

**SCS ENLIN S.r.l.**  
 Sede Legale:  
 Via F.do Ayroldi, 10  
 72017 Ostuni (BR)  
 P. IVA 02703630745



CODE  
**SCS.DES.D.CIV.ITA.W.5681.016.00**

PAGE  
 1 di/of 41

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# IMPIANTO EOLICO MONTEMILONE COMUNI DI MONTEMILONE E VENOSA (PZ) RELAZIONE IDRAULICA



File name: SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5681.016.00\_Relazione\_Idraulica.docx

<b>00</b>	<b>01/03/2024</b>	<b>EMISSIONE</b>	<b>SCS INGEGNERIA</b>	<b>SCS INGEGNERIA</b>	<b>SCS INGEGNERIA</b>
			<b>M.L'ABBRUZZI</b>	<b>G.CHIAIA</b>	<b>G.CHIAIA</b>
<b>REV</b>	<b>DATE</b>	<b>DESCRIPTION</b>	<b>PREPARED</b>	<b>VERIFIED</b>	<b>APPROVED</b>
<b>IMPIANTO / Plant</b> <b>IMPIANTO EOLICO</b> <b>MONTEMILONE</b>		<b>CODE</b>			
<b>GROUP</b>	<b>FUNCION</b>	<b>TYPE</b>	<b>DISCIPLINE</b>	<b>COUNTRY</b>	<b>TEC</b>
<b>SCS</b>	<b>DES</b>	<b>R</b>	<b>C I V I T A W</b>	<b>5 6 8 1 0 1 6 0 0</b>	<b>PLANT</b>
<b>CLASSIFICATION:</b>			<b>UTILIZATION</b> <b>SCOPE : PROGETTO DEFINITIVO</b>		

## **INDICE**

1	INTRODUZIONE .....	3
2	LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO .....	4
2.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE .....	4
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 .....	13
3.1.3	CONSIDERAZIONI FINALI SULLE PORTATE DI PIENA .....	19
4	COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI .....	21
4.1	VERIFICHE IDRAULICHE .....	24
5	INTERSEZIONI OPERE DI PROGETTO-RETICOLI IDROGRAFICI .....	29
5.1	RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE .....	33
5.1.1	INTERSEZIONE STRADE DI PROGETTO E/O ADEGUAMENTO .....	33
5.1.2	INTERSEZIONE CAVIDOTTO .....	35
6	CONCLUSIONI .....	41

## 1 INTRODUZIONE

La società "SCS ENLIN S.r.l.", nell'ambito della propria attività imprenditoriale, è promotrice di un progetto per l'installazione di un impianto eolico nei territori comunali di Venosa e Montemilone (PZ), e relative opere di connessione che si sviluppano nei territori comunali di Venosa, Montemilone e Spinazzola (BT). Il Comune di Minervino Murge (BT) ne viene marginalmente coinvolto per una piccola parte di superficie di sorvolo.

Nella presente relazione, a partire dalle risultanze dell'analisi idrologica effettuata sul sito di interesse (cfr. A.3.1 - 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 Basilicata ma ricade nei limiti territoriali dell'ex Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore divenuta Unit of Management (UoM) 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

Come si è detto, le aree proposte per la realizzazione del parco eolico in progetto sono ubicate nei territori comunali di Montemilone e Venosa, a nord-ovest dell'abitato di Montemilone. L'area è caratterizzata principalmente dalla presenza di coltivi a seminativi in una zona prevalentemente collinare. La presente relazione prende in considerazione anche il percorso del cavidotto AT, che si sviluppa interamente nel territorio comunale di Montemilone, Venosa e Spinazzola.

