

# IMPIANTO AGROVOLTAICO SAN MARTINO

## RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File:C21PWT008AFR06200\_Relazione idrologica-idraulica

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	26/09/2022	Prima emissione	V. Bertucci	M.Barresi	L. Sblendido

### VALIDATION

COLLABORATORS		VERIFIED BY	VALIDATED BY
PROJECT / PLANT San Martino		CODE <b>C21PWT008AFR06200</b>	
CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE		

## Indice

INTRODUZIONE .....	3
1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....	3
1.1 Caratterizzazione climatica dell'area di intervento .....	5
1.2 Bacino idrografico di riferimento .....	8
2 DATI IDROLOGICI DISPONIBILI .....	9
2.1 Stazioni di riferimento .....	9
2.2 Dati di pioggia disponibili .....	10
3 ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI .....	19
3.1 Gringorten .....	19
3.2 Gumbel .....	20
3.2.1 METODO DEI MOMENTI.....	20
3.2.2 METODO L-MOMENT .....	21
3.3 Funzione di valore estremo generalizzato(GEV) .....	22
3.3.1 METODO DEI MOMENTI.....	22
3.3.2 METODO L-MOMENT .....	23
3.4 Impostazione scelta sulla base dei risultati .....	24
4 METODI AFFLUSSI - DEFLUSSI .....	26
4.1 Metodo Razionale.....	26
4.2 Metodo SCS-Curve Number.....	27
5 ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI.....	32
5.1 Inquadramento aree di intervento.....	32
5.2 Individuazione dei bacini di interesse .....	34
5.3 Calcolo del tempo di corrivazione .....	37
5.4 Stima curva di possibilità pluviometrica PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL) .....	39
5.5 Applicazione metodo SCS Curve Number .....	41
5.6 Verifica delle aree esondabili .....	44
5.6.1 Analisi idraulica SOTTOBACINO 1 .....	46
5.6.2 Analisi idraulica SOTTOBACINO 2 .....	48
5.6.3 Analisi idraulica SOTTOBACINO 3 .....	51
6 CONCLUSIONI.....	53

## INTRODUZIONE

La presente si propone di configurare, nell'ambito della progettazione di un impianto fotovoltaico da realizzarsi nel comune di Galtelli in provincia di Nuoro in Sardegna, un quadro conoscitivo circa i caratteri generali dell'idrologia al fine di caratterizzare la zona di intervento.

### 1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree oggetto di intervento ricadono nel Comune di Galtelli in provincia di Nuoro, nel nord-est della Sardegna. I siti sono localizzati in corrispondenza della demarcazione tra le aree geografiche denominate Nuoro, circa 135 km a nord-ovest del capoluogo di Regione, 110 km da Alghero e 100 km da Oristano.

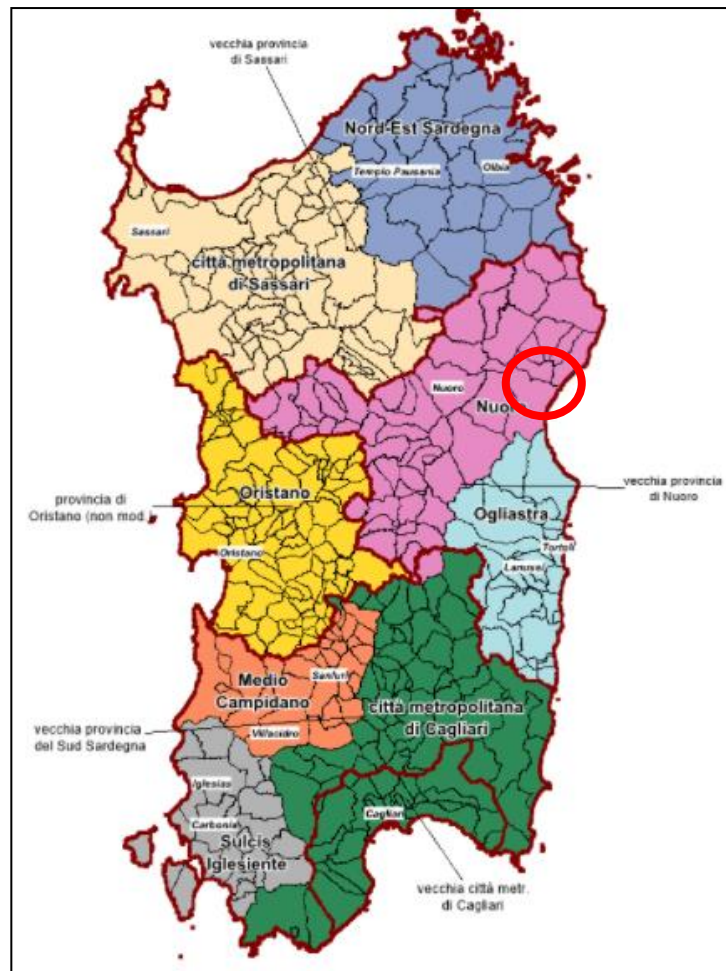


Figura 1 – Inquadramento aree oggetto di intervento nei comuni menzionati

Nello specifico, l'impianto fotovoltaico è disposto sul territorio secondo lo schema di seguito indicato.



**Figura 2 – Dettaglio delle aree oggetto di intervento**

### 1.1 CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA DELL'AREA DI INTERVENTO

Il comune di Galtelli, nel quale ricadono le aree oggetto di intervento, è caratterizzato da una stagione calda che dura dal 19 giugno al 10 settembre, con una temperatura giornaliera massima oltre 32 °C. Il mese più caldo dell'anno è agosto, con una temperatura massima di 32 °C e minima di 20 °C.

Per quanto riguarda invece la stagione fresca essa ricopre un arco temporale che dura dal 19 novembre al 27 marzo, con una temperatura massima giornaliera media inferiore pari a 17 °C. Il mese più freddo dell'anno è gennaio, con una temperatura minima media di 6 °C e massima di 13 °C.

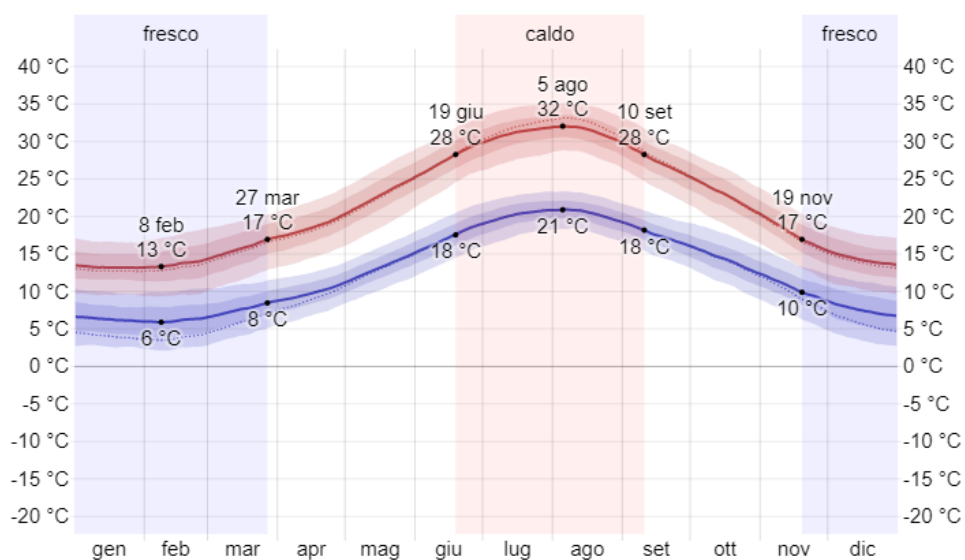
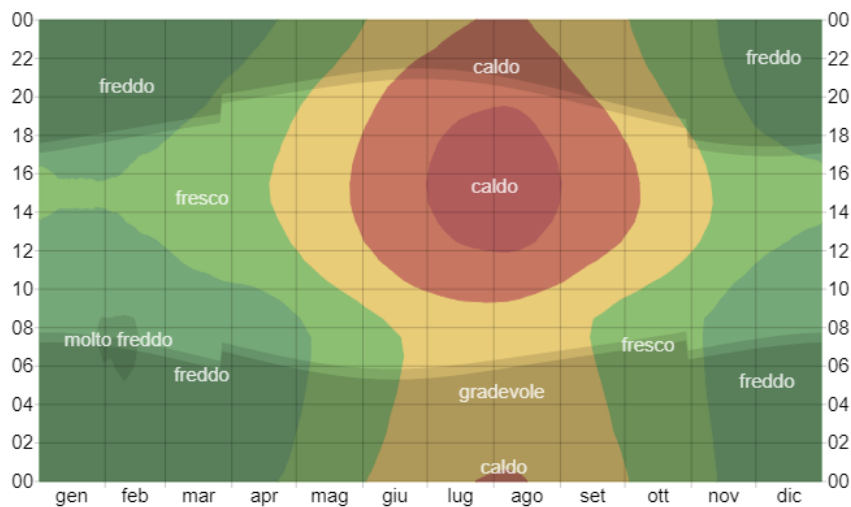


Figura 3 - La temperatura massima (riga rossa) e minima (riga blu) giornaliere medie

La figura a seguire mostra una caratterizzazione compatta delle temperature medie orarie per tutto l'anno. L'asse orizzontale rappresenta il giorno dell'anno, l'asse verticale rappresenta l'ora del giorno e il colore rappresenta la temperatura media per quell'ora e giorno.





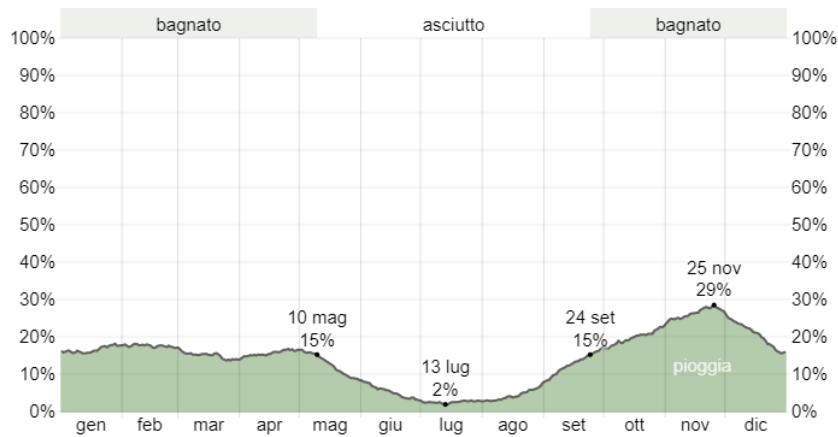
**Figura 4 - La temperatura oraria media, con fasce di diversi colori. L'ombreggiatura indica la notte e il crepuscolo civile.**

Il clima della provincia può essere classificato come clima mediterraneo, con inverni miti e in alcuni casi freddi molto umidi ed estati calde e secche, ma è un clima molto influenzato dalle correnti atlantiche che fanno cambiare radicalmente le temperature e con delle precipitazioni talvolta molto abbondanti. Le precipitazioni infatti si concentrano principalmente nei mesi autunnali e invernali e assumono carattere nevoso soprattutto nei mesi di dicembre, gennaio e febbraio nei rilievi delle montagne più elevate e in alcuni casi eccezionali quando la temperatura raggiunge lo zero termico anche a bassa quota per via delle correnti fredde che arrivano sulle coste e anche più all'interno.

Per quanto riguarda invece le precipitazioni, la possibilità di giorni piovosi a Galtello varia durante l'anno.

La stagione più piovosa dura dal 24 settembre al 10 maggio, con una probabilità di oltre 15% che un dato giorno sia piovoso, mentre la stagione più asciutta dura dal 10 maggio al 24 settembre.

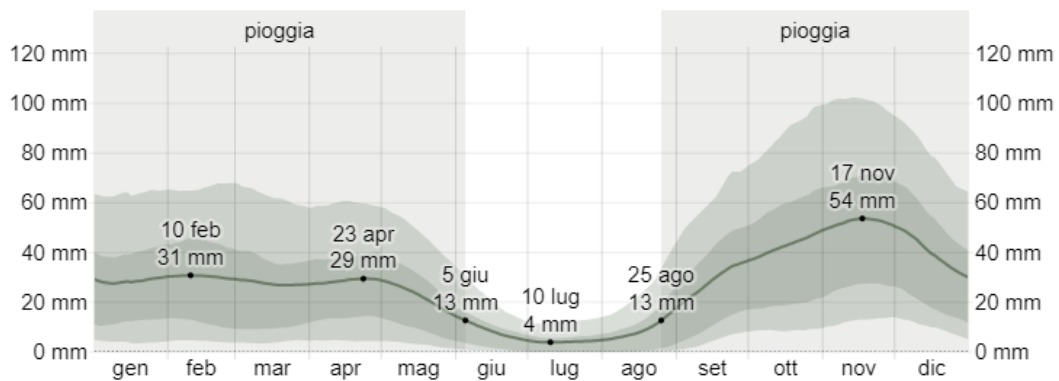
Fra i giorni piovosi, facciamo la differenza fra giorni con solo pioggia, solo neve, o un misto dei due. In base a questa categorizzazione, la forma più comune di precipitazioni durante l'anno è solo pioggia, con la massima probabilità di 29% il 25 novembre.



