

REGIONE PIEMONTE

Provincia di Vercelli
Comune di Formigliana

PARCO FOTOVOLTAICO DELLA BENNA
Valutazione di Impatto Ambientale
ai sensi
del d.lgs 152/2006, art.23, Titolo III, parte seconda

COORDINAMENTO GENERALE



REN SOLAR ONE S.r.l.
mail: info@rensolar.it
P.IVA: 09897240967

PROGETTISTA



Arch. Luca Menci
mail: lucamenci@studiomenci.com

PROPONENTE



MYT DEVELOPMENTS INITIATIVES
mail: mytdevelopment@legalmail.it
P.IVA: 12146120964

OGGETTO

Approfondimenti specialistici

TITOLO

Relazione idraulica

CODICE ELABORATO

INT-7_Relazione idraulica

DATA

Settembre 2023

SCALA

FORMATO

.pdf

REDATTO DA

Dott. Geol. Fulvio Epifani

APPROVATO DA

Luca Menci

TIMBRI E FIRME



SOMMARIO

1.	PREMESSA	1
1.1	RIO ARLETTA	1
1.2	RIO ODDA.....	1
2.	ANALISI DEI BACINI.....	2
2.1	ANALISI MORFOMETRICA.....	2
2.1.1	Rio Arletta.....	2
2.1.2	Rio Odda	3
2.2	DETERMINAZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	4
2.2.1	Rio Arletta.....	4
2.2.2	Rio Odda	5
2.3	VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA	5
2.3.1	Rio Arletta.....	7
2.3.2	Rio Odda	8
3.	MODELLO IDRAULICO	10
3.1	DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	10
3.1.1	Equazioni per il calcolo del profilo	10
3.1.2	Suddivisione della sezione trasversale per il calcolo del trasporto.....	11
3.1.3	Numero di Manning (n) composito per il canale principale.....	12
3.1.4	Valutazione dell'energia cinetica media	12
3.1.5	Valutazione della perdita di energia per attrito	14
3.1.6	Perdita di energia per contrazione ed espansione	14
3.1.7	Procedura di calcolo.....	14
3.1.8	Determinazione della Critical Depth	15
3.1.9	Applicazione della Equazione del Momento (Momentum Equation)	16
3.2	METODOLOGIA UTILIZZATA E COMMENTO DEI RISULTATI OTTENUTI.....	18
3.2.1	Rio Arletta.....	18
3.2.2	Rio Odda	19

ALLEGATI

- Bacini idrografici dei rii Arletta e Odda, scala 1:25.000
- Curva ipso grafico del rio Arletta
- Curva ipso grafico del rio Odda
- Planimetria e ubicazione delle sezioni utilizzate per le verifiche idrauliche del rio Arletta
- Sezioni idrauliche del rio Arletta con portata di piena per tempi di ritorno di 100 anni
- Tabella riassuntiva delle sezioni utilizzate per la verifica idraulica per il rio Arletta
- Planimetria delle sezioni ed area inondata per il rio Arletta
- Planimetria e ubicazione delle sezioni utilizzate per le verifiche idrauliche del rio Odda
- Sezioni idrauliche del rio Odda con portata di piena per tempi di ritorno di 100 anni
- Tabella riassuntiva delle sezioni utilizzate per la verifica idraulica per il rio Odda
- Planimetria delle sezioni ed area inondata per il rio Odda

1. PREMESSA

Il proponente, MYT Developments Initiatives, intende procedere alla realizzazione di un nuovo campo fotovoltaico in un'area ubicata in prossimità della località Fornace Crocicchio in comune di Formigliana (VC).

Lo scrivente veniva incaricato di predisporre la relazione idraulica al fine di verificare possibili rischi di esondazione dei corsi d'acqua, Rio Arletta e Rio Odda, che delimitano l'area oggetto di intervento, rispettivamente a nord e a sud.

Il presente elaborato rappresenta la sintesi delle indagini sviluppate e dei risultati ottenuti.

1.1 RIO ARLETTA

Il bacino idrografico del rio Arletta comprende i corsi d'acqua rio Arletta, Roggia Marchesa e Riale Bazzella. Il rio Arletta, così come definito dalla BDTRE, si origina in località Cascina Mombarone in comune di Massazza a quota 237 m s.l.m. Il Riale Bazzella, affluente della Roggia Marchesa, si origina invece a est della Cascina Margone in comune di Benna, a una quota di circa 306 m s.l.m.. Essa si immette nel Rio Arletta in località Il Cascinotto, al confine fra i comuni di Villanova Biellese e Massazza. L'asta fluviale del Rio Arletta si sviluppa in direzione circa Nord-Ovest – Sud-Est per circa 18 km fino all'immissione nel torrente Cervo, a quota 160 m s.l.m..

Il corso d'acqua è caratterizzato da un bacino piuttosto stretto e allungato.

Per lo studio in esame è stata considerata una sezione di chiusura a sud della località Cascina Generala, in modo da definire le portate del corso d'acqua per vari tempi di ritorno.

1.2 RIO ODDA

Il rio Odda si origina presso l'abitato di Verrone, a una quota di circa 270 m s.l.m e si sviluppa in direzione circa Nord-Ovest – Sud-Est per circa 18 km fino all'immissione nel torrente Cervo, a quota 155 m s.l.m..

Analogamente al Rio Arletta, anche il Rio Odda è caratterizzato da un bacino piuttosto stretto e allungato.

Per lo studio in esame è stata considerata una sezione di chiusura poco a monte di una soglia di fondo posizionata a sud dell'autostrada A4 e a ovest dell'attraversamento della SP230, in modo da calcolare le portate del corso d'acqua per vari tempi di ritorno.

2. ANALISI DEI BACINI

2.1 ANALISI MORFOMETRICA

L'analisi dell'assetto morfologico di un bacino viene riassunta nella curva ipsometrica. La curva si traccia in funzione delle altezze e delle rispettive aree cumulate, suddividendo il bacino in intervalli di quota, da quella minima a quella massima, e valutando l'area del bacino che ricade in ogni intervallo. Si devono quindi eseguire i rapporti tra le aree dei singoli intervalli (a) e l'area totale del bacino (A), e quelli tra i dislivelli degli intervalli rispetto al piano di base (h) ed il dislivello totale del bacino (H). La funzione della curva che si ottiene è del tipo:

$$y = f(x)$$

dove:

$$y = h/H;$$

$$x = a/A.$$

Dalla curva ipsometrica si ricava l'altezza media del bacino, risolvendo il seguente integrale:

$$Hm = (1/A) \cdot \int_A a_i \cdot h_i$$

con:

A = area totale del bacino;

a_i = area del bacino compresa nell'intervallo i-esimo di quota;

h_i = altitudine media dell'intervallo di quota i-esimo.

L'analisi della curva ottenuta permette di valutare il grado di evoluzione raggiunto dal bacino esaminato.

In merito allo stadio evolutivo di un bacino si deduce che esso può trovarsi in una delle seguenti fasi:

FASE	CONSIDERAZIONI
GIOVANILE	La curva ipsometrica presenta una prevalente convessità verso l'alto con un valore medio dell'integrale superiore al 60%
MATURA	La curva ipsometrica presenta un flesso prossimo al 50%
SENILE	La curva ipsometrica presenta una prevalente concavità verso l'alto con un valore medio dell'integrale inferiore al 30%

È bene puntualizzare che in una curva ipsometrica la distribuzione relativa delle aree e delle quote è subordinata alla forma della proiezione orizzontale del bacino sulla carta topografica, la curva assume un significato positivo solo se la forma del bacino stesso è regolare e di tipo subrettangolare, cosa difficile da verificarsi. Quindi bisogna limitare l'analisi alla parte centrale della curva ipsometrica, cioè quella compresa tra il 15 e l'85% dell'area totale, in quanto è quella che permette l'indagine appropriata del grado di evoluzione raggiunto.

2.1.1 RIO ARLETTA

Innanzitutto è stata calcolata la superficie del bacino sotteso alla sezione di chiusura presa in esame distinguendone le diverse fasce altimetriche con dislivello di 10 m; si è quindi determinata l'altezza media e il conseguente grado di maturità.

La quota massima del bacino è pari a 306 m s.l.m., mentre la quota di chiusura è intorno ai 181 m s.l.m.

La superficie globale del bacino è pari a circa 12 km².

Le superfici delle fasce altimetriche risultano così ripartite:

FASCIA ALTIMETRICA (m s.l.m.)	SUPERFICIE (km ²)
181-190	0,6508
190-200	1,6571
200-210	1,3885
210-220	1,3966
220-230	1,9604
230-240	1,4730
240-250	1,1930
250-260	0,5704
260-270	0,2570
270-280	0,2994
280-290	0,5026
290-300	0,4852
300-306	0,2323

Le fasce altimetriche hanno percentuali di distribuzione piuttosto irregolari e la maggiori sono comprese tra i 230 e i 200 m. Il bacino ha un'altitudine media pari a 228,8 m s.l.m. ed è risultato in fase matura, in quanto l'integrale è pari al 38,2%.

2.1.2 RIO ODDA

Calcolata la superficie del bacino sotteso alla sezione di chiusura presa in esame, sono state distinte le diverse fasce altimetriche con dislivello di 10 m; si è quindi determinata l'altezza media e il conseguente grado di maturità.

La quota massima del bacino è pari a 288 m s.l.m., mentre la quota di chiusura è intorno ai 177 m s.l.m.

La superficie globale del bacino è pari a circa 18,5 km².

Le superfici delle fasce altimetriche risultano così ripartite:

FASCIA ALTIMETRICA (m s.l.m.)	SUPERFICIE (km ²)
177-180	0,2471
180-190	3,2559
190-200	2,6737
200-210	2,1501
210-220	2,2552
220-230	1,8847
230-240	1,7644
240-250	1,6833
250-260	1,1132

260-270	0,9308
270-280	0,4552
280-288	0,0610

Le fasce altimetriche hanno percentuali di distribuzione piuttosto irregolari, e la maggiori sono comprese tra i 220 e i 180 m. Il bacino ha un'altitudine media pari a 217,5 m s.l.m. ed è risultato in fase matura, in quanto l'integrale è pari al 40,5%.

2.2 DETERMINAZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

La stima quantitativa delle portate massime adottate è stata eseguita mediante la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, ovvero della relazione che correla l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno, mediante l'espressione:

$$h_t = a \cdot t^n$$

in cui h_t rappresenta appunto il massimo valore annuale di precipitazione di durata t che può essere eguagliato o superato mediamente una volta ogni T anni, dove T è il cosiddetto "Tempo di ritorno", mentre a ed n sono due coefficienti caratteristici della curva, anch'essi funzione del tempo di ritorno, in particolare a = altezza di pioggia critica della durata di 1 ora in mm, ed n = valore costante caratteristico della stazione di riferimento o del bacino in esame.

Al fine di usufruire di una discretizzazione oggettivamente riconosciuta dei dati di precipitazione, sono stati applicati i parametri contenuti nell'Allegato 3 (Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni) della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", nell'ambito del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del Bacino del Fiume Po.

La stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezza di precipitazione della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni. Non potendo disporre di dati puntuali su tutto il territorio, al fine comunque di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette, è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a ed n delle curve di probabilità pluviometrica, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

La discretizzazione permette il calcolo delle curve in qualsiasi punto del bacino.

2.2.1 RIO ARLETTA

Nel caso in esame il bacino ricade interamente nelle celle BM80 - BN80 - BN81 - BO81 - BP81 - BO82 - BP82 - BP83 - BQ83 - BR83 - BQ84 - BR84 - BS84.

Si precisa che entrambi i parametri a ed n variano, in particolare:

- il valore a aumenta con l'incremento del tempo di ritorno;
- il valore n diminuisce con il crescere del tempo di ritorno.

Le curve di probabilità pluviometrica per i tempi di ritorno presi in considerazione, sono le seguenti:

Tempo di ritorno (anni)			
20	100	200	500
$h=54,703 \cdot t^{0,298}$	$h=69,710 \cdot t^{0,294}$	$h=76,101 \cdot t^{0,293}$	$h=84,577 \cdot t^{0,292}$

2.2.2 RIO ODDA

Nel caso in esame il bacino ricade interamente nelle celle BN80 - BN81 - BO81 - BN82 - BO82 - BP82 - BN83 - BO83 - BP83 - BQ83 - BR83 - BP84 - BQ84 - BR84 - BS84 - BQ85 - BR85 - BS85.

Si precisa che entrambi i parametri a ed n variano, in particolare:

- il valore a aumenta con l'incremento del tempo di ritorno;
- il valore n diminuisce con il crescere del tempo di ritorno.

Le curve di probabilità pluviometrica per i tempi di ritorno presi in considerazione, sono le seguenti:

Tempo di ritorno (anni)			
20	100	200	500
$h=53,792 \cdot t^{0,297}$	$h=64,428 \cdot t^{0,293}$	$h=74,668 \cdot t^{0,293}$	$h=82,958 \cdot t^{0,291}$

2.3 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA

Le procedure adottabili per la stima delle portate di piena di un qualsiasi corso d'acqua si differenziano in funzione della disponibilità di serie storiche di dati idrologici significativi.

La situazione più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; poiché tale situazione si verifica raramente, a causa del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazione disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti.

In tal caso le procedure a cui far riferimento sono le seguenti:

- impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio "regione idrologica", omogenea rispetto ai fenomeni di piena;
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso alla sezione di studio e impiego di modelli afflussi-deflussi per la trasformazione in portate.

Nel caso in esame si è fatto ricorso alla procedura indicata nella seconda categoria, in particolare all'applicazione del cosiddetto metodo razionale.

La formula di questo metodo risulta:

$$Q_c = 0,277 \cdot c \cdot i \cdot A$$

in cui:

- Q_c = portata al colmo (m^3/sec);
- c = coefficiente di afflusso (-);
- i = intensità di pioggia (mm/ora);
- A = area del bacino (km^2).

Questo metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- ✓ la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino;
- ✓ la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T_r di quello dell'intensità di pioggia;
- ✓ il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione;
- ✓ l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del *tempo di corrivazione* t_c .

Per **tempo di corrivazione** s'intende il tempo necessario affinché le acque di afflusso meteorico raggiungano la sezione di chiusura del bacino, rispetto alla quale viene eseguito il calcolo della portata di massima piena, partendo dai punti più lontani del bacino; una definizione forse migliore è che esso rappresenta l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione, oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Questo parametro è una costante per ogni bacino, in quanto funzione esclusivamente della morfologia, delle litologie affioranti e della copertura vegetale.

Un'indicazione sommaria dell'ordine di grandezza di t_c può essere ottenuto dividendo la lunghezza totale dell'asta principale per un fattore compreso fra 1 e 2:

$$t_c(\text{sec}) = L/(1 \text{ o } 2)$$

dove la lunghezza L viene espressa in metri.

Metodi di calcolo più precisi sono quelli proposti di seguito:

Giandotti (valido per bacini con superficie > 50 kmq):

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

dove:

- $A(\text{kmq})$ = superficie del bacino;
- L (km) = lunghezza dell'asta principale;
- H_m (m s.l.m.) = altitudine media del bacino sul livello del mare;
- H_0 (m s.l.m.) = altitudine in corrispondenza della sezione di chiusura.

Pezzoli:

$$T_c = \frac{0.055L}{\sqrt{I}}$$

dove:

- L (km) = lunghezza dell'asta principale;
- I = pendenza media dell'asta principale.

Puglisi:

$$T_c = 6L^{2/3}(H_{\max} - H_{\min})^{-1/3}$$

dove:

- L (km) = lunghezza dell'asta principale;
- H_{\max} = quota massima del bacino;
- H_{\min} = quota della sezione di chiusura.

Ventura:

$$T_c = 0.1272 \left(\frac{A}{I} \right)^{0.5}$$

dove:

- A (kmq) = area del bacino;
- I = pendenza media dell'asta principale.

Sia per il rio Arletta che per il rio Odda per il calcolo del tempo di corrivazione è stata utilizzata la formula di Puglisi che meglio si adatta alle caratteristiche ed alle dimensioni del bacino.

La valutazione del **coefficiente di afflusso** è molto difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nel computo della portata. Il parametro tiene conto, in forma implicita, di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia, ossia:

- ✓ il *coefficiente di ragguaglio* R della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato. Nel caso in esame tale parametro è stato posto uguale a 1;
- ✓ il fattore di trattenuta del terreno, funzione della capacità di assorbimento del terreno (rapporto tra l'altezza di pioggia netta e l'altezza di pioggia totale);
- ✓ il fattore di laminazione che dipende dalla capacità di invaso sulla superficie del bacino e nel reticolo idrografico dello stesso.

Dalla letteratura scientifica sono desumibili numerosi dati relativi al coefficiente di afflusso.

Per entrambi i corsi d'acqua esaminati si è fatto riferimento ai coefficienti di deflusso raccomandati da Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964, utilizzando un valore pari a 0,4.

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

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

Mediante il tempo di corrivazione ottenuto e con i valori di a ed n della curva di possibilità climatica per il tempo di ritorno considerato si è quindi passati alla determinazione dell'afflusso meteorico (h) proprio nel tempo t_c e da ultimo si è valutata la portata (Q).

2.3.1 RIO ARLETTA

Per quanto riguarda il rio Arletta, il tempo di corrivazione t_c è risultato pari a 7,15 ore.

Applicando la metodologia sopra illustrata, i risultati ottenuti possono essere così riassunti:

TEMPO DI RITORNO (anni)	h_{neltc} (mm)	Q (m ³ /sec)
20	98,28	18,38
100	124,28	23,24
200	135,50	25,34
500	150,14	28,07

Il corso d'acqua in esame è caratterizzato dalla presenza di numerose derivazioni che alimentano i canali irrigui circostanti e di alcuni scarichi che risultano essere i troppo pieni dei canali maggiori che lo intersecano. Sulla base delle informazioni forniteci dall'Associazione d'irrigazione Ovest Sesia, le immissioni sopra citate risultano pari a circa 1000 l/s in caso di eventi di piena. A favore di sicurezza si è deciso di non considerare le derivazioni attive e di aumentare le portate di piena sopra riportate di un valore pari a 1 m³/s. In modo da tenere conto del trasporto solido, le portate sono state incrementate del 10%, pertanto le portate di riferimento per la verifica delle sezioni di deflusso sono le seguenti:

TEMPO DI RITORNO (anni)	Q (m ³ /sec)
20	21,32
100	26,66
200	28,97
500	31,98

2.3.2 RIO ODDA

Per quanto concerne il rio Odda, il tempo di corrivazione t_c ottenuto è pari a 7,43 ore.

Applicando la metodologia sopra illustrata, i risultati ottenuti possono così riassumersi:

TEMPO DI RITORNO (anni)	h_{neltc} (mm)	Q (m ³ /sec)
20	97,53	26,85
100	123,23	33,92
200	134,29	36,96
500	148,77	40,95

Come il rio Arletta, anche il rio Odda è caratterizzato dalla presenza di numerose derivazione e alcune immissioni di acqua derivanti dai maggiori canali irrigui presenti nell'area. In particolare si segnala come la Roggia Massa Serravalle termini il suo percorso nel rio in esame, secondo quanto riportato dal gestore, tale canale ha un apporto nullo o trascurabile. Gli altri canali, gestiti dall'Associazione d'irrigazione Ovest Sesia, hanno un apporto totale quantificabile in circa 700 l/s. Anche in questo caso, a favore di sicurezza, si è deciso di non considerare le derivazioni attive e di aumentare le portate di piena sopra riportate di un valore pari a 1 m³/s. Al fine diprendere in considerazione il trasporto solido, le portate sono state incrementate del 10%, le portate di riferimento per la verifica delle sezioni di deflusso sono quindi le seguenti:

TEMPO DI RITORNO (anni)	Q (m ³ /sec)
20	30,63

100	38,41
200	41,76
500	46,14

3. MODELLO IDRAULICO

3.1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Per la verifica delle sezioni di deflusso è stato utilizzato il software Hec-Ras, realizzato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers.

Nello specifico, è stato utilizzato il modulo del moto permanente a pelo libero, che è in grado di modellare il moto in regime di corrente lenta, in corrente veloce o regime misto.

La procedura di calcolo è basata sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia. Le perdite valutate sono quelle di attrito (equazione di Manning) e quelle causate dalla contrazione o espansione delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni: ciò si verifica in condizioni di regime misto, nei punti di passaggio da corrente veloce a lenta (risalti idraulici) oppure in corrispondenza di ponti o delle confluenze di più rami di una rete. Nei calcoli possono essere considerati gli effetti di punti singolari quali ponti, sottopassi e manufatti con paratoie.

Di seguito descriviamo sinteticamente le nozioni teoriche sulle quali si basa il modulo di calcolo del moto permanente.

3.1.1 EQUAZIONI PER IL CALCOLO DEL PROFILO

I profili della superficie dell'acqua sono calcolati, da una sezione trasversale alla successiva, risolvendo l'equazione dell'energia con una procedura iterativa definita "metodo ad intervalli standard".

L'equazione dell'energia è la seguente:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e, \text{ in cui:}$$

- y_1, y_2 = profondità dell'acqua lungo le sezioni trasversali;
- z_1, z_2 = altezza del canale principale;
- V_1, V_2 = velocità media (portata totale/area totale di flusso);
- α_1, α_2 = coefficienti di velocità;
- g = accelerazione di gravità;
- h_e = perdita di energia.

Un diagramma che mostra i termini dell'equazione dell'energia è riportato nella Figura 1.

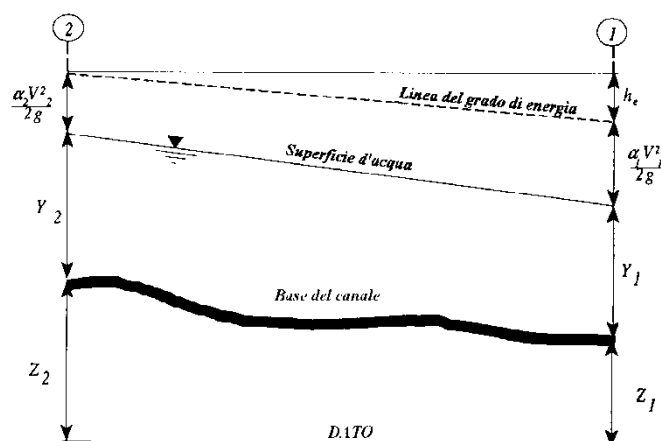


Figura 1 - Rappresentazione dei termini nell'Equazione dell'Energia

La perdita di energia h_e tra due sezioni trasversali è comprensiva delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione o espansione.

L'equazione per la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|, \text{ dove:}$$

- L = distanza ponderata tra due sezioni;
- \bar{S}_f = pendenza della linea del grado di energia;
- C = coefficiente di perdita di energia per contrazione o espansione.

La distanza ponderata L è calcolata come segue:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}, \text{ dove:}$$

- L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = distanza tra le sezioni rispettivamente nell'area golenale di sinistra, nel canale principale e nell'area golenale di destra;
- $\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = media aritmetica delle portate tra le sezioni rispettivamente nell'area golenale di sinistra, nel canale principale e nell'area golenale di destra.

3.1.2 SUDDIVISIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE PER IL CALCOLO DEL TRASPORTO

La determinazione del trasporto totale e del coefficiente di velocità per una sezione richiede che la portata sia suddivisa in unità per le quali la velocità sia uniformemente distribuita. L'approccio utilizzato nel programma HEC-RAS è quello di suddividere il flusso nelle aree golenali utilizzando come base per la suddivisione i valori di n (coefficiente di scabrezza di Manning) nei punti di rottura del profilo introdotti, cioè nei punti in cui il valore di n varia (Figura 2).

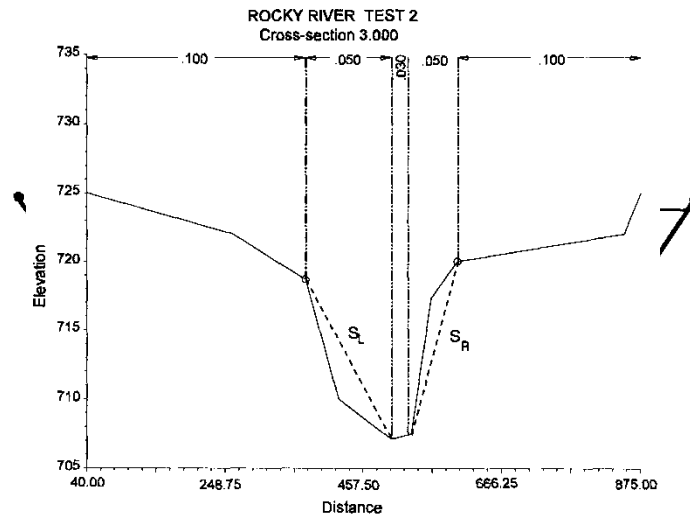
Il trasporto è calcolato per ogni suddivisione tramite la seguente forma dell'equazione di Manning (basata su unità di misura inglesi):

$$Q = K\bar{S}_f^{3/2} \text{ con } K = \frac{1,486}{n} AR^{2/3}$$

dove:

- \bar{S}_f = pendenza della linea del grado di energia;
- K = trasporto per suddivisione;
- n = coefficiente di scabrezza per suddivisione;
- A = area di flusso per suddivisione;
- R = raggio idraulico per suddivisione (area/perimetro bagnato).

