

S.S. 284 "Occidentale Etna"

Ammodernamento del Tratto Adrano – Catania

1° lotto Adrano – Paternò

PROGETTO DEFINITIVO

COD. PA712

PROGETTAZIONE:

ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Marilena Coppola

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idraulica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

D P P A 0 7 1 2 D 2 0

NOME FILE

TOOID00IDRRE02_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T O O I D 0 0 I D R R E 0 2

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

OTT 2020

DL

SDM

G.PIAZZA

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	ANALISI IDRAULICA DELLE ASTE FLUVIALI	5
2.1	Identificazione dell'area di studio	5
2.2	Metodologie di Calcolo	9
2.3	Modelli idraulici e condizioni al contorno.....	9
2.4	Simulazioni idrauliche.....	11
2.5	Confronto tra ante e post operam	11
2.5.1	Torrente Licodia	12
2.5.2	Torrente Scalilli.....	14
2.6	Interazioni tra corrente idrica e opere in alveo.....	16
2.6.1	Trasporto solido.....	17
2.6.2	Capacità di trasporto	19
2.6.3	Stima del trasporto solido	20
2.6.4	Dinamica del fondo d'alveo.....	21
3	SISTEMA DI DRENAGGIO	22
3.1	Obiettivi e criteri della progettazione idraulica	23
3.2	Classificazione e descrizione degli interventi.....	24
3.2.1	Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma	24
3.2.2	Opere per il drenaggio delle acque di versante.....	26
4	DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	27
4.1	Schema di drenaggio della piattaforma stradale	27
4.2	Viabilità principale.....	27
4.2.1	Determinazione della pioggia critica	28
4.2.2	Determinazione dell'interasse dei sistemi di drenaggio.....	30
4.2.3	Dimensionamento dei collettori di recapito di piattaforma	32
4.3	Viabilità complementare e svincoli	35
4.3.1	Determinazione della pioggia critica per la piattaforma stradale	35
4.3.2	Determinazione dell'interasse delle canalette ad embrici.....	36

5	TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	36
5.1	Qualità delle acque di dilavamento	36
5.2	Descrizione degli impianti di trattamento.....	37
5.2.1	Vasca monoblocco sedimentazione e disoleazione	38
5.2.2	Pozzetti	41
5.2.3	Collettori di adduzione	41
5.2.4	Manufatto di rilascio.....	42
6	DRENAGGIO DELLE ACQUE DI VERSANTE	42
6.1	Tombini.....	42
6.1.1	Determinazione delle portate di progetto	43
6.1.2	Verifica idraulica	44
6.2	Fossi di guardia.....	49
6.2.1	Determinazione delle portate di progetto	49
6.2.2	Verifica idraulica	49
7	ALLEGATI.....	54

1 **PREMESSA**

La presente relazione idraulica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo dei lavori per la realizzazione del collegamento tra la S.S.284 in corrispondenza dello svincolo di Adrano e lo svincolo di Paternò.

L'intervento ricade nei Comuni di Paternò, Santa Maria di Licodia, Biancavilla, Ragalna e Adrano, tutti appartenenti alla provincia di Catania. L'infrastruttura rappresenta un'opera strategica per la Sicilia Orientale tra le province di Catania ed Enna, poiché si inserisce nel nodo stradale costituito dalla S.S.284 "Occidentale Etna.

La S.S. 284 "Occidentale Etna" ha origine fuori dall'abitato di Randazzo (in provincia di Catania) dove si distacca dalla S.S. 120 dell'Etna e delle Madonie, si estende per 44,524 km, costeggiando la parte occidentale del Parco Regionale dell'Etna, lambendo la località di Maletto, attraversando quella di Bronte ed evitando in variante i centri di Adrano, Biancavilla, Santa Maria di Licodia, e termina a Paternò ove si innesta sulla S.S. 121 Catanese.

Il tracciato si sviluppa per circa 15 km a Nord della SS 121 Catanese, attraversa il versante occidentale dell'Etna con una successione di rettili e curve, si allaccia a Nord alla Bronte-Adrano in corrispondenza dell'ultimo tratto realizzato e termina poco prima dell'intersezione con la S.S.121. Altimetricamente il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale. I tratti in rilevato sono intervallati da viadotti per il superamento delle incisioni più importanti.

Il Progetto Definitivo prevede un asse principale, caratterizzato da una lunghezza di circa 15.820 m, n. 6 svincoli e correlata viabilità secondaria. Le principali opere d'arte previste sull'asse principale sono:

- Viadotto VI_E73;
- Viadotto VI_E106;
- Viadotto VI_E136;
- Viadotto VI_E141;

Sono inoltre previsti 20 Ponti ad una sola campata.

Lungo tutto il tracciato sono anche previsti un certo numero di tombini idraulici che hanno il compito di risolvere le interferenze con il reticolo idrografico principale.

Si prevede inoltre la sistemazione di svincoli esistenti e la realizzazione di nuovi svincoli. Molte delle viabilità secondarie, oltre agli svincoli stessi, prevedono un certo numero di opere d'arte secondarie quali muri di sostegno e tombini scatolari con funzione di attraversamento idraulico.

Le viabilità di servizio complanari avranno sul loro tracciato alcuni ponti ad una campata, per risolvere le intersezioni con il reticolo idrografico esistente.



Figura.1.1 Ubicazione dell'area di intervento

Lo studio idraulico dei corsi d'acqua che affiancano o attraversano la viabilità di progetto è stato sviluppato adottando diversi gradi di dettaglio, in relazione all'importanza delle opere in progetto e dell'asta fluviale in esame. Il calcolo dei massimi livelli idrici e delle aree esondabili dei corsi d'acqua principali, discusso nel seguito del presente elaborato, viene presentato nei paragrafi relativi alla metodologia di calcolo adottata e all'impostazione del modello. I risultati delle simulazioni, inclusa l'analisi delle interferenze con la viabilità principale e complementare, sono discussi con riferimento alle condizioni esistenti e precedenti gli interventi di sistemazione richiesti (ante-operam), nonché a quelle determinate in seguito a tali interventi (post-operam). Inoltre

nel presente studio è stato sviluppato un sistema di protezione dell'asse stradale dagli eventi meteorici che lo interessano direttamente.

2 ANALISI IDRAULICA DELLE ASTE FLUVIALI

Oggetto della seguente analisi sono le verifiche di compatibilità idraulica condotte in relazione all'area nella quale si inserirà l'infrastruttura di progetto. Al fine di abbattere la pericolosità idraulica sono previste importanti opere a salvaguardia della nuova infrastruttura riassumibili in tre diverse casistiche.

- Interferenze con corsi d'acqua a moderata pericolosità ma allo stato attuale incanalati e regimati;
- Aree non soggette a pericolosità idraulica dove la realizzazione delle opere di progetto necessita di interventi di regimazione delle acque meteoriche esterne alla piattaforma stradale.

Raccoglie tutte le casistiche diverse dal caso precedente tra i bacini interferenti con la nuova infrastruttura di progetto.

2.1 Identificazione dell'area di studio

Come detto, l'intervento ricade nei Comuni di Paternò, Santa Maria di Licodia, Biancavilla, Ragalna e Adrano, nella provincia di Catania, in un'area geograficamente inquadrabile all'interno del bacino del fiume Simeto, esattamente sul versante Occidentale dell'Etna.

Sulla scorta di quanto emerso nell'ambito della Relazione Idrologica di cui all'allegato PA712_T00ID00IDRRE01_A lo studio idraulico interessa due affluenti del fiume Simeto, il Licodia e lo Scalilli, con portata Tr 200 superiore a $50 \text{ m}^3/\text{s}$, e consiste nella loro modellazione idraulica, nella verifica dei livelli idrici dei restanti corsi d'acqua interferenti, nel dimensionamento dei tombini scatolari e circolari di attraversamento del reticolo idrografico interferito. Inoltre talora è stato necessario approfondire lo studio idraulico al fine di valutare le problematiche causate dagli attraversamenti detti e di progettare degli interventi, come canalizzazioni e deviazioni, atti alla loro eliminazione o mitigazione. Tutti gli attraversamenti e le interferenze dei corsi d'acqua principali sono stati studiati in

dettaglio, calcolando le caratteristiche del moto (velocità e livelli idrici) e valutando le aree di esondazione mediante modellazione idraulica delle aste principali.

Come già illustrato nella Relazione Idrologica, i principali corsi d'acqua interessati dal tracciato stradale sono (procedendo da Ovest verso Est): il torrente San Filippo, il torrente Licodia e il torrente Scalilli, oltre ai minori opportunamente individuati.

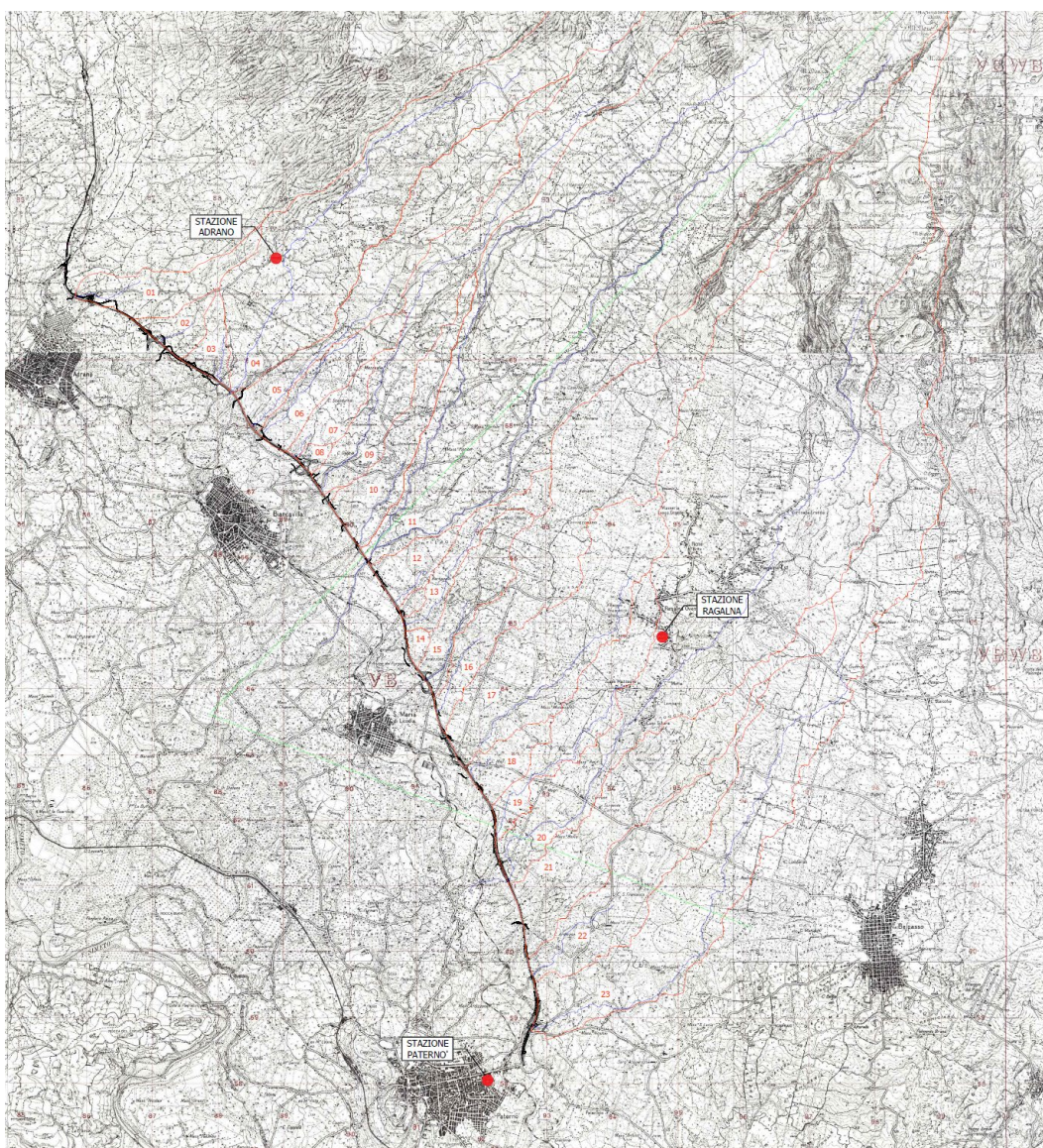


Figura 2.1-1 Corografia dei bacini

Qui di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle interferenze idrauliche e delle opere in progetto necessarie per risolverle. Le portate indicate in tabella sono quelle di progetto con T_r 200 anni, valutate, in sede della citata Relazione Idrologica.

Tabella 2.1-1 Interferenze idrauliche asse viario principale e portate di progetto con Tr 200 anni

Pk progetto	Bacino	Area [km²]	L asta [km]	H max [m slm]	H media [m slm]	Opera tipologica in progetto	Q progetto
0+131		1.41	1.10	855.0	737.5	tombino	12,03
1+602		0.55	0.65	755.2	688.2	tombino	2,99
2+707		0.52	0.85	755.6	685.3	tombino	2,63
2+924		10.11	8.58	1850.0	1232.5	tombino	35,94
3+606		4.08	3.73	1409.8	1009.8	tombino	7,21
4+342		0.70	1.27	838.3	725.4	tombino	7,75
5+004	Vallone San Filippo	8.83	8.18	2291.5	1436.9	tombino	46,14
6+275	Torrente Licodia	31.26	13.03	3283.4	1914.7	ponte	154,59
7+040		0.73	0.75	686.3	604.3	tombino	8,92
7+395		1.14	2.17	849.0	677.7	viadotto	26,91
7+525		0.15	0.40	551.9	530.0	viadotto	0,79
8+845		8.00	2.93	1699.2	1078.0	tombino	38,06
9+785		4.99	4.10	905.7	667.7	tombino	10,62
10+049		0.77	0.81	546.0	475.2	tombino	1,80
11+005		2.31	3.47	780.6	579.6	tombino	1,94
11+715	Torrente Scalilli	24.09	12.89	2259.4	1307.1	ponte	95,61
12+430		4.61	3.01	881.4	602.5	tombino	19,08
13+240		3.44	1.90	729.0	521.0	ponte	35,09
13+922		12.94	9.72	1626.5	957.4	ponte	43,02

Come accennato, per i torrenti Licodia e Scalilli, evidenziati nella tabella soprastante, aventi portata Tr 200 superiore a 50 m³/s, è stata effettuata una modellazione in moto permanente per la valutazione degli effetti della realizzazione del nuovo asse viario, che li interseca con le opportune opere riportate in tabella e progettate in questa sede.

La tabella sottostante riporta il complesso delle interferenze del nuovo asse viario principale con il reticolo idraulico esistente, costituito da 12 tombini scatolari e 1 circolare DN 1500 mm.

Tabella 2.1-2 Riepilogo dei manufatti idraulici di attraversamento del reticolo idraulico lungo l'asse principale

ID Tombino	Pk	B	H o D	Lunghezza
		(m)	(m)	(m)
TM_01	0+131	2,5	2,5	30
TM_02	0+821	-	1,5	35
TM_03	1+602	2,5	2,0	42
TM_04	2+707	2,0	2,0	39
TM_05	2+924	6,0	3,0	53
TM_06	3+606	3,5	2,0	50
TM_07	4+342	3,5	2,0	39
TM_08	5+004	8,0	4,0	78
TM_09	7+040	3,5	2,5	46
TM_10	8+845	5,0	3,0	34
TM_11	9+785	3,5	2,0	57
TM_12	10+049	2,0	2,0	36
TM_13	11+005	2,0	2,0	48

La tabella sottostante riporta invece il complesso delle interferenze degli svincoli del nuovo asse viario e degli assi secondari previsti con il reticolo idraulico esistente, costituito da 2 tombini scatolari.

Tabella 2.1-3 Riepilogo dei manufatti idraulici di attraversamento del reticolo idraulico lungo gli svincoli dell'asse principale e lungo la viabilità secondaria connessa

SVINCOLI			
ID Opera	Tipologico	Geometria	
		B	H
		(m)	(m)
TM_SV01_01	Scatolare	2	2,5
STRADE SECONDARIE			
TM_ASE38_01	Scatolare	2	2

In complesso quindi in progetto si prevedono n. 14 tombini scatolari, n. 1 tombini circolari DN 1500; in tutti i casi si è assicurato che l'opera idraulica avesse andamento rettilineo, in osservanza alla vigente normativa.

In particolare, come concordato con ANAS ai fini di una corretta manutenzione e ispezionabilità, si è adottata per questi una sezione minima circolare Dn 1500 mm nel tratto stradale con sezione tipo C1 e scatolare 2.00x2.00 m nel restante tratto stradale

con sezione tipo B; per gli stessi motivi si è concordato altresì che ove necessario per motivi di quota, l'imbocco della portata di piena al tombino avvenisse con realizzazione di pozzo così da ottenere lo sbocco a livello del terreno.

Le citate principali interferenze tra l'opera stradale e il reticolo idrografico primario relative al Torrente Licodia e al Torrente Scalilli defluiscono rispettivamente al di sotto del Ponte PO_E62 e del Ponte PO_E117.

Si è approfondito lo studio idraulico attraverso delle simulazioni di tutte quelle aste fluviali che presentavano una portata con tempo di ritorno di 200 anni superiore a 50 m³/s ed evidenziati nella tabella 2.1.2.

Inoltre il presente studio ha anche la finalità di verificare che le opere di progetto non comportino elementi di incompatibilità rispetto al deflusso delle acque meteoriche durante gli eventi di piena, andandone a modificare in termini peggiorativi le dinamiche di drenaggio e smaltimento verso i corpi idrici recettori.

2.2 Metodologie di Calcolo

Per la verifica idraulica delle due interferenze idrauliche principali di attraversamento (01- Torrente Licodia e 02- Torrente Scalillii), è stato utilizzato il codice di calcolo HEC-RAS ver. 5.0.5, sviluppato dalla Hydrologic Engineering Center della U.S. Army, che ha permesso il calcolo dell'andamento dei profili di corrente in moto vario in alvei naturali e nei canali artificiali includendo anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con le sezioni dei ponti.

Per quanto riguarda invece la modellazione dei tombini è stato utilizzato il software HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program, un software sviluppato da Federal Highway Administration, capace di simulare e modellare un tombino in tutte le sue parti ed effettuarne il dimensionamento.

2.3 Modelli idraulici e condizioni al contorno

La schematizzazione geometrica delle aste principali studiate è stata effettuata in modo da ottenere una buona e realistica rappresentazione del deflusso di piena basandosi sul DEM passo 2 m della Regione Sicilia.

Per il calcolo del profilo di corrente in corrispondenza delle strutture, tra le diverse opzioni offerte dal codice di calcolo, sono state selezionate le equazioni di bilancio dell'energia ed il metodo dei momenti, tra le quali il software seleziona in automatico la formulazione caratterizzata dalla maggiore dissipazione energetica. Finché il livello idrico rimane al di sotto dell'impalcato (low flow), viene assunta la schematizzazione di deflusso non in pressione ovvero a superficie libera; viene invece assunta la schematizzazione con deflusso in pressione e stramazzo al di sopra dell'impalcato (pressure and weir), per le situazioni con livello della corrente tale da interessare l'intradosso del ponte (high flow). Le condizioni limite per il deflusso in pressione sono definite dal programma in base al livello registrato a monte.

I citati due corsi d'acqua sono stati descritti da un numero di sezioni variabile, sufficiente a riprodurre tutti i punti singolari dell'alveo. Nel caso del Licodia, poiché è il torrente più importante presente nella zona oggetto dello studio, si è modellato un tratto pari a circa 600 m a monte e 300 m a valle della strada in progetto. Per quanto riguarda lo Scalilli invece si sono considerati a monte 300 m e a valle 200 m tali valori hanno permesso di portare a termine la modellazione in moto permanente.

L'ubicazione è riportata nelle planimetrie delle aree di esondazione riferite allo stato ante operam:

- PA712_T00ID00IDRPL13_A,
- PA712_T00ID00IDRPL14_A.

e a quello post operam:

- PA712_T00ID00IDRPL15_A,
- PA712_T00ID00IDRPL16_A.

Le simulazioni idrodinamiche sono state effettuate in moto permanente. Nello specifico per ciascun modello numerico è stata stabilita una condizione al contorno di monte imponendo la portata di progetto relativa in ingresso, mentre come condizione al contorno di valle è stato imposto normalmente il deflusso in moto uniforme "*Critical Depth*".

Per quanto concerne la scabrezza, la valutazione dei coefficienti da inserire in ciascun modello è stata basata su dati di letteratura, sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi e sull'esperienza acquisita nel campo della modellistica idraulica.

Relativamente al coefficiente di Manning, si sono utilizzati i valori stimati sulla base della regolarità o tortuosità dell'alveo e dell'esame visivo delle caratteristiche del fondo e delle sponde. Essi variano significativamente in dipendenza della presenza e del tipo di vegetazione spondale.

Per il caso in esame è stato assunto il coefficiente di Manning pari a $0.035 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per l'alveo non sistemato e pari a $0.045 \text{ m}^{-1/3}$ per le aree inondabili.

2.4 Simulazioni idrauliche

I calcoli idraulici per la definizione delle condizioni di deflusso sono stati effettuati con riferimento alle seguenti condizioni fisiche del corso d'acqua:

- Stato attuale (condizioni Ante Operam);
- Stato di progetto (condizione Post Operam).

Le simulazioni sono state condotte per la portata di progetto con tempo di ritorno di 200 anni per una completa valutazione dei fenomeni idraulici di interesse.

I risultati di dettaglio delle simulazioni, sono riportati in allegato sotto forma grafica e numerica (profilo idraulico, sezioni di calcolo con livelli idrici, tabella riassuntiva dei risultati e le caratteristiche idrauliche delle sezioni di calcolo).

2.5 Confronto tra ante e post operam

Le verifiche condotte sullo stato ante-operam hanno avuto lo scopo di determinare le aree di esondazione lungo i corsi d'acqua principali e, quindi, di valutare le possibili interferenze con il tracciato di progetto. Mentre le verifiche condotte sullo stato post-operam hanno avuto lo scopo di verificare gli interventi di sistemazione volti ad eliminare le interferenze con il tracciato di progetto.

In appendice negli allegati A e B cui si rimanda, sono riportati i tabulati di output delle simulazioni ante operam e post operam a seguito della modellazione svolta con il citato software HEC RAS ed in particolare è riportato quanto appresso.

Allegato A - risultati simulazioni idrodinamiche ante operam:

- Tabulati modellazione HEC-RAS

- Profilo Torrente Licodia
- Sezioni Torrente Licodia
- Profilo Torrente Scalilli
- Sezioni Torrente Scalilli

Allegato B - risultati simulazioni idrodinamiche post operam:

- Tabulati modellazione HEC-RAS
- Profilo Torrente Licodia
- Sezioni Torrente Licodia
- Profilo Torrente Scalilli
- Sezioni Torrente Scalilli

La tabella che segue riepiloga le principali caratteristiche dei due corsi d'acqua per i quali è stata svolta la modellazione.

Tabella 2.5-1 riepilogo caratteristiche generali dei corsi d'acqua oggetto di modellazione

ID BACINO SOTTESO	Asta Fluviale	Superficie bacino sotteso alla sezione	Attraversamento			Q Tr=200
		A [km ²]	PK	tipologia	Opera	m ³ /s
01	Torrente Licodia	31.26	6+275.00	Ponte	PO_E62	154.6
02	Torrente Scalilli	24.1	11+715.00	Ponte	PO_E117	95.6

I calcoli numerici, sotto forma di profili, tabelle e sezioni trasversali, sono posti negli Allegati A e B, mentre nella documentazione grafica del progetto vengono riportate le planimetrie di esondazione delle varie aste per ciascuna configurazione modellata.

Si illustrano di seguito i risultati delle suddette modellazioni.

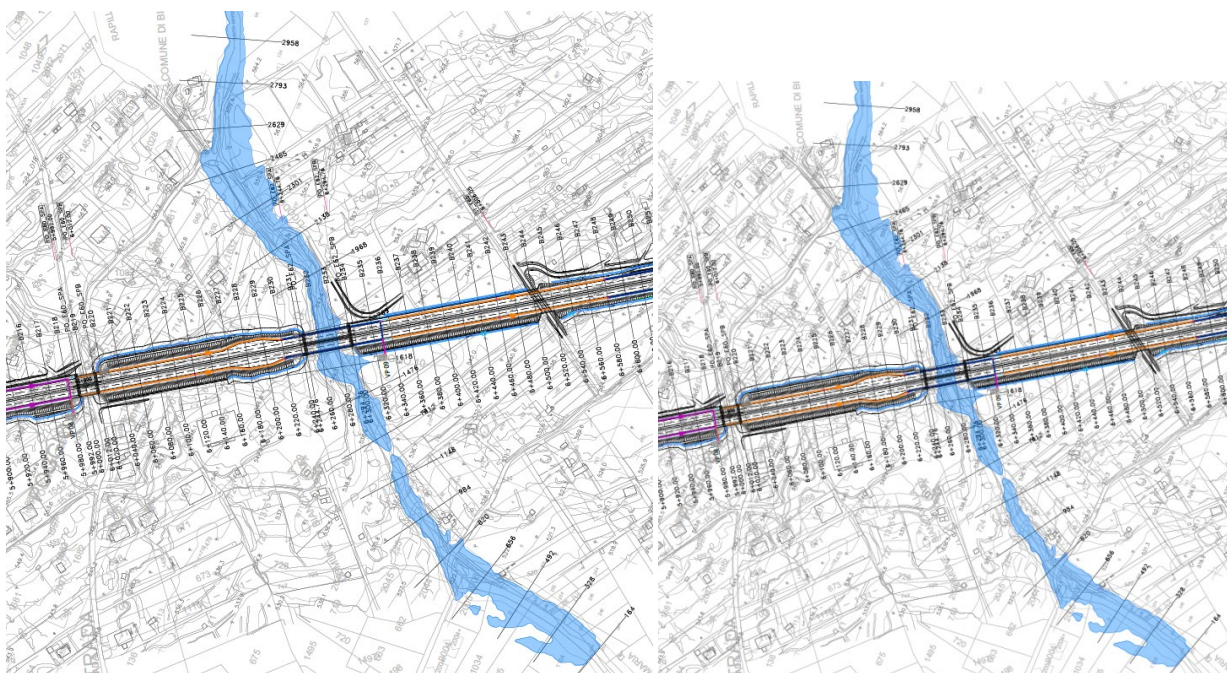
2.5.1 Torrente Licodia

Questo corso d'acqua è il più importante degli affluenti del Simeto che interessa il sedime dell'opera.

Poiché attraversa terreni di natura vulcanica presenta una modesta incisione in zona pianeggiante, giungendo in prossimità dell'area interessata dalla realizzazione del nuovo

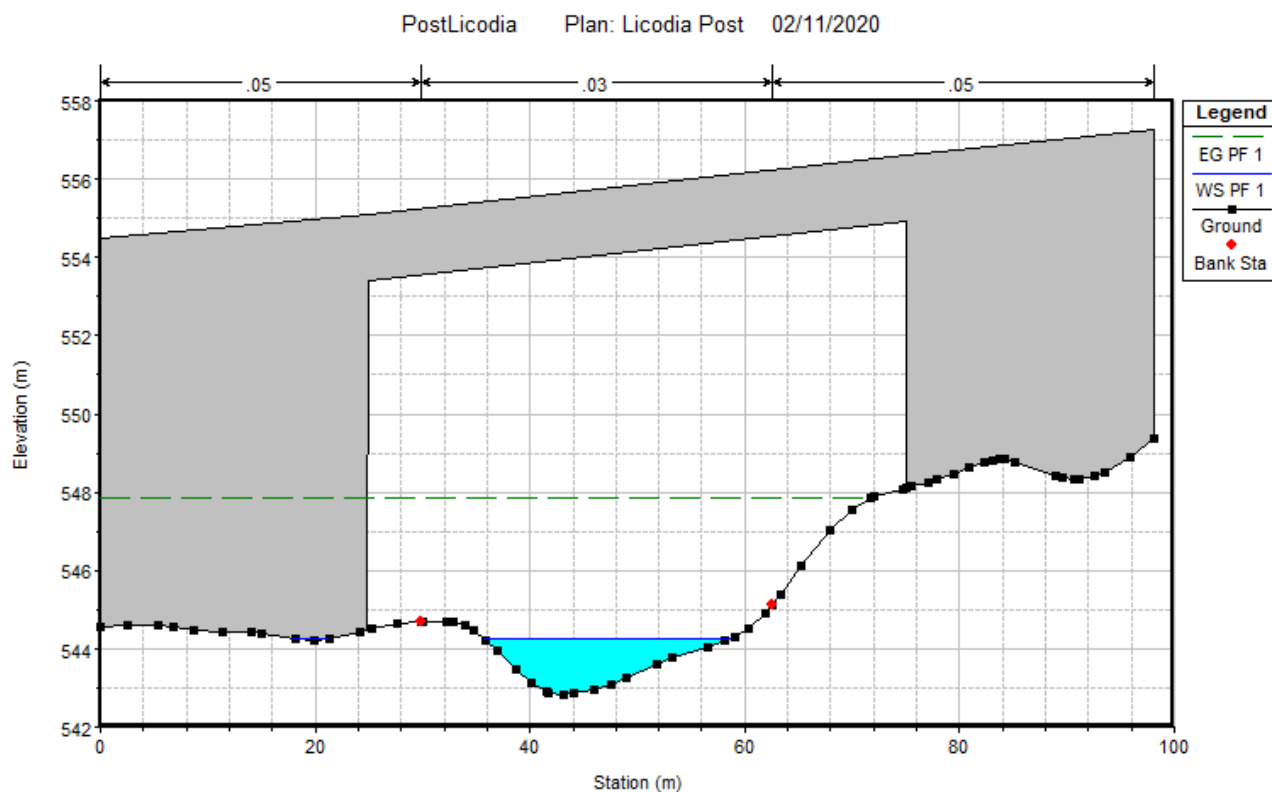
tracciato della Occidentale Etna e confluisce, a valle dell'opera in oggetto, dopo circa 6000 m e aver attraversato il territorio di Santa Maria di Licodia, nel Fiume Simeto.

La tavola PA712_T00ID00IDRPL13_A riporta l'attuale andamento dell'evento di piena duecentennale mentre la tavola PA712_T00ID00IDRPL15_A riporta gli effetti della piena duecentennale in relazione alla realizzazione dell'intervento, sinteticamente rappresentati di seguito.



2.5-1 Torrente Licodia - situazione ante operam e post operam.

Il passaggio da una sezione di tipo C1 ad una sezione di tipo B ha reso necessaria la valutazione della capacità dell'alveo del Torrente Licodia che anche in presenza della portata di piena due centennale non viene lambito dall'acqua.



2.5-2 Torrente Licodia Sezione di deflusso di valle in corrispondenza del PO_E62 post operam.

Come si vede nell'immagine sovrastante la quota di intradosso del ponte in progetto è largamente superiore al livello idrico di piena.

Come può osservarsi l'intradosso del viadotto garantisce un franco sul livello di piena di circa 7 m al di sotto del ponte PO_E62 e 4 m al di sotto del ponte PO_E62 nel punto più sfavorevole.

2.5.2 Torrente Scalilli

Nella figura che segue è riportato il risultato della modellazione ante operam del corso d'acqua, riportata in dettaglio nella tavola PA712_T00ID00IDRPL14_A mentre la post operam contenuta nella tavola di cui alla tavola PA712_T00ID00IDRPL16_A.

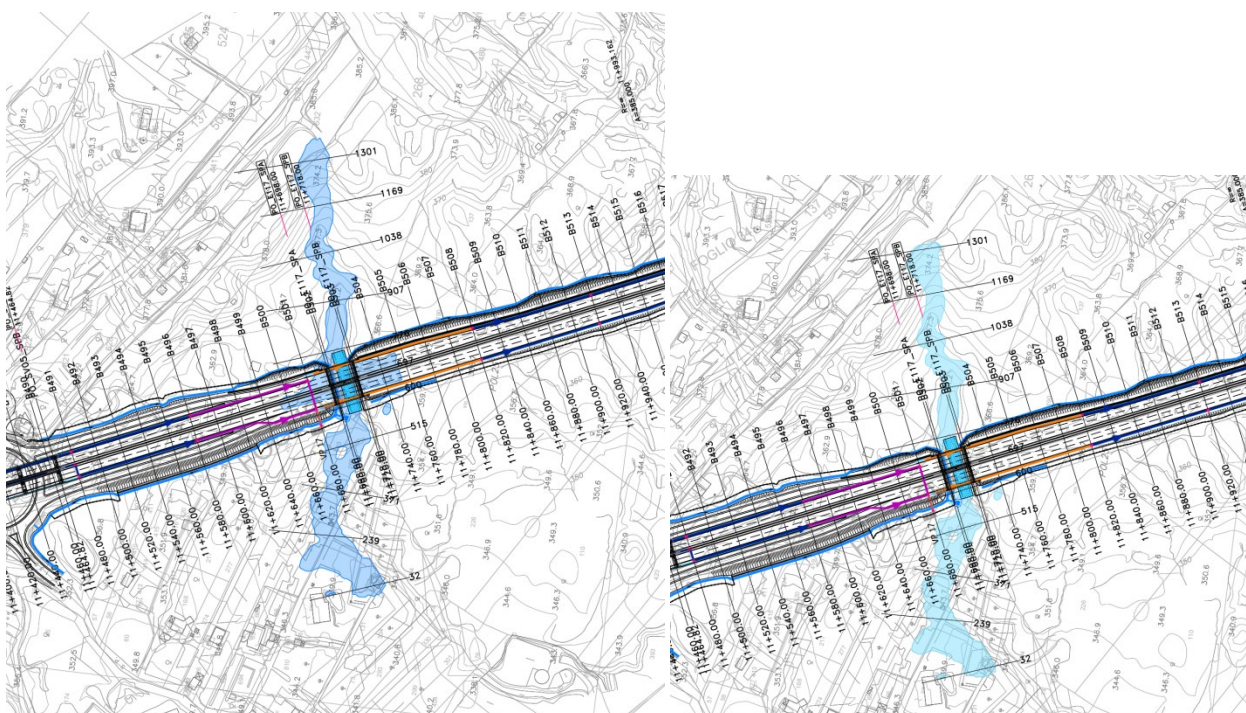


Figura 2.5-3 Torrente Scalilli – ante operam e post operam.

Come si evince, la realizzazione del viadotto assicura una luce sufficientemente adeguata a garantire il transitto dell'onda di piena senza che le spalle dell'opera ne siano interessate. Il fondo dell'alveo, le sponde e il terreno alla base del corpo stradale sono protetti e messi in sicurezza con le seguenti tipologie di interventi per la sistemazione fluviale in corrispondenza dell'attraversamento sono:

- Gabbionate metalliche riempite con pietrame avente dimensioni 2x1x1 per la protezione spondale,
- Elementi di protezione a scogliera per il fondo dell'alveo;
- Riprofilatura delle sponde e del fondo dell'alveo per raccordarsi con il profilo del terreno.

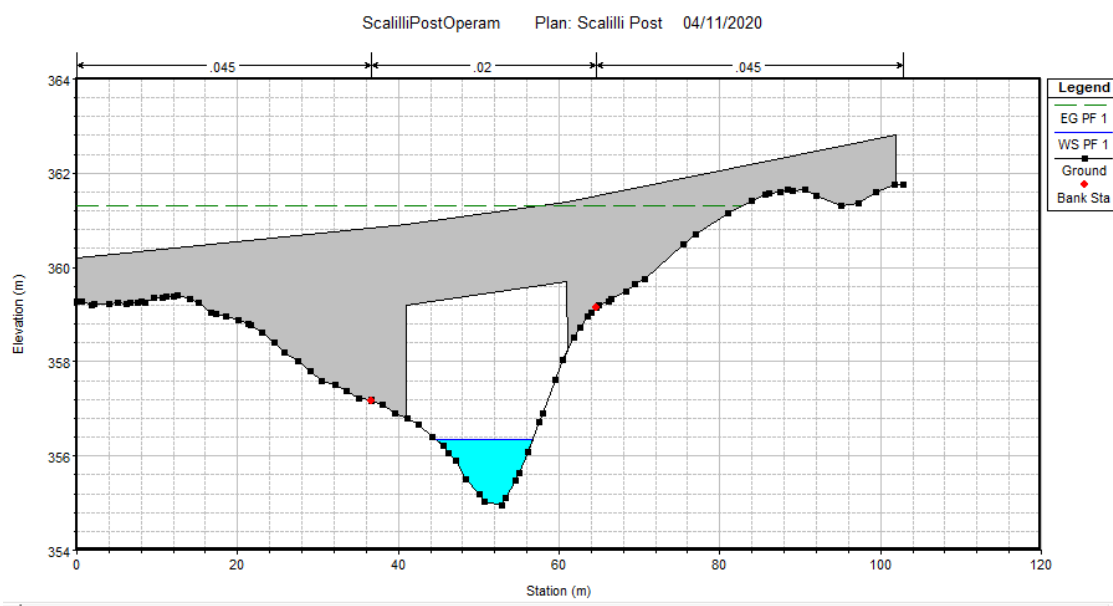


Figura 2.5-4 Torrente Scalilli - Sezione di deflusso di valle in corrispondenza del PO_E62 post operam

Come può osservarsi l'intradosso del viadotto garantisce un franco sul livello di piena di circa 3 m al di sotto del viadotto PO_E117.

2.6 Interazioni tra corrente idrica e opere in alveo

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui essa defluisce e le strutture degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte dei progettisti, a seguito dei sempre più frequenti eventi alluvionali verificatisi sia in Italia sia all'estero. In occasione di tali eventi, infatti, le opere presenti evidenziano un elevato livello di vulnerabilità, che si traduce, talvolta, in danneggiamenti e crolli. La presenza di un attraversamento, inoltre, anche prescindendo da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo naturale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Pertanto, nel contesto della pianificazione e della tutela della sicurezza idraulica del territorio, lo studio delle conseguenze potenziali dovute all'insufficienza idraulica dei ponti assume una rilevante importanza in fase di progettazione.

Sulla base di quanto detto, quindi, nel seguito si riporta una descrizione della dinamica dei fenomeni di erosione, qualitativi e quantitativi, che si sviluppano all'interno dell'alveo naturale e in corrispondenza delle opere di attraversamento fluviale in progetto.

2.6.1 Trasporto solido

I corsi d'acqua trasportano spesso materiali solidi incoerenti che si trovano sul fondo dell'alveo, dove giungono per effetto della degradazione del suolo del bacino imbrifero. Il letto di tali corsi, infatti, è in genere costituito da un primo strato erodibile – fondo mobile – che posa su un secondo strato, più profondo e coerente, non erodibile – fondo fisso.

In generale, si distingue tra le due seguenti tipologie di trasporto:

- Trasporto al fondo, che avviene per strisciamento, rotolamento, saltellamento dei grani di materiale solido sul fondo;
- Trasporto in sospensione, che si verifica quando la turbolenza del moto è in grado di mantenere in sospensione i sedimenti trasportandoli verso valle.

Tuttavia, non esiste una netta separazione tra i due tipi di trasporto, ma si osserva un graduale passaggio da un moto di sedimenti per strisciamento ad uno per rotolamento e per salti fino alla sospensione completa. Da un punto di vista teorico, però risulta conveniente attuare tale distinzione e condurre lo studio dei due tipi di trasporto separatamente.

Oltre a queste tipologie di trasporto, si osserva, nei corsi d'acqua naturale, anche il trasporto per flottazione, costituito prevalentemente da materiali vegetali galleggianti a seguito dello sradicamento di arbusti e di tronchi da parte della corrente, che può essere causa di ostruzioni parziali o totali delle luci di ponti o di altri manufatti, e generare un innalzamento del pelo libero a monte dell'ostruzione per effetto di rigurgito con eventuali esondazioni delle portate di piena.

L'analisi della capacità di trasporto solido viene condotta a partire dai risultati dello studio idraulico, svolto sulla base del modello numerico HEC-RAS, relativamente alle sezioni di attraversamento fluviale delle opere in progetto. Il modello idrodinamico, infatti, consente di calcolare i valori delle grandezze idrauliche caratteristiche per tali sezioni trasversali per i diversi tempi di ritorno oggetto di analisi (50, 100, 200, 500 anni).

Per ogni sezione di calcolo del modello numerico, noti i valori dei diametri caratteristici e della tensione fisica al fondo – fornita direttamente dal codice di calcolo per ogni periodo di ritorno – si è proceduto a calcolare:

- il numero di Reynolds della particella;
- il valore della tensione critica attraverso la formula di Brownlie;
- il valore della tensione di Shields in base alla tensione fisica;
- i valori della capacità di portata solida.

Sulla base di tali grandezze idrauliche è quindi possibile determinare la capacità di trasporto solido teorica di ogni sezione trasversale d'alveo in corrispondenza delle opere in progetto.

In letteratura esistono diverse formulazioni empiriche per il calcolo della capacità di trasporto solido al fondo ed in sospensione a partire dalle caratteristiche idrauliche della corrente.

Tra tali diverse formulazioni, si è assunto di utilizzare differenti modelli, che si differenziano tra loro in base all'intervallo di applicabilità, quali quelli di Meyer-Peter e quello di Smart e Jaeggi.

Tutte le formulazioni non tengono conto della reale distribuzione granulometrica e sono applicate usualmente ai materiali eterogenei presenti negli alvei reali facendo riferimento nella definizione delle grandezze caratteristiche al diametro medio (d_{50}). La sola formulazione di Smart e Jaeggi utilizza anche i diametri d_{30} e d_{90} . Nel caso in esame si è considerato quale materiale costituente l'alveo un miscuglio eterogeneo composto, in maniera variabile, dai seguenti materiali:

Materiale	γ_s (kg/m³)	d_{30} (mm)	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)
Sabbia fine	2200	0.038	0.06	0.113
Sabbia grossa	2200	0.15	0.25	0.45
Ghiaia fine	1700	0.6	1	1.8
Ghiaia media	1700	18	30	54
Valori Medi	1950	5	8	14,1

2.6.2 Capacità di trasporto

Tutte le formule sono fondate sulla teoria di Shields, per cui la capacità di trasporto adimensionale per unità di larghezza ϕ risulta funzione della tensione di Shields τ^* e del numero di Reynolds della particella Re_p , dove la tensione di Shields è data da:

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_{50}}$$

$$\tau = \gamma i_f y$$

Con τ tensione fisica espressa in (N/m²), ρ_s peso specifico della particella solida, assunto costante pari a 2000 kg/m³, ρ_w peso specifico dell'acqua, pari a 1000 kg/m³, g accelerazione di gravità e d_{50} diametro medio del grano.

Il numero di Reynolds della particella è invece dato da:

$$Re_p = \sqrt{(s - 1) g d_{50}^3 / \nu}$$

Con $s = \rho_s / \rho = 2$ e ν viscosità cinematica dell'acqua, pari a 10^{-6} m²/s.

Secondo tutte le formulazioni, si ha condizione di incipiente trasporto quando la tensione di Shields eguaglia il valore critico τ_c^* , calcolato secondo la formula di Brownlie:

$$\tau_c^* = 0.22 R_p^{-0.6} + 0.06 \exp(-17.77 R_p^{-0.6})$$

La corrente determina quindi un trasporto positivo per $\tau^* > \tau_c^*$, e nullo per $\tau^* < \tau_c^*$

Il valore del trasporto è dato in termini adimensionali dalle formule empiriche riportate a seguire, da cui è possibile ricavare il valore di portata solida per unità di larghezza q_s mediante la formula:

$$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{(s - 1) g d_{50}^3}}$$

Nonché il valore totale di portata solida Q_s moltiplicando per la larghezza dell'alveo.

La formula di Meyer-Peter e Muller esprime la portata solida adimensionale per unità di larghezza secondo l'espressione:

$$\phi = 8 (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{1.5}$$

In cui il valore della tensione critica è assunto indipendente dal numero di Reynolds, e quindi dal diametro della particella, e pari a 0,047.

La formula di Smart e Jaeggi permette il calcolo del trasporto solido di materiale grossolano in fiumi o canali ed è basata sull'equazione originale di Meyer-Peter e Muller, derivata da esperimenti di laboratorio con sedimenti non uniformi di varia densità. Osservando che l'equazione originale detta tende a sottostimare la quantità di trasporto solido per pendenze di fondo maggiori del 3%, Smart e Jaeggi ne hanno proposto una modifica basandosi ancora su prove di laboratorio e considerando sia il parametro di Shields in funzione della pendenza sia la non uniformità dei sedimenti. Nella sua forma semplificata la formula fornisce direttamente:

$$\phi = 4 \left[\left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \right] \cdot i_f^{0.6} \cdot \chi \cdot \tau^{*0.5} (\tau^* - \tau_{cr}^*)$$

Con i_f pendenza della superficie libera e χ è il coefficiente di Chezy.

2.6.3 Stima del trasporto solido

Nel seguito sono forniti, in forma tabellare, i risultati dell'analisi relativa al trasporto solido in corrispondenza dei tombini dell'asse principale in progetto.

I risultati ottenuti mostrano come il trasporto solido non risulti un fattore critico nella dinamica dell'attraversamento. Ciò è giustificato dai tiranti idrici che caratterizzano gli eventi con un tempo di ritorno pari a 200 anni considerato nel calcolo, che mantengono valori comunque contenuti.

Tabella 2.6-1 Caratteristiche materiali di trasporto

ρ_s (kg/m ³)	ρ_w (kg/m ³)	s (-)	g (m/s ²)	d ₃₀ (m)	d ₅₀ (m)	d ₉₀ (m)	v (m ² /s)	Re _p (-)	τ_{cr}^* (-)	n _v (%)	K (m ^{1/3} /s)
2000	1000	2	9.81	0,005	0,008	0,0141	0.00	2745	0,059	50	70

Tabella 2.6-2 Caratteristiche idrauliche dei tombini

ID Opera	Pk	Q	B	H o D	h	A	P	R	K	i	V
		(mc/s)	(m)	(m)	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[%]	[m/s]
TM_01	0+131	12,0	2,5	2,5	1,8	4,5	6,100	0,738	70	1,500	5,57
TM_02	0+821	3,0	-	1,5	0,75	0,9	2,356	0,375	70	3,000	4,45
TM_03	1+602	3,0	2,5	2,0	1,4	3,5	5,300	0,660	70	3,000	4,85

ID Opera	Pk	Q	B	H o D	h	A	P	R	K	i	V
		(mc/s)	(m)	(m)	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[%]	[m/s]
TM_04	2+707	2,6	2,0	2,0	1,4	2,8	4,800	0,583	70	4,974	4,30
TM_05	2+924	35,94	6	3	2,1	12,6	4,712	2,674	70	2,990	5,12
TM_06	3+606	7,2	3,5	2,0	1,4	4,9	1,100	4,455	70	4,004	5,00
TM_07	4+342	7,8	3,5	2,0	1,4	4,9	6,300	0,778	70	3,026	4,50
TM_08	5+004	46,1	8,0	4,0	2,8	22,4	13,600	1,647	70	4,129	5,21
TM_09	7+040	8,9	3,5	2,5	1,75	6,1	3,927	1,560	70	1,466	5,57
TM_10	8+845	38,1	5,0	3,0	2,1	10,5	9,200	1,141	70	0,500	2,80
TM_11	9+785	10,6	3,5	2,0	1,4	4,9	3,142	1,560	70	7,544	6,50
TM_12	10+049	1,8	2,0	2,0	1,4	2,8	3,142	0,891	70	0,470	3,00
TM_13	11+005	1,94	2	2	1,4	2,8	4,800	0,583	70	0,985	3,90

Tabella 2.6-3 Valori di portata solida Qs per ciascun tombino

ID Opera	Progressiva	Portata Q (mc/s)	τ* (N/m ²)	y (m)	MEYER-PETER			SMART-JAEGGI		
					φ	qs	Q	φ	qs	Q
					(-)	(m ³ /s·m)	(m ³ /s)	(-)	(m ³ /s·m)	(m ³ /s)
TM_01	0+131	12,0	3,3750	1,8	48,2	0,108	0,270	108,199	0,242	0,606
TM_02	0+821	3,0	2,8125	0,8	36,5	0,082	0,123	124,292	0,279	0,418
TM_03	1+602	3,0	5,2500	1,4	94,5	0,212	0,530	320,302	0,718	1,795
TM_04	2+707	2,6	8,7049	1,4	203,3	0,456	0,911	930,637	2,086	4,171
TM_05	2+924	35,94	7,8500	2,1	173,9	0,390	2,338	586,826	1,315	7,891
TM_06	3+606	7,2	7,0070	1,4	146,4	0,328	1,149	589,041	1,320	4,620
TM_07	4+342	7,8	5,2949	1,4	95,8	0,215	0,751	326,111	0,731	2,558
TM_08	5+004	46,1	14,4516	2,8	436,7	0,979	7,829	1785,328	4,001	32,009
TM_09	7+040	8,9	3,2071	1,8	44,6	0,100	0,350	98,762	0,221	0,775
TM_10	8+845	38,1	1,3125	2,1	11,2	0,025	0,125	13,175	0,030	0,148
TM_11	9+785	10,6	13,2018	1,4	381,0	0,854	2,989	2236,976	5,013	17,547
TM_12	10+049	1,8	0,8230	1,4	5,3	0,012	0,024	6,119	0,014	0,027
TM_13	11+005	1,94	1,7243	1,4	17,1	0,038	0,077	30,157	0,068	0,135

2.6.4 Dinamica del fondo d'alveo

L'erosione è dovuta all'azione della corrente idrica che mobilita e trasporta i sedimenti in alveo, come in precedenza osservato, e la sua stima è resa particolarmente complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Infatti, le asportazioni di materiale solido raggiungono, in genere, i massimi valori in occasione degli eventi di piena maggiori, per poi essere parzialmente o totalmente riempite nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Il fenomeno, in corrispondenza della base delle pile e delle spalle dei ponti, in genere si

verifica con la sovrapposizione di tre differenti processi, valutati indipendentemente, che si verificano contemporaneamente dando origine all'erosione totale:

- Movimento del fondo, con innalzamento o abbassamento dell'alveo in prossimità del ponte, dovuto alla variazione del profilo idraulico, indipendentemente dalla presenza dello stesso;
- Erosione generalizzata, in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, causata dall'aumento locale della velocità della corrente dovuto al restringimento;
- Erosione localizzata, alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni di flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo.

L'abbassamento, o l'innalzamento, del fondo dell'alveo naturale determina la quota che esso assumerebbe in assenza del manufatto, la quale viene assunta come riferimento per il calcolo dell'entità dell'erosione, localizzata e generalizzata, causata dalla presenza delle opere. Tale quota di riferimento risulta, tuttavia, variabile nel tempo, sia per evoluzioni naturali del fondo nel medio-lungo termine, sia per mutamenti di periodo più breve, in genere limitato alla durata di un unico evento di piena. Al fine di mantenere stabile la quota del fondo in corrispondenza delle opere di attraversamento in progetto, per il Torrente Scalilli, si prevede il rivestimento dell'alveo mediante scogliera in massi naturali, aventi dimensione tale da resistere alla tensione di trascinamento che la corrente esercita su di essi, garantendo quindi che il materiale non venga asportato durante l'evento di piena.

I fenomeni di erosione localizzata nell'intervento in oggetto interessano il fondo dell'alveo del Torrente Scalilli ma non coinvolgono le spalle dei ponti progettati in corrispondenza dello stesso come precedentemente evidenziato.

3 SISTEMA DI DRENAGGIO

Il presente paragrafo riguarda le scelte tipologiche e progettuali, il dimensionamento e la verifica delle opere di sistemazione idraulica previste in progetto. Tali opere sono finalizzate:

- (i) alla captazione delle acque meteoriche intercettate dalla piattaforma stradale,

- (ii) alla regimazione del deflusso dell'acqua nel sistema di corsi d'acqua, fossi e impluvi superficiali minori interferenti con il tracciato stradale
- (iii) alla messa in sicurezza della viabilità di progetto rispetto alle piene dei corsi d'acqua interferenti il tracciato stradale oggetto dello studio.

Nella progettazione di tali opere si è cercato sempre di mantenere il principio d'invarianza idraulica.

L'inquadramento generale delle opere di sistemazione idraulica (tipologia, ubicazione, identificazione, geometria) è graficamente schematizzato nelle Planimetrie Idrauliche (PA712_T00ID00IDRPL01/10_A) mentre per i particolari delle singole opere si rimanda agli elaborati di dettaglio.

3.1 Obiettivi e criteri della progettazione idraulica

Il progetto idraulico, che si basa sulla Relazione idrologica (PA712_T00ID00IDRRE01_A) prevede il dimensionamento di opere adeguate a:

- la messa in sicurezza del corpo stradale;
- il drenaggio e la raccolta delle acque di piattaforma;
- la limitazione delle alterazioni al naturale deflusso delle acque meteoriche.

Il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche sono stati sviluppati con riferimento ai seguenti tempi di ritorno (T_R):

- Fossi di guardia a presidio del corpo stradale: $T_R = 50$ anni;
- Fossi di guardia in testa alle trincee: $T_R = 100$ anni;
- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale: $T_R = 200$ anni;
- Collettori di drenaggio della piattaforma stradale: $T_R = 25$ anni;
- Interasse tra caditoie e canalette ad embrici: $T_R = 25$ anni.

I criteri per la verifica idraulica dei manufatti e/o corsi d'acqua sono i seguenti:

- Fossi di guardia: verifica per confronto della portata di progetto con la portata massima smaltibile, in condizioni di moto uniforme completamente turbolento e considerando un grado di riempimento pari al 70% e la pendenza media;
- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale: verifica in condizioni di moto uniforme, effettuata confrontando la portata di progetto con la portata massima smaltibile, calcolata considerando un franco superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera

con alcune eccezioni per i tombini di dimensioni minori; approfondimento di verifica effettuato tracciando il profilo idrico all'interno dei manufatti e verificando il rispetto di un franco idraulico superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera;

- Sistemazioni fluviali su reticolo idrografico principale: franco idraulico minimo, su ponti e viadotti di progetto, pari al valore massimo calcolato come visto in precedenza;
- Collettori di linea per la raccolta delle acque meteoriche: dimensionamento dei collettori con il metodo italiano dell'invaso lineare in riferimento al valore dell'altezza di precipitazione h fornito dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata ed elevata intensità per un tempo di ritorno di 25 anni. Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 50% per diametri inferiori a 400 mm e pari al 70% per diametri superiori o uguali a 400 mm. La verifica dei diametri dei collettori sulla portata di progetto viene effettuata ipotizzando condizioni di moto uniforme.
- Caditoie / embrici: determinazione dell'interasse determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni, la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro 1 m di distanza dal ciglio banchina.

3.2 Classificazione e descrizione degli interventi

Le opere di sistemazione idraulica si dividono in due categorie:

1. Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma: cordoli, cunette, embrici, caditoie, pozzetti, canalette, collettori, vasche di prima pioggia e manufatti di scarico al ricettore;
2. Opere per il drenaggio delle acque di versante: tombini, fossi di guardia, canalette, inalveazioni, manufatti di scarico al ricettore e pozzettoni sedimentatori.

3.2.1 Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma

In attuazione dell'art. 113, comma 3, del D.lgs. 152/06, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle superfici scolanti sono soggetti alla gestione qualitativa, qualora tali acque provengano da superfici su cui possono depositarsi sostanze inquinanti. Per questa ragione per gli scarichi del drenaggio di piattaforma è obbligatorio garantire il trattamento delle acque di prima pioggia ed il controllo dello sversamento accidentale.

In linea del tutto generale si può dire che il progetto prevede un “ciclo chiuso”, ovvero che le acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale (sia di prima che di seconda pioggia) vengano convogliate, nella loro totalità e senza alcuna separazione, a mezzo di collettori circolari, ai manufatti di trattamento (vasche di prima pioggia). A valle di tali manufatti, funzionanti in continuo, si ha l'immissione nei recapiti finali (corpi idrici superficiali o sottosuolo).

Il tracciato di progetto prevede sezioni tipologiche correnti in rilevato, in trincea ed in viadotto, per le quali si prevede quanto segue.