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

Gli aerogeneratori ricadono dei Comuni di Montemilone e Venosa. Si riportano, nella tabella che segue, i riferimenti catastali (Catasto Terreni) delle particelle nelle quali ricadono le fondazioni:

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			SISTEMA DI RIFERIMENTO GAUSS BOAGA - Roma 40 fuso Est			RIFERIMENTI CATASTALI		
Coordinate Aerogeneratori			Coordinate Aerogeneratori			COMUNE	FG	P.LLA
WTG	EST [m]	NORD [m]	WTG	EST [m]	NORD [m]			
WTG_01	575967,36	4542516,79	WTG_01	2595970,65	4542493,41	VENOSA	4	36
WTG_02	576643,42	4542735,31	WTG_02	2596652,07	4542740,70	VENOSA	4	151
WTG_03	578021,19	4541809,60	WTG_03	2598029,81	4541814,96	MONTEMILONE	17	42
WTG_04	579127,00	4542620,00	WTG_04	2599135,62	4542625,32	MONTEMILONE	17	151 170 86
WTG_05	579786,75	4542420,29	WTG_05	2599795,36	4542425,59	MONTEMILONE	17	59 161
WTG_06	579353,00	4543851,00	WTG_06	2599361,64	4543856,31	MONTEMILONE	12	184
WTG_07	579812,00	4544422,00	WTG_07	2599820,65	4544427,30	MONTEMILONE	12	37
WTG_08	580930,00	4544363,00	WTG_08	2600938,65	4544368,28	MONTEMILONE	9 5	114 242
WTG_09	580936,00	4545233,00	WTG_09	2600944,66	4545238,28	MONTEMILONE	5	269 50
WTG_10	581930,26	4544145,97	WTG_10	2601938,90	4544151,23	MONTEMILONE	13	15
WTG_11	582674,96	4546362,97	WTG_11	2602683,64	4546368,22	MONTEMILONE	8	112 59
WTG_12	582093,00	4546942,00	WTG_12	2602101,69	4546947,26	MONTEMILONE	7	42
WTG_13	582727,43	4547276,05	WTG_13	2602736,13	4547281,30	MONTEMILONE	7	35

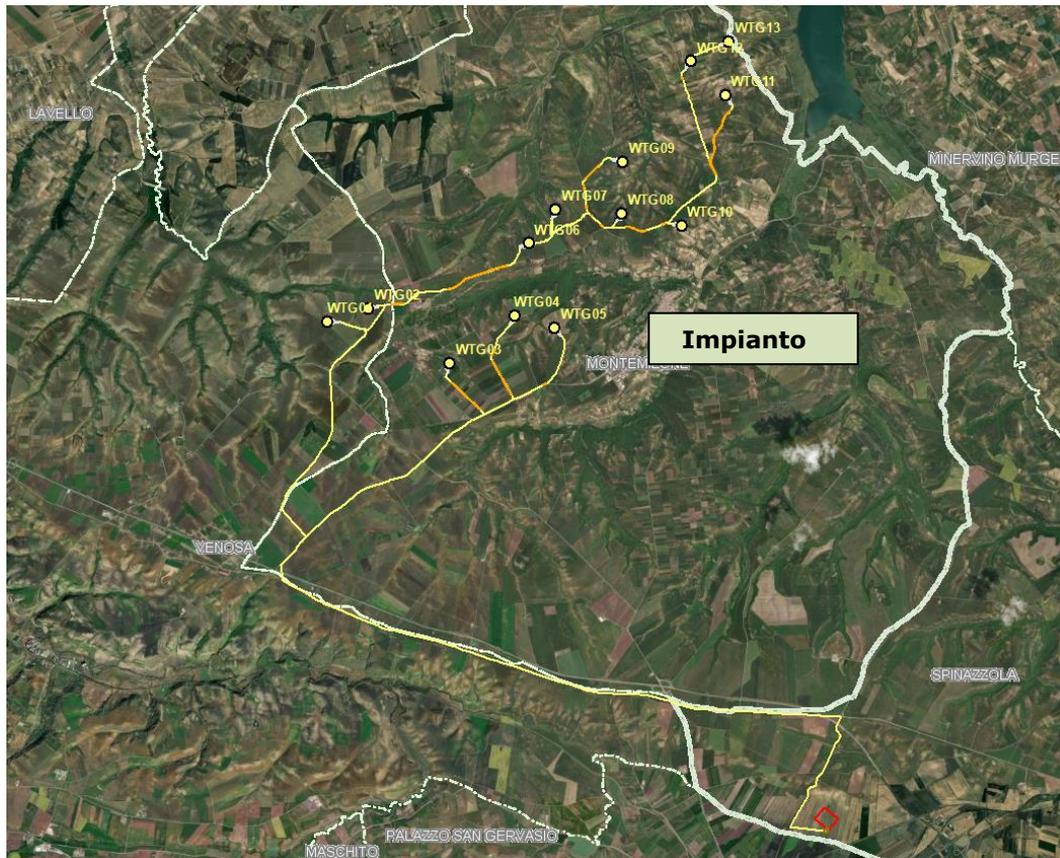
**Tabella 1 - Tabella coordinate e riferimenti catastali**

