



CITTA' METROPOLITANA di REGGIO CALABRIA

Settore 13.

DIFESA DEL SUOLO E DEMANIO IDRICO E FLUVIALE

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA FIUMARA PORTIGLIOLA NEL COMUNE DI SANT'ILARIO DELLO JONIO

dirigente

arch. Giuseppe Mezzatesta

Rup

geom. Santo Logoteta

Progetto Definitivo

Progettisti



ing. Vincenzo Africa arch. Edoardo Africa ing. Fabio Piromalli

Studio in Via Strada Feudo, 43 - 89134 Pellaro - Reggio Calabria email studiotecniconemesis@gmail.com pec studiotecniconemesis@pec.it
P.I. 02020730806

dott. geol. Domenico Carrà

sostituisce: _

sostituito da: _

cod. lavoro:

Frontespizio

rev. n°	NOTA DI REVISIONE	data	RO2 - RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA		
			data:	scala:	tavola:

SOMMARIO

1. Premessa.....	2
2. Descrizione delle Piene Storiche della Fiumara Portigliola.....	3
3. Studio idrologico del bacino idrografico	4
4. Dati pluviometrici e idrometrici disponibili	6
5. Analisi statistica delle piogge e calcolo della curva di probabilità pluviometrica	7
6. Metodi di analisi statistica regionale delle piogge	8
7. Coefficiente di deflusso.....	14
8. Calcolo del Tempo di corrivazione del bacino	17
9. Calcolo delle portate di piena	19
10. STUDIO IDRAULICO	20
10.1 Caratteristiche del modello.....	20
10.2 Analisi dei risultati	23
10.3 Descrizione degli interventi.....	23
11. Verifica al sifonamento del nuovo argine in c.a.	25
12. Verifica delle pile all'escavamento localizzato.....	27
13. Verifica all'erosione.....	32
14. Conclusioni	34
ALLEGATI	35

1. PREMESSA

Al fine di dimensionare gli interventi di messa in sicurezza della fiumara Portigliola, si valuteranno le portate di piena della fiumara, in relazione al tronco di interesse ed alla vulnerabilità delle opere di protezione idraulica, nonché alle infrastrutture interferenti. In particolare, sulla scorta delle indicazioni fornite dall'Amministrazione, è stato individuato quale tratto di interesse, quello compreso tra i viadotti della SS 106 e della Ferrovia ed il tratto a monte degli stessi per circa 300 mt.

I problemi riscontrati, in sinergia con le priorità stabilite dalla Città Metropolitana di Reggio Calabria, riguardano in primis la vulnerabilità delle infrastrutture a rete, ed il crollo del muro d'argine in destra idrografica.

Nel tratto interessato, risulta necessario effettuare un'operazione di risagomatura delle sezioni idrauliche che risultano incise nella zona centrale e sovralluvionate nelle zone esterne. In prossimità delle infrastrutture è presente una folta vegetazione, per lo più arbustiva, di chiara interferenza con le portate di deflusso, per cui risulta necessario rimuoverla per ricostruire la sezione idraulica. Infine, l'intervento prioritario è quello di protezione delle pile che allo stato attuale si trovano, soprattutto nella zona centrale, esposte all'erosione della corrente idrica; la viabilità locale, presente a margine dell'alveo, in dx idrografica, verrà protetta con la posa in opera di gabbioni al piede della scarpata.

Lo studio idrologico è stato condotto, sia in fase ante operam che post operam, utilizzando le portate di progetto i cui periodi di ritorno adottati e di seguito riportati, sono in accordo al punto 2.5. delle Linee Guida PAI.

Il tratto della Fiumara oggetto dell'intervento ricade all'interno della Tavole del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Calabria, principalmente rappresentate dalle tavole di progetto:

EG03 – AREE VULNERATE ED ELEMENTI A RISCHIO (rif. Cartografici P.A.I.) scala 1:25.000;

EG04 – PERIMETRAZIONE AREE A RISCHIO IDRAULICO (rif. Cartografici P.A.I.) scala 1:25.000;

Sulle predette tavole sono riportate aree ed elementi a rischio, aree, punti e zone di attenzione soggetti alle prescrizioni previste dagli articoli 21 e 24 delle Norme e Misure di Salvaguardia del PAI. In particolare l'art. 21, comma 2, consente nelle aree a rischio R4 e nelle aree di attenzione la realizzazione di:

- *interventi finalizzati alla manutenzione ordinaria e straordinaria delle infrastrutture, delle reti idriche e tecnologiche, delle opere idrauliche esistenti e delle reti viarie;*
- *interventi idraulici volti alla messa in sicurezza delle aree a rischio, previo parere dell'ABR, che non pregiudichino le attuali condizioni di sicurezza a monte e a valle dell'area oggetto dell'intervento.*

Il presente studio è stato redatto seguendo le indicazioni delle “Linee guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d’acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d’attenzione e l’aggiornamento delle aree a rischio inondazione” del Piano Stralcio per Assetto Idrogeologico agg. 2011.

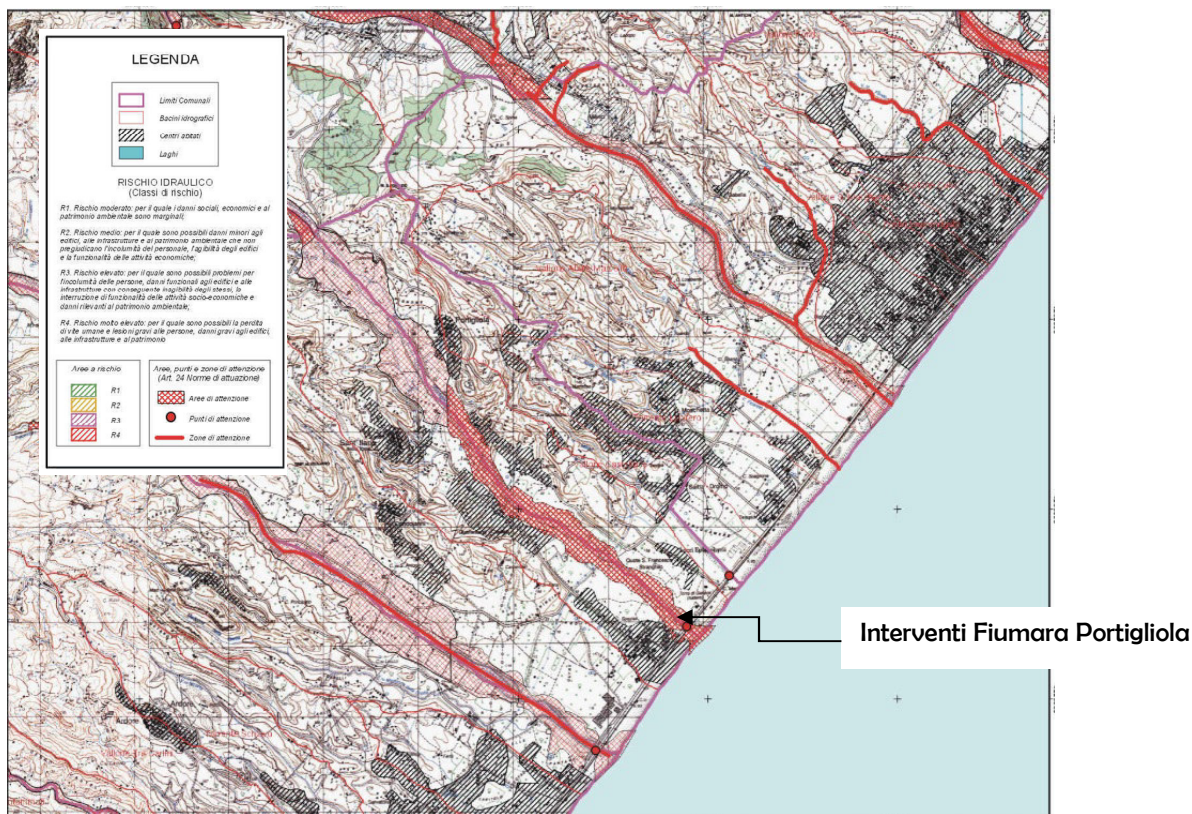


Fig. 1 – Sovrapposizione aree a rischio idraulico (fonte PAI)

2. Descrizione delle piene storiche della fiumara Portigliola

L'analisi dei documenti storici, fornisce numerose notizie su eventi alluvionali che hanno colpito l'area della Locride dal 1951 al 2015.

Nei bacini torrentizi, in cui l'estrema variabilità del flusso idrico impedisce di impiantare stazioni di misura della portata e dunque di raccogliere dati strumentali, l'analisi dei dati storici può rappresentare un riferimento per far luce sulle piene pregresse, in particolare su quelle che hanno causato danni a beni e/o persone. Le informazioni raccolte attraverso la consultazione dei quotidiani del passato, non hanno carattere scientifico, ma indicano un trend dell'andamento delle piene.

Occorre inoltre tenere presente che l'urbanizzazione delle aree è aumentata sin dall'inizio del XX° secolo. Nelle epoche più remote, le piene interessavano settori caratterizzati da insediamenti

sparsi e a bassa densità di elementi vulnerabili, pertanto non producevano danni e non restava testimonianza storica di esse.

L'aumento del numero di abitanti ha causato una modificazione continua dell'uso del suolo in diversi settori e l'espansione delle aree urbanizzate. In alcuni casi la crescita urbana è stata effettuata senza una adeguata pianificazione e senza tener conto del reticolo di drenaggio, sottostimando il potere distruttivo delle fiumare. Questo ampliamento delle aree urbanizzate è stato incoraggiato dal falso senso di sicurezza creato dalla bassa frequenza delle piene più distruttive e dalla presenza di arginature.

Poiché le piene più devastanti hanno tempi di ritorno che superano il periodo di cui la popolazione locale conserva memoria (40-50 anni al massimo), è facile che la consapevolezza della pericolosità delle fiumare sia spesso blanda, circostanza questa che in parte spiega la progressiva realizzazione di manufatti in aree alluvionabili.

Altro dato interessante è la concentrazione di piene, che in accordo al regime di piovosità, avviene in maniera crescente in ottobre, novembre e dicembre, con valori importanti fino a marzo.

Nel seguito viene riportato un estratto degli eventi che hanno riguardato la fiumara Portigliola.

1872. *Le acque in piena del Portigliola squarciano la diga ferroviaria.*

1873. *L'argine della ferrovia viene invaso dalle acque del Portigliola in piena.*

Novembre 1932. *Piena della fiumara di Portigliola.*

Marzo 2006. *In contrada Tribona, presso la foce della fiumara di Portigliola, erosione fluviale a carico di argini.*

Marzo 2010. *La fiumara Portigliola, per l'80% priva di argine, si trova in una situazione di pericolo determinato dalla mancata regimazione delle acque e dalla presenza di folta vegetazione. Sul torrente Mico le uniche due briglie esistenti sono state rotte dalla furia delle acque e la continua erosione dell'alveo sta determinando una situazione di pericolo alla stabilità del ponte della SP Locri - Antonimina.*

3. Studio idrologico dei bacini idrografici

L'Autorità di bacino Regionale (ABR) con il documento *"Valutazione delle piene in Calabria"* CNR-IRPI del 1989, ha pubblicato uno studio per la regionalizzazione delle precipitazioni estreme nel territorio ad essa competente. Lo scopo principale di questo studio è quello di consentire la valutazione, attraverso semplici relazioni matematiche, dell'altezza dell'**afflusso meteorico "h"** in una qualsiasi località ricadente all'interno della regione esaminata, una volta fissati il **tempo di ritorno "Tr"** e la **durata "t" della precipitazione**.

Il procedimento è basato sull'andamento generale dei parametri che caratterizzano il legame tra le grandezze h , t e T_r sull'intera superficie della regione esaminata.

Lo studio è quindi finalizzato alla valutazione delle portate al colmo di piena che possono defluire, nelle sezioni del reticolo idrografico in esame, con assegnato periodo di ritorno T .

Viene adottato quale modello di trasformazione afflussi/deflussi la metodologia proposta su scala nazionale dal progetto VAPI del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI).

In particolare viene adottato un modello probabilistico a doppia componente (TCEV) che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte di eventi (eventi massimi ordinari ed eventi massimi straordinari). Le elaborazioni relative alla applicazione di tale modello fanno riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica in cui i parametri vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico.

La stima dei massimi istantanei di una variabile aleatoria (altezza di pioggia, intensità di pioggia, portata di piena, etc.) corrispondenti ad assegnati valori del periodo di ritorno T può essere effettuata attraverso una metodologia di tipo probabilistico con diversi tipi di approcci. Tra questi, vengono spesso utilizzati il modello di Gumbel e il modello T.C.E.V.

Il modello di Gumbel, molto diffuso in campo tecnico, quando applicato all'analisi dei massimi annuali delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena tende a sottostimare i valori più elevati osservati nel passato (valori corrispondenti ai periodi di ritorno più elevati).

Il modello T.C.E.V. (Two Components Extreme Value) risulta maggiormente rispondente alle esigenze di un'attenta valutazione delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena che possono defluire nei tronchi di un corso d'acqua.

Il modello T.C.E.V. costituisce una generalizzazione del modello di Gumbel, risultando infatti costituito dal prodotto di due leggi di Gumbel, la prima delle quali destinata ad interpretare e descrivere, in chiave probabilistica, i massimi valori ordinari e la seconda, quelli straordinari (aventi, secondo il classico modello di Gumbel., una probabilità di superamento inferiore del 5% e, quindi, tali da potersi ritenere eccezionali).

Di seguito vengono riassunti i dati caratteristici del bacino che hanno interessato la progettazione, utili al calcolo delle portate.

CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE DEL BACINO IDROGRAFICO					
Bacino	Area (Km²)	H_{MAX} (m slm)	H_{MIN} (m slm)	H_{MED} (m slm)	LASTA (Km)
Portigliola	35,015	1036,00	2,00	401,60	17,54



Fig. 2 – Individuazione del Bacino Idrografico

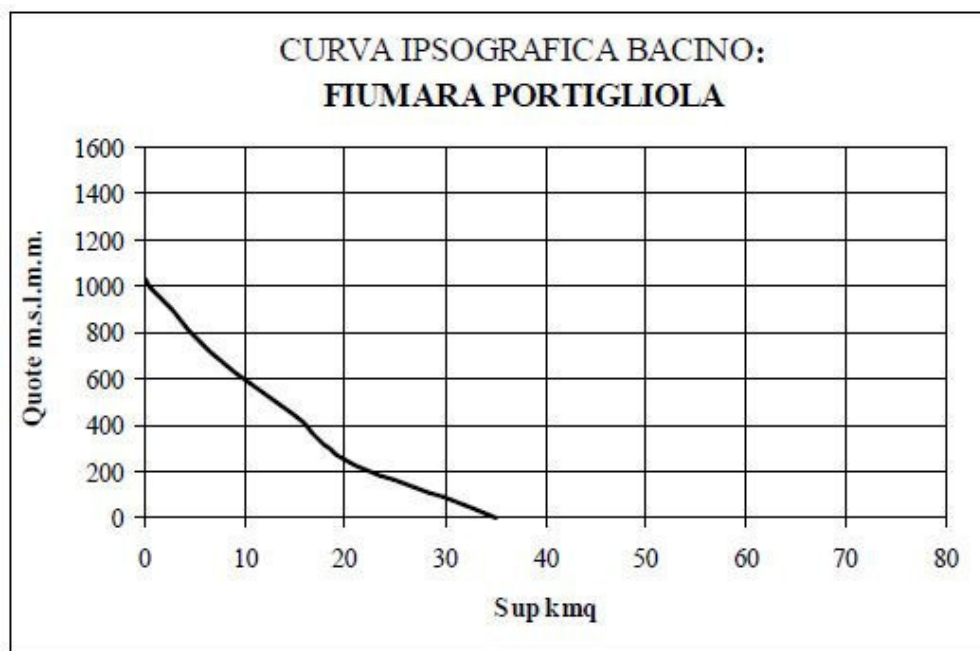


Fig. 3 – Curva ipsografica Bacino Portigliola

4. Dati pluviometrici e idrometrici disponibili

Per lo studio della formazione delle piene, per bacini di dimensioni limitate come quelli presenti sul territorio calabrese, è solitamente richiesto l'uso dei dati delle precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi di tipo Pr (pluviografo registratore) o Pe (pluviometro a

memoria elettronica) reperibili nella Parte I - Tabella III degli Annali idrologici pubblicate dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano.

In Calabria, dato il modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazione, nonché la frammentazione delle serie storiche dei massimi annuali delle portate al colmo disponibili, spesso prive dei dati corrispondenti ai principali eventi alluvionali, anziché ricorrere ad una stima puntuale, si preferisce adottare l'impiego di modelli di regionalizzazione, utilizzando tutti i parametri costruiti per la regione idrologica in esame.

La regionalizzazione è un metodo per estendere la lunghezza delle serie storiche e per ridurre gli errori dovuti al difetto di campionatura. In generale, poiché le stazioni idrometriche sono molto meno numerose di quelle pluviometriche, l'analisi delle piene in Calabria, come d'altronde nelle altre regioni italiane, è stata preceduta dall'analisi delle piogge estreme. L'analisi dei massimi annuali di pioggia giornaliera fornisce utili indicazioni circa l'identificazione delle sottozone idrometriche che si ammette coincidano in prima approssimazione con le sottozone pluviometriche. Per quanto riguarda le piogge orarie si assumono gli stessi parametri ricavati per i massimi annuali di pioggia giornaliera.

5. Analisi statistica delle piogge e calcolo della curva di probabilità pluviometrica

Per la classificazione delle aree di attenzione, al punto 2.5 delle Linee Guida ABR, viene suggerito di effettuare uno studio in corrispondenza dei seguenti periodi ritorno: 50-200-500 anni.

Secondo quanto indicato nell'appendice A delle Linee Guida ABR, il calcolo della portata con tempo di ritorno T fissato può essere effettuato con differenti metodi:

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

Il primo metodo, ancora oggetto di ricerca scientifica, porta spesso a sottostimare i valori della portata al colmo e viene ancora oggi poco utilizzato. Anche la Relazione Generale del Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico della Regione Calabria, sconsiglia l'uso di tale metodo in quanto "l'inferenza statistica sulle portate, pur teoricamente raccomandabile, fornisce risultati giocoforza meno attendibili rispetto all'analisi delle precipitazioni".

Il secondo dei due metodi sopra citati, prevede un'analisi statistica delle piogge (afflussi) e la trasformazione della stessa in deflussi. Tale metodo è stato utilizzato per eseguire i calcoli nel presente studio.

L'osservazione sperimentale delle piogge intense evidenzia, inoltre, come all'interno di un'area assegnata l'intensità di precipitazione durante un certo evento varia da punto a punto, talvolta in misura accentuata e tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata. L'altezza di pioggia ragguagliata all'area, di assegnata durata e tempo di ritorno $h_r(t, T)$, si può ottenere moltiplicando l'altezza di pioggia puntuale di pari durata e tempo di ritorno per un fattore di ragguaglio r . Tale fattore è ottenibile da tabelle ed abachi disponibili in letteratura in cui r diminuisce all'aumentare della superficie del bacino ed al diminuire della durata dell'evento (piogge di durata maggiore tendono ad avere distribuzioni più uniformi nello spazio).

6. Metodi di analisi statistica regionale delle piogge

Il tempo di ritorno di una variabile X (ad esempio portata Q in un corso d'acqua, o altezza h di precipitazione di durata t su un bacino) è definito come l'intervallo di tempo medio perché il valore x venga uguagliato o superato una sola volta. Il legame tra la probabilità di non superamento $P(X)$ della variabile casuale X ed il tempo di ritorno è:

$$P(X) = 1 - 1/T(X)$$

Nel presente studio, l'analisi statistica delle piogge è stata effettuata ipotizzando che il campione dei massimi annuali di altezza di pioggia di durata 1,3,6,12,24 ore appartenga ad una popolazione distribuita secondo la legge di TCEV (Two Component Extreme Value Distribution).

L'osservazione empirica dei campioni dei massimi annuali delle precipitazioni di breve durata ha portato a riconoscere l'esistenza di alcuni valori eccezionali, denominati "outliers", estremamente più elevati degli altri. La corrente interpretazione statistica è quella di considerarli appartenenti a una popolazione diversa legata a una differente fenomenologia meteorologica, che deve essere riprodotta dalla legge di probabilità.

Tali caratteristiche sono ben tradotte in termini statistici dal sopraccitato modello TCEV che si riconduce formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità di tipo Gumbel. La prima delle due funzioni (componente base) assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda (componente straordinaria) genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti.

Il modello a doppia componente denominato TCEV, utilizzato nel progetto VAPI (VALutazione delle PIene in Italia) e sviluppato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, si rappresenta con una funzione del tipo:

$$F_x(x) = \exp\left(-\Lambda_1 e^{\frac{-x}{\theta_1}} - \Lambda_2 e^{\frac{-x}{\theta_2}}\right)$$

e può essere anche strutturato secondo il metodo del valore indice. Con tale metodo si analizza in luogo di X una variabile adimensionale X/X_I , dove X_I è un valore caratteristico della distribuzione di X ed assume il nome di valore indice.

Nelle applicazioni quasi sempre si utilizza come valore indice la media μ e si analizza la variabile $X'=X/\mu$ che viene indicata come fattore di crescita.

Tale approccio conduce alla stima della portata X_t attraverso due successivi passaggi:

- stima del fattore di crescita X'_t relativo al tempo di ritorno T ;
- stima del valore indice μ .

La stima di X_t è pari a

$$X_t = X'_t \cdot \mu$$

La stima del fattore di crescita, riferita al tempo di ritorno imposto dal problema in esame, è ovviamente una stima probabilistica. La distribuzione di probabilità (curva di crescita) di tale variabile interpretata con la legge TCEV assume espressione:

$$F_{X'}(x') = \exp\left[-\Lambda_1 \exp(-ax') - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\theta^*} \exp(-ax'/\theta^*)\right]$$

dove:

$$\Lambda^* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\theta^*}}$$

$$\theta^* = \frac{\theta_2}{\theta_1}$$

$$\alpha = \frac{\mu}{\theta_1} = \ln \Lambda_1 + \gamma_\epsilon - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda_2^j}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\theta^*}\right)$$

con $\gamma_\epsilon = 0.57722$ (costante di Eulero) e la sommatoria può essere limitata con buona approssimazione per scopi pratici da 1 a 20.

I parametri forniti dalla legge probabilistica TCEV sono 4 e per effettuare una stima attendibile sarebbero necessari campioni di dimensione elevata, attualmente non disponibili. L'incertezza può essere ridotta utilizzando i metodi di regionalizzazione che permettono di stimare alcuni parametri sulla base di tutte le serie storiche ricadenti all'interno di vaste aree indicate come zone o sottozone omogenee.

Al 1° livello di regionalizzazione si assume un valore costante di $\Lambda^*e\theta^*$ per l'intera Calabria, considerata come zona idrologicamente omogenea.

Al 2° livello di regionalizzazione, oltre a $\Lambda^*e\theta^*$ costante nelle zone idrologicamente omogenee, si assume costante il valore del parametro Λ_i per le sottozone omogenee (tirrenica T, Ionica I, Centrale C). Per la stima di Λ_i si utilizzano tutti i dati relativi alla sottozona.

Al 3° livello di regionalizzazione si prosegue in modo regionale anche per la stima dell'ultimo parametro (sia esso μ o θ_i) all'interno di aree omogenee.

La suddivisione in sottozone omogenee (I, T, C) ed in aree omogenee (C_i , T_i , I_i) è riportata nella figura 6, allegata alla pubblicazione "Valutazione delle Piene in Calabria" (Versace P. et al., 1989). Pertanto, utilizzando l'approccio del valore indice, è possibile ottenere una stima di X_t dalla conoscenza dei parametri $\Lambda_i, \Lambda^*e\theta^*$ (mediante i quali si stima la curva di crescita) e di μ (valore indice).

La stima dei parametri può essere eseguita con riferimento a due approcci differenti:

- **il primo**, che in seguito indicheremo con CNR-1989, fornisce un parametro unico, a prescindere dalla durata della pioggia, stimato sui dati disponibili fino al 1987, Geodata n°30 1989 e "Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia". Rapporto Catanzaro GNDCI Unità Operativa 1.4 Linea I;
- **il secondo**, che nel seguito indicheremo con PAI-2001, fornisce un valore per i parametri per ogni durata di 1, 3, 6, 12, 24, stimato sui dati disponibili fino al 2000, secondo quanto riportato nelle Linee Guida ABR.

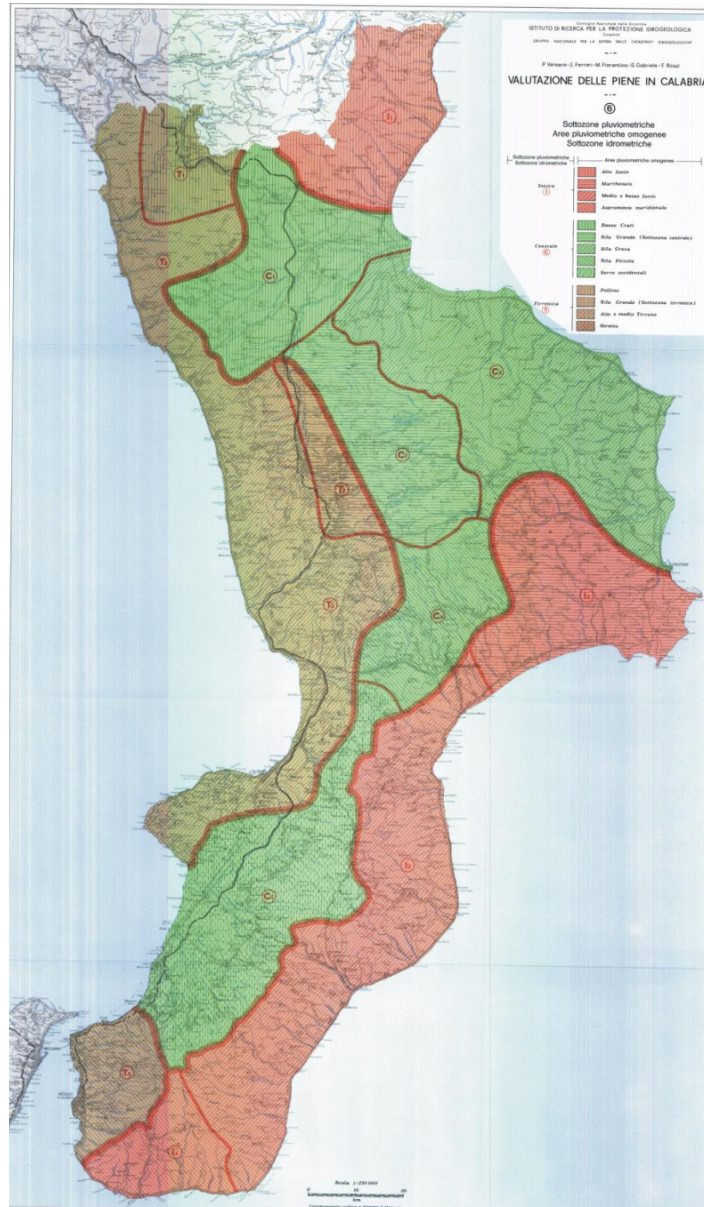


Fig. 6 – Sottosono pluviometriche – Aree pluviometriche omogenee

Lo studio idrologico eseguito ricalca fedelmente la prima delle due metodologie sopra richiamate.

Seguendo l'approccio CNR-1989, i valori dei parametri Λ^* e Θ^* sono stati stimati al primo livello di regionalizzazione, per l'intera Calabria (zona pluviometricamente omogenea) e valgono rispettivamente:

$$\Lambda_* = 0,418 \qquad \theta_* = 2,154$$

Al secondo livello di regionalizzazione, è stato verificato che la Calabria può essere suddivisa in tre sottozone omogenee, denominate: Tirrenica, Centrale, Ionica, e caratterizzate dai seguenti parametri:

$$\Lambda_1 = \begin{cases} 48,914 \\ 22,878 \\ 10,987 \end{cases} \quad \eta = \begin{cases} 5,173 \\ 4,414 \\ 3,681 \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{zona Tirrenica} \\ \text{zona Centrale} \\ \text{zona Ionica} \end{matrix}$$

Il bacino della Fiumara Portigliola, oggetto di studio, ricade interamente nella sottozona pluviometricamente omogenea Ionica. Per tale zona, il valore del parametro Λ_1 è pari a 10.987.

Una volta ottenuto η pari a 3.681 e sostituiti i valori dei 3 parametri nella distribuzione di probabilità, per la sottozona pluviometricamente omogenea Ionica, si ottiene la curva di crescita $F_x(x')$.

Nella tabella sono riportati, per diversi periodi di ritorno, i valori di K_T nelle singole sottozone omogenee, sono stati determinati tramite i parametri della distribuzione di probabilità dei massimi di pioggia giornaliera.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (Tirreno)	0.92	1.22	1.45	1.69	1.78	1.95	2.04	2.32	2.6	2.98	3.27
K_T (Centrale)	0.91	1.26	1.53	1.81	1.91	2.12	2.22	2.54	2.87	3.32	3.65
K_T (Ionio)	0.89	1.31	1.63	1.97	2.09	2.34	2.46	2.85	3.25	3.78	4.18

Valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita per le piogge in Calabria per alcuni valori del tempo di ritorno

Al terzo livello di regionalizzazione, si ricerca il legame tra il valore medio delle serie storiche ed i parametri geografici (l'altitudine media sul livello del mare) che caratterizzano il bacino.

