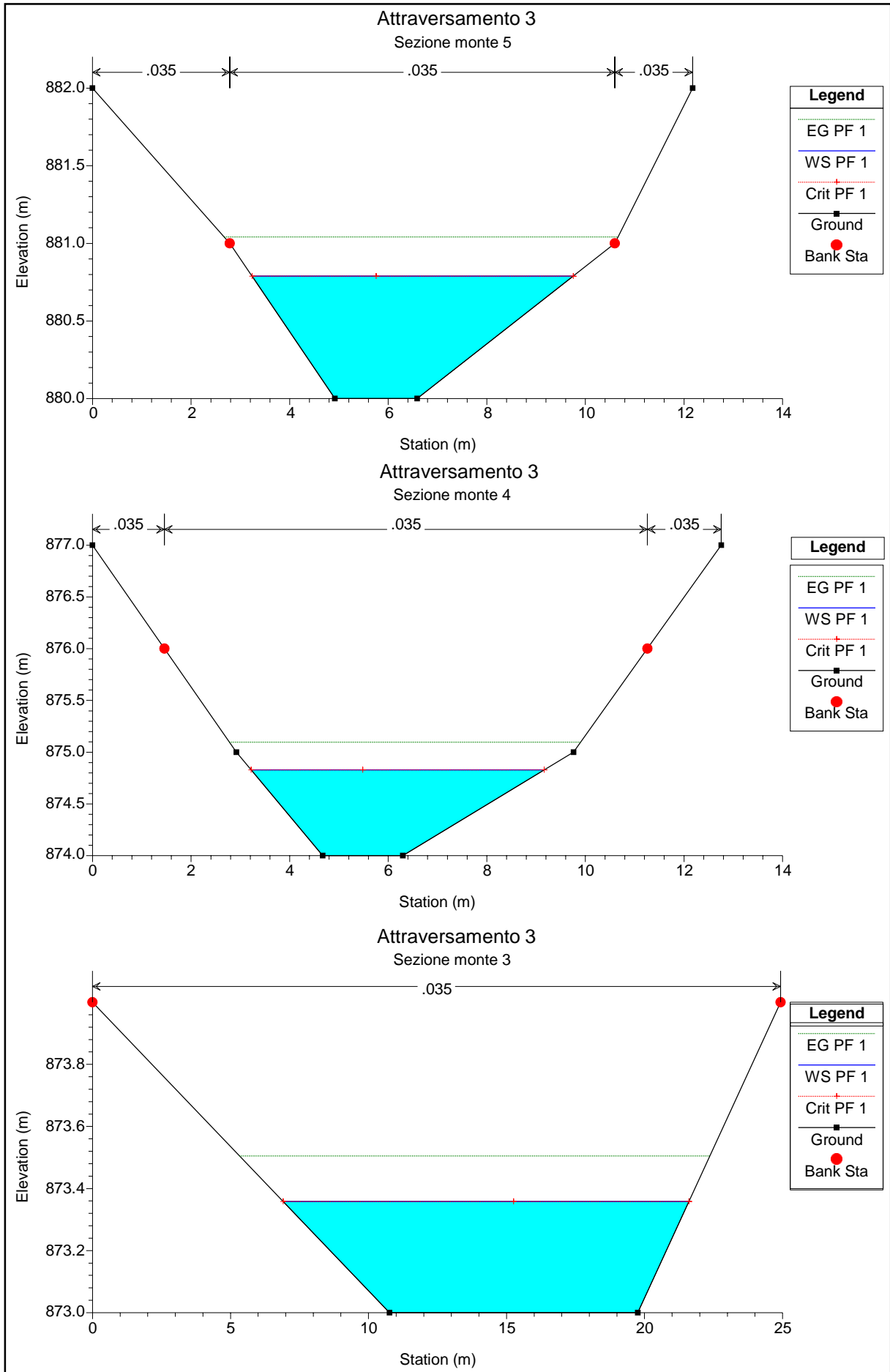
Si riportano di seguito (Figura 18) le sezioni d'alveo con i tiranti idraulici risultanti dallo studio idraulico eseguito per portate con tempo di ritorno di 300 anni.

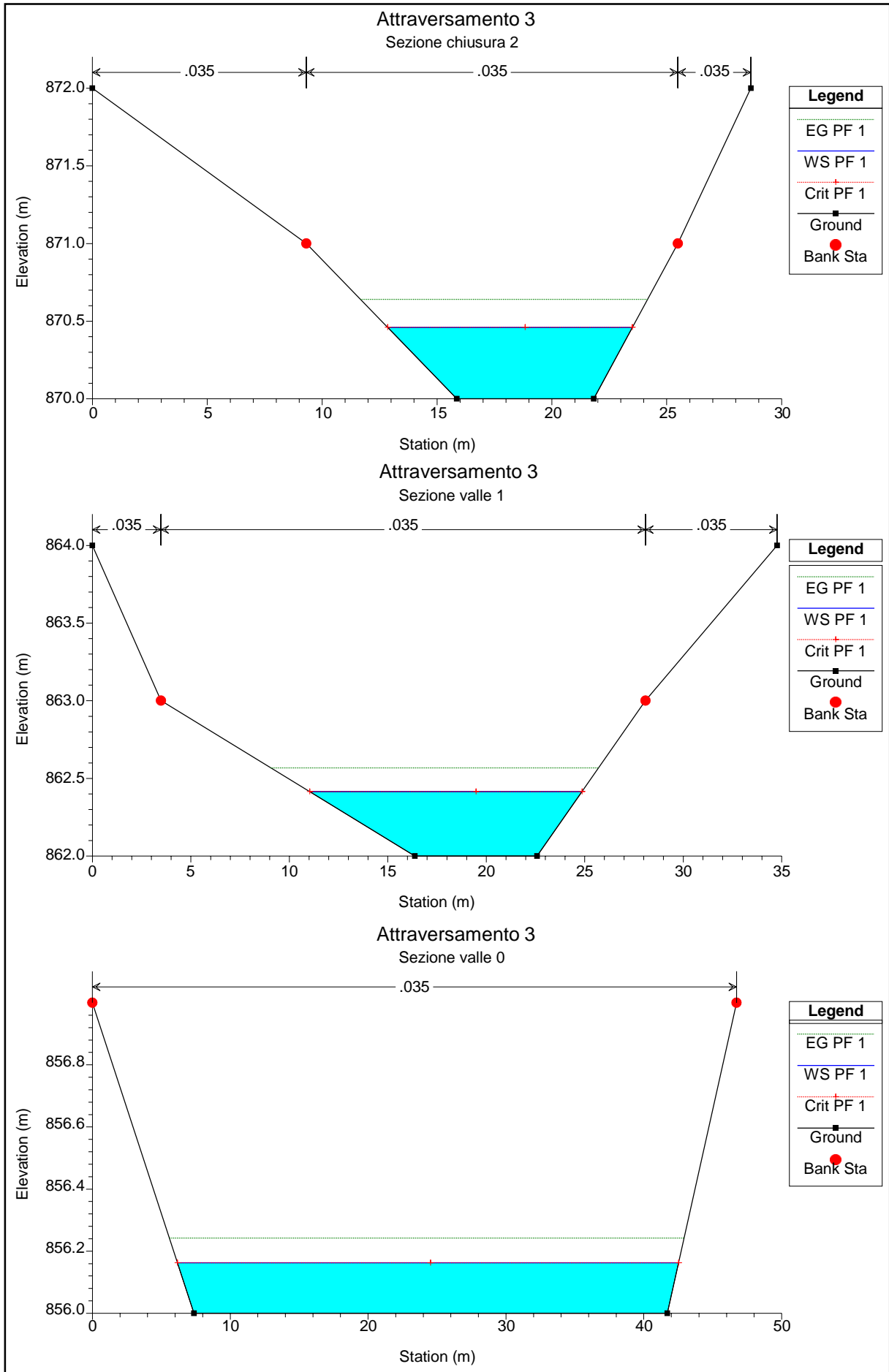
Figura 18 Sezioni d'alveo e tiranti idraulici risultanti per ogni attraversamento

