

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO	4
2.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE.....	5
3	ANALISI IDRAULICA	7
3.1	VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	8
3.1.1	METODO RAZIONALE	8
3.1.2	METODO DEL CURVE NUMBER.....	12
3.1.3	CONSIDERAZIONI FINALI SULLE PORTATE DI PIENA.....	17
4	COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI	18
5	CONCLUSIONI	21

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1:	Inquadramento dell'area di studio.	3
Figura 2:	Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale	4
Figura 3:	Localizzazione dell'impianto a livello regionale.....	4
Figura 4:	Individuazione area di impianto su Ortofoto	5
Figura 5:	Individuazione su ortofoto dell'impianto in progetto	5
Figura 6:	Individuazione dell'uso del suolo dei bacini idrografici.	14
Figura 7:	Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica.	18
Figura 8:	Inquadramento dell'area di intervento su carta IGM 1:25.000.	19
Figura 9:	Inquadramento dell'area di intervento su carta dei reticoli idrografici.	20

1 INTRODUZIONE

La società proponente è WPD Salentina 2 S.r.l. Il gruppo WPD nasce in Germania, a Brema ed ha un'esperienza decennale nel settore delle energie rinnovabili, in particolare da fonte eolica. WPD è presente, con le sue società controllate in oltre 28 Paesi (Europa, Asia, America del Nord).

Ad oggi il gruppo WPD ha installato oltre 2550 torri eoliche con una capacità totale di circa 5740 MW ed è responsabile del funzionamento e della gestione di 513 parchi eolici, equivalenti a 5,3 GW di potenza installata.

La società WPD Salentina 2 S.r.l. è promotrice di un progetto per l'installazione di un impianto eolico le cui opere civili ed elettriche ricadono nei territori comunali di Copertino, Carmiano, Leverano e Nardò, tutti Comuni appartenenti alla Provincia di Lecce.

Il progetto, cui la presente relazione fa riferimento, riguarda la realizzazione di un impianto di produzione di energia rinnovabile da fonte eolica composta da 8 aerogeneratori, con potenza unitaria pari a 4.5MW ed una potenza complessiva di 36 MW.

Nella presente relazione, a partire dalle risultanze dell'analisi idrologica effettuata sul sito di interesse (cfr. SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5631.005_Relazione Idrologica), **si fornisce una stima del valore delle portate di piena che, con assegnata probabilità di accadimento (sintetizzata nel parametro tempo di ritorno), possono essere convogliate dal reticolo idrografico che lambisce l'impianto.**

Come illustrato nella figura che segue, l'intervento è ubicato nella Regione Puglia ma ricade nei limiti territoriali del Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale.



Figura 1: Inquadramento dell'area di studio.

L'analisi idraulica è stata condotta mediante l'utilizzo dei classici metodi dell'Idraulica Tecnica che consentono di legare i deflussi (portate) agli afflussi meteorici.

2 LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO

La società WPD Salentina 2 S.r.l. è promotrice del progetto per l'installazione del parco eolico in oggetto, che si localizza nel territorio comunale di Copertino, Carmiano e Leverano, e delle relative opere di connessione, presenti nei comuni di Copertino, Carmiano, Leverano e Nardò.

La zona interessata dall'impianto si sviluppa in un'area pianeggiante, a circa 14 km dalla costa Ionica e a 23 km da quella Adriatica.

Di seguito è riportato l'inquadratura territoriale dell'area di progetto a livello nazionale, regionale e, di dettaglio su ortofoto.