Il programma somma tutti i trasporti incrementali nelle aree golenali per ottenere un valore di trasporto per la golena sinistra e per la golena destra. Il valore di trasporto nel canale principale viene normalmente calcolato come un singolo elemento di trasporto.



Il trasporto totale per una data sezione è ottenuto sommando i trasporti relativi alle tre suddivisioni (golena sinistra, canale principale e golena destra).

Figura 2 - Suddivisione del trasporto

3.1.3 NUMERO DI MANNING (N) COMPOSITO PER IL CANALE PRINCIPALE

Il flusso nel canale principale non viene suddiviso, eccetto nel caso in cui il coefficiente di scabrezza vari all'interno dell'area del canale. Il programma HEC-RAS testa l'applicabilità della differenziazione della scabrezza all'interno del canale principale di una sezione e, se non è applicabile, calcola un singolo valore composito n per l'intero canale principale. Il programma determina se il canale principale può essere suddiviso o deve invece essere utilizzato un valore di n composito in base al seguente criterio: se l'inclinazione di un lato del canale principale è più elevata del rapporto 5H:1V e il canale principale ha più di un valore n , verrà calcolato un valore di scabrezza composito n_c .

L'inclinazione di un lato del canale usata da HEC-RAS è definita come il rapporto tra la distanza orizzontale tra due punti adiacenti nel canale principale, con valore n , e la loro differenza di quota (si faccia riferimento a S_L e S_R nella figura 3).

Figura 3 - Definizione di inclinazione delle aree golenali per il calcolo di n_c

Per la determinazione di n_c , il canale principale è diviso in N parti, ciascuna con un perimetro bagnato noto P_i ed un coefficiente di scabrezza n_i .

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3}, \text{ dove:}$$

- n_c = coefficiente di scabrezza composito o equivalente;
- P = perimetro bagnato dell'intero canale principale;
- P_i = perimetro bagnato della suddivisione i ;
- n_i = coefficiente di scabrezza per la suddivisione i .

3.1.4 VALUTAZIONE DELL'ENERGIA CINETICA MEDIA

Poiché il software HEC-RAS è un programma per profili monodimensionali della superficie d'acqua, per ogni sezione viene calcolata solamente una singola superficie, e quindi un singolo valore di energia media.

Per una data altezza della superficie d'acqua, il valore dell'energia media è ottenuto calcolando un flusso ponderato di

energia dalle tre sottosezioni di una sezione trasversale (golena sinistra, canale principale e golena destra).

La figura 4 mostra come può essere ottenuta l'energia media per una sezione che presenti un canale principale e un'area golenale destra.

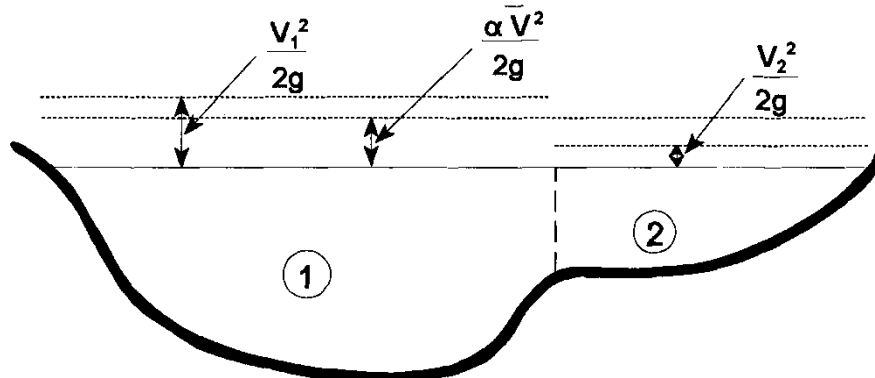


Figura 4 - Esempio di come viene ottenuta l'energia media

V_1 = velocità media per la subarea 1

V_2 = velocità media per la subarea 2

Per calcolare l'energia cinetica media, è necessario ottenere il coefficiente di velocità di picco ponderata α , che è calcolato come segue:

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + Q_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)}{Q_1 + Q_2};$$

$$\alpha = \frac{2g \left[Q_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + Q_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2};$$

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}.$$

In generale:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2}$$

Il coefficiente alfa può anche essere scritto in termini di trasporto e area, come nella seguente equazione:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3}, \text{ dove:}$$

- A_t = area totale di flusso della sezione;
- A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} = aree di flusso della golena sinistra, del canale principale e della golena destra rispettivamente;
- K_t = trasporto totale della sezione;
- K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} = trasporto della golena sinistra, del canale principale e della golena destra rispettivamente.

3.1.5 VALUTAZIONE DELLA PERDITA DI ENERGIA PER ATTRITO

La perdita di carico è valutata in HEC-RAS come il prodotto tra \bar{S}_f e L , dove \bar{S}_f è la pendenza della linea del grado di energia per un certo tratto d'acqua, ed L è definito dall'equazione:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

L'inclinazione della linea di energia ad ogni sezione è calcolato dall'equazione di Manning come segue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

Altre espressioni alternative sono:

- ✓ Average conveyance equation:

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

tale equazione è usata per "default" dal programma: viene cioè usata automaticamente a meno che non sia richiesta un'equazione diversa.

- ✓ Average friction slope equation:

$$S_f = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$$

- ✓ Geometric mean friction slope equation:

$$S_f = \sqrt{S_{f_1} \cdot S_{f_2}}$$

- ✓ Harmonic mean friction slope equation:

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f_1} \cdot S_{f_2}}{S_{f_1} + S_{f_2}}$$

3.1.6 PERDITA DI ENERGIA PER CONTRAZIONE ED ESPANSIONE

Le perdite per contrazione ed espansione sono valutate in HEC-RAS con la seguente equazione:

$$h_o = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right|$$

dove C è il coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che si ha contrazione quando la velocità a valle è maggiore di quella a monte. Allo stesso modo, quando la velocità a monte è maggiore di quella a valle il programma considera un'espansione del flusso.

3.1.7 PROCEDURA DI CALCOLO

La valutazione della *watersurface* a una certa sezione viene determinata da soluzioni iterative delle due seguenti equazioni:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{e} \quad h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

La procedura di calcolo è la seguente:

1. viene assunta un'altezza della watersurface per la sezione di monte (o di valle nel caso venga calcolato un profilo *super critical*);
2. basandosi sull'altezza valutata della watersurface, il programma determina il corrispondente trasporto totale e la velocità di picco;
3. con i valori determinati al punto 2, calcola \bar{S}_f e risolve l'equazione per determinare h_e ;
4. con i valori determinati ai punti 2 e 3, risolve la prima equazione per determinare WS_2 ;
5. raffronta i valori calcolati di WS_2 con i valori assunti al punto 1; ripete i punti da 1 a 5 fino a quando i valori presentano una differenza inferiore a 0,003 m (o un eventuale valore di tolleranza definito dall'utente).

Il programma è "limitato" da un *numero massimo di iterazioni* per bilanciare la watersurface. Mentre il programma sta effettuando le iterazioni, tiene traccia della watersurface che produce il valore minimo di errore tra il valore assunto e quello calcolato. Questa watersurface è definita come la *minimum error water surface*. Se il massimo numero di iterazioni viene raggiunto prima che la watersurface "bilanciata" venga archiviata, il programma calcolerà la *criticaldepth*. Il programma cerca allora di verificare se l'errore associato con la *minimum error water surface* è all'interno del valore di tolleranza predefinito. Se la *minimum error water surface* ha associato un errore che è più grande del valore di tolleranza predefinito, o si trova dal lato sbagliato della *criticaldepth*, il programma utilizzerà la *criticaldepth* come risposta finale per la sezione e indicherà questo fatto con un messaggio di attenzione.

Sia la *minimum error water surface* che la *criticaldepth* sono usate in questa situazione soltanto per permettere al programma di trovare la soluzione del profilo della watersurface. Nessuna di queste due risposte è considerata soluzione valida e perciò nei messaggi di attenzione viene segnalato quando sono usate. In generale, quando il programma non può bilanciare l'equazione dell'energia a una certa sezione, è perché manca un sufficiente e adeguato numero di sezioni o perché i dati sono errati. In qualche occasione invece, il problema può essere dovuto al fatto che il programma cerca di calcolare una *subcritical water surface* mentre il regime di flusso è in quel momento *supercritical*.

Per un profilo *subcritical*, un controllo preliminare del corretto regime di flusso comporta un controllo del numero di Froude. Il programma calcola il numero di Froude della bilanciata watersurface sia per il canale principale sia per l'intera sezione. Se entrambi questi due numeri di Froude risultano maggiori di 0,94, allora il programma controlla il regime di flusso calcolando una più accurata stima della *criticaldepth* utilizzando il metodo dell'energia minima specifica.

Per un profilo *supercritical*, la *criticaldepth* è calcolata automaticamente per ogni sezione, che rende possibile un paragone diretto tra l'altezza dell'acqua "bilanciata" e la "critica".

3.1.8 DETERMINAZIONE DELLA CRITICAL DEPTH

La *Critical depth* per una sezione viene determinata se ciascuna delle seguenti condizioni è soddisfatta:

1. il regime di flusso *supercritical* è stato specificato;
2. il calcolo della *criticaldepth* è stato richiesto dall'utilizzatore;
3. questa è una condizione al contorno per la sezione e la *criticaldepth* deve essere determinata per assicurarsi che l'utilizzatore inserisca le condizioni al contorno nel corretto regime di flusso;
4. il numero di Froude cerca un profilo *subcritical* che indica che la *criticaldepth* necessita di essere determinata per verificare il regime di flusso associato con l'altezza bilanciata;

5. il programma non può bilanciare l'equazione dell'energia all'interno della tolleranza specificata prima di raggiungere il numero massimo di iterazioni.

Il picco dell'energia totale per una sezione è definita da:

$$H = WS + \frac{\alpha \cdot V^2}{2g}, \text{ dove:}$$

- H = picco dell'energia totale;
- WS = altezza della watersurface;
- $\frac{\alpha \cdot V^2}{2g}$ = velocità di picco.

L'altezza della *critical water surface* è l'altezza per la quale l'energia totale di picco è al valore minimo. Il programma HEC-RAS ha due metodi per calcolare la *criticaldepth*: il metodo "parabolico" e il metodo "secante". Il metodo parabolico consente un calcolo più rapido, ma è in grado di individuare un singolo minimo di energia e viene settato come metodo di default. Se viene utilizzato il metodo parabolico e non giunge a convergenza, allora il programma tenterà automaticamente il metodo secante.

In certe situazioni è possibile avere più di un minimo sulla curva dell'energia totale. Minimi multipli sono spesso associati con sezioni che hanno delle interruzioni nella curva dell'energia totale. Queste interruzioni possono avvenire a causa di larghe e piatte aree golenali, così come per sezioni con argini e aree di flusso inefficaci. Se l'utilizzatore ritiene che il programma ha posizionato in modo non corretto la *criticaldepth*, allora deve essere selezionato il metodo secante ed il modello deve essere risimulato.

3.1.9 APPLICAZIONE DELLA EQUAZIONE DEL MOMENTO (MOMENTUM EQUATION)

Ogni volta che la *watersurface* incrocia la *criticaldepth*, l'equazione dell'energia non può essere applicata. L'equazione dell'energia è applicabile solo a variazioni graduali delle situazioni di flusso, e la transizione da subcritical a supercritical o da supercritical a subcritical è una rapida variazione della situazione di flusso. Ci sono numerose situazioni per cui può verificarsi la transizione da flusso subcritical a supercritical o da supercritical a subcritical. Queste includono significative variazioni nelle sponde dei canali, restringimenti per ponti, strutture di attraversamento e sbarramenti, immissioni di corsi d'acqua. In alcune di queste situazioni le equazioni empiriche possono essere utilizzate, mentre in altri casi è necessario applicare l'equazione del momento per poter ottenere una soluzione.

All'interno del programma HEC-RAS, l'equazione del momento può essere applicata per i seguenti problemi specifici: la presenza di un salto idraulico, bassi flussi idraulici ai ponti, immissioni di corsi d'acqua.

L'equazione del momento è derivata dalla seconda legge del moto di Newton:

$$\sum F_x = m \cdot a$$

Applicando la seconda legge del moto di Newton a un corpo d'acqua delimitato da due sezioni (1 e 2) come indicato nella figura 5, la seguente espressione per il cambio di momento all'interno dell'unità di tempo, può essere scritta:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x, \text{ dove:}$$

- P = pressione idrostatica alle posizioni 1 e 2;
- W_x = forza dovuta al peso dell'acqua nella direzione X ;
- F_f = forza dovuta alle perdite per attrito esterno tra 2 e 1;

- Q = portata;
- ρ = densità dell'acqua;
- ΔV_x = variazione di velocità tra 2 e 1, nella direzione di X.

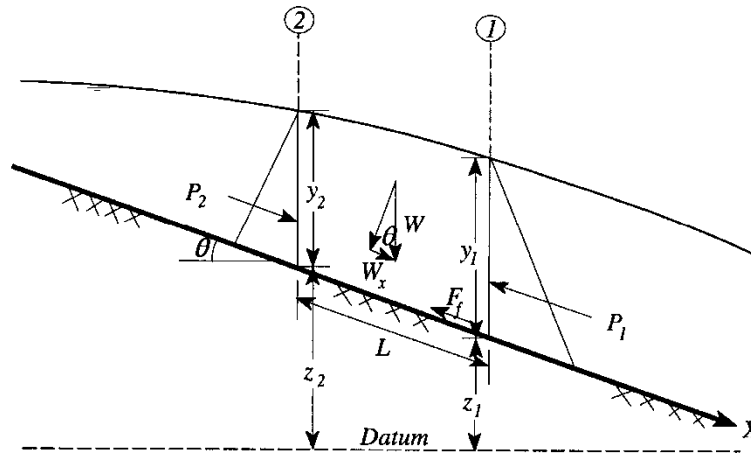


Figura 5 - Applicazione del Momento Principale

✓ PRESSIONE IDROSTATICA

La forza nella direzione X dovuta alla pressione idrostatica è:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos\theta$$

L'assunto della distribuzione della pressione idrostatica è valida solo per scarpate inferiori a 1:10.

Il $\cos\theta$ per una scarpata di 1:10 (circa 6°) è pari a 0,995. Poiché le sponde di un normale canale sono ben inferiori a 1:10, la correzione del $\cos\theta$ per la profondità deve essere posta uguale a 1,0. Perciò le equazioni per la pressione idraulica alle sezioni 1 e 2 sono le seguenti:

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{Y}_1$$

$$P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{Y}_2$$

dove:

- γ = peso specifico dell'acqua;
- A_i = area bagnata delle sezioni nelle posizioni 1 e 2;
- \bar{Y}_i = profondità misurata tra la *watersurface* ed il centro della sezione alle posizioni 1 e 2.

✓ PESO DELL'ACQUA

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L$$

$$W_x = W \cdot \sin\theta$$

$$\sin\theta = \frac{z_2 - z_1}{L} = S_0$$

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0$$

dove:

- L = distanza tra le sezioni 1 e 2 lungo l'asse X;
- S_0 = sponda del canale, basata sull'altezza media dell'alveo;
- z_i = altezza media dell'alveo alle posizioni 1 e 2.

✓ FORZA DELL'ATTRITO ESTERNO

$$F_f = \tau \cdot \bar{P} \cdot L, \text{ in cui:}$$

- τ = shear stress;
- \bar{P} = perimetro medio bagnato tra le sezioni 1 e 2.

Essendo inoltre $\tau = \gamma \cdot \bar{R} \cdot \bar{S}_f$, dove:

- \bar{R} = raggio idraulico medio ($R = \bar{A}/\bar{P}$)

l'espressione della forza dell'attrito esterno F_f diventa:

$$F_f = \gamma \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \bar{S}_f \bar{P} L$$

$$F_f = \gamma \frac{(A_1 + A_2)}{2} \bar{S}_f L$$

- \bar{S}_f = pendenza della linea del grado di energia.

✓ ACCELERAZIONE DELLA MASSA

$$m \cdot a = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad \text{e} \quad \Delta V_x = (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$$

$$m \cdot a = \frac{Q \cdot \gamma}{g} (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2), \text{ dove:}$$

- β = coefficiente del momento che spiega la variazione nella distribuzione della velocità nei canali irregolari.

3.2 METODOLOGIA UTILIZZATA E COMMENTO DEI RISULTATI OTTENUTI

3.2.1 RIO ARLETTA

Il programma richiede la ricostruzione planimetrica del corso d'acqua e l'introduzione di ogni singola sezione (distanze progressive e relative quote altimetriche): per la predisposizione del modello è stato effettuato, dal geom. Permario Calza, un rilievo di dettaglio dell'area in base al quale sono state ricavate le sezioni utilizzate per le verifiche.

Per ciascuna sezione sono stati definiti gli argini sinistro e destro dell'alveo, i coefficienti di contrazione e di espansione per la valutazione di eventuali perdite di energia dovute a repentini cambi della sezione di deflusso e i coefficienti di scabrezza (Manning) ricavati dalla letteratura specifica.

La sezione 9 è in corrispondenza del ponte canale. Al fine di inserire tale opera all'interno della modellazione idraulica, la sezione 9 è stata spostata appena a monte del ponte ed è stata inserita una sezione identica subito a valle.

Una volta inseriti tutti i dati geometrici si è passati al calcolo dei profili idraulici *in moto permanente*: per il tratto in studio è stata inserita la portata relativa ad un tempo di ritorno di 100 anni, così come definita nel capitolo precedente.

Si sono quindi fissate le condizioni al contorno in base alla tipologia di flusso del corso d'acqua.

Le condizioni al contorno disponibili sono quattro:

- ✓ Known Water Surface Elevations (quota nota del pelo libero) - è richiesta la quota del pelo libero per ogni portata introdotta;
- ✓ Critical Depth (altezza critica) - non è richiesta alcuna informazione in quanto il programma calcola automaticamente l'altezza critica per ogni portata e la userà come condizione al contorno;
- ✓ Normal Depth (altezza di moto uniforme) - viene richiesta la pendenza della linea di energia che sarà usata per calcolare l'altezza di moto uniforme, per ogni portata, in quella sezione (equazione di Manning);
- ✓ Rating Curve (scala di deflusso) - sono richiesti i valori di quota idrometrica e delle relative portate; per valori intermedi, in fase di simulazione viene effettuata un'interpolazione lineare.

Nel nostro caso si è scelto di lavorare con la *Critical Depth* per la condizione al contorno di valle e nessuna condizione al contorno di monte, in quanto l'elaborazione è stata sviluppata in regime di corrente lenta.

Si è quindi passati alla verifica delle sezioni.

In allegato vengono proposti gli schemi grafici di ciascuna sezione sottoposta a verifica, con indicate le altezze della corrente, e una planimetria rappresentativa dei risultati ottenuti.

Dall'esame della tavola allegata si possono formulare le seguenti considerazioni:

- la sezione in corrispondenza del ponte canale non presenta un'area sufficiente a smaltire le portate di piena, generando un rigurgito verso monte che però non porta alla formazione di fenomeni esondativi;
- la sezione 4 non risulta in grado di smaltire la portata affluente ed esonda in sponda sinistra, all'esterno dell'area in esame;
- tutte le altre sezioni risultano sufficienti allo smaltimento della portata di piena per tempi di ritorno pari a 100 anni.

3.2.2 RIO ODDA

Come per il rio Arletta, anche per la predisposizione del modello del rio Odda è stato effettuato, dal geom. Piernario Calza, un rilievo di dettaglio dell'area in base al quale sono state ricavate le sezioni utilizzate per le verifiche. Sono stati definiti gli stessi dati geometrici e si è utilizzato, anche in questo caso, una portata di piena relativa ad un tempo di ritorno di 100 anni, così come definita nel capitolo precedente.

Anche in questo caso si è scelto di lavorare con la *Critical Depth* per la condizione al contorno di valle e nessuna condizione al contorno di monte, in quanto l'elaborazione è stata sviluppata in regime di corrente lenta.

Si è quindi passati alla verifica delle sezioni.

In allegato vengono proposti, anche per il rio Odda, gli schemi grafici di ciascuna sezione sottoposta a verifica, con indicate le altezze della corrente, e una planimetria rappresentativa dei risultati ottenuti.

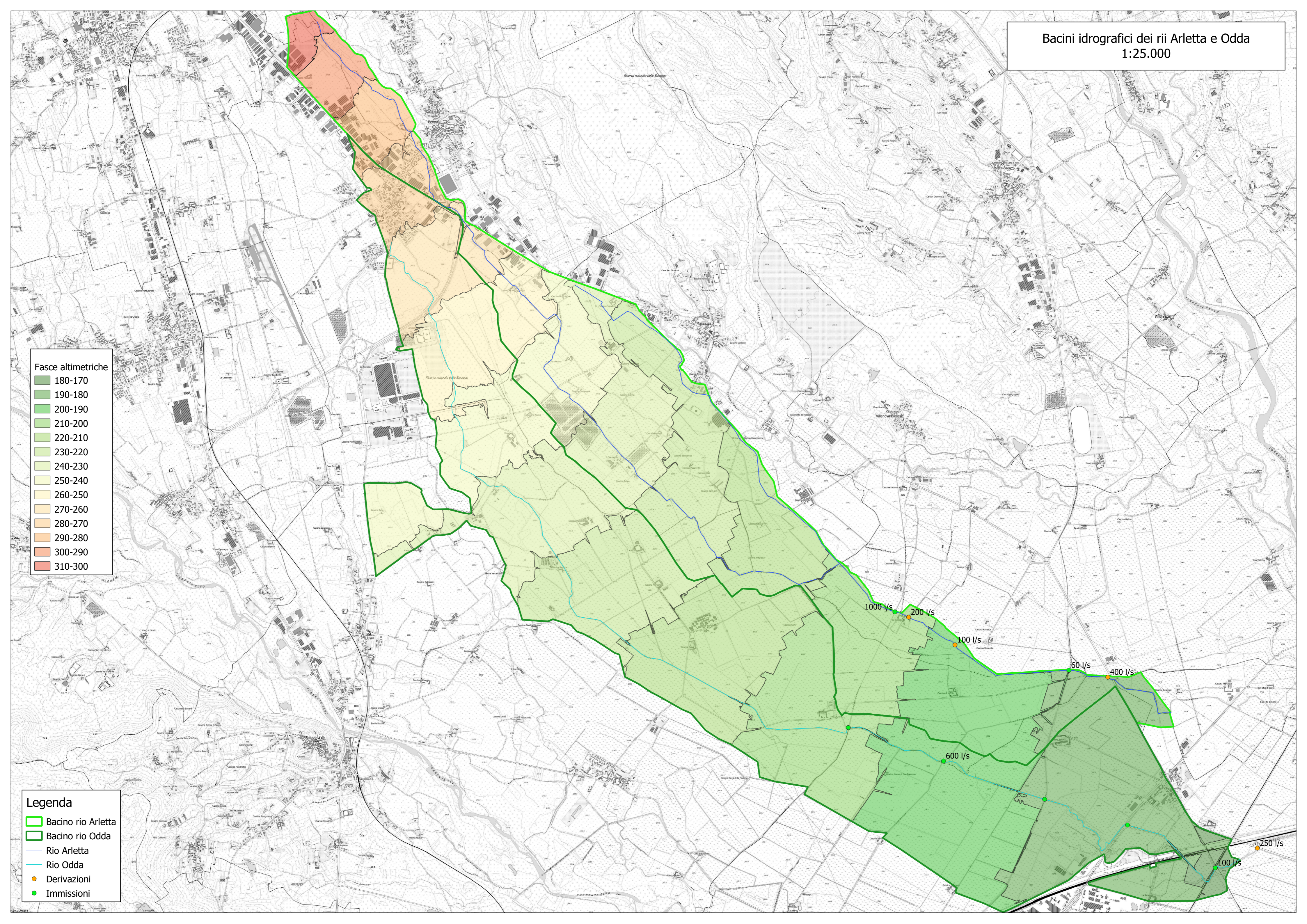
Dall'esame della tavola allegata si possono formulare le seguenti considerazioni:

- nella sezione 9 e nella sezione 3, l'alveo attuale risulta insufficiente e il corso d'acqua esonda in sinistra
- tali aree, ubicate a sud dell'autostrada A4, risultano destinate ad area verde e non vi saranno posizionati pannelli fotovoltaici;
- tutte le rimanenti sezioni risultano in grado di smaltire le portate di piena per tempi di ritorno pari a 100 anni.