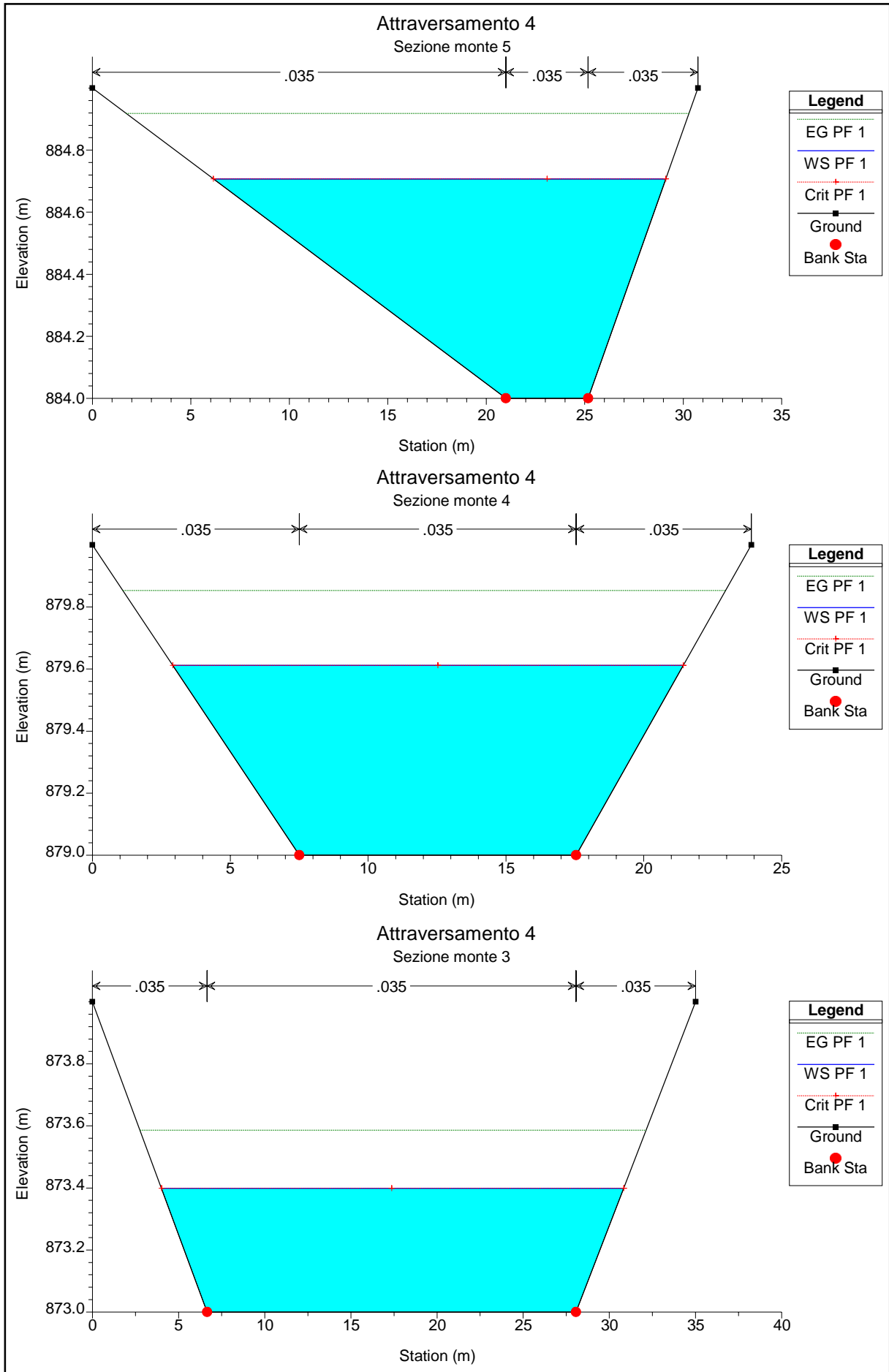


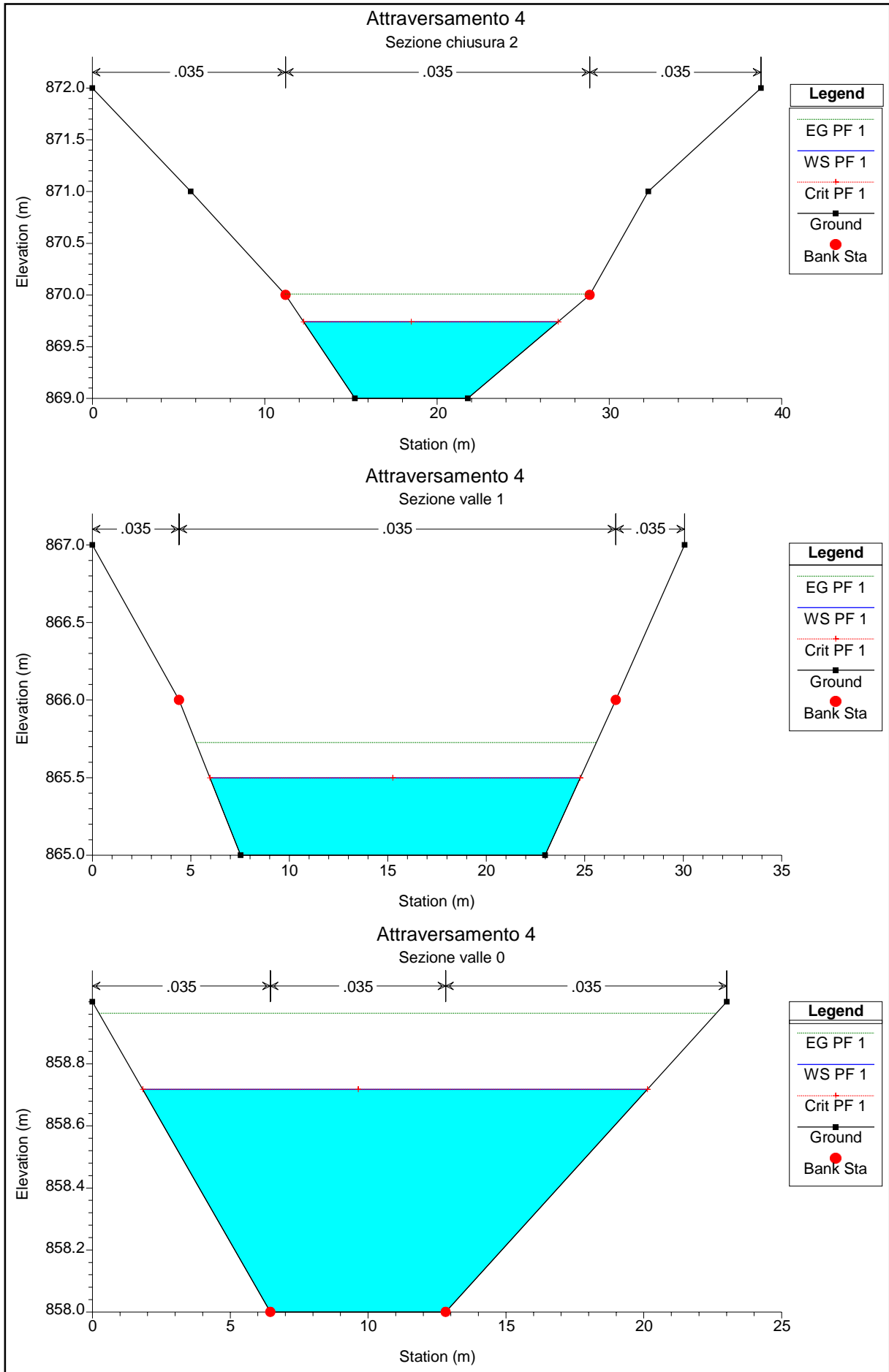


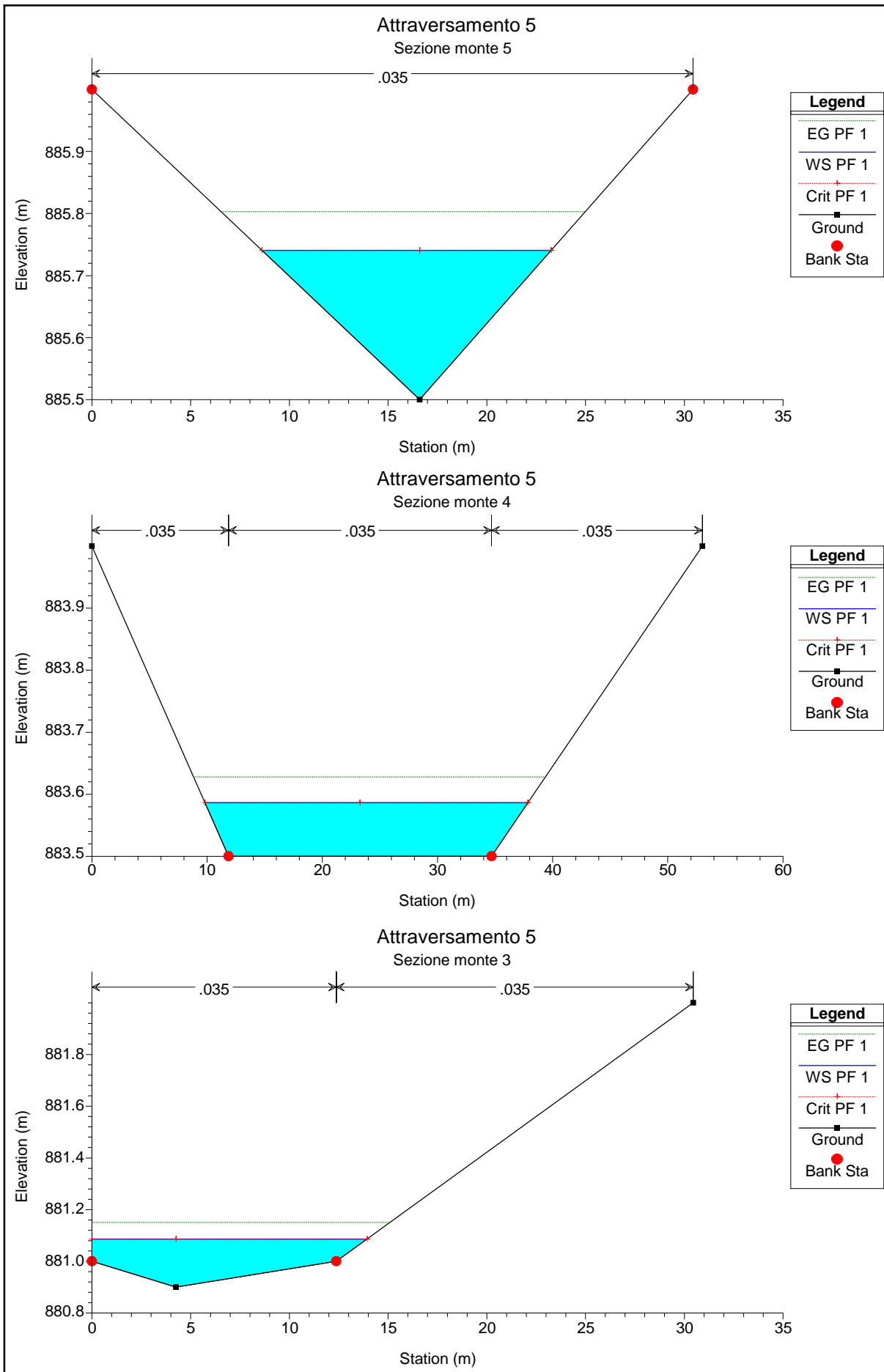


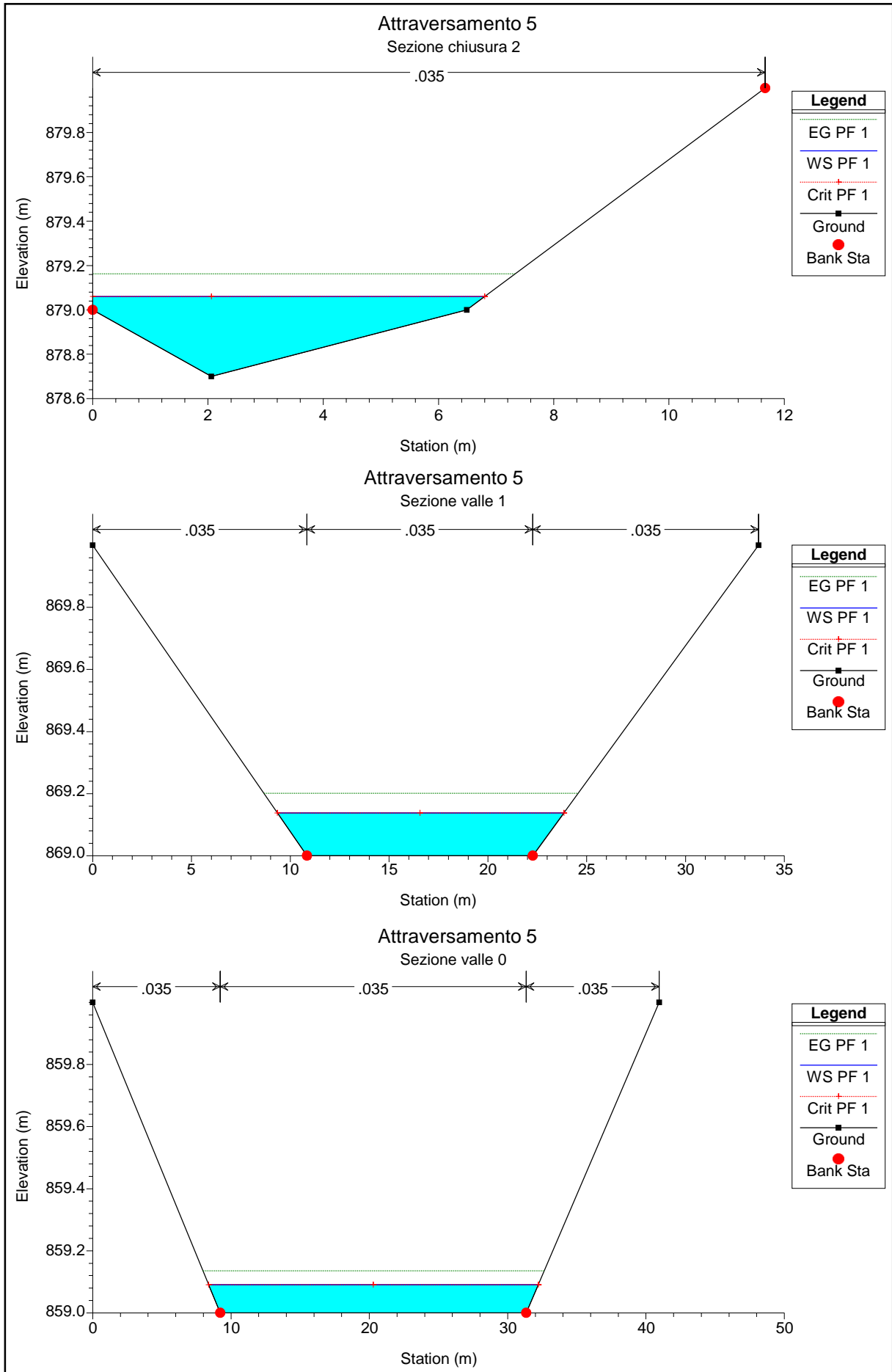


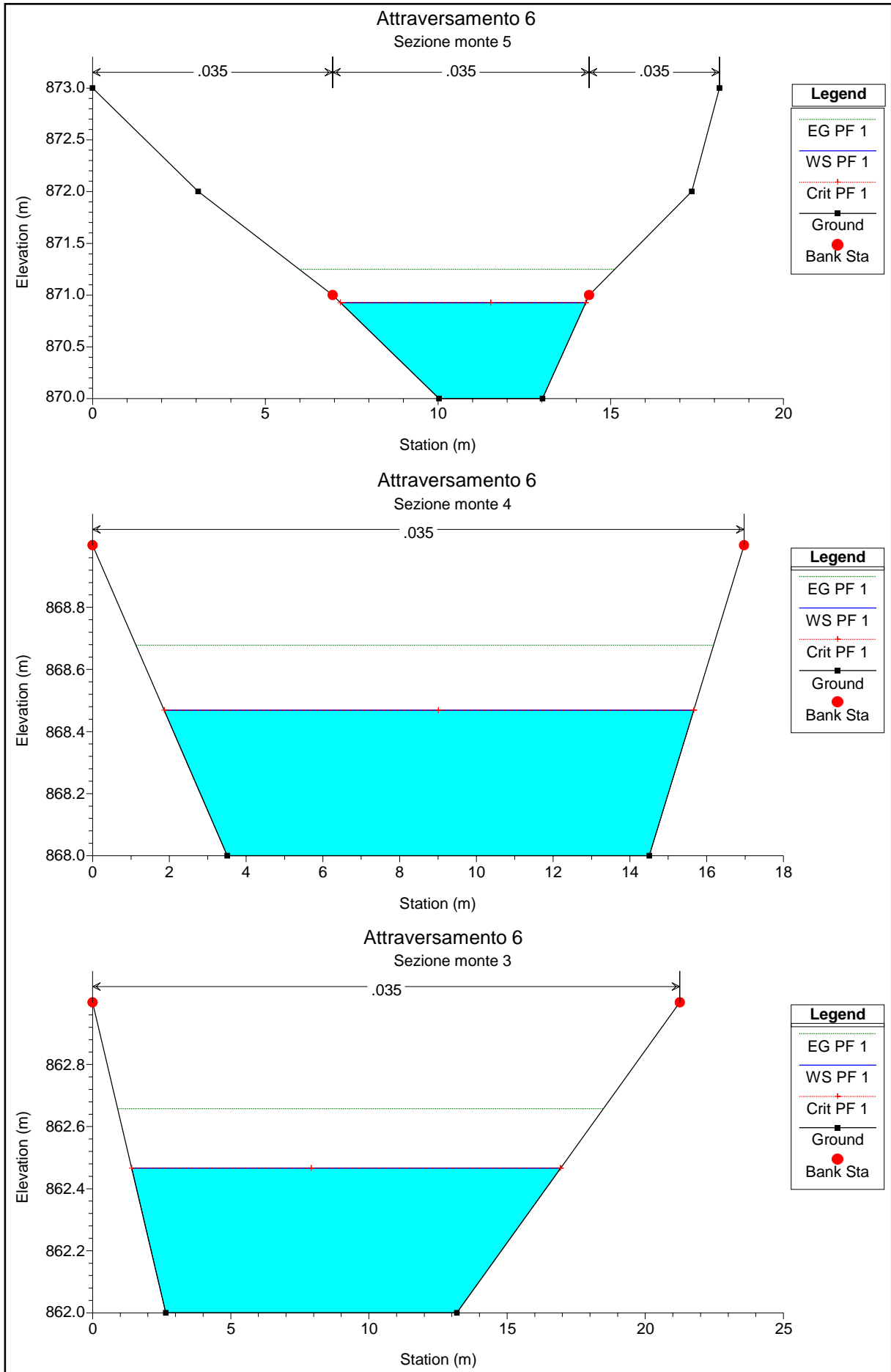


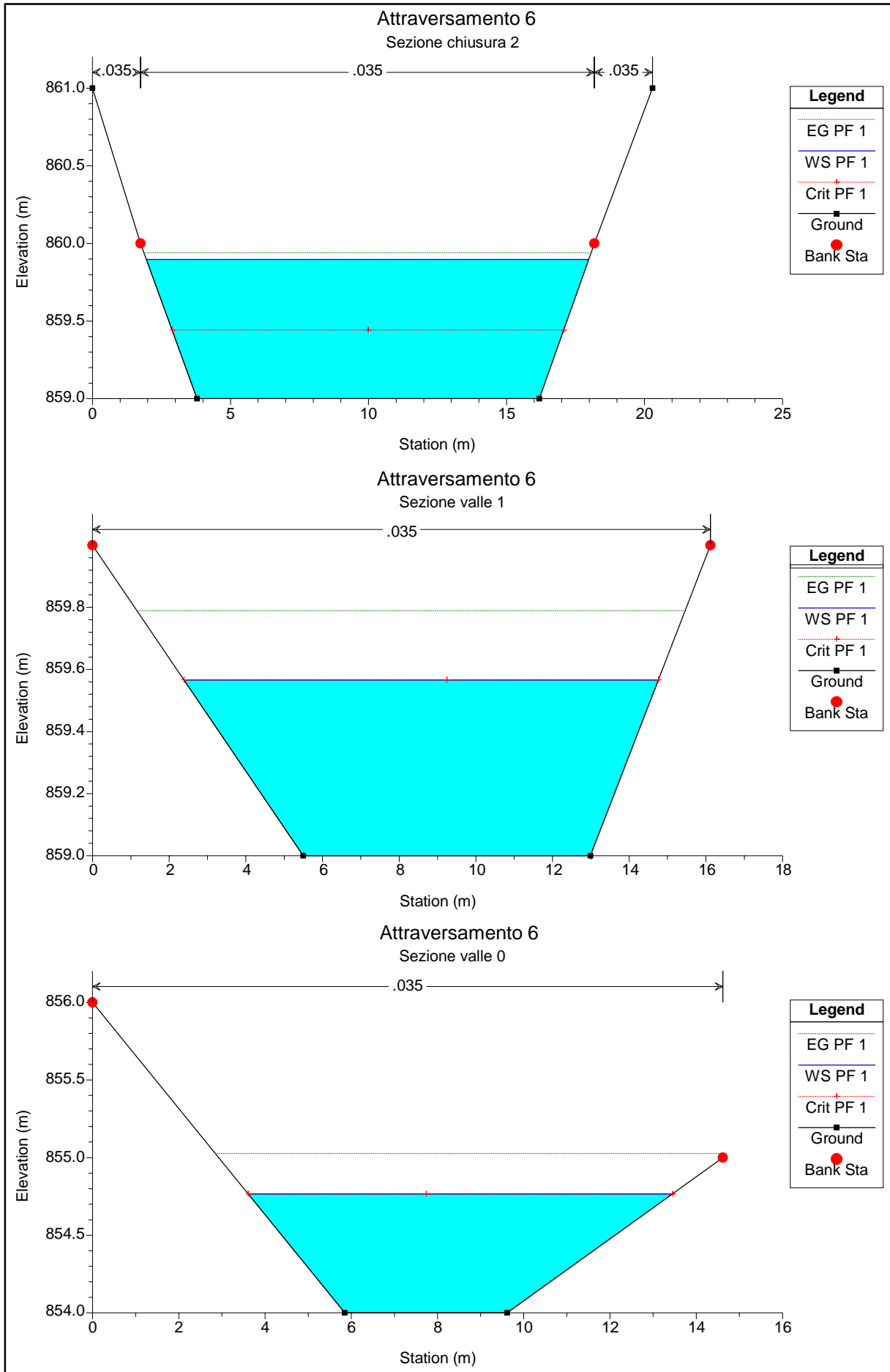












2. VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

2.1 Attraversamento 1

Il primo attraversamento della condotta avviene direttamente in alveo. Allo stato di fatto non è presente alcun manufatto idraulico, e non vi sono interferenze con strutture esistenti. Lo studio di compatibilità idraulica è stato ricondotto essenzialmente alla stima della profondità minima di posa della tubazione, affinché sia garantita la sicurezza nei riguardi degli effetti erosivi che potrebbero verificarsi sul fondo dell'alveo. In considerazione delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e idrauliche del territorio, è stata determinata la soluzione di progetto più idonea per la collocazione della tubazione in sub-alveo alla profondità di 1,80 m tra quota fondo alveo ed estradosso tubazione stessa al fine di escludere ogni interferenza con eventuali fenomeni erosivi correlati ai massimi eventi di portata. La profondità di posa della tubazione e i potenziali effetti della massima portata al colmo, determinati in base alle modellazioni numeriche, risultano confermare la compatibilità dell'opera per cui l'intervento non apporterà ostacolo e non interverrà in alcun modo sulle portate naturalmente fluenti. La condotta verrà posata, mediante scavi di trincea a cielo aperto opportunamente armati, e sarà altresì realizzato un sistema di protezione della condotta con gabbioni in rete metallica (larghezza 1,00 m e profondità non inferiore a 2,50 m dal piano campagna), riempiti con pietrame. Si rimanda all'allegato alla presente relazione, riguardante la determinazione analitica della profondità della condotta per l'attraversamento n.1 in sub alveo.

2.2 Attraversamento 2

Il secondo attraversamento della condotta avviene lungo un ponte con altezza libera massima e larghezza libera massima rispettivamente di circa 3,00 m e 5,92 m.

Nota la portata del torrente, che per un tempo di ritorno di 300 anni risulta è pari a 19,98 m³/s e ricostruendo l'alveo con l'ausilio delle curve di livello, si ottiene in condizione di corrente subcritica, l'altezza del tirante idraulico nella sezione di interesse (si veda precedente Figura 7) pari a 0,76 m, (data dalla differenza tra la quota del pelo libero dell'acqua "Water Surface Elevation" e quella di fondo alveo "Min. Channel. Elevation").

$$h_{ponte} = 3,00 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} = 0,76 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} + \text{franco di sicurezza (1,5 m)} < h_{ponte}$$

La h_{ponte} è calcolata dal fondo alveo fino all'intradosso del ponte stesso. La tubazione correrà lungo il prospetto di valle, al di sopra dell'estradosso del ponte senza ridurre l'altezza libera.

La verifica pertanto risulta immediatamente soddisfatta, sia per la struttura del ponte stesso, che per la tubazione in progetto.

2.3 Attraversamento 3

Il terzo attraversamento della condotta avviene lungo un ponte con altezza libera massima e larghezza libera massima rispettivamente di circa 2,85 m e 7,05 m.