Figura 2: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale

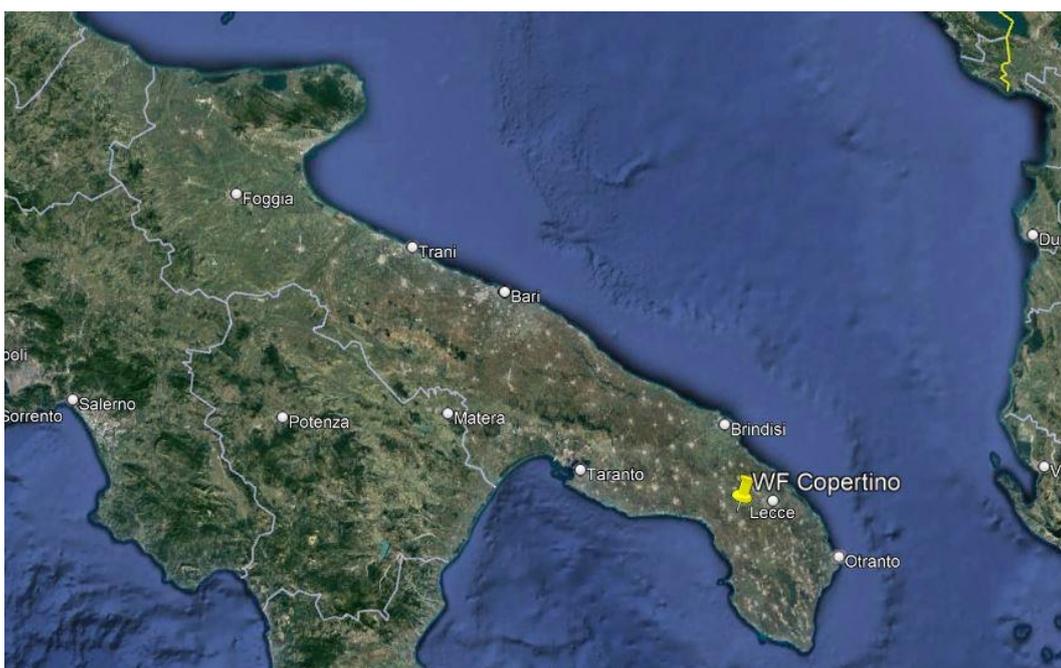


Figura 3: Localizzazione dell'impianto a livello regionale

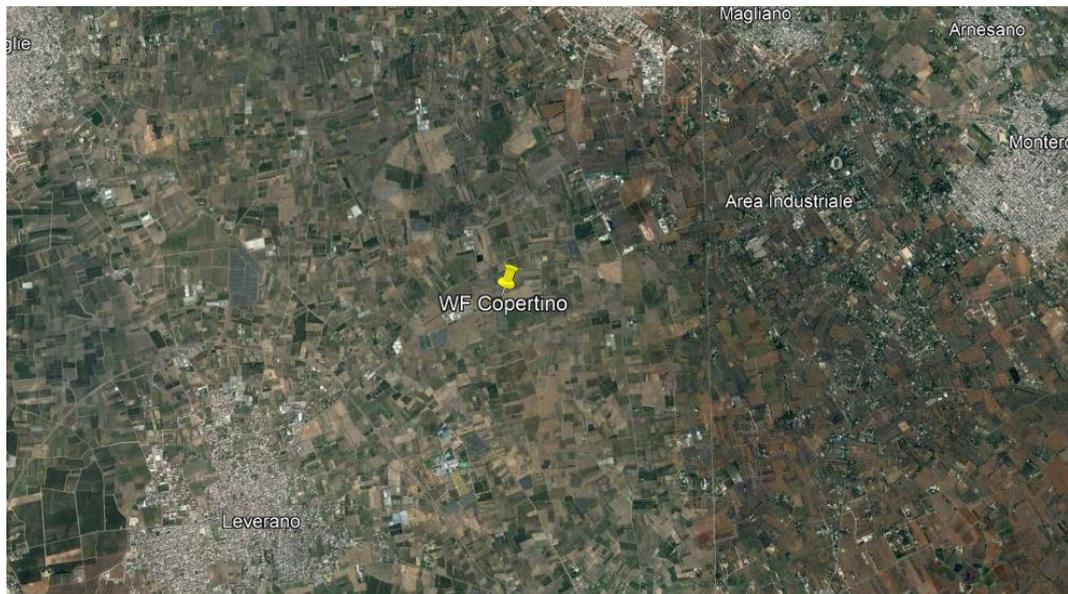


Figura 4: Individuazione area di impianto su Ortofoto

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

In particolare, le aree proposte per la realizzazione degli aerogeneratori impegnano la zona agricola nell'intorno delle strade provinciali SP117, SP119 ed SP124, che collegano rispettivamente i comuni di Leverano e Carmiano, Leverano e Arnesano, Carmiano e Copertino.

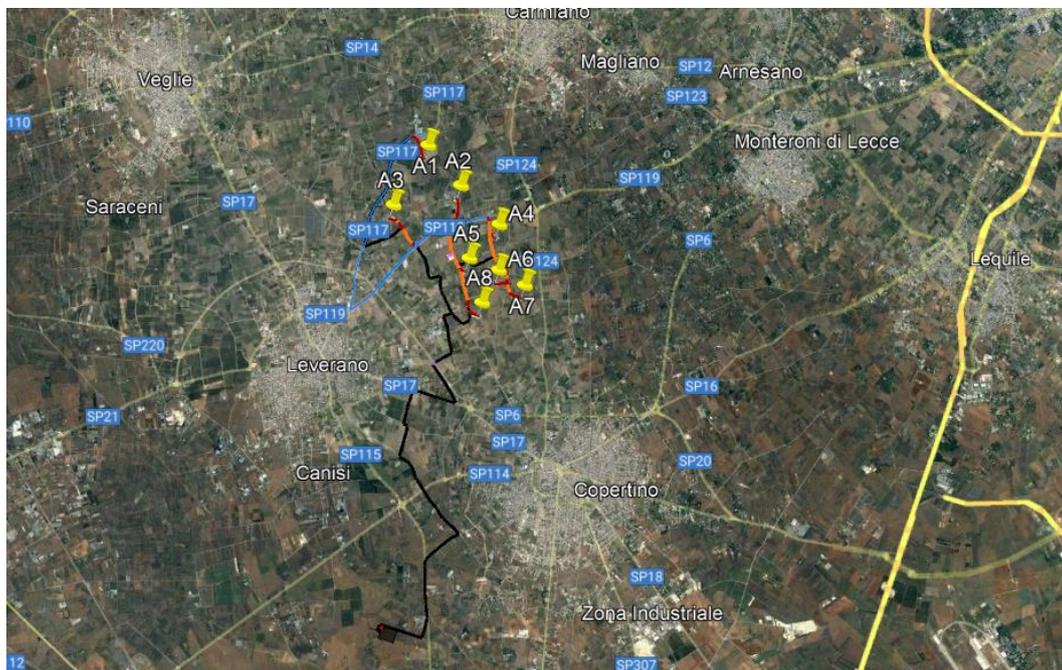


Figura 5: Individuazione su ortofoto dell'impianto in progetto

L'impianto ricade all'interno del tavoliere salentino caratterizzato da una scarsa diffusione di pendenze significative e di forme morfologiche degne di significatività, e da poderosi accumuli di terra rossa, per l'intensa antropizzazione agricola del territorio e per la presenza di zone umide costiere.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche del sito e il layout di impianto:

