

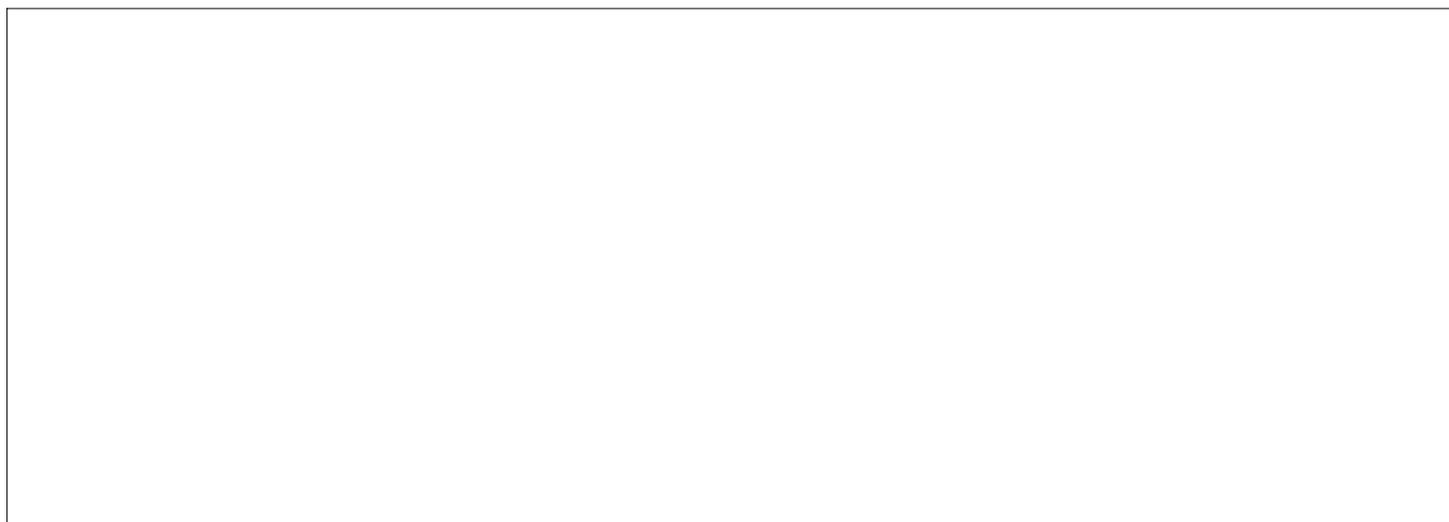
Comune
di Morcone



Regione Campania



Comune
di Pontelandolfo



Committente:

RWE

RENEWABLES ITALIA S.R.L.
Via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma
P.IVA/C.F. 06400370968
pec: rwerenewablesitaliasrl@legalmail.it

Titolo del Progetto:

Progetto per la realizzazione di una centrale eolica da 48,00 MW denominata "Lisa" nei comuni di Morcone (BN) e Pontelandolfo (BN), quale completamento del parco eolico "Morcone"

Documento:

PROGETTO DEFINITIVO

Richiesta Autorizzazione Unica ai sensi del D. Lgs. 387 del 29/09/2003

N° Documento:

PELS_A.6

ID PROGETTO:	PELS	DISCIPLINA:	P	TIPOLOGIA:	R	FORMATO:	A4
--------------	-------------	-------------	----------	------------	----------	----------	-----------

Elaborato:

Relazione idrologica e idraulica

FOGLIO: SCALA: Nome file: **PELS_A.6_Relazione_idrologica_e_idraulica.pdf**

Progettazione:

R.T.P. D'Occhio - De Blasis
Via S. Angelo, 10 - 82020 Campolattaro (BN)

Progettisti:



Ing. Giuseppe Antonio De Blasis



Arch. Carmine D'Occhio

Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	21/09/2020	Prima emissione	R.T.P.D'Occhio - De Blasis	RWE	RWE

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA CENTRALE EOLICA DA 48,00 MW DENOMINATA “LISA”, NEI COMUNI DI MORCONE (BN) E PONTELANDOLFO (BN), QUALE COMPLETAMENTO DEL PARCO EOLICO “MORCONE”

Proponente: RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Sommario

PREMESSA.....	2
AREA DI INTERVENTO	2
STATO DI FATTO E SOVRAPPOSIZIONE CON CARTOGRAFIA PAI E PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI – INTERFERENZA DELLE OPERE DI PROGETTO CON IL RETICOLO IDROGRAFICO	3
STUDIO MORFOLOGICO	7
ANALISI IDROLOGICA.....	8
VERIFICHE IDRAULICHE.....	16
CONCLUSIONI	19
PROGETTO HEC - RAS VIABILITA' WTG – 06 E WTG-07	20

PREMESSA

Il presente studio idrologico e idraulico ha lo scopo di valutare le interferenze idrografiche legate alla realizzazione di un parco eolico costituito da **8 aerogeneratori** collegati da cavidotti, ubicato nel territorio dei comuni di **Morcone (BN)** e **Pontelandolfo (BN)**.

Per il trasporto dell'energia prodotta dal parco saranno realizzati cavidotti interrati di media tensione che, partendo dal singolo aerogeneratore, raggiungeranno la Cabina di Utenza di trasformazione 30/150 kV posta nelle immediate vicinanze della stazione di smistamento di proprietà TERN A S.p.a. ubicata quest'ultima nel territorio comunale di Pontelandolfo, in condivisione di stallo della stessa società proponente.

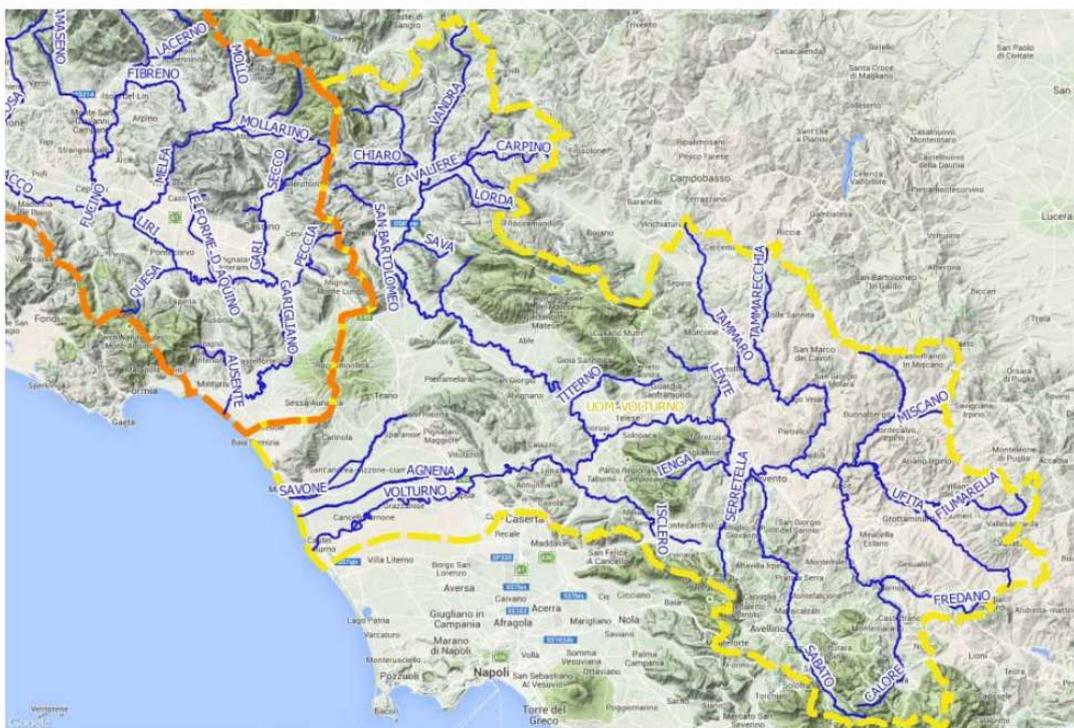
Le opere previste in progetto sono riconducibili alle piazzole per il montaggio, alla viabilità di servizio e alla posa dei cavidotti, i quali saranno interrati prevalentemente lungo la viabilità esistente o di progetto.

Per garantire l'accesso alle nuove postazioni delle turbine, la viabilità esistente di avvicinamento all'impianto eolico sarà integrata da tratti di nuova costruzione che garantiranno di raggiungere le piazzole di montaggio degli aerogeneratori. Per la pavimentazione delle strade non saranno utilizzati materiali impermeabilizzanti.

Con il presente studio si forniranno approfondimenti utili a chiarire alcuni aspetti progettuali in rapporto all'assetto idraulico del territorio, come le eventuali interferenze con la viabilità e con l'elettrodotto, e si descriveranno le modalità di attraversamento.

AREA DI INTERVENTO

L'area oggetto di intervento ricade nei comuni di Morcone (BN) e Pontelandolfo (BN) e rientra nel Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale ed in particolare nella Unit of Management Liri- Garigliano (*ex AdB Liri-Garigliano-Volturno*).

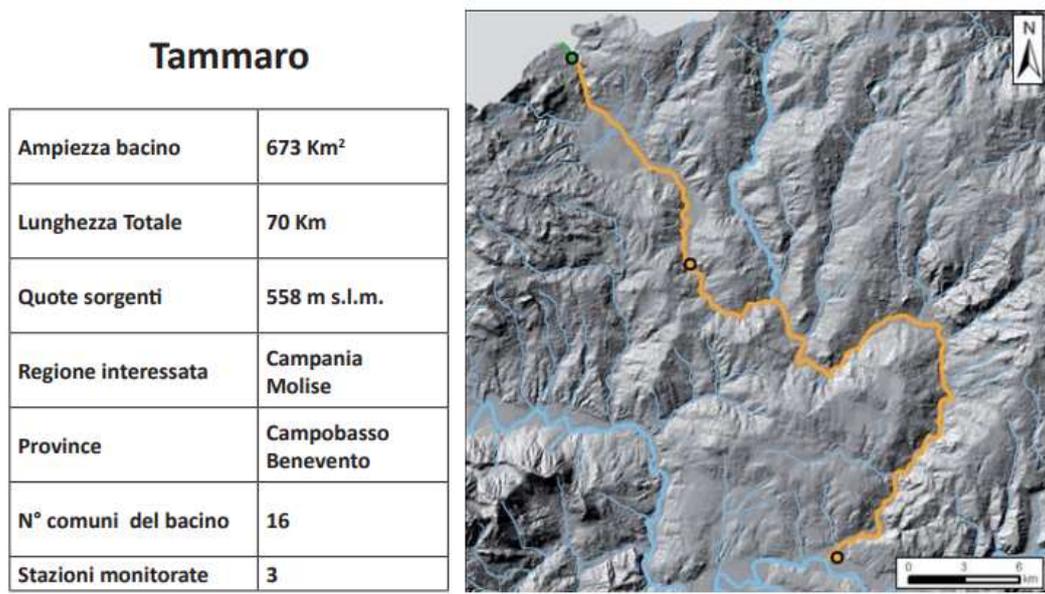


Reticolo fluviale bacino Volturno

L'impianto è costituito da 8 aerogeneratori ubicati nel comune di Morcone, a quote comprese tra gli 820 m s.l.m e i 570 m s.l.m., nella zona d'impianto è baricentrico l'alto morfologico "Toppo Mondolfo".