ALLEGATI

- Fasce altimetriche
- 180-170
 - 190-180
 - 200-190
 - 210-200
 - 220-210
 - 230-220
 - 240-230
 - 250-240
 - 260-250
 - 270-260
 - 280-270
 - 290-280
 - 300-290
 - 310-300

- Legenda
- Bacino rio Aretta
 - Bacino rio Odda
 - Rio Aretta
 - Rio Odda
 - Derivazioni
 - Immissioni

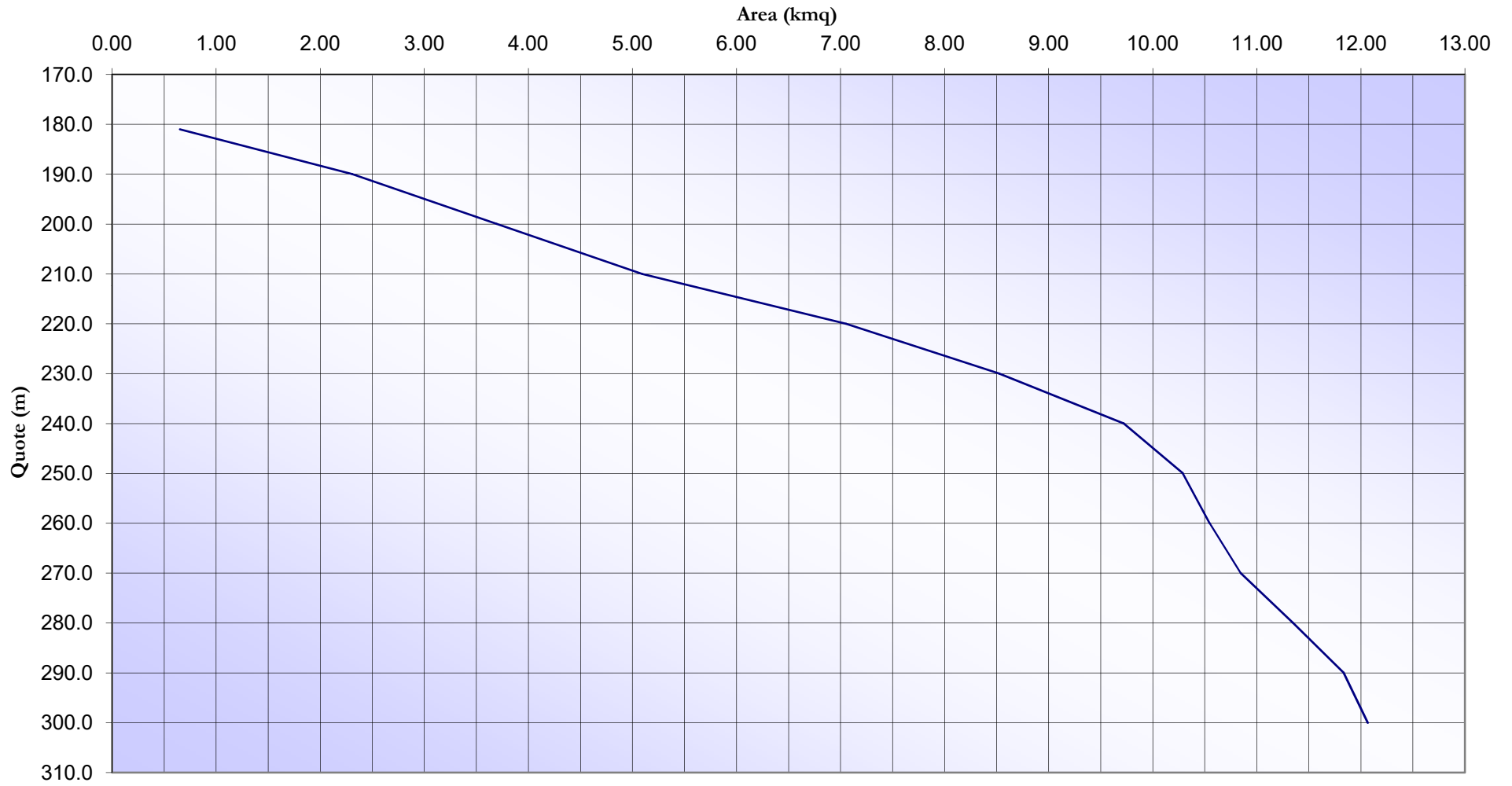


Curva ipsografica

Flesso = 38,2%

Bacino in fase matura

Altezza media = 228,8 m s.l.m.



Curva ipsografica

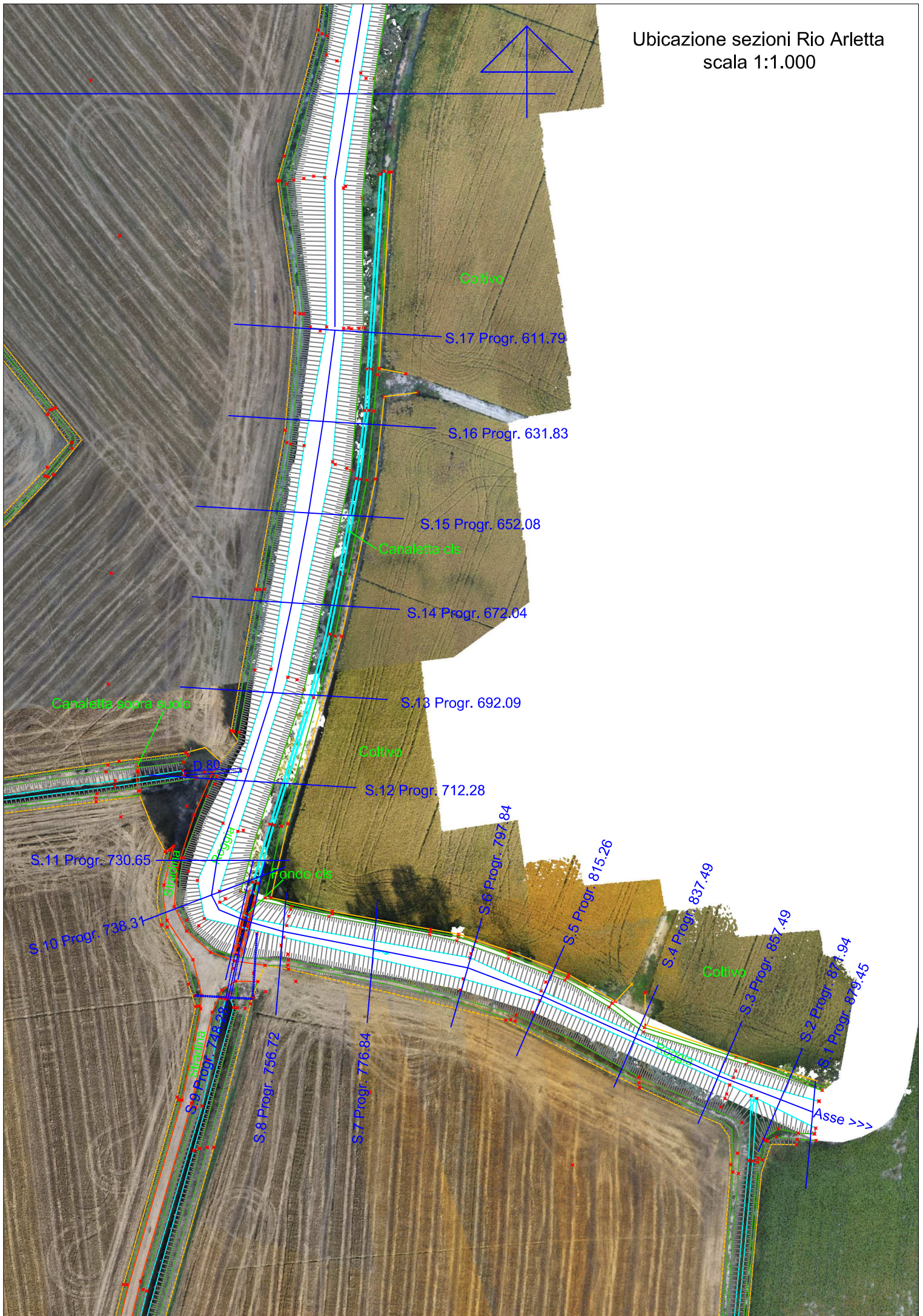
Flesso = 36,5%

Bacino in fase matura

Altezza media = 217,5 m s.l.m.

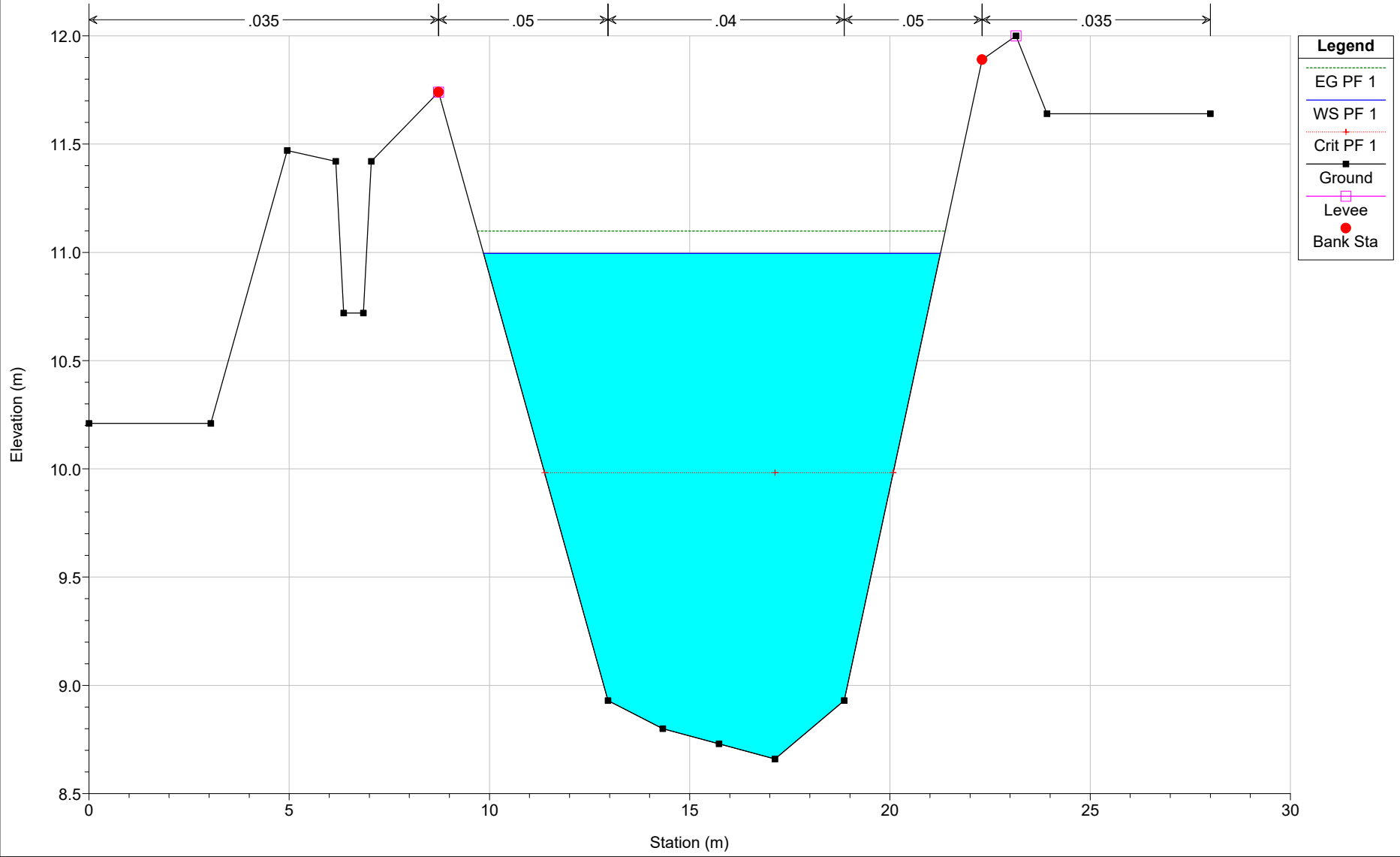


Ubicazione sezioni Rio Arletta
scala 1:1.000



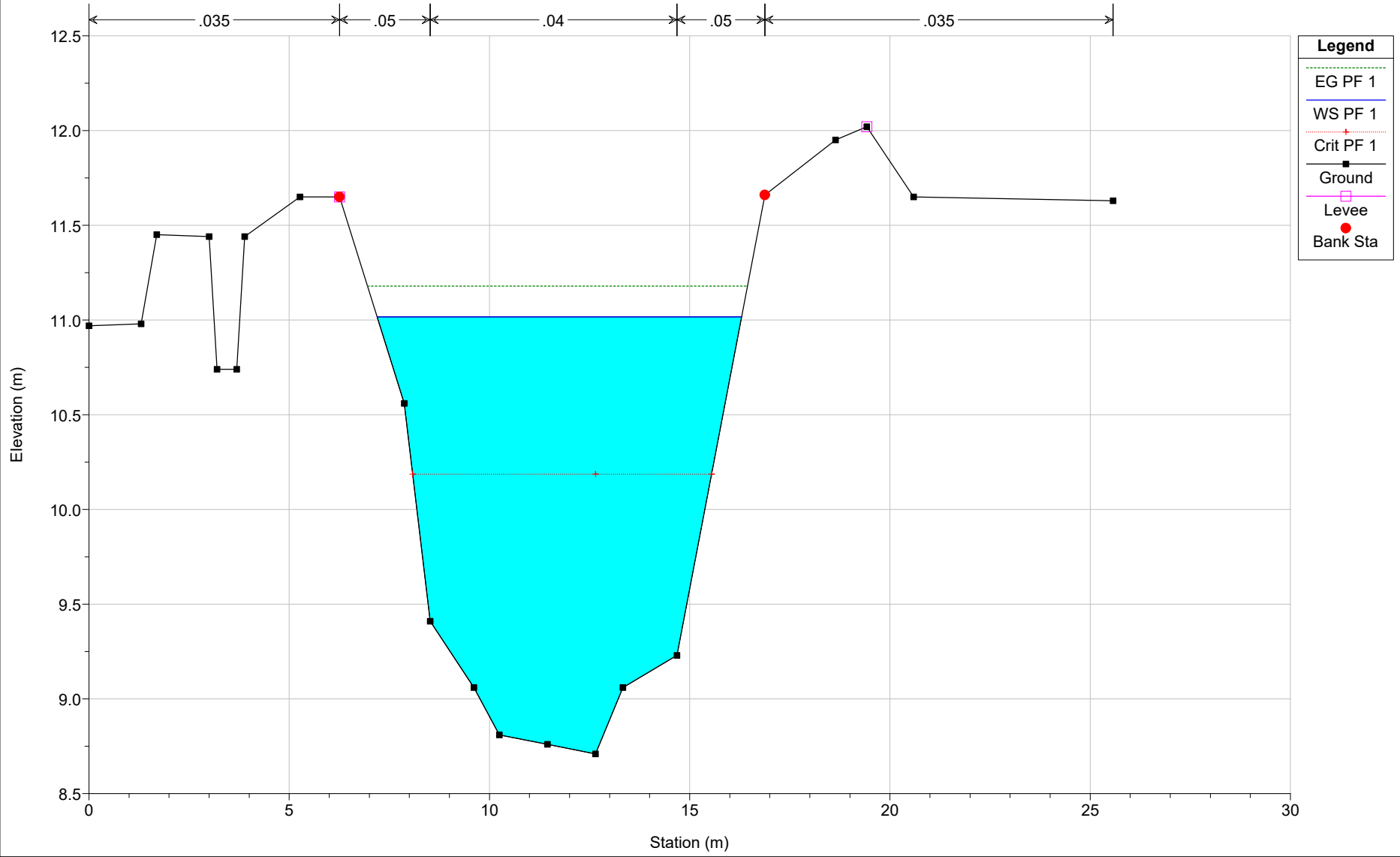
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 16

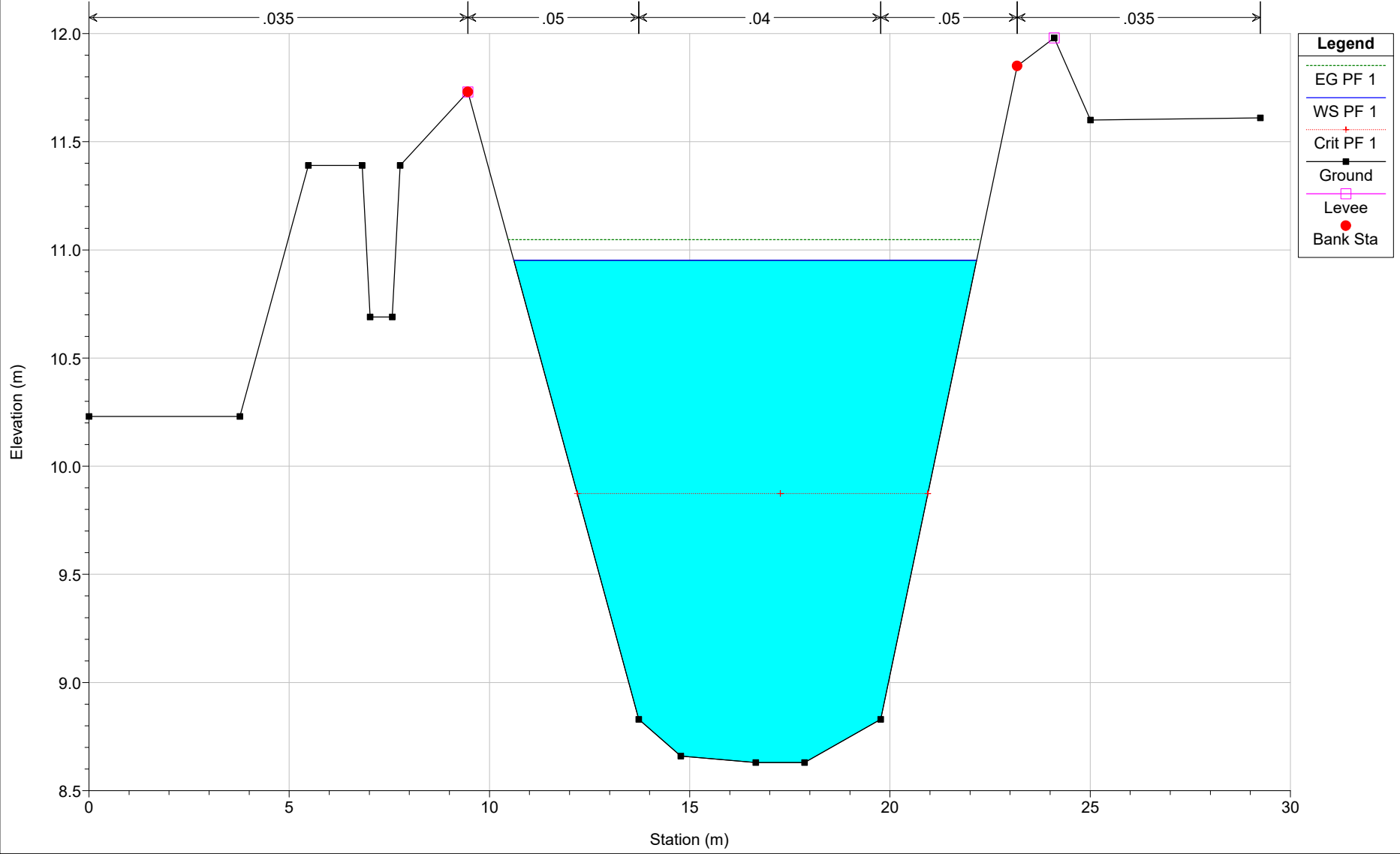


Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 17

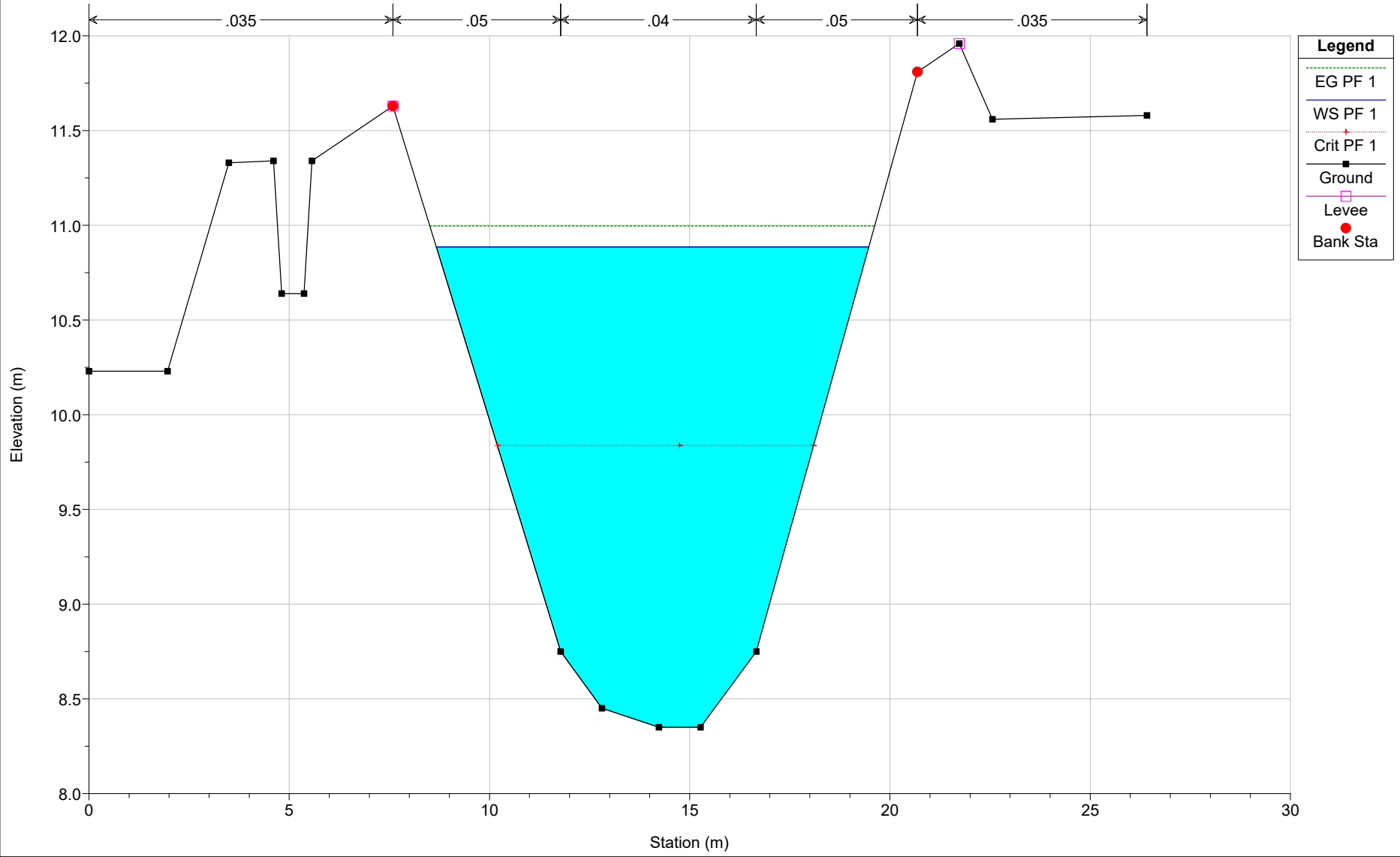


Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023
RS = 15



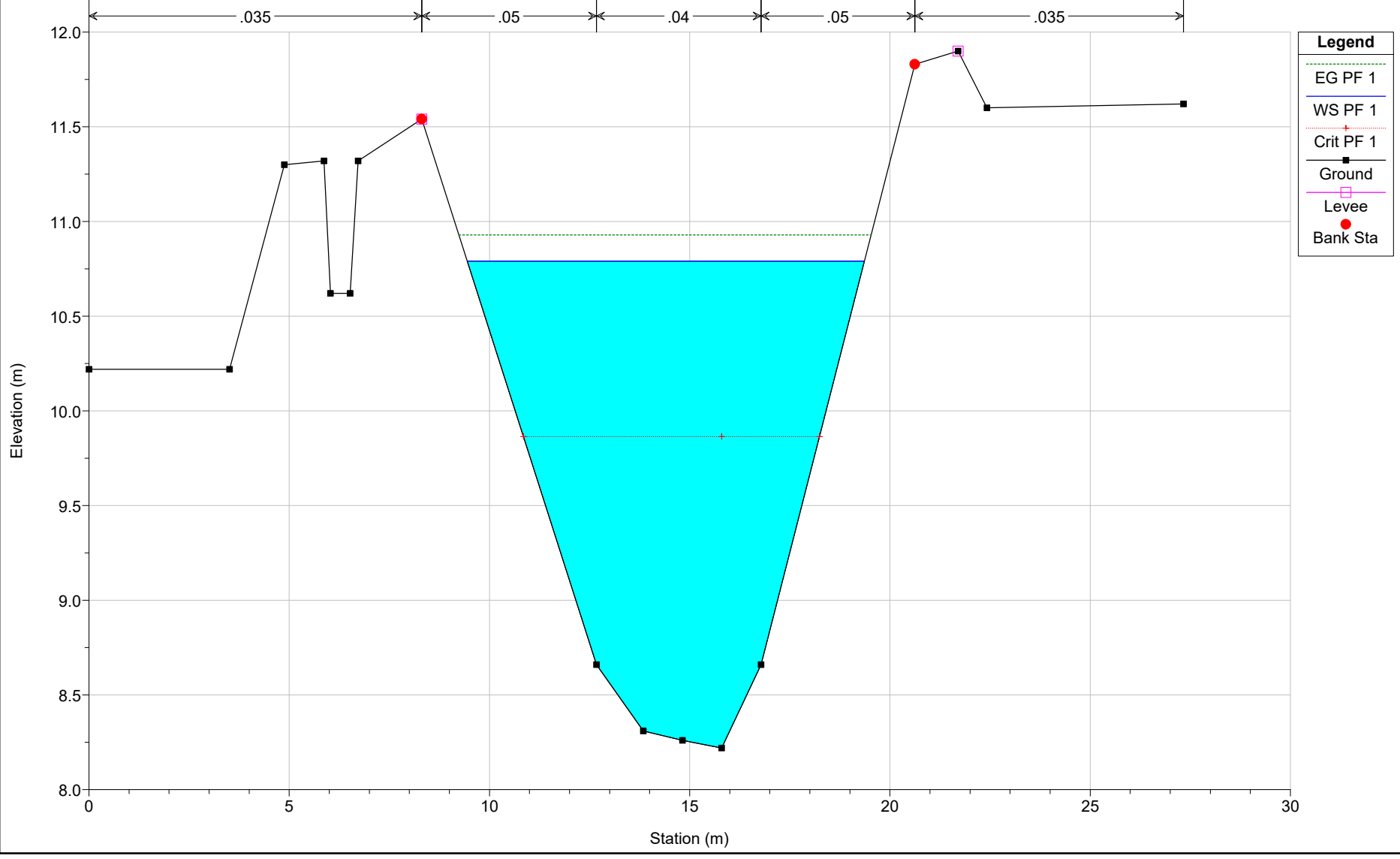
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 14