Tipologia del sito:	Zona agricola produttiva
Altitudine:	30 ÷ 50 m s.l.m.
Temperatura media annua:	18 °C
Precipitazioni medie annue:	55 mm
Umidità relativa:	70 %
Radiazione solare globale	1790 kWh/mq

Tabella 1: Caratteristiche del sito

L'impianto è costituito da 8 aerogeneratori, opportunamente disposti nell'area di interesse e installati su torri tubolari di altezza al mozzo pari a 82 m, e dall'impianto elettrico, necessario al funzionamento delle turbine eoliche. Il cavidotto di connessione collega tutti gli aerogeneratori alla sottostazione di trasformazione utente, tramite la sottostazione utente ci si collega quindi alla rete elettrica nazionale. Nella tabella che segue sono individuate le coordinate delle turbine eoliche e i riferimenti catastali delle particelle nelle quali ricadono le fondazioni:

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 34N			RIFERIMENTI CATASTALI		
Posizioni Aerogeneratori					
WTG	EST [m]	NORD [m]	COMUNE	FG	P.LLA
A1	246859,65	4467827,49	CARMIANO	27	263
A2	247410,55	4467093,61	COPERTINO	2	73 41
A3	246206,32	4466790,49	LEVERANO	13	45
A4	248068,30	4466378,01	COPERTINO	7	45
A5	247518,72	4465797,47	COPERTINO	6	325 326
A6	248030,58	4465567,96	COPERTINO	6	262 366
A7	248483,97	4465284,86	COPERTINO	7	157
A8	247718,67	4465003,81	COPERTINO	10	12 14

Tabella 2: Coordinate aerogeneratori dell'impianto eolico di Leverano-Copertino

3 ANALISI IDRAULICA

L'analisi idraulica, necessaria al calcolo della portata di massima piena per i bacini imbriferi afferenti all'area in questione, può essere condotta secondo vari approcci, tra i quali possono essere considerati:

- i metodi empirici, che si basano unicamente su parametri morfologici del bacino in esame, senza tenere in considerazione alcuna misura pluviometrica o idrometrica;
- i metodi semiempirici, che valutano la portata anche in funzione dell'altezza di pioggia;
- i metodi analitici, che si basano sull'ipotesi di una correlazione diretta tra afflussi deflussi.

L'approccio da utilizzare dipende innanzitutto dal tipo di verifica idraulica che si intende condurre: se si affronta un'analisi in moto permanente o addirittura uniforme, la portata massima può essere calcolata con metodi semplificati tipo il cinematico o razionale; quando la situazione morfologica ed idrografica diventa alquanto complessa, può rendersi indispensabile una verifica in moto vario e, di conseguenza, diventa necessario conoscere la forma dell'idrogramma di piena attraverso l'applicazione di metodi analitici.

In generale, nei casi di regolarità dell'asta fluviale e del bacino idrografico di pertinenza, è generalmente impiegato uno studio in moto permanente, ricorrendo al metodo razionale per la determinazione della portata di massima piena.

Naturalmente, prima della applicazione del metodo, occorre valutare la pioggia efficace, ossia la componente della pioggia che partecipa al deflusso, depurando la pioggia totale da quella persa per infiltrazione, per evaporazione oppure trattenuta dal suolo o dalla vegetazione.

3.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

La stima delle portate di piena è stata effettuata applicando due distinti approcci: quello semiempirico del Metodo Razionale e quello analitico semplificato del Curve Number (CN).

3.1.1 METODO RAZIONALE

Il metodo è basato sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- A. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
- B. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- C. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = \frac{\phi \times h \times A \times k}{t_c} \quad (1)$$

Q = portata di piena [m³/sec]

ϕ = coefficiente di deflusso

h = pioggia netta [mm]

A = area del bacino [km²]

t_c = tempo di corrivazione [ore]

k = 0.2777 (fattore che tiene conto della non uniformità delle unità di misura).

Il tempo di corrivazione è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione t_c. Infatti, se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t_c solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa, se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena.

Una relazione frequentemente utilizzata per il calcolo di tale grandezza è quella proposta da Giandotti (1934), valida per bacini idrografici aventi superficie (A) variabile tra 170 e 70000 km², che si esplicita nella seguente formula:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \quad (2)$$

nella quale t_c è espresso in ore, A in km² mentre L, la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e H_m, altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, in metri sul livello del mare.

Pezzoli (1970), analizzando il comportamento di alcuni bacini piemontesi, ha proposto, invece, una diversa espressione del tempo di corrivazione che ha la seguente forma:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \quad (3)$$

nella quale t_c è espresso in ore e L in km. Il parametro i_a rappresenta la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

Kirpich, infine, utilizzando i dati sperimentali di sei bacini americani, nel 1940, aveva proposto una correlazione grafica tra il tempo di corrivazione e il rapporto $L/\sqrt{i_a}$. Tale grafico, successivamente integrato dal contributo di altri dati sperimentali, ha condotto alla formulazione della seguente equazione,

comunemente nota con il nome di equazione di Kirpich.

$$t_c = 0.00325 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77} \quad (4)$$

Il complesso dei valori determinabili con le succitate equazioni (Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich) può essere ben rappresentato da un'unica espressione (Ferro, Sistemazione dei Bacini Idrografici, McGraw Hill, 2002), che integra tutti i contributi sperimentali derivanti dalle esperienze condotte, ed ha la seguente equazione, nel seguito denominata P-C-W-K:

$$t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.8} \quad (5)$$

nella quale t_c è espresso in minuti e L in metri.