**Figura 5 – Probabilità giornaliera di precipitazioni**

Per mostrare le variazioni nei mesi e non solo il totale mensile, mostriamo la pioggia accumulata in un periodo mobile di 31 giorni centrato su ciascun giorno. Galtelli ha alcune variazioni stagionali di piovosità mensile.

Il mese più piovoso è novembre con un accumulo totale medio di 54 millimetri, mentre quello meno piovoso è luglio con un accumulo totale medio di 4 millimetri.



**Figura 6 – Precipitazioni mensili medie**

## 1.2 BACINO IDROGRAFICO DI RIFERIMENTO

Il Piano stralcio delle Fasce Fluviali suddivide il bacino regionale della Sardegna in sette sub-bacini, individuabili per le caratteristiche morfologiche e fisiche del territorio.

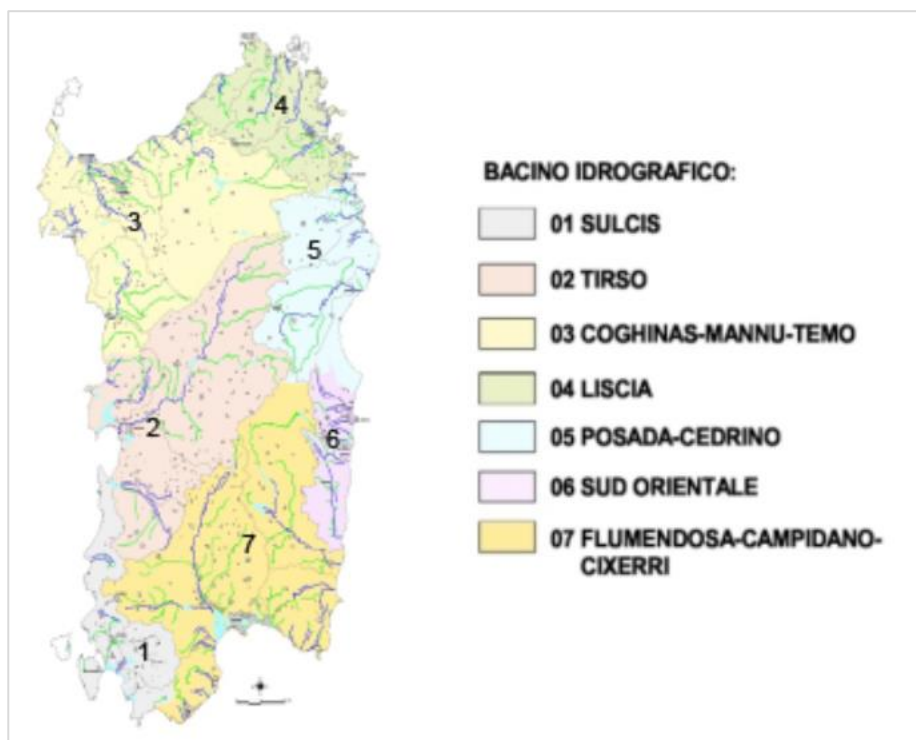


Figura 7 – Bacini idrografici della Sardegna

Le aree interessate dal presente studio idrologico-idraulico ricadono all'interno del bacino denominato Posada-Cedrino.

La sua estensione territoriale ammonta a 2423 km<sup>2</sup> e confina a nord col bacino del Liscia, ad ovest col bacino del Tirso e col bacino Coghinas-Mannu-Temo a sud col bacino del Pramaera; il lato orientale è costituito dalla costa tirrenica.

Dal punto di vista idrografico, i sottobacini di riferimento sono i seguenti:

- Fiume Posada.
- Rio Berchida.
- Rio Sos Alinos.
- Sistema Cedrino-Sologo



## **2 DATI IDROLOGICI DISPONIBILI**

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta partendo innanzitutto dalla ricerca e dalla modellazione dei dati idrologici disponibili, effettuata scegliendo le stazioni di riferimento e analizzando le serie storiche collezionate. In particolare, come sarà possibile vedere nel seguito, tra le stazioni presenti all'interno dell'area, le serie storiche a cui si è fatto riferimento sono quelle che contenevano le altezze massime di pioggia cadute ogni anno, per il bacino di interesse.

### **2.1 STAZIONI DI RIFERIMENTO**

Le stazioni di riferimento sono state individuate considerando le stazioni prossime ai sottobacini di interesse ed aventi serie storiche statisticamente significative.

Nello specifico le suddette stazioni sono state scelte sulla base di diversi criteri:

- Un criterio discriminante è stata la consistenza delle serie storiche al fine di ottenere una maggiore affidabilità nell'elaborazione statistica dei dati;
- Un ulteriore criterio è stato quello di considerare stazioni rappresentative del bacino di interesse, tenendo conto di un'elevazione rappresentativa per il parco;
- Un ultimo criterio è stato quello di scegliere stazioni che, seppure con un quantitativo di dati meno cospicuo, fosse più rappresentativo, in termini di caratteristiche morfologiche e quota della stazione, a quelle dell'area di intervento.

Ai fini del presente studio le stazioni di riferimento prese in considerazione sono due:

- Stazione di **Galtelli**, in provincia di Nuoro.
- Stazione di **Orosei**, in provincia di Nuoro.



**Figura 8 – Stazioni pluviometriche di riferimento**

Le serie storiche dei dati di pioggia sono state desunte dagli annali idrologici della Sardegna a cura dell'ARPAS.

Per quanto concerne i sottobacini considerati, ai fini del presente studio si è ritenuto statisticamente significativo ed idrologicamente cautelativo, considerare i dati di pioggia di tutte le stazioni precedentemente citate, al fine di aumentare la dimensione del campione di dati fino ad ottenere un campione pari a circa 90 anni.

## **2.2 DATI DI PIOGGIA DISPONIBILI**

Le tabelle seguenti riportano le serie storiche rilevate presso le stazioni di riferimento e registrate negli annali idrologici della regione Sardegna, in relazione ad eventi di pioggia di massima intensità, registrati in termini di altezze massime di pioggia cadute negli anni di cui si dispone la registrazione.

Le serie storiche riportate di seguito sono state scelte sulla base dei criteri precedentemente definiti.

<b>Stazione Galtelli</b>	
<b>Anno</b>	<b>P max giornaliera annuale</b>
1922	70.00
1923	98.00
1924	90.00
1925	49.00
1926	75.00
1927	85.00
1928	71.50
1929	130.50
1930	97.00
1931	110.00
1932	76.00
1933	65.60
1934	80.00
1935	117.00
1936	106.30
1937	30.50
1938	64.00
1939	110.00
1940	190.00
1941	65.00
1942	50.00
1943	111.00
1944	65.00
1945	35.50
1946	208.00
1947	125.00
1948	100.00
1949	35.00
1950	25.00
1951	202.00
1952	40.00
1953	125.00
1954	37.00

<b>1955</b>	87.00
<b>1956</b>	138.00
<b>1957</b>	101.00
<b>1958</b>	181.00
<b>1959</b>	70.00
<b>1960</b>	45.00
<b>1961</b>	55.00
<b>1962</b>	115.00
<b>1963</b>	43.00
<b>1964</b>	66.00
<b>1965</b>	80.50
<b>1966</b>	95.00
<b>1967</b>	84.00
<b>1968</b>	211.00
<b>1969</b>	105.00
<b>1970</b>	65.00
<b>1971</b>	42.00
<b>1972</b>	97.00
<b>1973</b>	105.00
<b>1974</b>	53.50
<b>1975</b>	40.20
<b>1976</b>	105.40
<b>1977</b>	89.10
<b>1978</b>	56.20
<b>1979</b>	60.00
<b>1980</b>	84.00
<b>1981</b>	32.80
<b>1982</b>	48.20
<b>1983</b>	100.00
<b>1984</b>	101.00
<b>1985</b>	93.60
<b>1986</b>	80.00
<b>1987</b>	33.00
<b>1989</b>	151.00
<b>1990</b>	73.40
<b>1991</b>	55.20
<b>1992</b>	102.00
<b>1993</b>	154.80
<b>1994</b>	123.40
<b>1995</b>	45.20

<b>1996</b>	45.20
<b>1997</b>	119.00
<b>1998</b>	55.60
<b>1999</b>	56.80
<b>2000</b>	90.40
<b>2001</b>	22.60
<b>2002</b>	50.60
<b>2003</b>	22.20
<b>2004</b>	42.80
<b>2005</b>	55.60
<b>2006</b>	51.20
<b>2007</b>	90.00
<b>2008</b>	83.00
<b>2009</b>	115.60
<b>2010</b>	38.60
<b>2011</b>	114.60

**Tabella 1 – Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 24h registrate presso la stazione di Galtellì, consultabili negli annali idrologici della Sardegna.**

<b>Stazione Orosei</b>	
<b>Anno</b>	<b>P max giornaliera annuale</b>
<b>1922</b>	28.00
<b>1923</b>	48.30
<b>1924</b>	59.20
<b>1925</b>	67.00
<b>1926</b>	21.00
<b>1927</b>	73.00
<b>1928</b>	46.00
<b>1929</b>	20.00
<b>1930</b>	82.00
<b>1931</b>	70.00
<b>1932</b>	40.00
<b>1933</b>	52.50
<b>1934</b>	97.00
<b>1935</b>	70.20
<b>1936</b>	40.00
<b>1937</b>	26.60

<b>1938</b>	100.00
<b>1939</b>	83.20
<b>1940</b>	210.50
<b>1941</b>	73.70
<b>1942</b>	79.00
<b>1943</b>	148.50
<b>1944</b>	40.00
<b>1945</b>	39.00
<b>1946</b>	117.30
<b>1947</b>	45.00
<b>1948</b>	52.00
<b>1949</b>	20.00
<b>1950</b>	33.00
<b>1951</b>	102.70
<b>1952</b>	50.00
<b>1953</b>	61.00
<b>1954</b>	24.00
<b>1955</b>	141.00
<b>1956</b>	162.00
<b>1957</b>	183.80
<b>1958</b>	131.00
<b>1959</b>	78.70
<b>1960</b>	49.00
<b>1961</b>	68.40
<b>1962</b>	60.30
<b>1963</b>	30.00
<b>1964</b>	52.00
<b>1965</b>	63.00
<b>1966</b>	90.40
<b>1967</b>	85.70
<b>1968</b>	121.00
<b>1969</b>	84.00
<b>1970</b>	36.00
<b>1971</b>	36.00
<b>1972</b>	81.40
<b>1973</b>	50.20
<b>1974</b>	61.20
<b>1975</b>	41.50
<b>1976</b>	57.20
<b>1977</b>	173.50



<b>1978</b>	50.20
<b>1979</b>	46.50
<b>1980</b>	70.50
<b>1981</b>	32.50
<b>1982</b>	41.20
<b>1983</b>	34.20
<b>1984</b>	103.50
<b>1985</b>	100.40
<b>1986</b>	53.80
<b>1987</b>	27.40
<b>1989</b>	67.60
<b>1990</b>	76.60
<b>1991</b>	78.00
<b>1992</b>	72.20
<b>1993</b>	101.00
<b>1994</b>	84.20
<b>1995</b>	129.20
<b>1996</b>	41.80
<b>1997</b>	63.80
<b>1998</b>	84.00
<b>1999</b>	60.00
<b>2000</b>	80.00
<b>2001</b>	26.40
<b>2002</b>	51.60
<b>2003</b>	71.20
<b>2004</b>	47.20
<b>2005</b>	55.00
<b>2006</b>	45.00
<b>2007</b>	144.40
<b>2008</b>	58.60
<b>2009</b>	331.00
<b>2010</b>	42.40
<b>2011</b>	295.00

**Tabella 2 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 24h registrate presso la stazione di Orosei, consultabili negli annali idrologici della Sardegna.**

Per poter ottenere una serie storica consistente e quindi utilizzabile ai fini della modellazione idrologica e al fine di tenere in debita considerazione tutti i dati di pioggia disponibili, si è fatto ricorso al *Metodo delle Distanze Inverse Pesate* in cui il valore stimato in un punto è influenzato dalle stazioni più vicine di conseguenza la stima risulta essere inversamente proporzionale alla distanza dei punti di misura attraverso la relazione proposta di seguito. Pertanto, dalle serie storiche disponibili per eventi di intensità massima, sono state ricavate altezze di pioggia risultanti da medie pesate come nella formula che segue:

$$P = \frac{\sum_1^N \left( \frac{P_i}{d_i^2} \right)}{\sum_1^N \left( \frac{1}{d_i^2} \right)}$$

Dove:

- P = altezza di pioggia ottenuta da media pesata sulle distanze inverse [mm];
- P<sub>i</sub> = altezza di pioggia della stazione "i-esima" [mm];
- D<sub>i</sub> = distanza della stazione "i-esima" dal sito di progetto [m].