Nota la portata del torrente, che per un tempo di ritorno di 300 anni è pari a 7,20 m³/s e ricostruendo l'alveo con l'ausilio delle curve di livello, si ottiene in condizione di corrente subcritica, l'altezza del tirante idraulico nella sezione di interesse (si veda precedente Figura 9), pari a 0,46 m.

$$h_{ponte} = 2,85 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} = 0,46 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} + \text{franco di sicurezza (1,5 m)} < h_{ponte}$$

La h_{ponte} è calcolata dal fondo alveo fino all'intradosso del ponte stesso. La tubazione correrà lungo il prospetto di monte, al di sopra dell'estradosso del ponte senza ridurne l'altezza libera.

La verifica pertanto risulta immediatamente soddisfatta, sia per la struttura del ponte stesso, che per la tubazione in progetto.

2.4 Attraversamento 4

Il quarto attraversamento della condotta avviene lungo un ponte con altezza libera massima e larghezza libera massima rispettivamente di circa 3,30 m e 3,90 m.

Nota la portata del torrente, che per un tempo di ritorno di 300 anni, è pari a 18,08 m³/s e ricostruendo l'alveo con l'ausilio delle curve di livello, si ottiene in condizione di corrente subcritica, l'altezza del tirante idraulico nella sezione di interesse (si veda precedente Figura 11), pari a 0,74 m.

$$h_{ponte} = 3,30 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} = 0,74 \text{ m}$$

$$h_{tir.idr.} + \text{franco di sicurezza (1,5 m)} < h_{ponte}$$

La h_{ponte} è calcolata dal fondo alveo fino all'intradosso del ponte stesso. La tubazione correrà lungo il prospetto di monte, al di sopra dell'estradosso del ponte senza ridurne l'altezza libera.

La verifica pertanto risulta immediatamente soddisfatta, sia per la struttura del ponte stesso, che per la tubazione in progetto.

2.5 Attraversamenti 5 e 6

Gli attraversamenti 5 e 6 della condotta sono interrati, e nella parte sottostante vi sono delle tubazioni Armco di diametro circa 1,95 m, adagiate sul terreno naturale al di sotto del livello stradale.

Le tubazioni sono annegate in una struttura di calcestruzzo che funge da protezione per le stesse.

Note le portate dei due torrenti di interesse per un tempo di ritorno di 300 anni, pari rispettivamente a 1,95 m³/s e 11,79 m³/s e ricostruendo tramite le curve di livello gli alvei, nei quali per una porzione sono state adagiate le tubazioni, si ottengono in condizione di corrente subcritica, le altezze dei tiranti idraulici nelle sezioni di chiusura pari a 0,36 m per il torrente 5, e 0,90 m per il torrente 6 (Figura 15 e Figura 17).

I torrenti vengono tuttavia intubati all'interno delle tubazioni Armco, e per queste si sono verificati che i tiranti risultanti (maggiori rispetto quelli dell'alveo) fossero inferiori ai diametri esistenti, e che il loro rapporto risultasse inferiore al grado di riempimento massimo fissato dell'85%.

Note dunque le portate dei due torrenti derivanti dai dati pluviometrici e dalle caratteristiche morfologiche dei bacini, e all'incirca il diametro netto delle due tubazioni Armco, e ipotizzando un valore di scabrezza e pendenza della tubazione, si determina per iterazione il valore del tirante idraulico all'interno delle tubazioni, al variare del valore della portata determinabile con la formula Gauckler-Strickler (Tabella 11 e Tabella 12)

Tabella 11 Verifica massimo grado di riempimento tubazione attraversamento 5

Q	1,95	m ³ /s									
D	1,95	m	h_{tir.idr.}	A_b	P_b	R_i	V	Q	g = h_{tir.idr.}/D	g* (fissato)	verifica g < g*