Applicando le relazioni succitate, con riferimento parametri geomorfologici dei bacini di interesse (cfr. doc. SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5631.005_Relazione Idrologica), si sono ottenuti i seguenti risultati:

Bacino idrografico	P-C-W-K	Giandotti	Pezzoli	Kirpich	Chow	Watt-Chow
	[ora]	[ora]	[ora]	[ora]	[ora]	[ora]
A	1.849	44.220	2.310	1.180	1.055	1.464
B	0.882	31.807	0.916	0.579	0.584	0.705

Tabella 3: Valori del tempo di corrivazione (t_c) del Bacino idrografico di interesse con le diverse relazioni presenti in letteratura.

La valutazione della portata di piena è stata effettuata facendo riferimento al tempo di corrivazione calcolato con la relazione del P-C-W-K (5) in quanto è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio.

I tempi di corrivazione utilizzati sono pertanto i seguenti:

Bacino idrografico	t_c [ora]
A	1.85
B	0.88

Tabella 4: Valori dei tempi di corrivazione (t_c) utilizzati per i due bacini di interesse.

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di deflusso, sono stati utilizzati i valori indicati dal Manuale di Ingegneria Civile riportati nella tabella seguente:

Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40

Tabella 5: Valori del coefficiente di deflusso suggeriti dal Manuale di Ingegneria Civile.

Tipologia urbanistica	\square
Costruzioni dense	0.80
Costruzioni Spaziate	0.60
Aree con ampi cortili e giardini	0.50
Zone a villini sparsi	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05-0.10

Tabella 6 - Valori del coefficiente di deflusso consigliati nella letteratura tecnica tedesca.

Il coefficiente di deflusso globale, è stato determinato con la seguente procedura:

1. Individuazione, nei tre bacini, di sottoaree omogenee dal punto di vista della geologia e dell'uso del suolo.
2. Attribuzione a queste di valori del coefficiente di deflusso indicati nelle Tabelle 4 e 5
3. Calcolo della media pesata dei coefficienti di deflusso assumendo come peso l'estensione delle sotto rispetto all'area totale dei bacini

Seguendo questo approccio si sono ottenuti i seguenti valori:

Bacino idrografico	Coefficiente di deflusso
	[F]
A	0.33
B	0.35

Tabella 7: Valori dei tempi di corrivazione (tc) utilizzati per i due bacini di interesse.

Come indicato nella Relazione Idrologica, i tre bacini di interesse hanno le seguenti caratteristiche:

Bacino idrografico	Superfici e	Lungh. asta principale	H massima del bacino	H minima del bacino	H media del bacino	H monte dell'asta principale	H media dell'asta principale	Pendenza a media bacino	Pendenza a media dell'asta principale
	S [km ²]	L [m]	H _{max} [m]	H _{min} [m]	H	H _m [m]	H _a [m]	i _m [%]	i _a [%]
A	4.89	2520.30	2925.90	37.03	44.00	33.00	39.80	0.40%	0.36%
B	2.29	1201.02	2197.99	35.63	45.00	33.00	39.00	0.49%	0.52%

Tabella 8: Parametri geomorfologici dei bacini idrografici

Il coefficiente a e l'esponente n della curva di pioggia determinati con la metodologia VAPI assumono al variare del tempo di ritorno, i seguenti valori (cfr. Relazione Idrologica):

T [anni]	a [mm/ore ⁿ]	n [-]
5	33.410	0.29
10	45.48	0.29
20	57.540	0.29
30	64.60	0.29
50	73.49	0.29
100	85.56	0.29
200	97.63	0.29
500	113.58	0.29

Tabella 9: Parametri del VAPI ottenuti per diversi tempi di ritorno

La applicazione della formula Razionale (1) restituisce le portate di piena di seguito indicate

T [anni]	intensità di pioggia al T _c	Altezza di pioggia al T _c	Portata di calcolo M.R.
	i _c [mm/h]	h [mm]	Q _{MR} [m ³ /s]
5	21.63	40.01	8.82
10	29.45	54.46	12.00
20	37.25	68.90	15.19
30	41.83	77.35	17.05
50	47.58	88.00	19.40
100	55.40	102.45	22.58
200	63.21	116.90	25.77
500	73.54	136.00	29.98

Tabella 10: Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino A.

T [anni]	intensità di pioggia al T _c	Altezza di pioggia al T _c	Portata di calcolo M.R.
	i _c [mm/h]	h [mm]	Q _{MR} [m ³ /s]
5	36.50	32.21	6.97
10	49.69	43.84	9.48
20	62.86	55.47	12.00
30	70.58	62.27	13.47
50	80.29	70.84	15.32
100	93.48	82.48	17.84
200	106.66	94.11	20.35
500	124.09	109.49	23.68

Tabella 11: Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino B.

3.1.2 METODO DEL CURVE NUMBER

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972). Il metodo, detto Metodo Curve Number ("Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN) method", detto comunemente Curve Number), si basa sulla assunzione che il volume specifico (altezza) di pioggia netta (efficace) P_{net} risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda P (pioggia effettiva) caduta nel medesimo intervallo temporale dalla relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (6)$$

nella quale S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizione di saturazione ed I_a è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno senza che si abbia creazione di deflusso; il parametro S corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale dopo l'istante in cui si ha $P > I_a$; fino all'istante in cui non si ha $P > I_a$ il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente.