L'area dove si prevede l'installazione delle torri eoliche, data la sua estensione, è raggiungibile da diverse viabilità esistenti.

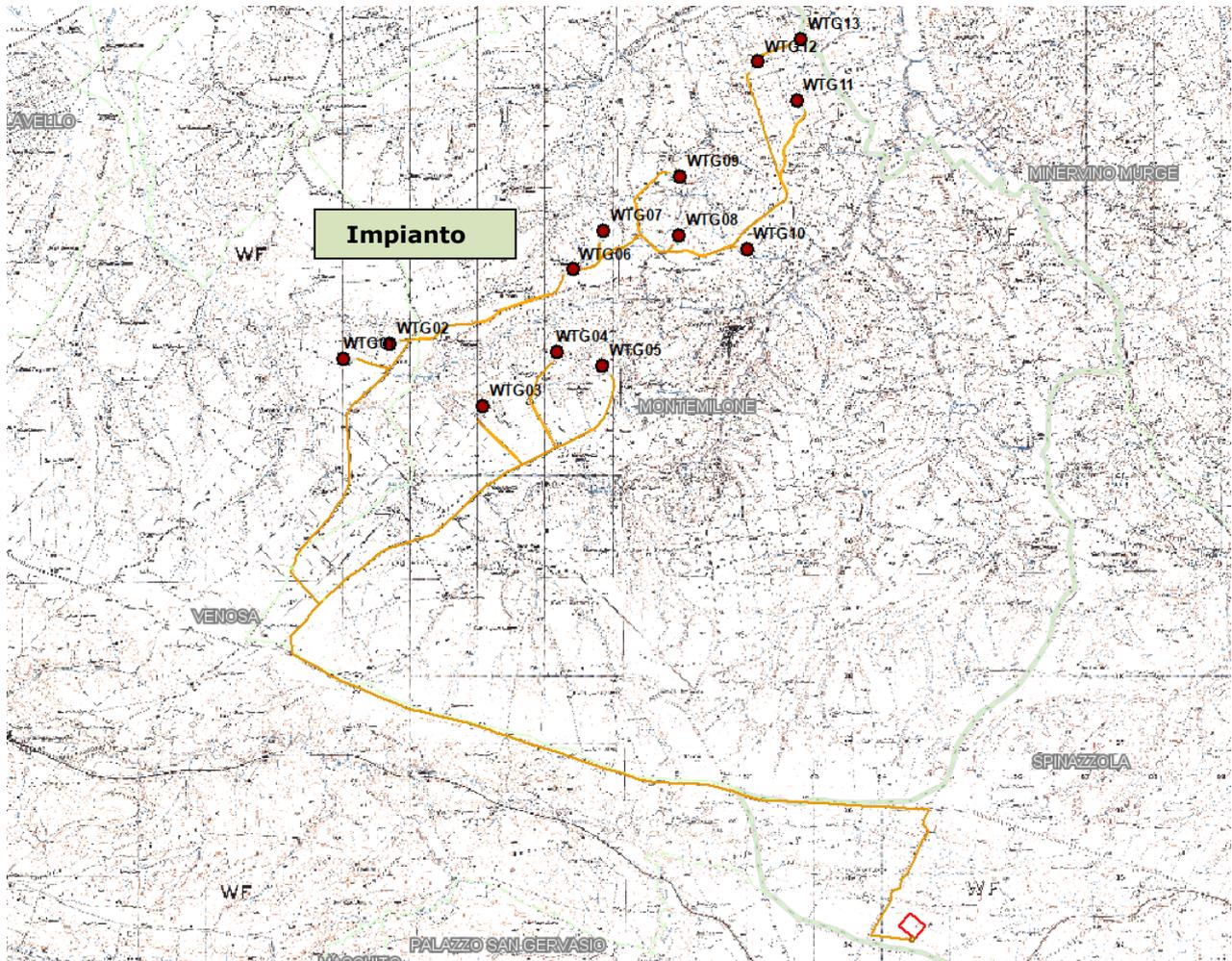
Il trasporto delle componenti elettromeccaniche può avvenire tramite l'autostrada A16 "Napoli-Canosa" sino allo svincolo di Candela dalla quale si imbecca la SS655 e, dopo circa 40 km, si giunge nel comune di Montemilone da cui, attraverso la SP18 è possibile raggiungere l'area d'impianto come riportato nell'immagine che segue.