A valle dell'applicazione del metodo delle distanze inverse pesate alle stazioni di riferimento sono state ottenute le serie di dati riportate nella seguente tabella per ciascuna durata e per ogni annata interessata dai campioni statistici:

<b>Dati di pioggia derivanti dal metodo distanze inverse</b>	
<b>Anno</b>	<b>P max giornaliera annuale</b>
<b>1922</b>	62.49
<b>1923</b>	89.11
<b>1924</b>	84.49
<b>1925</b>	52.22
<b>1926</b>	65.34
<b>1927</b>	82.85
<b>1928</b>	66.94
<b>1929</b>	110.74
<b>1930</b>	94.32
<b>1931</b>	102.85
<b>1932</b>	69.56
<b>1933</b>	63.26
<b>1934</b>	83.04

1935	108.63
1936	94.44
1937	29.80
1938	70.44
1939	105.21
1940	193.67
1941	66.56
1942	55.19
1943	117.71
1944	60.53
1945	36.13
1946	191.78
1947	110.69
1948	91.42
1949	32.32
1950	26.43
1951	184.24
1952	41.79
1953	113.55
1954	34.68
1955	96.66
1956	142.29
1957	115.81
1958	172.06
1959	71.56
1960	45.72
1961	57.40
1962	105.22
1963	40.68
1964	63.50
1965	77.37
1966	94.18
1967	84.30
1968	194.91
1969	101.24
1970	59.81
1971	40.93
1972	94.21
1973	95.20
1974	54.88

<b>1975</b>	40.43
<b>1976</b>	96.78
<b>1977</b>	104.19
<b>1978</b>	55.13
<b>1979</b>	57.59
<b>1980</b>	81.59
<b>1981</b>	32.75
<b>1982</b>	46.95
<b>1983</b>	88.23
<b>1984</b>	101.45
<b>1985</b>	94.82
<b>1986</b>	75.31
<b>1987</b>	32.00
<b>1988</b>	136.09
<b>1989</b>	73.97
<b>1990</b>	59.28
<b>1991</b>	96.67
<b>1992</b>	145.18
<b>1993</b>	116.39
<b>1994</b>	60.22
<b>1995</b>	44.59
<b>1996</b>	109.13
<b>1997</b>	60.68
<b>1998</b>	57.37
<b>1999</b>	88.54
<b>2000</b>	23.28
<b>2001</b>	50.78
<b>2002</b>	30.96
<b>2003</b>	43.59
<b>2004</b>	55.49
<b>2005</b>	50.09
<b>2006</b>	99.73
<b>2007</b>	78.64
<b>2008</b>	154.12
<b>2009</b>	39.28
<b>2010</b>	146.86
<b>2011</b>	120.14

**Tabella 3 - Altezza di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi piovosi di massima intensità per durate di 24h ricavate dall'applicazione del metodo delle distanze inverse ai dati registrati presso le stazioni di riferimento nel caso in esame**

### 3 ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta secondo diversi metodi di inferenza statistica:

1. Metodo non parametrico di Gringorten.
2. La funzione Gumbel che stima i parametri con il metodo dei momenti.
3. La funzione di Gumbel che stima i parametri utilizzando il metodo degli L-Moments.
4. La funzione GEV che stima i parametri usando il metodo dei momenti.
5. La funzione GEV che stima i parametri usando il metodo L-Moments.

Una volta effettuato il calcolo, verrà determinata la funzione che meglio si adatta ai dati di precipitazione disponibili. Nel seguito, la formulazione corrispondente sarà sviluppata per ciascuna delle funzioni scelte per il calcolo.

#### 3.1 GRINGORTEN

Il metodo non parametrico di Gringorten consiste nell'assegnare una probabilità di non superamento per ogni dato di pioggia in ogni pluviometro. Il metodo applica la seguente formulazione:

$$P(X < x_m) = 1 - \frac{m - b}{n + 1 - 2b}$$

Dove:

$m$  Posizione  $m$  del valore nella tabella ordinata dal più alto al più basso.

$n$  Numero totale di valori della variabile  $x_i$ .

$x_i$  Valori massimi di precipitazione giornaliera.

$b = 0.44$  Costante di metodo Gringorten.

Infine, tracciamo le precipitazioni in funzione del periodo di ritorno corrispondente, tenendo conto che il periodo di ritorno è calcolato come l'inverso della probabilità di superamento come segue:

$$Tr = \frac{1}{P(X > x_m)} = \frac{1}{1 - P(X < x_m)}$$

### 3.2 GUMBEL

Questa è una distribuzione di valori estremi, formulata da Gumbel nel 1941 e successivamente da Chow nel 1954. È un metodo poco flessibile perché ha una curvatura imposta. È un caso particolare della funzione di valore estremo generalizzato (GEV). Il metodo utilizza due parametri per eseguire la stima:

$$u = \text{Parametro di localizzazione}$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala}$$

In questo caso, i quantili sono calcolati come segue:

$$Q_T = x_T = u - \alpha * \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Per stimare i parametri  $u$  e  $\alpha$  della funzione di Gumbel usiamo due metodi diversi: il metodo dei momenti e il metodo degli L-Momenti, al fine di ottenere due diverse leggi di frequenza.

#### 3.2.1 METODO DEI MOMENTI

Per il calcolo dei parametri con il metodo dei momenti, usiamo i momenti campione, in questo caso calcoliamo  $m_1, m_2$  nel modo seguente:

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$m_2 = \text{varianza del campione} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sigma^2$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = m_1 - 0.45005 * \sqrt{m_2}$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sqrt{m_2}$$

In questo modo, i due parametri della funzione di Gumbel  $u$  e  $\alpha$  sono ottenuti, utilizzando il metodo dei momenti.



### 3.2.2 METODO L-MOMENT

Questo metodo si basa sul calcolo di momenti pesati probabilisticamente. La procedura di calcolo è la seguente:

$$\beta_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \left( \frac{i - 0.35}{N} \right)^r$$

Dove:

$x_i$	<i>Dati ordinati in ordine crescente</i>
$N$	<i>Numero di dati nella serie</i>
$i$	<i>Numero d'ordine del dato nella serie</i>
$r$	<i>Ordine del momento</i>

Gli L-moments sono combinazioni lineari dei momenti ponderati  $\beta_r$ :

$$\lambda_1 = \beta_0$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0$$

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \text{coefficiente di variazione del campione}$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = \lambda_1 - 0.5772157\alpha$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\lambda_2}{\ln(2)}$$

Una volta che  $u$  e  $\alpha$ , sono stati calcolati con i due metodi descritti sopra, si calcola la funzione di probabilità cumulativa di Gumbel, con il seguente cambio di variabile. Infine arriviamo a un'espressione in cui il periodo di ritorno interviene.

$$F(x) = e^{-e^y}$$

$$y = \frac{x - u}{\alpha}$$

$$y_T = - - \ln \left[ - \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Con questa espressione e la stima dei parametri con i due metodi descritti sopra, inserendo l'espressione dei quantili della funzione di Gumbel, otteniamo i dati di precipitazione massima per i diversi periodi di ritorno.

$$Q_T = x_T = u - \alpha \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

### 3.3 FUNZIONE DI VALORE ESTREMO GENERALIZZATO(GEV)

È una funzione con più flessibilità della funzione Gumbel, poiché utilizza tre parametri:

$u =$  Parametro di localizzazione

$\alpha =$  Parametro di scala

$k =$  Parametro di forma

Per la stima dei parametri  $u$ ,  $\alpha$  e  $k$  della funzione usiamo due metodi diversi, come nel caso della funzione di Gumbel ottenendo due diverse leggi di frequenza.

$$Q_T = \hat{x}_T = u + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\}$$

#### 3.3.1 METODO DEI MOMENTI

Utilizzando i momenti del campione, calcoliamo  $m_1, m_2$ :

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$m_2 = \text{varianza del campione} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sigma^2$$

Con questi dati, calcoliamo i parametri:

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = m_1 - \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1+k)]$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \sqrt{\frac{m_2 k^2}{\Gamma(1+2k) - \Gamma^2(1+k)}}$$

Il parametro  $k$  è una funzione del coefficiente di distorsione  $C_s$

$$k = 0.2858221 - 0.357983 C_s + 0.116659 C_s^2 - 0.022725 C_s^3 + 0.002604 C_s^4 - 0.000161 C_s^5 + 0.000004 C_s^6$$

In questo modo otteniamo i due parametri della funzione con il metodo dei momenti.

### 3.3.2 METODO L-MOMENT

Questo metodo si basa sul calcolo di momenti pesati probabilisticamente.

$$\beta_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \left( \frac{i - 0.35}{N} \right)^r$$

$x_i$             *Dati ordinati in ordine crescente*

$N$               *Numero di dati nella serie*

$i$                *Numero d'ordine del dato nella serie*

$r$                *Ordine del momento*

Gli L-Moments sono combinazioni lineari dei  $\beta_r$ :

$$\lambda_1 = \beta_0$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0$$

$$\lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0$$

$$m_1 = \text{media del campione} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} = \mu$$

$$t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \text{coefficiente di variazione del campione}$$

$$t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} = \text{coefficiente di distorsione del campione}$$

$$u = \text{Parametro di localizzazione} = \lambda_1 + \frac{\alpha}{k} [\Gamma(1+k) - 1]$$

$$\alpha = \text{Parametro di scala} = \frac{\lambda_2 k}{\Gamma(1+k)\Gamma(1-2^{-k})}$$

$$k = 7.8590C + 2.9554C^2$$

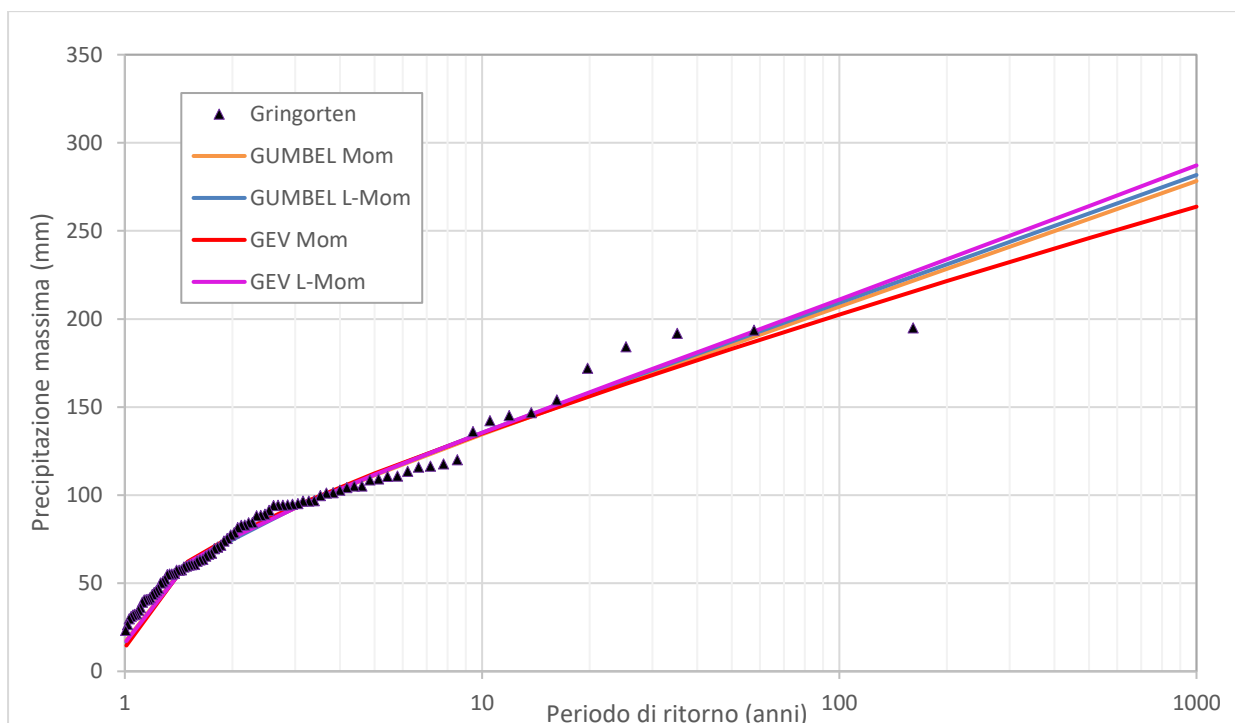
$$c = \frac{2}{3 + t_3} - \frac{\ln(2)}{\ln(3)}$$

Con uno sviluppo analogo alla funzione di Gumbel, una volta che  $u$ ,  $\alpha$  y  $k$ , sono stati calcolati con i due metodi, insieme ai dati forniti dalla funzione di probabilità cumulativa GEV, calcoliamo i quantili, ottenendo i dati che stiamo cercando.

$$Q_T = \hat{x}_T = u + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\}$$

### 3.4 IMPOSTAZIONE SCELTA SULLA BASE DEI RISULTATI

Una volta calcolate le leggi di frequenza congiunte delle stazioni, viene scelta la funzione statistica che meglio si adatta ai dati disponibili. Gli aggiustamenti fatti per ogni serie di dati, così come la scelta del metodo più appropriato, sono descritti di seguito.