In realtà con l'introduzione della perdita iniziale I_a si vuole tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale. In mancanza di adeguate osservazioni utili, per la stima di I_a si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0,2 \times S \quad (7)$$

che risulta verificata in buona approssimazione.

La valutazione del valore di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN (Curve Number), cui esso risulta legato dalla relazione:

$$S = S_0 \times \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (8)$$

S_0 è un fattore di scala pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm.

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso fra 0 e 100, funzione della permeabilità della litologia superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

Il Soil Conservation Service (SCS), sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- GRUPPO A: Suoli aventi scarsa permeabilità di deflusso; capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
- GRUPPO B: Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso; elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
- GRUPPO C: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
- GRUPPO D: Potenzialità di deflusso molto elevata; scarsissima capacità di infiltrazione e saturazione.

Di seguito, per ciascun gruppo, si riportano i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di utilizzo del suolo.

Tipo di copertura	A	B	C	D
Aree agricole con presenza di spazi naturali	62	71	78	81
Aree Urbane	98	98	98	98
Area residenziale	77	85	90	92
Cava	60	60	60	60
Distretti industriali	81	88	91	93
Bacini di acqua	100	100	100	100
Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo estivo-autunnale/primaverile	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo primaverile-estivo	72	81	88	91
Colture temporanee associate a colture permanente	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori non irrigui	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori irrigui	72	81	88	91
Oliveti irrigui	72	81	88	91
Oliveti non irrigui	62	71	78	81
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Seminativi in aree non irrigue	62	71	78	81
Sistemi colturali e particolari complessi	72	81	88	91
Vigneti irrigui	72	81	88	91
Vigneti non irrigui	62	71	78	81
Zone boscate	45	66	77	83

Tabella 12 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.

Classe AMC	Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)
I (Terreno secco)	0 < P < 50
II (Umidità media)	50 < P < 110
III (Terreno da mediamente umido a saturo)	P > 110

Tabella 13 - Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC).

Secondo il corrente approccio, la superficie del bacino deve essere classificata in base al suo grado di umidità pregresso rispetto al verificarsi dell'evento meteorico che dà luogo alla piena.

In particolare, sono state individuate tre possibili classi ad umidità pregressa crescente (cfr. Tabella 13)

I valori del CN riportati nella Tabella 12 si riferiscono ad una condizione di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico di tipo standard, precisamente quella intermedia indicata come AMC II (Antecedent Moisture Condition II).

Per condizioni iniziali differenti vengono utilizzate delle relazioni di trasformazione del valore CN (II) in CN (I) e CN (III).

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057 \times CN_{II}} \quad (9)$$

$$CN_{III} = \frac{23 \times CN_{II}}{10 + 0,13 \times CN_{II}} \quad (10)$$

Nella fattispecie, considerata l'entità degli interventi e l'importanza degli stessi, si è preferito, a vantaggio di sicurezza, adottare un valore di Curve Number pari al CN_{III}, che, essendo a parità di copertura maggiore del CN(II), risulta più cautelativo (dà luogo a deflussi maggiori).

La definizione dei valori di CN(II) di partenza è stata effettuata sovrapponendo i bacini idrografici alla cartografia tematica pertinente e, segnatamente, alla carta di uso del suolo e a quella geologica. Si sono in tal modo ricavate una serie di superfici omogenee in base alla qualità culturale ed alla tipologia di suolo.

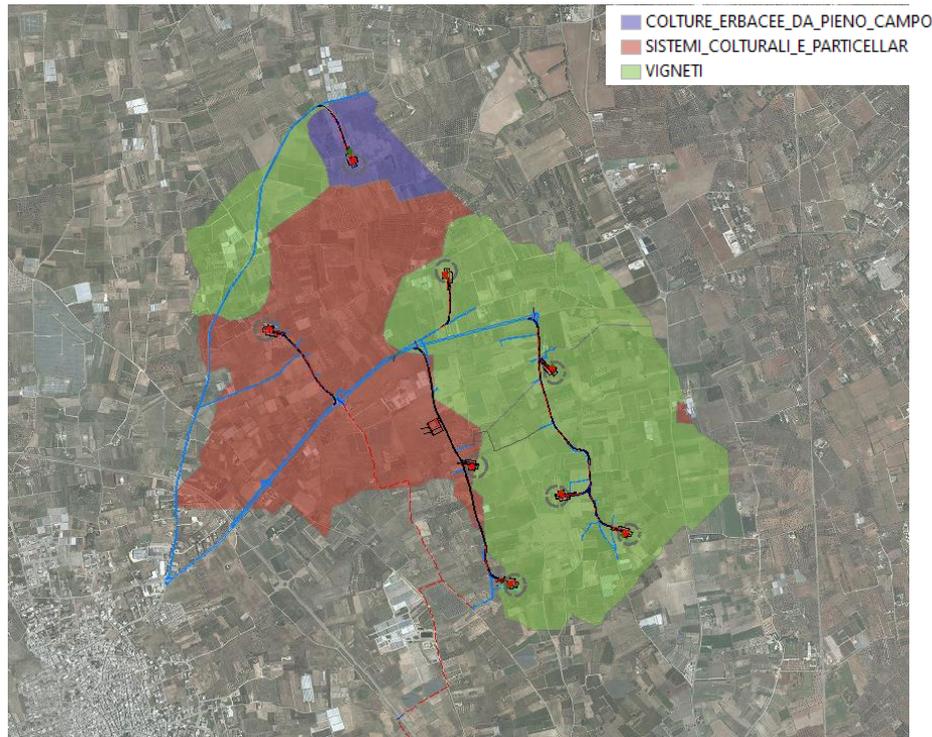


Figura 6: Individuazione dell'uso del suolo dei bacini idrografici.