La Calabria è stata suddivisa in 13 aree pluviometriche omogenee in ciascuna delle quali esiste una correlazione tra i valori della media della intensità massima annuale della pioggia giornaliera $m[h_g]$ e la quota sul mare Z del tipo:

$$\log m[h_g] = Cz + D$$

Assumendo valido un legame tra la il valor medio del massimo annuale dell'altezza di pioggia e la durata t :

$$m[h(t)] = a t^r$$

e considerando il rapporto:

$$r = m[h_g] / m(h(t)) = 0.875$$

si ottiene:

$$m[h(t)] = a \cdot t^{\frac{CZ + D - \log r - \log a}{\log 24}}$$

Il valore di a è assunto costante in tutta l'area pluviometricamente omogenea ed è pari al valor medio pesato rispetto agli anni di funzionamento della $m[h(t)]$ relativi alla sede con un numero di dati maggiori di 20.

Per l'area pluviometricamente omogenea I3 “Medio e Basso Ionio” (in cui ricade il bacino oggetto del presente studio) il progetto VAPI riporta i seguenti valori dei parametri:

Area Pluviometrica Omogenea		a	C	D
T1	Pollino	27,79	0,00014	1,907
T2	Sila Grande – sottozona tirrenica	23,75	0,00021	1,683
T3	Alto e medio Tirreno	26,61	0,00022	1,769
T4	Stretto	26,73	0,00028	1,736
C1	Basso Crati	21,73	0,00049	1,690
C2	Sila grande – sottozona centrale	23,75	0,00021	1,683
C3	Sila greca	31,02	0,00016	1,951
C4	Sila piccola	33,22	0,00032	1,840
C5	Serre orientali	34,99	0,00036	1,815
I1	Alto Ionio	24,37	0,00026	1,778
I2	Marchesato	30,97	0,00025	1,922
I3	Medio e basso Ionio	39,58	0,00043	1,953
I4	Aspromonte meridionale	34,13	0,00027	1,817

Parametri della regressione $\log m[h_g] = Cz + d$

Sostituendo tali valori nell'espressione precedente:

$$m[h(t)] = a \cdot t^{\frac{CZ + D - \log r - \log a}{\log 24}}$$

per l'altitudine (m. slm.) media del bacino della Fiumara Portigliola, si ricava:

$$m[h(t)] = 39.58 t^n$$

con n che assume il valore 0,4247.

Il valore così ottenuto viene dunque posto pari al valore indice μ .

Le curve di probabilità pluviometrica $h = a \cdot t^n$, afferenti lo studio idrologico, avranno i parametri riportati nella tabella seguente.

BACINO	T _c (ore)	a (5)	a (10)	a (20)	a (50)	a (100)	a (200)	a (500)
PORTIGLIOLA	3.51	51.85	64.52	77.97	97.37	112.80	128.64	149.61

7. Coefficiente di deflusso

La teoria classica di Horton attribuisce alla superficie del suolo il ruolo di partizionare la pioggia netta: una parte raggiunge rapidamente la rete idrografica per deflusso superficiale, l'altra si infiltra e si muove lentamente come deflusso di base.

In un dato istante il terreno ha una capacità di infiltrazione f , se su di esso insiste una pioggia con intensità i (maggiore di f) la frazione $(i-f)$, detta *afflusso efficace*, alimenta il deflusso superficiale. La capacità di infiltrazione diminuisce esponenzialmente nel tempo quindi è probabile che all'inizio dell'evento f sia maggiore di i e di conseguenza tutta la pioggia si infilti nel suolo, successivamente, quando $(i-f)$ diviene positivo, una frazione di essa contribuisce, su tutta la superficie del bacino, alla produzione di deflusso superficiale.

Dal punto di vista pratico, nell'idrologia di progetto quando si applicano i vari metodi per il calcolo della portata, si può ricorrere spesso al generico termine concettuale "deflusso diretto", che rappresenta la porzione di deflusso che contribuisce alla formazione della piena.

Ai fini progettuali, si parametrizza la pioggia efficace sulle caratteristiche morfometriche, geolitologiche, pedologiche e vegetazionali del bacino, introducendo un parametro di corrispondenza tra la pioggia precipitata e quella defluita che prende il nome di coefficiente di deflusso C , ed è dato dal rapporto tra il volume (che coincide con la pioggia efficace) defluito dal bacino in un dato intervallo di tempo ed il relativo afflusso costituito dalla precipitazione totale:

$$C = \frac{P_e}{P}$$

La stima del coefficiente C è certamente l'elemento più incerto nell'applicazione della formula di calcolo della portata. Esistono diverse formule empiriche e tabelle in cui compaiono la tipologia del suolo (permeabilità) e la copertura della superficie del bacino, la pendenza del corso d'acqua, il tempo di ritorno. In realtà tale coefficiente C , è variabile nel tempo (in quanto dipendente dall'umidità del terreno, che varia durante l'evento meteorico), ma ai fini applicativi si considererà costante.

La determinazione del coefficiente C è stata effettuata, attraverso una correlazione con il coefficiente medio del bacino Curve Number (CN) del metodo proposto dal Soil Conservation Service (SCS).

Il metodo del Soil Conservation Service è una procedura, valida per piccoli bacini che consente sia la determinazione della portata al colmo che la ricostruzione dell'idrogramma di piena.

La determinazione del volume di piena si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$V/P_n = W/S$$

con V, volume di deflusso - P_n, precipitazione netta – W, invaso del suolo, S il valore massimo dell'invaso.

La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

Attraverso alcune considerazioni e passaggi, si perviene alla relazione che lega il volume di deflusso al valore massimo dell'invaso (S) ed alla precipitazione totale P:

$$V = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S)$$

La valutazione di S, dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo ed è rappresentato dal parametro CN, secondo la relazione:

$$S = S_0 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il parametro CN (*curve number*), che compare nella relazione, assume valori compresi tra 0 e 100 e rappresenta, in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale, nonché al grado di umidità del terreno, l'attitudine del bacino a produrre deflusso.

S₀ è un fattore di scala, che vale 254 mm, nel caso in cui le grandezze vengano espresse in mm.

Per quanto riguarda la stima del CN, l'SCS ha classificato i tipi di suolo, per sistemazione e condizione idrica, in quattro gruppi omogenei:

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

Per il tipo di copertura (uso del suolo):

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

Per quanto riguarda le condizioni di umidità del suolo, antecedenti (5 giorni) al momento dell'evento meteorico, l'SCS individua tre classi AMC I, AMC II e AMC III:

Classe AMC	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	< 35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	> 28.0 mm	> 53.3 mm

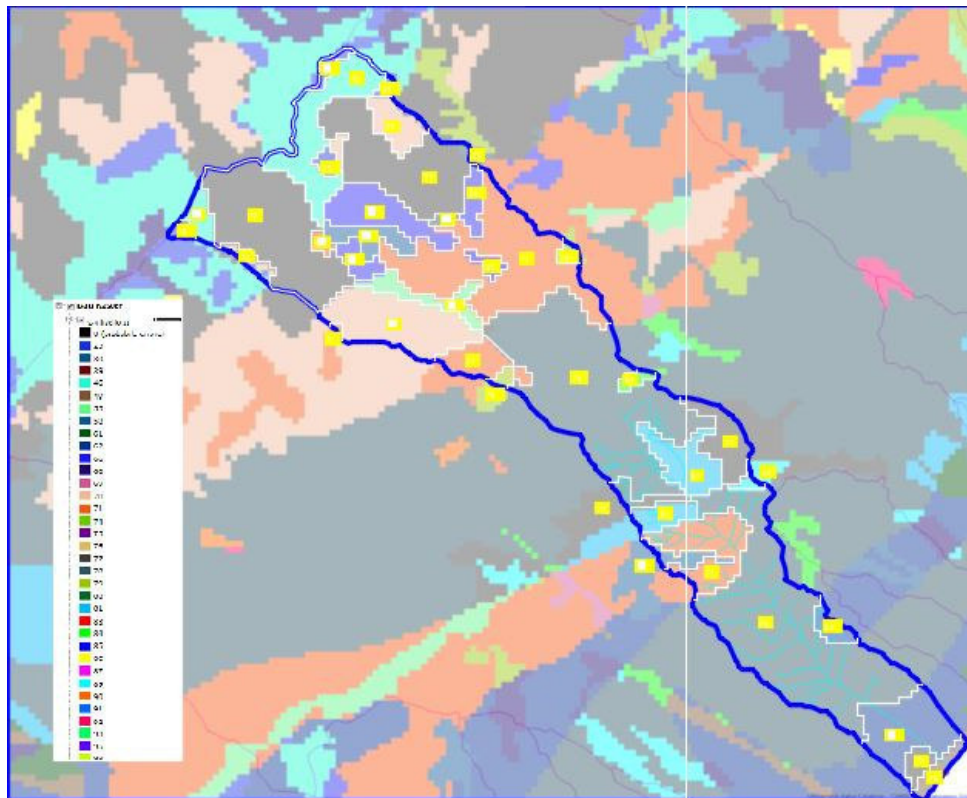
Classi AMC in funzione delle precipitazioni relative a 5 giorni antecedenti l'evento considerato

Calcolato il CN nelle condizioni medie (CNII), gli altri due valori possono essere adattati a diverse condizioni di umidità attraverso le relazioni:

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2.3 - 0.013CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057CN(II)}$$

Nel presente studio, il valore del CNII è stato determinato come media pesata dei valori ricavati dalla mappa del CNII, per il bacino in esame, disponibili nell'ambito dello studio "POR Calabria 2000 - 2006, Asse 1 misura 1.4 - Lotto n. 7 - Stima delle massime portate al colmo di piena" (v.figura).



L'analisi statistica delle piogge richiede il calcolo del tempo di corrivazione del bacino (tempo che impiega la particella più "sfavorita" a raggiungere la sezione di chiusura). A tale fine si possono utilizzare differenti formule:

- Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_a}{0.8\sqrt{H_{med} - H_0}}$$

dove:

t_c (ore) è il tempo di corrivazione,

S (kmq) l'area del bacino idrografico,

L_a (km) la lunghezza dell'asta principale,

H_{med} (m) l'altitudine media del bacino,

H_0 (m) la quota della sezione di chiusura.

- Formula di Viparelli

$$t_c = \frac{L_a}{V}$$

dove:

L_a (m) è la lunghezza dell'asta principale

V (m/s) è la velocità di scorrimento dell'acqua nel percorso relativo sia ai versanti che alla rete idrografica e varia da 1 a 1,5 m/sec - (assunta pari a 1,25 m/s, Viparelli).

Nella tabella sono riportati i valori t_c ottenuti con i due metodi. Per i calcoli si è scelto di utilizzare il valore $t_c = t_{cprog}$ poiché ritenuto a vantaggio della sicurezza.

Bacino (km ²)	Giandotti (h)	Viparelli (h)	Media - t_{cprog} (h)
PORTIGLIOLA	3,13	3,90	3,51

Noto il tempo di corrivazione è possibile eseguire l'analisi statistica delle piogge.

La pioggia critica si assume che abbia durata pari al tempo di corrivazione di ogni singolo bacino, altrimenti denominato "tempo caratteristico", definito come il tempo al quale tutte le parti del bacino contribuiscono con il loro massimo deflusso alla formazione della piena.

Noto X'_T possono essere calcolati i valori di altezza di pioggia critica di durata t , in funzione del tempo di ritorno fissato come $h(tc,T)=m[h(tc)] X'_T$, il valore di pioggia che verrà utilizzato nel

modello afflussi-deflussi si ottiene moltiplicando le altezze sopra calcolate per il coefficiente di ragguaglio all'area:

BACINO	n	H _{crit} (5)	H _{crit} (10)	H _{crit} (20)	H _{crit} (50)	H _{crit} (100)	H _{crit} (200)	H _{crit} (500)
PORTIGLIOLA	0.4247	88.40	109.99	132.93	165.99	192.31	219.30	255.07

9. Calcolo delle portate di piena

Le Linee Guida ABR forniscono indicazioni per la stima della massima portata al colmo di piena mediante metodi analitici (Appendice A, punto 4). La stima della massima portata al colmo di piena è stata eseguita adottando il metodo razionale, che concorda sostanzialmente con i risultati derivanti dall'applicazione del modello afflussi-deflussi SCS-CN.

Tale metodo, nel quale si ipotizza la pioggia uniformemente distribuita nello spazio e nel tempo, si fonda sull'uso della curva di probabilità pluviometrica (della pioggia ragguagliata) nonché sulle seguenti assunzioni:

- la portata al colmo Q_T con assegnato tempo di ritorno T risulta la maggiore tra le portate al colmo di tutti gli eventi di piena ad intensità costante, ricavati dalla curva di probabilità pluviometrica con tempo di ritorno T ;
- a parità di tempo di ritorno T , la portata al colmo maggiore sia stata prodotta dall'evento con durata uguale al tempo di corrivazione t_c del bacino;
- la portata al colmo Q dell'evento di piena causato da una precipitazione (ragguagliata), rappresentata da uno ietogramma ad intensità costante di durata t_c , risulta proporzionale al prodotto tra l'intensità di pioggia ragguagliata i_r e l'area del bacino A , tramite un coefficiente di proporzionalità C che consente di tenere conto delle perdite.

La portata Q_T è fornita dalla relazione:

$$Q_T = \frac{C \cdot h_r(t_c, T) \cdot S}{3.6 \cdot t_c} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

nella quale:

C = coefficiente di proporzionalità che tiene conto delle perdite;

t_c [ore] = tempo di corrivazione del bacino;

$h_r(t_c, T)$ [mm] = l'altezza di pioggia di durata t_c , di ritorno T , ricavata dalla corrispondente curva di probabilità pluviometrica ragguagliata all'intero bacino;

S [kmq] = area del bacino sotteso dalla sezione in cui si calcola la portata al colmo.

La stima del coefficiente C è certamente l'elemento più incerto nell'applicazione della formula; i valori adottati sono riportati al paragrafo 7. Noti i valori di $h_r(tc, T)$ [mm], (altezza di pioggia di durata tc , con tempo di ritorno T ragguagliata all'intero bacino tramite il coefficiente r), si ottengono i valori di portata riportati nella tabella, da applicare per il calcolo dei profili idrici:

BACINO PORTIGLIOLA	T_c (h)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)	$h_{CRITICA}$ (mm)
	3,51	88.40	109.99	132.93	165.99	192.31	219.30	255.07
	C (adim)	Q_5 (mc/s)	Q_{10} (mc/s)	Q_{20} (mc/s)	Q_{50} (mc/s)	Q_{100} (mc/s)	Q_{200} (mc/s)	Q_{500} (mc/s)
	0.80	173,79	216,24	261,35	326,35	426,02	485,81	565,03

Le portate con tempo di ritorno bassi ($T = 5, 10, 20$ anni) sono stati utilizzati per lo studio delle dinamiche fluviali (erosione del fondo alveo). La portata con tempo di ritorno $T = 50$ anni è stata utilizzata per la verifica di contenimento degli argini, mentre le portate eccezionali, riferite ai tempi di ritorno $T = 100$ anni e $T = 200$ anni, sono serviti alla verifica del passaggio al di sotto delle infrastrutture esistenti (Ponte SS 106 e Ponte Linea Ferroviaria).

10. STUDIO IDRAULICO

10.1 Caratteristiche del modello

Lo schema di calcolo utilizzato per la determinazione del profilo idrico della corrente è quello di *moto permanente monodimensionale* (portata costante e geometria variabile), secondo quanto previsto al punto 2.6 delle Linee Guida ABR. Tale schema di calcolo è stato ritenuto idoneo per il caso in esame sia perché non si è in presenza di elementi particolarmente vulnerabili (ospedali, centrali, ecc.) in prossimità di attraversamenti, ed inoltre non risulta necessaria una valutazione della capacità di laminazione del corso d'acqua.

Nell'ipotesi di moto permanente, le verifiche sono state effettuate con tempi di ritorno $T = 200$ anni per argini e infrastrutture come previsto dalle linee guida ABR; per l'equilibrio dinamico dell'alveo si sono considerate le portate relative a $T = 20$ anni.

In totale, con riferimento alla tabella sopra riportata, si sono ottenuti quindi 5 profili di moto per i valori di portata di Q_i .

La determinazione del profilo idrico della corrente è stata effettuata con il programma di calcolo HEC-RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center of US Army Corps of

Engineers). La versione qui utilizzata è la 4.0 prodotta da “Corps' Civil Works Hydrologic Engineering Research and Development Program”.

Il programma consente di calcolare il profilo dell'acqua in correnti gradualmente variate e può gestire un singolo fiume o una rete di fiumi. Il modulo per il calcolo delle correnti permanenti, permette di calcolare regimi di moto veloci (supercritical), lenti (subcritical) e misti (mixed).

La procedura di calcolo si basa sulla soluzione dell'equazione di conservazione dell'energia in termini monodimensionali, le perdite di carico sono valutate in funzione della scabrezza (equazione di Manning), per quanto riguarda le perdite distribuite, e tramite i coefficienti di contrazione e di espansione (che moltiplicano la variazione dell'altezza cinetica), preponderanti nei tratti in cui si hanno sensibili variazioni della sezione.

L'equazione dei momenti è utilizzata in situazioni in cui la superficie dell'acqua è rapidamente vallata ad esempio quando il regime di moto è misto. Ciò si verifica in presenza di risalto idraulico, di ponti, di confluenze tra più rami.

Il modello consente inoltre di schematizzare l'effetto di vari tipi di strutture quali ponti, tombini, briglie, etc.. Il profilo della corrente è valutato risolvendo iterativamente l'equazione dell'energia tra due sezioni successive. L'equazione dell'energia utilizzata è:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha V_1^2 / 2g = Z_2 + Y_2 + \alpha V_2^2 / 2g + h_e$$

dove Z è la quota del fondo del canale ed Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua, V è la velocità media dell'acqua, g l'accelerazione di gravità, h_e è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2.

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma di due componenti uno dovuto alle perdite di carico, l'altro dovuto alle perdite per contrazione o espansione pari rispettivamente a:

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

in cui L è una distanza media pesata, mentre S_f rappresenta la perdita di carico per unità di lunghezza (dipendente dalla scabrezza), ed infine C è il coefficiente di espansione /contrazione.

Per il calcolo dei due termini il programma divide la corrente in più unità per le quali la velocità è uniformemente distribuita, e le caratteristiche di scabrezza sono costanti. Di conseguenza in fase di immissione dati è necessario indicare i punti di variazione delle caratteristiche del materiale d'alveo (indicate come Bank Stations).

La scabrezza è stata ricavata utilizzando la formulazione di Cowan. La formula è la seguente:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

dove:

n_0 = quota parte di scabrezza corrispondente ad un alveo rettilineo con andamento uniforme e regolare;

n_1 = valore aggiuntivo che tiene conto delle irregolarità della superficie dell'alveo;

n_2 = contributo alla scabrezza dovuto alle variazioni di forma e dimensioni delle sezioni trasversali lungo il tratto in esame;

n_3 = valore che tiene conto di ostruzioni quali detriti, alberi morti, etc;

n_4 = contributo dovuto alla presenza di vegetazione;

m_5 = fattore di correzione per alveo meandriforme.

Condizioni del corso d'acqua		Valori	
Materiale	Terra	n_0	0,020
	Roccia affiorante		0,025
	Ghiaia fine		0,024
	Ghiaia grossolana		0,028
Grado di irregolarità	Regolare	n_1	0,000
	Minimo		0,005
	Moderato		0,010
	Elevato		0,020
Variazioni della sezione di deflusso	Graduali	n_2	0,000
	Alternanze occasionali		0,005
	Alternanze frequenti		0,010-0,015
Effetti di ostacoli al deflusso	Trascurabili	n_3	0,000
	Minimi		0,010-0,015
	Apprezzabili		0,020-0,030
	Elevati		0,040-0,060
Grado di ricoprimento vegetale	Basso	n_4	0,005-0,010
	Medio		0,010-0,025
	Elevato		0,025-0,050
	Molto elevato		0,050-0,100
Grado di meandrazione	Minimo	m_5	1,000
	Medio		1,150
	Elevato		1,300

Alla luce di quanto riportato, con riferimento alla tabella, la scabrezza in termini di Manning, è stata assunta, per la Fiumara Portigliola pari a 0,08 nello Stato di Fatto e di 0,025 in fase progettuale.

Quando la corrente passa attraverso lo stato critico (da veloce a lenta) l'equazione dell'energia non è più applicabile ed è necessario ricorrere all'equazione dei momenti (eguaglianza delle spinte) derivata dalla legge di Newton.

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} + A_2 \overline{Y_2} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_f - \frac{\beta_1 Q_1^2}{g A_1} - A_1 \overline{Y_1} = 0$$

dove:

la Y soprasssegnata è l'affondamento del baricentro dalla superficie libera;

A è l'area bagnata;

S_0 è la pendenza media del fondo dell'alveo;

β è un coefficiente che tiene conto della variazione di velocità nei canali irregolari.

Ulteriori caratteristiche del programma per quanto riguarda altri aspetti più specifici, ad esempio per i metodi di calcolo del valore di S_f , si possono ritrovare nel Hydraulic Reference Manual (manuale).

10.2 Analisi dei risultati

Al fine di verificare le sezioni idrauliche delle aste a seguito degli interventi previsti in progetto, lo studio idraulico è stato condotto nelle condizioni antecedenti gli interventi (ante operam) e successivamente agli stessi (post operam).

Negli allegati al presente studio idraulico sono riportati per lo stato di fatto e di progetto:

- i profili longitudinali riferiti ad un periodo di ritorno T pari a 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni, dove si possono leggere la quota della superficie libera dell'acqua WS e la quota del terreno “ground”;
- le 17 sezioni rilevate in cui viene indicata la quota della superficie libera dell'acqua WS per un tempo di ritorno T pari a 200 anni (con linee a tratteggi diversi viene altresì riportato il profilo corrispondente agli altri periodi di ritorno);
- la tabella riassuntiva con i risultati relativi a tutte le sezioni in corrispondenza ad un tempo di ritorno T pari rispettivamente a 5, 10, 50, 100 e 200 e (500 anni per il progetto).

In particolare, nella tabella riassuntiva sono indicati in colonna:

- Il ramo analizzato;
- La sezione cui si riferiscono i dati riportati in riga;
- Il profilo cui si riferiscono i dati riportati riga. Ogni profilo si riferisce ad un tempo di ritorno T .
- Q_{Total} . La portata con cui viene calcolato il profilo della superficie libera dell'acqua.
- $Min\ Ch\ El$. La quota minima dell'alveo nella sezione
- $W\ S. Elen$. La quota della superficie libera dell'acqua.
- $Crit\ W\ S$. La quota della superficie libera dell'acqua in condizioni di moto critico.
- $Vel\ Chnl$. La velocità media nel canale principale
- $Flow\ Area$. L'area totale occupata dalla corrente

- Top Width*. La larghezza della superficie libera dell'acqua.
- Froude Cbl*. Numero di Froude nel canale principale.
- Hydr Depth*. L'altezza massima dell'acqua nella sezione.
- Crit Depth*. L'altezza dell'acqua in condizioni di moto critico.
- L. Freeboard. Differenza tra la quota massima degli argini e il pelo libero in sinistra idraulica.
- R. Freeboard. Differenza tra la quota massima degli argini e il pelo libero in destra idraulica.

10.3 Descrizione degli interventi

Le sezioni rilevate sono numerate in senso crescente da valle verso monte (sezioni HEC). Nel tratto in esame, che si estende a monte del ponte Ferroviario per circa 300,00 metri, l'alveo risulta essere naturale e non pavimentato, con argini in terra, in cls o inesistenti sia in destra che in sinistra idraulica. Per tali motivi si è deciso di utilizzare, a vantaggio di sicurezza, un unico coefficiente di scabrezza di Manning n (reciproco del coefficiente di Strickler) uguale a 0,08, valido per lo stato di fatto in cui l'alveo risulta con sezioni irregolari con ostacoli e vegetazione spontanea. In fase di progetto, a sezione regolarizzata, si è assunto un coefficiente di scabrezza di Manning n pari a 0,025, valido per canali regolari o gradualmente variabili. Come condizione al contorno è stata imposta l'altezza critica a valle e a monte.

Osservando i risultati relativi alla simulazione *ante operam*, appare evidente che anche in condizioni di portata elevata ($T=200$ anni) si hanno condizioni limite per il contenimento arginale di entrambe le sponde (esondazioni in diverse sezioni) e sezione insufficiente per il ponte stradale (SS106), con limitato franco idraulico per il ponte ferroviario (circa 20 cm).

Date le criticità, la fase progettuale prevede, come obiettivo principale il passaggio della portata di piena al di sotto delle infrastrutture esistenti. Ciò ha comportato, oltre ad una risagomatura delle sezioni e conseguente rimozione di essenze arbustive in alveo, una ricalibratura (sezioni HEC 8 - 17) altimetrica del fondo alveo, finalizzata all'accelerazione della corrente con conseguente abbassamento del tirante idrico in corrispondenza delle infrastrutture.

L'analisi granulometrica del fondo alveo, ha consentito la verifica dell'erosione e indirizzato gli interventi verso il consolidamento del fondo con materiali naturali, gabbioni in pietrame e massi.

Per la correzione altimetrica, la sistemazione delle sezioni di deflusso ha previsto l'utilizzo di soglie in batteria costituite da filari di gabbioni interrati (v. elaborato grafico). Per quanto riguarda gli attraversamenti in alveo (ponti), l'incisione in corrispondenza delle pile, ha indirizzato verso un intervento di protezione con massi naturali in scogliera. Infine per quanto riguarda le protezioni arginali, l'assenza in destra idrografica di argini stabili (muri) tra le sezioni 2 - 7 (HEC 16 - 11), ha

guidato la progettazione verso la ricostruzione parziale del muro (che per i limiti economici del finanziamento, dovrà essere completato in futuro), in quanto il terrapieno presente, sotto l'azione erosiva della corrente, potrebbe richiamare materiale verso l'alveo con restringimento (cumuli) delle sezioni di deflusso e perdita di superficie nei fondi limitrofi. Oltre i ponti, verso la foce, si prevede di proteggere la viabilità locale con un intervento al piede, di zoccolatura in gabbioni.

I risultati relativi alla simulazione *post operam*, sono congruenti con le opere progettate, in quanto consentono il transito delle portate elevate ($T = 50, 100$ e 200 anni) anche se con ridotti margini in corrispondenza del ponte della SS 106 (circa 15 cm per Q_{T200} e circa 40 cm per Q_{T100}), ma ampi margini per il ponte ferroviario (circa m 1,30 per Q_{T200}). Per aumentare il predetto franco sotto l'intradosso, nell'ambito di un più generale intervento sul bacino, si potrà prevedere (laddove possibile) una cassa di espansione e opere connesse, per laminare le portate più elevate.

In accordo alle vigenti Norme, ed in particolare al "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico" redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Calabria, le opere sono state verificate per il transito di una portata idraulica corrispondente ad un periodo di ritorno $T=200$ anni.

Per ciò che riguarda il dettaglio delle opere e degli interventi previsti in progetto, si rimanda alla relazione tecnica, parte integrante del progetto definitivo.

11. VERIFICA AL SIFONAMENTO DEL NUOVO ARGINE IN C.A.

Tale verifica, si effettua al fine di prevedere l'instabilità dovuta all'instaurarsi di fenomeni di progressiva erosione del terreno granulare sotto la superficie della fondazione, a valle dell'opera.

Il movimento dell'acqua nel materiale granulare, che si genera conseguentemente all'applicazione di un carico idraulico, dà luogo ad una pressione di filtrazione. La forza di filtrazione conseguente può risultare di valore così elevato da (annullare la pressione efficace) innescare un fenomeno di trasporto delle particelle che, prive di coesione, vengono trasportate dall'acqua in movimento lasciando dei vuoti.

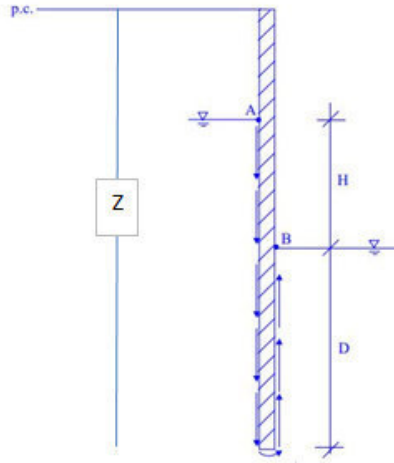
Quando in un terreno si verifica che $i=i_c$, si annulla la resistenza del terreno e le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno; tale fenomeno è noto come instabilità idrodinamica o **sifonamento**.

La verifica al sifonamento viene generalmente eseguita determinando il coefficiente di sicurezza ottenuto tramite la seguente espressione:

$$FS = \frac{i_c}{i_e}$$

dove con i_c si è indicato il gradiente idraulico critico e con i_e il gradiente idraulico di efflusso, e rappresenta le forze intergranulari ascendenti dalla zona interessata dal fenomeno.

