



REGIONE SICILIA

CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO

PROGETTO:

Località Impianto
COMUNE DI PARTINICO CONTRADA BILLIEMI E GIANCALDAIA
Località Connessione
COMUNE DI PARTINICO CONTRADA BOSCO

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione impianto agro-fotovoltaico denominato "S&P 19" con
potenza di picco 40.012,980 kWp

ELABORATO:

Relazione idraulica

DATA:

29/11/2023

CODICE ELABORATO

SP19REL024_00-Relazione_idraulica

Rev.	Data Rev.	Data Rev.

REL024

N. PAGINE:

51

PROGETTISTI:

Ing. Sapienza Angelo



Ing. Rizzuto Vincenzo



SPAZIO RISERVATO PER LE APPROVAZIONI

SOCIETA':

S&P 19 S.R.L.

SICILIA E PROGRESSO

Sede legale: Corso dei Mille 312, 90047 Partinico (PA)

P.iva.: 07083400825 tel.: 0915567418

email: sviluppousep19@gmail.com ;

pec: sviluppousep19@pec.it



INDICE

1.	PREMESSA.....	1
2.	PRESENTAZIONE DEL PROGETTO	2
2.1	<i>Descrizione del progetto</i>	2
3.1	<i>Inquadramento Territoriale</i>	2
3.	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	6
4.	METODO TCEV SICILIA – BREVI - SUPERFICI DI INFLUENZA.....	7
5.	MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI.....	12
6.	VERIFICHE IDRAULICHE	16
6.1	<i>Modello di calcolo utilizzato</i>	16
6.2	<i>Modello Digitale del Terreno</i>	17
6.3	<i>Impostazioni di calcolo</i>	18
6.4	<i>Risultati della modellazione idraulica</i>	19
7.	CONCLUSIONI - COMPATIBILITA' IDRAULICA	22
8.	ATTRAVERSAMENTI DEL RETICOLO IDROGRAFICO	23
8.1	<i>Calcolo erosione</i>	23
9.	INVARIANZA IDRAULICA	25
9.1	<i>Studio Invarianza Idraulica - Stazione utente</i>	26
9.2	<i>Stima dei volumi di compenso ai fini dell'invarianza idraulica</i>	27
9.3	<i>Studio Invarianza Idraulica – Impianto Agro-Fotovoltaico</i>	30
9.4	<i>Stima dei volumi di compenso vasche di laminazione - Impianto agro-fotovoltaico</i>	31
10.	SISTEMA DI DRENAGGIO – IMPIANTO FOTOVOLTAICO	35
11.	ALLEGATO 1 – SEZIONI HEC RAS	36

1. PREMESSA

Il presente studio è redatto al fine di definire la compatibilità idraulica per la realizzazione di un impianto agro-fotovoltaico ad inseguimento mono assiale per la produzione di energia elettrica denominato "S&P 19", da realizzarsi nei territori dei Comuni di Monreale (PA) e Partinico (PA).

La presente relazione riporta i risultati dell'analisi idrologica ed idraulica del bacino di pertinenza all'interno del quale ricade l'area di interesse.

Lo studio è basato partendo dal modello digitale del terreno (DTM) 2m x 2m della porzione di territorio relativa ai fogli 607020 e 594140 della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 per gli impianti agro-fotovoltaici, mentre per la stazione utente si fa riferimento al foglio 594130.

Si è effettuata un'elaborazione mediante simulazione di calcolo con software HEC-RAS versione 5.0.7 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dello US Army Corps of Engineers, avendo impostato nei dati di input le portate di picco di piena e le opportune condizioni al contorno.

Le simulazioni per le verifiche idrauliche sono state condotte su base DTM attraverso un modello idraulico stazionario mono-dimensionale, per un tempo di ritorno pari a 5 anni per i tratti del reticolo in prossimità dei campi agro-fotovoltaici, in ottemperanza alle procedure dettate dal PAI e nel rispetto della disciplina contenuta nel Regio Decreto 523/1904 e nel DSG 119/2022.

Nei paragrafi a seguire si riportano i risultati ottenuti dallo studio idrologico e idraulico. Più in particolare, verranno mostrate le analisi idrologiche e le verifiche idrauliche che hanno consentito di stimare le portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno e successivamente di rappresentare gli effetti dell'intervento sul regime idraulico a monte e a valle dell'area interessata, mediante la modellazione idraulica in moto permanente monodimensionale di quei tratti del reticolo esistente che potrebbero interferire con il futuro assetto di progetto.

Sono state effettuate, inoltre, le considerazioni di merito relativamente ad eventuali incrementi delle portate di deflusso meteorico, rispetto a quelle esistenti, ed alle eventuali opere di mitigazione messe in atto, per il rispetto del principio dell'Invarianza Idraulica, con riferimento alle "linee guida" contenute nel D.D.G. n. 102/2021.

2. PRESENTAZIONE DEL PROGETTO

2.1 Descrizione del progetto

S&P 19 s.r.l., redattrice del progetto, è una società attiva nella produzione di energia elettrica prodotta da fonti rinnovabili, in particolar modo, dal solare fotovoltaico. È iscritta presso la Camera di Commercio di Palermo con n. Rea PA-435860, Partita IVA 07083400825, ha sede legale presso Partinico (PA) in corso dei Mille n. 312.

S&P 19 s.r.l. si propone di realizzare un impianto agro-fotovoltaico, per sé stessa con consegna alla rete dell'energia prodotta, curando in proprio tutte le attività necessarie.

Nella filosofia progettuale di S&P 19 s.r.l. si intende valorizzare l'energia prodotta con tecnologia fotovoltaica, contestualizzando al meglio l'impianto nel rispetto delle caratteristiche territoriali e ambientali peculiari dei siti in cui essi vengono realizzati.

S&P 19 s.r.l. intende realizzare nei territori dei Comuni di Monreale (PA) e Partinico (PA) un impianto agro-fotovoltaico ad inseguimento monoassiale per la produzione di energia elettrica.

L'impianto che la S&P 19 s.r.l. presenta in autorizzazione è composto da:

- Campo agro-fotovoltaico sito nel Comune di Monreale (PA), in Contrada Giancaldaia;
- Area di tutela della macchia mediterranea sita nel Comune di Monreale (PA) in Contrada Billiemi;
- Stazione di Utente, sita in C. da Bosco Sant'Anna nel Comune di Partinico (PA);
- Cavidotti di collegamento MT (33 kV) nei Comuni di Monreale (PA) e Partinico (PA).

L'impianto si sviluppa su una superficie lorda complessiva di circa 146,96 ha di cui:

- 102,85 ha appartenenti all'area di impianto ricadente in C. da Giancaldaia;
- 41,01 ha appartenenti all'area di tutela della macchia mediterranea ricadente in C. da Billiemi;
- 3,1 ha appartenenti all'area di stazione utente sita in C. da Bosco Sant'Anna, già autorizzata alla società S&P 6 s.r.l. giusto decreto PAUR Gab 75 del 14 marzo 2023 ed alla Società S&P 7 s.r.l. giusto decreto PAUR Gab 338 del 04/10/2023.

Gli impianti avranno una potenza di 40.012,98 kWp e l'energia prodotta sarà ceduta alla rete elettrica di alta tensione, tramite la costruenda stazione di utente 220/33 kV, idonea ad accettare la potenza, la quale a sua volta immetterà l'energia prodotta alla RTN mediante la stazione Terna "Partinico 1".

3.1 Inquadramento Territoriale

L'area di interesse ricade nella Zona Territoriale Omogenea "ZONA E", ossia Zona Agricola e non vi è alcun tipo di vincolo in corrispondenza delle strutture, locali e attrezzature che compongono l'impianto.

L'area ricade, secondo il piano del bacino dell'assetto idrogeologico (PAI), all'interno del bacino idrografico BAC-043 (Bacino Idrografico del Fiume Jato).

Le coordinate geografiche (baricentro approssimativo) del sito di impianto e della stazione sono:

Coordinate Giancaldaia	Coordinate Billiemi	Coordinate Stazione
Lat: 37.994994° Long: 13.113585°	Lat: 38.006553° Long: 13.113009°	Lat: 38.003927° Long: 13.058991°



Figura 1 – Ubicazione area impianto e stazione di consegna (Google Earth)



Figura 2 - Ortofoto dell'area di impianto e stazione ricadenti sul territorio di Monreale e Partinico (PA)

Il sito dell'impianto agro-fotovoltaico è individuato nella Tavoleta "Partinico", Foglio N° 249, Quadrante

III, Orientamento S.E. e nella Tavoletta "San Cipirello", Foglio N° 250, Quadrante IV, Orientamento N.E. della Carta d'Italia scala 1: 25.000 edita dall'I.G.M.

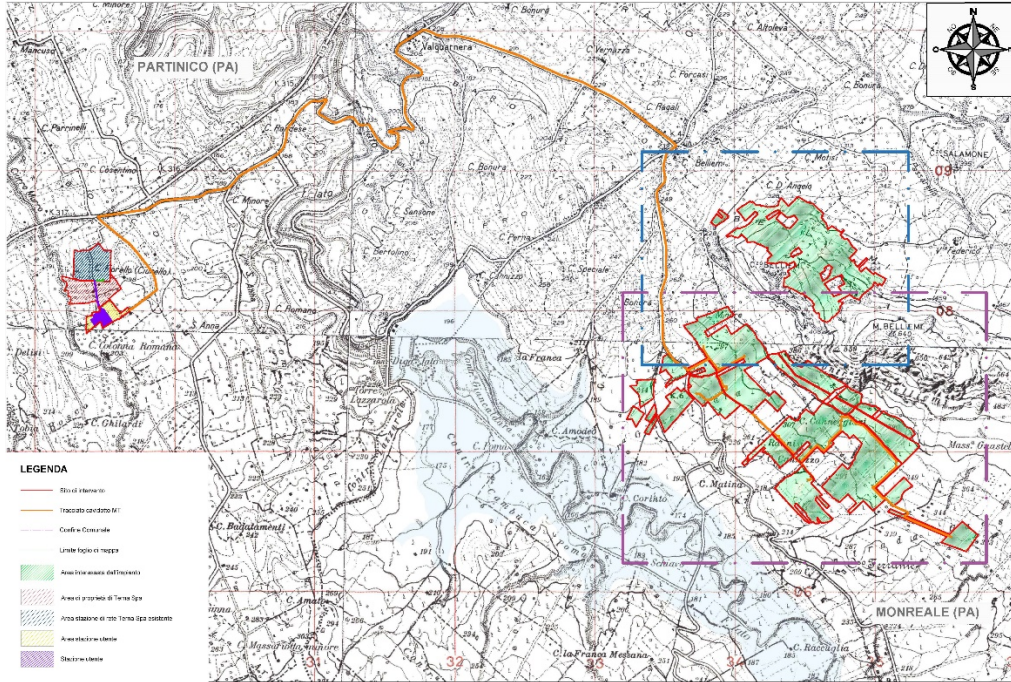


Figura 3 – Inquadramento territoriale di S&P 19 I.G.M. scala 1:25.000 (TAV. IT-COG)

Il sito dell'impianto agro-fotovoltaico è individuato nelle sezioni 594130 (stazione utente), 594140 e 607020 (sito di impianto), della Carta Tecnica Regionale in scala 1: 10.000.

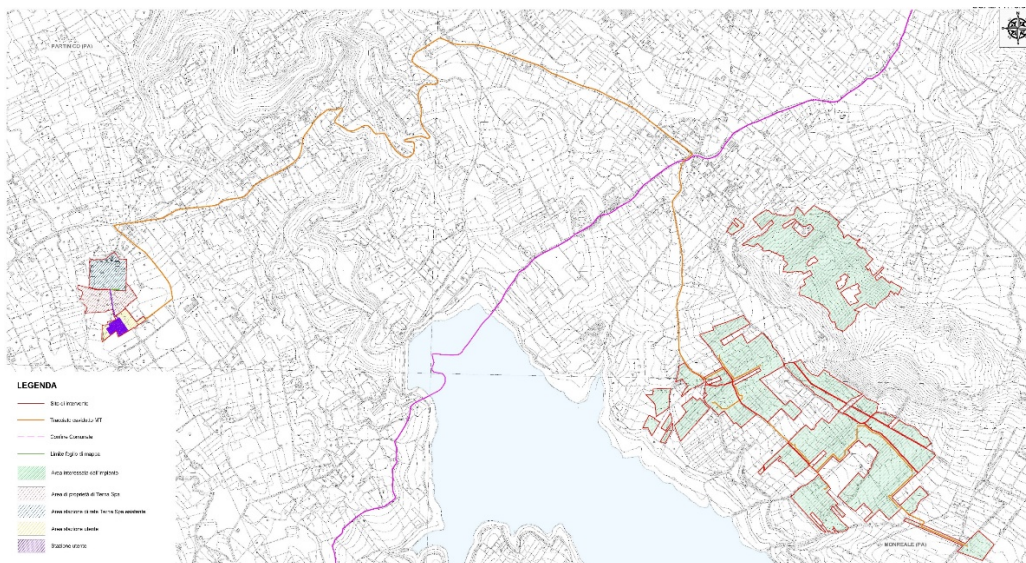


Figura 4 – Inquadramento territoriale dell'area di impianto ricadente nel territorio di Monreale (PA) C. da Ciancaldaia e Billiemi e stazione utente in C. da Bosco Sant'Anna e cavidotto di connessione su C.T.R. scala 1:10.000

L'accesso all'area in cui saranno realizzati gli impianti, è raggiungibile attraverso l'autostrada A29 Palermo – Mazara del Vallo con uscita Partinico ed attraverso le strade provinciali SP 2, SP 39, SP 81, e la

strada statale SS 113 che garantiscono il collegamento tra gli impianti e con i Comuni limitrofi.



Figura 5 – Carta della viabilità ed accessi su ortofoto (SP19EPD021)

3. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

Dall'analisi del P.A.I. si rileva che l'area oggetto di intervento ricade all'interno del bacino idrografico indicato come "BAC- 043" – Fiume Jato, ubicato nel versante settentrionale della Sicilia e si estende per circa 195 Km².

Il bacino del Fiume Jato "BAC-043" ha una forma allungata in direzione NW – SE e s'inserisce tra il bacino del fiume Nocella a Nord-Est ed i bacini del Fiume Belice ad Est e del Fiume San Bartolomeo ad Ovest e Sud-Ovest. Il fiume Jato nasce in prossimità di Monte La Pizzuta, presso il comune di Piana degli Albanesi, e si sviluppa per circa 32 Km. Lungo il suo percorso riceve le acque di molti affluenti tra i quali: il Fosso della Ginestra, il Vallone di Passarello, il Vallone Desisa, il Vallone Muffoletto, Fosso della Procura, Fosso della Chiusa, Fosso della Pernice e Fosso della Traversa. In prossimità della confluenza tra il Fiume Jato s.s. e il Fosso Desisa, procedendo verso la foce, ha inizio l'invaso artificiale del Lago Poma (detto anche invaso dello Jato) dovuto allo sbarramento del Fiume Jato in corrispondenza della diga costruita in contrada case Bertolino – Sansone.

La rete idrografica si presenta con andamento "pinnato" nella porzione nordorientale del bacino, ove si imposta su versanti rocciosi morfologicamente ripidi e caratterizzati da vallecole a V, poi evolve con andamento dendritico nelle aree caratterizzate da litologie a comportamento incoerente. Nell'area centrale del bacino il reticolo assume un andamento sub-dendritico, poiché alle basse pendenze dei versanti si associano litologie a permeabilità differente che determinano diverso grado di erosione ad opera delle acque dilavanti.

L'asta principale si presenta a meandri incassati, con due distinti gradi di maturità evolutiva: uno stadio più maturo nella parte terminale, dopo lo sbarramento, ed uno stadio meno maturo a monte del Lago Poma dove il fondo vallivo non è minimamente calibrato.

Nella parte terminale dello Jato vi scorre parallelamente un affluente che si origina dalle colline di Grisì, impostandosi con iniziale andamento dendritico su terreni argillosi, poi rettilineo sulle litologie a comportamento marnoso dei Valloni Ciarro Murro e Passarello; in località Pantalina confluisce nell'asta principale dello Jato.

Il bacino del F. Jato ricade interamente nella provincia di Palermo e comprende un totale di 7 territori comunali, e al suo interno, in particolare nei territori comunali di Partinico e Monreale, ricade l'invaso del Lago Poma, derivante dallo sbarramento del Fiume Jato.

4. METODO TCEV SICILIA – BREVI - SUPERFICI DI INFLUENZA

Il modello TCEV (*Two Component Extreme Value Distribution*) permette di determinare le altezze di pioggia h e le relative intensità i , seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici messa a punto dal progetto VAPI.

La regionalizzazione delle piogge mira a superare i limiti relativi alla scarsa informazione pluviometrica (spesso costituita da singole serie di durata limitata e poco attendibili per le elaborazioni statistiche), utilizzando in modo coerente tutta l'informazione pluviometrica disponibile sul territorio, per individuare la distribuzione regionale delle caratteristiche delle precipitazioni.