k	83	m ^{1/3} /s	0,90 m	0,64 m ²	2,82 m	0,22 m	3,07 m/s	1,95 m ³ /s	0,46	0,85	Soddisfatta
i	0,01	adim									

Tabella 12 Verifica massimo grado di riempimento tubazione attraversamento 6

Q	11,79	m ³ /s									
D	1,95	m	h_{tir.idr.}	A_b	P_b	R_i	V	Q	g = h_{tir.idr.}/D	g* (fissato)	verifica g < g*
k	83	m ^{1/3} /s	1,66 m	2,16 m ²	5,21 m	0,41 m	5,46 m/s	11,79 m ³ /s	0,85	0,85	Soddisfatta
i	0,01	adim									

dove:

$$Q = k * R_i^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * A_b$$

con:

- k = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (

- Figura 19);
- R_i = Raggio idraulico;
- i = Pendenza tubazione;
- A_b = Area bagnata.

Figura 19 Valori coefficienti di scabrezza di Gauckler - Strickler tubazioni

Materiale dei tubi e loro specificazioni: tipo di rivestimento e stato delle pareti	γ [m ^{1/2}]	m [m ^{1/2}]	k [m ^{1/3} ·s ⁻¹]	ϵ [mm]
<i>Vetro</i>	—	—	—	0,001 + 0,002
<i>Materie plastiche</i> polivinil cloruro - polietilene - polipropilene	—	—	—	0,002 + 0,004
<i>Metalli colorati</i> ramè - ottone - piombo	—	—	—	0,004 + 0,01
alluminio	—	—	—	0,015 + 0,05
<i>Cemento amianto</i> vecchi e nuovi	0,06	0,10	110 + 100	0,10 + 0,15
<i>Acciaio (tubi trafilati)</i> tipo Mannesmann, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
tipo Mannesmann, in servizio corrente	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
bitumati, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
bitumati, centrifugati, nuovi, giunti Gibault, d < 350 mm	—	—	—	0,01
<i>Acciaio (tubi saldati)</i> non rivestiti, nuovi	0,06	0,10	110 + 100	0,10 + 0,15
bitumati o catramati a freddo, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
bitumati a caldo	—	—	—	0,025 + 0,04
catramati, in servizio corrente	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
<i>Lamiere (tubi chiodati)</i> chiodatura long. doppia, giunti conici	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
chiodatura long. doppia, trasv. semplice, giunto cilindrico in servizio corrente	0,20	0,275	75	1,5 + 2,0
chiodatura long. tripla o quadrupla, trasversale doppia	0,29	0,375	65	3,5 + 6
<i>Ghisa</i> nuovi	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
in servizio corrente, qualunque diametro	0,23	0,29	73	2 + 4
in servizio da diversi anni	0,29	0,375	65	3,5 + 0,6
in servizio da molti anni, fortemente incrostati e tuberculizzati	0,36	0,45	60	6 + 10
centrifugata fusa verticalmente bitum. o catram. per immersione, d < 400 mm in servizio corrente	0,23	0,29	73	2 + 4
<i>Cemento</i> lisciato accuratamente, d < 200 mm	0,12	0,175	90	0,4 + 0,7
ben lisciato (acqua limpida), d > 400 mm	0,18	0,25	80	1,2 + 1,8
ben lisciato curve strette (acqua non limpida), d < 400 mm	0,23	0,29	73	2 + 4
centrifugato	—	—	—	0,16
armato costruito fuori opera, in servizio corrente, d > 600 mm	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
armato costruito fuori opera, in servizio corrente, 400 < d < 600 mm	0,12	0,175	90	0,4 + 0,7
<i>Gres</i> nuovi	0,18	0,25	80	1,2 + 1,8
in servizio da anni	0,25	0,35	68	2,5 + 4,5

Ricapitolando i valori delle due precedenti tabelle:

$$Diam\ tubo = 1,95\ m$$

$$h_{tir.idr.} = 0,90\ m$$

$$Diam\ tubo = 1,95\ m$$

$$h_{tir.idr.} = 1,66\ m$$

Poiché $h_{tir.idr.} < Diam\ tubo$, e il loro rapporto è inferiore al grado di riempimento massimo fissato per le tubazioni (85%), le verifiche risultano soddisfatte (Tabella 11 e Tabella 12).