L'area, presenta un reticolo idrografico non molto articolato, gli impluvi sono orientati esclusivamente in direzione del fiume Tammaro che contribuiscono ad alimentare.

Quest'ultimo è il principale corso d'acqua della zona, ha carattere torrentizio con un bacino idrografico, abbastanza esteso, di circa 673 km². Il fiume Tammaro è il principale affluente di destra del fiume Calore, che in località Paludi a Benevento vi confluisce.

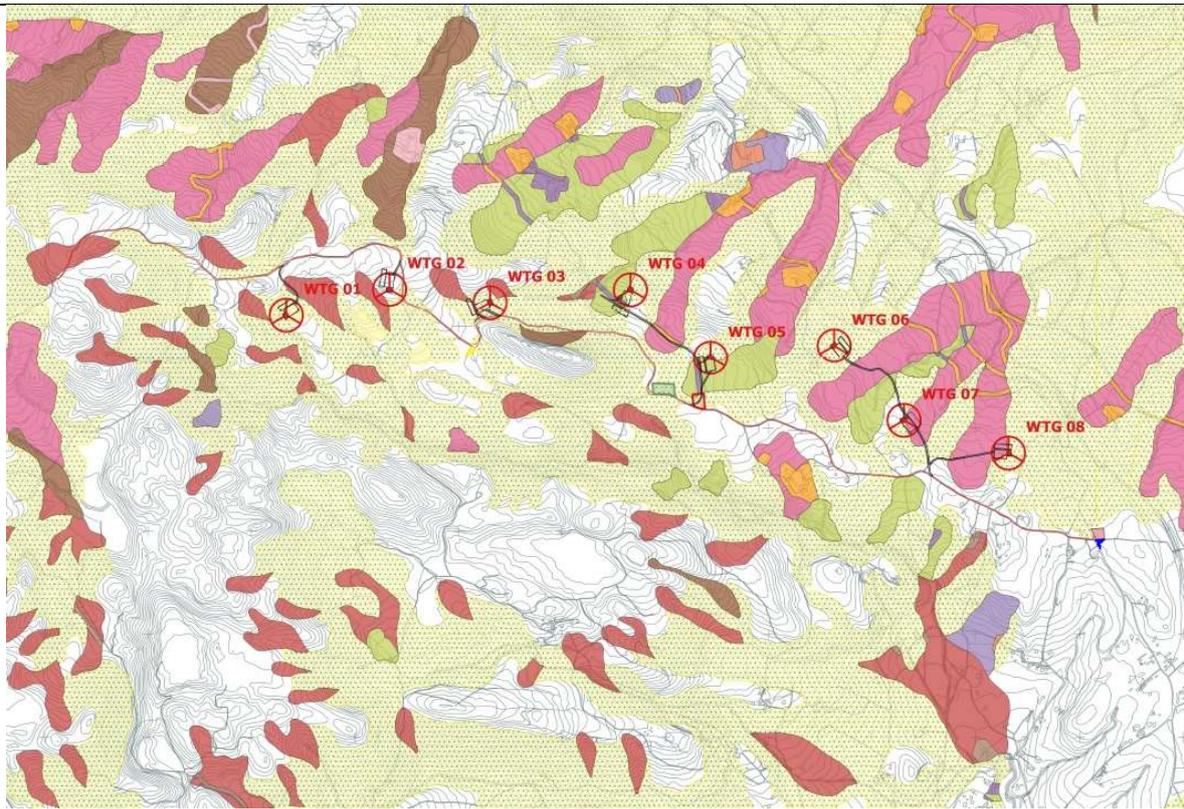


I principali tributari del F. Tammaro, nella zona esaminata sono V.ne Cerreto - V.ne San Marco a settentrione e il V.ne Secco a meridione. Il V.ne Cerreto - San Marco con la propria linea di incisione lambisce ad est il centro abitato di Morcone per poi immettersi nel F. Tammaro; invece, il V. ne Secco raggiunge il Tammaro seguendo un percorso più articolato a sud-est.

La direzione principale del deflusso delle acque superficiali è verso gli impluvi che rappresentano i naturali recapiti delle acque di falda superficiale e sotterranea.

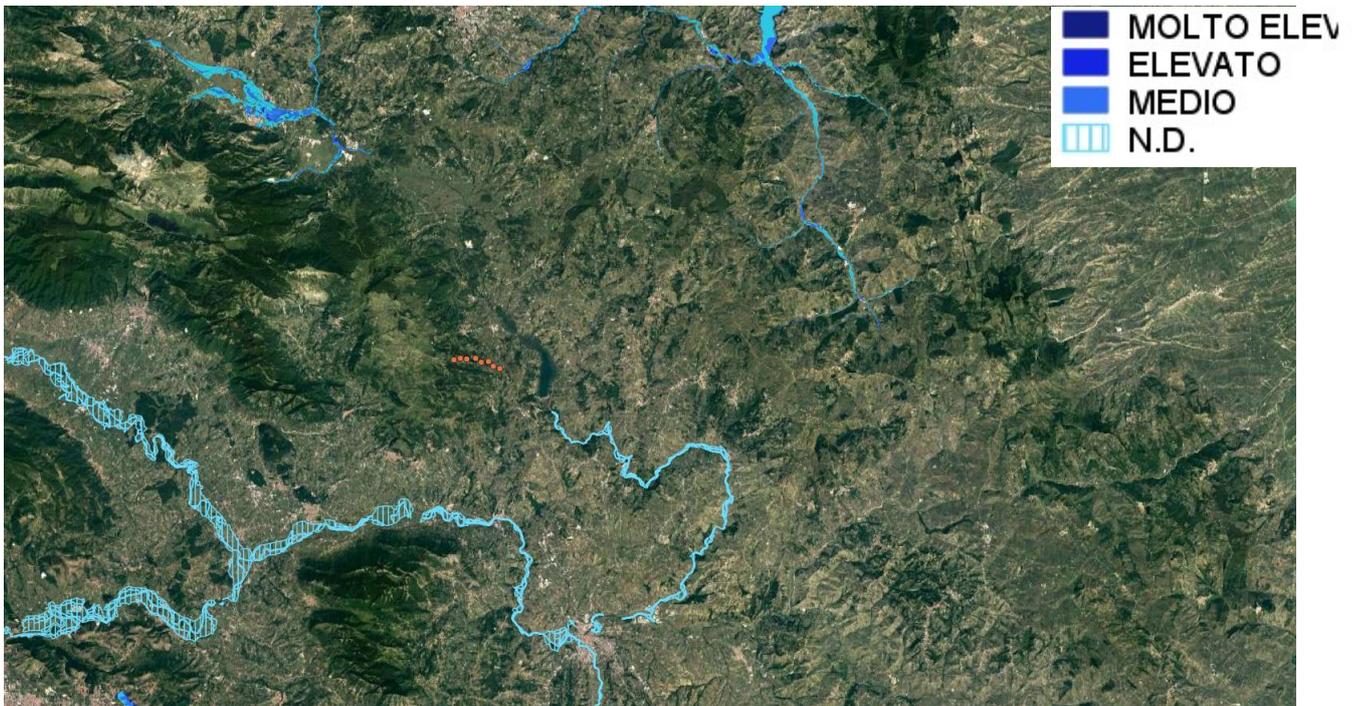
STATO DI FATTO E SOVRAPPOSIZIONE CON CARTOGRAFIA PAI E PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI – INTERFERENZA DELLE OPERE DI PROGETTO CON IL RETICOLO IDROGRAFICO

Il sito oggetto di intervento ricade nel Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale. Si riporta di seguito uno stralcio delle cartografie PAI relative al Rischio e Pericolosità frana e al Rischio e Pericolosità Alluvione dalle quali è possibile evincere che la zona di intervento non ricade in aree che presentano particolari rischi o pericoli.

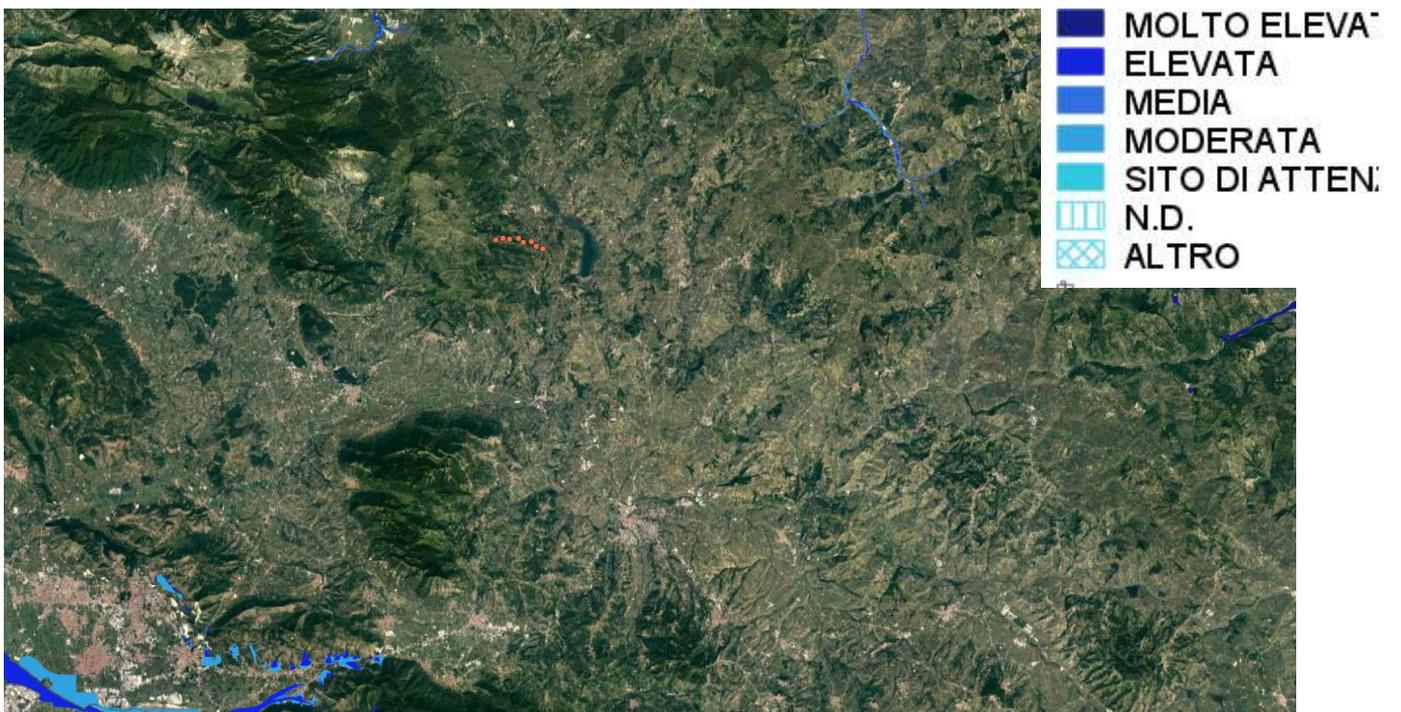


L'aerogeneratore WTG07, ricade in area classificata come A2; per la WTG06, parte della strada di accesso ricade in area perimetrata come A2 e parte in A3. Gli altri aerogeneratori, fatta eccezione per il WTG02, ricadono in area C1.