**Figura 9 – Distribuzioni statistiche**

Sulla base dei risultati delle distribuzioni statistiche è stata scelta la seguente, insieme ai dati corrispondenti:

Test di bontà della forma:	
GUMBEL MOM	0.0630
GUMBEL LMOM	0.0614
GEV MOM	0.0541
GEV LMOM	0.0637
<b>Minimo</b>	<b>0.0541</b>

**Tabella 4 - Test di bontà della forma per le diverse distribuzioni statistiche**

La distribuzione scelta è la distribuzione di GEV con i parametri calcolati con il metodo dei momenti, che dà i seguenti risultati di pioggia:

GEV MOM	
Tr	Pmax(mm)
<b>10</b>	135.02
<b>25</b>	162.89
<b>50</b>	183.00
<b>100</b>	202.49
<b>200</b>	221.46
<b>500</b>	245.82
<b>1000</b>	263.73

**Tabella 5 - Altezze di pioggia [mm] calcolate per diversi periodi di ritorno**

## 4 METODI AFFLUSSI – DEFLUSSI

### 4.1 METODO RAZIONALE

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena  $Q$  con un tempo di ritorno  $T$  assegnato alla sezione di chiusura di un bacino. Generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq si fonda sulla seguente formula:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- $Q$  = portata di progetto in ( $m^3/s$ )
- $S$  = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura ( $m^2$ )
- $C$  = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- $T_c$  = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- $a$  = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del  $T_r$ , coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza della curva su scala logaritmica [mm/(sec)]
- $n$  = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del  $T_r$ , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Il modello adottato assume le seguenti ipotesi:

- Piogge caratterizzate da un tempo di ritorno  $T_r$  generano portate al picco di identico tempo di ritorno  $T_r$ ;
- A parità di tempo di ritorno  $T_r$ , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione ( $T_c$ , che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo  $Q$ , determinata da una pioggia di intensità costante e durata  $T_c$ , è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino  $S$ , attraverso un coefficiente  $C$  che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione



possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

#### **4.2 METODO SCS-CURVE NUMBER**

Il modello afflussi-deflussi nel caso di sottobacini di estensione superiore a 10 kmq, adotta il modello sviluppato dall'SCS (Soil Conservation Service), secondo il metodo del Curve Number (CN) che permette di determinare la frazione della pioggia totale che in maniera diretta e preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena, tenendo conto di perdite iniziali costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III)), utilizzando la seguente formula:

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

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura:

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura e sottobosco dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per il 185%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiata	76	85	89	91

**Tabella 6 - Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II) (Fonte: "Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992)**

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

**Tabella 7 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN**

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno con la seguente formula:

$$V_s = 25.4 \left( \frac{1000}{CN(III)} - 10 \right)$$

Dove:

$V_s$  = volume specifico di saturazione del terreno (mm);

CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot V_s)^2}{(P + 0.8 \cdot V_s)}$$

Dove:

$P_e$  = pioggia efficace (mm)

$P$  = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino ( $t_c$ );

$V_s$  = volume specifico di saturazione del terreno [mm], precedentemente calcolato.

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino ( $t_a$ ) in ore, in funzione del tempo efficace ( $t_{eff}$ ) in ore e del tempo di ritardo ( $t_r$ ) in ore, usando le seguenti formule:

$$t_a = 0.5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left( 1 - \frac{0.2 S}{h_{T_c, T}} \right)$$

$$t_r = 0.6 \cdot T_c$$

Dove:

$h_{T_c, T}$  (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (T) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino ( $T_c$ );

$T_c$  (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo dell'idrogramma unitario, usando la seguente formula:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{P_e \cdot S}{t_a}$$

Dove:

$Q_p$  = portata di picco dell'idrogramma unitario [ $m^3/sec \cdot mm$ ];

$P_e$  = pioggia efficace [mm];

$S$  = estensione del bacino [ $km^2$ ];

$t_a$  = tempo di accumulo [ore].

- Calcolo della portata al colmo, usando la seguente formula:

$$Q = Q_p \cdot h_{T_c, T}$$

Dove:

$Q$  = portata al colmo [ $m^3/s$ ];

$Q_p$  = portata di picco dell'idrogramma unitario [ $m^3/sec*mm$ ];

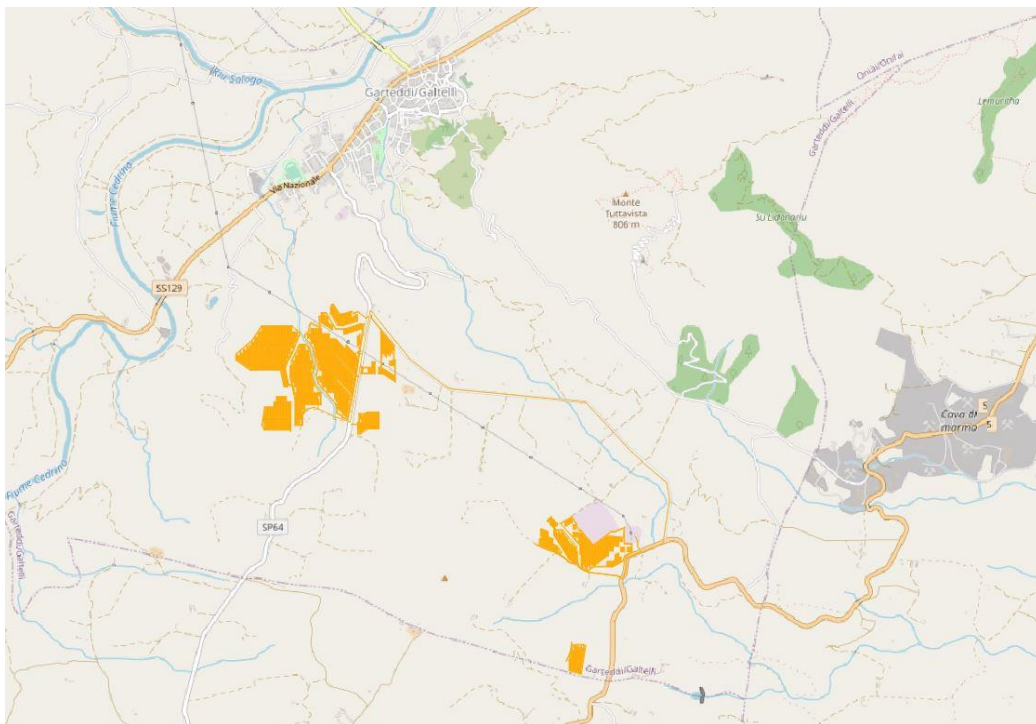
$h_{T_c, T}$  = altezza di pioggia calcolata sulla base della curva di probabilità pluviometrica in relazione ad un evento di durata pari al tempo di corrivazione ( $T_c$ ) e di fissato tempo di ritorno ( $T$ ).

## 5 ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI

Nell'analisi idraulica si è proceduto con la simulazione della portata al colmo di piena al fine di individuare le aree inondabili e stabilire la sicurezza idraulica delle aree. L'output dello studio idrologico-idraulico, simulando eventi con tempo di ritorno di 200 anni, consente di individuare la parte di territorio allagabile.

### 5.1 INQUADRAMENTO AREE DI INTERVENTO

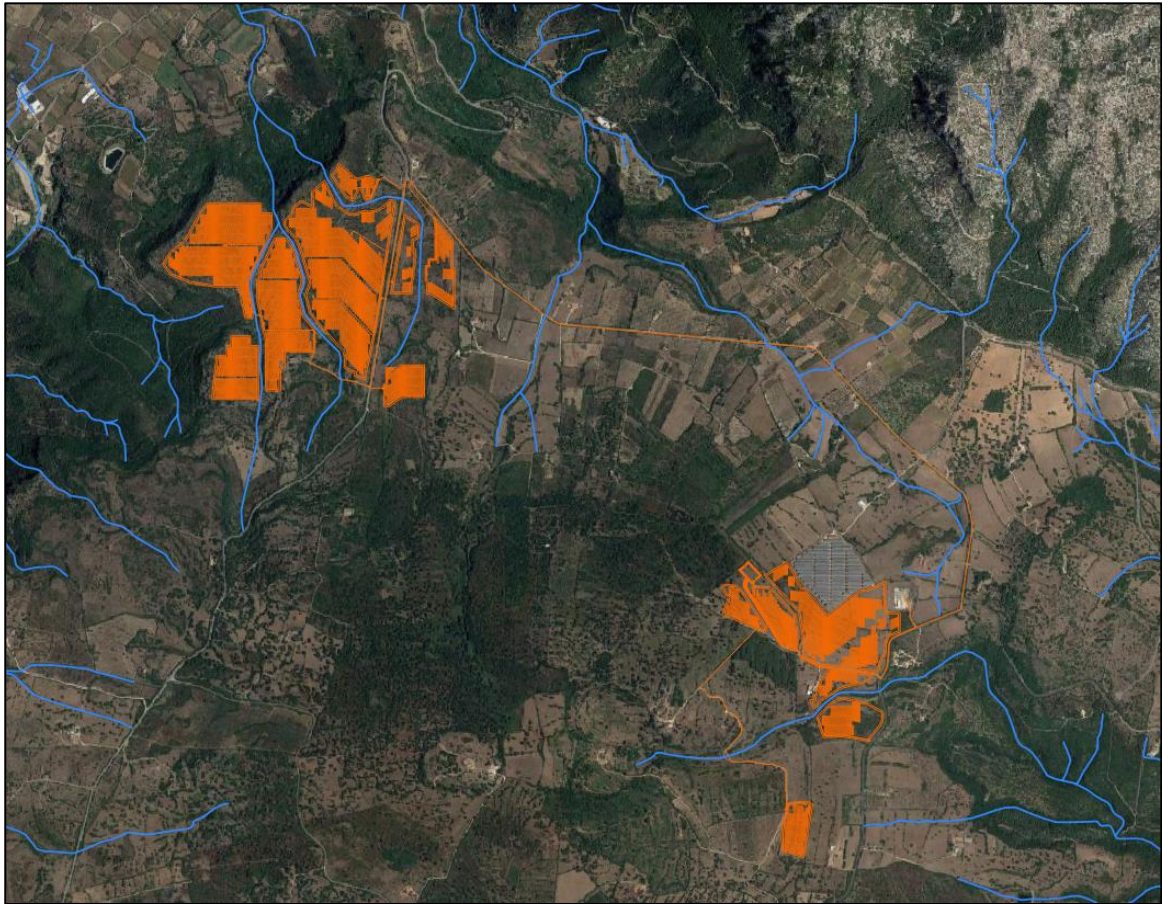
L'area oggetto di intervento ricade nel comune di Galtelli e in particolare si tratta di un impianto fotovoltaico. L'area è compresa nel Bacino idrografico denominato Posada-Cedrino.



**Figura 10- Inquadramento su Google Map aree d'intervento**

Dallo studio della rete idrografia nazionale scaricata dal Geoportale Nazionale sono state individuate le aste fluviali che interessano le aree in esame.





**Figura 11- Inquadramento su base satellitare e indicazione delle principali aste**

Poiché l'impianto fotovoltaico verrà realizzato in tre aree distinte, in ognuna di esse verrà effettuato un controllo delle inondazioni.

Queste tre aree sono situate in prossimità di corsi d'acqua, il che rafforza lo studio delle inondazioni di ciascuna di esse.

## 5.2 INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INTERESSE

La delimitazione dei sottobacini di interesse è stata ottenuta studiando la morfologia del terreno e l'analisi delle pendenze mediante l'uso del DTM (Digital Terrain Model). Fissata una sezione del corso d'acqua, che si indica come sezione di chiusura del bacino, è stato definito il bacino idrografico o imbrifero relativo alla sezione considerata, ossia il luogo dei punti della superficie terrestre che raccoglie le acque che scorrendo in superficie raggiungono tale sezione.

La delimitazione del bacino è stata effettuata individuando su carta topografica base CTR il cosiddetto spartiacque sotteso dalla sezione di chiusura. Lo spartiacque individua il luogo dei punti da cui hanno origine le linee di massima pendenza che finiscono per raggiungere la sezione di chiusura e si traccia in base alle isoipse e al reticolo dei canali imponendo il passaggio per le vette e le selle.

Di seguito si riporta lo studio condotto per la delimitazione dei bacini idrografici dei corsi d'acqua di interesse. In questo caso, saranno studiati 3 sottobacini che interessano ciascuna delle aree dell'impianto fotovoltaico, ordinati da nord a sud.

