



**CONVENZIONE DEL 10 MARZO 2008 TRA
REGIONE LIGURIA – PROVINCIA DI GENOVA – COMUNE DI GENOVA
AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA – ANAS SPA
SOCIETÀ PER CORNIGLIANO**

PER LA RIDEFINIZIONE DEGLI ACCORDI PER LA PROGETTAZIONE E LA REALIZZAZIONE DEI
“RACCORDI TERMINALI DELLA VIABILITÀ POLCEVERA DA PONTE PIERAGOSTINI
A LUNGOMARE CANEPA – LOTTO 1”

ATTIVITA':

**COMPLETAMENTO DELLA VIABILITÀ IN SPONDA DESTRA TORRENTE
POLCEVERA SUB LOTTO 3**

OGGETTO:


PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO:

**E02
RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA**

N. DOC.

455/PES/5.04.03/R012

Rev.	Data	Redatto	Verificato	Validato	Descrizione
1	30/04/19		SG/SICIV	LC	PER EMISSIONE

INDICE

1.0 - PREMESSA	2
2.0 - IDROLOGIA	3
2.1. - CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	3
2.2. - DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO	5
3.0 - DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	6
3.1. - CADITOIE	6
3.2. - RETE DI SMALTIMENTO	7
3.3. - IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	12
3.3.1. - Descrizione	12
3.3.2. - Dimensionamento pompe	12
3.3.3. - Dimensionamento camera	14
3.3.4. - Controllo livelli di allagamento	17
ROGGIA ROLLA	19
3.4. - IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS	20
3.5. - VERIFICA IDRAULICA DELLA ROGGIA ROLLA	24
3.6. - ALLEGATO A – RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE	26

1.0 - PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito della revisione del progetto ANAS della viabilità in sponda destra del Torrente Polcevera e contiene il dimensionamento idraulico della rete di smaltimento delle acque meteoriche della piattaforma stradale, nonché le opere relative alla sistemazione della Roggia Rolla.

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche sarà impostato come segue: le acque verranno intercettate mediante un sistema di caditoie e canalette poste lato strada e convogliate a tre stazioni di sollevamento, di cui due di nuova realizzazione che saranno ubicate nei due punti di minimo del profilo stradale rispettivamente in corrispondenza del Ponte Pieragostini, ed in corrispondenza del raccordo con la rampa della strada urbana di scorrimento. Il terzo impianto, costruito nell'ambito dei lavori per la realizzazione della Strada Urbana di Scorrimento, è ubicato al disotto del viadotto della strada stessa. Le acque provenienti dalla porzione di piattaforma stradale che scende dal Ponte Pieragostini sarà convogliata per gravità direttamente alla Roggia Rolla.

La rete di smaltimento idraulica del presente lotto ha, per quanto riguarda la parte nord, preso in carico parte delle acque provenienti dal sub-lotto 1, che saranno avviate alla stazione di sollevamento n.1.

Analogamente, per quanto riguarda la parte sud, saranno prese in carico parte delle acque provenienti dalla Trincea Ansaldo della Strada Urbana di Scorrimento, a loro volta avviate alla stazione di sollevamento n.2.

Le restanti acque della trincea terminale saranno prese in carico dalla terza stazione di sollevamento già realizzata.

Le acque così raccolte verranno sollevate e scaricate nel Torrente Polcevera come originariamente previsto dal progetto esecutivo ANAS. Tali acque infatti, sulla base della Normativa Statale e Regionale e alle disposizioni Provinciali in materia non necessitano di trattamento della frazione relativa alla prima pioggia.

Il sistema di smaltimento è stato dimensionato per un evento con tempo di ritorno 25 anni e durata di 10 minuti proporzionale al tempo di corrivazione.

2.0 - IDROLOGIA

La determinazione della portata di progetto necessaria al dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio (elementi di raccolta e convogliamento) è stata effettuata attraverso il modello di trasformazione afflussi-deflussi di tipo cinematico che, partendo dal dato di pioggia, permette di calcolare la portata drenata dal singolo bacino (porzione di piattaforma stradale) scolante.

È stato quindi necessario suddividere l'infrastruttura in differenti bacini scolanti di cui sono state determinate le caratteristiche geometriche (superficie, lunghezza e distanza dal recapito finale, direzione di scorrimento e pendenze longitudinale e trasversale, eventuali inversioni dei cigli per variazione dell'assetto planimetrico).

La geometria dei singoli bacini ed il verso di scorrimento del drenaggio sono stati valutati sulla base dei profili stradali considerando in particolare l'andamento della livelletta stradale, l'andamento dei cigli di ciascuna carreggiata nonché l'orografia del territorio.

Successivamente, nota la sollecitazione meteorica, sono state stimate le portate di progetto per i tempi di ritorno di interesse con le metodologie riportate nei paragrafi seguenti.

2.1. - CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Nella definizione delle curve di possibilità pluviometrica si è reso necessario integrare quanto elaborato nella relazione idrologica generale del progetto della strada di scorrimento a mare con le serie storiche relative alle stazioni pluviometriche più prossime all'area in esame, nello specifico Genova Università, Genova Servizio Idrografico, Genova Castellaccio e Monte Gazzo. Le curve di possibilità pluviometrica sono state quindi valutate a partire dalle precipitazioni massime annue per durate di pioggia di 1, 3, 6, 12 e 24 ore pubblicate fino al 2015 sugli Annali Idrologici resi disponibili dall'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente Ligure.

Per l'interpretazione delle osservazioni campionarie è stata utilizzata la distribuzione di probabilità di Gumbel con coefficienti a e n calcolati con il metodo dei momenti a partire dalla media e dalla scarto quadratico medio delle serie storiche. Sono quindi state ricavate le curve di possibilità pluviometrica nella consueta forma monomia $h = at^n$ in cui h rappresenta l'altezza di pioggia (mm), t la durata della precipitazione (ore), mentre a ed n sono i due parametri delle curve stimati; i valori dei parametri a ed n stimati per i tempi di ritorno di interesse sono riportati nella tabella seguente:

Stazione	Valori di a [mm] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]					n
	10	25	50	100	500	
GE Università	78.79	97.11	110.70	124.19	155.35	0.381
GE Servizio Idrografico	73.83	89.15	100.52	111.80	137.88	0.314
GE Castellaccio	75.42	92.01	104.33	116.55	144.79	0.344
Monte Gazzo	99.95	125.89	145.10	164.17	208.19	0.343
Media	82.00	101.04	115.16	129.18	161.55	0.346

Tabella 2.1: Valori dei parametri delle LSPP per le stazioni di interesse

Tuttavia, nella progettazione dei sistemi di drenaggio è necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata: nel caso specifico essi sono commisurati al tempo di risposta relativamente breve (in genere largamente inferiore all'ora) dei bacini e sottobacini in cui la superficie drenata è stata suddivisa.

Pertanto è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura (*Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione*, prof. S. Artina e altri 1997, ed. HOEPLI), estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti r_δ fra le altezze di pioggia di durata δ inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità del presente studio si è quindi ritenuto legittimo fare riferimento ai dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove, su un campione di 17 anni di osservazioni sono stati calcolati i rapporti r_δ dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata h_δ , rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria h_1 . Fissato un assegnato tempo di ritorno si è moltiplicata la precipitazione oraria della stazione di interesse per i coefficienti r_δ riportati in Tabella 2.2:

$$h_\delta = r_\delta \cdot h_1 = r_\delta \cdot (a \cdot 1^n) \quad (2.1)$$

sono state così ottenute le altezze di pioggia nelle stazioni di interesse di assegnato tempo di ritorno per durate comprese fra 1 e 45 minuti.

δ	[min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta = h_\delta / h_1$		0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Tabella 2.2: Tabella del valore del coefficiente r_δ in funzione della durata di pioggia δ

Al fine di assegnare anche alle curve di possibilità pluviometrica ottenute per durate inferiori all'ora la consueta forma monomia $h = at^n$ si è successivamente proceduto a ricavare i due coefficienti a' e n' mediante la regressione ai minimi quadrati effettuata sulla carta logaritmica (in cui le ascisse sono il logaritmo naturale della durata di pioggia t , e le ordinate sono il logaritmo naturale dell'altezza di pioggia h) vincolando la curva valida per $t < 1$ ora a passare per il valore di altezza di pioggia ottenuto per una durata di pioggia pari ad un'ora. Il coefficiente R^2 che si ottiene dalla regressione lineare assume valori prossimi all'unità (indice di un buon adattamento ai dati) e comunque non inferiore a 0.98.

Ripetendo questo procedimento per i diversi tempi di ritorno di interesse sono stati ricavati i valori dei coefficienti a' e n' riportati nella tabella seguente:

Stazione	Valori di a [mm] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]					n
	10	25	50	100	500	
GE Università	78.79	97.11	110.70	124.19	155.35	0.48
GE Servizio Idrografico	73.83	89.15	100.52	111.80	137.88	0.48
GE Castellaccio	75.42	92.01	104.33	116.55	144.79	0.48
Monte Gazzo	99.95	125.89	145.10	164.17	208.19	0.48
Media	82.00	101.04	115.16	129.18	161.55	0.48

Tabella 2.3: Valori dei parametri delle LSPP per le stazioni di interesse

L'evento meteorico di progetto per il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche è quindi caratterizzato dalla seguente curva di possibilità pluviometrica:

$$h = 101 d^{0.48}$$

2.2. - DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo vengono calcolati i coefficienti udometrici che dovranno essere utilizzati in fase di dimensionamento delle tubazioni.

Il calcolo dei coefficienti udometrici verrà effettuato utilizzando il metodo razionale che ha la seguente formulazione:

$$u = \frac{10000}{3600} \varphi \cdot a \cdot d^{n-1} \quad (2.2)$$

dove:

- u : coefficiente udometrico ($l/s \cdot ha$);
- a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica;
- φ : coefficiente di deflusso pari a 0.90 strade asfaltate in trincea;
- d : durata evento meteorico (ore).

Il coefficiente di afflusso φ ha la funzione di stimare l'altezza di pioggia netta $h_n = h \cdot \varphi$, ovvero quella parte di pioggia che, una volta depurata dalle diverse perdite, defluisce superficialmente e deve quindi essere allontanata mediante la rete di drenaggio.

In base al metodo razionale la massima portata al colmo si ha per eventi con durata pari al tempo di corrivazione dell'area oggetto dell'analisi stimata in circa 10 min.

Sulla base di tali dati l'evento meteorico di progetto è caratterizzato da:

- durata pari a 10min;
- un'altezza di pioggia di 43mm ed intensità di 258 mm/h;
- coefficiente udometrico pari a 645 [$l/s \cdot ha$].

3.0 - DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

3.1 - CADITOIE

Il calcolo delle caditoie viene condotto verificando la superficie massima scolante di riferimento ad una singola caditoia e avente area pari a 583 mq. Tutte le caditoie aventi superfici scolanti inferiori a quella di riferimento risultano automaticamente verificate.

Per il calcolo dell'intensità di pioggia di progetto si assumono le altezze di pioggia determinate in precedenza: un'altezza di pioggia di 43 mm ed intensità di 258 mm/h.

Per quanto attiene alla tipologia, si adotteranno caditoie a salto sul fondo 60x60 cm, con griglia orizzontale.