Vincolo PAI		R2 parco
Area di alta attenzione A4		R3
Apa		R3 parco
Area di media attenzione A2		R4
Area di medio-alta attenzione A3		R4 parco
Area di moderata attenzione A1		Rpa
R1		Rpa parco
R1 parco		Apb
R2		
C1 - Area di possibile ampliamento dei fenomeni franosi		
C2 - Area di versante nella quale non è stato riconosciuto un livello di rischio o di attenzione significativo		



Rischio Alluvione



Pericolosità Alluvione

Le opere in progetto risultano anche esterne alle aree inondabili.



- Aree inondabili
- AdB Nord-Occidentale
Pericolosità da invasione per fenomeni di trasporto liquido e solido da alluvionamento
- AdB Liri-Garigliano e Volturno
Aree di retroargine

AdB	Aree inondabili		
	(km ²)	% nel bacino	% in Regione
Liri Garigliano - Volturno	355,2	6,4	0,026
Interr. Sele	119,2	4,7	0,009
Nord-Occidentale	188,0	13,4	0,014
Sinistra Sele	41,0	2,6	0,003
Destra Sele	19,2	2,8	0,001
Sarno	48,5	7,0	0,004
Trigno, Biferno, Fortore etc.	3,2	1,3	0,000
Puglia	0,0	0,0	0,000

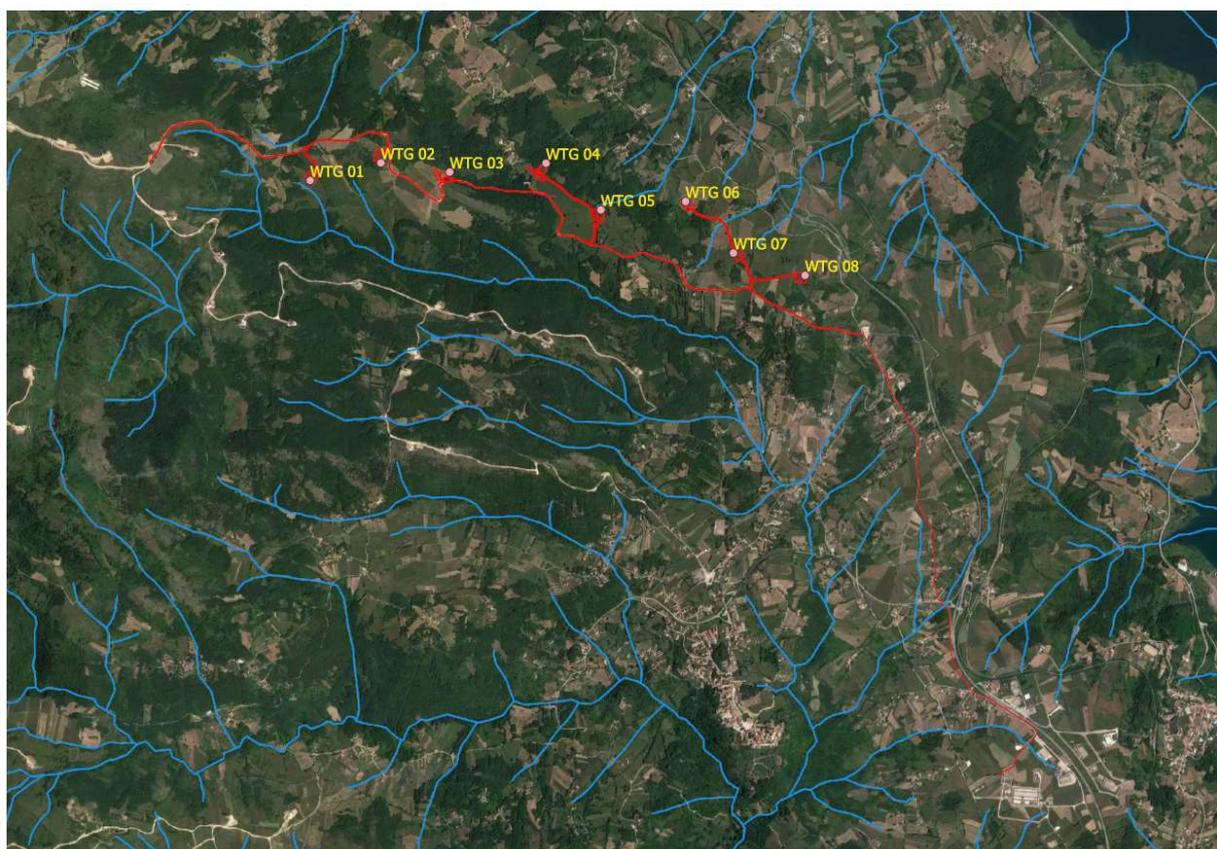
Carta delle Aree Inondabili

Dalla sovrapposizione delle opere in progetto con il reticolo idrografico dell'area di intervento sono state individuate le possibili interferenze, e gli approfondimenti sull'assetto idraulico delle aree in esame sono stati svolti con riferimento ai bacini in cui ricadono:

- Strada di collegamento tra la WTG-06 e WTG-07 in quanto interseca il reticolo idrografico.

Al fine di definire il grado di interferenza tra le opere in progetto e le linee di impluvio che insistono sul territorio, si è ritenuto di dover procedere con uno studio idraulico, a scala di bacino, al fine di caratterizzarne il regime idraulico.

Pertanto, si è scelto di pervenire alla completa definizione dell'assetto idraulico propagando le portate bicentinarie, ovvero quelle con tempo di ritorno di 200 anni, sui domini monodimensionali sottesi dal reticolo idrografico ivi presente.



Sovrapposizione opere in progetto e reticolo idrografico

STUDIO MORFOLOGICO

A partire da un ampio territorio, sono stati delimitati i bacini oggetto di studio, in maniera tale da ricomprendere tutto il reticolo che potesse avere influenza sull'assetto idraulico delle aree di interesse e sulle opere previste.

Le operazioni cartografiche sono state effettuate attraverso l'applicazione di software GIS, impiegando il DEM (Digital Elevation Model).

Le caratteristiche fisiografiche dei bacini così definiti (nell'ordine: superficie, pendenza media dei versanti, quota minima, massima e media s.l.m., lunghezza totale dell'asta alla cresta spartiacque) sono riportate nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE DEI BACINI IDROGRAFICI						
	Area [kmq]	im [%]	Qmin [m s.l.m.]	Qmax [m s.l.m.]	Qave [m s.l.m.]	Lmax [km]
Bacino della WTG-06	0.05	8.33	562	634	590	0.3

L'estensione dei bacini di interesse, di seguito rappresentata, è stata definita sulla basa del modello DEM analizzato attraverso software GIS.



Bacino WTG-06 e WTG-07

Per la determinazione delle portate confluenti nel tombino dopo la realizzazione della strada, sono state considerate le superfici incidenti sulle strade in progetto, le cui acque saranno captate dai fossi di guardia e convogliate verso il corso d'acqua.

ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, caratterizzano un bacino idrografico e tutti gli elementi vulnerabili in esso presenti.

In congruenza con le finalità dello studio, volto a definire un assetto idraulico dei luoghi di interesse adeguato allo stato di fatto, si deve fare riferimento ad eventi con tempi di ritorno di 200 anni, attraverso i quali si stabiliscono le condizioni di sicurezza idraulica.

DATI MORFOMETRICI GENERALI

Al fine di caratterizzare da punto di vista morfo-idrologico i bacini idrografici interferenti con le opere in progetto, sono stati determinati i seguenti parametri:

S_B = Superficie del bacino in kmq

L = Lunghezza dell'asta principale in km

q_{med} = quota media del bacino in m s.l.m.

q_0 = quota della sezione di chiusura in m s.l.m.

i_a = pendenza dell'asta principale del bacino idrografico in %.

ANALISI PROBABILISTICA DELLE PIOGGE

L'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene in Campania è stata effettuata nel Rapporto VAPI Campania attraverso una metodologia di analisi regionale delle informazioni idrologiche, che si avvale di modelli concettuali di formazione dei deflussi di piena a partire dalle precipitazioni meteoriche, con un approccio di tipo

probabilistico, che associa ad ogni valore della variabile idrologica di riferimento una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. La valutazione della massima portata di piena in una data sezione della rete idrografica viene quindi effettuata in un contesto probabilistico, riferendosi ad un assegnato rischio di superamento in N anni, o al periodo di ritorno di T anni. Per cui non esiste un massimo assoluto della variabile di interesse, ma ad ogni suo valore viene associata una probabilità di superamento in un anno e, quindi un periodo di ritorno, T, inteso come numero medio di anni fra due superamenti successivi della variabile idrologica di interesse.

La metodologia probabilistica adottata nel rapporto VAPI è basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente TCEV (Two Component Extreme Value), che interpreta gli eventi massimi annuali come risultato di una combinazione di due popolazioni distinte, di cui la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma più intensi.

I diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, attraverso una procedura di regionalizzazione gerarchica, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso.

Si riportano di seguito gli aspetti applicativi da seguire per determinare la legge di crescita.

Indicati con:

- k_T = variabile standardizzata, definita come rapporto tra il massimo annuale dell'altezza di pioggia h_t , di durata t , e il suo valore medio μ_t ;
- T = periodo di ritorno espresso in anni;
- K_T = valore assunto dalla variabile standardizzata k_T per un assegnato periodo di ritorno T , indicato come fattore di crescita.

La funzione di distribuzione di probabilità cumulta $F\{K_T\}$ del modello T.C.E.V. risulta:

$$T = \frac{1}{1 - F\{K_T\}} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 \cdot e^{-\eta K_T} - \Lambda_2 \cdot \Lambda_1^{1/\theta^*} \cdot e^{-\eta K_T / \theta^*})} \quad \text{Eq. 3-1}$$

in cui Λ_1 , η , $\Lambda_2 = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\theta^*}}$ e $\theta = \theta_2/\theta_1$ sono i parametri della distribuzione aventi il seguente significato fisico:

Λ_1 e Λ_2	rappresentano il numero medio annuo di eventi pluviometrici indipendenti appartenenti, rispettivamente, alla componente base ed alla componente straordinaria;
θ_1 e θ_2	rappresentano il valore medio dell'altezza di pioggia di durata t , rispettivamente, per la componente base e per la componente straordinaria;
η	dipende dai parametri precedentemente indicati.

In tale ottica, i parametri $\Lambda_2 = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1^{1/\theta^*}}$ e $\theta = \theta_2/\theta_1$, sono parametri adimensionali dipendenti solo dai coefficienti di asimmetria e, pertanto, stimabili solo sulla base di indagini regionali ad amplissima scala (*Analisi Regionale di I° livello*).

Per la valutazione dei parametri Λ^* e θ^* , il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VAPI (Valutazione delle Piene in Campania) considera tre livelli individuando:

- al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri Λ^* e θ^* ;
- al secondo livello, zone omogenee rispetto ai parametri Λ_1 ;
- al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza della media μ_t da alcuni fattori locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti, ecc.).