**Figura 2: Inquadramento regionale**



**Figura 3: Inquadramento area di Intervento su Ortofoto**



**Figura 4: Inquadramento area di Intervento su IGM 1:25.000.**

### **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 [m<sup>3</sup>/sec]

$\phi$  = coefficiente di deflusso

h = pioggia netta [mm]

A = area del bacino [km<sup>2</sup>]

t<sub>c</sub> = 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<sub>c</sub>. Infatti, se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t<sub>c</sub> 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 km<sup>2</sup>, che si esplicita nella seguente formula:

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

nella quale **t<sub>c</sub>** è espresso in ore, **A** in km<sup>2</sup> mentre **L**, la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e **H<sub>m</sub>**, 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<sub>c</sub>** è espresso in ore e **L** in km. Il parametro **i<sub>a</sub>** 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. A.3.1\_RelazioneIdrologica\_01), 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	0.163	0.614	0.111	0.114	0.151	0.133
B	0.265	0.921	0.204	0.182	0.223	0.215
C	0.559	1.306	0.518	0.373	0.405	0.449
D	0.086	0.391	0.050	0.062	0.091	0.071
E	0.042	0.232	0.020	0.031	0.051	0.035
F	0.078	0.288	0.044	0.056	0.083	0.064
G	0.088	0.333	0.052	0.063	0.093	0.073
H	0.166	0.596	0.113	0.116	0.153	0.135
I	0.161	0.489	0.109	0.112	0.150	0.131
L	0.171	0.437	0.118	0.119	0.157	0.139
M	0.131	0.436	0.084	0.092	0.127	0.107
N	0.127	0.368	0.081	0.090	0.124	0.104
O	0.059	0.328	0.031	0.043	0.067	0.049

**Tabella 2 – 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:

<b>Bacino idrografico</b>	<b>P-C-W-K [ora]</b>
A	0.163
B	0.265
C	0.559
D	0.086
E	0.042
F	0.078
G	0.088
H	0.166
I	0.161
L	0.171
M	0.131
N	0.127
O	0.059

**Tabella 3 – Valori dei tempi di corrivazione (tc) utilizzati per i cinque 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:

<b>Tipo di terreno</b>	<b>Coltivato</b>	<b>Pascolo</b>	<b>Bosco</b>
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 4 - Valori del coefficiente di deflusso suggeriti dal Manuale di Ingegneria Civile.**

