

REGIONE SICILIA
Provincia di Catania
COMUNI DI
MILITELLO IN VAL DI CATANIA ,VIZZINI E MINEO

PROGETTO

PARCO FOTOVOLTAICO DI MILITELLO

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE

ERG Solar Holding



SOCIETA' DI PROGETTAZIONE



Marco Carbone



Ing. Marco Carbone
Studio Idraulico

OGGETTO DELL'ELABORATO

**RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA AI FINI
DELL'INVARIANZA IDRAULICA**

REV.	DATA	ATTIVITA'	REDATTO	VERIFICATO	APROVATO

CODICE PROGETTISTA	DATA	SCALA	FORMATO	FOGLIO	DOCUMENTO
	14/02/2023	--	A4	1	8975 - 7570 - RS - 004

INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica è parte integrante del progetto per la realizzazione di un impianto per la produzione di energia elettrica da fonte solare fotovoltaica, da allocare sui terreni agricoli siti in Contrada Piano Cilia nel comune di Militello in Val di Catania, in provincia di Catania.

La relazione che segue ha lo scopo di illustrare la compatibilità idraulica che si ottiene dopo l'intervento di costruzione dell'impianto fotovoltaico al fine di evitare che la rete di drenaggio naturale esistente delle acque pioggia venga messa in crisi da afflussi meteorici intensi a seguito della realizzazione dell'opera stessa.

Tale soluzione progettuale recepisce le indicazioni e prescrizioni emesse dalla Regione Sicilia ed in particolare al D.D.G. n. 102 del 23/06/2021 a firma del Direttore Generale dell'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente – Dipartimento regionale dell'Urbanistica e del Segretario Generale dell'Autorità di Bacino Distretto Idrografica della Sicilia.

METODOLOGIA DI LAVORO

La metodologia di lavoro applicata può essere sintetizzata nei seguenti passaggi operativi:

- × Definizione delle piogge critiche e determinazione della curva di probabilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno.
- × Perimetrazione e caratterizzazione idrologica dei bacini interessati dall'intervento in esame, che si traduce nello studio delle condizioni dei suoli e del loro comportamento nei confronti delle acque che ivi defluiscono.
- × Trasformazioni afflussi-deflussi consentendo per ogni pioggia considerata di riprodurre le portate che si producono su un bacino di date caratteristiche
- × Progettazione del sistema di invaso/laminazione

Per la perimetrazione e caratterizzazione idrologica dei bacini sono stati utilizzati i modelli matematici contenuti nella piattaforma QGIS. Invece, per le trasformazioni afflussi-deflussi e relativa stima degli idrogrammi, dei volumi di afflussi e deflussi è stato utilizzato il modello matematico-idraulico dello *Storm Water Management Model - SWMM*, sviluppato da US-EPA (agenzia di protezione ambientale degli Stati Uniti).

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Dal punto di vista cartografico, le opere in progetto ricade per intero in agro del Comune di Militello in Val di Catania in provincia di Catania all'interno delle seguenti cartografie:

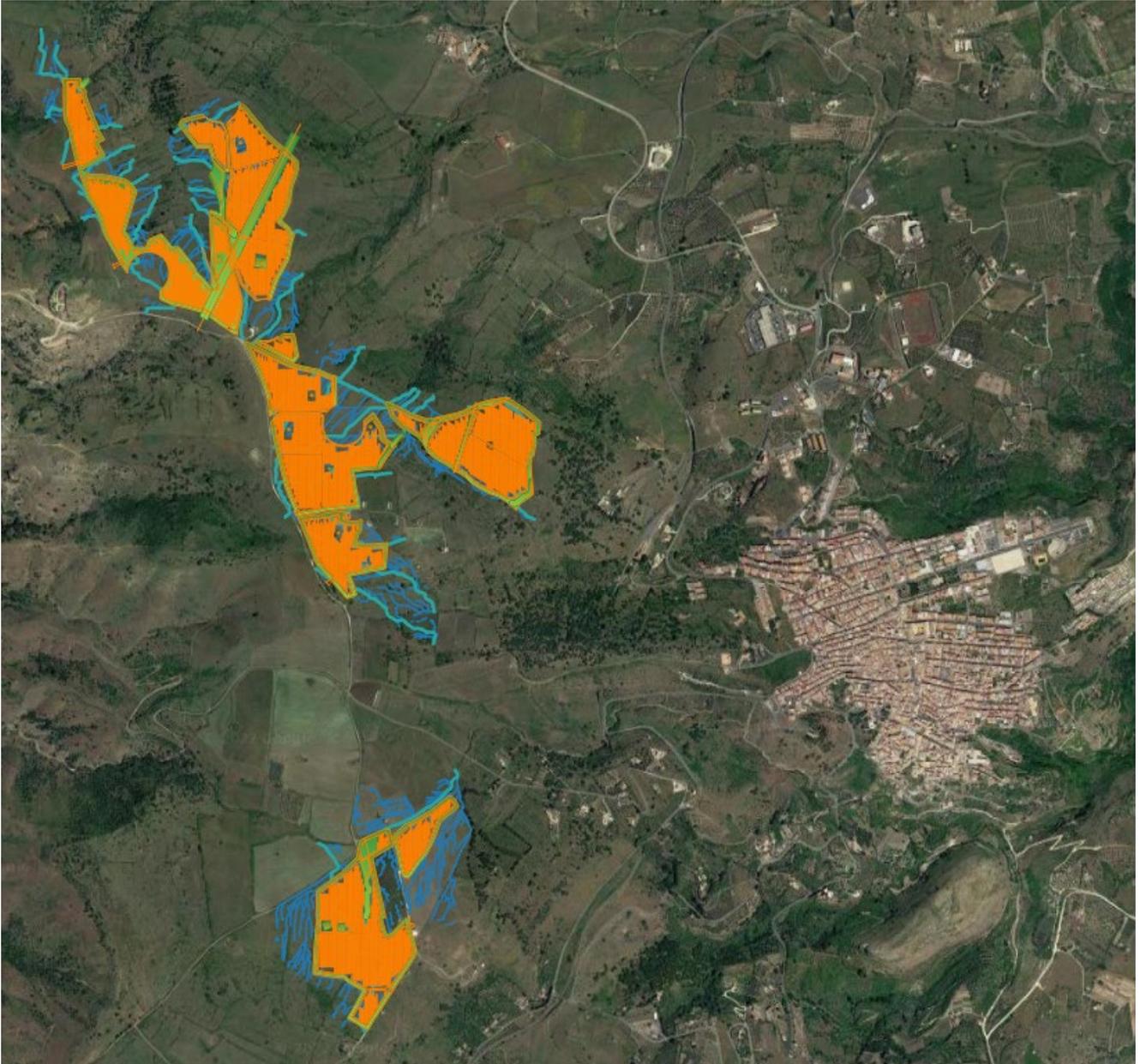
- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, di cui alle seguenti codifiche "273-I-NO-Militello in Val di Catania".
- CTR - scala 1:10.000 - n°640100 e n°640140.

Complessivamente la superficie interessata dal Parco fotovoltaico in progetto è di circa 70 ettari.

Di seguito sono riportate un'immagine di inquadramento territoriale ed il layout dell'impianto in progetto su ortofoto.



Inquadramento generale del territorio oggetto delle opere in progetto.



Layout dell'impianto su ortofoto.

INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'area interessata dall'impianto si sviluppa all'interno del bacino del San Leonardo, ai confini con lo spartiacque superficiale tra i bacini dei fiumi San Leonardo e Gornalunga.

Il bacino idrografico del fiume San Leonardo ricade nel versante orientale della Sicilia e si estende per circa 500 Km² dai centri abitati di Vizzini e Buccheri sino al mare Ionio, presso il Villaggio San Leonardo, al confine tra i territori di Augusta e Carlentini; esso si inserisce tra il bacino del fiume Anapo a sud, il bacino del fiume Acate a sud-ovest, il bacino del fiume Monaci ad ovest e il bacino del fiume Gornalunga a nord, estendendosi quasi totalmente nella provincia di Siracusa, tranne una piccola porzione ad occidente che ricade in provincia di Catania.

Fiume San Leonardo

Il bacino idrografico maggiormente interessato dalle opere in oggetto è quello del fiume San Leonardo ricade nel versante orientale della Sicilia e si estende per circa 500 Km² dai centri abitati di Vizzini e Buccheri sino al mare Ionio, presso il Villaggio San Leonardo, al confine tra i territori di Augusta e Carlentini.

Esso si inserisce tra il bacino del fiume Anapo a sud, il bacino del fiume Acate a sud-ovest, il bacino del fiume Monaci ad ovest e il bacino del fiume Gornalunga a nord, estendendosi quasi totalmente nella provincia di Siracusa, tranne una piccola porzione ad occidente che ricade in provincia di Catania.

All'interno del bacino idraulico ricadono i centri abitati di Militello Val di Catania e Scordia, in provincia di Catania e i centri abitati di Buccheri, Carlentini, Francofonte e Lentini in provincia di Siracusa. Nel bacino ricade inoltre una parte dei territori comunali di Catania e Vizzini (provincia di Catania) e di Augusta (provincia di Siracusa).

L'idrografia naturale è rappresentata da una serie di corsi d'acqua che presentano un regime tipicamente torrentizio, con deflussi superficiali solamente nella stagione invernale, in occasione di precipitazioni intense e di una certa durata, che invece si presentano completamente asciutti nel periodo estivo, per la scarsa piovosità e l'alta temperatura che favorisce l'evaporazione.

Il deflusso superficiale è limitato oltre che dalle cause climatiche, dalla discreta permeabilità delle formazioni affioranti dovuta anche ad una serie di fratturazioni che facilitano l'infiltrazione nel sottosuolo delle acque piovane.

La parte più a monte delle varie incisioni è costituita prevalentemente da alvei a fondo fisso, dove il letto si è impostato in rocce competenti ed è quasi privo di sedimenti, escluso in brevi tratti ove in passato si sono avute grandi piene. Generalmente sono alvei con pendenze elevate, di non grandi dimensioni, in erosione più o meno accentuata.

Andando da monte verso valle, per la diminuzione di pendenza e la conseguente diminuzione di velocità, l'alveo dei vari torrenti si trasforma a fondo mobile, con conseguente deposizione di sedimenti, costituiti principalmente da elementi vulcanici e calcarenitici.

L'asta del corso d'acqua principale, che si estende per circa 50 Km, nel suo tratto finale ha sviluppato un alveo di tipo meandriforme.

ELABORAZIONI DELLE PRECIPITAZIONI

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nei bacini idrografici relativi all'area in esame.

I fenomeni meteorologici che generano le precipitazioni sono talmente complessi da non potere essere trattati come un processo deterministico a partire da condizioni iniziali e al contorno note. Pertanto, sotto il profilo pratico, lo studio delle piogge si limita ad utilizzare metodologie statistiche basate sulle osservazioni pluviometriche.

Nel caso in esame, la risposta idrologica dei bacini è condizionata da brevi tempi di corrivazione e, pertanto, le precipitazioni rilevanti sono quelle d'intensità elevata e breve durata.

La maggior parte dei metodi che l'idrologia propone per ricostruire eventi di piena sono metodi indiretti, ossia metodi che stimano l'idrogramma di piena utilizzando un modello di trasformazione piogge-portate che prevede, come input, la definizione di un particolare evento di pioggia.

In particolare, volendo stimare eventi di piena di dato tempo di ritorno, bisogna prima ricostruire l'evento di pioggia di pari tempo di ritorno (assumendo come vera l'ipotesi che un evento di pioggia di tempo di ritorno T genera un evento di piena con la stessa probabilità di non superamento).

Determinazione del periodo di ritorno

Il D.D.G. 102/21 prescrive che il tempo di ritorno delle piogge da adoperare nel calcolo dei volumi (laminazione/infiltrazione) sia pari a **30 anni**, mentre, il tempo di ritorno di **50 anni** dovrà essere utilizzato per la verifica delle opere in condizione limite e per il dimensionamento e la verifica idraulica delle eventuali ulteriori misure locali, anche non strutturali, di protezione idraulica.

Nel caso in esame la grandezza idrologica che si considera è l'altezza di precipitazione critica che può essere associata ad un tempo di ritorno, ovvero la durata media del periodo in cui l'evento fissato venga superato una sola volta, pari a **30 anni** per il calcolo dei volumi e pari a **50 anni** per la verifica idraulica delle opere di protezione idraulica.

Metodo TCEV Sicilia

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 VAPI¹.

¹ Il Progetto VAPI (VALutazione Piene) sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, ha avuto come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e delle piogge intense secondo criteri omogenei.

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).

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 delle serie dei massimi annuali delle piogge di assegnata durata 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.

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 (fig. 1).

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.

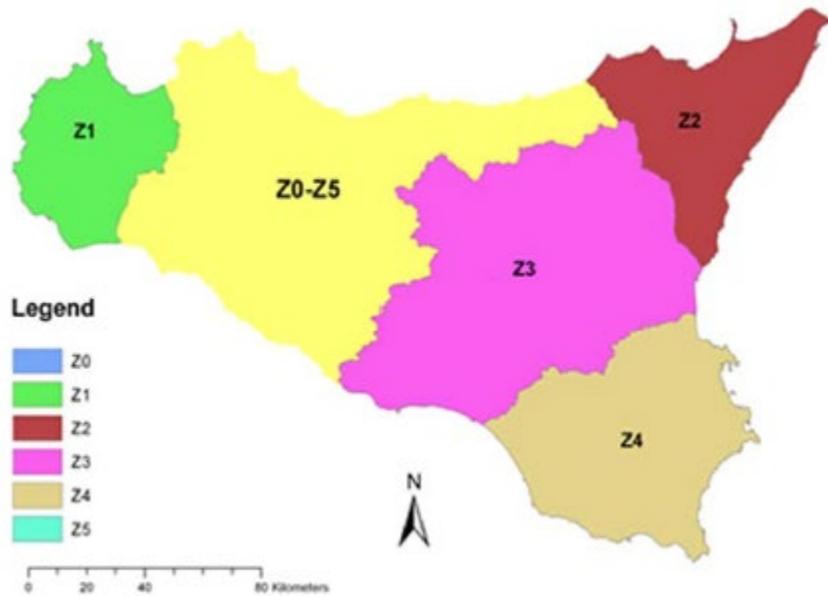


Figura 1: Sottozone pluviometriche omogenee per la regione Sicilia (da *Lo Conti et al, 2007*).

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

Parametro	Sottozona					
	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

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:

$$h'_{t,T} = K_T \cdot \mu(t)$$

dove 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 α e β) e del tempo di ritorno T dell'evento meteorico.

$$K_T = \alpha \cdot \ln(T) + \beta$$

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

Parametro	Sottozona					
	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Z ₅
α	0,4485	0,4695	0,4799	0,5011	0,4946	0,4485
β	0,5117	0,4889	0,4776	0,4545	0,4946	0,5117

Il terzo livello di regionalizzazione prevede, infine, la ricerca di relazioni regionali tra il parametro centrale della distribuzione di probabilità e le grandezze - prevalentemente geografiche (altitudine, distanza dal mare, superficie del bacino idrografico) - relative al sito di misura.

Calcolo della C.P.P.

Per come descritto in precedenza la CPP è stata ricavata sulla base delle indicazioni del metodo TCEV, in particolare per la stima del parametro centrale della distribuzione di probabilità, come noto 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. La stazione pluviometrica di riferimento per l'intervento in oggetto è la seguente la stazione di Mineo le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

Anni di funzionamento: 46

Sensori presenti: Pluviometro

Altitudine: 524 m.s.l.m.

Coefficienti: **$a = 29,929$** ed **$n = 0,316$** .

Ricadendo l'area d'intervento nella sottozona 4 della regione Sicilia, utilizzando i coefficienti di questa zona è stato possibile calcolare le seguenti curve di probabilità pluviometrica:

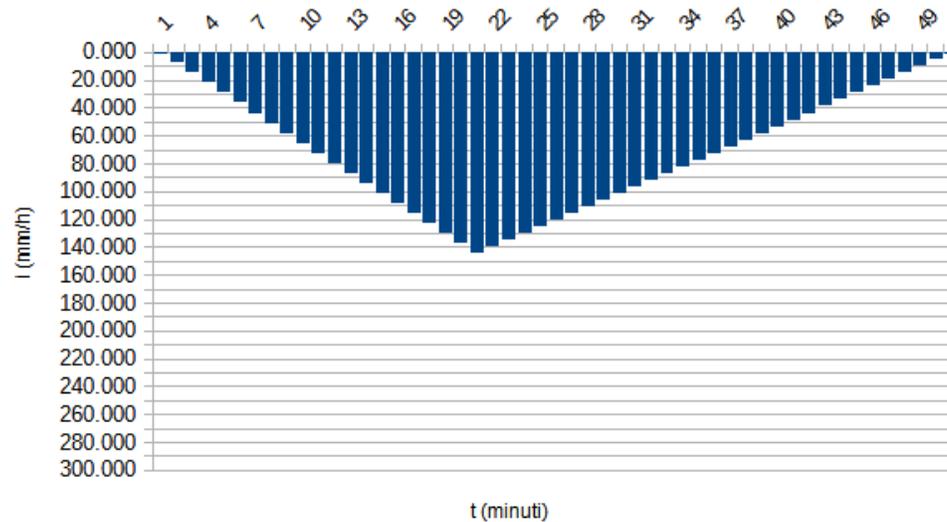
Tempo di ritorno di 30 anni: $h_{t,T} = 64.163 * t^{0.316}$

Tempo di ritorno di 50 anni: $h_{t,T} = 71.724 * t^{0.316}$

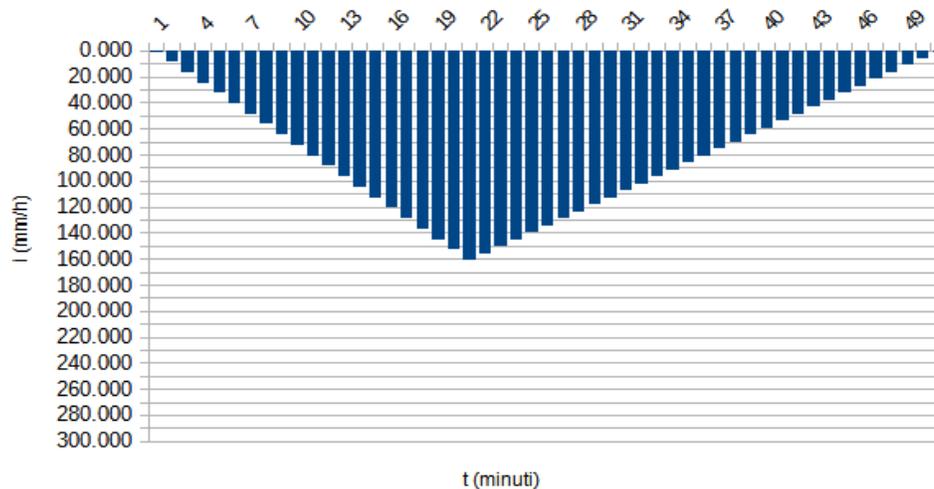
Ietogramma sintetico : triangolare

Lo ietogramma di progetto può rappresentare un evento realmente osservato o un evento artificiale, di assegnata rarità. Nel caso in esame a partire dalle curve di probabilità pluviometrica sono stati ricavati due ietogrammi di progetto di tipo triangolare. Per ambedue gli ietogrammi è stata fissata una durata critica della pioggia pari a 50 minuti, individuata come durata critica sulla base dei tempi di corrivazione calcolati per ciascun sottobacino.

Lo ietogramma definito per il **tempo di ritorno di 30 anni** è:



Per il tempo di ritorno di 50 anni si è ottenuto il seguente:



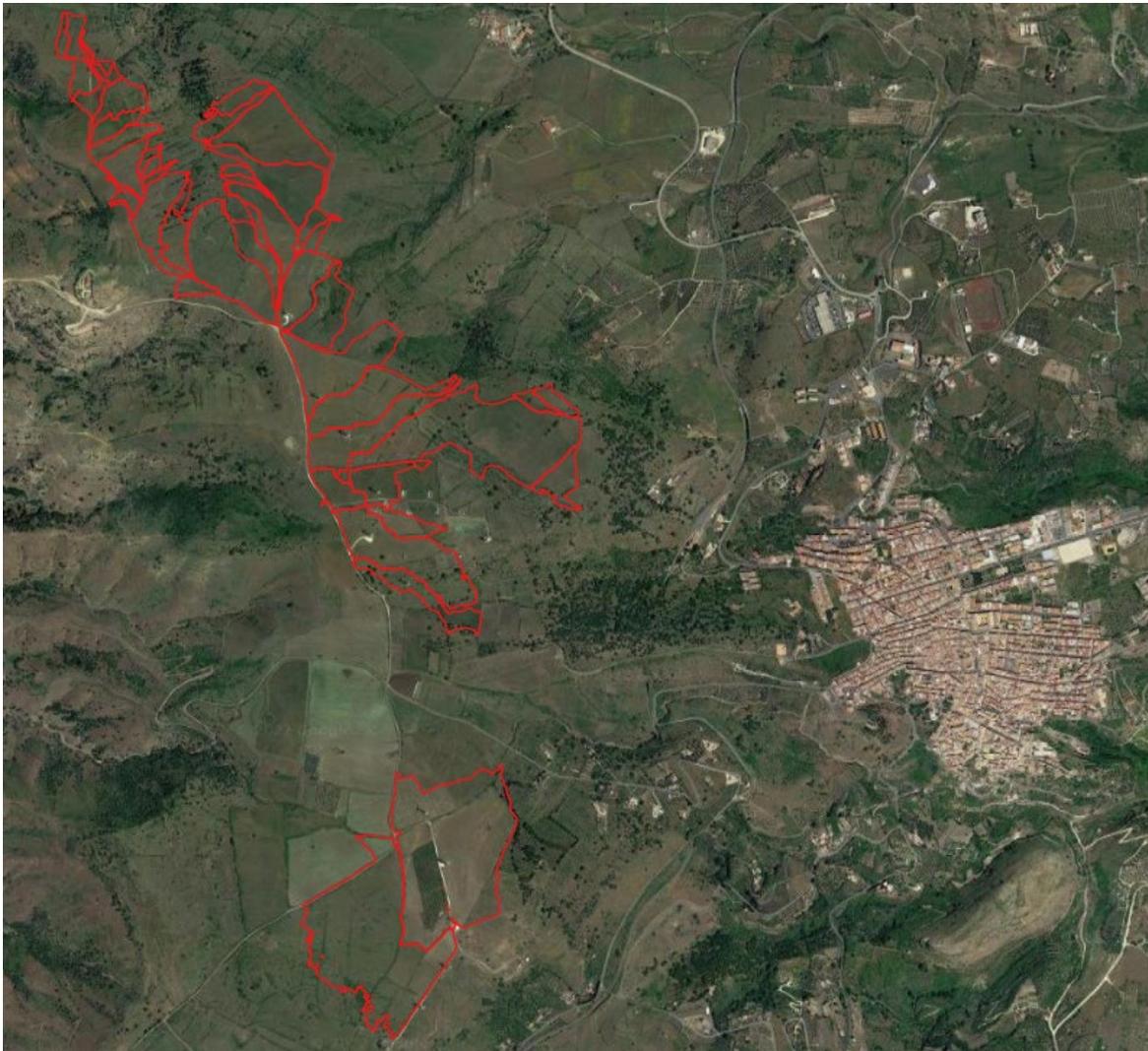
STIMA DELLE PORTATE METEORICHE

Le superfici scolanti (sottobacini)

L'impianto, come già descritto in precedenza, si sviluppa prevalentemente sulla dorsale di separazione tra il bacino idrografico del fiume Gornalunga ed il bacino del fiume San Leonardo.

La particolarità dell'impianto prevede l'occupazione di superfici elevate del territorio interessato pertanto si è reso necessario uno studio approfondito per l'individuazione delle superfici scolanti e dell'interazione dei pannelli, delle strade e degli altri manufatti con lo scorrimento superficiale.

Nello specifico sono stati individuati **31 sottobacini** le cui caratteristiche principali sono riassunte nell'estratto di mappa e nella tabella seguenti.



Sottobacini individuati

La superficie totale di territorio interessata idrologicamente dall'opera si estende per circa **116 ettari**.

Tabella con le caratteristiche principali dei sottobacini

Id	Bacino	Area		Quota m			Pendenza media %	Lunghezza asta principale m	tempo di corrivazione Giandotti	
		km ²	ha	min	max	media			ore	min
1	A1	0,159	15,87	577,81	644,45	600,62	11,49	947,233	0,789	47,33
2	A2	0,170	16,95	525,17	640,99	584,75	15,05	938,203	0,495	29,68
3	B3	0,021	2,14	565,67	605,79	582,62	12,33	570,433	0,437	26,24
4	B4	0,060	6,03	493,75	607,79	592,37	9,85	682,416	0,252	15,15
5	B5	0,013	1,25	590,73	607,24	600,13	7,85	344,458	0,393	23,59
6	B6	0,019	1,95	496,83	608,73	601,26	10,25	382,177	0,138	8,30
7	B7	0,124	12,40	493,75	609,13	557,94	16,88	656,414	0,373	22,40
8	B8	0,038	3,83	507,61	609,76	589,11	12,79	714,987	0,257	15,41
9	B9	0,042	4,22	507,57	602,19	579,64	14,82	697,585	0,275	16,51
10	B10	0,050	5,01	502,33	599,81	573,34	19,79	539,299	0,253	15,17
11	B11	0,014	1,40	597,43	609,47	606,86	7,43	226,981	0,331	19,88
12	B13	0,005	0,48	545,26	562,12	553,76	10,59	191,897	0,242	14,54
13	B14	0,006	0,63	493,75	563,40	554,26	12,25	152,363	0,088	5,26
14	B15	0,014	1,43	547,67	564,15	556,46	8,10	285,172	0,382	22,92
15	C1	0,030	3,02	534,36	580,43	560,50	8,20	537,41	0,367	22,02
16	C2	0,007	0,66	532,21	558,91	545,10	12,80	217,59	0,226	13,59
17	C3	0,075	7,49	538,52	584,12	566,31	12,28	537,41	0,451	27,04
18	C4	0,045	4,45	498,31	574,51	561,04	13,91	541,88	0,262	15,69
19	C5	0,086	8,62	523,95	578,97	554,25	7,73	620,05	0,478	28,68
20	C6	0,003	0,27	508,86	563,10	557,57	10,63	145,68	0,076	4,58
21	C7	0,020	2,01	498,31	560,44	545,30	14,57	296,70	0,185	11,08
22	C8	0,055	5,48	498,31	583,98	563,67	18,56	346,61	0,225	13,51
23	C9	0,010	1,05	555,01	569,96	564,28	5,70	238,07	0,315	18,87
24	C10	0,027	2,74	498,31	563,33	550,30	10,66	347,61	0,205	12,31
25	C11	0,025	2,46	535,37	554,62	546,77	9,54	351,73	0,428	25,67



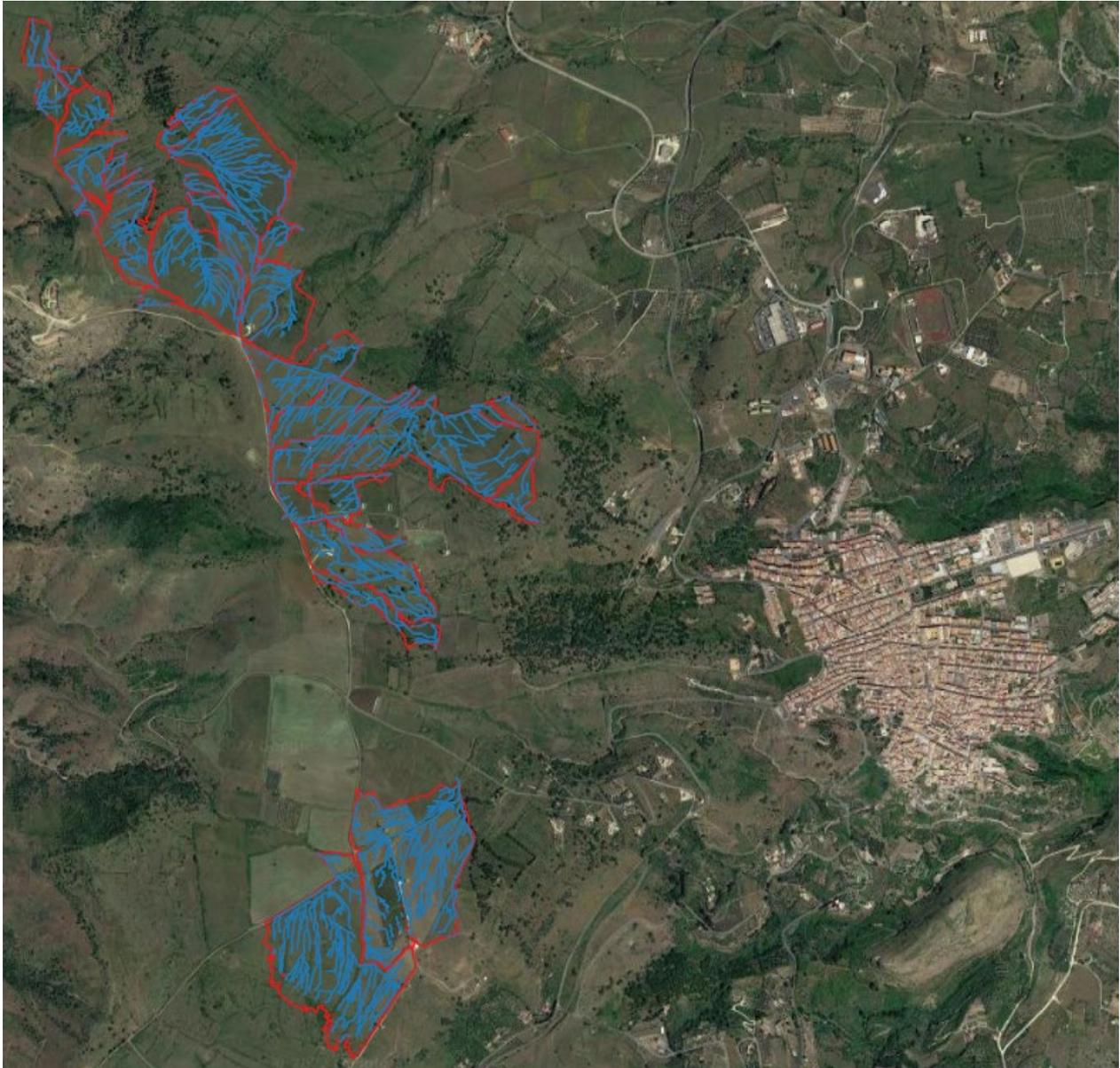
26	C12	0,026	2,61	513,63	568,22	553,59	10,41	508,82	0,279	16,72
27	C13	0,005	0,54	543,88	559,20	553,07	14,14	142,82	0,209	12,54
28	C14	0,006	0,61	544,74	565,38	550,95	11,21	257,99	0,351	21,04
29	C15	0,005	0,45	543,01	563,97	558,51	12,86	119,70	0,142	8,54
30	C16	0,001	0,12	552,56	562,45	558,11	6,54	69,33	0,130	7,79
31	C17	0,006	0,56	556,91	576,65	572,01	12,74	108,45	0,149	8,94



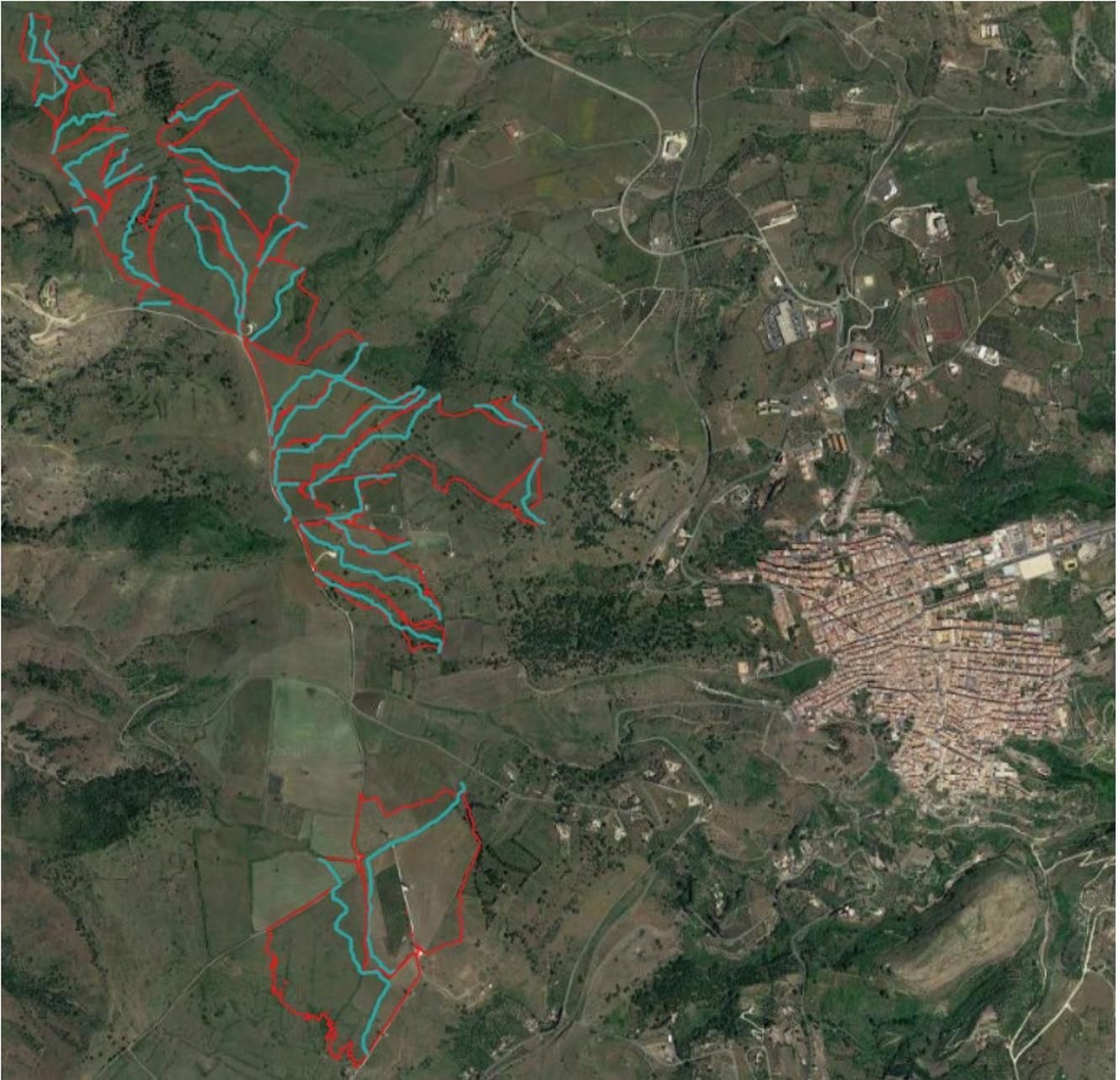
Il reticolo idrografico dei sottobacini

La definizione dei sottobacini ha consentito l'individuazione del reticolo idrografico afferente ad ognuno di essi e l'individuazione per ciascuno dell'asta principale, cioè della linea principale di scorrimento, utile, fra le altre cose, all'individuazione del posizionamento ottimale delle opere di ritenzione idraulica.

Nelle figure seguenti si riportano in sintesi grafica i reticoli idrografici per ogni sottobacino e le linee di scorrimento principale.



Reticolo idrografico dei sottobacini



Linee di scorrimento principale per ciascun sottobacino

Modello adottato per l'analisi idrologica

La determinazione delle portate defluenti nelle sezioni di chiusure è stata effettuata con l'utilizzo del modello idrologico-idraulico SWMM (US-EPA). Lo SWMM è in grado di rappresentare i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane e non i quali includono:

- × precipitazioni;
- × evaporazione d'acqua;
- × accumulo e scioglimento della neve;
- × infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- × percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- × interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, *subcatchment*, ognuno dei quali può essere diviso sulla base dell'area permeabile ed impermeabile.

Caratteristiche dei sottobacini

Per quanto riguarda i vari sottobacini è necessario immettere in SWMM i valori delle rispettive aree, le pendenze medie, width o larghezza equivalente del bacino (lo scorrimento superficiale è idealizzato come un deflusso lungo una superficie piana inclinata, nel caso più semplice di forma rettangolare, allora il width del bacino di drenaggio è identificabile fisicamente con la larghezza, 'width', appunto, in inglese, della superficie su cui avviene lo scorrimento superficiale), la percentuale delle aree impermeabili, l'altezza delle depressioni superficiali nelle aree permeabili ed impermeabili, il coefficiente di Manning per le superfici permeabili ed impermeabili, ed infine i dati per il calcolo dell'infiltrazione.

Dal momento che i bacini reali spesso non hanno una semplice forma rettangolare e nemmeno presentano notevoli proprietà di simmetria od uniformità, per ottenere una buona stima del valore di *width* è necessario adottare una procedura nel caso di forma generica del bacino. In questi casi generici si utilizza la seguente relazione:

$$W = (2 - S_k) l$$

dove:

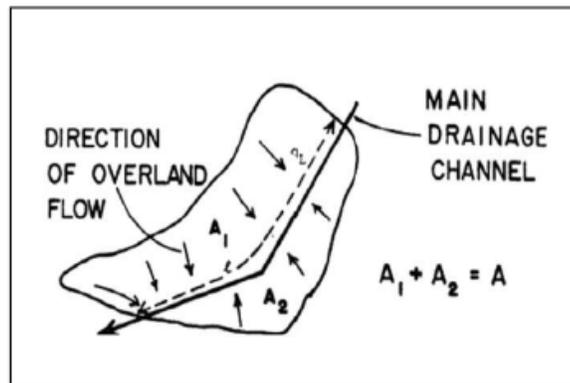
- W = width o fattore di forma del bacino;
- S_k = skew factor o fattore di obliquità;
- l = lunghezza del canale di drenaggio.

Il valore di S_k , compreso tra $0 \leq S_k \leq 1$, si calcola nel seguente modo:

$$S_k = \frac{A_2 - A_1}{A_{tot}}$$

con:

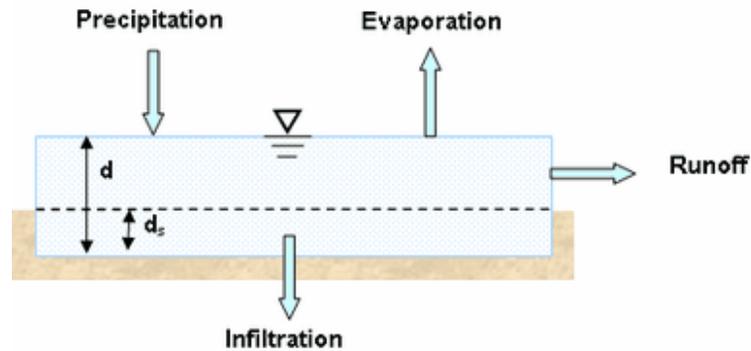
- A_1 = porzione di area su di un lato del canale;
- A_2 = porzione di area dall'altro lato del canale;
- A_{tot} = area totale.



Deflusso superficiale

Il deflusso superficiale è costituito da quella parte di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e si raccoglie successivamente nella rete di scolo; i fenomeni idrologici di infiltrazione, intercettazione e di accumulo nelle depressioni superficiali costituiscono di fatto delle perdite nelle simulazioni 'a evento singolo', le perdite che vengono sottratte all'afflusso meteorico totale, rappresentato dalla pioggia lorda, fornendo così la pioggia netta, ossia quella quota di precipitazione che contribuisce al deflusso superficiale.

Il deflusso superficiale, schematizzato dal programma SWMM, può essere concettualmente raffigurato dalla seguente immagine.



Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi derivano dalle precipitazioni, dalle piogge e/o scioglimento delle nevi, le uscite sono diverse e sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale.

Il volume di questo serbatoio è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni, ossia quel volume d'acqua intercettata da avvallamenti, sconnessioni delle superfici e ristagni.

Il deflusso superficiale per unità di area, Q , si innesca ogniqualvolta l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni d_p , ed in questo caso il flusso che fuoriesce è dato dalla equazione:

$$Q = W \frac{1,49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2}$$

dove:

- Q = deflusso superficiale;
- W = "larghezza" del sottobacino o width;
- n = coefficiente di scabrezza di Manning;
- d = altezza dell'acqua;
- d_p = altezza delle depressioni superficiali;
- S = pendenza del sottobacino.

L'altezza dell'acqua dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del calcolo, risolvendo numericamente il bilancio d'acqua presente sul sottobacino. I sottobacini, sono divisi in due porzioni: impermeabili e permeabili, questo perché il deflusso superficiale può infiltrarsi attraverso la porzione superficiale delle aree permeabili.

Infiltrazione

L'infiltrazione è quel processo per cui le acque meteoriche cadute al suolo su aree permeabili penetrano attraverso la superficie del terreno per giungere negli strati inferiori del suolo. Nel caso in esame per la stima dei volumi infiltrati si è fatto riferimento al Metodo SCS - Curve Number, proposto dal US-SCS (agenzia per la protezione dei suoli degli Stati Uniti) è una procedura che consente una stima della pioggia netta a partire dalla conoscenza della pioggia totale e dagli usi del suolo.

Questo modello presume che la capacità di infiltrazione totale di un terreno può essere trovata tramite un valore tabulato (il Curve Number) associato alla tipologia d'uso; durante un evento di pioggia tale capacità è diminuita in funzione della pioggia cumulata e della capacità rimanente.

La determinazione del volume massimo immagazzinabile nel terreno in condizioni di saturazione dopo l'inizio della precipitazione il SCS propone di calcolarlo con la relazione:

$$S = 254 (100/CN - 1)$$

dove:

- S = volume massimo immagazzinabile nel terreno, espresso in mm;
- CN = parametro denominato Curve Number.

Il parametro CN è un numero il cui valore è compreso tra 0, suolo completamente permeabile, e 100, superfici totalmente impermeabili. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e viene stimato in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La determinazione di tale parametro presuppone la conoscenza del gruppo idrologico di ciascun suolo appartenente al bacino in esame. Il Soil Conservation Service ha classificato tutti i suoli in quattro categorie idrologiche in base al tasso di infiltrazione ottenuto per il suolo privo di copertura dopo una imbibizione prolungata.

- × **Gruppo A:** trasmissività maggiore di 0,76 cm/h;
- × **Gruppo B:** trasmissività compresa tra 0,38 e 0,76 cm/h;
- × **Gruppo C:** trasmissività che va da 0,13 a 0,38 cm/h;
- × **Gruppo D:** trasmissività molto bassa che va da 0 a 0,13 cm/h.

Lo studio geologico dell'area oggetto dell'intervento ha evidenziato suoli con un moderato tasso di infiltrazione quando sono completamente bagnati, consistenti prevalentemente in terreni da poco profondi a profondi, con tessitura da fine a grossolana, con trasmissività compresa tra 0,38 e 0,76 cm/h, quindi appartenenti al **gruppo B**.

Per quanto attiene al tipo di uso del terreno, per l'area oggetto dell'intervento si può parlare di uso agricolo, prevalentemente a pascolo, con condizioni discrete. Per quanto rilevato il CN utilizzato nella modellazione è stato posto pari **69**, con riferimento a quanto previsto dalle tabelle proposte dal modello SWMM.

Parametri utilizzati per la modellazione con SWMM

I valori dei principali parametri utilizzati dal modello SWMM sono:

Bacino	Area (ha)	%Imperv	Width	%Slope	N-imperv	N-perv	S-imperv	S-Perv	C.N.
A1	15.87	3	1477.68	11.49	0.01	0.04	0	0.2	69
A2	16.95	3	1388.54	15.05	0.01	0.04	0	0.2	69
B3	2,14	3	1005,53	12,33	0,01	0,04	0	0,2	69
B4	6,03	4	1279,82	9,85	0,01	0,04	0	0,2	69
B5	1,25	1	447,79	7,85	0,01	0,04	0	0,2	69
B6	1,95	7	536,02	10,25	0,01	0,04	0	0,2	69
B7	12,4	0	823,47	16,88	0,01	0,04	0	0,2	69
B8	3,83	2	980,83	12,79	0,01	0,04	0	0,2	69
B9	4,22	1	899,22	14,82	0,01	0,04	0	0,2	69
B10	5,01	2	828,81	19,79	0,01	0,04	0	0,2	69
B11	1,4	0	263,43	7,43	0,01	0,04	0	0,2	69
B13	0,48	0	354,3	10,59	0,01	0,04	0	0,2	69
B14	0,63	0	180,8	12,25	0,01	0,04	0	0,2	69
B15	1,43	0	475,71	8,1	0,01	0,04	0	0,2	69
C1	3,02	0	740,24	8,2	0,01	0,04	0	0,2	69
C2	0,66	0	405,93	12,8	0,01	0,04	0	0,2	69
C3	7,49	0	760,79	12,28	0,01	0,04	0	0,2	69
C4	4,45	4	946,07	13,91	0,01	0,04	0	0,2	69
C5	8,62	0	1139,07	7,73	0,01	0,04	0	0,2	69
C6	0,27	0	192,06	10,63	0,01	0,04	0	0,2	69
C7	2,01	0	569,99	14,57	0,01	0,04	0	0,2	69
C8	5,48	5	680,43	18,56	0,01	0,04	0	0,2	69
C9	1,05	0	434,9	5,7	0,01	0,04	0	0,2	69
C10	2,74	0	662,59	10,66	0,01	0,04	0	0,2	69
C11	2,46	5	614,55	9,54	0,01	0,04	0	0,2	69
C12	2,61	0	981,36	10,41	0,01	0,04	0	0,2	69
C13	0,54	0	277,09	14,14	0,01	0,04	0	0,2	69
C14	0,61	0	438,31	11,21	0,01	0,04	0	0,2	69
C15	0,45	0	152,2	12,86	0,01	0,04	0	0,2	69
C16	0,12	0	84,77	6,54	0,01	0,04	0	0,2	69
C17	0,56	0	110,91	12,74	0,01	0,04	0	0,2	69

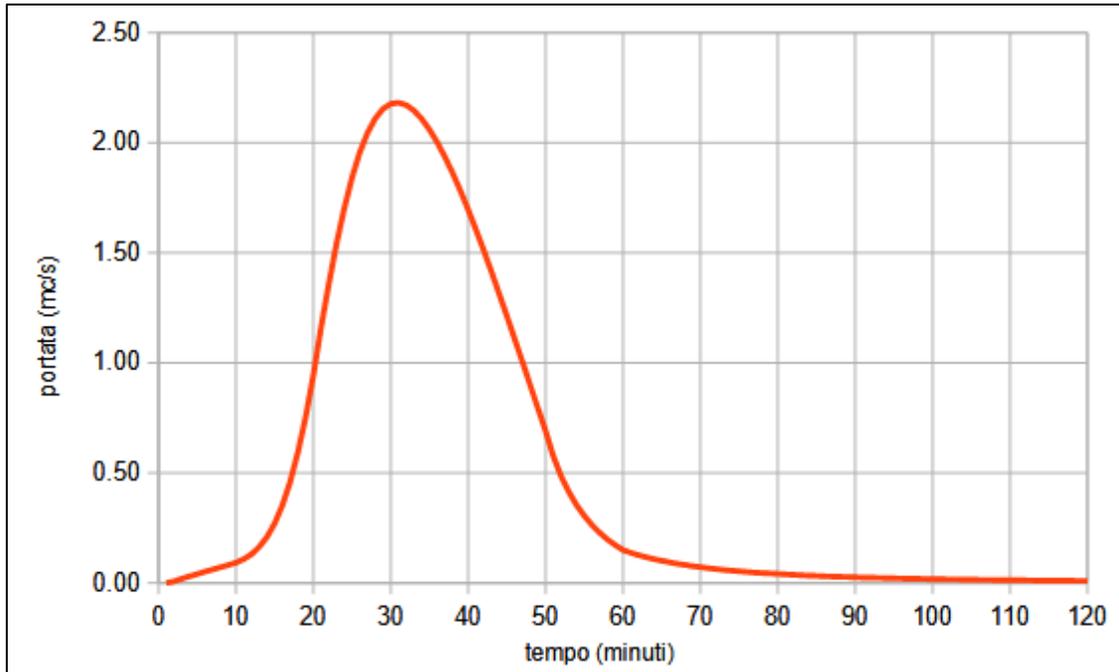


Calcolo dei volumi e delle portate di deflusso nella situazione attuale (T=30 anni)

Dalla simulazione del modello con in input lo ietogramma triangolare con tempo di ritorno di 30 anni si sono ottenuti i risultati sintetizzati nella tabella seguente:

Sottobacino	Total Precip <i>mm</i>	Total Infil <i>mm</i>	Imperv Runoff <i>mm</i>	Perv Runoff <i>mm</i>	Total Runoff <i>mm</i>	Total Runoff <i>10³ m³</i>	Peak Runoff <i>m³/s</i>	Runoff Coeff
A1	59.80	38.43	1.79	19.37	21.16	3.36	2.04	0.35
A2	59.80	38.40	1.79	19.40	21.20	3.59	2.18	0.35
B3	59.80	38.06	1.79	19.76	21.56	0.46	0.30	0.36
B4	59.80	37.74	2.39	19.48	21.88	1.32	0.84	0.37
B5	59.80	38.85	0.60	20.17	20.76	0.26	0.17	0.35
B6	59.80	36.53	4.19	18.91	23.10	0.45	0.29	0.39
B7	59.80	39.69	0.00	19.89	19.89	2.47	1.51	0.33
B8	59.80	38.49	1.20	19.93	21.12	0.81	0.53	0.35
B9	59.80	38.88	0.60	20.13	20.73	0.87	0.57	0.35
B10	59.80	39.31	0.00	20.30	20.30	1.02	0.67	0.34
B11	59.80	39.41	0.00	20.19	20.19	0.28	0.18	0.34
B13	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.10	0.07	0.34
B14	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.13	0.08	0.34
B15	59.80	39.27	0.00	20.33	20.33	0.29	0.19	0.34
C1	59.80	39.31	0.00	20.30	20.30	0.61	0.40	0.34
C2	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.13	0.09	0.34
C3	59.80	39.55	0.00	20.04	20.04	1.50	0.94	0.34
C4	59.80	37.70	2.39	19.52	21.91	0.98	0.62	0.37
C5	59.80	39.55	0.00	20.04	20.04	1.73	1.09	0.34
C6	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.06	0.04	0.34
C7	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.41	0.27	0.34
C8	59.80	37.41	2.99	19.21	22.20	1.22	0.76	0.37
C9	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.21	0.14	0.34
C10	59.80	39.31	0.00	20.30	20.30	0.56	0.36	0.34
C11	59.80	37.31	2.99	19.32	22.31	0.55	0.35	0.37
C12	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.53	0.35	0.34
C13	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.11	0.07	0.34
C14	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.12	0.08	0.34
C15	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.09	0.06	0.34
C16	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.02	0.02	0.34
C17	59.80	39.31	0.00	20.30	20.30	0.11	0.07	0.34

In termini quantitativi la portata di picco si registra in corrispondenza del sottobacino A2 del quale si riporta l'idrogramma di piena ottenuto dai calcoli:



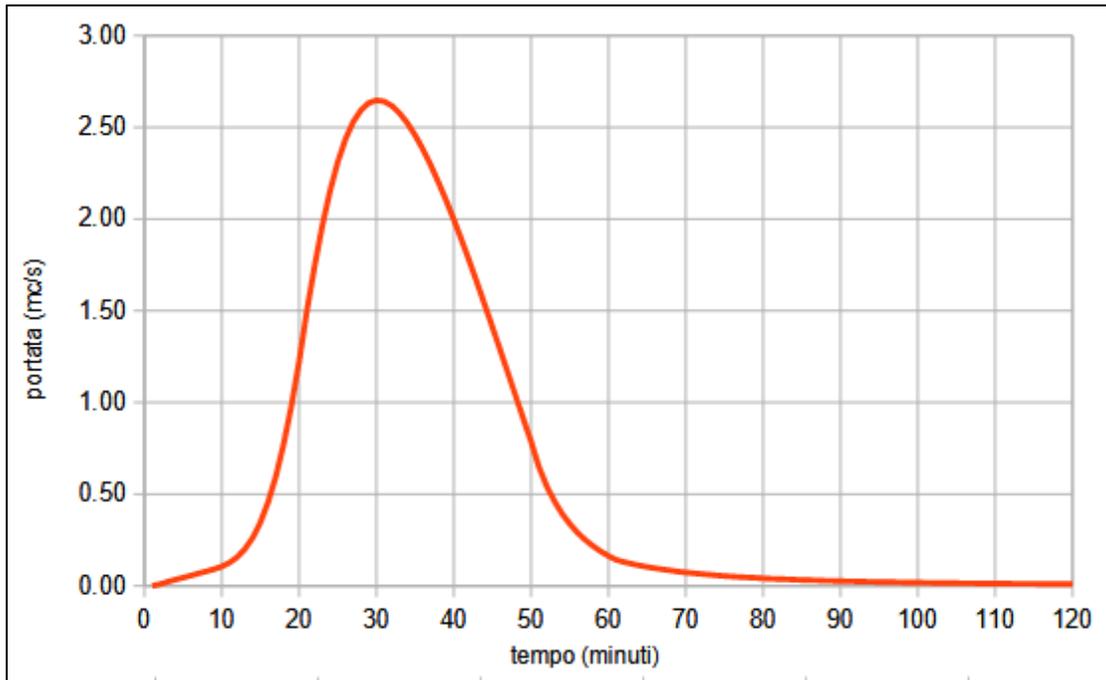
Calcolo dei volumi e delle portate di deflusso nella situazione attuale (T=50 anni)

Dalla simulazione del modello con in input lo ietogramma triangolare con tempo di ritorno di 50 anni si sono ottenuti i risultati sintetizzati nella tabella seguente:

Sottobacino	Total Precip <i>mm</i>	Total Infil <i>mm</i>	Imperv Runoff <i>mm</i>	Perv Runoff <i>mm</i>	Total Runoff <i>mm</i>	Total Runoff <i>10³ m³</i>	Peak Runoff <i>m³/s</i>	Runoff Coeff
A1	66.85	41.27	2.01	23.36	25.37	4.03	2.48	0.38
A2	66.85	41.27	2.01	23.36	25.37	4.30	2.65	0.38
B3	66.85	40.89	2.01	23.77	25.78	0.55	0.36	0.39
B4	66.85	40.57	2.67	23.41	26.09	1.57	1.01	0.39
B5	66.85	41.77	0.67	24.22	24.89	0.31	0.21	0.37
B6	66.85	39.24	4.68	22.75	27.43	0.53	0.34	0.41
B7	66.85	42.65	0.00	23.97	23.97	2.97	1.84	0.36
B8	66.85	41.35	1.34	23.98	25.31	0.97	0.63	0.38
B9	66.85	41.8	0.67	24.18	24.85	1.05	0.69	0.37
B10	66.85	42.26	0.00	24.39	24.39	1.22	0.80	0.37
B11	66.85	42.33	0.00	24.31	24.31	0.34	0.22	0.36
B13	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.12	0.08	0.37
B14	66.85	42.19	0.00	24.47	24.47	0.15	0.10	0.37
B15	66.85	42.19	0.00	24.47	24.47	0.35	0.23	0.37
C1	66.85	42.26	0.00	24.39	24.39	0.74	0.48	0.37
C2	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.16	0.11	0.37
C3	66.85	42.51	0.00	24.13	24.13	1.81	1.14	0.36
C4	66.85	40.54	2.67	23.45	26.13	1.16	0.75	0.39
C5	66.85	42.47	0.00	24.16	24.16	2.08	1.32	0.36
C6	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.07	0.04	0.37
C7	66.85	42.19	0.00	24.47	24.47	0.49	0.33	0.37
C8	66.85	40.22	3.34	23.10	26.44	1.45	0.92	0.40
C9	66.85	42.19	0.00	24.47	24.47	0.26	0.17	0.37
C10	66.85	42.23	0.00	24.43	24.43	0.67	0.44	0.37
C11	66.85	40.11	3.34	23.21	26.55	0.65	0.42	0.40
C12	66.85	42.16	0.00	24.50	24.50	0.64	0.43	0.37
C13	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.13	0.09	0.37
C14	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.15	0.10	0.37
C15	66.85	42.16	0.00	24.50	24.50	0.11	0.07	0.37
C16	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.03	0.02	0.37
C17	66.85	42.26	0.00	24.39	24.39	0.14	0.09	0.37



In termini quantitativi la portata di picco, anche in questo caso, si registra in corrispondenza del sottobacino A2 del quale si riporta l'idrogramma di piena ottenuto dai calcoli:



Calcolo dei volumi e delle portate di deflusso nella situazione futura

L'installazione dei pannelli e la realizzazione delle cabine e di altri manufatti, influenza, essenzialmente, l'idrologia dei sottobacini con un incremento della superficie impermeabile. Nel caso in esame lo studio dettagliato della disposizione dei pannelli, il posizionamento degli edifici di servizio e la tipologia dei moduli utilizzati, ha evidenziato una variazione delle superfici impermeabili di ciascun sottobacino come riassunto nella tabella seguente:

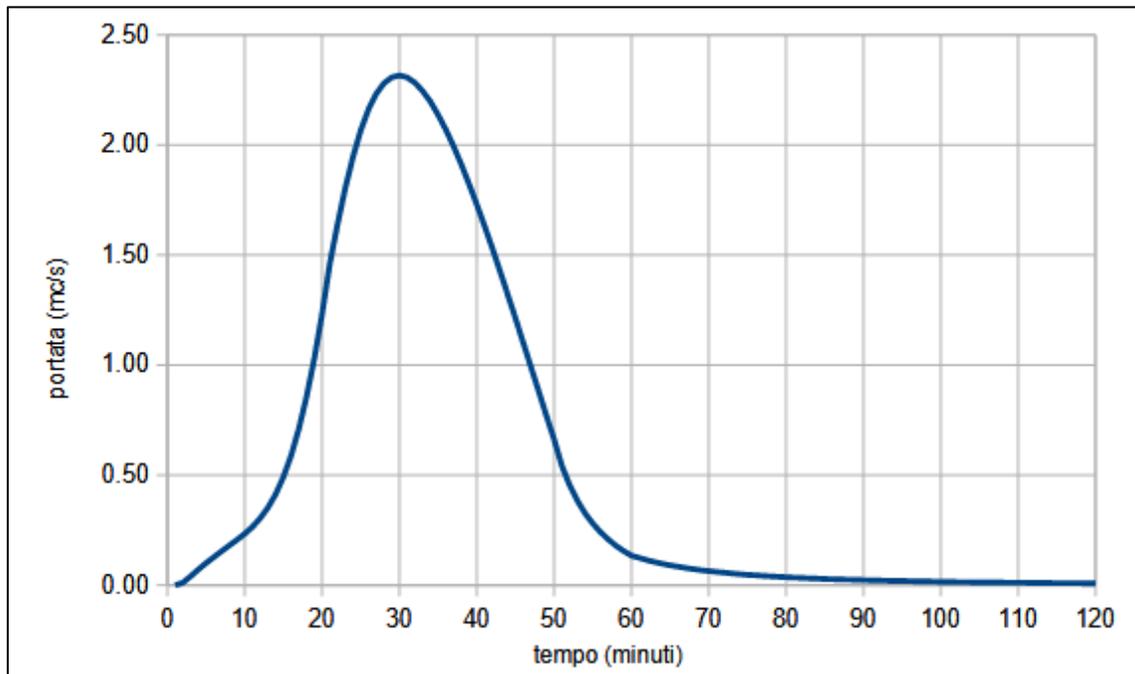
sottobacino	A1	A2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B13	B14	B15			
% imperv	10,6	4,7	1,1	4,5	1,4	12,0	14,1	14,0	10,6	10,4	12,0	15,1	10,2	9,9			
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%			
sottobacino	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
% imperv	11,2	3,8	8,8	4,6	14,0	10,9	4,9	3,4	13,9	7,5	7,7	5,1	2,4	0,0	16,5	20,0	11,1
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Risultati della simulazione con pioggia di progetto critica con T=30 anni

Sottobacino	Total Precip mm	Total Infil mm	Imperv Runoff mm	Perv Runoff mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10 ³ m ³	Peak Runoff m ³ /s	Runoff Coeff
A1	59.80	34.17	8.14	17.31	25.45	4.04	2.34	0.43
A2	59.80	36.54	4.61	18.46	23.07	3.91	2.32	0.39
B3	59.80	37.63	2.45	19.54	21.99	0.47	0.31	0.37
B4	59.80	35.97	5.09	18.57	23.66	1.43	0.89	0.40
B5	59.80	38.30	1.44	19.88	21.32	0.27	0.17	0.36
B6	59.80	31.78	11.37	16.50	27.87	0.54	0.33	0.47
B7	59.80	34.03	8.44	17.15	25.59	3.17	1.80	0.43
B8	59.80	32.96	9.57	17.11	26.68	1.02	0.63	0.45
B9	59.80	34.72	6.94	17.98	24.92	1.05	0.65	0.42
B10	59.80	34.40	7.42	17.81	25.23	1.26	0.78	0.42
B11	59.80	34.65	7.18	17.80	24.98	0.35	0.21	0.42
B13	59.80	33.31	9.03	17.30	26.33	0.13	0.08	0.44
B14	59.80	35.24	6.10	18.29	24.39	0.15	0.10	0.41
B15	59.80	35.36	5.92	18.35	24.28	0.35	0.22	0.41
C1	59.80	34.91	6.70	18.02	24.72	0.75	0.46	0.41
C2	59.80	37.75	2.27	19.60	21.87	0.14	0.09	0.37
C3	59.80	36.04	5.26	18.31	23.57	1.77	1.05	0.39
C4	59.80	35.90	5.14	18.58	23.73	1.06	0.66	0.40

C5	59.80	33.95	8.38	17.30	25.67	2.21	1.30	0.43
C6	59.80	34.96	6.52	18.15	24.67	0.07	0.04	0.41
C7	59.80	37.32	2.93	19.37	22.30	0.45	0.29	0.37
C11	59.80	34.29	7.60	17.75	25.35	0.62	0.39	0.42
C12	59.80	37.24	3.05	19.33	22.38	0.58	0.38	0.37
C13	59.80	38.30	1.44	19.88	21.32	0.12	0.08	0.36
C14	59.80	39.24	0.00	20.37	20.37	0.12	0.08	0.34
C15	59.80	32.77	9.87	17.01	26.88	0.12	0.08	0.45
C16	59.80	31.39	11.97	16.30	28.26	0.03	0.02	0.47
C17	59.80	34.95	6.64	18.04	24.69	0.14	0.09	0.41

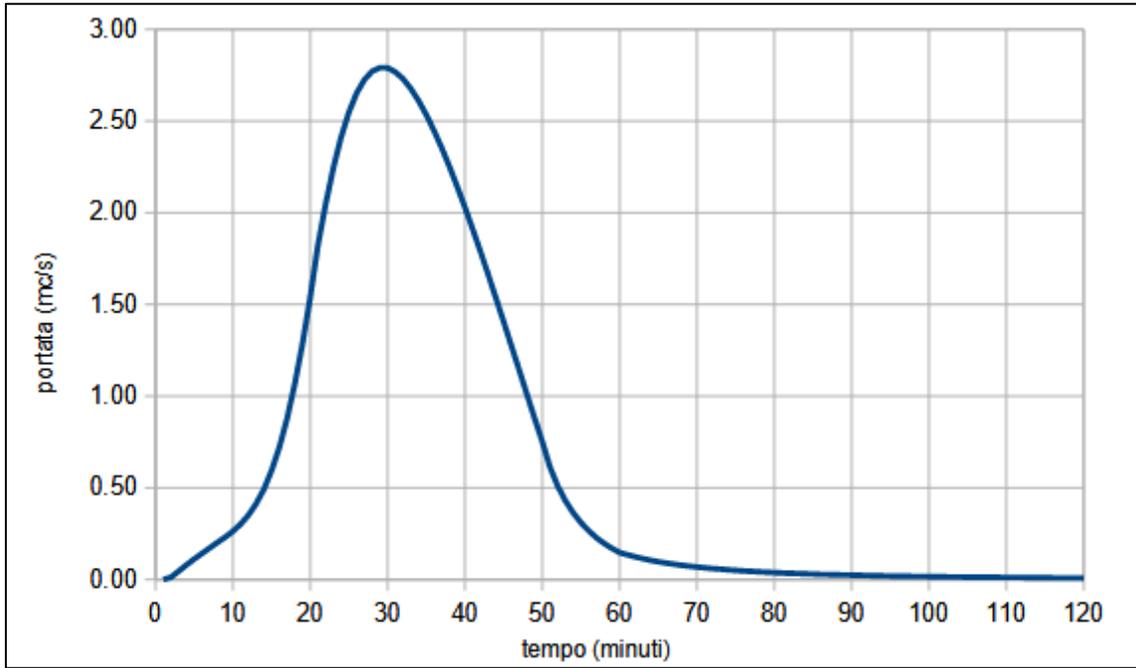
Per un confronto grafico qualitativo, anche in questo caso, si riporta l'idrogramma di piena ottenuto dai calcoli per il sottobacino A2:



Risultati della simulazione con pioggia di progetto critica con T=50 anni

Sottobacino	Total Precip mm	Total Infil mm	Imperv Runoff mm	Perv Runoff mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10 ³ m ³	Peak Runoff m ³ /s	Runoff Coeff
A1	66.85	36.7	9.10	20.88	29.97	4.76	2.80	0.45
A2	66.85	39.24	5.15	22.27	27.42	4.65	2.79	0.41
B3	66.85	40.43	2.74	23.50	26.24	0.56	0.37	0.39
B4	66.85	38.67	5.68	22.32	28.00	1.69	1.06	0.42
B5	66.85	41.18	1.60	23.88	25.48	0.32	0.21	0.38
B6	66.85	34.15	12.71	19.85	32.55	0.63	0.39	0.49
B7	66.85	36.58	9.43	20.66	30.09	3.73	2.16	0.45
B8	66.85	35.41	10.70	20.58	31.28	1.20	0.75	0.47
B9	66.85	37.3	7.76	21.63	29.38	1.24	0.78	0.44
B10	66.85	36.99	8.29	21.40	29.69	1.49	0.93	0.44
B11	66.85	37.22	8.03	21.43	29.46	0.41	0.25	0.44
B13	66.85	35.79	10.10	20.81	30.90	0.15	0.10	0.46
B14	66.85	37.86	6.82	22.00	28.82	0.18	0.12	0.43
B15	66.85	38.01	6.62	22.04	28.66	0.41	0.26	0.43
C1	66.85	37.5	7.49	21.69	29.18	0.88	0.55	0.44
C2	66.85	40.55	2.54	23.58	26.12	0.17	0.11	0.39
C5	66.85	36.47	9.36	20.84	30.21	2.60	1.55	0.45
C6	66.85	37.56	7.29	21.84	29.12	0.08	0.05	0.44
C7	66.85	40.09	3.28	23.30	26.58	0.53	0.35	0.40
C8	66.85	38.74	5.62	22.31	27.92	1.53	0.95	0.42
C9	66.85	36.3	9.30	21.10	30.39	0.32	0.20	0.46
C10	66.85	39.06	5.02	22.60	27.61	0.76	0.48	0.41
C11	66.85	36.83	8.53	21.36	29.89	0.74	0.46	0.45
C12	66.85	40.01	3.41	23.25	26.66	0.70	0.45	0.40
C13	66.85	41.14	1.60	23.92	25.52	0.14	0.09	0.38
C14	66.85	42.16	0.00	24.51	24.51	0.15	0.10	0.37
C15	66.85	35.2	11.03	20.46	31.50	0.14	0.09	0.47
C16	66.85	33.72	13.37	19.61	32.98	0.04	0.03	0.49
C17	66.85	37.54	7.42	21.72	29.14	0.16	0.10	0.44





INTERVENTI D'INVARIANZA IDRAULICA

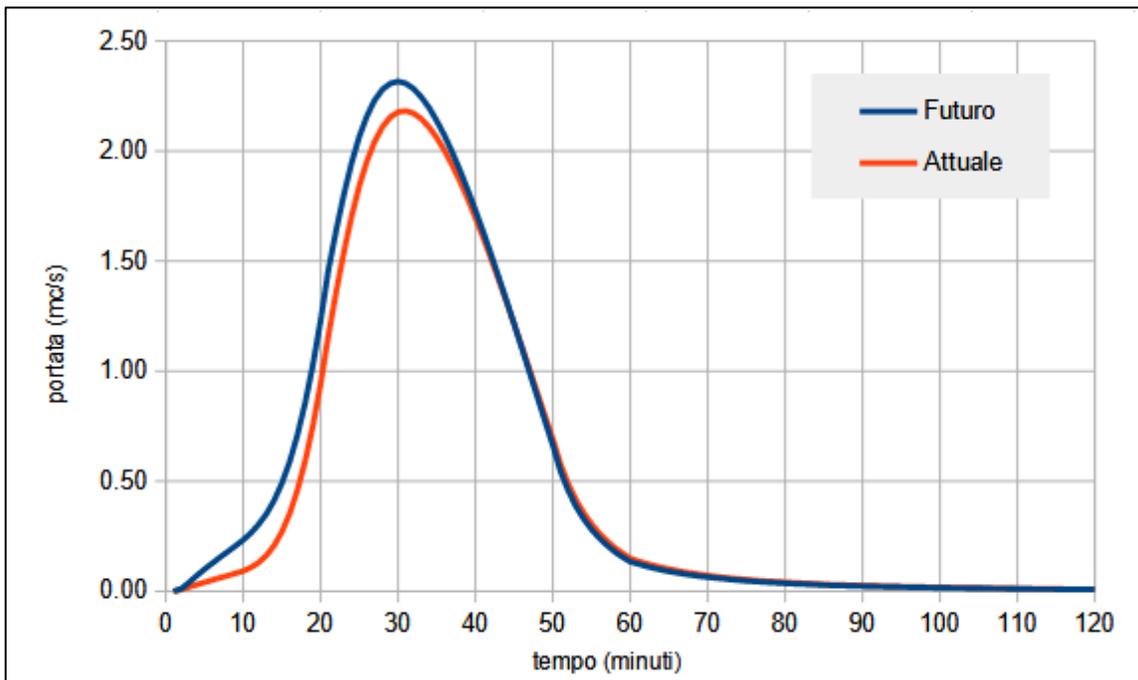
ANALISI DELLA VARIAZIONE DEI COEFF. DI DEFLUSSO

Come ci si aspettava, l'incremento di area impermeabile ha prodotto un aumento dei principali parametri idraulici e idrologici sia nel caso dell'evento critico con tempo di ritorno di 30 anni sia per quello con tempo di ritorno di 50 anni.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti, dai quali in generale si osserva un incremento percentuale tra situazione attuale e situazione futura, maggiore (anche se di poco) nel caso degli eventi critici con tempo di ritorno di 30 anni.

Risultati della simulazione con pioggia di progetto critica con T=30 anni

Nel caso del sottobacino più grande (A2) che, come visto in precedenza, presenta in termini assoluti i volumi di deflusso e le portate maggiori nel caso attuale, si riporta il confronto fra gli idrogrammi della situazione attuale e quello della situazione futura. Dal grafico che segue è evidente una riduzione dei tempi di picco, un incremento del volume di deflusso e un aumento della portata di picco che passa dai 2,2 m³/s dell'evento critico in condizioni attuali a 2,3 m³/s dell'evento critico in condizioni future. Il coefficiente di deflusso è passato da 0,35 a 0,39.



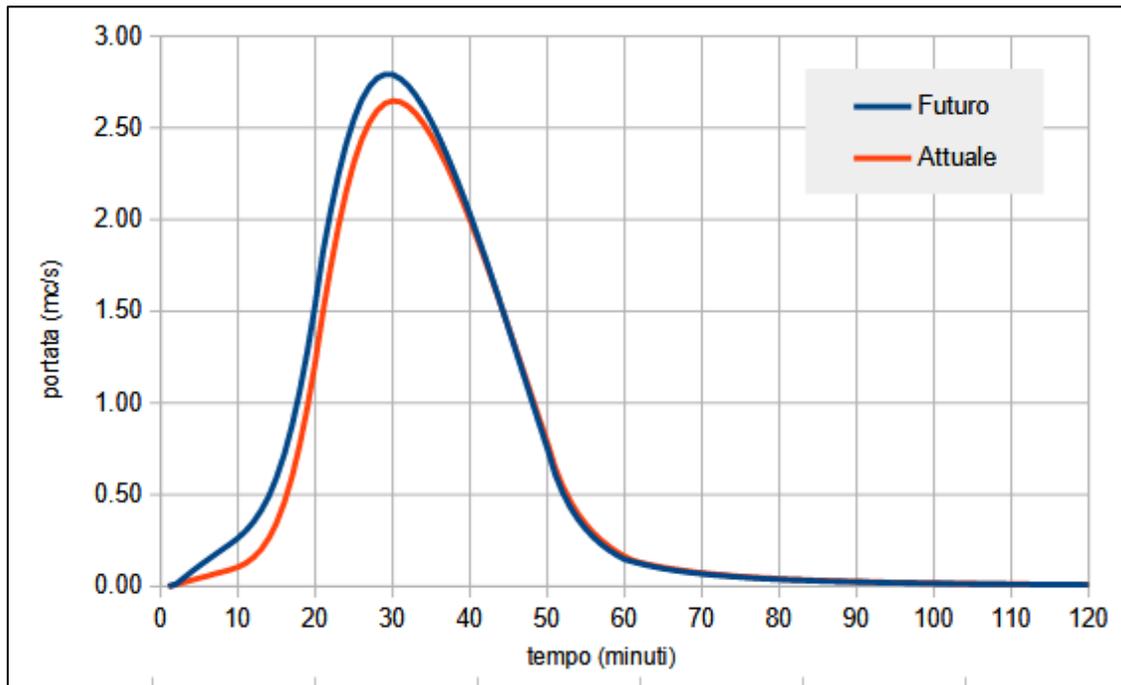
Estendendo l'analisi a tutti i sottobacini il confronto fra condizioni attuali e future per l'evento critico con T=30 anni ha evidenziato un incremento medio del volume di deflusso totale del 18% ca, un aumento medio della portata di picco del 12% ca e del coefficiente di deflusso del 17% ca.

Sottobacino	Attuale			Futura			Incremento percentuale		
	Deflusso Totale 10 ³ m ³	Portata Picco m ³ /s	Coeff deflusso	Deflusso Totale 10 ³ m ³	Portata Picco m ³ /s	Coeff deflusso	Deflusso Totale	Portata Picco	Coeff deflusso
A1	3.36	2.04	0.35	4.04	2.34	0.43	20.2%	14.7%	20.3%
A2	3.59	2.18	0.35	3.91	2.32	0.39	8.9%	6.4%	9.0%
B3	0.46	0.30	0.36	0.47	0.31	0.37	2.2%	3.3%	2.8%
B4	1.32	0.84	0.37	1.43	0.89	0.40	8.3%	6.0%	9.3%
B5	0.26	0.17	0.35	0.27	0.17	0.36	3.8%	0.0%	2.6%
B6	0.45	0.29	0.39	0.54	0.33	0.47	20.0%	13.8%	20.7%
B7	2.47	1.51	0.33	3.17	1.80	0.43	28.3%	19.2%	28.5%
B8	0.81	0.53	0.35	1.02	0.63	0.45	25.9%	18.9%	26.3%
B9	0.87	0.57	0.35	1.05	0.65	0.42	20.7%	14.0%	20.2%
B10	1.02	0.67	0.34	1.26	0.78	0.42	23.5%	16.4%	24.5%
B11	0.28	0.18	0.34	0.35	0.21	0.42	25.0%	16.7%	23.7%
B13	0.10	0.07	0.34	0.13	0.08	0.44	30.0%	14.3%	29.0%
B14	0.13	0.08	0.34	0.15	0.10	0.41	15.4%	25.0%	19.6%
B15	0.29	0.19	0.34	0.35	0.22	0.41	20.7%	15.8%	19.4%
C1	0.61	0.40	0.34	0.75	0.46	0.41	23.0%	15.0%	21.8%
C2	0.13	0.09	0.34	0.14	0.09	0.37	7.7%	0.0%	7.3%
C3	1.50	0.94	0.34	1.77	1.05	0.39	18.0%	11.7%	17.6%
C4	0.98	0.62	0.37	1.06	0.66	0.40	8.2%	6.5%	8.5%
C5	1.73	1.09	0.34	2.21	1.30	0.43	27.7%	19.3%	28.1%
C6	0.06	0.04	0.34	0.07	0.04	0.41	16.7%	0.0%	21.1%
C7	0.41	0.27	0.34	0.45	0.29	0.37	9.8%	7.4%	9.4%
C8	1.22	0.76	0.37	1.29	0.79	0.39	5.7%	3.9%	6.2%
C9	0.21	0.14	0.34	0.27	0.17	0.43	28.6%	21.4%	26.7%
C10	0.56	0.36	0.34	0.64	0.40	0.39	14.3%	11.1%	15.0%
C11	0.55	0.35	0.37	0.62	0.39	0.42	12.7%	11.4%	13.7%
C12	0.53	0.35	0.34	0.58	0.38	0.37	9.4%	8.6%	9.7%
C13	0.11	0.07	0.34	0.12	0.08	0.36	9.1%	14.3%	4.4%
C14	0.12	0.08	0.34	0.12	0.08	0.34	0.0%	0.0%	0.0%
C15	0.09	0.06	0.34	0.12	0.08	0.45	33.3%	33.3%	31.7%
C16	0.02	0.02	0.34	0.03	0.02	0.47	50.0%	0.0%	38.7%
C17	0.11	0.07	0.34	0.14	0.09	0.41	27.3%	28.6%	21.8%



Risultati della simulazione con pioggia di progetto critica con T=50 anni

Come per il caso dell'evento critico T=30 si riportano gli stessi dati per l'evento critico T=50. Per il sottobacino più grande (A2) il confronto fra gli idrogrammi della situazione attuale e quello della situazione futura, evidenzia in modo chiaro, come nel caso precedente, una riduzione dei tempi di picco, un incremento del volume di deflusso e un aumento della portata di picco che passa dai 2,7 m³/s dell'evento critico in condizioni attuali a 2,8 m³/s dell'evento critico in condizioni future. Il coefficiente di deflusso passa da 0,38 a 0,41



Estendendo l'analisi a tutti i sottobacini, il confronto fra condizioni attuali e future, anche per l'evento critico con T=50 anni, ha evidenziato un incremento medio del volume di deflusso totale del 15% ca, un aumento medio della portata di picco del 13% ca e del coefficiente di deflusso del 15% ca.

Sottobacino	Attuale			Futura			Incremento percentuale		
	Deflusso Totale 10 ³ m ³	Portata Picco m ³ /s	Coeff deflusso	Deflusso Totale 10 ³ m ³	Portata Picco m ³ /s	Coeff deflusso	Deflusso Totale	Portata Picco	Coeff deflusso
A1	4.03	2.48	0.38	4.76	2.80	0.45	18.1%	12.9%	17.9%
A2	4.30	2.65	0.38	4.65	2.79	0.41	8.1%	5.3%	7.9%
B3	0.55	0.36	0.39	0.56	0.37	0.39	1.8%	2.8%	1.0%
B4	1.57	1.01	0.39	1.69	1.06	0.42	7.6%	5.0%	7.7%
B5	0.31	0.21	0.37	0.32	0.21	0.38	3.2%	0.0%	2.4%
B6	0.53	0.34	0.41	0.63	0.39	0.49	18.9%	14.7%	18.8%
B7	2.97	1.84	0.36	3.73	2.16	0.45	25.6%	17.4%	25.3%
B8	0.97	0.63	0.38	1.20	0.75	0.47	23.7%	19.0%	23.5%
B9	1.05	0.69	0.37	1.24	0.78	0.44	18.1%	13.0%	18.3%
B10	1.22	0.80	0.37	1.49	0.93	0.44	22.1%	16.3%	21.6%
B11	0.34	0.22	0.36	0.41	0.25	0.44	20.6%	13.6%	21.2%
B13	0.12	0.08	0.37	0.15	0.10	0.46	25.0%	25.0%	25.9%
B14	0.15	0.10	0.37	0.18	0.12	0.43	20.0%	20.0%	17.8%
B15	0.35	0.23	0.37	0.41	0.26	0.43	17.1%	13.0%	17.2%
C1	0.74	0.48	0.37	0.88	0.55	0.44	18.9%	14.6%	19.7%
C2	0.16	0.11	0.37	0.17	0.11	0.39	6.3%	0.0%	6.5%
C3	1.81	1.14	0.36	2.09	1.26	0.42	15.5%	10.5%	15.8%
C4	1.16	0.75	0.39	1.25	0.79	0.42	7.8%	5.3%	7.4%
C5	2.08	1.32	0.36	2.60	1.55	0.45	25.0%	17.4%	25.2%
C6	0.07	0.04	0.37	0.08	0.05	0.44	14.3%	25.0%	18.8%
C7	0.49	0.33	0.37	0.53	0.35	0.40	8.2%	6.1%	8.7%
C8	1.45	0.92	0.40	1.53	0.95	0.42	5.5%	3.3%	5.6%
C9	0.26	0.17	0.37	0.32	0.20	0.46	23.1%	17.6%	24.3%
C10	0.67	0.44	0.37	0.76	0.48	0.41	13.4%	9.1%	13.2%
C11	0.65	0.42	0.40	0.74	0.46	0.45	13.8%	9.5%	12.6%
C12	0.64	0.43	0.37	0.70	0.45	0.40	9.4%	4.7%	8.7%
C13	0.13	0.09	0.37	0.14	0.09	0.38	7.7%	0.0%	4.1%
C14	0.15	0.10	0.37	0.15	0.10	0.37	0.0%	0.0%	0.0%
C15	0.11	0.07	0.37	0.14	0.09	0.47	27.3%	28.6%	28.3%
C16	0.03	0.02	0.37	0.04	0.03	0.49	33.3%	50.0%	34.3%
C17	0.14	0.09	0.37	0.16	0.10	0.44	14.3%	11.1%	19.5%

Allo scopo di garantire l'invarianza idraulica e quella idrologica si rende necessario intervenire.

Gli interventi da realizzarsi nell'area in esame sono stati sviluppati secondo due differenti linee di obiettivi:

- Invarianza idraulica: principio in base al quale le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle superfici interessate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'intervento;
- Invarianza idrologica: principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle superfici interessate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'intervento.

Il leitmotiv della progettazione delle opere interventi di drenaggio urbano sostenibile distribuiti sul territorio, è dunque quello di contrastare la diminuzione di infiltrazione prodotta dall'aumento della superficie impermeabile con la predisposizione di opere, preferibilmente naturalistiche, che favoriscano l'infiltrazione, e limitare sin da monte la formazione del deflusso superficiale.



SOLUZIONI PROPOSTE

L'erosione del suolo causata dalla rimozione della vegetazione e dalle alterazioni del suolo crea evidenti cambiamenti alle caratteristiche di deflusso delle acque meteoriche.

Oggigiorno diverse sono le soluzioni proposte per il controllo delle portate e dei volumi di deflusso meteorico in ambienti urbanizzati, interventi noti con l'acronimo inglese di SUDs. Le diverse soluzioni si possono classificare in: sistemi vegetati, sistemi filtranti, sistemi ad infiltrazione, aree umide, bacini di ritenzione, stagni.

Fra i diversi sistemi sopra citati, l'attenzione si è concentrata nella ricerca di una soluzione fra quelli basati sulla aumento della capacità d'infiltrazione delle acque meteoriche, per recuperare la capacità persa con l'aumento dell'impermeabilizzazione.

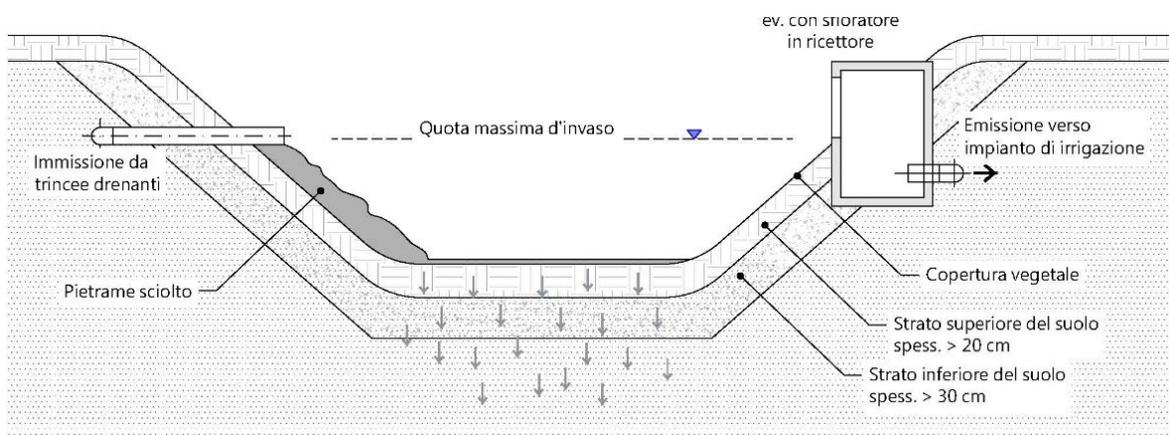
L'infiltrazione è un processo che sfrutta la penetrazione dell'acqua nel suolo e, se organizzato in maniera appropriata, può riprodurre l'originale equilibrio idrico presente prima dello sviluppo urbanistico. In tal modo si riducono le portate che vengono scaricate nei ricettori provvedendo così, anche, alla ricarica delle falde sotterranee.