La peculiarità del modello TCEV è quella di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità del tipo Gumbel. La prima, denominata *componente base*, assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda (*componente straordinaria*) genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti (appartenenti ad una differente fenomenologia meteorologica).

La TCEV rappresenta pertanto la distribuzione del massimo valore di una combinazione di due popolazioni ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (Gumbel, Log-Normale, etc.) riescono a rendere conto.

Per il calcolo delle curve di probabilità pluviometrica si farà pertanto riferimento alla procedura descritta nel progetto VAPI Sicilia (*Ferro e Cannarozzo, 1993*) utilizzando la modellazione introdotta da Conti et al., 2007.

La procedura gerarchica di regionalizzazione si articola su tre livelli successivi in ognuno dei quali è possibile ritenere costanti alcuni statistici.

Nel *primo livello di regionalizzazione* si ipotizza che il coefficiente di asimmetria teorico G_t delle serie dei massimi annuali delle piogge di assegnata durata t sia costante per la regione Sicilia. La Sicilia si può pertanto ritenere una zona pluviometrica omogenea ed i valori dei parametri $\Theta^* = 2.24$ e $\Lambda^* = 0.71$ sono costanti ed indipendenti dalla durata t .

Il *secondo livello di regionalizzazione* riguarda l'individuazione di sottozone omogenee, interne a quella individuata al primo livello, nelle quali risulti costante, oltre al coefficiente di asimmetria, anche il coefficiente di variazione della legge teorica. Al secondo livello di regionalizzazione la Sicilia è suddivisa in cinque sottozone pluviometriche omogenee: $Z_0 - Z_5$, Z_1 , Z_2 , Z_3 , Z_4 .

A ciascuna di esse è stato attribuito un valore costante del parametro λ_1 (parametro della TCEV che rappresenta il numero medio di eventi della componente base) indicato con il simbolo Λ_1 (tabella 1),

che risulta indipendente dalla durata. Le sottozone Z_0 e Z_5 , possono anche essere "unite" e considerate come una sottozona unica, visti i valori pressoché identici del parametro Λ_1 .

In ogni sottozona la variabile adimensionale $h'_{t,T} = h_t/\mu$ (valore dell'altezza di pioggia di fissata durata t e tempo di ritorno T rapportata alla media μ della legge TCEV) assume la seguente espressione:

$$h'_{t,T} = K_T = a \cdot \ln(T) + b$$

In tale relazione i coefficienti a e b sono stati tarati in funzione della particolare sottozona.

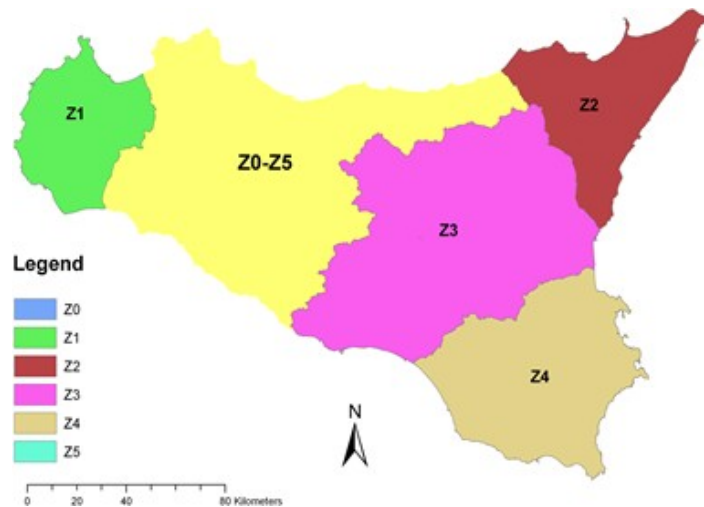


Figura 6: Sottozone pluviometriche omogenee per la regione Sicilia (Lo Conti et al, 2007).

K_T è definito fattore di crescita e misura la variabilità relativa degli eventi estremi alle diverse frequenze. Esso è dunque indipendente dalla durata della precipitazione e funzione della collocazione geografica del sito per il quale si vogliono calcolare le altezze di pioggia (a mezzo dei coefficienti a e b) e del tempo di ritorno T dell'evento meteorico.

Sottozona Parametro	Z_0	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_5
Λ_1	24,429	19,58	17,669	14,517	15,397	24,402

Tabella 1: Valore del parametro Λ_1 per ogni sottozona in cui è stata suddivisa la regione Sicilia (Lo Conti et al, 2007).

Sottozona Parametro	$Z_0 - Z_5$	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
a	0.4485	0.4695	0.4799	0.5011	0.4946
b	0.5117	0.4889	0.4776	0.4545	0.4616

Tabella 2: Valori, per la regione Sicilia, dei coefficienti a e b per la definizione del fattore di crescita (Lo Conti et al., 2007).

Il terzo livello di regionalizzazione prevede, infine, la ricerca di relazioni regionali tra il parametro centrale della distribuzione di probabilità μ e le grandezze - prevalentemente geografiche (altitudine,

distanza dal mare, superficie del bacino idrografico) - relative al sito di misura.

Pertanto, l'espressione della curva di probabilità pluviometrica sarà:

$$h_{t,T} = K_T \cdot \mu(t)$$

in cui $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia di assegnata durata t e fissato tempo di ritorno T .

Per le stazioni pluviografiche siciliane la media teorica μ risulta coincidente con quella campionaria; per ciascuna delle 172 stazioni siciliane che vantano almeno 10 anni di funzionamento è stato riconosciuto il seguente legame di tipo potenza tra la media campionaria e la durata t :

$$\mu(t) = a \cdot t^n$$

Per ogni stazione pluviografica i valori dei coefficienti a ed n sono tabellati. Per i siti sprovvisti di stazioni di misura i coefficienti a ed n possono essere stimati sulla base della carta delle iso- a e delle iso- n (Cannarozzo et al, 1995). Nelle figg. a seguire è possibile vedere la variazione dei coefficienti a ed n per la regione Sicilia (Lo Conti et al, 2007).

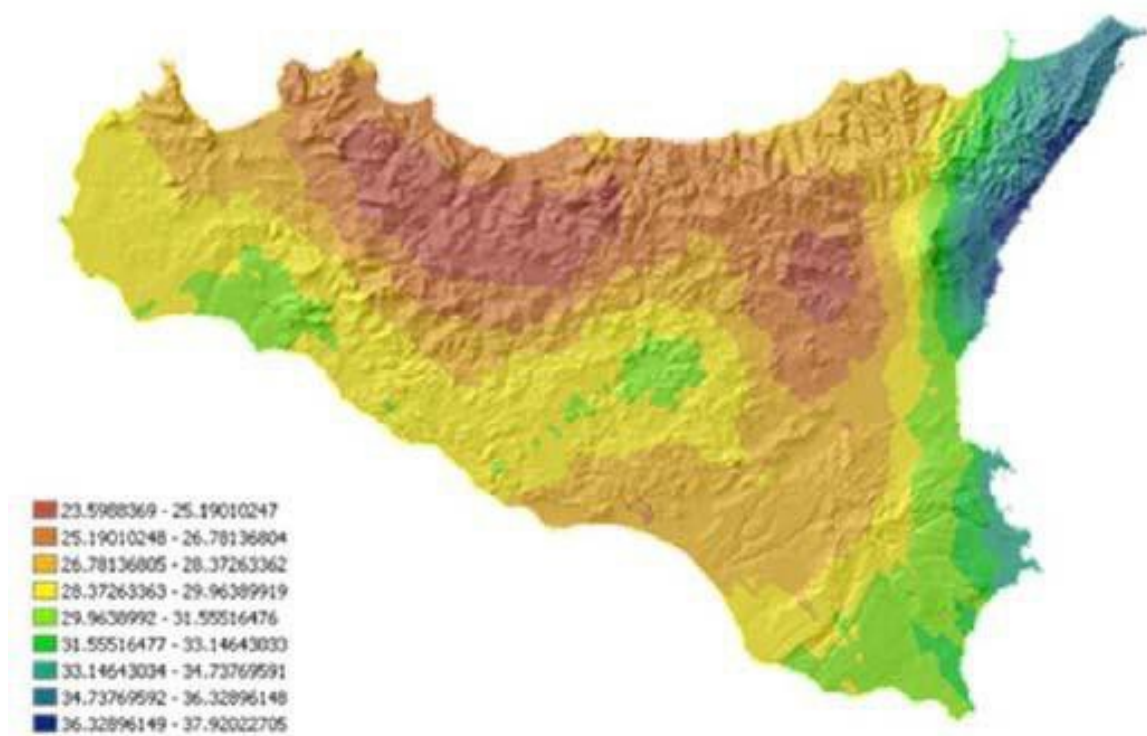


Figura 7a: Valori dei coefficienti a per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007)

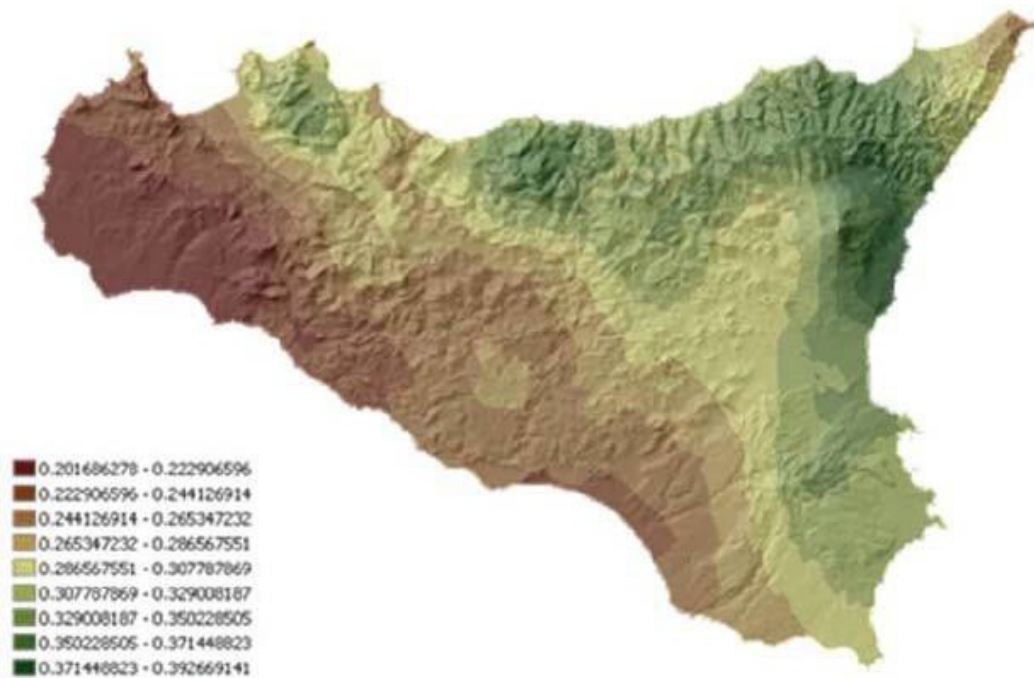


Figura 7b: Valori dei coefficienti n per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007).

Sono quindi stati calcolati, per il tempo di ritorno di interesse $T = 5$ anni i valori delle altezze di pioggia massima di assegnata durata $h_{t,T}$ e la legge di probabilità pluviometrica.

SUPERFICI DI INFLUENZA E CALCOLI

- CALCOLO DELLA C.P.P.

I bacini oggetto del presente studio si trovano nella sottozona pluviometrica omogenea Z1: il fattore di crescita è calcolato attraverso la seguente espressione, utilizzando gli appropriati valori dei coefficienti a e b:

$$K_t = 0.4695 \ln(T) + 0.4889$$

Fissato il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica di progetto ed individuata la stazione pluviometrica più vicina al sito in esame, è quindi possibile calcolare le altezze di pioggia di data frequenza di accadimento e di fissata durata.

La stazione pluviometrica di riferimento è quella di Partinico. Per essa, come per le restanti stazioni pluviometriche siciliane, i valori di a ed n risultano tabellati. Per tale stazione sono individuati i seguenti valori: $a = 21,02$ ed $n = 0,312$.

È quindi possibile individuare la curva di probabilità pluviometrica per i siti in esame, per i corrispondenti tempi di ritorno.

Tabella Valori di riferimento impianto Agro-fotovoltaico					
T	a	b	K_T	a	n
5	0.4695	0.4889	1.2445	21,02	0,312

Tabella 3: Fattori di crescita impianto agro-fotovoltaico

- PIOGGE BREVI

È necessario inoltre osservare che poiché gli eventi di pioggia brevi e quelli lunghi seguono differenti dinamiche meteorologiche, dai campioni di altezze h_t aventi durate $1 \div 2 \text{ ore} \leq t \leq 24$ non può essere tratta alcuna informazione inerente agli eventi brevi.

La curva di probabilità pluviometrica, costruita con riferimento alle piogge aventi durata compresa tra 1 e 24 ore, non può essere pertanto estrapolata per valori della durata t inferiore ad un'ora. È stato però dimostrato che il rapporto tra l'altezza di pioggia $h_{t,T}$ con t minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia $h_{60,T}$ di durata pari a 60 minuti e pari tempo di ritorno T è relativamente poco dipendente dalla località e dipendente solo dalla durata t espressa in minuti. Il legame funzionale, per la regione Sicilia, può essere pertanto espresso nella forma seguente, utilizzando la formula di Ferreri-Ferro, in cui il coefficiente s è stato opportunamente calibrato da Ferro e Bagarello (*"Rainfall depth-duration relationship for South Italy", 1996*).

$$h_{t,T}/h_{60,T} = (t/60)^{0.386}$$

- SUPERFICI DI INFLUENZA

Date le ridotte dimensioni dei bacini ($S < 10 \text{ km}^2$), non verrà effettuato il ragguglio parziale delle precipitazioni ($ARF=1$).

Il tracciamento del bacino è stato fatto in ambiente GIS e integrato con applicativi specializzati per l'elaborazione idrologica. In particolare, si è proceduto utilizzando un modello digitale del terreno (DEM) costituito da una griglia a maglia quadrata di 2 metri.

Il DEM costituisce la base altimetrica su cui individuare la linea di displuvio che delimita il bacino e fornisce la rappresentazione numerica da cui desumere i parametri morfometrici del bacino stesso necessari alle elaborazioni idrologiche.

In particolare, il DEM consente, con operazioni semplici, di determinare l'area dei bacini totale e parziali, le quote delle sezioni d'interesse, le altitudini medie, minime e massime.

La scelta del bacini idrografici appresso rappresentati è stata dettata dalla ricerca della sezione di chiusura immediatamente a valle dell'impianto, questo ha permesso di contestualizzare ideologicamente un bacino di riferimento su cui calcolare un tempo di ritorno, una pioggia di progetto

ed infine una portata di riferimento. Naturalmente qualsiasi scelta di una sezione di chiusura a valle, aumentando l'area di riferimento, tenderebbe a limitare l'effetto, ancorché eventuale, della riduzione di permeabilità poiché concentrata su una porzione ridotta di bacino.

5. MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI

Le portate di progetto sono state calcolate attraverso metodi indiretti, che consentono la determinazione delle portate di piena a partire dalle precipitazioni che si abbattano sui diversi bacini. Nello specifico, si è valutata la portata di piena con la formula razionale. La formula razionale consente la valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno T mediante la seguente relazione:

$$Q_T = \frac{\phi \cdot i_T \cdot S}{3,6}$$

ove:

- Q_T è la portata di piena di assegnato tempo di ritorno T ed è espressa in m^3/s ;
- ϕ è il coefficiente di afflusso, adimensionale;
- i_T è l'intensità critica della precipitazione di assegnato tempo di ritorno (corrispondente al tempo di corrivazione) in mm/h;
- S è la superficie del bacino espressa in km^2 ;
- 3,6 è un fattore di conversione delle unità di misura.

La modellazione matematica dei fenomeni idrologico-idraulici, innescati dalle precipitazioni sull'area di progetto, segue il processo descritto nei paragrafi seguenti.

- INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA CRITICA

Dopo avere ricostruito le relazioni intensità-durata-frequenza (IDF, espresse dalla c.p.p.) è necessario individuare la *l'intensità critica* della precipitazione, cioè l'intensità costante di quella pioggia, supposta anche uniformemente distribuita sul bacino, che determina la portata massima nell'idrogramma di piena di tempo di ritorno T.

La pioggia critica è quella di intensità pari al *tempo di corrivazione o di concentrazione*, definito come segue:

- il tempo di corrivazione di un bacino è quello necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino;

- il tempo di corrivazione è quel tempo che, una volta eguagliato dalla durata della precipitazione (precipitazione *critica*, ovvero che mette in crisi la rete idrografica), determina il raggiungimento del valore più elevato di portata nella sezione di chiusura del bacino.

Esso può essere calcolato tramite diverse formule; nel caso in esame, e cioè per piccoli bacini (aventi estensione inferiore a 10 km²), il tempo di corrivazione è calcolato attraverso la formula di Kirpich:

$$t_c = 0.01947 \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}$$

dove t_c è espresso in minuti, L (lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque) è espressa in metri ed i è la pendenza media del percorso (m/m).