I parametri ottenuti per l'intera Regione Campania sono riportati nella seguente tabella:

Piogge	$\theta_s=2.536$	$\Lambda_s=0.224$	$\Lambda_1=37$	$\eta=4.909$
--------	------------------	-------------------	----------------	--------------

Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania

Nella tabella seguente si riportano i corrispondenti valori del fattore di crescita K_T , in funzione del periodo di ritorno T , per i valori dei parametri sopra riportati:

T (anni)	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
K_T (piogge)	0.87	1.16	1.38	1.64	2.03	2.36	2.71	3.17	3.53

Valori teorici del coefficiente di crescita probabilistico K_T per le piogge in Campania, per alcuni valori del periodo di ritorno T

Le leggi di probabilità pluviometriche definiscono come varia la media del massimo annuale dell'intensità di pioggia su una fissata durata d , $\mu[I(d)]$, con la durata stessa. Tali leggi devono essere strettamente monotone, in quanto mediamente l'intensità di pioggia media per una durata superiore deve essere necessariamente minore di quella per una durata inferiore. Inoltre, per una durata molto piccola devono raggiungere un valore finito, rappresentante il limite per d che tende a zero, la media del massimo annuale dell'intensità di pioggia istantanea. Per la Campania è stata adottata una espressione del tipo:

$$\mu[I(d)] = \frac{\mu(I_0)}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^\beta}$$

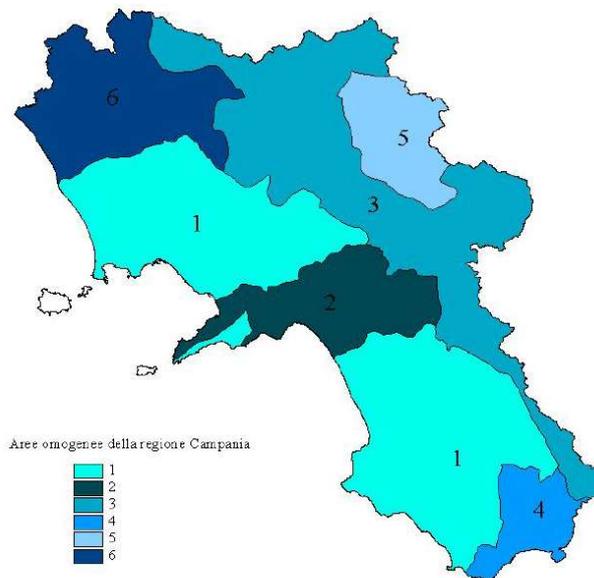
Con d e d_c espressi in ore, $\mu[I_0]$ e $\mu[I(d)]$ in mm/ora e β ottenuto dalla seguente espressione:

$$\beta = C - D \cdot Z$$

in cui Z è pari all'altitudine.

I parametri delle espressioni precedenti sono costanti all'interno di singole aree pluviometriche omogenee.

Il bacino oggetto del presente studio ricade nell'area omogenea 3, come si può evincere dalla cartografia di seguito riportata.



Area omogenea	$\mu(I_0)$ (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D \cdot 10^5$
1	77.08	0.3661	0.7995	8.6077
2	83.75	0.3312	0.7031	7.7381
3	116.70	0.0976	0.736	8.73
4	78.61	0.3846	0.81	24.874
5	231.8	0.0508	0.8351	10.8
6	87.87	0.2205	0.7265	8.8476

Parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche

Valutazione del parametro $\mu[I(d)]$

Individuata l'area omogenea di riferimento, si può procedere con la stima del parametro $\mu[I(d)]$, che definisce la variazione della media del massimo annuale dell'altezza di pioggia con la durata d.

La valutazione della pioggia media sull'intero bacino (pioggia media areale) viene effettuata moltiplicando l'espressione della legge del valore medio per il coefficiente di riduzione areale dato dalla seguente espressione:

$$k_a(d) = 1 - (1 - \exp(-c_1 A)) \exp(-c_2 d^{c_3})$$

Dove:

- A = area del bacino espressa in kmq;
- d = durata dell'evento espressa in ore;
- c_1, c_2, c_3 = parametri che assumono i seguenti valori: $c_1 = 0.0021, c_2 = 0.53, c_3 = 0.25$.

Il coefficiente di riduzione areale tende a 1 per valori di A sempre più piccoli. Infatti, per piccoli bacini, come l'area interessata dal presente progetto, tale coefficiente viene direttamente assunto pari ad 1.

Nel caso in esame, l'area di intervento rientra nella **zona omogenea A3** e l'altezza media del sito di interesse è pari a 695 metri circa. Quindi, assumendo pari ad 1 il coefficiente di riduzione areale, l'espressione $\mu[I(d)]$ risulta essere:

$$\mu[I(d)] = \frac{116.7 \cdot d}{\left(1 + \frac{d}{0.0976}\right)^{0.676}}$$

Determinazione Delle Curve Di Probabilità Pluviometriche

Le curve di probabilità pluviometriche rappresentano la legge con cui il massimo annuale h_d dell'altezza di pioggia che può affluire al suolo in un determinato intervallo di tempo di durata d varia con la durata ed il periodo di ritorno T .

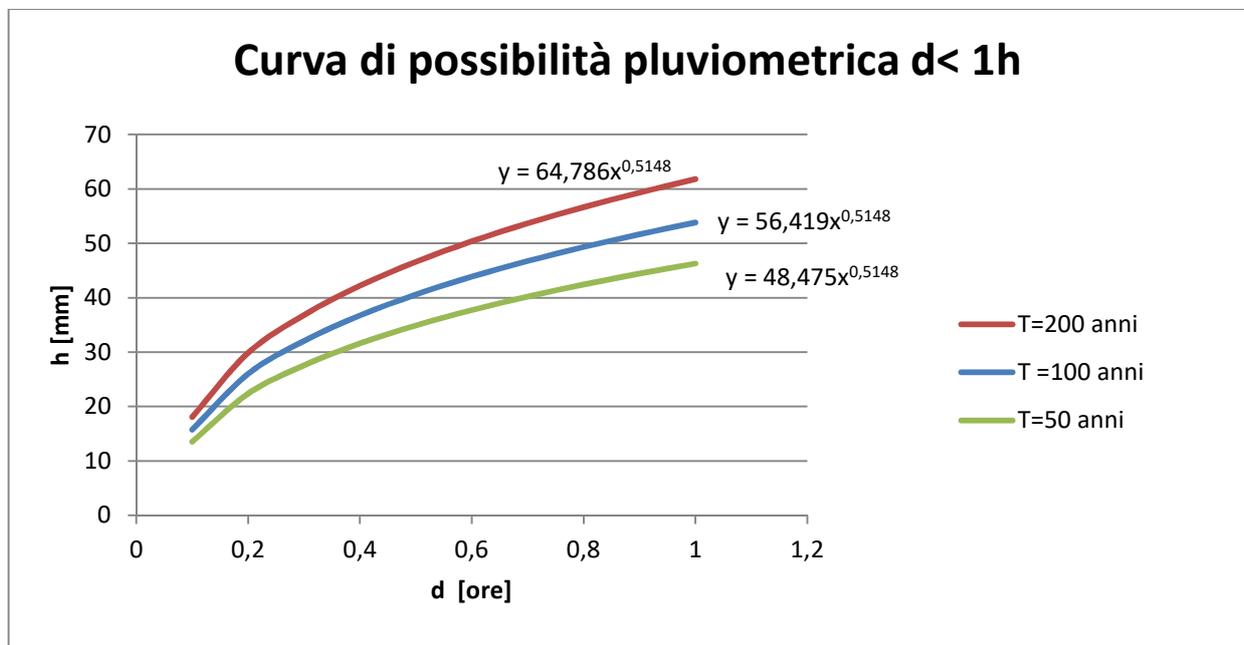
Il periodo di ritorno rappresenta il numero medio di anni che bisogna attendere prima che il valore h_d assunto a base dei calcoli di dimensionamento/verifica venga superato.

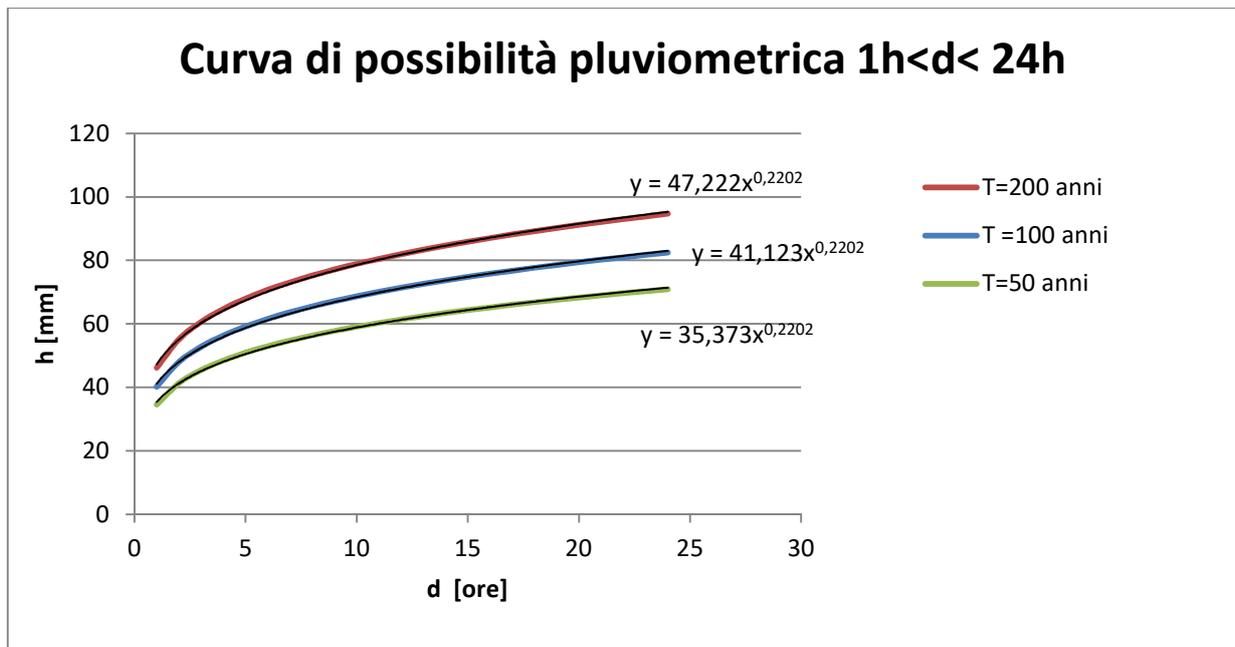
Indipendentemente dal tipo di modello probabilistico adottato, il valore $h_{d,T} = h_{d,T}(d,T)$ può essere stimato, per ciascuna durata d , attraverso una espressione del tipo:

$$h_{d,T} = \mu[I(d)] \cdot K_T$$

In base all'espressione precedente ed ai valori del coefficiente di crescita K_T tabellati, è possibile individuare e tracciare le curve di probabilità pluviometriche relative alla zona di interesse.

Si riportano di seguito le Curve di Possibilità Pluviometrica relative a diversi periodi di ritorno. Le espressioni ricavate per i diversi periodi di ritorno sono riportate sui relativi grafici.





CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO- METODO RAZIONALE

La stima delle portate ad assegnato tempo di ritorno è stata effettuata mediante la formula razionale, il cui approccio si basa sull'utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull'ipotesi che, a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione.

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- La formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
- Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- La velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse è indipendente dalle altre;
- La portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura;
- La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Dalle ipotesi sopra formulate, il tempo impiegato da ciascuna goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, definito *tempo di corrivazione puntuale* risulta essere necessariamente univoco per ogni punto del bacino stesso; il tempo di corrivazione massimo coincide con il tempo di corrivazione del bacino.