Per ciascuno dei D bacini è stato infine ricavato un valore medio del CN effettuando una media pesata dei valori corrispondenti alle differenti sub-aree isoparametriche, utilizzando come peso la superficie della singola area rapportata a quella complessiva del bacino.

Per quanto riguarda la tipologia di terreno, è stato utilizzato, a vantaggio di sicurezza, il GRUPPO B (Suoli aventi permeabilità media; elevata capacità di infiltrazione e moderata potenzialità di deflusso).

Di seguito si riportano i valori medi ricavati per ciascun bacino:

Bacino idrografico	CN _{II}	CN _{III}
A	84.21	92.54
B	78.35	89.38

Tabella 14 - Valori del CN dei bacini idrografici di interesse.

La applicazione della (7), della (8), quindi, della (6) ha condotto al calcolo della pioggia netta.

Per la trasformazione di questo dato in portata, è necessario riferirsi al "tempo di ritardo" t_L (lag time) del bacino, generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza

dell'evento di piena, e il baricentro del pluviogramma netto.

Il Soil Conservation Service (SCS) americano ha dedotto, empiricamente, che il rapporto tra questo ed il tempo di corrivazione (t_L/t_C) è pari a 0.6.

Per la stima del tempo di ritardo del bacino, nel caso in esame, si è utilizzata la formula di Mockus:

$$t_L = 0,342 \times \frac{L^{0,8}}{s^{0,5}} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} \quad (11)$$

in cui s è la pendenza del bacino espressa in %, L la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in Km.

Per il calcolo della portata al colmo Q_p (m^3/s) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare, che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata t_e (tempo di esaurimento) e il cui volume, espresso in m^3 , ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_p}{2} \times (t_a + t_e) = \frac{Q_p \times t_b}{2} \quad (12)$$

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale V di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0,375 volte la durata dell'evento di piena t_b e pertanto:

$$t_b = 2,67 \times t_a \quad (12)$$

Combinando la (12) e la (13) si ottiene la seguente espressione della portata al colmo:

$$Q_p = \frac{V \times 0,749}{t_a} \quad (13)$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p e indicando con t_L il tempo di ritardo, come prima calcolato, si effettua con la seguente relazione:

$$t_a = 0,5 \times t_p + t_L \quad (14)$$

È stato scelto come evento che massimizza il calcolo della portata di piena un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando come "tc" i risultati ottenuti in base al calcolo effettuato al paragrafo precedente (cioè tempo di corrivazione calcolato con il metodo Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich P-C-W-K, in quanto tale relazione è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio).

Il volume V che compare nella (13) è naturalmente pari al prodotto tra la altezza di pioggia netta e l'area A del Bacino. I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle:

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	$V \times 0,749$	Tempo di ritardo	Tempo di accumulo		Portata di calcolo C.N.
	P_{net}	[m^3]	[m^3]	T_L [h]	[ore]	[s]	Q_{CN} [mc/s]
5	22.86	111846	83773	1.93	2.86	10280.65	8.15
10	35.80	175118	131163				12.76
20	49.24	240851	180397				17.55
30	57.25	280032	209744				20.40
50	67.44	329870	247073				24.03
100	81.40	398176	298234				29.01
200	95.47	467000	349783				34.02
500	114.17	558493	418312				40.69

Tabella 15 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino A.

T [anni]	Altezza di pioggia netta	Volume V	Vx0,749	Tempo di ritardo	Tempo di accumulata		Portata di calcolo C.N.
	P _{net}	[m ³]	[m ³]	T _L [h]	[ore]	[s]	Q _{CN} [mc/s]
5	12.15	27828	20843	1.59	2.03	7302.063	2.85
10	21.02	48136	36054				4.94
20	30.69	70276	52636				7.21
30	36.60	83796	62763				8.60
50	44.21	101241	75830				10.38
100	54.80	125487	93990				12.87
200	65.60	150205	112503				15.41
500	80.09	183382	137353				18.81

Tabella 16 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number del Bacino B.

3.1.3 CONSIDERAZIONI FINALI SULLE PORTATE DI PIENA

Nella tabella che segue, per ciascun bacino e per i diversi tempi di ritorno, le portate ricavate con i due differenti approcci sono poste a confronto.

Tr	PORTATE [m ³ /s]			
	BACINO A		BACINO B	
anni	RAZIONALE	CN	RAZIONALE	CN
5	8.82	8.15	6.97	2.85
10	12.00	12.76	9.48	4.94
20	15.19	17.55	12.00	7.21
30	17.05	20.40	13.47	8.60
50	19.40	24.03	15.32	10.38
100	22.58	29.01	17.84	12.87
200	25.77	34.02	20.35	15.41
500	29.98	40.69	23.68	18.81

Tabella 17:- Confronto tra i valori delle portate di piena calcolate con i due differenti approcci. In grassetto i valori maggiori

Come può notarsi **le portate ricavate utilizzando del metodo Razionale sono risultate sempre maggiori di quelle derivate dall'utilizzo del metodo del Metodo del Curve Number (CN) per il bacino B, mentre per il bacino A risultano maggiori le portate ricavate utilizzando il metodo del CN.**

Nella tabella seguente si riporta l'involuppo dei valori massimi determinati con i due approcci al variare del tempo di ritorno (5, 10, 20, 30, 50, 100, 200 e 500 anni):

T [anni]	Bacino A	Bacino B
5	8.82	6.97
10	12.76	9.48
20	17.55	12.00
30	20.40	13.47
50	24.03	15.32
100	29.01	17.84
200	34.02	20.35
500	40.69	23.68

Tabella 18 - Valori di portata di piena al variare del tempo di ritorno (5, 10, 20, 30, 50, 100, 200 e 500 anni).