Con riferimento all'intensità di pioggia $j_{20} = 258$ mm/h la portata q da smaltire per la singola caditoia, considerando la caditoia che sottende la superficie di maggiore dimensione pari a 583 mq ed un coefficiente di deflusso pari a 0.90 si ottiene:

$$q = 0,038 \text{ mc/s} = 38 \text{ l/s}$$

Si procede quindi alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo pari ad $h = 0,01$ m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$q_{\max} = K A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

η è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie 0,60 x 0,60 mq per una area libera A di circa 0,18 mq, e considerando una riduzione del 25 % per tener conto dell'intasamento ($\eta = 0.75$), si ottiene:

$$q_{\max} = 0,040 \text{ mc/s} = 40 \text{ l/s} > 38 \text{ l/s} = q$$

Risultando $q < q_{\max}$ la caditoia è in grado di smaltire le portate richieste con i tiranti previsti e ritenuti cautelativi.

3.2. - RETE DI SMALTIMENTO

Il dimensionamento idraulico delle tubazioni è stato eseguito sulla base delle aree afferenti a ciascun tratto e del coefficiente udometrico di progetto così come definito al capitolo 2.2.

Il dimensionamento verrà effettuato in moto uniforme che ben si adatta ad approssimare il deflusso all'interno delle tubazioni.

Ricordiamo che la portata Q smaltibile in moto uniforme da una condotta/canale di area di deflusso A e pendenza del fondo i è pari a :

$$Q = K_s \cdot A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \cdot 1000 \quad [l/s]$$

dove: K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

i = pendenza del fondo

A = Area Bagnata in m^2

C = Contorno bagnato in m

R = Raggio idraulico in m

Come desumibile dalla letteratura le scabrezze tipiche dei materiali usati sono:

$$K_s = 100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1} \text{ tubi in PVC}$$

I collettori utilizzati sono in PVC SN8 di diametro da 200mm a 400mm e con pendenza variabile dallo 0.4% al 7.3%.

Di seguito vengono riportate le portate afferenti a ciascun nodo sulla base dei coefficienti sopra indicati.

Le acque drenate dal pozzetto P.15 vengono scaricate sulla Roggia Rolla.

Le acque drenate dal ramo 1B.1 e 1B.2 sono avviate all'impianto di sollevamento n.1, mentre quelle drenate dai rami 1B.3, 1B.4 e 1B.5 all'impianto di sollevamento n.2.

Le canalette denominate 1B.6 e 1B.7 saranno infine convogliate verso il punto di raccolta già previsto nella progettazione relativa alla trincea Ansaldo della Strada Urbana di Collegamento lotto, costituito dalla vasca di sollevamento denominata P4.

RAMO 1B.1				
Tronco	Sup comp	CD	i	Qp
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.01 - P.02	383	0.9	258	25
P.02 - S1	0	0.9	258	25

RAMO 1B.2				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.03 - P.04	64	0.9	258	4
P.04 - P.05	89	0.9	258	10
P.05 - P.06	298	0.9	258	29
P.06 - P.07	158	0.9	258	39
P.07 - P.08	583	0.9	258	77
P.08 - P.09	228	0.9	258	92
P.09 - P.10	0	0.9	258	92
P.10 - P.11	70	0.9	258	96
P.11 - S1	0	0.9	258	189
P.12 - P.11	285	0.9	258	63
P.13 - P.12	238	0.9	258	45
P.14 - P.13	452	0.9	258	29

Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.15 - RR	243	0.9	258	16

RAMO 1B.3				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.16 - P.17	375	0.9	258	24
P.17 - P.18	317	0.9	258	45
P.18 - P.19	311	0.9	258	65
P.19 - P.20	417	0.9	258	92
P.20 - P.21	0	0.9	258	92
P.21 - P.22	116	0.9	258	99
P.22 - P.23	226	0.9	258	114
P.23 - P.24	218	0.9	258	128
P.24 - S2	56	0.9	258	131

RAMO 1B.4				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.26 - P.25	350	0.9	258	62
P.25 - S2	410	0.9	258	88

RAMO 1B.5				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.29 - S2	0	0.9	258	9

RAMO 1B.6				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.31 - P.32	0	0.9	258	29

RAMO 1B.7				
Tronco	Sup comp	CD	i	Q _p
	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]
P.37 - P.36	0	0.9	258	28
P.38 - P.37	0	0.9	258	28
P.36 - P.35	0	0.9	258	28
P.35 - P.34	0	0.9	258	60

Nelle tabelle di seguito viene riportata la verifica idraulica dei tronchi di rete fognaria riportando i principali parametri idraulici, fra cui i diametri, la pendenza di fondo minima (if), il grado di riempimento (GR), il raggio idraulico, l'area bagnata e la velocità media in riferimento alla portata di progetto precedentemente determinata.

RAMO 1B.1									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.01 - P.02	25	200	188	0.010	61%	0.018	0.053	0.12	1.41
P.02 - S1	25	200	188	0.025	46%	0.013	0.045	0.09	1.99

RAMO 1B.2									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.03 - P.04	4	315	297	0.010	22%	0.005	0.025	0.04	0.86
P.04 - P.05	10	315	297	0.030	15%	0.006	0.027	0.04	1.57
P.05 - P.06	29	315	297	0.052	22%	0.011	0.039	0.06	2.61
P.06 - P.07	39	315	297	0.066	24%	0.013	0.042	0.07	3.09
P.07 - P.08	77	315	297	0.073	33%	0.020	0.055	0.10	3.89
P.08 - P.09	92	200	188	0.049	40%	0.026	0.064	0.12	3.54
P.09 - P.10	92	200	188	0.031	44%	0.018	0.054	0.10	2.51
P.10 - P.11	96	250	235	0.008	68%	0.031	0.069	0.16	1.53
P.11 - S1	189	315	297	0.020	55%	0.062	0.099	0.21	3.03
P.12 - P.11	63	250	235	0.010	78%	0.037	0.071	0.18	1.72
P.13 - P.12	45	250	235	0.006	72%	0.034	0.070	0.17	1.33
P.14 - P.13	29	250	235	0.012	44%	0.019	0.054	0.10	1.57

Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.15 - RR	16	250	235	0.009	43%	0.018	0.05	0.10	1.34

RAMO 1B.3									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.16 - P.17	24	250	235	0.009	43%	0.018	0.05	0.10	1.34
P.17 - P.18	45	250	235	0.010	60%	0.027	0.07	0.14	1.63
P.18 - P.19	65	315	297	0.007	59%	0.042	0.08	0.18	1.53
P.19 - P.20	92	315	297	0.007	75%	0.055	0.09	0.22	1.66
P.20 - P.21	92	315	297	0.007	74%	0.055	0.09	0.22	1.68
P.21 - P.22	99	400	377	0.008	50%	0.055	0.09	0.19	1.79
P.22 - P.23	114	400	377	0.006	60%	0.069	0.10	0.22	1.64
P.23 - P.24	128	400	377	0.006	62%	0.072	0.11	0.23	1.78
P.24 - S2	131	400	377	0.007	62%	0.073	0.11	0.23	1.81

RAMO 1B.4									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.26 - P.25	62	315	297	0.004	66%	0.049	0.09	0.20	1.26
P.25 - S2	88	315	297	0.007	72%	0.054	0.09	0.22	1.64

RAMO 1B.5									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.29 - S2	9	200	188	0.010	34%	0.008	0.04	0.06	1.07

RAMO 1B.6									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.31 - P.32	29	200	188	0.037	45%	0.012	0.04	0.09	2.40

RAMO 1B.7									
Tronco	Q _p	DN	Di	if	GR	Area	Ridr	H	V
	[l/s]	[mm]	[mm]	[m/m]	[%]	[mq]	[m]	[m]	[m/s]
P.37 - P.36	28	200	188	0.007	76%	0.023	0.06	0.14	1.23
P.38 - P.37	28	200	188	0.007	76%	0.023	0.06	0.14	1.23
P.36 - P.35	28	200	188	0.008	72%	0.021	0.06	0.14	1.29
P.35 - P.34	60	315	297	0.004	67%	0.049	0.09	0.20	1.22

CANALETTE									
CANALETTA	Sup comp	CD	i	Q _p	GR_max	V_max	Tipologia	H	L
[n.]	[mq]	[-]	[mm/h]	[l/s]	[%]	[m/s]		[m]	[m]
1B.2_1	77	0.9	258	4.967	38%	0.6	V200	240	27
1B.2_2	385	0.9	258	24.833	78%	1.06	V200	340	35
1B.4	592	0.9	258	38.200	75%	1.1	V300	450	51.5
1B.5	84	0.9	258	8.418	35%	0.72	V200	240	6
1B.6_1	158	0.9	258	10.159	59%	0.77	V200	240	16
1B.6_2	296	0.9	258	19.092	65%	0.97	V200	340	36
1B.7_1	336	0.9	258	27.672	69%	1.09	V200	240	41
1B.7_2	500	0.9	258	32.250	81%	1.16	V200	340	62

3.3. - IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

3.3.1. - DESCRIZIONE

Il profilo stradale della tratta in esame presenta due punti di minimo posti all'interno dei muri d'argine, situati uno in corrispondenza del Ponte Pieragostini che raccoglie le acque anche del Sub-lotto 1, ed uno a fine intervento nei pressi del raccordo con la Direttissima.

Le acque meteoriche vengono quindi interamente convogliate verso tali punti da dove verranno scaricate in alveo mediante due stazioni di sollevamento: la n°1 in corrispondenza del ponte Pieragostini e la n°2 in corrispondenza del raccordo con la Direttissima.

Le condotte di mandata di entrambe le stazioni di sollevamento sono costituite da tubazioni in acciaio diametro DN 300 mm aventi lunghezza pari a 13 m per la stazione n°1 e pari a 15 m stazione n°2. Mentre le condotte di mandata delle singole pompe sono costituite da tubazioni in acciaio di diametro DN200 per l'impianto di sollevamento n°1 e n°2.

La stazione di sollevamento n°1 sarà dotata di due pompe in parallelo più una di riserva della potenza complessiva di 44 kW, portata 214 l/s e prevalenza 12.7 m; la stazione di sollevamento n°2 sarà dotata di due pompe in parallelo più una di riserva della potenza complessiva di 44 kW, portata 228 l/s e prevalenza 11.6 m. Lo scarico delle acque avverrà direttamente nel Torrente Polcevera come dagli elaborati di progetto.

3.3.2. - DIMENSIONAMENTO POMPE

Il dimensionamento delle stazioni di pompaggio è stato effettuato sulla base delle portate di dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche qui di seguito riassunte:

	Portata di progetto [l/s]
Sollevamento n°1	214
Sollevamento n°2	228

Per la valutazione della prevalenza delle pompe sono state calcolate le perdite di carico concentrate e distribuite unitamente al dislivello geodetico.