Nello stato di progetto, per come detto, la condotta idraulica verrà interrata, senza andare ad interessare le sezioni delle tubazioni esistenti e/o ad alterare i prospetti di monte e valle degli attraversamenti.

2.6 Riepilogo dei risultati di verifica di compatibilità idraulica per gli attraversamenti

Si riepilogano di seguito (Tabella 13 e Tabella 14) le verifiche di compatibilità idraulica eseguite per ogni attraversamento:

Tabella 13 Riepilogo risultati verifica di compatibilità idraulica

Bacino idrografico	Asta principale	Q_{piena} (m ³ /s)	$h_{tir.idr.}$ (m)	franco di sicurezza (m)	$h_{tir.idr.+franco}$ di sicurezza (m)	h_{ponte} (m)	Verifica $h_{tir.idr.+franco}$ di sicurezza < h_{ponte}
Bacino 2	Torrente 2	19,98	0,76	1,50	2,26	3,00	Soddisfatta
Bacino 3	Torrente 3	7,20	0,46	1,50	1,96	2,85	Soddisfatta
Bacino 4	Torrente 4	18,08	0,74	1,50	2,24	3,30	Soddisfatta

Tabella 14 Riepilogo risultati verifica di compatibilità idraulica

Bacino idrografico	Asta principale	Q_{piena} (m ³ /s)	$h_{tir.idr.alveo}$ (m)	$h_{tir.idr.tubaz}$ (m)	D_{tubaz_Armco} (m)	g = Grado riempimento (%)	g^* = Grado riempimento consentito (%)	Verifica $g < g^*$
Bacino 5	Torrente 5	1,95	0,36	0,90	1,95	46	85	Soddisfatta
Bacino 6	Torrente 6	11,79	0,90	1,66	1,95	85	85	Soddisfatta

3 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti indicano che i tiranti idraulici, maggiorati in sicurezza con un opportuno franco di sicurezza sono inferiori alle altezze libere degli attraversamenti.

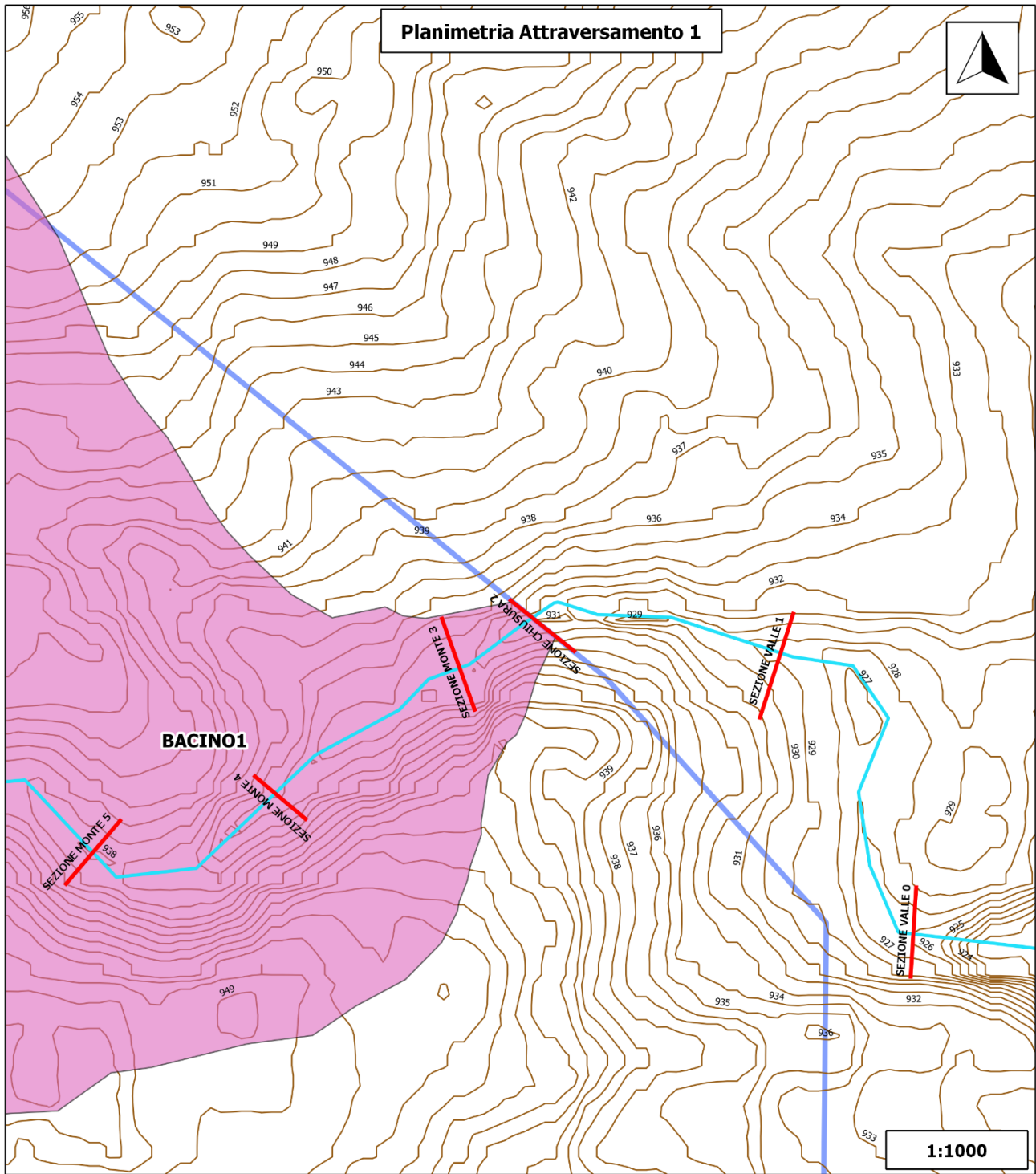
Per gli attraversamenti con le tubazioni Armco, è stato verificato che i tiranti risultanti non mettono in crisi le sezioni dei tubi esistenti, in quanto il grado di riempimento risultante è inferiore al massimo grado di riempimento fissato (85%).

Nello stato di progetto, inoltre, la nuova condotta correrà al di sopra degli estradossi dei ponti, non andando conseguentemente a ridurre le luci libere degli attraversamenti con ponti.

Negli attraversamenti con tubazione Armco, la condotta sarà interrata e non andrà a pregiudicare né la sezione libera delle tubazioni, né la loro struttura di protezione.

ALLEGATI

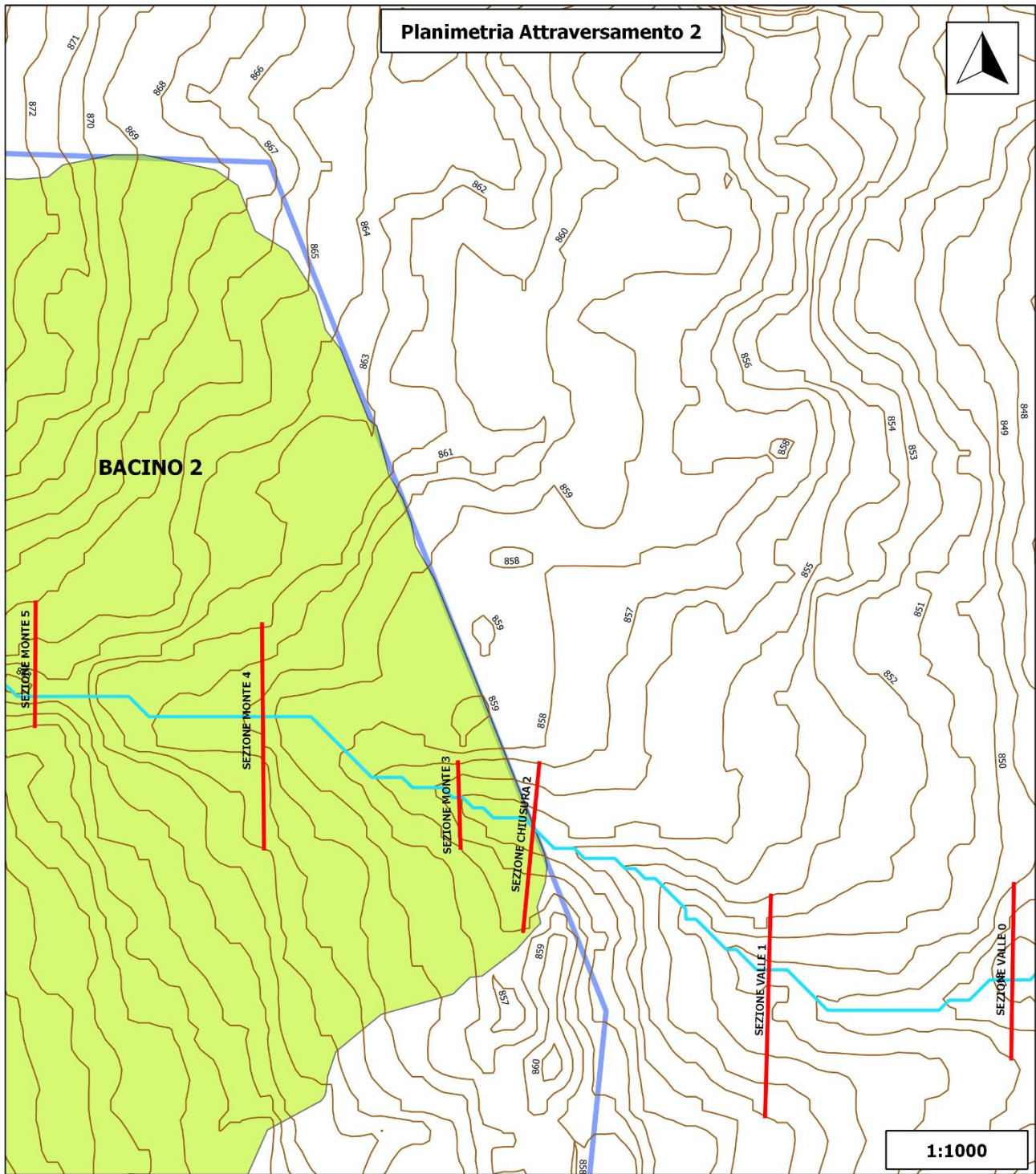
- **Planimetrie corsi d'acqua per ogni attraversamento, con inquadramento dei 100 metri a monte e a valle dell'intervento (sezione di chiusura), e con indicazione delle sezioni trasversali utilizzate nella modellazione idraulica;**
- **Determinazione analitica della profondità della condotta in attraversamento sub alveo.**