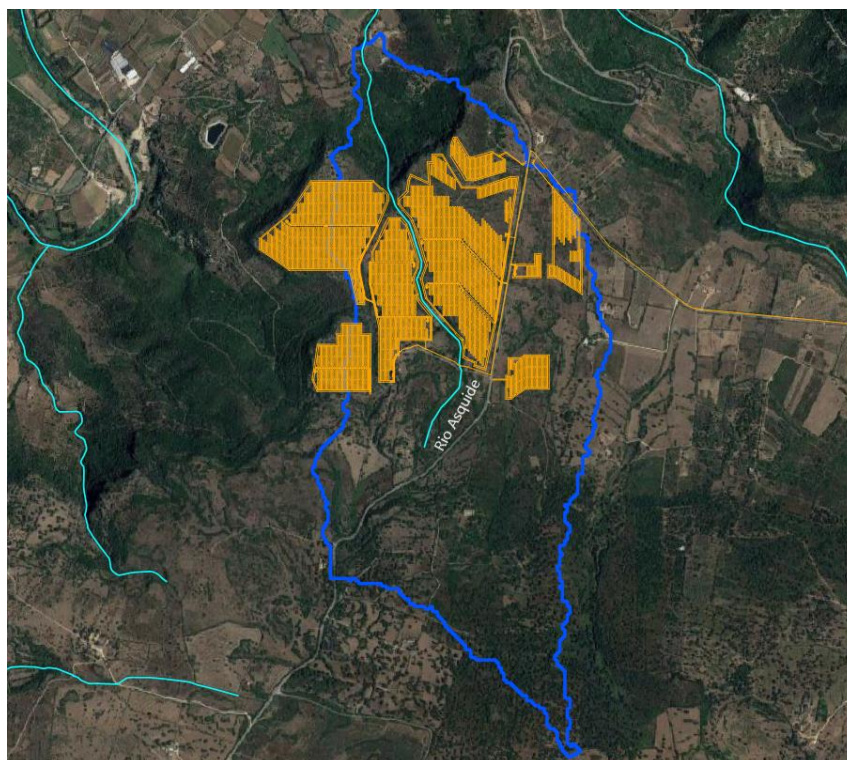
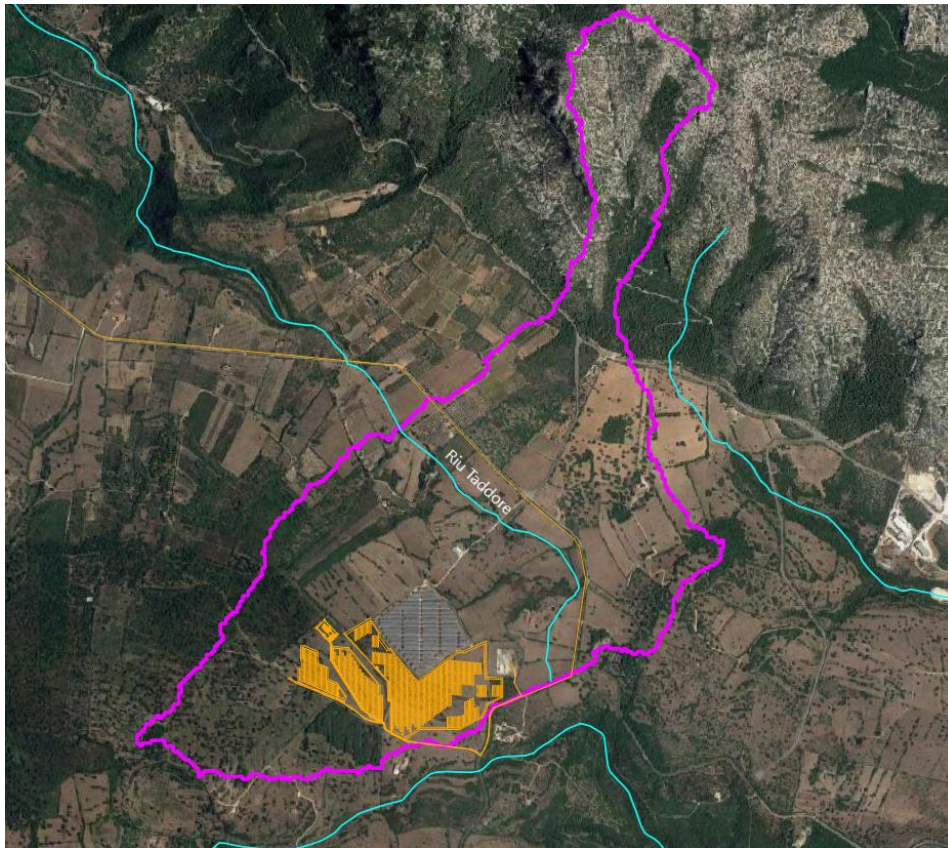
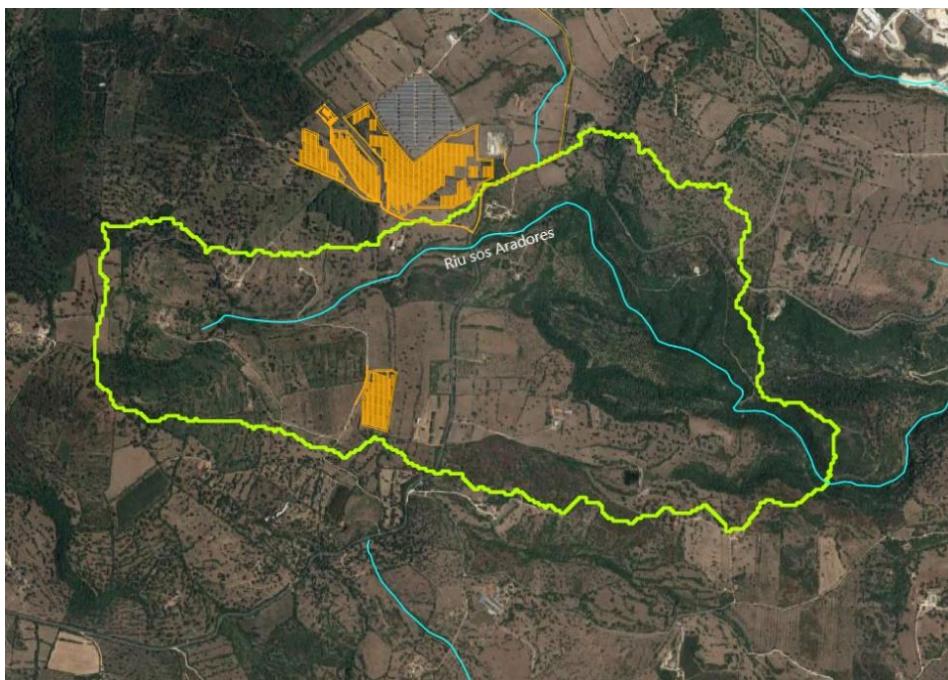


Figura 12- Delimitazione sottobacino numero 1





**Figura 13- Delimitazione sottobacino numero 2**



**Figura 14- Delimitazione sottobacino numero 3**

Di seguito sono riportate le caratteristiche principali dei sottobacini che interessano l'impianto fotovoltaico.:

<b>Sottobacino 1</b>	
Pendenza media (%)	12.69
Area (Km <sup>2</sup> )	2.013
Lunghezza asta (km)	2.197

**Tabella 8- Caratteristiche sottobacino 1**

<b>Sottobacino 2</b>	
Pendenza media (%)	14.986
Area (Km <sup>2</sup> )	2.209
Lunghezza asta (km)	1.895

**Tabella 9- Caratteristiche sottobacino 2**

<b>Sottobacino 3</b>	
Pendenza media (%)	14.63
Area (Km <sup>2</sup> )	2.56
Lunghezza asta (km)	3.104

**Tabella 10- Caratteristiche Sottobacino 3**

### 5.3 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione del bacino coincide con il tempo di durata della pioggia. Tale parametro indica il tempo che impiega una goccia d'acqua dal punto idraulicamente più svantaggiato a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura:

– **Formula di Pezzoli**

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Passini**

$$t_c = \frac{0.108^3 \sqrt{A_b L}}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Viparelli**

$$t_c = \frac{L}{V} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Ventura**

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A_b}{i}} \quad (\text{ore})$$

Dove:

$A_b$  è l'area del bacino espressa in km<sup>2</sup>

$i$  è la pendenza media del bacino (m/m)

$L$  è la lunghezza dell'asta principale (km)

$i_k$  è la pendenza media dell'asta principale (m/m)

$V$  è la velocità media della corrente assunta pari a 1.5 m/s,

I valori del tempo di corrivazione sono stati ottenuti per i bacini di interesse alla sezione di chiusura considerata.

Di seguito si riportano i valori di  $t_c$  per le aree oggetto di intervento:

<b>SOTTOBACINO 1</b>	
<i>Formule</i>	<i>Tc</i>
Pezzoli	0.362
Pasini	1.119
Viparelli	0.407
Ventura	0.507
<b>Tc medio</b>	<b>0.599</b>

Tabella 11- Tempo di corrivazione calcolato

<b>SOTTOBACINO 2</b>	
<i>Formule</i>	<i>Tc</i>
Pezzoli	0.641
Pasini	2.252
Viparelli	0.351
Ventura	0.488
<b>Tc medio</b>	<b>0.933</b>

Tabella 12- Tempo di corrivazione calcolato

<b>SOTTOBACINO 3</b>	
<i>Formule</i>	<i>Tc</i>
Pezzoli	0.720
Pasini	1.962
Viparelli	0.575
Ventura	0.532
<b>Tc medio</b>	<b>0.947</b>

Tabella 13- Tempo di corrivazione calcolato

Il tempo di corrivazione finale è stato ottenuto come media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule di letteratura.

Come si evince dalla tabella, per i sottobacini di riferimento, il tempo di corrivazione risulta essere inferiore all'ora. Ciò comporta che l'analisi delle Curve di Possibilità pluviometrica, debba essere modificata in base alla durata espressa in minuti del tempo caratteristico, perché per eventi brevi, ( $t < 60$  minuti) le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia con durata maggiore o uguale a 1 ora, non danno valori affidabili, infatti i valori ottenuti risultano essere sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

#### **5.4 STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL)**

In base a quanto sopra detto, si procede alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora applicando la formula di Bell.

Bell ha osservato che i rapporti  $r\delta$  tra le altezze di durata  $\tau$  molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata; tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

Dove:

- $h_{t,T}$  è l'altezza di pioggia espressa in mm di una durata  $t$  e tempo di ritorno  $T$ ;
- $h_{60,T}$  è l'altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno  $T$ ;
- $t$  è la durata di pioggia espressa in minuti.

Questa formula consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno a partire dal valore di  $h_{60,T}$  ottenuto dalla curva di probabilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno  $T$ .

Pertanto prendendo in considerazione la curva di possibilità pluviometrica  $h_{60,T} = h_{1,200} = 66.438\text{mm}$  relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno  $T=200$  anni ottenuta con la distribuzione di tipo Gumbel e applicando la formula di Bell si ottengono i valori di pioggia inferiori all'ora di seguito riportati:

T=200					
t(min)	15	20	30	45	60
ht,T	37.386	42.651	50.745	59.702	66.631

Tabella-14 Valori di pioggia inferiori all'ora

I parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno pari a  $T=200$  e durata inferiore ad un'ora sono riportati di seguito, con tempo  $t$  espresso in minuti:

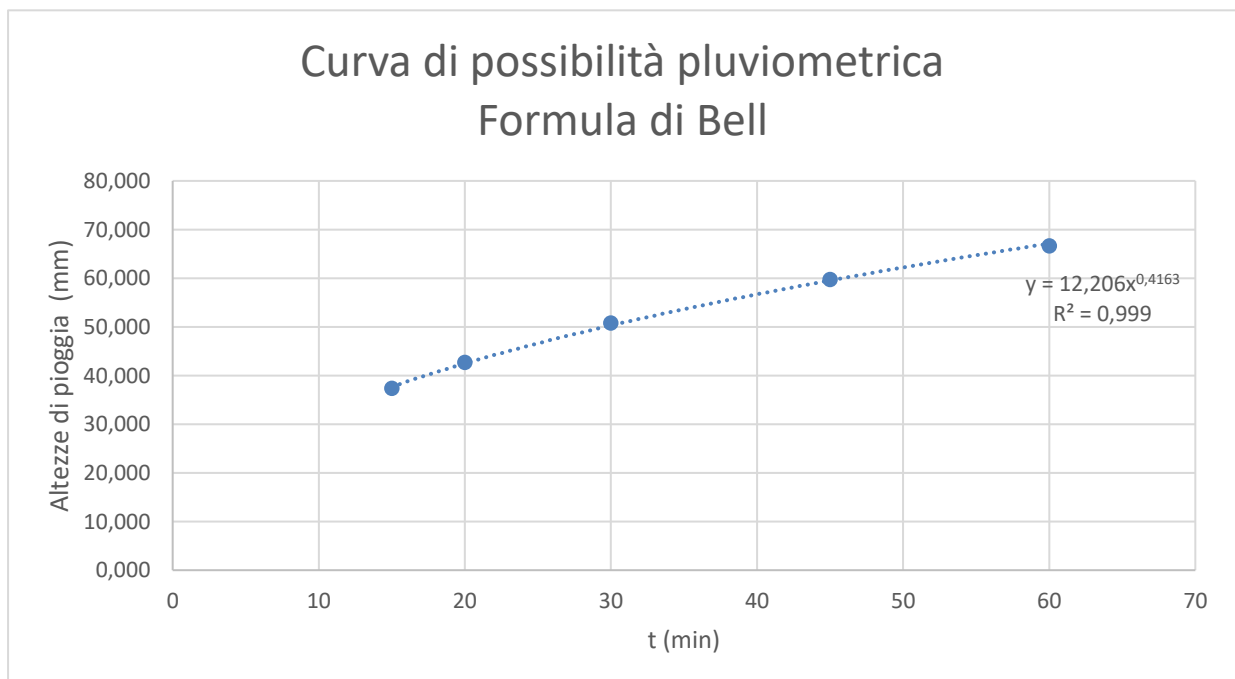


Figura 15- Curva di possibilità pluviometrica



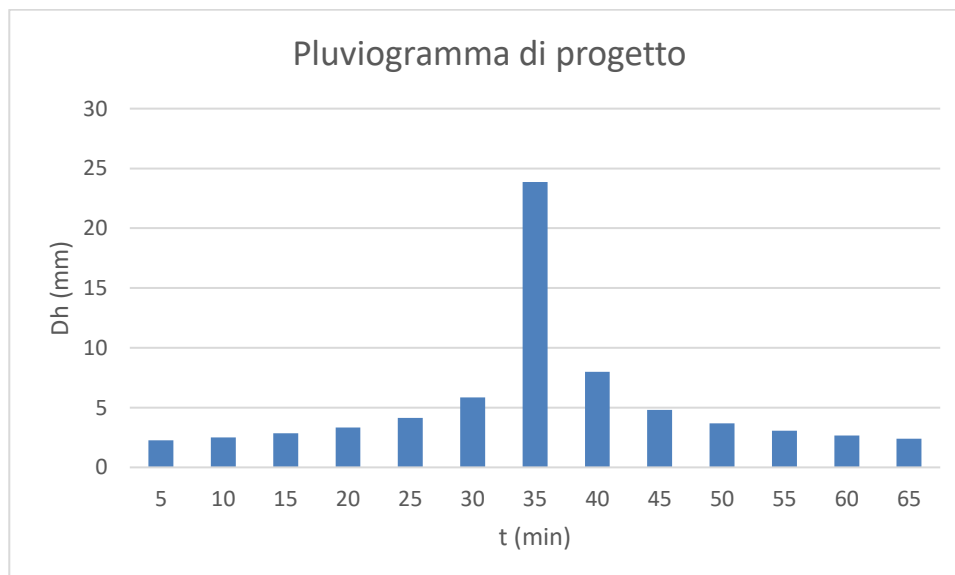
T	a	n
200	12.206	0.4163

**Tabella 15- Parametri della curva di possibilità pluviometrica**

### 5.5 APPLICAZIONE METODO SCS CURVE NUMBER

Dal momento che il processo di trasformazione afflussi-deflussi è composto da una prima fase, che consiste nella determinazione delle piogge nette e in una seconda fase che consiste nella trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali, al fine di poter effettuare tale trasformazione è stato utilizzato il software HEC-HMS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers e che permette appunto di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note.