La portata di piena viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$Q = \frac{\phi \cdot i_c \cdot A}{3.6}$$

In cui:

Φ = coefficiente di deflusso, indicante il rapporto tra i deflussi e gli afflussi

I_c = intensità di pioggia di un evento avente durata $d = t_c$ [mm/ora]

A = superficie del bacino [km²]

Q = portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata t_c e tempo di ritorno T [m³/s]

Utilizzando, per il calcolo dell'altezza di pioggia, un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione, si ottengono le portate maggiormente critiche in quanto sono tali da mettere tutto il bacino in condizione di contribuire al deflusso attraverso la sezione considerata ed allo stesso tempo sono quelle più intense in quanto di ridotta durata.

Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione del bacino è stato stimato attraverso le seguenti formule empiriche:

a) Viparelli

$$t_c = \frac{L}{3.6 \cdot V_m}$$

b) Pasini

$$t_c = \frac{0.108}{\sqrt{i_m}} \cdot (A \cdot L)^{1/3}$$

c) Ventura

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$$

d) Pezzoli

$$t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}}$$

Con:

A = area del bacino (km²)

L = lunghezza dell'asta principale (km)

V_m = Velocità media di scorrimento (m/s) – generalmente assunta pari ad 1-1.5 m/s)

i_m = pendenza media dell'asta principale

Valori ante-operam

Bacino	A	L	im	Tempo di corrivazione				
				Viparelli	Pasini	Ventura	Pezzoli	tc medio
				ore	ore	ore	ore	ore
WTG-06 e WTG-07	0,05	0,3	0,08	0,08	0,09	0,10	0,06	0,08

Valori post-operam

Bacino	A	L	im	Tempo di corrivazione				
				Viparelli	Pasini	Ventura	Pezzoli	tc medio
				kmq	km	m/m	ore	ore
WTG-06 e WTG-07	0,28	0,3	0,08	0,08	0,17	0,24	0,06	0,14

I valori riportati in tabella per ciascun bacino analizzato, sono stati ottenuti attraverso l'impiego di software GIS.

Per il calcolo delle portate si è fatto riferimento al valore medio dei tempi di corrivazione

Coefficiente di deflusso

Considerata la natura dei luoghi si è deciso di adottare un valore di ϕ pari 0.4 per il bacino di studio in cui ricadono la WTG-06 e WTG-07, relativo a terreni poco permeabili coperti a bosco.

Tipo di suolo	Copertura del Bacino		
	Coltivazioni	Pascoli	Boschi
Molto permeabile (sabbioso o ghiaioso)	0.20	0.15	0.10
Mediamente permeabile (Terreni di medio impasto, Terreni senza strati di argilla)	0.40	0.35	0.30
Poco Permeabili (Suoli argillosi, con strati di argilla in prossimità della superficie, suoli poco profondi su substrato roccioso impermeabile)	0.50	0.45	0.40

Coefficienti di deflusso in funzione della tipologia del suolo e della copertura

Portate di verifica – formula razionale

L'applicazione della formula razionale con i coefficienti di deflusso determinati nel paragrafo precedente conduce alla determinazione delle seguenti portate al colmo di piena.

Per calcolare l'intensità di pioggia $i_{tc,T}$ si fa riferimento alla variabile aleatoria altezza di pioggia massima $h_{tc,T}$ per una durata t corrispondente ad un periodo di ritorno T , mediante la seguente espressione:

$$h_{tc,T} = a \cdot t^n$$

I parametri a ed n sono stati ricavati precedentemente con l'analisi pluviometrica.

Valori ante-operam

Bacino	Area	Φ	t_c	T	$h_{tc,T}$	$i_{tc,T}$	Q_T
	kmq	-	ore	anni	mm	mm/ora	m^3/s
WTG-06 e WTG-07	0,05	0,4	0,08	50	13,22	165,28	0,92
				100	15,37	192,15	1,07
				200	17,65	220,65	1,23

Valori post-operam

Bacino	Area	Φ	t_c	T	$h_{t_c,T}$	$i_{t_c,T}$	Q_T
	kmq	-	ore	anni	mm	mm/ora	m ³ /s
WTG-06 e WTG-07	0,28	0,4	0,14	50	17,64	125,98	3,92
				100	20,50	146,46	4,56
				200	23,55	168,18	5,23

VERIFICHE IDRAULICHE

Determinate le portate di piena bicentinarie per ciascuna delle sezioni di riferimento, si tratta ora di osservarne la propagazione nelle aste oggetto di studio.

La valutazione della sufficienza idraulica è stata condotta mediante l'ausilio del codice di calcolo HEC-RAS, sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers*, per il calcolo dei profili idraulici in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali (o artificiali), che consente anche la valutazione degli effetti della corrente dovuti all'interazione con opere d'arte.

In primo luogo occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (denominata *geometric data*) all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (denominato *reach*), la geometria delle sezioni (denominata *cross section geometry*), la distanza fra le sezioni (denominata *reach lengths*) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning.

Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria dei tombini in una sezione (denominata *bridge and culvert data*).

Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (denominata *steady flow data*), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (denominate *boundary conditions*). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata *steady flow analysis*.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, ed inoltre è possibile valutare profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico. Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine cinetico dell'equazione, sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell'ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un'unica altezza del pelo libero ed un'unica altezza della linea dell'energia. L'altezza della linea dell'energia è ottenuta calcolando un valore "pesato" dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.

Per calcolare quindi il valore dell'energia per l'intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità (a sua volta "pesato").

La pendenza della linea dell'energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l'equazione di Manning.

In tutte le situazioni in cui non sia un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico. L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton ($F = m \cdot a$, ovvero Forza=massa*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni.

Le ipotesi adottate nel presente calcolo contemplano uno schematismo di moto monodimensionale in regime permanente. Ciò non soltanto al fine di valutare l'attitudine al deflusso dell'alveo indagato ma, anche, per stimare le eventuali problematiche legate alla mancata capacità di smaltimento.

Sulla scorta dello studio idrologico affrontato e delle portate di piena con tempi di ritorno 200 anni risultanti, si è definito il profilo idrico ed i tiranti corrispondenti con riferimento al tratto del corso d'acqua studiato ed alle relative sezioni geometriche.

A vantaggio di sicurezza si sono scelti i valori più elevati dell'indice di scabrezza attribuendo un coefficiente di Manning pari a 0,03 ($m^{-1/3} s$).

Non conoscendo a priori il regime di corrente idraulica presentato dai canali, si è condotto lo studio in regime di corrente mista.

Il programma Hec-Ras dispone di quattro differenti opzioni per la definizione delle condizioni al contorno:

1. *Known Water Surface Elevations*: la condizione al contorno corrisponde ad un valore noto d'altezza d'acqua inserito per ciascuno dei profili da calcolare;
2. *Critical Depth*: la condizione al contorno viene posta uguale alla profondità critica che il programma calcola per ciascuno dei profili;
3. *Normal Depth*: la condizione al contorno è uguale alla profondità di moto uniforme che il programma calcola per ciascuno dei profili. In questo caso si deve inserire la pendenza della linea dei carichi totali, che può essere approssimata mediante la pendenza del tratto nel canale a monte;
4. *Rating Curve*: in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate. La condizione al contorno, per ciascun profilo, viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

Come condizione al contorno, sia di monte che di valle, si è imposta l'altezza critica.

Le condizioni iniziali considerate sono quelle di moto stazionario con portata di piena costante per eventi con tempo di ritorno di 200 anni.

I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso delle tabelle riepilogative (*cross-section table* e *profile table*), dei grafici delle sezioni geometriche (*plot cross-section*), dal profilo longitudinale (*plot profile*) ed infine tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (*x, y, z perspective plot*).

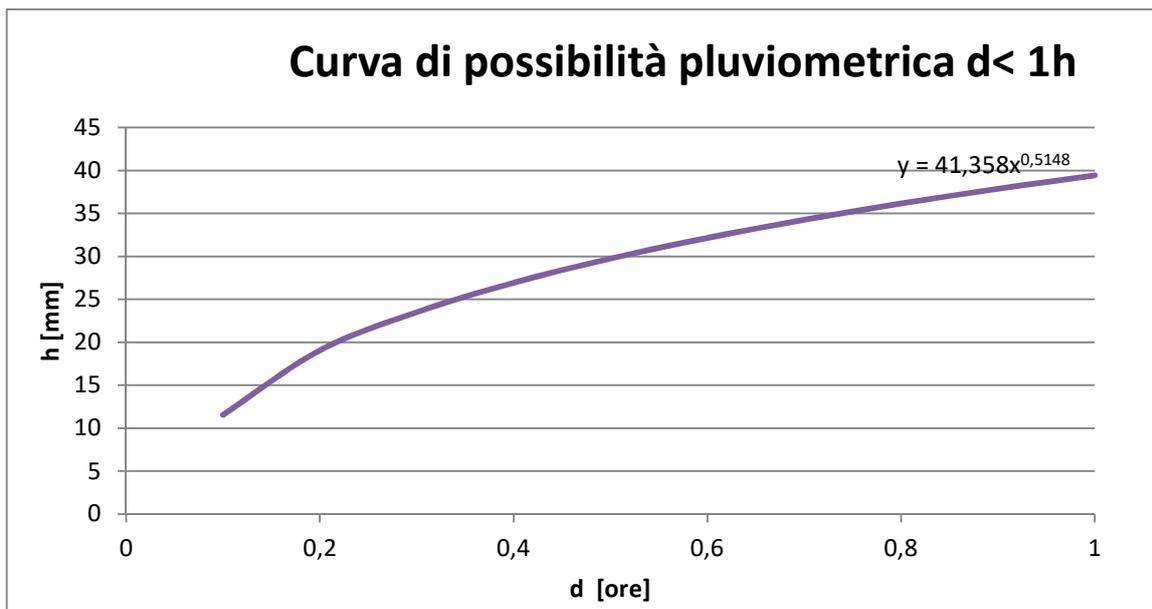
- Dimensionamento e verifica dei fossi di guardia

Il sistema di drenaggio delle viabilità, costituito da un insieme di fossi di guardia, captate le acque di deflusso dalla sede viaria le convoglia nei fossi esistenti.

La presenza dei fossi nei tratti di strada in rilevato, mitiga i fenomeni erosivi che possono innescarsi per ruscellamento ai piedi della scarpata mentre, nei tratti in trincea, la presenza del fosso rende possibile la captazione delle acque prima che queste possano giungere sulla sede stradale e comprometterne l'esercizio.

Il sistema di drenaggio è stato dimensionato facendo riferimento ad un evento impulsivo di pioggia della durata di 10 minuti e stimando le portate previa definizione delle superfici scolanti incidenti su ciascun fosso di guardia. La verifica degli elementi è stata effettuata adottando la condizione di moto uniforme.

Il tempo di ritorno adottato è di 30 Anni e la curva di possibilità pluviometrica relativa ad eventi di durata inferiore all'ora è di seguito riportata.



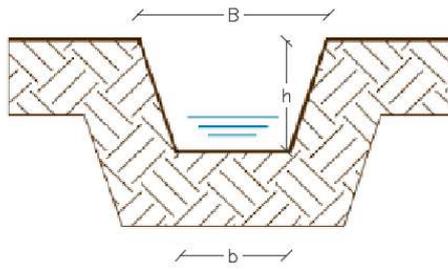
Si riporta di seguito il dimensionamento del fosso di guardia ritenuto più significativo.