- IL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso nei bacini scolanti. Nell'applicare un modello afflussi-deflussi risulta pertanto necessario quantificare le perdite per infiltrazione allo scopo di potere valutare la pioggia netta, ovvero quella che dà effettivamente luogo al deflusso.

Nel presente studio, all'interno della formula razionale, è stato utilizzato il *metodo del coefficiente di afflusso* Φ . Tale coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sull'area sottesa ad una data sezione, e il suo uso comporta considerare le perdite proporzionali all'intensità media di pioggia.

La stima del valore di ϕ , relativamente a ciascuna superficie omogena (tipo di suolo, tessitura, caratteristiche locali di permeabilità) è stata condotta facendo riferimento ai valori tabellati da Benini (*Sistemazioni idraulico-forestali*, 1990) come segue in tabella 4a.

Nello specifico, si sono utilizzati i seguenti valori del coefficiente di afflusso ϕ :

$\phi = 0,6$ per l'intera area drenante.

Ai fini del calcolo della portata di progetto, il coefficiente di afflusso è stato calcolato secondo la formula seguente:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot A_i}{A_{tot}}$$

ove ϕ_i è il coefficiente di afflusso dell'area elementare A_i ed A_{tot} è la superficie complessiva del bacino. In questa maniera, il valore del coefficiente di afflusso per i bacini analizzati è dato dalla media pesata

dei coefficienti di ciascuna area elementare in cui il bacino è divisibile.

Copertura del bacino	Pendenza dei versanti	Tipo di suolo		
		Terreni Leggeri	Terreni di medio impasto	Terreni compatti
Boschi	> 10%	0.13	0.18	0.25
	< 10%	0.16	0.21	0.36
Pascoli	> 10%	0.16	0.36	0.56
	< 10%	0.22	0.42	0.62
Colture agrarie	> 10%	0.40	0.60	0.70
	< 10%	0.52	0.72	0.82

Tabella 4: Valori del coefficiente ϕ del metodo laminazione per diversi tipi di superficie, in funzione della tipologia di suolo e della copertura del bacino (Benini, 1990 e Ferro, 2006)

- IL CALCOLO DELLE PORTATE

Per ciascun bacino, i valori delle portate Q per il tempo di ritorno di interesse T , insieme agli altri parametri posti alla base del calcolo, sono riassunti nelle tabelle sottostanti.

Nello specifico, le grandezze caratteristiche poste a base dei calcoli, insieme alle rispettive U.M. sono:

- ID Bacino delle varie aree dell'impianto;
- Superficie del bacino drenante S (sia in m^2 che in ha);
- Lunghezza dell'asta principale L (in m);
- Quota massima dell'asta principale, H_{max} (m);
- Quota minima dell'asta principale, H_{min} (m);
- Dislivello geodetico tra gli estremi dell'asta, Δh (m);
- Pendenza media del percorso i (%);
- Durata dell'evento pluviometrico critico, pari al tempo di corrivazione t_c (in minuti);
- Coefficiente di afflusso ϕ ;
- Valore dell'intensità critica i_T (mm/h);
- Portata al colmo della piena, Q , (in m^3/s);

Le tabelle che seguono sono pertanto relative al calcolo della portata di progetto (relativa a ciascun bacino) causata da un evento pluviometrico critico di fissato tempo di ritorno T .

ID Bacino	Portate di Progetto			
	Superficie S		Lunghezza asta principale	Portata al colmo di piena Q
	ha	m^2	L m	m^3/s
Bacino - STAZIONE	231	2312321	2033	18.90
1	72	718490	1150	5.32

2	86	864415	470	7.99
3	28	247529	420	2.37
4	130	1301469	1150	9.64
5	48	479013	584	4.16
6	188	1876516	2096	12.09
7	104	1042662	550	7.80
8	182	1823334	1290	10.48
9	171	1714821	1368	10.86
10	284	2843606	2200	15.09

Tabella 5: Portate di progetto impianto agro-fotovoltaico TR 5

Si riporta a seguire un estratto della tavola SP19EPD023_00- Bacini_Scolanti con individuazione dei bacini scolanti con l'evidenza dei bacini oggetto di calcolo.

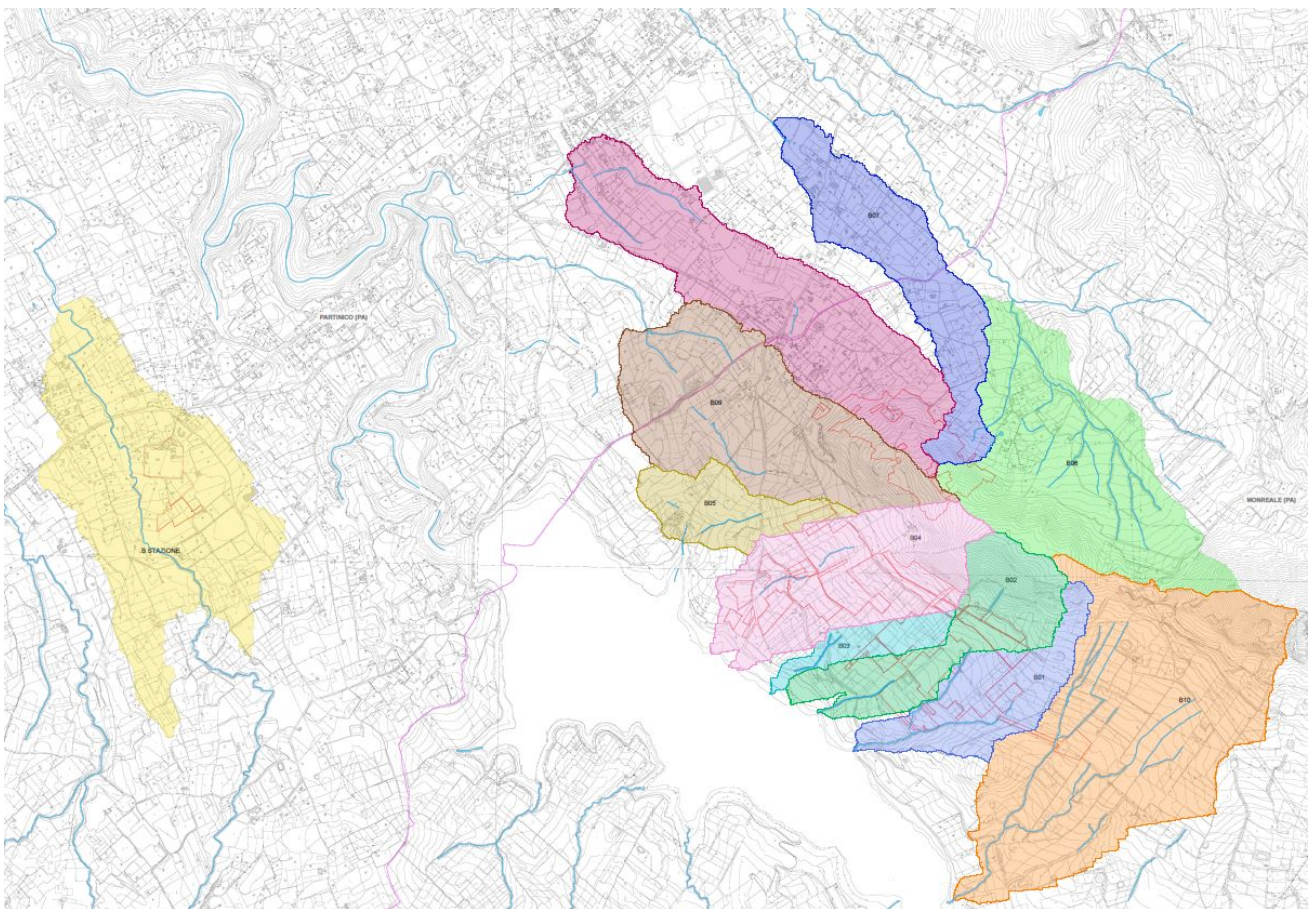


Figura 8: Indicazione Bacini Scolanti

6. VERIFICHE IDRAULICHE

Nei paragrafi a seguire verranno mostrate le fasi e le scelte progettuali delle verifiche e delle modellazioni idrauliche in moto permanente monodimensionale, quest'ultime effettuate per alcune aste del reticolo, per la definizione dei profili di corrente, durante il passaggio delle piene di progetto con tempi di ritorno 5 anni in prossimità dell'impianto agro-fotovoltaico.

6.1 Modello di calcolo utilizzato

La simulazione della propagazione dell'onda di piena lungo i tratti del bacino considerato, con conseguente ricostruzione delle aree di inondazione in prossimità dell'area di interesse, per dato tempo di ritorno, è stata effettuata in moto permanente monodimensionale con l'ausilio del software HEC-RAS 5.0.7 sviluppato dall'"Hydrologic Engineering Center" dello US Army Corps of Engineers, in ottemperanza alle procedure di "metodologia completa" dettate dal PAI.

Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti, non solo in diversi tratti del corso d'acqua, ma anche all'interno della stessa sezione (ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale).

Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte e a valle dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze; il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

- altezza nota del pelo libero;
- passaggio per l'altezza critica;
- altezza di moto uniforme (per una particolare pendenza assegnata), condizione utilizzate per le simulazioni qui esposte.
- scala delle portate.

Nello specifico il calcolo dei profili di corrente viene effettuato all'interno del software attraverso la risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia tra due sezioni consecutive, mediante un processo iterativo (standard step method), in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning.

L'analisi idraulica ha lo scopo di determinare i profili di corrente relativi ai tempi di ritorno per i quali sono state calcolate le portate di piena nell'ambito dello studio idrologico.

Tali profili sono necessari per la successiva fase di perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica, al fine di valutare le mutate condizioni di pericolosità idraulica e conseguentemente il potenziale rischio

idraulico.

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (qualsiasi variazione di sezione e/o la sua ostruzione). Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte).

In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (main channel) e le due aree golenali adiacenti (left overbank e right overbank). Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni, considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse, ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, che è stato qui condotto mediante RAS MAPPER, occorre fornire i valori di portata da inputare nelle sezioni. Nei casi di moto permanente il valore della portata Q è costante nel tempo, e sarà possibile fornire un valore di Q per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata. Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato.

I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze che servono a descrivere compiutamente il moto.

Ovviamente le stesse grandezze possono essere ricavate in forma tabellare sezione per sezione. Si attingerà a tutte queste modalità di restituzione dei risultati nel prosieguo.

I tempi di ritorno adottati nelle verifiche sono i seguenti 5 anni per la verifica dei fossi minori in prossimità del campo agro-fotovoltaico.

6.2 Modello Digitale del Terreno

Nello sviluppo della geometria è fondamentale definire il modello del terreno su cui simulare l'evento di allagamento dovuto al sormonto arginale.

Nel caso in esame si è utilizzato il DTM relativo alla base cartografica CTR n° 594130, 607010, che nello specifico ha una risoluzione 2m x 2m, messo a disposizione dal geoportale della Regione Sicilia e opportunamente rielaborato con i software GIS. Da tale file sono state estrapolate le superfici del reticolo idrografico e importate sul software HEC RAS.

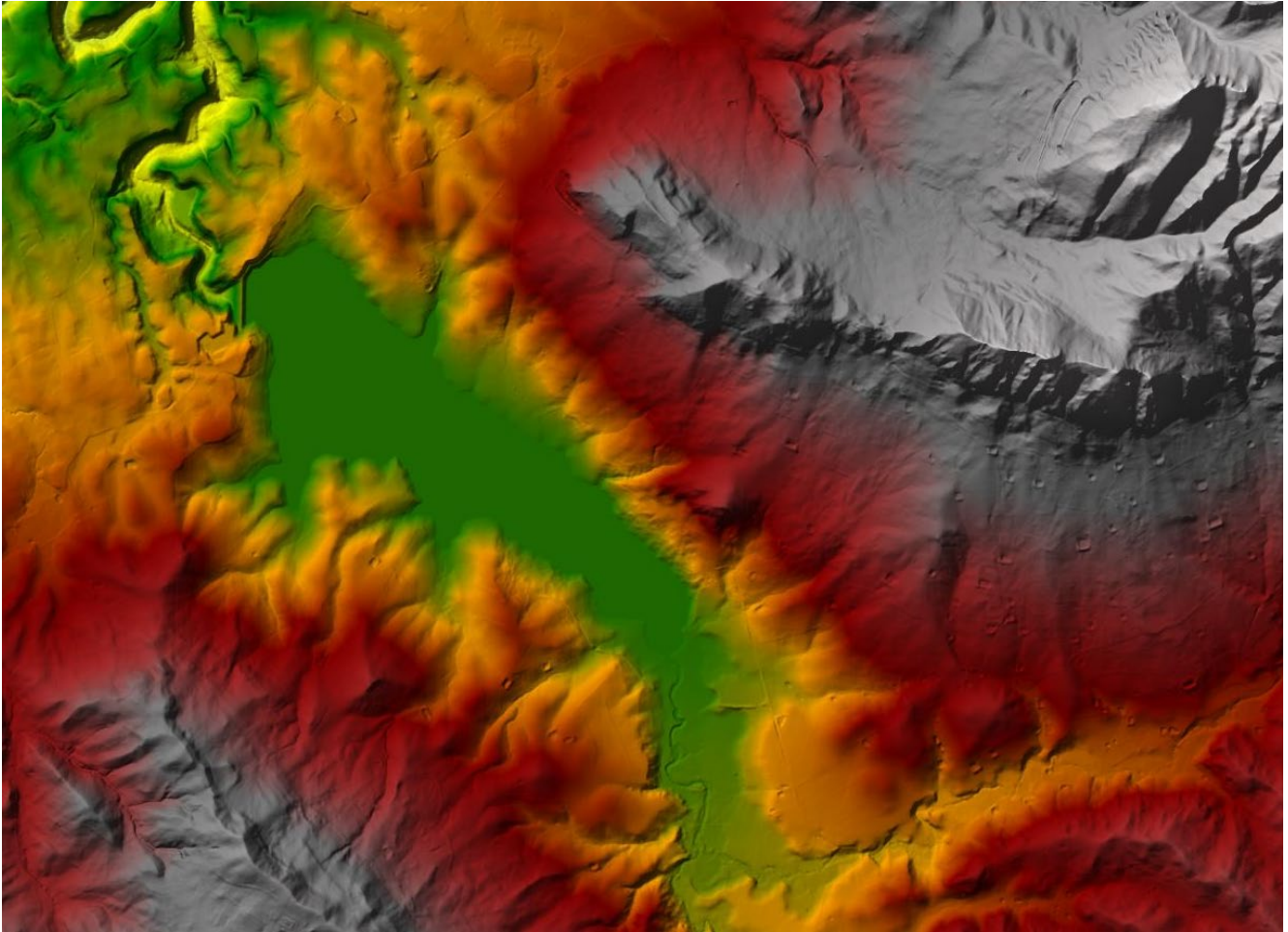


Figura 9 - Modello digitale del terreno (2m x 2m)

6.3 Impostazioni di calcolo

I primi dati da inserire nel modello utilizzato sono l'andamento planimetrico del corso d'acqua e le sezioni trasversali più significative. La scelta di queste ultime è basata sulla necessità di suddividere l'asta in tratti omogenei per caratteristiche idrauliche. Le sezioni inserite nel modello idraulico sono state opportunamente scelte per rappresentare convenientemente l'alveo e le sue variazioni lungo l'ascissa curvilinea.

L'operazione di "input" nella configurazione è consistita nell'inserimento delle sezioni trasversali e dei parametri di scabrezza. Per ciascuna sezione è stato assegnato un valore di scabrezza che tiene conto anche delle previste operazioni di manutenzione ordinaria di pulizia dell'alveo da eseguirsi annualmente, per tale motivo considerando inoltre che nella configurazione di progetto la piena risulta essere sempre contenuta nella parte incisa dell'alveo, si è adottato un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0.035. La morfologia dell'alveo, luogo deputato alla propagazione stessa, è stata desunta, come già accennato sopra, dal DEM a 2 m x 2 m della Regione Sicilia.

HEC-RAS permette di inserire 4 tipologie di condizioni al contorno:

- Stage Hydrograph;
- Flow Hydrograph;
- Rating Curve;
- Normal Depth.

L'analisi sviluppata è stata un'analisi di moto stazionario di tipo misto (mixed flow). Quali condizioni al contorno di monte e di valle si è assunto l'uguaglianza della pendenza della linea dell'energia con quella di fondo alveo, nell'ipotesi di moto uniforme in corrispondenza delle sezioni estreme a monte ed a valle. I calcoli idraulici sono stati effettuati per valori di portata corrispondenti rispettivamente ai tempi di 5 anni.