Le perdite di carico distribuite sono state valutate mediante la formula di Darcy-Weisbach :

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

Dove λ è il coefficiente dimensionale di attrito funzione delle caratteristiche della corrente (numero di Reynolds), del diametro D della tubazione e della scabrezza assoluta ε del materiale secondo la formula di Colebrook-White qui di seguito riportata.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

Si ricorda che scabrezza assoluta ε ha i seguenti valori a seconda del materiale:

mm 0.01 - 0.02 → tubi nuovi PE, PVC, Rame, Inox

mm 0.05 - 0.15 → tubi nuovi Gres, Ghisa rivestita, Acciaio

mm 0.10 - 0.40 → tubi in Cemento o con lievi incrostazioni

mm 0.60 - 0.80 → tubi con incrostazioni e depositi

Le perdite di carico concentrate (ΔH_{conc}) sono state valutate secondo la formula di proporzionalità con il carico cinetico della corrente.

$$\Delta H_{conc} = K \cdot \frac{U^2}{2g}$$

In letteratura esiste un'ampia documentazione che fornisce per vari casi il coefficiente di proporzionalità da usare per la valutazione delle perdite. Qui di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori del coefficiente di proporzionalità K più comunemente utilizzati:

Componente	K
Imbocco a spigolo vivo	0.5
Imbocco raccordati	0.05 ÷ 0.25
Sbocco in aria o serbatoio	1
Allargamento di sezione brusco	0.3 ÷ 0.9
Restringimento di sezione brusco	0.4 ÷ 0.6
Curve 90°	0.9 ÷ 1.1
Curve 60°	0.5 ÷ 0.6
Curve 45°	0.3 ÷ 0.4
Saracineche	0.2
Valvole a farfalla	0.3 ÷ 0.5

Qui di seguito si riportano i risultati dei calcoli eseguiti per la ricerca della prevalenza delle pompe tenendo conto che ogni stazione di sollevamento sarà dotata di due pompe in parallelo più una di riserva.

	Q _{prog} [l/s]	Diametro mandata singola [mm]	Diametro mandata comune [mm]	Dislivello geodetico [m]	Perdite distribuite [m]	Perdite concentrate [m]	Prevalenza pompa [m]	Potenza [kw]
Sollevamento n°1	214	200mm (Acciaio)	300mm (Acciaio)	10.05	0.55	2.09	12.7	44
Sollevamento n°2	228	200mm (Acciaio)	300mm (Acciaio)	8.53	0.68	2.38	11.6	44

3.3.3. - DIMENSIONAMENTO CAMERA

Il motore elettrico, con cui è equipaggiata ogni pompa, durante l'avviamento può essere caratterizzato da una coppia non molto grande e da un assorbimento di corrente notevolmente elevato. È quindi necessario, per assicurare una lunga durata di motori elettrici, il servizio da svolgere essendo intermittente, che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento ed il successivo. Ciò da modo agli avvolgimenti di dissipare il calore prodotto dalla corrente di spunto. Il risultato si ottiene, oltre che con determinati accorgimenti costruttivi per le pompe, dimensionando opportunamente la capacità delle vasche di raccolta.

Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza.

Si prevede l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta.

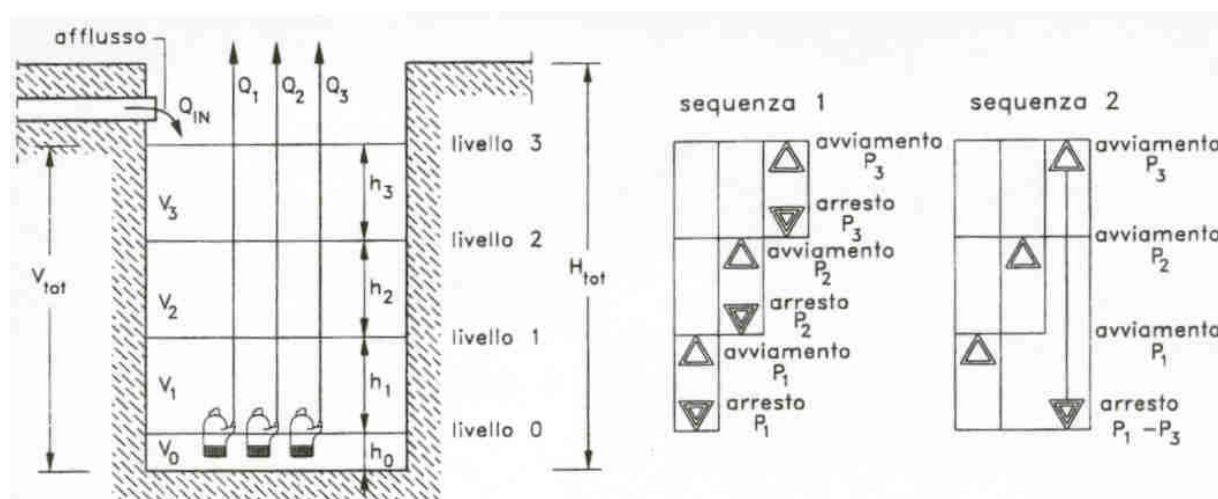


Fig. 1 - Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe.
(L. Da Deppo, C. Datei, Fognature, Ed. Cortina – Padova)

La sequenza scelta è quella che consente di assegnare il minor volume alla vasca, ossia la numero 2.

Siano:

Q_{in} la portata in arrivo alla vasca;

Q_k la portata della k-esima pompa (media nell'intervallo di prevalenza di funzionamento);

V_k il volume d'invaso disponibile tra la quota d'attacco della pompa (k-1)-esima e la quota d'attacco della K-esima (per la prima pompa P_1 esso è compreso tra la quota d'attacco (livello 1) e di stacco della pompa stessa (livello 0);

Tr_k con riferimento ad una portata entrante Q_{in} , il tempo necessario, per passare dal livello

Convenzione del 10 marzo 2008 tra

Regione Liguria – Provincia di Genova – Comune di Genova – Autorità Portuale di Genova – ANAS SpA

Completamento della viabilità in sponda destra torrente Polcevera sub lotto 3 – Progetto Esecutivo

Relazione idrologica - idraulica

Doc. N. 455/PES/5.04.03/R012

(k-1), a quello k; oppure il tempo di riempimento del volume contenuto nella frazione k della vasca, ricordando che al livello (k-1) stacca, in discesa, la pompa k, la quale attacca, in salita, al livello k;

T_{V_k} il tempo necessario per passare dal livello k (nel quale attacca la pompa k) a quello (k-1), oppure il tempo di vuotamento del volume contenuto nella frazione k della vasca;

T_{C_k} tempo di ciclo, cioè somma dei due tempi precedenti:

$$T_{C_k} = T_{r_k} + T_{V_k}$$

Si consideri dapprima il caso di una sola pompa, operante a portata costante Q_1 . Si ha, in base alle precedenti definizioni:

$$T_{r_1} = \frac{V_1}{Q_{in}}$$

$$T_{V_1} = \frac{V_1}{Q_1 - Q_{in}}$$

Inoltre, per essere la capacità di portata della pompa superiore alla massima portata in ingresso (diversamente si opererebbe in un campo a un livello superiore), può porsi $Q_{in} = \alpha_1 Q_1$, con α_1 compreso tra 0 e 1. Risulta pertanto:

$$T_{C_1} = T_{r_1} + T_{V_1} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1 - \alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1 - \alpha_1)}$$

Per stabilire quale sia il valore di α che minimizza T_{C_1} (e quindi rende massimo il numero orario di attacchi e stacchi) è sufficiente porre $dT_{C_1}/d\alpha_1 = 0$ e verificare, col segno della derivata seconda, che si tratti di un minimo. L'operazione dà $\alpha_1 = 1/2$: cioè la condizione che dà luogo al massimo numero di attacchi e stacchi si ha per una portata in arrivo pari alla metà della portata della pompa.

Sostituito il valore di α_1 nella (1) si ottiene il volume della vasca:

$$V_1 = T_{C_1} \frac{Q_1}{4}$$

Nel caso di 10 avviamenti orari della pompa si ha che $T_{C1} = 3600/10 = 360$ s

Pensando ad un impianto con più pompe, l'avviamento di una certa pompa avviene quando è raggiunta un'assegnata quota ed il suo stacco, quando operando assieme alle altre, il livello si è abbassato alla quota minima (vasca vuota). In queste condizioni, il tempo di ciclo di quella certa pompa – l'intervallo di tempo che intercorre tra un avviamento ed il successivo – si compone di più termini. Ad esempio, nel caso di due pompe (per la prima è $T_{C1} = 4 V_1/Q_1$, il tempo di ciclo T_{C2} è pari alla somma dei tempi necessari per passare dal livello 0 al livello 1 (riempiendo il volume V_1 con la portata Q_{in} in arrivo), dall'1 al 2 (volume V_2 con la pompa 1 in funzione) e di quello necessario al vuotamento di $V_1 + V_2$ (dal livello 2 allo 0), impiegando le due pompe, essendo $Q_1 + Q_2 > Q_{in}$.

Il volume della vasca, dopo alcuni passaggi matematici, risulta pari a:

$$V = \sum_{i=1}^k V_i = \frac{Q_1 T_1}{4} \sum_{i=1}^k v_i$$

dove al solito $v_i = \frac{V_i}{V_1}$

Nel caso di due pompe il volume utile totale della camera di sollevamento (V_{utile}) risulta quindi pari a:

$$V_{utile} = 1.392 \cdot V_1$$

Per le due stazioni di sollevamento si ottiene quindi:

	Q_{prog} [l/s]	V_1 [mc]	V_{utile} [mc]	$V_{progetto}$ [mc]
Sollevamento n°1	214	9.6	13.4	19.0
Sollevamento n°2	228	10.3	14.3	19.0

3.3.4. - CONTROLLO LIVELLI DI ALLAGAMENTO

Al fine di valutare i livelli massimi di allagamento in caso di malfunzionamento degli impianti di sollevamento si sono considerate esclusivamente le superfici che convogliano le acque meteoriche alla due stazione di sollevamento situate, una in corrispondenza del Ponte Pieragostini e l'altra nei pressi del raccordo con la Direttissima. Nello specifico si è considerata un'area totale pari a 2489 mq per la stazione di sollevamento N°1 e 3538 mq per la stazione di sollevamento N°2.

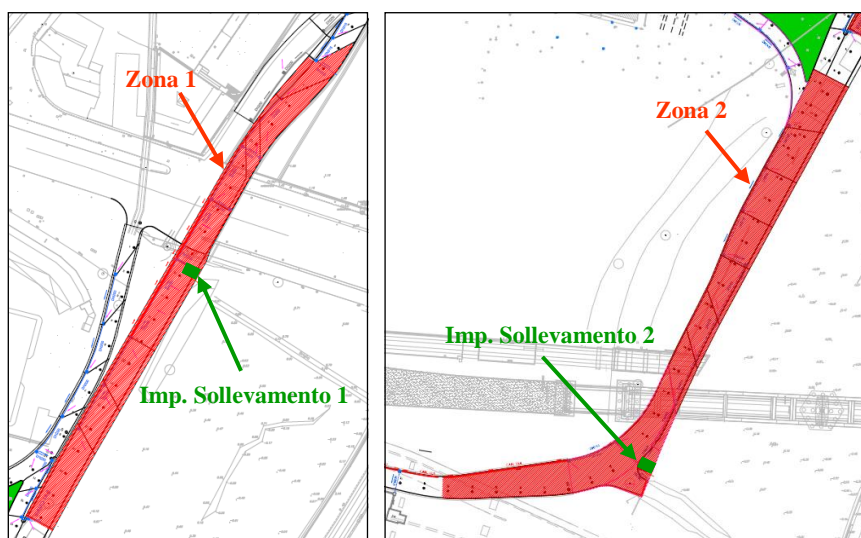


Fig. 2 - Superfici drenanti relative agli impianti di sollevamento N°1 (Ponte Pieragostini) e N°2 (vicino raccordo con la Direttissima)

L'eventuale afflusso di acque meteoriche legato all'insorgenza di rigurgiti nelle linee di raccolta funzionanti a gravità non è stato considerato.

Le altezze del pelo libero dell'acqua esondata Δh sono state considerate rispetto al punto di minimo del profilo stradale rispettivamente per la zona di competenza all'impianto di sollevamento N°1 e N°2.