Al piede dei tratti in rilevato, a raccolta delle acque di scarpata, si prevedono elementi disperdenti. Nel caso di sezioni in trincea (fatto salvo casi specifici in cui la morfologia del terreno declini allontanandosi dalla sede stradale) si prevedono, a protezione della piattaforma stradale, fossi di guardia rivestiti al piede della trincea, che recapitano principalmente in aree disperdenti.

Entrando maggiormente nel dettaglio, il drenaggio della piattaforma stradale della linea principale è demandato, per l'intera estensione dell'intervento di progetto, ad un collettore disposto, al margine della sede stradale a seconda dell'inclinazione trasversale della superficie stradale secondo le indicazioni delle sezioni tipo stradali. La raccolta sommitale avverrà mediante canalette o cunette alla francese.

I viadotti sono muniti di dedicati pluviali e collettori, staffati al di sotto delle strutture, tali da convogliare l'acqua dalla rete sino all'impianto di trattamento.

I dispositivi di controllo qualitativo delle acque a monte dei recapiti saranno realizzati tramite vasche in cemento armato prefabbricate.

Il volume dei manufatti effettivamente previsto nel progetto è stato definito in ogni caso tenendo conto dell'esigenza di contenere un eventuale sversamento accidentale da parte di un'autocisterna (40 m³).

Le vasche di prima pioggia sono pensate per funzionare in continuo, applicando la tecnologia del trattamento primario a vasche comunicanti (per stramazzo): esse saranno costituite da comparti per la sedimentazione e da comparti per la separazione degli olii in sospensione.

A monte dell'impianto un sistema di pozzetti/vasche di bypass a stramazzo permette di regolare l'ingresso della prima pioggia all'impianto e della seconda pioggia al recapito.

3.2.2 Opere per il drenaggio delle acque di versante

In aggiunta agli attraversamenti principali in corrispondenza di ponti e viadotti, la strada intercetta le vie secondarie di deflusso delle acque (fossi naturali minori) e riduce la capacità di deflusso del sistema di scorrimento superficiale esistente durante gli eventi meteorici sia ordinari che straordinari. La mitigazione delle interferenze con il reticolo idrografico prevede:

- Tombini di attraversamento del corpo stradale che rendono permeabile la strada rispetto a eventi meteorici ordinari e fino a tempi di ritorno $T_R = 200$ anni;
- Fossi di guardia ai piedi dell'infrastruttura stradale di protezione del piede del rilevato e della trincea che convogliano l'acqua raccolta negli impluvi naturali.

I tombini di attraversamento del rilevato stradale consentono di ripristinare la continuità dei corsi d'acqua del reticolo idrografico superficiale esistente intercettato dalla strada mediante un collegamento tra monte e valle, opportunamente dimensionato dal punto di vista idraulico. Tutti i tombini di attraversamento sono realizzati in cemento armato e sono in prevalenza di tipo scatolare tranne nei casi in cui la portata afferente risulta decisamente limitata (minore di $1 \text{ m}^3/\text{s}$).

Il criterio per la verifica idraulica richiede che il franco idraulico lungo l'opera sia superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera e comunque di norma superiore a 0.50 m.

L'elenco completo dei tombini è riportato insieme alla relativa verifica idraulica nei paragrafi che seguono. Per i dettagli grafici si rimanda agli elaborati specifici di ciascun tombino.

I fossi di guardia sono presenti su entrambi i lati della piattaforma stradale, sono in cemento vibrato e hanno sezione trapezia, con base minore B pari a 0.50 m e superiore par a m 1.50 m.

Inalveazioni rivestite sono realizzate nelle zone di imbocco e sbocco dei tombini e nei casi in cui l'andamento della linea d'acqua naturale debba essere deviato o regimato.

4 DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

La tutela dall'inquinamento delle acque e dei suoli e l'esigenza dell'utilizzo sostenibile della risorsa impongono il controllo e lo smaltimento delle acque inquinate della piattaforma stradale. A tale scopo si prevede la realizzazione di una rete di captazione stradale che separi le acque meteoriche di dilavamento della pavimentazione stradale dalle acque bianche di versante e dagli eventuali sversamenti accidentali e che convogli le acque di prima pioggia al trattamento.

4.1 Schema di drenaggio della piattaforma stradale

Il recepimento delle direttive relative allo smaltimento delle acque di prima pioggia pone la questione progettuale della valutazione del rischio e dell'analisi di vulnerabilità del territorio attraversato dall'infrastruttura, come input per la selezione delle aree di intervento, per le strategie di difesa idraulica-sanitaria da adottare e per il dimensionamento dei presidi idraulici di controllo dell'inquinamento.

Il fattore di rischio di inquinamento del bacino idrologico naturale risulta connesso agli spettri di traffico dell'infrastruttura, in particolare all'incidenza dei veicoli pesanti, e all'estensione della superficie di drenaggio, entrambi fattori relazionabili con la categoria della strada di progetto secondo la classificazione del codice della strada.

Per tali ragioni e in conformità si è scelto di affrontare il drenaggio della pavimentazione stradale dell'asse principale come un sistema chiuso. In tale sistema si è cercato di minimizzare il percorso di tali portate fino agli opportuni impianti di trattamento delle acque di prima pioggia e confinamento degli sversamenti accidentali ubicati lungo il tracciato in modo tale da ridurre globalmente il tempo di corrivazione e ad uniformare i tratti di strada serviti da ogni impianto, compatibilmente con le interferenze rappresentate dalle opere esistenti, l'orografia del terreno e la presenza di adeguati corpi ricettori.

4.2 Viabilità principale

Per l'asse principale è stata prevista la raccolta integrale dell'acqua di piattaforma in tutte le sezioni stradali sia in scavo che in rilevato, o in viadotto attraverso le cunette

laterali, intercettate dalle caditoie stradali e collettate, seguendo le pendenze longitudinali della livelletta e trasversali della pavimentazione, attraverso una rete di collettori, che derivano le portate ad un punto di raccolta comune, in prossimità dell'impianto di trattamento a servizio del tratto di strada considerato.

In tratti limitati in prossimità di alcuni impianti di trattamento si rende necessario impostare le tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale di progetto, al fine di garantire la raccolta delle acque sull'intera piattaforma stradale.

I collettori di linea, dimensionati come dettagliato nei successivi paragrafi, sono di diametro esterno variabile $\varnothing 300 - \varnothing 630$ e in PVC serie pesante.

In corrispondenza del tratto di transizione tra impalcato e rilevato, in adiacenza alle spalle, i collettori vengono appoggiati e solidarizzati a mensole fissate alle pareti della spalla. Per i dettagli costruttivi delle tubazioni in viadotto, sia nuovi che esistenti e per i particolari di staffaggio, si vedano gli elaborati PA712_T001D00IDRPC01/02A.

Si riportano a seguire i procedimenti ed i calcoli per la determinazione delle portate delle acque meteoriche di piattaforma e delle portate di prima pioggia.

4.2.1 Determinazione della pioggia critica

Il fenomeno di deflusso sulla piattaforma stradale o in generale su una superficie scolante di lunghezza L_0 è descritto dalle equazioni di continuità e del moto (equazioni di De Saint Venant). Applicando l'ipotesi dell'onda cinematica a una superficie scolante interessata da pioggia netta p di intensità costante nel tempo e nello spazio, partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissione nella sezione iniziale, è possibile determinare analiticamente le condizioni di equilibrio del deflusso come il momento t_e in cui la portata defluente per unità di larghezza della sezione terminale risulta pari alla portata in ingresso, ossia pari a pL_0 :

$$t_e = \left(\frac{L_0}{\alpha p^{m-1}} \right)^{1/m}$$

Il velo idrico sulla superficie scolante risulta:

$$h(x) = \left(\frac{px}{\alpha} \right)^{1/m}; \quad h_e(L_0) = pt_e$$

dove l'intensità di pioggia p è espressa in m/s, l'ascissa x in metri, α e m sono due parametri che tengono conto delle caratteristiche della corrente sulla superficie scolante. Nell'ipotesi di deflusso in regime turbolento:

$$m = 5/3; \quad \alpha = K_s s_T^{1/2}$$

- K_s espresso in $m^{1/3}/s$ è il parametro di scabrezza della superficie scolante (per superfici in cemento o asfalto =70÷100) e s_T espresso in m/m è la pendenza trasversale della strada.

Formulazioni ricavate sulla base di dati sperimentali suggeriscono di utilizzare $m=2$.

La condizione di massimo deflusso relativa a un pluviogramma netto di tipo rettangolare (durata della pioggia critica t_{pc}) si verifica al momento dell'equilibrio del deflusso (t_e).

Assumendo che il valore dell'altezza di precipitazione netta h sia dato dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata per un tempo di ritorno di 25 anni, si ottiene la durata della pioggia critica t_{pc} :

$$h = \varphi a t^n; \quad t_{pc} = \left(\frac{L_0}{\alpha (\varphi a)^{m-1}} \right)^{\frac{1}{n(m-1)+1}}$$

dove φ è il coefficiente di deflusso assunto pari a 0,9, n ed a sono i parametri della curva di possibilità climatica con il parametro a espresso in mm/h^n , relativi ad un evento di pioggia di breve durata (inferiore ad 1 ora) ed elevata intensità.

I parametri sono in dettaglio:

Coefficiente medio di deflusso φ	-	0.9
Coefficiente a	mm/h ⁿ	46.24
Parametro n	-	0.288

Il valore q_0 della massima portata defluente sulla superficie, per unità di larghezza, e il massimo livello idrico risultano quindi:

$$q_0 = \varphi a t_{pc}^{n-1} L_0$$

$$h_{max} = \varphi a t_{pc}^n$$

Nei casi in cui non fosse possibile trascurare la pendenza longitudinale della piattaforma stradale, è necessario tenere conto dell'effettiva pendenza s_L della piattaforma e della lunghezza del percorso del velo idrico L_P , sostituendo:

$$s_T \Rightarrow s_f = (s_T^2 + s_L^2)^{0.5}$$

$$L_0 \Rightarrow L_P = L_0 [1 + (s_L/s_T)^2]^{0.5}$$

dove con s_T e s_L si è indicato rispettivamente la pendenza trasversale e quella longitudinale della strada.

La sezione stradale di progetto è di tipo C1 nel tratto iniziale fino alla Pk 1+598,00, ha quindi una carreggiata di progetto con larghezza dell'area pavimentata di circa 11 m, con pendenza longitudinale e trasversale variabile. Nella restante parte la sezione è di tipo B ha quindi una carreggiata di progetto con larghezza dell'area pavimentata pari a 22 m. La portata per unità di lunghezza scolante dalla carreggiata è stata calcolata dividendo il tracciato in tratti elementari in cui si mantengono costanti le caratteristiche geometriche (pendenza longitudinale, trasversale) e le caratteristiche tipologiche (rilevato, scavo, viadotto).

4.2.2 Determinazione dell'interasse dei sistemi di drenaggio

Il dimensionamento dell'interasse da assegnare alle caditoie viene determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro 1 m di distanza dal ciglio (la banchina è larga 1,50 m e ha pendenza minima di 2,5%). L'interasse B [m] degli imbocchi dei manufatti di drenaggio è valutato con la seguente:

$$B = \frac{Q_{max}}{q_o}$$

dove Q_{max} [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione e dalla cunetta a seconda della tipologia di drenaggio (rilevato, trincea, viadotto).

La portata smaltita al margine della pavimentazione e in cunetta può essere calcolata nell'ipotesi di moto uniforme con la formula di Chézy:

$$Q = K_s A R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove K_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A [m^2] è l'area bagnata della sezione liquida, R [m] è il raggio idraulico corrispondente e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

L'acqua di piattaforma è smaltita nella strada in progetto secondo due modalità:

- Tratti in rilevato e viadotto – smaltimento dell'acqua in banchina fino ad 1 m dal ciglio esterno
- Tratti in trincea, smaltimento dell'acqua in banchina fino ad 1 m dal ciglio esterno e in cunetta alla francese da 0.75 m di larghezza.

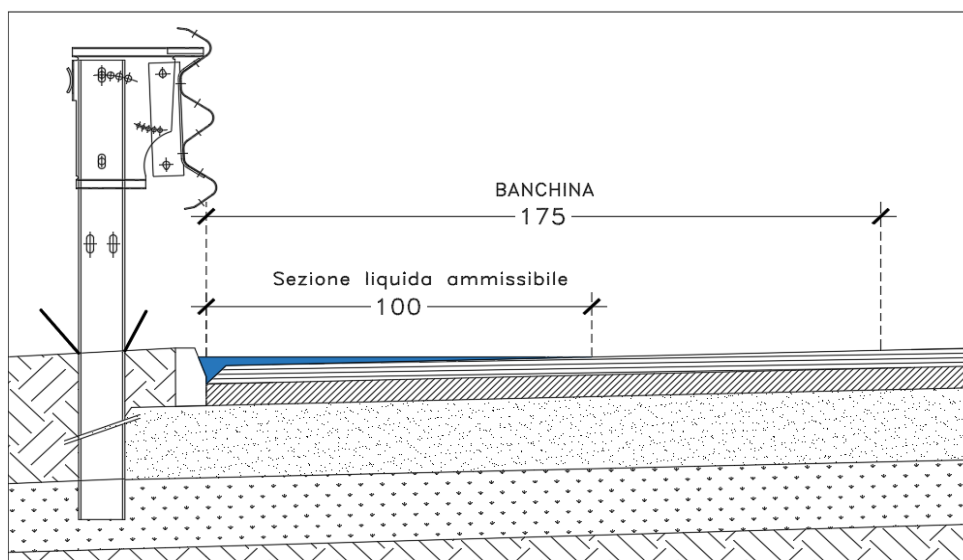


Figura 4.2-1 Sezione liquida in rilevato e viadotto

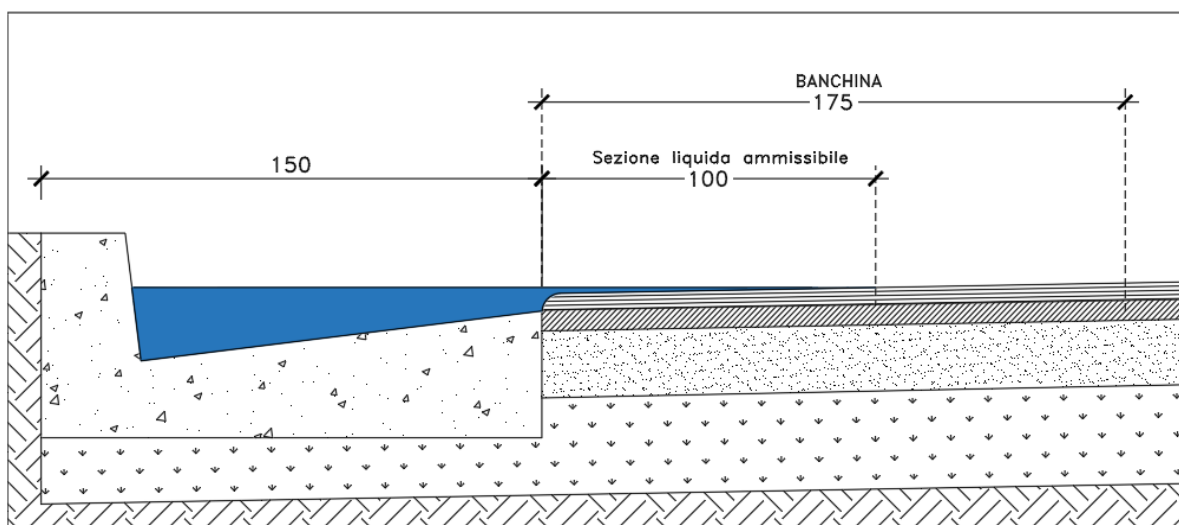


Figura 4.2-2 Sezione liquida in trincea

L'interasse massimo è fissato pari a 20 m per tutto il tracciato. Ogni caditoia è provvista di un pozzetto di raccolta da cui partono i collettori.

Per i dettagli costruttivi dei manufatti per lo smaltimento delle acque di piattaforma si vedano gli elaborati PA712_T00ID00IDRPC01_A.

4.2.3 Dimensionamento dei collettori di recapito di piattaforma

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato calcolando la portata di progetto con il metodo italiano dell'invaso lineare. Il volume totale invasato a monte della sezione di calcolo viene determinato in base alla relazione:

$$W_i = w_0 S_i + W_i + \sum_{i=1}^{I-1} W_i' + \sum_{i=1}^{I-1} W_i''$$

essendo:

- w_0 [m³/m²] il volume per unità di superficie costituito dal velo idrico presente sulle superfici scolanti fissato pari a 2,5 mm
- S_i [m²] la superficie di drenaggio sottesa al collettore I di progetto
- W_i [m³] il volume invasato all'interno del collettore i -esimo di progetto
- W_i' [m³] il volume invasato all'interno dei collettori a monte del tratto i -esimo

- W_i [m³] il volume invasato all'interno dei collettori a monte del tratto i-esimo, facenti parte di un ramo diverso in immissione nel ramo a cui appartiene il tratto I

Noto per ogni tratto elementare W_i e quindi $w = W_i/S_i$, si calcola il coefficiente udometrico u [l/s/ha] e quindi la portata di progetto Q [l/s]:

$$u = 2168 \frac{n(\varphi a)^{1/n}}{w^{(1/n-1)}} \rightarrow Q = uS_i$$

con a [m/hⁿ] e n [adim.] coefficienti dedotti dalla C.P.P. e φ [adim.] coefficiente di deflusso.

Si è ipotizzato un evento di pioggia costante nello spazio e nel tempo su tutto il tratto interessato dal trattamento. Si è quindi provveduto al calcolo della velocità con la formula:

$$v = K_s R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove K_s [m^{1/3}/s] è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler, R [m] è il raggio idraulico e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

La verifica dei diametri dei collettori sulla portata di progetto viene effettuata ipotizzando che si instauri la condizione di moto uniforme. L'ipotesi è accettabile in quanto i collettori sono per lunghi tratti caratterizzati da pendenza costante e diametro costante.

A partire dalla portata di progetto $Q = u \cdot S_i$ si verifica con procedimento iterativo il grado di riempimento h/DE_i (rapporto tra altezza d'acqua e diametro interno) di ogni tratto i-esimo di condotta.

Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 50% per diametri inferiori a 400 mm e pari al 70% per diametri superiori o uguali a 400 mm.

I collettori sono in PVC serie pesante dimensioni \varnothing 300 - \varnothing 630 mm.

Con riferimento alle stesse tratte stradali elementari in cui si è diviso il tracciato si è calcolato anche la portata imputabile alle acque inquinanti di drenaggio della piattaforma stradale.

In riferimento alla norma comunitaria UNI-EN 858 e al Decreto legislativo del 3 Aprile 2006 n. 152 recante "Norme in materia ambientale", si definiscono acque di prima pioggia quelle corrispondenti, nella prima parte di un evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita

dalla rete di raccolta delle acque meteoriche. Ai fini del calcolo della portata è riconosciuto che tale valore si verifichi in 15 minuti. Gli impianti di trattamento sono dunque dimensionati in modo da trattare adeguatamente una prima pioggia convenzionalmente definita da un evento meteorico di 5 mm di altezza e di durata 15 min a cui corrisponde una portata di prima pioggia che risulta:

$$Q_n = \frac{\phi h S}{60t}$$

Con Q_n [l/s] portata di prima pioggia, S [m²] superficie del bacino scolante, h [mm] altezza di pioggia pari a 5 mm, t [min] tempo di pioggia, ϕ [adim.] coefficiente di deflusso cautelativamente assunto pari a 1.

La portata di prima pioggia risulta come prevedibile globalmente minore della portata meteorica di progetto.

La correttezza dei metodi di calcolo utilizzati, insieme alla bontà della distribuzione degli impianti lungo il tracciato trova riscontro nei valori del tempo di corrivazione ottenuti per ogni vasca, valori che risultano sempre minori dei 15 min, durata utilizzata come input di progetto e generalmente maggiore di 10 min. Tale rilevanza si traduce nella garanzia di un funzionamento ottimale della fase di depurazione, visto che non arrivano alle vasche quote di acque di seconda pioggia e in generale di acqua meteorica pulita, a tutto vantaggio dell'efficienza dell'impianto e a medio-lungo termine del risparmio sulle spese di manutenzione. D'altra parte, il fatto che t_c sia maggiore di 10 min autorizza a presupporre che quote di acqua inquinata non possano by-passare gli impianti e immettersi nella rete idrografica superficiale con il loro carico inquinante. Ad ulteriore garanzia della qualità dell'effluente, la portata di progetto transita all'interno dell'impianto per tutta la durata dell'evento di pioggia, in virtù della scelta di trattamento con funzionamento in continuo.

Tabella 4.2-1 abaco di dimensionamento dei collettori

Diametri		Scab	% riem.	h riem.	Sez. Bagnata	Cont. Bagnato	R. Idr.	i = 0.50%	i = 1.00%	i = 1.50%	i = 2.00%	i = 2.50%					
DN	D _i	K _{es}	h/D _i	h	S	P	R	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
mm		m ^{1/3} /s	%	(mm)	cm ²	cm	cm	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)
300	270	95	0.5	151	358.2	47.4	7.6	1.2	43.0	1.7	60.8	2.1	74.4	2.4	86.0	2.7	96.1
400	383	95	0.5	192	576.0	60.2	9.6	1.4	81.0	2.0	114.5	2.4	140.3	2.8	162.0	3.1	181.1
500	479	95	0.7	335	1347.3	75.2	17.9	2.1	287.5	3.0	406.6	3.7	498.0	4.3	575.1	4.8	643.0

Diametri		Scab	% riem.	h riem.	Sez. Bagnata	Cont. Bagnato	R. Idr.	i = 0.50%	i = 1.00%	i = 1.50%	i = 2.00%	i = 2.50%					
DN	D _i	K _{GS}	h/D _i	h	S	P	R	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
630	604	95	0.7	423	2142.3	94.9	22.6	2.5	533.6	3.5	754.7	4.3	924.3	5.0	1067.3	5.6	1193.2
								i = 3.00%	i = 3.50%	i = 4.00%	i = 4.50%	i = 5.00%					
300	270	95	0.5	151	358.2	47.4	7.6	2.9	105.3	3.2	113.7	3.4	121.6	3.6	128.9	3.8	135.9
400	383	95	0.5	192	576.0	60.2	9.6	3.4	198.4	3.7	214.3	4.0	229.1	4.2	243.0	4.4	256.1
500	479	95	0.7	335	1347.3	75.2	17.9	5.2	704.3	5.6	760.8	6.0	813.3	6.4	862.6	6.7	909.3
630	604	95	0.7	423	2142.3	94.9	22.6	6.1	1307.1	6.6	1411.9	7.0	1509.3	7.5	1600.9	7.9	1687.5

4.3 Viabilità complementare e svincoli

Per quanto riguarda la viabilità complementare e gli svincoli, le acque di drenaggio superficiale vengono rilasciate direttamente nel bacino idrico naturale senza trattamento delle acque di prima pioggia, utilizzando un sistema di smaltimento di tipo aperto.

La fase di depurazione non è giudicata necessaria in ragione di un flusso veicolare minore, di un'incidenza minore del traffico pesante e di un'area di drenaggio superficiale limitata.

Nelle sezioni in rilevato l'acqua di piattaforma raccolta nelle cunette viene allontanata attraverso le canalette in embrici prefabbricati, mentre nelle sezioni in trincea l'allontanamento avviene, là dove le pendenze lo consentono, per mezzo delle cunette stradali che derivano l'acqua fino a sezioni in cui risulta possibile lo scarico.

4.3.1 Determinazione della pioggia critica per la piattaforma stradale

Il calcolo della pioggia critica e della portata di drenaggio della piattaforma stradale per la viabilità complementare è stato effettuato seguendo la stessa base teorica e gli stessi procedimenti utilizzati per il dimensionamento degli elementi drenanti della viabilità principale. In particolare, anche in questo caso si è fatto riferimento al valore dell'altezza di precipitazione netta h fornito dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata ed elevata intensità per un tempo di ritorno di 25 anni.

4.3.2 Determinazione dell'interasse delle canalette ad embrici

L'interasse degli embrici è stato determinato secondo le stesse modalità con cui è stato calcolato l'interasse delle caditoie per la viabilità principale. L'interasse risulta variabile con la pendenza longitudinale e trasversale, con la larghezza della carreggiata e con la tipologia della sezione, da un minimo di 10 m ad un massimo di 25 m, in intervalli di progetto sempre multipli di 5 m.

I risultati di calcolo riportati a seguire riguardano le due tipologie previste dal progetto per la viabilità complementare e le due tipologie di rampe di svincolo.

5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La gestione delle acque di prima pioggia è una delle componenti fondamentali della tutela dei corpi idrici ricettori. Tali acque, infatti, costituiscono il veicolo attraverso cui un significativo carico inquinante costituito da sostanze disciolte, colloidali e sospese, comprendente metalli pesanti, composti organici e inorganici, viene scaricato nei corpi idrici ricettori nel corso di rapidi transitori. Esse necessitano pertanto di opportuni trattamenti al fine di assicurare la salvaguardia degli ecosistemi acquatici.

5.1 Qualità delle acque di dilavamento

Le principali sostanze inquinanti legate al traffico derivano dall'abrasione del manto stradale, del consumo delle gomme, dei ferodi dei freni, da perdite di liquidi, da emissioni di combustioni, da perdite di merci trasportate, da immondizie e materiali di varia natura gettati sul manto stradale e trasportate, in occasione degli eventi meteorici, in sospensione o soluzione direttamente al recapito finale. Rientra nella problematica anche lo sversamento accidentale di liquidi pericolosi e inquinanti (oli e idrocarburi) a seguito di incidenti che coinvolgano mezzi di trasporto in cisterna di tali sostanze (onda nera).

La caratterizzazione dei carichi inquinanti presenti nelle acque di drenaggio della piattaforma stradale e la particolare geometria del sistema che caratterizza il sistema di trasporto, con brevi tratti di lunghezza e ridotti tempi di contatto, consentono di trascurare l'aliquota delle sostanze disciolte e di correlare i carichi inquinanti alla sola

matrice degli inquinanti sospesi (inquinamento in adesione alla fase solida). A presidio degli scarichi delle acque di drenaggio della piattaforma, risulta pertanto efficace un manufatto di sedimentazione in linea, capace di abbattere oltre il 70-80% degli inquinanti, e di disoleazione che separa oli e idrocarburi.

5.2 Descrizione degli impianti di trattamento

Il progetto prevede il trattamento delle acque di prima pioggia lungo tutto il tracciato della viabilità principale. L'acqua raccolta dai collettori che corrono sotto la piattaforma stradale è convogliata agli impianti di trattamento collocati in adiacenza alla strada e in prossimità di un ricettore finale adeguato. Ciascun impianto previsto è preposto al trattamento dell'acqua proveniente da un tratto di piattaforma stradale di lunghezza variabile, e la distanza tra due impianti deve essere sufficientemente grande da limitare il numero di impianti e sufficientemente ridotta da consentire il trattamento di tutta l'acqua di prima pioggia. Per soddisfare questo requisito, occorre verificare che il tempo di invaso di una particella di acqua meteorica che cade sulla sezione stradale più lontana tra quelle di competenza dell'impianto, raggiunga lo stesso entro 15 min, che rappresenta la durata convenzionale dell'evento meteorico che definisce l'acqua di prima pioggia.

Gli impianti di trattamento previsti nel progetto hanno capacità di trattamento Q comprese tra 50 e 100 l/s ed il sistema funziona in continuo senza la necessità di opere elettromeccaniche per tutto il tempo necessario fino all'esaurimento dell'evento meteorico.

Con riferimento alle stesse tratte stradali elementari in cui si è diviso il tracciato si è calcolato anche la portata imputabile alle acque inquinanti di drenaggio della piattaforma stradale.

In riferimento alla norma comunitaria UNI-EN 858 e al Decreto legislativo del 3 Aprile 2006 n. 152 recante "Norme in materia ambientale" l'acqua di prima pioggia è definita da un evento meteorico corrispondente a 5 mm di altezza di pioggia caduta in 15 min. Tale evento corrisponde al trattamento in continuo di 20 mm/h di pioggia che risulta essere inferiore alla portata con tempo di ritorno 25 anni, adottata per il dimensionamento dei collettori di raccolta delle acque. La portata nominale di funzionamento dell'impianto Q è

quindi inferiore alla portata massima al colmo con $T_R = 25$ anni Q_{25} , ma pari o superiore alla portata di prima pioggia Q_{pp} .

5.2.1 Vasca monoblocco sedimentazione e disoleazione

L'acqua di piattaforma entra in una camera di ripartizione dotata di due sfioratori, uno che consente all'acqua di prima pioggia di entrare nell'impianto, l'altro che avvia l'acqua di seconda pioggia alla camera di confluenza e allo scarico. L'impianto durante l'evento piovoso riceve portate crescenti fino a raggiungere la portata massima al colmo Q_{max} . Lo sfioratore delle acque di seconda pioggia entra in funzione solo al raggiungimento della portata di prima pioggia Q_{pp} verso le vasche di trattamento e convoglia le portate eccedenti $Q_{max} - Q_{pp}$ (portate di seconda pioggia) direttamente allo scarico. L'acqua di prima pioggia passa in una zona di calma per poi entrare nella vasca di trattamento attraverso una griglia e una serie di fori che hanno lo scopo di trattenere eventuali oggetti galleggianti e grossolani e limitare la velocità dell'acqua. La sedimentazione e la disoleazione avvengono a gravità per separazione delle particelle di acqua dai sedimenti che si depositano sul fondo e dagli oli che si concentrano sulla superficie. La dimensione della vasca è calcolata in funzione delle caratteristiche delle particelle e della velocità orizzontale dell'acqua nella vasca. Al termine del percorso all'interno della vasca, l'acqua trattata sfiora in una camera di confluenza dove vengono riunite le acque di prima pioggia e le acque di seconda pioggia. La tubazione di scarico, sul fondo della camera di confluenza, avvia le acque al manufatto di rilascio e al ricettore finale. La vasca monoblocco è in c.a. gettato in opera di dimensioni variabili in funzione della portata da trattare. La copertura è in parte realizzata con una soletta in c.a. in parte con elementi prefabbricati amovibili. Inoltre, l'accesso per la manutenzione è garantito da chiusini in ghisa classe D 400.

I manufatti di sfioro e le rispettive quote relative sono verificati come stramazzi con la seguente formula che lega portata Q e battente h :

$$h = C_w B h^{3/2}$$

Data la portata Q e fissata la larghezza B dello sfioratore, è dato il battente h . Il coefficiente C_w vale 1.84.

Il dimensionamento della vasca di trattamento deve rispettare una serie di requisiti che riguardano le velocità ammissibili, il tempo di residenza all'interno della vasca dell'acqua in trattamento, volumi minimi e rapporti tra larghezza e lunghezza.

Si assume in questo caso:

- tempo di residenza dell'acqua da trattare all'interno della vasca pari a 6 min;
- velocità di risalita delle particelle massima pari a 0.01-0.02 m/s;
- velocità orizzontale dell'acqua nella vasca fino a 0.04 m/s;
- volume minimo della vasca per poter trattenere sversamenti accidentali pari a 40 m³;
- rapporto tra Lunghezza e Larghezza della vasca pari o superiore a 5;
- altezza utile minima pari a 2.5 m.

Dati questi parametri per il dimensionamento, la separazione dei sedimenti e degli oli per gravità è calcolata applicando la teoria della sedimentazione statica:

- Volume della vasca $\rightarrow Q = \frac{V}{t}$
- Superficie orizzontale della vasca $\rightarrow A_h = \frac{Q}{v_v}$
- Sezione verticale/Velocità orizzontale $\rightarrow A_v = \frac{Q}{v_h}$

Trovati questi valori si è individuata la tipologia di progetto, optando per una idonea a tutte le vasche necessarie, come si evince dalla tabella che segue.

Tabella 5.2-1 Caratteristiche prestazionali delle vasche di prima pioggia

ID VASCA	PK	Area Totale	Volume	Q	Tipologico
-	(Km)	(m ²)	(m ³)	(l/sec)	(m ³)
VP1	-0+340,00	8500	42.5	47.22	100
VP2	0+140,00	18000	91,5	100.6	100
VP3	1+590,00	17980	89.9	99.89	100
VP4	2+900,00	18300	92	101.6	100
VP5	3+580,00	9500	47.5	52.78	100
VP6	3+880,00	8000	45.5	50.78	100
VP7	5+055,00	18980	92.3	102.5	100
VP8	5+980,00	9500	47.5	52.78	100
VP9	6+330,00	17860	89.3	99.22	100

ID VASCA	PK	Area Totale	Volume	Q	Tipologico
-	(Km)	(m ²)	(m ³)	(l/sec)	(m ³)
VP10	7+030,00	6500	37.5	42.78	100
VP11	7+300,00	9500	47.5	52.78	100
VP12	8+400,00	8000	45.5	50.7	100
VP13	8+940,00	8000	45.5	50.7	100
VP14	9+780,00	9500	47.5	52.78	100
VP15	10+580,00	8000	45.5	50.7	100
VP16	11+005,00	9300	45.5	50.8	100
VP17	11+680,00	9500	47.5	52.7	100
VP18	12+310,00	9700	49.5	54.8	100
VP19	13+210,00	11600	58	64.4	100
VP20	13+815,00	8000	45.5	50.7	100
VP21	14+560,00	9300	45.5	50.8	100

La tabella seguente riepiloga le caratteristiche idrauliche di funzionamento di ciascuna vasca

Tabella 5.2-2 Caratteristiche idrauliche delle vasche di prima pioggia

ID VASCA	pk	Quota strada	Localizzazione vasca	Quota inlet	Quota outlet	Condotta di scarico		Profondità fosso
		m.s.l.m.	-	m.s.l.m.	m.s.l.m.	m	DN	m
VP1	-0+340,00	624.96	terreno	619,3	617,8	3,5	630	0,5
VP2	0+140,00	631.82	terreno	621,8	620,3	12,5	630	0,5
VP3	1+590,00	629.25	terreno	617,4	615,9	26,5	630	0,5
VP4	2+900,00	624.91	terreno	614,7	613,2	19	630	0,5
VP5	3+580,00	619.84	terreno	619,7	618,2	27,5	630	0,5
VP6	3+880,00	615.68	terreno	609,8	608,3	9,5	630	0,5
VP7	5+055,00	598.07	terreno	593	591,5	6	630	0,5
VP8	5+980,00	564.02	terreno	560	558,5	15,5	630	0,5
VP9	6+330,00	554,25	terreno	545,1	543,6	14	630	0,5
VP10	7+030,00	531,8	terreno	517	515,5	14	630	0,5
VP11	7+300,00	526.86	terreno	521,6	520,1	6,5	630	0,5
VP12	8+400,00	494.57	terreno	484,2	482,7	2	630	0,5
VP13	8+940,00	466.93	terreno	464,2	462,7	28,5	630	0,5
VP14	9+780,00	442.85	terreno	430,2	428,7	32	630	0,5

ID VASCA	pk	Quota strada	Localizzazione vasca	Quota inlet	Quota outlet	Condotta di scarico		Profondità fosso
		m.s.l.m.	-	m.s.l.m.	m.s.l.m.	m	DN	m
VP15	10+580,00	403.72	terreno	398	396,5	21	630	0,5
VP16	11+005,00	383.91	terreno	383,9	382,4	26	630	0,5
VP17	11+680,00	362.02	terreno	357	355,5	13	630	0,5
VP18	12+310,00	348.57	terreno	346,4	344,9	6,5	630	0,5
VP19	13+210,00	319.51	terreno	315,3	313,8	4,5	630	0,5
VP20	13+815,00	303.91	terreno	296,5	295	19	630	0,5
VP21	14+560,00	273.82	terreno	270,5	269	4,5	630	0,5

5.2.2 Pozzetti

I pozzetti di ispezione e di salto sono collocati all'esterno del piazzale e garantiscono l'ispezionabilità dei collettori di adduzione e consentono di ridurre le pendenze dei collettori nei casi in cui il terreno naturale sia caratterizzato da elevate pendenze.

Tutti i pozzetti sono prefabbricati in cls e dotati di copertura con possibilità di ispezioni a passo d'uomo e chiusino in ghisa classe D 400, 60x60 cm. Hanno dimensioni interne pari a 0.80x0.80 m e altezza utile pari a 1.90 m ad eccezione dei pozzetti di salto che hanno altezza variabile, funzione del terreno.

5.2.3 Collettori di adduzione

Il collettore di adduzione in arrivo dalla piattaforma stradale, il collettore by-pass delle acque di seconda pioggia e il collettore di scarico hanno diametro esterno DE pari a 630 mm in relazione alla portata di progetto dell'impianto.

I collegamenti tra gli elementi costituenti gli impianti sono tutti realizzati mediante collettori in PVC serie pesante in relazione alle portate da trattare e alle pendenze dei collettori.

Le dimensioni dei collettori di adduzione sono state verificate nell'ipotesi di moto uniforme e applicando la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \Omega R^{2/3} S_L^{1/2}$$

dove K_s è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assunto pari a $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, caratteristico delle tubazioni in PVC, $\Omega \text{ [m}^2\text{]}$ è l'area bagnata, $R \text{ [m]}$ è il raggio idraulico e $sL \text{ [m/m]}$ è la pendenza longitudinale della strada.

5.2.4 *Manufatto di rilascio*

Per ciascun impianto, è stato individuato lungo il tracciato stradale un ricettore direttamente collegato con il reticolo idrografico naturale. In particolare, si è scelto di limitare sempre la velocità in uscita dagli impianti a valori massimi intorno a 4-5 m/s in modo che, inserito l'opportuno rivestimento, anche durante gli eventi meteorici più intensi, la portata concentrata aggiuntiva proveniente dallo scarico degli impianti non provochi fenomeni di instabilità o erosione. La scelta della tipologia di rivestimento è in funzione delle dimensioni del fosso in cui avviene lo scarico dell'effluente e delle portate in uscita dall'impianto di trattamento.

6 DRENAGGIO DELLE ACQUE DI VERSANTE

Il drenaggio delle acque di versante trattate in questo capitolo riguarda le vie di deflusso delle acque (fossi naturali minori, fossi artificiali di drenaggio dei campi, impluvi e depressioni naturali del terreno), che il progetto stradale intercetta riducendo la capacità di deflusso durante gli eventi meteorici sia ordinari che straordinari. La mitigazione delle interferenze con il reticolo idrografico secondario prevede lo studio e la verifica di tombini, fossi di guardia e inalveazioni all'imbocco o allo sbocco di tombini.

6.1 Tombini

Le acque defluenti attraverso il reticolo idrografico superficiale e intercettate dal corpo stradale, in assenza di ponti o viadotti sono trasferite da monte a valle mediante tombini, che consentono di mantenere la continuità delle vie d'acqua e intercettano l'acqua raccolta dai fossi di guardia. I tombini devono essere opportunamente dimensionati sia dal punto di vista idraulico che strutturale. Inoltre, nelle zone di imbocco e sbocco e lungo la transizione tra la via d'acqua naturale e il tombino, devono essere previsti opportuni manufatti di protezione nei confronti di fenomeni erosivi e pozzetti di

confluenza tra i fossi di guardia e il tombino. Infine, devono essere garantiti adeguati ricoprimenti minimi rispetto alla livelletta stradale (minimo 1 m), eventualmente prevedendo pozzetti di salto all'imbocco e riprofilatura del terreno all'imbocco e allo sbocco. I dettagli geometrici dei singoli manufatti sono presenti negli elaborati di progetto,

In prima istanza il funzionamento idraulico dei tombini è assimilato a quello di un manufatto in cui si sviluppano condizioni di moto uniforme completamente turbolento, nel caso di deflusso a pelo libero, con valutazione speditiva delle perdite di carico e trascurando le caratteristiche del ricettore di valle. L'ipotesi di moto uniforme risulta sufficiente data la regolarità delle pendenze e delle condizioni di imbocco e sbocco che, per la conformazione dei manufatti, non presentano particolari impedimenti al deflusso e rendono trascurabili le perdite di carico localizzate.

6.1.1 Determinazione delle portate di progetto

Le portate di progetto Q_p [m^3/s] sono state calcolate per un tempo di ritorno T_R pari a 200 anni. È stato utilizzato il metodo cinematico, dove il tempo di corrivazione t_c [ore] è stato calcolato con 4 formule diverse in funzione delle caratteristiche del bacino.

Tra le formule presenti in letteratura si sono scelte quelle che in base all'estensione e alle caratteristiche del suolo approssimano meglio il comportamento del bacino.

Per i bacini del 1° Gruppo è stata scelta la formula di Kirpich:

Per i bacini del 2° Gruppo è stata scelta la formula di Kirpich-Chow-Pezzoli

Per i bacini del 3° Gruppo è stata scelta la formula del SCS

Per i bacini del 4° Gruppo è stata scelta la formula di Ventura

I limiti dei bacini tributari e la loro superficie A_b , l'asta principale di ciascun bacino L_b , la quota media del bacino z_m e la quota della sezione di chiusura sono stati determinati a partire dalla CTR 1:10000, dal DEM 2x2 e dai rilievi di dettaglio.

6.1.2 Verifica idraulica

La verifica idraulica di tutti i tombini è stata effettuata con l'ausilio di apposito software, confrontando la portata di progetto Q_p [m³/s] con la portata massima smaltibile dal manufatto Q_{max} [m³/s], calcolata utilizzando il criterio per la verifica idraulica che richiede per i tombini di attraversamento di corsi d'acqua naturali un franco idraulico lungo l'opera superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera e comunque superiore a 0.7 m.

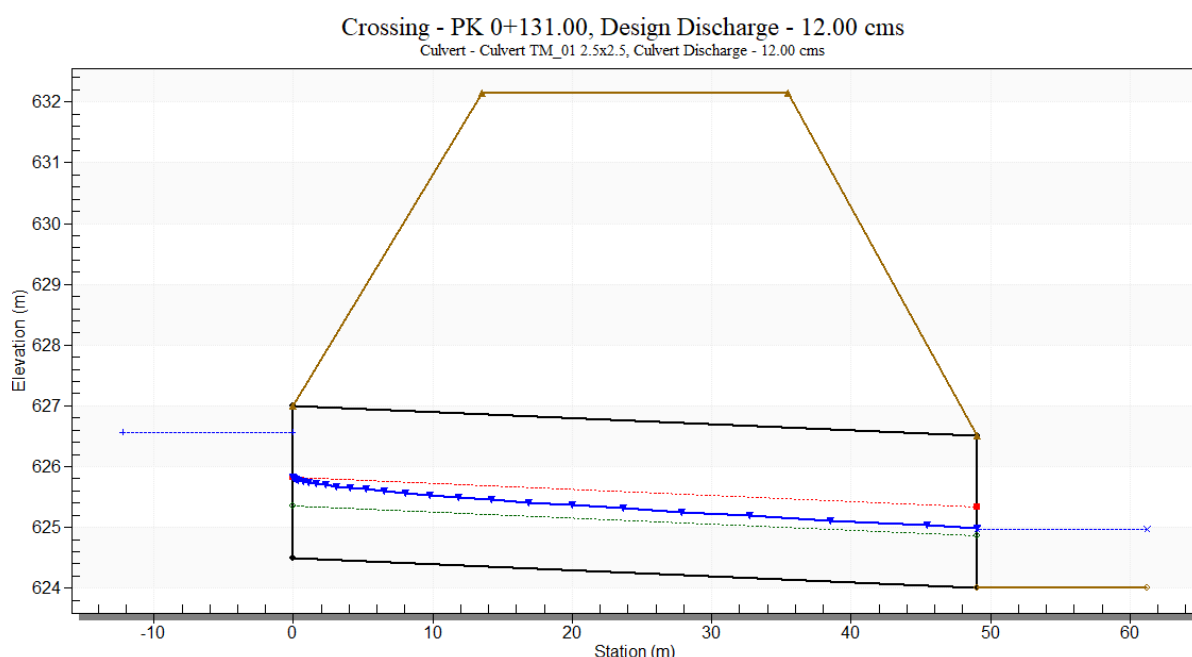


Tabella 6.1-1 HY8 profilo idraulico all'interno del tombino

La portata massima smaltibile è stata quindi calcolata in condizioni di moto uniforme considerando i tombini con funzionamento a pelo libero:

$$Q = K_s AR^{2/3} i^{1/2}$$

dove K_s [m^{1/3}/s] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A [m²] è l'area bagnata, R [m] è il raggio idraulico e i [-] è la pendenza longitudinale. Il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a 70 m^{1/3}/s corrispondente al cls.

Nelle seguenti tabelle vengono riassunti i risultati delle verifiche in regime di moto uniforme completamente turbolento; per comodità di lettura, nella prima di esse sono riportati i dati metrici di ciascun tombino con le relative portate di dimensionamento e nella successiva.

Tabella 6.1-2 Asse principale – caratteristiche tombini

ASSE PRINCIPALE								
ID Opera	pk	Tipologia	Q (mc/s)	Geometria			h idrico (m)	V (m/s)
				B (m)	D/H (m)	i (%)		
TM_01	0+131	scatolare	12,0	2,5	2,5	1,500	1,8	5,57
TM_02	0+821	circolare	3,0	-	1,5	3,000	0,75	4,45
TM_03	1+602	scatolare	3,0	2,5	2,0	3,000	1,4	4,85
TM_04	2+707	scatolare	2,6	2,0	2,0	4,974	1,4	4,30
TM_05	2+924	scatolare	35,94	6	3	2,990	2,1	5,12
TM_06	3+606	scatolare	7,2	3,5	2,0	4,004	1,4	5,00
TM_07	4+342	scatolare	7,8	3,5	2,0	3,026	1,4	4,50
TM_08	5+004	scatolare	46,1	8,0	4,0	4,129	2,8	5,21
TM_09	7+040	scatolare	8,9	3,5	2,5	1,466	1,75	5,57
TM_10	8+845	scatolare	38,1	5,0	3,0	0,500	2,1	2,80
TM_11	9+785	scatolare	10,6	3,5	2,0	7,544	1,4	6,50
TM_12	10+049	scatolare	1,8	2,0	2,0	0,470	1,4	3,00
TM_13	11+005	scatolare	1,94	2	2	0,985	1,4	3,90

Tabella 6.1-3 Svincoli e Viabilità secondaria– caratteristiche tombini

SVINCOLI							
ID Opera	Tipologia	Q (mc/s)	Geometria		i (%)	h idrico (m)	V (m/s)
			B (m)	H (m)			
TM_SV01_01	scatolare	3,0	2	2.5	2	1.4	4.80
TM_ASE38_01	scatolare	7,2	2	2	1.7	1.4	3.90

Per la determinazione del franco idraulico in corrispondenza delle opere di attraversamento, sono stati considerati i seguenti elementi:

- i. scabrezza del contorno bagnato e trasporto solido;
- ii. aerazione delle correnti molto veloci;
- iii. transizione a corrente lenta attraverso un risalto idraulico;
- iv. un valore minimo, cautelativo, indipendente da ogni parametro.

L'analisi di questi elementi ha portato all'individuazione dei criteri di definizione del franco idraulico sinteticamente riportati di seguito.

- Criterio 1:

Si è effettuato il calcolo del franco idraulico secondo una legge del tipo (Chow 1959):

$$F_1 = 0.87 \sqrt{y}$$

nella quale, per il calcolo della profondità y , si è utilizzato un coefficiente di scabrezza che, oltre all'effettiva rugosità dei materiali, abbia tenuto in conto, quando opportuno,

dell'eventualità di trasporto solido. La scabrezza del contorno bagnato utilizzata fa riferimento a quella raggiunta dai materiali in condizioni di normale esercizio, tenendo conto dell'eventuale presenza di vegetazione o materiale trasportato, se prevedibilmente presente nella tipologia del tratto di alveo in considerazione. L'ambito di applicazione dell'equazione vista è limitato a profondità $y \leq 3$ metri. Al di sopra di tale valore di profondità si mantiene $F_{1max} = 1.00$ m.

- Criterio 2:

Nel caso possibile di transizione a corrente lenta attraverso un risalto, può essere tenuta in conto considerando un franco pari al 70% dell'energia cinetica della corrente:

$$F_2 = 0.7 v^2 / 2g$$

In questo caso, il criterio di prudenza suggerisce di considerare la condizione più critica, utilizzando la scabrezza inferiore tra quelle prevedibili durante l'esercizio dell'opera (quindi senza considerare l'invecchiamento durante l'esercizio, la vegetazione, o altre possibili cause di incremento rispetto ai materiali appena posti in opera).

- Criterio 3:

per tenere conto di tutte le incertezze inerenti alla valutazione dei parametri in gioco, e di altri fattori, il franco idraulico non deve comunque essere inferiore ad un valore prefissato e pari, nel caso di tombini a sezione circolare, al 50% della luce libera e per tombini scatolari a valori prossimi al 30% della luce libera e comunque mai inferiori ad $F_3 = 0,75$ m come richiesto da capitolato ANAS.

Poiché le opere idrauliche delle sistemazioni fluviali comprendono una casistica molto ampia di condizioni diverse tra loro, non è possibile sapere a priori quale, tra i criteri sopra illustrati, sia più rilevante in uno specifico caso: quindi il franco idraulico che è opportuno adottare corrisponderà, di volta in volta, al massimo tra i valori calcolati con i criteri descritti in precedenza, e conseguentemente:

$$F = \max (F_i \text{ con } i = 1, 3)$$

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle simulazioni idrauliche effettuate per la verifica della compatibilità idraulica di ciascun'opera in progetto. Si evidenzia quindi il valore del franco idraulico calcolato secondo quanto riportato nelle ultime NTA del PAI (ottobre 2019) e quello geometrico calcolato come confronto tra l'altezza utile dell'opera

Progettazione definitiva dell'Intervento S.S. 284 Occidentale Etnea
Ammodernamento del Tratto Adrano – Catania, 1° lotto Adrano - Paternò.



PA712

Relazione Idraulica

e il tirante idrico registrato nella sezione idraulica immediatamente a monte del manufatto indagato.

ID Opera	Progressiva	Tipologico	Q (mc/s)	Geometria			Quota monte m.s.l.m	Quota valle m.s.l.m	Lunghezza m	i %	Livello idrico m.s.l.m.	Quota strada m.s.l.m	y (m)	V (m/s)	F1 (m)	F2 (m)	F3 (m)	F limite (m)	F calcolato (m)
				B (m)	H (m)	D (m)													
TM_01	0+131	scatolare	12	2,5	2,5	-	624,3	624	29,5	1,2	625,5	631,8	1,8	5,57	0,45	1,11	0,75	0,75	1,11
TM_02	0+821	circolare	3	-	-	1,5	633,4	632,4	34,8	3	634,15	637,04	0,75	4,45	0,70	0,71	0,6	0,96	0,71
TM_03	1+602	scatolare	3	2,5	2	-	621,5	620,24	41,5	3	622	629,17	1,3	4,85	0,08	0,84	0,6	0,86	0,84
TM_04	2+707	scatolare	2,6	2	2	-	618,49	616,56	38,8	5	619,59	625,94	1,3	4,3	0,20	0,66	0,9	0,90	0,66
TM_05	2+924	scatolare	35,94	6	3	-	616,5	614,93	52,5	3	618	624,5	2,3	5,12	1,03	0,94	0,75	0,75	1,03
TM_06	3+606	scatolare	7,2	3,5	2	-	614,55	612,56	49,7	4	615,65	619,05	1,3	5	0,05	0,89	0,75	0,75	0,89
TM_07	4+342	scatolare	7,8	3,5	2	-	615,53	614,35	39	3	617,03	620,71	1,3	4,5	0,15	0,72	0,6	0,71	0,72
TM_08	5+004	scatolare	46,1	8	4	-	584,9	581,7	77,5	4,1	586,7	600,13	3,3	5,21	2,01	0,97	0,9	0,96	2,01
TM_09	7+040	scatolare	8,9	3,5	2,5	-	522,97	522,3	45,7	1,5	524,67	531,73	1,8	5,57	0,45	1,11	0,75	0,75	1,11
TM_10	8+845	scatolare	38,1	5	3	-	466,51	466,34	34	0,5	468,11	471,9	2,3	2,8	1,54	0,28	0,75	0,82	1,54
TM_11	9+785	scatolare	10,6	3,5	2	-	437,5	433,2	57	0,5	438,8	442,6	1,3	6,5	0,22	1,51	0,5	0,62	1,51
TM_12	10+049	scatolare	1,8	2	2	-	426,45	426,28	36,15	5	426,85	430,3	1,3	3	0,49	0,32	0,75	0,75	0,49
TM_13	11+005	scatolare	1,94	2	2	-	379,87	379,4	47,7	1	380,3	383,9	1,3	3,9	0,28	0,54	0,75	0,75	0,54

Tabella 2.4.1 Risultati delle simulazioni idrauliche dei tombini

6.2 Fossi di guardia

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera di difesa del corpo stradale, convogliando negli impluvi naturali o negli attraversamenti idraulici le acque superficiali che verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato o andrebbero ad invadere la trincea compromettendo la stabilità dei rilevati e delle scarpate della trincea.

Il progetto prevede fossi di guardia lungo la viabilità di progetto sia a monte che a valle. La funzione dei fossi a valle è quella di raccogliere le acque di piattaforma, convogliate dai diversi tipi di manufatto di scarico (canalette ad embrici, tubazioni di attraversamento, caditoie) ai recapiti finali. I fossi sono rivestiti a sezione trapezia con sponde inclinate a 45°. In questo caso è prevista una tipologia di fossi le cui dimensioni sono riportate nella tabella sottostante

Tabella 6.2-1 Tipologie di fossi di guardia

FOSSO	FORMA	LARGHEZZA		ALTEZZA
		Base	Sommità	H [m]
		b [m]	B [m]	
Tipo 1	Trapezia 1/1	0.50	1.50	0.50*
* L'altezza indicata è quella nominale ma varia in base alla conformazione del terreno				

6.2.1 Determinazione delle portate di progetto

Le portate di progetto Q_p [m^3/s] sono state calcolate per un tempo di ritorno T_R pari a 50 anni, applicando il metodo cinematico, analogamente ai tombini. Il tempo di corrivazione inoltre, non è stato calcolato con la formula di Giandotti, poiché non applicabile a bacini di ridotte dimensioni, ma è stato assunto pari a 0.25 h (15 min). I dettagli di tali calcoli sono riportati nella Relazione idrologica e di studio idraulico.

6.2.2 Verifica idraulica

La verifica idraulica dei fossi di guardia viene normalmente effettuata ipotizzando moto uniforme all'interno del canale calcolando la portata con la seguente formula:

$$Q = K_s A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove K_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A [m^2] è l'area bagnata, R [m] è il raggio idraulico e i [-] è la pendenza longitudinale. Il coefficiente di

Gauckler-Strickler è stato assunto pari a $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per superfici inerbite (valido per terra con erba sul fondo e corsi d'acqua naturali regolari) e $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per i fossi rivestiti in cls.

I fossi di valle, salvo i casi in cui non ricevano contributi dagli attraversamenti idraulici, sono sempre verificati, in quanto raccolgono solo l'acqua che cade sul rilevato stradale, mentre per i fossi di monte occorre verificare che la sezione di progetto sia sufficiente a smaltire la portata in arrivo. La portata massima smaltibile di norma è stata calcolata ipotizzando moto uniforme all'interno del canale considerando un grado di riempimento pari al 70% della sezione e dividendo il fosso in tratte con pendenza omogenea. L'esatta ubicazione, la geometria e la lunghezza di tutte le inalveazioni è riportata sulle Planimetrie Idrauliche

Nella tabella che segue si riporta il riepilogo delle verifiche dei fossi di guardia.

.