6.4 Risultati della modellazione idraulica

Di seguito sono riportati i risultati della simulazione per i diversi tempi di ritorno considerati. Le principali grandezze idrauliche relative ad ogni sezione, così come calcolate dal modello, sono invece inserite in forma tabellare.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
B01	3116	TR5	5.30	300.43	300.98	301.24	301.81	0.092595	4.05	1.31	3.95	2.24
B01	3115.6	TR5	5.30	280.89	281.27	281.47	281.96	0.101519	3.68	1.44	5.48	2.30
B01	3107	TR5	5.30	259.91	260.53	260.80	261.38	0.080554	4.08	1.30	3.37	2.10
B01-aff1	2669.1	TR5	5.30	322.03	322.45	322.70	323.33	0.134084	4.16	1.28	5.00	2.63
B01-aff1	2669	TR5	5.30	304.21	304.52	304.62	304.92	0.111097	2.87	1.98	16.50	2.25
B01-aff1	2595	TR5	5.30	286.64	287.06	287.27	287.77	0.117325	3.73	1.42	5.96	2.44
B01-aff1	2504	TR5	5.30	266.29	266.67	266.83	267.43	0.158445	4.01	1.51	11.96	2.78
B01-aff1	1986	TR5	5.30	242.21	242.62	242.84	243.52	0.160211	4.20	1.26	5.58	2.83
B10	2669.2	TR5	15.00	394.10	394.51	394.76	395.47	0.146220	4.33	3.46	13.84	2.77
B10	2660	TR5	15.00	371.95	372.28	372.52	373.15	0.151074	4.13	3.63	15.99	2.77
B10	2650	TR5	15.00	350.45	350.86	351.13	351.84	0.133679	4.39	3.42	12.93	2.68
B10	2640	TR5	15.00	329.01	329.35	329.58	330.25	0.155105	4.19	3.58	15.83	2.80
B10-aff1	2669	TR5	15.00	369.47	369.93	370.20	371.29	0.145615	5.25	3.08	13.41	2.89
B10-aff1	2660	TR5	15.00	347.74	348.12	348.39	349.25	0.158018	4.71	3.18	11.86	2.91
B10-aff1	2610	TR5	15.00	330.50	330.92	331.27	332.12	0.126266	5.01	3.16	10.33	2.71
B10-aff1	2570	TR5	15.00	319.83	320.41	320.82	321.82	0.152772	5.27	2.85	8.71	2.94
B10-bis	2669.1	TR5	15.00	299.73	300.13	300.60	303.54	0.500980	8.18	1.84	7.17	5.13
B10-bis	2669	TR5	15.00	283.06	283.80	284.07	284.66	0.056239	4.13	3.71	8.59	1.89
B10-bis	2515	TR5	15.00	261.63	262.04	262.51	265.14	0.449245	7.80	1.92	7.34	4.86
B10-bis	2504	TR5	15.00	244.04	244.56	244.77	245.19	0.059581	3.54	4.38	14.39	1.87
B10-aff2	2679	TR5	15.00	309.66	309.94	309.94	309.97	0.001880	0.34	19.70	42.78	0.29
B10-aff2	2669	TR5	15.00	300.80	298.00	298.00	298.14	0.018753		9.01	32.24	0.00
B10-aff2	2663	TR5	15.00	286.14	286.67	287.02	290.11	0.430071	8.22	1.82	6.17	4.83
B10-aff2	2504.3	TR5	15.00	266.49	267.19	267.46	268.21	0.069322	4.49	3.39	7.93	2.09
B10-aff2	2504	TR5	15.00	246.78	247.18	247.47	248.89	0.313655	6.20	2.80	17.25	4.02
B02	3116	TR5	8.00	272.43	272.86	273.14	273.91	0.126307	4.54	1.76	5.78	2.62
B02	3115.6	TR5	8.00	239.92	240.50	241.03	242.10	0.136355	5.59	1.43	3.36	2.74
B02	3113	TR5	8.00	202.99	203.72	204.13	205.08	0.108382	5.18	1.55	3.40	2.45
B03	3116	TR5	2.40	252.06	252.27	252.40	252.73	0.134569	3.00	0.80	5.19	2.44
B03	3115.6	TR5	2.40	218.24	218.54	218.74	219.34	0.173963	3.95	0.61	3.07	2.84
B03	3111	TR5	2.40	201.02	201.35	201.48	201.74	0.073532	2.76	0.87	4.01	1.89
B04	1363	TR5	10.00	305.49	306.06	306.48	307.71	0.149549	5.69	1.76	4.54	2.92
B04	1362	TR5	10.00	275.70	276.18	276.67	278.05	0.180920	6.07	1.65	4.19	3.09
B04	1360	TR5	10.00	253.04	253.73	254.12	255.18	0.118295	5.46	1.95	5.66	2.66
B04	1358	TR5	10.00	222.84	223.42	223.82	225.12	0.181239	5.76	1.73	5.16	3.17
B01-bis	3105	TR5	5.30	221.34	221.97	222.40	224.32	0.313330	6.78	0.78	2.46	3.84
B01-bis	1267	TR5	5.30	210.22	210.56	210.63	210.83	0.034361	2.29	2.34	8.51	1.37
B10-fin	1519	TR5	15.00	219.37	219.71	219.91	220.48	0.124593	4.10	4.06	20.54	2.57
B10-fin	1377.5	TR5	15.00	210.18	210.72	210.88	211.22	0.036264	3.18	4.95	13.34	1.52
B10-fin	1377	TR5	15.00	199.76	200.19	200.48	201.46	0.146001	5.13	3.15	12.68	2.88
B05	248.8	TR5	4.20	235.20	235.41	235.50	235.71	0.107325	2.44	1.72	12.89	2.13
B05	239	TR5	4.20	218.74	219.08	219.16	219.36	0.110661	2.34	1.80	14.73	2.13
B05	10	TR5	4.20	203.12	203.34	203.45	203.68	0.098768	2.58	1.63	10.54	2.10
Bacino_Stazione	1363	TR5	19.00	206.76	206.80	206.91	207.26	0.017948	0.30	6.32	11.39	0.71
Bacino_Stazione	1301	TR5	19.00	203.13	204.33	204.43	204.79	0.015139	3.10	6.37	10.02	1.20
Bacino_Stazione	1235	TR5	19.00	202.10	201.69	201.75	201.94	0.023387		8.71	31.04	0.00
Bacino_Stazione	1044	TR5	19.00	198.30	198.64	198.67	198.81	0.018451	1.53	10.47	42.11	1.10
Bacino_Stazione	692	TR5	19.00	196.22	196.47	196.48	196.57	0.012108	1.24	14.08	76.31	0.89
Bacino_Stazione	205	TR5	19.00	192.30	193.52	193.68	194.07	0.023311	3.31	5.74	10.58	1.44
Bacino_Stazione	176	TR5	19.00	189.34	190.54	190.65	191.02	0.017680	3.06	6.22	10.42	1.26
Bacino_Stazione	172	TR5	19.00	186.39	187.75	187.88	188.31	0.018280	3.34	5.70	8.41	1.29
Bacino_Stazione	170.98	TR5	19.00	184.92	185.93	185.90	186.02	0.011836	1.36	14.01	61.10	0.90

Bacino_Stazione	161	TR5	19.00	183.52	183.93	183.93	184.06	0.014536	1.55	12.27	51.22	1.01
Bacino_Stazione	32.04	TR5	19.00	180.07	180.63	180.72	180.89	0.032958	2.27	8.38	36.26	1.50
Bacino_Stazione	32	TR5	19.00	177.21	177.76	177.77	177.95	0.013294	1.91	9.94	28.17	1.03
Bacino_Stazione	0	TR5	19.00	174.41	175.30	175.38	175.66	0.017424	2.64	7.19	15.25	1.23

Tabella 6 – Dati idraulici e geometrici sulle sezioni dell'impianto agro-fotovoltaico

L'output del modello del campo agro-fotovoltaico è di tipo grafico e riporta le aree di inondazione in seguito ad evento di piena con tempo di ritorno fissato pari a T= 5 anni (Figure 10a e 10b).

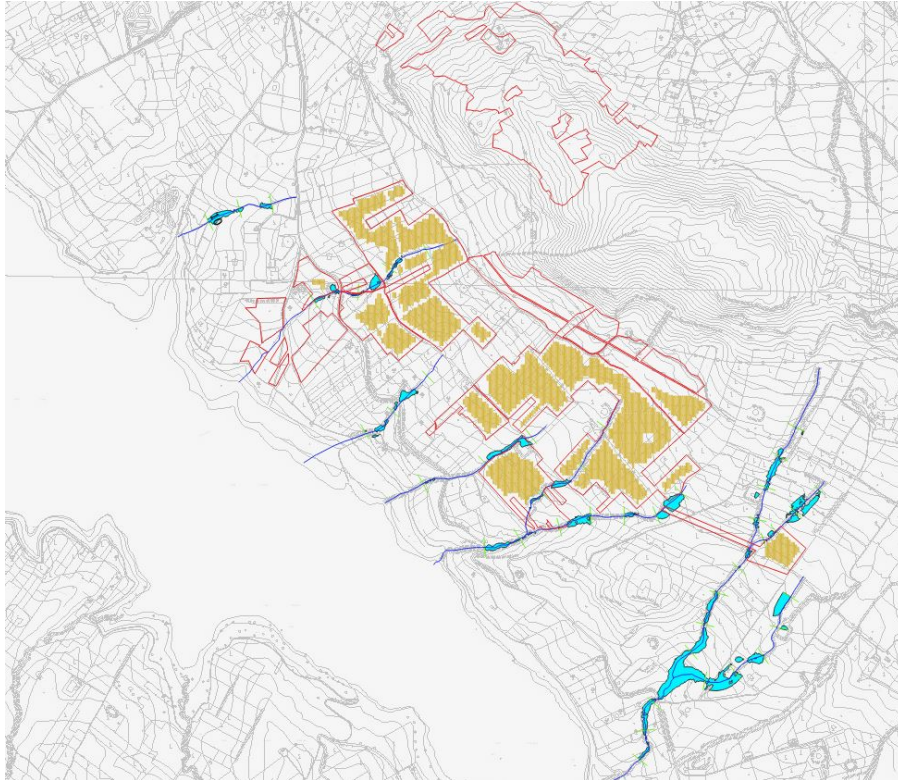


Figura 10a - Individuazione zone di inondazione con sovrapposizione dell'area di interesse impianto fotovoltaico

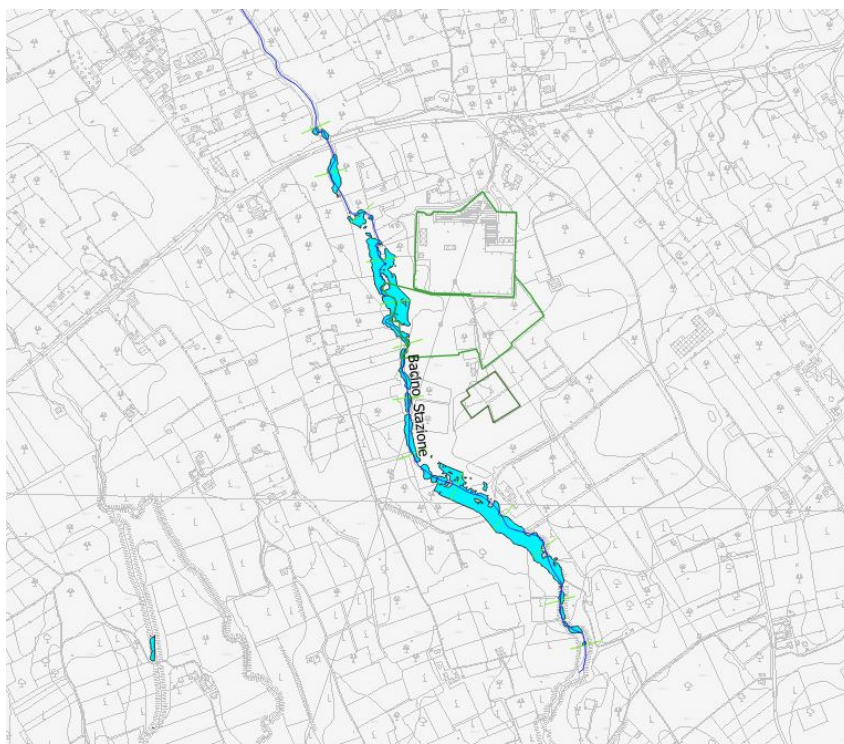


Figura 10b - Individuazione zone di inondazione con sovrapposizione dell'area di interesse Stazione Utente

Nella figura 11 si riporta un dettaglio di zona di inondazione di un affluente interno al campo agro-fotovoltaico e il distanziamento di 10 metri dalla superficie di allagamento.

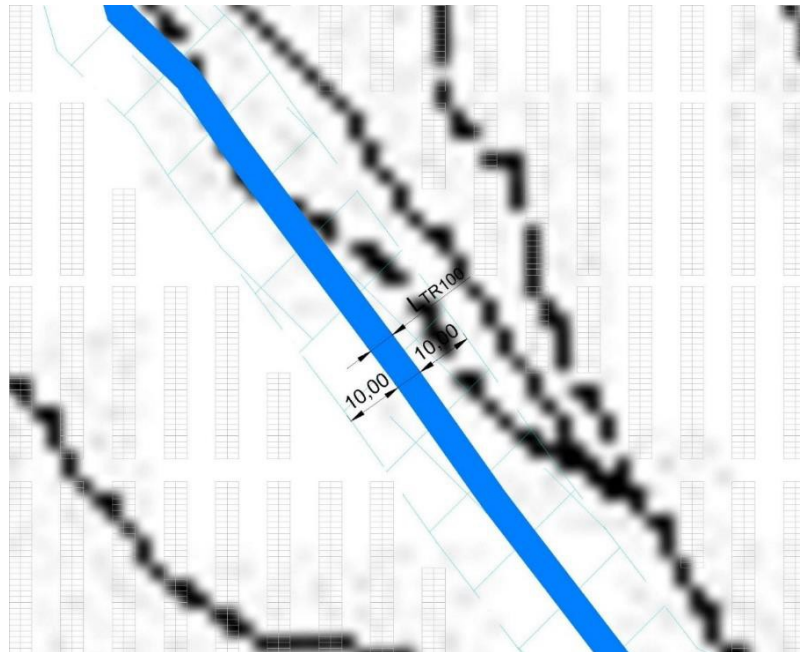


Figura 11 - Particolare zone di inondazione con sovrapposizione dell'area di interesse – Impianto fotovoltaico

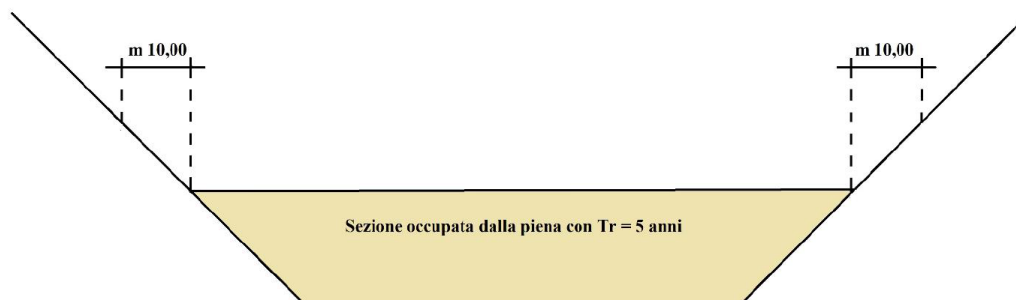


Figura 12 - Particolare sezione idraulica - DSG 119/2022

Dai risultati si evince che gli impianti fotovoltaici in progetto saranno realizzati in aree non ricadenti con le zone di inondazione così calcolate e comunque distanziati almeno 10 m della superficie di allagamento, in modo tale da assicurare la distanza di rispetto dai canali fluviali.

7. CONCLUSIONI - COMPATIBILITA' IDRAULICA

Alla luce delle verifiche effettuate ed in seguito al calcolo idrologico e alla simulazione idraulica, è possibile concludere che gli affluenti non comportano situazioni di rischio per le opere in progetto. È possibile concludere inoltre che:

- le opere in progetto, secondo le Norme del PAI, rientrano fra quelle consentite, data la valutazione di rischio nullo ad esse associato e dall'analisi degli effetti indotti sulle aree limitrofe;
- l'impatto delle opere da realizzare sull'attuale assetto idraulico nelle zone limitrofe a monte e a valle non determina una variazione delle attuali nulle condizioni del rischio d'inondazione;
- Le aree di inondazione, in seguito ad evento di piena corrispondente ai tempi di ritorno considerati, non rientrano all'interno dell'area oggetto di studio, non si sovrappongono con l'area destinata all'ubicazione della stazione utente e dell'impianto agro-fotovoltaico.

8. ATTRAVERSAMENTI DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Obiettivo del presente studio è anche quello di individuare la migliore modalità per la realizzazione dei cavidotti, evidenziati nei punti indicati nella Tav. SP19EPD020_00 (in corrispondenza delle interferenze del reticolo idrografico).

Al fine di evitare la realizzazione di opere che possano alterare la sicurezza idraulica post-operam, tutti gli attraversamenti verranno realizzati con la tecnica del *no dig*.