In particolare, utilizzando le informazioni ricavate dalla curva di possibilità pluviometrica stimata dalla distribuzione probabilistica di GEV, si è ricavato il pluviogramma di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

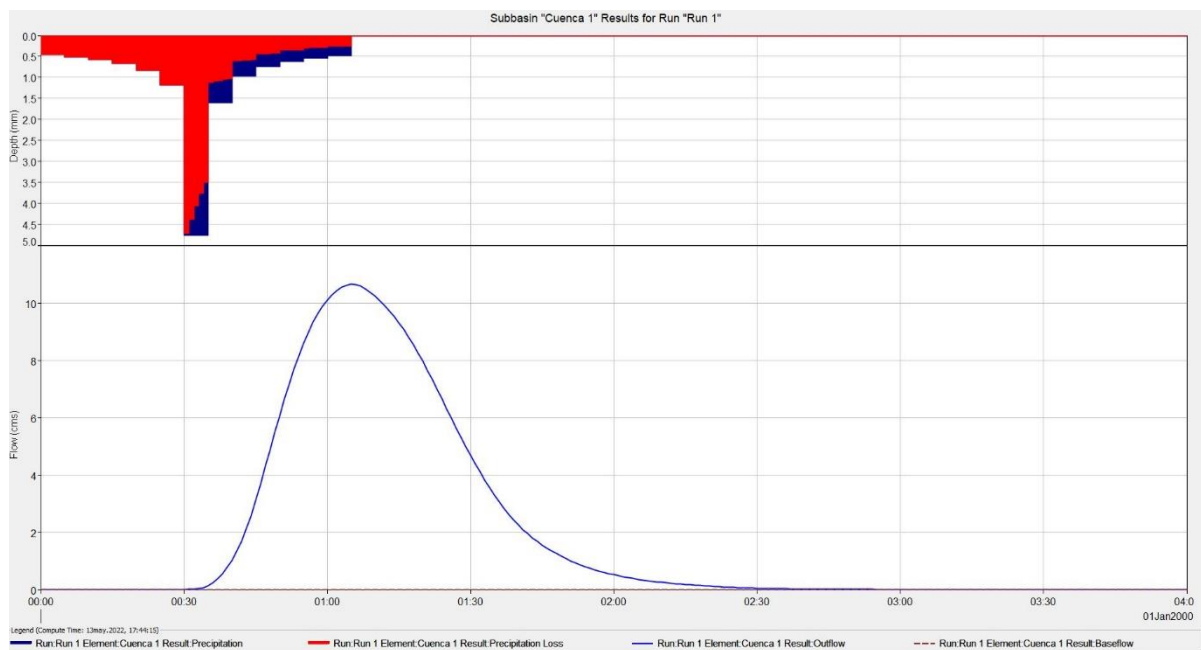


**Figura 16- Pluviogramma di progetto**

Il pluviogramma così determinato è stato caricato sul software HEC-HMS nel quale, per i bacini in esame, sono stati inseriti ulteriori dati relativi alla geometria. I valori del curve number assunto pari a CN(II) = 68.7 (Sottobacino 1), CN(II) = 66.68 (Sottobacino 2) e CN(II) = 67.14 (Sottobacino

3) sono stati ottenuti tenendo conto dei confini del bacino e della mappa dei numeri di curva fornita dalle risorse ufficiali della Sardegna.

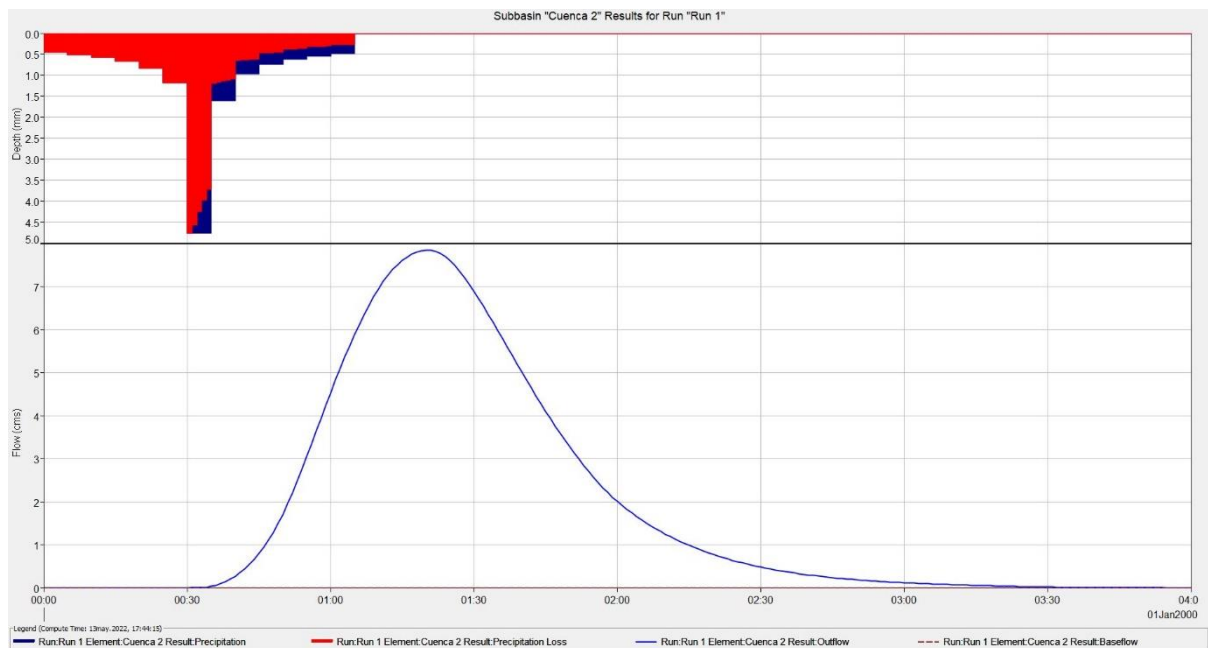
Inseriti i dati necessari si è passati ad effettuare la simulazione idrologica dei bacini idrografici con la possibilità di selezionare diverse durate e intervalli di simulazione, nel caso specifico si è scelto di far durare la simulazione per 4 ore con intervallo di 1 minuti. Nello specifico si riportano di seguito i risultati ottenuti:



**Figura 17- Idrogramma di piena Sottobacino 1**

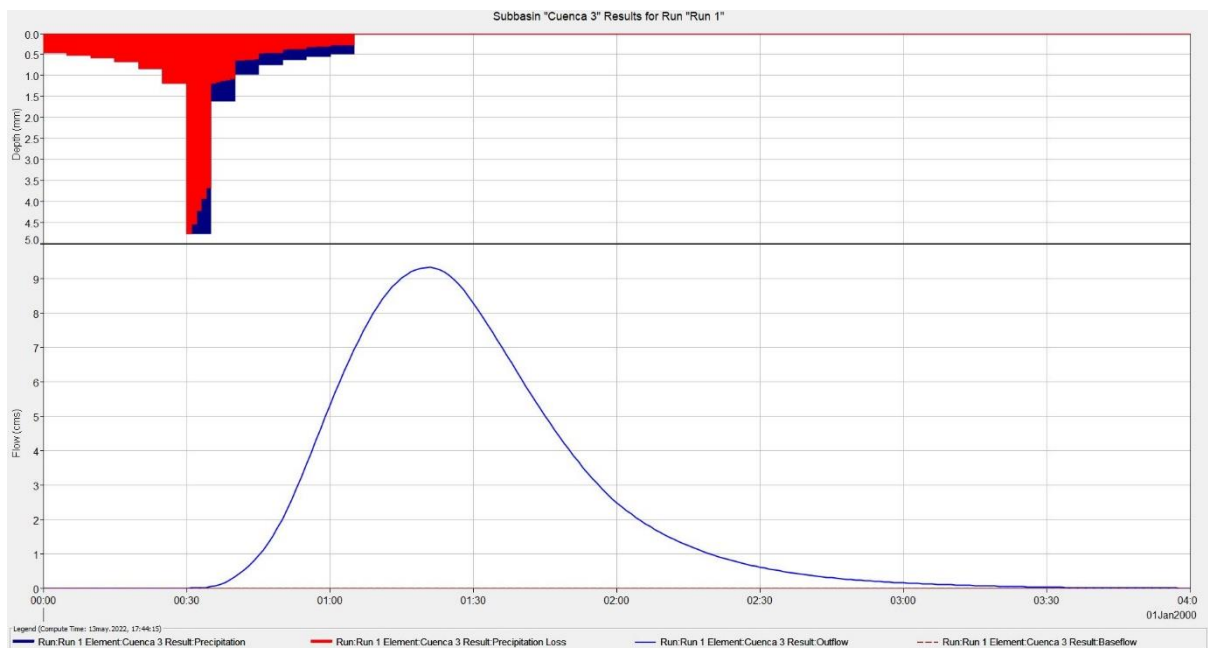
Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il sottobacino 1 alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari 10.649 m<sup>3</sup>/s e si verifica dopo circa 1 ore dall'inizio dell'evento di pioggia.





**Figura 18- Idrogramma di piena Sottobacino 2**

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il sottobacino 2 alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari  $7.845 \text{ m}^3/\text{s}$  e si verifica dopo circa 1 ore dall'inizio dell'evento di pioggia.



**Figura 19- Idrogramma di piena Sottobacino 3**

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il sottobacino 3 alla sezione di chiusura poco a valle del sito oggetto di intervento per un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari 9.316 m<sup>3</sup>/s e si verifica dopo circa 1 ore dall'inizio dell'evento di pioggia.

## **5.6 VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI**

La verifica delle zone di inondazione è stata effettuata per i fiumi Asquidde, Taddore e sos Aradores, i cui sottobacini comprendono le tre parti distinte dell'impianto fotovoltaico. L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di flusso instabile, utilizzando l'idrogramma di piena calcolato con il metodo SCS curve – number. La verifica è stata effettuata considerando un tempo di ritorno di 200 anni.

Il primo passaggio è stato quello di costruire un modello geometrico dell'area di intervento, al fine di comprendere l'andamento del flusso lungo l'asse dei corsi d'acqua nonché su tutta la piana alluvionale dei corsi d'acqua stessi, modellizzando il processo esondativo.