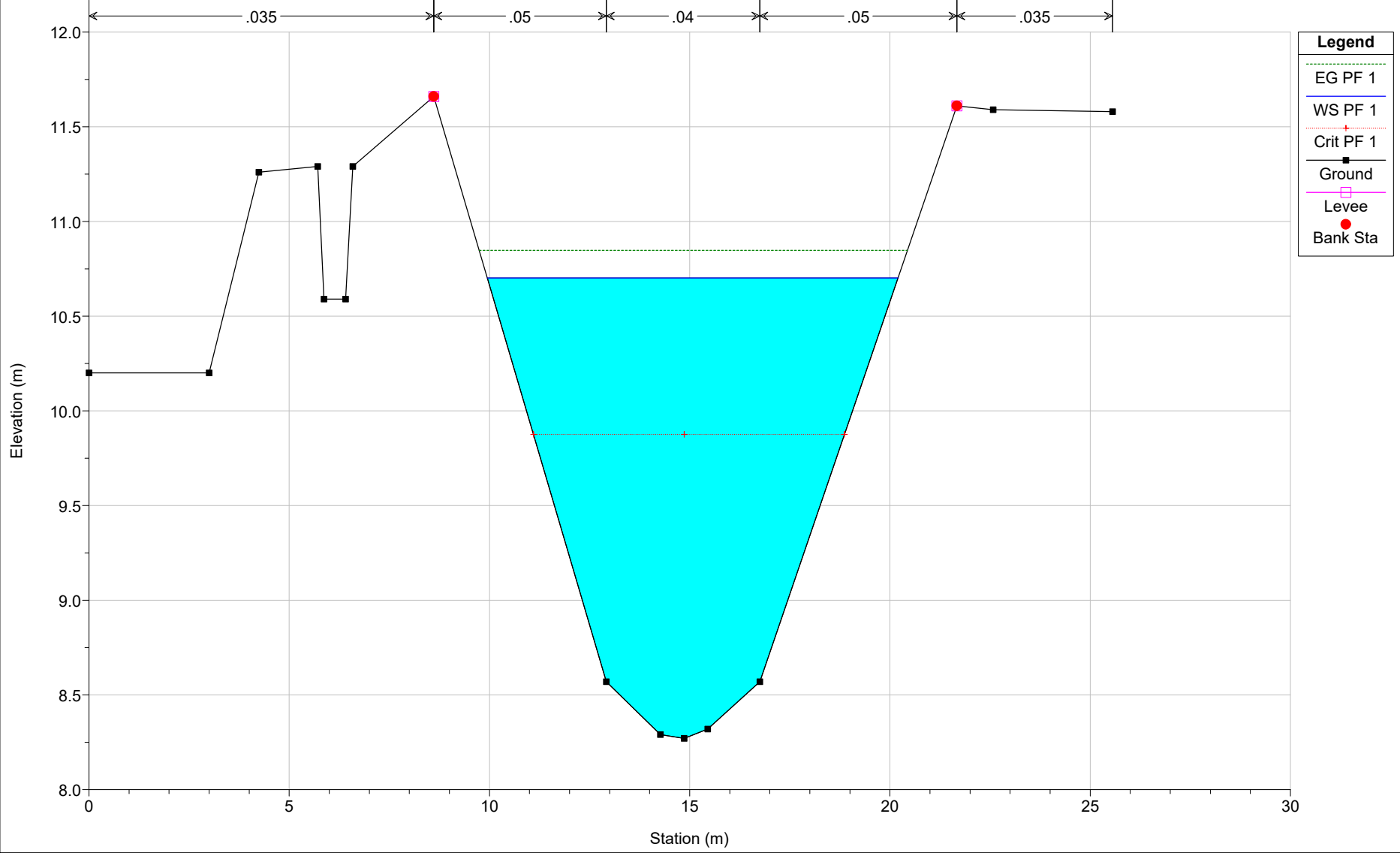
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 13



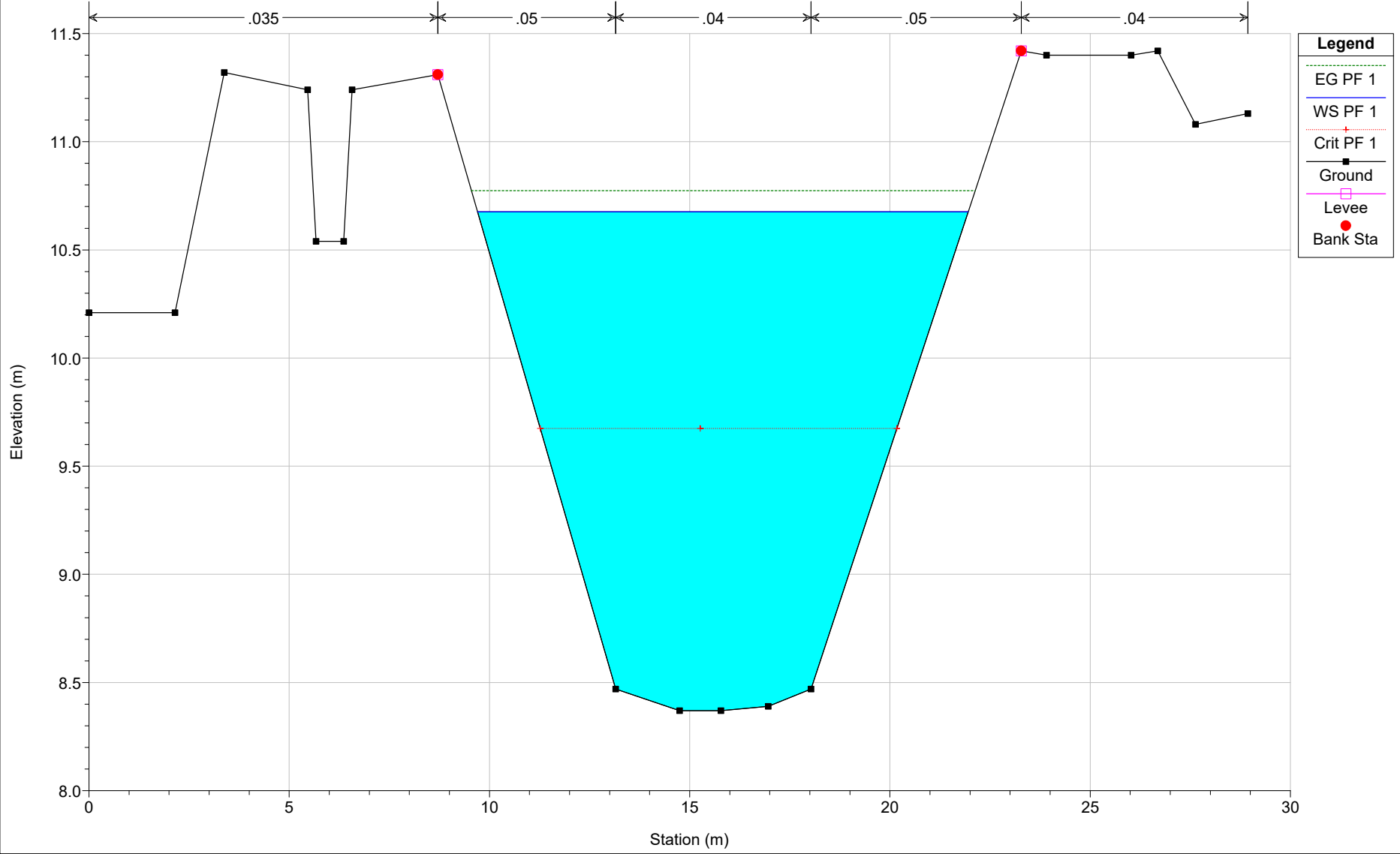
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 12



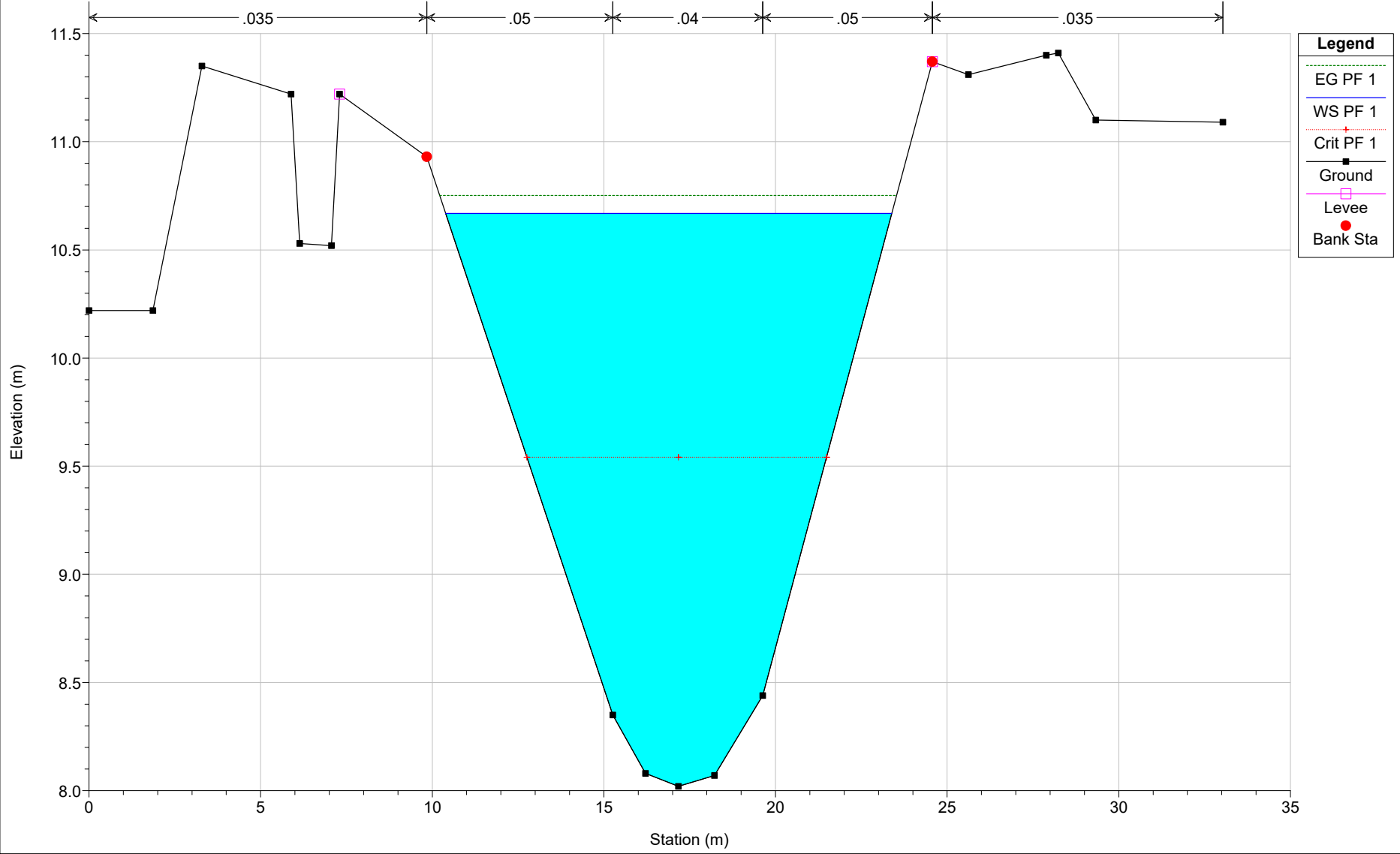
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 11

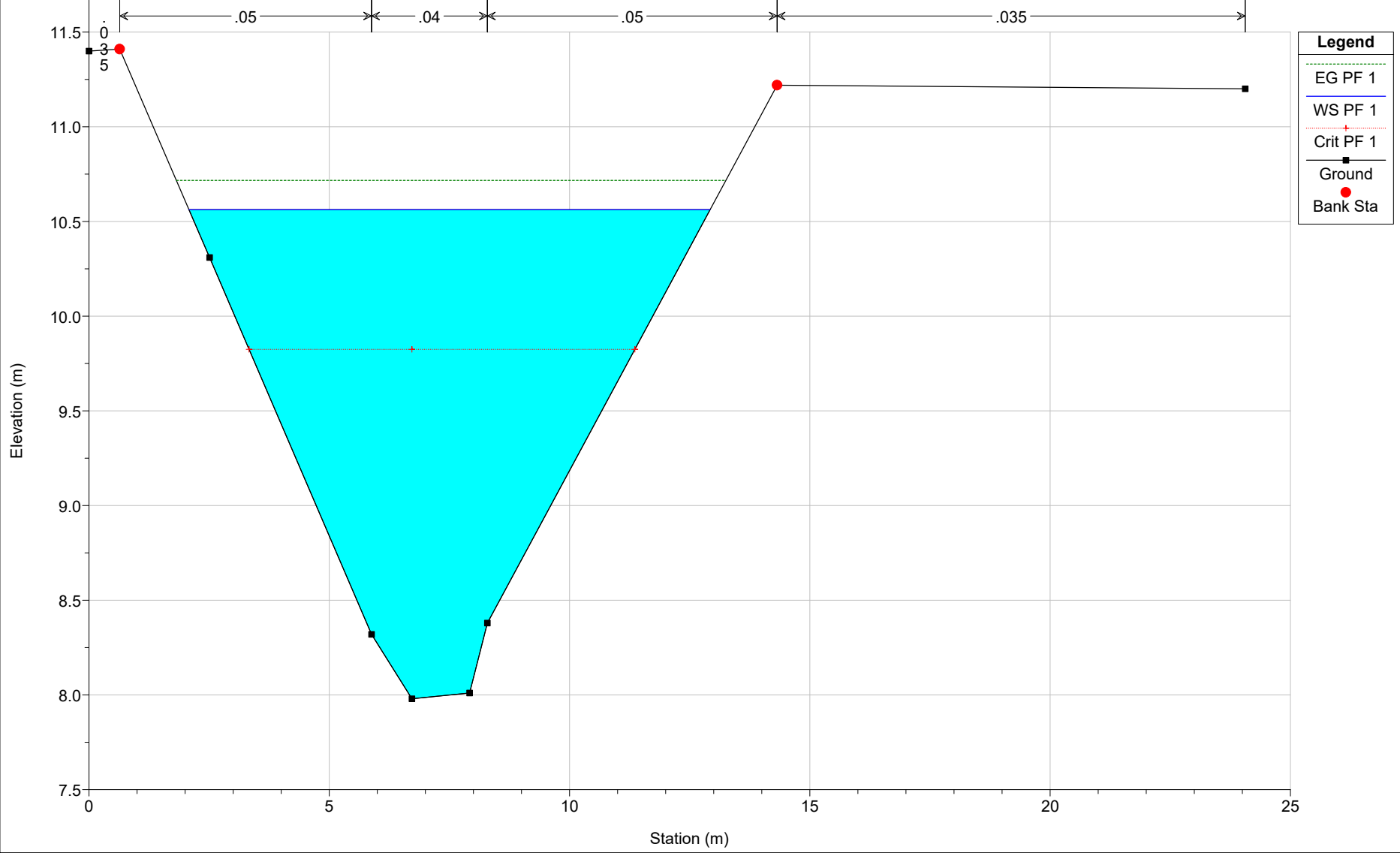


Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 10

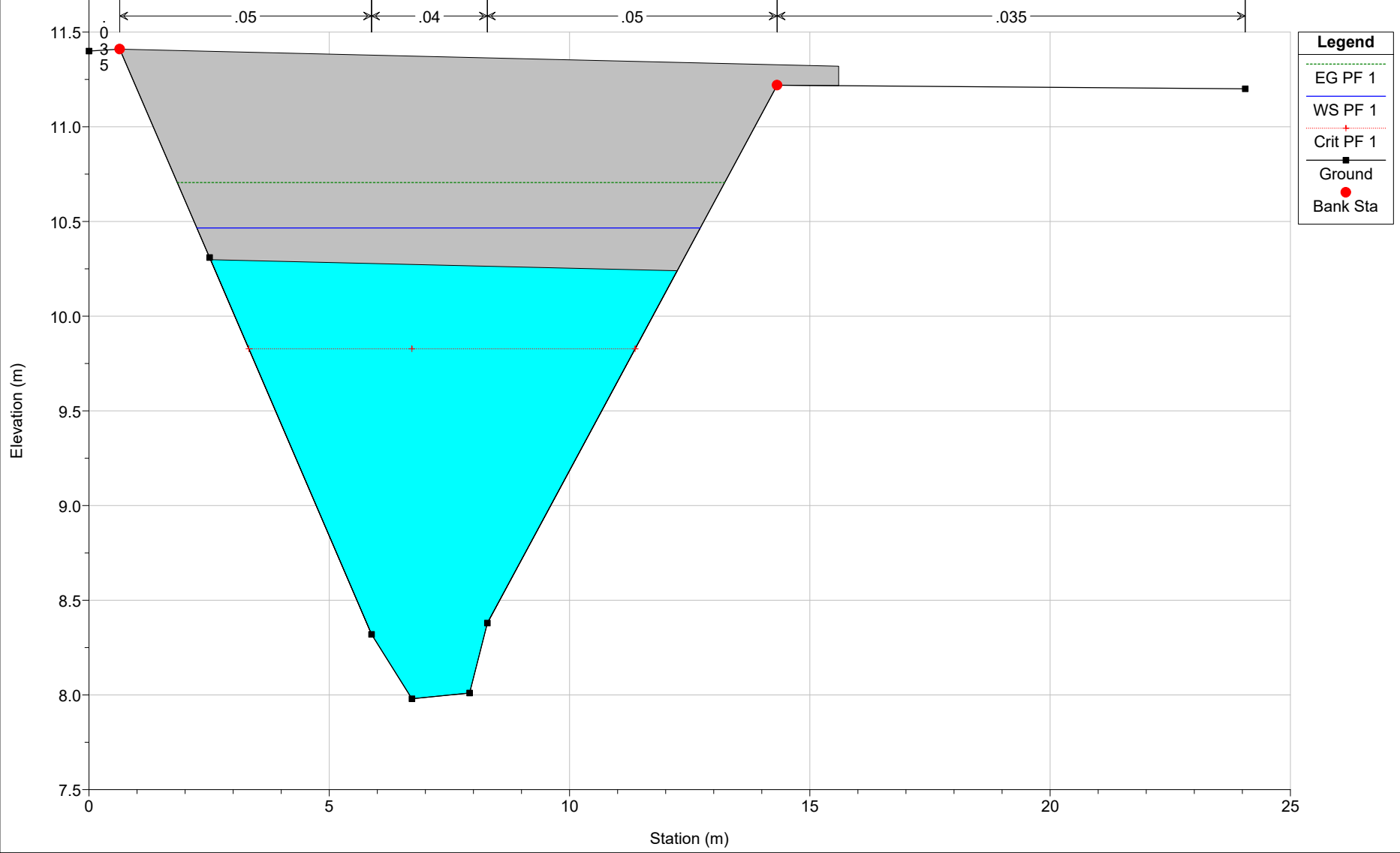


Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023
RS = 9



Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

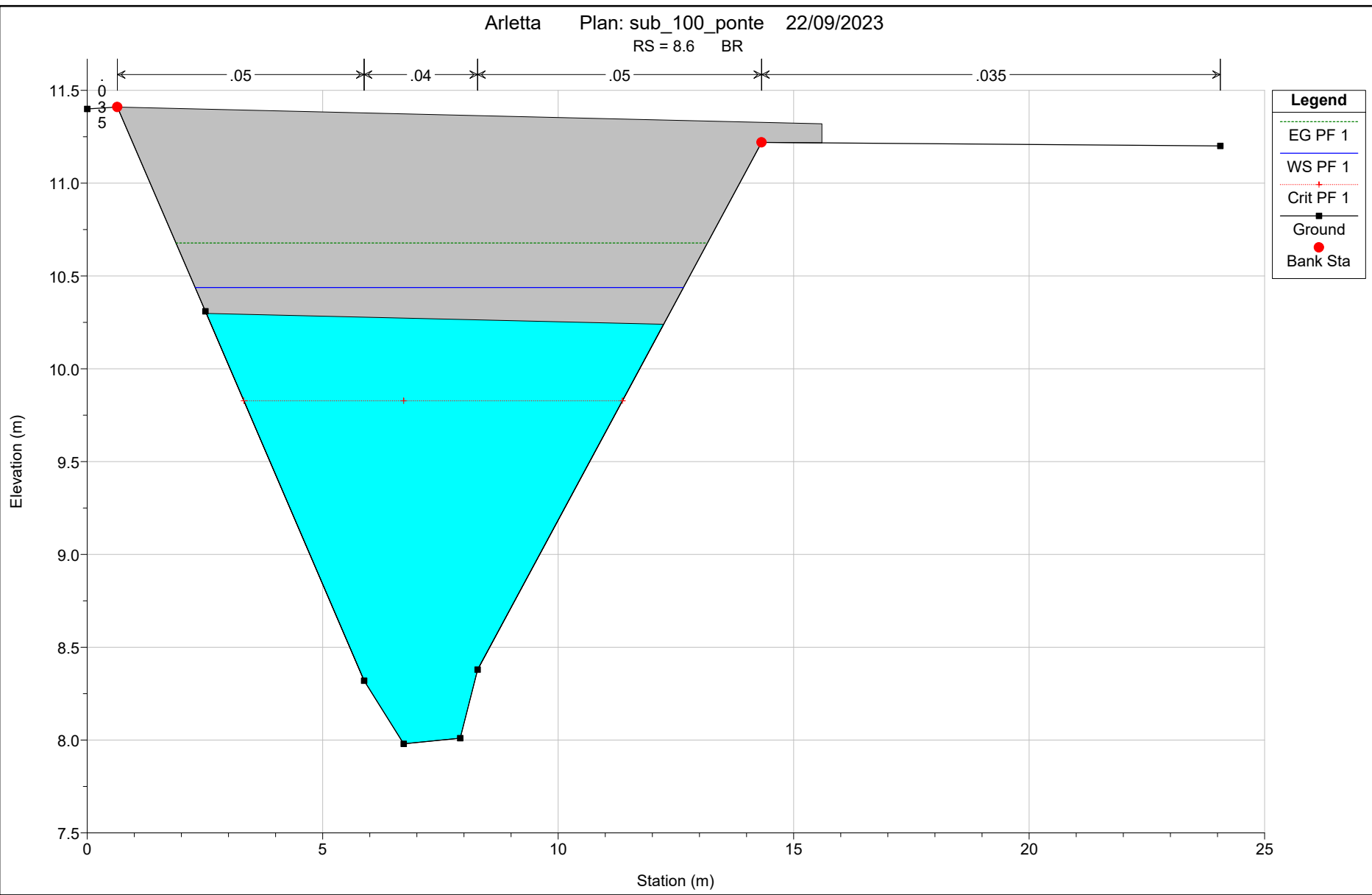
RS = 8.6 BR



Legend	
EG PF 1	Green dashed line
WS PF 1	Blue solid line
Crit PF 1	Red dotted line with cross
Ground	Black solid line with square
Bank Sta	Red solid line with circle