Tabella 6.2-2 – Verifiche idrauliche fossi di guardia

FOSSO	Lunghezza asta	Pk inizio	H inizio	Pk fine	H fine	I %	Area bacino (m ²)	Area bacino (Km ²)	psi (-)	Q _p (m ³ /s)	B m	tirante di moto uniforme	tirante massimo	A _{bagnata} (m ²)	P _{bagnato} (m)	Ri m	I m/m	Ks m ^{1/3} /s	Qmax m ³ /s
FS_01	300	-0+100	630	0+200	625	0,017	21600	0,0216	0,65	0,3	0,5	0,22	0,35	0,30	1,49	0,2	0,02	35	0,5
FS_02	100	0+300	632	0+200	625	0,050	12410	0,01241	0,65	0,2	0,5	0,18	0,2	0,14	1,07	0,1	0,07	35	0,3
FS_03	275	0+800	636,1	0+560	633	0,011	18000	0,018	0,65	0,3	0,5	0,11	0,35	0,30	1,49	0,2	0,01	35	0,4
FS_04	310	1+120	643	0+810	638	0,016	50000	0,05	0,65	0,8	0,5	0,3	0,5	0,50	1,91	0,3	0,02	35	0,9
FS_05	340	1+120	643	1+460	629	0,041	72000	0,072	0,65	1,1	0,5	0,3	0,45	0,43	1,77	0,2	0,04	35	1,2
FS_06	175	1+600	635	1+480	629	0,034	42900	0,0429	0,65	0,7	0,5	0,22	0,34	0,29	1,46	0,2	0,03	35	0,7
FS_07	380	2+100	628,5	1+720	626,5	0,005	41000	0,041	0,65	0,5	0,5	0,4	0,5	0,50	1,91	0,3	0,01	35	0,5
FS_08	240	2+220	637	2+460	630	0,029	41800	0,0418	0,65	0,6	0,5	0,23	0,35	0,30	1,49	0,2	0,03	35	0,6
FS_09	180	2+480	630	2+680	623	0,039	18300	0,0183	0,65	0,3	0,5	0,1	0,2	0,14	1,07	0,1	0,04	35	0,3
FS_10	200	2+720	623	2+920	614	0,045	37700	0,0377	0,65	0,6	0,5	0,14	0,28	0,22	1,29	0,2	0,05	35	0,7
FS_11	280	3+220	627	2+940	614	0,046	62300	0,0623	0,65	1,0	0,5	0,31	0,4	0,36	1,63	0,2	0,05	35	1,0
FS_12	330	3+240	627	3+580	622	0,015	1400	0,0014	0,65	0,0	0,5	0,23	0,25	0,19	1,21	0,2	0,02	35	0,2
FS_13	151	3+780	623	3+620	622,5	0,003	6200	0,0062	0,65	0,1	0,5	0,2	0,25	0,19	1,21	0,2	0,00	35	0,1
FS_14	182	3+770	614,6	3+910	614	0,003	14200	0,0142	0,65	0,2	0,5	0,22	0,4	0,36	1,63	0,2	0,00	35	0,3
FS_15	292	4+090	613	3+800	610	0,010	11050	0,01105	0,65	0,2	0,5	0,18	0,22	0,16	1,12	0,1	0,01	35	0,2
FS_16	270	4+340	620	4+100	617	0,011	34600	0,0346	0,65	0,5	0,5	0,3	0,4	0,36	1,63	0,2	0,01	35	0,5
FS_17	280	4+580	617	4+700	612	0,018	20100	0,0201	0,65	0,3	0,5	0,27	0,3	0,24	1,35	0,2	0,02	35	0,4
FS_18	270	4+780	613	4+920	604	0,033	16300	0,0163	0,65	0,3	0,5	0,16	0,2	0,14	1,07	0,1	0,03	35	0,3
FS_19	270	5+140	603	5+340	592	0,041	35500	0,0355	0,65	0,6	0,5	0,18	0,3	0,24	1,35	0,2	0,04	35	0,6
FS_20	280	5+340	591	5+620	569	0,079	57600	0,0576	0,65	1,0	0,5	0,18	0,34	0,29	1,46	0,2	0,08	35	1,0
FS_21	250	5+640	569	5+880	568	0,004	31000	0,031	0,65	0,5	0,5	0,4	0,5	0,50	1,91	0,3	0,00	35	0,5

FOSSO	Lunghezza asta	Pk inizio	H inizio	Pk fine	H fine	I %	Area bacino (m ²)	Area bacino (Km ²)	psi (-)	Q ₀ (m ³ /s)	B m	tirante di moto uniforme	tirante massimo	A _{bagnata} (m ²)	P _{bagnato} (m)	Ri m	I m/m	Ks m ^{1/3} /s	Qmax m ³ /s
FS_22	245	6+020	557	6+240	548	0,037	21000	0,021	0.65	0,3	0,5	0,13	0,22	0,16	1,12	0,1	0,04	35	0,4
FS_23	170	6+340	548	6+500	543	0,029	8500	0,0085	0.65	0,1	0,5	0,11	0,15	0,10	0,92	0,1	0,03	35	0,2
FS_24	272	6+510	553	6+760	540	0,048	45600	0,0456	0.65	0,6	0,5	0,2	0,31	0,25	1,38	0,2	0,05	35	0,6
FS_25	246	6+760	538	7+020	527	0,045	31000	0,031	0.65	0,4	0,5	0,2	0,24	0,18	1,18	0,2	0,04	35	0,4
FS_26	45	7+050	526,5	7+180	526	0,011	18800	0,0188	0.65	0,3	0,5	0,22	0,27	0,21	1,26	0,2	0,01	35	0,4
FS_27	150	7+760	522,5	7+620	520	0,017	22800	0,0228	0.65	0,3	0,5	0,18	0,26	0,20	1,24	0,2	0,02	35	0,4
FS_28	530	7+780	523	8+260	500	0,043	73500	0,0735	0.65	1,0	0,5	0,3	0,4	0,36	1,63	0,2	0,04	35	1,0
FS_29	216	8+360	492	8+580	487	0,023	37500	0,0375	0.65	0,5	0,5	0,2	0,28	0,22	1,29	0,2	0,02	35	0,6
FS_30	253	8+600	478	8+820	470	0,032	14200	0,0142	0.65	0,2	0,5	0,11	0,18	0,12	1,01	0,1	0,03	35	0,2
FS_31	420	8+940	465	9+300	459	0,014	60000	0,06	0.65	0,8	0,5	0,2	0,5	0,50	1,91	0,3	0,01	35	0,9
FS_32	345	9+300	454	9+650	446	0,023	24600	0,0246	0.65	0,3	0,5	0,09	0,21	0,15	1,09	0,1	0,02	35	0,3
FS_33	506	10+060	427,5	10+590	405	0,044	76000	0,076	0.65	1,0	0,5	0,15	0,33	0,27	1,43	0,2	0,04	35	1,1
FS_34	243	10+780	390	11+010	379	0,045	21700	0,0217	0.65	0,3	0,5	0,08	0,18	0,12	1,01	0,1	0,05	35	0,4
FS_35	77,5	11+100	380	11+020	379,9	0,001	4314	0,004314	0.65	0,1	0,5	0,06	0,25	0,19	1,21	0,2	0,00	35	0,1
FS_36	370	11+100	380	11+430	370	0,027	21800	0,0218	0.65	0,5	0,5	0,11	0,31	0,25	1,38	0,2	0,03	35	0,5
FS_37	340	11+430	373	11+700	358	0,044	17200	0,0172	0.65	0,4	0,5	0,09	0,24	0,18	1,18	0,2	0,04	35	0,4
FS_38	590	11+720	360,2	12+310	346,9	0,023	74000	0,074	0.65	1,1	0,5	0,2	0,5	0,63	2,16	0,3	0,02	35	1,4
FS_39	97	12+420	345	12+320	344,5	0,005	11200	0,0112	0.65	0,2	0,5	0,11	0,32	0,26	1,41	0,2	0,01	35	0,2
FS_40	333	12+420	340	12+720	324	0,048	15500	0,0155	0.65	0,3	0,5	0,09	0,22	0,16	1,12	0,1	0,05	35	0,3
FS_41	212	12+960	323,6	12+760	322,7	0,004	16000	0,016	0.65	0,3	0,5	0,15	0,5	0,50	1,91	0,3	0,00	35	0,5
FS_42	273	12+940	323	13+210	318	0,018	19140	0,01914	0.65	0,4	0,5	0,22	0,35	0,30	1,49	0,2	0,02	35	0,5
FS_43	158	13+400	312,7	13+250	311,7	0,006	18700	0,0187	0.65	0,4	0,5	0,22	0,4	0,36	1,63	0,2	0,01	35	0,4
FS_44	532	13+420	312,9	13+940	299	0,026	61000	0,061	0.65	1,1	0,5	0,2	0,4	0,46	1,88	0,2	0,03	35	1,1
FS_45	88	13+940	299,2	SV06	296,5	0,031	4892	0,004892	0.65	0,1	0,5	0,04	0,15	0,10	0,92	0,1	0,03	35	0,3

Progettazione definitiva dell'Intervento S.S. 284 Occidentale Etna
 Ammodernamento del Tratto Adrano – Catania, 1° lotto Adrano - Paternò.



PA712

Relazione Idraulica

FOSSO	Lunghezza asta	Pk inizio	H inizio	Pk fine	H fine	I %	Area bacino (m ²)	Area bacino (Km ²)	psi (-)	Q _p (m ³ /s)	B m	tirante di moto uniforme	tirante massimo	A _{bagnata} (m ²)	P _{bagnato} (m)	Ri m	I m/m	Ks m ^{1/3} /s	Qmax m ³ /s
FS_46	248	13+960	295	14+130	287,5	0,030	14000	0,014	0.65	0,3	0,5	0,07	0,23	0,17	1,15	0,1	0,03	35	0,3
FS_47	188	14+620	273,5	14+440	269	0,024	13756	0,013756	0.65	0,3	0,5	0,08	0,25	0,19	1,21	0,2	0,02	35	0,3

7 ALLEGATI

ALLEGATO A - RISULTATI SIMULAZIONI IDRODINAMICHE ANTE OPERAM

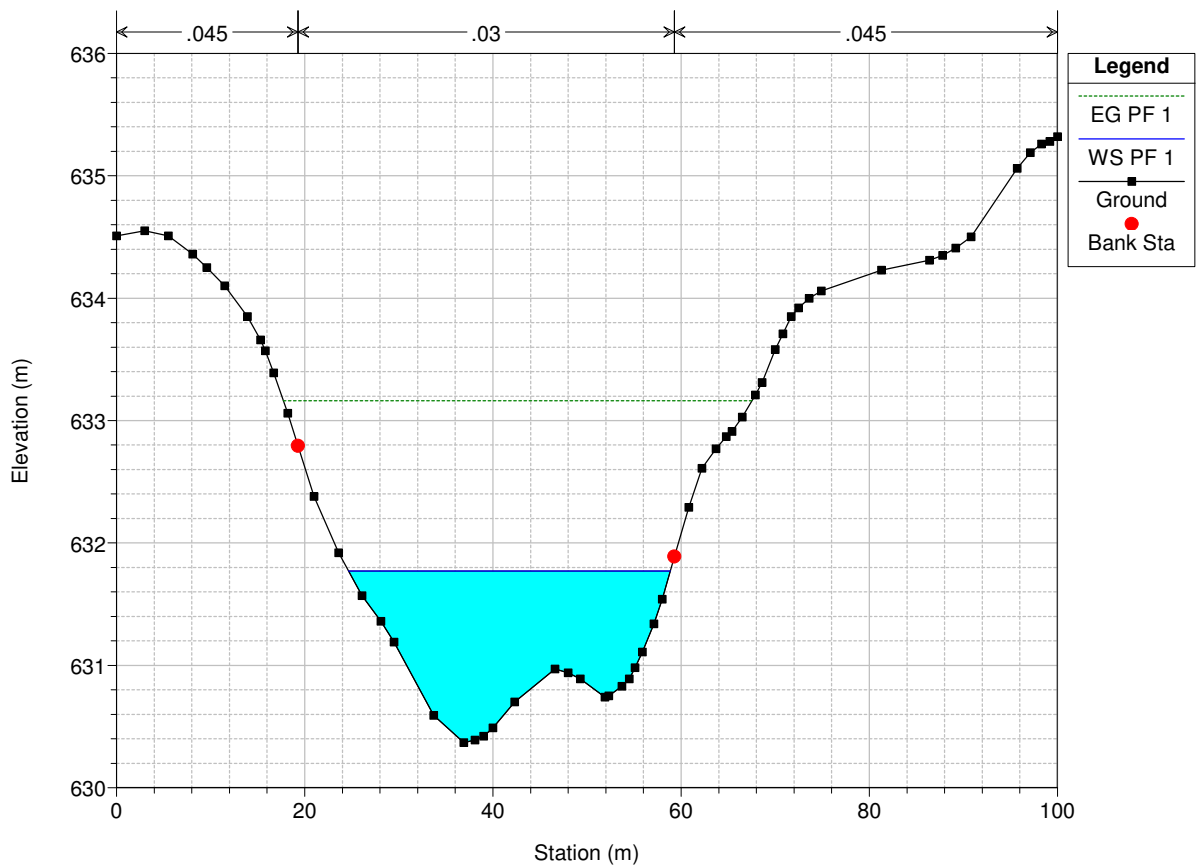
- Tabulati modellazione HEC-RAS
- Profilo Torrente Licodia
- Sezioni Torrente Licodia
- Profilo Torrente Scalilli
- Sezioni Torrente Scalilli

ALLEGATO B - RISULTATI SIMULAZIONI IDRODINAMICHE POST OPERAM

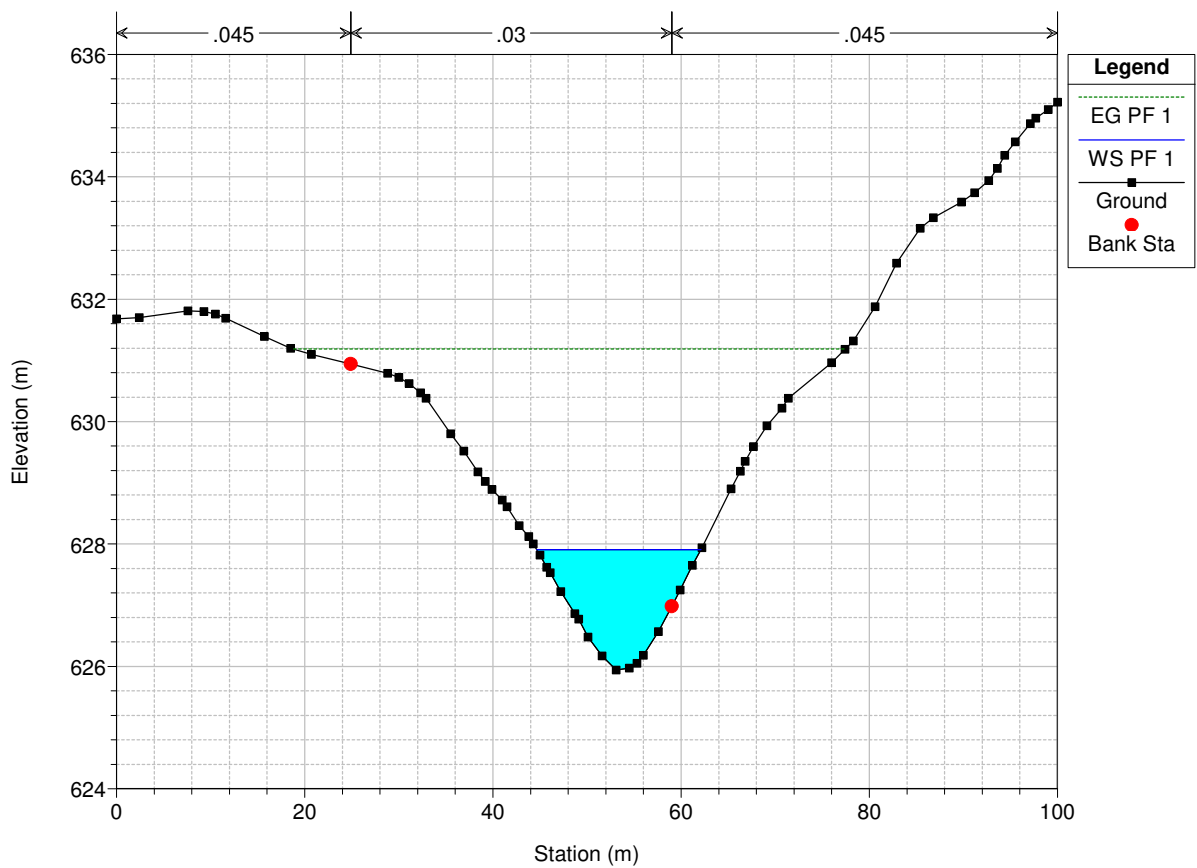
- Tabulati modellazione HEC-RAS
- Profilo Torrente Licodia
- Sezioni Torrente Licodia
- Profilo Torrente Scalilli
- Sezioni Torrente Scalilli

ALLEGATO A

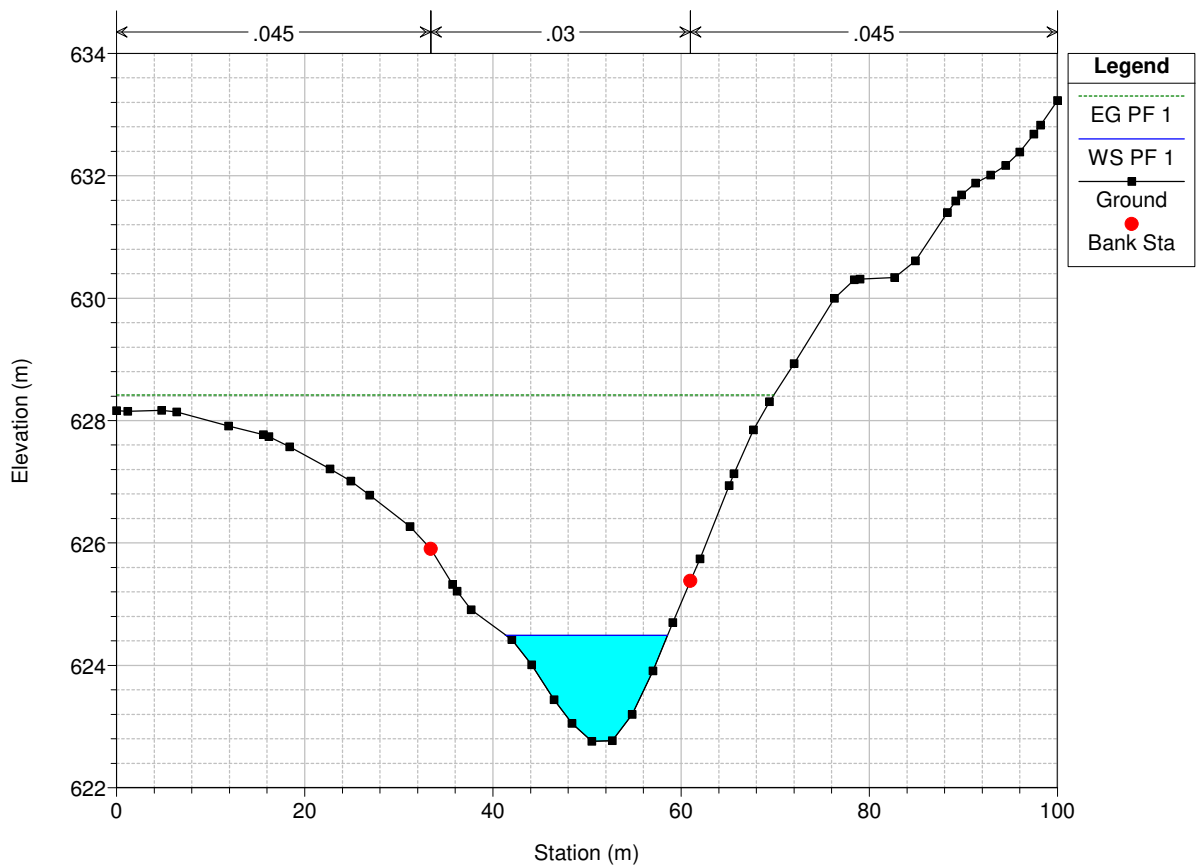
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



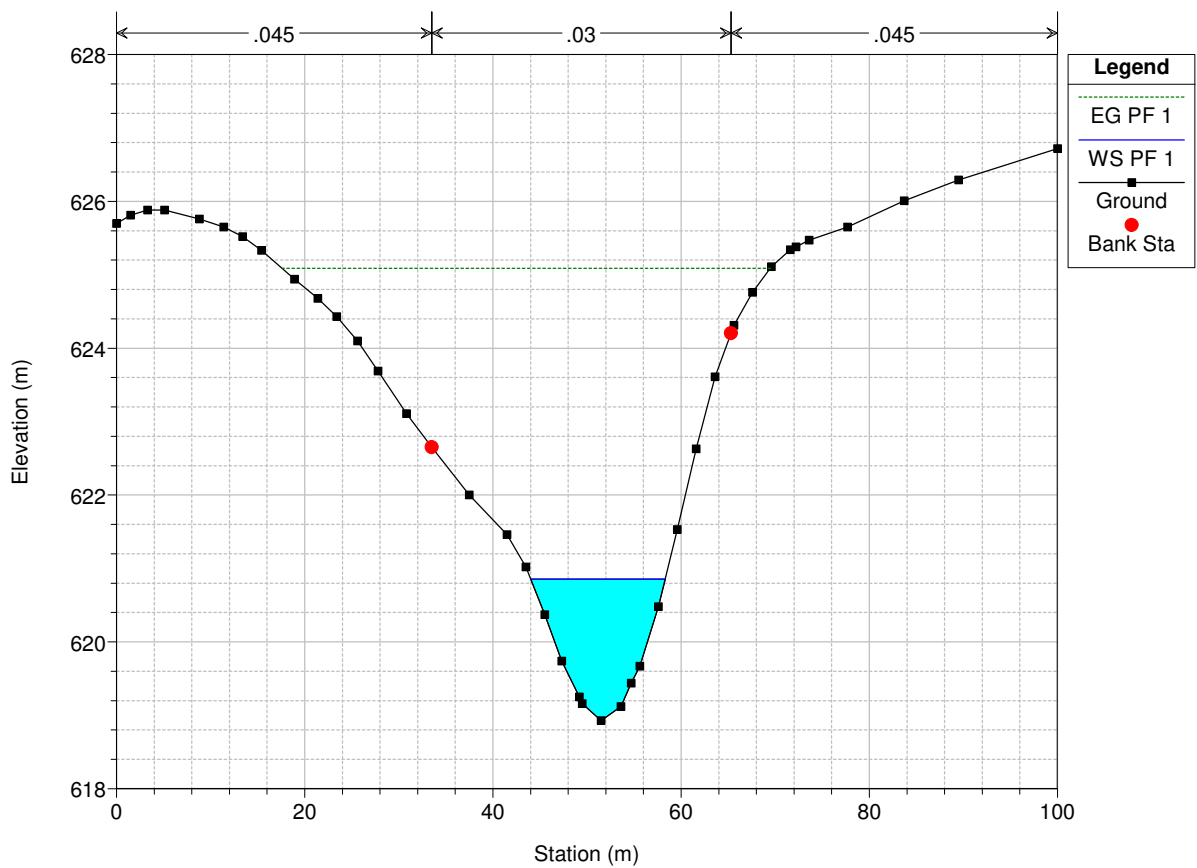
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



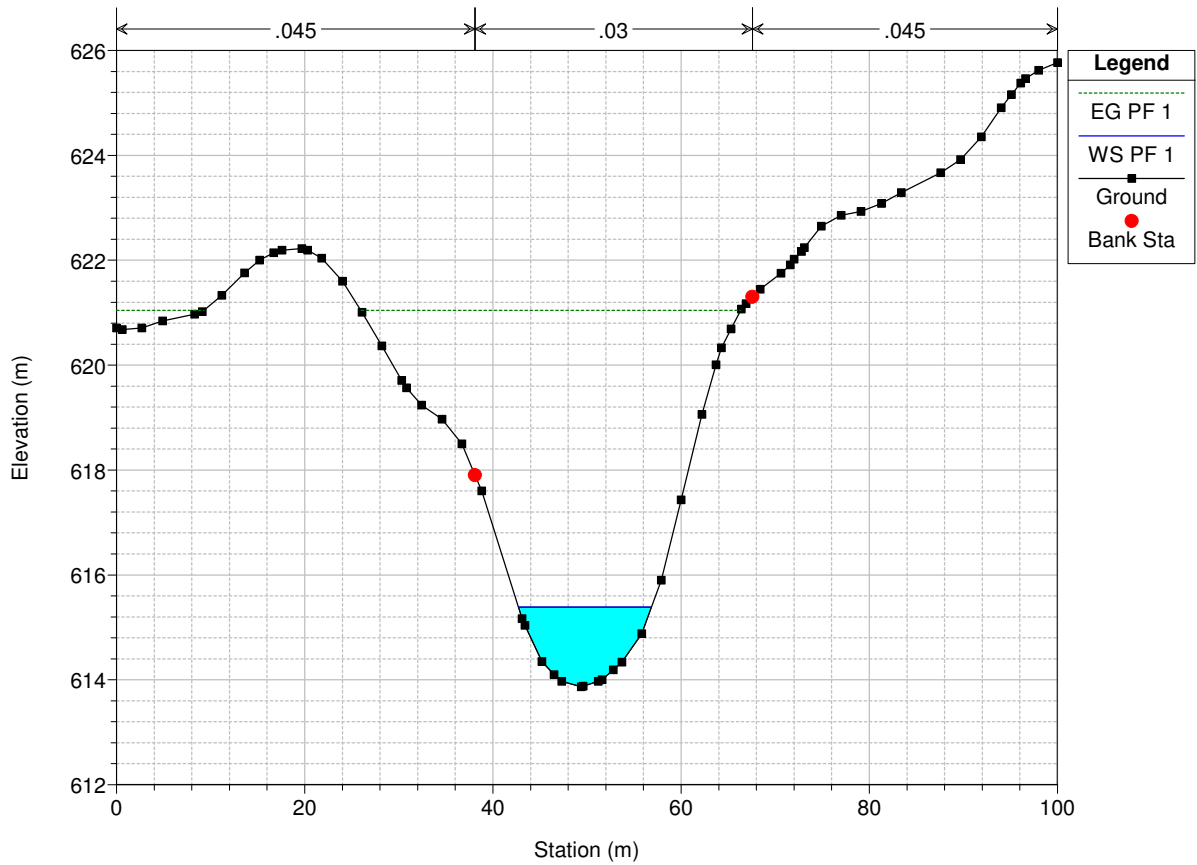
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



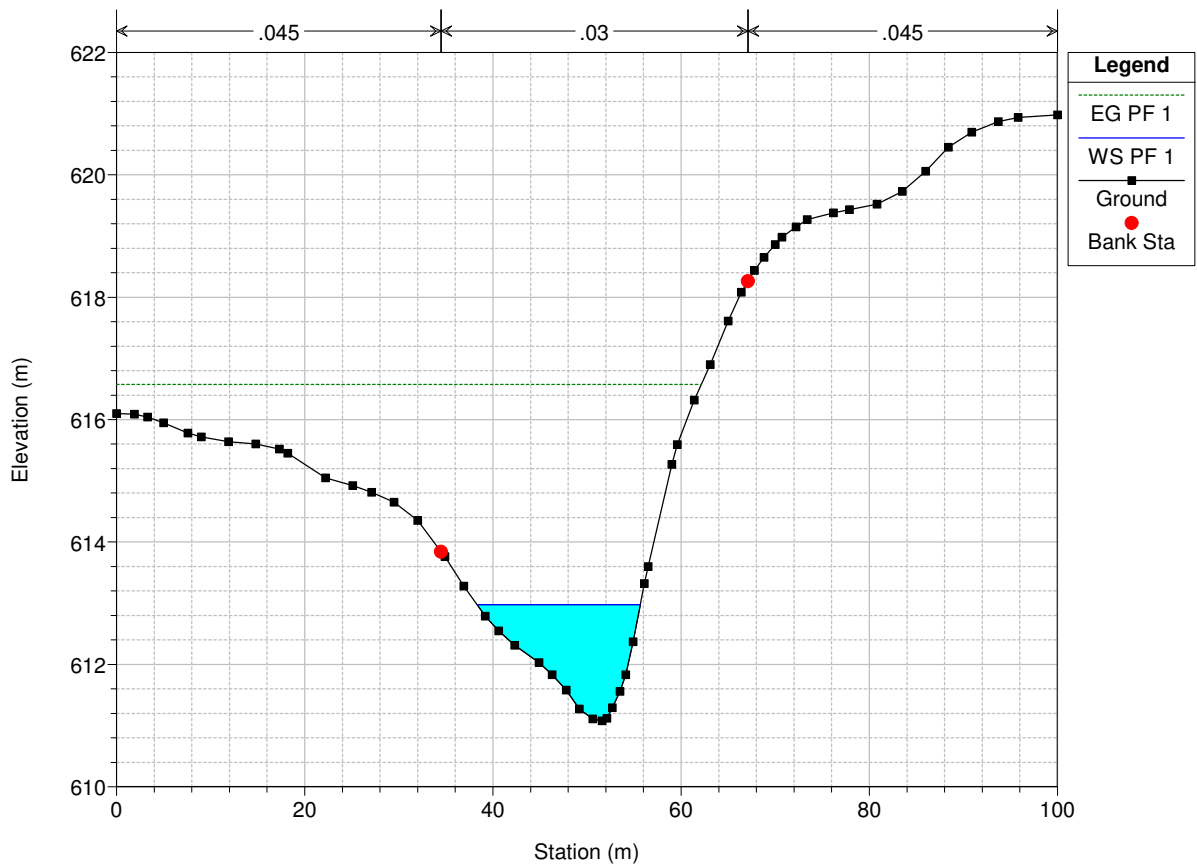
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



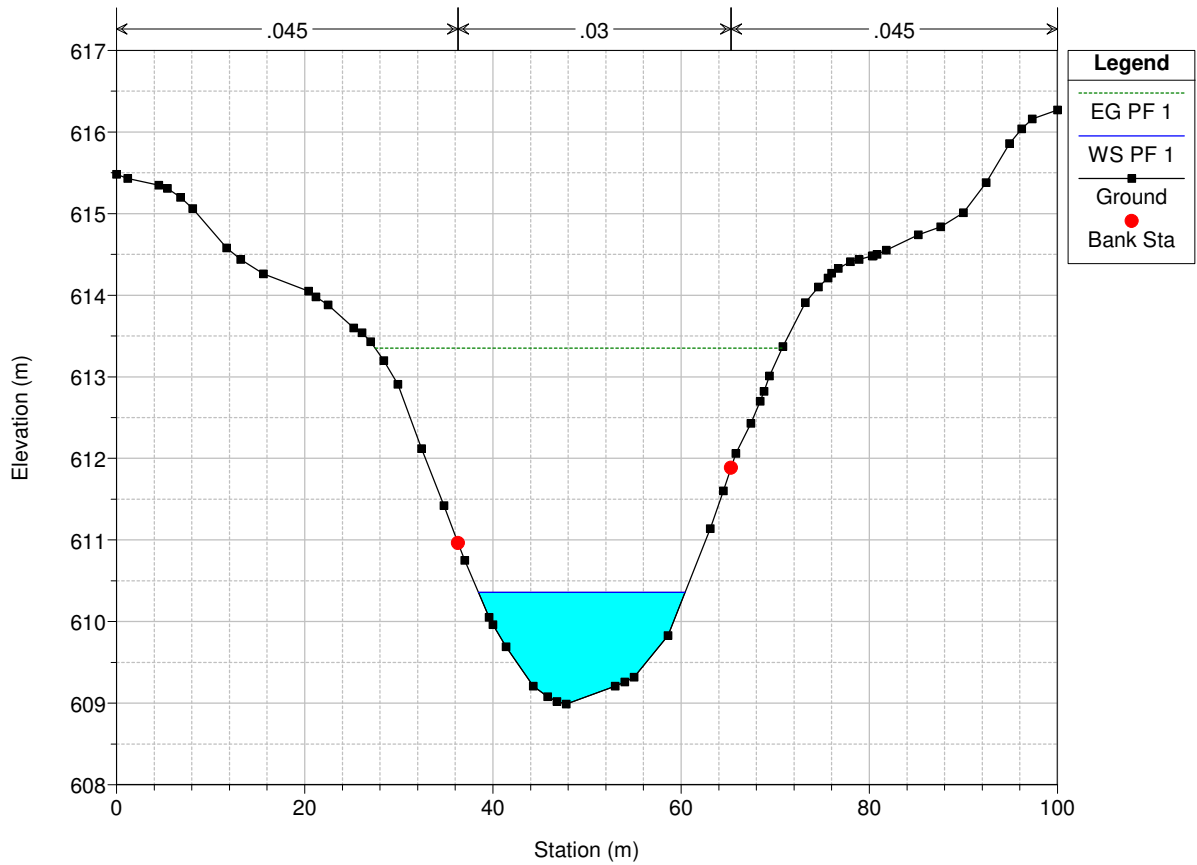
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



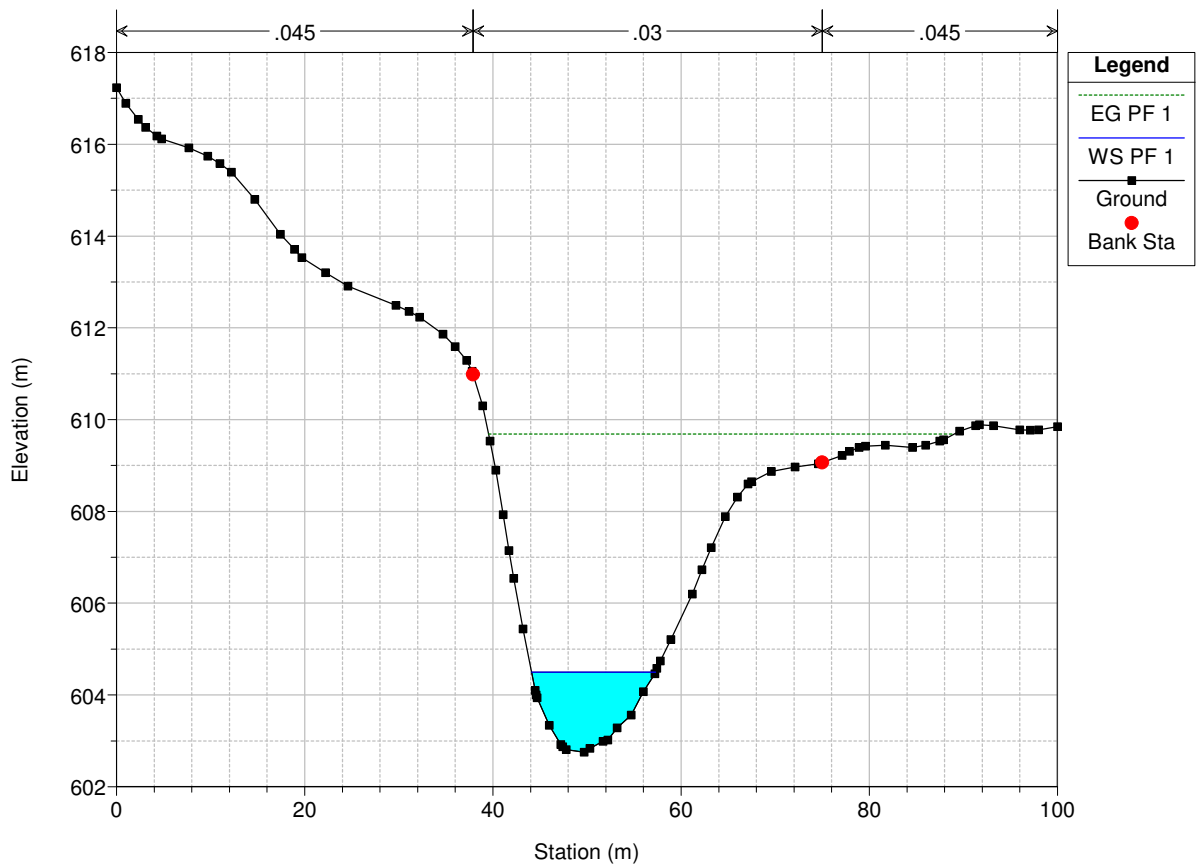
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



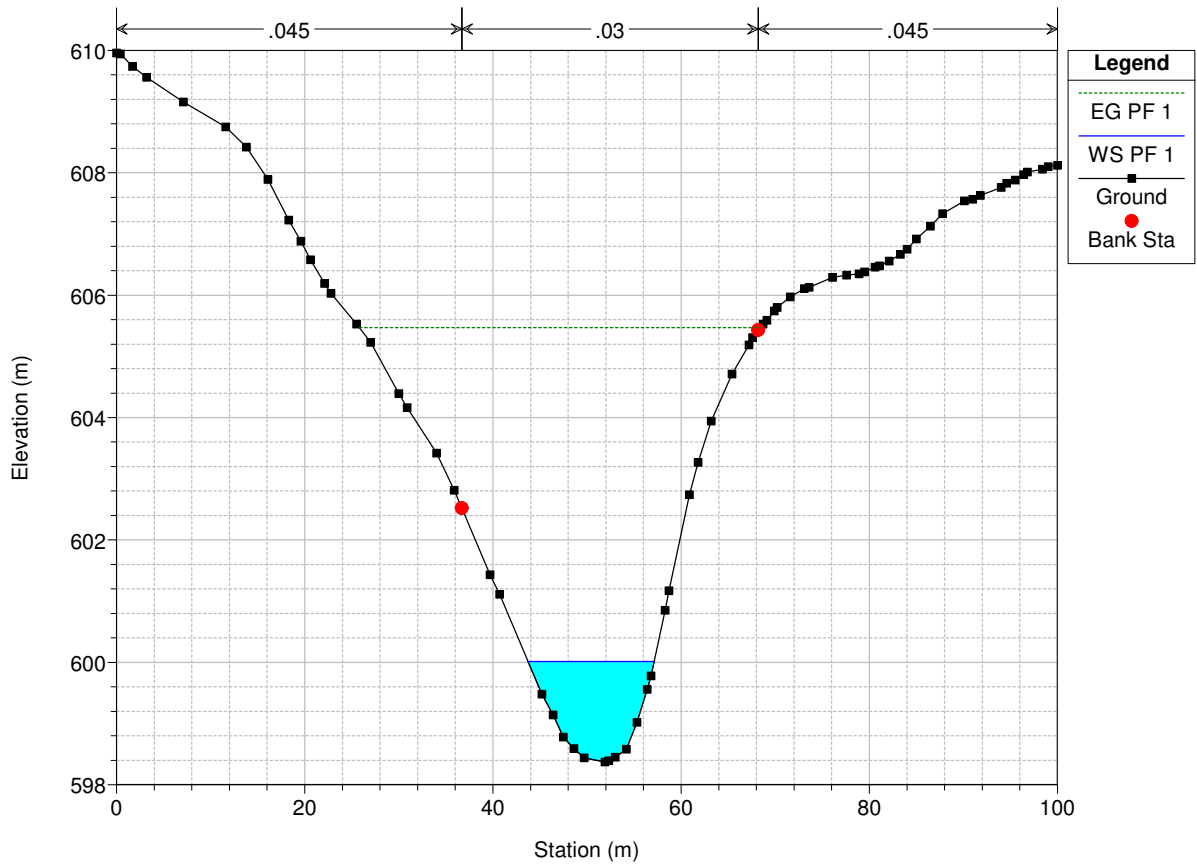
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



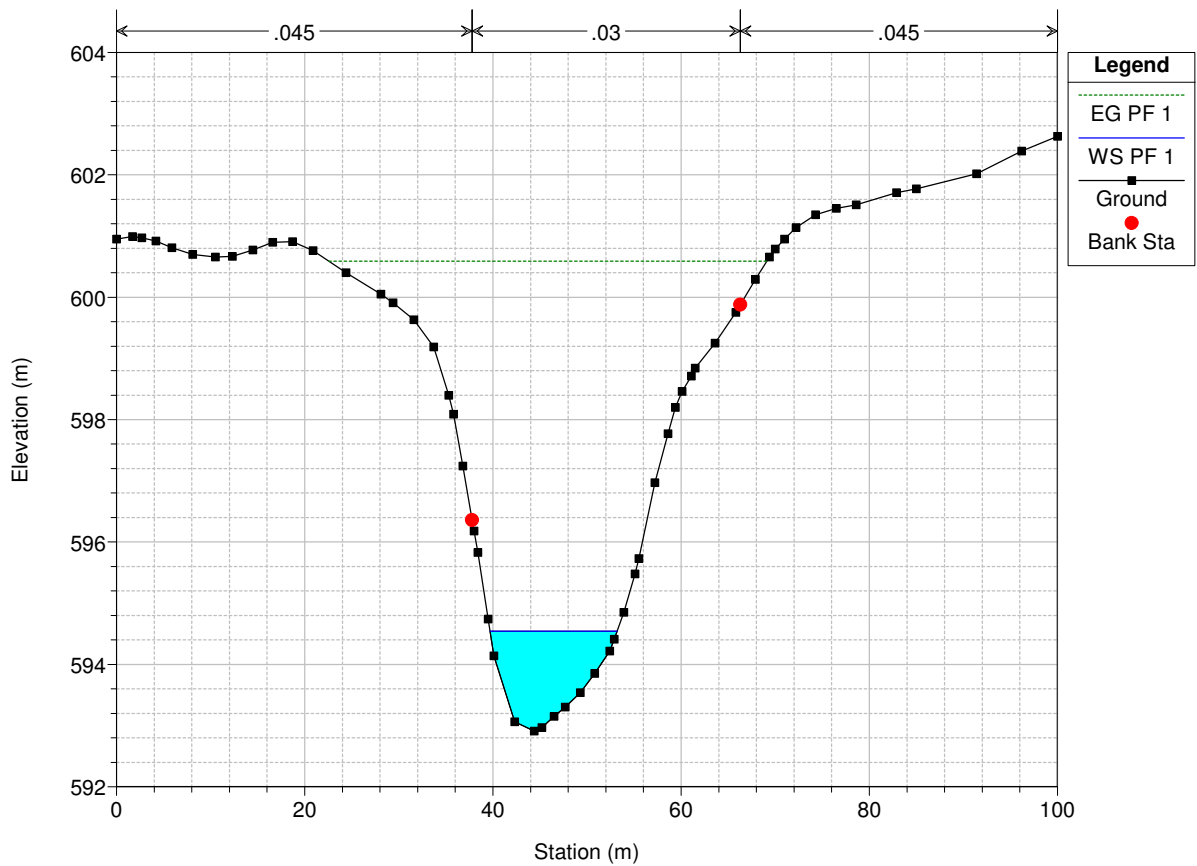
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



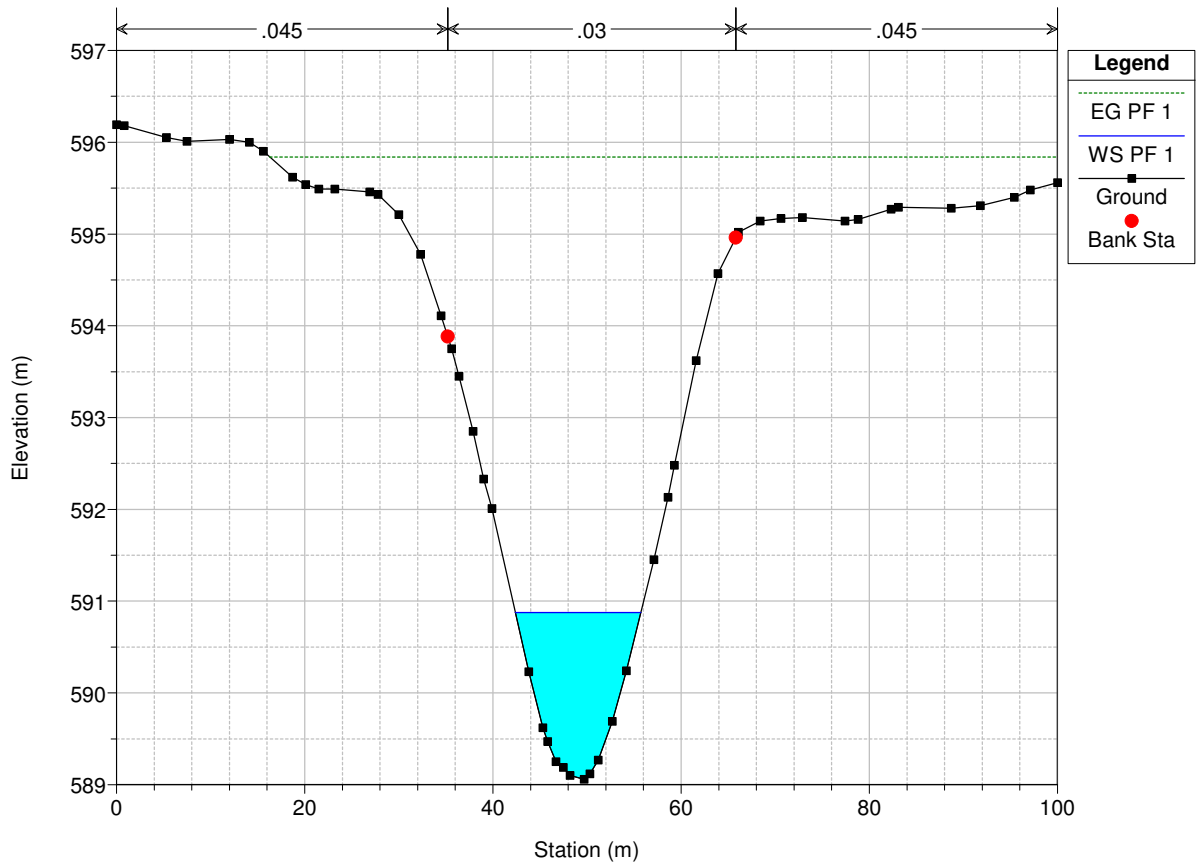
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



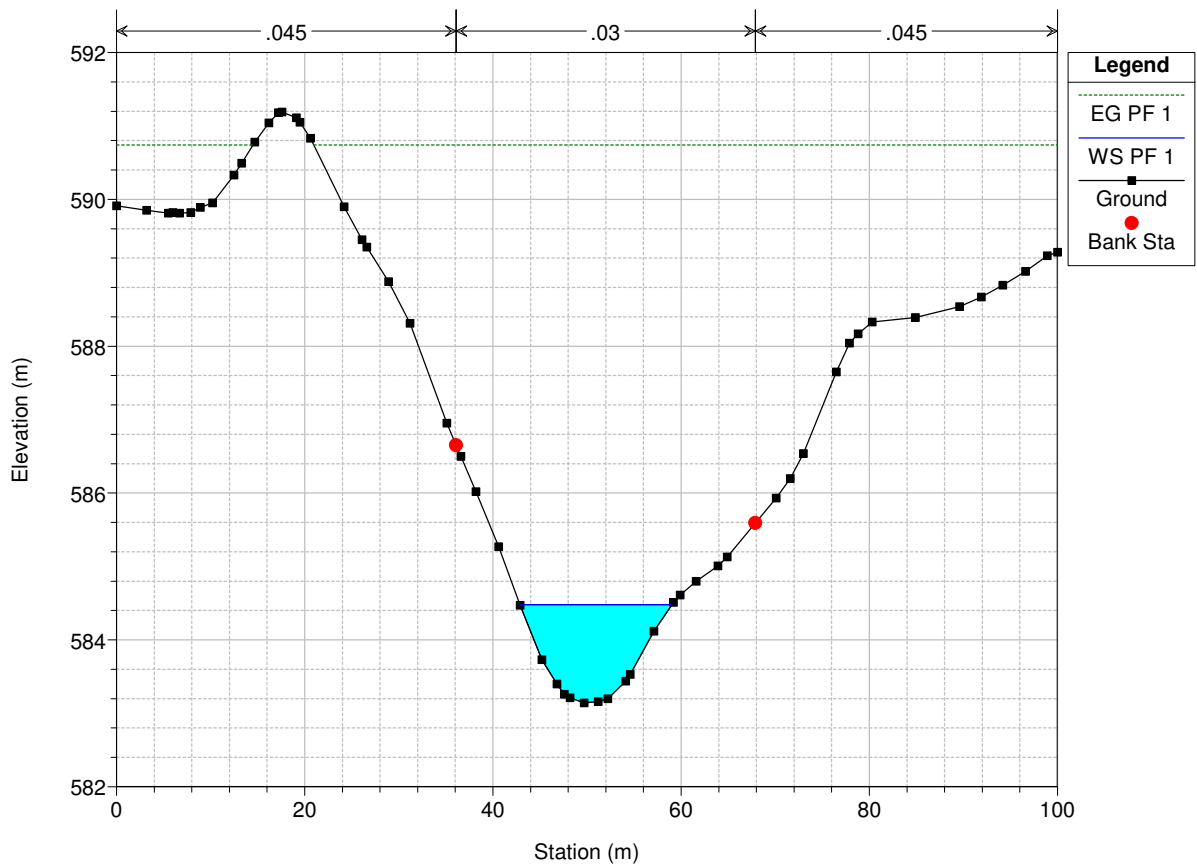
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



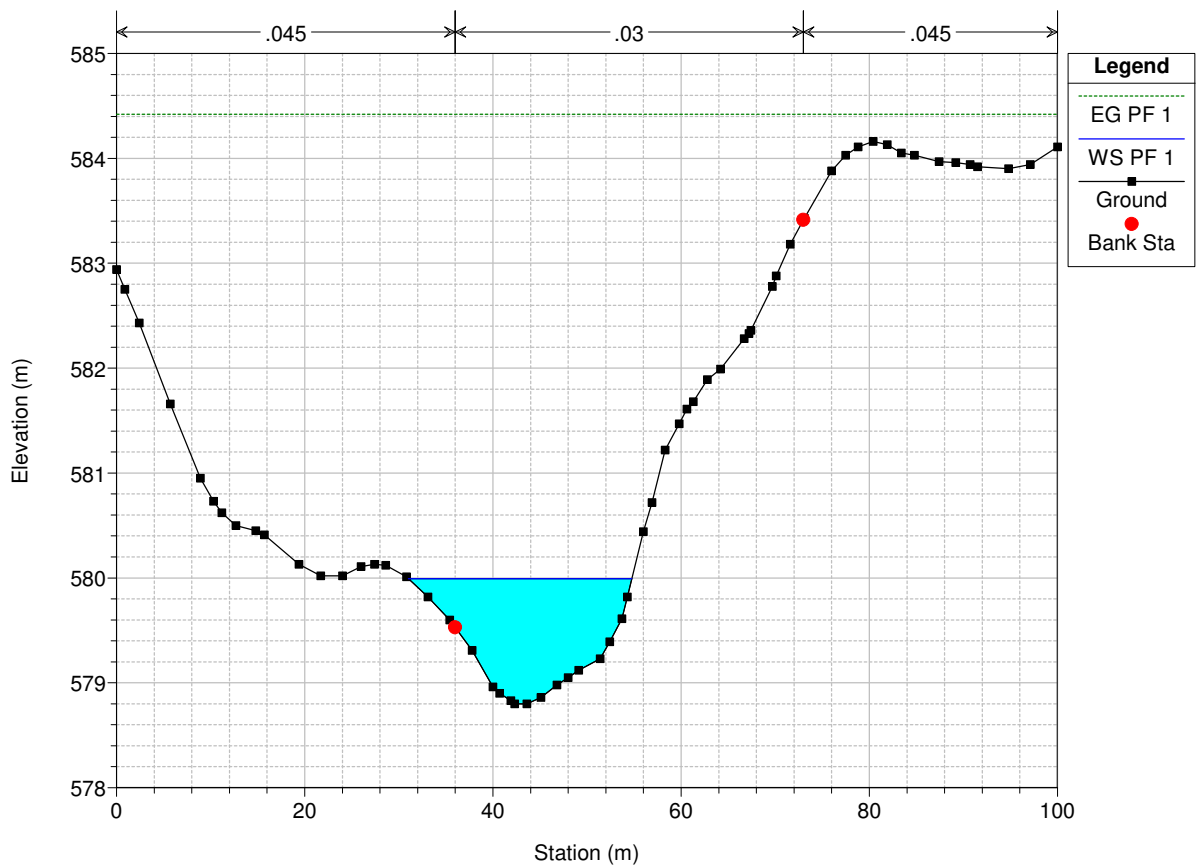
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



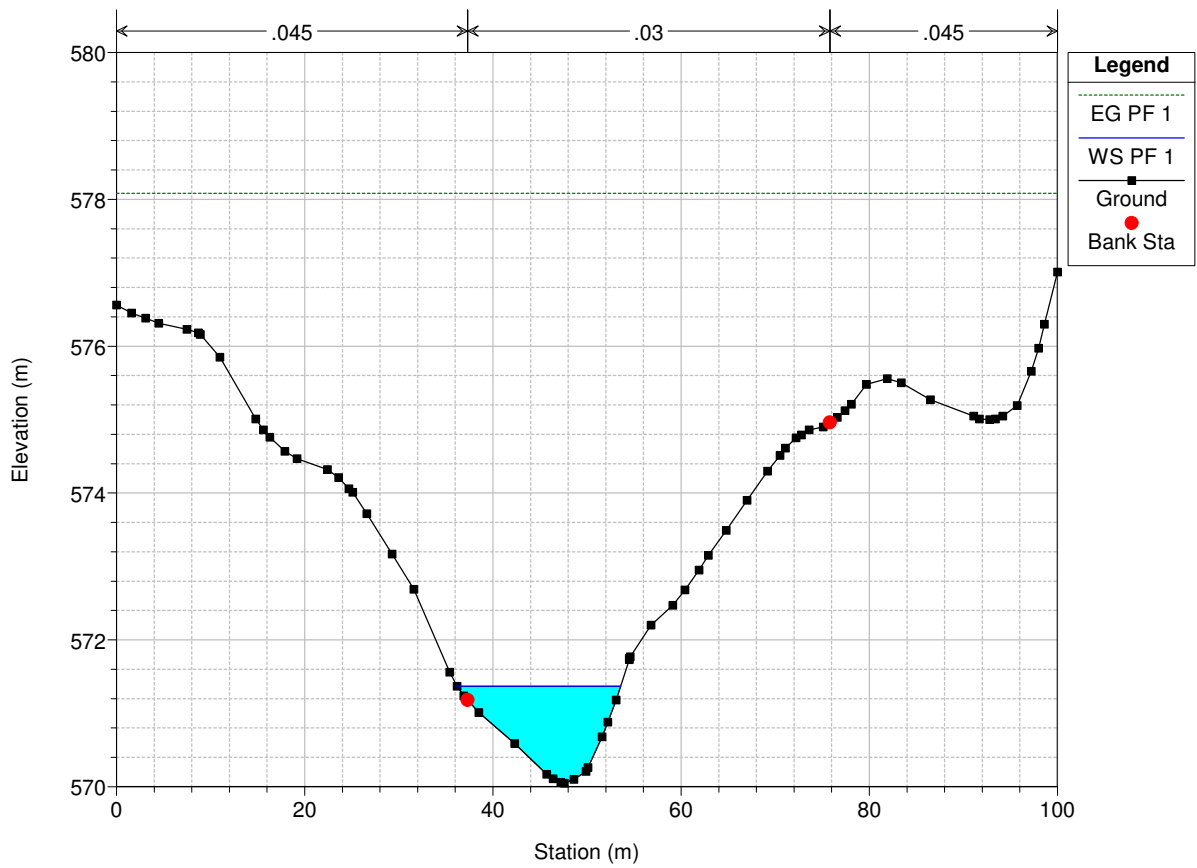
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