La verifica delle aree esondabili è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.1 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

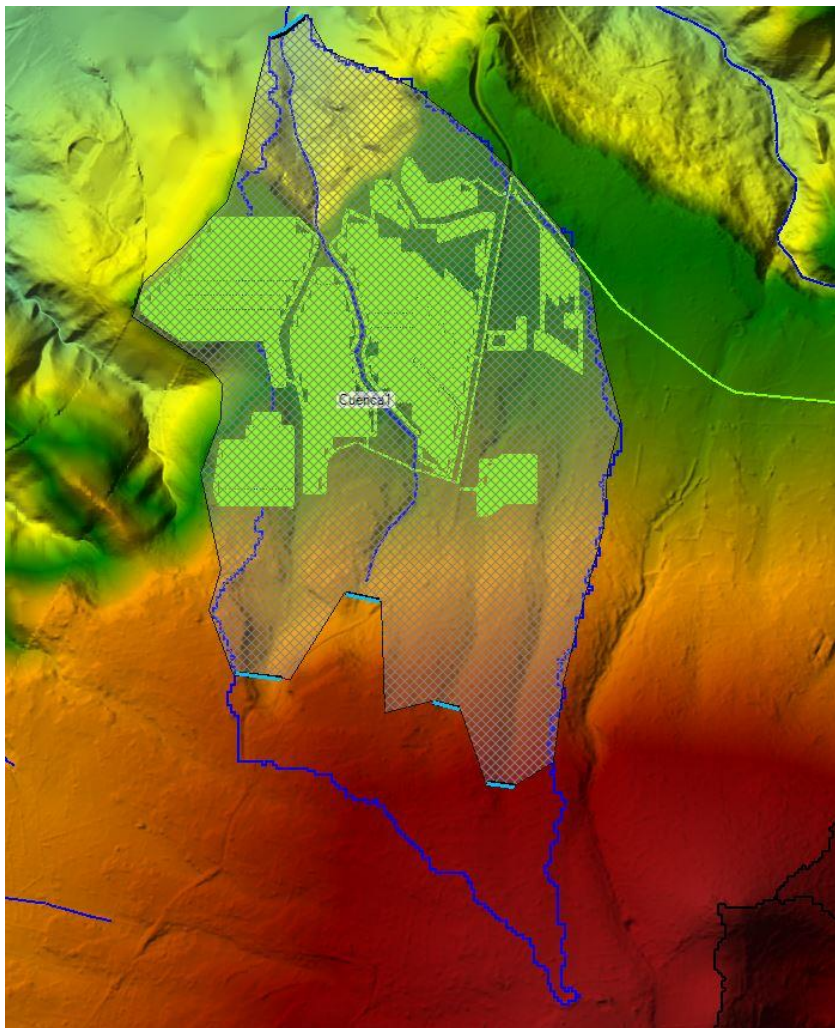
- Partendo dalla base del terreno fornita dal DTM, vengono generate le geometrie dei bacini di studio, definendo sia il perimetro che le linee di condizione limite;
- Inserimento del valore della scabrezza in termini di coefficiente di Manning che per la tipologia dei corsi d'acqua da analizzare è stato assunto un valore cautelativo pari a 0.06 determinato sulla base della tabellazione di Chow V.T., 1959. (Tabella 9);
- Un elemento di fondamentale importanza è stato quello di definire le cosiddette "boundary conditions", cioè le condizioni al contorno che hanno la capacità di influenzare le elaborazioni. Nello specifico per la sezione di monte è stato inserito l'idrogramma di piena, che è stato effettuato con periodi di un minuto per una maggiore precisione nel calcolo delle zone di inondazione, mentre per la sezione di valle è stata inserita la condizione di normal depth.

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DI PIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENE E PIANE INONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

**Tabella 16- Valori del coefficiente di Manning**

### 5.6.1 ANALISI IDRAULICA SOTTOBACINO 1

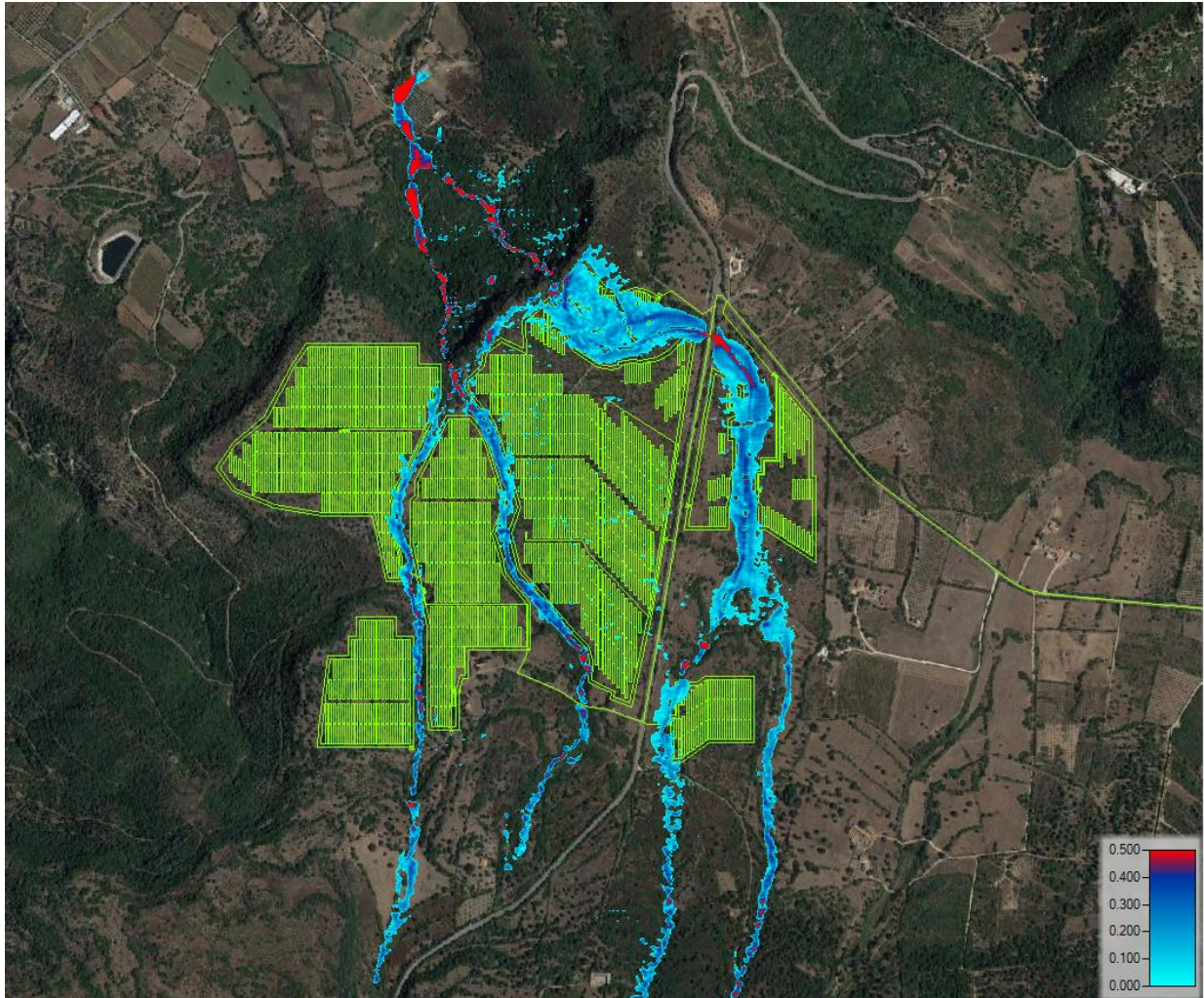
Per effettuare l'analisi idraulica dell'area, si modella la geometria del bacino calcolato, definendo le linee di condizione limite sia a monte che a valle.



**Figura 20- Geometria sottobacino 1**

Nelle figure che seguono è possibile desumere la verifica delle aree esondabili del corso d'acqua per il tempo di ritorno di 200 anni.



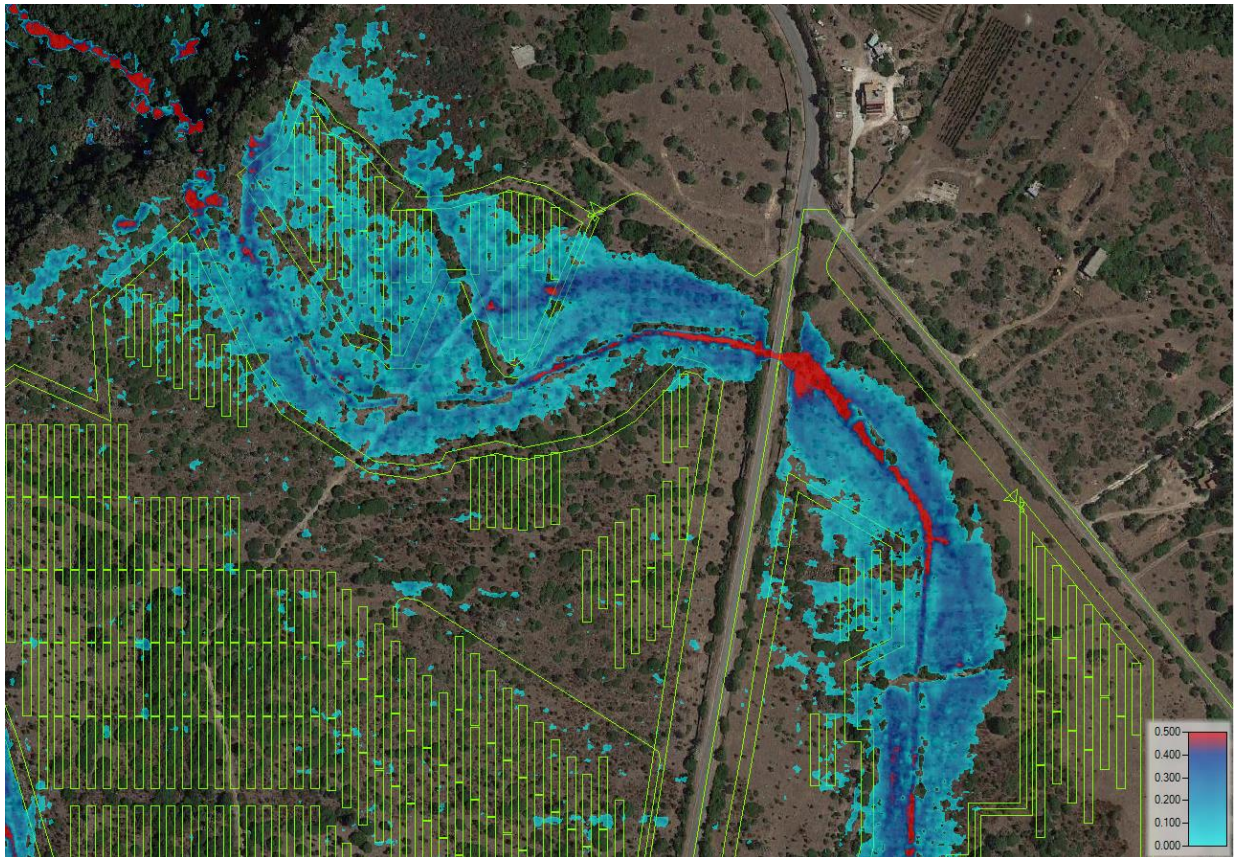


**Figura 21- Tirante idrico per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a  $Tr = 200$  anni**

Come si può vedere nell'immagine, ci sono zone in cui il flusso d'acqua incontra l'impianto fotovoltaico, ma l'entità dei tiranti idrici (circa 25 cm) è comunque compatibile con le strutture in progetto.

Di seguito è riportata una vista più dettagliata delle aree.



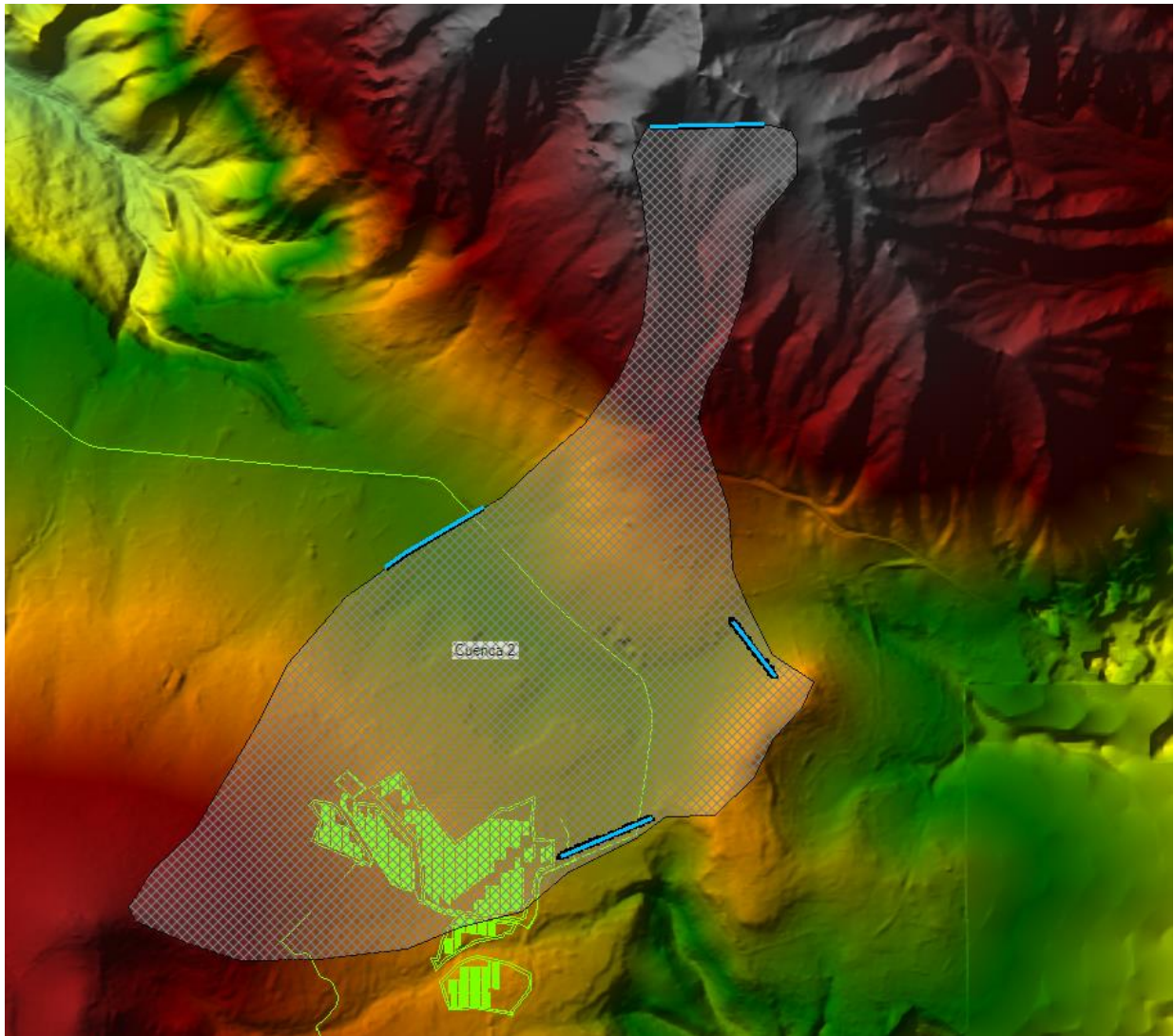


**Figura 22- Dettaglio delle strutture fotovoltaiche interessate dal battente idrico**

Nel dettaglio sopra riportato la cabina di impianto viene investita dall'onda di piena simulata. Per questo componente dell'impianto verrà prevista una quota di imposta maggiorata di circa 50 cm rispetto al tirante idrico calcolato (25 cm).