Il gradiente di efflusso i_e non è lineare con la profondità, ma cautelativamente si può assumere (con riferimento alla figura) pari a: $i_e \cong H/2D$



Tenuto conto che nel caso specifico, si tratta di un muro, il percorso dell'acqua, al di sotto dell'opera, avviene attraverso un percorso che in parte è verticale ed in parte è orizzontale. Dipendendo tale percorso della geometria delle fondazioni del muro, rispettivamente alla mensola di monte e di valle (Larghezza B, profondità di posa) e del carico idraulico (H) che si deve dissipare nella situazione di progetto, risulta più opportuno utilizzare il gradiente idraulico medio di efflusso i_m :

$$i_m = \frac{h}{\frac{1}{3} \cdot B + 2 \cdot s}$$

che nelle condizioni di progetto vale $= 0,28$.

Il gradiente idraulico critico i_c :

$$i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

pari al rapporto tra il peso dell'unità di volume efficace (γ') del terreno granulare ed il peso dell'unità di volume dell'acqua (γ_w), nei terreni granulari è circa 1. Inoltre, avendo considerato in prima approssimazione cautelativamente il gradiente idraulico medio piuttosto che quello di efflusso, è possibile assumere per il fattore di sicurezza un valore pari a 3.

Con i parametri di progetto ed il coefficiente di sicurezza adottato si può confermare la quota

di imposta delle fondazioni che è pari a mt 2,05 min., che restituisce un valore di $FS = 3,28$.

12. VERIFICA DELLE PILE ALL'ESCAVAMENTO LOCALIZZATO

Come già esposto, in prossimità della foce, sono presenti due attraversamenti in alveo, quello stradale afferente alla viabilità della SS106 con tre pile in alveo - sezione grafica n.12 (HEC 6 – v. grafici di progetto), il cui impalcato copre una sezione di circa 72,00 mt. e quello ferroviario - sezione grafica n. 4 (HEC 4 – v. grafici di progetto) con una pila in alveo, il cui impalcato copre una sezione di circa 75,00 mt.

Le pile dei ponti, hanno in pianta forma rettangolare arrotondata sul lato corto. Attualmente risultano scoperte le fondazioni di cui non si hanno ulteriori informazioni circa il collegamento con eventuali pali (fondazioni profonde). Per cui, a parte le geometrie evidenti, i dati strutturali dell'opera sono sconosciuti.

In tale paragrafo viene affrontato e determinato il valore relativo allo scavo, generato attorno alle pile per effetto della corrente idrica in condizione di piena (verifica per $T = 200$).

Le NTC 2018 al punto 5.1.2.3 relativo alla compatibilità idraulica dei ponti (di nuova costruzione), raccomandano per le pile e spalle in alveo, la compatibilità idraulica con riferimento alla piena di progetto ($T_{min}=200$ anni), la valutazione dello scavo localizzato e dei fenomeni erosivi conseguenti al restringimento.

Le linee Guida PAI indicano per gli attraversamenti di nuova costruzione le seguenti verifiche e indicazioni costruttive:

- franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e, in ogni caso, non inferiore a 1,00 m;
- nel caso di corsi d'acqua arginati, la quota di intradosso del ponte deve essere superiore a quella della sommità arginale;
- l'insieme delle opere costituenti l'attraversamento non deve comportare condizionamenti sostanziali al deflusso della piena e indurre modificazioni all'assetto morfologico dell'alveo;
- l'orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) deve essere parallelo al filone principale della corrente;
- la parte maggiormente attiva dell'alveo sgombra da pile con l'avvertenza di non disporle prossime al piede arginale;
- nei casi in cui il ponte sia inserito in un tratto di corso d'acqua interessato da altre opere di attraversamento poste in adiacenza, a monte o a valle, è necessario che le pile in alveo (ed eventualmente le spalle) siano allineate con quelle esistenti in modo che le pile presenti,

considerate congiuntamente, non riducano la luce effettiva disponibile, anche ai fini del rischio di ostruzione da parte del materiale trasportato in piena.

Per quanto riguarda i ponti esistenti, al punto 4.2 indica che per i ponti risultati insufficienti a far defluire portate con periodo di ritorno minore o uguale a 200 anni, sarà emanata una apposita direttiva.

Il meccanismo che genera l'erosione alle pile e alle spalle è dovuto all'interazione dei filetti fluidi con l'ostacolo (pile, spalle). La corrente, accelerando in prossimità delle pile, origina un fenomeno vorticoso detto *vortici a ferro di cavallo*; il fenomeno turbinoso genera delle vere e proprie buche nel terreno che si approfondiscono fino alla quota di equilibrio tra l'azione tangenziale generata dall'acqua e l'azione resistente esercitata dal terreno. A parità di intensità della corrente idrica, l'azione sul fondo diminuisce con la profondità, con legge pressoché esponenziale.

Nel valutare la profondità di erosione si è fatto riferimento in via semplificata alla teoria di Breusers, che rispetto ad altri modelli disponibili in letteratura restituisce risultati più cautelativi.

Per la trattazione più complessa si è implementato il modello idraulico su software HEC-RAS, il quale restituisce come risultati dell'erosione, la somma dei contributi relativi alla contrazione del flusso (contract scour), per la presenza del ponte, e all'erosione localizzata per la presenza della pila (local scour).

L'erosione dovuta alla contrazione viene calcolata da Hec-Ras usando l'equazione di Laursen (e richiede uno studio globale del tratto insistente sulla sezione di interesse), mentre per quella relativa alla pila esistono più opzioni, nel caso specifico è stata utilizzata quella della Colorado State University (CSU).

In formule, di seguito viene riportata la relazione di Breusers:

$$y_s = 2a \tanh\left(\frac{Y_0}{a}\right) f_1 f_2 f_3 f_4$$

dove:

- y_s = profondità dello scalzamento riferito al fondo alveo medio;
- Y_0 = profondità media della corrente;
- a = larghezza della pila in mt.;
- $f_1 = 0$ per $V/V_c < 0.5$ - $f_1 = 2(U/U_c) - 1$ per $0.5 < V/V_c < 1$ - $f_1 = 1$ per $V/V_c > 1$ con U e U_c rispettivamente, velocità e velocità critica della corrente;
- $f_2 = 1$ per pila circolare - $f_2 = 0.75$ per pila sagomata - $f_2 = 1.30$ per pila rettangolare;
- $f_3 = f_4 = f\left(\frac{1}{a}\alpha\right)$ parametro di forma della pila in funzione dell'angolo di attacco della corrente diagrammato da diversi autori – vale 1 per $\alpha=0$;

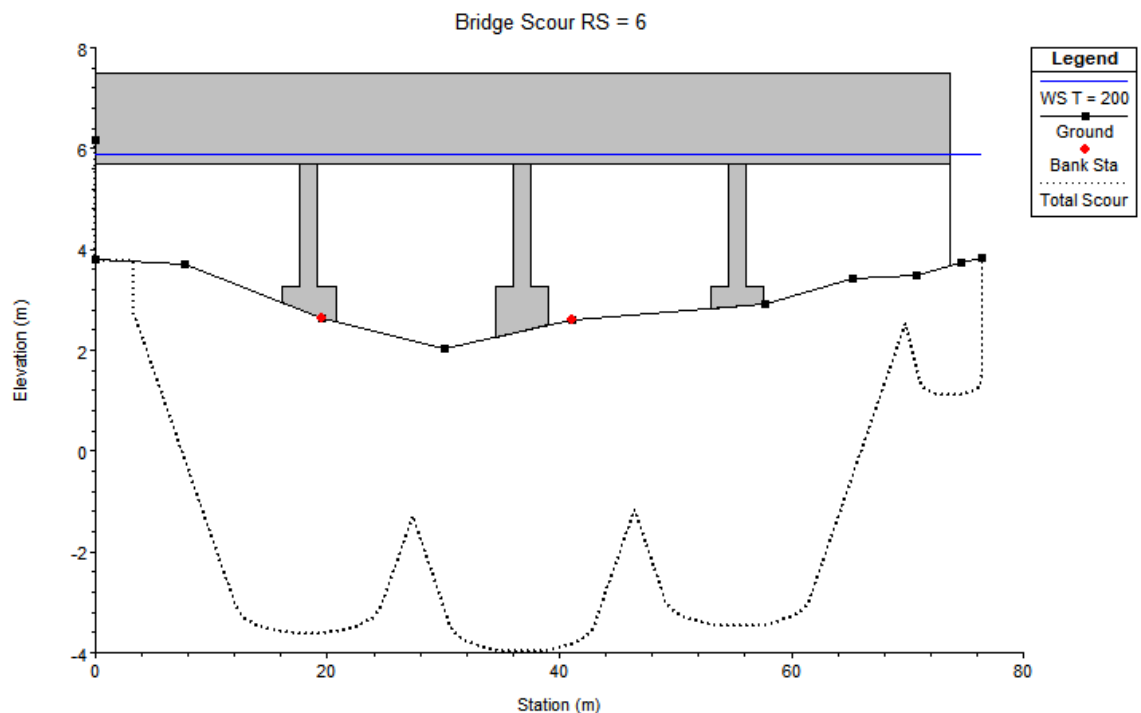
- f_4 = parametro che tiene conto dell'effetto "gruppo" nel caso di due ponti affiancati e pile allineate.
- Sostituendo nella relazione i parametri, relativi al caso in esame, si ottiene un valore di y_s massima di mt. 6,57 alle pile del ponte SS 106 e di mt. 4,43 alla pila del ponte Ferroviario.

Come anzidetto, l'equazione utilizzata in HEC RAS è quella della CSU

$$y_s = 2 k_p k_\theta k_f k_c \left(\frac{a}{h_m} \right)^{0,65} h_m F_m^{0,43}$$

dove:

- y_s = profondità dello scalzamento riferito al fondo alveo medio;
- a = larghezza della pila in direzione ortogonale alla corrente;
- k_p k_θ k_f k_c = fattori di correzione che tengono conto rispettivamente della forma della pila, del suo orientamento rispetto alla direzione della corrente, della forma del fondo alveo e della sua granulometria.
- Di seguito vengono indicati i report di calcolo per $T=200$, riferiti alle due infrastrutture.



Hydraulic Design Data

Pier Scour

All piers have the same scour depth

Input Data

Pier Shape: Round nose
 Pier Width (m): 4.65
 Grain Size D50 (mm): 10.00
 Depth Upstream (m): 3.71
 Velocity Upstream (m/s): 2.40
 K1 Nose Shape: 1.00
 Pier Angle: 0.00
 Pier Length (m): 12.60
 K2 Angle Coef: 1.00
 K3 Bed Cond Coef: 1.10

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DELLA FIUMARA PORTIGLIOLA
Relazione Idrologico-idraulica

Grain Size D90 (mm): 12.00
K4 Armouring Coef: 1.00
Results
Scour Depth Ys (m): 6.36
Froude #: 0.40
Equation: CSU equation

Abutment Scour

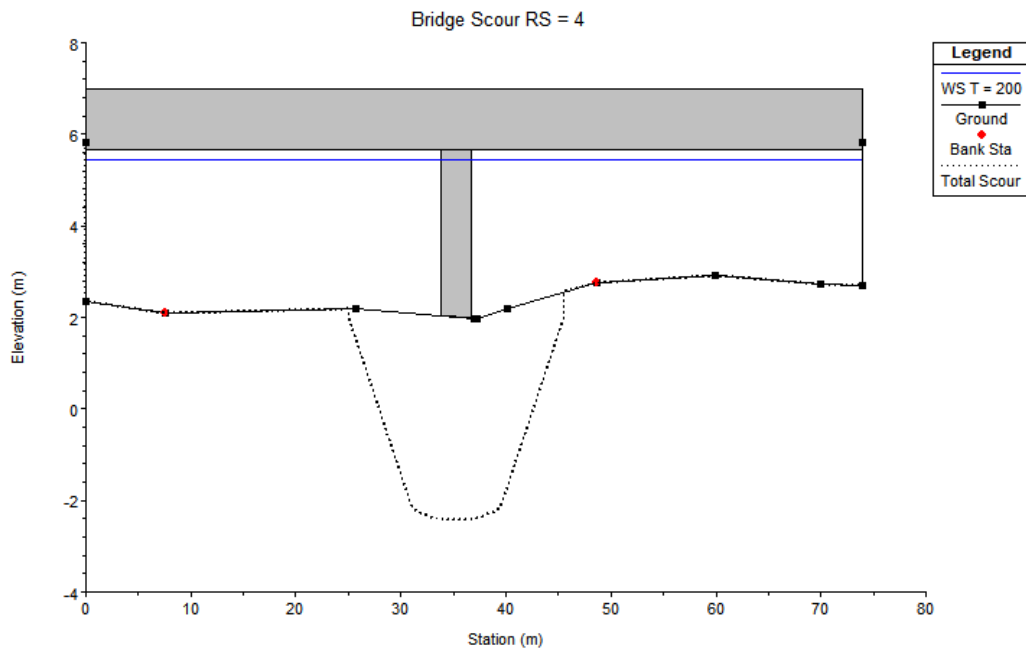
Left Right

Input Data

Station at Toe (m): 0.00 73.70
Toe Sta at appr (m): -5.24 80.79
Abutment Length (m): 14.26 41.76
Depth at Toe (m): -0.13 2.35
K1 Shape Coef: 1.00 - Vertical abutment
Degree of Skew (degrees): 0.00 0.00
K2 Skew Coef: 0.00 0.00
Projected Length L' (m): 14.26 41.76
Avg Depth Obstructed Ya (m): 2.77 2.57
Flow Obstructed Qe (m³/s): 66.20 180.23
Area Obstructed Ae (m²): 39.53 107.16

Results

Scour Depth Ys (m): 2.57
Qe/Ae = Ve: 1.68
Froude #: 0.33
Equation: Default Froehlich



Hydraulic Design Data

Pier Scour

All piers have the same scour depth

Input Data

Pier Shape: Round nose
Pier Width (m): 2.80
Grain Size D50 (mm): 10.00000
Depth Upstream (m): 3.28
Velocity Upstream (m/s): 2.32
K1 Nose Shape: 1.00
Pier Angle: 0.00

Pier Length (m):	4.50
K2 Angle Coef:	1.00
K3 Bed Cond Coef:	1.10
Grain Size D90 (mm):	12.00000
K4 Armouring Coef:	1.00
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.43
Froude #:	0.41
Equation:	CSU equation

Valutate le azioni di scavo in assenza di protezione, l'intervento relativo alle pile prevede una difesa, partendo dalla quota di estradosso delle fondazioni, di uno strato di materiale non escavabile dalla corrente.

Per la valutazione dello strato di detto materiale si fa riferimento al valore critico della velocità o al valore delle tensioni tangenziali che innescano il moto incipiente. Seguendo quest'ultimo criterio, la condizione di stabilità del fondo si ha quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$.

La tensione tangenziale del fondo vale:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J$$

Dove con γ (kg/mc) viene indicato il peso specifico dell'acqua, h (m) il tirante idrico e J (m/m) la pendenza.

Dall'applicazione della formula, nelle condizioni di portata per $T=200$ anni, si ottiene un valore di $\tau_0 = 22,40$ Kg/mq.

Per quanto riguarda il dimensionamento strutturale della scogliera in massi, si è considerata la stabilità del singolo masso all'azione di trascinamento esercitata dalla corrente. Trattandosi di soglia a raso è stato possibile applicare i criteri di stabilità caratteristici delle protezioni dell'alveo in massi naturali. Le soglie elastiche in pietrame, in genere, sono realizzate con massi di idonea pezzatura (da 0,5 a 1 m³) posati su due file, previa interposizione, tra piano di posa e massi, di idoneo tessuto non tessuto.

Per la determinazione delle dimensioni caratteristiche dei massi che ne garantiscano la stabilità, si sono adottati diverse formulazioni, di seguito richiamate:

Criterio di Shields

Si assume come valore critico del parametro di Shields $\Phi=0,06$, che, come noto, si riferisce ai casi caratterizzati da un elevato numero di Reynolds, quali senz'altro possono essere quelli che si riferiscono a protezioni d'alveo ad elevata granulometria:

$$\Phi = \frac{\gamma R i}{(\gamma_s - \gamma) d} = \frac{R i}{\beta d} = 0.06$$

Formula di Izbash

La formulazione di Izbash è valida per le scogliere in massi in superfici orizzontali ed esprime la dimensione caratteristica del masso secondo la seguente espressione:

$$d = C_t \frac{V^2}{g\beta}$$

In cui: C_t è il coefficiente di turbolenza di Izbash, i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0,3 – 0,7, da assumere in funzione del grado di turbolenza.

Formula dell'U.S. Army Corp of Engineers (USACE)

Per bassa turbolenza la formula proposta è la seguente:

$$d = 0.347 \frac{V^2}{g\beta}$$

Applicando le formulazioni precedentemente esposte si determina un valore medio del diametro di mt. $0,60 \div 0,70$ con un volume non inferiore a $0,2 \text{ m}^3$ ed un peso minimo di 250 kg., a cui corrisponde una $\tau_c = 28,20 \text{ Kg/mq}$, superiore a $\tau_0 = 22,40 \text{ Kg/mq}$, con un $F_s = 1,26$

13. VERIFICA ALL'EROSIONE

Riguarda gli interventi in gabbioni (soglie e difesa spondale) e gli argini.

Il dimensionamento di ciascuna soglia è avvenuto fissando a priori l'altezza **a** del petto, pari a 0,75 m, e determinando la distanza L_s tra due soglie successive come:

$$L_s = \frac{a}{i_i - i_e}$$

In cui al denominatore compaiono le pendenze iniziale e finale. La pendenza di progetto è stata assunta dall'osservazione del tratto interessato, al netto dell'escavazione, mentre la profondità di incasso del gabbione è stata verificata con la relazione che $\tau_0 \leq \tau_c$ dove il valore della tensione critica per i gabbioni viene desunta da:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \Theta(Re^*)$$

- τ_{cr} tensione tangenziale critica (kg/mq);
- γ_s peso specifico del materiale (kg/mc);
- γ peso specifico dell'acqua (kg/mc);
- d diametro dei granuli (m);
- Θ parametro dipendente dalle caratteristiche dei granuli e dal numero di Reynolds (Re^*) relativo alla velocità di attrito u^* , per il pietrame in gabbioni vale 0.1.

Dall'inversione della relazione si ottiene un $\tau_c = 32,20$ kg/mq contro un $\tau_0 = 14,00$ kg/mq e quindi con un fattore di sicurezza $FS = 2,30$. Con i parametri determinati, scaturisce un valore di L_s di circa 50 m, ma cautelativamente viene assunto pari a 35 mt.

Le opere di difesa spondale, prese in considerazione, sono quelle che hanno il compito di evitare l'erosione e/o il crollo degli argini, qui rappresentate dagli interventi di ricostruzione del muro in c.a. e la protezione del rilevato stradale con la zoccolatura in gabbioni di pietrame. Il problema è rappresentato dalla valutazione del piano di posa della fondazione o del gabbione. Come esposto al paragrafo precedente, i metodi utilizzati sono basati sulla velocità della corrente o sulle tensioni di trascinamento. Operando con il metodo delle tensioni, per un punto sul fondo si ha:

$$\tau_b = \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f$$

mentre per un punto sulla sponda si ha:

$$\tau_m = k \cdot 0.75 \cdot \gamma_w (Y_{\max} - z_i) i_f$$

con K coefficiente, funzione del rapporto tra il raggio di curvatura e la larghezza del pelo libero, che vale 1 per la sponda rettilinea; valutate le tensioni resistenti, l'equilibrio si ritrova a circa 20 cm dal fondo alveo.

Le quote di imposta dei gabbioni saranno a 50 cm min. dal piano del fondo, mentre la quota di imposta della fondazione del muro sarà a quota molto maggiore (v. elaborati di progetto), in considerazione anche degli effetti del fenomeno del sifonamento.

14. CONCLUSIONI

L'analisi idrologica ed idraulica condotta sul bacino di interesse, ha permesso di determinare la massima portata di piena riferita ai tempi di ritorno richiesti dalle norme vigenti, prescritta per le verifiche idrauliche per il corso d'acqua principale e simulare il comportamento dei flussi idrici nell'ipotesi di monodimensionalità della corrente in moto permanente.

Il profilo della corrente, determinato mediante l'utilizzo del modulo HEC-RAS 4.0, ha permesso di individuare il livello del pelo libero nelle sezioni di rilievo disponibili nelle simulazioni effettuate, eseguendo **le verifiche** relativamente al tempo di ritorno di 50 anni per le arginature, 100 e 200 anni per l'interferenza con le infrastrutture (ponti).

Si è tenuto conto delle condizioni *ante operam* che hanno evidenziato l'esondazione dell'asta principale in vari punti a causa di restringimenti e presenza di materiali di varia specie in alveo, che rallentano il regolare deflusso idrico.

Nella fase *post operam*, si è tenuto conto degli interventi di regolarizzazione delle sezioni di deflusso e della realizzazione dei manufatti trasversali (soglie), al fine di garantire la piena compatibilità con le infrastrutture esistenti. Tali condizioni hanno tenuto conto anche dei nuovi e diversi valori della scabrezza delle superfici.

Le attività di progettazione svolte nel rispetto delle vigenti Norme ed in particolare delle Norme PAI della Regione Calabria, hanno evidenziato che il transito delle piene di progetto avviene con un idoneo franco di sicurezza, per gli argini, ed un notevole miglioramento delle condizioni di transito delle portate di piena al di sotto delle infrastrutture, con velocità adeguate. Nell'ottica di garantire un adeguato equilibrio dinamico dell'alveo, si sono introdotte nella progettazione opere di stabilizzazione del fondo.

Concludendo, le opere scelte per la mitigazione del rischio idraulico risultano compatibili con le caratteristiche del bacino idrografico e con la conseguente portata di progetto.

Per lo S.T.A. "Nemesis"

Dott. Ing. Vincenzo E. M. AFRICA
Iscrizione all'Albo n° A. 1608
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)

- Settore civile e ambientale
- Settore industriale
- Settore dell'informazione



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

Dott. Ing. Fabio C. PIROMALLI
Iscrizione all'Albo n° A. 1605
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)

- Settore civile e ambientale
- Settore industriale
- Settore dell'informazione



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

ALLEGATI

R02/ALL.1 – SEZIONI DA HEC – RAS
Stato di Fatto

Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Stato di Fatto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	L. Freeboard	R. Freeboard	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
Tr_finale	17 T = 5		173.79	5.2	6.87	6.49	7.02	0.016015	1.77	104.66	98.08	1.07	1.29	-1.67	-1.33	0.52
Tr_finale	17 T = 10		216.24	5.2	7.07	6.61	7.23	0.014204	1.84	124.14	98.08	1.27	1.41	-1.87	-1.53	0.5
Tr_finale	17 T = 20		261.35	5.2	7.25	6.72	7.43	0.013273	1.94	142.3	98.08	1.45	1.52	-2.05	-1.71	0.49
Tr_finale	17 T = 50		326.35	5.2	7.5	6.86	7.7	0.012384	2.06	166.46	98.08	1.7	1.66	-2.3	-1.96	0.49
Tr_finale	17 T = 100		426.02	5.2	7.84	7.06	8.08	0.011534	2.24	200.19	98.08	2.04	1.86	-2.65	-2.3	0.49
Tr_finale	17 T = 200		485.81	5.2	8.04	7.18	8.29	0.01112	2.33	219.35	98.08	2.24	1.98	-2.84	-2.5	0.48
Tr_finale	16 T = 5		173.79	4.77	6.71		6.83	0.010979	1.56	114.48	92.99	1.23		-0.7	-1.49	0.44
Tr_finale	16 T = 10		216.24	4.77	6.92		7.06	0.01004	1.65	134.56	93.27	1.44		-0.91	-1.7	0.43
Tr_finale	16 T = 20		261.35	4.77	7.12		7.27	0.00976	1.76	152.45	93.52	1.63		-1.11	-1.9	0.43
Tr_finale	16 T = 50		326.35	4.77	7.37		7.55	0.009514	1.91	176.05	93.85	1.88		-1.36	-2.15	0.43
Tr_finale	16 T = 100		426.02	4.77	7.72		7.93	0.009284	2.1	208.85	94.3	2.21		-1.71	-2.5	0.44
Tr_finale	16 T = 200		485.81	4.77	7.92		8.15	0.009129	2.2	227.57	95.02	2.39		-1.9	-2.69	0.44
Tr_finale	15 T = 5		173.79	4.88	6.59		6.7	0.008807	1.48	121.28	91.45	1.33		-0.88	-1.45	0.4
Tr_finale	15 T = 10		216.24	4.88	6.82		6.94	0.008165	1.57	142	91.76	1.55		-1.11	-1.68	0.39
Tr_finale	15 T = 20		261.35	4.88	7.01		7.15	0.008124	1.69	159.78	92.03	1.74		-1.3	-1.87	0.4
Tr_finale	15 T = 50		326.35	4.88	7.26		7.43	0.008125	1.84	183.12	92.38	1.98		-1.55	-2.12	0.41
Tr_finale	15 T = 100		426.02	4.88	7.61		7.82	0.008217	2.05	215.72	96.94	2.23		-1.9	-2.47	0.42
Tr_finale	15 T = 200		485.81	4.88	7.81		8.04	0.008129	2.15	235.22	97.92	2.4		-2.1	-2.67	0.42
Tr_finale	14 T = 5		173.79	4.73	6.44		6.54	0.006839	1.44	128.02	86.52	1.48		-1.44	-1.49	0.36
Tr_finale	14 T = 10		216.24	4.73	6.68		6.79	0.006633	1.55	148.32	87.61	1.69		-1.68	-1.73	0.36
Tr_finale	14 T = 20		261.35	4.73	6.87		7	0.006908	1.69	165	88.49	1.86		-1.87	-1.92	0.37
Tr_finale	14 T = 50		326.35	4.73	7.11		7.27	0.007233	1.86	187.08	89.65	2.09		-2.11	-2.16	0.39
Tr_finale	14 T = 100		426.02	4.73	7.46		7.66	0.007598	2.09	218.04	91.25	2.39		-2.46	-2.51	0.41
Tr_finale	14 T = 200		485.81	4.73	7.65		7.88	0.007674	2.21	236.26	92.18	2.56		-2.65	-2.7	0.42
Tr_finale	13 T = 5		173.79	4.4	6.28		6.39	0.006445	1.48	126.11	82.36	1.53		-1.26	-1.48	0.35
Tr_finale	13 T = 10		216.24	4.4	6.52		6.64	0.006361	1.59	145.59	83.31	1.75		-1.5	-1.72	0.36
Tr_finale	13 T = 20		261.35	4.4	6.69		6.84	0.00686	1.75	160.32	83.9	1.91		-1.67	-1.89	0.38
Tr_finale	13 T = 50		326.35	4.4	6.92		7.1	0.007453	1.95	179.8	84.69	2.12		-1.9	-2.12	0.4
Tr_finale	13 T = 100		426.02	4.4	7.25		7.47	0.008133	2.21	207.13	85.78	2.41		-2.23	-2.45	0.43
Tr_finale	13 T = 200		485.81	4.4	7.44		7.69	0.008315	2.34	223.58	86.43	2.59		-2.42	-2.64	0.43
Tr_finale	12 T = 5		173.79	4.22	6.14		6.28	0.010864	1.69	106.5	76.7	1.39		-1.05	0.51	0.44
Tr_finale	12 T = 10		216.24	4.22	6.38		6.54	0.010303	1.79	124.93	78.42	1.59		-1.29	0.27	0.44
Tr_finale	12 T = 20		261.35	4.22	6.54		6.73	0.011197	1.96	137.58	79.58	1.73		-1.45	0.11	0.46
Tr_finale	12 T = 50		326.35	4.22	6.75		6.98	0.012087	2.17	154.52	80.44	1.92		-1.66	-0.1	0.49