Legenda

- Condotta in progetto
- Curve di livello, equidistanza 1 m
- Torrente 1
- Bacino 1
- Sezione trasversale

STUDIO IDRAULICO



Planimetria Attraversamento 2

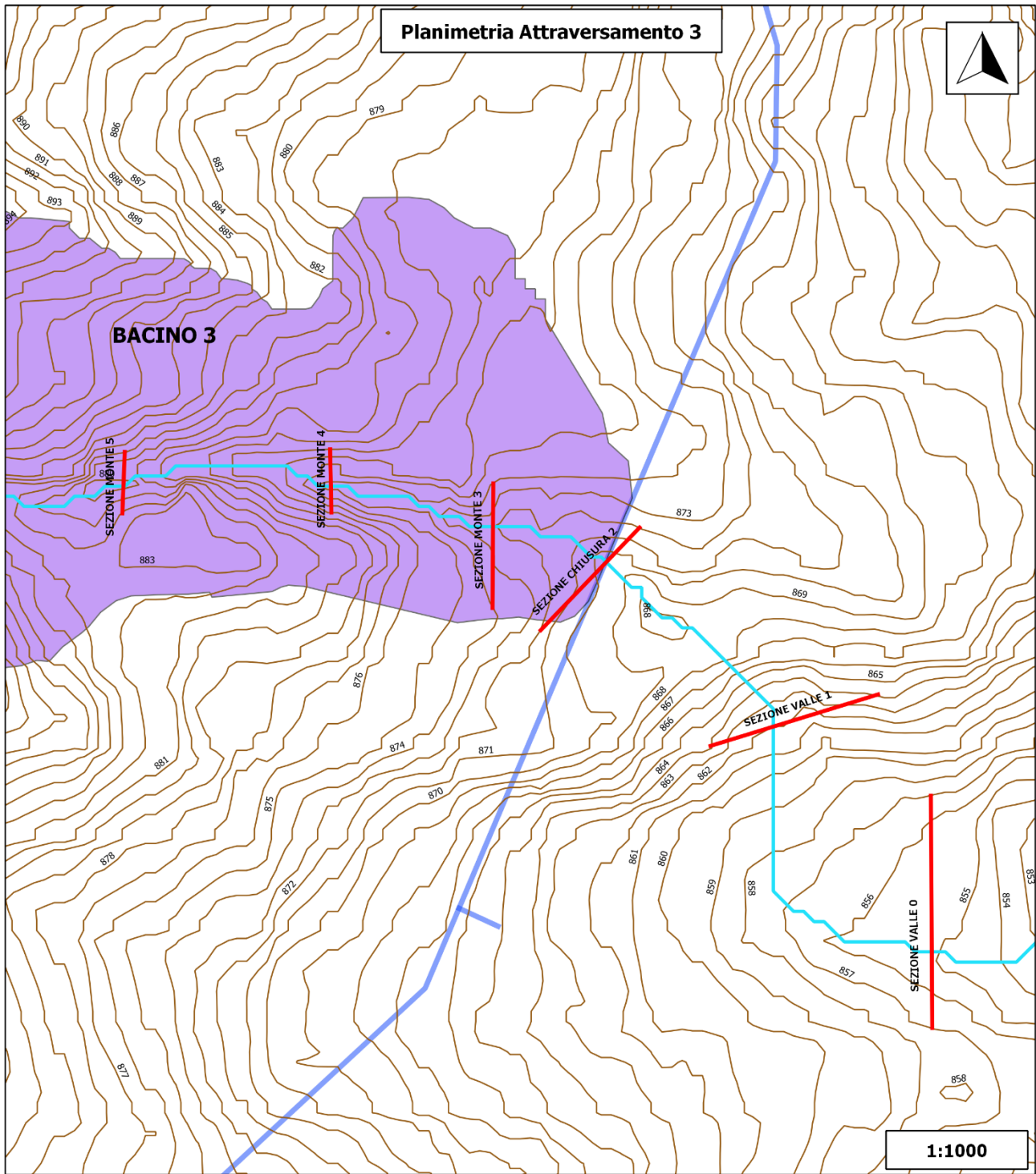


BACINO 2

1:1000

Legenda

- Condotta in progetto
- Curve di livello, equidistanza 1 m
- Torrente 2
- Bacino 2
- STUDIO IDRAULICO**
- Sezione trasversale