Fosso di guardia lungo la strada di collegamento tra la WTG-06 e la WTG – 07

Per il dimensionamento del fosso di guardia si è proceduto innanzi tutto alla determinazione della superficie scolante incidente su di esso così da poter determinare, nota la curva di possibilità pluviometrica, la portata di progetto.

Bacino	i	Area	Φ	Q _T
	mm/min	kmq	-	m ³ /s
WTG-06	1,64	0,14	0,4	1,53
WTG-07	1,64	0,09	0,4	0,99

Nota la portata, si procede al dimensionamento della sezione del fosso di guardia.



Bacino	Q_T	b	h	B	A	P	R	k	i	$Q_{verifica}$
	m^3/s	m	m	m	m^2	m	m	$m^{1/3}/s$		m^3/s
WTG-06	1,53	0,2	0,65	1,20	0,68	2,33	0,29	30,00	0,030	1,55
WTG-07	0,99	0,2	0,6	1,20	0,55	2,07	0,27	30,00	0,030	1,19

CONCLUSIONI

Gli aerogeneratori, nella loro configurazione, non interferiscono con il reticolo idrografico; l'unica opera in progetto che interferisce con il reticolo idrografico è la strada di collegamento tra la WTG-06 e WTG-07.

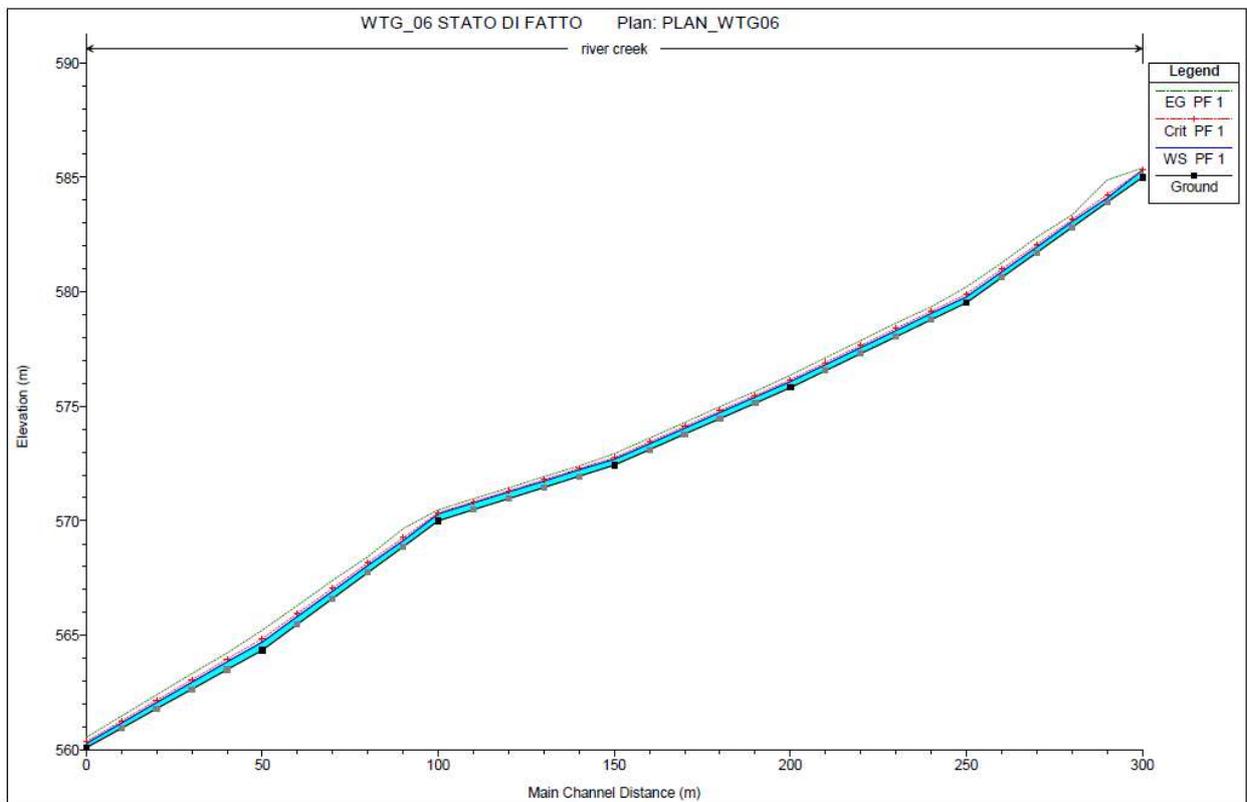
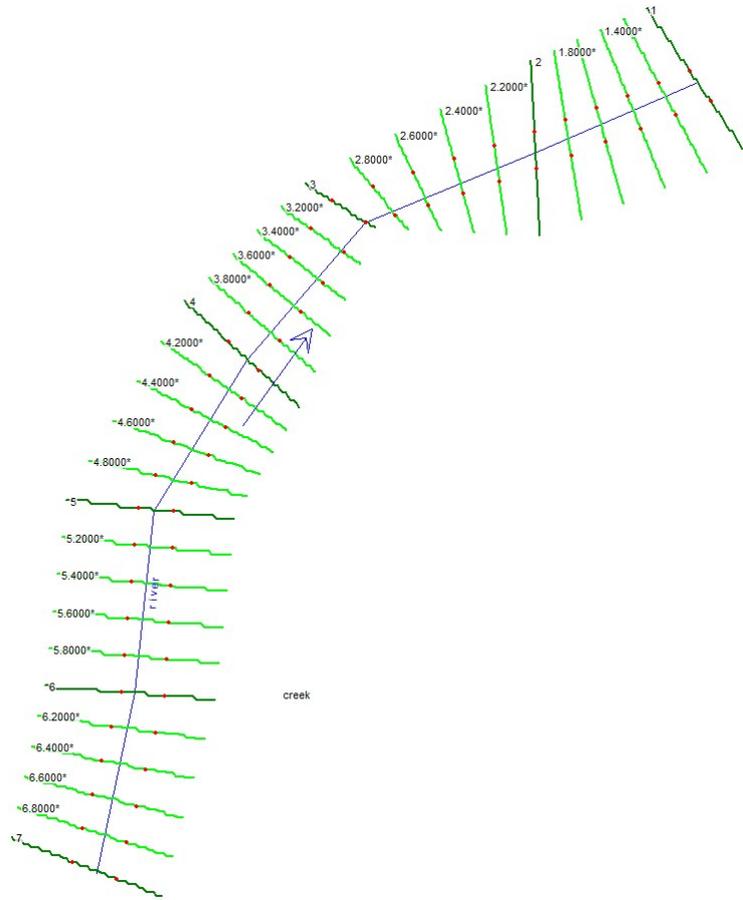
Per tale strada è stata prevista la posa in opera di un adeguato manufatto di attraversamento che garantisce il transito della piena bicentenaria in condizioni di sicurezza idraulica.

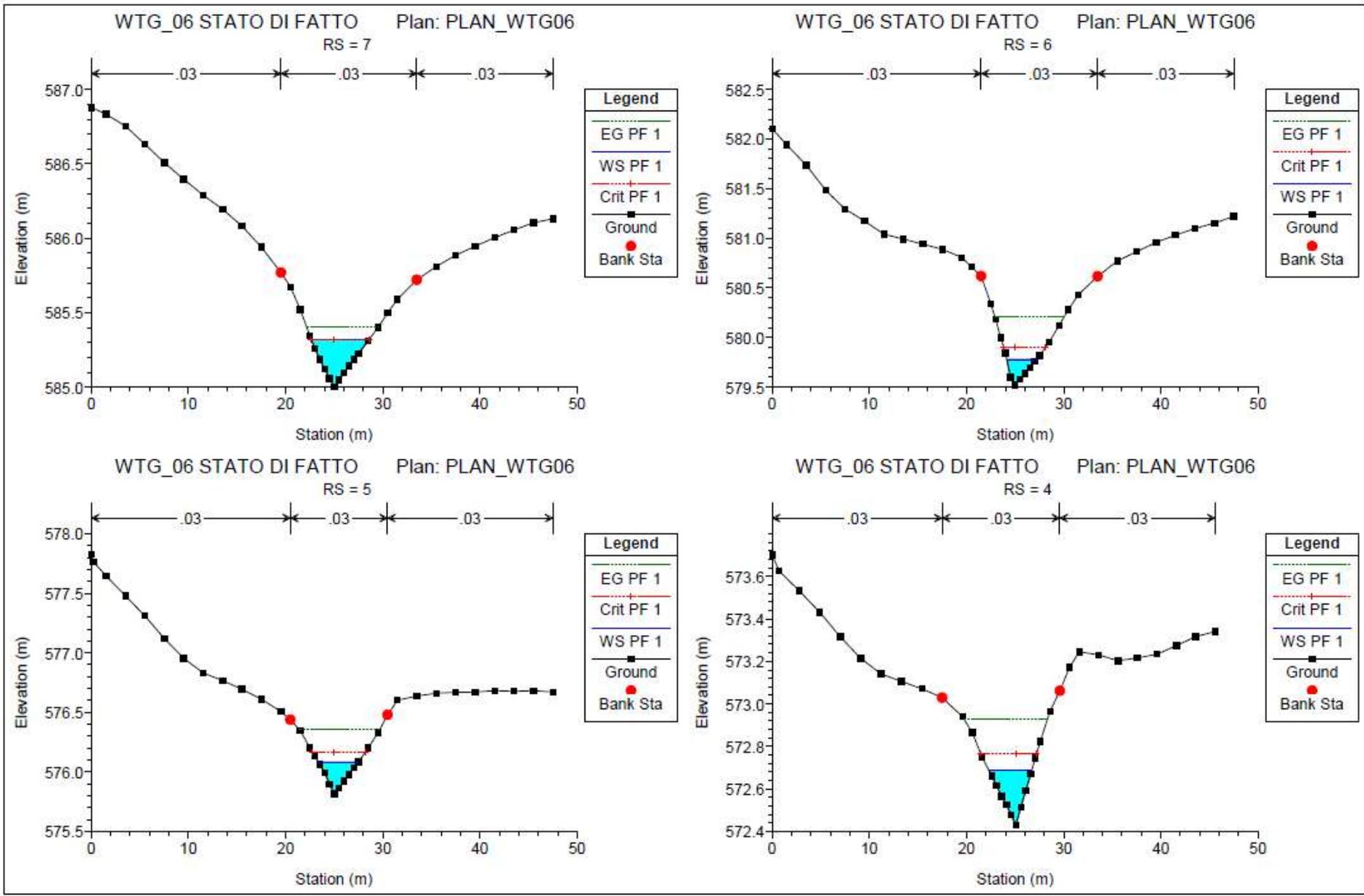
Nello specifico, si prevede la posa di tre tombini affiancati con DN 1500 per l'attraversamento lungo la strada di collegamento tra la WTG-06 e WTG-07.