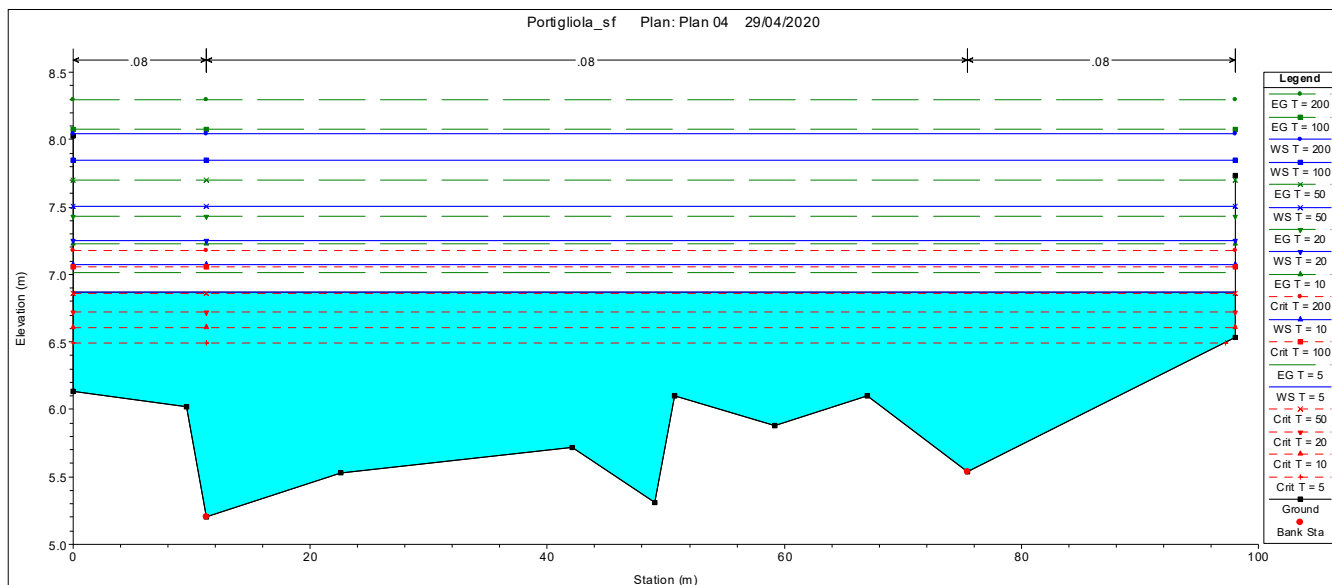
Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Stato di Fatto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	L. Freeboard	R. Freeboard	Froude # Chl
Tr_finale	12	T = 100	426.02	4.22	7.05		7.34	0.012848	2.46	178.37	80.6	2.21		-1.96	-0.4	0.52
Tr_finale	12	T = 200	485.81	4.22	7.23		7.56	0.012875	2.59	193.1	80.7	2.39		-2.14	-0.58	0.53
Tr_finale	11	T = 5	173.79	3.7	5.59		5.89	0.023142	2.71	77.3	68.03	1.14		-1.41	-1.16	0.66
Tr_finale	11	T = 10	216.24	3.7	5.78		6.15	0.024181	2.98	91.62	95.49	0.96		-1.6	-1.35	0.69
Tr_finale	11	T = 20	261.35	3.7	5.99		6.34	0.021254	2.99	111.34	95.49	1.17		-1.81	-1.56	0.66
Tr_finale	11	T = 50	326.35	3.7	6.25		6.6	0.018873	3.04	136.1	95.49	1.43		-2.07	-1.82	0.63
Tr_finale	11	T = 100	426.02	3.7	6.62		6.98	0.01638	3.12	171	95.49	1.79		-2.44	-2.19	0.6
Tr_finale	11	T = 200	485.81	3.7	6.86		7.22	0.014387	3.09	194.52	95.49	2.04		-2.68	-2.43	0.57
Tr_finale	10	T = 5	173.79	3.32	5.35		5.47	0.007436	1.64	120.76	87.98	1.37		-1.87	-1.26	0.38
Tr_finale	10	T = 10	216.24	3.32	5.57		5.7	0.007596	1.78	141.09	98.81	1.43		-2.09	-1.48	0.39
Tr_finale	10	T = 20	261.35	3.32	5.78		5.93	0.007513	1.89	162.24	103.46	1.57		-2.3	-1.68	0.4
Tr_finale	10	T = 50	326.35	3.32	6.04		6.21	0.007338	2.01	190.23	104.02	1.83		-2.56	-1.95	0.4
Tr_finale	10	T = 100	426.02	3.32	6.43		6.62	0.007001	2.15	230.21	104.02	2.21		-2.95	-2.34	0.4
Tr_finale	10	T = 200	485.81	3.32	6.7		6.9	0.006366	2.18	258.39	104.02	2.48		-3.22	-2.61	0.39
Tr_finale	9	T = 5	173.79	2.69	5.02		5.18	0.012649	1.85	101.37	83.51	1.21		-2.33	-1.31	0.48
Tr_finale	9	T = 10	216.24	2.69	5.24		5.42	0.012123	1.98	119.94	90.6	1.32		-2.55	-1.52	0.48
Tr_finale	9	T = 20	261.35	2.69	5.45		5.65	0.011596	2.09	139.9	94.9	1.47		-2.76	-1.74	0.48
Tr_finale	9	T = 50	326.35	2.69	5.74		5.95	0.010547	2.19	167.16	94.9	1.76		-3.05	-2.03	0.47
Tr_finale	9	T = 100	426.02	2.69	6.14		6.37	0.009477	2.32	205.46	94.9	2.16		-3.45	-2.43	0.46
Tr_finale	9	T = 200	485.81	2.69	6.44		6.68	0.00813	2.31	234.48	94.9	2.47		-3.76	-2.73	0.43
Tr_finale	8	T = 5	173.79	2.59	4.78		4.88	0.007224	1.62	126.19	89.91	1.4		-2.15	-1.73	0.38
Tr_finale	8	T = 10	216.24	2.59	5.01		5.13	0.006913	1.71	146.91	89.91	1.63		-2.38	-1.96	0.38
Tr_finale	8	T = 20	261.35	2.59	5.24		5.37	0.006674	1.8	167.28	89.91	1.86		-2.61	-2.19	0.38
Tr_finale	8	T = 50	326.35	2.59	5.53		5.69	0.006449	1.92	194.2	89.91	2.16		-2.9	-2.48	0.38
Tr_finale	8	T = 100	426.02	2.59	5.95		6.13	0.006243	2.08	231.52	89.91	2.58		-3.32	-2.9	0.38
Tr_finale	8	T = 200	485.81	2.59	6.28		6.46	0.005495	2.09	261.33	89.91	2.91		-3.65	-3.23	0.36
Tr_finale	7	T = 5	173.79	2.03	4.52	3.76	4.64	0.007163	1.78	118.8	76.44	1.55	1.73	-1.89	-1.92	0.38
Tr_finale	7	T = 10	216.24	2.03	4.75	3.99	4.88	0.007192	1.91	136.3	76.44	1.78	1.96	-2.12	-2.15	0.39
Tr_finale	7	T = 20	261.35	2.03	4.97	4.11	5.13	0.007218	2.03	153.41	76.44	2.01	2.08	-2.34	-2.37	0.4
Tr_finale	7	T = 50	326.35	2.03	5.26	4.27	5.45	0.007288	2.19	175.82	76.44	2.3	2.24	-2.63	-2.66	0.41
Tr_finale	7	T = 100	426.02	2.03	5.67	4.51	5.89	0.007413	2.4	206.62	76.44	2.7	2.48	-3.04	-3.07	0.42
Tr_finale	7	T = 200	485.81	2.03	6.03	4.64	6.26	0.006445	2.4	234.31	76.44	3.07	2.61	-3.4	-3.43	0.4
Tr_finale	6	Bridge														

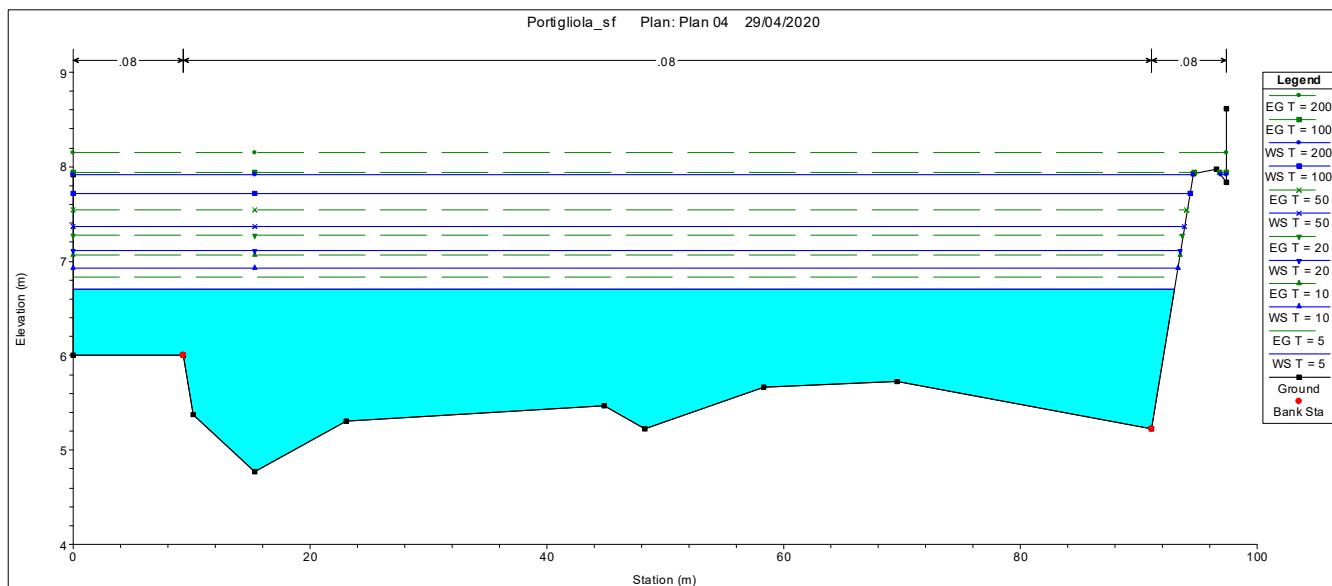
Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Stato di Fatto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	L. Freeboard	R. Freeboard	Froude # Chl
Tr_finale	5 T = 5		173.79	2.01	4.25		4.38	0.008468	1.87	110.4	67.96	1.62		-1.9	-1.95	0.41
Tr_finale	5 T = 10		216.24	2.01	4.46		4.62	0.008797	2.04	124.98	67.96	1.84		-2.11	-2.16	0.43
Tr_finale	5 T = 20		261.35	2.01	4.67		4.86	0.009092	2.2	139.16	67.96	2.05		-2.32	-2.37	0.44
Tr_finale	5 T = 50		326.35	2.01	4.94		5.17	0.009535	2.41	157.39	67.96	2.32		-2.59	-2.64	0.46
Tr_finale	5 T = 100		426.02	2.01	5.3		5.59	0.010166	2.7	182.06	67.96	2.68		-2.95	-3	0.49
Tr_finale	5 T = 200		485.81	2.01	5.51		5.83	0.010439	2.85	195.93	67.96	2.88		-3.16	-3.21	0.5
Tr_finale	4.1 T = 5		173.79	1.98	4.21	3.26	4.3	0.005026	1.41	133.82	74.17	1.8	1.28	-2.11	-1.45	0.32
Tr_finale	4.1 T = 10		216.24	1.98	4.43	3.4	4.54	0.005414	1.57	149.73	74.17	2.02	1.42	-2.33	-1.67	0.34
Tr_finale	4.1 T = 20		261.35	1.98	4.64	3.52	4.77	0.005751	1.72	165.22	74.17	2.23	1.54	-2.54	-1.88	0.35
Tr_finale	4.1 T = 50		326.35	1.98	4.9	3.7	5.07	0.0062	1.91	185.19	74.17	2.5	1.72	-2.8	-2.14	0.37
Tr_finale	4.1 T = 100		426.02	1.98	5.27	3.94	5.48	0.006794	2.18	212.26	74.17	2.86	1.96	-3.17	-2.51	0.4
Tr_finale	4.1 T = 200		485.81	1.98	5.48	4.08	5.72	0.007055	2.32	227.54	74.17	3.07	2.1	-3.38	-2.72	0.41
Tr_finale	4	Bridge														
Tr_finale	3 T = 5		173.79	1.69	4.18		4.26	0.004347	1.39	140.82	75.31	1.87		-1.84	-1.56	0.3
Tr_finale	3 T = 10		216.24	1.69	4.39		4.49	0.004766	1.55	156.76	75.31	2.08		-2.05	-1.77	0.32
Tr_finale	3 T = 20		261.35	1.69	4.6		4.72	0.005134	1.7	172.32	75.31	2.29		-2.26	-1.98	0.33
Tr_finale	3 T = 50		326.35	1.69	4.87		5.02	0.00562	1.9	192.32	75.31	2.55		-2.53	-2.25	0.36
Tr_finale	3 T = 100		426.02	1.69	5.23		5.42	0.006257	2.16	219.5	75.31	2.91		-2.89	-2.61	0.38
Tr_finale	3 T = 200		485.81	1.69	5.43		5.65	0.006545	2.3	234.86	75.31	3.12		-3.09	-2.81	0.4
Tr_finale	2 T = 5		173.79	1.73	3.93	3.41	4.1	0.012974	1.92	99.21	76.3	1.3	1.68	-1.78	-1.13	0.49
Tr_finale	2 T = 10		216.24	1.73	4.13	3.6	4.32	0.012979	2.08	114.06	76.3	1.49	1.87	-1.98	-1.33	0.5
Tr_finale	2 T = 20		261.35	1.73	4.32	3.73	4.54	0.012933	2.22	128.74	76.3	1.69	2	-2.17	-1.52	0.51
Tr_finale	2 T = 50		326.35	1.73	4.56	3.9	4.82	0.013128	2.42	147.32	76.3	1.93	2.17	-2.41	-1.76	0.52
Tr_finale	2 T = 100		426.02	1.73	4.89	4.14	5.22	0.013511	2.69	172.46	76.3	2.26	2.41	-2.74	-2.09	0.54
Tr_finale	2 T = 200		485.81	1.73	5.08	4.28	5.44	0.013537	2.83	187.07	76.3	2.45	2.55	-2.93	-2.28	0.55
Tr_finale	1 T = 5		173.79	1.4	3.01	3.01	3.5	0.050509	3.23	58.55	61.02	0.96	1.61	-1.23	-0.61	0.93
Tr_finale	1 T = 10		216.24	1.4	3.17	3.17	3.72	0.048343	3.44	69.01	64.03	1.08	1.77	-1.39	-0.77	0.93
Tr_finale	1 T = 20		261.35	1.4	3.33	3.33	3.94	0.047532	3.66	79.07	66.8	1.18	1.93	-1.55	-0.93	0.94
Tr_finale	1 T = 50		326.35	1.4	3.55	3.55	4.23	0.044906	3.88	94.11	71.01	1.33	2.15	-1.77	-1.15	0.93
Tr_finale	1 T = 100		426.02	1.4	3.84	3.84	4.62	0.042513	4.18	115.78	76.87	1.51	2.44	-2.06	-1.44	0.93
Tr_finale	1 T = 200		485.81	1.4	3.97	3.97	4.83	0.043855	4.42	125.76	79.61	1.58	2.57	-2.19	-1.57	0.95