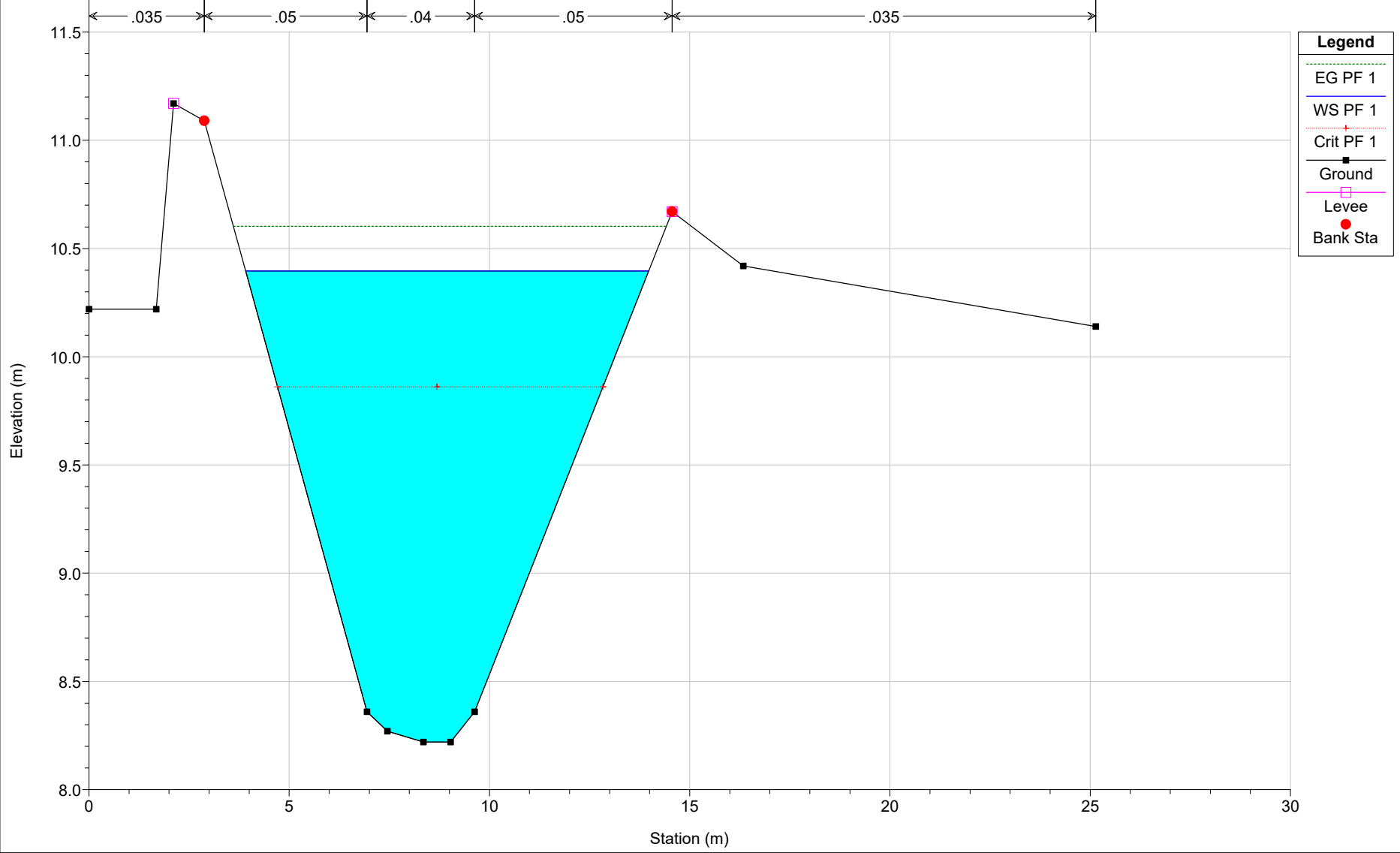
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 8.6 BR



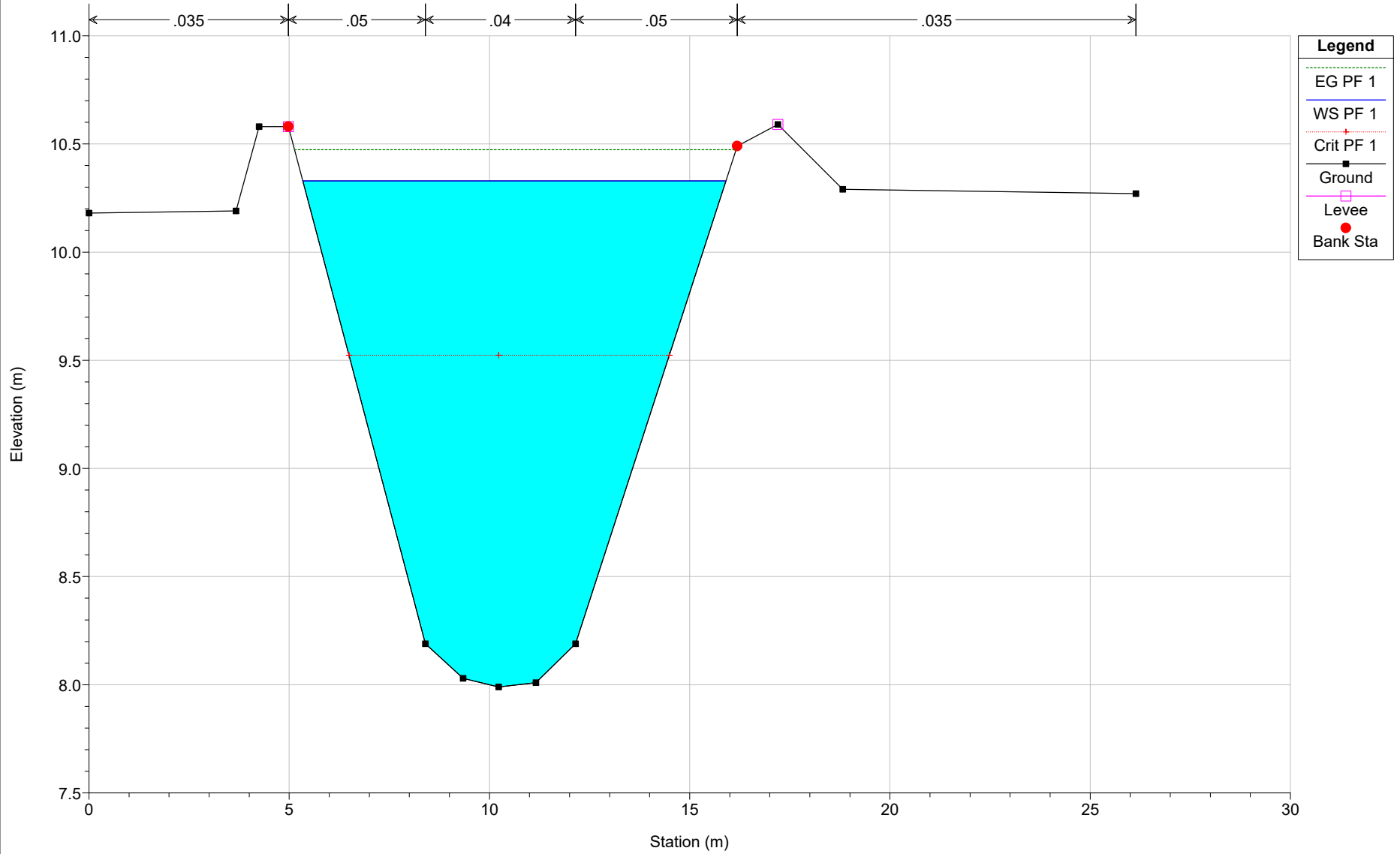
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 8



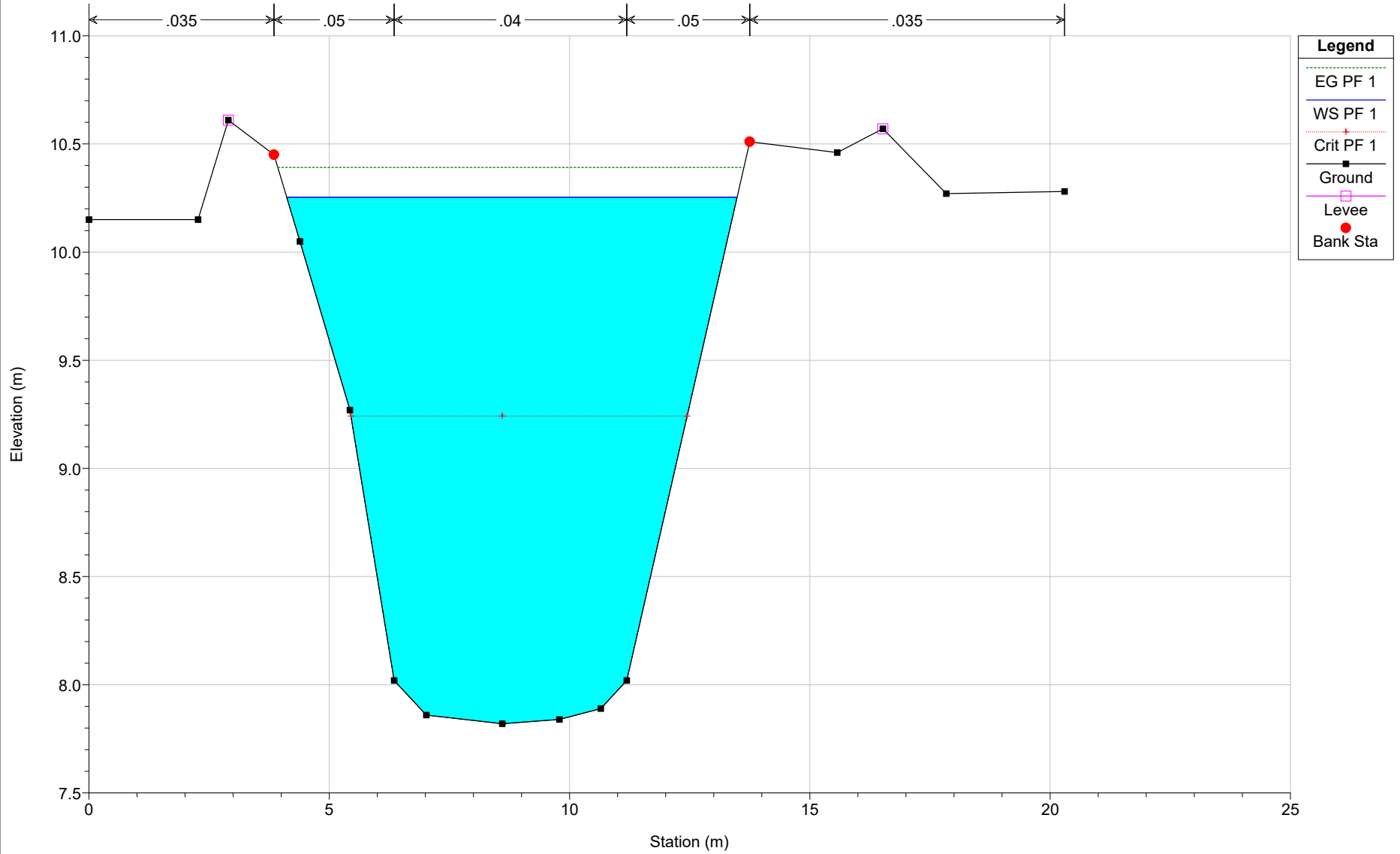
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 7



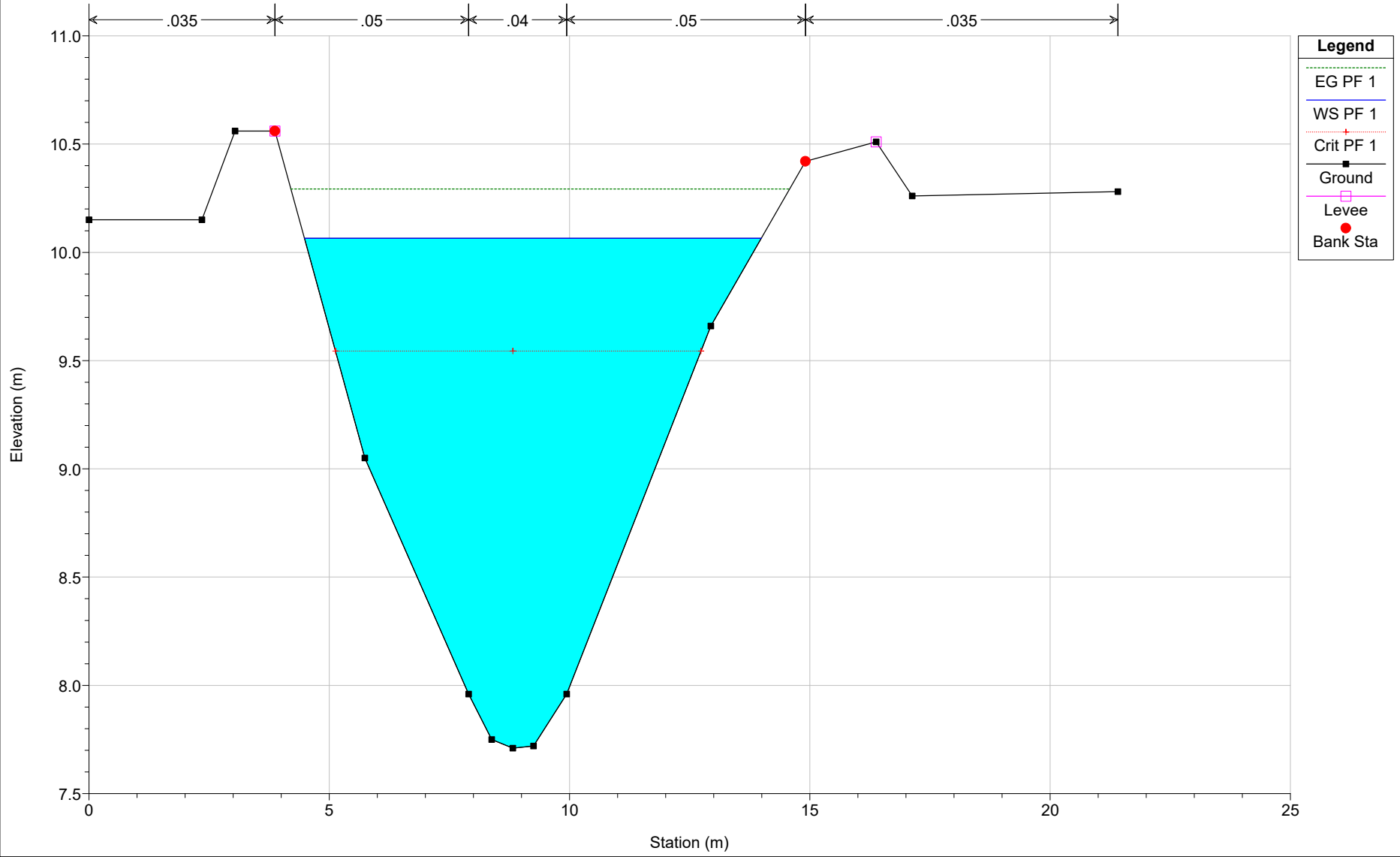
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