4 COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI

Il Piano di Assetto Idrogeologico individua i reticoli idrografici in tutto il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia, nonché l'insieme degli alvei fluviali in modellamento attivo e le aree golenali.

Le aree golenali e quelle di pertinenza fluviale, sono sottoposte a regime di tutela e qualsiasi intervento effettuato al loro interno deve ottemperare a precise prescrizioni finalizzate alla loro salvaguardia.

Il regime vincolistico, in assenza di arginature, si estende fino ad una distanza di 150 m dalla linea azzurra che individua il corso d'acqua sulla carta Idrogeomorfologica predisposta dalla stessa AdB. Tale ampiezza della fascia di sicurezza risulta dall'applicazione contemporanea degli art.6 e 10 delle NTA del PAI così come di seguito riportati:

- *Art. 6 comma 8 quando il reticolo idrografico e l'alveo in modellamento attivo e le aree golenali non sono realmente individuate nella cartografia in allegato e le condizioni morfologiche non ne consentano la loro individuazione, le norme si applicano alla porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m.*
- *Art. 10 comma 3, quando la fascia di pertinenza fluviale non è arealmente individuata nelle cartografie in allegato, le norme si applicano alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermina all'area golenale, come individuata all'art. 6 comma 8, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m.*

Dall'analisi della cartografia riguardante l'assetto idraulico delle aree a pericolosità e rischio idraulico del Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia (AdB), **le aree interessate dall'intervento non sono soggette né a vincolo per pericolosità idraulica, né a vincolo per pericolosità geomorfologica.**

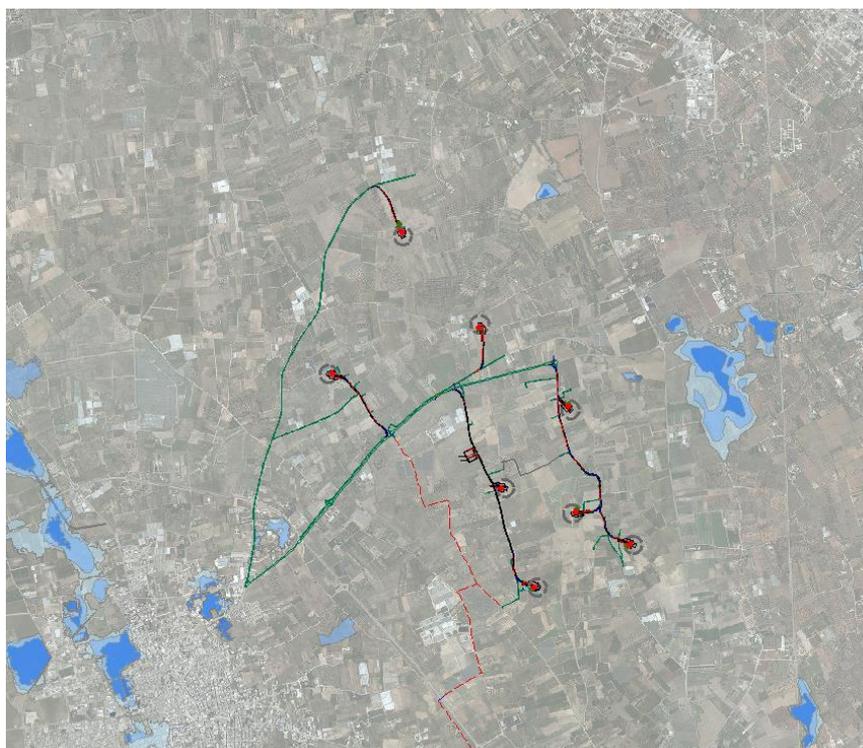


Figura 7: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica.

Inoltre, l'area di intervento non è lambita da alcun reticolo idrografici presente sia sulla carta IGM 1:25.000 che sulla carta dei reticoli idrografici redatta dall' Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale - UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (ex AdB interr. Puglia).