Legenda

— Condotta in progetto

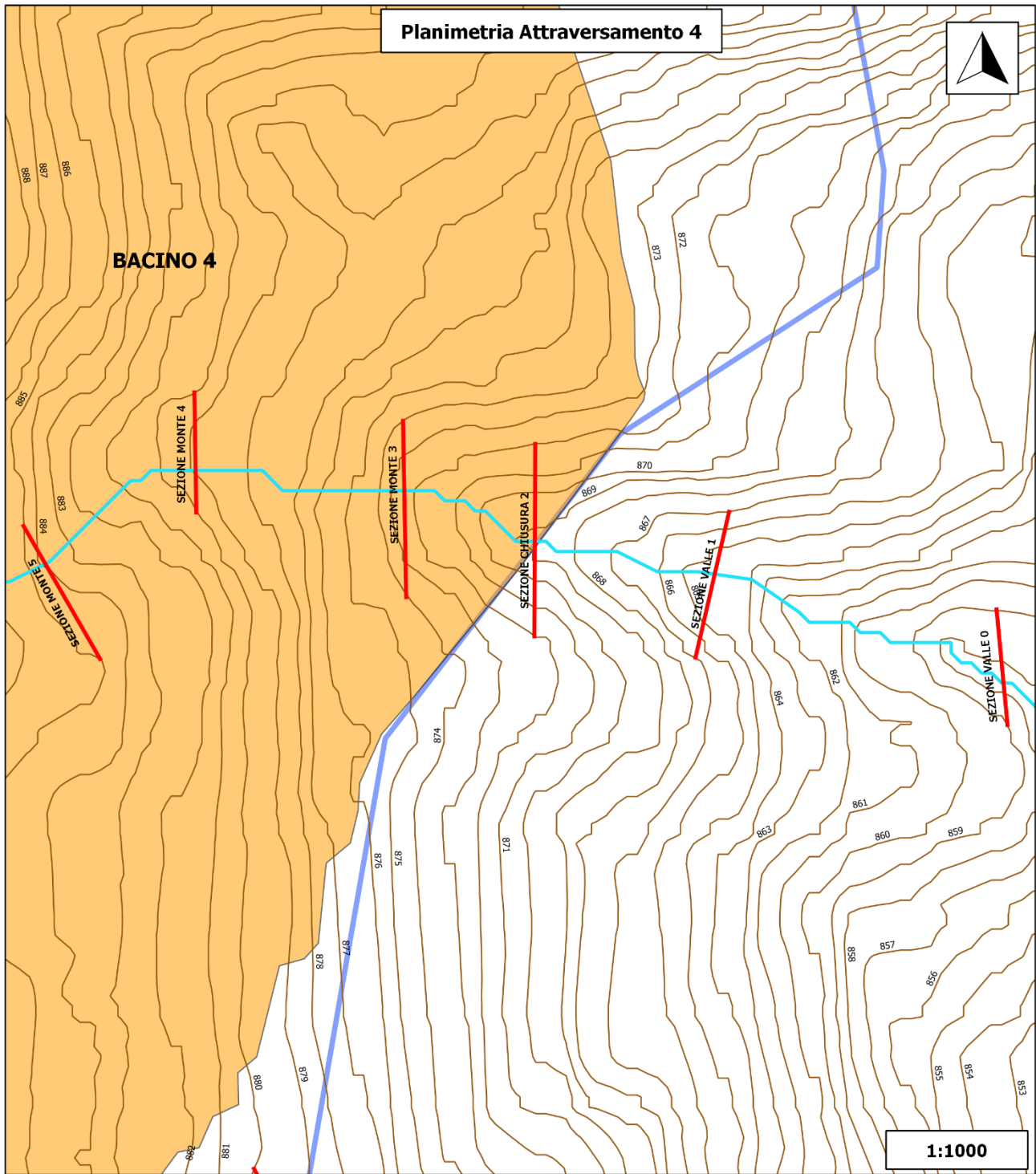
— Curve di livello, equidistanza 1 m

— Torrente 3






■ BACINO 3

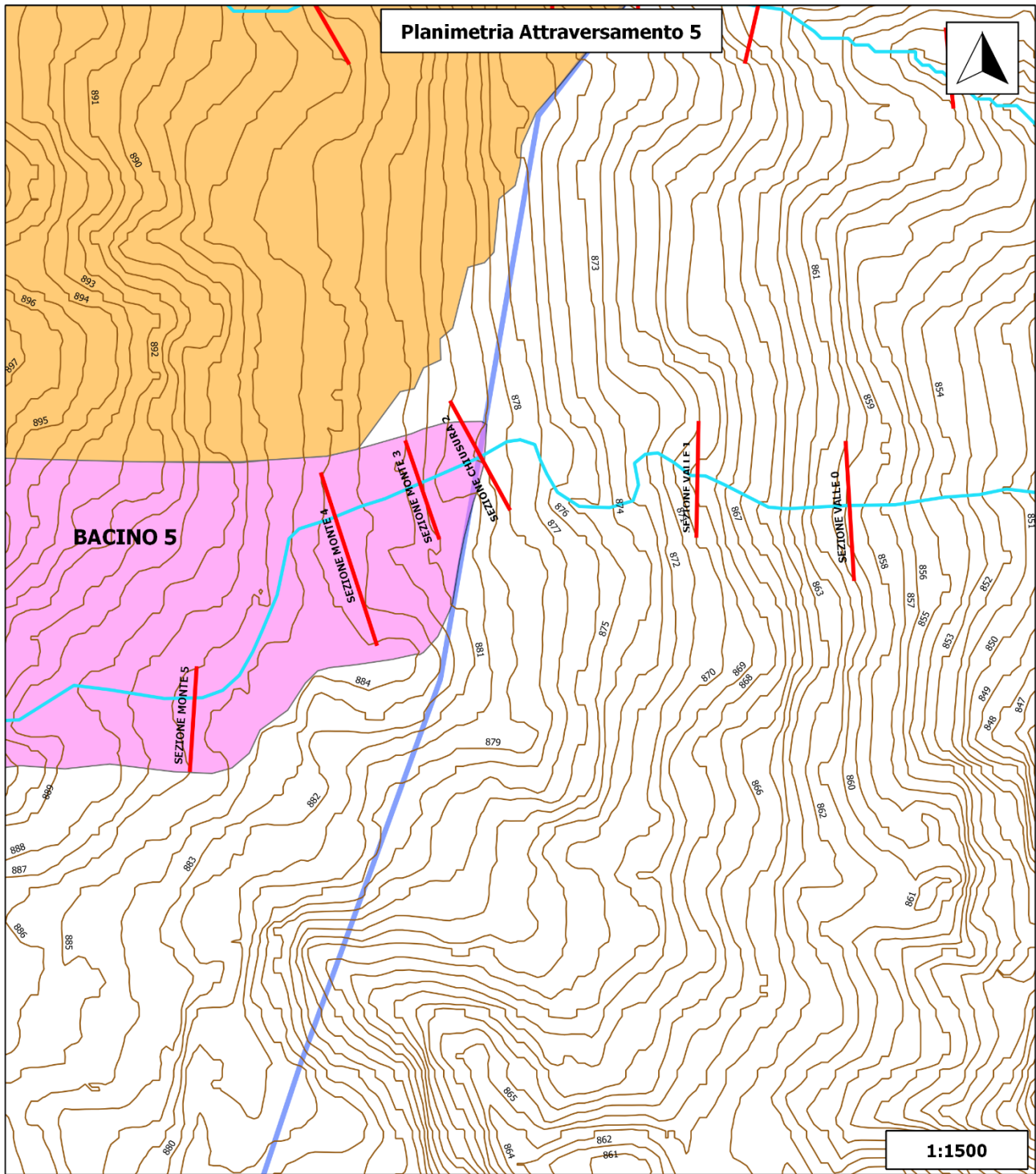
STUDIO IDRAULICO

— Sezione trasversale



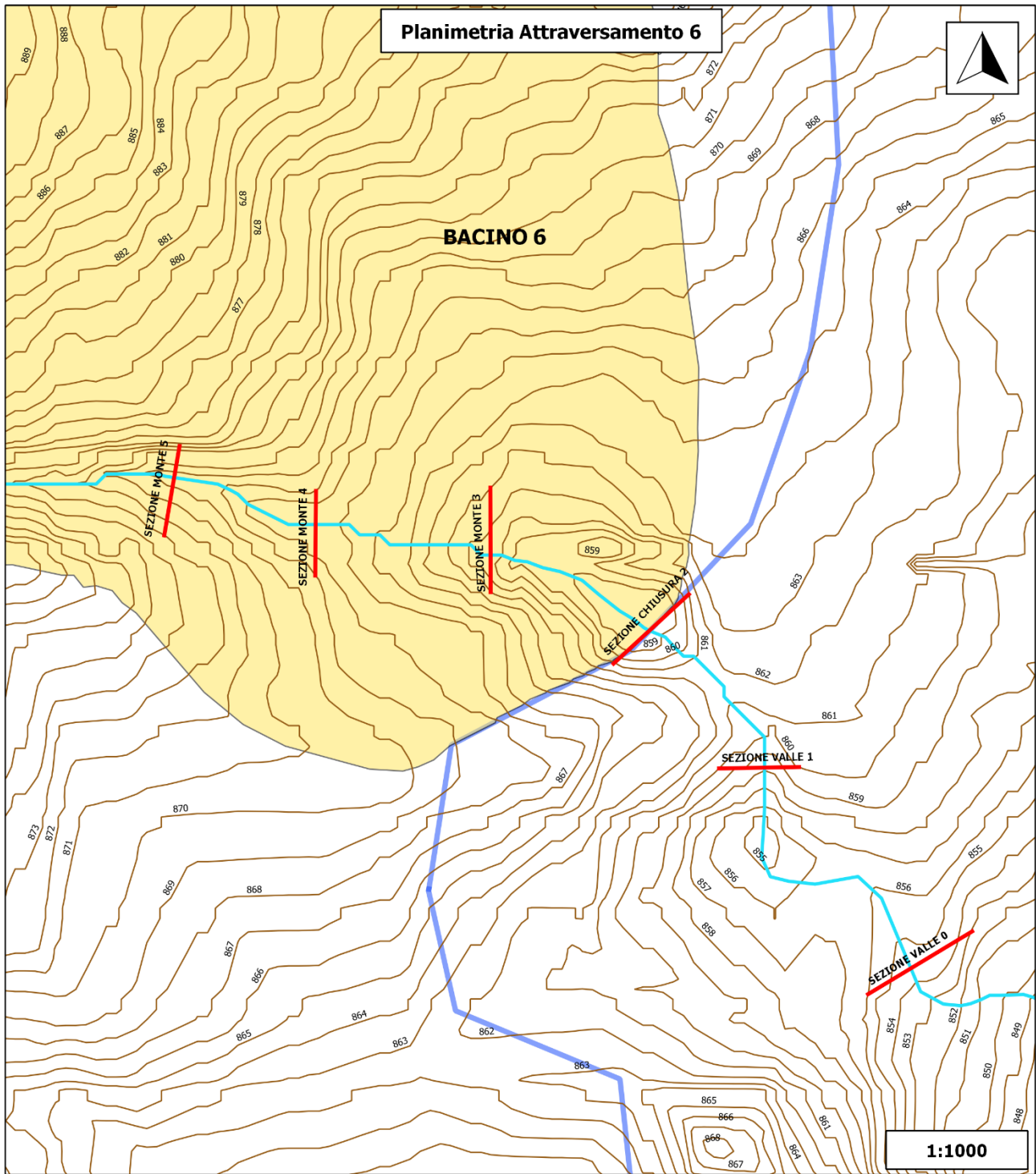
Legenda

- | | |
|--|---|
|  Condotta in progetto |  BACINO 4 |
|  Curve di livello, equidistanza 1 m | STUDIO IDRAULICO |
|  Torrente 4 |  Sezione trasversale |



Legenda

- Condotta in progetto
- Curve di livello, equidistanza 1 m
- Torrente 5
- BACINO 5
- STUDIO IDRAULICO**
- Sezione trasversale



Legenda

- | | |
|---|---|
| — Condotta in progetto | BACINO 6 |
| — Curve di livello, equidistanza 1 m | STUDIO IDRAULICO |
| — Torrente 6 | — Sezione trasversale |

DETERMINAZIONE ANALITICA DELLA PROFONDITÀ DELLA CONDOTTA IN ATTRAVERSAMENTO SUB ALVEO.

Premessa

Le condizioni di posa della tubazione in corrispondenza dell'attraversamento in sub-alveo consentono di escludere ogni interferenza tra l'opera e il deflusso idrico nel corso d'acqua.

Per effettuare una stima dell'erosione in alveo a seguito di eventi di piena sono state utilizzate formulazioni cautelative atte a valutare l'effetto di fenomeni di escavazione anche localizzati lungo il letto fluviale in modo che un eventuale asportazione di materiale rispetto alla quota del fondo non possa interessare la tubazione stessa.

I criteri di stima in questione sono basati su condizioni di fondo mobile, del tutto privo di coesione e di resistenza al trascinamento e pertanto risultano sovradimensionati rispetto alle circostanze reali.

Per attraversamenti realizzati in sub-alveo, mediante i quali non si induce alcun disturbo alla morfologia e all'assetto resistivo degli strati superficiali del letto fluviale, detti modelli risultano immediatamente applicabili ed estremamente cautelativi.

Arature di fondo

Per quanto attiene al fenomeno di scavo temporaneo durante le piene o aratura di fondo, esso, di norma, raggiunge valori modesti, se inteso come generale abbassamento del fondo, mentre può assumere valori consistenti, localmente, se inteso come migrazione trasversale o longitudinale dei materiali incoerenti che lo compongono.

Per la verifica di tali effetti delle piene, si possono applicare i risultati degli studi di Yalin (1964), Nordin (1965) ed altri, che hanno proposto di assegnare alle possibili escavazioni in una data sezione un valore cautelativo, pari ad una percentuale dell'altezza idrometrica di deflusso ivi determinata. In particolare, per granulometrie comprese nel campo delle sabbie, la profondità del fenomeno risulta comunque inferiore a 1/6 o al massimo 1/3 dell'altezza idrica; una generalizzazione prudenziale, proposta in Italia, sulla base di osservazioni dirette nei corsi d'acqua, estende il limite massimo dei fenomeni di escavazione per aratura, indipendentemente dalla natura del fondo e dal regime di corrente, ad un valore cautelativo pari al 50% dell'altezza idrometrica di piena.