RS = 6



Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

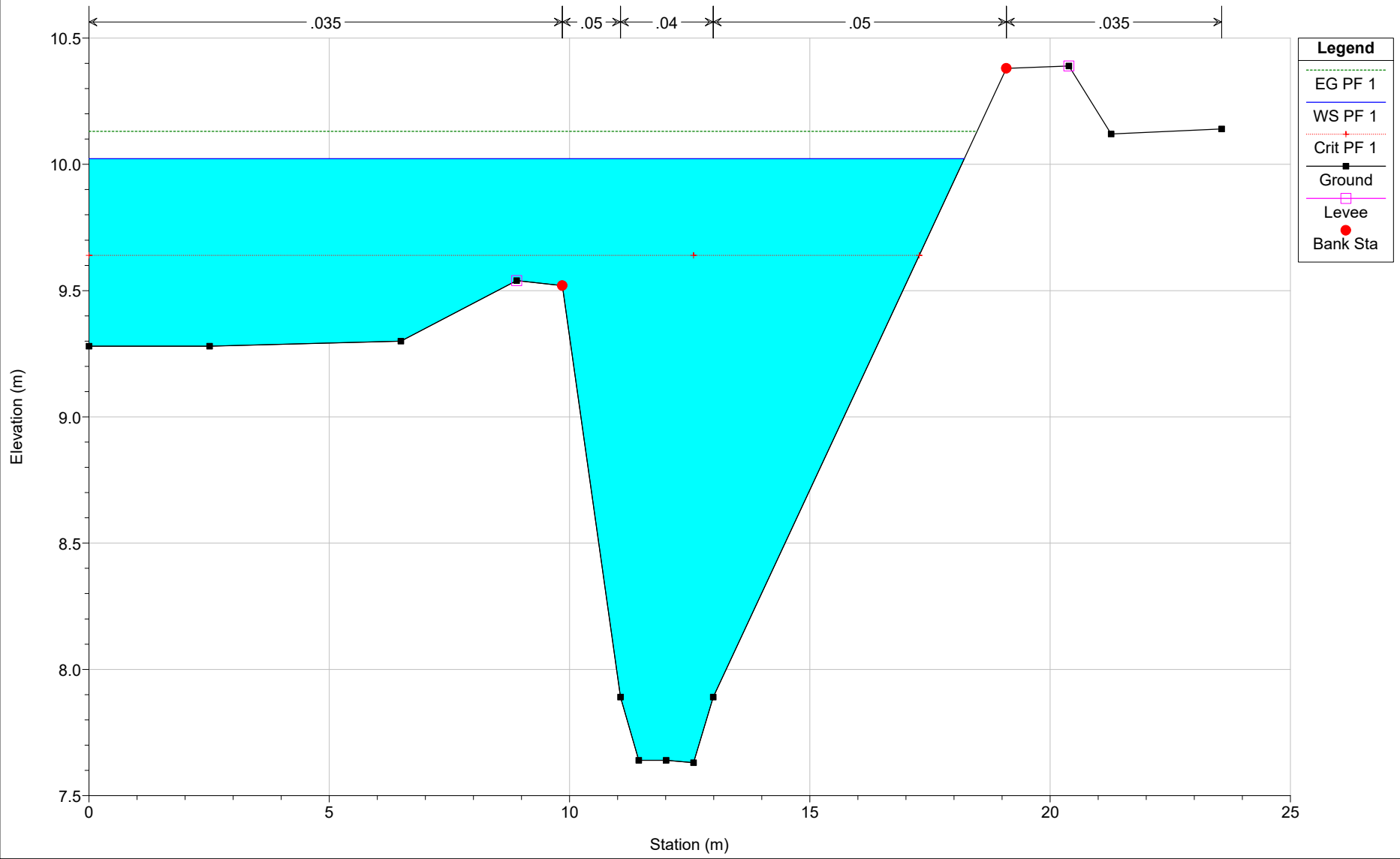
RS = 5



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

Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

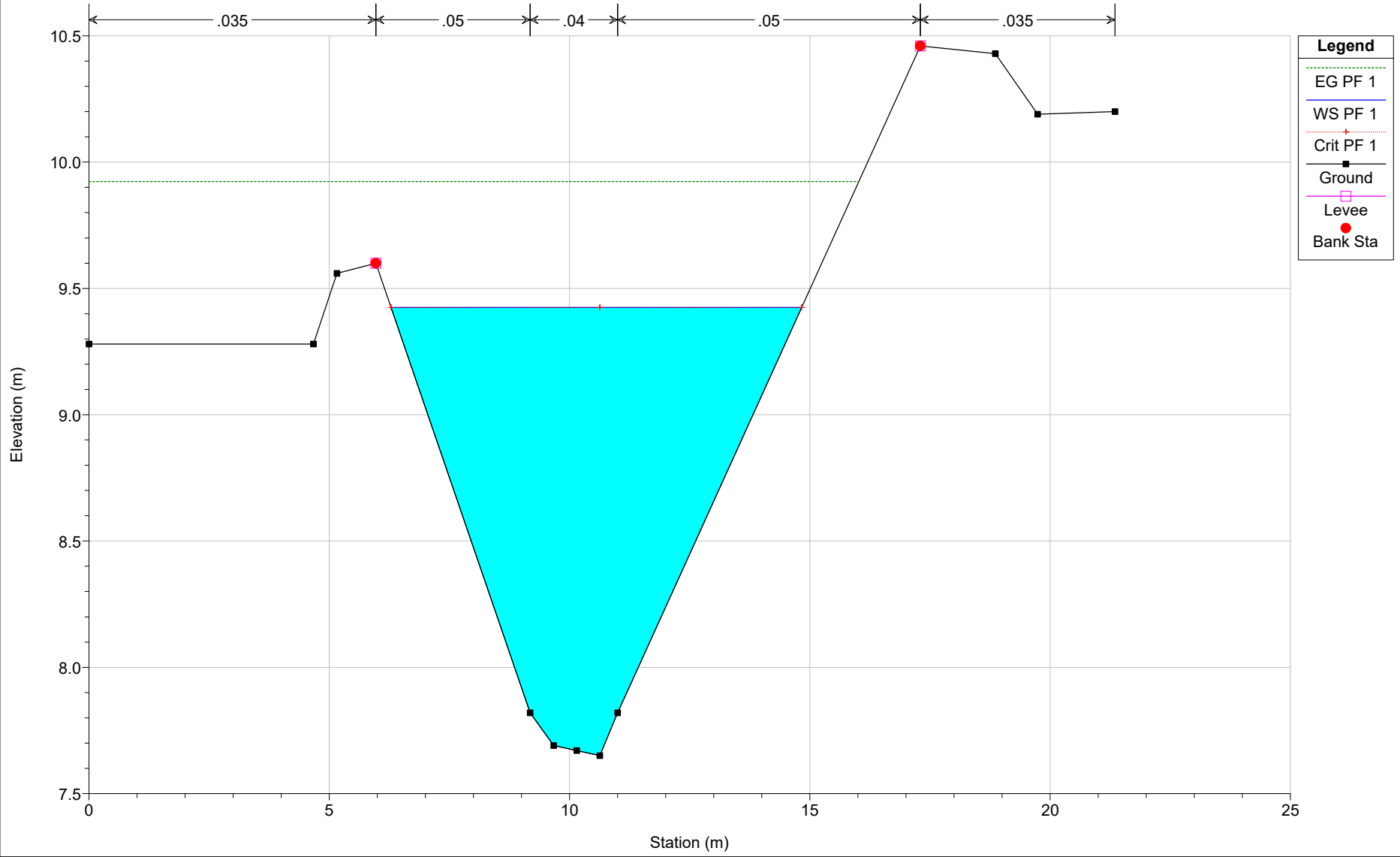
RS = 4



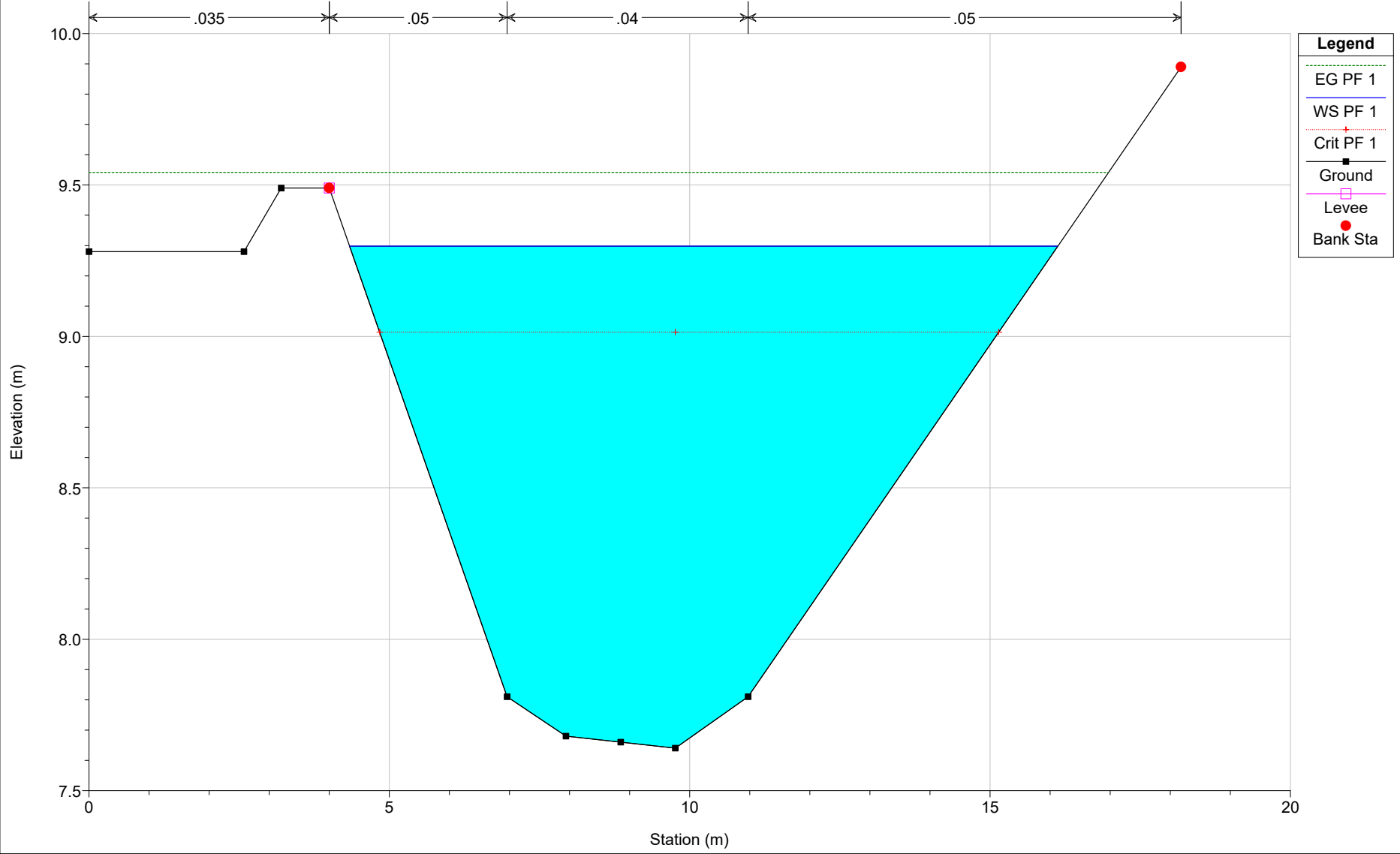
Legend

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

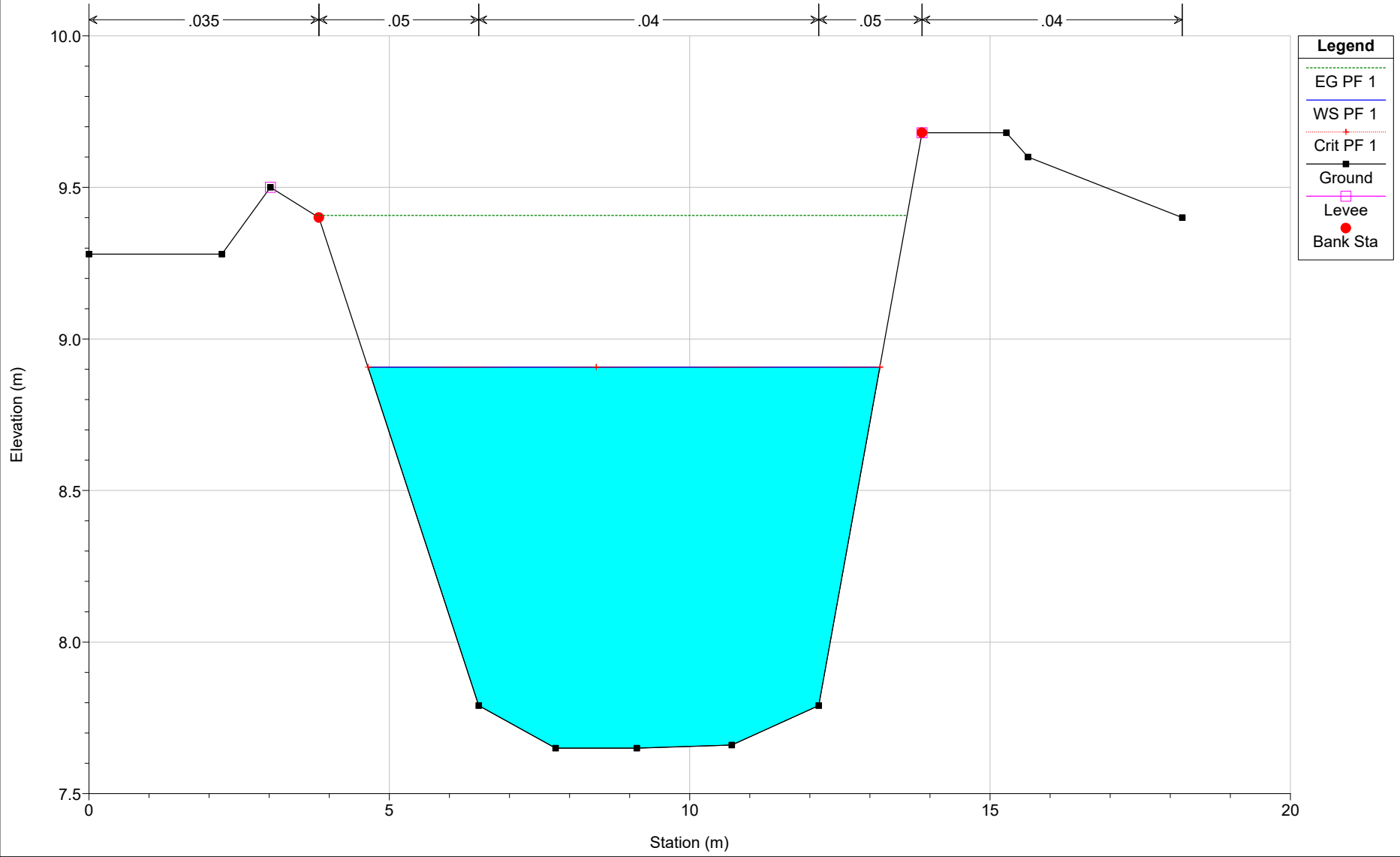
Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023
RS = 3



Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023
RS = 2



Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023
RS = 1

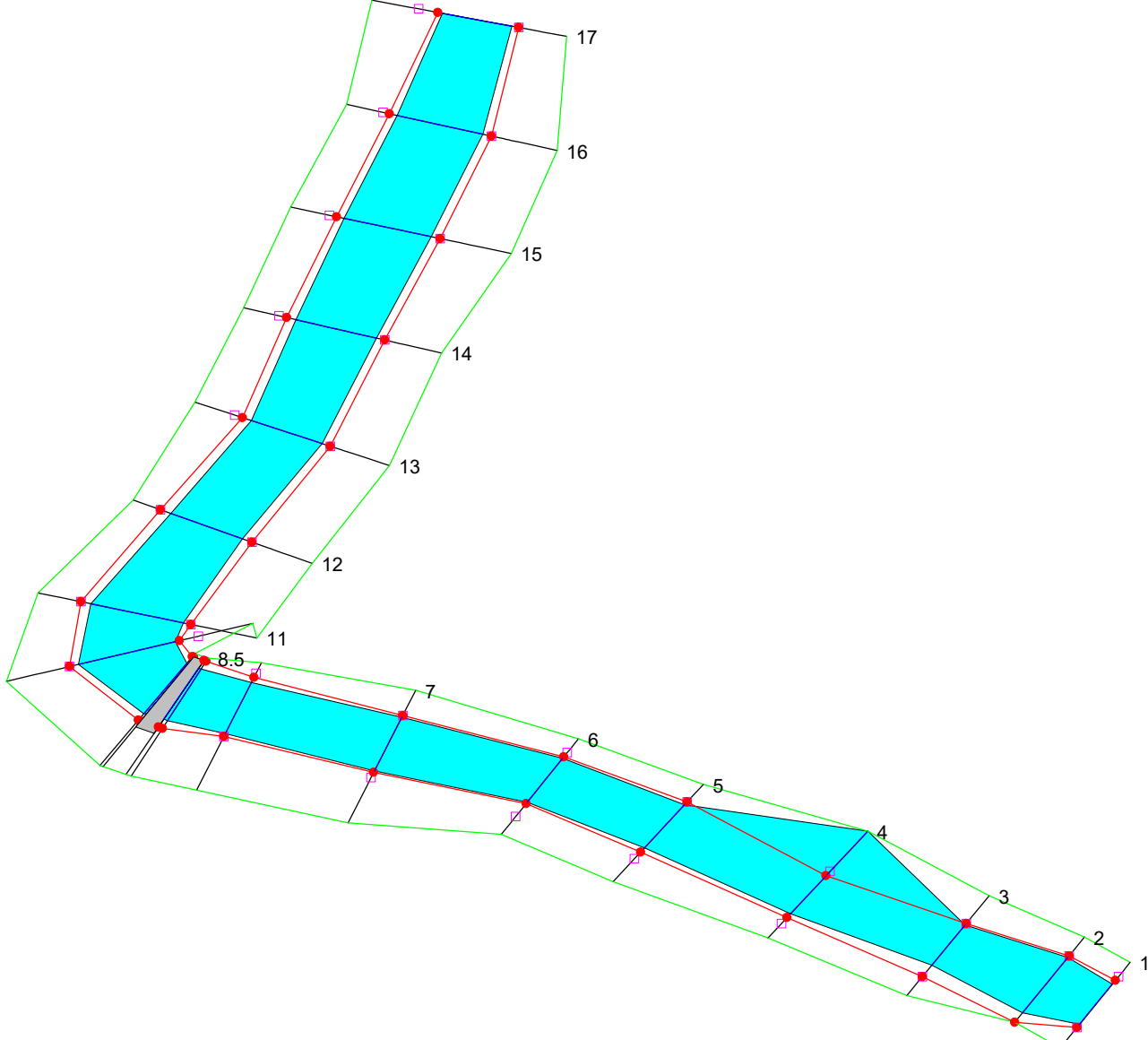


HEC-RAS Plan: 3 River: Arletta Reach: 1 Profile: PF 1

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
1	17	PF 1	26.66	8.71	11.02	10.19	11.18	0.004109	1.78	14.94	9.10	0.44
1	16	PF 1	26.66	8.66	10.99	9.98	11.10	0.002524	1.42	18.75	11.41	0.35
1	15	PF 1	26.66	8.63	10.95	9.87	11.05	0.002245	1.36	19.55	11.56	0.33
1	14	PF 1	26.66	8.35	10.89	9.84	11.00	0.002755	1.47	18.08	10.80	0.36
1	13	PF 1	26.66	8.22	10.79	9.86	10.93	0.003729	1.65	16.14	9.92	0.41
1	12	PF 1	26.66	8.27	10.70	9.88	10.85	0.004220	1.70	15.69	10.25	0.44
1	11	PF 1	26.66	8.37	10.68	9.67	10.77	0.002589	1.39	19.23	12.25	0.35
1	10	PF 1	26.66	8.02	10.67	9.54	10.75	0.002174	1.28	20.83	13.00	0.32
1	9	PF 1	26.66	7.98	10.56	9.83	10.72	0.005141	1.74	15.30	10.84	0.47
1	8.6		Bridge									
1	8.5	PF 1	26.66	7.98	10.48		10.65	0.006009	1.85	14.41	10.53	0.50
1	8	PF 1	26.66	8.22	10.40	9.86	10.60	0.007323	2.01	13.25	10.06	0.56
1	7	PF 1	26.66	7.99	10.33	9.52	10.47	0.004254	1.69	15.81	10.57	0.44
1	6	PF 1	26.66	7.82	10.25	9.24	10.39	0.003480	1.64	16.23	9.37	0.40
1	5	PF 1	26.66	7.71	10.07	9.54	10.29	0.008318	2.11	12.62	9.51	0.59
1	4	PF 1	26.66	7.63	10.02	9.64	10.13	0.004132	1.51	18.36	18.21	0.41
1	3	PF 1	26.66	7.65	9.42	9.42	9.92	0.025556	3.13	8.52	8.54	1.00
1	2	PF 1	26.66	7.64	9.30	9.01	9.54	0.010742	2.19	12.20	11.79	0.69
1	1	PF 1	26.66	7.65	8.91	8.91	9.41	0.021594	3.13	8.51	8.52	1.00

Arletta Plan: sub_100_ponte 22/09/2023

Legend	
	WS PF 1
	Ground
	Levee
	Bank Sta

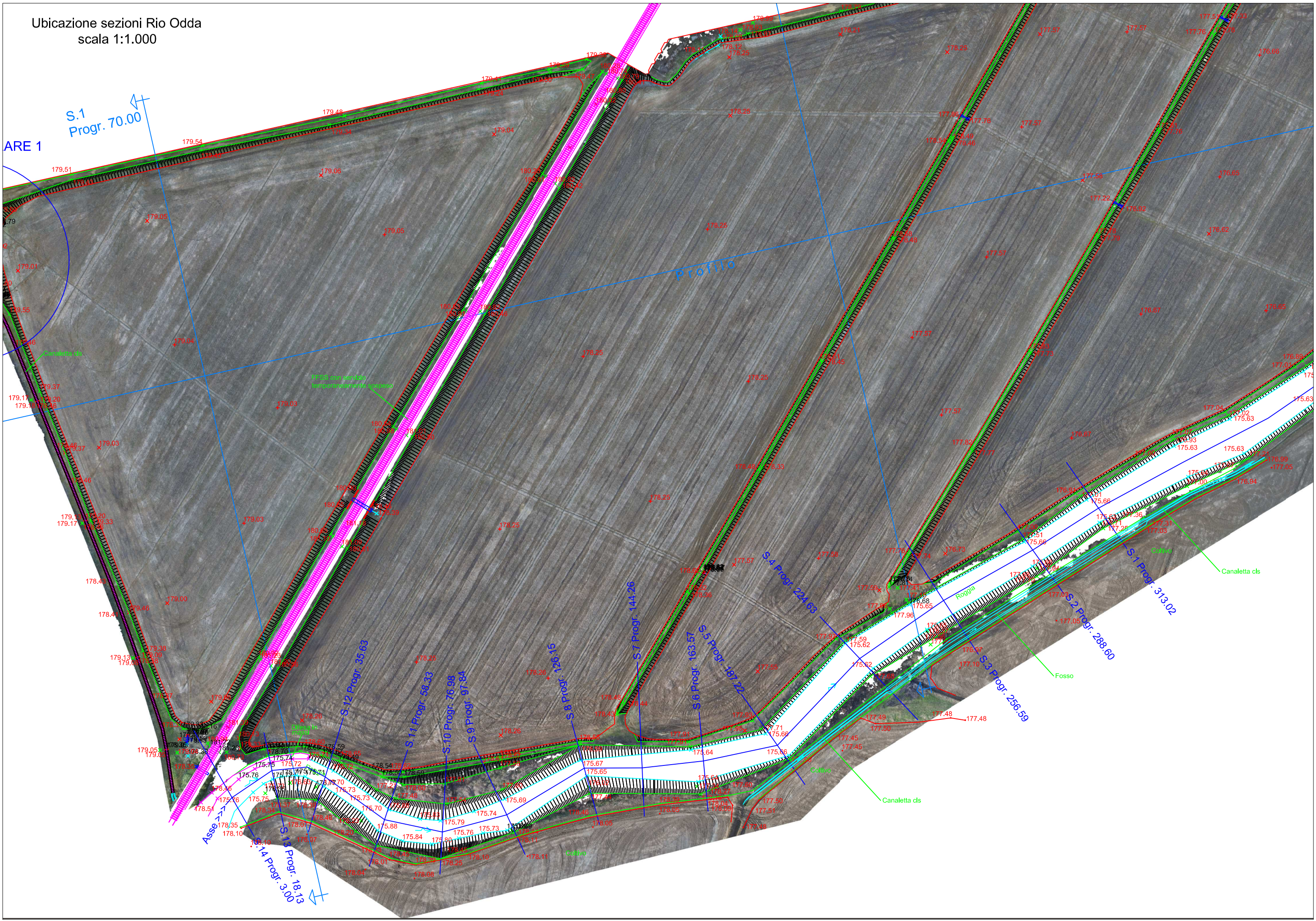


Ubicazione sezioni Rio Odda
scala 1:1.000

ARE 1

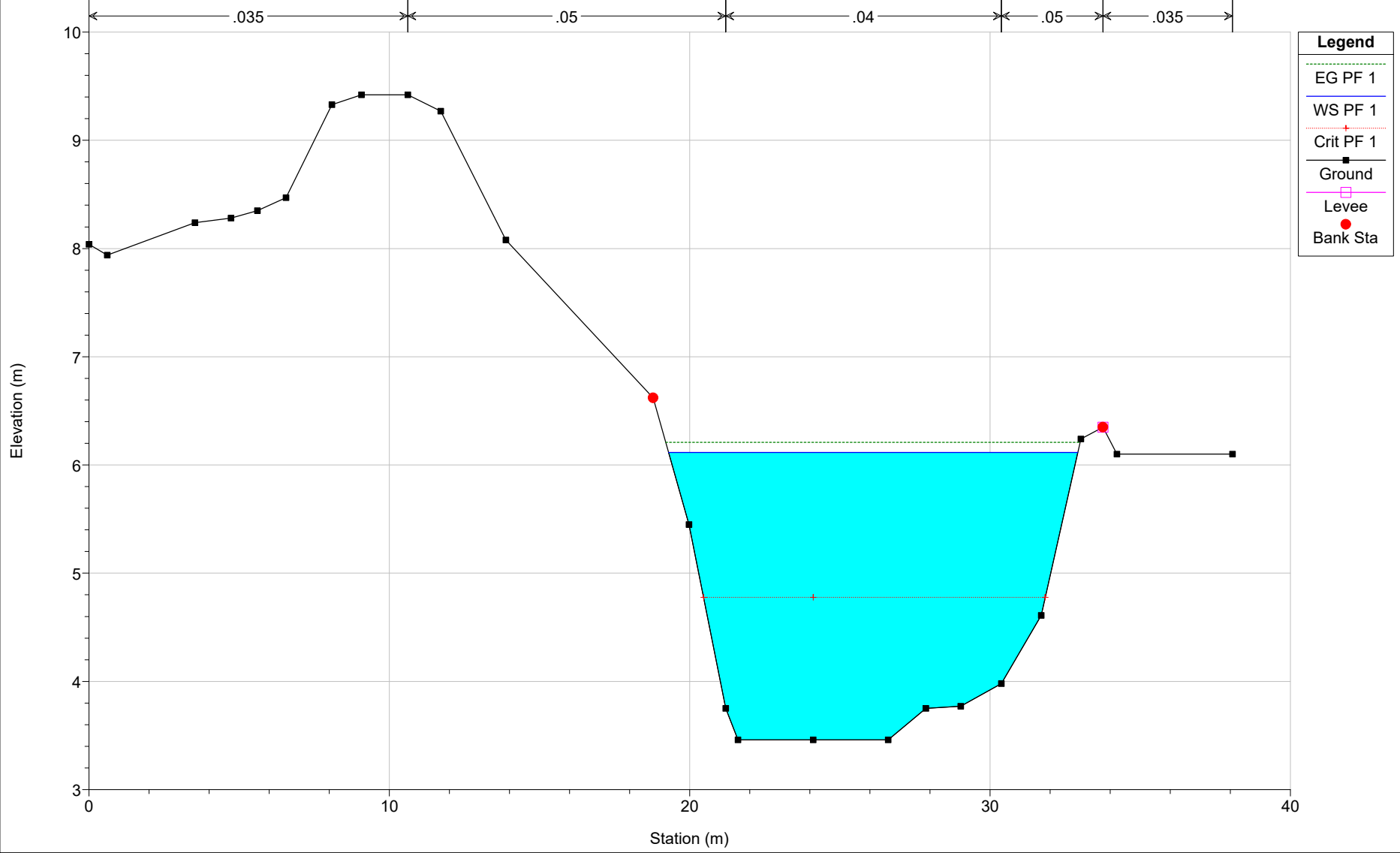
S.1
Progr. 70.00

Profilo



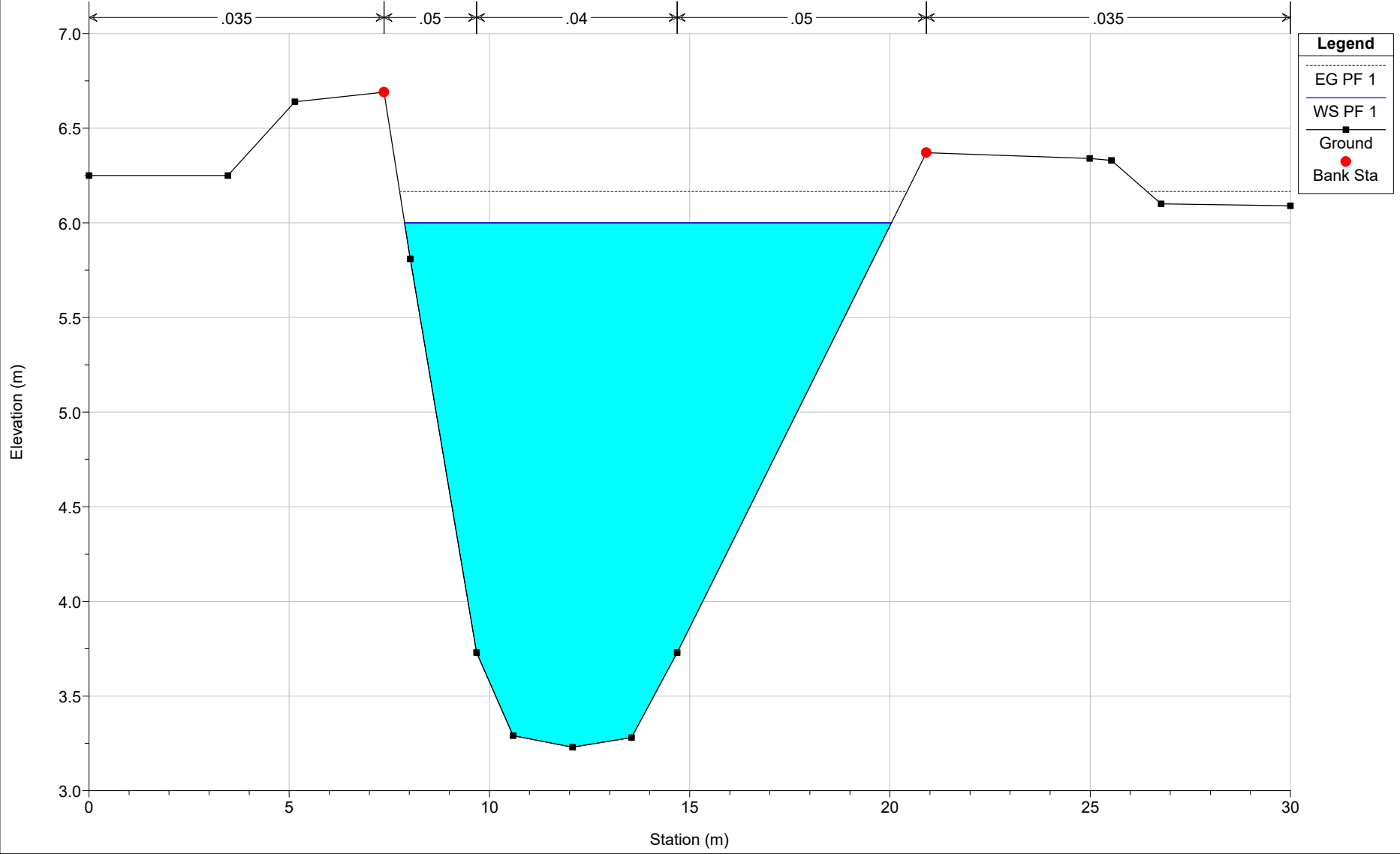
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 14