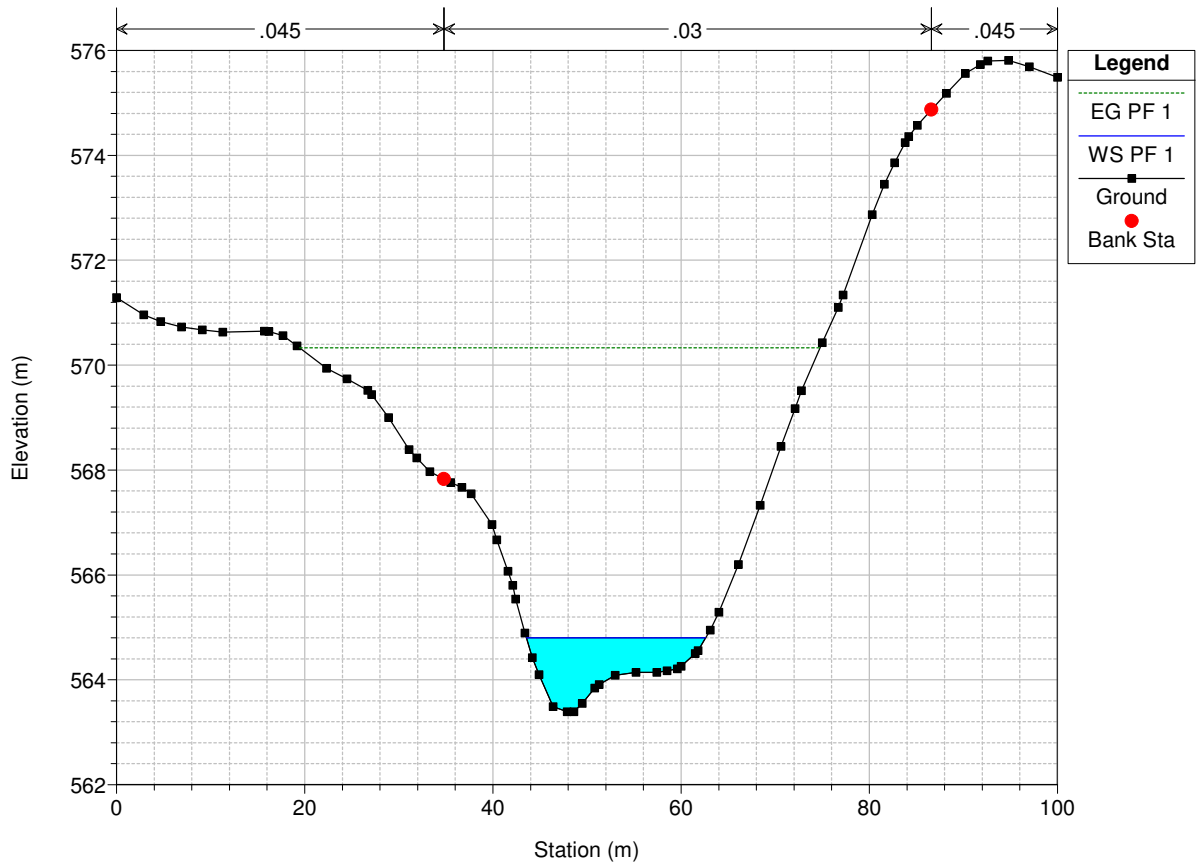
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



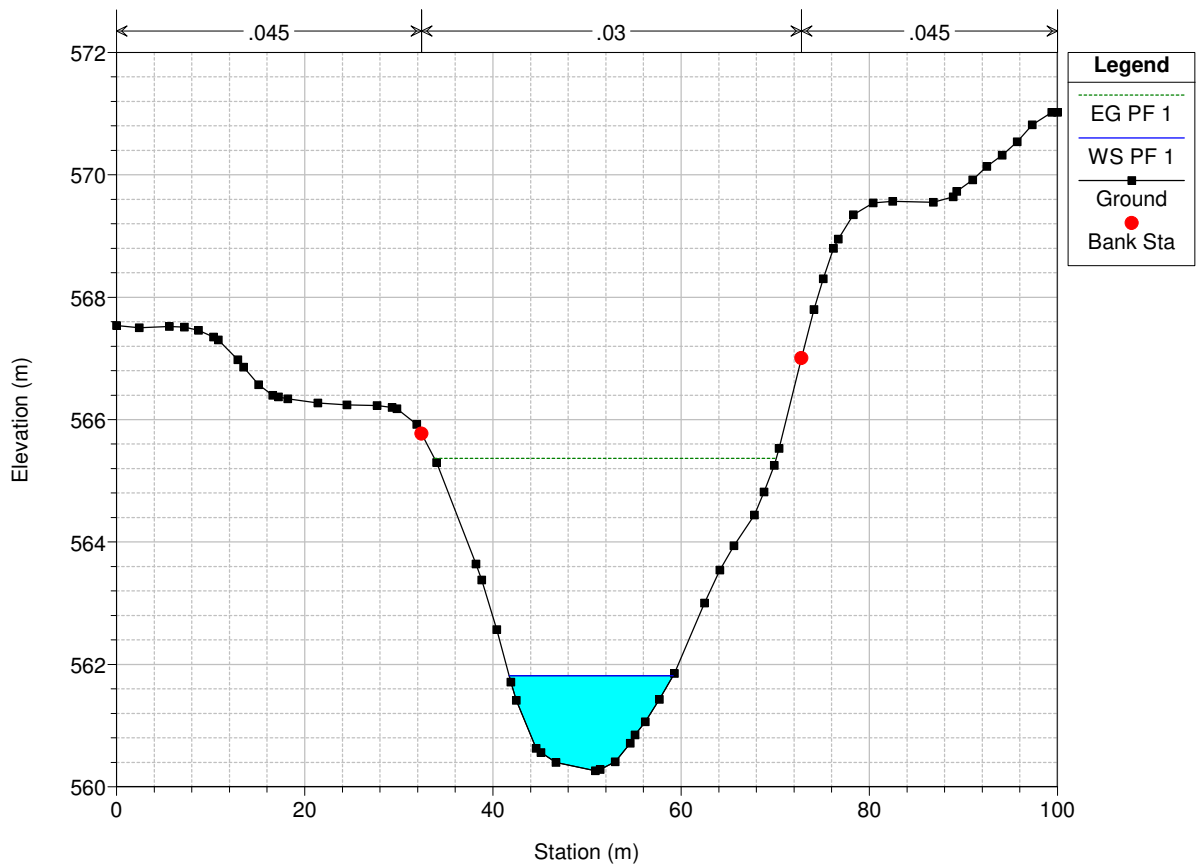
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



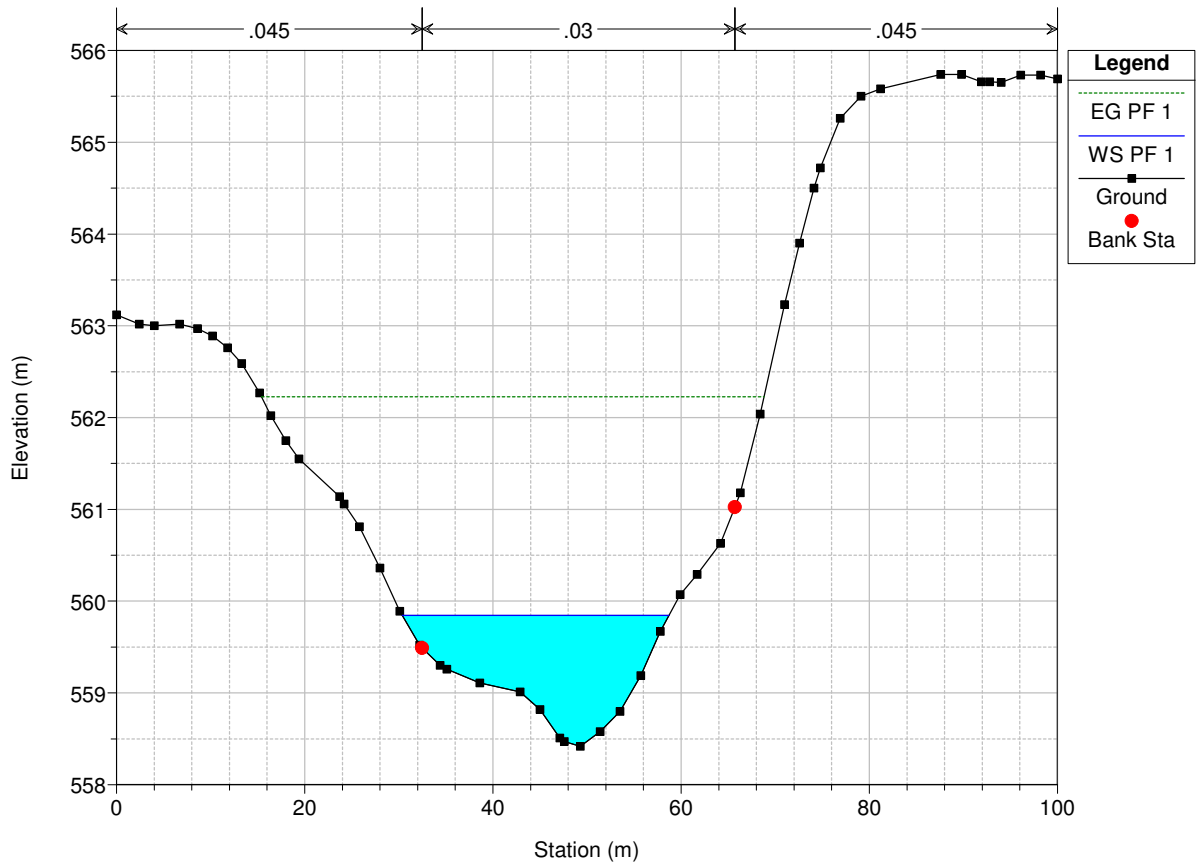
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



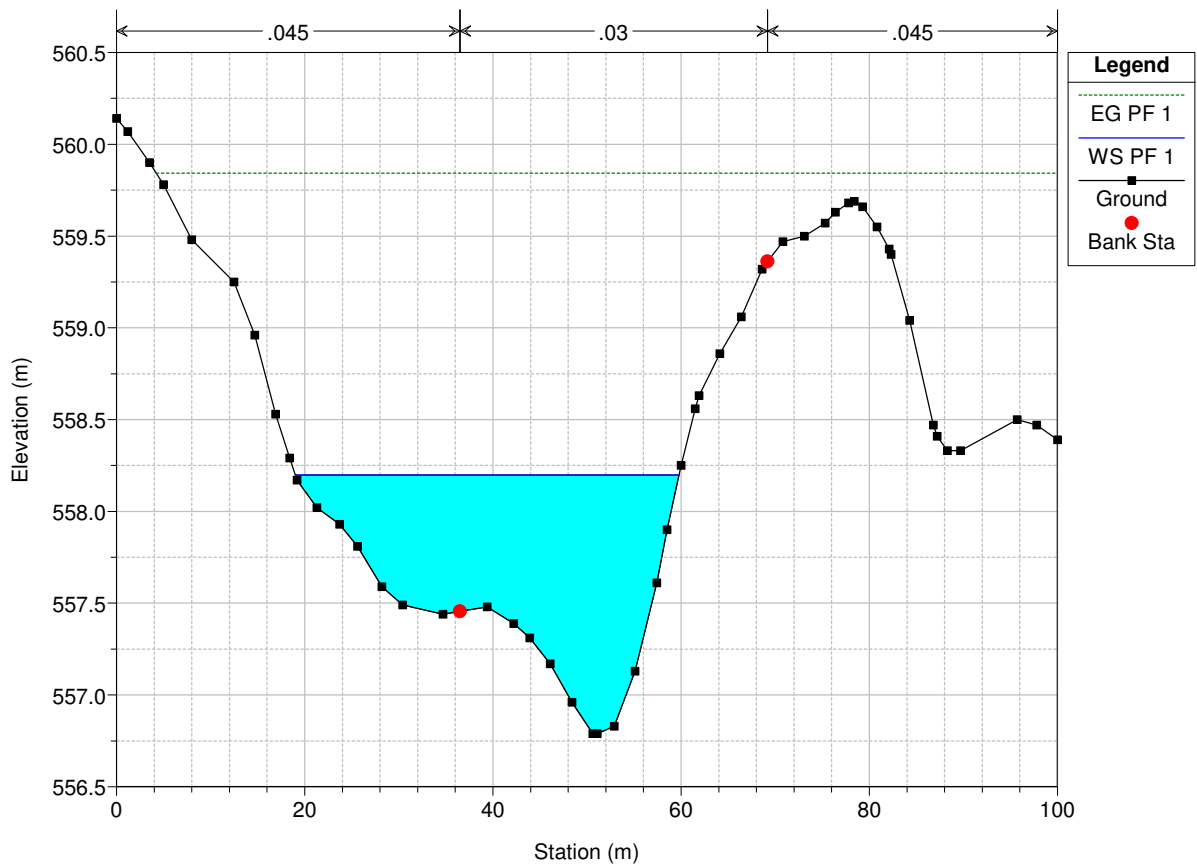
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



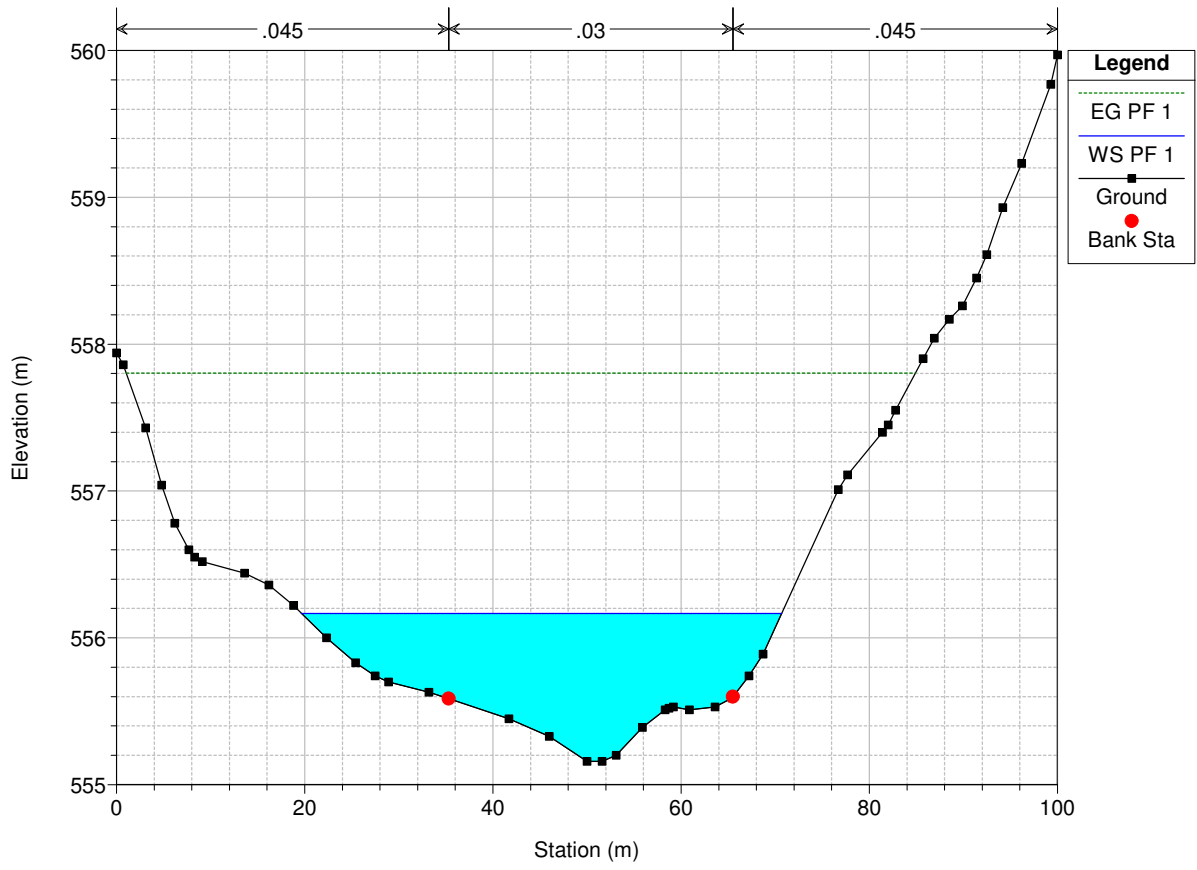
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



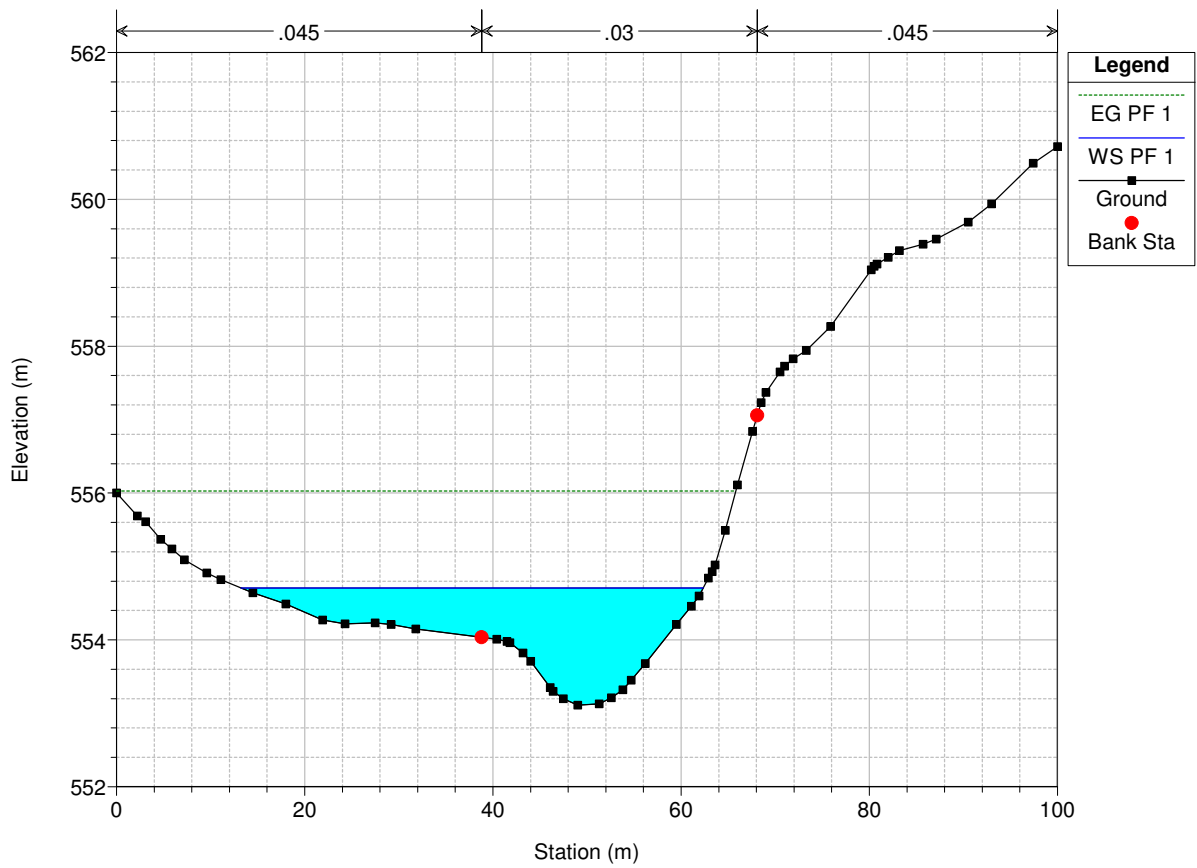
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



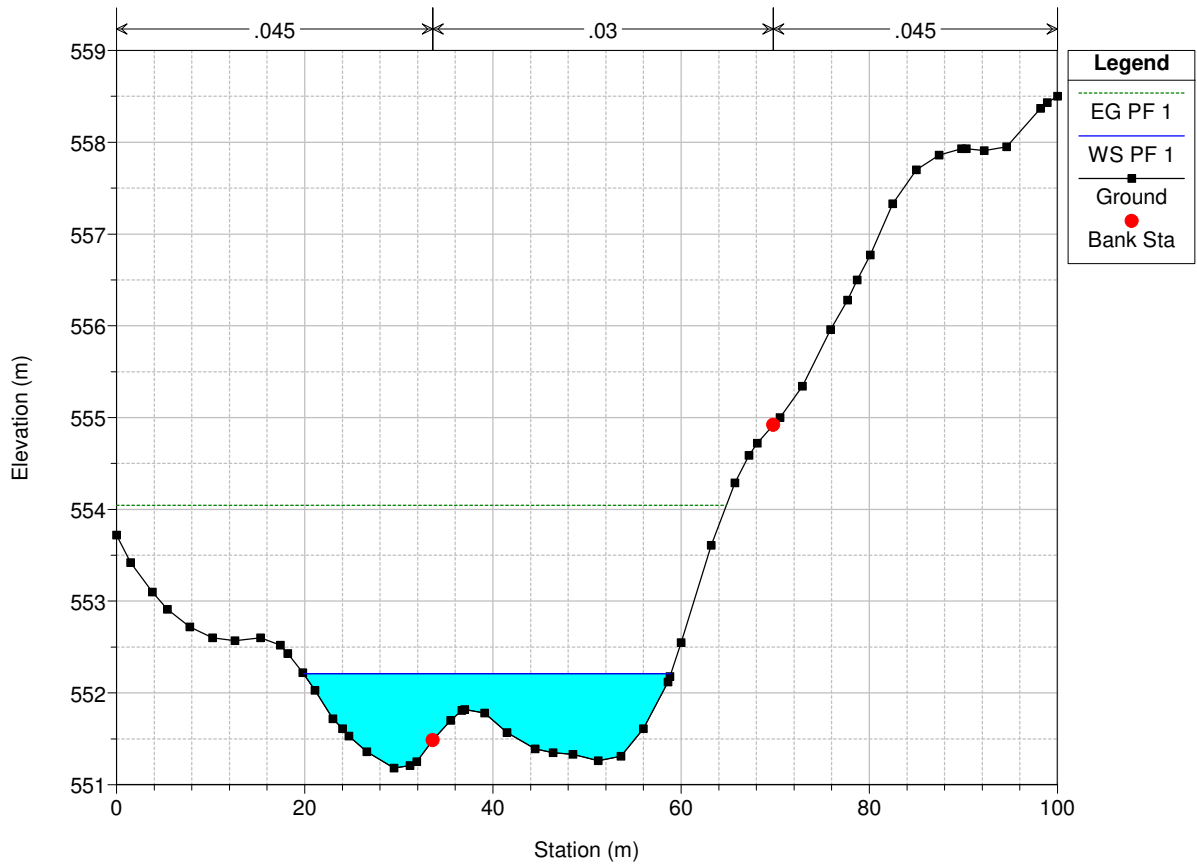
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



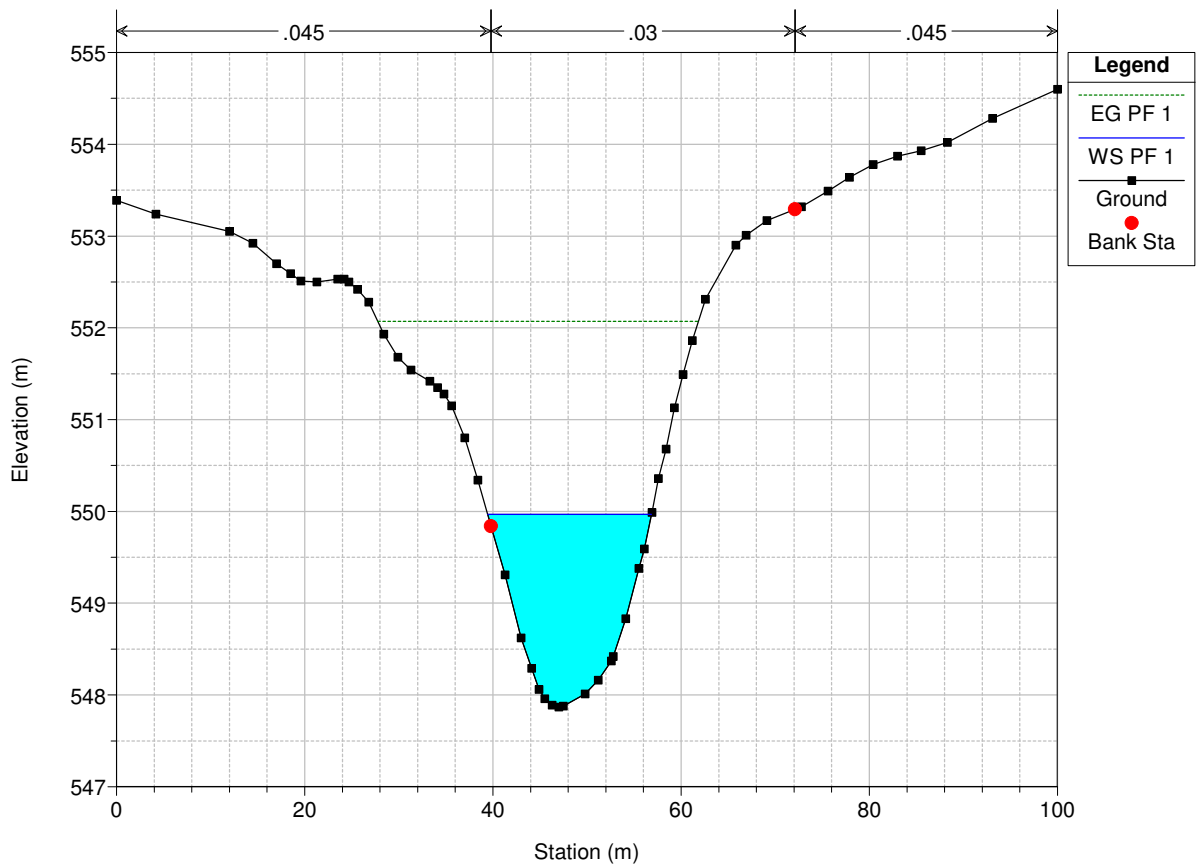
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



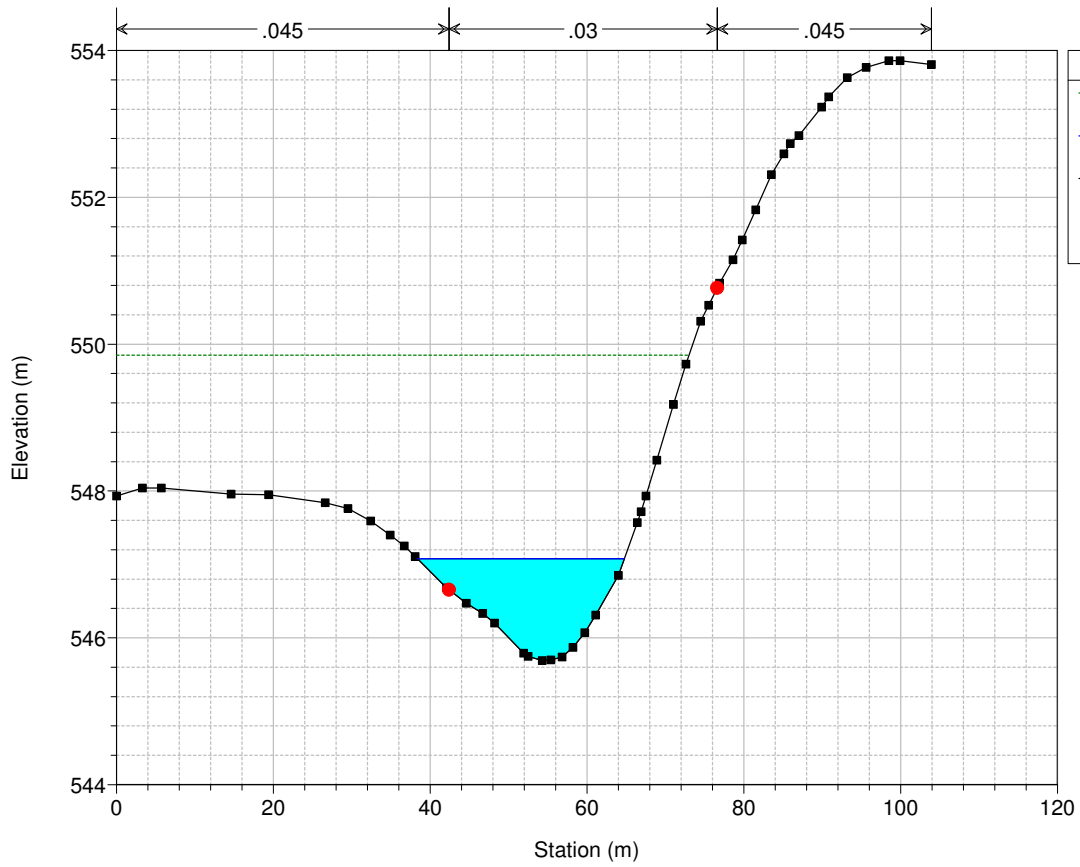
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



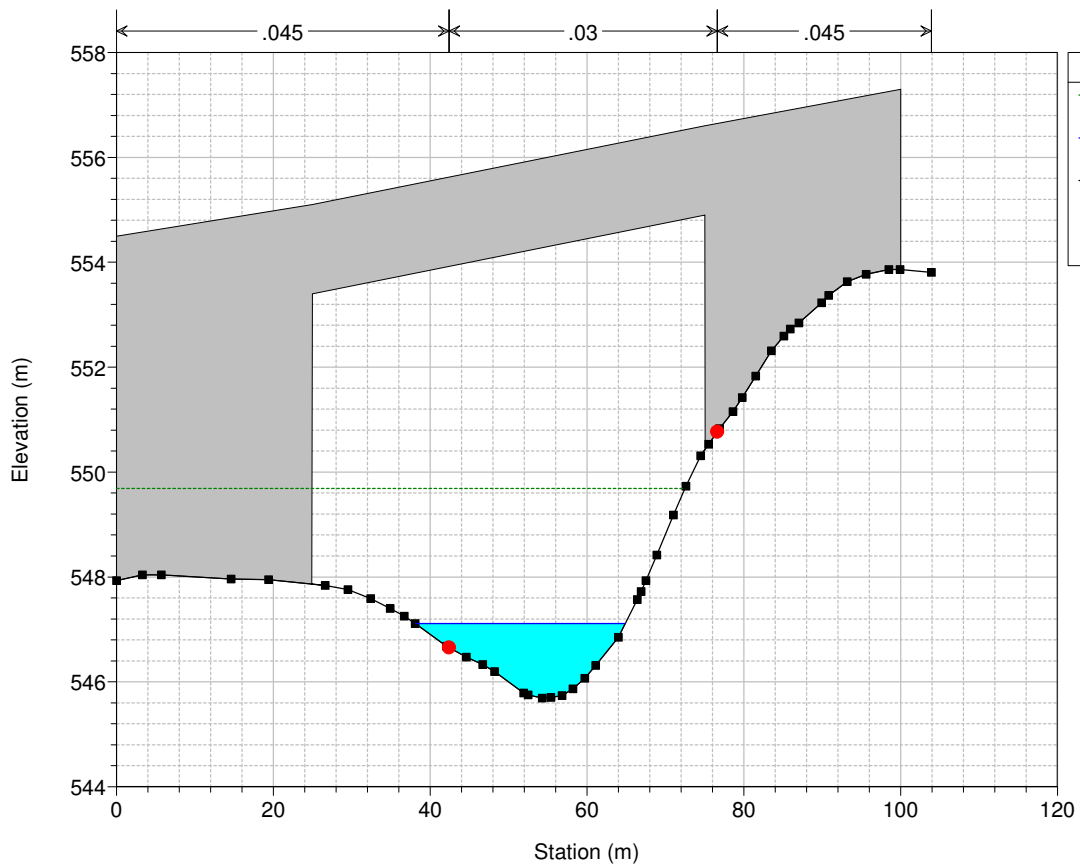
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



Legend

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

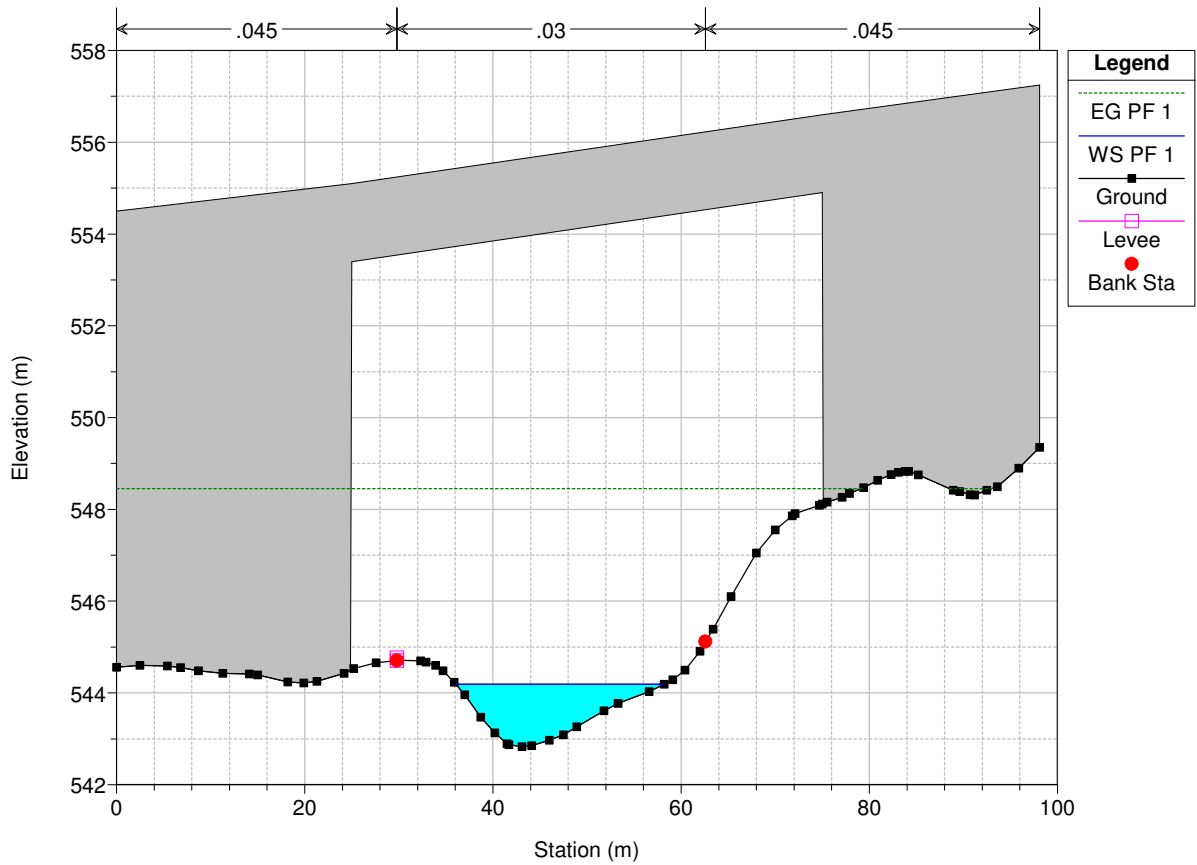
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



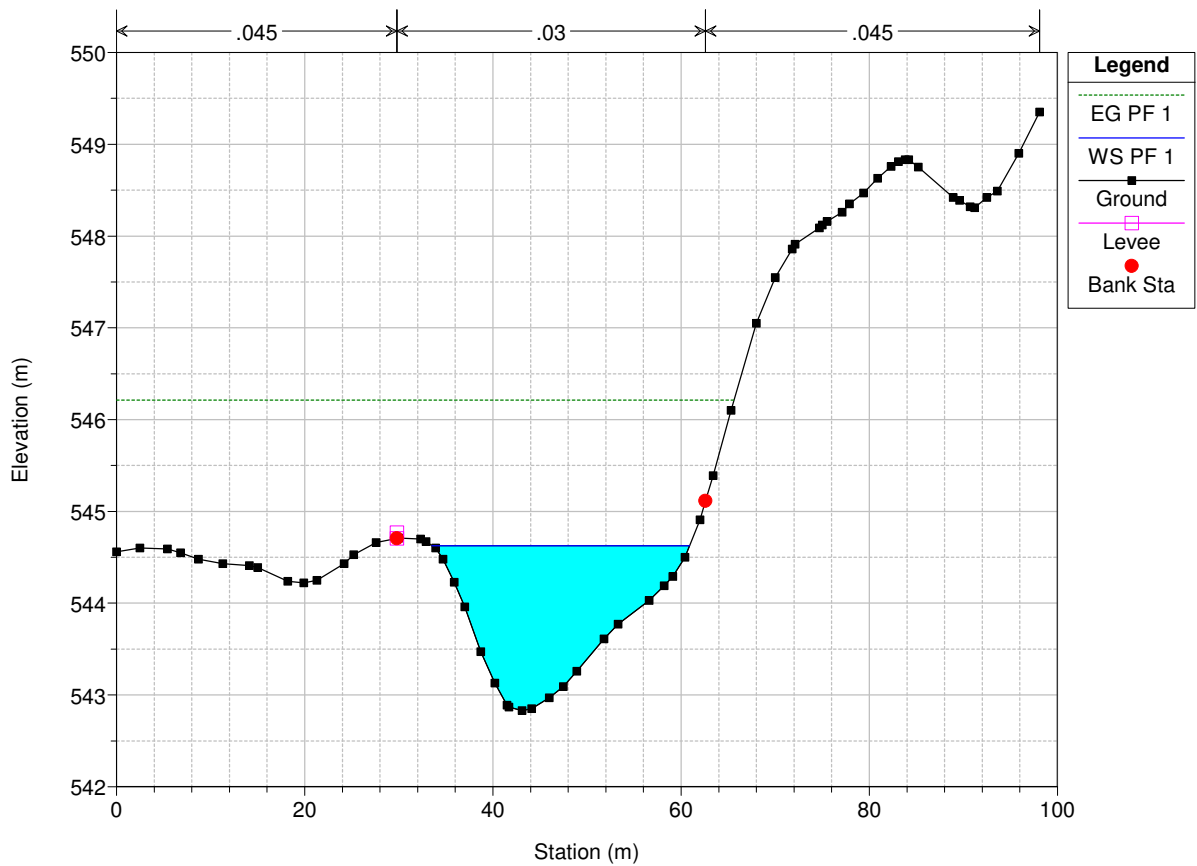
Legend

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

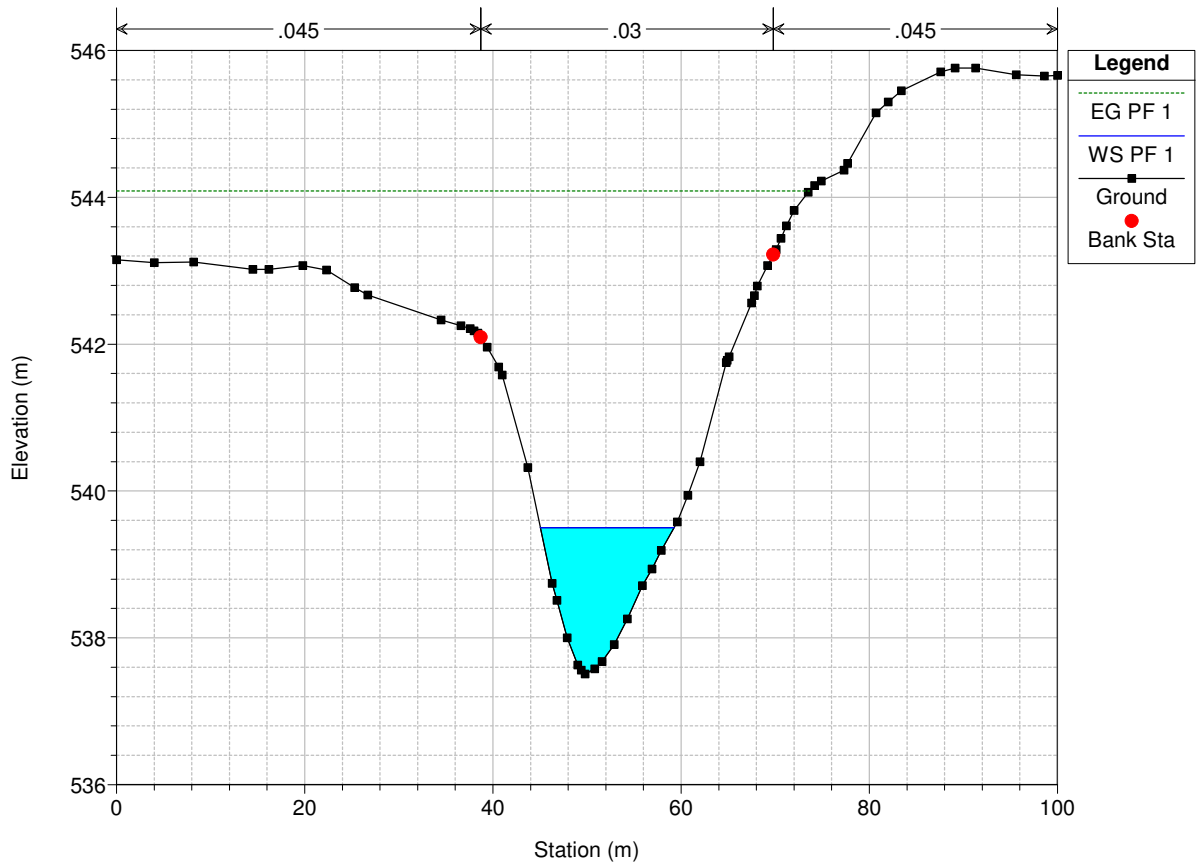
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



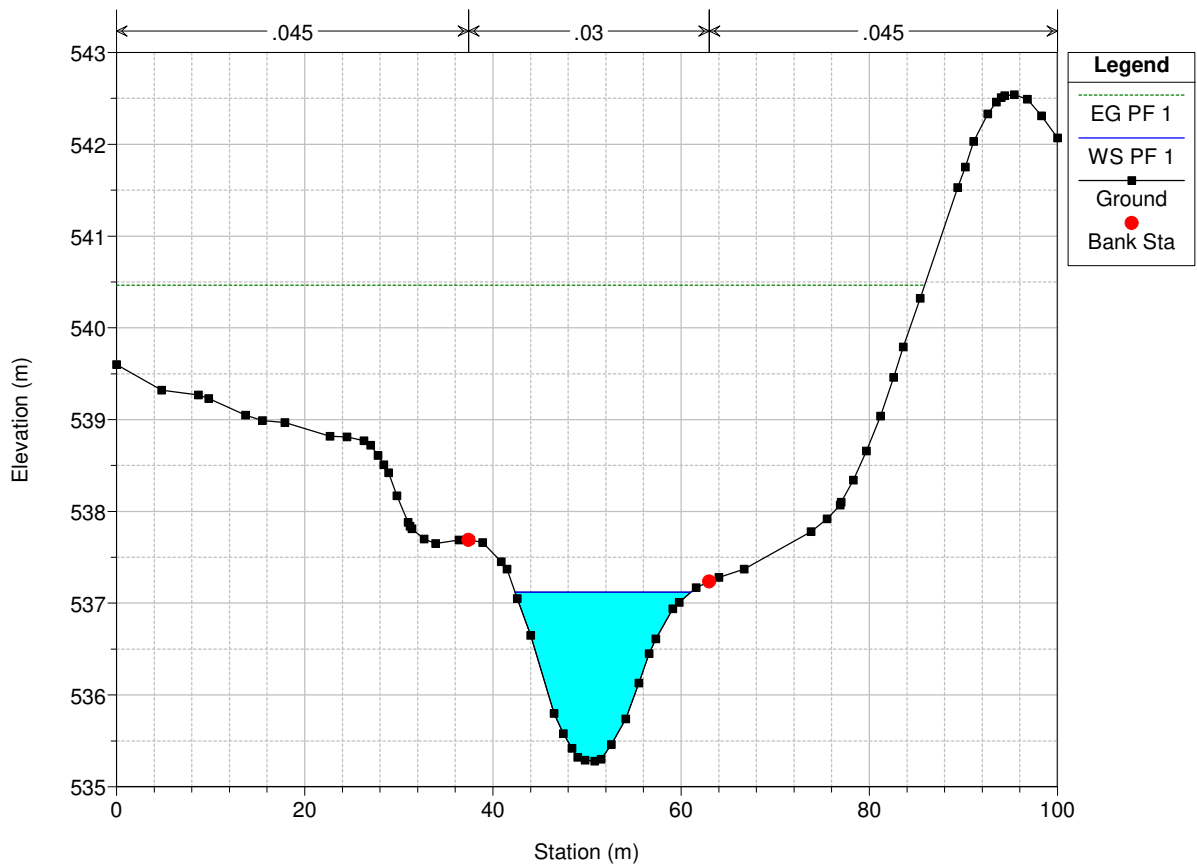
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



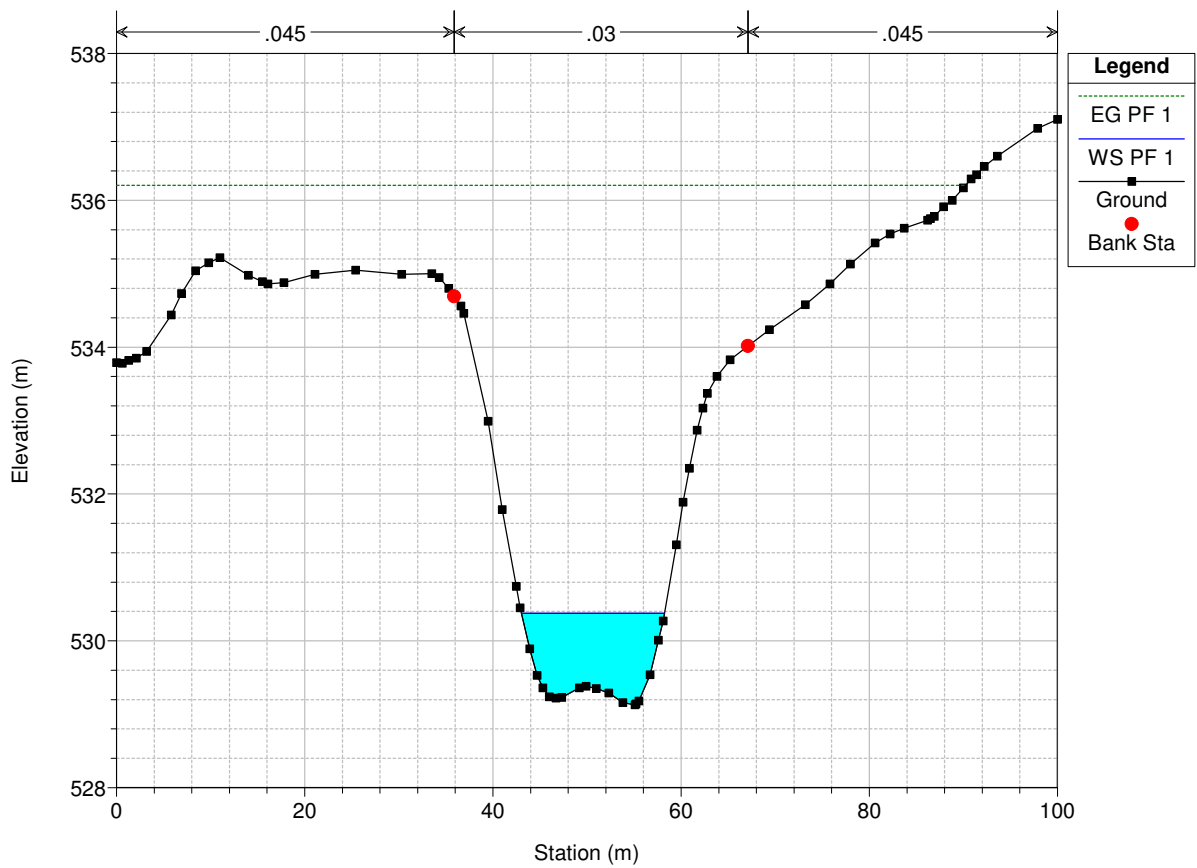
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



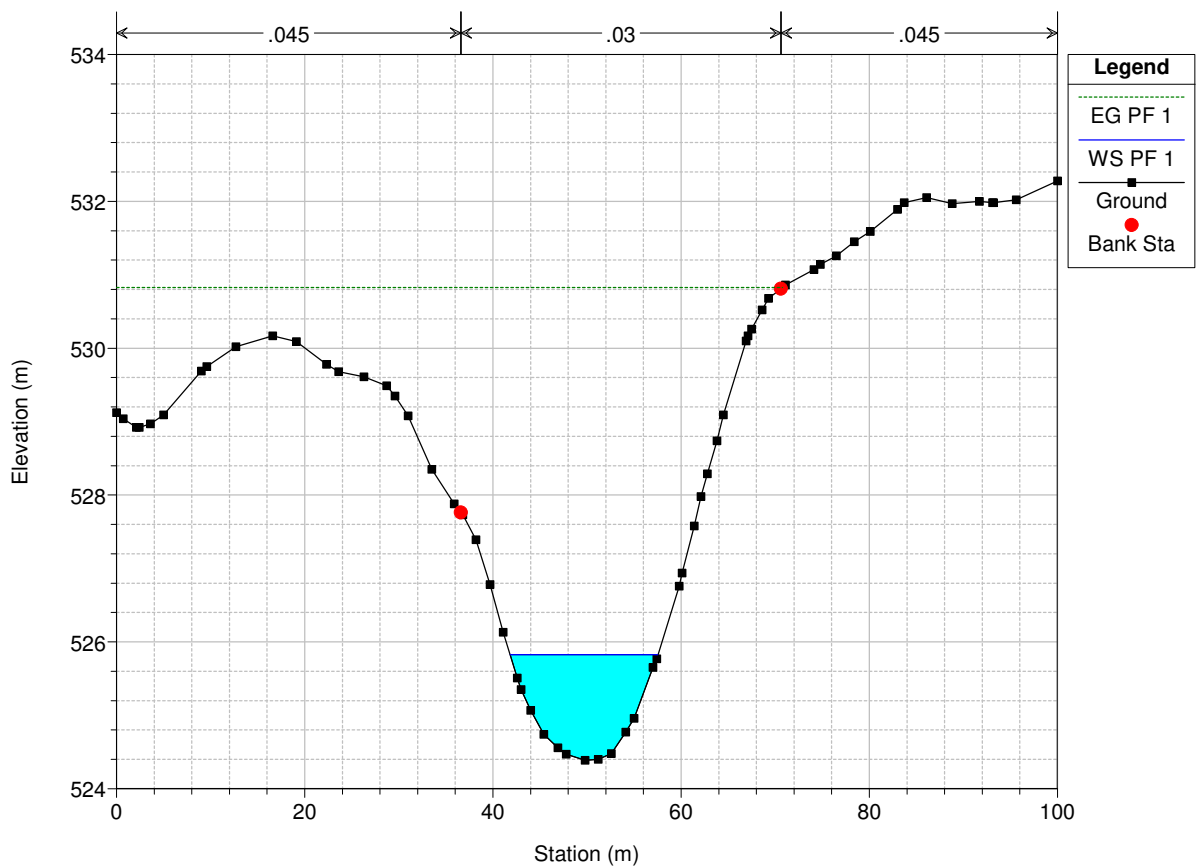
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



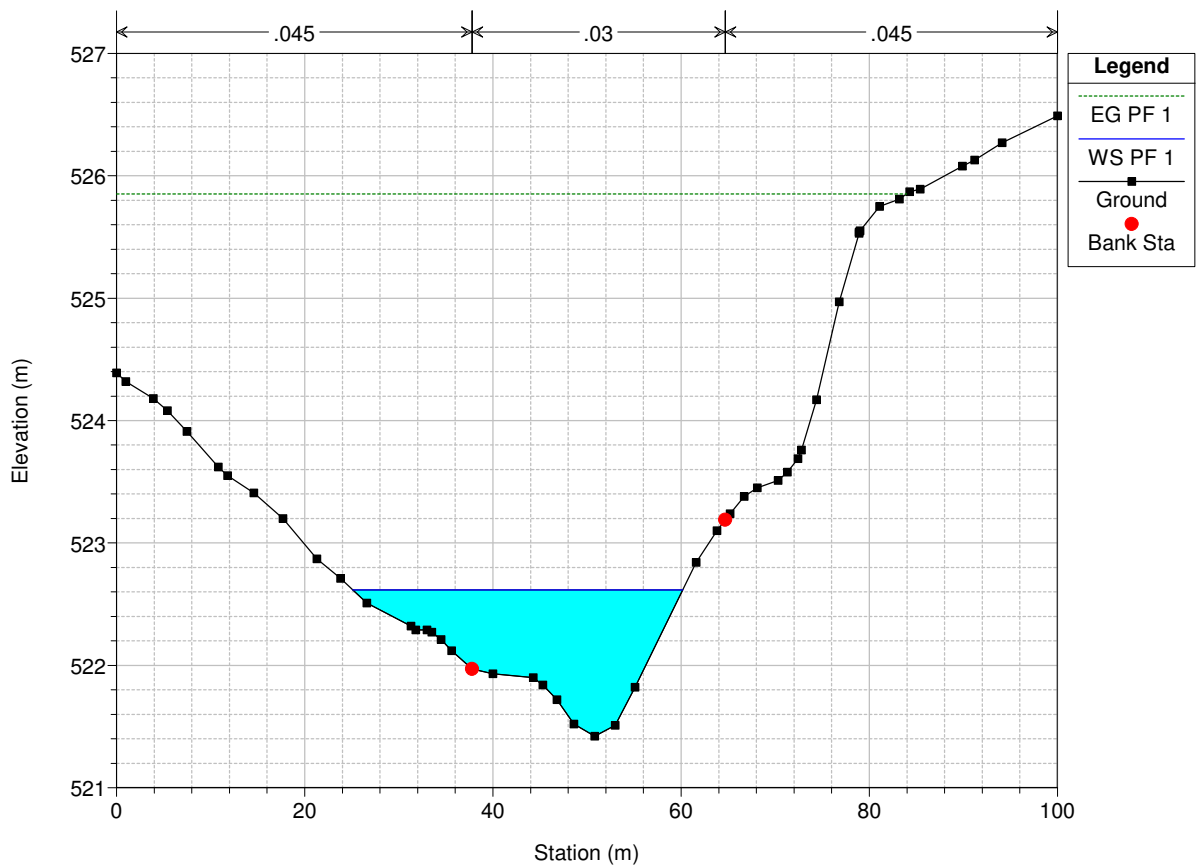
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



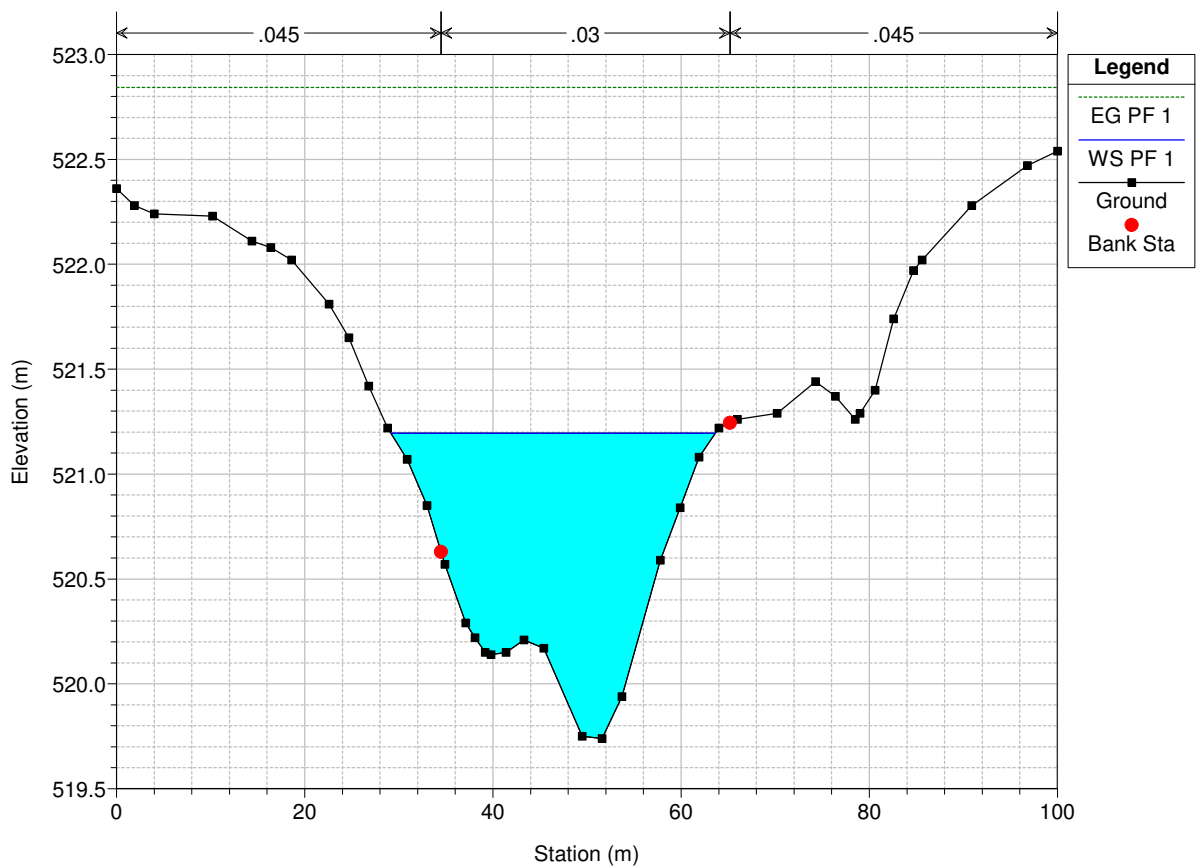
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