Nel dettaglio, in corrispondenza delle interferenze del reticolo idrografico prima indicate, l'attraversamento avverrà ad una profondità maggiore di 3,00 m dal punto depresso del terreno in prossimità del reticolo idrografico. Valore ottenuto a seguito del calcolo dell'erosione effettuato prendendo in considerazione il reticolo idrografico con le portate più significative.

A seguire si restituiscono alcuni schemi semplificativi della NO-DIG (Figura 13).

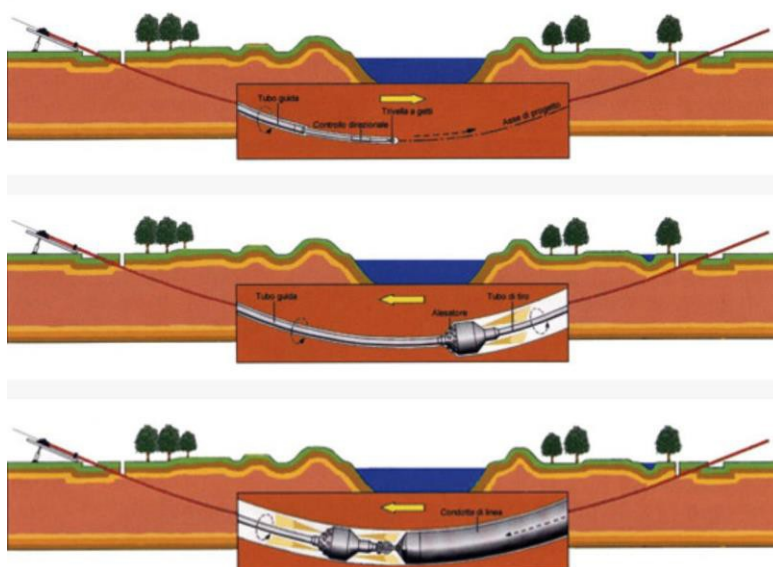


Figura 13 - Operazioni di scavo direzionali con NO-DIG

8.1 Calcolo erosione

In generale, la corrente idrica esercita un'azione di trascinamento sui grani di materiale disposti sul contorno bagnato e, se questi non sono sufficientemente stabili, li sposta ossia, erode il letto fluviale mobile. L'erosione può provocare l'abbassamento del letto e/o il crollo delle sponde con allargamento e spostamento dell'alveo.

Il calcolo dell'erosione è stato eseguito per i seguenti reticoli per i quali si hanno le portate più significative:

Codice Interferenza	Tipologia Alveo	parte opera che interferisce
---------------------	-----------------	------------------------------

Interferenza 2	Canale rinvenuto da carta CTR scala 1:10000	cavidotto esterno interrato
----------------	---	-----------------------------

Per le valutazioni più speditive si può ricavare la profondità di erosione ($H_{\text{dilavamento}}$) come differenza tra il tirante d'acqua h antecedente alla erosione e il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto:

$$H_{\text{dilavamento}} = h_e - h$$

dove:

h_e : tirante successivo all'erosione (calcolato con le formule empiriche di Blench)

h : tirante antecedente all'erosione.

Il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto si ricava da formule del tutto empiriche e senza giustificazione teorica, dall'equilibrio dei canali a regime.

La formula di Blench propone:

$$h_e = 0,379 q^{2/3} d_{50}^{-1/6} \text{ per sabbia e limo, con } 6 \cdot 10^{-5} < d_{50}(m) < 0,002$$

$$h_e = 0,692 q^{2/3} d_{50}^{-1/12} \text{ per sabbia e ghiaia con } 0,002 < d_{50}(m)$$

Per il calcolo di "q" si utilizza il tirante e velocità forniti dal modello idraulico lungo le sezioni stesse. Si valuta a seguire il fenomeno per l'interferenza 1.

Si è assunto, in maniera cautelativa, che detti valori massimi, misurati in corrispondenza delle sezioni di attraversamento prossime all'interferenza, possano definire le suddette portate per unità di larghezza del canale q se li si considera rappresentativi per tutta la sezione stessa, fissando, in questo modo, una sezione rettangolare per gli alvei. Questa posizione è, di fatto, ampiamente cautelativa in quanto in una sezione mistilinea i valori di tirante e velocità variano dai valori massimi adottati fino a quelli molto più modesti che si ritrovano lungo i bordi delle aree allagabili.

Erosione Interferenza 2:

Tirante: $h = 1,43$ m

Velocità = 3,34 m/sec

$d_{50} = 0,002$ (sabbie e limi)

Portata unitaria $q = 3,27$ m²/sec

$h_e = 2,39$ m

$H_{\text{dilavamento}} = 2,39 - 1,43 = 0,96$ m

Per quanto appena esposto il cavidotto interrato MT in corrispondenza degli attraversamenti verrà realizzato con tecnica NO-DIG; per tali tratti la profondità di posa di 3,00 m il cavidotto non potrà essere

interessato da fenomeni erosivi.

9. INVARIANZA IDRAULICA

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate, o comunque interessate da un progetto ove sia prevista una modifica alla permeabilità del suolo, nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione o alle opere di che trattasi.

In base a tale principio si richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene. In altre parole, e in maniera più sintetica questo principio è volto a mantenere le condizioni di naturalità del bacino idrografico. Sia ben inteso che le condizioni di riferimento sono le portate naturali al picco che attraversano una sezione di chiusura di un bacino per assegnato tempo di ritorno.

Lo scopo del presente capitolo è quello di verificare che gli interventi di trasformazione territoriale, per tramite della realizzazione di opportune misure di compensazione opportunamente dimensionate, non alterino la risposta idraulica del bacino oggetto dell'intervento, tenendo conto degli indirizzi tecnici per la progettazione di misure di invarianza idraulica e idrologica contenuti nel D.D.G. 102/2021.

La procedura per il calcolo dell'invarianza idraulica, descritta nel D.D.G. 102/2021, consiste nei passi descritti nel seguito:

- i. Preliminare valutazione della possibilità di limitare l'impermeabilizzazione del suolo preferendo, per quanto possibile, volumetrie edilizie che si sviluppano in altezza e sistemazioni permeabili delle aree scoperte possibilmente a verde;
- ii. Determinazione dei coefficienti di deflusso e delle portate ante operam e post operam;
- iii. Stima del volume delle acque defluenti da superfici potenzialmente non inquinate (escluse quindi strade, parcheggi, piazzali, aree di servizio e di movimentazione merci pericolose, ecc.) e del reale fabbisogno idrico per il riuso locale compatibile (innaffiamento aree a verde, lavaggio aree esterne, riserva antincendio, ecc.).
- iv. Definizione della portata da accumulare, laminare e/o infiltrare che, per il principio di invarianza idraulica, dovrà essere uguale alla differenza tra la portata post operam e quella ante operam. Si verificherà, dunque, che la portata massima al collettore pubblico o nel corpo idrico ricettore non aumenti per effetto della realizzazione delle opere in progetto;
- v. Determinazione del volume di laminazione necessario a compensare l'aumento di

impermeabilizzazione del suolo; in alternativa o in aggiunta al volume di laminazione, si potrà valutare il volume di infiltrazione nel suolo;

- vi. Individuazione della soluzione tecnica attraverso cui ottenere il volume d'invaso (laminazione) e il diametro della tubazione di scarico (strozzatura di controllo); determinazione della soluzione tecnica per realizzare l'infiltrazione nel suolo;
- vii. Determinazione e verifica della portata rilasciata dalla vasca di laminazione e/o infiltrata nel suolo.

Lo studio idrologico e idraulico delle aree interessate dalle opere del progetto fotovoltaico ha messo a confronto lo scenario ante-operam e quello post-operam, come richiesto dal D.D.G. 102/2021, analizzando il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione invarianza idraulica, delle variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione delle variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

Nell'analisi dell'invarianza idraulica relativa alla stazione di trasformazione si è tenuto conto della variazione di capacità di infiltrazione dei terreni dovuti alla realizzazione di infrastrutture incrementando per la superficie dell'area di intervento (a favore di sicurezza) il coefficiente di deflusso pari ad 1. Successivamente è stato effettuato un confronto tra le portate al colmo defluenti sulle aree oggetto di studio in condizioni ante e post-operam, come previsto dalla normativa.

9.1 Studio Invarianza Idraulica - Stazione utente

L'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione contribuiscono in modo determinante all'incremento del coefficiente di deflusso delle aree trasformate.

Per queste trasformazioni dell'uso del suolo che provocano una variazione di permeabilità superficiale si prevedono misure compensative volte a mantenere costanti le portate di assegnato tempo di ritorno secondo il principio dell'invarianza idraulica.

Giova, ai fini dei calcoli idrologici di seguito illustrati, distinguere una situazione ex ante (cioè prima della realizzazione delle opere) ed ex post (cioè dopo la realizzazione delle opere). Le due situazioni individuano in ogni punto del bacino in esame un diverso coefficiente di afflusso, prima e dopo la realizzazione delle opere.

Attualmente l'area di intervento non risulta edificata e/o pavimentata e quindi il coefficiente di afflusso è ricavabile dall'uso del suolo e dalle caratteristiche dei terreni.

Le opere di progetto interessano una parte del bacino idrografico su cui insiste l'opera stessa. In corrispondenza dell'opera si induce una modifica del coefficiente di afflusso, incrementato all'unità, in

ragione della piena impermeabilità indotta. In vero però la maggior parte del bacino non è interessata da impermeabilizzazioni di sorta e di questo va opportunamente tenuto conto.

Per le considerazioni di cui sopra, il calcolo della portata di progetto per le eventuali opere di compenso e i corrispondenti volumi, è stato effettuato calcolando il coefficiente di deflusso nello stato attuale (ϕ_a) e nello stato post-intervento (ϕ_p) con riferimento all'intero bacino drenato.

9.2 Stima dei volumi di compenso ai fini dell'invarianza idraulica

Considerato lo stato di fatto dei luoghi e il futuro assetto di progetto, il calcolo del coefficiente di deflusso è stato effettuato in funzione anche dell'aliquota di superficie impermeabile presente nei bacini oggetto di studio (A_{imp}) e assumendo come valore quello medio ponderato sull'area:

$$\varphi = \frac{(\varphi_{perm} \cdot A_{perm}) + (\varphi_{imp} \cdot A_{imp})}{A_{tot}}$$

Dove

- A_{perm} è l'aliquota di area permeabile;
- A_{imp} è l'aliquota di area impermeabile.

Per quanto riguarda la variazione di capacità di infiltrazione dei terreni dovuti alla realizzazione di infrastrutture si stima che la superficie dell'area di intervento è pari a circa 11.000 m², ove si suppone, a favore di sicurezza di incrementare il coefficiente di afflusso ad uno.

Considerando l'evento piovoso con tempo di ritorno di 50 anni, si determinerebbe un incremento dei deflussi superficiali pari a 0,11 m³/sec. Tale incremento è legato alla impermeabilizzazione di una piccola parte del bacino sotteso e, matematicamente, all'incremento, in vero di modesta entità, del coefficiente di afflusso a scala di bacino.

Si osservi anche che le opere di che trattasi non insistono esattamente sulla sezione di chiusura del bacino, per cui le portate in aggiunta, nel transito in rete idrografica avrebbero tempo e modo di infiltrarsi. Purtroppo, a favore di sicurezza, si è ritenuto opportuno attuare delle misure di mitigazione progettate al fine di rispettare il principio di invarianza idraulica mediante detenzione dei volumi.

Il calcolo del volume da assegnare alle opere di detenzione, in linea teorica, è ottenibile tramite il calcolo della differenza degli idrogrammi di piena nella situazione ex post e quello ex ante. Le due curve, come è ben noto in letteratura, oltre a mostrare una differenza nell'intensità del picco, presentano uno shift temporale: la curva ex post infatti anticipa il picco, come illustrato in figura 14.

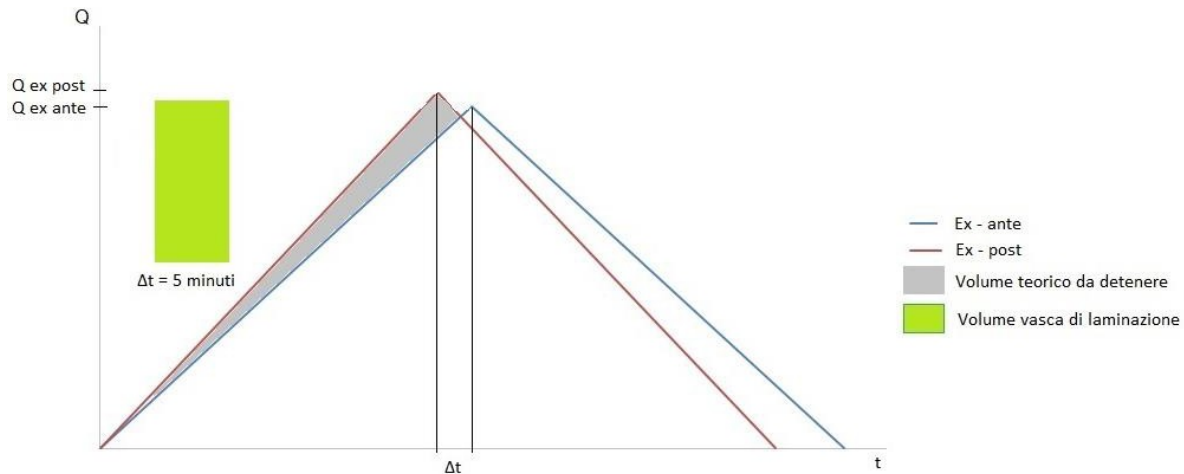


Figura 14 – Idrogramma di piena ex ante ed ex post

Nel caso in esame, l'anticipo è di qualche secondo (rappresenta, a conti fatti, una frazione del tempo di corrivazione del bacino).

Sempre a favore di sicurezza però, il calcolo del volume da assegnare all'opera di detenzione è stato ottenuto moltiplicando la differenza di portata per un tempo di 5 minuti, abbondantemente superiore alla distanza temporale tra i due picchi di piena. Il calcolo porge un volume di detenzione pari al circa 33 m³.

Data l'intenzione di conservare lo stato naturale del recapito finale attualmente in esercizio, senza variazioni di quantità delle portate dal sito di intervento, si ritiene ragionevole installare una vasca di laminazione il cui ruolo principale è quello di detenere temporaneamente l'eccesso delle acque di piena. Le acque temporaneamente stoccate vengono poi restituite a valle, quando è passato il colmo dell'onda di piena (Figura 14).

Sarà previsto, dunque, un drenaggio delle acque meteoriche all'interno dell'area della stazione con un sistema di caditoie puntuali e tubazioni in PVC che, captati i deflussi meteorici li convoglierà alla vasca.

CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA ALLO SCARICO E STROZZATURA DI CONTROLLO

L'obiettivo progettuale è di limitare il coefficiente udometrico post-intervento a 20 l/s*ha, pari a quello per le aree agricole ante-operam passate da permeabili ad impermeabili. Risulta dunque necessario verificare l'efficacia idraulica della tubazione terminale di scarico dalla vasca di laminazione verso il fosso recettore (strozzatura di controllo).

Considerando che la superficie dell'area di intervento è pari a circa 11.000 mq, il valore limite da non superare allo scarico nel ricettore finale risulta essere:

$$Q_{\max} = 20 \cdot 11.000 / 10.000 = 22 \text{ l/s}$$

determinato dal fatto che allo stato ante operam l'area oggetto di studio era permeabile e contribuiva quindi per 20 l/s*ha; dunque, deve essere garantito dalla "strozzatura di controllo" terminale.

Per la determinazione della portata smaltibile è possibile considerare un funzionamento a battente e sbocco libero, per il quale si utilizza la seguente formula:

$$Q = \mu A \sqrt{2gh}$$

Q = portata

$\mu = 0.6$

$g = 9,8 \text{ m/s}^2$ accelerazione di gravità

h = battente



Considerando che la vasca di laminazione prevista avrà dimensioni 4 m X 2,5 m ed una altezza di 2,5 m, si prevede l'inserimento di 2 vasche della capacità complessiva di 42 m³, superiore al valore calcolato di 33 m³. Adottando un battente di 0,7 m e una tubazione in PVC DN110 per la strozzatura in uscita dalla vasca di laminazione, si ottiene una portata massima di 18,8 l/s, leggermente inferiore a quella massima ammissibile pari a 22 l/s.

Tenendo conto, inoltre, che il volume della vasca è superiore rispetto al volume calcolato ai fini dell'invarianza, in condizioni di normale funzionamento del sistema, anche per eventi particolarmente intensi, il battente risulterà inferiore e di conseguenza calerà la portata in uscita verso il fosse recettore.