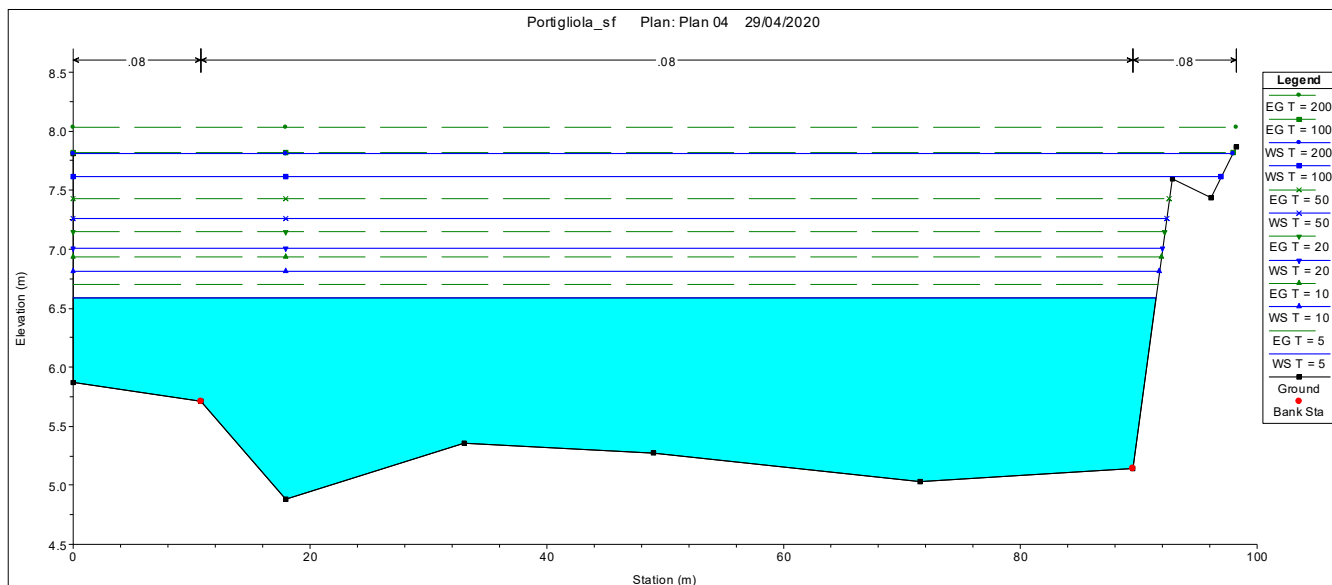
Sezione 17



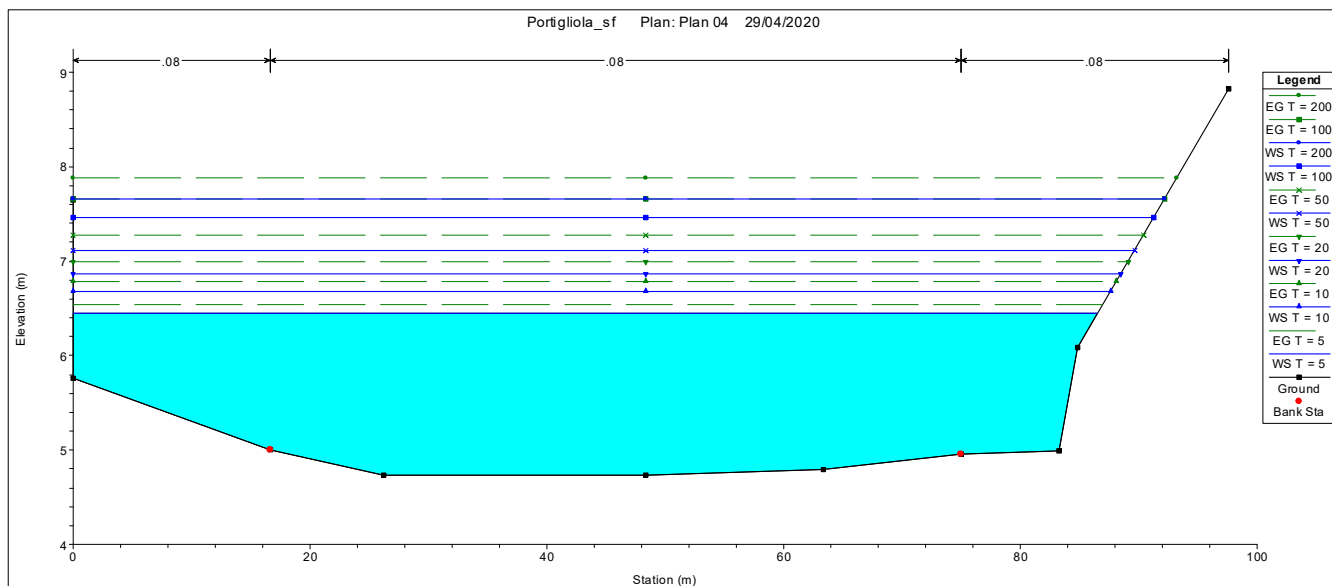
Sezione 16



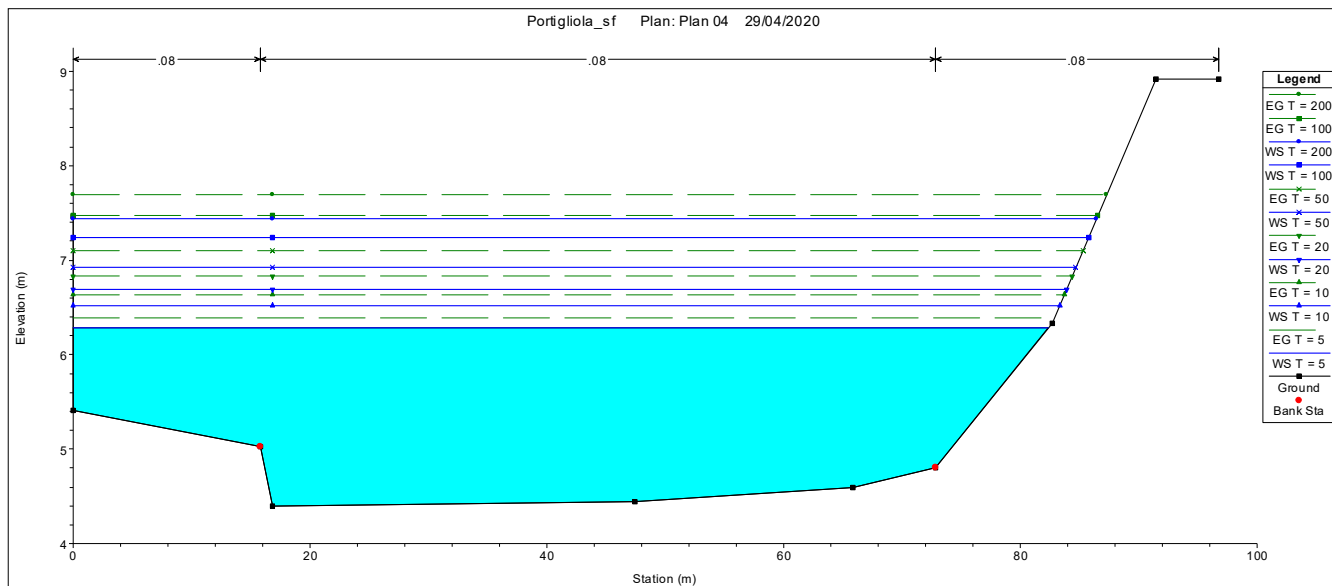
Sezione 15



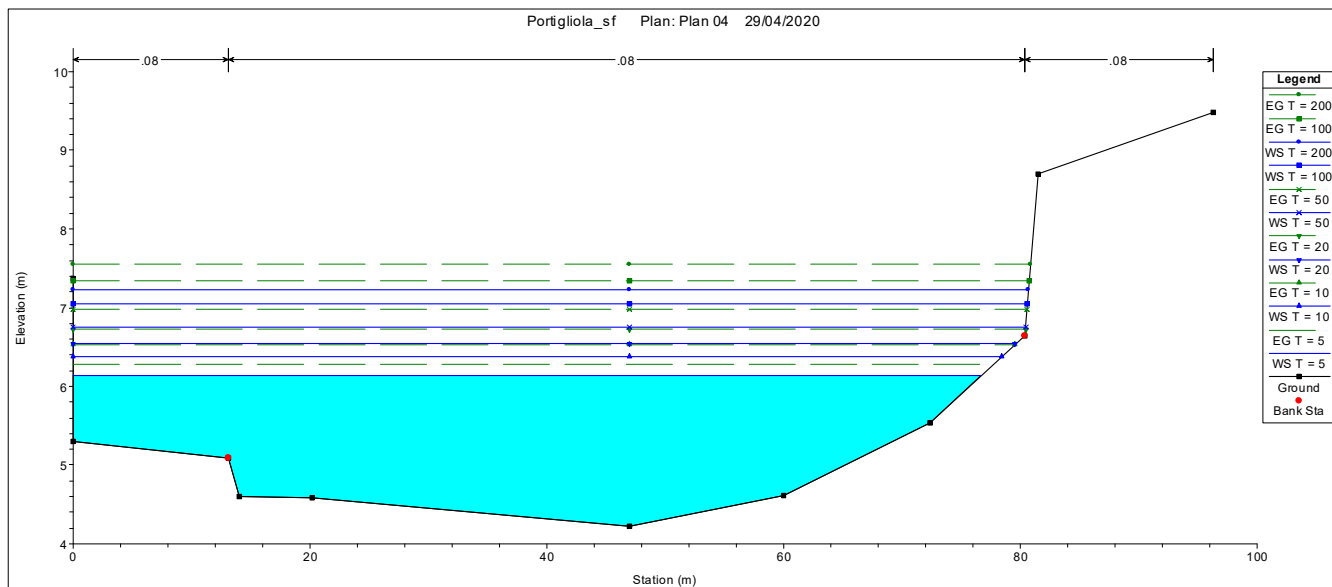
Sezione 14



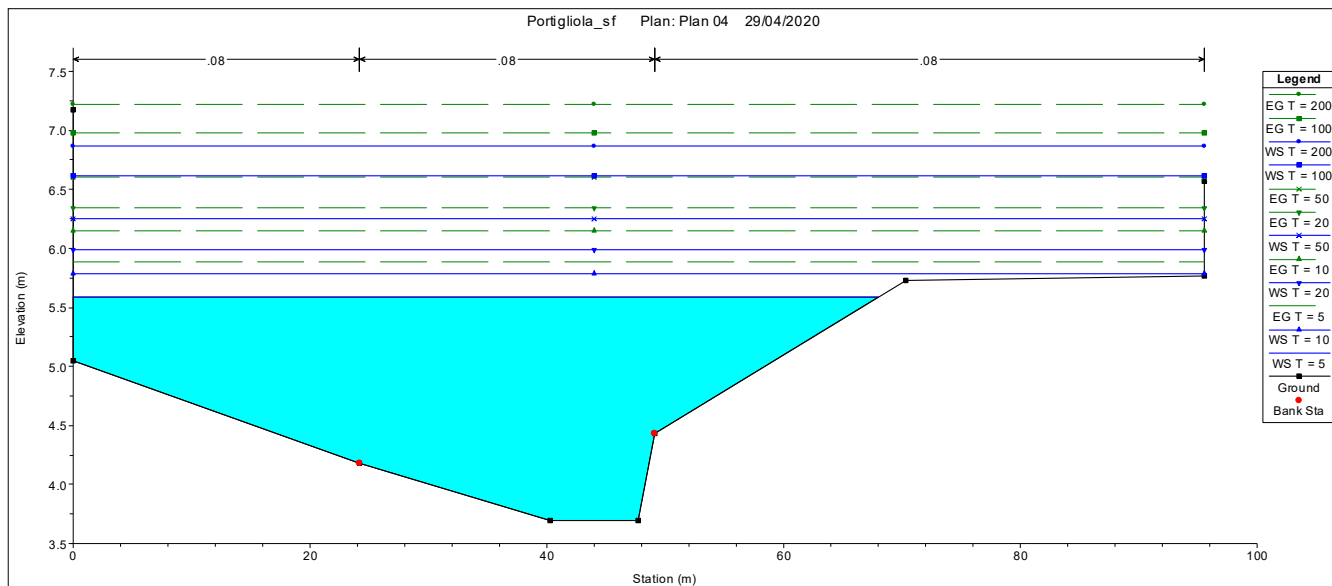
Sezione 13



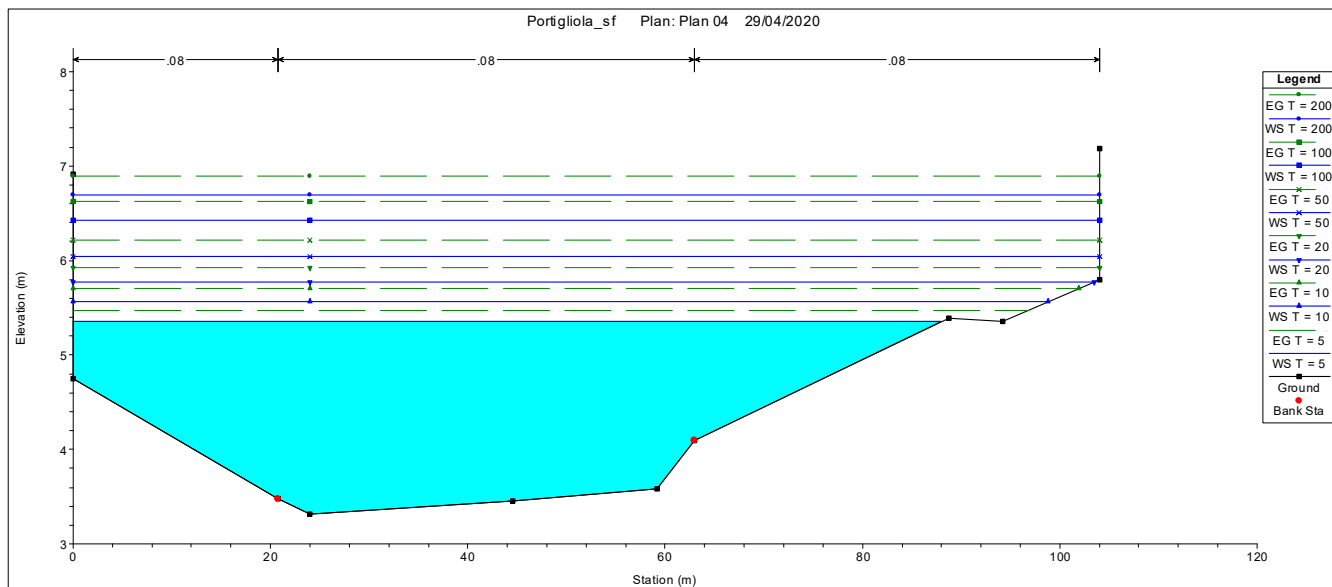
Sezione 12



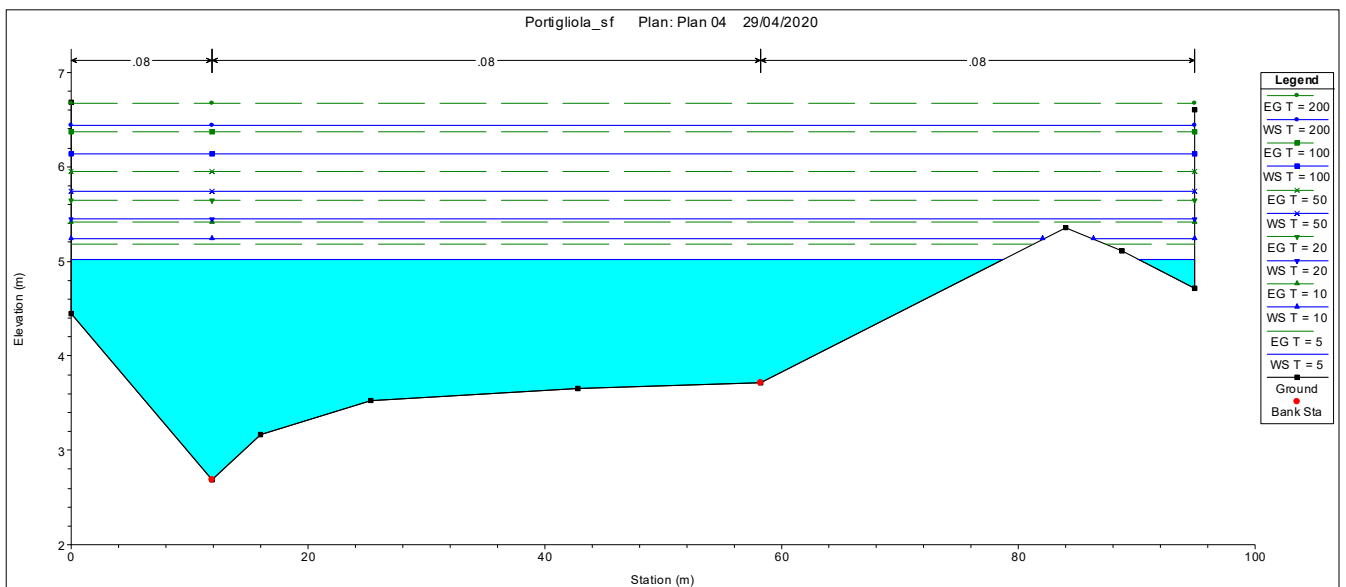
Sezione 11



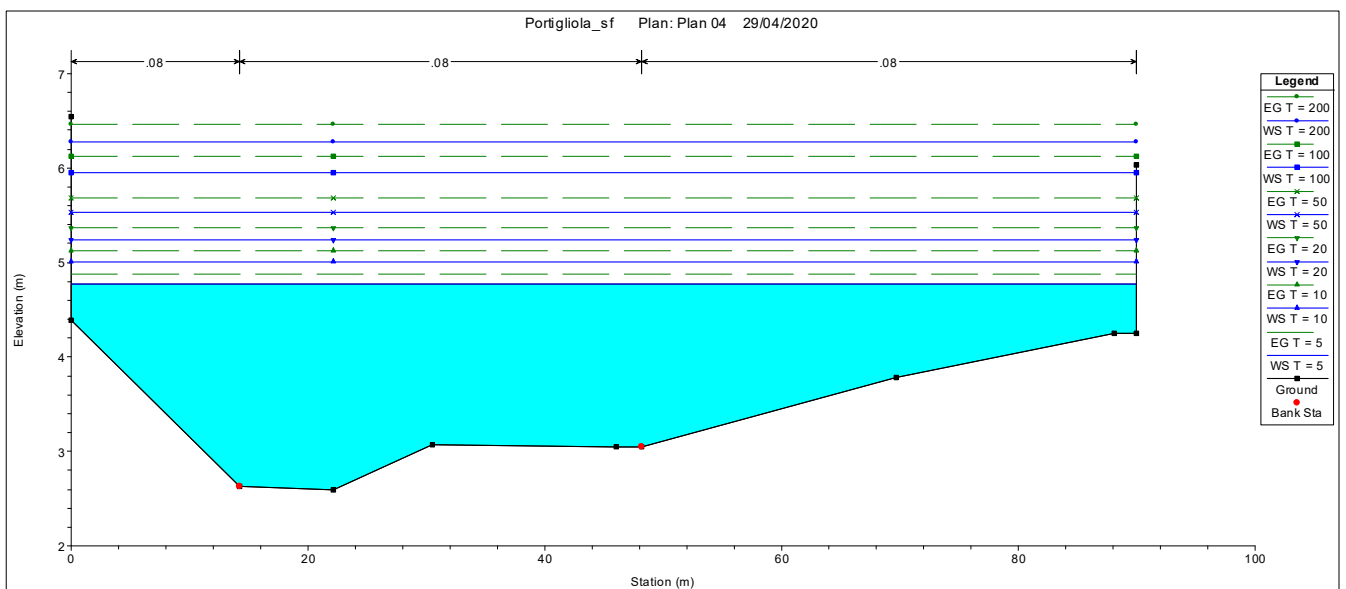
Sezione 10



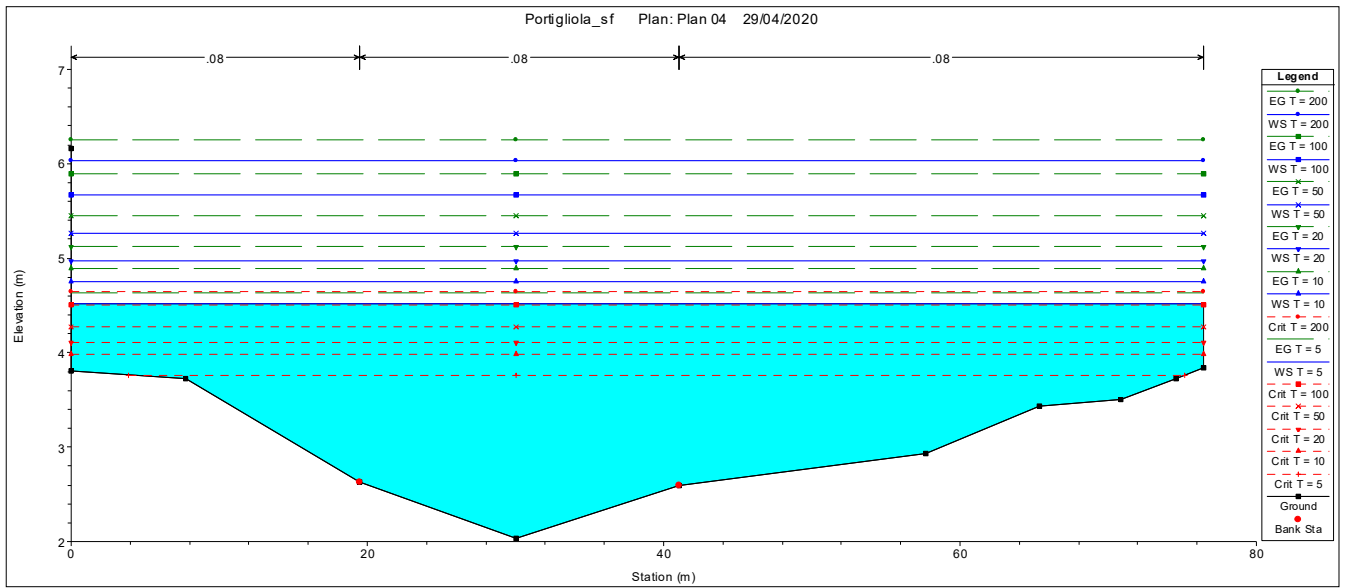
Sezione 9



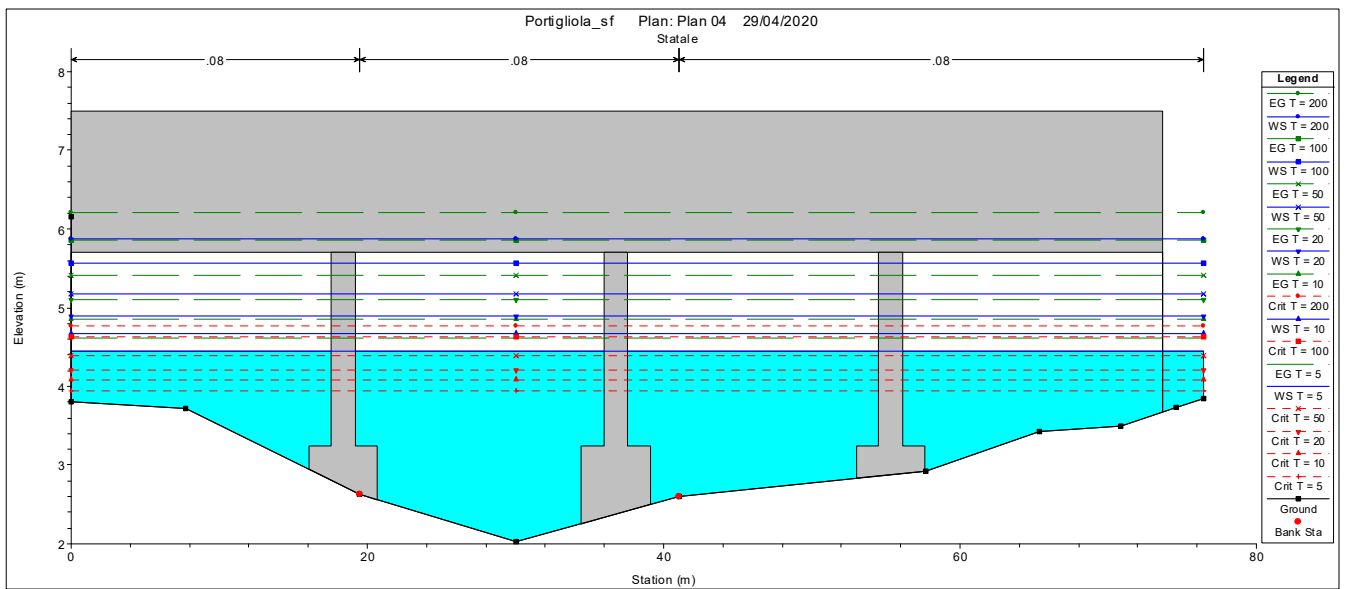
Sezione 8



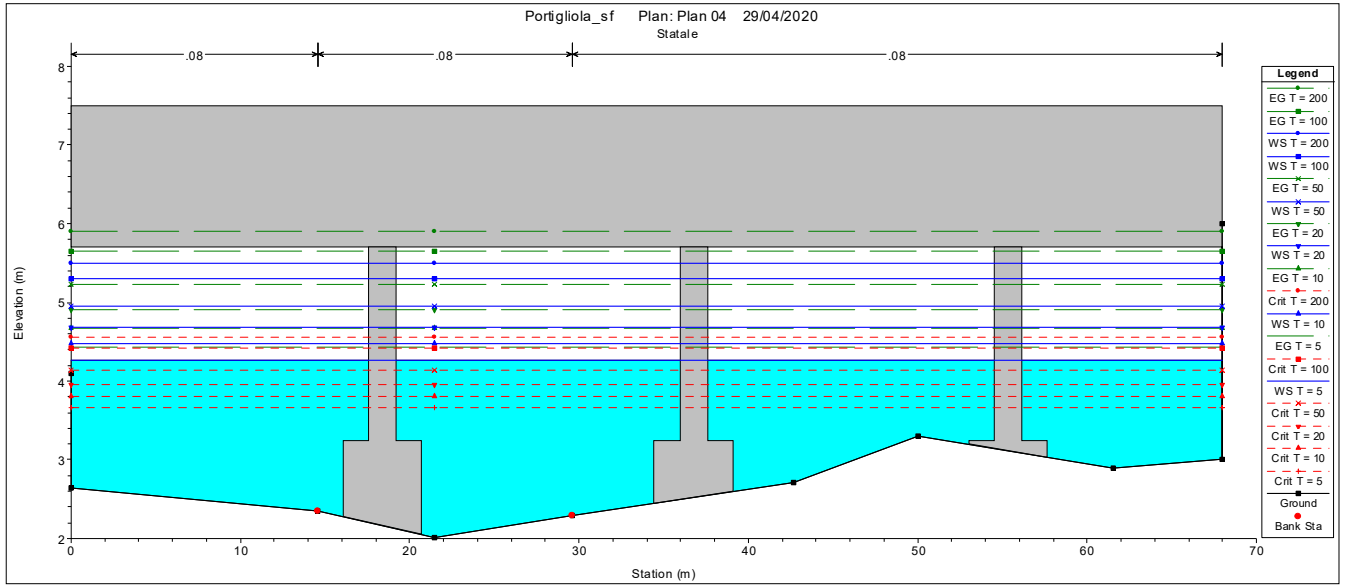
Sezione 7



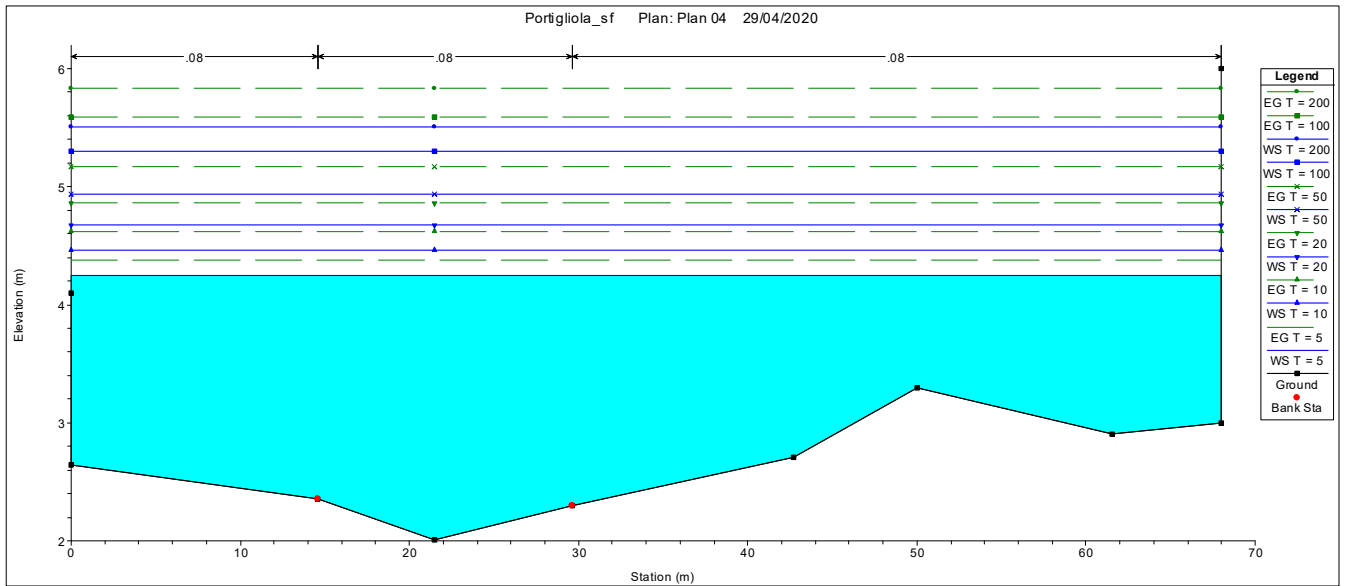
Sezione 6M



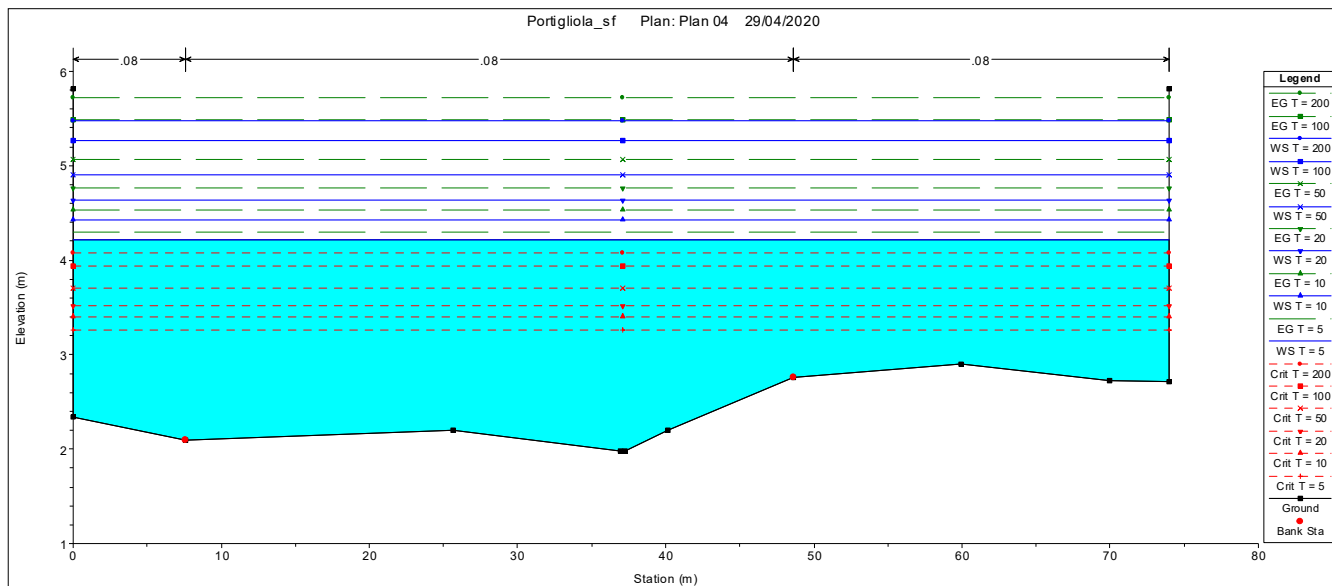
Sezione 6V



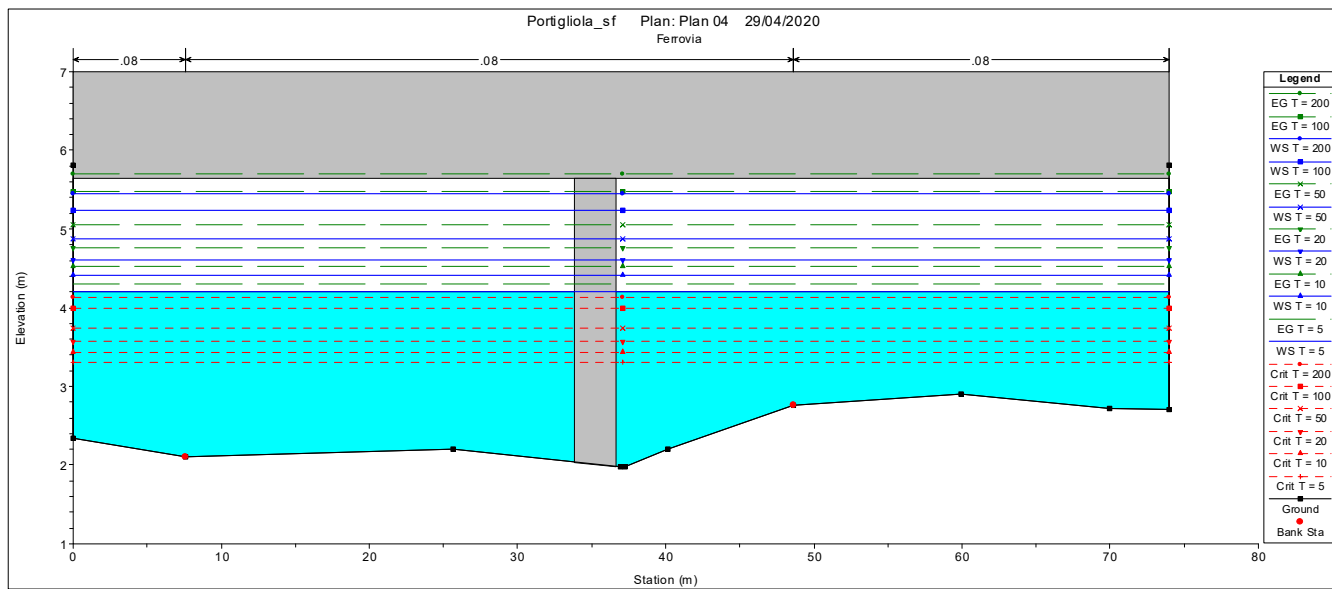
Sezione 5



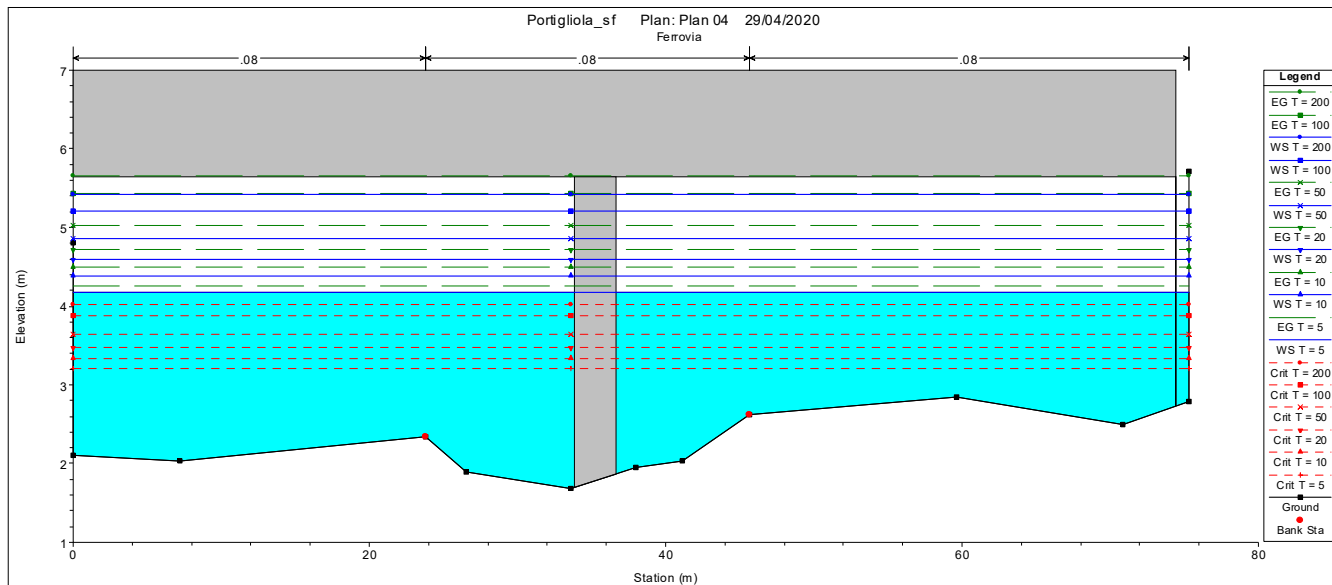
Sezione 4.1



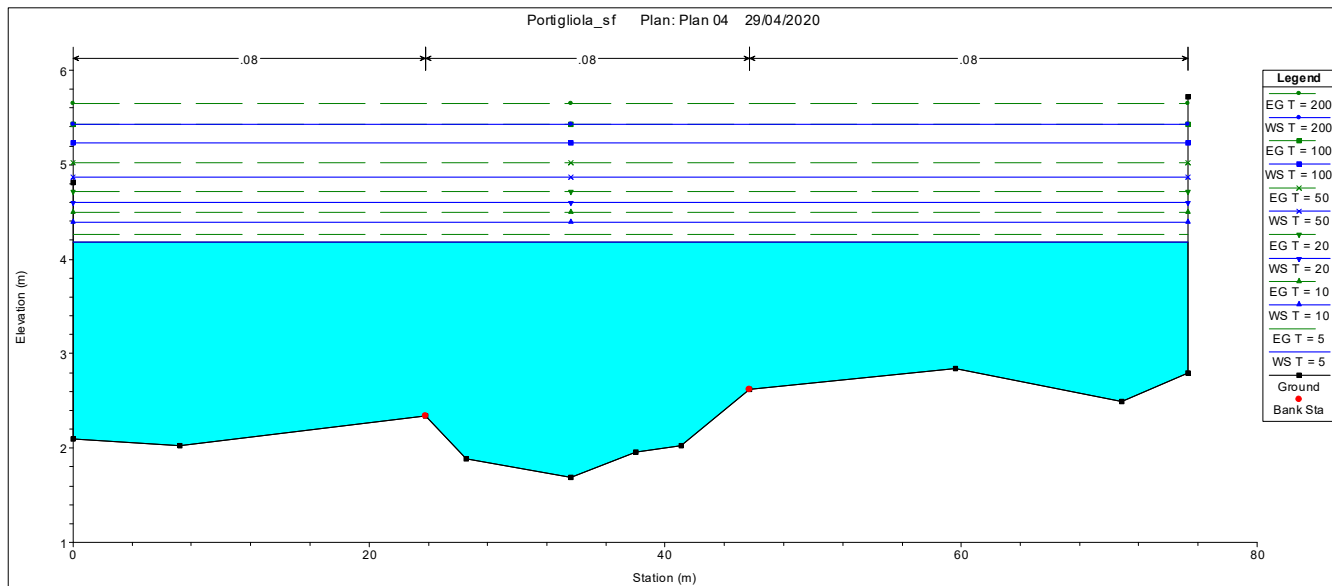
Sezione 4M



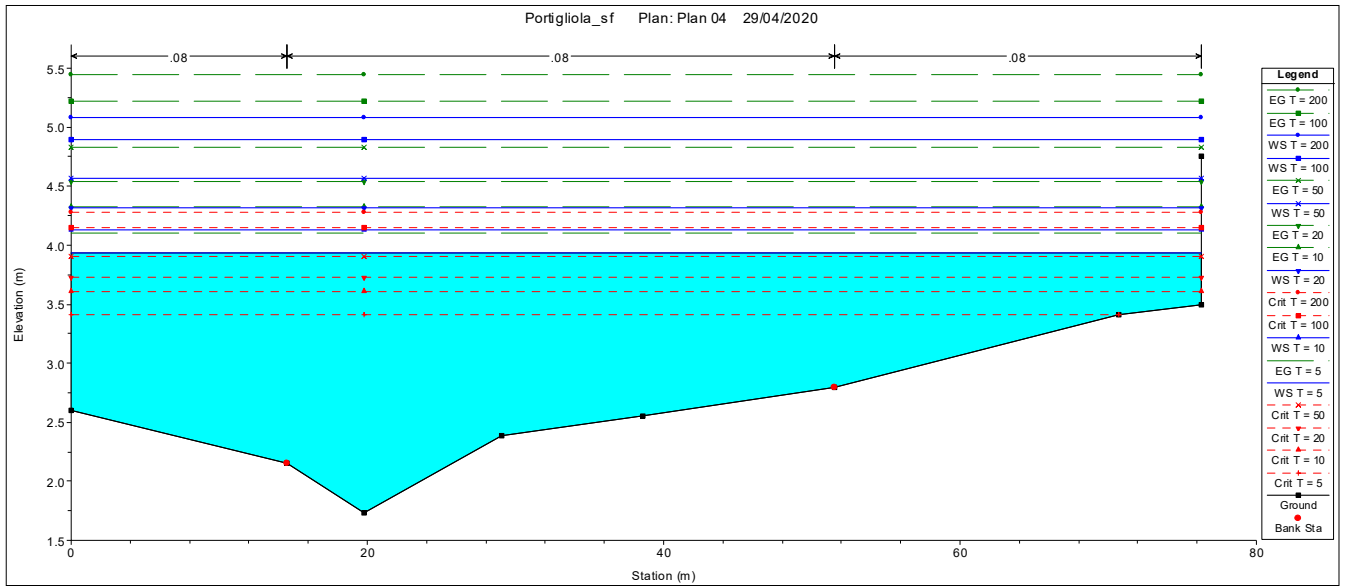
Sezione 4V



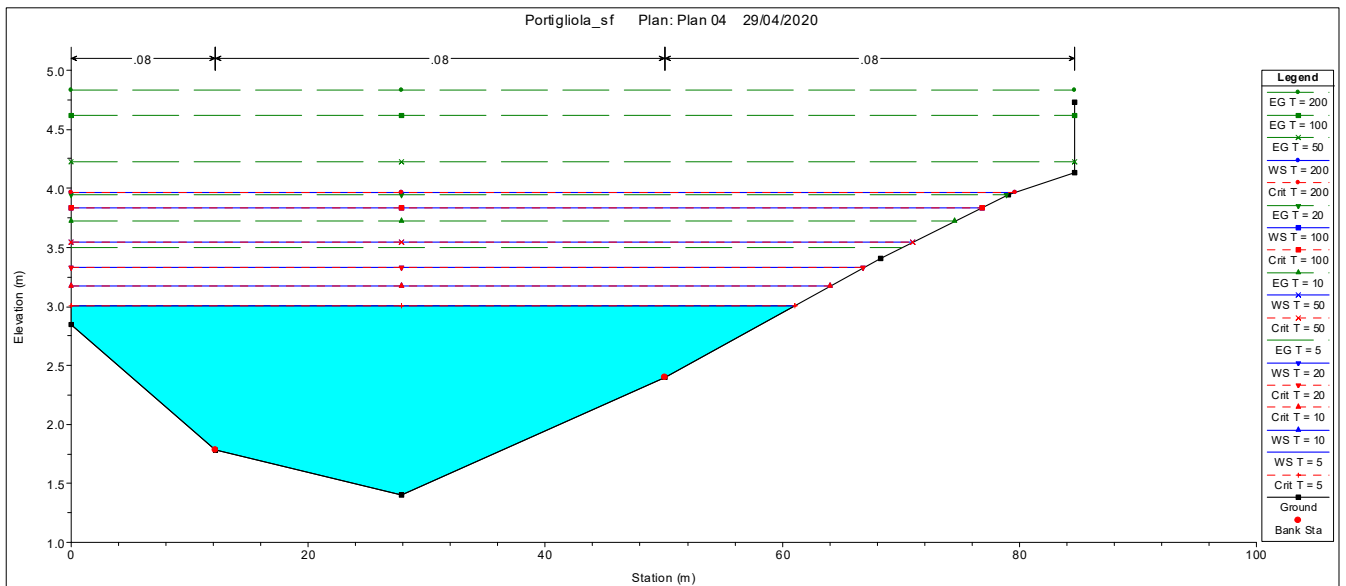
Sezione 3



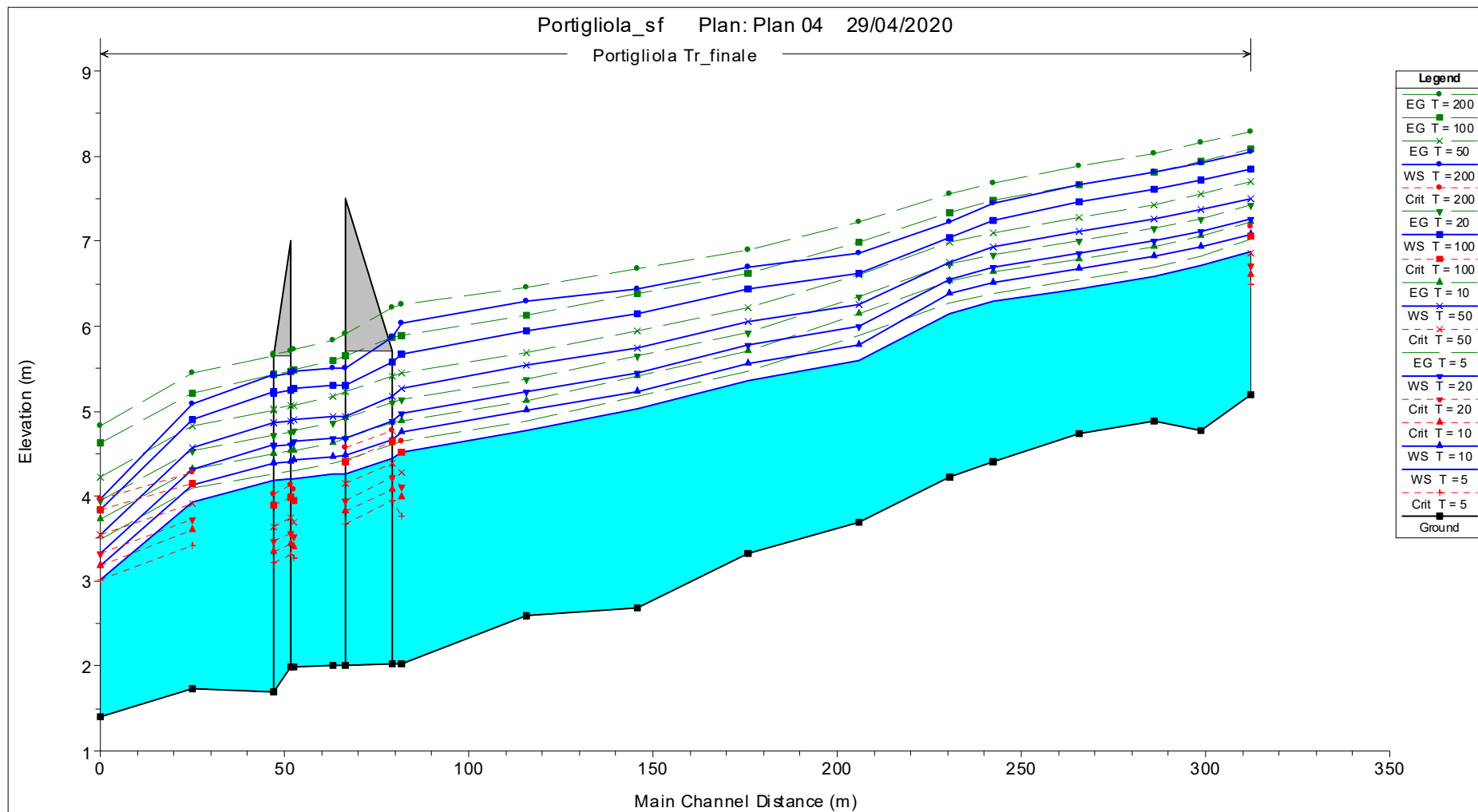
Sezione 2



Sezione 1



Profilo Progetto



R02/ALL.2 – SEZIONI DA HEC – RAS
Progetto

Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Progetto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	Freeboard	Freeboard	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
Tr_finale	17 T = 5		173.79	5.6	6.38	6.38	6.72	0.006189	2.64	67.85	98.08	0.69	0.78	-0.25	-0.25	0.96
Tr_finale	17 T = 10		216.24	5.6	6.48	6.48	6.89	0.006038	2.85	78.48	98.08	0.8	0.88	-0.35	-0.35	0.97
Tr_finale	17 T = 20		261.35	5.6	6.59	6.59	7.05	0.005876	3.03	89.09	98.08	0.91	0.99	-0.46	-0.46	0.97
Tr_finale	17 T = 50		326.35	5.6	6.74	6.74	7.26	0.005684	3.27	103.28	98.08	1.05	1.14	-0.61	-0.61	0.98
Tr_finale	17 T = 100		426.02	5.6	6.94	6.94	7.57	0.005395	3.56	123.66	98.08	1.26	1.34	-0.81	-0.81	0.98
Tr_finale	17 T=200		485.81	5.6	7.06	7.06	7.74	0.005321	3.73	134.59	98.08	1.37	1.46	-0.93	-0.93	0.99
Tr_finale	16 T = 5		173.79	5.47	6.17	6.25	6.61	0.008953	2.97	60.06	97.37	0.62	0.78	-0.16	-0.16	1.13
Tr_finale	16 T = 10		216.24	5.47	6.27	6.36	6.78	0.008572	3.18	70.05	97.37	0.72	0.89	-0.26	-0.26	1.13
Tr_finale	16 T = 20		261.35	5.47	6.37	6.47	6.94	0.008285	3.38	79.78	97.37	0.82	1	-0.36	-0.36	1.14
Tr_finale	16 T = 50		326.35	5.47	6.51	6.61	7.16	0.007928	3.63	92.89	97.37	0.95	1.14	-0.5	-0.5	1.14
Tr_finale	16 T = 100		426.02	5.47	6.7	6.81	7.47	0.007523	3.96	111.3	97.37	1.14	1.34	-0.69	-0.69	1.14
Tr_finale	16 T=200		485.81	5.47	6.8	6.93	7.64	0.007303	4.12	121.77	97.37	1.25	1.46	-0.79	-0.79	1.14
Tr_finale	15 T = 5		173.79	5.34	6.05	6.13	6.5	0.008712	2.96	59.8	98.21	0.61	0.79	-0.08	-0.08	1.12
Tr_finale	15 T = 10		216.24	5.34	6.15	6.24	6.66	0.008509	3.19	69.62	98.21	0.71	0.9	-0.18	-0.18	1.13
Tr_finale	15 T = 20		261.35	5.34	6.25	6.35	6.83	0.008374	3.41	79.06	98.21	0.8	1.01	-0.28	-0.28	1.14
Tr_finale	15 T = 50		326.35	5.34	6.38	6.5	7.05	0.008211	3.69	91.57	98.21	0.93	1.16	-0.41	-0.41	1.16
Tr_finale	15 T = 100		426.02	5.34	6.56	6.7	7.36	0.00795	4.04	109.26	98.21	1.11	1.36	-0.59	-0.59	1.17
Tr_finale	15 T=200		485.81	5.34	6.66	6.81	7.53	0.007786	4.22	119.3	98.21	1.21	1.47	-0.69	-0.69	1.17
Tr_finale	14 T = 5		173.79	5.14	5.84	5.92	6.31	0.009388	3.04	57.26	82.04	0.7	0.78	0.2	0.2	1.16
Tr_finale	14 T = 10		216.24	5.14	5.97	6.04	6.49	0.008439	3.2	67.52	82.29	0.82	0.9	0.07	0.07	1.13
Tr_finale	14 T = 20		261.35	5.14	6.09	6.18	6.67	0.007868	3.38	77.99	97.62	0.8	1.04	-0.05	-0.05	1.11
Tr_finale	14 T = 50		326.35	5.14	6.24	6.34	6.89	0.007377	3.61	92.49	97.62	0.95	1.2	-0.2	-0.2	1.11
Tr_finale	14 T = 100		426.02	5.14	6.49	6.55	7.19	0.005975	3.74	117.54	97.62	1.2	1.41	-0.45	-0.45	1.03
Tr_finale	14 T=200		485.81	5.14	6.6	6.67	7.36	0.005942	3.92	127.95	97.62	1.31	1.53	-0.56	-0.56	1.04
Tr_finale	13 T = 5		173.79	4.92	5.63	5.7	6.1	0.009099	3.02	57.59	81.29	0.71	0.78	0.19	0.19	1.14
Tr_finale	13 T = 10		216.24	4.92	5.73	5.83	6.29	0.009104	3.29	65.74	81.49	0.81	0.91	0.08	0.08	1.17
Tr_finale	13 T = 20		261.35	4.92	5.84	5.97	6.47	0.008785	3.51	74.86	96.75	0.77	1.05	-0.02	-0.02	1.17
Tr_finale	13 T = 50		326.35	4.92	5.98	6.13	6.7	0.008424	3.77	88.26	96.75	0.91	1.21	-0.16	-0.16	1.17
Tr_finale	13 T = 100		426.02	4.92	6.18	6.34	7.01	0.007861	4.09	107.35	96.75	1.11	1.42	-0.36	-0.36	1.17
Tr_finale	13 T=200		485.81	4.92	6.28	6.46	7.19	0.007699	4.27	117.5	96.75	1.21	1.54	-0.46	-0.46	1.17
Tr_finale	12 T = 5		173.79	4.75	5.46	5.56	5.97	0.010696	3.17	54.75	80.89	0.68	0.81	0.19	0.19	1.23
Tr_finale	12 T = 10		216.24	4.75	5.56	5.7	6.16	0.010508	3.44	62.84	81.1	0.77	0.95	0.09	0.09	1.25
Tr_finale	12 T = 20		261.35	4.75	5.66	5.82	6.35	0.010176	3.67	71.33	96.31	0.74	1.07	-0.01	-0.01	1.25

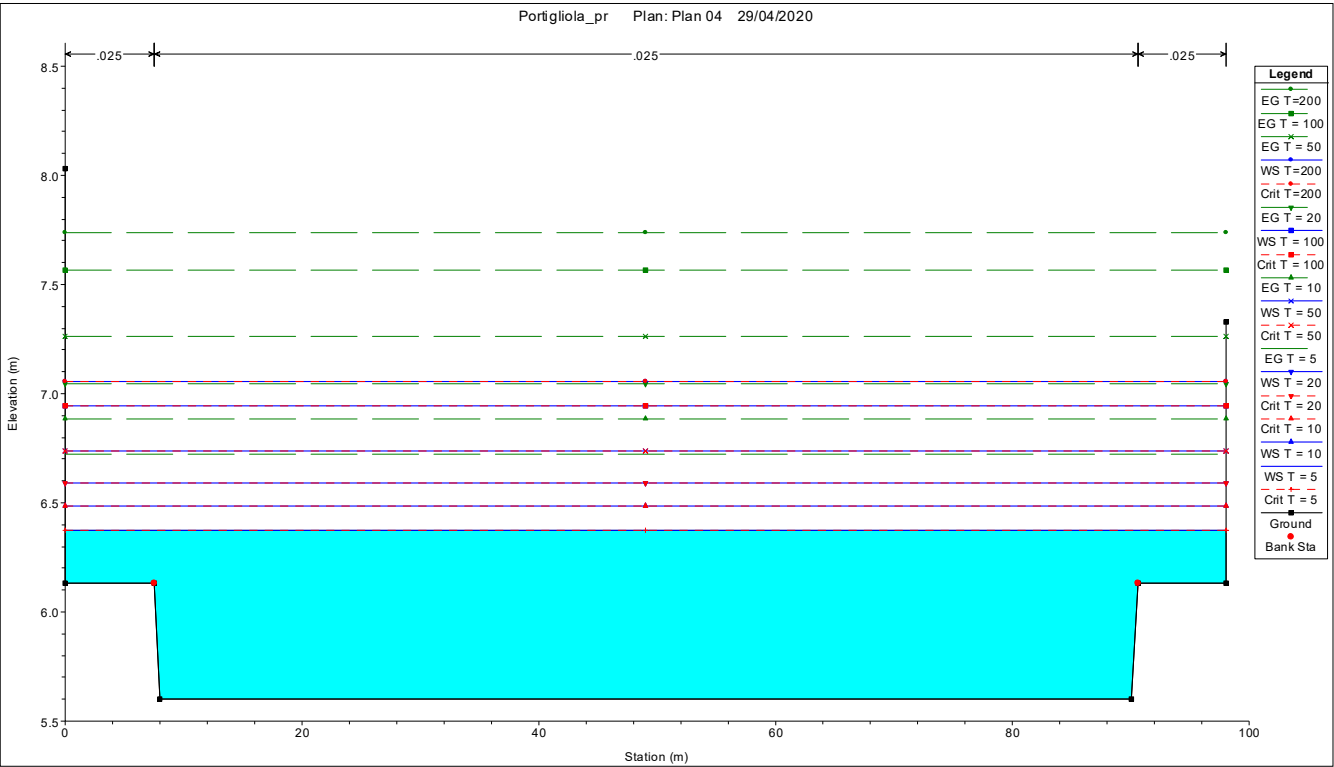
Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Progetto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	Freeboard L	Freeboard R	Froude # Chl
Tr_finale	12	T = 50	326.35	4.75	5.79	5.98	6.58	0.009725	3.95	84.26	96.31	0.87	1.23	-0.14	-0.14	1.25
Tr_finale	12	T = 100	426.02	4.75	5.98	6.2	6.9	0.009094	4.28	102.46	96.31	1.06	1.45	-0.33	-0.33	1.25
Tr_finale	12	T=200	485.81	4.75	6.08	6.31	7.08	0.008926	4.47	112.09	96.31	1.16	1.56	-0.43	-0.43	1.25
Tr_finale	11	T = 5	173.79	4.56	5.34	5.35	5.74	0.007132	2.82	61.67	80.29	0.77	0.79	0.12	0.12	1.03
Tr_finale	11	T = 10	216.24	4.56	5.48	5.48	5.92	0.006281	2.96	73.43	95.5	0.77	0.92	-0.02	-0.02	0.99
Tr_finale	11	T = 20	261.35	4.56	5.56	5.62	6.1	0.006941	3.28	80.81	95.5	0.85	1.06	-0.1	-0.1	1.05
Tr_finale	11	T = 50	326.35	4.56	5.66	5.78	6.34	0.007741	3.69	90.35	95.5	0.95	1.22	-0.2	-0.2	1.13
Tr_finale	11	T = 100	426.02	4.56	5.82	5.99	6.67	0.007969	4.13	106.38	95.5	1.11	1.43	-0.36	-0.36	1.18