Per questa analisi si sono considerate due situazioni limite:

- Evento di pioggia di durata 10 minuti riferito ad un tempo di ritorno di 500 anni, ($h = 69$ mm e $i = 414$ mm/h);
- Evento di pioggia di durata 12 ore riferito ad un tempo di ritorno di 500 anni, ($h = 382$ mm e $i = 31.8$ mm/h).

A favore di sicurezza si sono trascurati i volumi accumulati all'interno delle linee di raccolta (tubazioni, canalette e pozzetti) mentre si è considerato il volume di progetto V_{progetto} delle vasche di sollevamento.

Ipotizzando una larghezza media di carreggiata, si sono valutati sul profilo stradale i volumi

di acqua meteorica accumulati per diversi intervalli di altezza. Attraverso un procedimento iterativo si è fatto coincidere il suddetto volume con il valore del volume di acqua defluito nel sistema di drenaggio, depurato dal volume accumulato nelle vasche di raccolta degli impianti di sollevamento. Nella tabella seguente si riportano i casi analizzati e le relative altezze di pelo libero dell'acqua esondata Δh rispetto al punto di minimo del profilo stradale:

Caso	d	H [mm]	i [mm/h]	Δh [m]	
				Zona 1	Zona 2
1	10 min	69	414	0.16	0.25
2	12 ore	382	31.8	0.69	0.74

ROGGIA ROLLA

La Roggia Rolla è un collettore di acque meteoriche che raccoglie gli scarichi di una parte dell'abitato situato in destra del Torrente Polcevera.

L'intervento sulla Roggia Rolla prevede la demolizione ed il ripristino della stessa nel tratto che va dall'attuale punto di sbocco sul Torrente Polcevera fino alla sezione poco a valle della spalla destra del ponte Pieragostini.

L'intervento si rende necessario al fine di poter riposizionare il collettore al centro della carreggiata dell'asse stradale Asse 1A in modo da non interferire con la realizzazione delle opere di sostegno previste a bordo carreggiata.

Nell'ambito delle opere incluse nel sub lotto 3 sarà prevista la demolizione e ricostruzioni del tratto della Roggia Rolla compreso tra la progressiva 0+012.10 e 0+032.10 per la risoluzione dell'interferenza con rete idrica IRETI e condotta gas media pressione SNAM e la realizzazione del un nuovo tratto della Roggia Rolla tra la progressiva 0+096.26 e 0+147.10 (sbocco torrente Polcevera).

Attualmente la Roggia Rolla presenta un piccolo tratto scoperto con una quota di scorrimento pari + 1.08 m s.l.m, posta circa 100 m a valle del Ponte Pieragostini nella direzione dell'asse stradale. Dalle informazioni raccolte presso la committenza e da altri studi precedentemente effettuati nell'area, il collettore nel tratto a monte dovrebbe avere una sezione scatolare con dimensioni B=1.30 m e H=3.50 m, mentre nel tratto a valle la sezione idraulica addirittura diminuisce.

Ipotizzando una pendenza di fondo pari allo 0.2% il collettore avrebbe una capacità di smaltimento di circa 10 mc/s mantenendo un franco idraulico di circa 60 cm.

Il presente progetto prevede la realizzazione di uno scatolare dimensioni pari a B=3.50 m e H=1.80 m dal punto in cui sarà intercettata a monte del sottopasso SNAM, fino allo sbocco sul Torrente Polcevera.

Lo scatolare avrà pendenza costante pari fino allo sbocco sul Torrente Polcevera ad una quota pari a 0.62 m.s.l.m. Tutte le dimensioni e quota dovranno essere adeguatamente controllate in fase di cantiere al fine di garantire il corretto posizionamento e funzionamento idraulico dell'opera di progetto.

La scelta della sezione ribassata si rende necessaria per il superamento dell'interferenza con il sottopasso della SNAM che risulta essere vincolato superiormente dalle quote stradali, e inferiormente dalla presenza della Roggia Rolla.

La sezione ribassata, in ogni caso, garantisce la stessa capacità di smaltimento della sezione di monte, mantenendo un franco di 64 cm sulla portata di 10 mc/s, contro il franco di 63 cm della sezione attuale, come dimostrato dai risultati delle simulazioni in moto permanente riportata di seguito ed in allegato alla presente relazione.

3.4. - IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS

Il modello di moto permanente è stato messo a punto adottando il codice di calcolo HEC-RAS del quale si fornisce una sintesi delle principali caratteristiche. In particolare vengono riportate le ipotesi di calcolo, le equazioni di base, i criteri di suddivisione delle sezioni per il calcolo della distribuzione delle portate e delle velocità, le espressioni adottate per il calcolo delle perdite di carico e la metodologia iterativa di risoluzione del problema.

Le ipotesi di calcolo

Il modello risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in una assegnata sezione nelle seguenti ipotesi:

- corrente stazionaria;
- moto gradualmente variato;
- flusso monodimensionale;
- pendenze del fondo inferiori al 10 %.

Equazioni di base

Facendo riferimento alle sezioni trasversali 1 e 2 del corso d'acqua in Figura 1, a cui si rimanda per il significato dei simboli, le due equazioni base del modello sono le seguenti:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

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

dove:

$WS_2; WS_1$ = livello del pelo libero alle sezioni estreme del tratto 2, 1;

$V_2 ; V_1$ = velocità medie delle sezioni 2,1;

α_1, α_2 = coefficienti di velocità;

g = accelerazione di gravità;

h_e = perdite di carico totali;

L = distanza tra le due sezioni;

Convenzione del 10 marzo 2008 tra

Regione Liguria – Provincia di Genova – Comune di Genova – Autorità Portuale di Genova – ANAS SpA

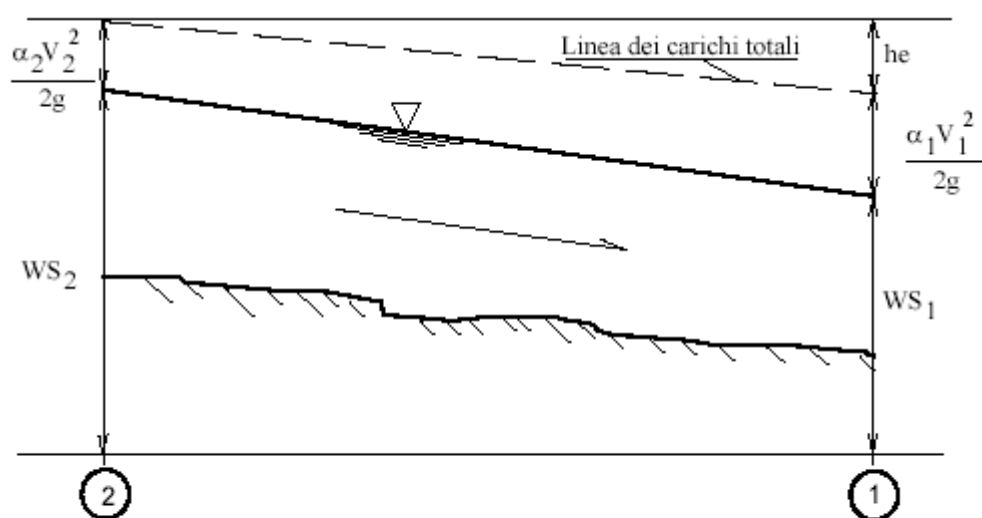
Completamento della viabilità in sponda destra torrente Polcevera sub lotto 3 – Progetto Esecutivo

Relazione idrologica - idraulica

Doc. N. 455/PES/5.04.03/R012

S_f = perdite di carico per attrito;

C = coefficiente delle perdite per espansione o contrazione.



Rappresentazione dei vari termini dell'equazione dell'energia

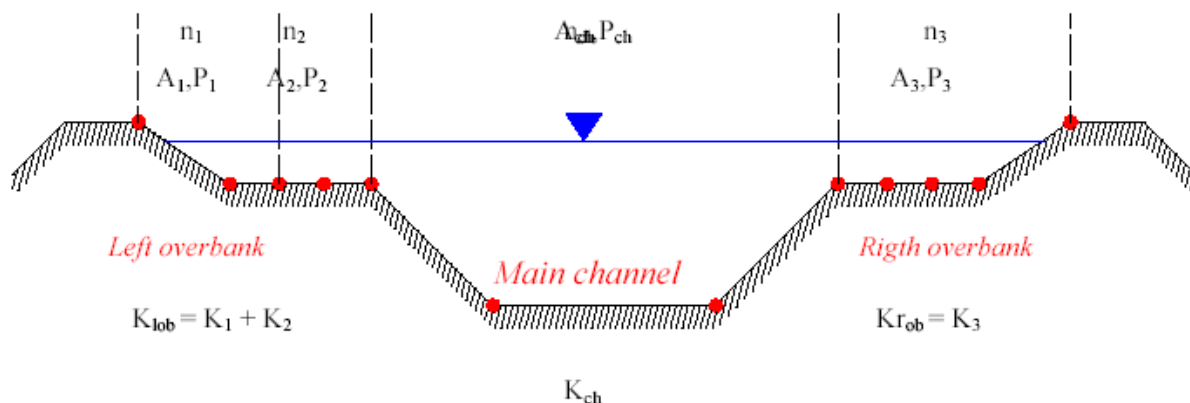
Criteri di schematizzazione trasversale della sezione

La sezione idraulica del corso d'acqua viene rappresentata geometricamente per punti. All'interno di essa si distinguono in generale tre zone, che, adottando la terminologia inglese, indichiamo con:

main channel = *M.CHA.* (canale principale)

left overbank = *L.O.* (golena sinistra)

right overbank = *R.O.* (golena destra)



Schema fondamentale di suddivisione in sottosezioni.

In ciascuna fascia vengono definite le scabrezze del fondo, che poi vengono composte al fine di generare una scabrezza equivalente valida per l'intera sezione. Per ciascuna sottosezione si determina la capacità di deflusso (portata per unità di pendenza^{1/2}) in moto uniforme:

$$K = \frac{a \cdot r^{2/3}}{n}$$

dove:

$K [m^3/s]$ = capacità di deflusso nella fascia;

$n [m^{1/3}/s^{-1}]$ = scabrezza di Manning;

$r [m]$ = raggio idraulico della fascia;

$a [m^2]$ = area della sezione bagnata della fascia.