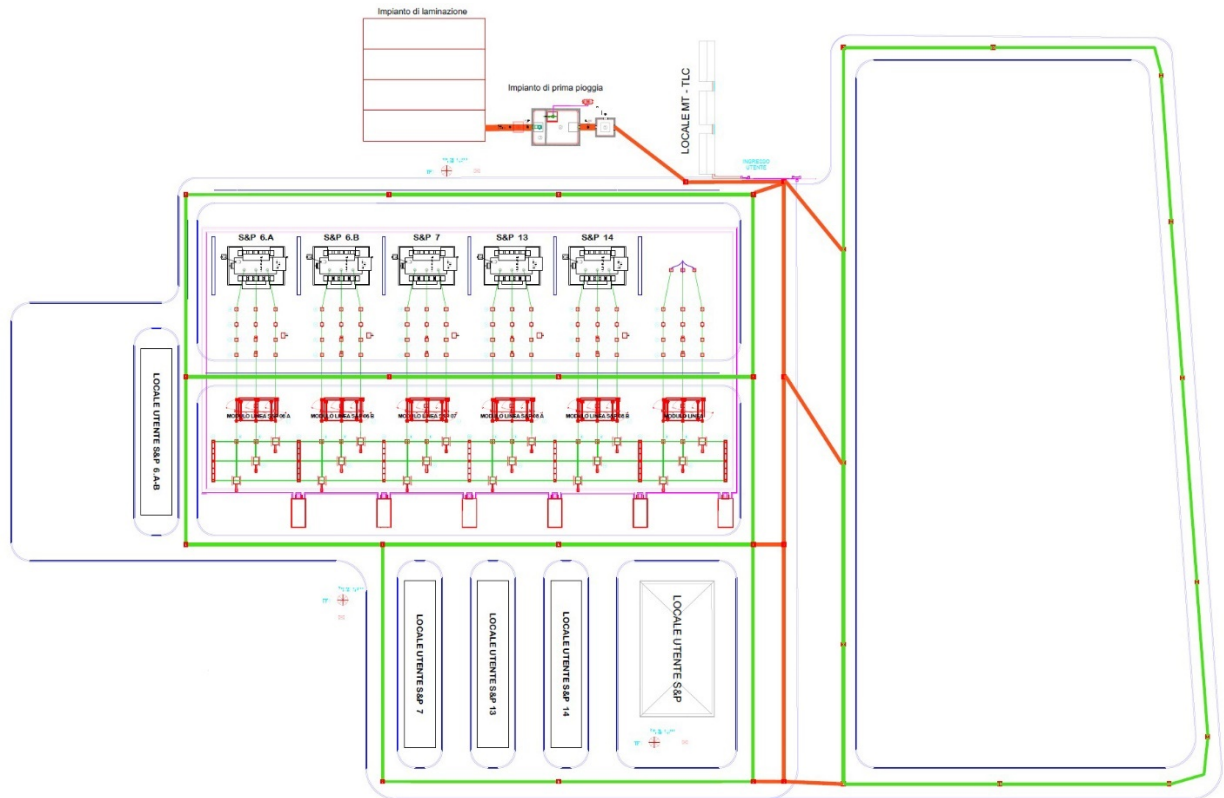


Figura 15 - Stazione - utente

9.3 Studio Invarianza Idraulica – Impianto Agro-Fotovoltaico

L'impermeabilizzazione delle superfici contribuisce in modo determinante all'incremento del coefficiente di deflusso ed al conseguente aumento del coefficiente udometrico delle aree trasformate.

Nel seguente paragrafo verranno analizzate tutte le possibili misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico secondo il principio dell'"invarianza idraulica".

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti udometrici ante opera relativi alle aree di impianto suddivisi per bacino di appartenenza:

Bacino	Coefficiente udometrico (l/s*ha)
B1	74
B2	93
B3	96
B4	74
B5	87

B6	64
B7	75
B8	58
B9	63
B10	53

Tabella 7 – Coefficienti udometrici ante opera

L'installazione di pannelli fotovoltaici all'interno dell'area in questione è tale da non presentare alterazioni alla permeabilità del suolo. Allo stesso tempo, è bene ribadirlo, le opere non inducono immissione di scarichi di nessun tipo, né di natura civile, né industriale.

All'interno dell'area oggetto di intervento si ritiene rispettato il principio di invarianza idraulica, tale affermazione è giustificata dal fatto che i pannelli scaricano la pioggia sul terreno sottostante che rimane permeabile come nella situazione attuale.

Si aggiunga che i pannelli ruotano nel corso della giornata quindi le superfici scolanti restituiscono le acque meteoriche non sempre sullo stesso punto. Questa considerazione fugge anche l'eventuale preoccupazione, lecita solo nel caso di pannelli fissi, che gli scarichi continui potrebbero indurre innaturali saturazioni localizzate del suolo.

Sarà comunque previsto un drenaggio delle acque meteoriche all'interno dell'area dell'impianto mediante un sistema di scoline a cielo aperto che, captati i deflussi meteorici li convoglierà alle vasche di laminazione e successivamente nel recettore finale esistente.

Il principio dell'invarianza idraulica può considerarsi rispettato ma, in via cautelativa, si è proceduto così come per la stazione utente, al dimensionamento di un sistema di accumulo e smaltimento delle acque da laminare.

9.4 Stima dei volumi di compenso vasche di laminazione - Impianto agro-fotovoltaico

Per le aree destinate all'installazione dei pannelli può essere fatto un ragionamento analogo a quanto effettuato per l'area della stazione utente.

Per quanto riguarda la variazione di capacità di infiltrazione dei terreni dovuti all'installazione dei pannelli fotovoltaici sono state calcolate le superfici occupate, ove si suppone, a favore di sicurezza di incrementare il coefficiente di afflusso ad uno.

Considerando l'evento piovoso con tempo di ritorno di 50 anni, sono stati calcolati gli incrementi dei deflussi superficiali. Tale incremento, si veda Tabella 8, è legato alla impermeabilizzazione di una piccola parte del bacino sotteso e all'incremento, di modesta entità, del coefficiente di afflusso a scala di

bacino.

Si ribadisce anche che le opere di che trattasi non insistono esattamente sulla sezione di chiusura del bacino, per cui le portate in aggiunta, nel transito in rete idrografica avrebbero tempo e modo di infiltrarsi. Purtuttavia, a favore di sicurezza, si è ritenuto opportuno realizzare ulteriori misure di mitigazione, oltre a quelle citate nel paragrafo precedente, al fine di rispettare il principio di invarianza idraulica mediante detenzione dei volumi.

Il calcolo del volume da assegnare alle opere di detenzione è stato calcolato dalla differenza degli idrogrammi di piena nella situazione ex post e quello ex ante, considerando che le due curve, oltre a mostrare una differenza nell'intensità del picco, presentano uno shift temporale.

Nel caso in esame, l'anticipo è dell'ordine del minuto che rappresenta una frazione del tempo di corrivazione del bacino.

Sempre a favore di sicurezza però, il calcolo del volume da assegnare all'opera di detenzione è stato ottenuto moltiplicando la differenza di portata per un tempo di 5 minuti, abbondantemente superiore alla distanza temporale tra i due picchi di piena. Il calcolo porge i volumi di detenzione riportati nella seguente tabella.

Bacino	Superficie impermeabilizzata (m ²)	Variazione di portata (m ³ /s)	Volume da laminare (m ³)
B1	49795	0.23	68.9
B2	35332	0.21	62.8
B3	38741	0.21	64.1
B4	72834	0.34	102.2
B5	8494	0.05	14.5
B6	0	0.00	0
B7	0	0.00	0
B8	0	0.00	0
B9	0	0.00	0
B10	6818	0.04	10.8

Tabella 8 – Tabella riassuntiva dei volumi di laminazione

Data l'intenzione di conservare lo stato naturale del recapito finale attualmente in esercizio, senza variazioni di quantità delle portate dal sito di intervento, si ritiene ragionevole installare delle vasche di laminazione di dimensioni 2,5 m X 4 m ed una altezza di 2,5 m ed una capacità di 21 m³ ciascuna, il

cui ruolo principale è quello di detenere temporaneamente l'eccesso delle acque di piena. Le acque temporaneamente stoccate vengono poi restituite a valle, quando è passato il colmo dell'onda di piena. Il sistema di scarico nei corpi idrici recettori sarà costituito da collettori in PVC SN8, con diametri variabili da DN 110 a DN 125, denominati "strozzatura", con pendenza verso il corpo idrico recettore, limitando il deflusso delle acque verso il corpo idrico stesso. La strozzatura di progetto sarà in grado di convogliare la massima portata scaricabile in un corpo idrico superficiale, individuata tramite le indicazioni fornite dal D.D.G. n. 102/2021, che prescrive 20 l/s per ettaro di superficie impermeabile.

La portata massima scolante Q_{max} è stata calcolata, utilizzando la stessa procedura descritta nel paragrafo 9.1.

La verifica del tempo di svuotamento della vasca è stata eseguita attraverso il metodo delle differenze finite, suddividendo il tempo di analisi in intervalli temporali di un minuto ad ogni intervallo corrispondono delle variazioni finite del volume contenuto nella vasca, del battente e della portata uscente. Al termine del procedimento il tempo di svuotamento delle vasche può essere stimato a circa 1,5 ore, valore ampiamente inferiore alle 48 ore previste dal D.D.G. n. 102/2021.

Ipotizzando però un rilascio più graduale, garantendo comunque le prescrizioni del D.D.G. n. 102/2021 (svuotamento in 48 ore da fine precipitazioni), nel periodo intercorrente tra la fine del fenomeno atmosferico ed il termine stabilito per l'ottenimento della vasca vuota, diminuirà lo scarico medio nel ricettore finale ed evitando, quindi, eventuali fenomeni di sovraccarico o sovrappressione ed un miglior funzionamento idraulico sia della rete di scarico, sia del ricettore stesso.

Tenendo conto, inoltre, che i volumi delle vasche sono superiori rispetto a quelli calcolati ai fini dell'invarianza, in condizioni di normale funzionamento del sistema, anche per eventi particolarmente intensi, il battente risulterà inferiore e di conseguenza calerà la portata in uscita verso il fosso recettore. La portata in uscita, quindi, sarà conferita nell'esistente rete con recapito in corso d'acqua superficiale, senza configurare nuovi scarichi.

La regolazione dello scarico, nelle circostanze in cui la posizione dell'invaso di laminazione, risulta essere più bassa rispetto al recapito finale esistente, sarà garantita da una pompa ad immersione con taratura a portata costante, garantendo il rispetto dei limiti delle portate scaricate in ottemperanza alle prescrizioni del D.D.G. n. 102/2021.

Sono stati identificati i punti di recapito finale delle acque raccolte e verificate le velocità massime raggiunte nei punti di sbocco. Considerato che le velocità risultano essere inferiori a 1 m/s, pur non ritenendosi necessario la collocazione di manufatti per la dissipazione dell'energia, in via cautelativa viene prevista la realizzazione di una protezione in geotessuto in corrispondenza di ogni punto di

sbocco, come da elaborato allegato al progetto "Drenaggi impianto" SP19EPD025_00.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei punti di immissione.

PUNTO DI IMMISSIONE	DIAMETRO TUBO IMMISSIONE (mm)	PORTATA IN USCITA DALLA VASCA (l/s)
I1	110	12
I2	110	16
I3	110	16
I4	125	28
I5	125	28
I6	125	28
I7	125	28
I8	125	20
I9	110	9
I10	125	22
I11	125	20
I12	125	20
I13	125	20
I14	125	20
I15	125	20
I16	110	16
I17	125	20

10. SISTEMA DI DRENAGGIO – IMPIANTO FOTOVOLTAICO

Sulla scorta di quanto sopra descritto, sono state inserite alcune semplici opere di drenaggio superficiali, finalizzate alla protezione delle aree di impianto e delle opere civili di progetto.

Le opere idrauliche in progetto sono costituite da fossi di guardia in terra, aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia	
Larghezza base [m]	0,30
Larghezza in superficie [m]	1,00
Altezza [m]	0,50

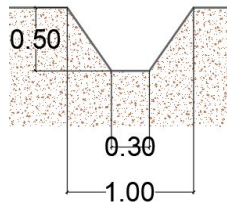


Figura 16 - Sezione fosso di guardia

per i particolari costruttivi ed ulteriori dettagli si rinvia all'elaborato grafico SP19EPD025_00.

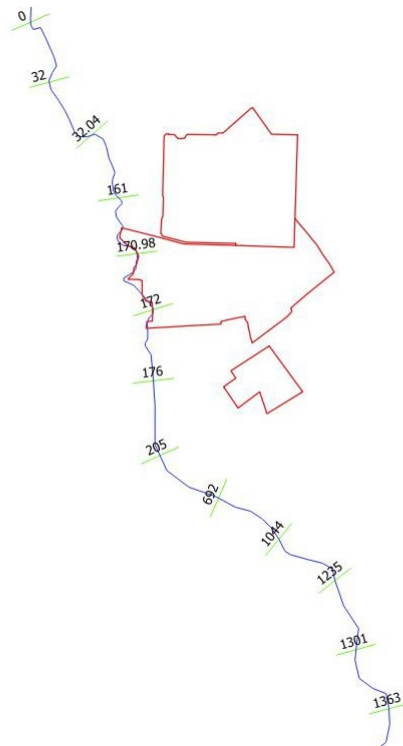
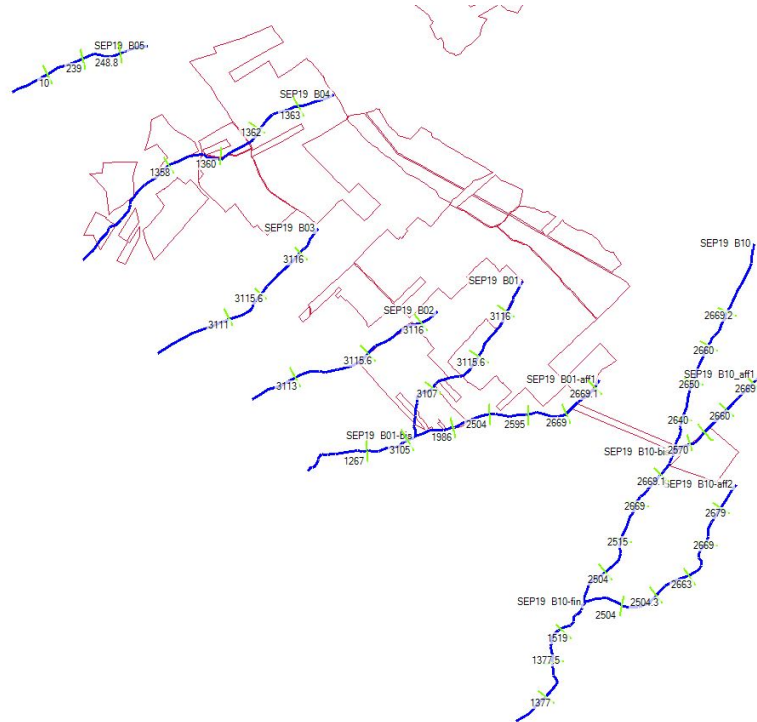
In alcuni tratti – con pendenze superiori al 10% - tali fossi di guardia possono presentare il fondo rivestito con pietrame di media pezzatura ($d=5-10$ cm), per uno spessore di 15 cm, al fine di ridurre l'azione erosiva della corrente idrica.

Si ribadisce che, tutte le opere di progetto sono dei semplici fossi di guardia in terra e, solamente qualora necessario in funzione delle pendenze, con rivestimento del fondo in pietrame.