Pertanto, una stima del tutto prudenziale della profondità delle potenziali escavazioni del fondo (Z) è data, in corrispondenza della sezione di interesse, in ragione del 50% del battente idrometrico di piena (h).

Approfondimenti localizzati

Per quanto attiene alla formazione di buche ed approfondimenti locali, le condizioni necessarie per lo sviluppo del fenomeno possono individuarsi nella formazione di correnti particolarmente veloci sul fondo e nella presenza di irregolarità geometriche dell'alveo, che innescano l'erosione.

Per determinare un valore conservativo dell'eventuale approfondimento rispetto alla quota iniziale del fondo si può utilizzare la formula di Schoklitsch che presenta ridotte difficoltà nella determinazione dei parametri caratteristici e individua il valore dell'eventuale approfondimento rispetto alla quota minima indisturbata del fondo secondo la formula:

$$S = 0,378 \cdot H^{1/2} \cdot q^{0,35} + 2,15 \cdot a$$

dove

- S è la profondità massima degli approfondimenti rispetto alla quota media del fondo, nella sezione d'alveo considerata;
- $H = h + v^2/2g$ rappresenta il carico totale relativo alla sezione immediatamente a monte della buca;
- $q = Q/L$ è la portata specifica per unità di larghezza della corrente di piena in alveo;
- a è dato dal dislivello delle quote d'alveo a monte e a valle della buca ed è assunto in funzione delle caratteristiche geometriche del corso d'acqua, sulla base del dislivello locale del fondo alveo.

Ulteriori formulazioni empiriche

La profondità di erosione di un tronco d'alveo per carenza di apporto di materiale solido da monte può essere studiata in maniera piuttosto semplice per un canale circa prismatico e rettilineo, considerando che la sua sezione si deformerà, approfondendosi e/o allargandosi, fino a che l'azione di trascinarsi della corrente non diminuirà al di sotto del valore critico così come individuato da Shields (1936).

Per valutazioni più speditive la profondità di erosione δ si può calcolare come differenza tra il tirante d'acqua h antecedente alla erosione e il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto:

$$\delta = h_e - h$$

Il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto si ricava dalle formule, del tutto empiriche e senza giustificazione teorica, dell'equilibrio dei canali a regime. La formula di Blench (1969) propone:

$$h_e = 0,379 \cdot q^{2/3} \cdot d_{50}^{-1/6} \text{ per sabbia e limo con } 6 \cdot 10^{-5} < d_{50}(m) < 0,002$$

$$h_e = 0,692 \cdot q^{2/3} \cdot d_{50}^{-1/12} \text{ per sabbia e ghiaia con } 0,002 < d_{50}(m)$$

Nelle formule precedenti compare la portata per unità di larghezza del canale q ($m^2 s^{-1}$).

Si deve comunque ricordare che anche in un tronco in equilibrio si possono verificare erosioni pericolose del piede delle sponde se il *thalweg* si sposta lateralmente durante la piena; è quindi prudente ammettere una possibilità di erosione, che secondo Lacey (1930) può raggiungere al massimo

$$\delta = 0,27 h$$

Erosione in curva

In una corrente in curva l'interazione tra la componente centripeta della velocità delle particelle e il gradiente verticale di velocità produce un innalzamento del pelo libero verso la sponda esterna della curva e la conseguente la distorsione delle linee di corrente. Il moto che si instaura asporta materiale dal fondo della parte esterna della curva, approfondendola e scalzando il piede della sponda mentre il materiale trasportato dalla corrente si deposita verso il centro del canale. A causa di questi movimenti, la sezione trasversale assume forma asimmetrica e l'intensità del fenomeno aumenta all'aumentare della portata. Per valutazioni speditive della fossa di erosione, gorgo, si assume il rapporto tra il tirante d'acqua nel gorgo h_g e la profondità media sulla sezione all'attacco della curva:

$$\frac{h_g}{\bar{h}} = 1,5 \text{ per curve moderate,}$$

in cui la profondità media della sezione \bar{h} è definita come rapporto tra l'area bagnata A e la larghezza superficiale L .

Valutazione dei potenziali fenomeni erosivi

Per la stima dei fenomeni erosivi, quale portata di riferimento e altezza idrica corrispondente sono stati assunti quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 300 anni:

$$Q = 11,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 0,67 \text{ m}$$

I valori dell'altezza idrica, del carico energetico e del perimetro bagnato necessari alla stima dei potenziali fenomeni erosivi al fondo in corrispondenza delle opere in progetto sono stati ricavati dalla modellazione idraulica per la portata di piena.

La stima dei potenziali fenomeni erosivi in corrispondenza della sezione di attraversamento si concretizza nella valutazione dei parametri idraulici e geometrici relativi alla sezione medesima prossima all'asse della condotta, rispetto alle quali occorre garantire adeguata copertura in alveo.

In base al livello idrico e al carico energetico della corrente, stante la natura cautelativa delle espressioni utilizzate, si determinano le condizioni di garanzia per la stabilità della tubazione in attraversamento sub-alveo. In particolare, in base a quanto rilevato e determinato in fase di modellazione idraulica, si ottengono i seguenti valori di erosione:

Z (m)	0,34
S (m)	0,87
δ (m) <i>Blench</i>	0,93
δ (m) <i>Lacey</i>	0,18
h_g (m)	0,71

dove i termini e le procedure per la stima delle diverse tipologie di erosione sono quelli descritti in precedenza.

In particolare, si desume che i valori delle potenziali erosioni localizzabili all'interno dell'alveo, corrispondenti agli eventi di piena, presentano un effetto simile sia per il fenomeno delle erosioni generalizzate sia per approfondimenti locali e che, relativamente al tronco d'alveo analizzato, nel quale ricade l'attraversamento da parte della condotta idrica in progetto, le massime erosioni attese al fondo si attestano intorno a valori di 0,93 m.

Copertura di progetto

Relativamente al profilo di posa della condotta in progetto in sub-alveo dell'attraversamento in esame, in considerazione dei risultati delle stime dei fenomeni erosivi precedentemente riportati e delle condizioni peculiari rilevate nel contesto d'intervento, è stato previsto di posizionare la condotta in progetto con una copertura minima in alveo di 1,80 m riferita alla profondità dell'estradosso superiore del tubo nei confronti della quota di fondo alveo da estendersi fino agli elementi naturali o artificiali d'arginatura.

Tale profondità di posa della condotta garantisce la sicurezza dell'infrastruttura lineare per tutto il periodo d'esercizio nei confronti dei potenziali processi erosivi.

Per un esame di dettaglio della configurazione tipologica e dimensionale delle opere in progetto e del profilo geometrico della condotta, si rimanda alla visione della specifica tavola di attraversamento.

Interventi di ripristino

Il ripristino della configurazione morfologica d'alveo preesistente finalizzato alla stabilizzazione dell'alveo stesso nei confronti dei potenziali fenomeni erosivi in concomitanza ad eventi di piena, si attuerà con la ripresa, stendimento e riprofilatura dello strato superficiale di terreno accantonato, per il ripristino morfologico e vegetazionale dell'intera area. Gli interventi vegetazionali consistono in generale nell'inerbimento dell'area e l'eventuale messa a dimora di vegetazione arbustiva ed arborea costituite da essenze autoctone.

Per un esame di dettaglio della configurazione tipologica e dimensionale delle opere in progetto e del profilo geometrico della condotta, si rimanda alla visione della specifica tavola di attraversamento.

Conclusioni

Non essendo prevista alterazione della morfologia superficiale, lo studio di compatibilità idraulica è stato ricondotto essenzialmente alla stima della profondità minima di posa della tubazione affinché risulti tale da garantirne la sicurezza nei riguardi degli effetti erosivi che potrebbero verificarsi sul fondo dell'alveo affinché siano escluse possibili interazioni con la corrente di massima piena. In considerazione delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e idrauliche del territorio, è stata determinata la soluzione di progetto più idonea per la collocazione della tubazione in sub-alveo, mediante scavi a cielo aperto assegnando l'altezza di copertura che permette di escludere ogni interferenza con eventuali fenomeni erosivi correlati ai massimi eventi di portata. Le opere saranno eseguite in modo da non modificare la morfologia delle sponde, da non alterare le caratteristiche geometriche delle sezioni di deflusso ed il profilo del corso d'acqua. La profondità di posa della tubazione e i potenziali effetti della massima portata al colmo, determinati in base alle modellazioni numeriche, risultano confermare la compatibilità dell'opera per cui l'intervento non apporterà ostacolo e non interverrà in alcun modo sulle portate naturalmente fluenti.

Modalità esecutive

I lavori consisteranno nella posa della tubazione mediante scavo di trincea a cielo aperto. A valle dello scavo sarà altresì realizzato un sistema di protezione della condotta costituito da gabbioni in rete metallica riempiti con pietrame aventi larghezza 1,0 m e profondità non inferiore a 2,5 m dal piano di campagna. Le opere di ripristino saranno eseguite in modo da ricostruire l'originaria morfologia delle sponde e in modo da non alterare le caratteristiche geometriche della sezione di deflusso ed il profilo del corso d'acqua; l'intervento non apporterà restringimenti, deviazioni dell'asta e modifiche morfologiche. Tutte le profilature saranno ristabilite con le medesime pendenze e caratteristiche geometriche attuali. Apposite attività consentiranno il processo di consolidamento del suolo lungo il tracciato della condotta, in prossimità del corso d'acqua.

Nello specifico, dal punto di vista dell'interazione con i deflussi, l'intervento non apporterà ostacolo e non limiterà in alcun modo la capacità d'invaso del corso d'acqua, non interverrà sull'assetto idraulico, così come non vi saranno variazioni della permeabilità, non si prevede alcuna rilevante variazione delle condizioni di scabrezza in alveo e sulle sponde e pertanto non si darà luogo ad alcuna alterazione della portata naturalmente rilasciata a valle. La profondità di esecuzione dell'attraversamento risulta pienamente commisurata all'esigenza di tutelare la tubazione stessa da eventuali fenomeni erosivi del fondo alveo e delle aree di esondazione, indotti dalle portate di massima piena, permettendo di escludere qualsiasi interferenza con il flusso della corrente.

I Progettisti:

Ing. F.Arcidiacono

Ing. P. Cutore

Ing. A.Pagano

Il Direttore Tecnico:

Ing. E. Greco