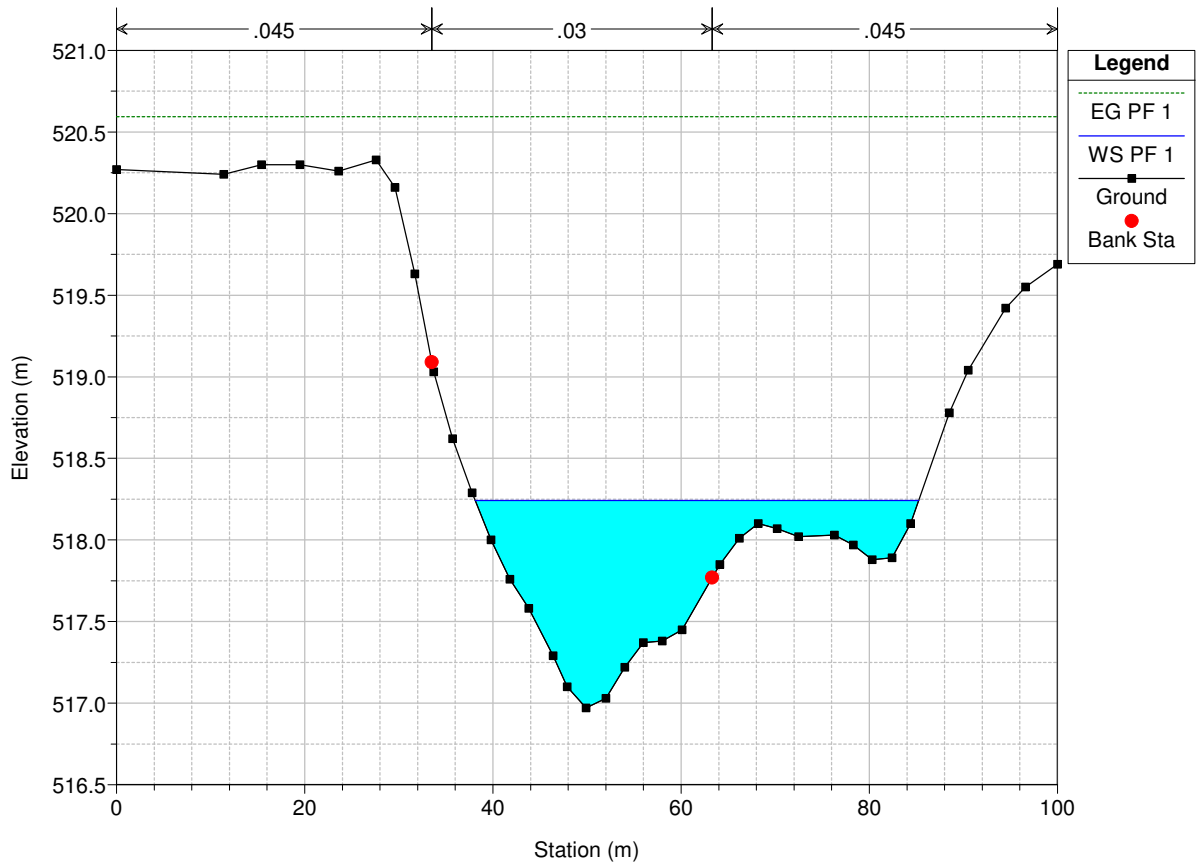
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



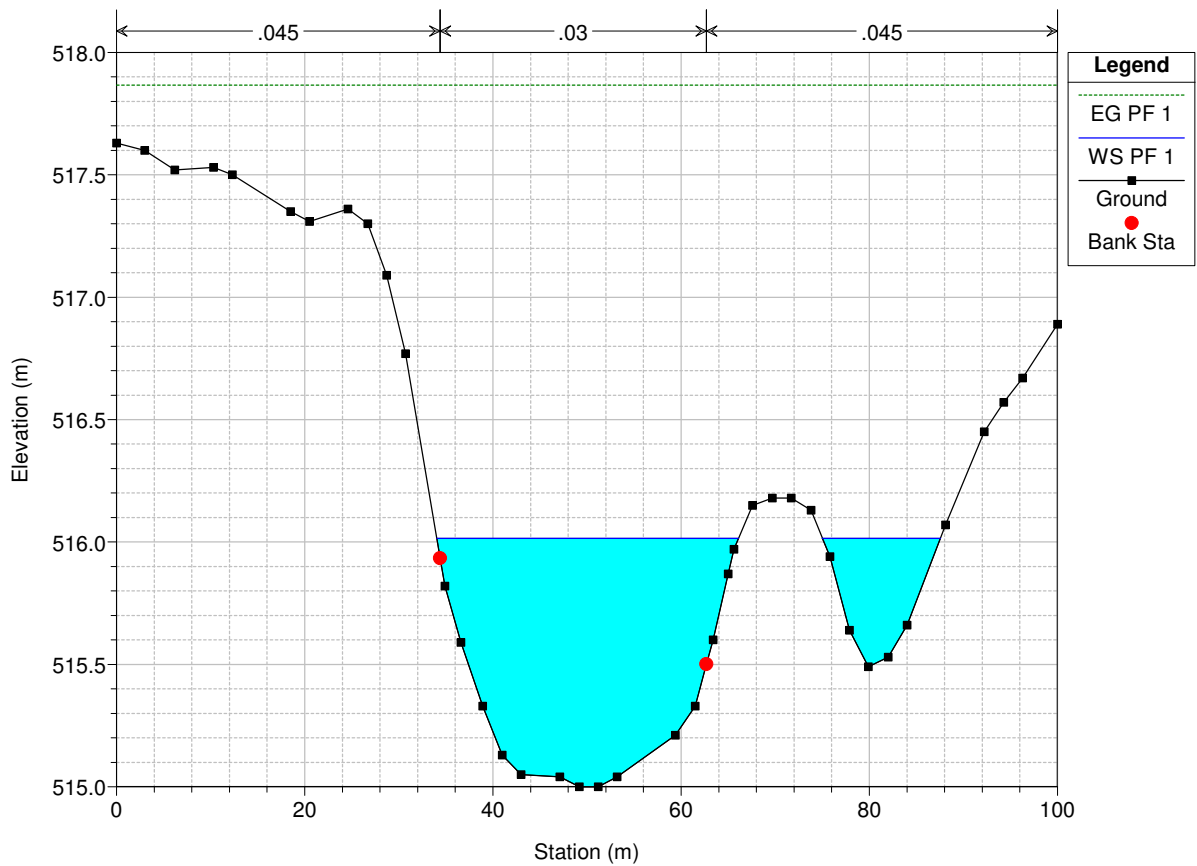
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



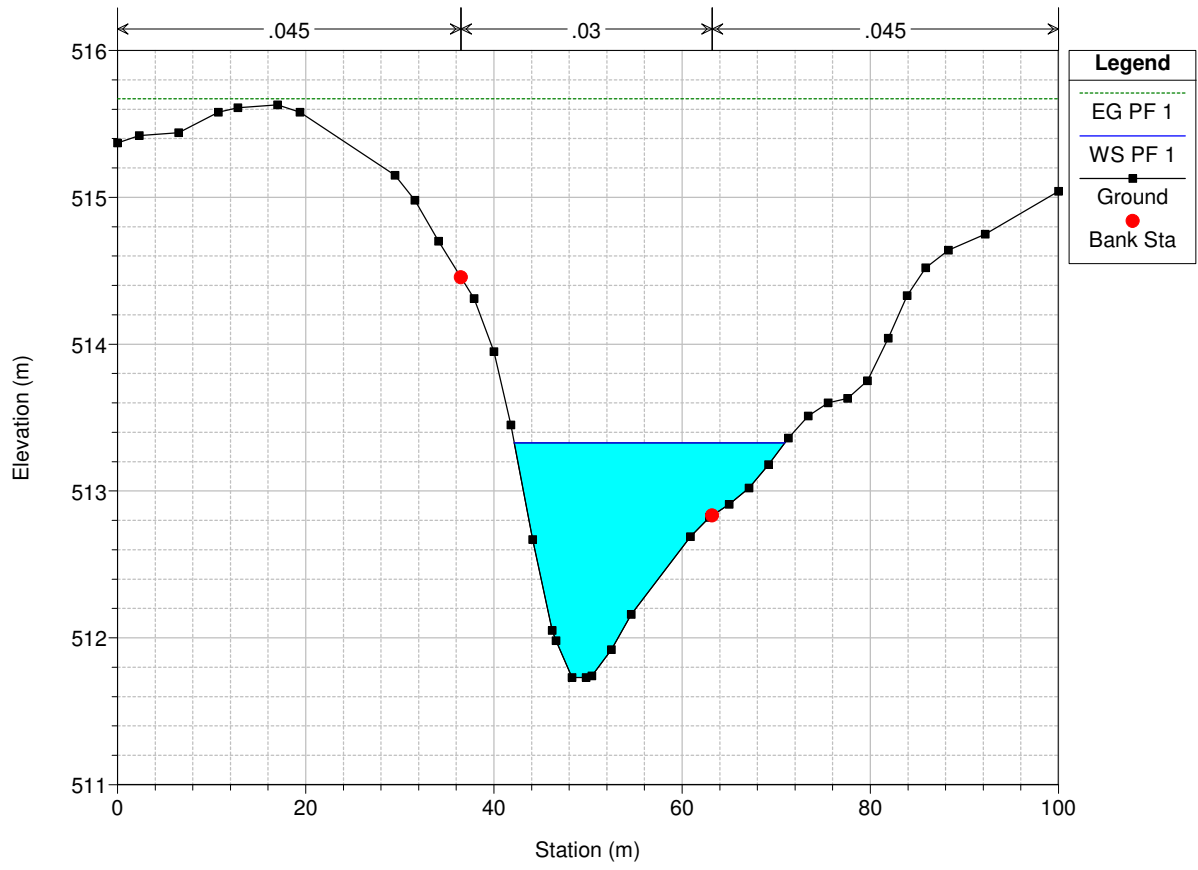
LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020

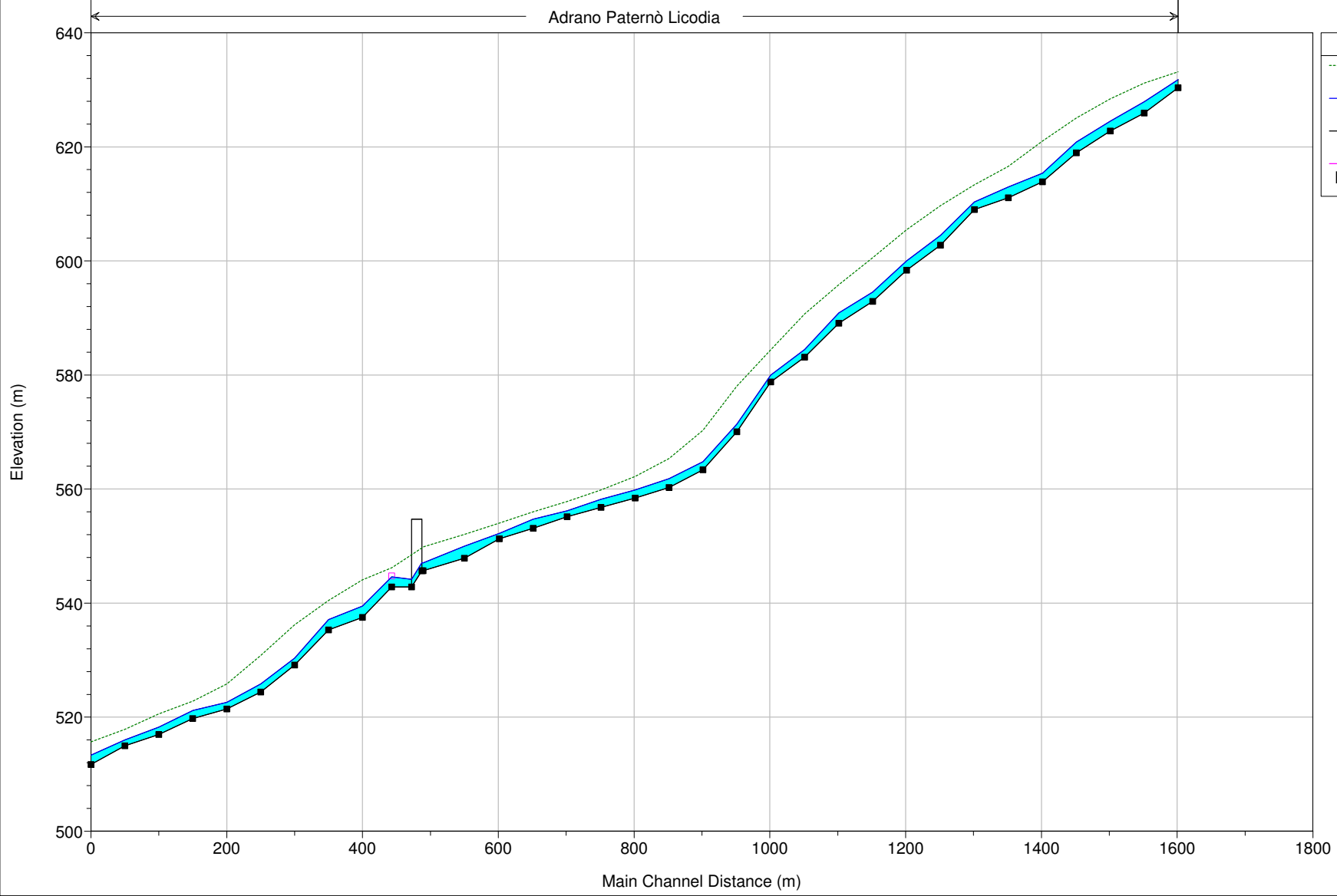


LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 06/11/2020



LicodiaAnte Plan: Ante Licodia 02/11/2020

Adrano Paternò Licodia



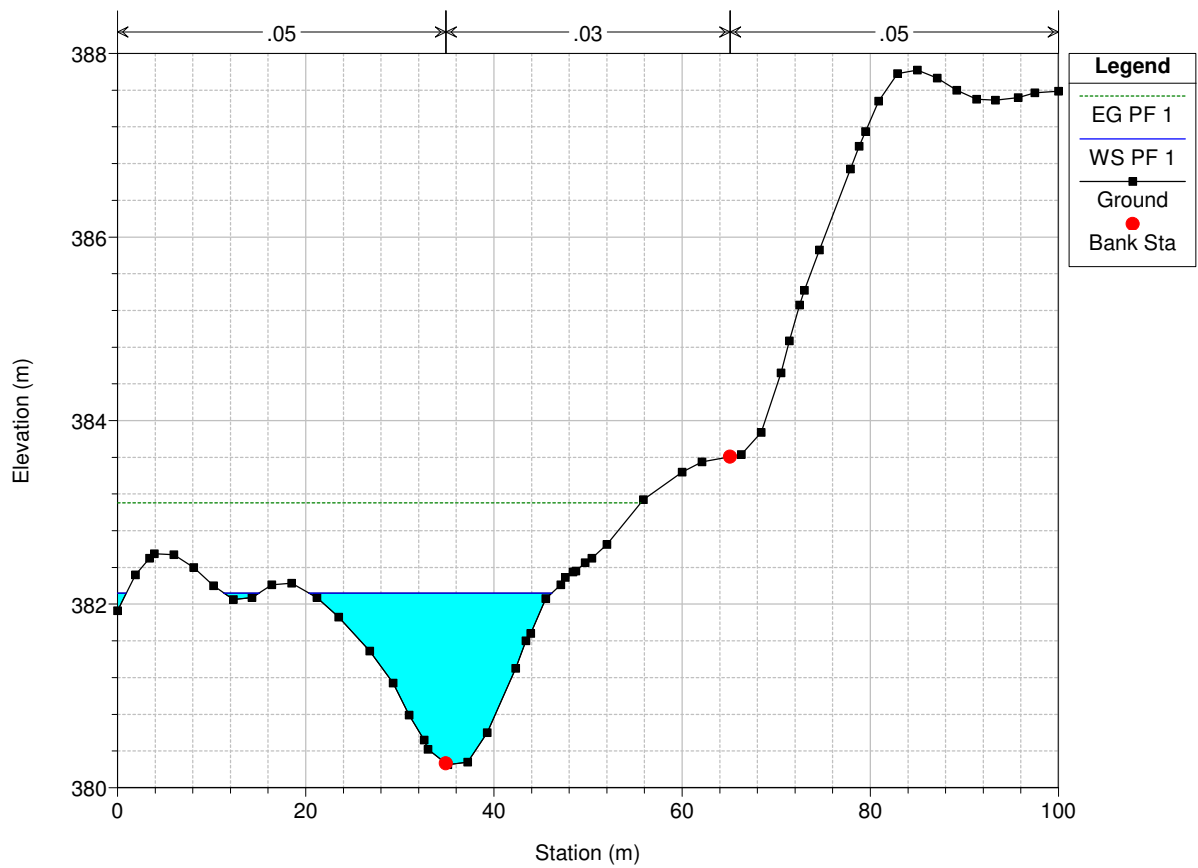
Legend

- EG PF 1
- WS PF 1
- Ground
- Left Levee

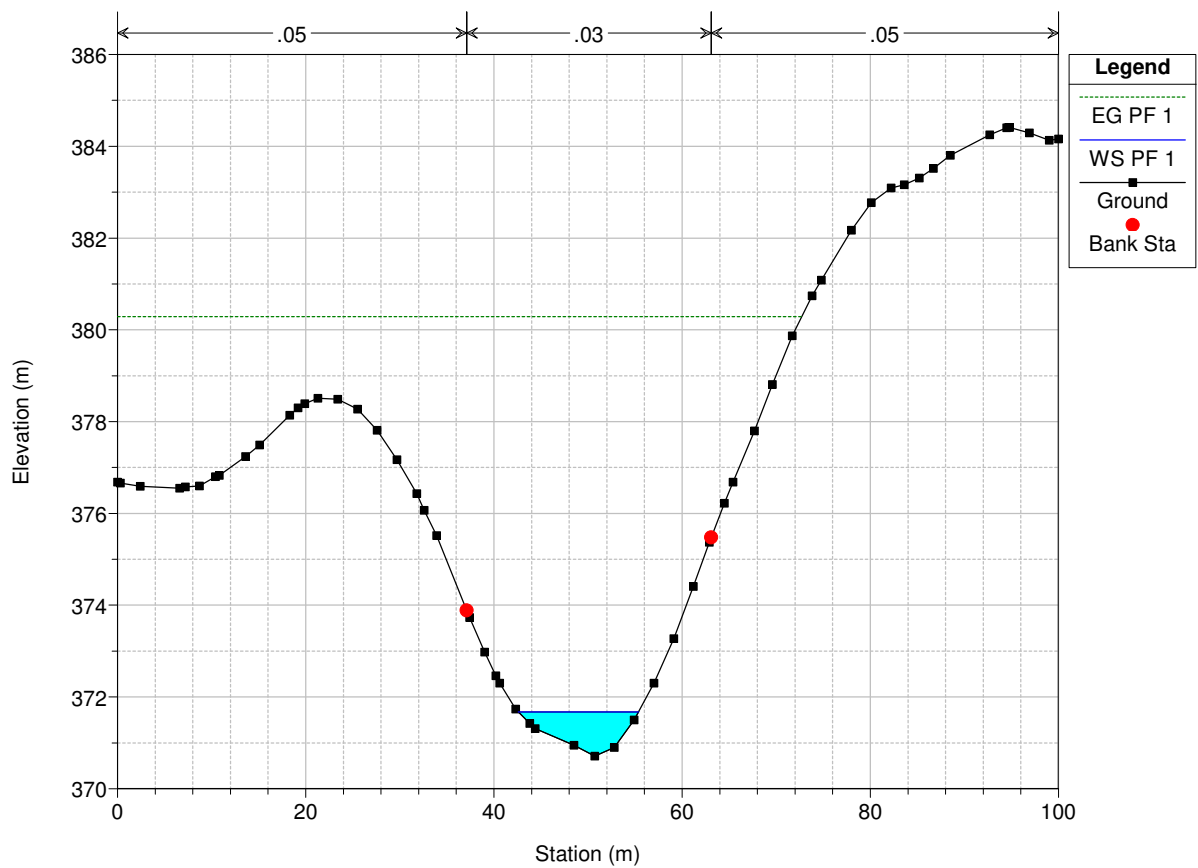
HEC-RAS Plan: Ante Licodia River: Adrano Patern? Reach: Licodia Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
Licodia	5418	PF 1	633.16	631.77	1.39	1.79	0.19		154.60		34.19
Licodia	5254	PF 1	631.19	627.91	3.28	2.70	0.07		150.78	3.82	17.44
Licodia	5090	PF 1	628.42	624.49	3.93	3.30	0.03		154.60		17.17
Licodia	4926	PF 1	625.09	620.86	4.23	3.90	0.14		154.60		14.32
Licodia	4762	PF 1	621.05	615.38	5.66	3.85	0.62		154.60		14.12
Licodia	4598	PF 1	616.57	612.98	3.60	3.04	0.18		154.60		17.34
Licodia	4434	PF 1	613.35	610.36	3.00	3.45	0.22		154.60		21.95
Licodia	4270	PF 1	609.69	604.50	5.19	4.19	0.03		154.60		13.16
Licodia	4106	PF 1	605.47	600.02	5.45	4.82	0.06		154.60		13.41
Licodia	3942	PF 1	600.59	594.54	6.05	4.42	0.33		154.60		13.49
Licodia	3778	PF 1	595.84	590.88	4.96	4.97	0.13		154.60		13.34
Licodia	3614	PF 1	590.74	584.48	6.26	5.77	0.55		154.60		16.17
Licodia	3450	PF 1	584.42	579.99	4.43	6.11	0.23	2.71	151.89		23.74
Licodia	3286	PF 1	578.08	571.37	6.71	7.40	0.35	0.21	154.39		17.39
Licodia	3122	PF 1	570.33	564.80	5.53	4.37	0.59		154.60		19.04
Licodia	2958	PF 1	565.37	561.81	3.55	2.79	0.35		154.60		17.44
Licodia	2793	PF 1	562.23	559.84	2.38	2.16	0.22	0.66	153.94		28.35
Licodia	2629	PF 1	559.84	558.20	1.65	2.04	0.00	22.77	131.83		40.76
Licodia	2465	PF 1	557.80	556.17	1.64	1.68	0.10	14.04	136.93	3.63	51.00
Licodia	2301	PF 1	556.03	554.71	1.32	1.93	0.05	22.18	132.42		49.12
Licodia	2138	PF 1	554.05	552.21	1.83	1.95	0.03	43.95	110.65		39.04
Licodia	1968	PF 1	552.07	549.97	2.10	2.15	0.07	0.01	154.59		17.41
Licodia	1769	PF 1	549.85	547.08	2.77	0.11	0.06	1.60	153.00		26.36
Licodia	1650		Bridge								
Licodia	1618	PF 1	546.21	544.63	1.58	1.82	0.30		154.60		27.40
Licodia	1476	PF 1	544.09	539.50	4.59	3.25	0.37		154.60		14.21
Licodia	1312	PF 1	540.47	537.12	3.35	4.02	0.25		154.60		18.66
Licodia	1148	PF 1	536.20	530.37	5.83	5.13	0.25		154.60		15.20
Licodia	984	PF 1	530.83	525.83	5.00	4.45	0.53		154.60		15.70
Licodia	820	PF 1	525.85	522.62	3.23	2.53	0.48	11.50	143.10		35.09
Licodia	656	PF 1	522.84	521.20	1.65	2.18	0.07	2.02	152.58		34.49
Licodia	492	PF 1	520.59	518.24	2.35	2.58	0.15		143.23	11.37	47.12
Licodia	328	PF 1	517.87	516.02	1.85	2.15	0.05	0.01	144.47	10.13	44.62
Licodia	164	PF 1	515.67	513.33	2.34				150.35	4.25	28.77

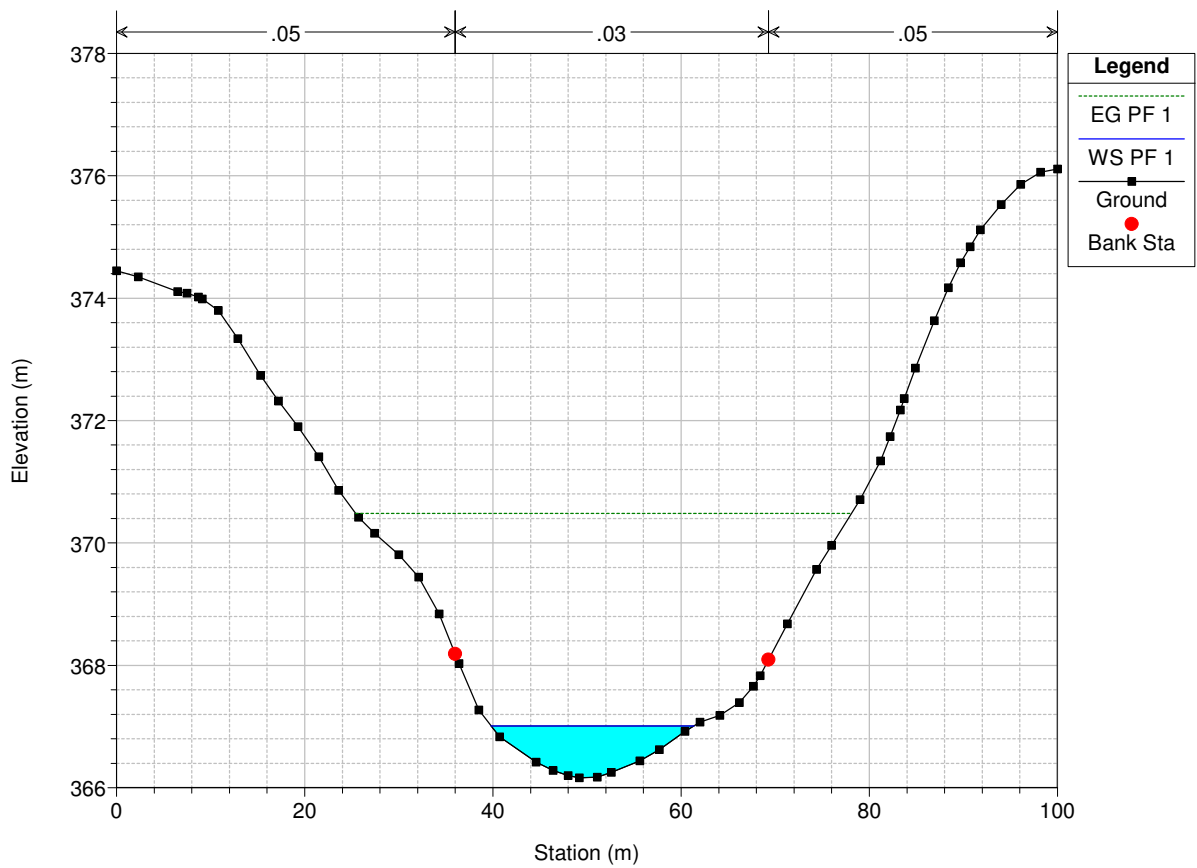
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



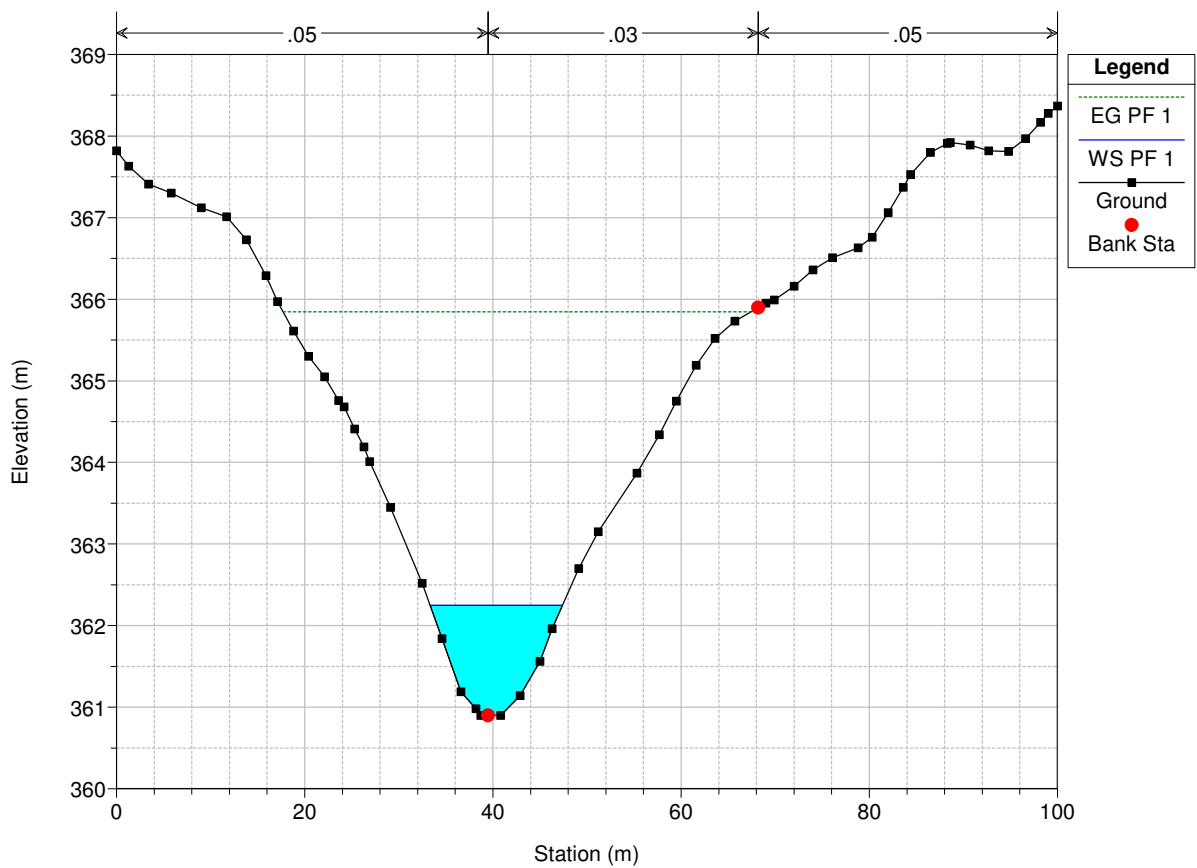
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



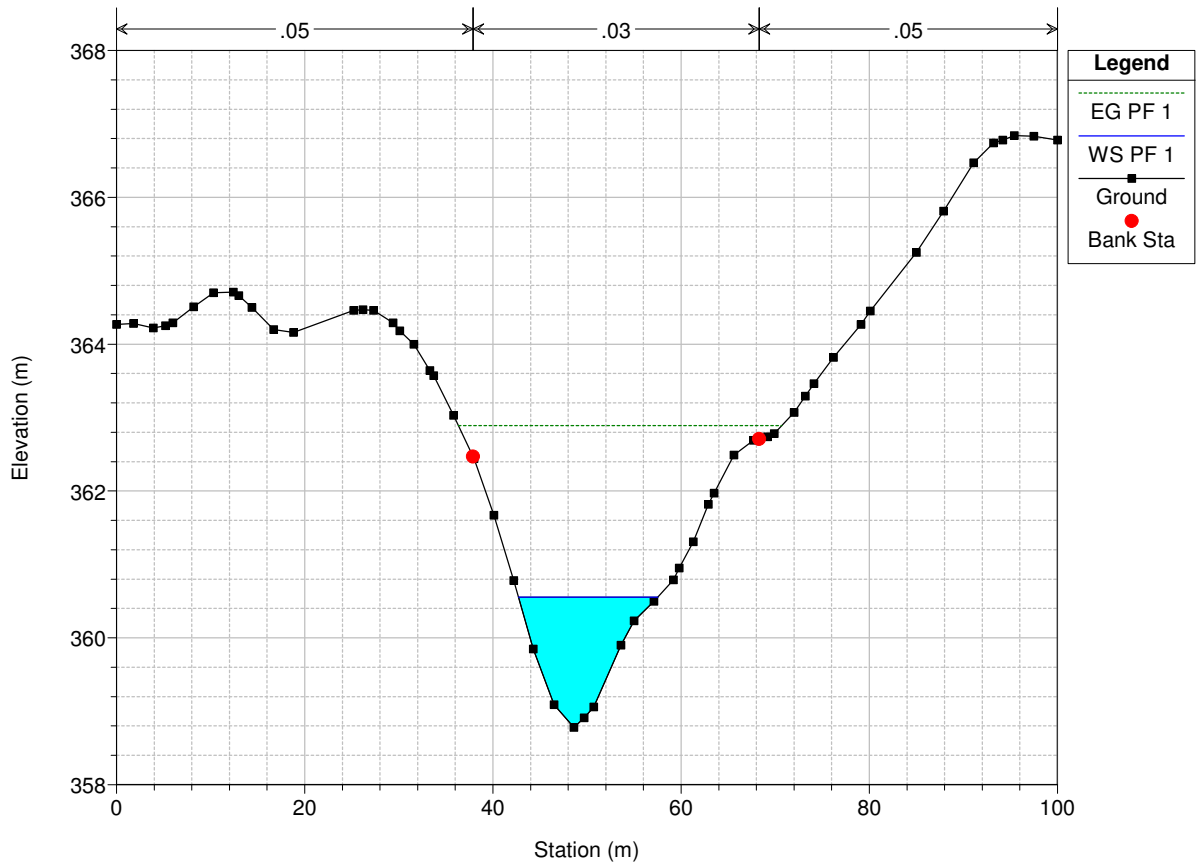
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



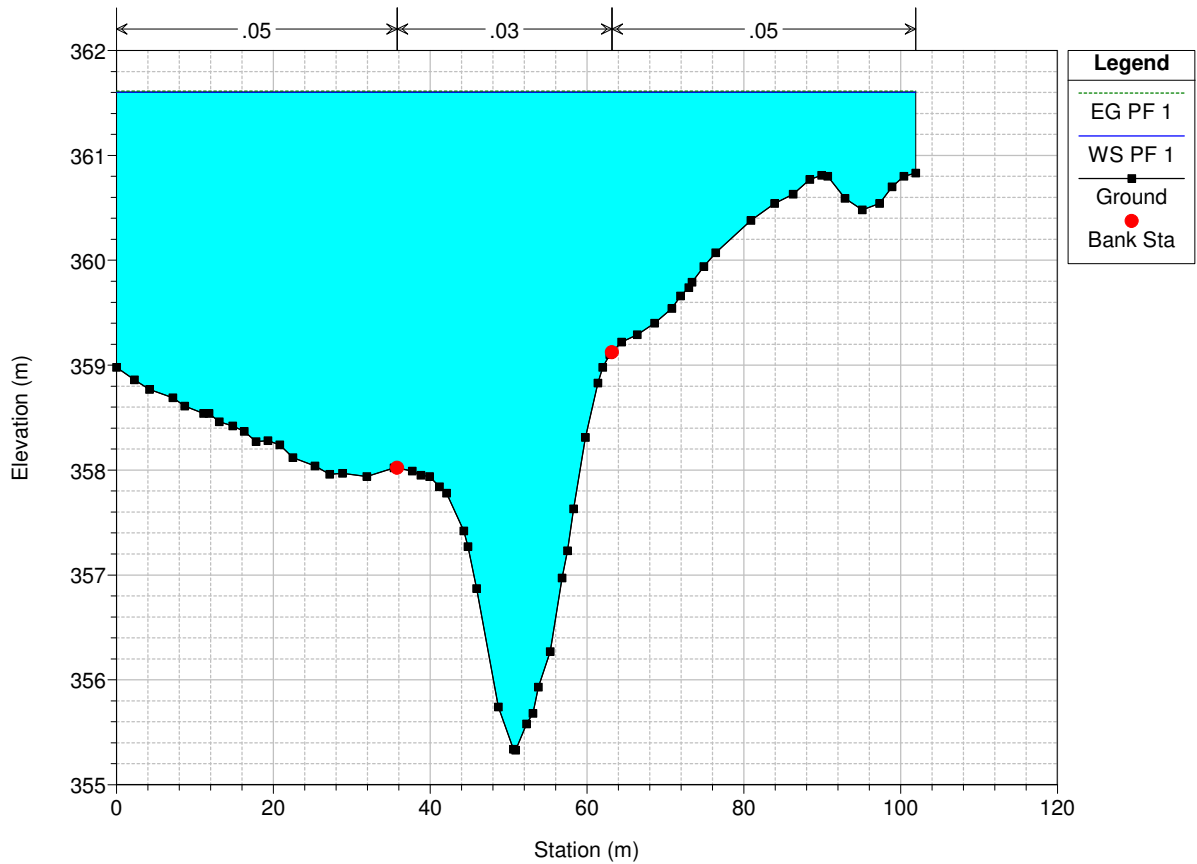
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



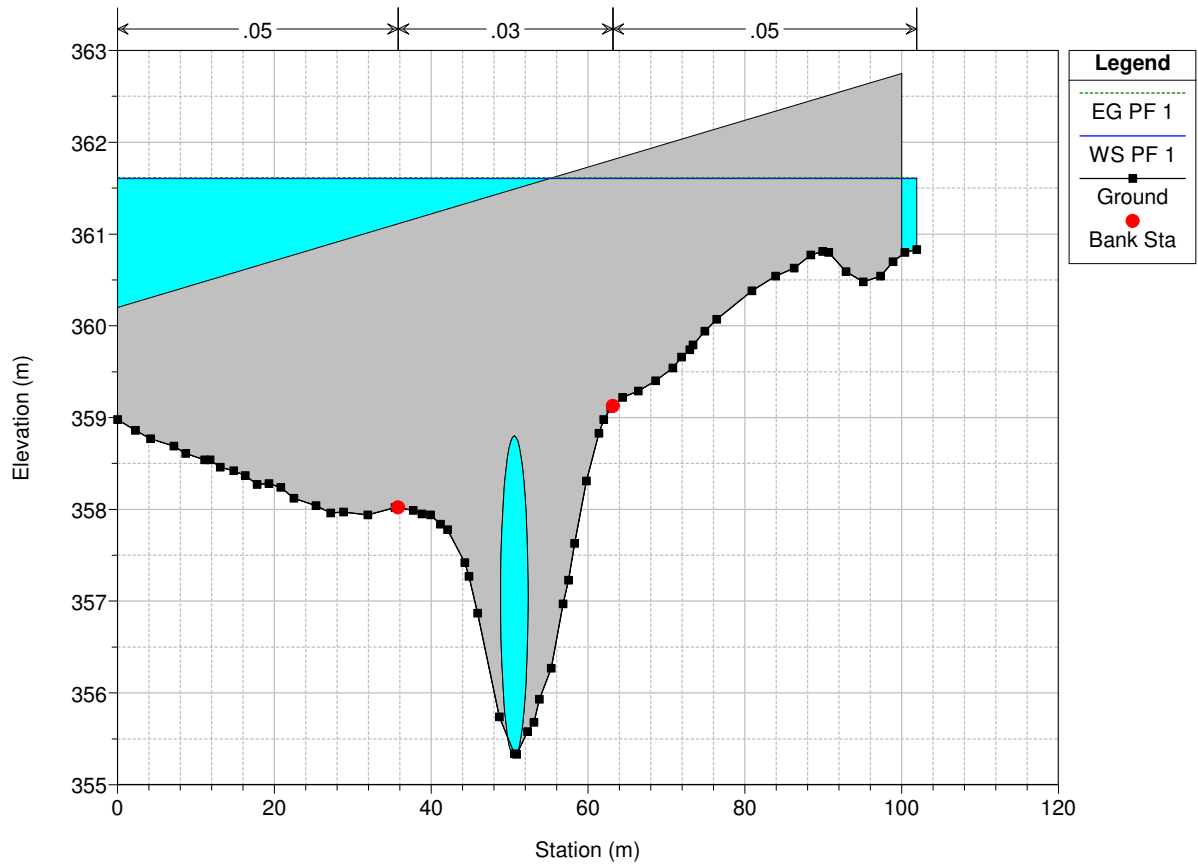
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



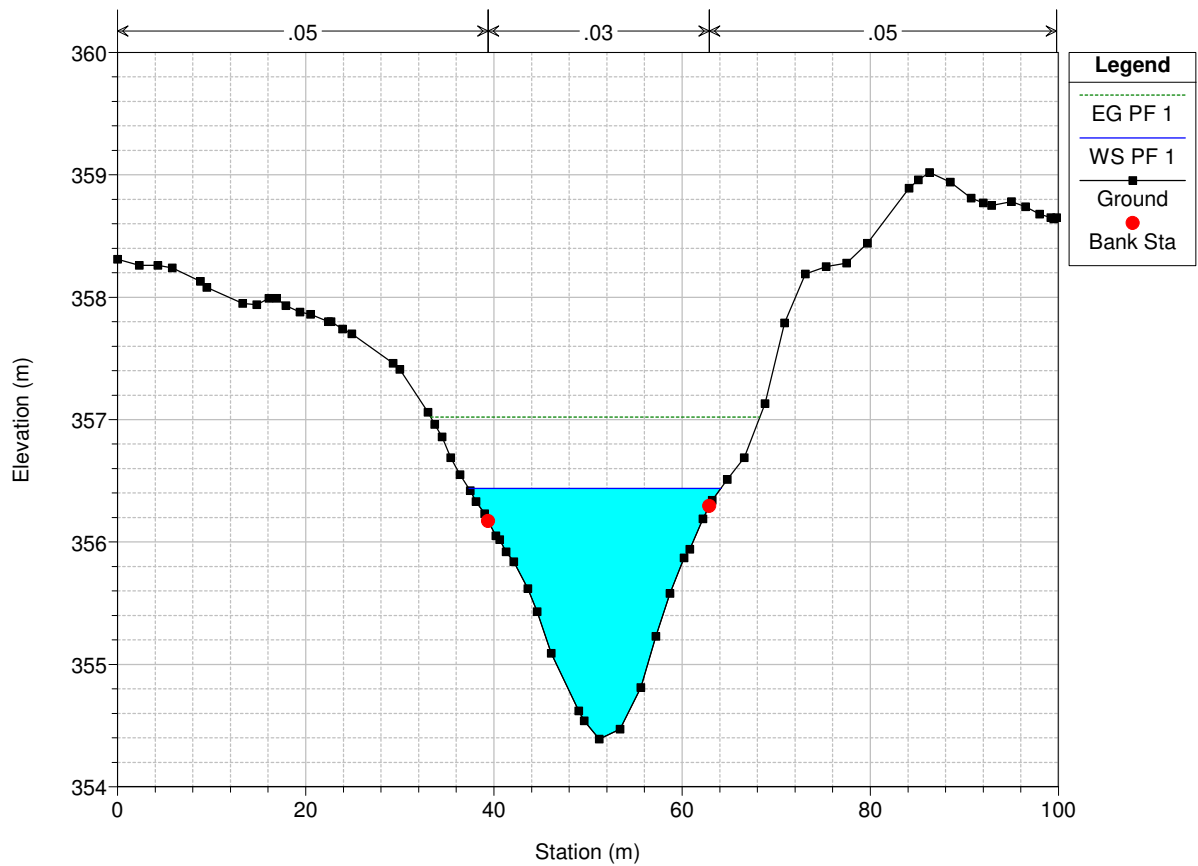
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



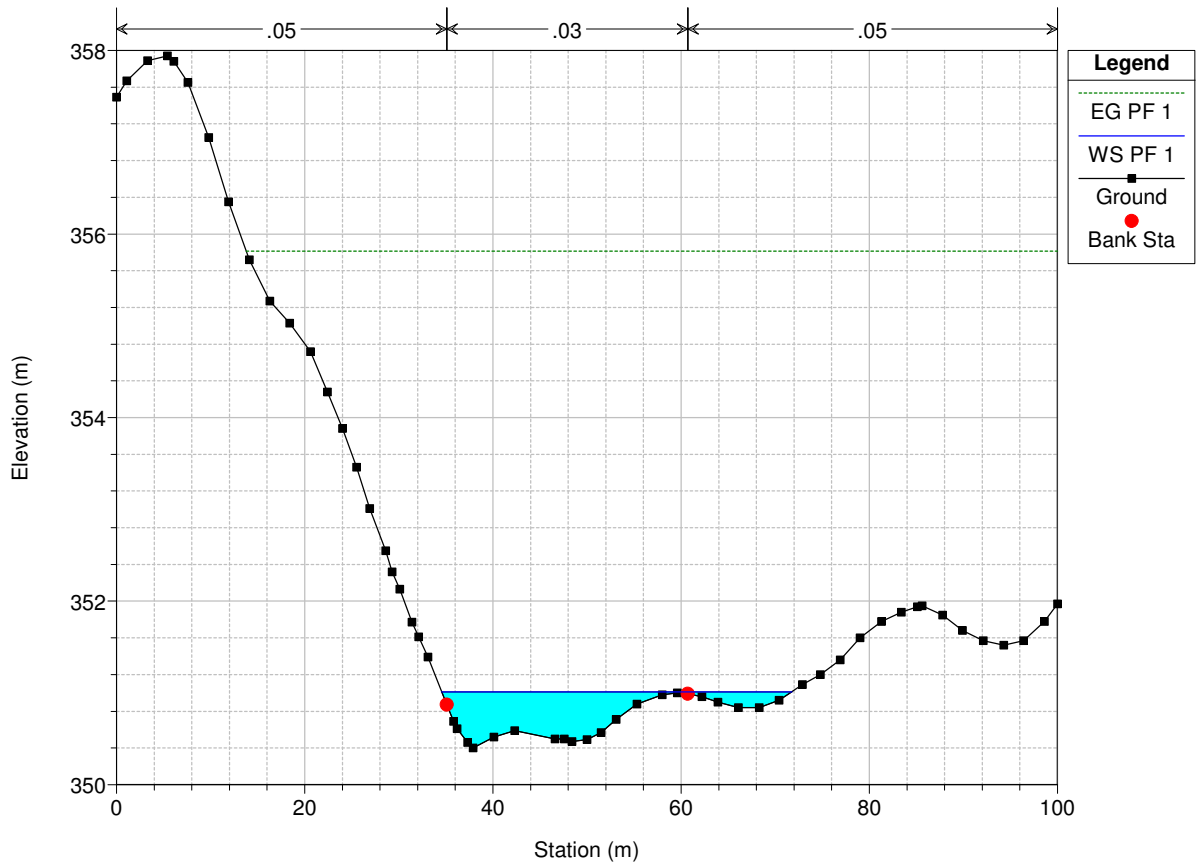
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



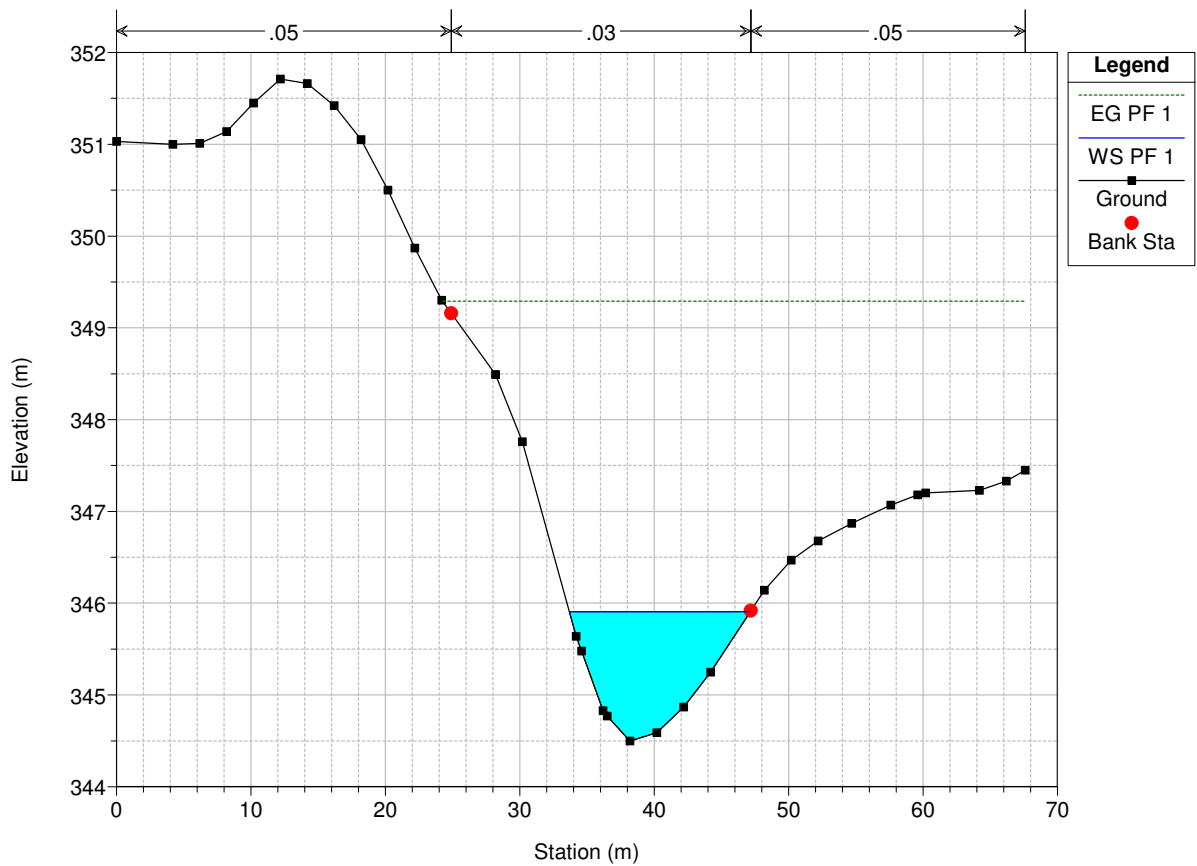
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



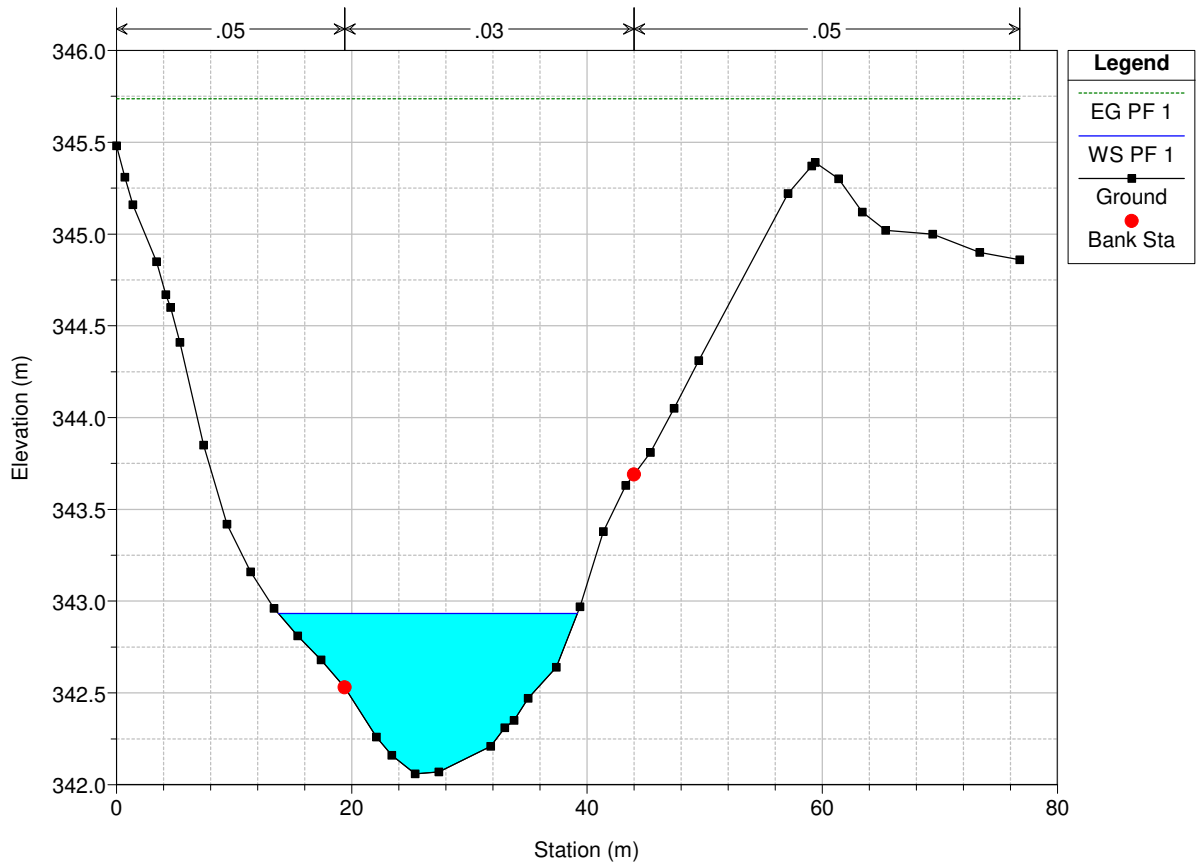
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



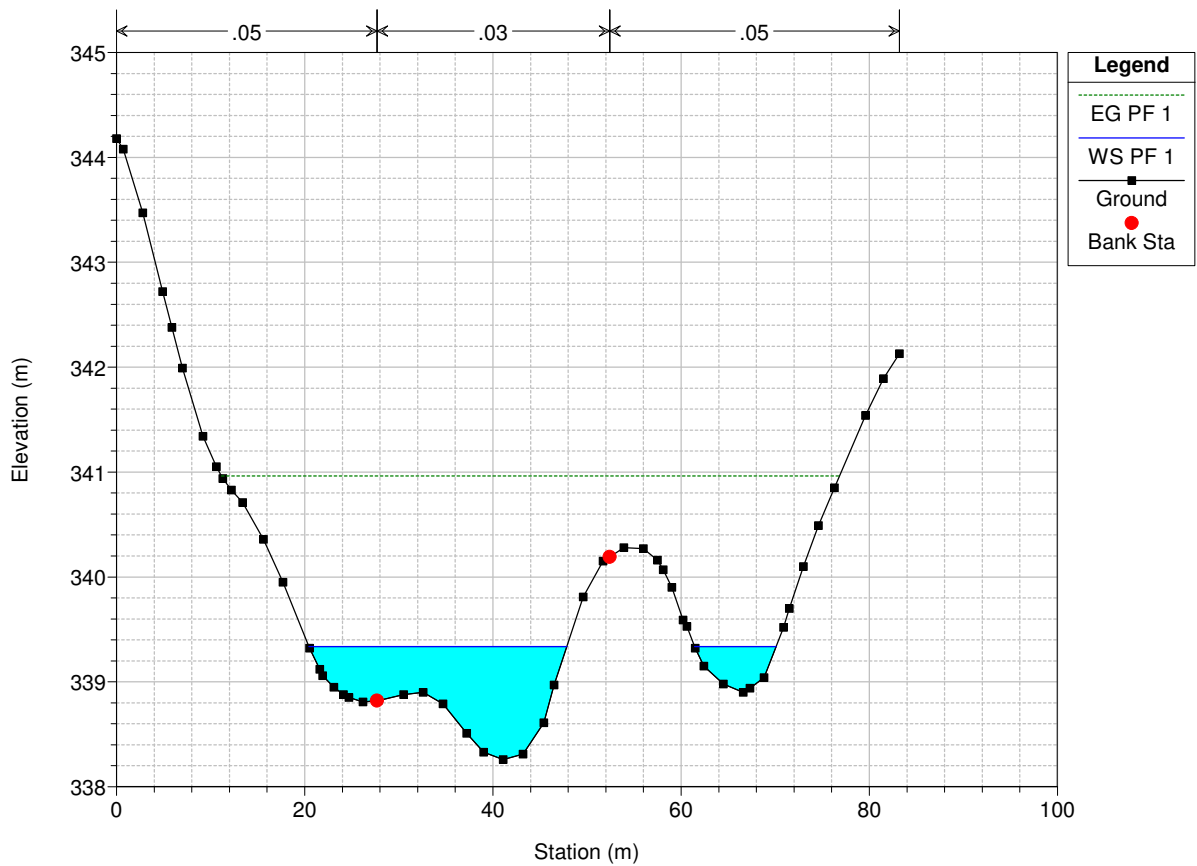
ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020