Tr_finale	11	T=200	485.81	4.56	5.92	6.11	6.86	0.007983	4.34	115.61	95.5	1.21	1.55	-0.46	-0.46	1.19
Tr_finale	10	T = 5	173.79	4.26	4.95	5.05	5.47	0.010592	3.19	54.43	79.07	0.69	0.79	0.21	0.21	1.23
Tr_finale	10	T = 10	216.24	4.26	5.05	5.21	5.67	0.010451	3.47	62.39	79.26	0.79	0.95	0.11	0.11	1.25
Tr_finale	10	T = 20	261.35	4.26	5.17	5.34	5.85	0.009592	3.64	72.14	104.02	0.69	1.08	-0.01	-0.01	1.22
Tr_finale	10	T = 50	326.35	4.26	5.3	5.5	6.08	0.009355	3.93	85.63	104.02	0.82	1.24	-0.14	-0.14	1.23
Tr_finale	10	T = 100	426.02	4.26	5.46	5.71	6.41	0.009504	4.36	102.23	104.02	0.98	1.45	-0.3	-0.3	1.27
Tr_finale	10	T=200	485.81	4.26	5.55	5.81	6.59	0.009599	4.59	111.18	104.02	1.07	1.55	-0.39	-0.39	1.29
Tr_finale	9	T = 5	173.79	3.97	4.59	4.71	5.12	0.012785	3.25	53.55	87.61	0.61	0.74	0.28	0.28	1.32
Tr_finale	9	T = 10	216.24	3.97	4.67	4.83	5.31	0.01299	3.55	60.83	87.78	0.69	0.86	0.2	0.2	1.36
Tr_finale	9	T = 20	261.35	3.97	4.75	4.95	5.5	0.01313	3.84	68.01	87.94	0.77	0.98	0.12	0.12	1.39
Tr_finale	9	T = 50	326.35	3.97	4.87	5.1	5.75	0.01263	4.14	78.75	94.9	0.83	1.13	0	0	1.4
Tr_finale	9	T = 100	426.02	3.97	5.05	5.32	6.08	0.011807	4.51	95.25	94.9	1	1.35	-0.18	-0.18	1.39
Tr_finale	9	T=200	485.81	3.97	5.78	5.44	6.23	0.002611	3	164.51	94.9	1.73	1.47	-0.91	-0.91	0.72
Tr_finale	8	T = 5	173.79	3.7	4.51	4.49	4.88	0.006148	2.69	64.56	80.51	0.8	0.79	0.09	0.09	0.96
Tr_finale	8	T = 10	216.24	3.7	4.7	4.61	5.07	0.004692	2.7	80.63	88.91	0.91	0.91	-0.1	-0.1	0.87
Tr_finale	8	T = 20	261.35	3.7	4.89	4.74	5.26	0.003724	2.71	97.83	88.91	1.1	1.04	-0.29	-0.29	0.8
Tr_finale	8	T = 50	326.35	3.7	5.15	4.9	5.53	0.002926	2.75	121.1	88.91	1.36	1.2	-0.55	-0.55	0.73
Tr_finale	8	T = 100	426.02	3.7	5.53	5.13	5.93	0.002274	2.82	154.26	88.91	1.73	1.43	-0.93	-0.93	0.67
Tr_finale	8	T=200	485.81	3.7	5.73		6.15	0.002047	2.88	172.69	88.91	1.94		-1.13	-1.13	0.65
Tr_finale	7	T = 5	173.79	3.34	4.5	4.18	4.71	0.002234	2.07	84.67	76.35	1.11	0.84	-0.26	-1.16	0.62
Tr_finale	7	T = 10	216.24	3.34	4.68	4.32	4.93	0.002087	2.21	98.86	76.4	1.29	0.98	-0.44	-1.34	0.61
Tr_finale	7	T = 20	261.35	3.34	4.87	4.44	5.15	0.001956	2.34	113.21	76.44	1.48	1.1	-0.63	-1.53	0.6
Tr_finale	7	T = 50	326.35	3.34	5.12	4.62	5.44	0.001822	2.5	132.45	76.44	1.73	1.28	-0.88	-1.78	0.6
Tr_finale	7	T = 100	426.02	3.34	5.48	4.86	5.85	0.001669	2.7	159.95	76.44	2.09	1.52	-1.24	-2.14	0.59
Tr_finale	7	T=200	485.81	3.34	5.68	5	6.08	0.001602	2.81	175.4	76.44	2.29	1.66	-1.44	-2.34	0.59

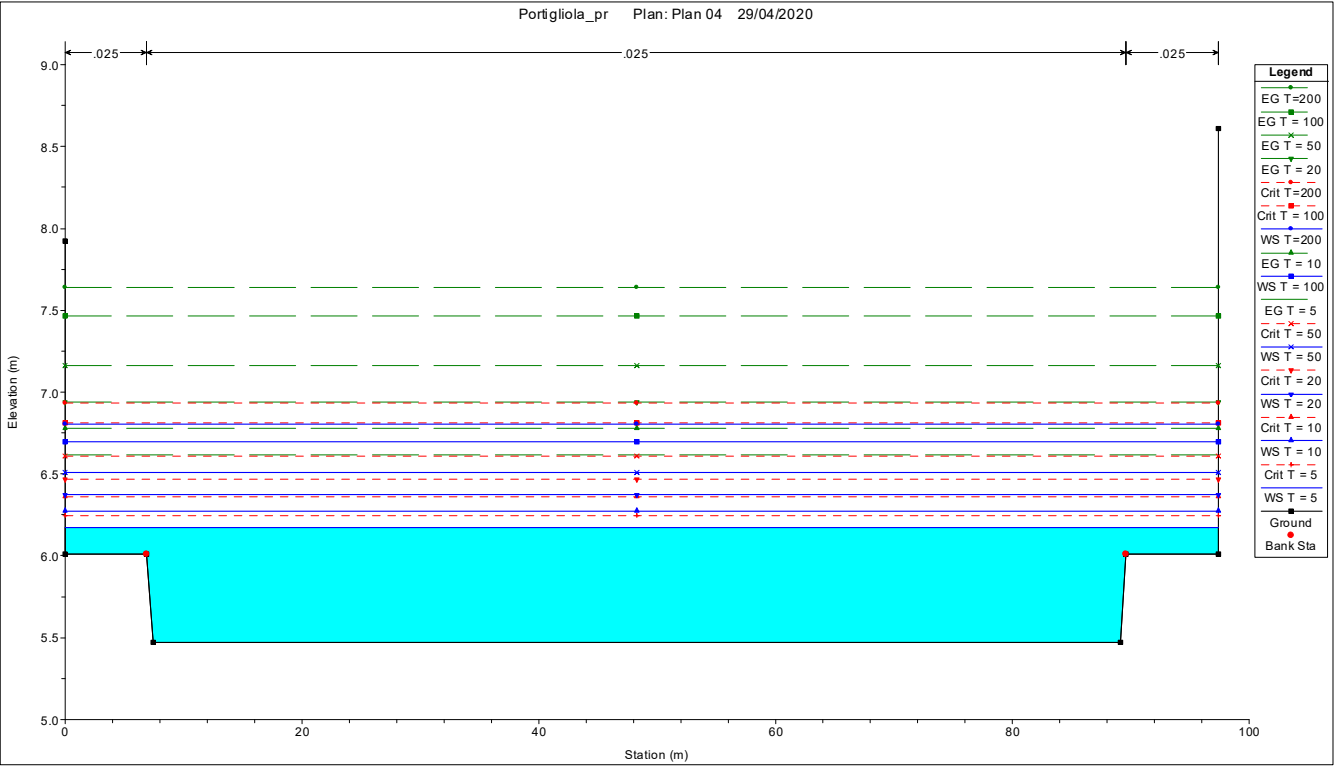
Allegato alla Relazione Idrologica - Idraulica – TABULATI HEC – RAS Progetto

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Depth	Crit Depth	Freeboard	Freeboard	Froude # Chl
Tr_finale	6	Bridge														
Tr_finale	5 T = 5		173.79	3.24	4	4.11	4.58	0.010586	3.37	51.53	67.96	0.76	0.87	0.1	2	1.24
Tr_finale	5 T = 10		216.24	3.24	4.12	4.25	4.79	0.010187	3.63	59.52	67.96	0.88	1.01	-0.02	1.88	1.24
Tr_finale	5 T = 20		261.35	3.24	4.23	4.38	5	0.009971	3.89	67.2	67.96	0.99	1.14	-0.13	1.77	1.25
Tr_finale	5 T = 50		326.35	3.24	4.38	4.57	5.29	0.009825	4.22	77.25	67.96	1.14	1.33	-0.28	1.62	1.26
Tr_finale	5 T = 100		426.02	3.24	4.59	4.82	5.69	0.009504	4.64	91.78	67.96	1.35	1.58	-0.49	1.41	1.28
Tr_finale	5 T=200		485.81	3.24	4.71	4.97	5.91	0.009333	4.86	99.98	67.96	1.47	1.73	-0.61	1.29	1.28
Tr_finale	4.1 T = 5		173.79	3.03	3.63	3.85	4.41	0.019338	3.92	44.38	73.95	0.6	0.82	2.18	2.18	1.61
Tr_finale	4.1 T = 10		216.24	3.03	3.73	3.98	4.63	0.018329	4.2	51.48	73.95	0.7	0.95	2.08	2.08	1.61
Tr_finale	4.1 T = 20		261.35	3.03	3.82	4.11	4.84	0.017561	4.47	58.48	73.95	0.79	1.08	1.99	1.99	1.6
Tr_finale	4.1 T = 50		326.35	3.03	3.95	4.29	5.13	0.01676	4.81	67.85	73.95	0.92	1.26	1.86	1.86	1.6
Tr_finale	4.1 T = 100		426.02	3.03	4.13	4.53	5.53	0.015794	5.25	81.2	73.95	1.1	1.5	1.68	1.68	1.6
Tr_finale	4.1 T=200		485.81	3.03	4.23	4.66	5.76	0.015335	5.48	88.73	73.95	1.2	1.63	1.58	1.58	1.6
Tr_finale	4	Bridge														
Tr_finale	3 T = 5		173.79	2.94	3.55	3.76	4.27	0.017373	3.76	46.17	75.31	0.61	0.82	-0.61	-0.61	1.53
Tr_finale	3 T = 10		216.24	2.94	3.65	3.88	4.48	0.016594	4.05	53.42	75.31	0.71	0.94	-0.71	-0.71	1.53
Tr_finale	3 T = 20		261.35	2.94	3.74	4.01	4.7	0.016139	4.33	60.41	75.31	0.8	1.07	-0.8	-0.8	1.54
Tr_finale	3 T = 50		326.35	2.94	3.87	4.18	4.98	0.015504	4.67	69.95	75.31	0.93	1.24	-0.93	-0.93	1.55
Tr_finale	3 T = 100		426.02	2.94	4.05	4.42	5.37	0.014689	5.1	83.58	75.31	1.11	1.48	-1.11	-1.11	1.54
Tr_finale	3 T=200		485.81	2.94	4.15	4.56	5.59	0.01428	5.32	91.3	75.31	1.21	1.62	-1.21	-1.21	1.54
Tr_finale	2 T = 5		173.79	2.5	3.12	3.34	3.88	0.017727	3.87	45.11	73	0.62	0.84	-0.62	1.63	1.56
Tr_finale	2 T = 10		216.24	2.5	3.22	3.47	4.11	0.017269	4.18	51.92	73.22	0.71	0.97	-0.72	1.53	1.58
Tr_finale	2 T = 20		261.35	2.5	3.31	3.6	4.33	0.016845	4.48	58.69	73.44	0.8	1.1	-0.81	1.44	1.59
Tr_finale	2 T = 50		326.35	2.5	3.44	3.77	4.62	0.016255	4.83	67.92	73.74	0.92	1.27	-0.94	1.31	1.6
Tr_finale	2 T = 100		426.02	2.5	3.61	4.02	5.03	0.015529	5.3	81.02	74.17	1.09	1.52	-1.11	1.14	1.6
Tr_finale	2 T=200		485.81	2.5	3.71	4.16	5.26	0.015156	5.54	88.45	74.41	1.19	1.66	-1.21	1.04	1.61
Tr_finale	1 T = 5		173.79	2	2.63	2.86	3.42	0.018883	4.02	44.68	77.72	0.57	0.86	-0.63	-0.63	1.62
Tr_finale	1 T = 10		216.24	2	2.71	3	3.65	0.018903	4.38	51.3	79.44	0.65	1	-0.71	-0.71	1.66
Tr_finale	1 T = 20		261.35	2	2.79	3.12	3.87	0.018881	4.71	57.9	81.11	0.71	1.12	-0.79	-0.79	1.69
Tr_finale	1 T = 50		326.35	2	2.9	3.28	4.17	0.018886	5.13	66.75	83.31	0.8	1.28	-0.9	-0.9	1.72
Tr_finale	1 T = 100		426.02	2	3.05	3.5	4.59	0.018959	5.67	78.93	84.7	0.93	1.5	-1.04	-1.04	1.77
Tr_finale	1 T=200		485.81	2	3.13	3.63	4.83	0.018881	5.95	85.76	84.7	1.01	1.63	-1.13	-1.13	1.79