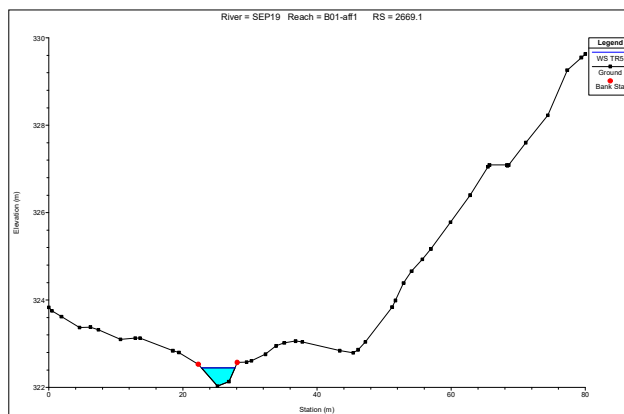
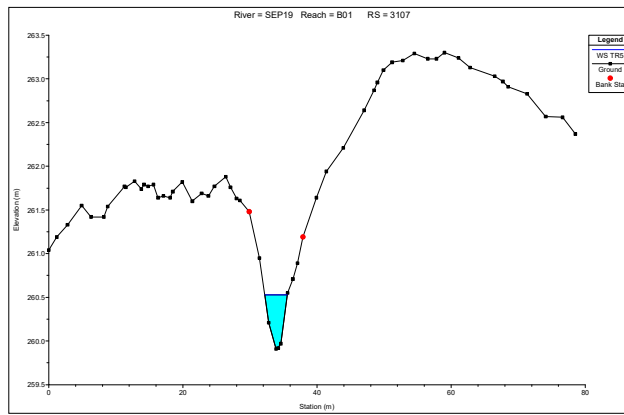
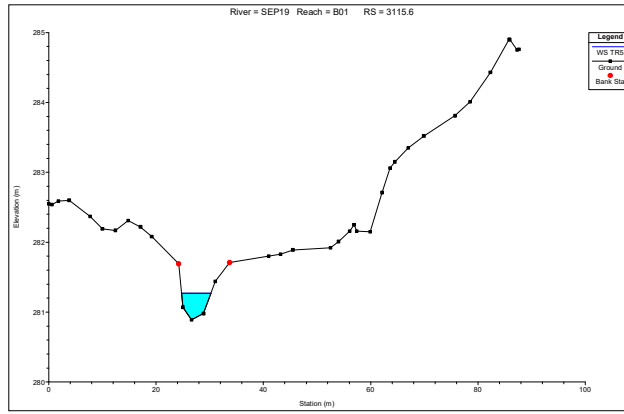
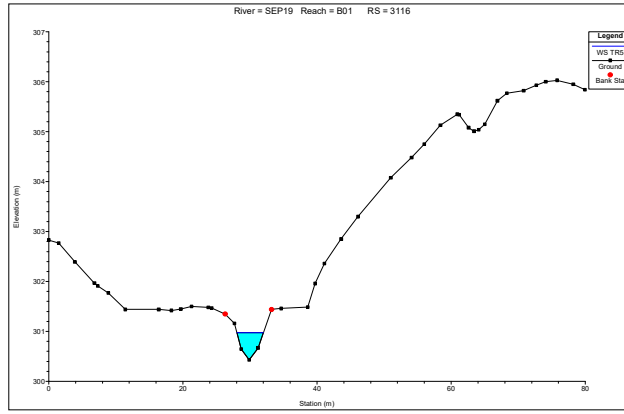
Questo significa che in ogni caso tali sistemi di drenaggio, garantiranno la stessa permeabilità del suolo ante operam e non andranno ad incrementare il deflusso delle portate che sono naturalmente convogliate dai bacini descritti, in condizione ante operam.

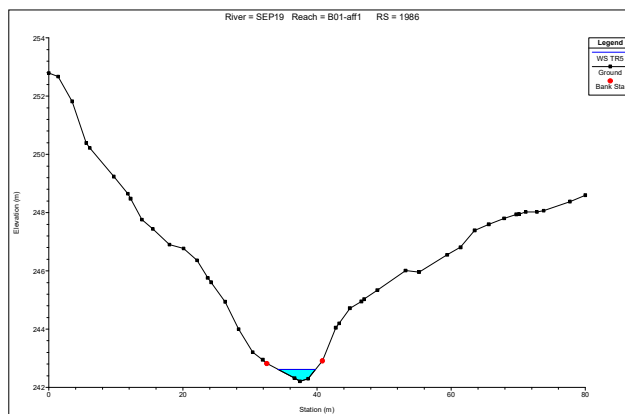
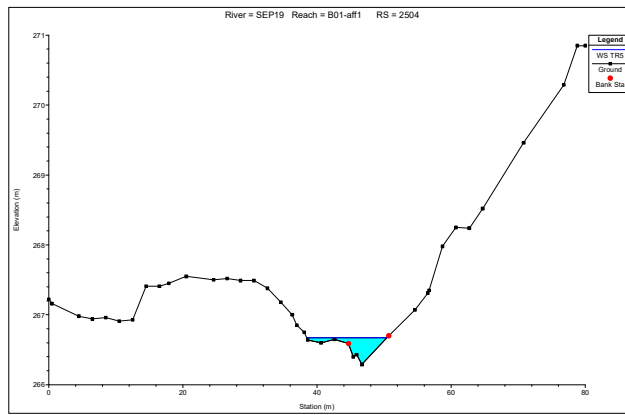
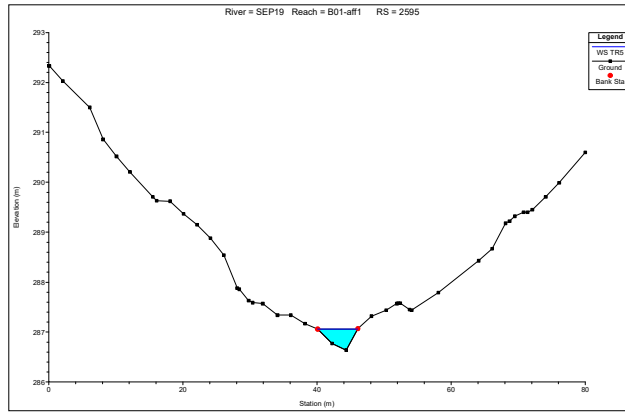
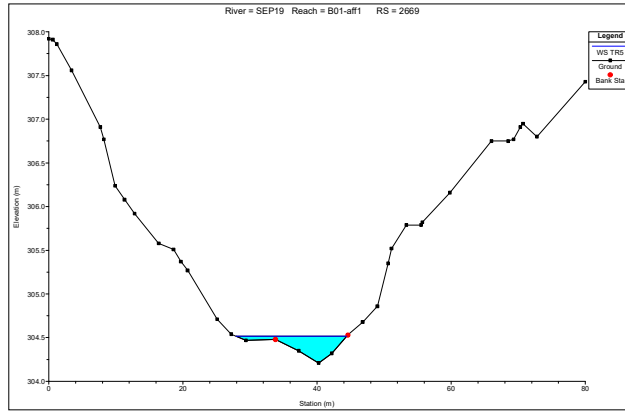
11. ALLEGATO 1 – SEZIONI HEC RAS

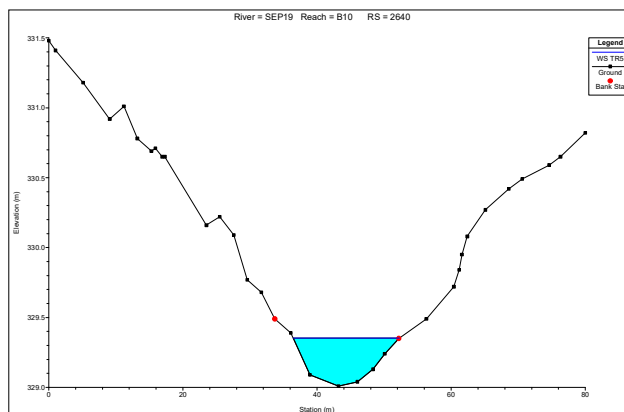
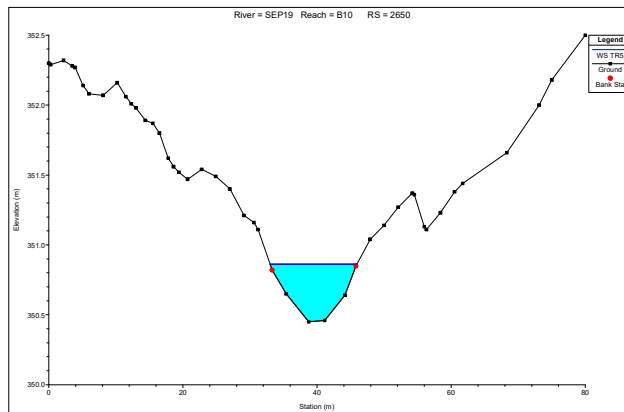
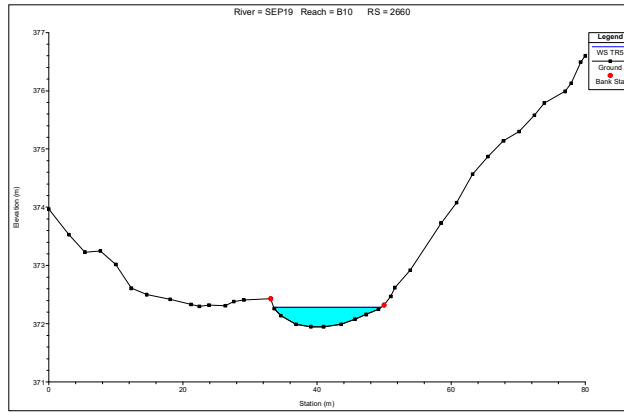
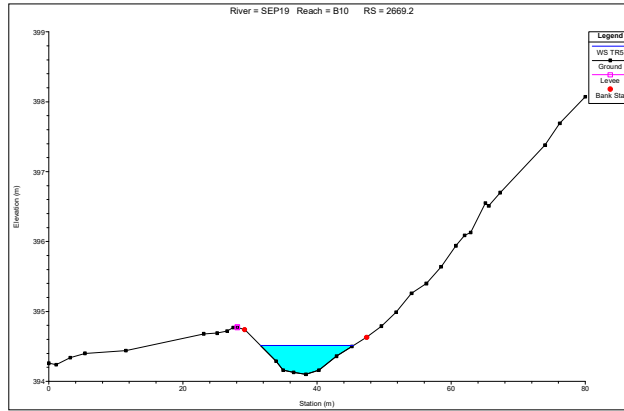
A seguire si riportano le sezioni idrauliche della simulazione.

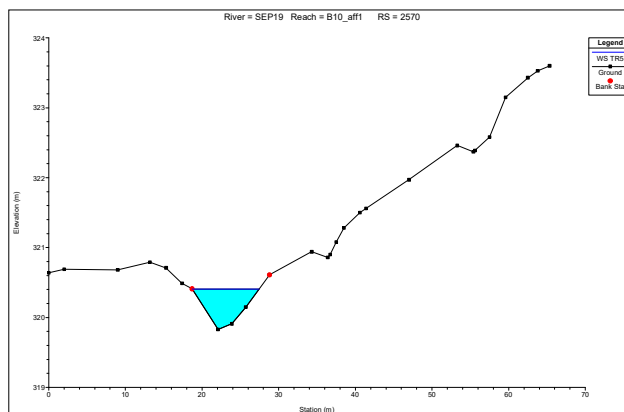
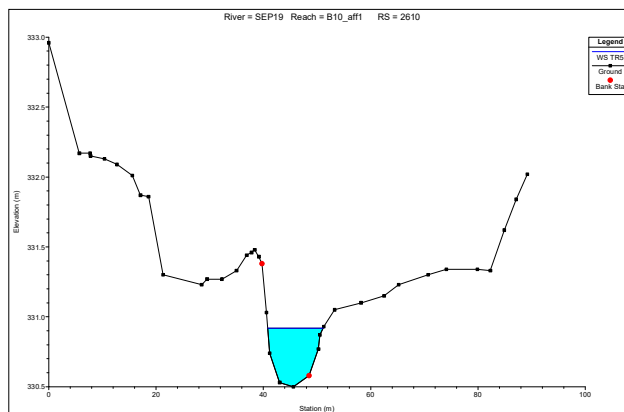
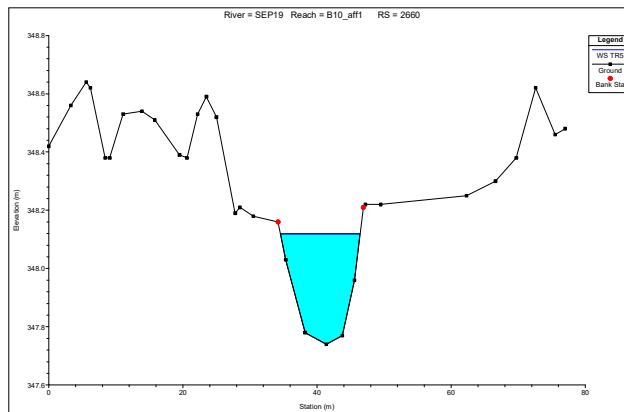
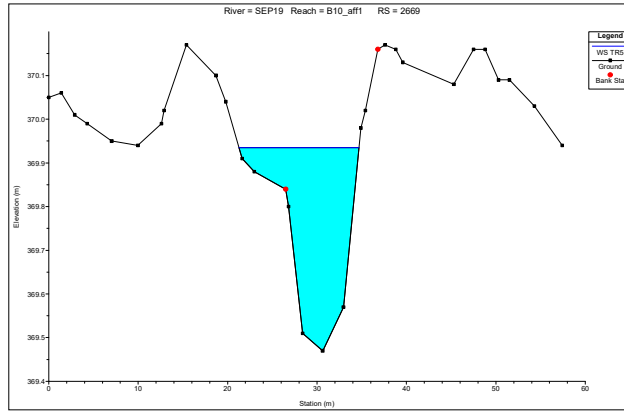


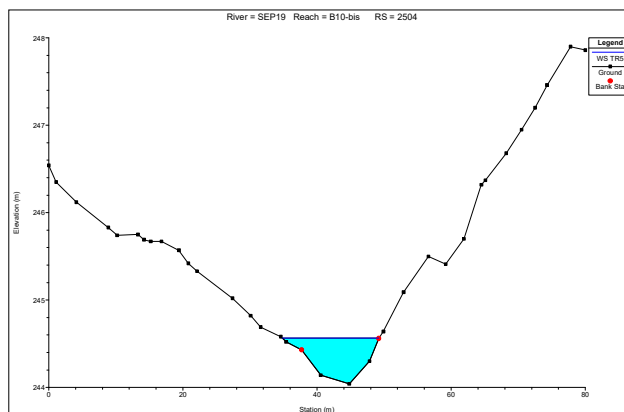
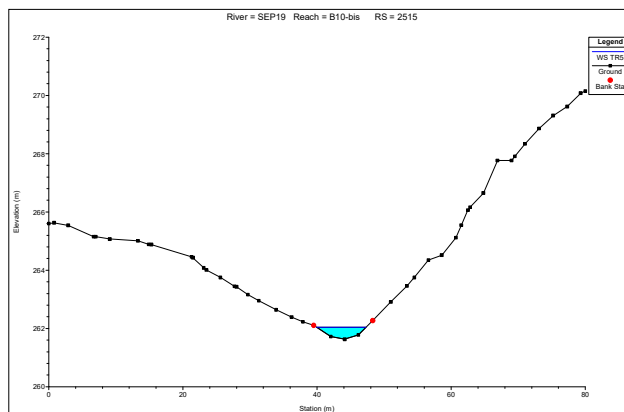
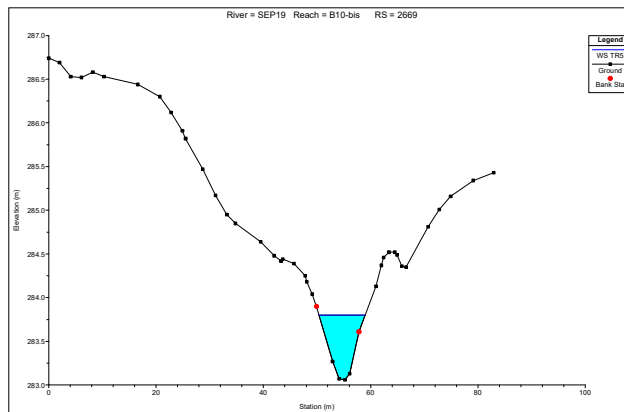
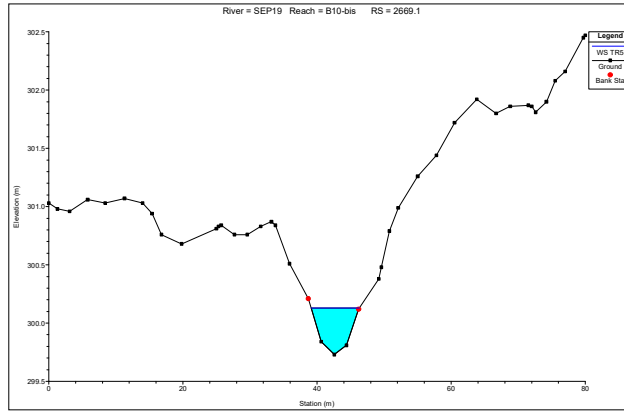
SEZIONI IMPIANTO