Valutazione delle perdite di carico per attrito

Le perdite di carico per attrito sono calcolate attraverso la formula LS_f dove, S_f è la pendenza d'attrito media, pesata, del tratto, secondo la seguente formula:

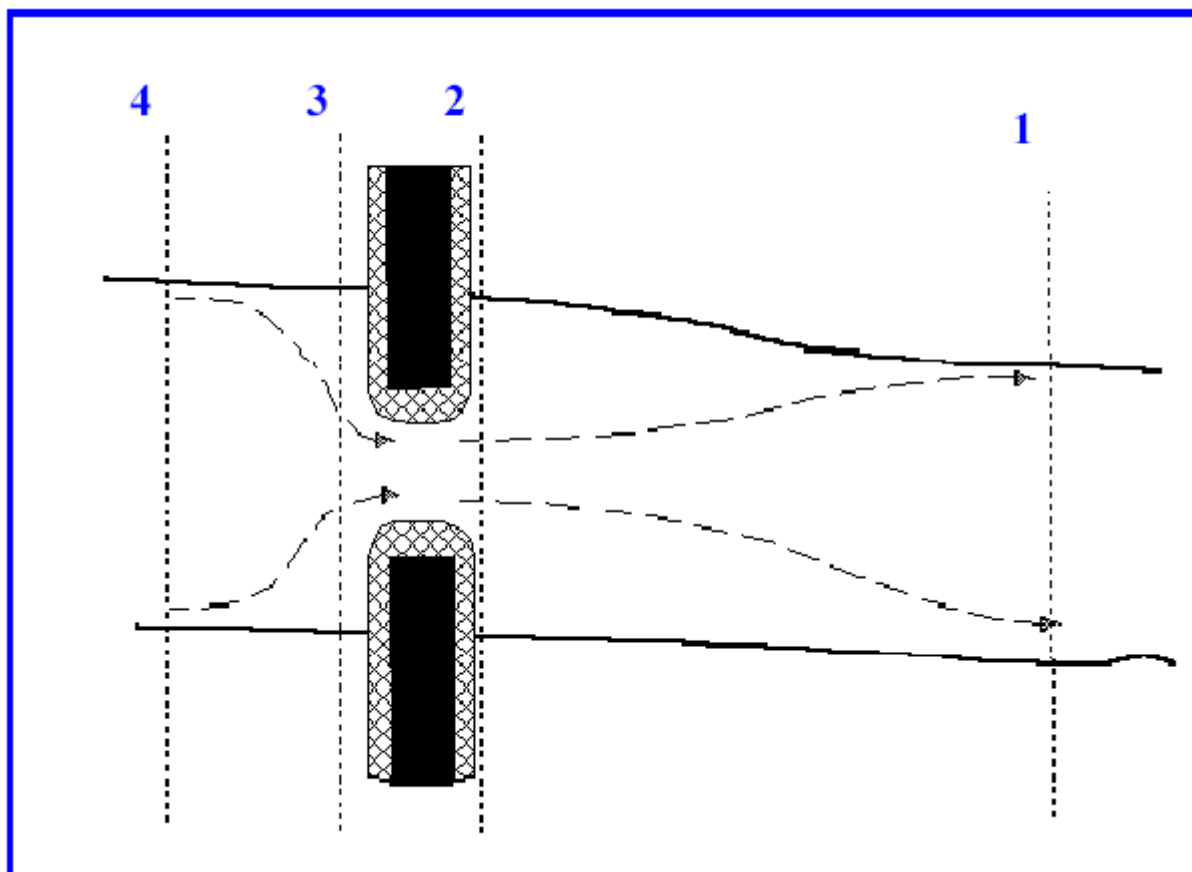
$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

dove K_1 , K_2 rappresentano le capacità di deflusso totali delle sezioni estreme.

Modellazione di ponti e culverts

Il software consente la modellazione idraulica di ponti e culverts di qualunque geometria, forma e dimensione, mediante l'utilizzo di quattro sezioni trasversali necessarie per la valutazione delle perdite energetiche dovute alla struttura stessa.

Sia per i ponti che per i culverts il programma necessita di 2 sezioni (sezione 1 e sezione 4 nella figura 5.3) sufficientemente lontane dalla struttura in modo tale che i filetti fluidi risultino paralleli e non influenzati dalla presenza del manufatto, e di 2 sezioni (sezione 2 e 3) una subito a monte ed una subito a valle, che rappresentino l'effettiva luce della struttura.



Localizzazione delle sezioni in corrispondenza di ponti e culverts

La modellazione dei ponti può essere condotta in 2 modalità distinte (a pelo libero oppure in pressione) ciascuna delle quali può essere sviluppata attraverso 3 metodi (risoluzione dell'equazione dell'energia, applicazione dell'equazione della quantità di moto, equazioni empiriche di Yarnell).

Nella modellazione dei culverts invece HEC-RAS calcola le perdite energetiche dovute alla struttura dividendole in 3 parti: la prima comprende le perdite che si verificano subito a valle della struttura a seguito dell'espansione della corrente; la seconda conteggia le perdite per attrito dovute all'attraversamento della struttura stessa; la terza considera le perdite a monte del manufatto a seguito della brusca contrazione che subisce la corrente all'imbocco dell'opera.

Per il calcolo di questi termini il programma utilizza le equazioni standard fornite dalla Federal Highway Administration (FHWA, 1985), appositamente studiate e rilasciate per computare l'idraulica dei culverts e largamente utilizzate ed impiegate nella letteratura tecnica americana.

3.5. - VERIFICA IDRAULICA DELLA ROGGIA ROLLA

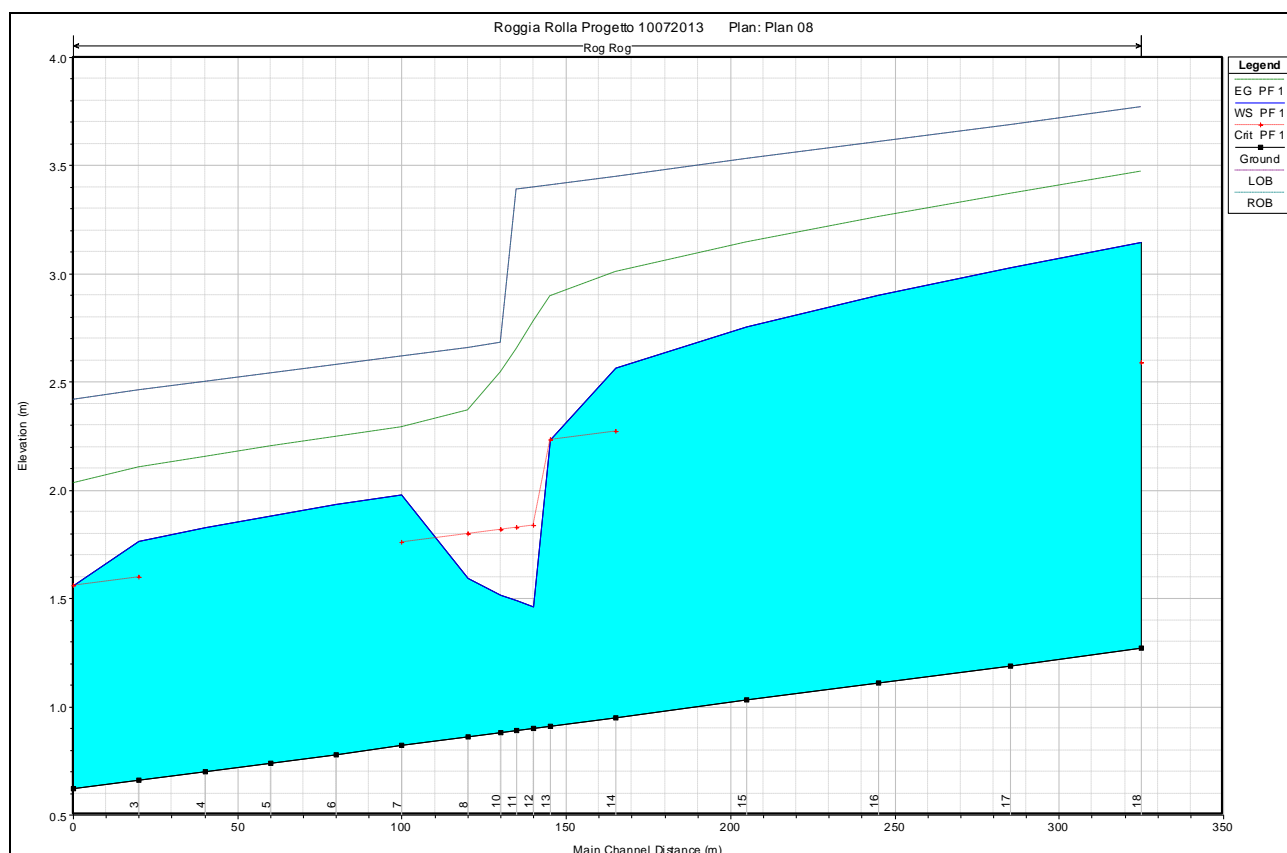
La simulazione idraulica dello stato di progetto viene effettuata considerando le ipotesi dei paragrafi precedenti per un tratto complessivo di canale pari a 340 m.

Le dimensioni del canale risultano essere pari a 1.30x3.50 m nel tratto a monte della sezione di inizio intervento, e pari a 3.50x1.80 m nel tratto a valle della medesima sezione.

Nelle elaborazioni in moto permanente si è considerato un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $n = 0.015 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

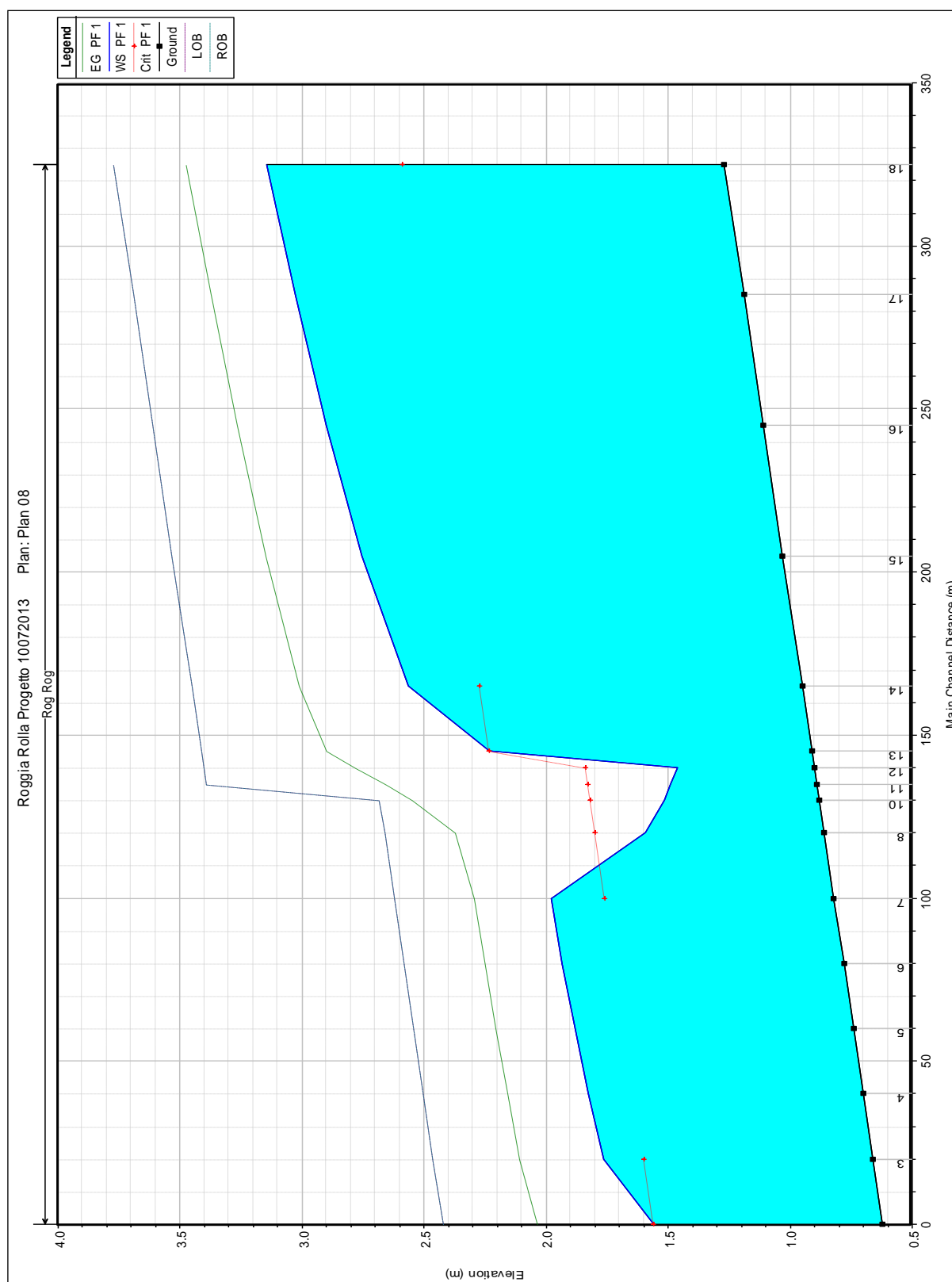
Si riporta di seguito il profilo della corrente all'interno dello scatolare dalla quale si può evincere il mantenimento dello stesso franco idraulico nel tratto esistente e nel tratto di progetto.