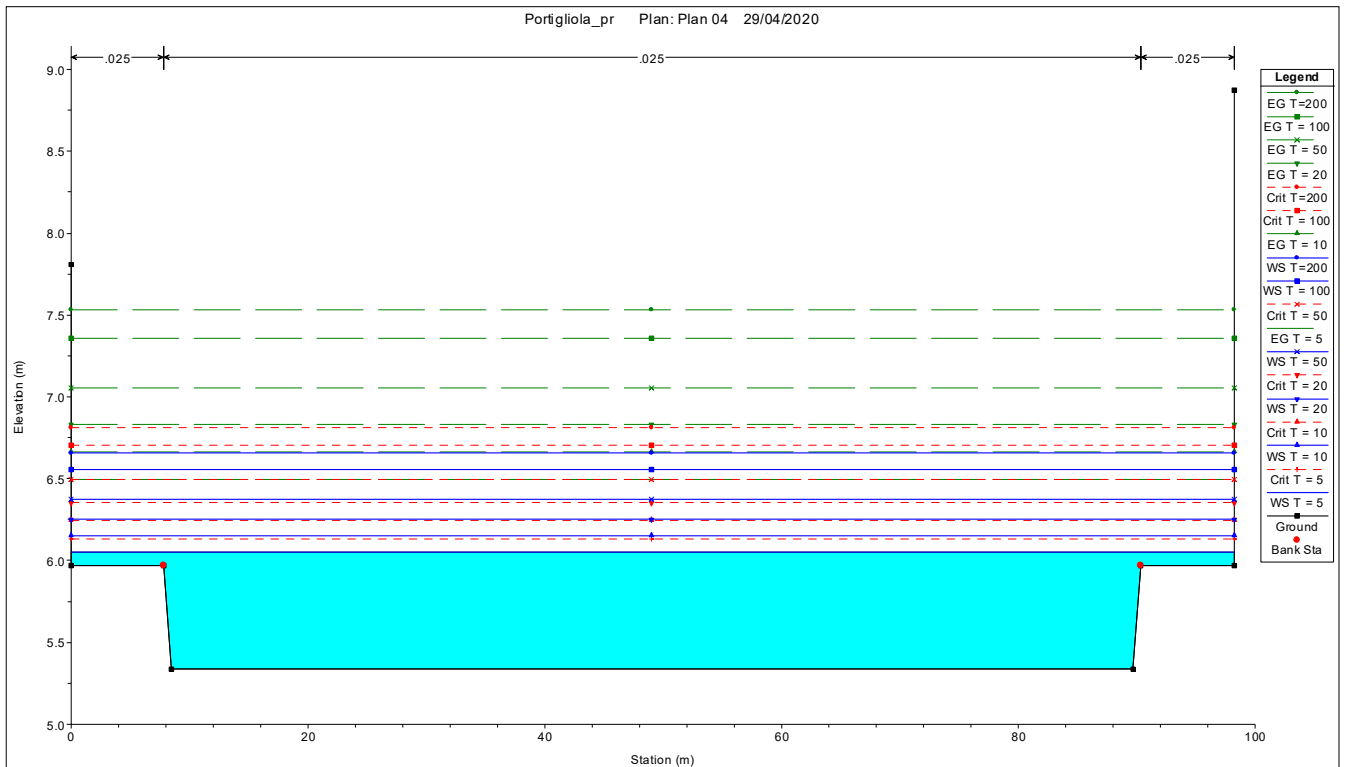
Sezione 17



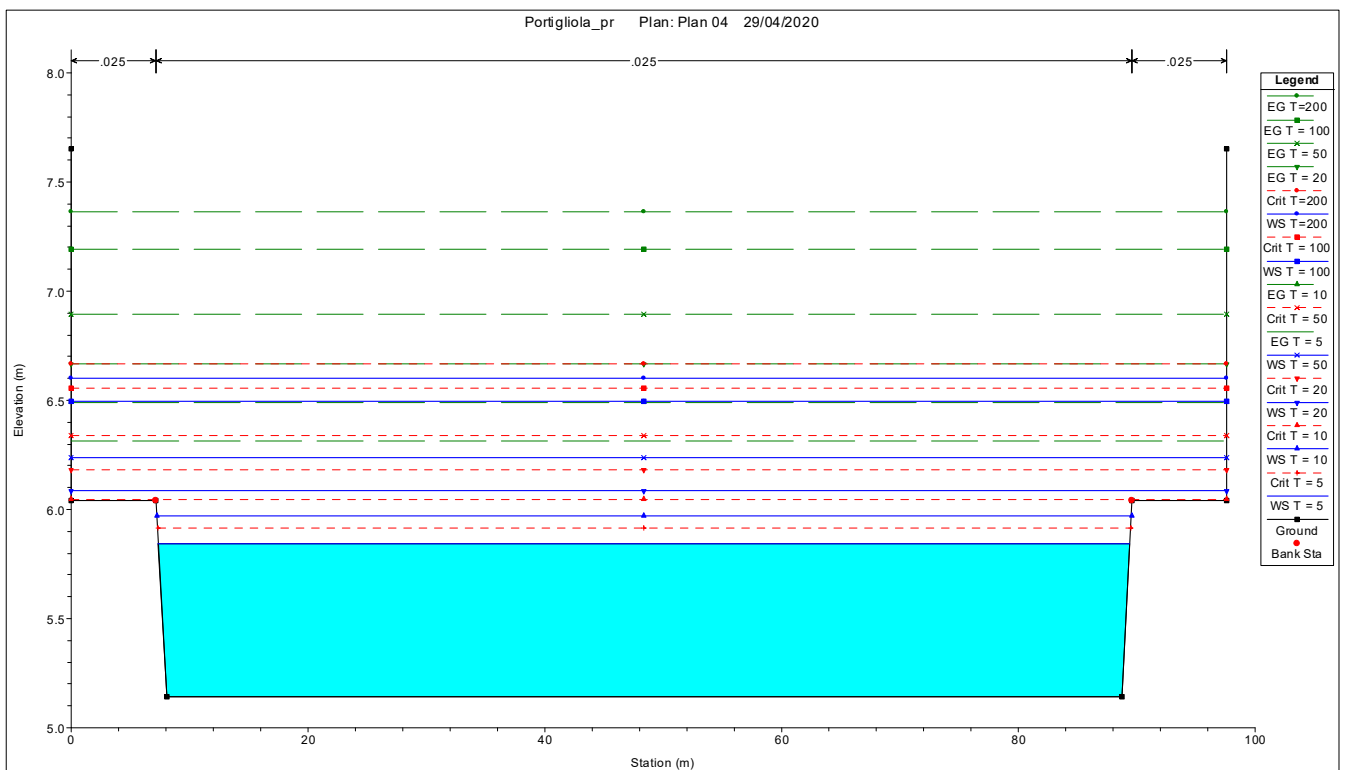
Sezione 16



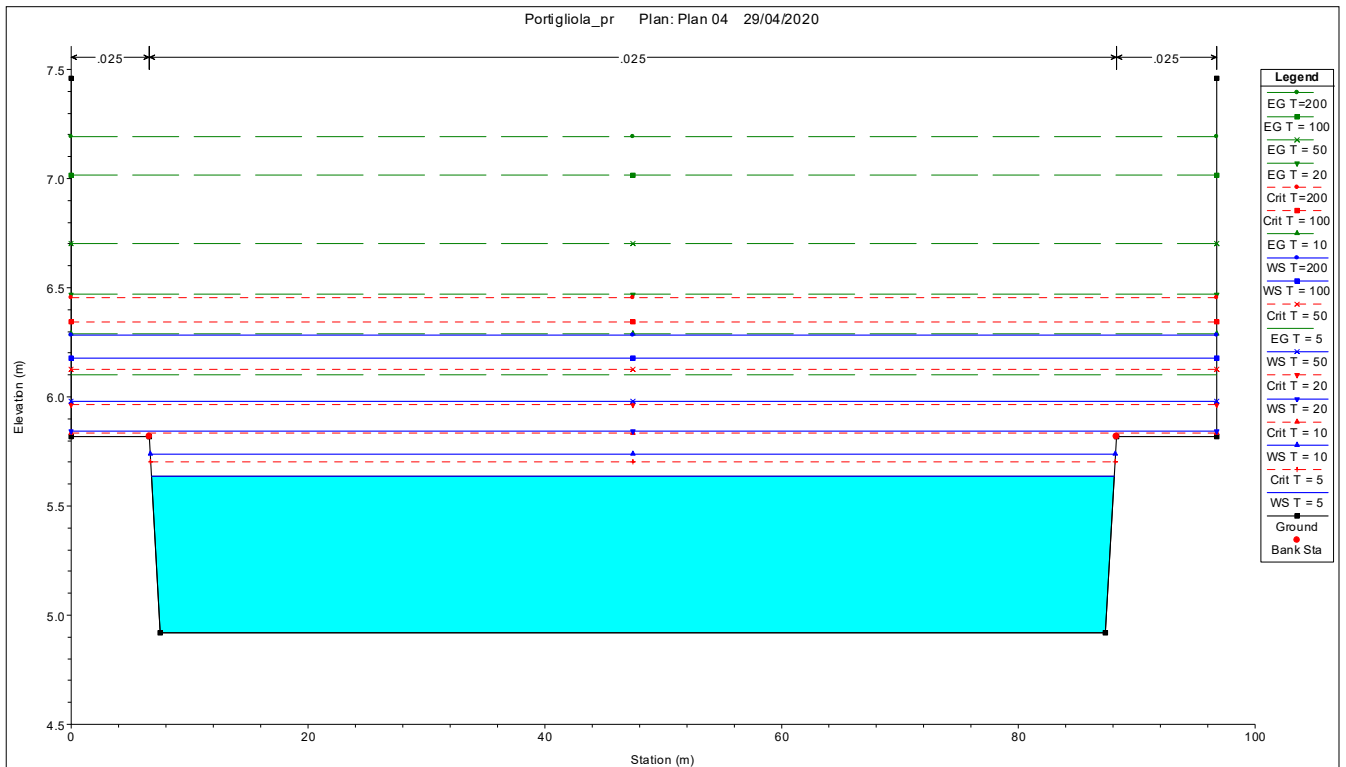
Sezione 15



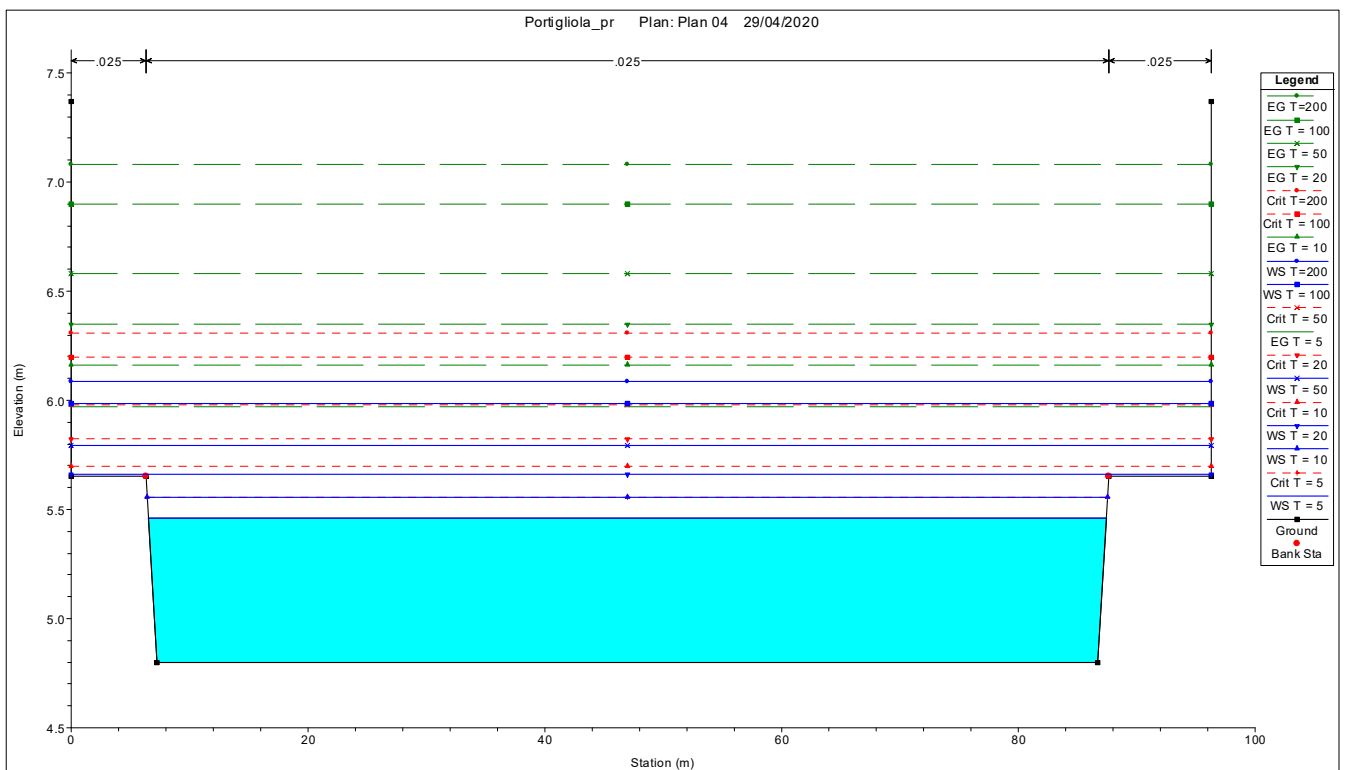
Sezione 14



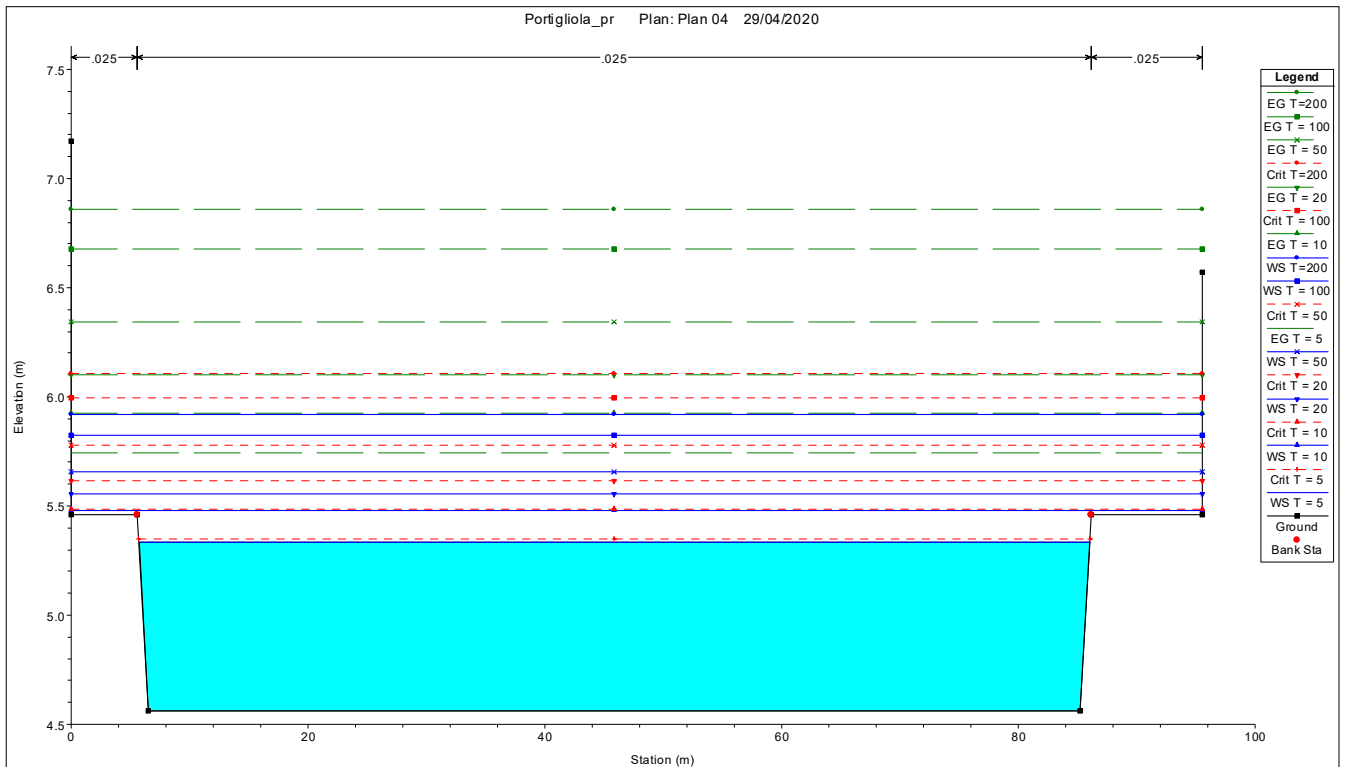
Sezione 13



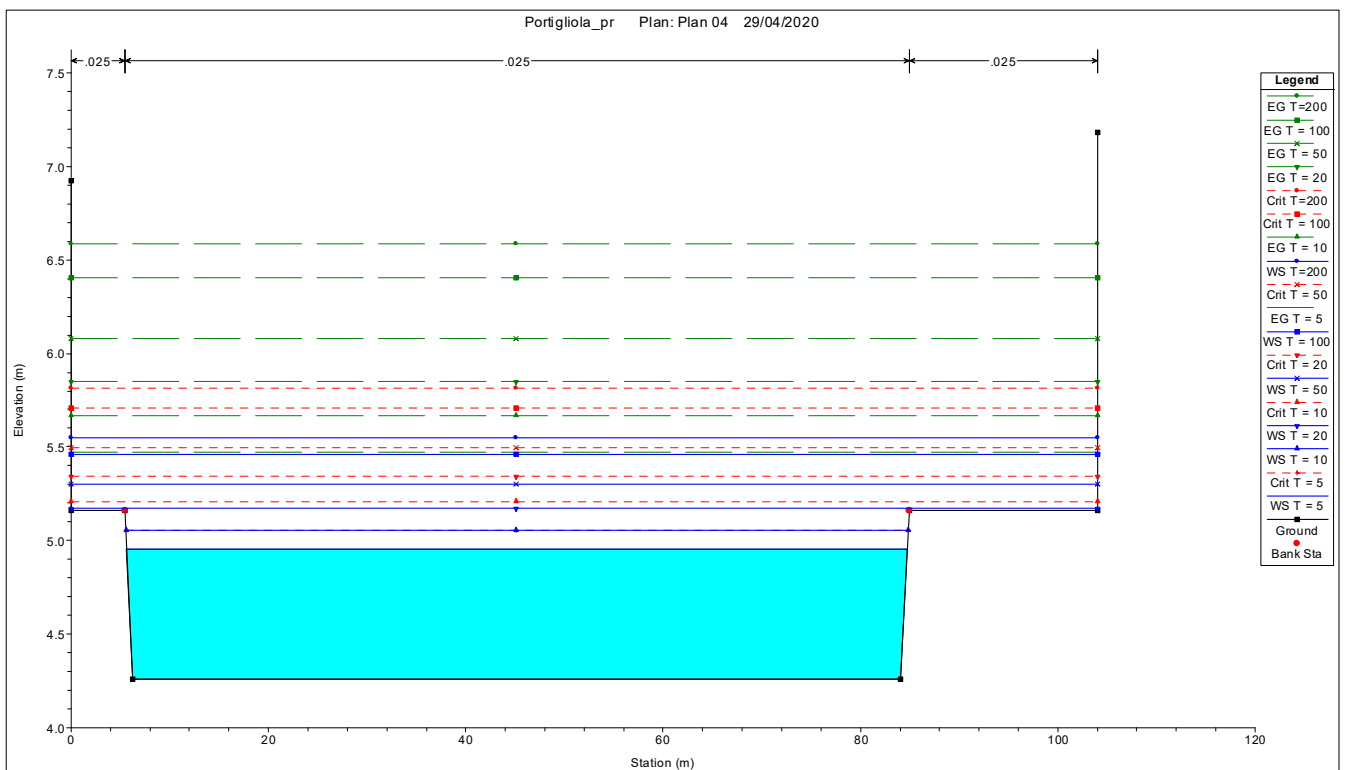
Sezione 12



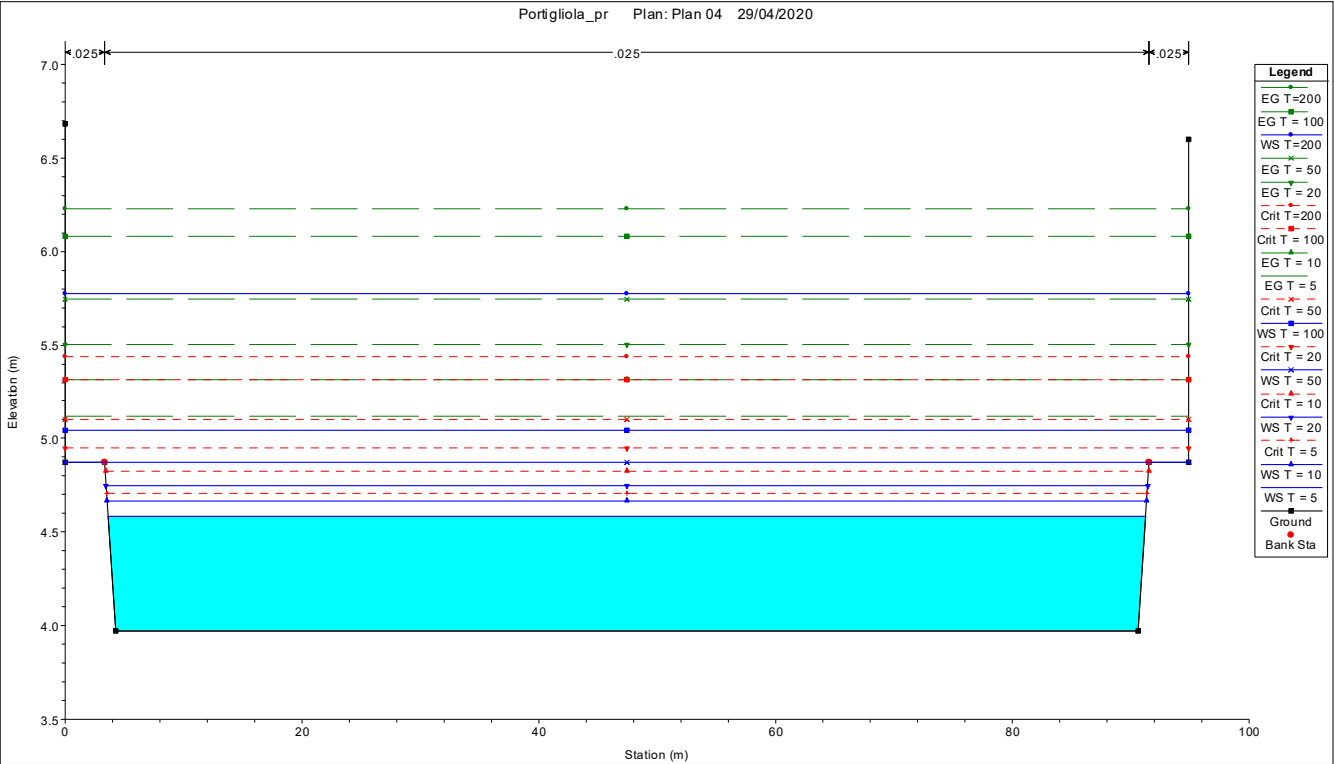
Sezione 11



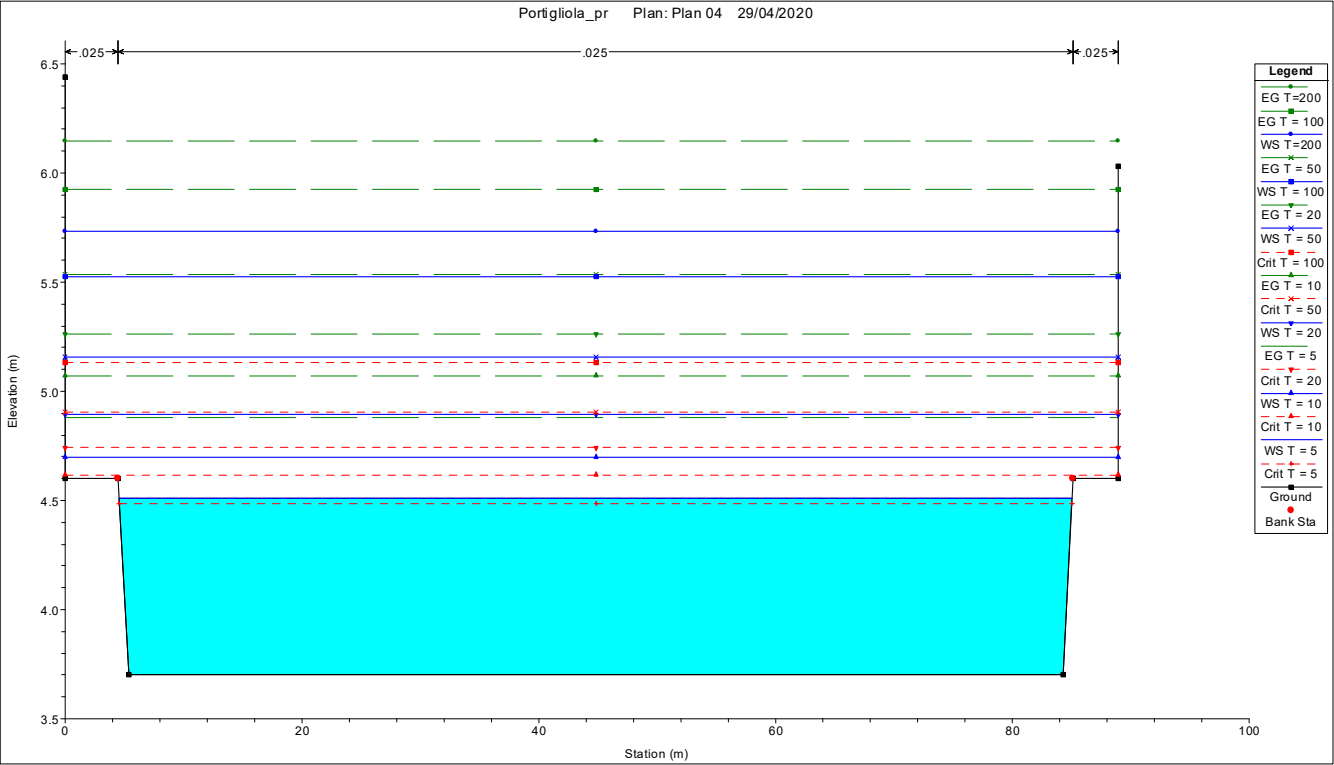
Sezione 10



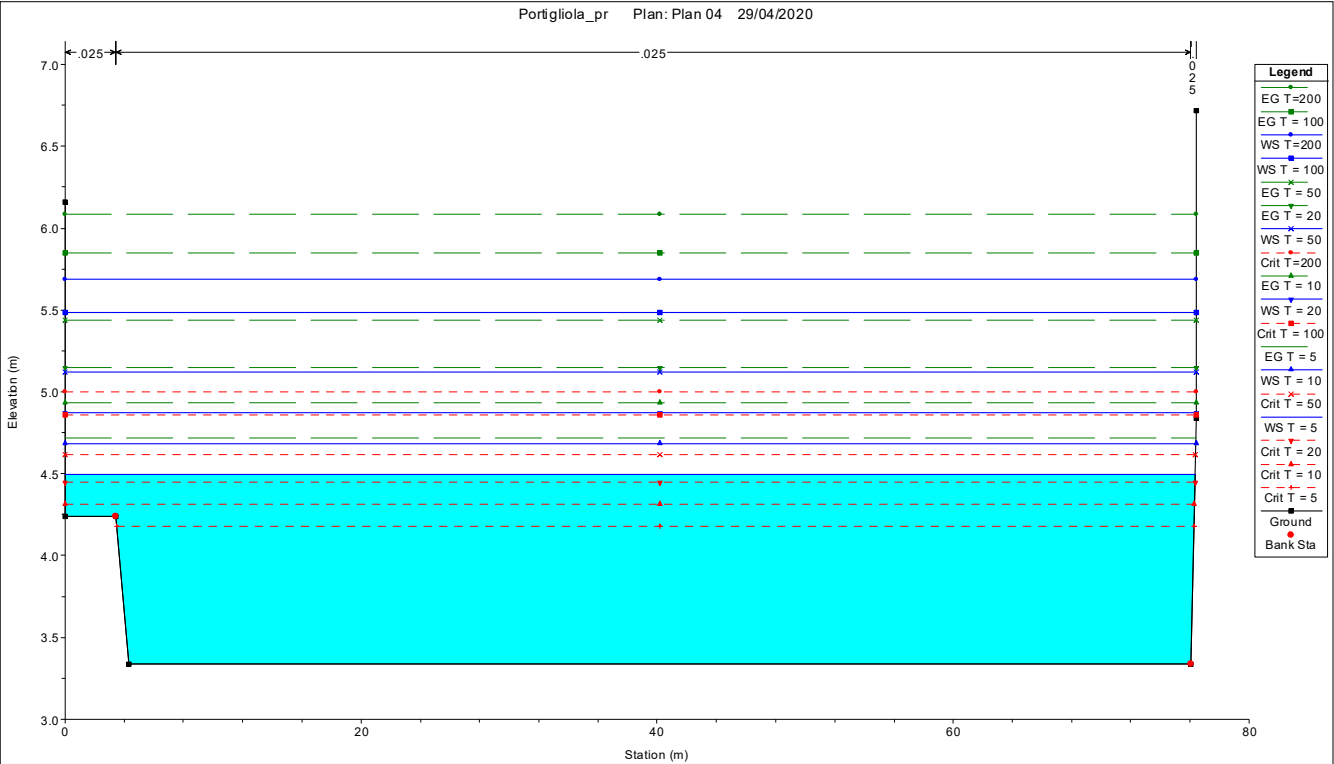
Sezione 9



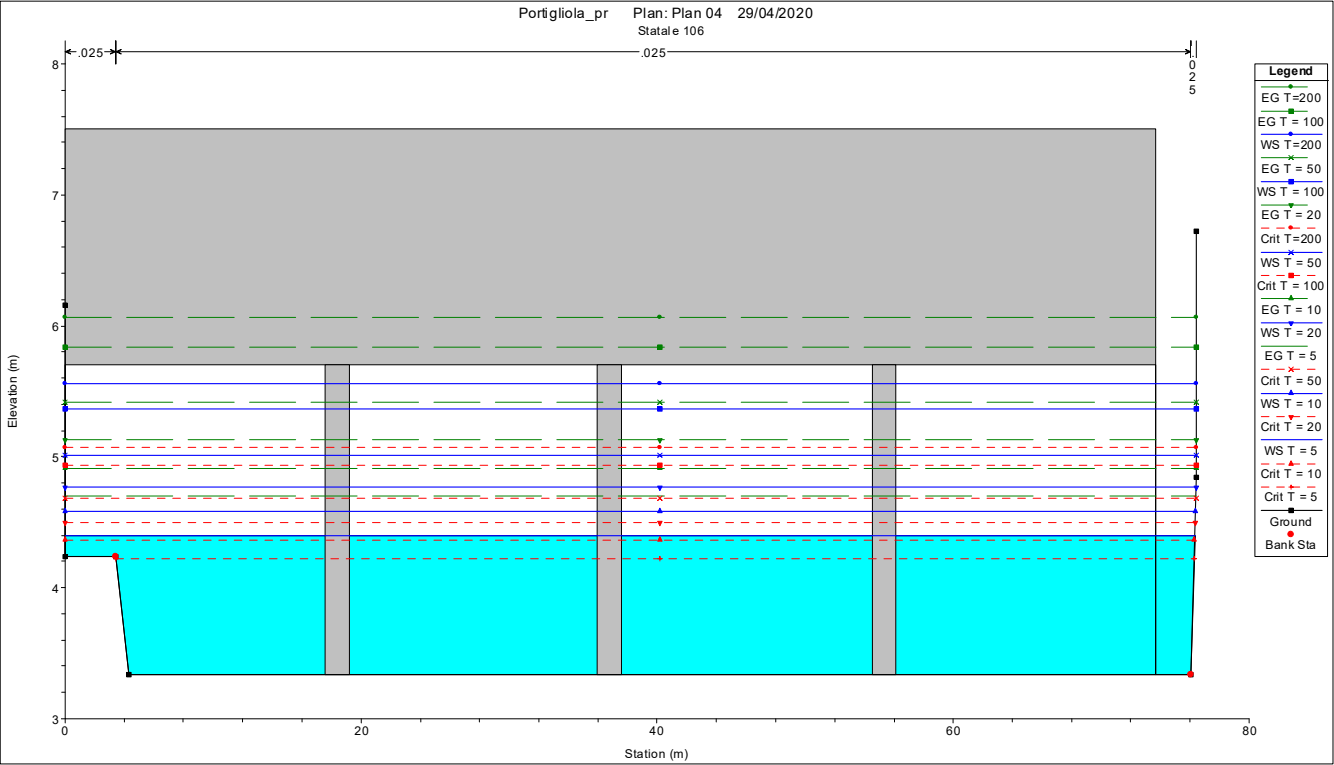