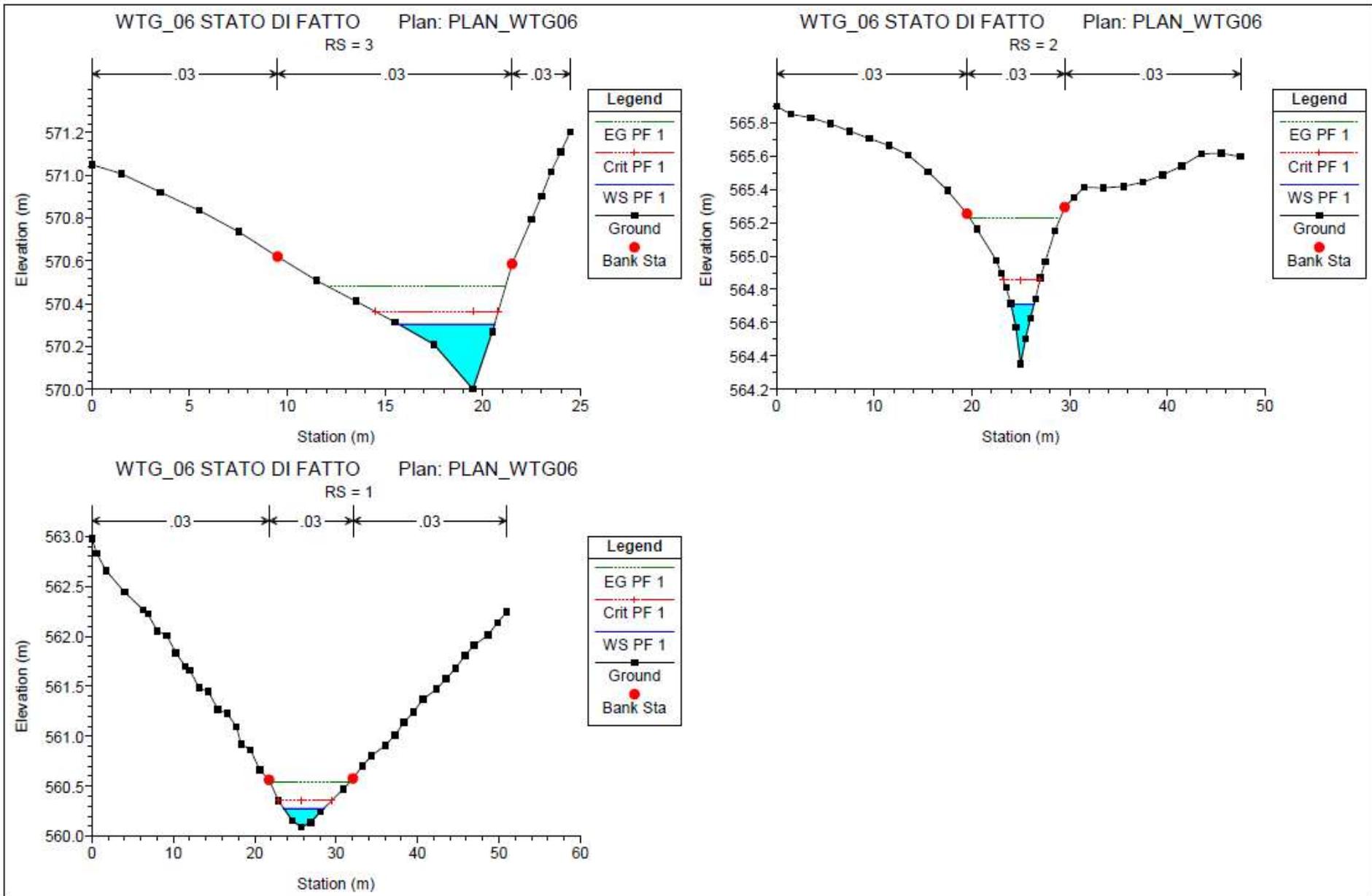
Inoltre, la presenza di fossi di guardia ai margini della carreggiata garantirà la corretta regimentazione delle acque, convogliandole nel reticolo idrografico esistente.

Di seguito si riportano i risultati delle modellazioni e delle verifiche idrauliche condotte per i bacini di interesse.

ANTE - OPERAM



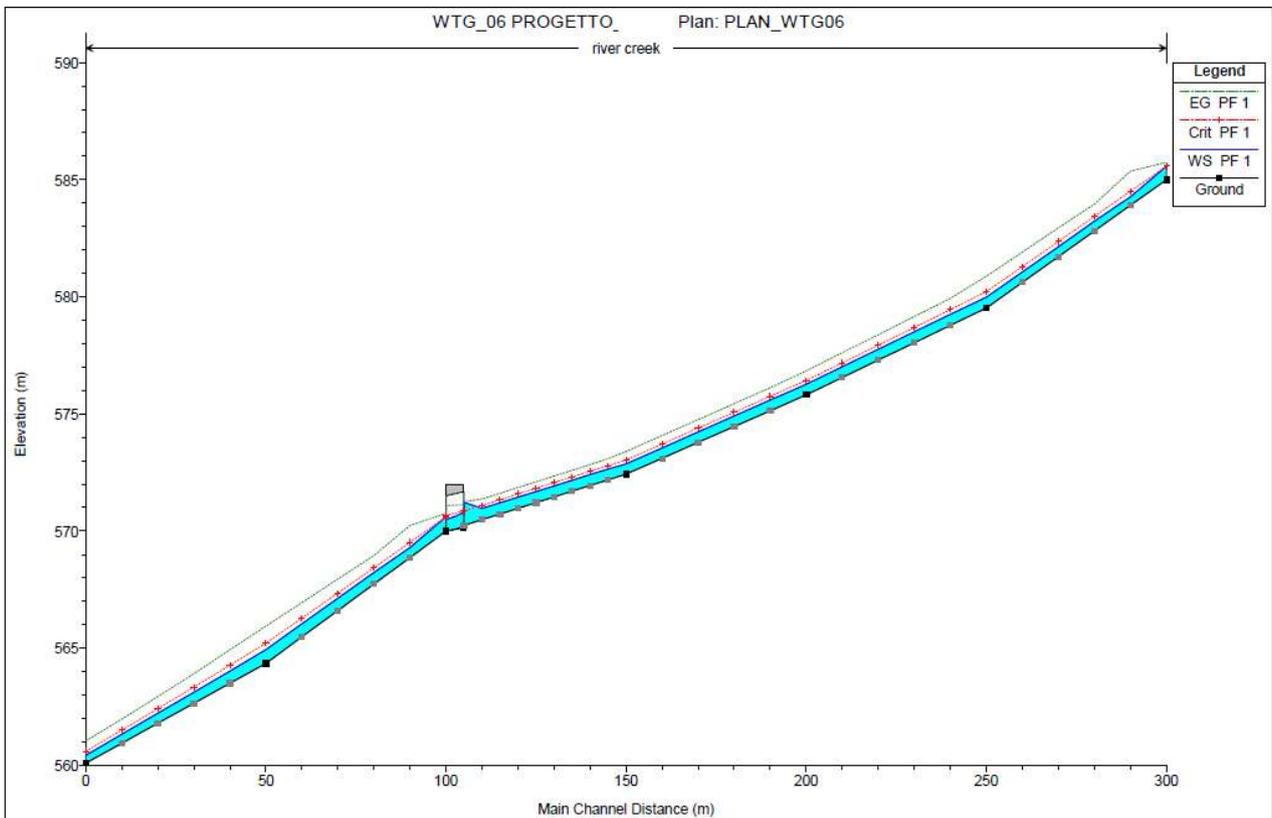
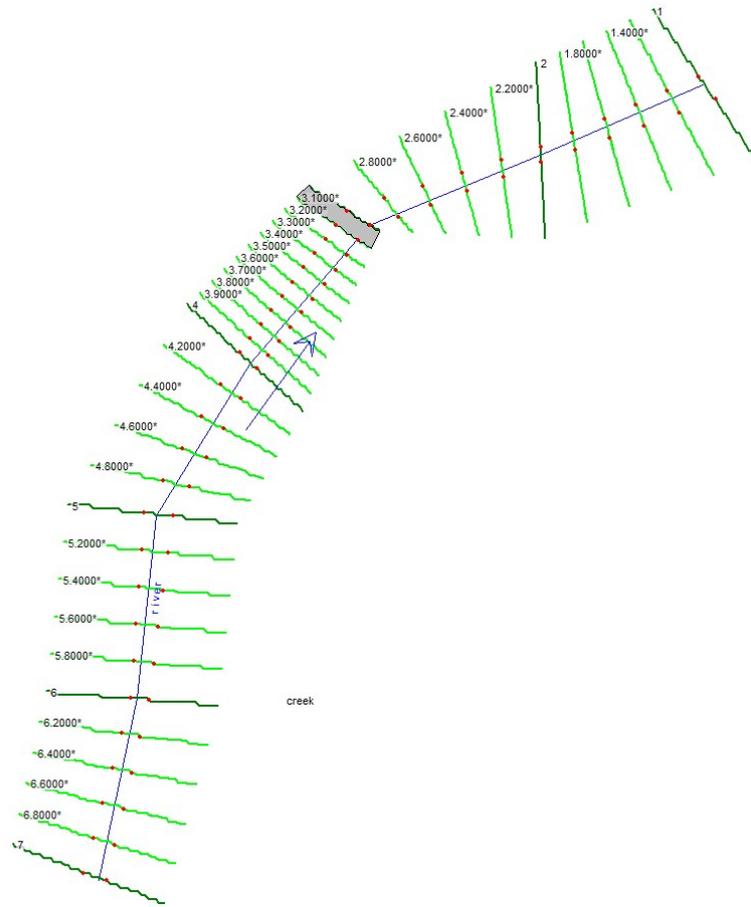