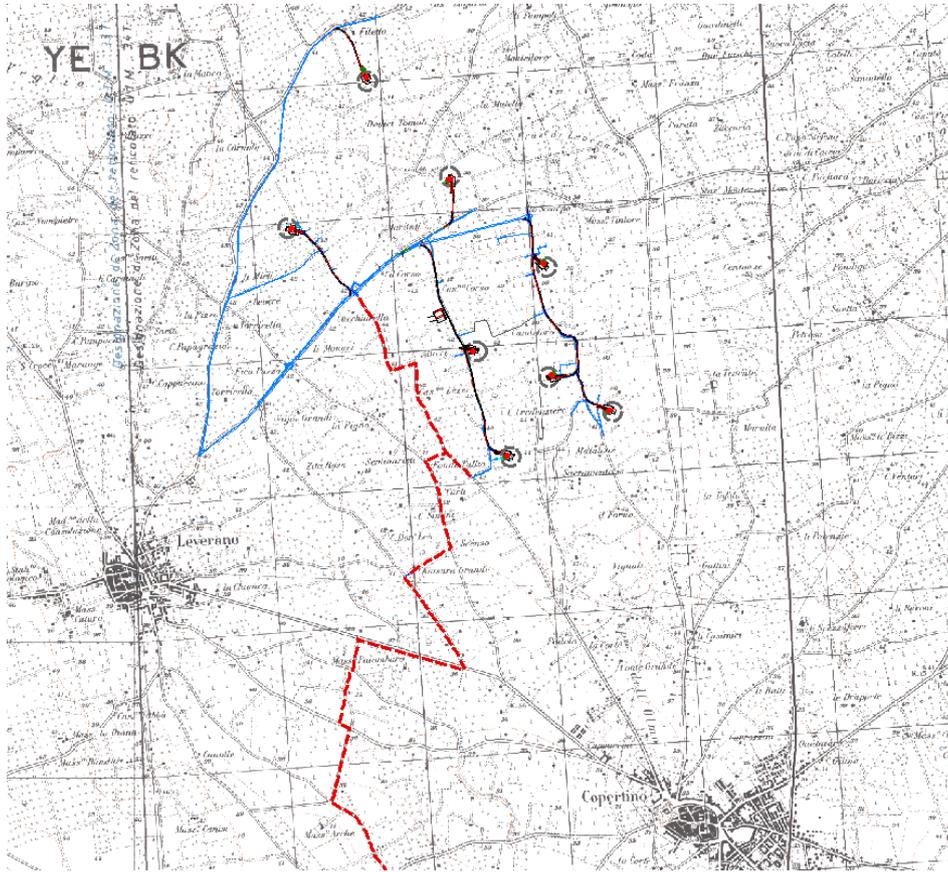


Figura 8: Inquadramento dell'area di intervento su carta IGM 1:25.000.

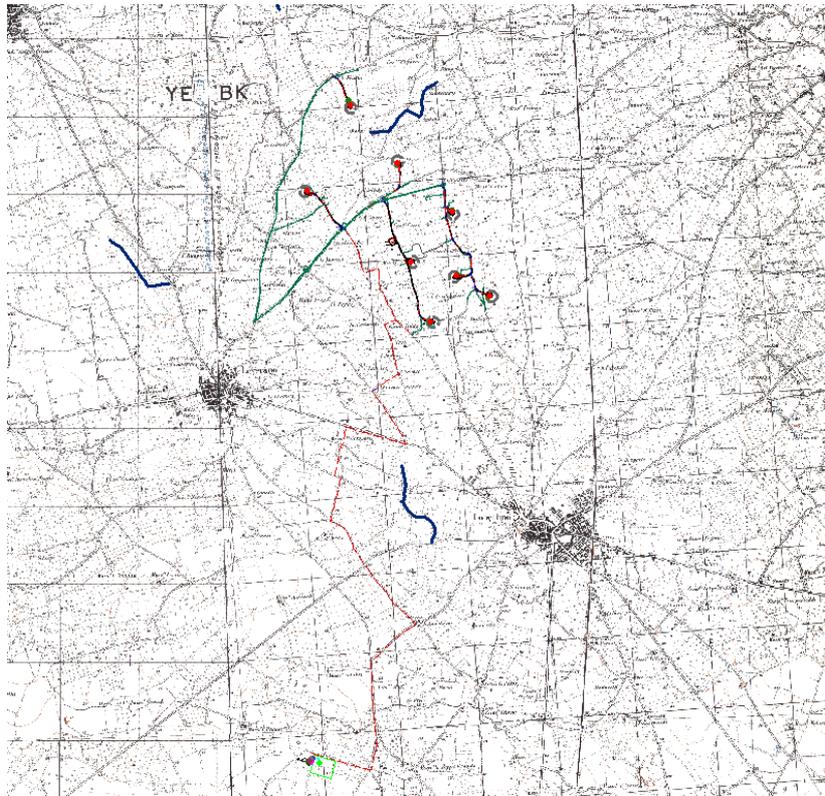


Figura 9: Inquadramento dell'area di intervento su carta dei reticoli idrografici.

Dalle immagini precedenti si evince **che l'intervento non interferisce con il citato Buffer di 150 m dalle linee azzurre, e pertanto non risultano applicabili al caso in esame le prescrizioni degli Artt. 6 e 10 delle N.T.A. del P.A.I..**

5 CONCLUSIONI

Nella presente relazione, seguendo due distinti approcci della letteratura tecnica di settore, si sono ricavate le massime portate di piena che, potenzialmente, potrebbero essere generate dai bacini idrografici le cui sezione di chiusura sono prossime all'impianto.

In ogni caso si è verificato che l'intervento proposto non ricade all'interno di aree perimetrate dal PAI nè interferisce con aree buffer di corsi d'acqua in modellamento attivo. Ad esso pertanto non si applicano le NTA del PAI.

Si può, pertanto, asserire che **le opere di progetto non comportano alcuna modifica al perimetro delle aree a media probabilità di inondazione (MP)** (corrispondenti rispettivamente al passaggio delle portate di piena aventi tempo di ritorno pari a 200 anni), **e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

Inoltre, la stessa opera (torri, piazzole, cavidotti, stazioni di raccolta e stazione di utenza) non comporta alcuna modifica della morfologia dei reticoli idrografici e delle caratteristiche naturali esistenti.

Pertanto, gli interventi di progetto risultano essere compatibili con le finalità e le prescrizioni del PAI.

IL TECNICO