Odda Plan: sub_100 22/09/2023

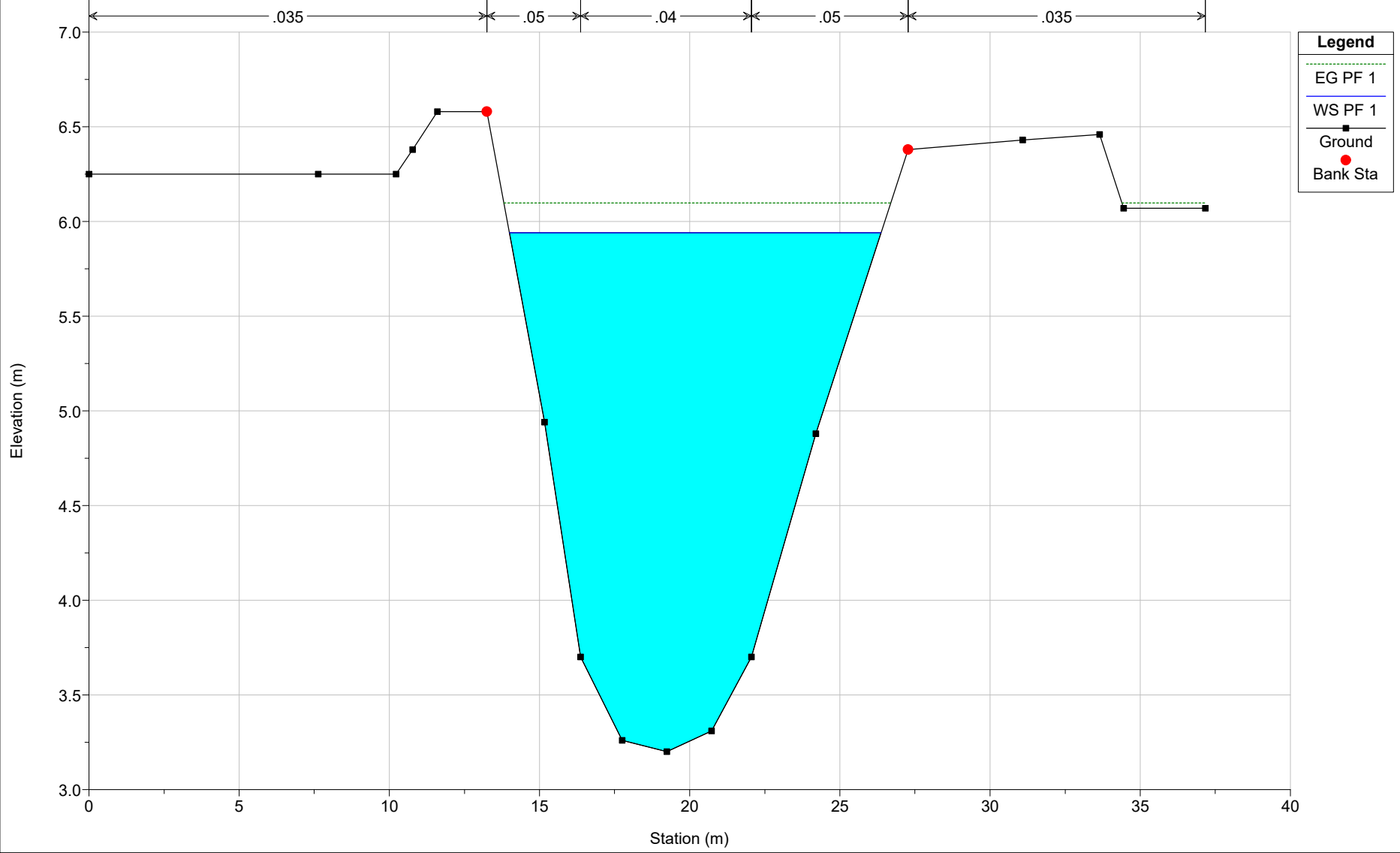
RS = 13



Legend	
EG PF 1	— (dotted green line)
WS PF 1	— (solid blue line)
Ground	— (solid black line)
Bank Sta	• (red dot)

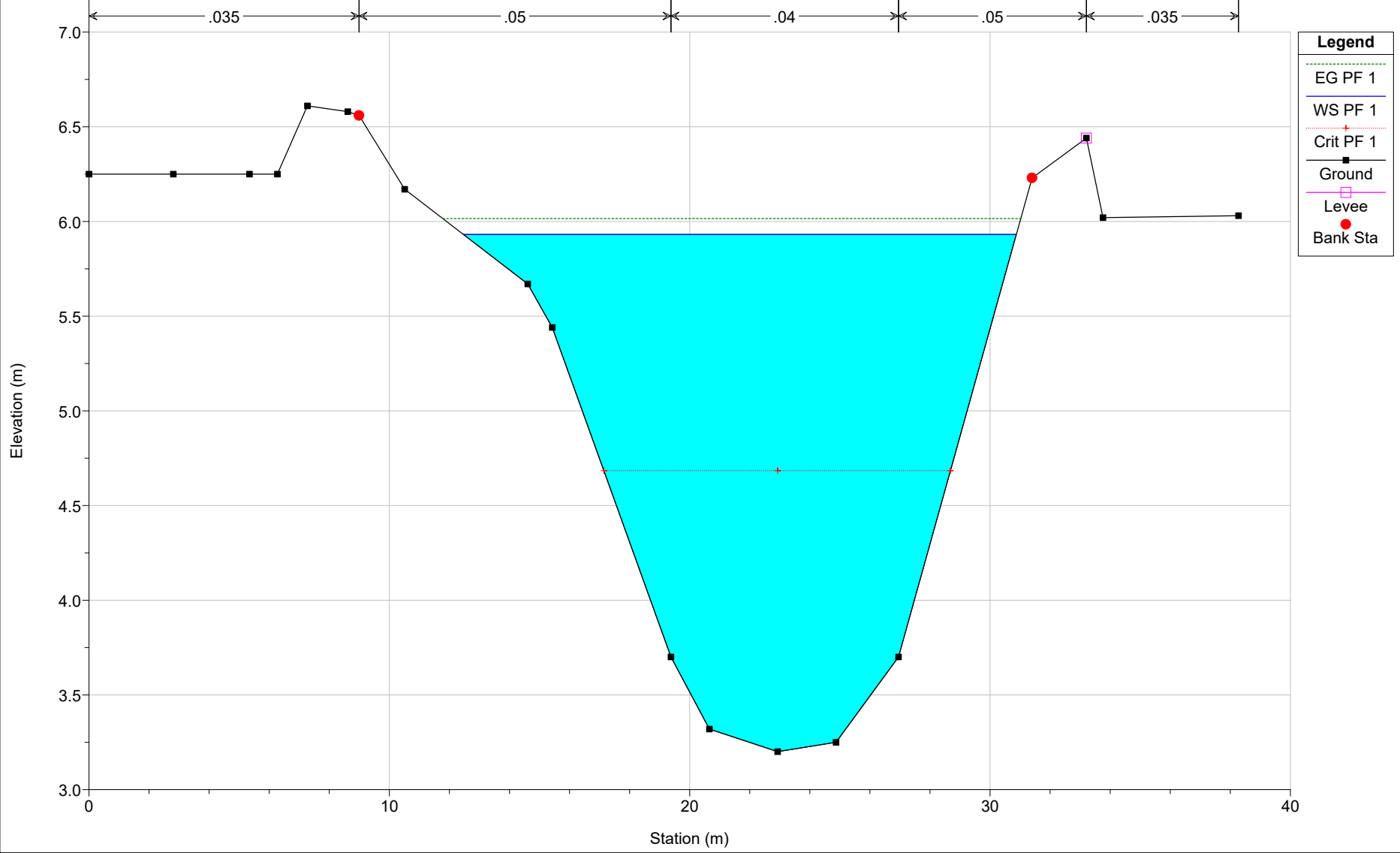
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 12



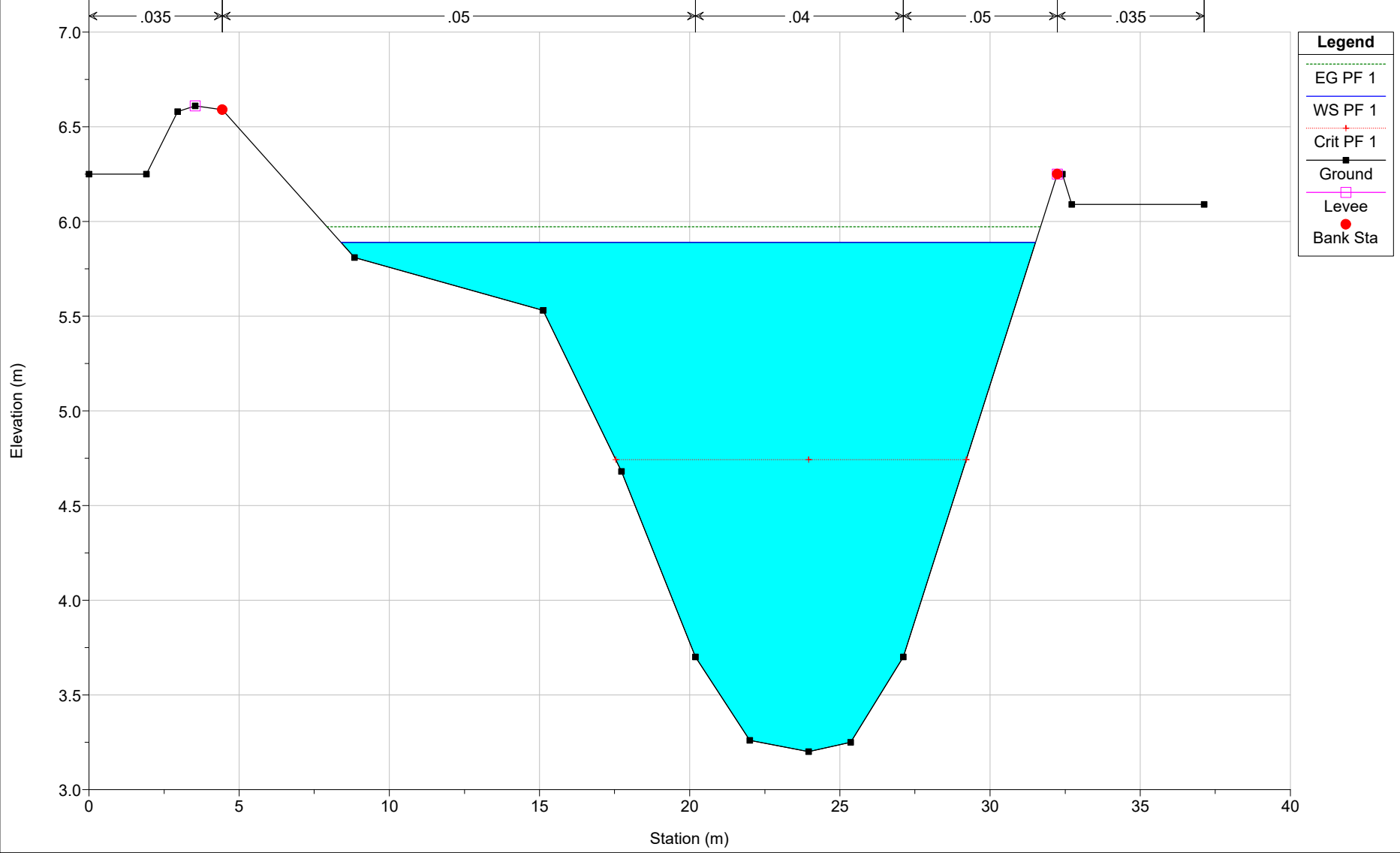
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 11



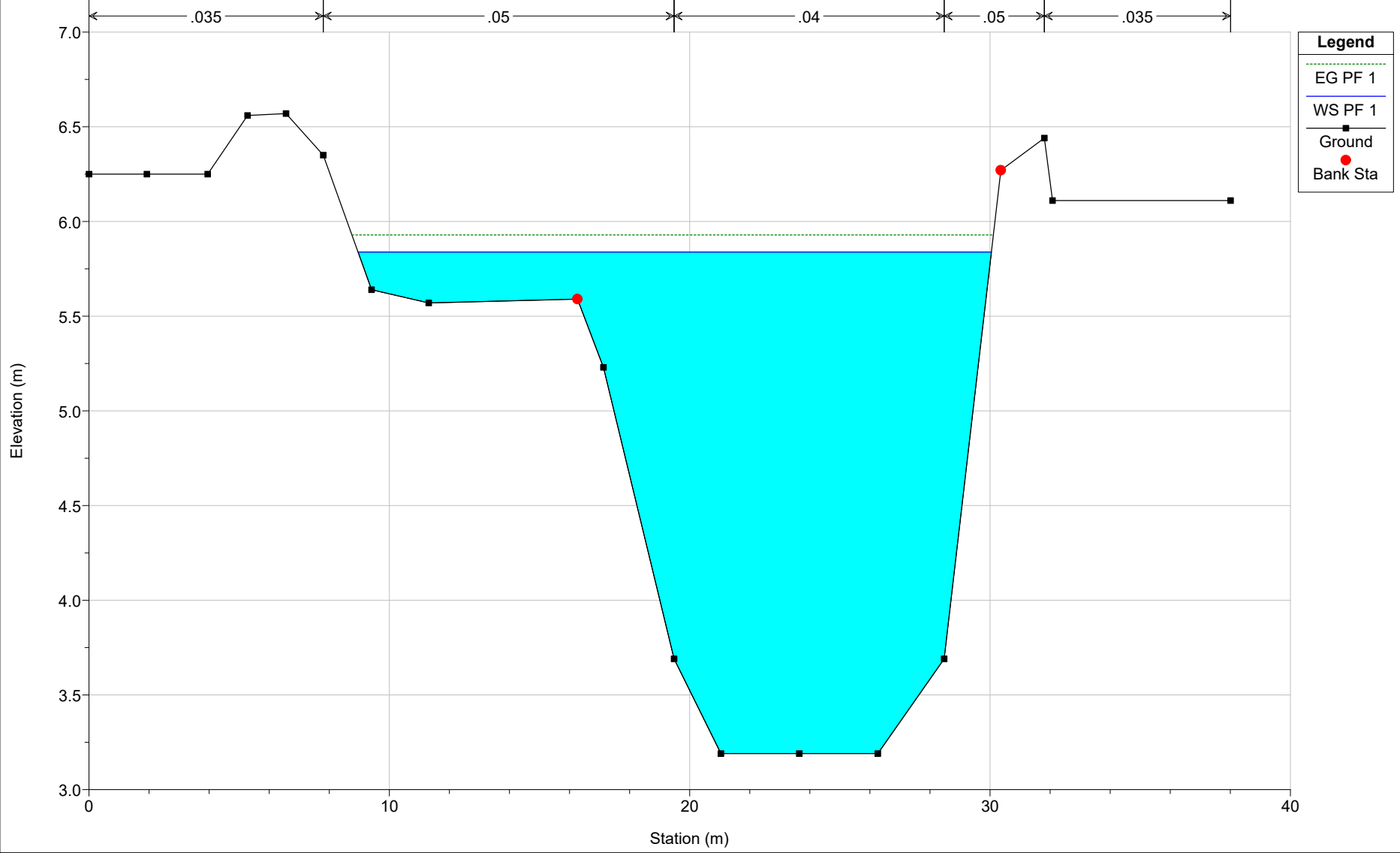
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 10



Odda Plan: sub_100 22/09/2023

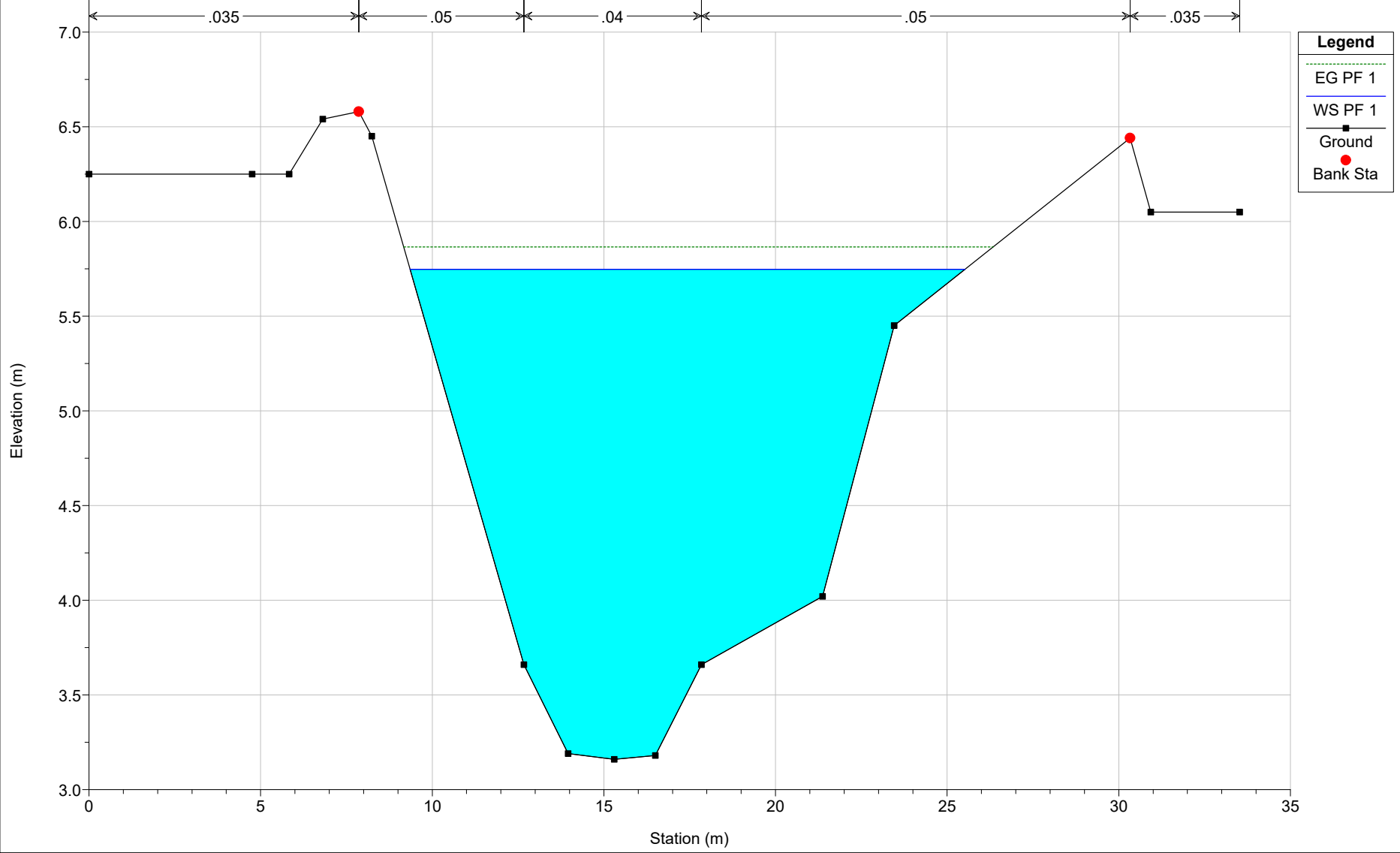
RS = 9



- Legend**
- EG PF 1
 - WS PF 1
 - Ground
 - Bank Sta

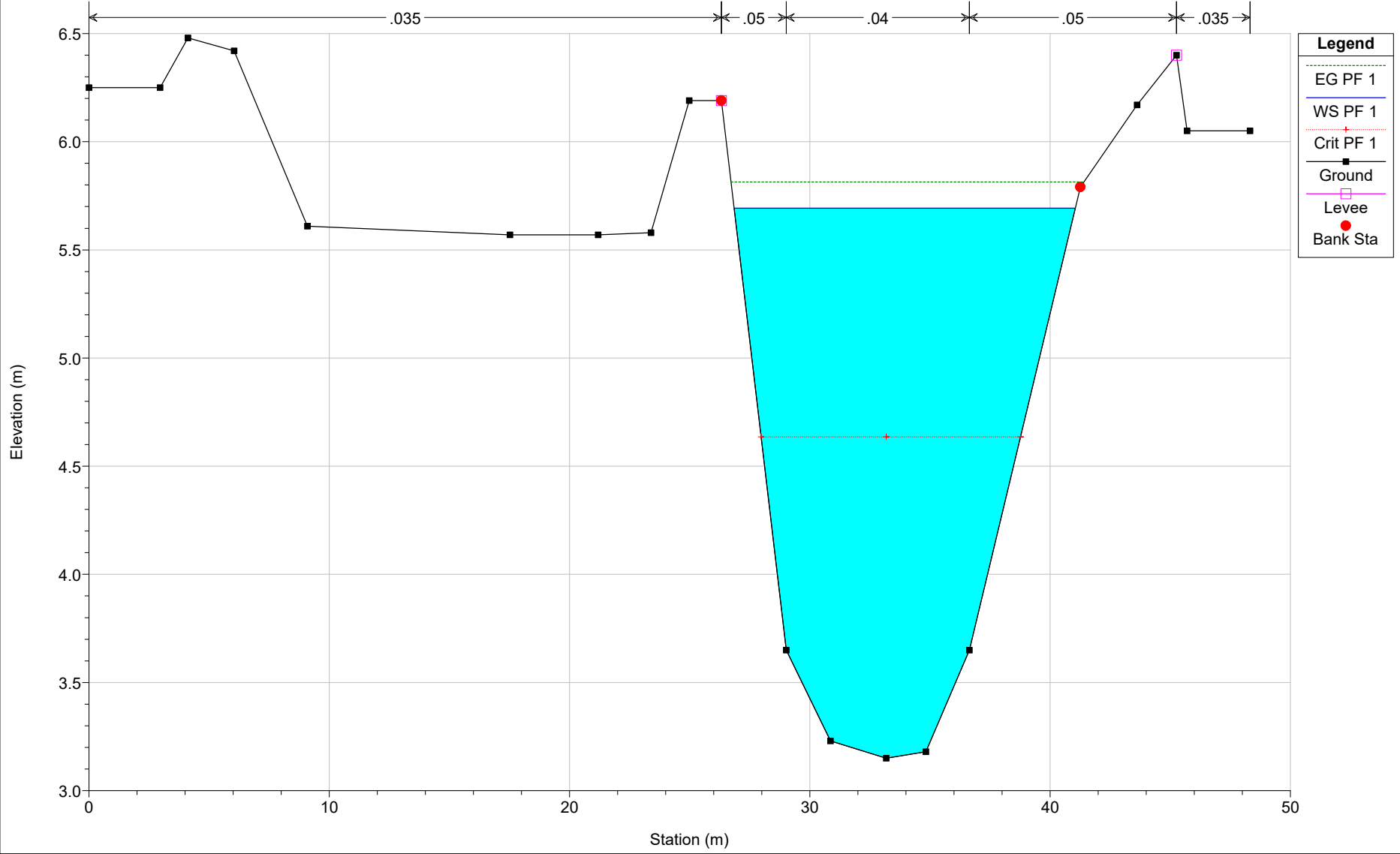
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 8