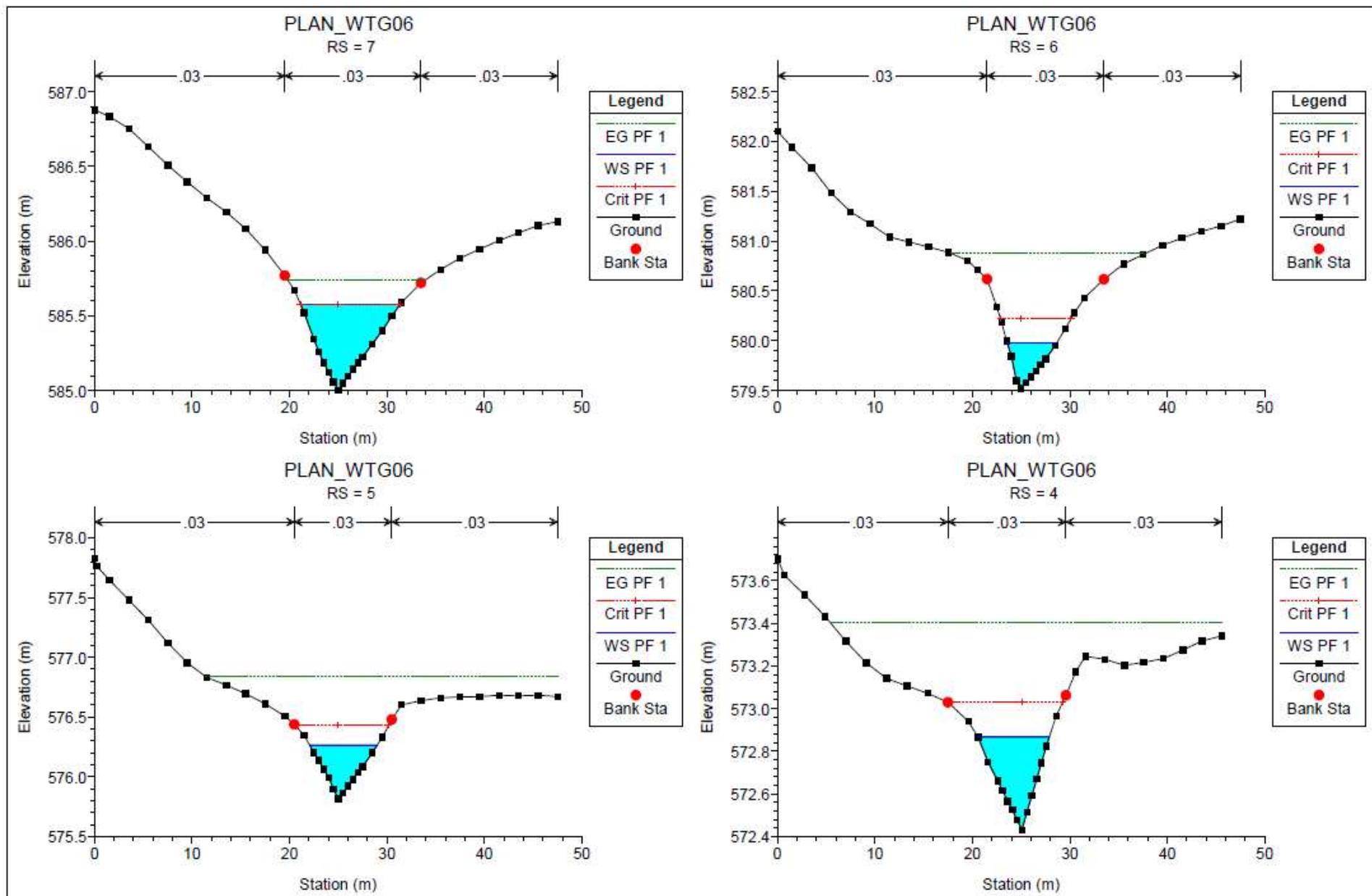


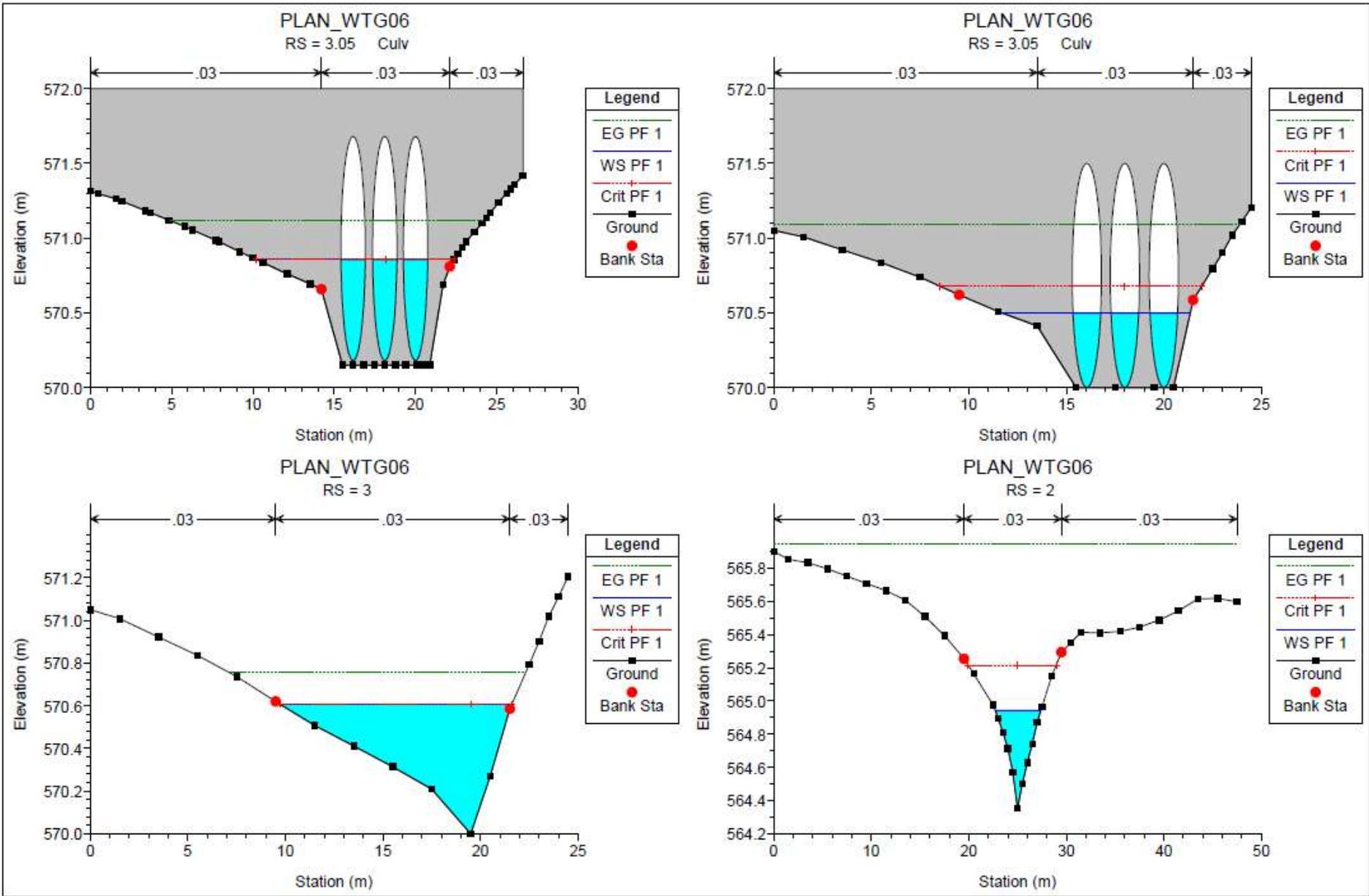
HEC-RAS Plan: PLAN06 River: river Reach: creek Profile: PF 1

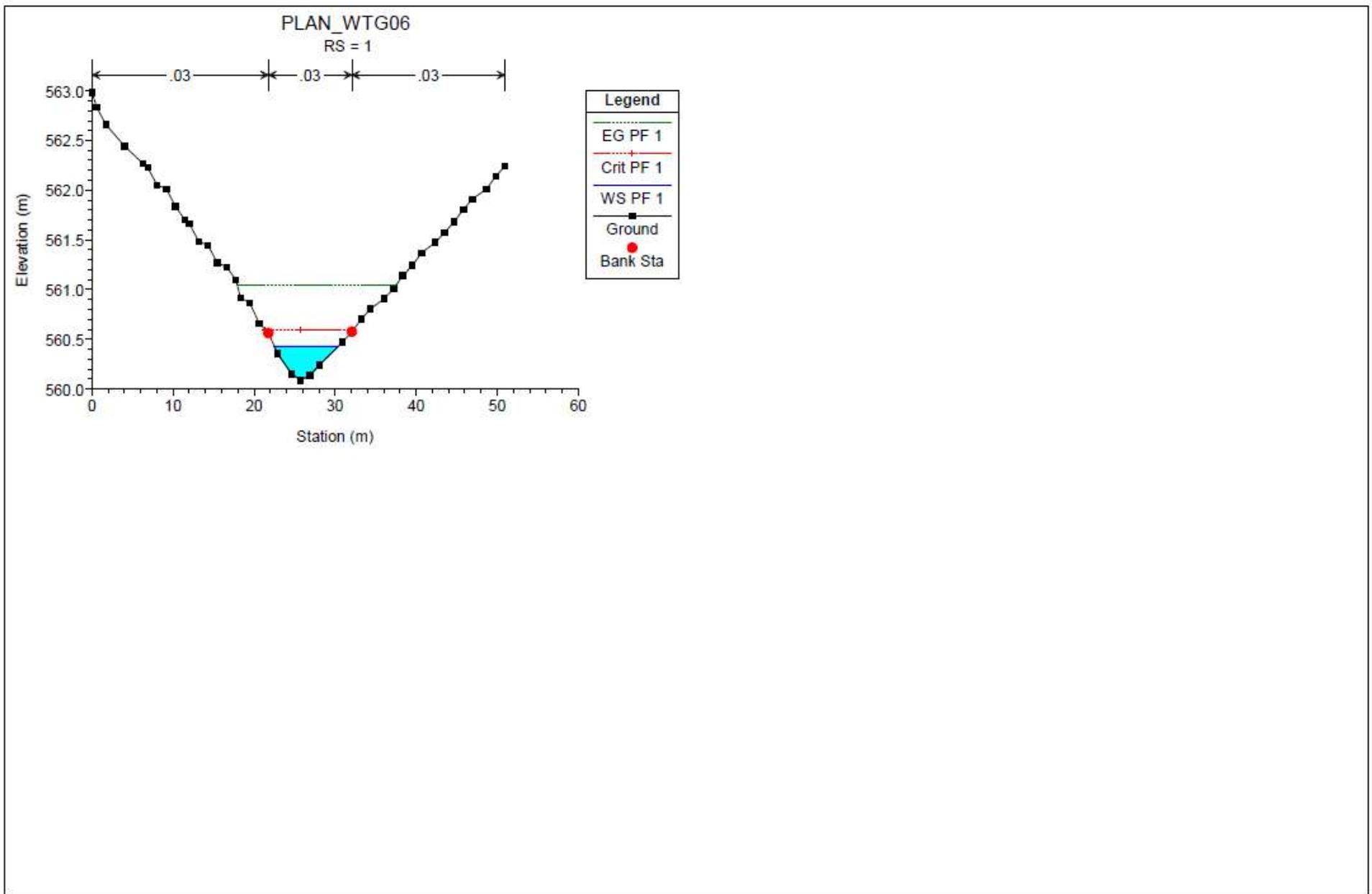
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
creek	7	PF 1	1.23	585.00	585.32	585.32	585.40	0.016988	1.28	0.96	5.94	1.02
creek	6	PF 1	1.23	579.52	579.78	579.90	580.21	0.108934	2.92	0.42	3.02	2.50
creek	5	PF 1	1.23	575.81	576.08	576.17	576.36	0.074383	2.33	0.53	4.05	2.06
creek	4	PF 1	1.23	572.43	572.69	572.77	572.93	0.067975	2.19	0.56	4.43	1.96
creek	3	PF 1	1.23	570.00	570.30	570.36	570.48	0.047172	1.87	0.66	4.92	1.64
creek	2	PF 1	1.23	564.35	564.71	564.85	565.23	0.108483	3.19	0.39	2.35	2.52
creek	1	PF 1	1.23	560.09	560.28	560.36	560.54	0.091108	2.29	0.54	4.91	2.22

POST- OPERAM









HEC-RAS Plan: PLAN_WTG06 River: river Reach: creek Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
creek	7	PF 1	5.23	585.00	585.58	585.58	585.74	0.010773	1.84	3.04	10.23	0.94
creek	6	PF 1	5.23	579.52	579.98	580.22	580.88	0.102055	4.19	1.25	5.11	2.66
creek	5	PF 1	5.23	575.81	576.27	576.43	576.84	0.075757	3.36	1.56	6.95	2.27
creek	4	PF 1	5.23	572.43	572.87	573.03	573.40	0.067863	3.24	1.62	7.32	2.16
creek	3.05		Culvert									
creek	3	PF 1	5.23	570.00	570.61	570.61	570.75	0.011146	1.75	3.21	11.87	0.94
creek	2	PF 1	5.23	564.35	564.94	565.22	565.95	0.096021	4.45	1.19	4.67	2.62
creek	1	PF 1	5.23	560.09	560.43	560.60	561.04	0.092483	3.47	1.52	7.88	2.47