Per la descrizione dettagliata delle fasi costruttive della Roggia Rolla si rimanda alla relazione descrittiva delle interferenze e risoluzioni (R013_F01_A)



Profilo idraulico delle simulazioni in moto permanente.

3.6. - ALLEGATO A – RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE



Convenzione del 10 marzo 2008 tra

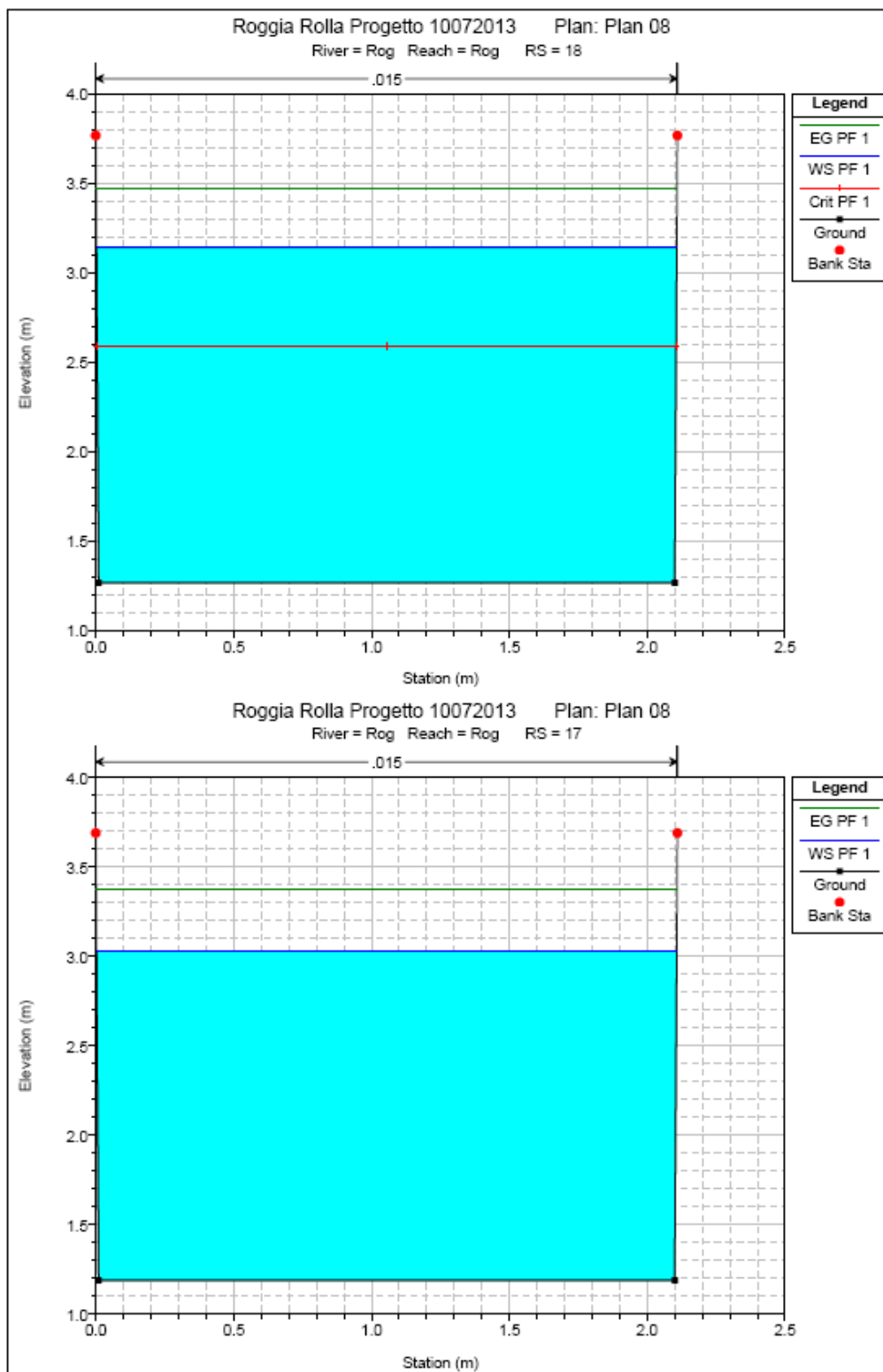
Regione Liguria – Provincia di Genova – Comune di Genova – Autorità Portuale di Genova – ANAS SpA

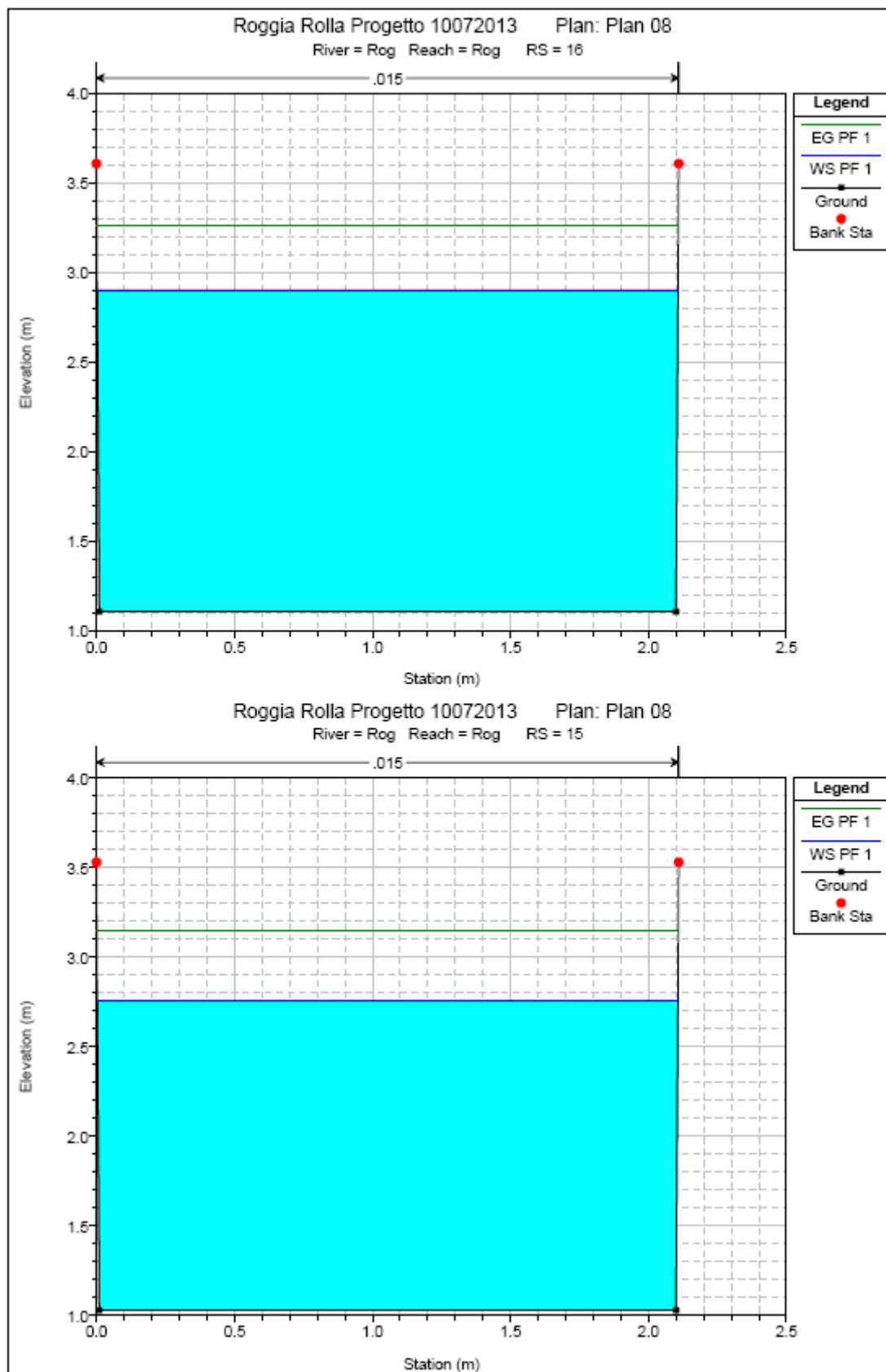
Completamento della viabilità in sponda destra torrente Polcevera sub lotto 3 – Progetto Esecutivo