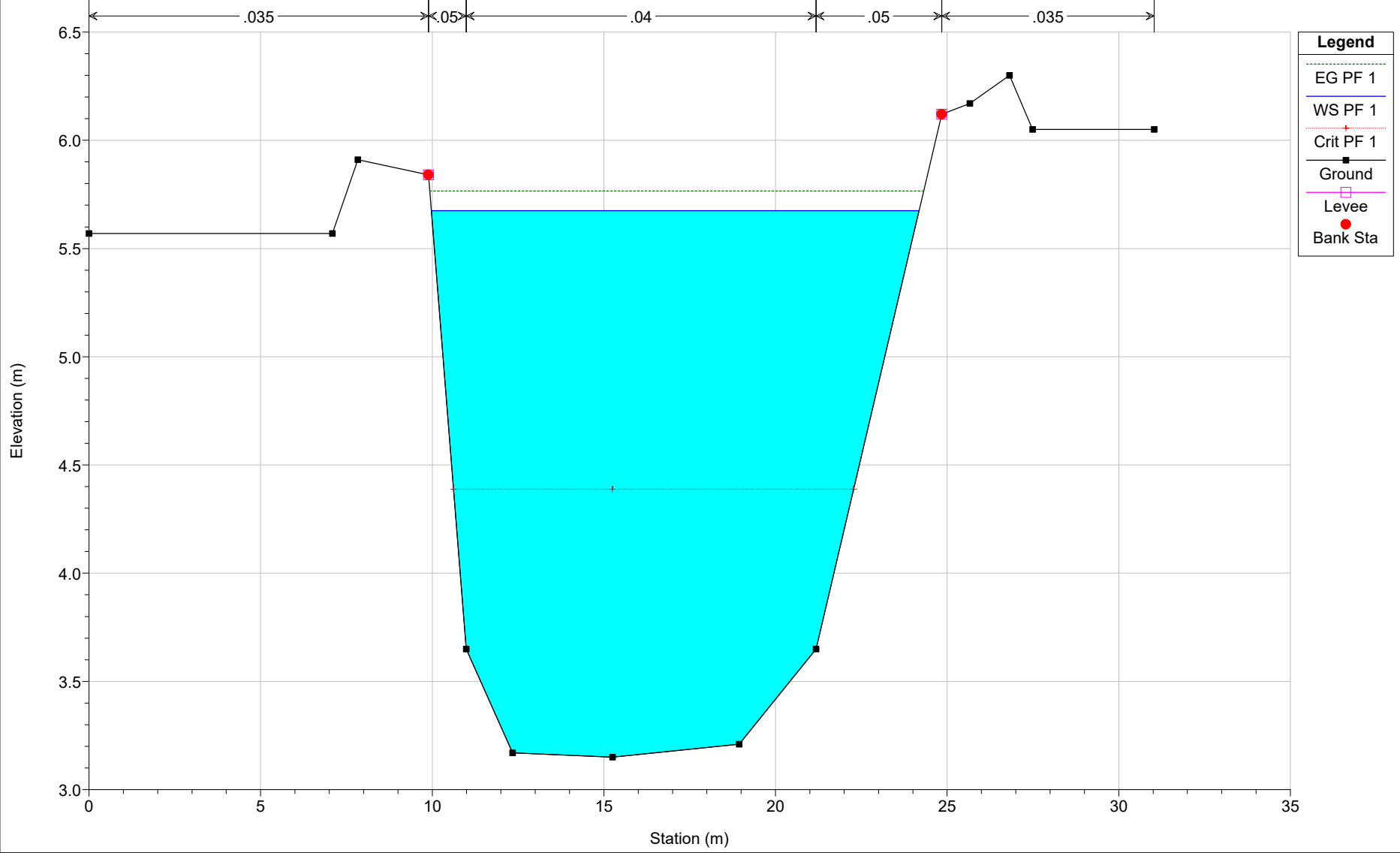
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 7



Odda Plan: sub_100 22/09/2023

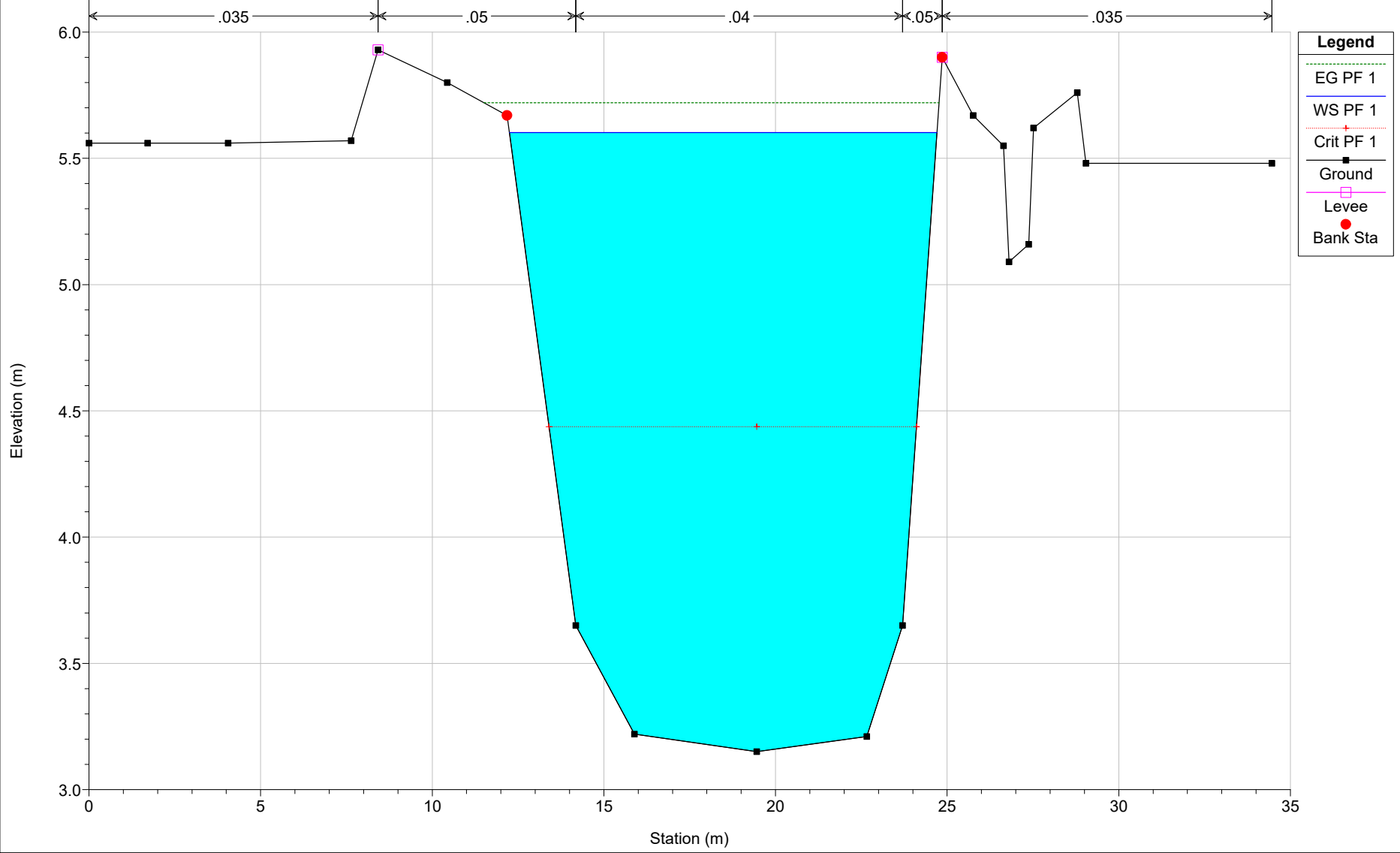
RS = 6



Legend	
EG PF 1	Green dashed line
WS PF 1	Blue solid line
Crit PF 1	Red dotted line with cross
Ground	Black line with square
Levee	Pink line with square
Bank Sta	Red dot with cross

Odda Plan: sub_100 22/09/2023

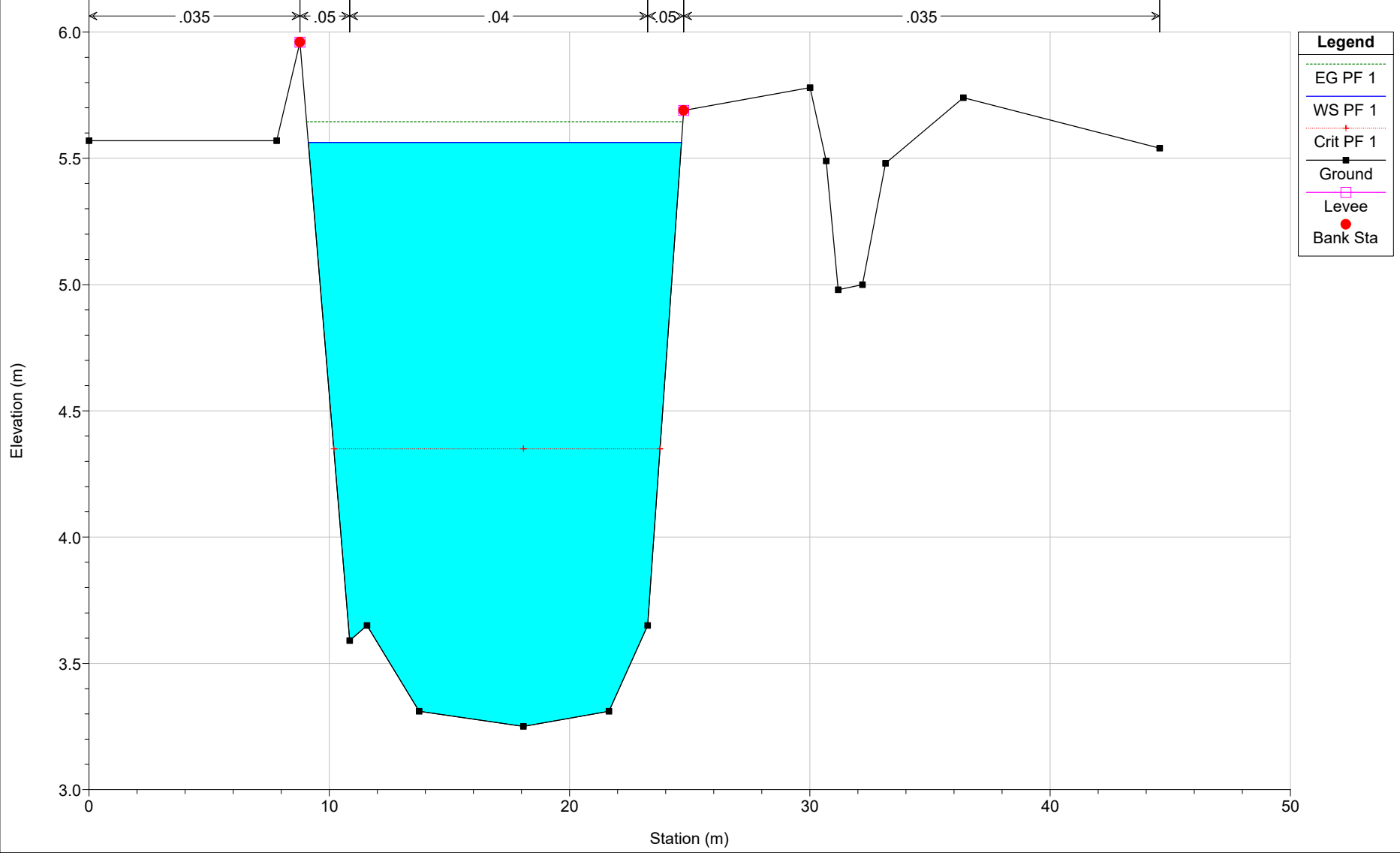
RS = 5



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

Odda Plan: sub_100 22/09/2023

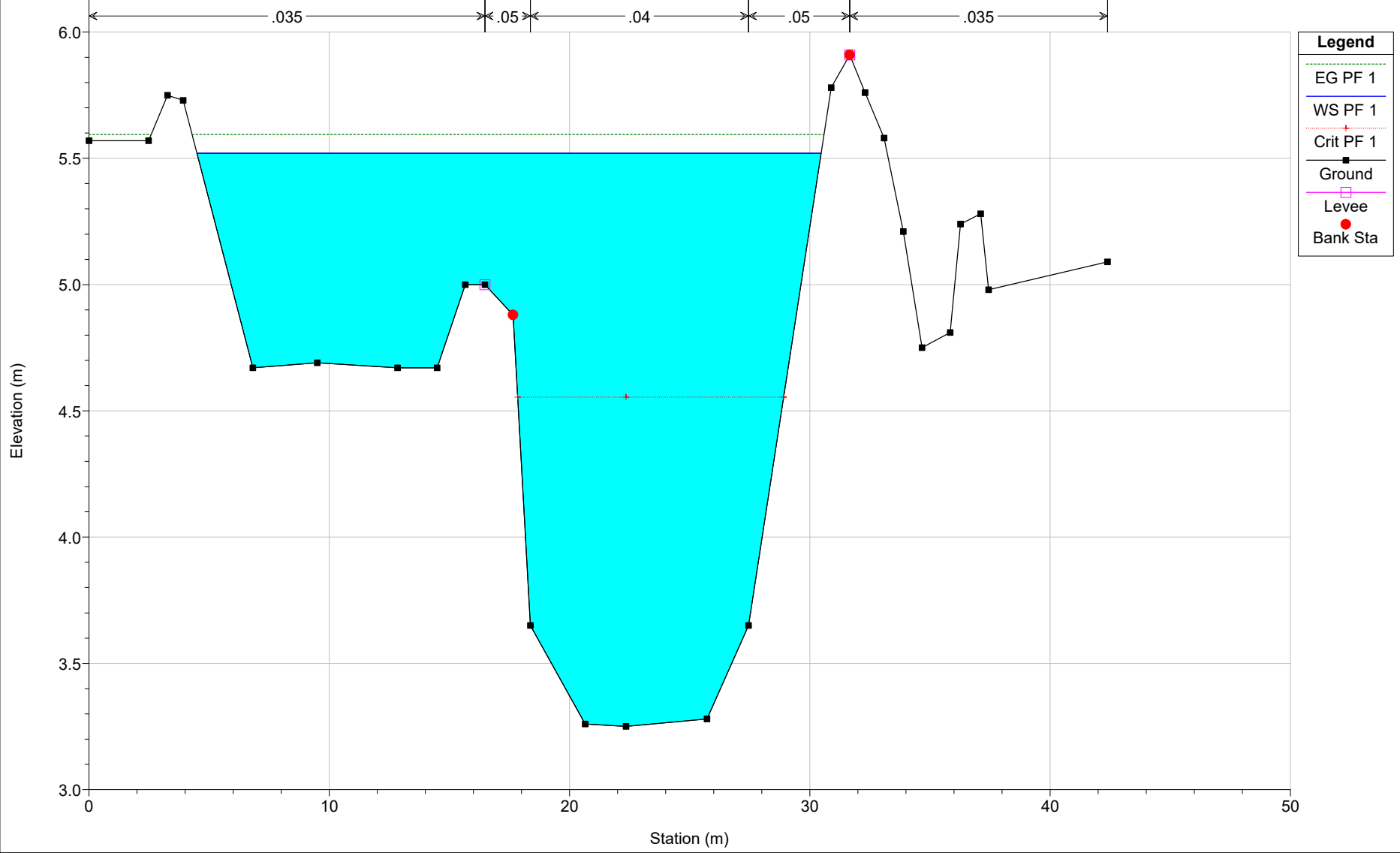
RS = 4



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

Odda Plan: sub_100 22/09/2023

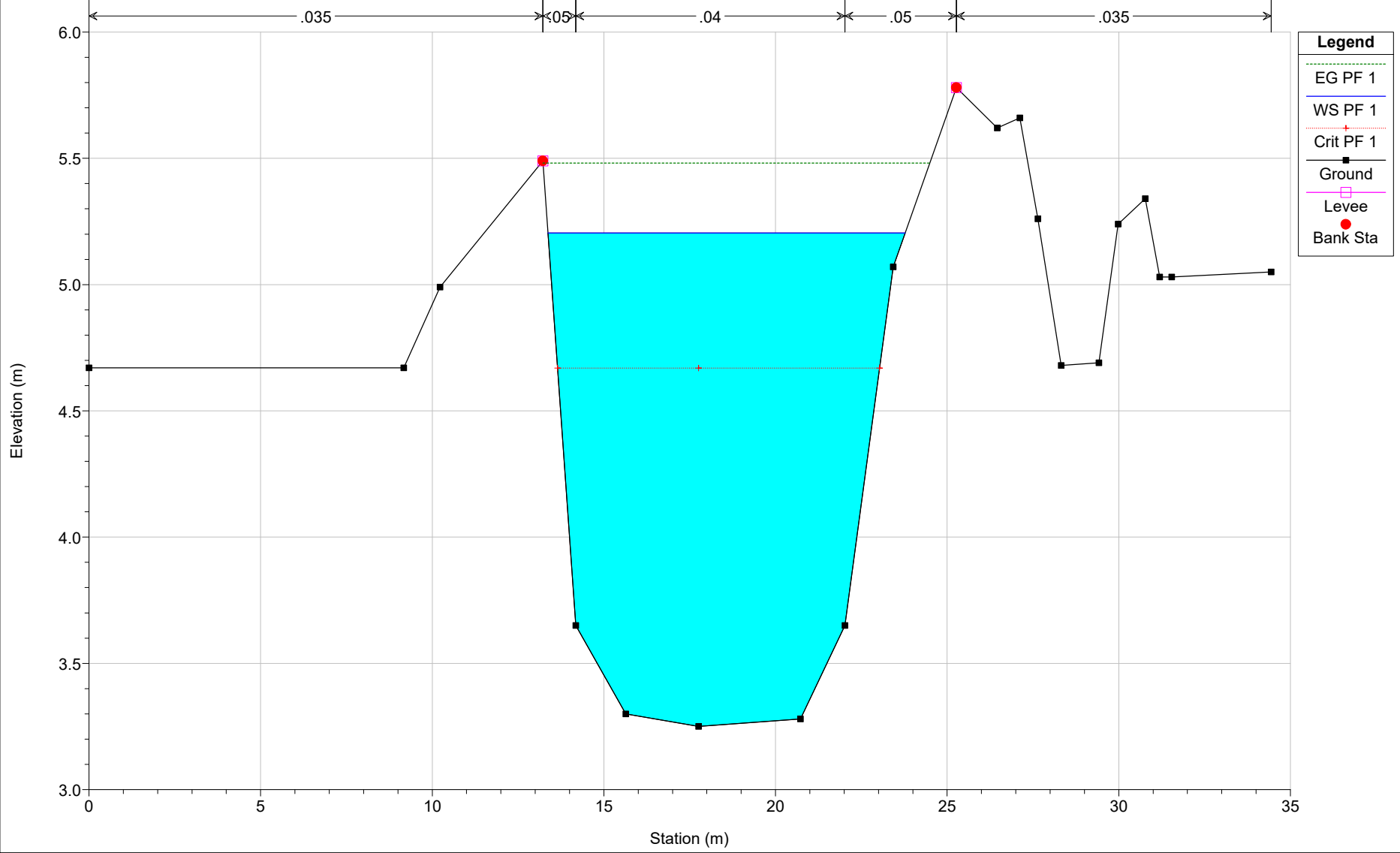
RS = 3



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

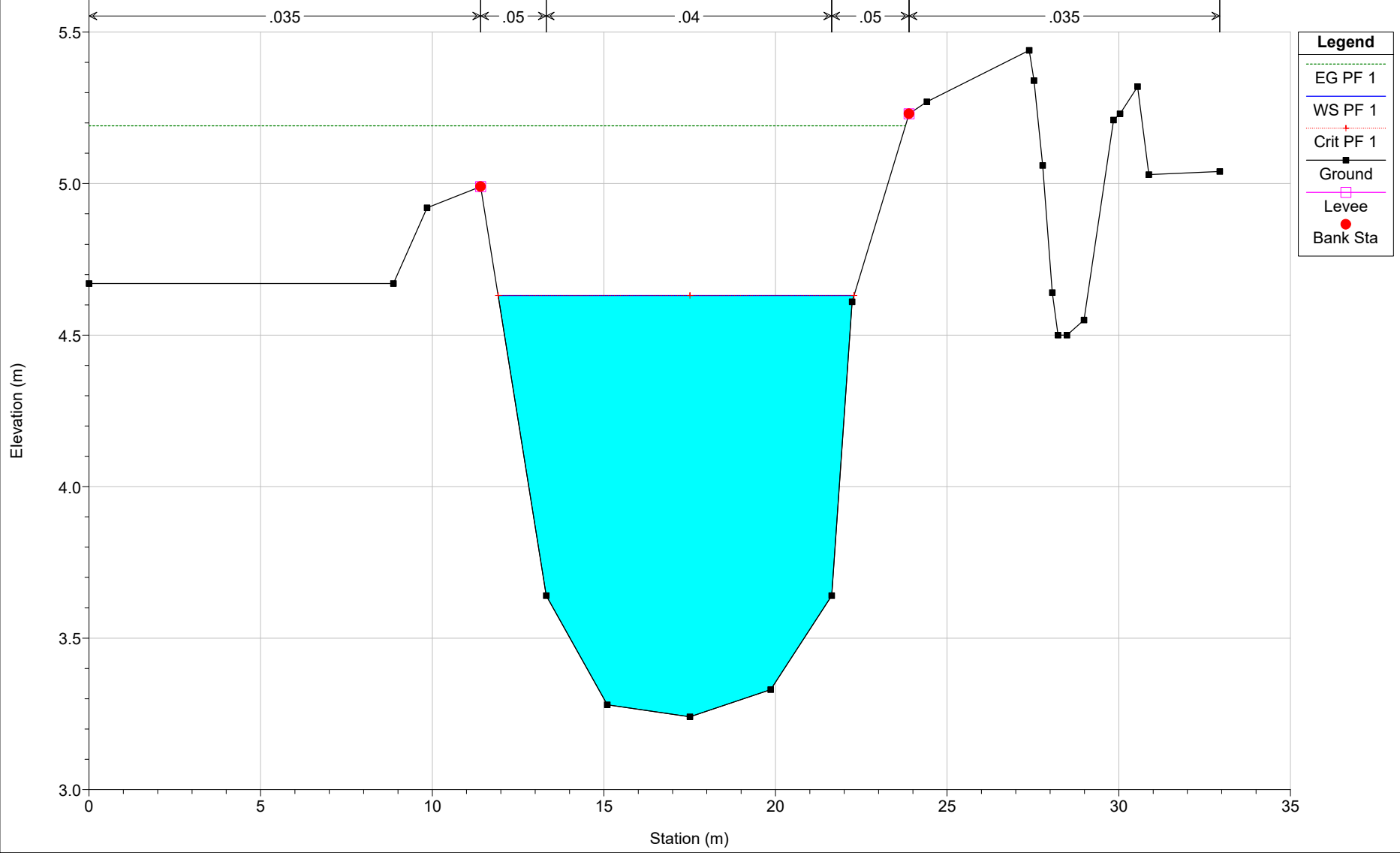
Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 2



Odda Plan: sub_100 22/09/2023

RS = 1



Legend

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

HEC-RAS Plan: 1 River: Odda Reach: 1 Profile: PF 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
1	14	PF 1	38.41	3.46	6.12	4.78	6.21	0.001588	1.34	28.64	13.62	0.30
1	13	PF 1	38.41	3.23	6.00		6.17	0.003928	1.80	21.36	12.16	0.43
1	12	PF 1	38.41	3.20	5.94		6.10	0.003566	1.75	21.89	12.37	0.42
1	11	PF 1	38.41	3.20	5.93	4.68	6.02	0.001999	1.29	29.88	18.41	0.32
1	10	PF 1	38.41	3.20	5.89	4.74	5.97	0.002734	1.28	29.96	23.12	0.36
1	9	PF 1	38.41	3.19	5.84		5.93	0.001601	1.34	29.94	21.08	0.30
1	8	PF 1	38.41	3.16	5.75		5.87	0.003114	1.52	25.27	16.17	0.39
1	7	PF 1	38.41	3.15	5.69	4.64	5.81	0.002571	1.54	24.97	14.20	0.37
1	6	PF 1	38.41	3.15	5.67	4.39	5.77	0.001604	1.34	28.68	14.21	0.30
1	5	PF 1	38.41	3.15	5.60	4.44	5.72	0.002122	1.52	25.21	12.46	0.34
1	4	PF 1	38.41	3.25	5.56	4.35	5.65	0.001414	1.27	30.36	15.53	0.29
1	3	PF 1	38.41	3.25	5.52	4.55	5.59	0.001601	1.28	32.80	25.98	0.30
1	2	PF 1	38.41	3.25	5.20	4.67	5.48	0.006822	2.33	16.46	10.41	0.59
1	1	PF 1	38.41	3.24	4.63	4.63	5.19	0.019371	3.32	11.58	10.37	1.00

Odda Plan: sub_100 22/09/2023

Legend

- WS PF 1
- Ground
- Levee
- Bank Sta