### **5.6.2 ANALISI IDRAULICA SOTTOBACINO 2**

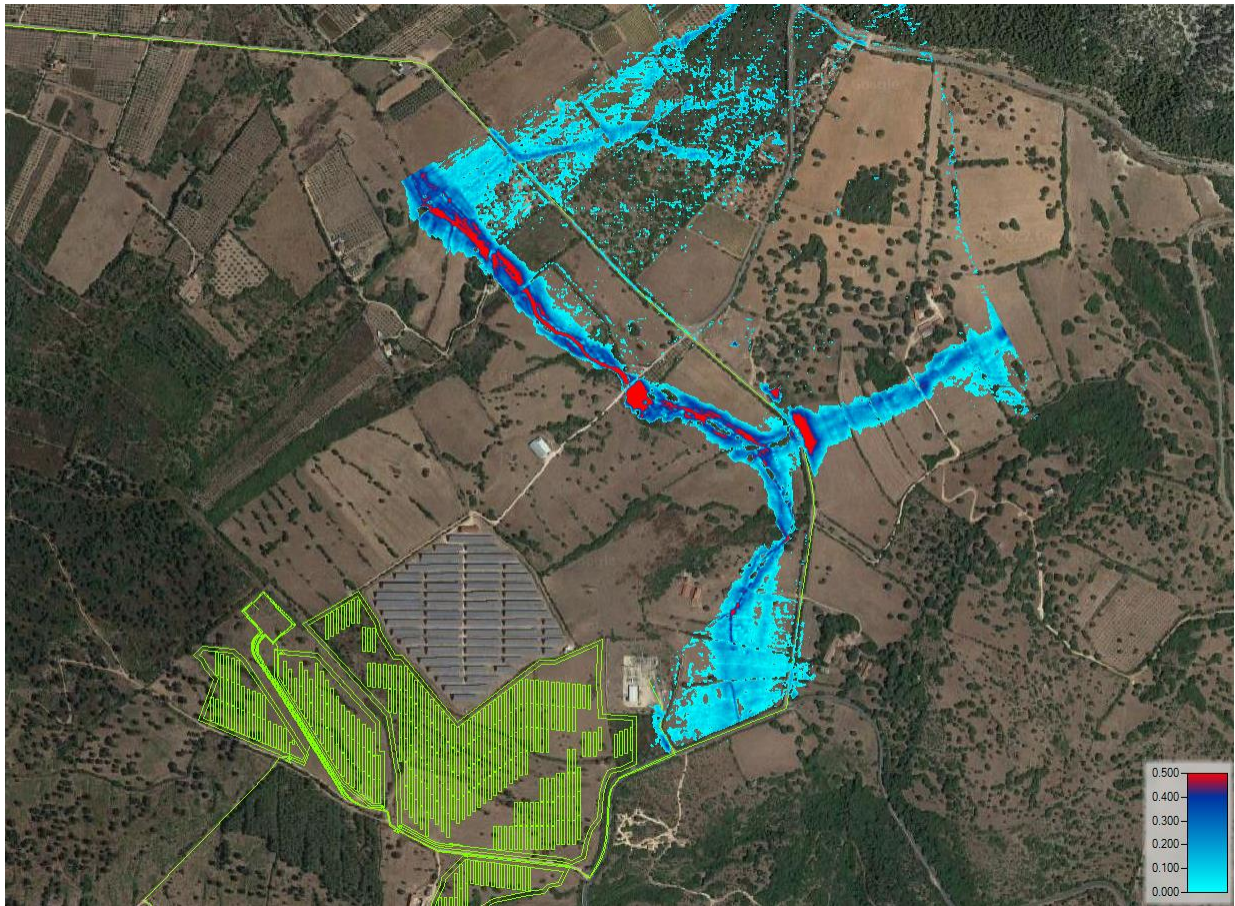
Per effettuare l'analisi idraulica dell'area, si modella la geometria del bacino calcolato, definendo le linee di condizione limite sia a monte che a valle.



**Figura 23- Geometria sottobacino 2**

Nelle figure che seguono è possibile desumere la verifica delle aree esondabili del corso d'acqua per il tempo di ritorno di 200 anni.





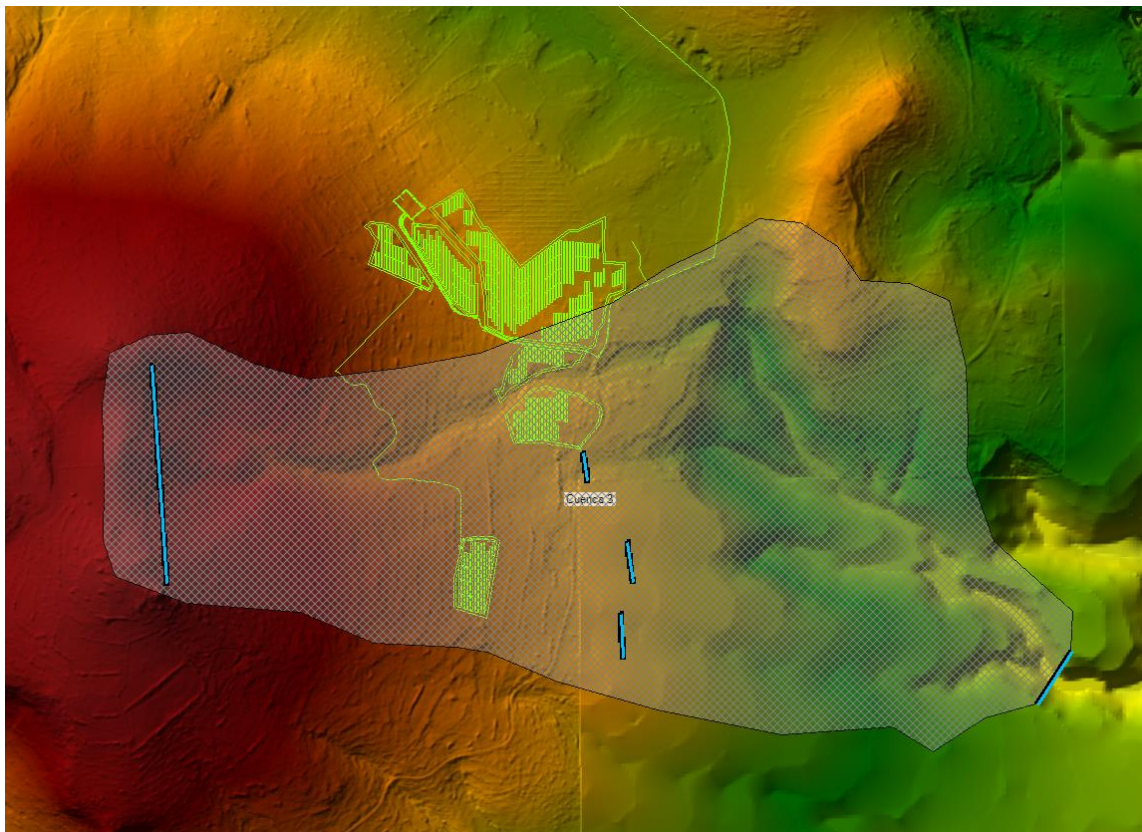
**Figura 24- Tirante idrico per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a  $T_r = 200$  anni**

Come si può vedere, il tirante idrico generato nelle condizioni studiate non crea alcun pericolo nella zona di studio.



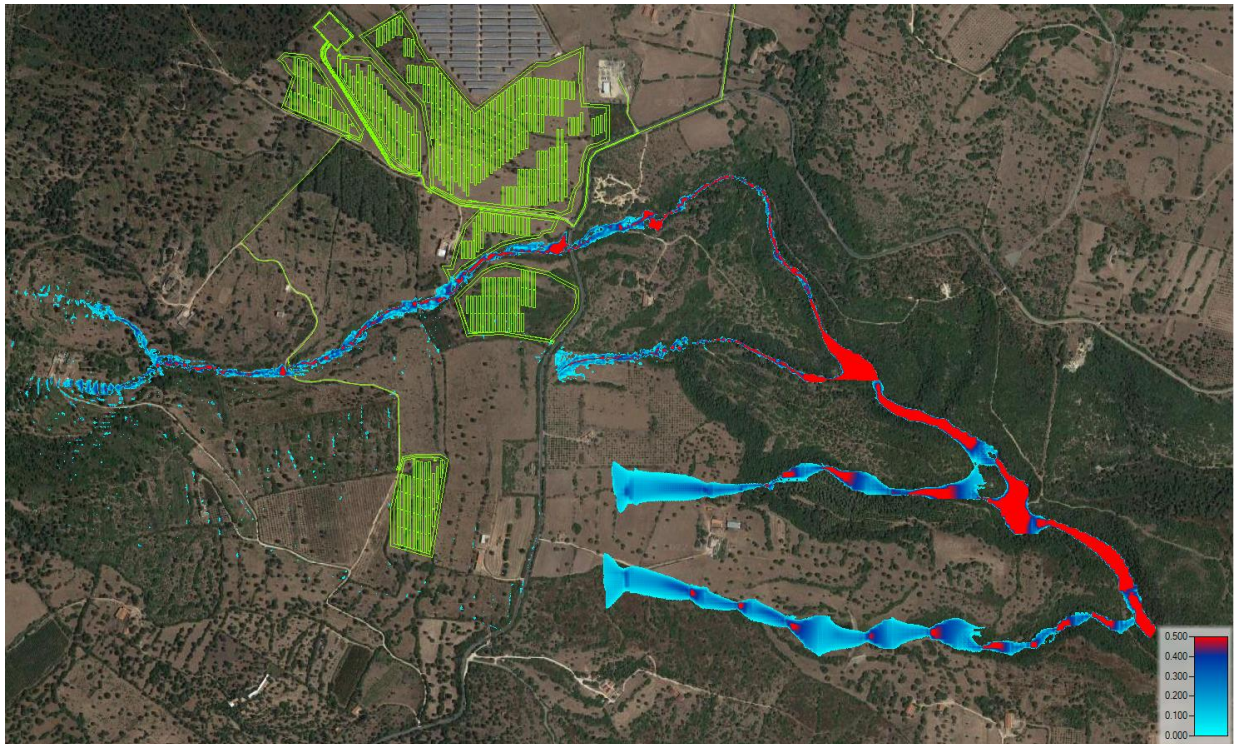
### 5.6.3 ANALISI IDRAULICA SOTTOBACINO 3

Per effettuare l'analisi idraulica dell'area, si modella la geometria del bacino calcolato, definendo le linee di condizione limite sia a monte che a valle.



**Figura 25- Geometria sottobacino 3**

Nelle figure che seguono è possibile desumere la verifica delle aree esondabili del corso d'acqua per il tempo di ritorno di 200 anni.



**Figura 26- Altezza per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a  $T_r = 200$  anni**

Come si può vedere, il tirante idrico generato nelle condizioni studiate non crea alcun pericolo nella zona di studio.

## **6 CONCLUSIONI**

Sulla scorta di quanto illustrato nel presente studio è possibile affermare che:

- Le aree di progetto ricadono nel bacino idrografico del Posada-Cedrino e in sottobacini idrografici per i quali è possibile stimare afflussi meteorici corrispondenti a diversi tempi di ritorno sulla base di un campione di dati pluviometrici statisticamente significativo, costituito in particolare da serie storiche riferite ad eventi di massima intensità, disponibili con riferimento ad un periodo compreso tra il 1922 ed il 2011 in 2 stazioni (Gattelli e Orosei) le quali risultano essere rappresentative del bacino idrografico di interesse.
- Per quanto concerne l'analisi statistica degli estremi idrologici, essa è stata condotta per i bacini secondo i due approcci del Metodo di Gumbel e del Metodo della GEV con le rispettive variazioni.
- Sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 10 25 50 100 200 500 e 1000 anni sia con il metodo di Gumbel che con il metodo della GEV.
- Dopo lo studio delle piene dell'impianto fotovoltaico per un periodo di ritorno di 200 anni, non sono state trovate area particolarmente gravate dall'inondazione per cui non risultano problemi nella realizzazione dell'impianto in relazione al rischio idraulico.

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido