

TRISOL 18 S.r.l.



CODE

C22BLE002_27

PAGE

1 di/of 46

TITLE: Relazione idrologica-idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO FOTOVOLTAICO "CAPUA 1 - 3" E OPERE DI CONNESSIONE

RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File: C22BLE002_27_Relazione idrologica-idraulica.pdf

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	12/07/2022	Prima emissione	V. Bertucci	A. Scalercio	L. Sblendido

PROJECT / PLANT	CODE										
	COMMESSA	ANNO		CLIENTE			PROGRESSIVO			ELABORATO	
IMPIANTO FOTOVOLTAICO "CAPUA 1 - 3" E OPERE DI CONNESSIONE	C	2	2	B	L	E	0	0	2	2	7
CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE										

This document is property of TRISOL 18 S.r.l. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by TRISOL 18 S.r.l.

INDICE

1. PREMESSA	3
2. MOTIVAZIONI DELL'OPERA E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
3. PRINCIPALI CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E METEOCLIMATICHE DELL'AREA	5
3.1. Inquadramento geografico generale	5
3.2. Inquadramento geologico e idrogeologico dell'area di intervento	7
3.3. Caratterizzazione climatica dell'area di intervento	9
4. DATI IDROLOGICI DISPONIBILI	13
4.1. Stazioni di riferimento	13
4.2. Dati di pioggia disponibili	13
5. ANALISI DEI DATI DISPONIBILI	16
5.1. Distribuzione statistica di Gumbel	16
5.2. Metodologia VAPI.....	18
6. MODELLO AFFLUSSI – DEFLUSSI ADOTTATO.....	22
6.1. Stima delle portate al colmo di piena con il Metodo Razionale.....	22
6.2. Stima delle portate al colmo di piena con il modello SCS-Curve Number	24
7. AREE ESONDABILI	28
7.1. Aree esondabili relativi al tratto del fiume Volturno nei pressi di Capua.....	28
8. RETE DI DRENAGGIO	33

1. PREMESSA

Il presente studio idrologico-idraulico viene applicato al progetto di un impianto fotovoltaico a terra costituito da due lotti denominati “Capua 1” e “Capua 3” proposto da Trisol 18 S.r.l. nel comune di Capua (CE).

Il baricentro delle aree dei due lotti è localizzabile alle seguenti coordinate UTM – WGS84 33N:

Capua 1:

- 432489,5 m E
- 4549525,4 m N

Capua 3:

- 433711,3 m E
- 4549327,0 m N

L'impianto fotovoltaico “Capua 1” avrà una potenza nominale di 7266,68 kWp e potenza in immissione pari a 6991 kW mentre l'impianto fotovoltaico “Capua 3” avrà una potenza nominale di 5921,16 kWp e potenza in immissione pari a 4996 kW.

Di seguito si riporta l'inquadramento geografico delle aree occupate dal campo fotovoltaico e le relative opere di connessione:



Figura 1 - Localizzazione su base ortofoto delle aree oggetto di intervento.

Tale studio idrologico-idraulico ha per scopo:

- la stima delle portate di picco corrispondenti a diversi periodi di ritorno prevedibili nelle aste fluviali del reticolo idrografico esistente e potenzialmente interferente con il sito di progetto;
- la verifica delle eventuali interferenze tra il sito di progetto e le aree esondabili conseguenti a portate straordinarie (corrispondenti a periodi di ritorno di 200 anni) defluenti nelle aste fluviali presenti nell'area di studio, secondo uno schema di tipo bidimensionale in moto vario;
- determinare uno schema di regimazione delle acque interne all'area di impianto.

2. MOTIVAZIONI DELL'OPERA E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La progettazione dell'opera è stata sviluppata tenendo in considerazione una serie di criteri sociali, ambientali e territoriali che hanno permesso di valutare gli effetti della pianificazione elettrica nell'ambito territoriale considerato nel pieno rispetto degli obiettivi di salvaguardia, tutela e miglioramento della qualità dell'ambiente, della protezione della salute umana e

dell'utilizzazione accorta e razionale delle risorse naturali.

L'impianto fotovoltaico è stato studiato comparando le esigenze di pubblica utilità delle opere con gli interessi pubblici e privati coinvolti, cercando in particolare di:

- Contenere per quanto possibile la sua estensione, al fine di occupare la minor porzione possibile di territorio nell'ottica di una minore occupazione di suolo;
- Minimizzare l'interferenza con le zone di pregio ambientale, naturalistico, paesaggistico e archeologico ed evitare, per quanto possibile, l'interessamento di aree urbanizzate o di sviluppo urbanistico;
- Contenere l'impatto visivo, nella misura concessa dalle condizioni geomorfologiche territoriali e riducendo l'interferenza con zone di maggior visibilità;
- Minimizzare l'interessamento di aree soggette a dissesto geomorfologico;
- Assicurare la continuità del servizio, la sicurezza e l'affidabilità della fornitura di energia;
- Permettere il regolare esercizio e la manutenzione dell'impianto.

3. PRINCIPALI CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E METEOCLIMATICHE DELL'AREA

3.1. Inquadramento geografico generale

Le due aree d'intervento considerate sono situate nel territorio comunale di Capua (CE), in particolare a sud del centro urbano della città.

Dal punto di vista della caratterizzazione del bacino di interesse, le aree suddette ricadono all'interno del bacino del fiume Volturno.

Il Volturno (Vulturnus, Olotronus, in latino) è il più lungo fiume dell'Italia meridionale, con una lunghezza di 175 km e un bacino esteso per 5.550 km², e il principale per portata. Nasce in Molise presso Rocchetta a Volturno, in provincia di Isernia, e attraversa le province di Caserta e Benevento, in Campania, sfociando nel Mar Tirreno presso Castel Volturno.

Di seguito si riporta l'inquadramento dell'intervento in progetto su base CTR:

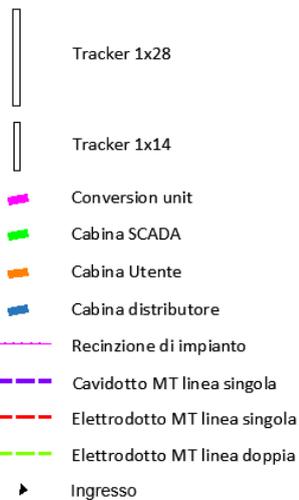
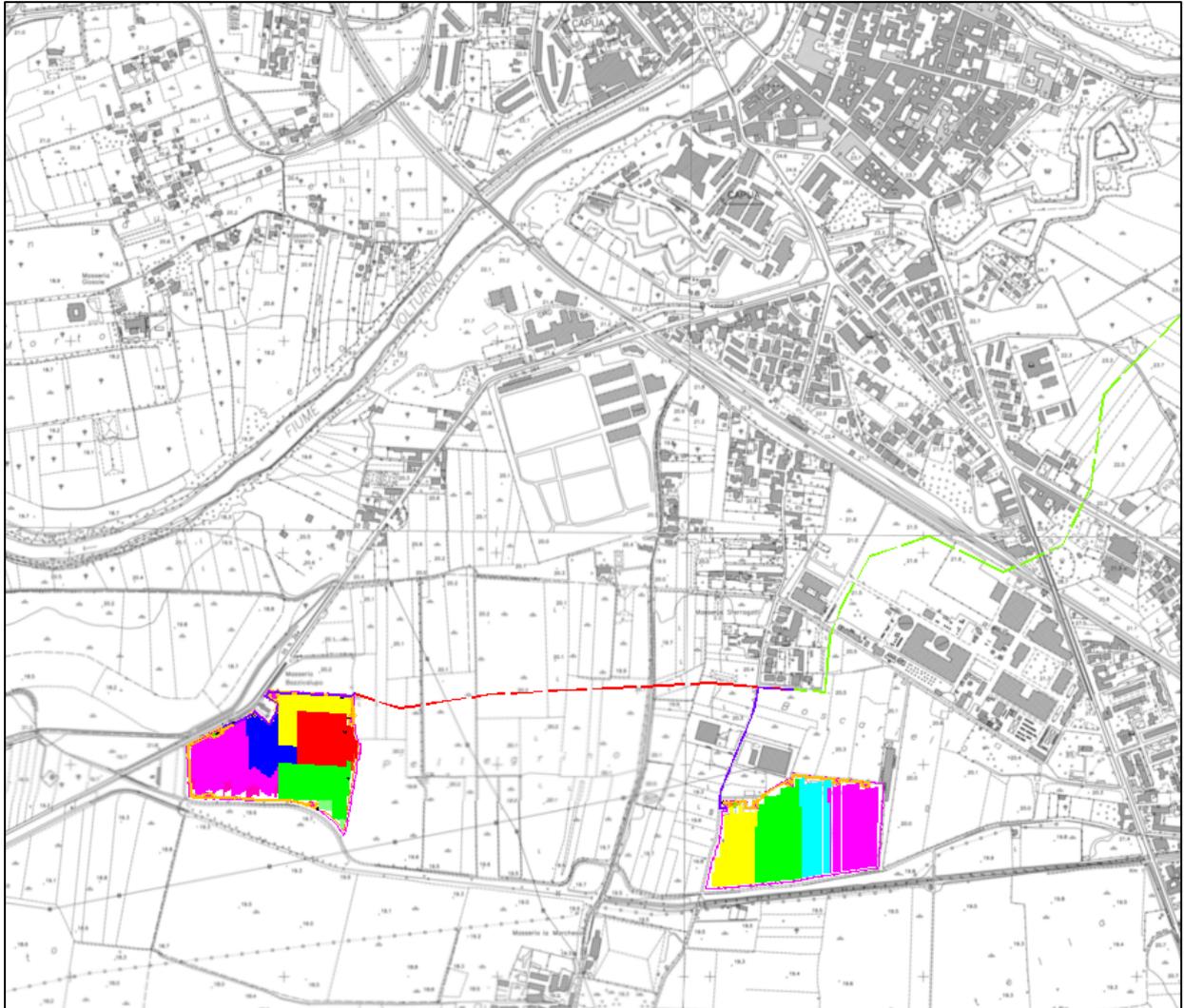


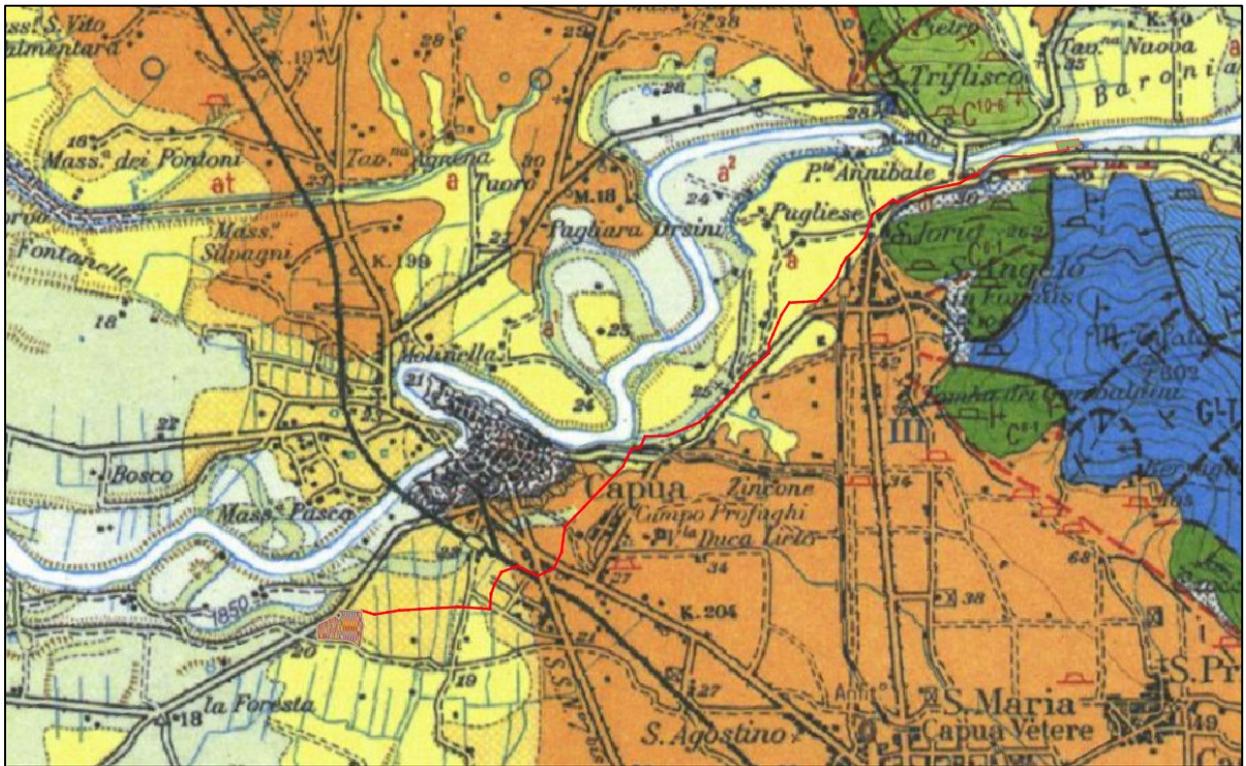
Figura 2 - Inquadramento dell'intervento in progetto su base CTR

Per quanto riguarda i corsi d'acqua minori non si evidenziano particolari interferenze con queste

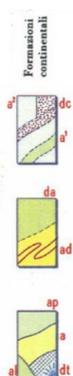
ultime data la bassa densità del reticolo idrografico nella zona.

3.2. Inquadramento geologico e idrogeologico dell'area di intervento

L'area di intervento si inserisce nel contesto geologico della Piana Campana e in particolare di un'area bordiera di detta pianura, nella media valle del fiume Volturno. Le caratteristiche geologiche di maggior dettaglio, non essendo disponibile la cartografia CarG in scala 1:50.000 né tantomeno cartografia di scala comunale, possono essere tratte dalla carta geologica d'Italia in scala 1:100.000, Foglio 172-Caserta, di cui a seguire si riporta stralcio; è pure disponibile una carta geologica in formato digitale della regione Campania, ma in scala 1:250.000, utile per un inquadramento di insieme, ma di scarsa utilità pratica a causa della risoluzione decisamente troppo bassa per fini applicativi.



Depositi sedimentari alluvionali e vulcanoclastici postorogeni



(N.B. Gli indici posti entro parentesi [] si riferiscono a formazioni non affioranti).

Discariche; escavato degli argini di canalizzazione per bonifica (dc); alluvioni da sabbiose ed argillose, gola del F. Volturno, sedimenti palustri delle fosse Annunziata e Corree, limi ad *Anodonta* sp. del lago Carinola (a); suoli argillosi e limosi chiari, colmata di alvei abbandonati del F. Volturno (a).

Sabbie e depositi terrosi bruni, sottili, alluvionali d'interduna (da); sabbie fini grigio-chiare della serie di dune litoranee successive del vecchio delta del F. Volturno (sa).

Terreni umiferi scuri e di colmata della bonifica del basso Volturno; terreni limosi ed argillo-limosi grigi e verdognoli della pianura (da 10 a 38 m di spessore), con sottili lapilli pomicee ed intercalazioni di torba in lenti allungate (Lagno Vecchio a SE di Cancellò, Pantano della Riccia, F. Savone), lenti arenitiche e di ciottolini (Grazzanise), terre nere ed alluvioni recenti di Pietramelara e Pietravairano (ap); argille sabbiose, limi, sabbie scure con lapilli e pomice dilavate, lenti ciottolose (a), ricoprenti, a Sud, depositi salmastri (a); detrito di felda sciolto o debolmente cementato e con di deiezione (a).



Sabbie e limi grigi e giallastri, stratificati, incoerenti, terreni umiferi, minuto detrito calcareo in vicinanza dei rilievi, lenti di ciottolini fluviali misti con sabbie argilliche, lenti di lapilli e pomice rimaneggiate e di piccole dimensioni; lenti travertinose a SW di Rierdo e travertini e Sud di Maddaloni (tr).



Lapilli stratificati, paleosuoli del "III Periodo Flegreo" (v. F. 183-184 l. d'Ischia-Napoli, tufo grigio sottostante (= facies periferica del "tufo napoletano") del secondo periodo, nella pianura circumflegrea; copertura di spessore minimo, decrescente allontanandosi dai centri eruttivi flegrei; spessore da 1 a 5 metri (al). Facies pipernodi sottostanti gialle o grigie, a grosse scorie nere ed inclusi lavici; ignimbriti e lave (a) acide, sepolte sotto le alluvioni del F. Volturno, a profondità ridotta (ip).

SISTEMA VULCANICO DI ROCCAMONFINA

FASE IGNIMBRITICA (di Roccamonfina e della Pianura Campana):

Ignimbrite petrograficamente da trachitica a trachionolitica, talora con lussurazione prismatico-colonnare ("tufo grigio campano" Auct.); alla base compatta, da marrone bruciato a violacea, con piccole pomice e scorie ocra e nere appiettilite; verso l'alto lapidea, grigiastro, a scorie e pomice nere, anche di grosse dimensioni, ricche di sanidino; in superficie ed alla periferia dell'apparato, incoerente, grigia o violacea, prevalentemente cineritica. Sottile paleosuolo cotto, gialloarancio, sottostante.

Terreni della Catena Appenninica

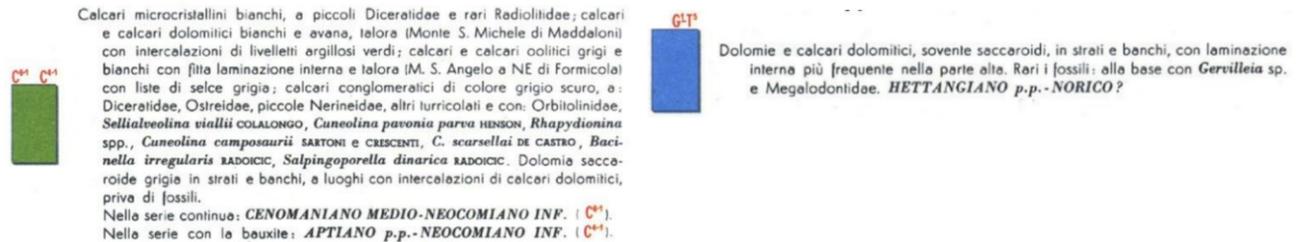
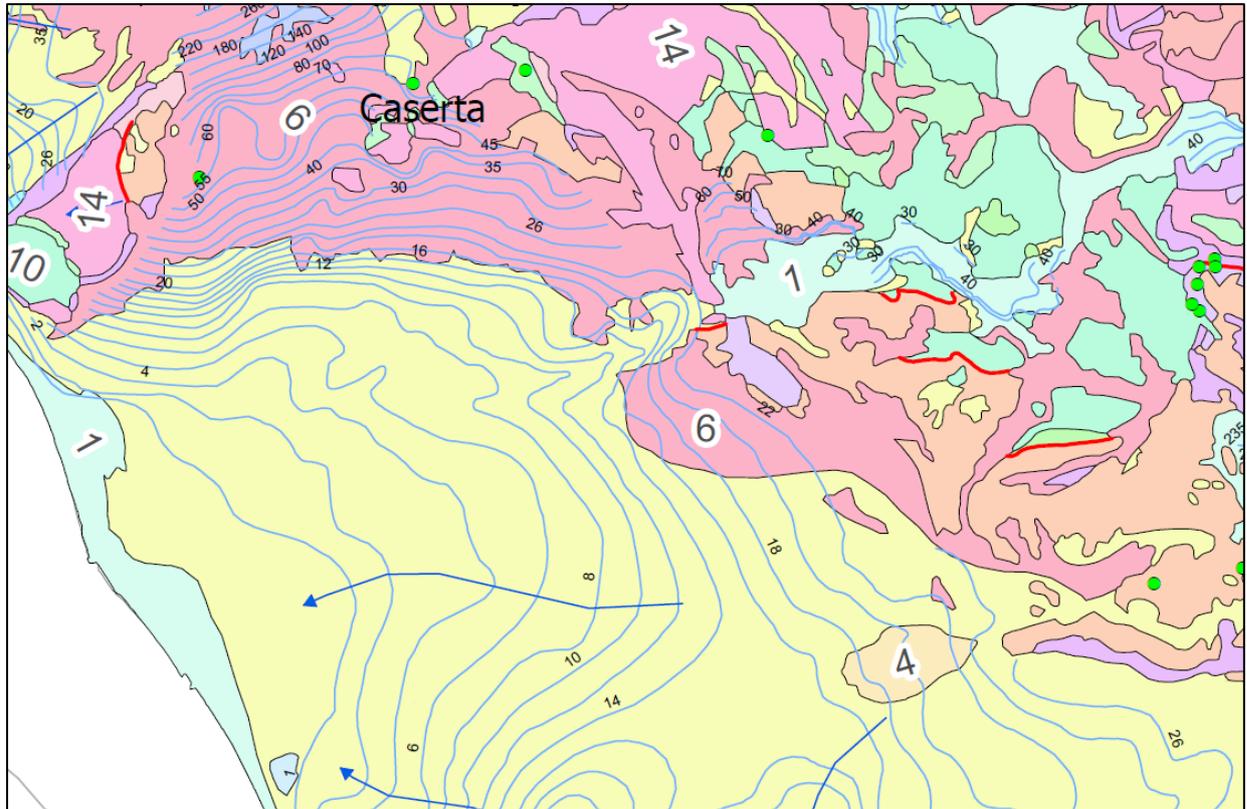


Figura 3 - Stralcio Carta Geologica d'Italia (F.172-Caserta) alla scala 1:100.000, con rappresentazione del Layout di impianto

L'area di progetto è caratterizzata sostanzialmente da pendenze estremamente basse, poiché ricade in un settore di pianura costituito dall'ampia Piana del Volturno. Tale Piana è delimitata verso est dai contrafforti dei rilievi appenninici, qui rappresentati dall'allineamento delle alture Monte La Costa-Monte Grande-Monte Tifata-Monte Virgo, che si elevano orientativamente fra i 300 e i 600 m. Verso est la Piana digrada dolcemente e omogeneamente verso la linea di costa tirrenica.

Le caratteristiche idrogeologiche dell'area possono essere ricavate dalle informazioni disponibili sul portale della Regione Campania; sono disponibili sia una Carta Idrogeologica in formato A0, sia i relativi tematismi: complessi idrogeologici per l'intera area campana, la direzione di drenaggio principale, le sorgenti, i lineamenti strutturali e l'andamento delle isopieze per le aree vallive principali, fra cui quella del Volturno. È rilevante notare che nella carta dei complessi idrogeologici venga completamente omissa il complesso superficiale del Fiume Volturno, poiché il pelo libero della falda è considerato al di sotto di esso a causa del modesto spessore e il complesso di riferimento è quello delle piroclastiti da caduta; nonostante ciò è possibile vedere che le isopieze hanno un andamento significativo in corrispondenza della stretta del Volturno a monte di Capua, mostrando quindi una correlazione non trascurabile con il fiume in questo tratto.



- Sorgenti potabili
 - Assi di drenaggio
 - Piezometriche
-
- | | |
|--|--|
| | 1. Complesso alluvionale-costiero |
| | 2. Complesso lacustre |
| | 3. Complesso dei depositi epiclastici continentali |
| | 4. Complesso dei travertini |
| | 5. Complesso delle piroclastiti da caduta |
| | 6. Complesso delle piroclastiti da flusso |
| | 7. Complesso delle lave |
| | 8. Complesso sabbioso-conglomeratico |
| | 9. Complesso molassico |
| | 10. Complesso arenaceo-conglomeratico |

Figura 4 - Carta Idrogeologica schematica dell'area. Sono indicati i complessi idrogeologici, la direzione principale di flusso (coincidente con l'asse vallivo del Volturno, ma spostato a nord-est) e le isopieze (indicazione della quota del pelo libero dal livello del mare)

3.3. Caratterizzazione climatica dell'area di intervento

La stagione calda dura 2,9 mesi, dal 16 giugno al 12 settembre, con una temperatura giornaliera

massima oltre 28 °C. Il mese più caldo dell'anno a Capua è agosto, con una temperatura media massima di 31 °C e minima di 19 °C.

La stagione fresca dura 4,0 mesi, da 21 novembre a 21 marzo, con una temperatura massima giornaliera media inferiore a 16 °C. Il mese più freddo dell'anno a Capua è gennaio, con una temperatura media massima di 4 °C e minima di 12 °C.

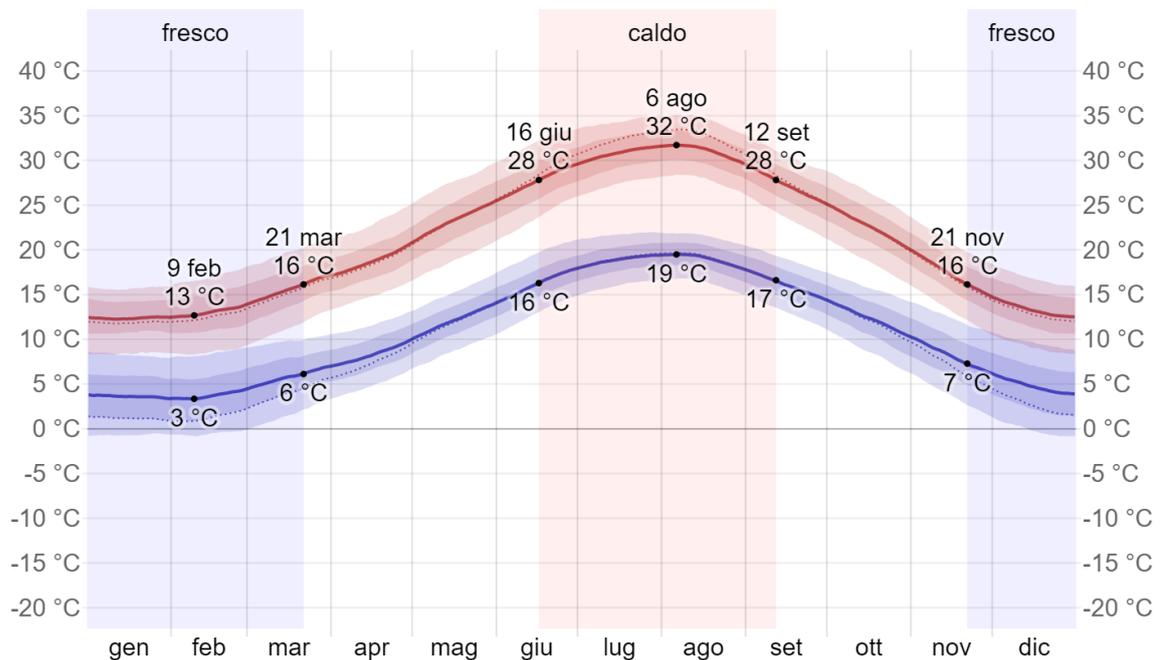


Figura 5 - La temperatura massima (riga rossa) e minima (riga blu) giornaliere medie, con fasce del 25° - 75° e 10° - 90° percentile. Le righe sottili tratteggiate rappresentano le temperature medie percepite.

La figura qui di seguito 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.

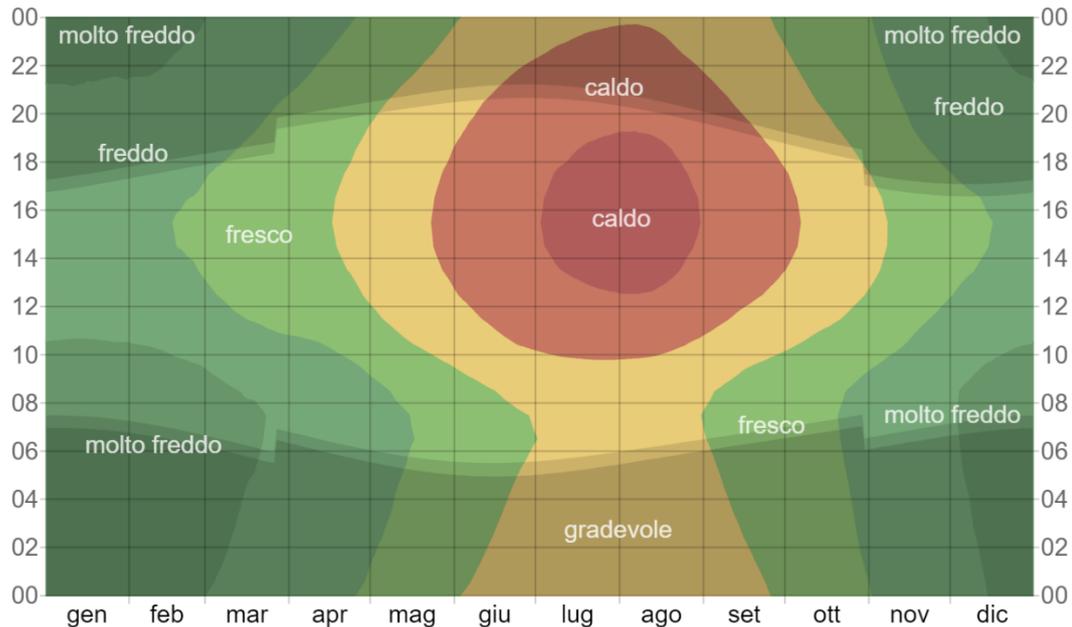


Figura 6 - La temperatura oraria media, con fasce di diversi colori. L'ombreggiatura indica la notte e il crepuscolo civile.

La stagione *più piovosa* dura *7,6 mesi*, dal *15 settembre* al *3 maggio*, con una probabilità di oltre *22%* che un dato giorno sia piovoso. Il mese con il maggiore numero di giorni piovosi a Capua è *novembre*, con in media *9,9 giorni* di almeno *1 millimetro* di precipitazioni.

La stagione *più asciutta* dura *4,4 mesi*, dal *3 maggio* al *15 settembre*. Il mese con il minor numero di giorni piovosi a Capua è *luglio*, con in media *2,7 giorni* di almeno *1 millimetro* di precipitazioni.

Fra i giorni piovosi, facciamo la differenza fra giorni con *solo pioggia*, *solo neve*, o un *misto* dei due. Il mese con il numero maggiore di giorni di *solo pioggia* a Capua è *novembre*, con una media di *9,9 giorni*. In base a questa categorizzazione, la forma più comune di precipitazioni durante l'anno è *solo pioggia*, con la massima probabilità di *35%* il *17 novembre*.

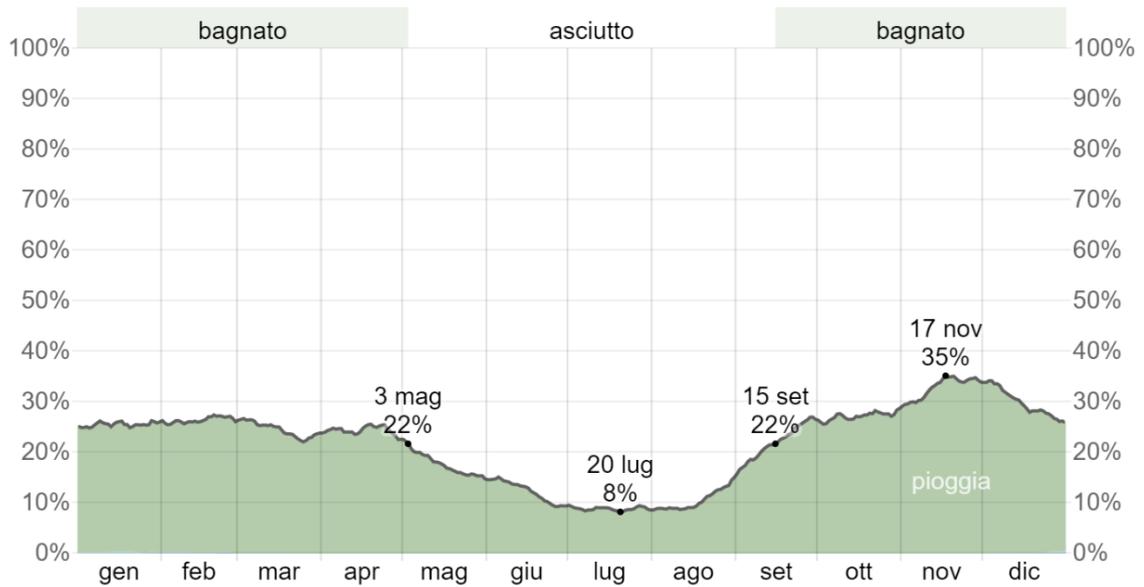


Figura 7 - La percentuale di giorni i cui vari tipi di precipitazione sono osservati, tranne le quantità minime: solo pioggia, solo neve, e miste (pioggia e neve nella stessa ora).

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. Capua ha *significant* variazioni stagionali di piovosità mensile.

La pioggia cade in tutto l'anno a Capua. Il mese con la maggiore quantità di pioggia a Capua è *novembre*, con piogge medie di *94 millimetri*.

Il mese con la minore quantità di pioggia a Capua è *luglio*, con piogge medie di *15 millimetri*.

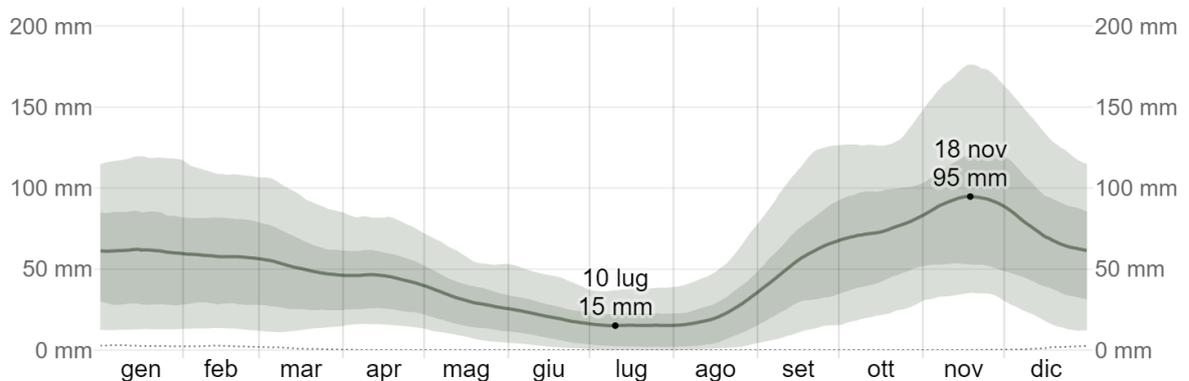


Figura 8 - La pioggia media (riga continua) accumulata durante un periodo mobile di 31 giorni centrato sul giorno in questione con fasce del 25° - 75° e 10° - 90° percentile. La riga tratteggiata sottile indica le neviccate medie corrispondenti.

4. 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 in occasione di eventi di durata pari a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, per il bacino di interesse.

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata poi condotta secondo l'approccio del Metodo di Gumbel e della metodologia VAPI.

4.1. Stazioni di riferimento

La stazione di riferimento è quella di San Gregorio d'Alife la quale, anche se non la più vicina, è stata scelta principalmente per l'abbondanza dei dati storici di precipitazione

4.2. Dati di pioggia disponibili

I dati sono pubblicati sugli Annali Idrologici per le durate 1h, 3h, 6h, 12h e 24h nella sezione intitolata "Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi".

Nella tabella seguente vengono riportate le registrazioni pluviometriche della stazione considerata per gli anni che vanno dal 1935 al 1997:

	1h	3h	6h	12h	24h
1935					
1936	26	33.5	49.2	74.5	
1937	27.2	62	93.8	103.2	116.5
1938	23	53	69	88	119.6
1939	31.3	34	54	96	107.9
1940	35	43	51.3	85.7	121.9

1941	28.2	39.5	54.5	72	84.8
1942	17.5	45.3	64	103	111
1943	20.5	35.7	36	42.5	82.5
1944	27.8	50	56	66	111.5
1945					
1946	33	39.7	56	84	89
1947	12	22	34	56	80.5
1948	15	37	53.5	85.5	106
1949					
1950	30	41.2	42.8	42.8	49.3
1951	22.5	43	49	50.3	54
1952	23.6	42	53.5	74.5	72.5
1953	24	57	68.8	81	127.5
1954	22.8	30.7	42.7	42.7	48
1955	18.2	28	34	53.5	69.3
1956					
1957	20.5	30.5	60.5	91	133
1958	24	37	50	78.5	104.5
1959	34	47	57	69	91.5
1960	35	41.5	67	120	154
1961					
1962	32	37	72	106	114.6

1963	29.6	52.4	72.4	96	160
1964	38.2	116.8	136	136	158
1965					
1966	120	160	160	223	257
1967	30	41	66	78	100
1968	32	65	112	164.6	164.6
1969					
1970					
1971	20.2	35.2	57.4	102	117.4
1972	56.2	59.6	59.6	104.2	114.8
1973	30.2	39	43	44.2	48.2
1974	17	31.6	34	61	92.8
1975	38	47	47	47	55
1976					
1977	50	90	91.6	91.6	105.8
1978					
1979	54.6	61	100	144	174
1980	25	67	80	120	185
1981					
1982	25	50	80	112	130
1983	55	64.4	64.4	64.4	93.4
1984	20	36	64	90.4	104

1985	33.4	51.8	77	113	142.6
1986					
1987	32.6	59.4	84.2	88.8	124
1988	80	132.4	138.8	139.8	153.8
1989					
1990					
1991	39	70	123	129.4	137.8
1992	24	37	46.4	66.4	94
1993					
1994					
1995					
1996	24.2	42.8	42.8	72.6	80.4
1997	33	60	87.6	99.2	112.2

5. ANALISI DEI DATI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta secondo due diversi approcci:

- Metodo di Gumbel;
- Metodo VAPI tramite analisi statistica TCEV.

5.1. Distribuzione statistica di Gumbel

I dati idrologici sopra riportati sono stati elaborati statisticamente in modo da calcolare i percentili corrispondenti a diversi tempi di ritorno (10, 20, 25, 50 e 200 anni).

Il metodo statistico si articola nei seguenti passaggi:

- Calcolo della media (μ) e del momento di primo ordine corretto (σ) applicando le seguenti formule:

$$\mu = \frac{\sum_1^N x_i}{N}; \quad \sigma = \sqrt{(x_i - \mu)^2 / (N - 1)}$$

- Calcolo dei parametri della distribuzione di Gumbel α ed u applicando le seguenti formule:

$$\alpha = \frac{1.283}{\sigma}; \quad u = \mu - 0.45\sigma$$

- Calcolo dei percentili di Gumbel applicando la seguente formula in funzione dei parametri u , α e del tempo di ritorno (T in anni):

$$x = u + \frac{1}{\alpha} \left[-\ln \left[-\ln \left[\frac{T-1}{T} \right] \right] \right]$$

I risultati ottenuti sono stati raccolti nella seguente tabella:

Tr (anni)	h1 (mm)	h3 (mm)	h6 (mm)	h12 (mm)	h24 (mm)
10	55.79053	86.2813	105.2256	135.6397	164.4671
20	65.85405	100.9636	121.1671	155.1495	186.9026
25	69.04634	105.6211	126.2239	161.3383	194.0195
50	78.88026	119.9684	141.8017	180.403	215.9431
200	98.36725	148.3992	172.6708	218.1817	259.3873

Da questi risultati è possibile, infine, ricavare le curve di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno considerati:

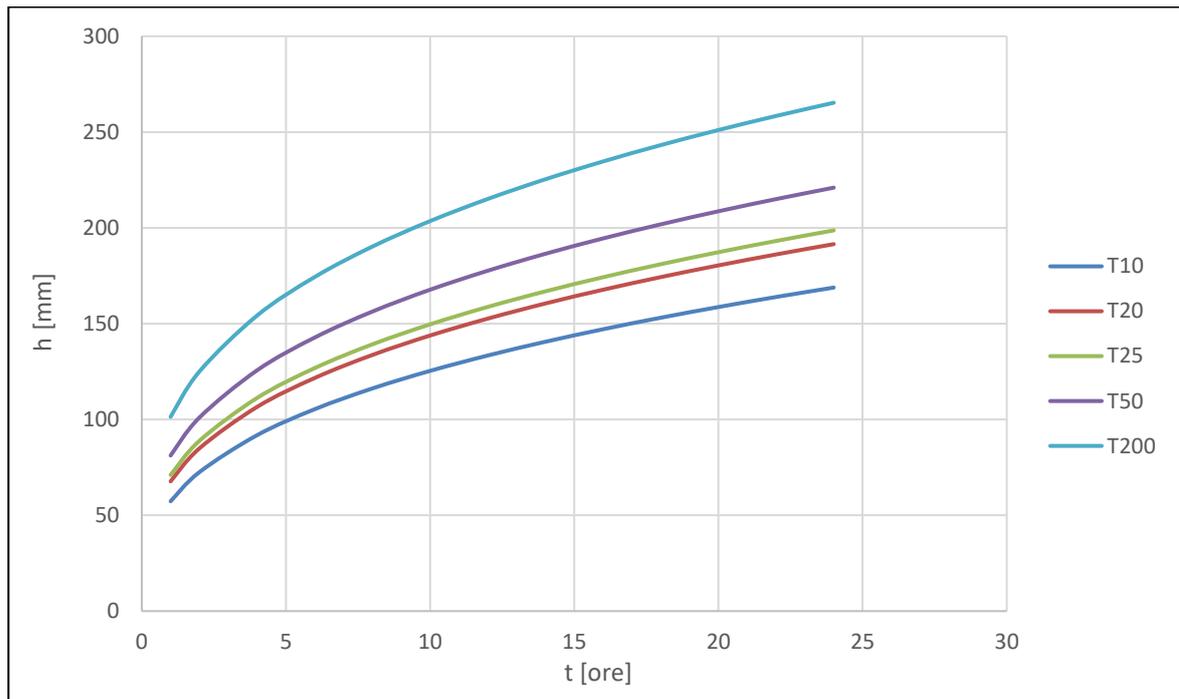


Figura 9 - Curve di possibilità pluviometrica ottenute col metodo di Gumbel

5.2. Metodologia VAPI

Per la stima della precipitazione critica del bacino in esame è stata applicata una procedura di analisi regionale, VAPI, che consente la valutazione dell'altezza di pioggia anche in bacini non strumentati o comunque in aree dove i dati misurati risultano insufficienti.

Nel VAPI si fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione degli estremi idrologici, quindi non esiste un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore (di altezza e/o di portata) viene associata una probabilità che si verifichino eventi con valori superiori. In termini probabilistici, nella metodologia VAPI viene adottata una distribuzione di probabilità a doppia componente, la TCEV (Two Component Extreme Value Distribution), che traduce in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, interpretando gli eventi massimi annuali come il valore estratto da una miscela di due popolazioni distinte (che avrebbero come massimo annuale due diverse funzioni di probabilità di tipo Gumbel) la prima produce gli eventi massimi ordinari, componente ordinaria, più frequenti e meno intensi in media; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, componente straordinaria, meno frequenti e più intensi.

Per la stima della legge di probabilità pluviometrica, che definisce appunto la variazione della media del massimo annuale dell'altezza di pioggia con la durata, il Rapporto VAPI Campania fa riferimento ad una legge a quattro parametri del tipo:

$$m[I(d)] = \frac{m(I_0)}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{C-D \cdot z}}$$

Dove:

- $m[I(d)]$ rappresenta il valore dell'altezza di pioggia media espressa in mm in funzione della durata dell'evento;
- $m[I_0]$ rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per d che tende a 0 il cui valore è costante per ogni area pluviometrica omogenea;
- d rappresenta la durata dell'evento espresso in ore;
- d_c , C e D sono dei parametri costanti per ogni area pluviometrica omogenea;
- z è l'altezza media del sito (nel caso in esame z è pari a circa 64.7 m.s.l.m.).

Nel Rapporto VAPI Campania il territorio regionale è stato suddiviso in sei zone pluviometriche omogenee per ognuna delle quali i parametri della suddetta legge sono costanti e sono stati determinati attraverso una procedura di stima regionale utilizzando i dati di 44 stazioni pluviografiche con più di 10 anni di osservazioni, ed in particolare:

- i massimi annuali delle altezze di pioggia in intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore;
- le altezze di pioggia relative ad eventi di notevole intensità e breve durata, che il SIMN non certifica come massimi annuali.

Nell'immagine a seguire si riporta la suddivisione della Regione Campania in aree pluviometriche omogenee e l'individuazione dell'area d'intervento:



Figura 10. Suddivisione in aree omogenee, e sovrapposizione dell'area di intervento (in giallo)

Dalla figura 8 si evince che la zona interessata dall'intervento ricade nella zona omogenea di tipo A1. Di seguito se ne riportano i parametri:

A1			
m[I0] [mm/ora]	dc [ore]	C	D
77.08	0.3661	0.7995	0.000086077

Il valore dell'altezza di pioggia in funzione del periodo di ritorno viene calcolato a partire dal valore dell'altezza di pioggia media moltiplicando quest'ultima per il fattore di crescita che dipende dal periodo di ritorno e dai parametri della distribuzione di probabilità dei massimi

annuali delle piogge in Campania.

Il legame tra il fattore di crescita e i parametri della distribuzione è dato dall'espressione:

$$T = \frac{1}{1 - F_k(k)} = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*}\right)}$$

I valori dei parametri della distribuzione validi per la Campania sono riportati nella tabella a seguire:

Piogge	$\theta_* = 2.136$	$\Lambda_* = 0.224$	$\Lambda_1 = 41$	$\eta = 4.688$
--------	--------------------	---------------------	------------------	----------------

Tabella 1. Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Campania

In funzione di questi parametri sono stati ricavati i seguenti valori del fattore di crescita:

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (piogge)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26

Tabella 2. valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge in Campania, per alcuni valori del periodo di ritorno T.

Con riferimento alla zona esaminata (appartenente alla zona omogenea A1), la legge di probabilità pluviometrica dei massimi di pioggia in funzione della durata e del periodo di ritorno per il sito in esame diventa:

$$h_{d,T} = K_T \cdot \frac{77.08}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7939}}$$

I risultati ottenuti sono stati raccolti nella seguente tabella:

Tr [anni]	Kt	h1	h3	h6	h12	h24
10	1.43	38.747	56.810	68.507	80.878	94.407
20	1.65	44.709	65.550	79.047	93.321	108.931
25	1.73	46.876	68.728	82.880	97.845	114.213
50	1.98	53.650	78.660	94.856	111.985	130.718
200	2.55	69.095	101.305	122.164	144.223	168.349

Una volta ottenute le coppie $(h_{d,T}, T)$ per ogni valore di durata considerato, si passa all'interpolazione dei punti ottenendo le curve di possibilità pluviometrica:

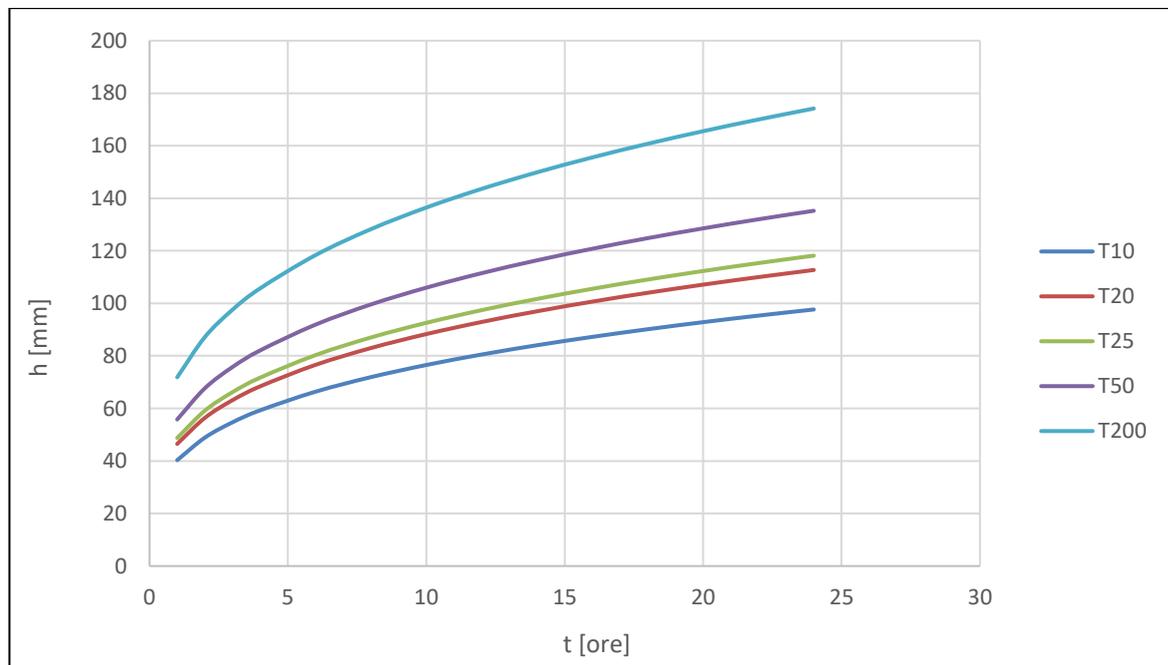


Figura 11 - Curve di possibilità pluviometrica ottenute con la metodologia VAPI

6. MODELLO AFFLUSSI – DEFLUSSI ADOTTATO

6.1. Stima delle portate al colmo di piena con il Metodo Razionale

Uno dei modelli afflussi – deflussi utilizzabile è sicuramente quello relativo al Metodo Razionale, generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq e fondato sulla seguente formula:

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

dove,

Q = portata di progetto [mc/s];

S = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura [mq];

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/(secⁿ)]

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.

Tabella 3 - Coefficienti di deflusso delle principali tipologie di superfici

Tipologia superficie	φ
Verde su suolo profondo, prati, orti, superfici agricole	0,10-0,15
Terreno incolto, sterrato non compattato	0,20-0,30
Superfici in ghiaia sciolta – parcheggi drenanti	0,30-0,50
Pavimentazioni in macadam	0,35-0,50
Superfici sterrate compatte	0,50-0,60
Coperture tetti	0,85-1,00
Pavimentazioni in asfalto o cls	0,85-1,00

6.2. Stima delle portate al colmo di piena con il modello 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:

Tabella 4 - Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità (CN(II))

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 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 85%)	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
- inghiaiate	76	85	89	91

Tabella 5 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

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.

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

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

dove,

VS = volume specifico di saturazione del terreno [mm];

CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot VS)^2}{(P + 0,8 \cdot VS)}$$

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);

VS = 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:

$$t_a = 0,5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left(1 - \frac{0,2S}{h_{T_c,T}} \right)$$

$$t_r = 0,6 \cdot T_c$$

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 [mc/sec*mm];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [kmq];

t_a = tempo di accumulo [ore].

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

$$Q = Q_p * h_{T_c, T}$$

dove,

Q = portata al colmo [mc/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/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).

7. AREE ESONDABILI

7.1. Aree esondabili relativi al tratto del fiume Volturno nei pressi di Capua

Il fiume Volturno ha una portata media elevata e abbastanza regolare di 82 m³/s, il valore più alto dei fiumi del Mezzogiorno.

Il regime del Volturno può tuttavia subire in caso di abbondanti piogge invernali, brusche impennate di portata superiori anche ai 2.500 m³/s, soglia oltre la quale può dar luogo a estese inondazioni, tuttavia non molto frequenti.

Nel corso dei secoli si sono ripetute ciclicamente delle piene; le più recenti si sono verificate nell'ottobre 1949, a novembre 1968 e a novembre 1979. Nel 1949 e nel 1968, le acque del Volturno superarono l'altezza di 4 metri.

Per quanto riguarda la verifica idraulica delle aree esondabili nel tratto del fiume Volturno in prossimità del comune di Capua, è stato preso come riferimento lo studio idraulico riportato nella Relazione Generale della variante al P.S.D.A (Piano Stralcio di Difesa dalle Alluvioni) del basso Volturno.

Si riporta di seguito uno stralcio della suddetta relazione nella sezione dedicata all'analisi idraulica:

“...Il tratto terminale del Volturno è stato da sempre interessato da fenomeni di esondazione e, come in altri bacini, sono state effettuate negli anni, soprattutto a seguito di eventi di piena catastrofici, opere di protezione dalle piene. [...] L'ultimo evento di piena consistente in senso cronologico si ebbe nel dicembre 1968. La portata massima registrata fu di 3060 m³/s circa.

Lo studio idraulico è stato svolto sul tratto del fiume Volturno compreso tra la sezione di ponte Annibale e lo sbocco a mare. Il tratto analizzato ha un'estensione di circa 53 000 m lungo i quali il percorso del fiume Volturno è caratterizzato da numerosi meandri. Lo studio è stato condotto in regime di moto vario in base al modello UNET implementato dal codice HEC-RAS e descritto nel dettaglio nella relazione idraulica.

Per la schematizzazione geometrica delle sezioni si è fatto riferimento ai rilievi topografici effettuati dalla società edt nel 2002. In particolare, sono state adottate 117 sezioni delle 156 le rimanenti 39 sezioni sono state eliminate in quanto ubicate lungo i meandri in posizioni non significative per la schematizzazione idraulica della corrente.

Per quanto attiene alla scabrezza, ossia il coefficiente di Strickler, è stato assunto pari a 37 m^{1/3}/s per l'alveo inciso mentre pari a 25 m^{1/3}/s per le aree golenali di tutto il fiume.

Per l'area golenale le esondazioni si hanno essenzialmente nelle seguenti zone:

- a monte dell'abitato di Capua;*
- a valle dell'abitato di Capua, in sinistra idraulica;*
- a valle di Santa Maria La Fossa;*
- a Grazzanise;*
- a Cannello Arnone nel tratto a monte dell'immissione a mare, nell'abitato di Castel Volturno;”*

I risultati raggiunti nello studio idraulico presente nel P.S.D.A. confermano il pericolo di esondazione del fiume Volturno in prossimità dell'area interessata, inoltre, all'art. 2 delle norme di attuazione della variante al P.S.D.A. del basso Volturno con riferimento alla tavola 4.43 relativa ai comuni di Capua, Santa Maria La Fossa, Grazzanise, Cannello ed Arnone e Castel Volturno si evince che la zona interessata dall'impianto ricade in parte nella zona denominata *area retroarginale*:

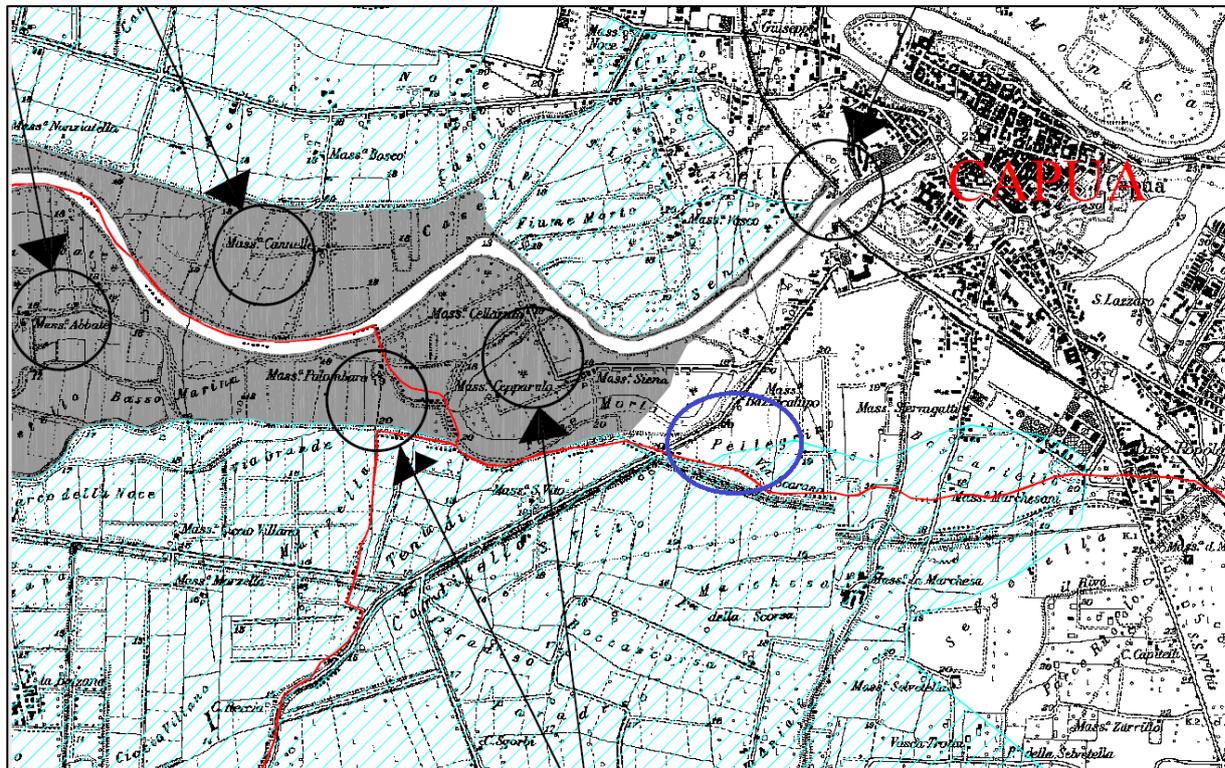


Figura 12 - Estratto della tavola 4.43 "zonizzazione e individuazione degli squilibri" con evidenziazione dell'area di intervento (in blu).

Per ciò che riguarda i sistemi di difesa idraulica di cui è dotato il tratto del basso Volturno, sempre riferito a quanto riportato nella relazione generale del PSDA si legge:

“Come è noto il fiume Volturno risulta arginato nel suo tratto terminale (per circa 25 Km dal comune di Capua alla foce). Gli argini maestri in terra furono realizzati nell’ambito di un’opera di bonifica a partire dagli anni 30, e sono argini larghi, che non seguono sempre l’andamento meandriforme dell’alveo di magra. Soltanto in corrispondenza del comune di Cancellò ed Arnone, i rilevati arginali si stringono considerevolmente per proteggere l’abitato comunale sviluppatosi nelle anse del fiume e sottoposto in alcune zone al livello del corso d’acqua, che quindi risulta pensile. Tale situazione, rischiosa dal punto di vista idraulico, ed aggravata dalla presenza di due attraversamenti (uno stradale e l’altro ferroviario) è stata sempre oggetto di studio da parte del Provveditorato OO.PP. della regione Campania e dall’Autorità di Bacino poi.”

Inoltre:

“Il PSDA-bav individua gli interventi strutturali necessari al contenimento del rischio idraulico entro limiti ritenuti accettabili. Tali interventi saranno contenuti in un programma da sottoporre a specifica adozione ai sensi dell’art. 21 della legge 183/89. In particolare nell’area del “Basso Volturno” dovranno essere completate le opere idrauliche programmate nel PSDA vigente per la mitigazione del rischio idraulico avendo le stesse assoluta priorità anche economico-

finanziaria. Le indagini di campagna svolte nell'ambito dello studio idraulico hanno inoltre evidenziato le attuali carenze delle opere esistenti, pertanto il programma da sviluppare terrà conto anche di tali risultanze.

[...] Al fine di garantire un corretto funzionamento di tutto il sistema di difesa dalle alluvioni dei territori del Basso Volturno appare necessario ed improcrastinabile intervenire con una serie di azioni che permetteranno una più completa mitigazione del rischio. In particolare sono state indicate come priorità assoluta:

- il completamento delle opere idrauliche già in corso di realizzazione;
- la manutenzione ordinaria e straordinaria degli argini maestri e dell'area golenale;
- la realizzazione di nuove opere di difesa.

Con riferimento al programma di interventi strutturali adottato con il PSDA in data 07/09/99, le opere che non risultano ultimate sono le seguenti:

1) Scolmatore di piena Fiumarella: realizzato in sx idraulica nel Comune di Grazzanise (CE) da parte del Consorzio di Bonifica Inferiore del Volturno. Tale opera è stata progettata per abbattere il picco di piena di 300 m³/s, utilizzando come recapito finale il canale dei Regi Lagni. La disponibilità di tale opera renderebbe meno gravoso il transito della piena attraverso gli abitati di Grazzanise e Cannello Arnone. Attualmente sono stati completati il canale in terra e le opere di attraversamento mentre è in appalto lo stralcio relativo all'opera di presa e la sistemazione del canale. Dai sopralluoghi effettuati si è evidenziata, con carattere d'urgenza, la necessità di manutenzione del canale e la

conseguente gestione dell'opera.

2) Sovralzi arginali da Capua a Cannello ed Arnone: tali opere, che attraversano i territori comunali di Capua, S. Maria La Fossa, Grazzanise e Cannello Arnone, sono di competenza del Provv. OO. PP. di Napoli (ora passate alla Regione Campania) e sono state finanziate con fondi 183/89. Allo stato attuale i sovralti arginali risultano realizzati solo per un breve tratto (circa 1 Km) a ridosso dell'abitato di Grazzanise. Come già evidenziato nella presente relazione, previa verifica idraulica sarà valutata la necessità di completamento così come da programma interventi del PSDA. Anche in riferimento alla valutazione e possibile realizzazione di ulteriori opere idrauliche, tra cui la vasca di laminazione a monte di Capua...

3) Scolmatore di piena località "Lavapiatti": realizzato nel Comune di Castel Volturno dal Provv. OO. PP. a salvaguardia degli insediamenti situati in dx idraulica del fiume in prossimità della foce ed all'interno degli argini maestri. Si pone l'obiettivo di convogliare portate crescenti da 0 a 700 m³/s allorché da monte giungono portate variabili da 2500 a 3200 m³/s. Anche se allo stato attuale le opere risultano completate ed in parte già collaudate si ritiene necessaria la verifica

della eventuale realizzazione di un piccolo argine, posto a ridosso del Viadotto delle Bagnane, che ottimizzi il convogliamento delle acque di piena alla sezione di presa.

Resta comunque impellente il problema della gestione e della manutenzione delle opere di presa e di dissipazione viste le precarie condizioni di funzionamento e di abbandono in cui versano. Al riguardo l'Autorità di Bacino, la regione, la Provincia di Caserta ed il comune di Castel Volturno stanno predisponendo specifica intesa.

[...] Alla luce dei sopralluoghi effettuati, si è evidenziata la necessità di predisporre un opportuno programma di manutenzione degli argini maestri. In tale programma, sia ordinario sia straordinario, dovranno essere predisposte delle azioni che garantiscano la corretta tenuta degli argini ed una limitata interferenza con il deflusso delle acque. Tutto ciò è ottenibile attraverso l'esecuzione delle seguenti opere:

- rifacimento del paramento di rivestimento dove danneggiato;*
- eliminazione della vegetazione infestante a ridosso ed in sommità degli argini;*
- realizzazione di un cordolo di calcestruzzo in sommità per evitare fenomeni di erosione dovuti al passaggio di animali o mezzi;*
- ricostruzione del manufatto di difesa in corrispondenza delle aperture dovute alla realizzazione di strade;*
- eliminazione, nell'area golenale, degli accumuli di materiale di rifiuto (carcasce di automobili, tronchi, ecc).*

Anche per tali interventi si pone il problema di individuazione dell'Ente competente alla manutenzione.

*[...] Dalle risultanze dello studio idraulico, è emersa la possibilità di realizzare una **vasca di espansione (o eventualmente una serie di vasche di laminazione) a monte dell'abitato di Capua**. Tale opera assolverebbe al duplice compito di garantire una laminazione delle portate di massima piena, a garanzia degli abitati situati a valle, rendendo contestualmente compatibili con l'esondazione le attività esistenti, storicamente impiantate nella zona. Inoltre si è individuata la necessità di provvedere, laddove ritenuto necessario, ad una verifica strutturale degli argini maestri al fine di programmare eventuali interventi di consolidamento o rifacimento degli stessi.*

8. RETE DI DRENAGGIO

Il predimensionamento della rete di drenaggio interna all'area di impianto è stato effettuato diversificando le scelte progettuali per ognuna delle aree di impianto e per ognuno dei due lotti che lo compongono.

Per quanto concerne l'impianto, le scelte progettuali sono state effettuate:

- Considerando le pendenze delle aree e quindi studiando lo schema di regimazione delle acque all'interno delle aree di impianto;
- Riferendosi all'ipotesi dei tracciati dei singoli drenaggi, individuando 2 diversi sottobacini per il lotto "Capua 1", che seguiranno comportamenti diversi, e un sottobacino per il lotto "Capua 3";
- Proteggendo le strade interne da deflussi di acqua e ruscellando le acque lontano dall'impianto laddove le pendenze lo permettevano;

Di seguito viene prima affrontato lo studio per il lotto "Capua 1" e successivamente per "Capua 3".

- Capua 1

Per le aree di Impianto, accanto all'inserimento di drenaggi a protezione delle strade, è stato effettuato un predimensionamento dei drenaggi a sud dell'area a protezione dello stesso, come verrà di seguito riportato:

Tabella 6 - Individuazione dei bacini di influenza

Sottobacino	Area	H sup (m)	H inf (m)	L Asta (m)	Area (mq)
A-1	Area	22	19	198	32533
A-2	Impianto	22	17	266	55767

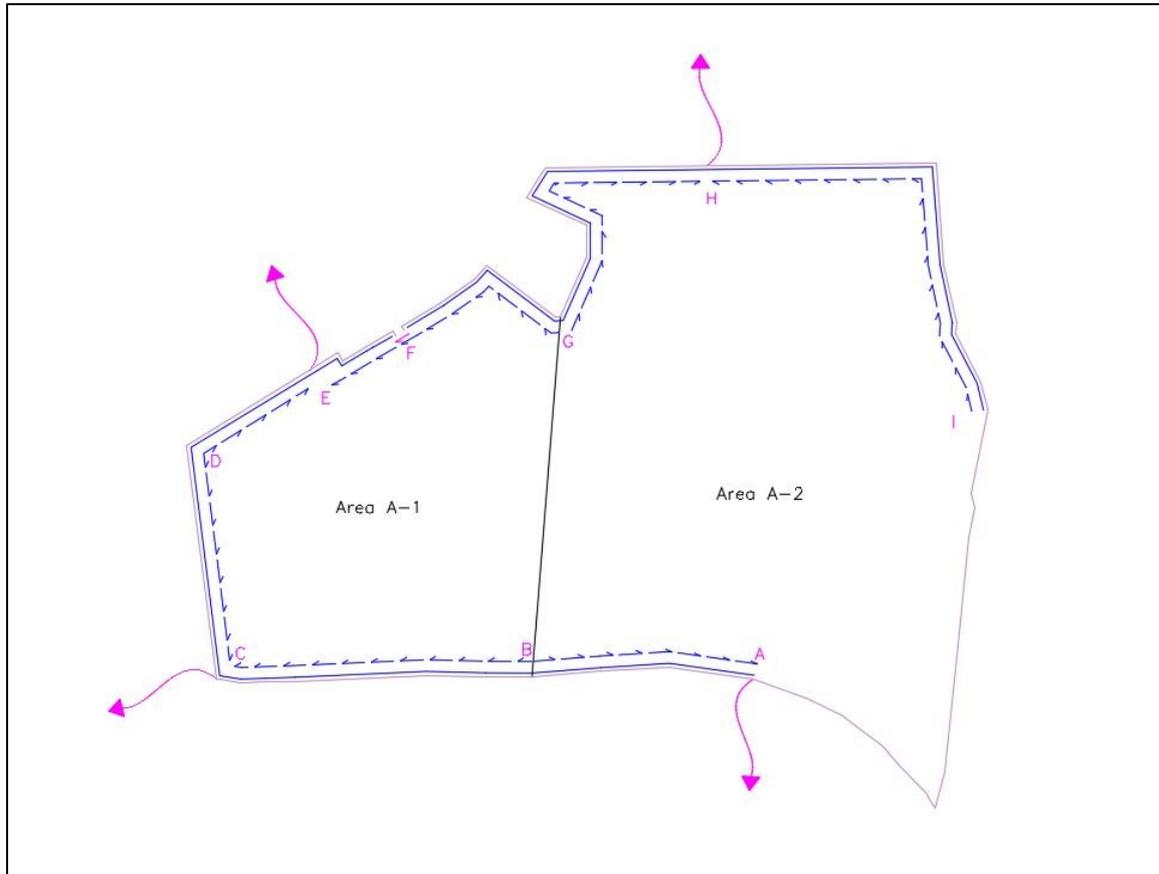


Figura 16 – Planimetria delle aree di intervento con individuazione dei bacini di interesse

I bacini identificati hanno estensioni contenute che non superano i 10 km² pertanto il calcolo della portata al colmo, per quanto concerne le aree dell’Impianto per le quali sono stati effettuati i dimensionamenti dei drenaggi, potrà essere eseguito utilizzando il *Metodo Razionale*.

Le ipotesi che stanno alla base di tale metodo sono le seguenti:

- Piogge di 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 corrvazione t_c (che quindi diventa 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 e dell’area del bacino A , attraverso un coefficiente C che comprende l’effetto delle perdite per infiltrazione:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

dove

- Q = portata al colmo [m³/s];
- A = estensione del bacino [ha];
- I = intensità di pioggia [mm/h];
- C = coefficiente di deflusso adimensionale.

- Coefficiente di deflusso di piena:

Il coefficiente di deflusso è un valore adimensionale che può variare tra 0 e 1: dall'esame delle fonti consultabili per la Regione Emilia Romagna a ragione, per il tipo di suolo considerato, può essere ritenuto applicabile un valore di C pari a:

$$C = 0,10$$

desunto dalla seguente tabella:

Tipologia superficie	ϕ
Verde su suolo profondo, prati, orti, superfici agricole	0,10-0,15
Terreno incolto, sterrato non compattato	0,20-0,30
Superfici in ghiaia sciolta – parcheggi drenanti	0,30-0,50
Pavimentazioni in macadam	0,35-0,50
Superfici sterrate compatte	0,50-0,60
Coperture tetti	0,85-1,00
Pavimentazioni in asfalto o cls	0,85-1,00

Figura 17 – Coefficienti di deflusso delle principali tipologie di superfici (Fonte: Ordine Geologi Emilia Romagna)

- Tempo di corrivazione:

Nel metodo razionale, 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. L'equazione utilizzata per ricavare tale dato è quella di Kirpich:

$$t_c = 0.000325 * L^{0.77} * S^{-0.385} \text{ [ore]}$$

dove

- T_c = tempo di corrivazione (in ore): per ottenere il valore in minuti, sarà necessario semplicemente moltiplicare il risultato ottenuto per 60 minuti;
- L = lunghezza asta principale (espressa in km) percorsa dalla goccia d'acqua idraulicamente più svantaggiata fino alla sezione di chiusura e quindi al recapito finale (canale di drenaggio);
- S = pendenza media del bacino.

- Intensità di pioggia:

I valori di intensità di pioggia sono stati ricavati attraverso la formula monomia, in funzione del tempo di ritorno considerato (10 anni), del tempo di durata di pioggia noto e dei valori di altezza di pioggia riportati nel presente studio idrologico:

$$i = \frac{h}{tc} [\text{mm/h}]$$

dove

- i = intensità di pioggia in mm/h;
- h = altezza di precipitazione in mm;
- tc = tempo in ora.

Nella trattazione a seguire le altezze di pioggia considerate nel predimensionamento della rete di drenaggio, si riferiscono a quelle ricavate dalle analisi idrologiche effettuate precedentemente, riferite al tempo di ritorno di 10 anni, secondo la stima probabilistica della TCEV con il metodo VAPI:

		Tr				
		10	20	25	50	200
h	1	38.75	44.71	46.88	53.65	69.09
	3	56.81	65.55	68.73	78.66	101.30
	6	68.51	79.05	82.88	94.86	122.16
	12	80.88	93.32	97.85	111.98	144.22
	24	94.41	108.93	114.21	130.72	168.35

Tabella 7 – Altezze di pioggia [mm] calcolate per diverse durate e diversi periodi di ritorno

Dall'analisi dei dati di pioggia sono stati dunque determinati i tempi di corrivazione per ogni sottobacino individuato, come riportato nella tabella che segue:

Sottobacino	Area	H sup (m)	H inf (m)	L Asta (m)	Area (mq)	tc (min)
A-1	Area Impianto	22	19	198	32533	7,487
A-2		22	17	266	55767	9.322

Tabella 8 – Tempi di corrivazione (min) calcolati per i diversi sottobacini di interesse

Dal momento che il tempo di corrivazione è dell'ordine dei minuti, è necessario determinare le altezze di pioggia per tempi inferiori all'ora.

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. Inoltre, le stazioni pluviometriche analizzate non permettono di effettuare un'analisi statistica significativa delle misure di pioggia di durata inferiore all'ora.

È noto da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti tra le altezze di durata ($r\delta$) molto breve e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località.

Bell ha elaborato una formula valida per piogge di durata inferiore ai 60 minuti:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50$$

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.

Durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r\delta$	0,04	0,142	0,211	0,264	0,307	0,460	0,563	0,764	0,899

Tabella 9 – Coefficienti riduttivi determinati tramite la formula di Bell

Inoltre, il coefficiente riduttivo può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche. Vengono riportati i coefficienti riduttivi relativi ai pluviografi di Milano Monviso e Roma Macao (riportati in "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" del Centro Studi Deflussi Urbani – HOEPLI ed.):

MILANO MONVISO

Durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
rδ	0,13	0,18	0,229	0,272	0,322	0,489	0,601	0,811	0,913

Tabella 10 – Coefficienti riduttivi del pluviografo di Milano Monviso (Piga et al. 1990)

ROMA MACAO

Durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	45
rδ	-	-	-	-	0,278	0,435	0,537	0,811	0,913	0,758	-

Tabella 11 – Coefficienti riduttivi del pluviografo di Roma Macao (Calenda et al. 1993)

Data la sostanziale congruenza dei valori di $r\delta$ ricavati per le due stazioni e sulla base del calcolo effettuato tramite la formula di Bell, sono stati utilizzati coefficienti riduttivi ottenuti come media dei precedenti e riportati nella tabella che segue:

Durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	45
rδ	0,085	0,161	0,220	0,268	0,302	0,461	0,567	0,811	0,913	0,778	0,906

Tabella 12 – Coefficienti riduttivi di calcolo per precipitazioni di durata inferiore all'ora

Dal momento che il tempo di corrivazione dei sottobacini di cui si sta andando ad effettuare un predimensionamento dei drenaggi e corrispondente all'area di impianto, risulta essere superiore ai 5 minuti ma inferiore a 10, al fine di ottenere il valore di altezza di pioggia riferito al tempo di corrivazione t_c inferiore all'ora, verrà moltiplicato il valore dell'altezza di pioggia [mm] relativo ad una durata di 1 ora e riferito ad un tempo di ritorno $T_r = 10$ anni (che nel caso in questione risulta essere pari a 38,75 mm) per il fattore di conversione riportato in forma tabellare, pari a 0,302 per la pioggia di durata di 5 minuti e 0,461 per la pioggia di durata di 10 minuti. Non sono stati restituiti dai calcoli valori del tempo di corrivazione inferiore ai 10 minuti:

Sottobacino	Area	H sup (m)	H inf (m)	L Asta (m)	Area (mq)	t_c (min)	i (mm/h)
A-1	Area	22	19	198	32533	7,487	143,16
A-2	Impianto	22	17	266	55767	9,322	114,97

Tabella 13 - Caratteristiche dei bacini di influenza e tempi di corrivazione ed intensità di pioggia

- Portata al colmo e capacità di deflusso dei canali di drenaggio:

Il calcolo della portata al colmo per i singoli bacini individuati, viene eseguito applicando la formula del *Metodo Razionale* riportata precedentemente, pertanto potranno essere ricavate le portate al colmo riferite ai sottobacini ed al tratto di dreno interessato:

Sottobacino	Area	Tratto Dreno	C	Qpioggia (m ³ /s)
-------------	------	--------------	---	------------------------------

A-1	Area Impianto	B-C	0,10	0.0253
A-1		D-C		0.0110
A-1		D-E		0.0053
A-1		G-F(F)		0.0095
A-1		G-E		0.0127
A-2		B-A		0.0299
A-2		G-H		0.0123
A-2		I-H		0.0298

Tabella 14 - Portate al colmo riferite ai sottobacini ed ai tratti di dreno interessato

La verifica *viene* condotta confrontando per ogni dreno, il valore di portata proveniente dal calcolo del Metodo Razionale, con il valore di portata ricavato dall'equazione di continuità di Manning, considerando il materiale di finitura e le caratteristiche geometriche della sezione idraulica del canale, per una capacità di riempimento della stessa dell'80%:

$$Q = A_m \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{i}$$

con R, pari al *raggio* idraulico, così definito:

$$R = \frac{A_m}{P_m}$$

- Q=portata del canale in m³/s;
- A_m=area bagnata in m²;
- n=coefficiente di resistenza di Manning in (s / m^{1/3});
- i=pendenza longitudinale del dreno.

Dopo aver controllato ognuno dei canali, si è verificato che nessuno di essi supera in ogni caso l'80% della capacità.

La tabella seguente mostra i valori di capacità per ogni sezione:

Tabella 15 - Percentuale di riempimento per la portata calcolata

Sottobacino	Area	Tratto Dreno	C	Qpioggia (m ³ /s)	Capacità (%)
A-1	Area Impianto	B-C	0,10	0.0253	37.25
A-1		D-C		0.0110	23.25
A-1		D-E		0.0053	15.00
A-1		G-F(F)		0.0095	7.50

A-1	G-E	0.0127	25.00
A-2	B-A	0.0299	41.00
A-2	G-H	0.0123	24.75
A-2	I-H	0.0298	41.00

Le assunzioni alla base delle procedure di calcolo e di verifica dei drenaggi a servizio dell'area di impianto prevedono dreni di forme e caratteristiche diversi in quanto questi sono stati adattati alle specifiche esigenze, così riassunte:

- Sottobacino A-1:
 - Tratti B-C, D-C: Drenaggio che riceve parte del deflusso generato nel sottobacino indicato che drena al punto C e che lambiscono il muro perimetrale posto a sud-ovest dell'area di impianto, previsti di forma trapezoidale in terra, senza rivestimento e ben mantenuti, per i quali si assume un coefficiente di Manning pari a $0,022 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al Tipologico 1;
 - Tratti D-E, G-E: Drenaggio che riceve parte del deflusso generato nel sottobacino indicato che drena al punto E e che lambiscono il muro perimetrale posto a nord-ovest dell'area di impianto, previsti di forma trapezoidale in terra, senza rivestimento e ben mantenuti, per i quali si assume un coefficiente di Manning pari a $0,022 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al Tipologico 1;
 - Tratti F: All'interno della sezione G-E si trova l'attraversamento drenante della viabilità interna dello stabilimento di circa 5 metri (F), previsto di forma rettangolare e realizzato in calcestruzzo con griglia di protezione, per il quale si assume un coefficiente di Manning di $0,013 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al tipo 2.
- Sottobacino A-2:
 - Tratti G-H: Drenaggio che riceve parte del deflusso generato nel sottobacino indicato che drena al punto H e che lambiscono il muro perimetrale posto a nord dell'area di impianto, previsti di forma trapezoidale in terra, senza rivestimento e ben mantenuti, per i quali si assume un coefficiente di Manning pari a $0,022 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al Tipologico 1;
 - Tratti B-A: Drenaggio che riceve parte del deflusso generato nel sottobacino indicato che drena al punto A e che lambiscono il muro perimetrale posto a sud dell'area di impianto, previsti di forma trapezoidale in terra, senza rivestimento e ben mantenuti, per i quali si assume un coefficiente di Manning pari a $0,022 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al Tipologico 1;
 - Tratti I-H: drenaggi a protezione della viabilità interna dell'impianto e che proteggono lo stesso dalle acque meteoriche provenienti dall'esterno, previsti di

forma trapezoidale in terra, senza rivestimento e ben mantenuti, per i quali si assume un coefficiente di Manning pari a $0,022 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$, corrispondente al Tipologico 1;

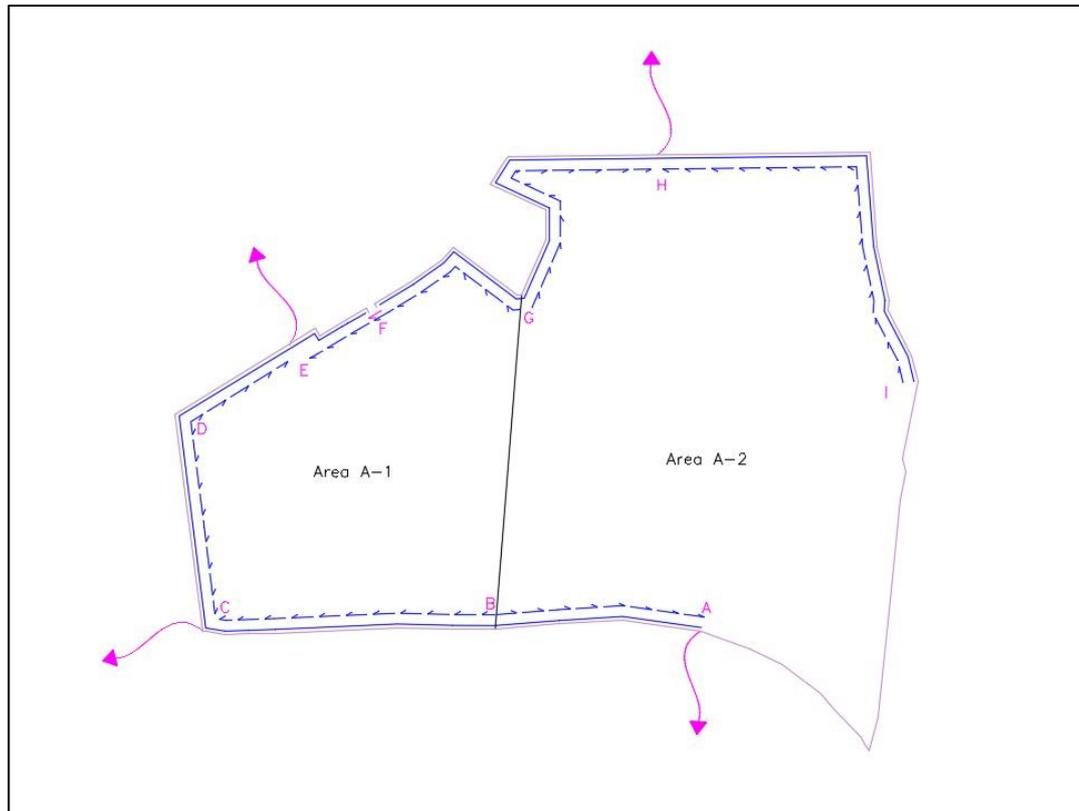


Figura 13 - Sistema di drenaggio delle acque nell'Area Impianto

A seguito delle verifiche idrauliche eseguite, i tipologici di sezione che verificano il deflusso delle portate di pioggia presentano le seguenti caratteristiche dimensionali:

Tabella 16 - Caratteristiche dimensionali sezioni tipo

Tratto dreno	Area	DIMENSIONI SEZIONI TIPO				Tipologico sezione
		B (m)	b (m)	H (m)	β (°)	
B-C	Area Impianto	1.20	0.40	0.40	45	1
D-C		1.20	0.40	0.40	45	1
D-E		1.20	0.40	0.40	45	1
G-F(F)		1.00	-	0.50	-	2
G-E		1.20	0.40	0.40	45	1
B-A		1.20	0.40	0.40	45	1
G-H		1.20	0.40	0.40	45	1
I-H		1.20	0.40	0.40	45	1

- Capua 3

La rete di drenaggio delle acque meteoriche, considerata la morfologia del territorio su cui insiste l'impianto, sarà caratterizzata dal dimensionamento di tre canali di drenaggio interni all'impianto che correranno paralleli alla direzione delle strutture fotovoltaiche con una pendenza dell'1 % e che scaricheranno le acque raccolte in un canale esistente situato sul lato sud dell'area di impianto.

Il bacino di influenza viene a coincidere con l'area occupata dall'impianto.

Di seguito si riporta lo schema di regimazione delle acque calcolato in base alle pendenze dell'area in esame e la posizione della rete di drenaggio da dimensionare:

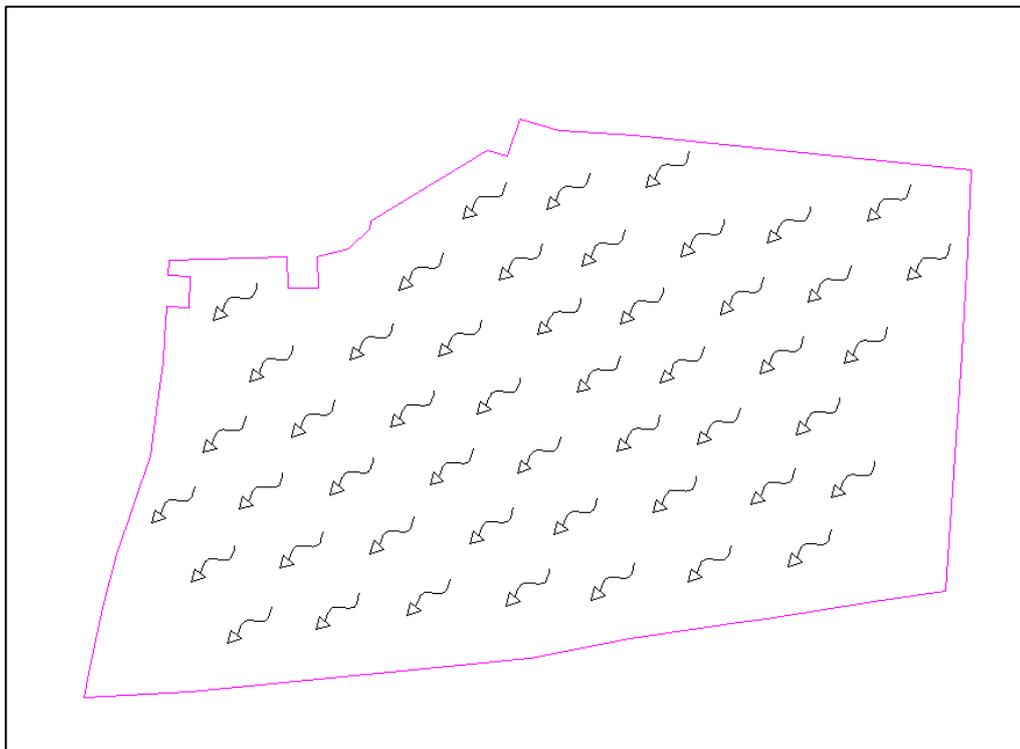


Figura 14 - Schema di regimazione delle acque

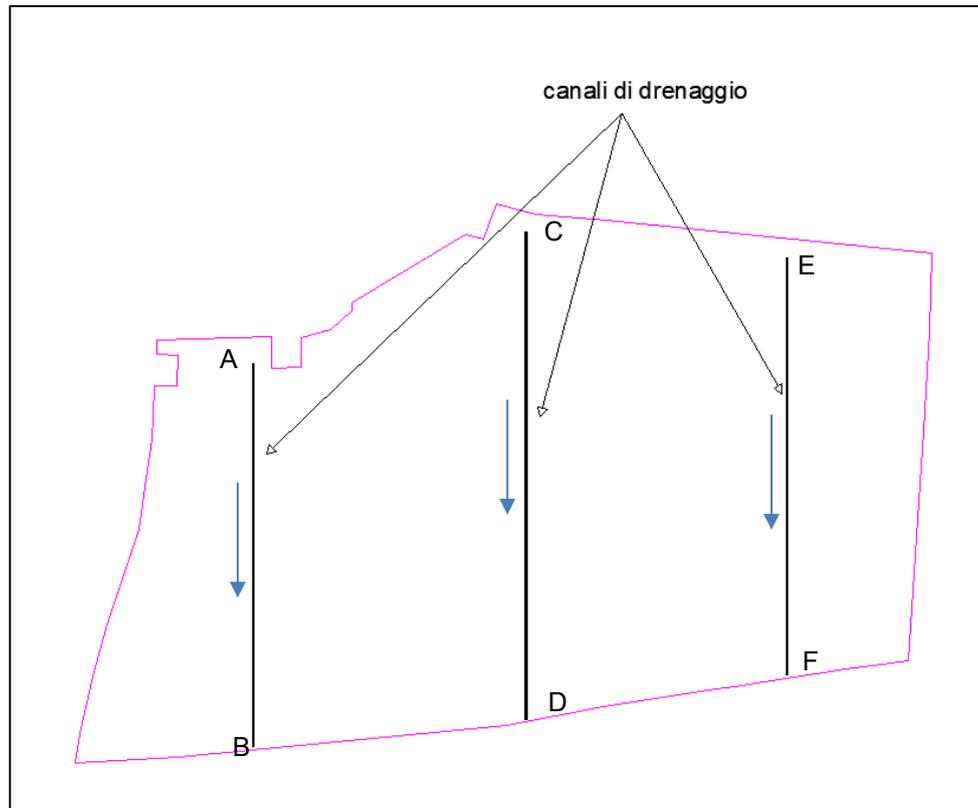


Figura 15 - Sistema di drenaggio in progetto

Tabella 17 - Caratteristiche del bacino di influenza

Area	H sup (m)	H inf (m)	L Asta (m)	Area (mq)
Area impianto	22	20	234	84500

Il bacino identificato ha estensioni contenute che non superano i 10 km² pertanto il calcolo della portata al colmo, per quanto concerne le aree dell'Impianto per le quali sono stati effettuati i dimensionamenti dei drenaggi, potrà essere eseguito utilizzando il *Metodo Razionale* già affrontato per il lotto "Capua 1".

Area [kmq]	L [km]	C	S [%]	tc [ore] Kirpich	i [mm/h]	Qp [m3/s]
0.08	0.23	0.1	0.18	0.1	119.15	0.0026

Avendo ottenuto la portata di picco con la formula del metodo razionale bisogna verificare che questa venga completamente convogliata nei canali di drenaggio.

Si riportano di seguito i tipologici delle sezioni dei canali di drenaggio:

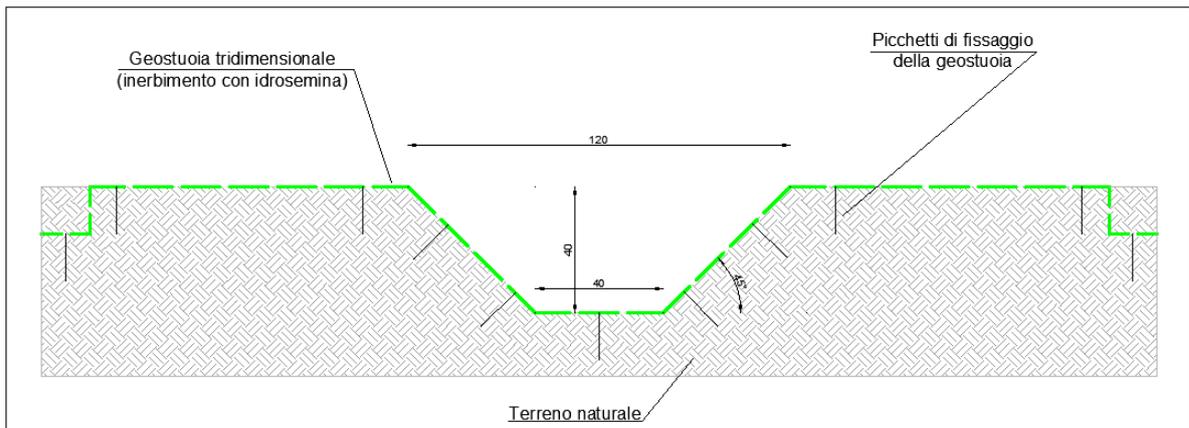


Figura 16 - Sezione Drenaggio - Tipologico 1 – Canale trapezoidale in terra

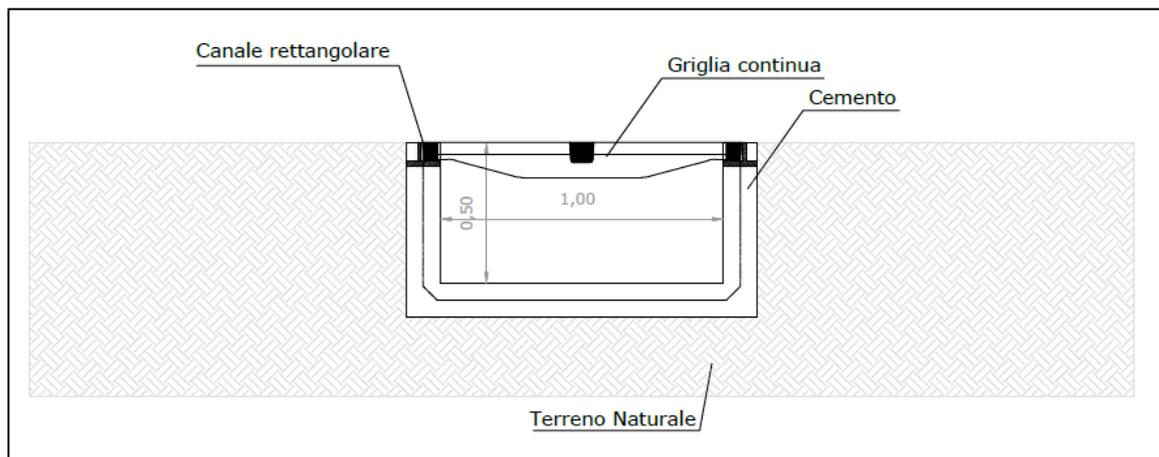


Figura 17 - Sezione Drenaggio - Tipologico 2 – Canale rettangolare in cls con griglia carrabile

La verifica idraulica sarà effettuata per la sezione trapezia, le cui dimensioni caratteristiche vengono riportate in fig. 16.

Come già riportato per il lotto “Capua 1”, la verifica per il canale di scolo verrà effettuata con l’ausilio della formula di *Gauckler-Strickler*.

In questo contesto, dunque si fa affidamento alla seguente espressione:

$$y(h) = A_m \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} - Q_p$$

Dove A_m e R sono funzioni del tirante idrico.

Quello che si vuole ricercare è il tirante idrico h per il quale la funzione $y(h)$ è uguale a zero.

Questo può essere verificato grazie al risolutore di Excel dal quale vengono prodotti i seguenti risultati:

B (m)	Am (mq)	Pm (m)	R	i	n	h
0.44921387	0.01044827	0.4984277	0.02096247	0.01	0.03	0.025

Dalla tabella si evince che la portata Q_p calcolata con il metodo razionale viene convogliata totalmente dal sistema delle cunette in esame poiché il tirante idrico non supera la soglia dei 40 cm previsti dalla cunetta proposta.

TRISOL 18 S.r.l.



CODE

C22BLE002_27

PAGE

46 di/of 46