Sezione 8



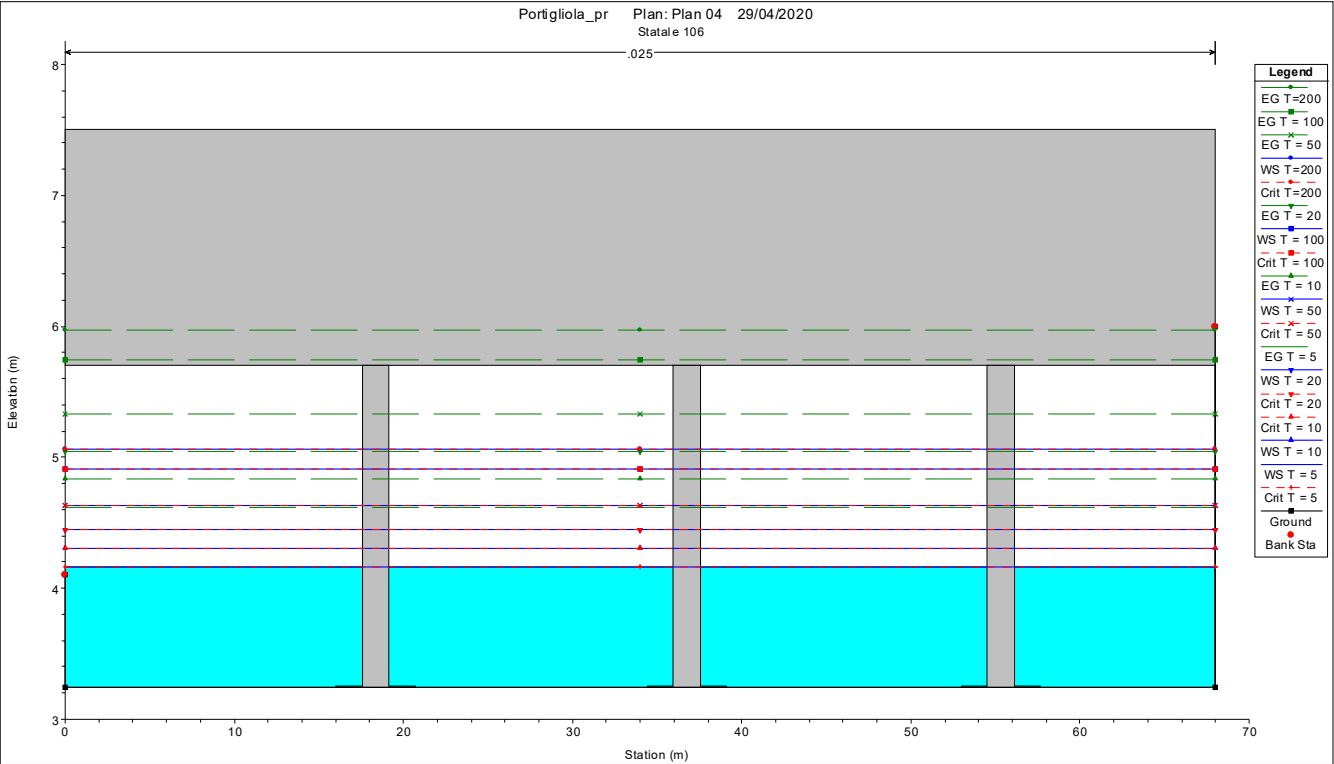
Sezione 7



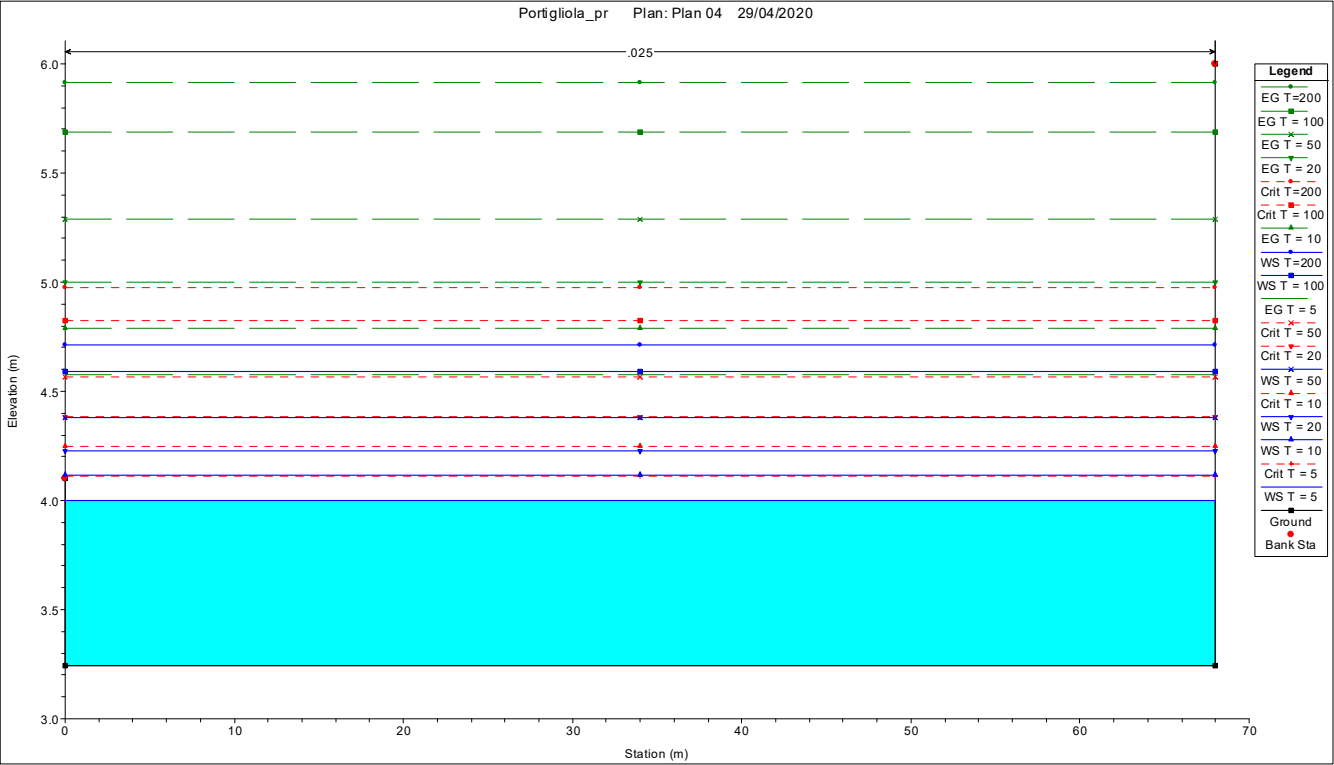
Sezione 6M



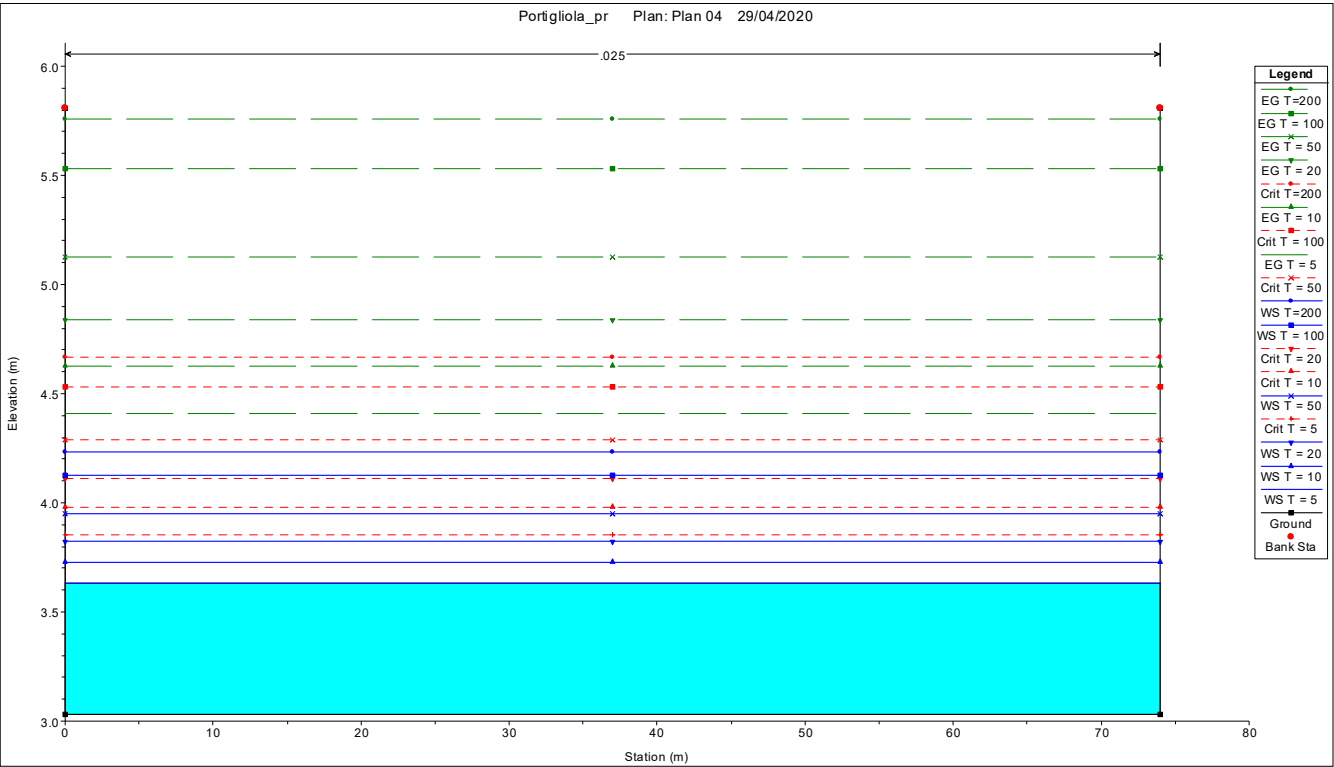
Sezione 6V



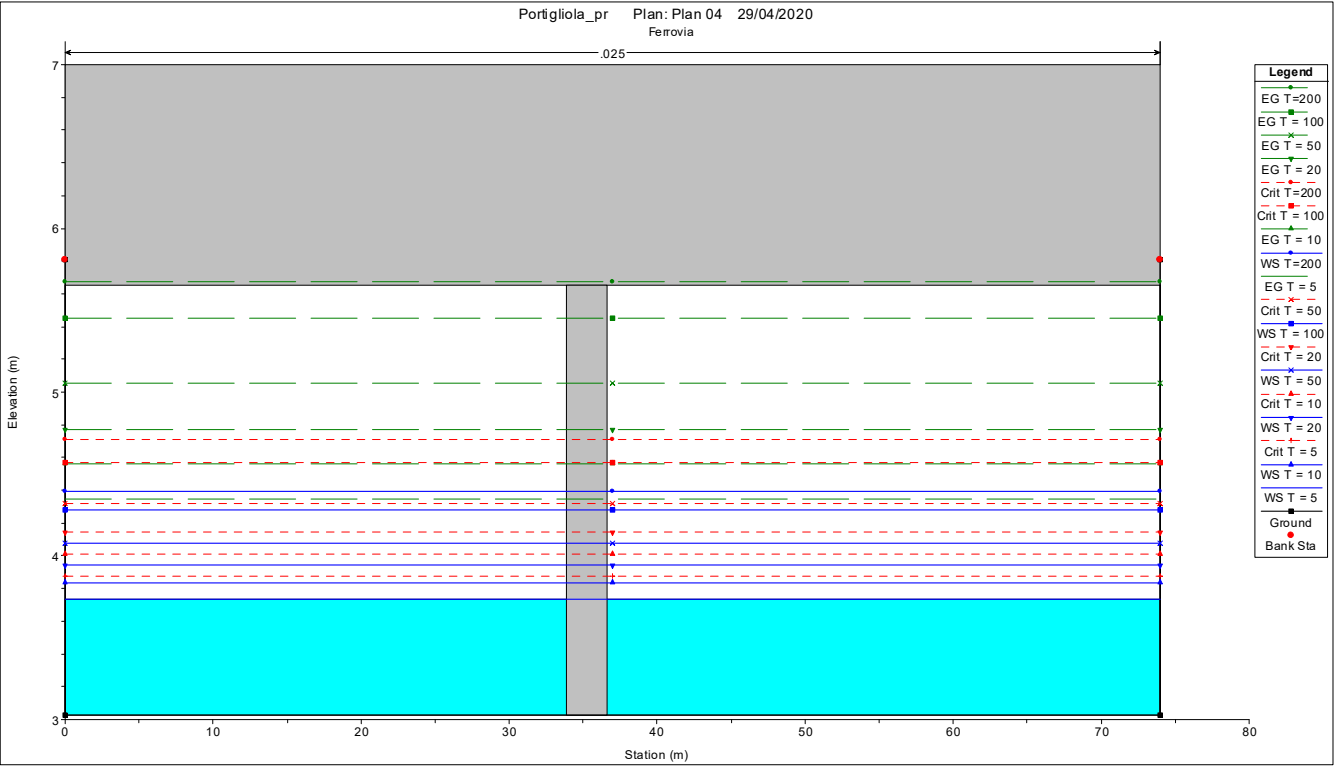
Sezione 5



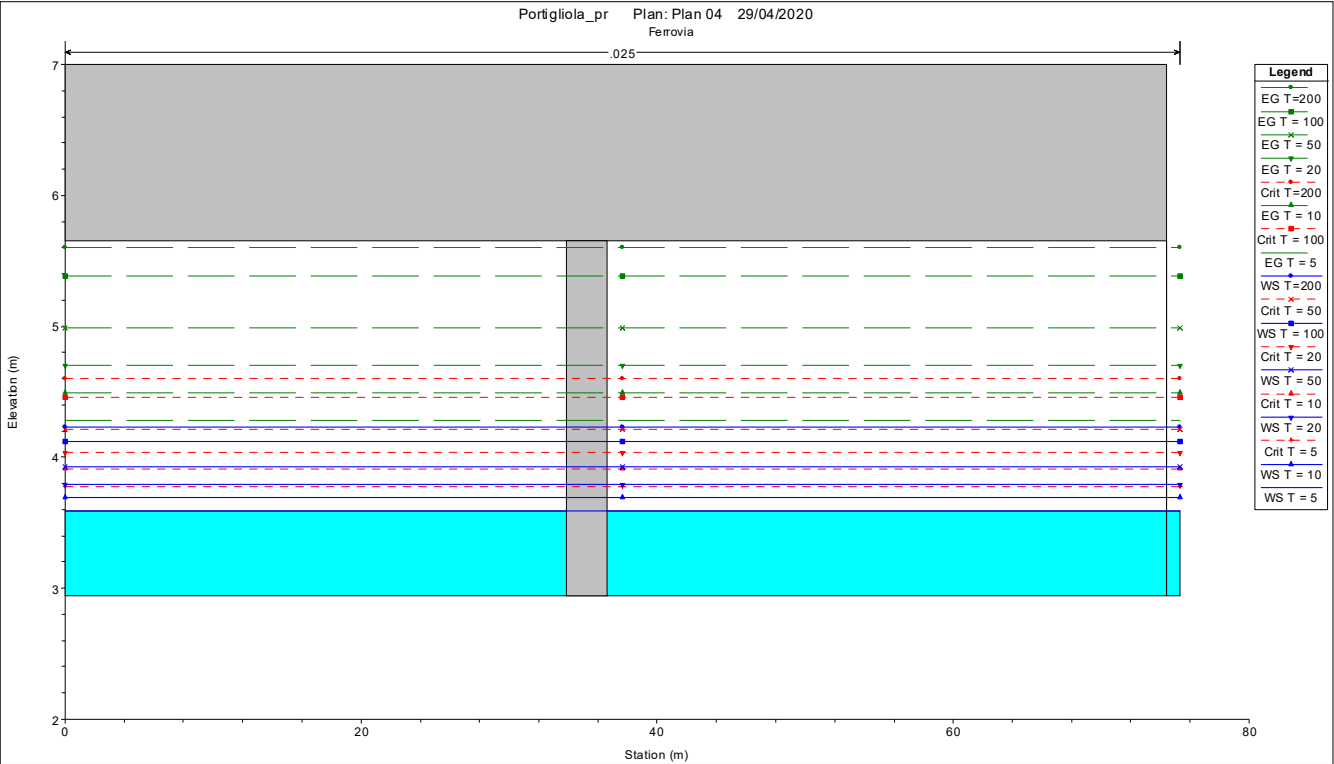
Sezione 4.1



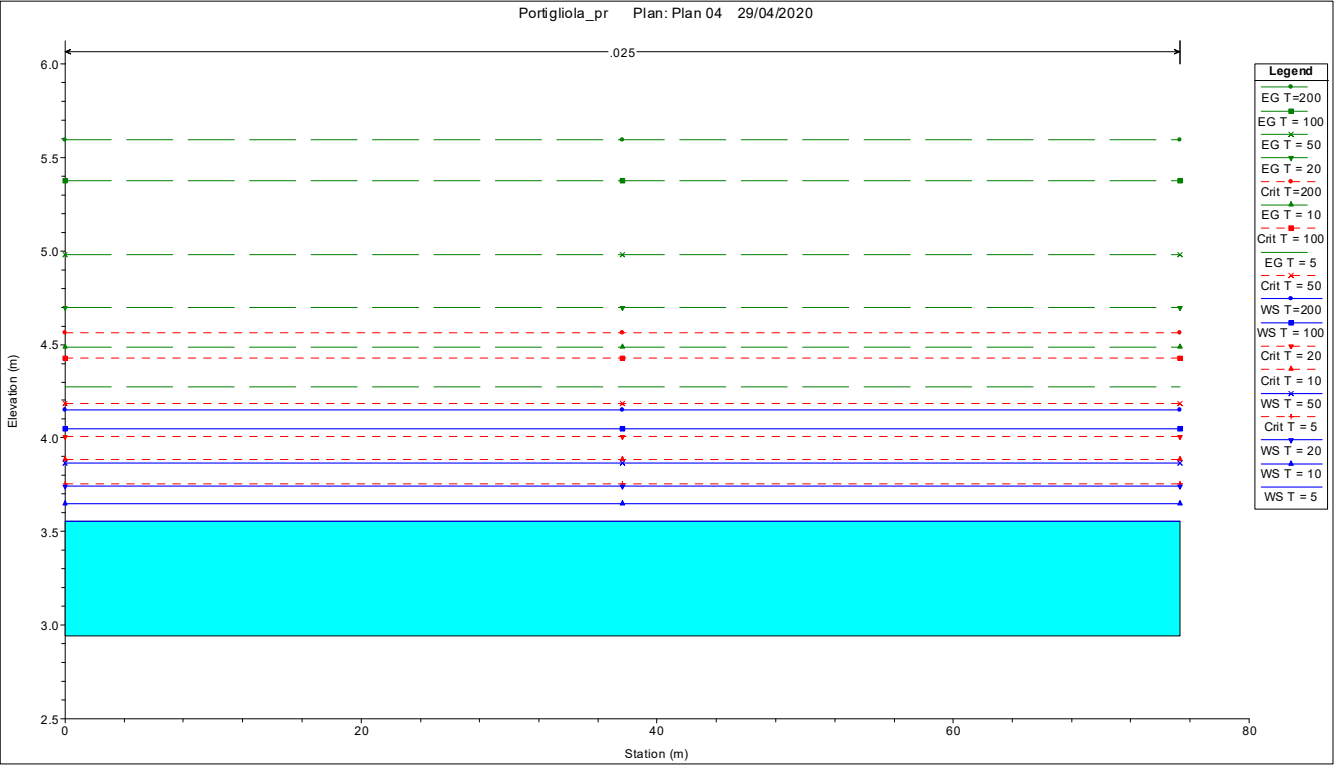
Sezione 4M



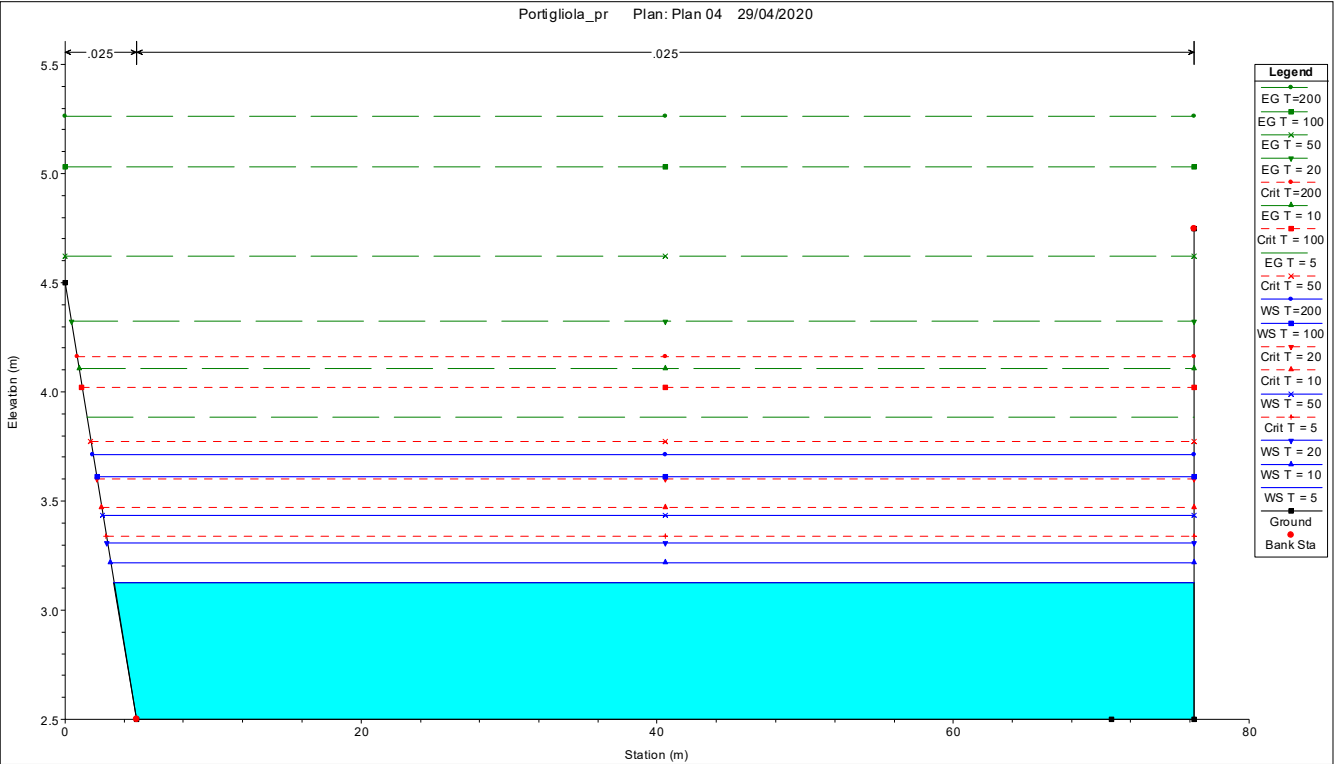
Sezione 4V



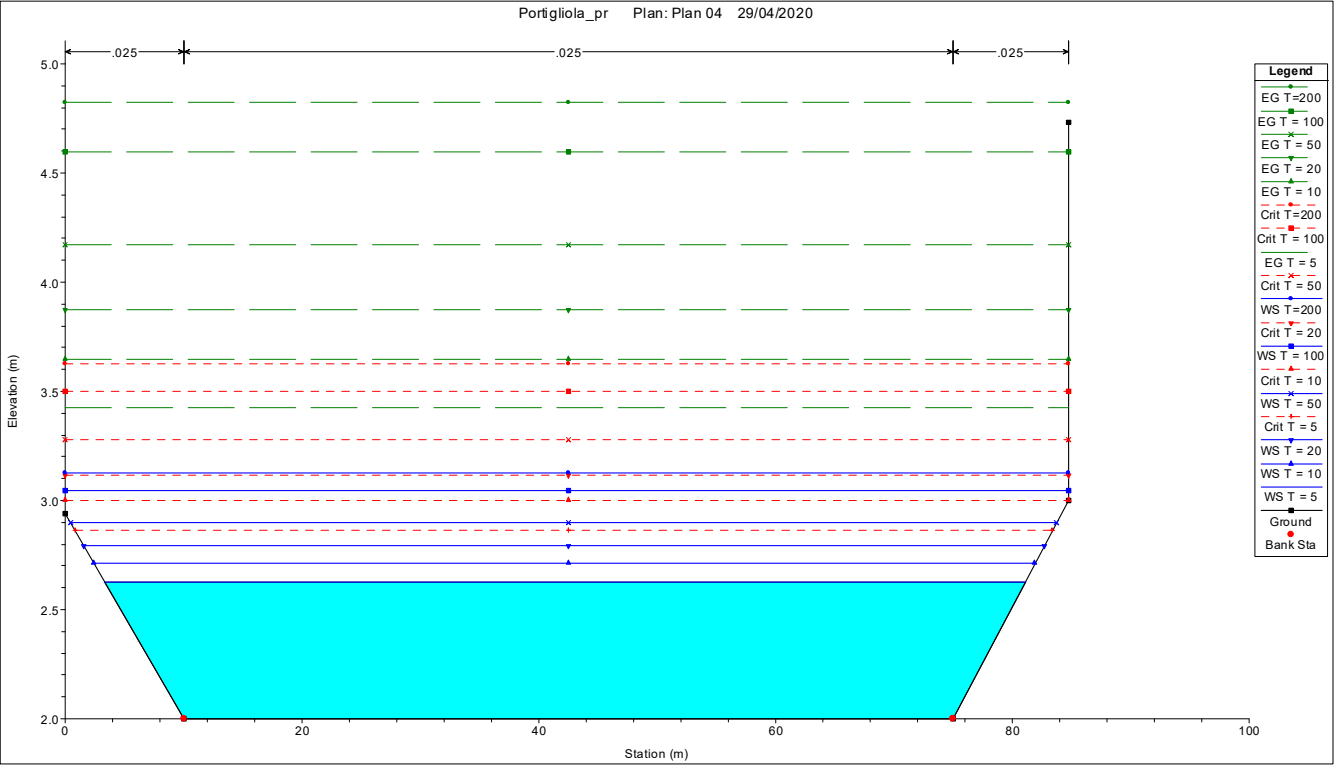
Sezione 3



Sezione 2



Sezione 1



Profilo Progetto