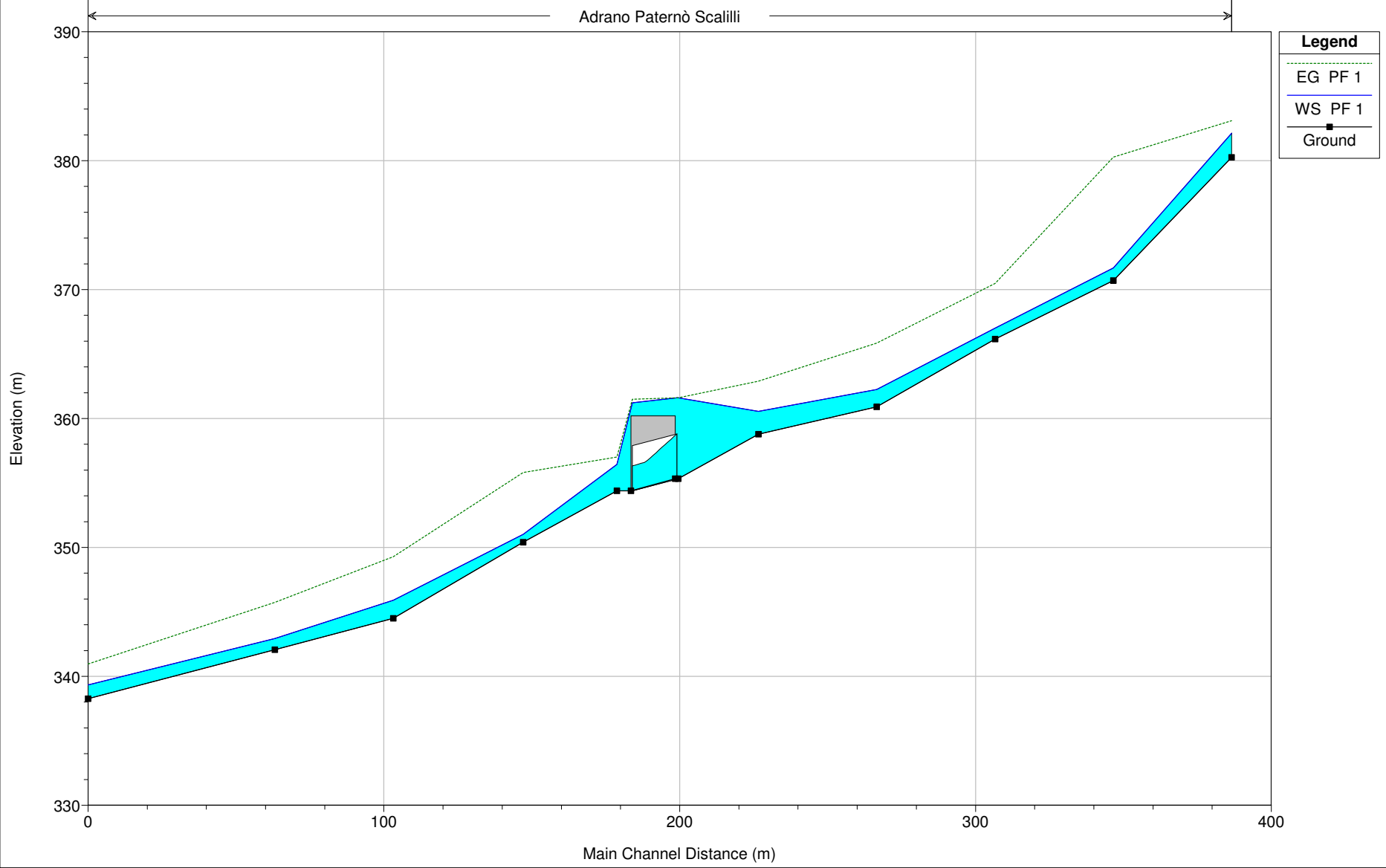


ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020



ScalilliAnteOperam30ott Plan: Scalilli Ante 02/11/2020

Adrano Paternò Scalilli

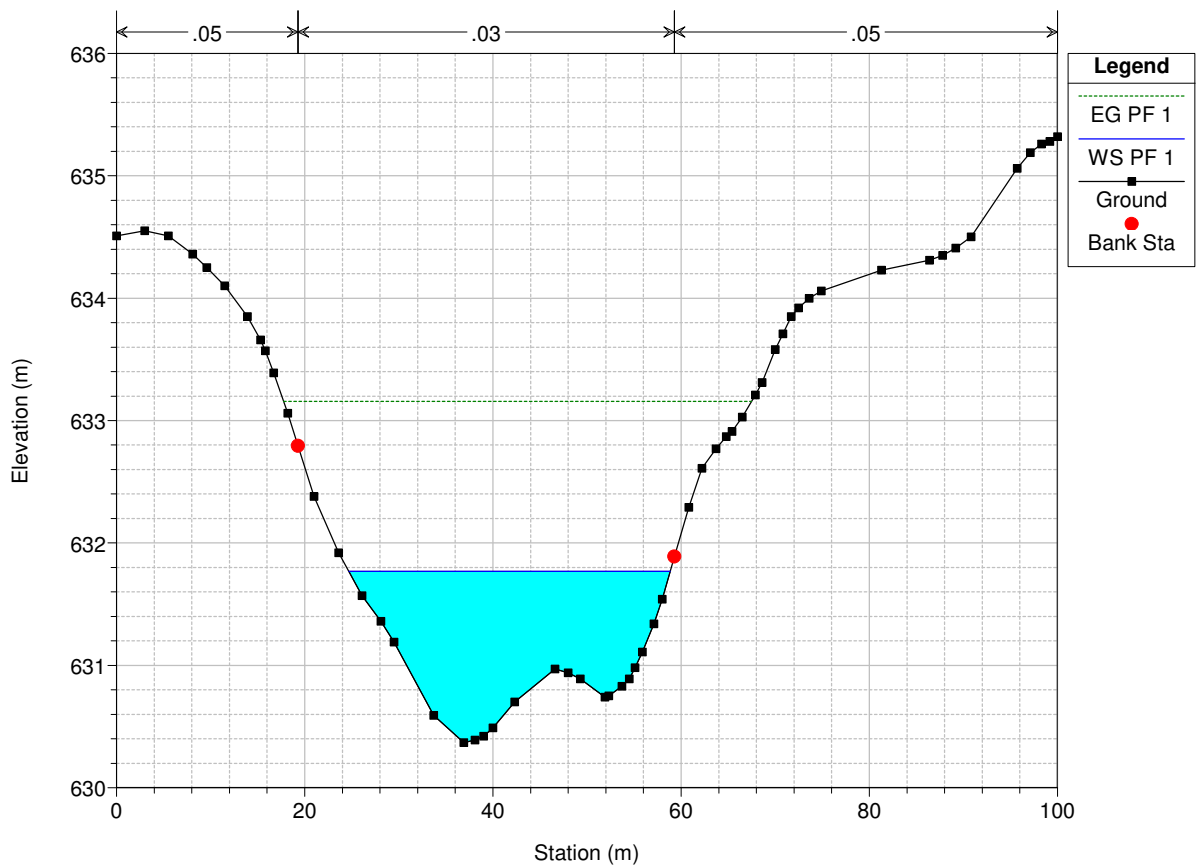


HEC-RAS Plan: ScalilliAnteOperam River: Adrano Paternò Reach: Scalilli Profile: PF 1

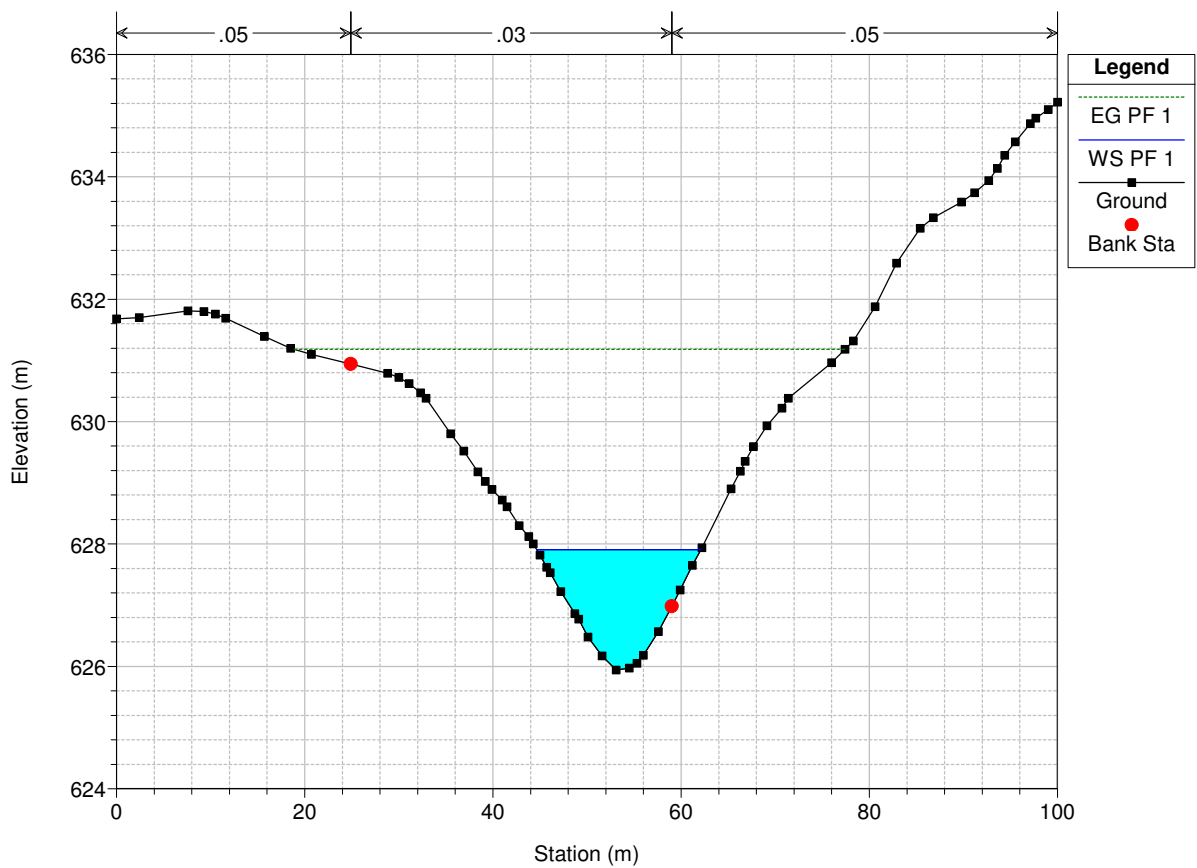
Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev	W.S. Elev	Vel Head	Frctn Loss	C & E Loss	Q Left	Q Channel	Q Right	Top Width
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m)
Scalilli	1301	PF 1	383.10	382.12	0.98	2.06	0.76	30.69	64.31		30.53
Scalilli	1169	PF 1	380.28	371.68	8.61	8.26	1.54		95.00		12.76
Scalilli	1038	PF 1	370.48	367.01	3.47	4.63	0.01		95.00		21.57
Scalilli	907	PF 1	365.85	362.25	3.60	2.58	0.38	29.17	65.83		14.04
Scalilli	776	PF 1	362.89	360.56	2.34	0.00	0.20		95.00		14.80
Scalilli	687	PF 1	361.61	361.60	0.01			27.49	60.07	7.44	101.90
Scalilli	650		Culvert								
Scalilli	619	PF 1	357.02	356.44	0.58	0.79	0.42	0.13	94.84	0.02	26.78
Scalilli	515	PF 1	355.81	351.01	4.80	6.10	0.43	0.08	91.60	3.33	37.21
Scalilli	371	PF 1	349.29	345.91	3.38	3.38	0.17		95.00		13.47
Scalilli	239	PF 1	345.74	342.93	2.80	4.42	0.35	2.39	92.61		25.41
Scalilli	32	PF 1	340.96	339.34	1.63			7.02	82.97	5.01	36.09

ALLEGATO B

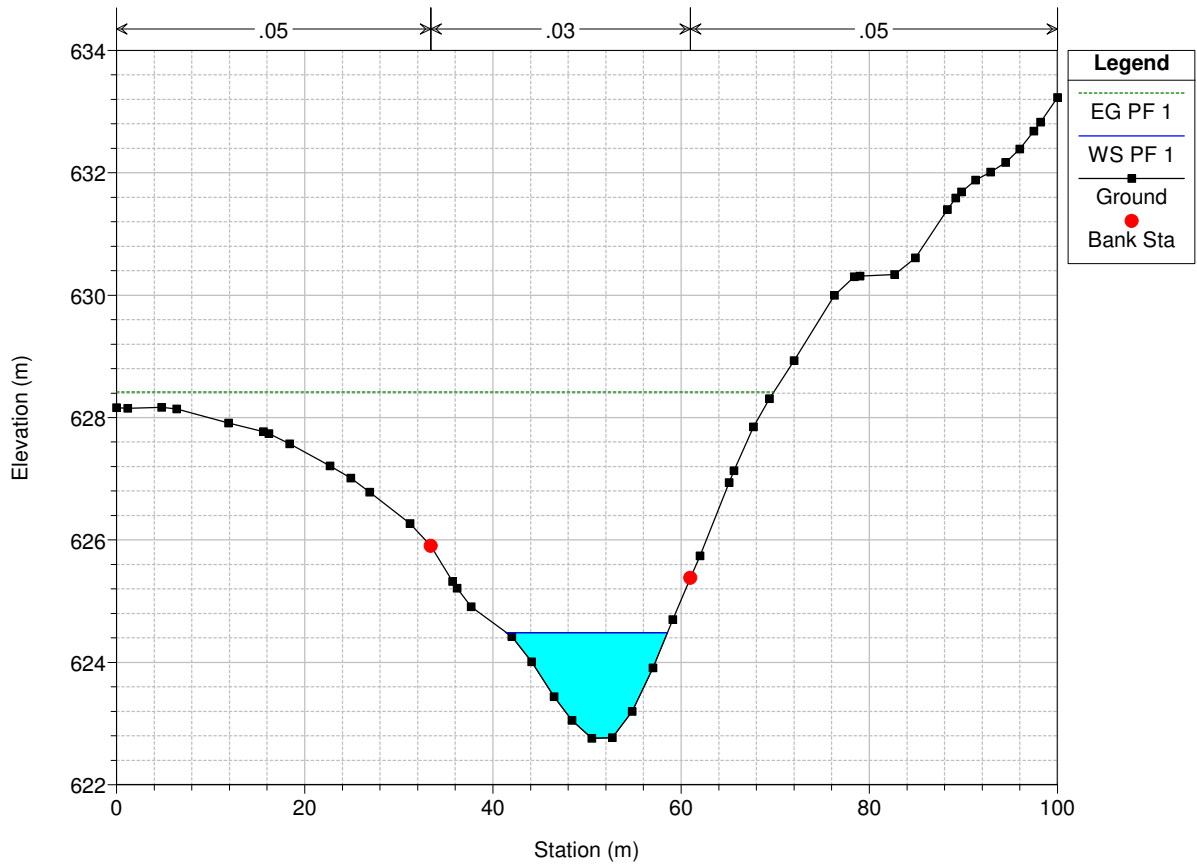
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



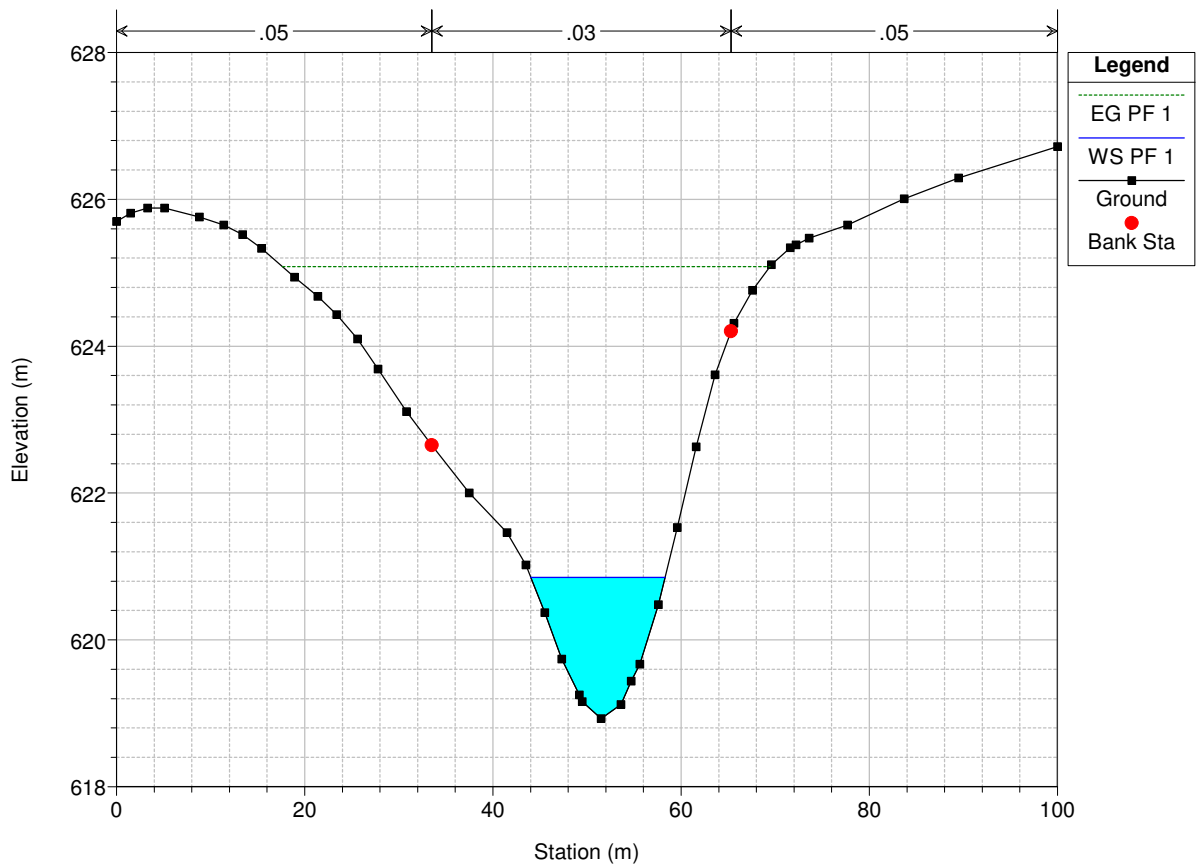
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



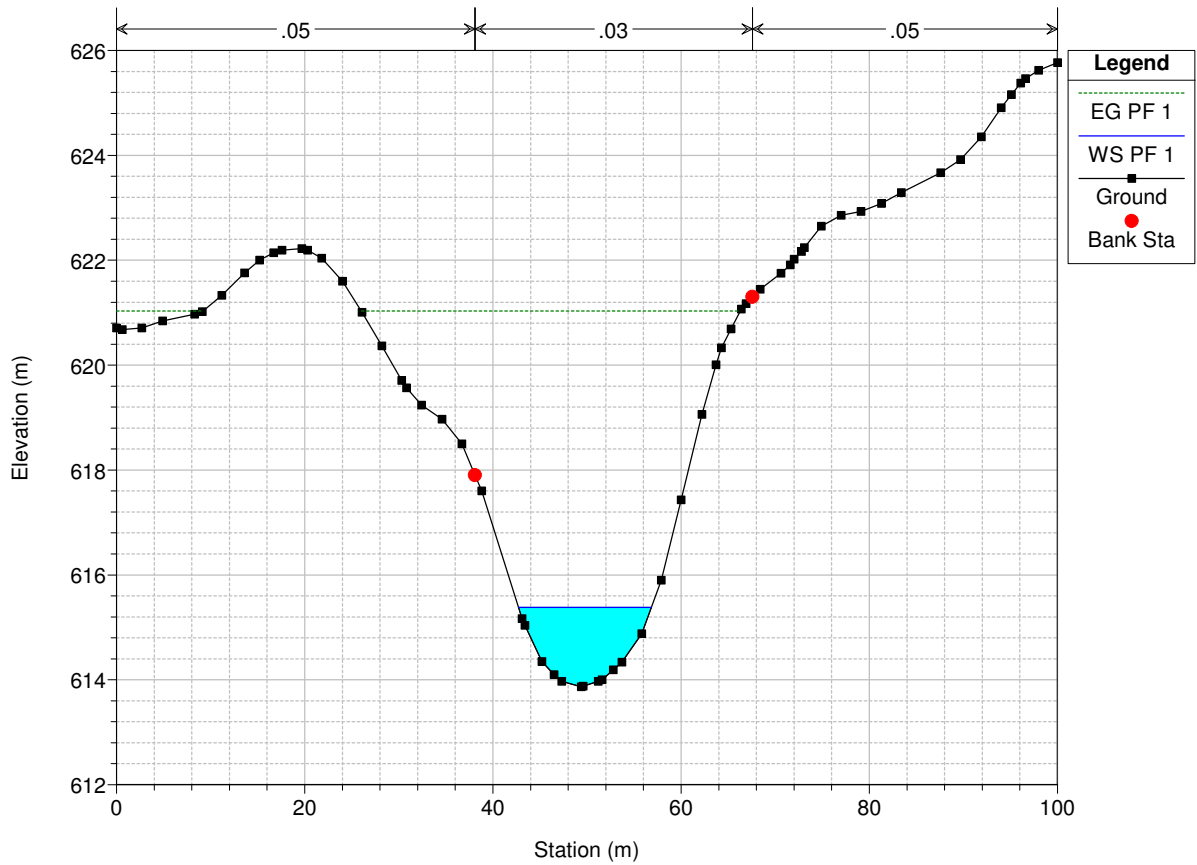
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



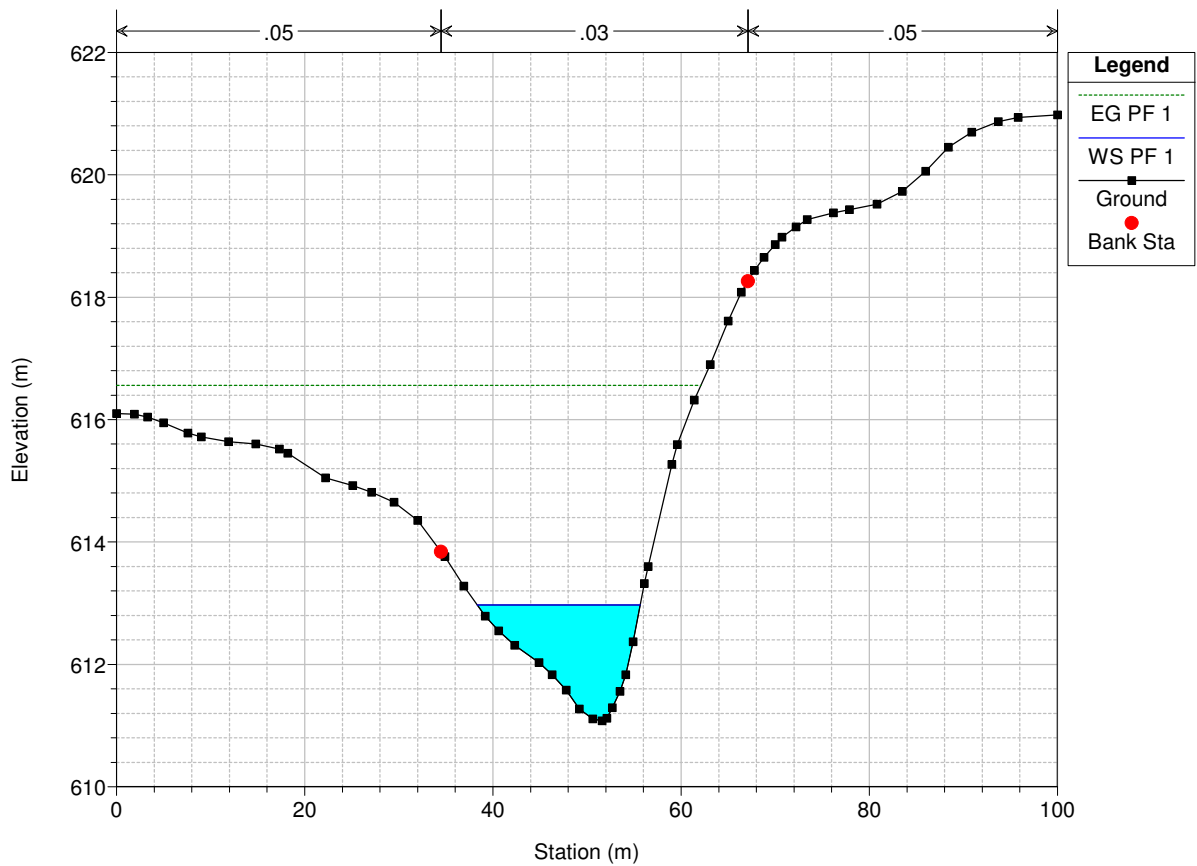
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



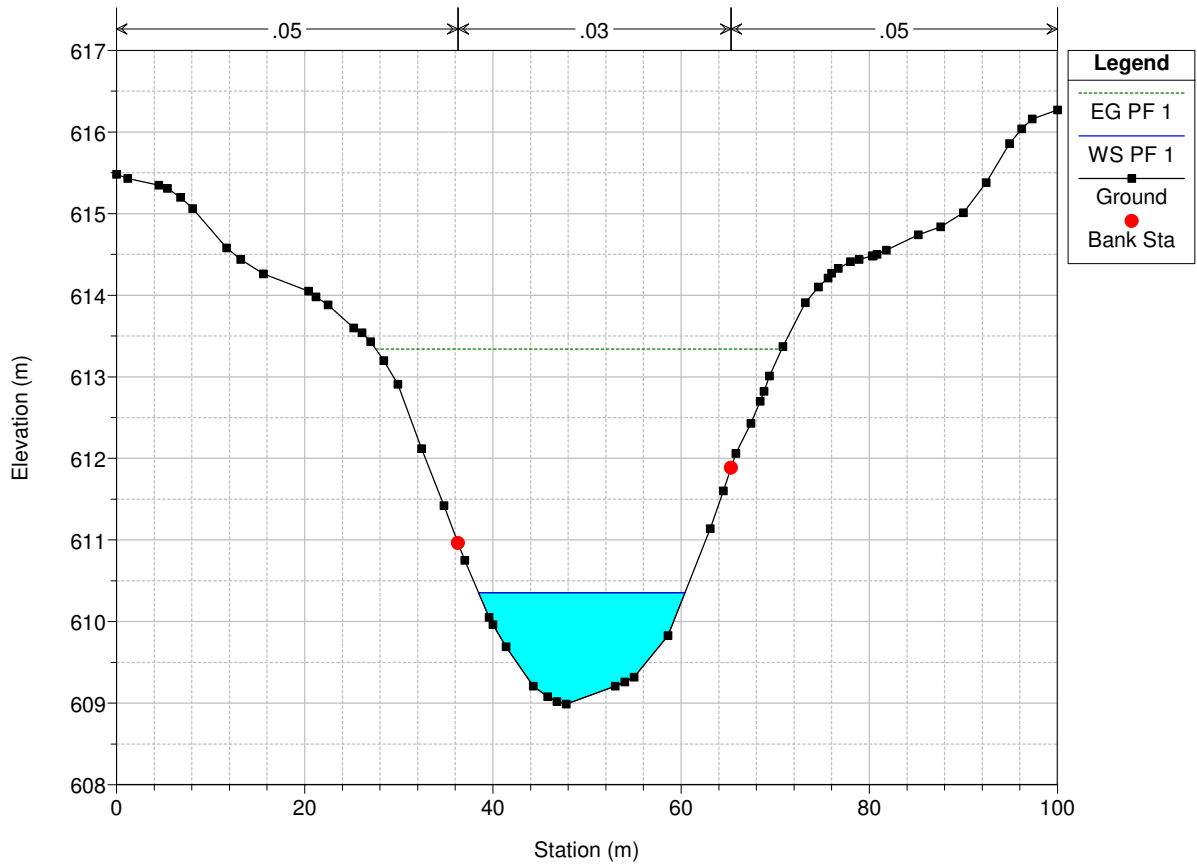
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



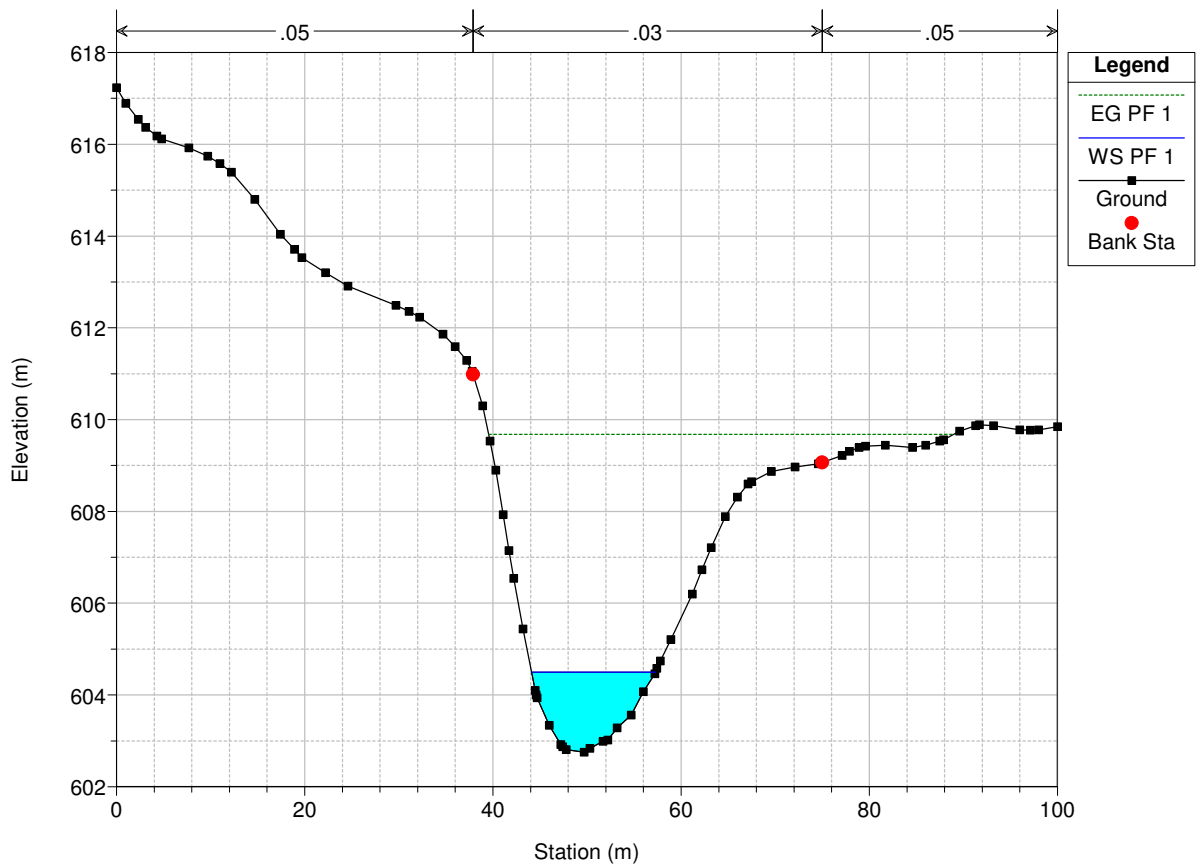
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



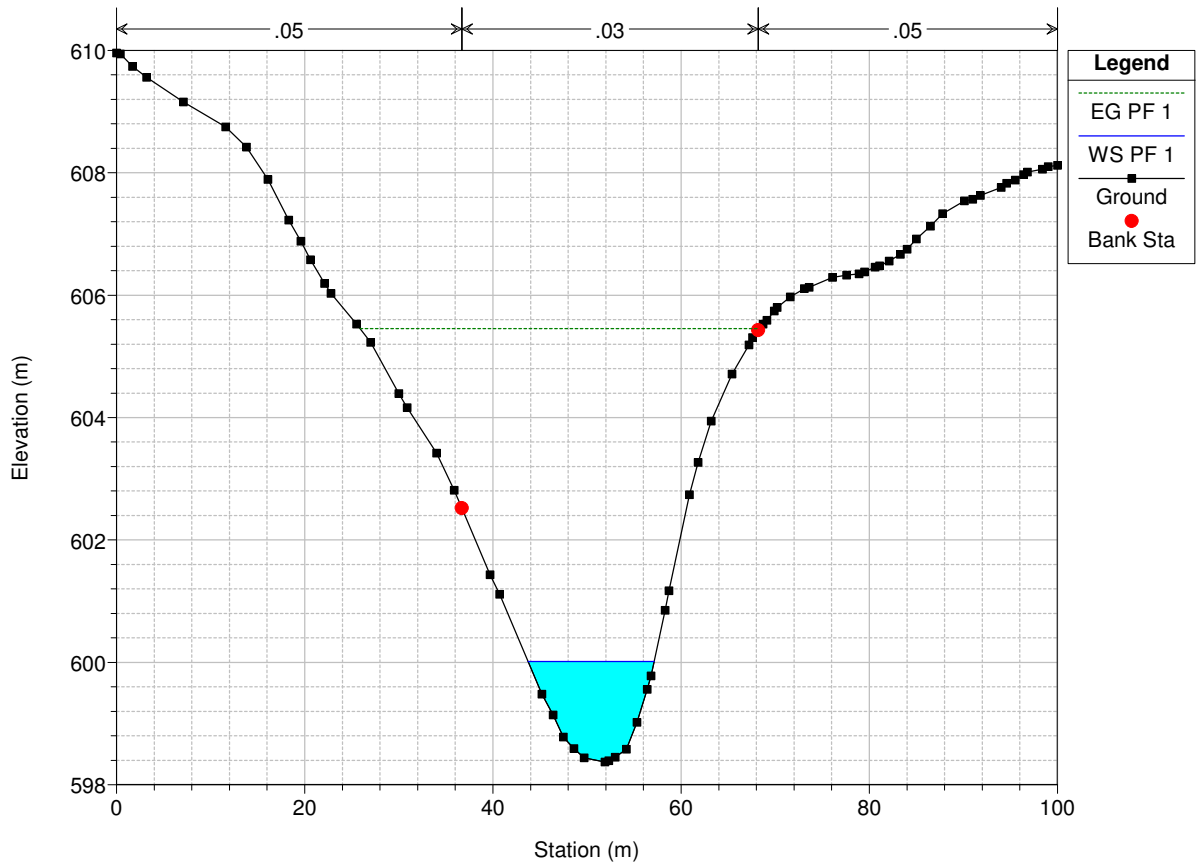
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



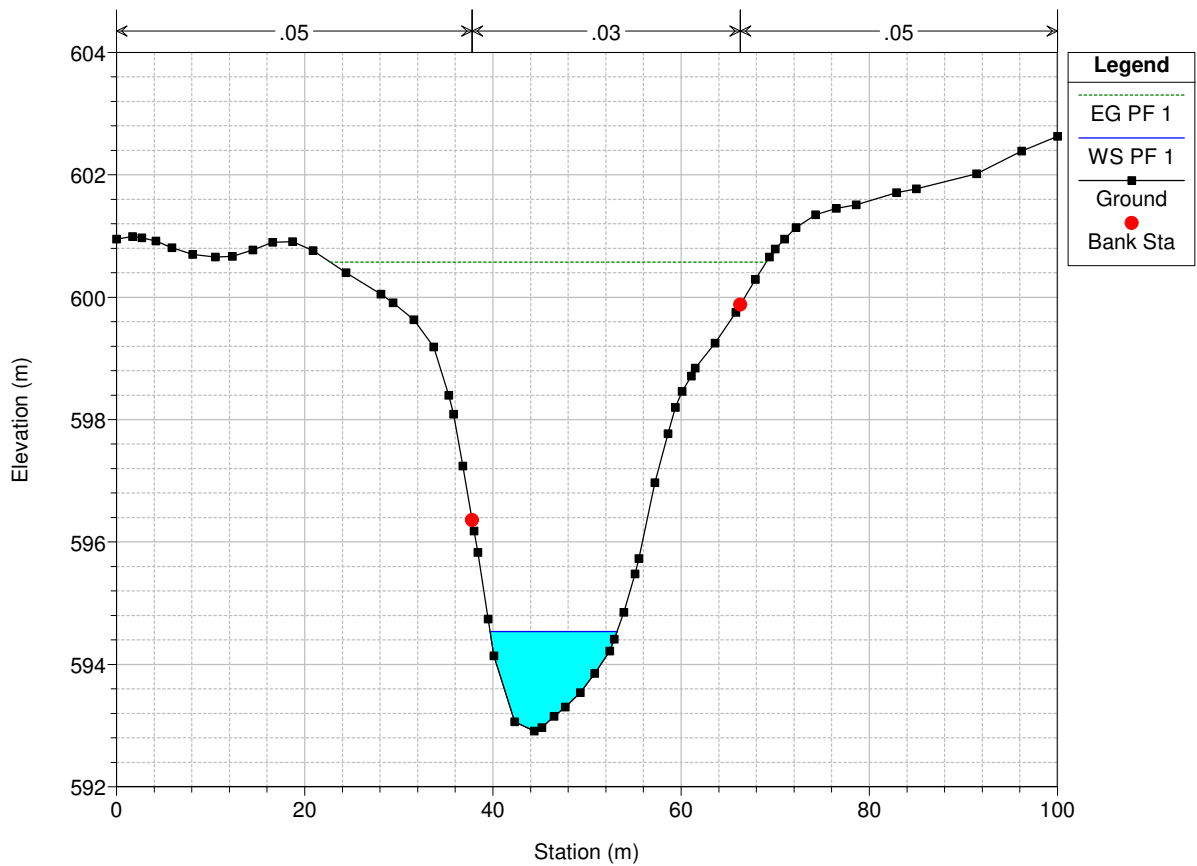
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



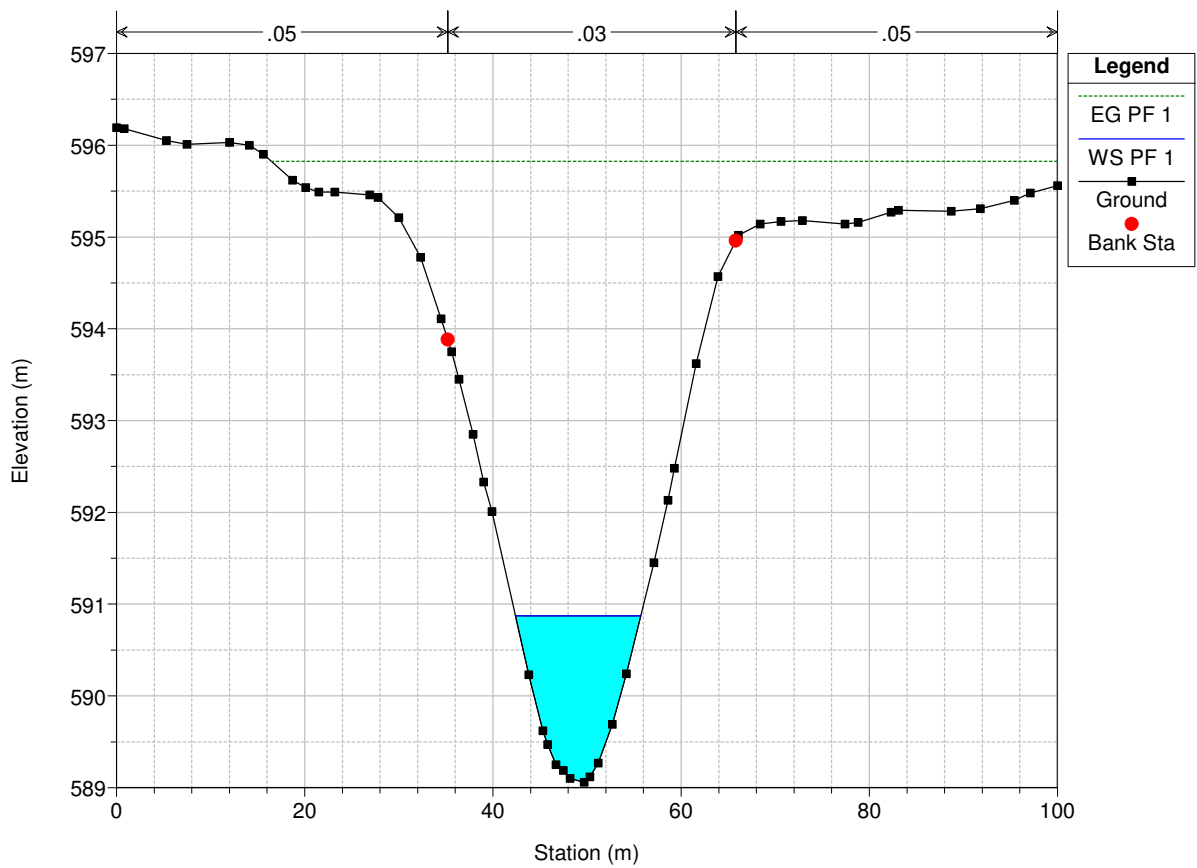
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



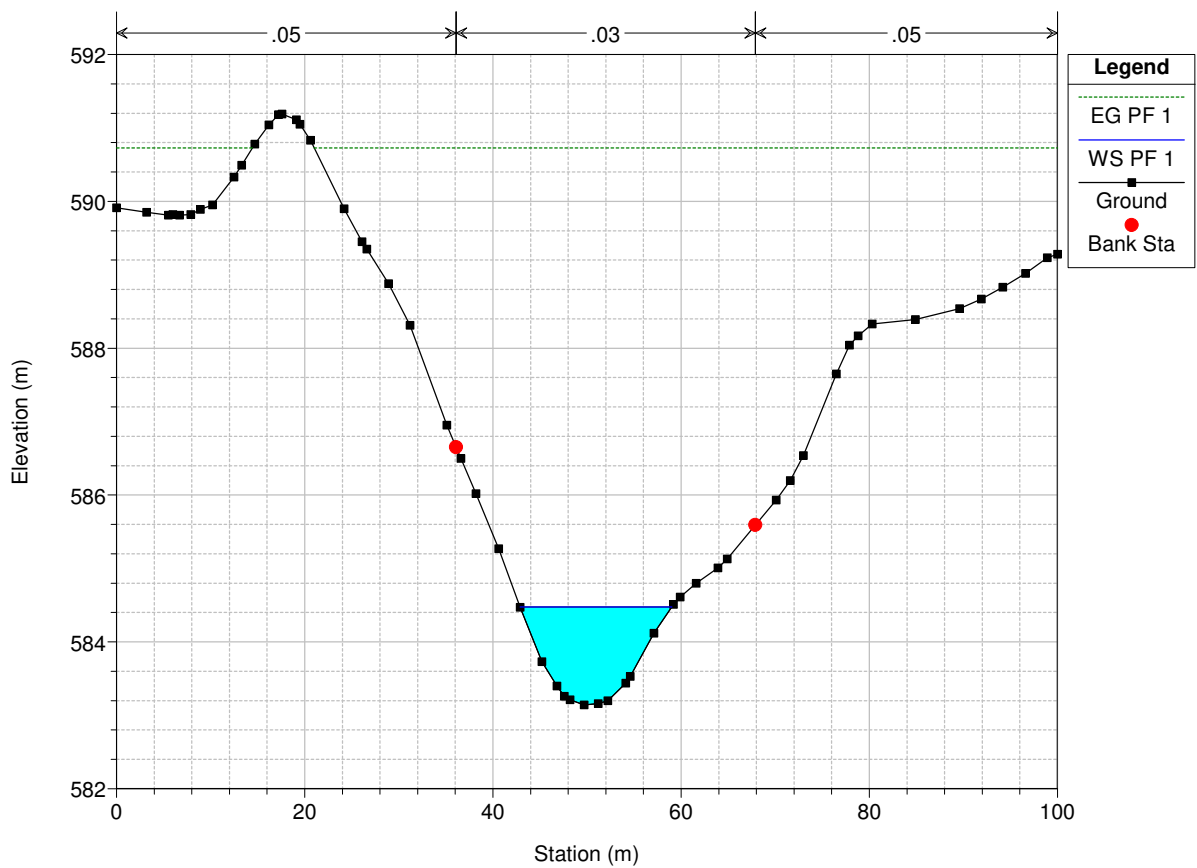
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



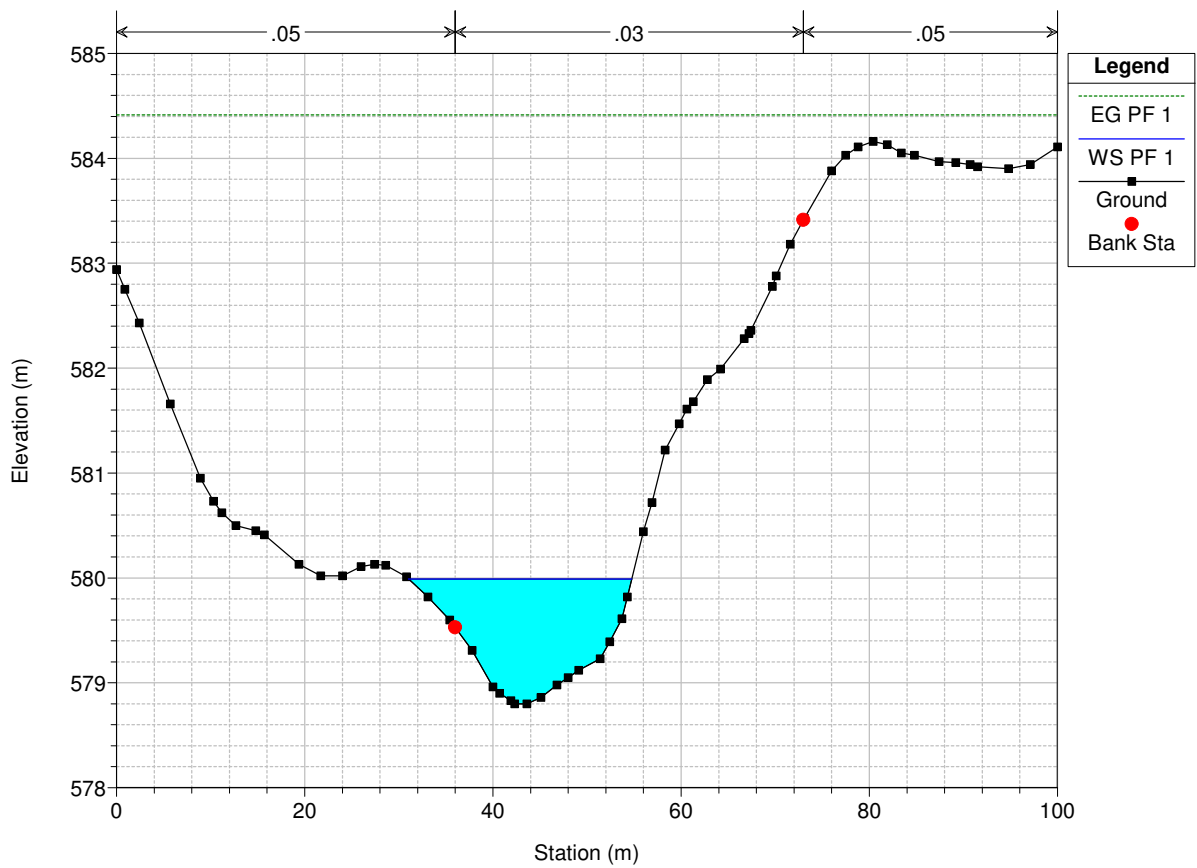
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



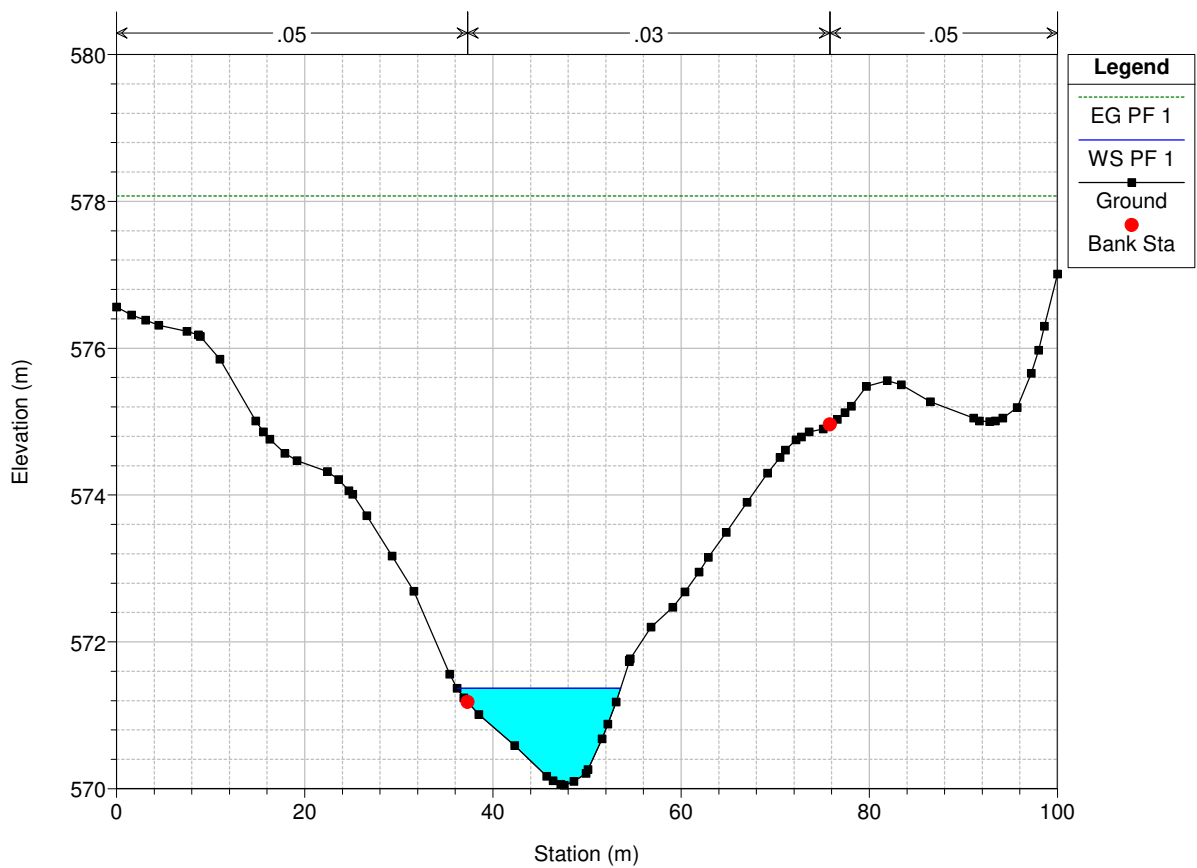
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



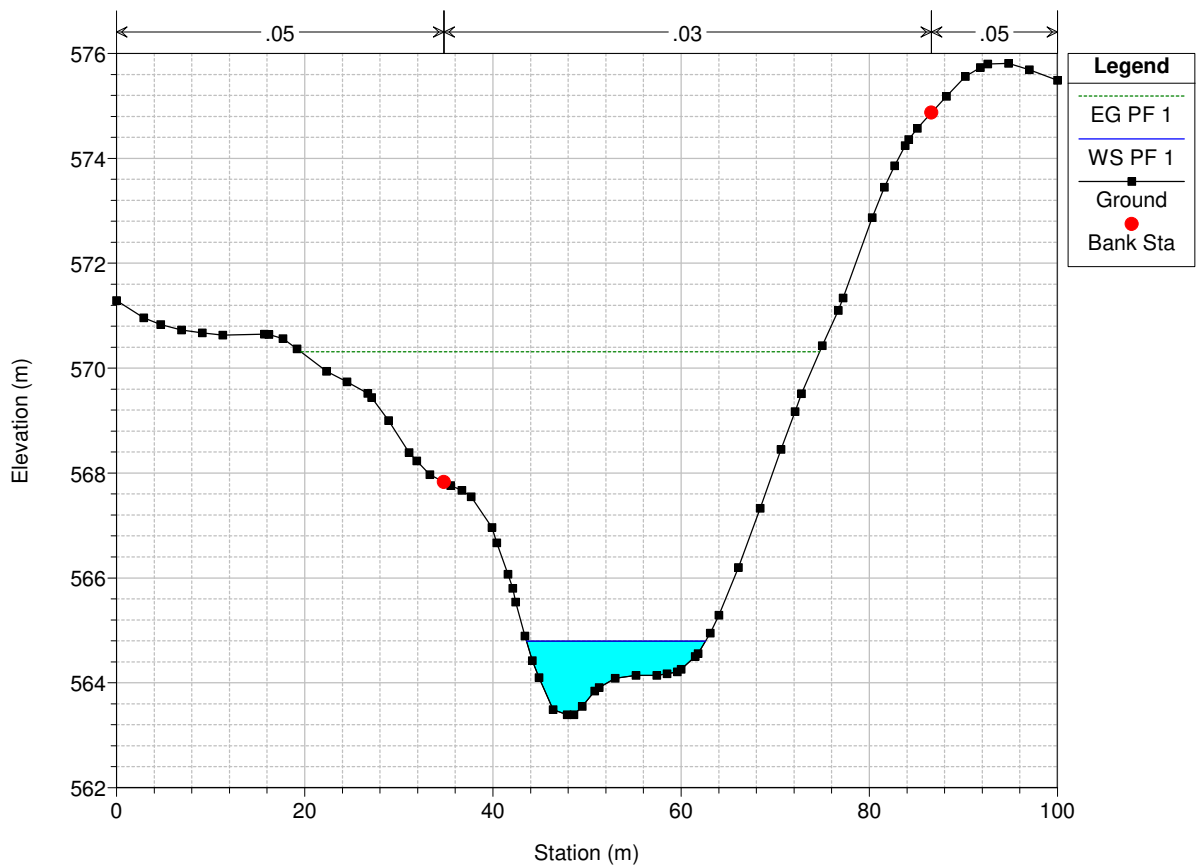
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