Relazione idrologica - idraulica

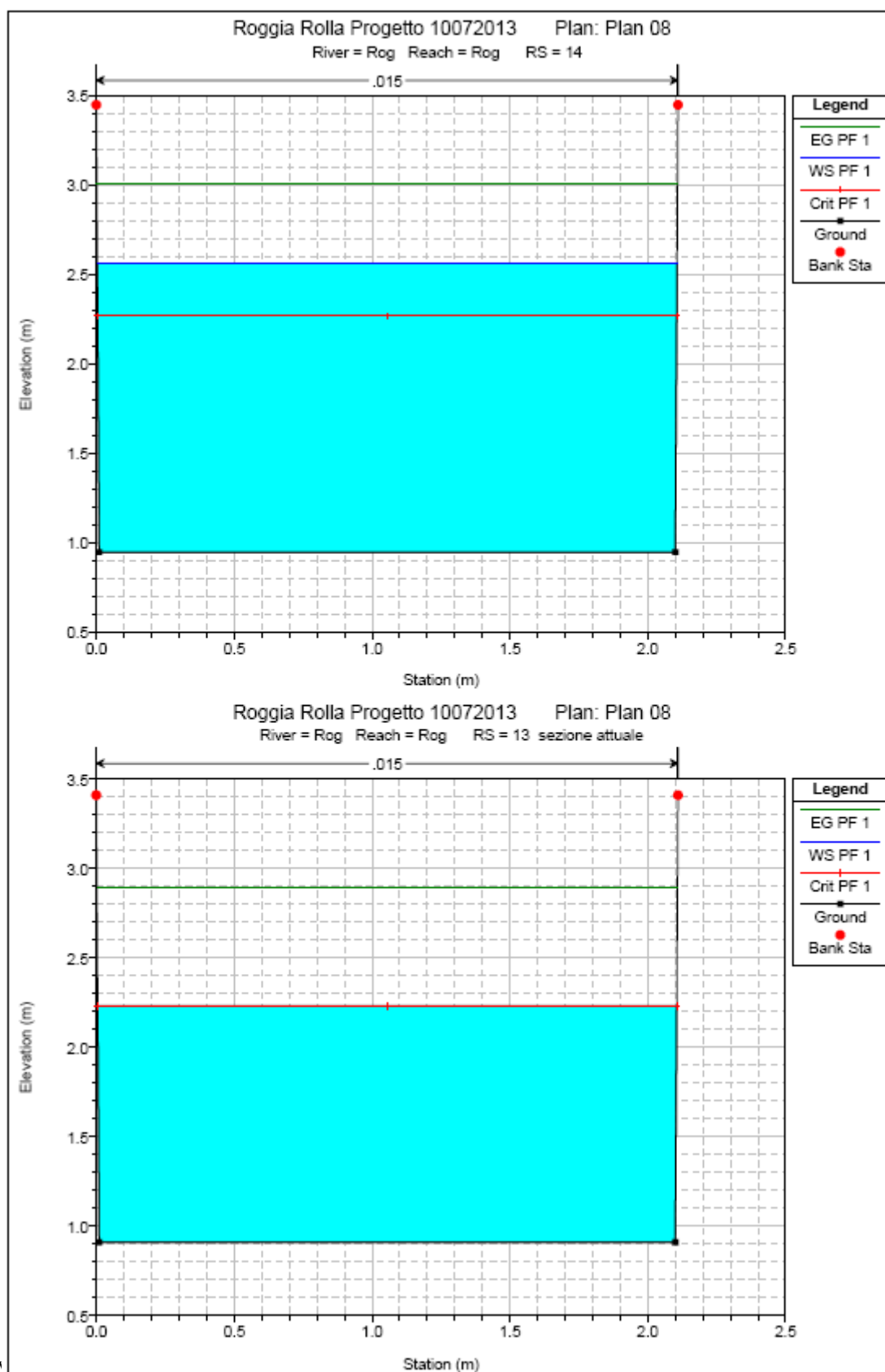
Doc. N. 455/PES/5.04.03/R012

**Profilo della Corrente per $Q=10$ mc/s.
Sezioni trasversali d'alveo**

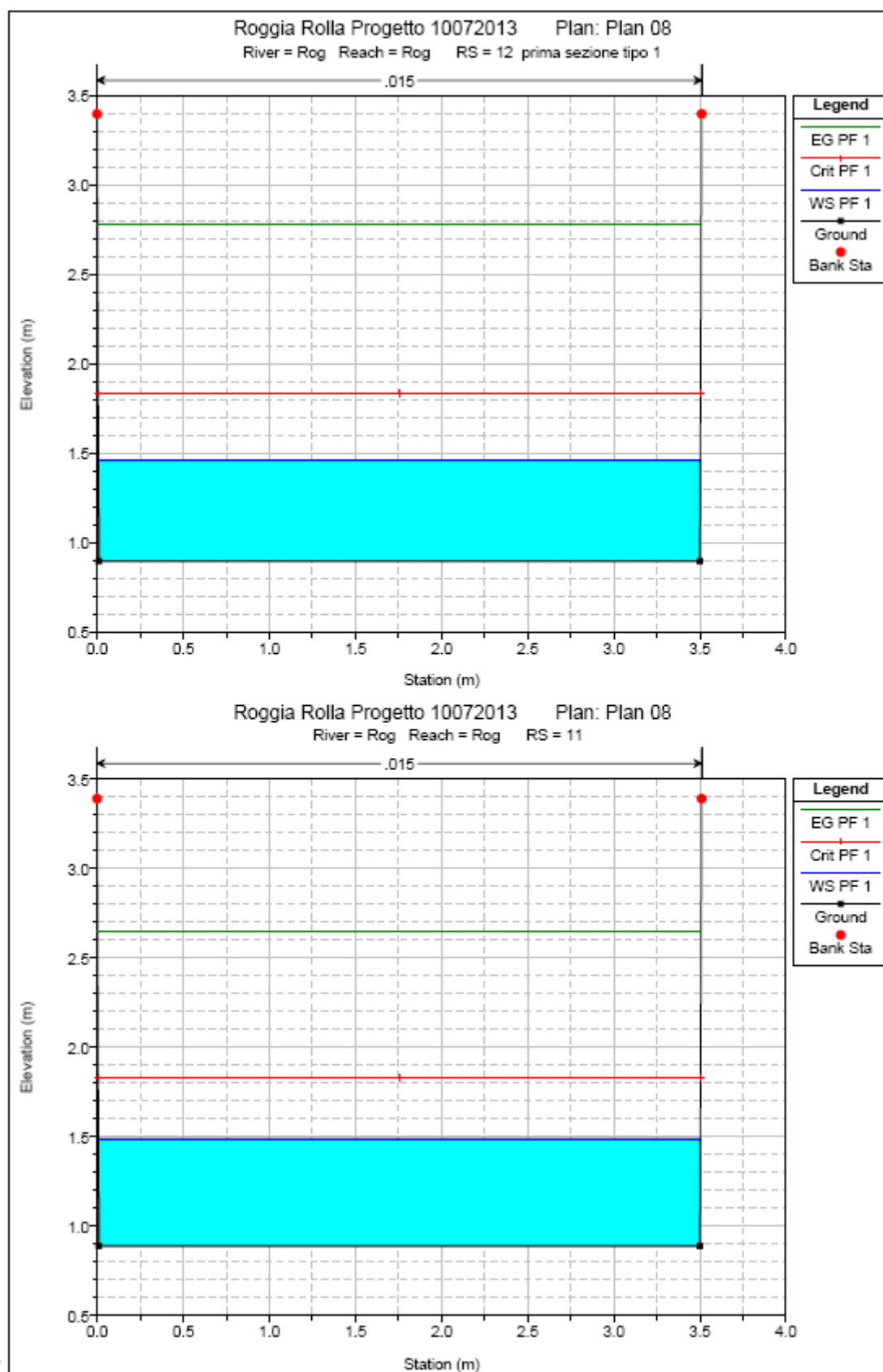


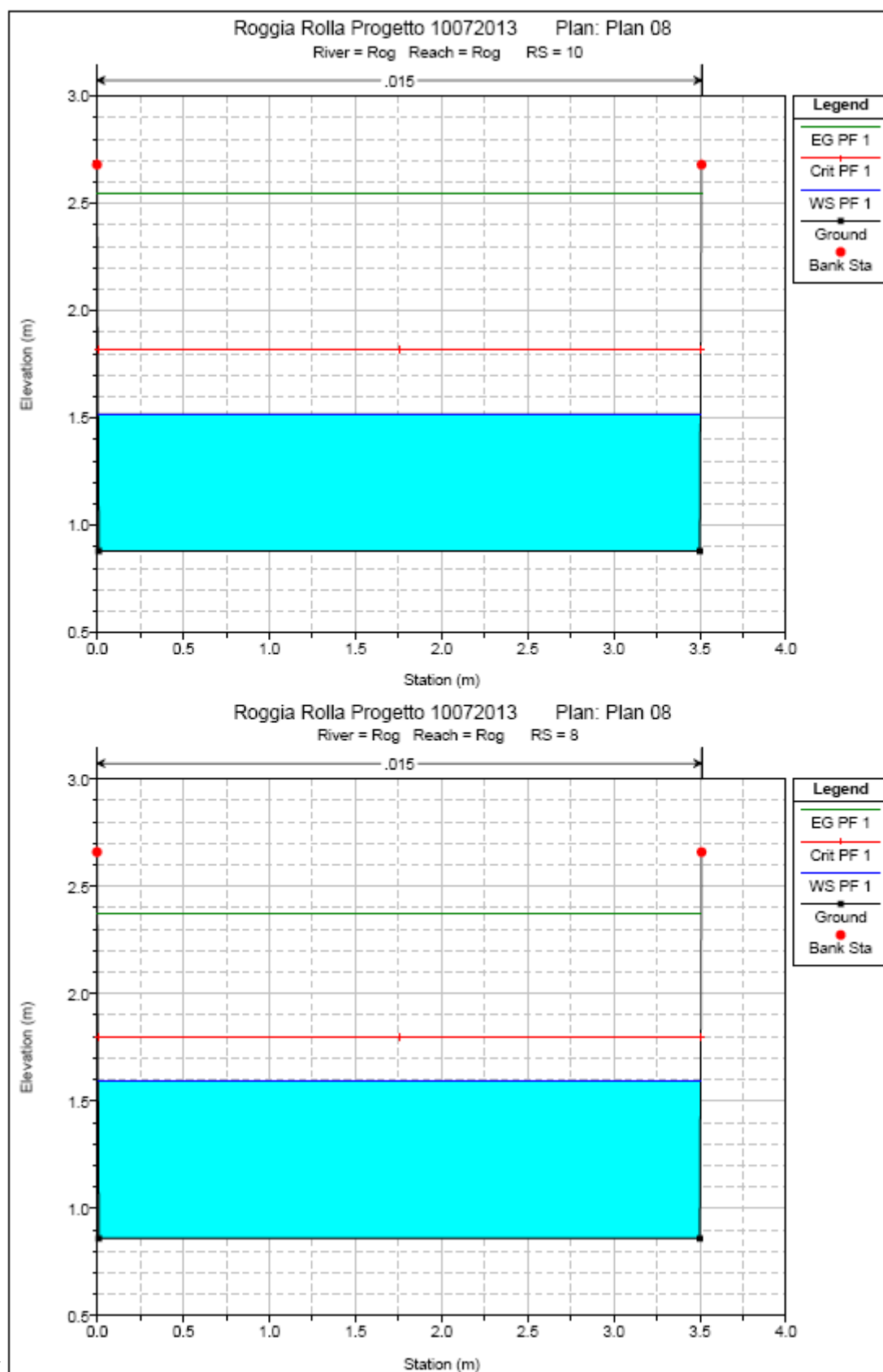


Con

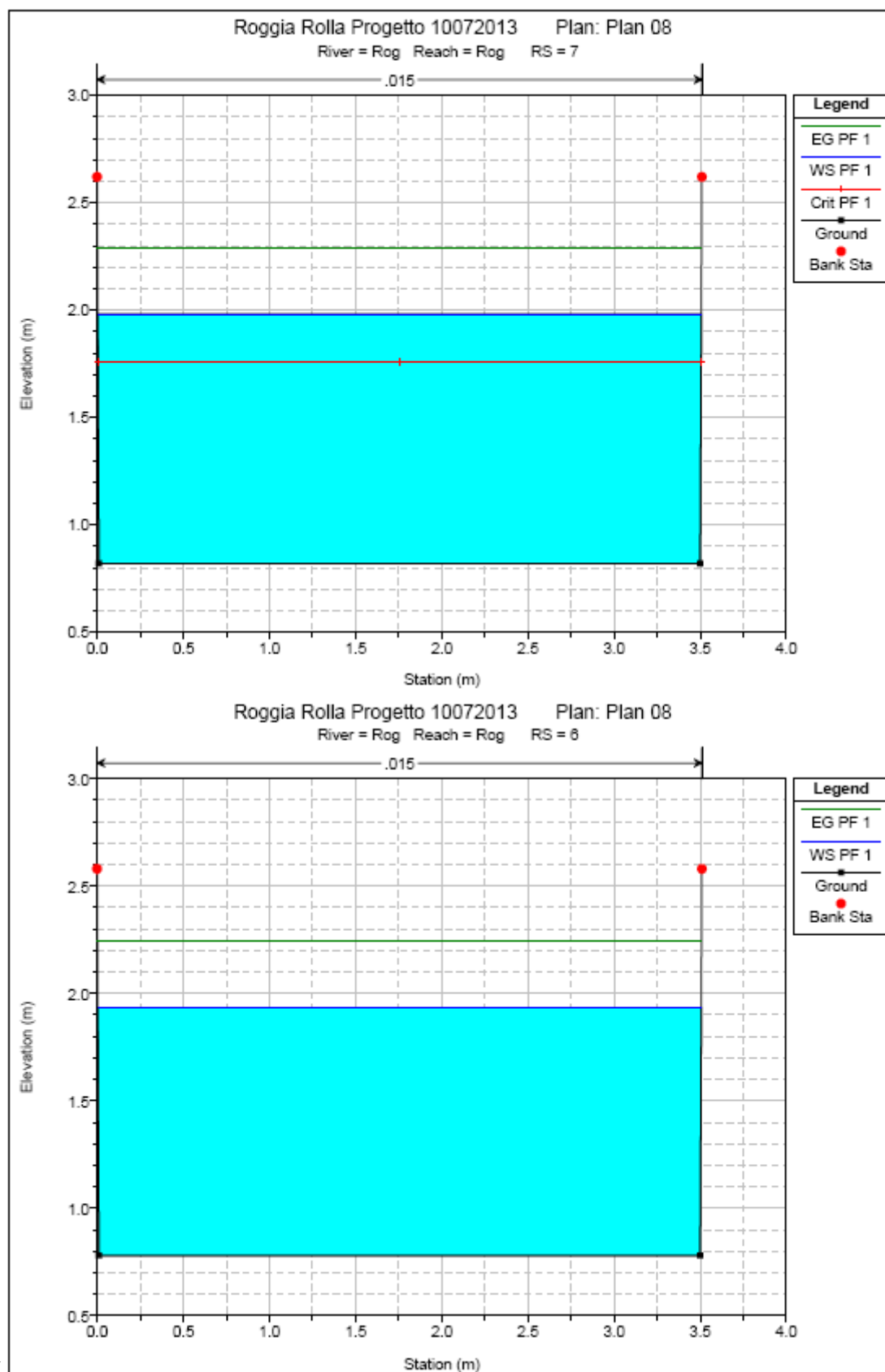


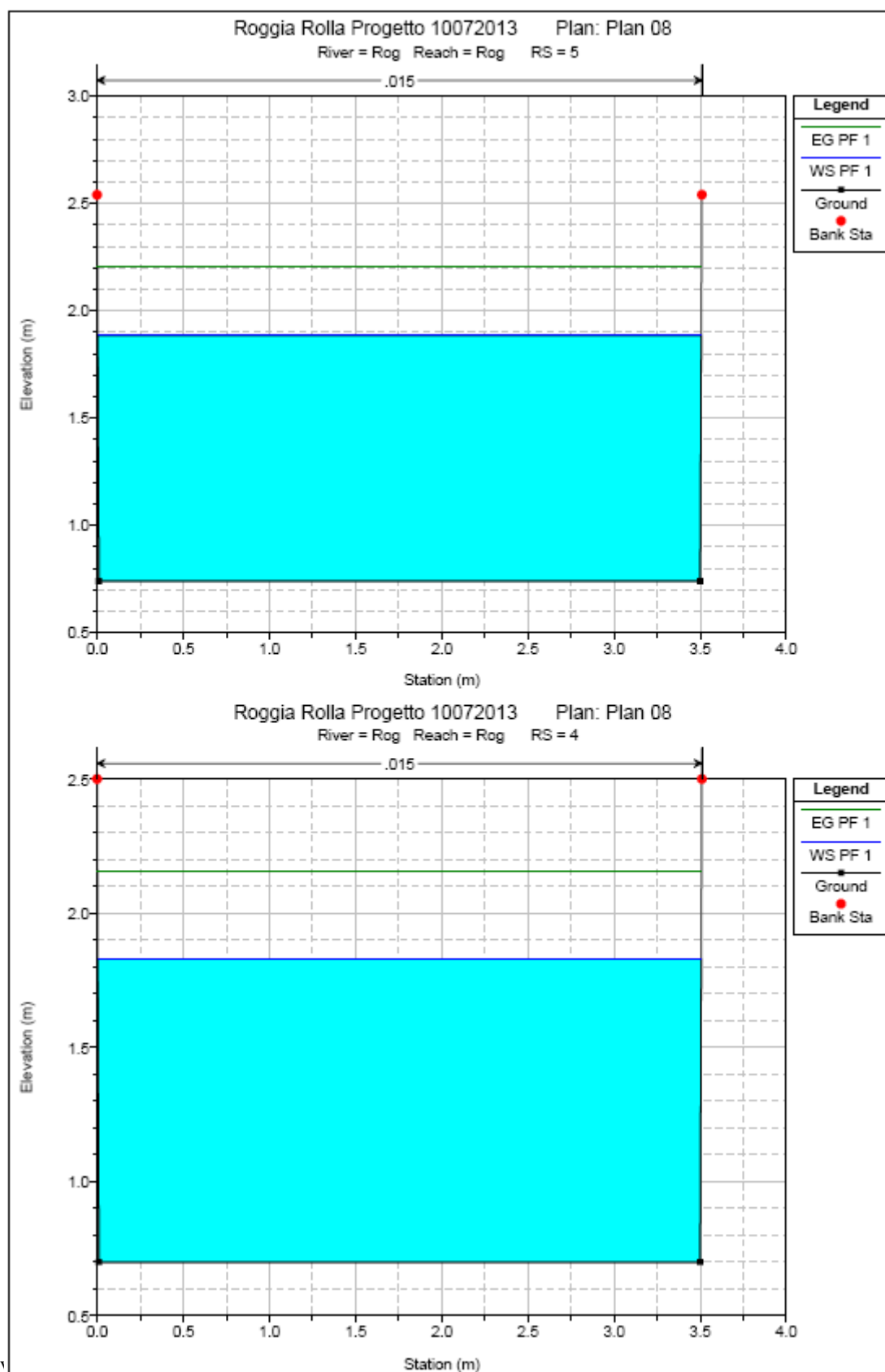
Con



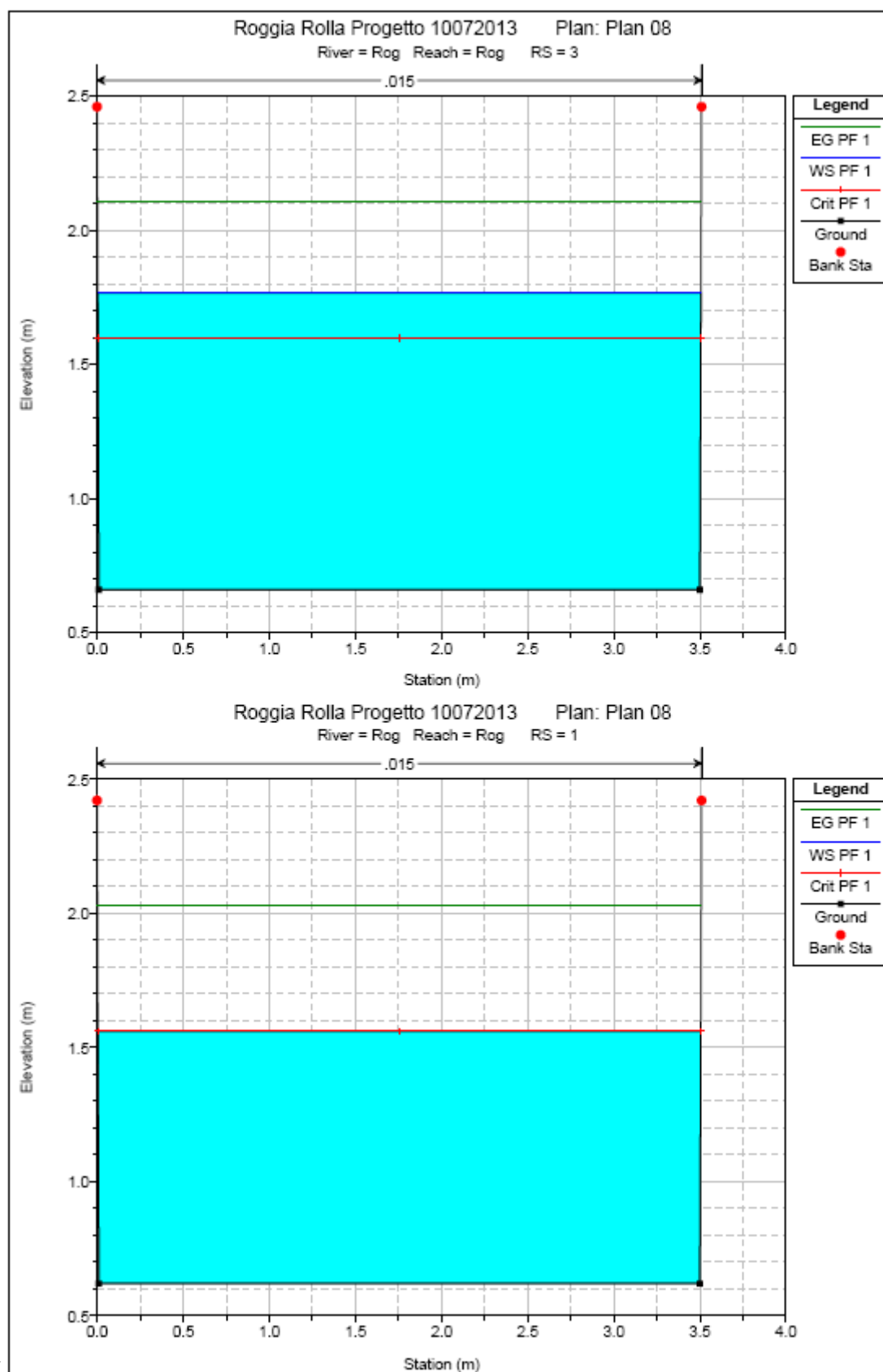


Con





Con



Con

Tabella sintetica di calcolo

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: Rog Reach: Rog Profile: PF 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
Rog	18	PF 1	10.00	1.27	3.14	2.59	3.47	0.002469	2.54	3.93	2.11	0.59
Rog	17	PF 1	10.00	1.19	3.03		3.37	0.002581	2.59	3.86	2.10	0.61
Rog	16	PF 1	10.00	1.11	2.90		3.26	0.002752	2.66	3.76	2.10	0.63
Rog	15	PF 1	10.00	1.03	2.76		3.15	0.003024	2.76	3.62	2.10	0.67