In considerazione della particolare geologia dei terreni, della destinazione d'uso e della viabilità interna di servizio, la soluzione ottimale per l'intervento in oggetto è stata individuata nell'uso accoppiato di **trincee drenanti** e **bacini di laminazione infiltranti**.

Le trincee sono state pensate nei punti di intersezione fra le linee di scorrimento e la viabilità di servizio dei singoli settori, i loro posizionamento è evidenziato nelle mappe con la posizione delle opere idrauliche.

Ogni trincea è stata pensata a sezione rettangolare, profonda **50 cm** e larga **60 cm**. Ogni trincea sarà riempita da pietrame sciolto per garantire un indice di vuoti pari a **0,75**.

Ogni bacino di laminazione è stato pensato con una quota massima di **0,80 m**, seguendo lo schema in sezione riportato in figura.



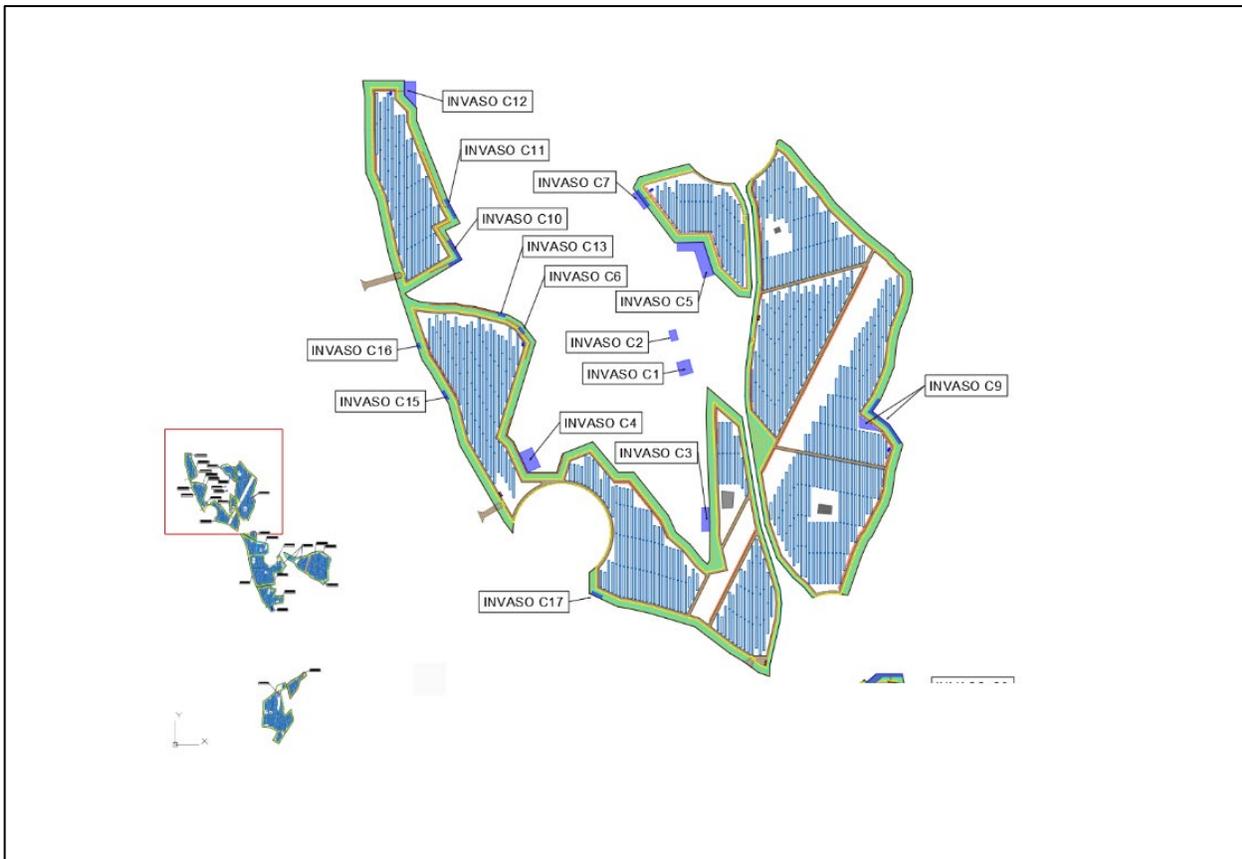
Per ogni sottobacino scolante, come già individuato nella fase di studio idrologico, è stato dimensionato il rispettivo bacino di laminazione ed è stata eseguita la verifica dei volumi (coefficiente di deflusso) e delle portate di runoff con riferimento, rispettivamente, agli eventi di progetto con T=30 anni e T=50 anni.

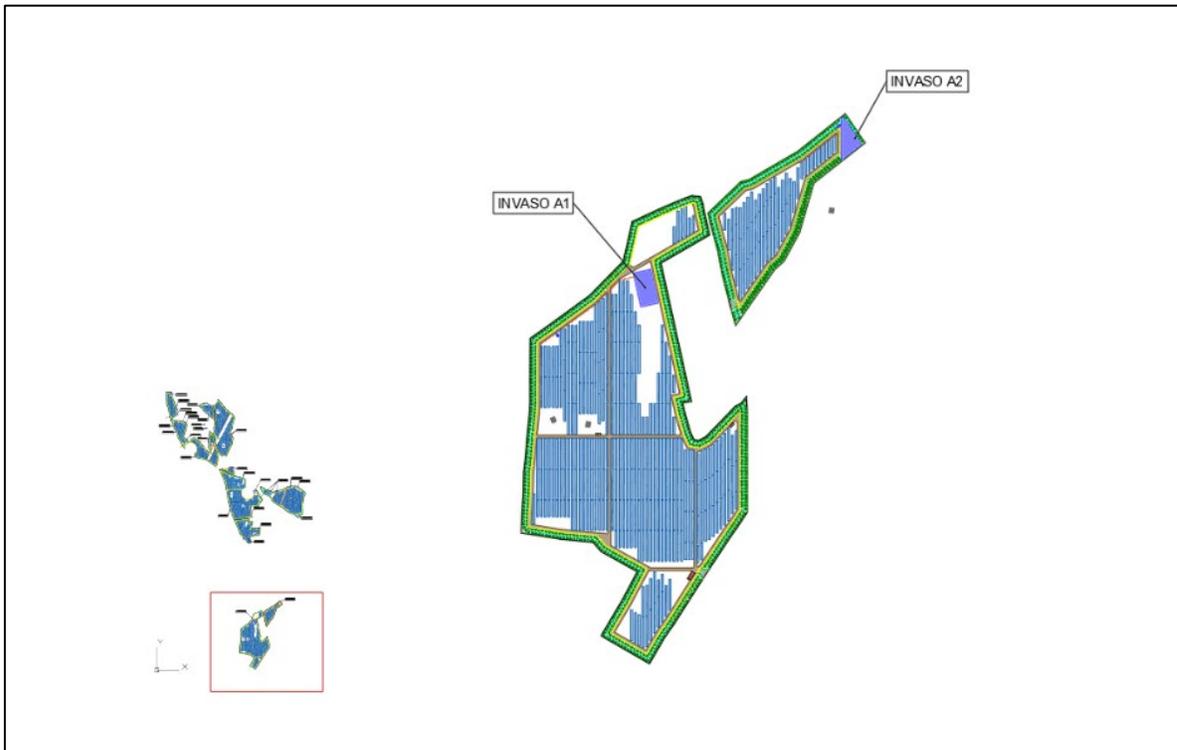
Nella tabella che segue si riportano per ogni sottobacino i volumi idraulici dei singoli bacini di laminazione:

Sottobacino	Volume invaso <i>m³</i>	Numero invasi	Volume singolo invaso <i>m³</i>	Altezza max invaso <i>m</i>	Superficie invaso <i>m²</i>
A1	1040	1	1040	0,80	1300
A2	720	1	720	0,80	900
B3	0	0	0	0,00	0
B4	360	1	360	0,80	450
B5	160	1	160	0,80	200
B6	240	1	240	0,80	300
B7	672	3	224	0,80	280
B8	400	1	400	0,80	500
B9	280	1	280	0,80	350
B10	400	1	400	0,80	500
B11	184	1	184	0,80	230
B13	72	1	72	0,80	90
B14	80	1	80	0,80	100
B15	96	1	96	0,80	120
C1	304	1	304	0,80	380
C2	120	1	120	0,80	150
C3	272	1	272	0,80	340
C4	480	1	480	0,80	600
C5	880	1	880	0,80	1100
C6	32	1	32	0,80	40
C7	216	1	216	0,80	270
C8	480	1	480	0,80	600
C9	420	1	420	0,80	525
C10	240	1	240	0,80	300

C11	96	1	96	0,80	120
C12	360	1	360	0,80	450
C13	32	1	32	0,80	40
C17	50	1	40	0,80	50

Posizione su mappa dei bacini di laminazione (invasi) e delle trincee drenanti





VERIFICA IDROLOGICA E IDRAULICA

Di seguito si riportano, riassunti in tabella, i risultati relativi alla verifica dell'invarianza idrologica distinti per ogni sottobacino drenante.

Sottobacino	Attuale		Futura	
	Deflusso Totale 10 ³ CM	Coeff deflusso	Deflusso Totale 10 ³ CM	Coeff deflusso
A1	3.360	0.354	2.770	0.292
A2	3.590	0.354	3.540	0.349
B3	0.460	0.360	0.390	0.307
B4	1.320	0.366	1.130	0.312
B5	0.260	0.347	0.110	0.150
B6	0.450	0.386	0.310	0.267
B7	2.470	0.333	2.460	0.332
B8	0.810	0.353	0.630	0.277
B9	0.870	0.347	0.780	0.309
B10	1.020	0.339	0.880	0.292
B11	0.280	0.338	0.170	0.200
B13	0.100	0.341	0.060	0.199
B14	0.130	0.341	0.080	0.200
B15	0.290	0.340	0.250	0.298
C1	0.610	0.339	0.400	0.219
C2	0.130	0.341	0.030	0.067
C3	1.500	0.335	1.490	0.333
C4	0.980	0.366	0.590	0.221
C5	1.730	0.335	1.330	0.259
C6	0.060	0.341	0.040	0.223
C7	0.410	0.341	0.240	0.199
C8	1.220	0.371	0.400	0.121
C9	0.210	0.341	0.110	0.181
C10	0.560	0.339	0.390	0.240
C11	0.550	0.373	0.520	0.352
C12	0.530	0.341	0.240	0.154
C13	0.110	0.341	0.090	0.264
C14	0.120	0.341	0.120	0.341
C15	0.090	0.341	0.070	0.250
C16	0.020	0.341	0.010	0.205
C17	0.110	0.339	0.100	0.297



Nella tabella che segue si riporta la sintesi dei risultati relativi alla verifica dell'invarianza idraulica per ogni sottobacino drenante.

Sottobacino	Attuale	Futura
	Portata Picco	Portata Picco
	CMS	CMS
A1	2.48	1.74
A2	2.65	2.45
B3	0.36	0.37
B4	1.01	0.94
B5	0.21	0.08
B6	0.34	0.29
B7	1.84	1.76
B8	0.63	0.58
B9	0.69	0.69
B10	0.80	0.77
B11	0.22	0.14
B13	0.08	0.06
B14	0.10	0.07
B15	0.23	0.21
C1	0.48	0.25
C2	0.11	0.03
C3	1.14	1.05
C4	0.75	0.39
C5	1.32	1.01
C6	0.04	0.03
C7	0.33	0.18
C8	0.92	0.27
C9	0.17	0.11
C10	0.44	0.33
C11	0.42	0.39
C12	0.43	0.43
C13	0.09	0.07
C14	0.10	0.10
C15	0.07	0.06
C16	0.02	0.02
C17	0.09	0.08



A titolo di esempio, per evidenziare l'effetto di laminazione, si riporta nel grafico seguente il confronto tra idrogramma attuale e idrogramma futuro con invasi per il sottobacino drenante A2 (T=50 anni).