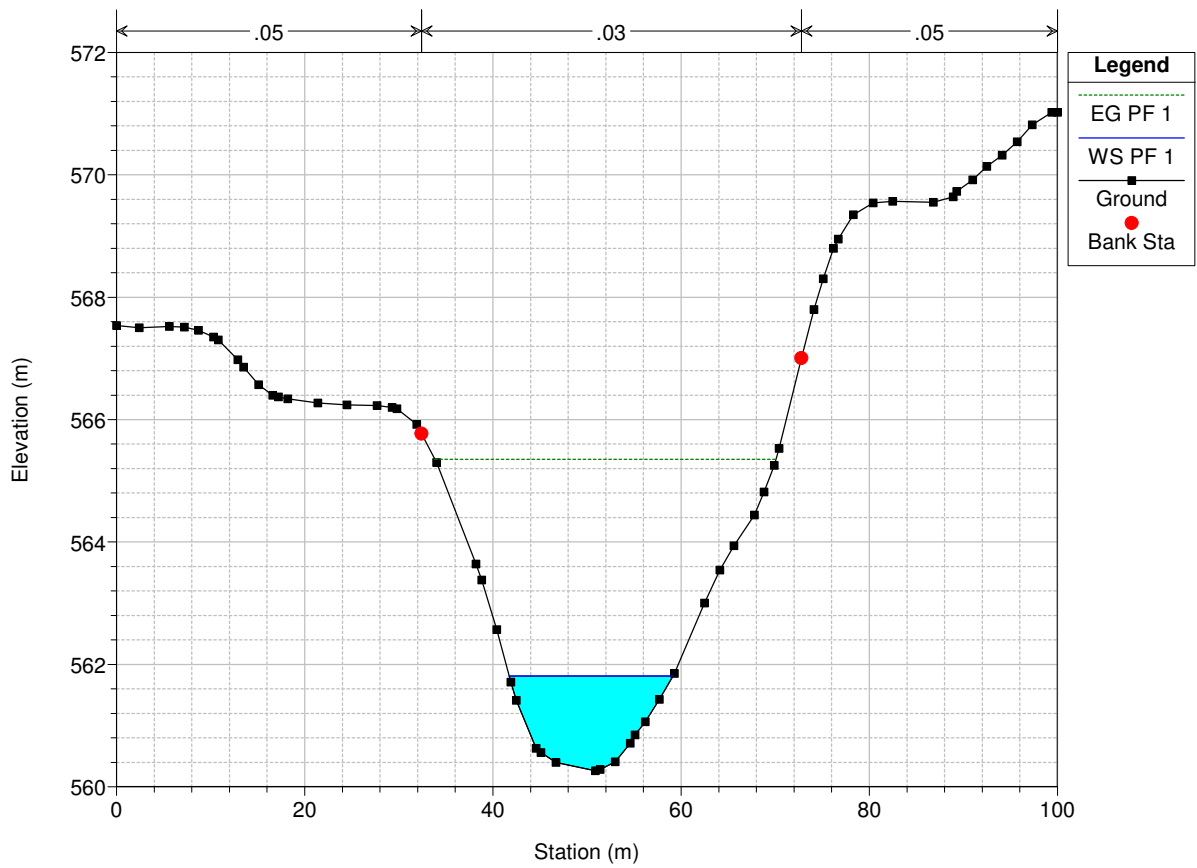
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



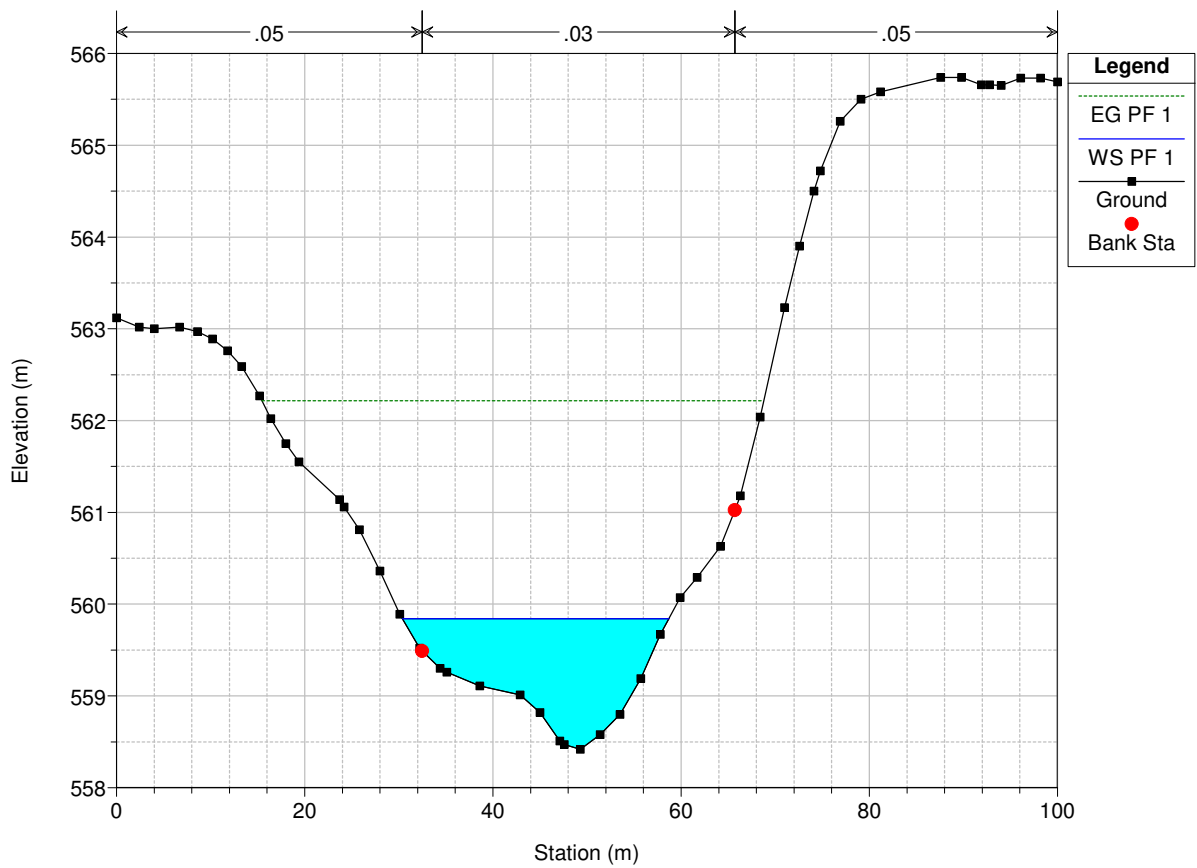
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



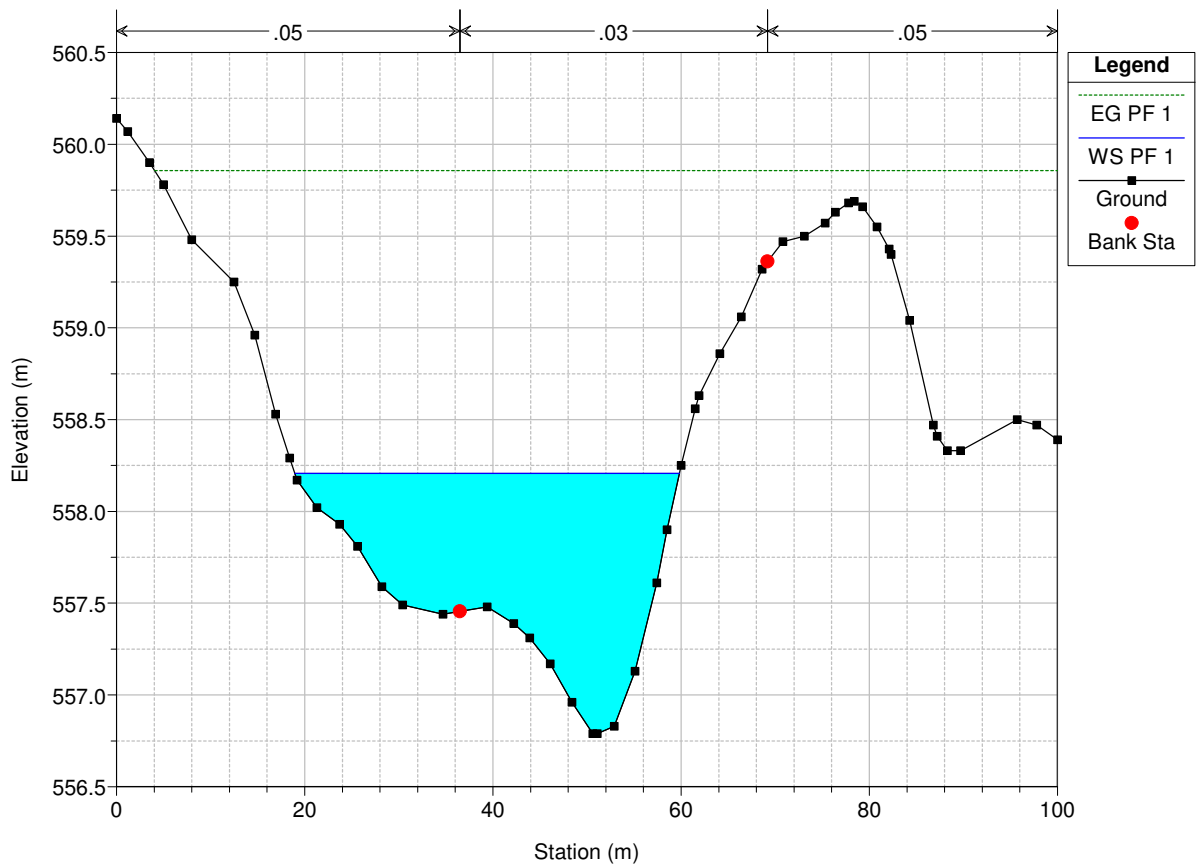
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



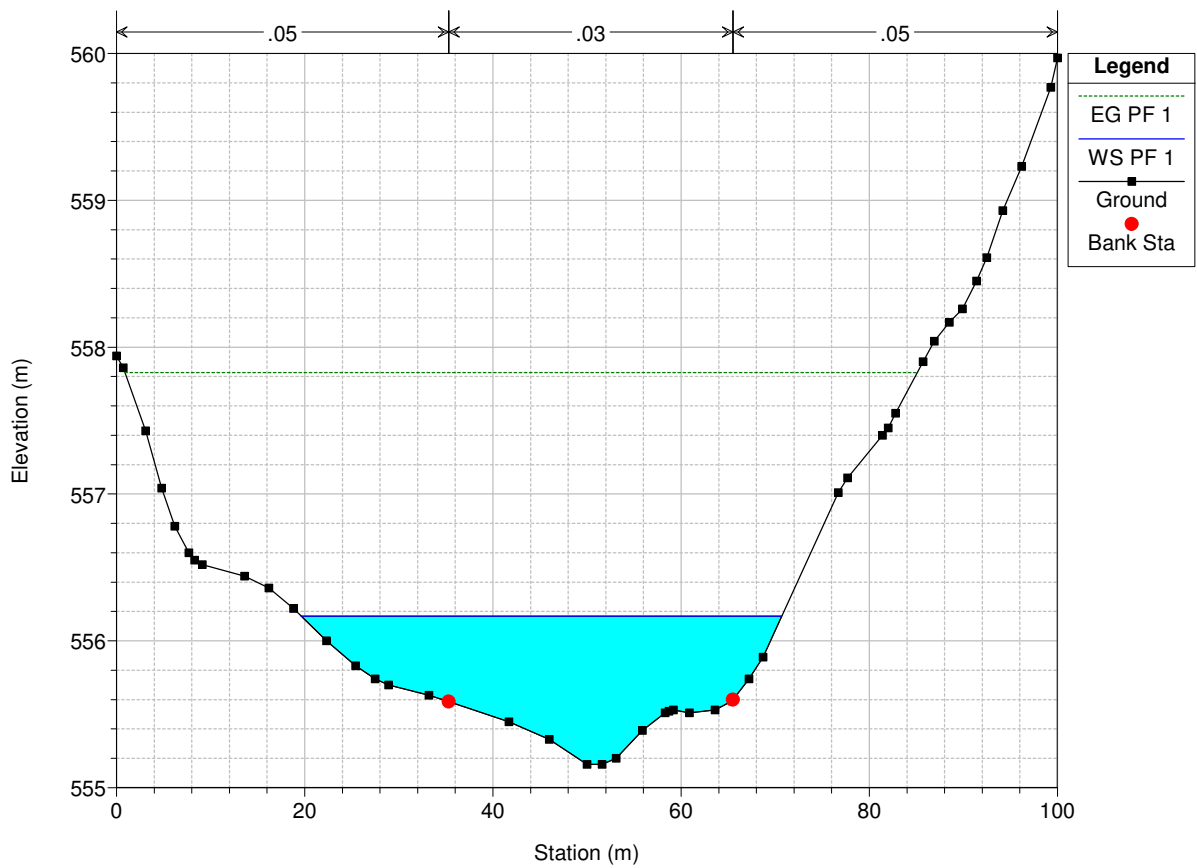
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



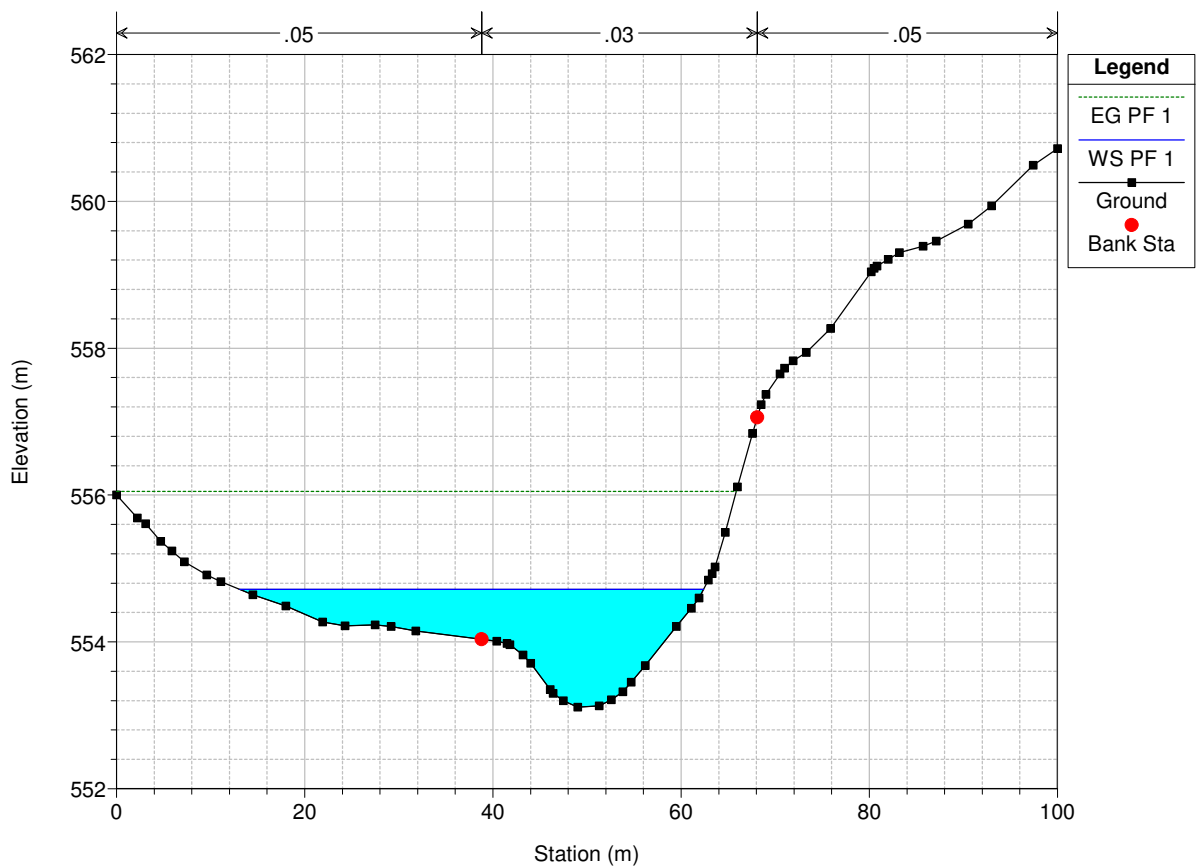
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



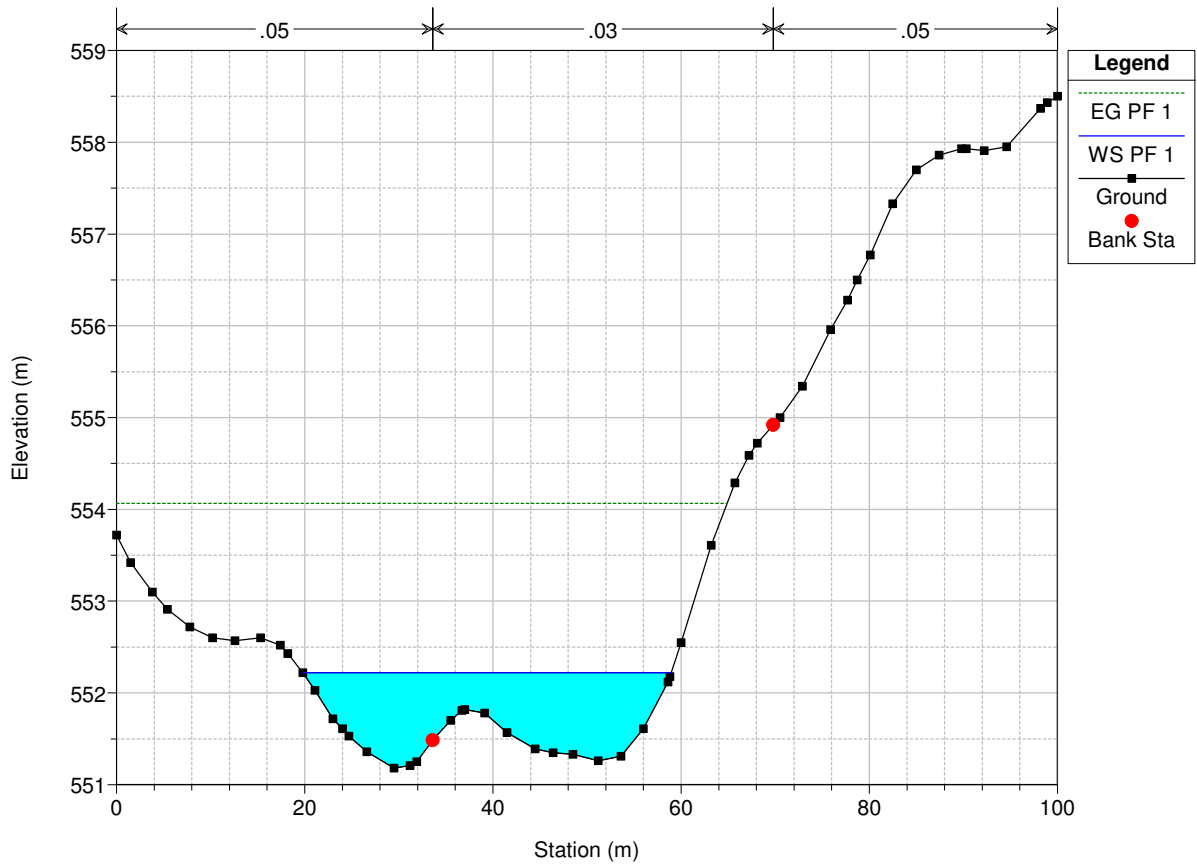
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



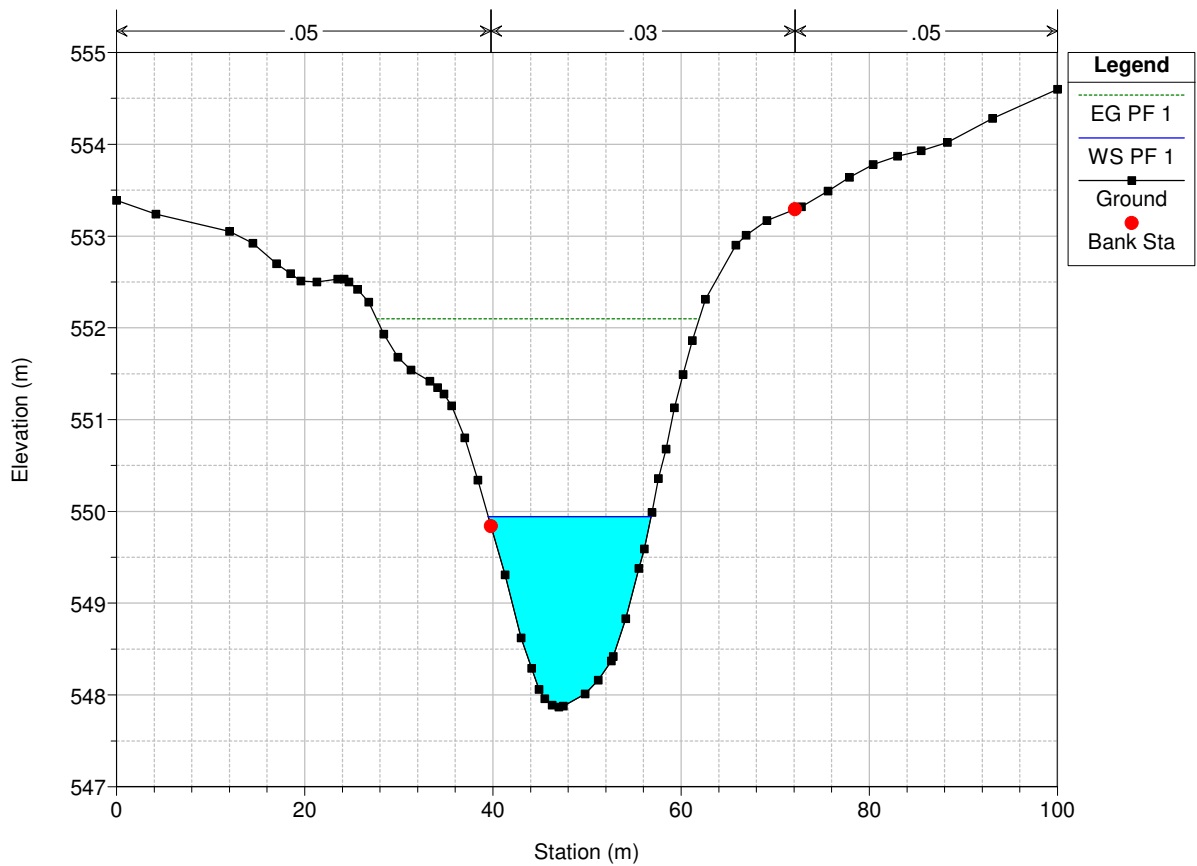
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



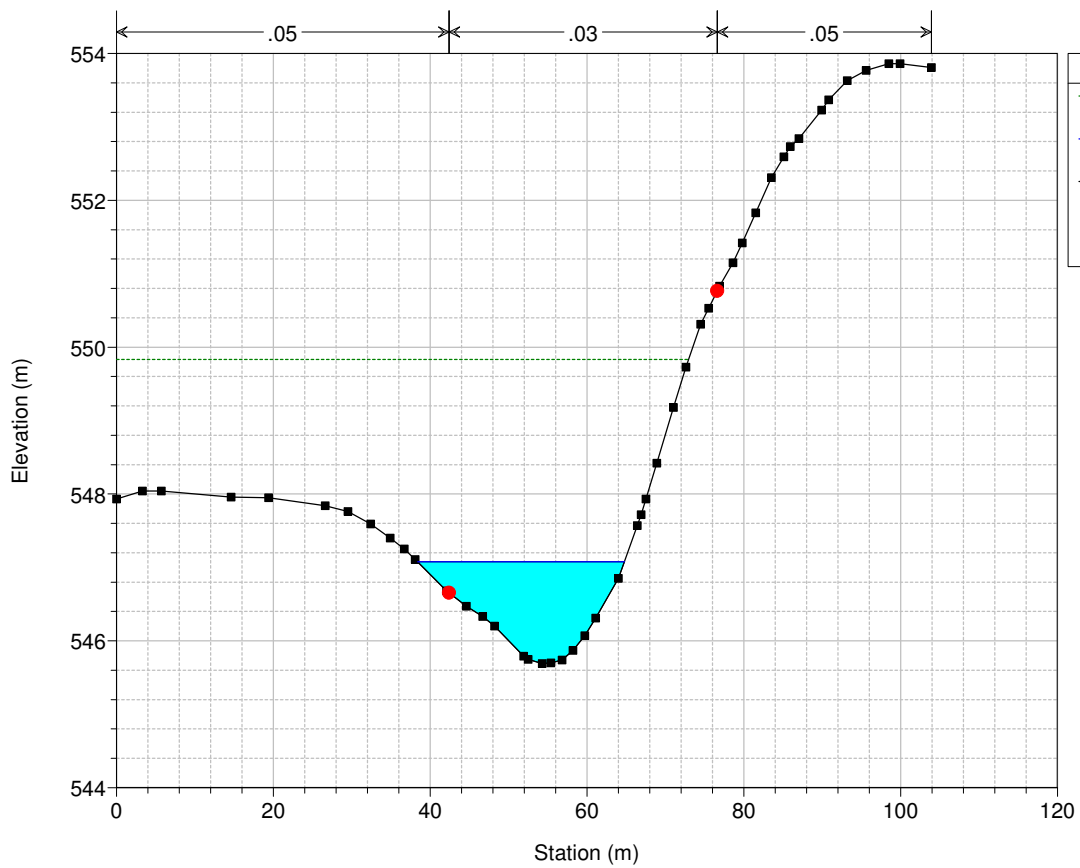
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020

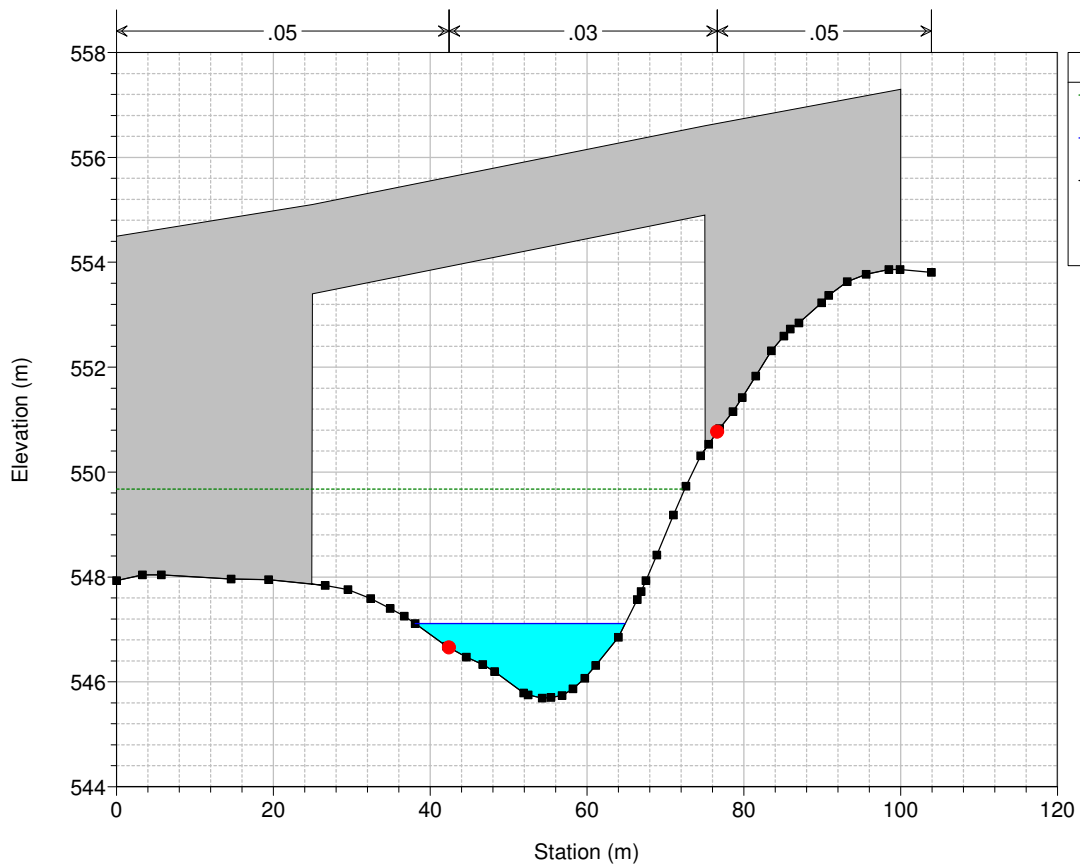


PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



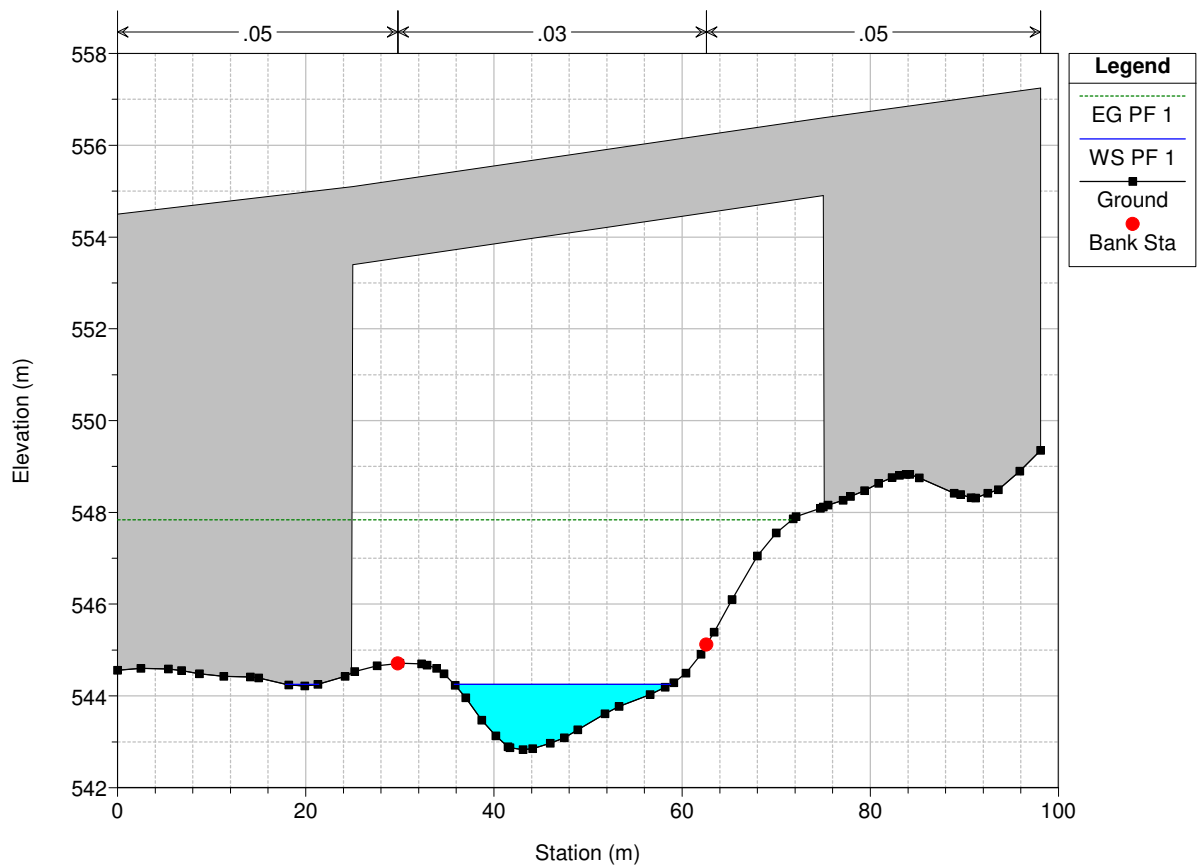
Legend	
EG PF 1	(Dashed Green Line)
WS PF 1	(Blue Line)
Ground	(Black Squares)
Bank Sta	(Red Dot)

PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020

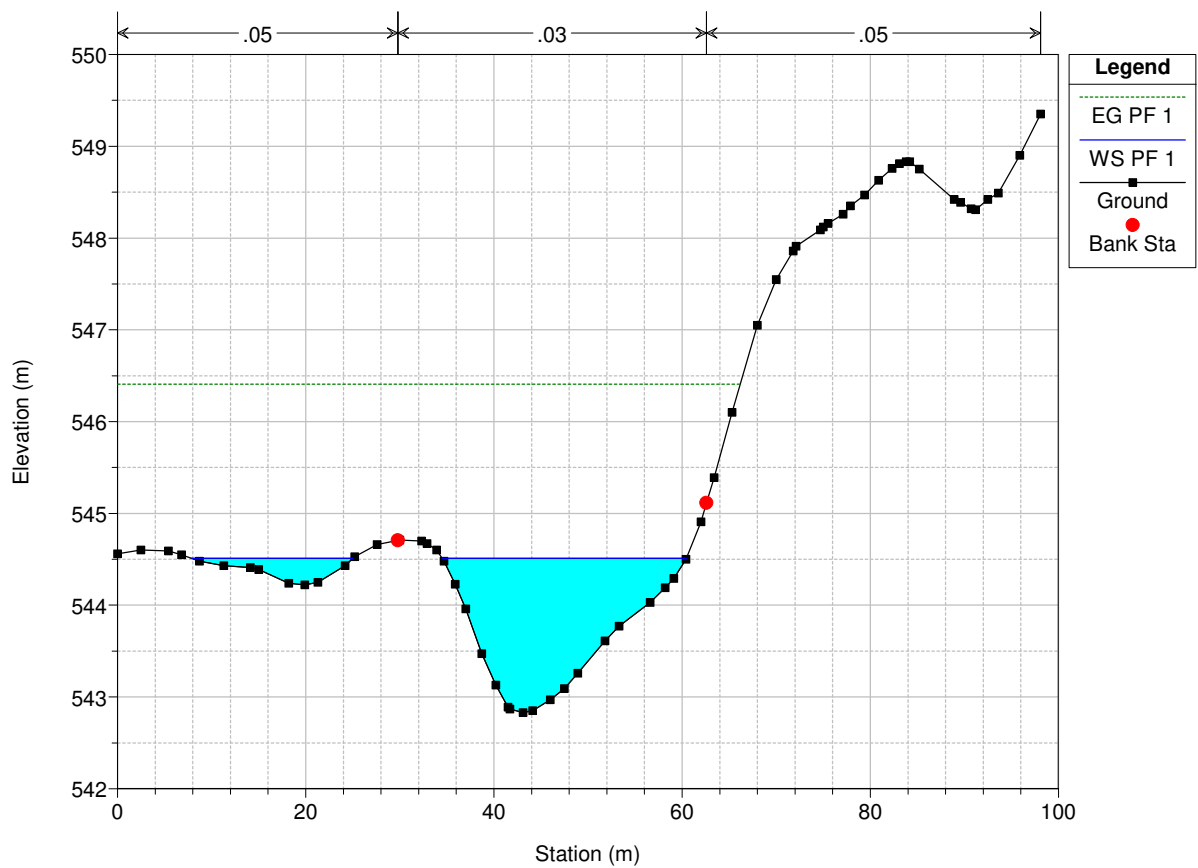


Legend	
EG PF 1	(Dashed Green Line)
WS PF 1	(Blue Line)
Ground	(Black Squares)
Bank Sta	(Red Dot)

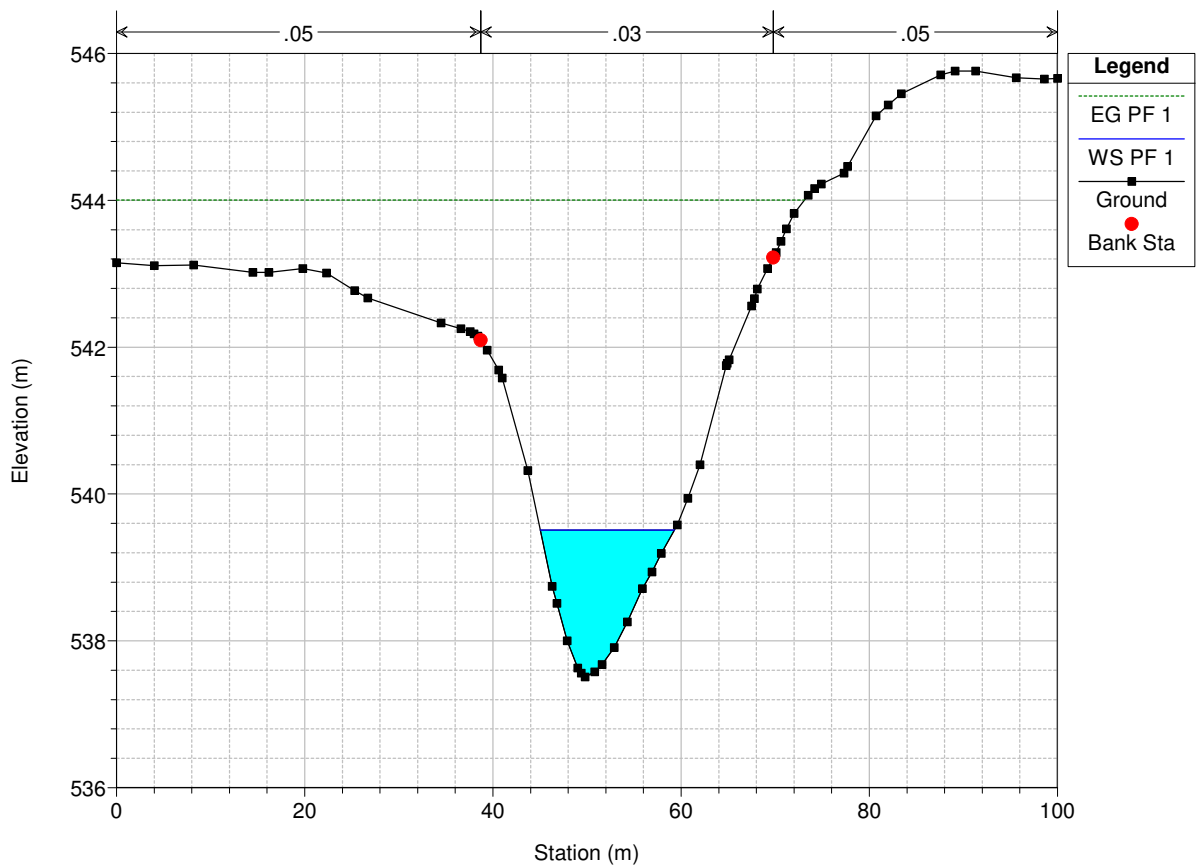
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



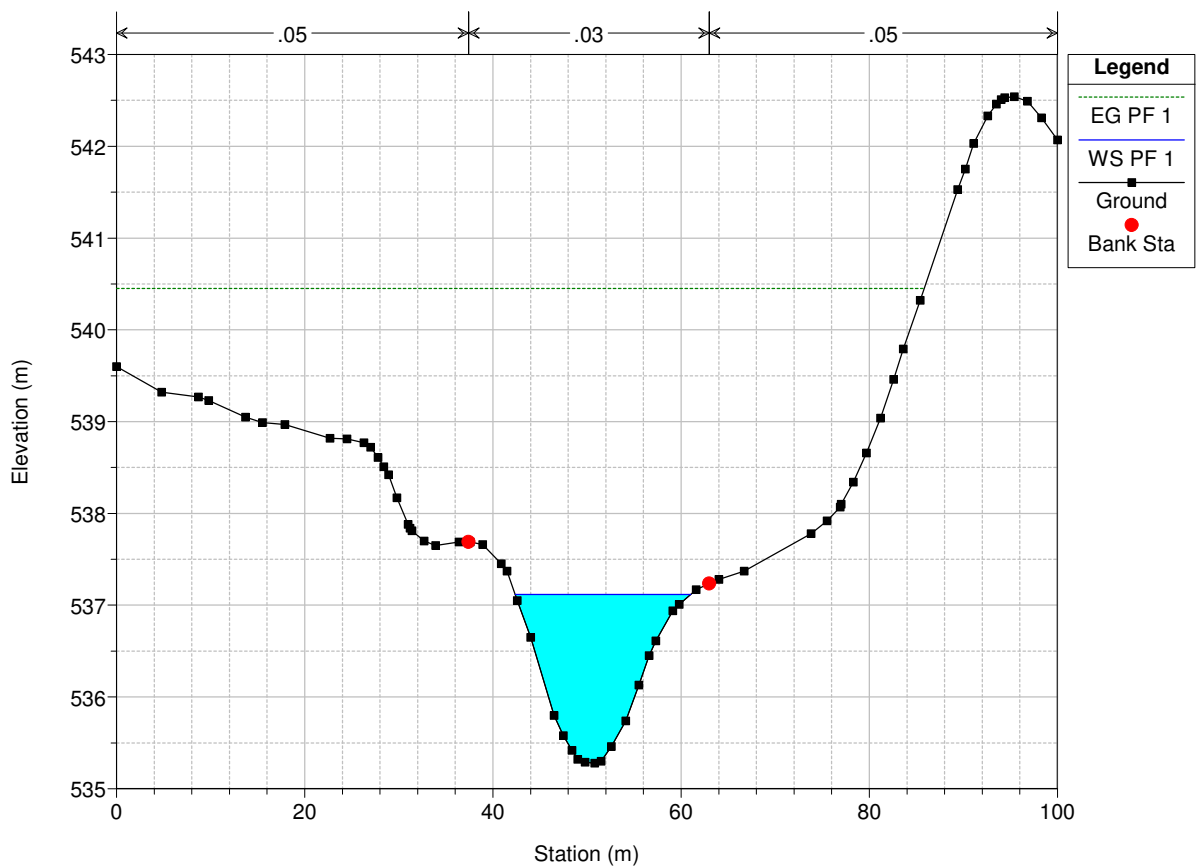
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



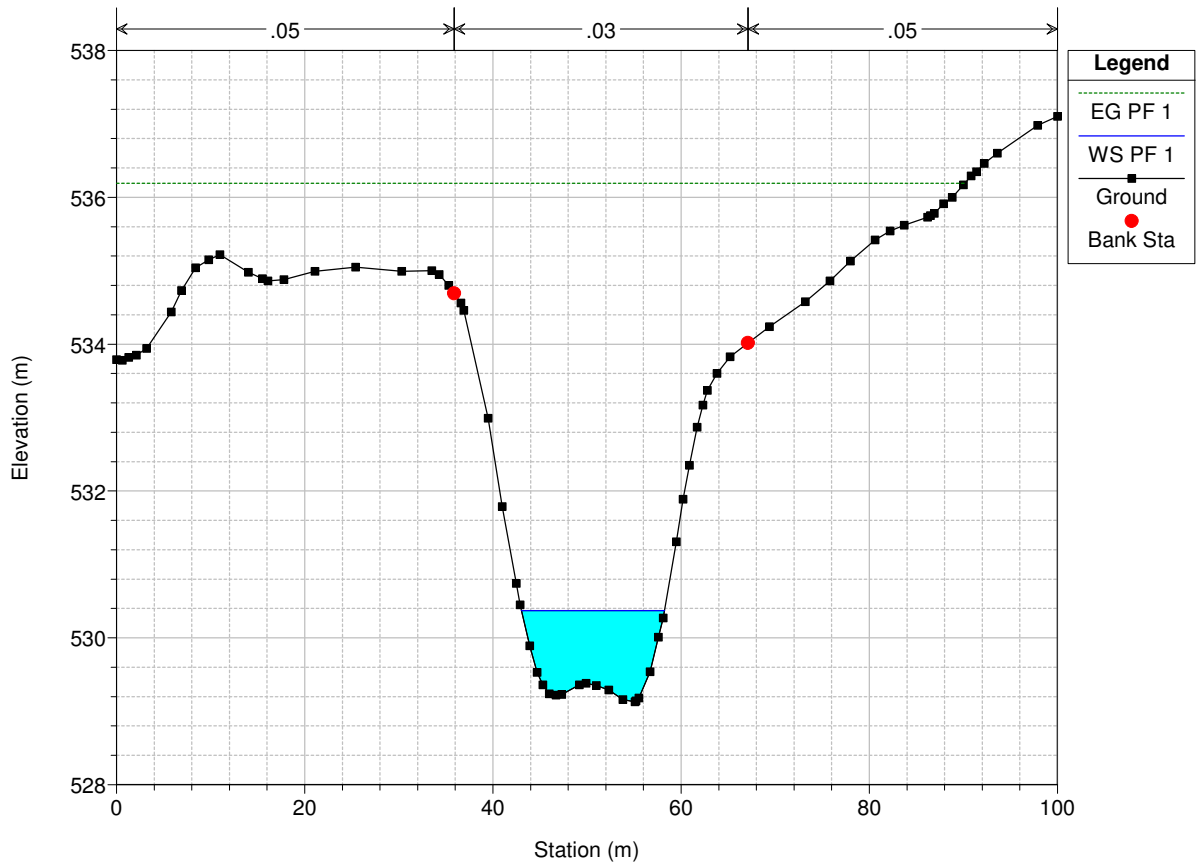
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



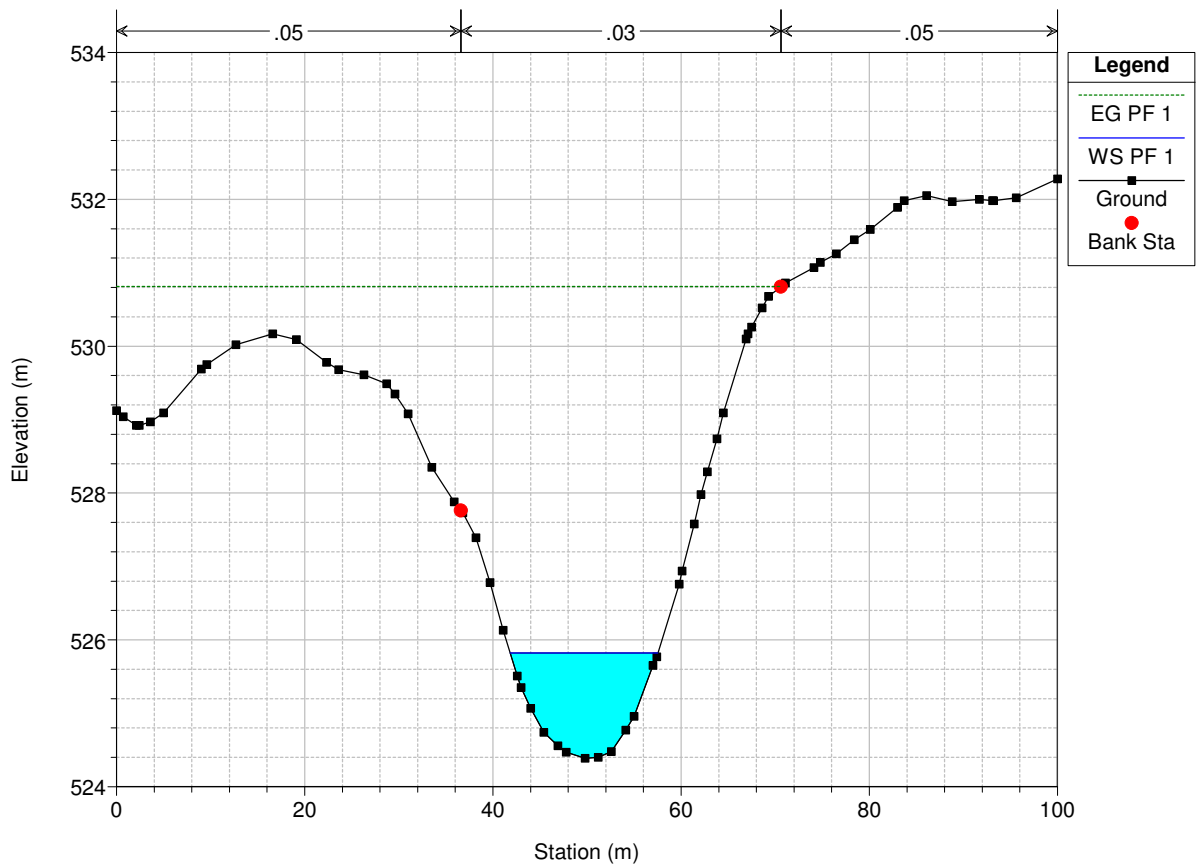
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



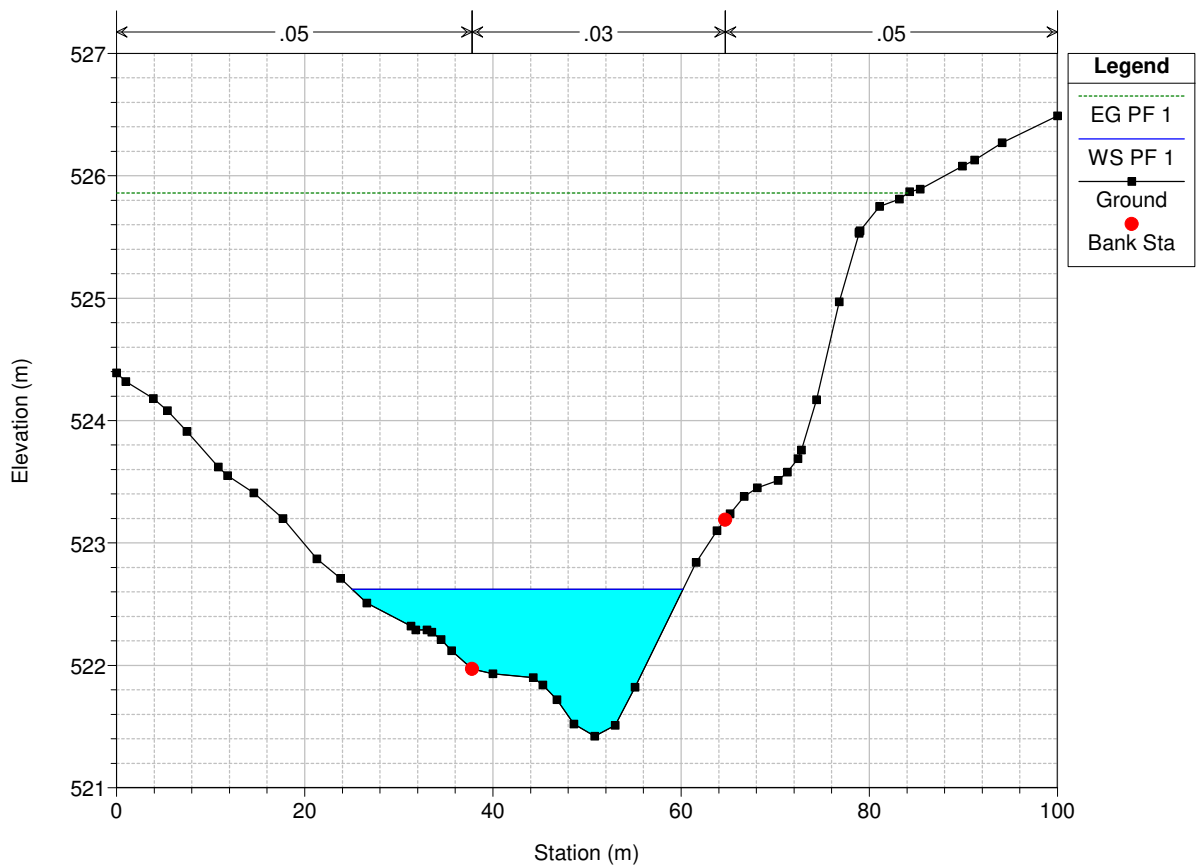
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



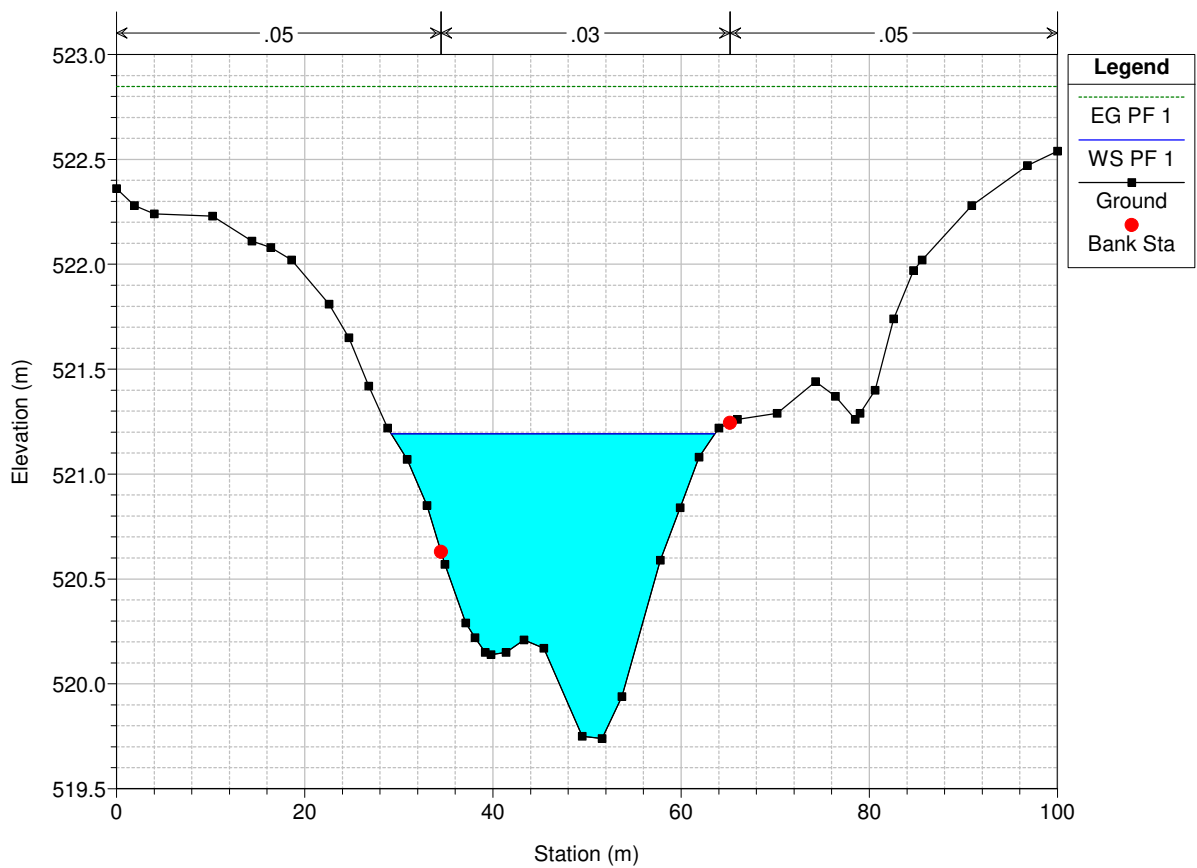
PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020