Rog	14	PF 1	10.00	0.95	2.57	2.27	3.01	0.003584	2.95	3.39	2.10	0.74
Rog	13	PF 1	10.00	0.91	2.23	2.23	2.90	0.005988	3.61	2.77	2.10	1.00
Rog	12	PF 1	10.00	0.90	1.46	1.84	2.78	0.018185	5.09	1.97	3.49	2.17
Rog	11	PF 1	10.00	0.89	1.49	1.83	2.65	0.015053	4.78	2.09	3.49	1.97
Rog	10	PF 1	10.00	0.88	1.52	1.82	2.54	0.012505	4.49	2.23	3.50	1.80
Rog	8	PF 1	10.00	0.86	1.59	1.80	2.37	0.008293	3.91	2.56	3.50	1.46
Rog	7	PF 1	10.00	0.82	1.98	1.76	2.29	0.002201	2.46	4.06	3.50	0.73
Rog	6	PF 1	10.00	0.78	1.93		2.25	0.002243	2.48	4.03	3.50	0.74
Rog	5	PF 1	10.00	0.74	1.88		2.20	0.002298	2.50	4.00	3.50	0.75
Rog	4	PF 1	10.00	0.70	1.83		2.16	0.002381	2.53	3.95	3.50	0.76
Rog	3	PF 1	10.00	0.66	1.77	1.60	2.11	0.002529	2.59	3.87	3.50	0.79
Rog	1	PF 1	10.00	0.62	1.56	1.56	2.03	0.004015	3.04	3.28	3.50	1.00