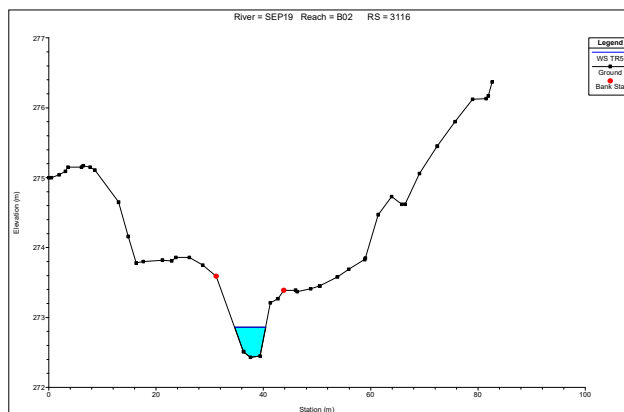
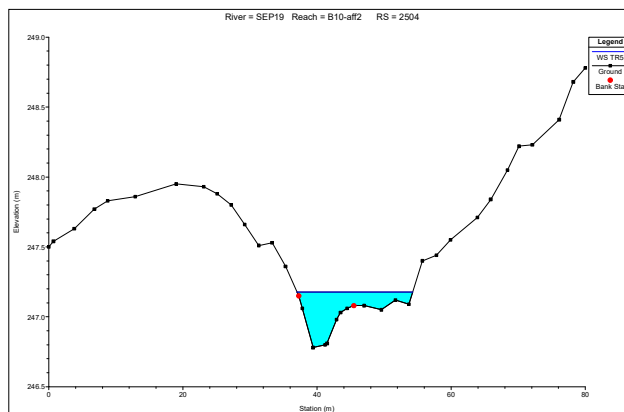
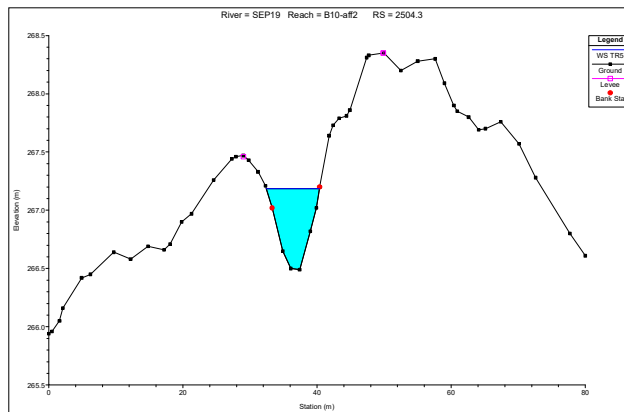
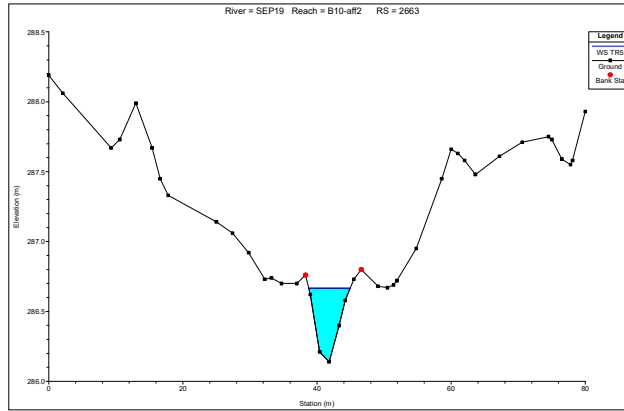


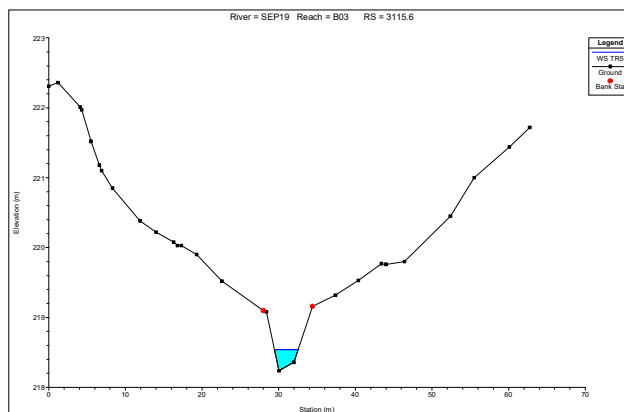
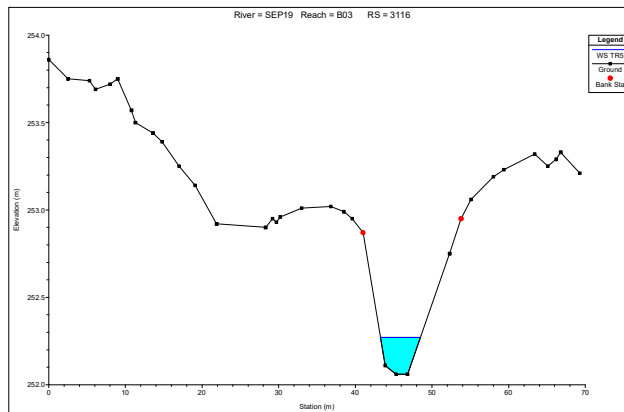
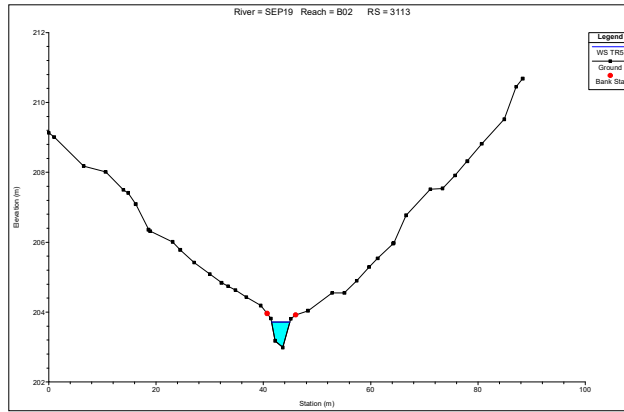
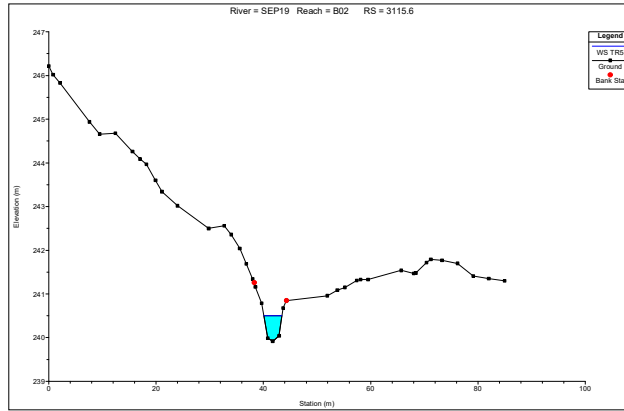


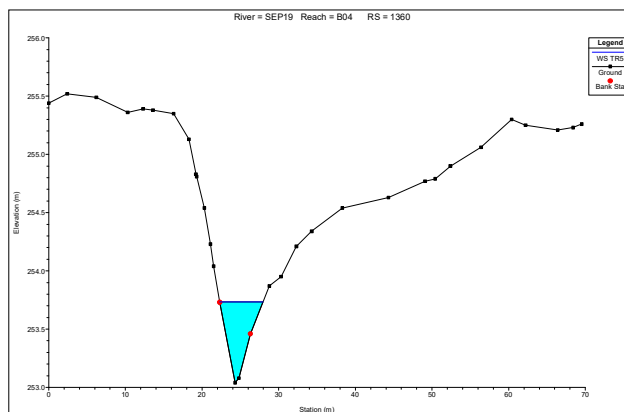
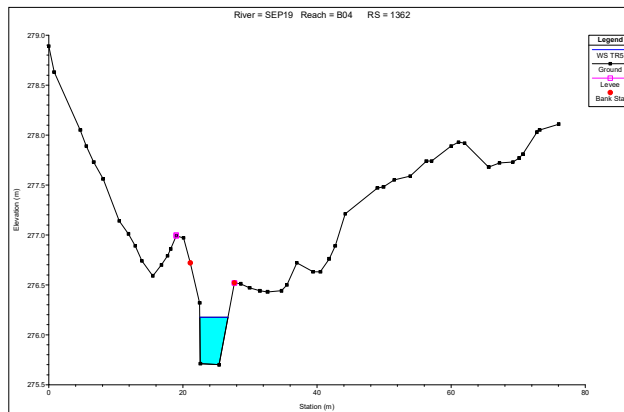
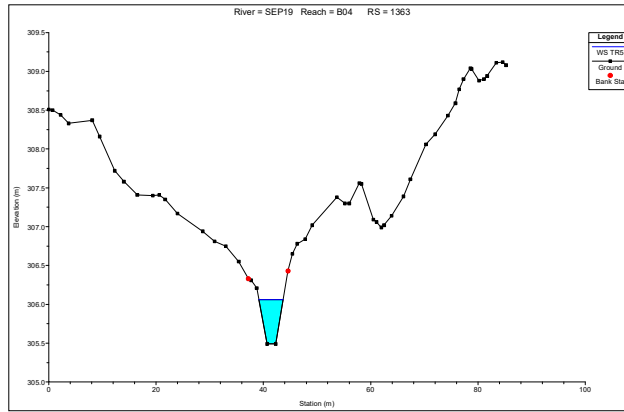
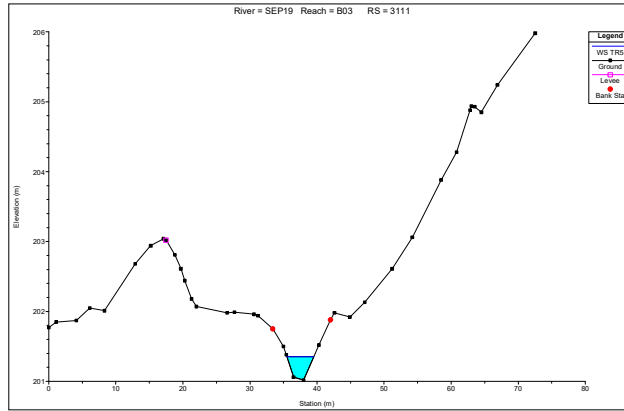


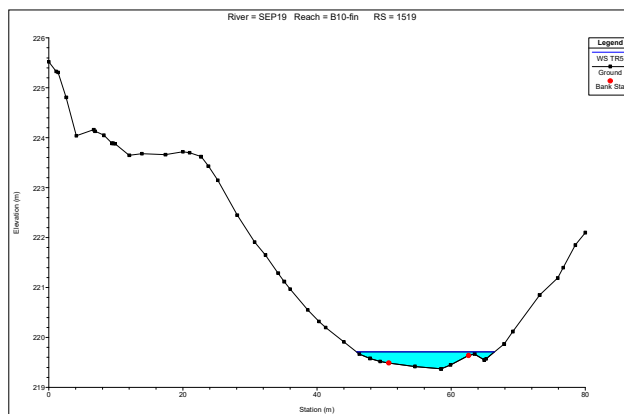
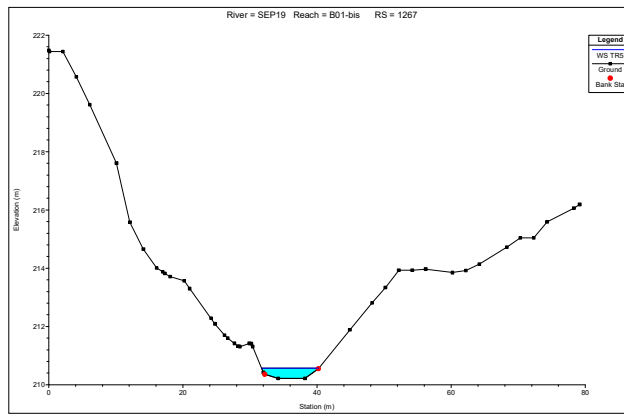
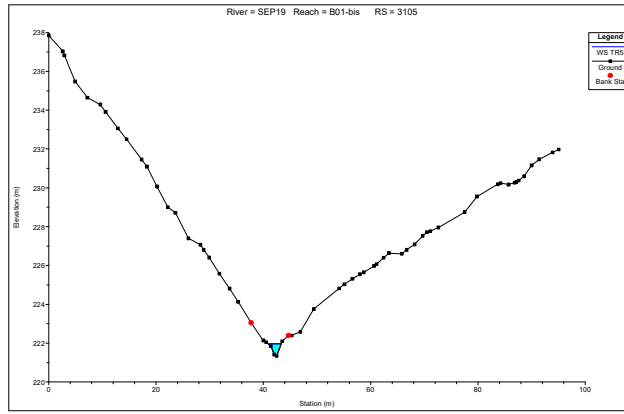
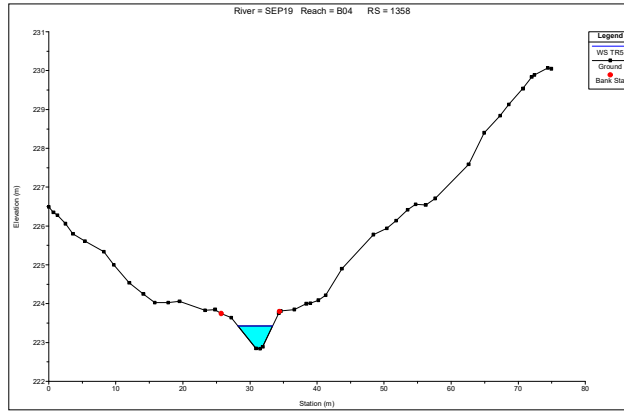


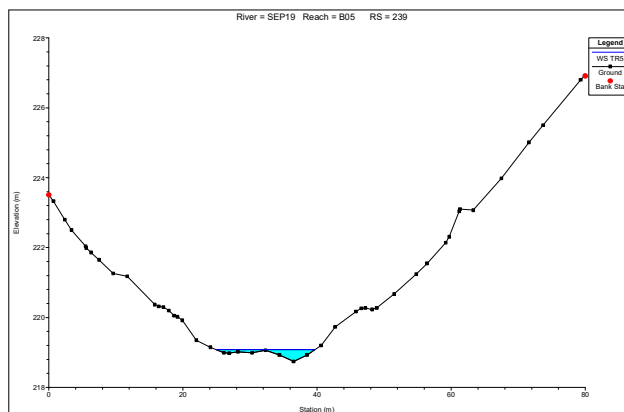
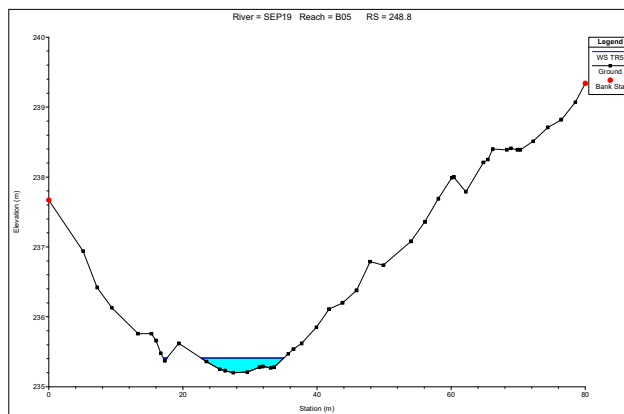
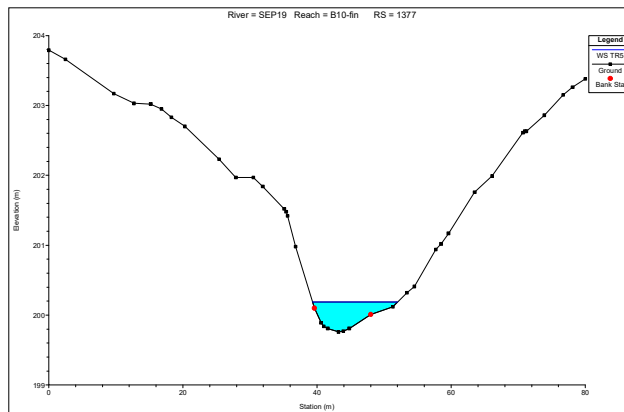
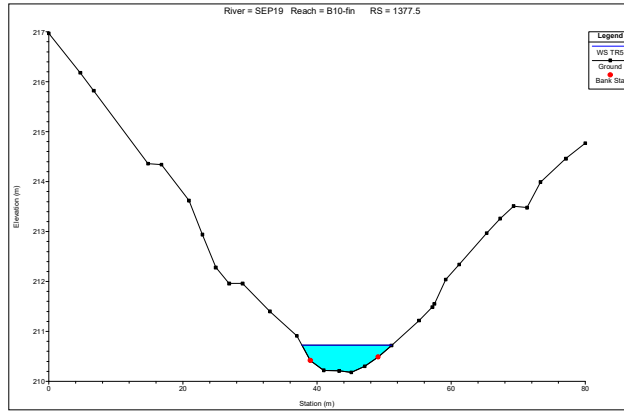


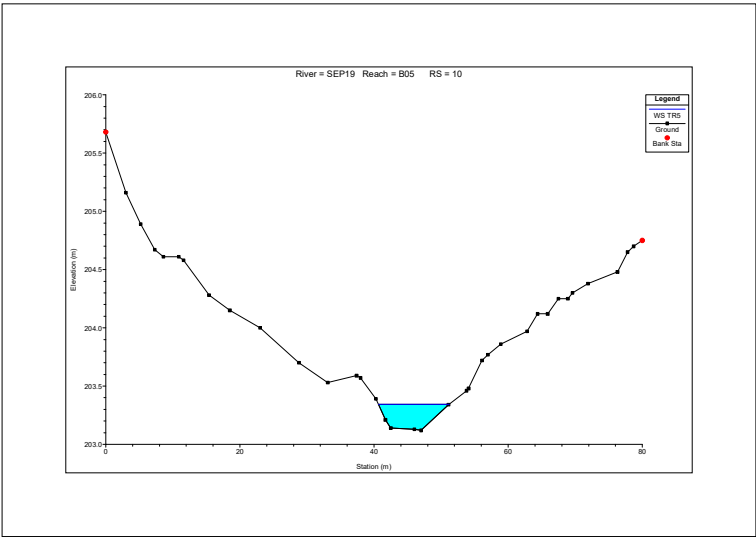












SEZIONI STAZIONE