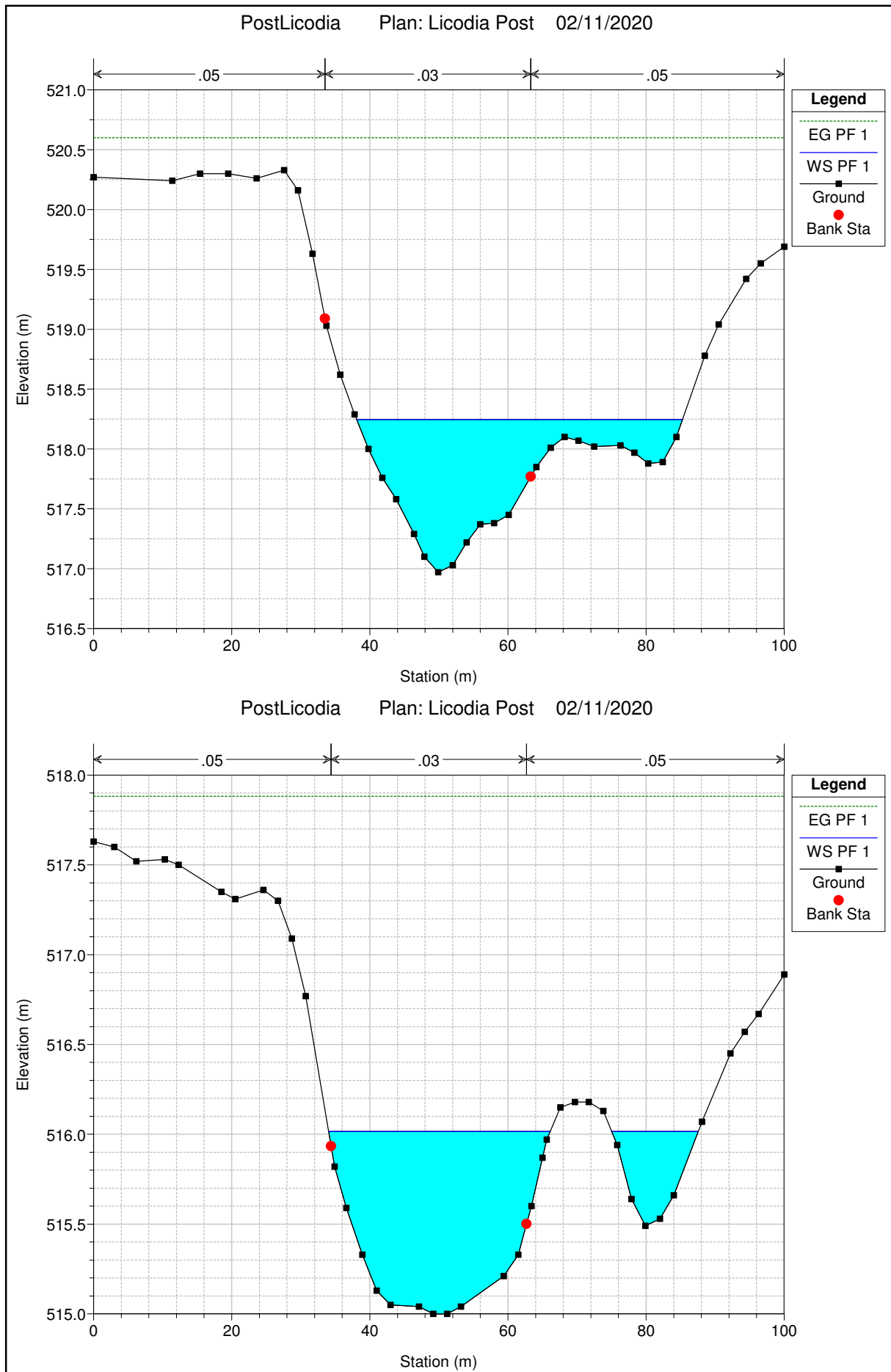


PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020

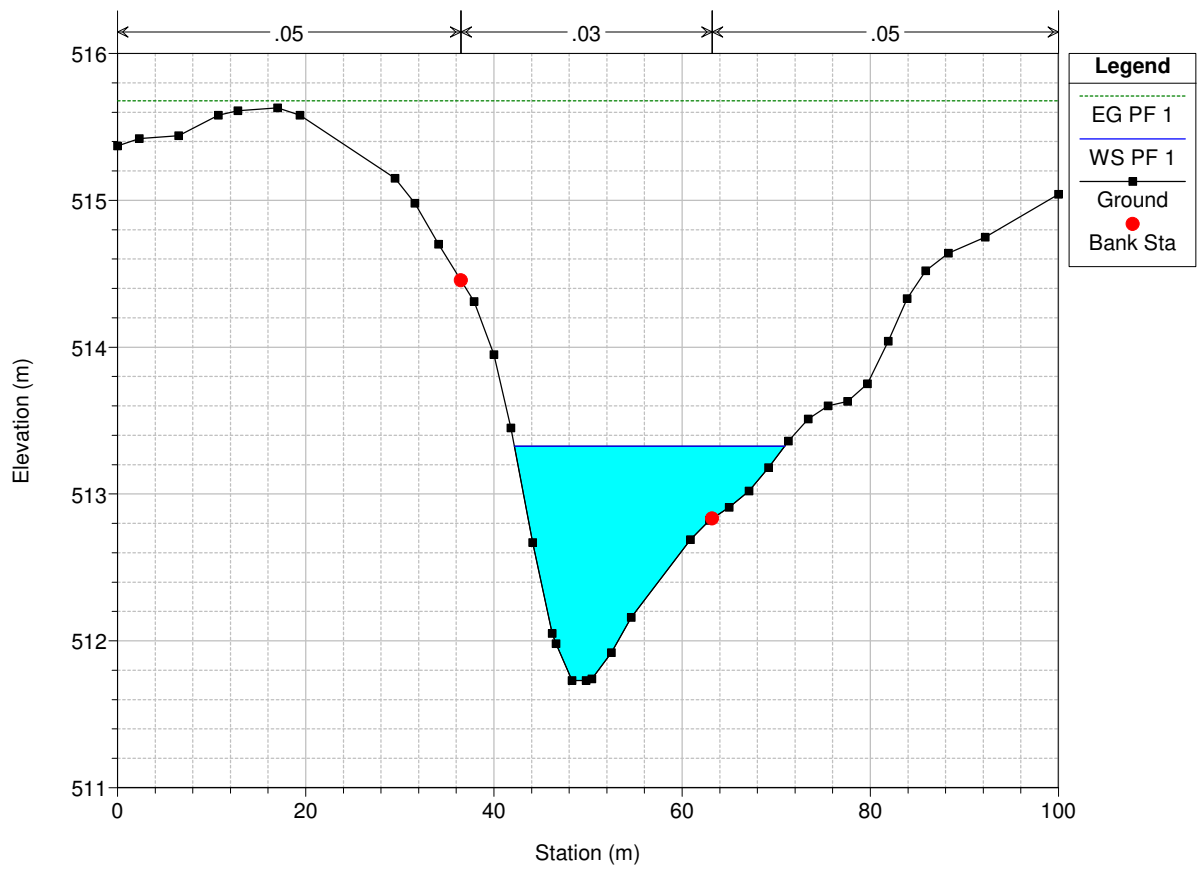


PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



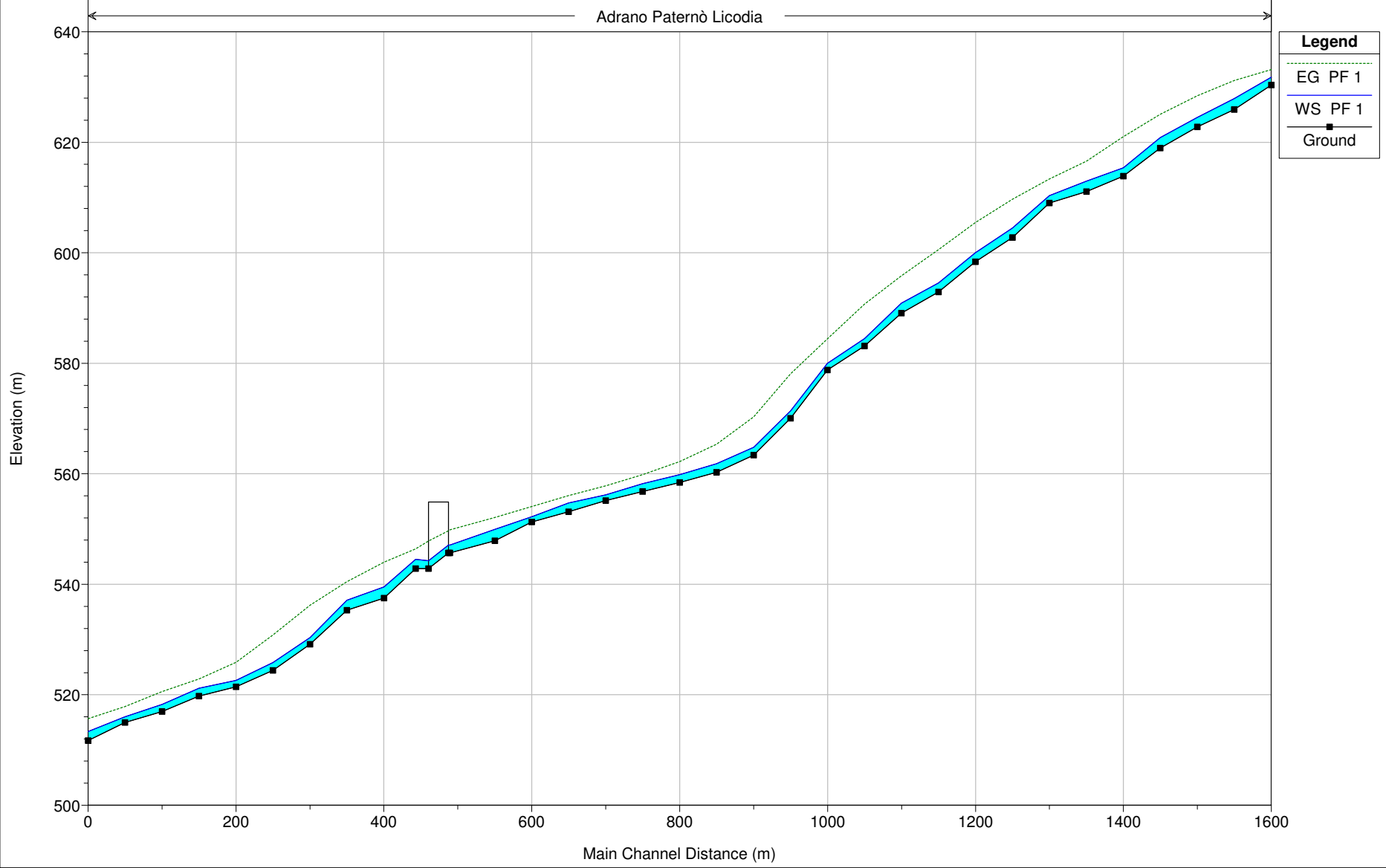


PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020



PostLicodia Plan: Licodia Post 02/11/2020

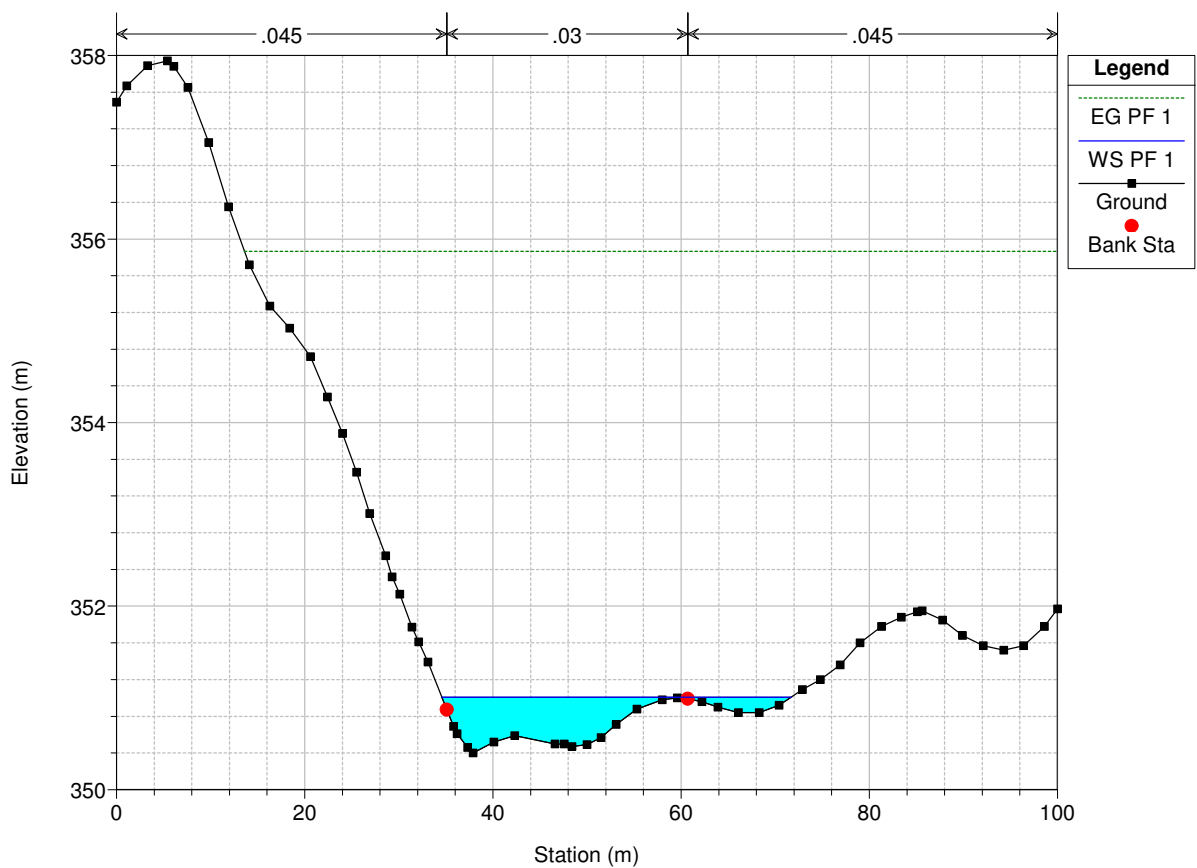
Adrano Paternò Licodia



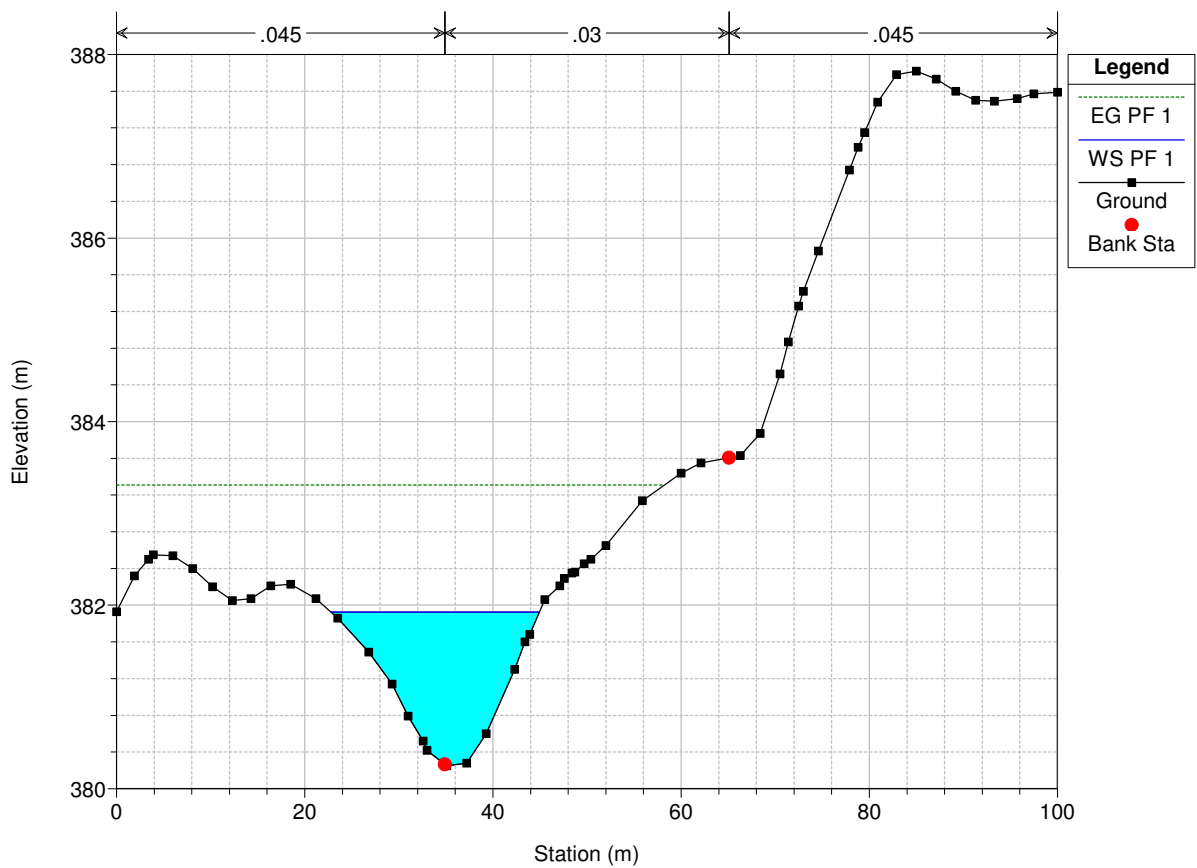
HEC-RAS Plan: Licodia Post River: Adrano Paternò Reach: Licodia Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
Licodia	5413	PF 1	633.16	631.77	1.39	1.78	0.19		154.00		34.17
Licodia	5249	PF 1	631.18	627.91	3.27	2.70	0.07		150.57	3.43	17.44
Licodia	5085	PF 1	628.42	624.49	3.93	3.31	0.03		154.00		17.12
Licodia	4921	PF 1	625.08	620.85	4.23	3.91	0.14		154.00		14.30
Licodia	4757	PF 1	621.03	615.38	5.65	3.85	0.62		154.00		14.11
Licodia	4593	PF 1	616.56	612.97	3.59	3.04	0.18		154.00		17.32
Licodia	4429	PF 1	613.34	610.35	2.99	3.45	0.22		154.00		21.93
Licodia	4265	PF 1	609.68	604.50	5.18	4.20	0.03		154.00		13.15
Licodia	4101	PF 1	605.45	600.01	5.44	4.82	0.06		154.00		13.40
Licodia	3937	PF 1	600.57	594.54	6.04	4.42	0.33		154.00		13.48
Licodia	3773	PF 1	595.82	590.87	4.95	4.97	0.13		154.00		13.32
Licodia	3609	PF 1	590.73	584.48	6.25	5.77	0.55		154.00		16.15
Licodia	3445	PF 1	584.41	579.99	4.42	6.11	0.23	2.43	151.57		23.73
Licodia	3281	PF 1	578.08	571.37	6.71	7.40	0.36	0.18	153.82		17.37
Licodia	3117	PF 1	570.31	564.80	5.52	4.37	0.59		154.00		19.03
Licodia	2953	PF 1	565.35	561.81	3.54	2.79	0.35		154.00		17.43
Licodia	2789	PF 1	562.22	559.84	2.37	2.14	0.22	0.59	153.41		28.34
Licodia	2625	PF 1	559.86	558.21	1.65	2.03	0.00	20.98	133.02		40.87
Licodia	2461	PF 1	557.83	556.17	1.66	1.68	0.10	12.78	137.91	3.31	51.06
Licodia	2297	PF 1	556.05	554.71	1.33	1.93	0.05	20.40	133.60		49.27
Licodia	2133	PF 1	554.07	552.22	1.84	1.94	0.03	40.44	113.56		39.15
Licodia	1969	PF 1	552.10	549.94	2.15	2.20	0.06	0.01	153.99		17.30
Licodia	1769	PF 1	549.83	547.08	2.76	0.10	0.06	1.44	152.56		26.36
Licodia	1690		Bridge								
Licodia	1618	PF 1	546.41	544.51	1.90	2.14	0.26	2.68	151.32		43.03
Licodia	1476	PF 1	544.01	539.51	4.50	3.21	0.35		154.00		14.25
Licodia	1312	PF 1	540.45	537.12	3.33	4.01	0.25		154.00		18.64
Licodia	1148	PF 1	536.19	530.37	5.82	5.13	0.25		154.00		15.19
Licodia	984	PF 1	530.81	525.82	4.99	4.43	0.53		154.00		15.68
Licodia	820	PF 1	525.86	522.62	3.24	2.54	0.47	10.47	143.53		35.16
Licodia	656	PF 1	522.85	521.19	1.66	2.18	0.07	1.78	152.22		34.37
Licodia	492	PF 1	520.60	518.24	2.35	2.57	0.15		143.57	10.43	47.16
Licodia	328	PF 1	517.88	516.02	1.87	2.16	0.05	0.01	144.84	9.15	44.64
Licodia	164	PF 1	515.68	513.33	2.35				150.20	3.80	28.75

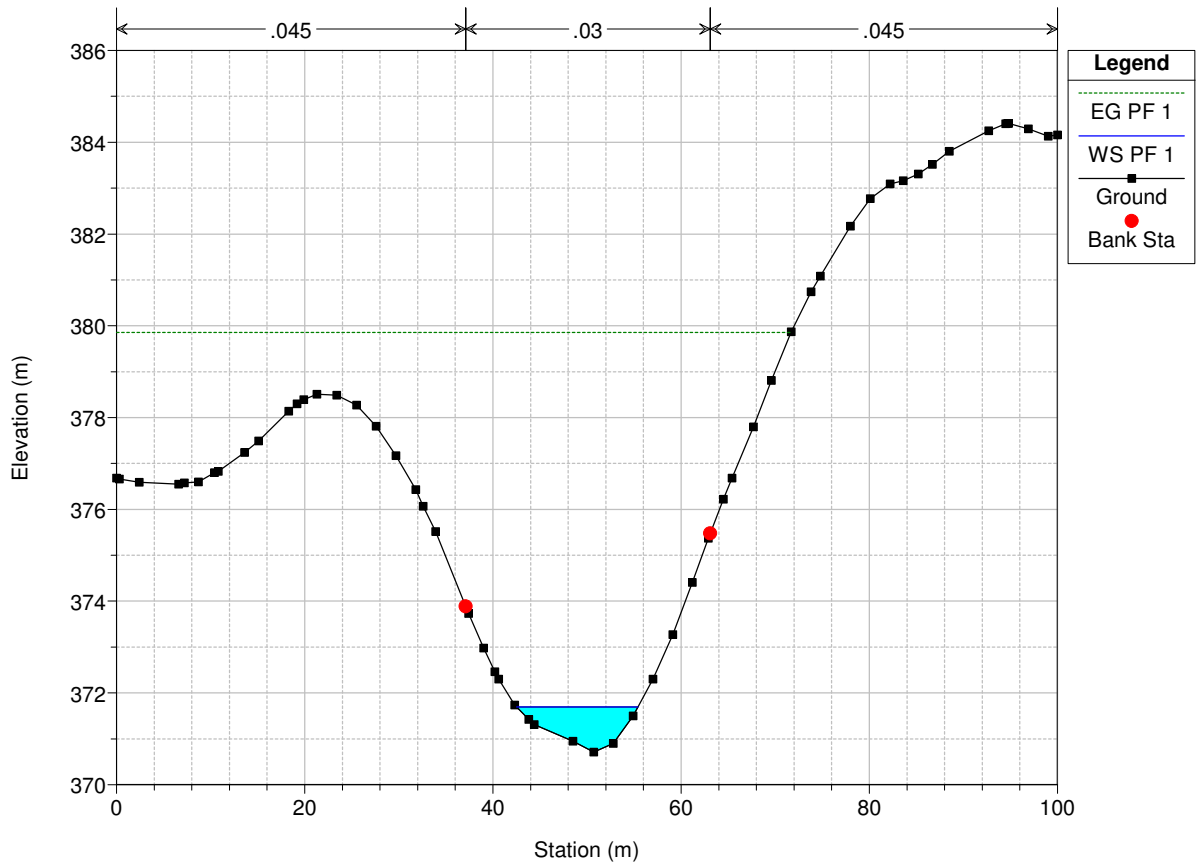
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



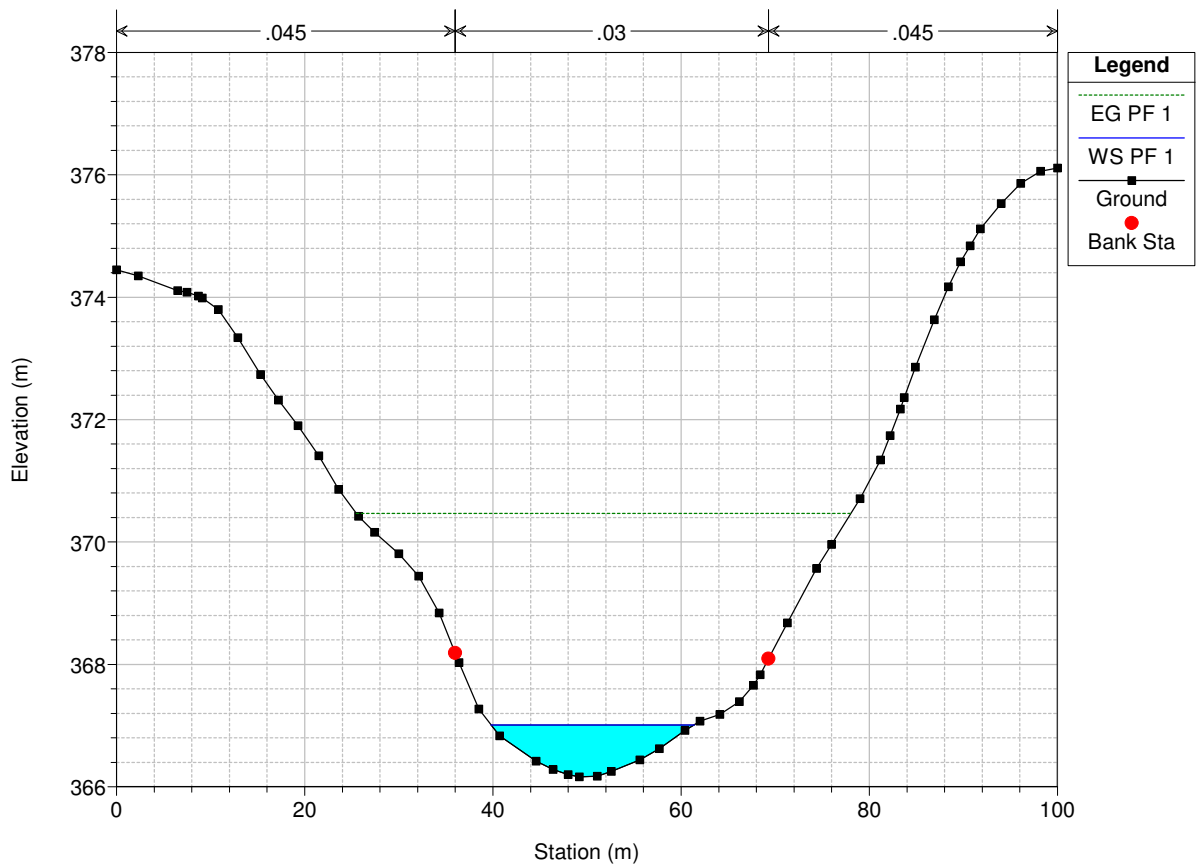
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



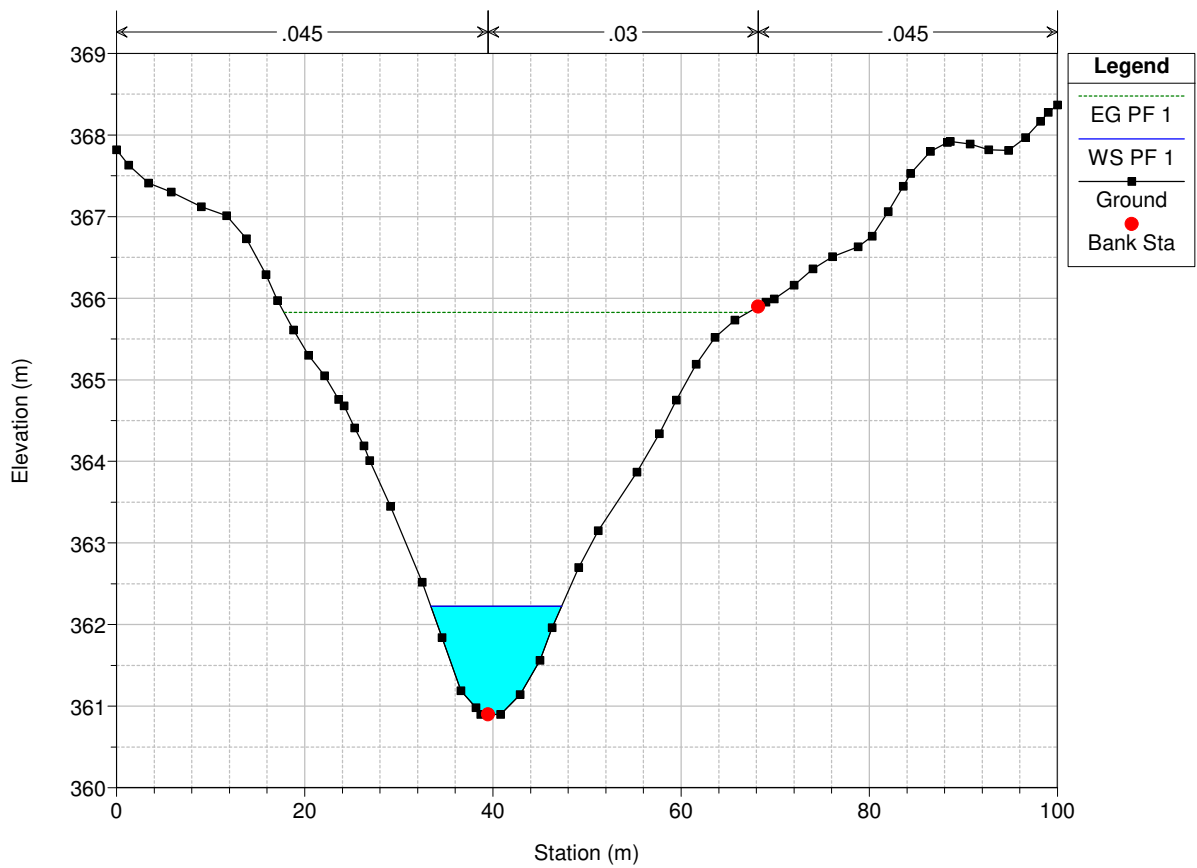
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



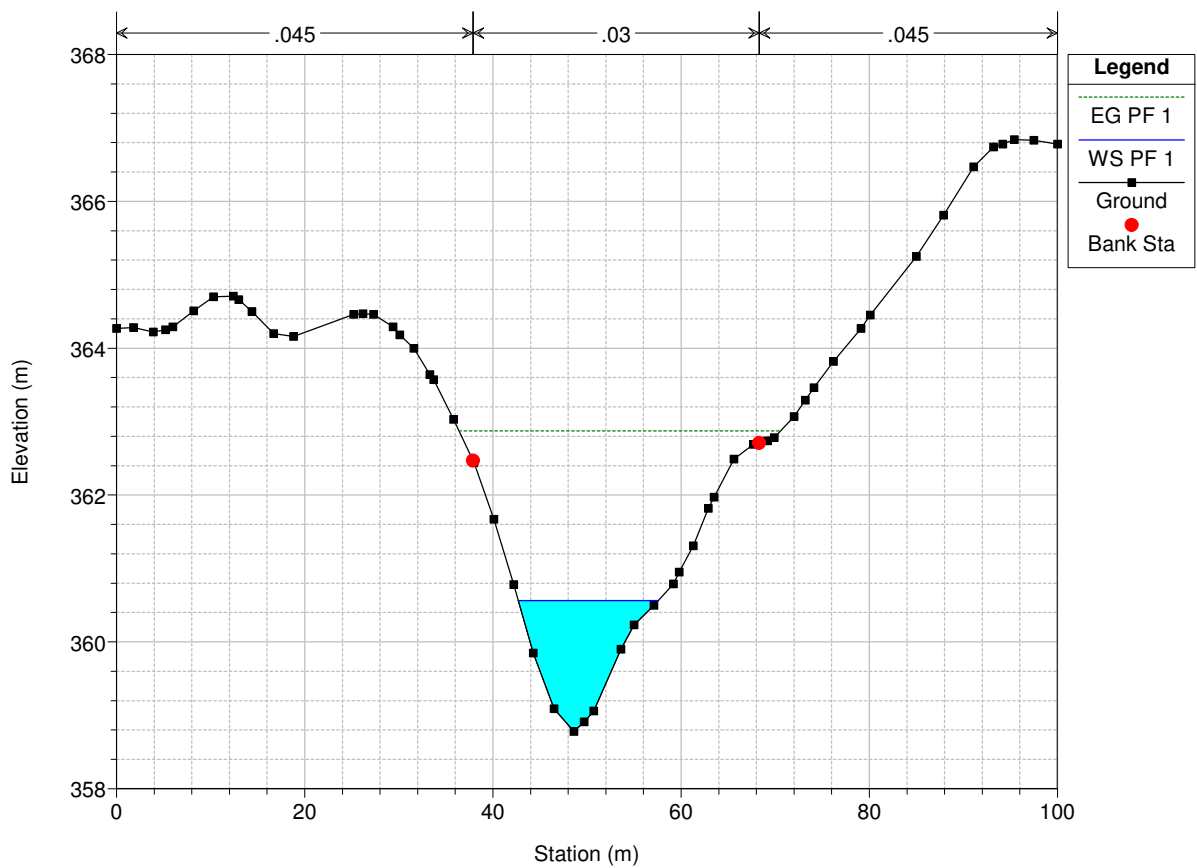
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



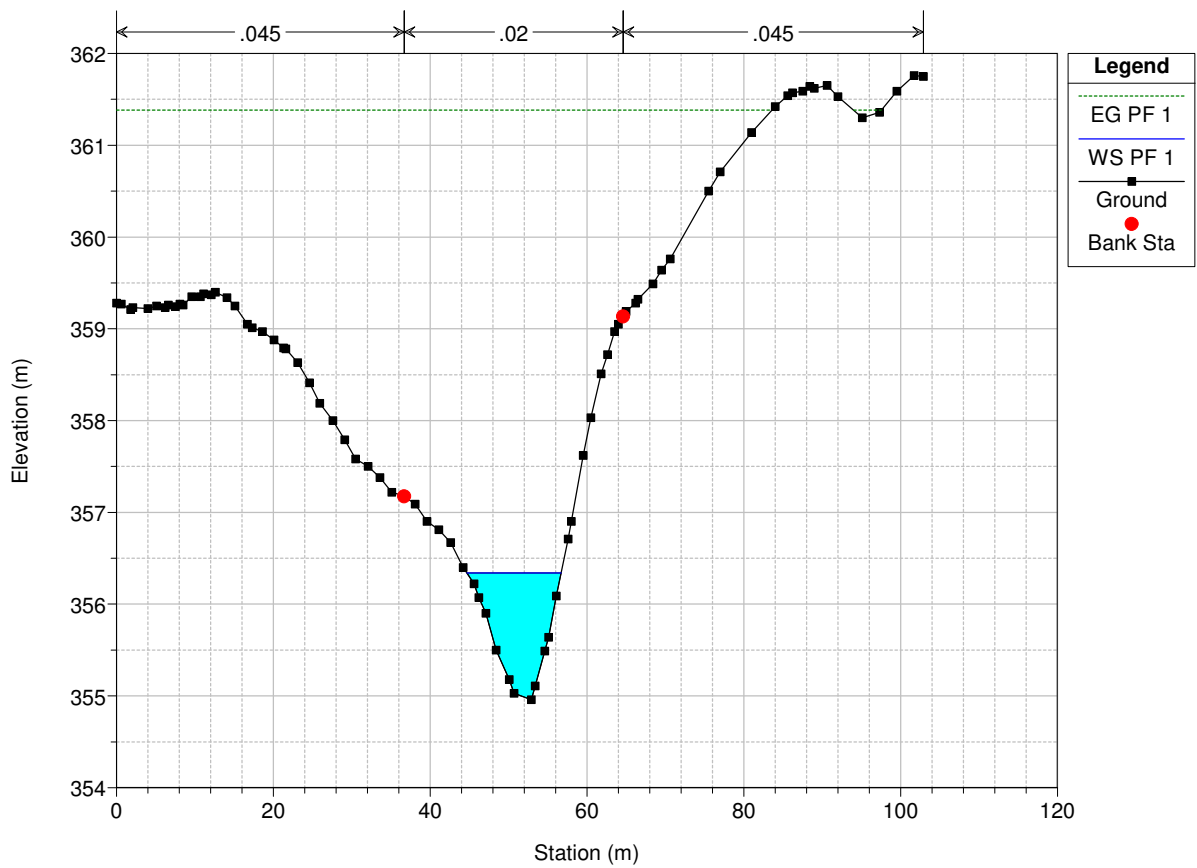
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



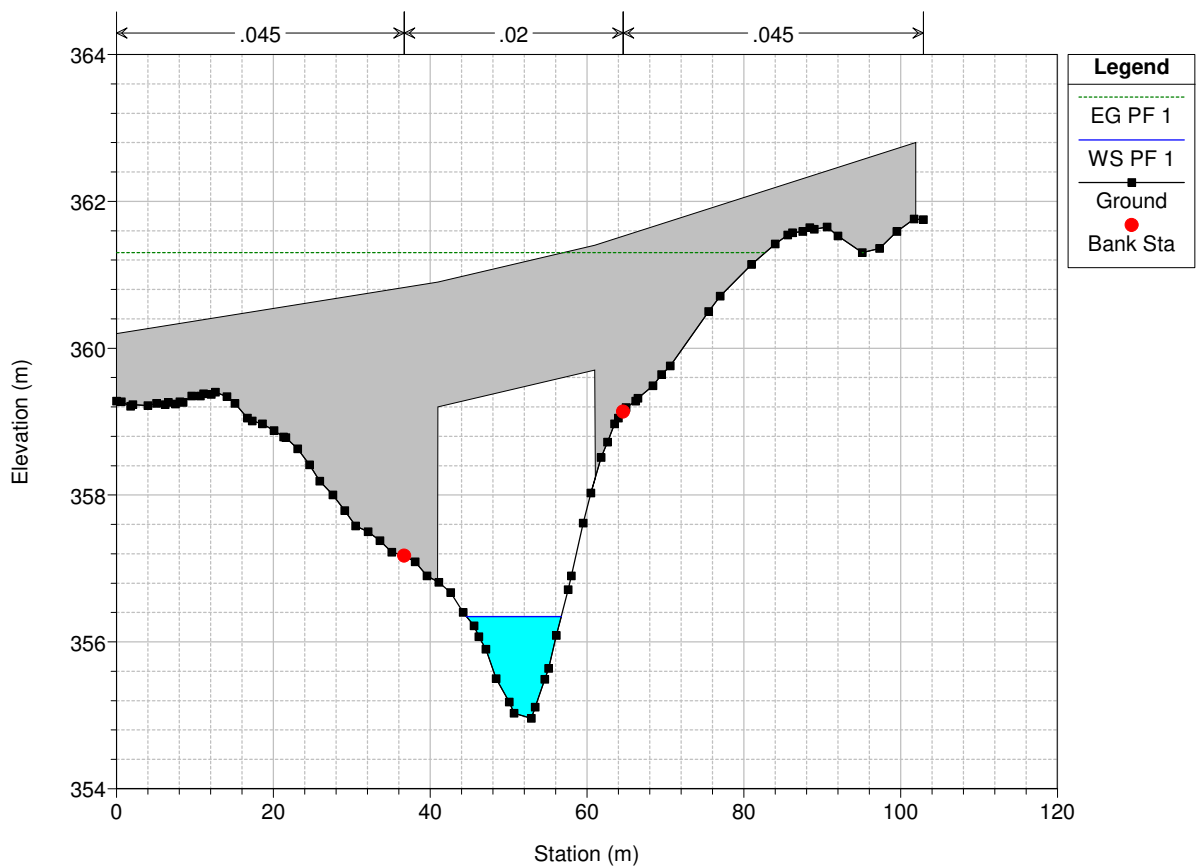
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



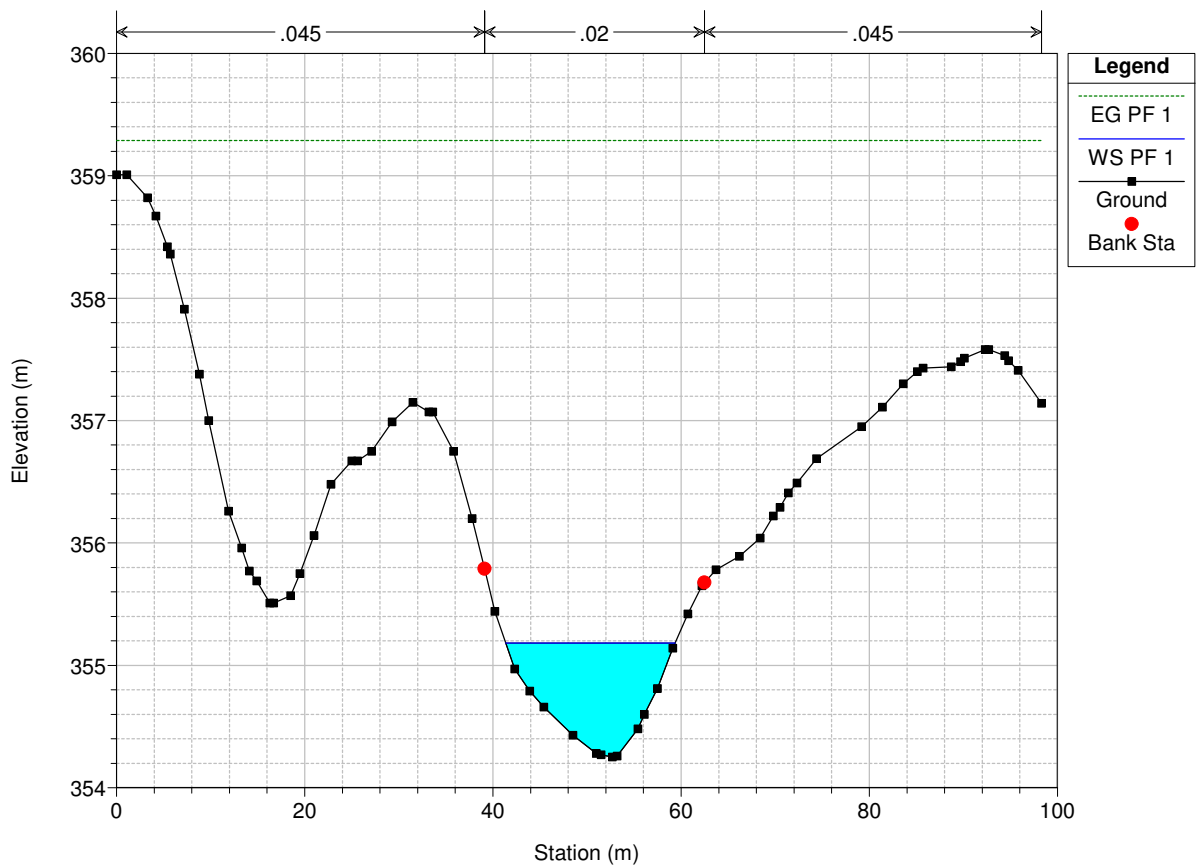
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



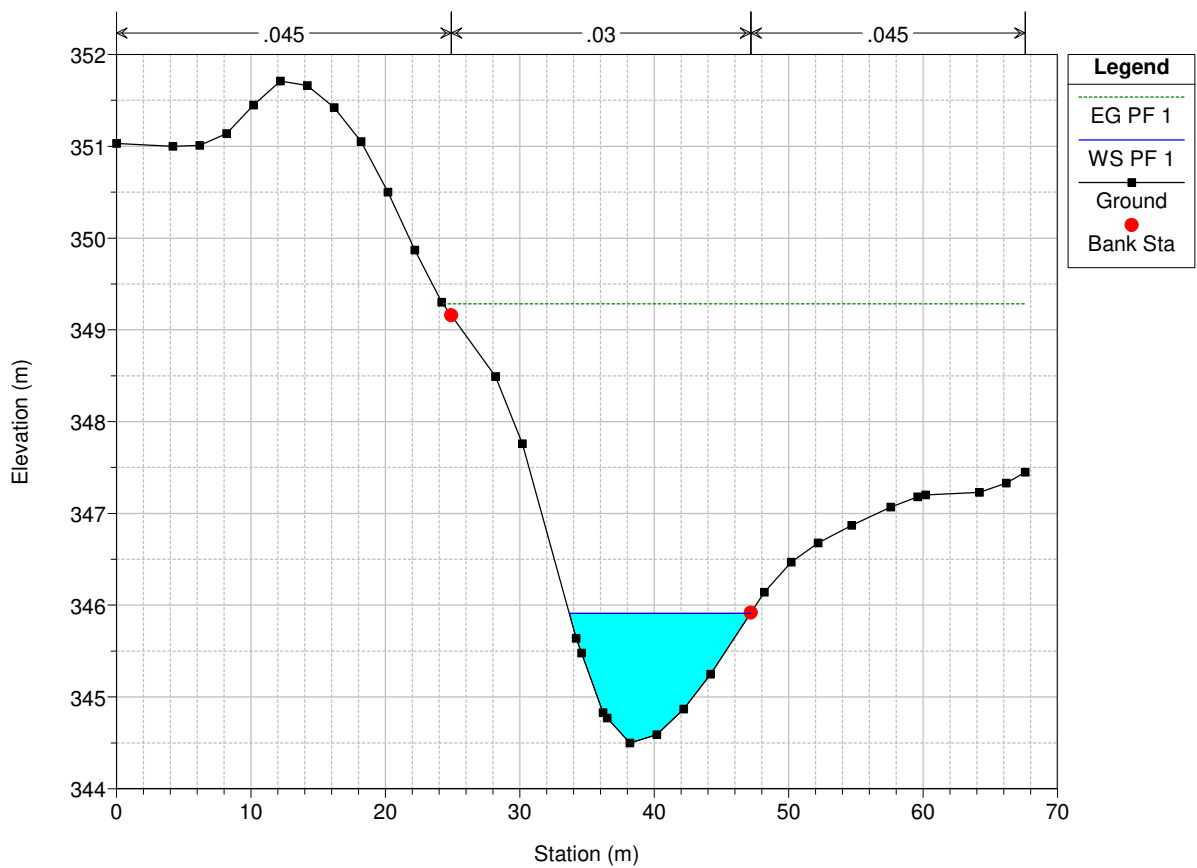
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



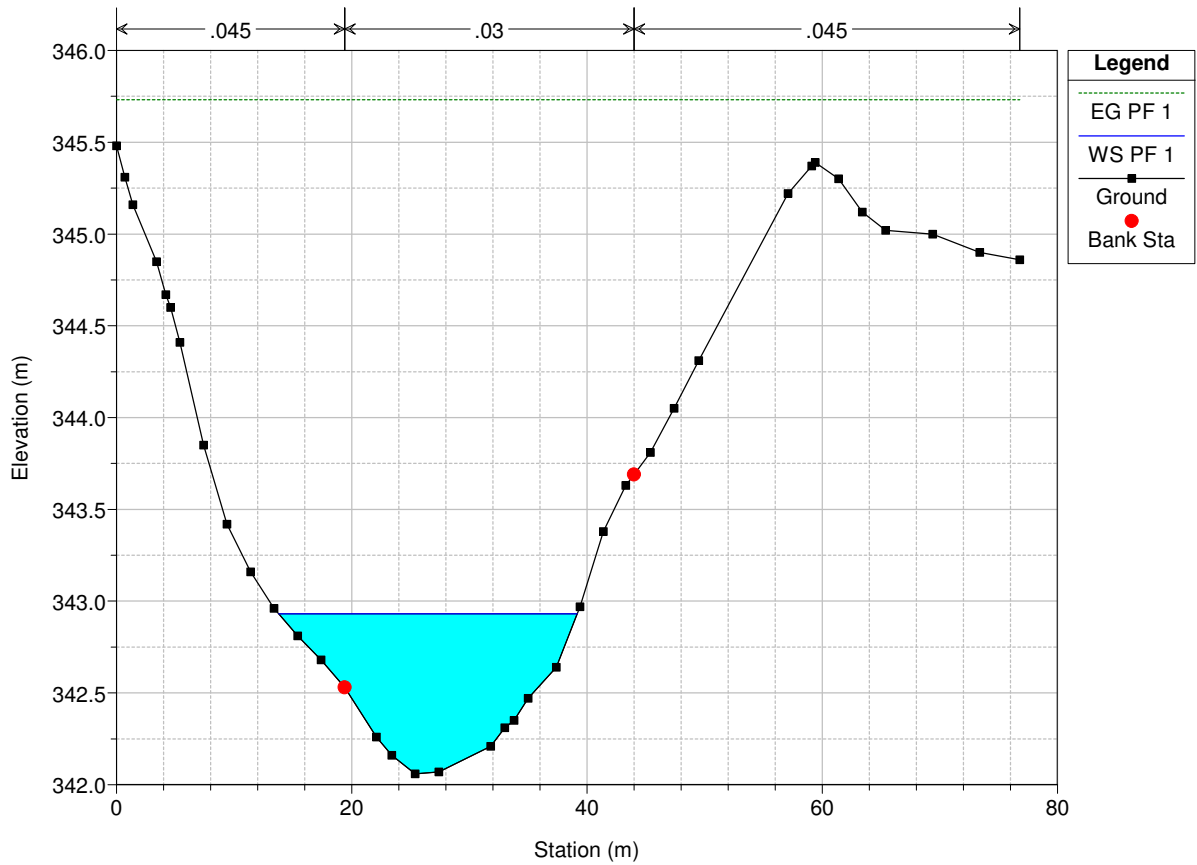
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



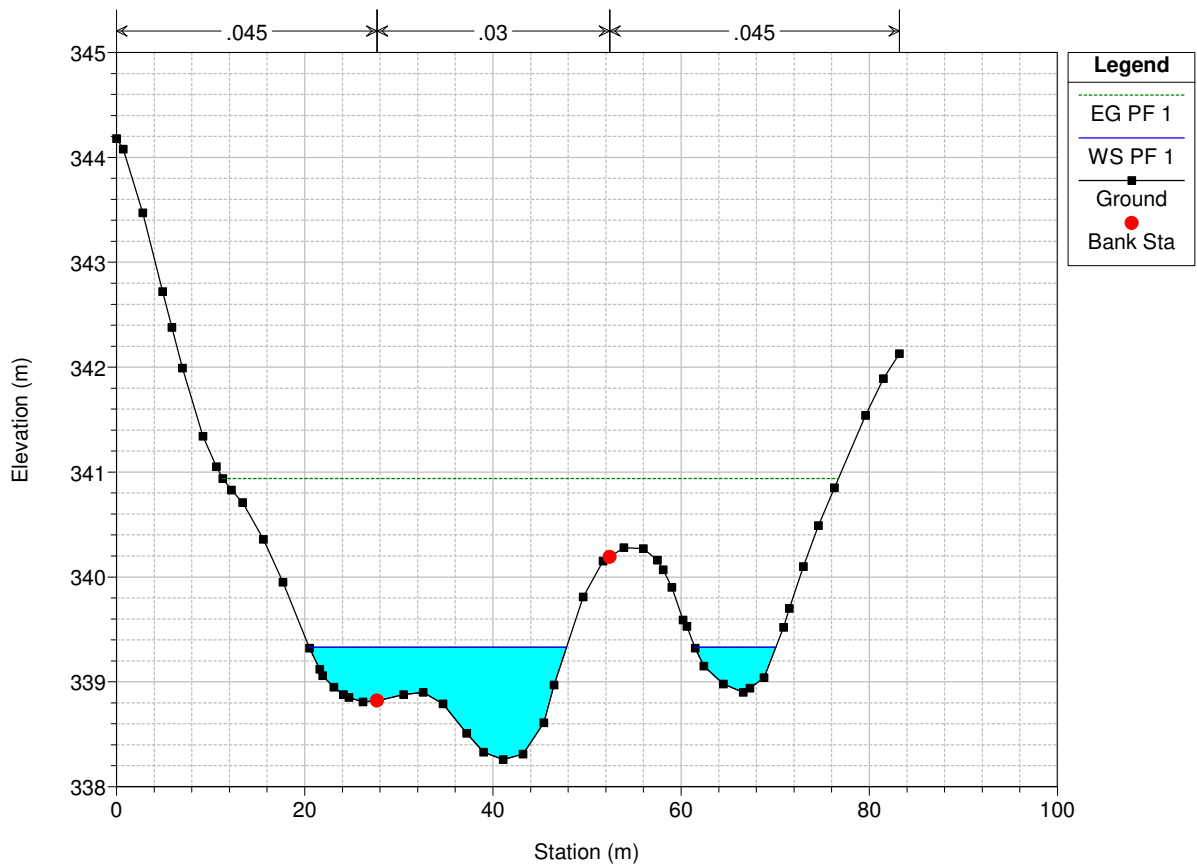
ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020

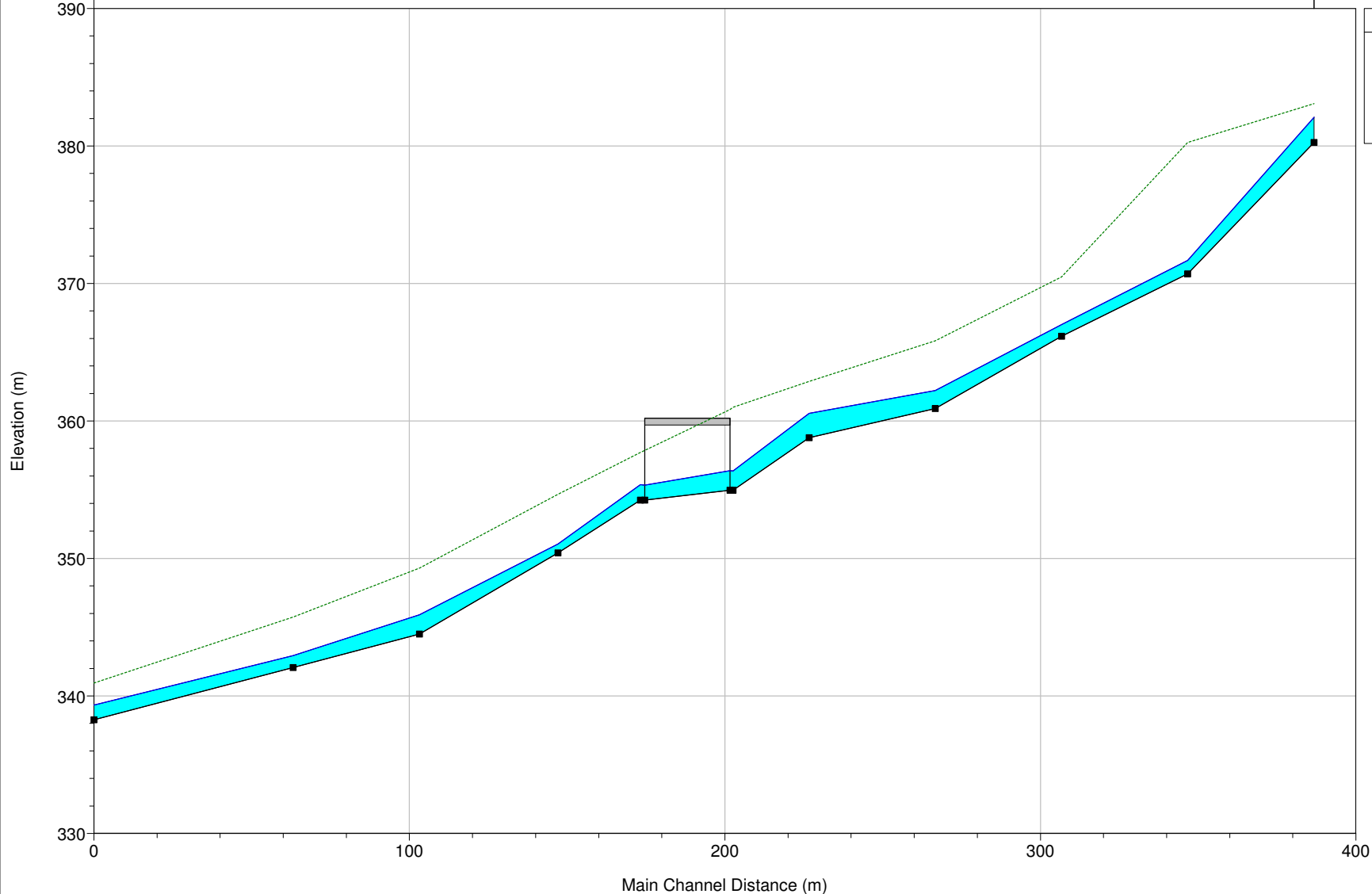


ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 04/11/2020



ScalilliPostOperam Plan: Scalilli Post 02/11/2020

Adrano Paternò Scalilli



Legend	
EG PF 1	(Dotted Green Line)
WS PF 1	(Solid Blue Line)
Ground	(Black Line with Square)

HEC-RAS Plan: ScalilliPost River: Adrano Paternò Reach: Scalilli Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
Scalilli	1301	PF 1	383.31	381.93	1.38	2.78	0.68	31.62	63.38		22.16
Scalilli	1169	PF 1	379.86	371.69	8.16	7.97	1.41		95.00		12.88
Scalilli	1038	PF 1	370.47	367.01	3.46	4.63	0.01		95.00		21.59
Scalilli	907	PF 1	365.82	362.22	3.60	2.56	0.39	31.33	63.67		13.88
Scalilli	776	PF 1	362.87	360.56	2.31	1.22	0.27		95.00		14.85
Scalilli	697	PF 1	361.38	356.34	5.04	0.06	0.03		95.00		12.03
Scalilli	650		Bridge								
Scalilli	600	PF 1	359.29	355.18	4.11	3.35	0.08		95.00		17.99
Scalilli	515	PF 1	355.87	351.01	4.86	6.14	0.44	0.08	91.35	3.57	37.14
Scalilli	371	PF 1	349.28	345.91	3.37	3.38	0.17		95.00		13.47
Scalilli	239	PF 1	345.73	342.93	2.80	4.43	0.36	2.63	92.37		25.37
Scalilli	32	PF 1	340.94	339.33	1.61			7.63	81.96	5.41	35.98