<b>Tipologia urbanistica</b>	<b>□</b>
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 5 - 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	0.20
B	0.24
C	0.30
D	0.20
E	0.20
F	0.20
G	0.20
H	0.35
I	0.35
L	0.35
M	0.35
N	0.35
O	0.35

**Tabella 6 – Valori dei tempi di corrivazione ( $t_c$ ) utilizzati per i cinque bacini di interesse.**

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

Bacino idrografico	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	intensità di pioggia al $T_c$	Altezza di pioggia al $T_c$	Portata di calcolo M.R.
	S [m <sup>2</sup> ]	$t_c$ [h]	$i_c$ [mm/h]	h [mm]	$Q_{MR}$ [m <sup>3</sup> /s]
A	282740	0.16	188.57	30.66	<b>2.97</b>
B	458869	0.27	131.06	34.75	<b>3.35</b>
C	1265030	0.56	75.25	42.06	<b>5.31</b>
D	158070	0.09	302.61	26.06	<b>2.67</b>
E	59129	0.04	515.14	21.70	<b>1.70</b>
F	91295	0.08	327.05	25.37	<b>1.67</b>
G	147435	0.09	297.16	26.22	<b>2.44</b>
H	244949	0.17	185.83	30.82	<b>2.54</b>
I	274072	0.16	190.18	30.57	<b>2.91</b>
L	236726	0.17	181.69	31.06	<b>2.40</b>
M	161653	0.13	222.07	28.98	<b>2.00</b>
N	161867	0.13	226.63	28.78	<b>2.05</b>
O	102975	0.06	398.58	23.70	<b>2.29</b>

**Tabella 7 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale con tempo di ritorno pari a 30 anni.**

Bacino idrografico	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	i <sub>c</sub> [mm/h]	h [mm]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]
A	282740	0.16	263.70	42.88	<b>4.16</b>
B	458869	0.27	183.26	48.60	<b>4.69</b>
C	1265030	0.56	105.23	58.82	<b>7.42</b>
D	158070	0.09	423.17	36.44	<b>3.73</b>
E	59129	0.04	720.35	30.34	<b>2.38</b>
F	91295	0.08	457.34	35.48	<b>2.33</b>
G	147435	0.09	415.54	36.67	<b>3.42</b>
H	244949	0.17	259.86	43.09	<b>3.55</b>
I	274072	0.16	265.94	42.75	<b>4.06</b>
L	236726	0.17	254.08	43.43	<b>3.35</b>
M	161653	0.13	310.54	40.53	<b>2.80</b>
N	161867	0.13	316.92	40.25	<b>2.86</b>
O	102975	0.06	557.36	33.14	<b>3.20</b>

**Tabella 8 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale con tempo di ritorno pari a 200 anni.**

Bacino idrografico	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	intensità di pioggia al Tc	Altezza di pioggia al Tc	Portata di calcolo M.R.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	i <sub>c</sub> [mm/h]	h [mm]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]
A	282740	0.16	299.98	48.78	<b>4.73</b>
B	458869	0.27	208.48	55.28	<b>5.34</b>
C	1265030	0.56	119.71	66.91	<b>8.45</b>
D	158070	0.09	481.39	41.45	<b>4.24</b>
E	59129	0.04	819.47	34.52	<b>2.70</b>
F	91295	0.08	520.27	40.36	<b>2.65</b>
G	147435	0.09	472.72	41.71	<b>3.89</b>
H	244949	0.17	295.61	49.02	<b>4.04</b>
I	274072	0.16	302.53	48.63	<b>4.62</b>
L	236726	0.17	289.04	49.40	<b>3.82</b>
M	161653	0.13	353.27	46.11	<b>3.18</b>
N	161867	0.13	360.52	45.79	<b>3.25</b>
O	102975	0.06	634.05	37.70	<b>3.64</b>

**Tabella 9 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale con tempo di ritorno pari a 500 anni.**

### 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 particellari 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 10 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.**

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

**Tabella 11 - 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 (**Tabella 11**)

I valori del CN riportati nella **Tabella 10** 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).

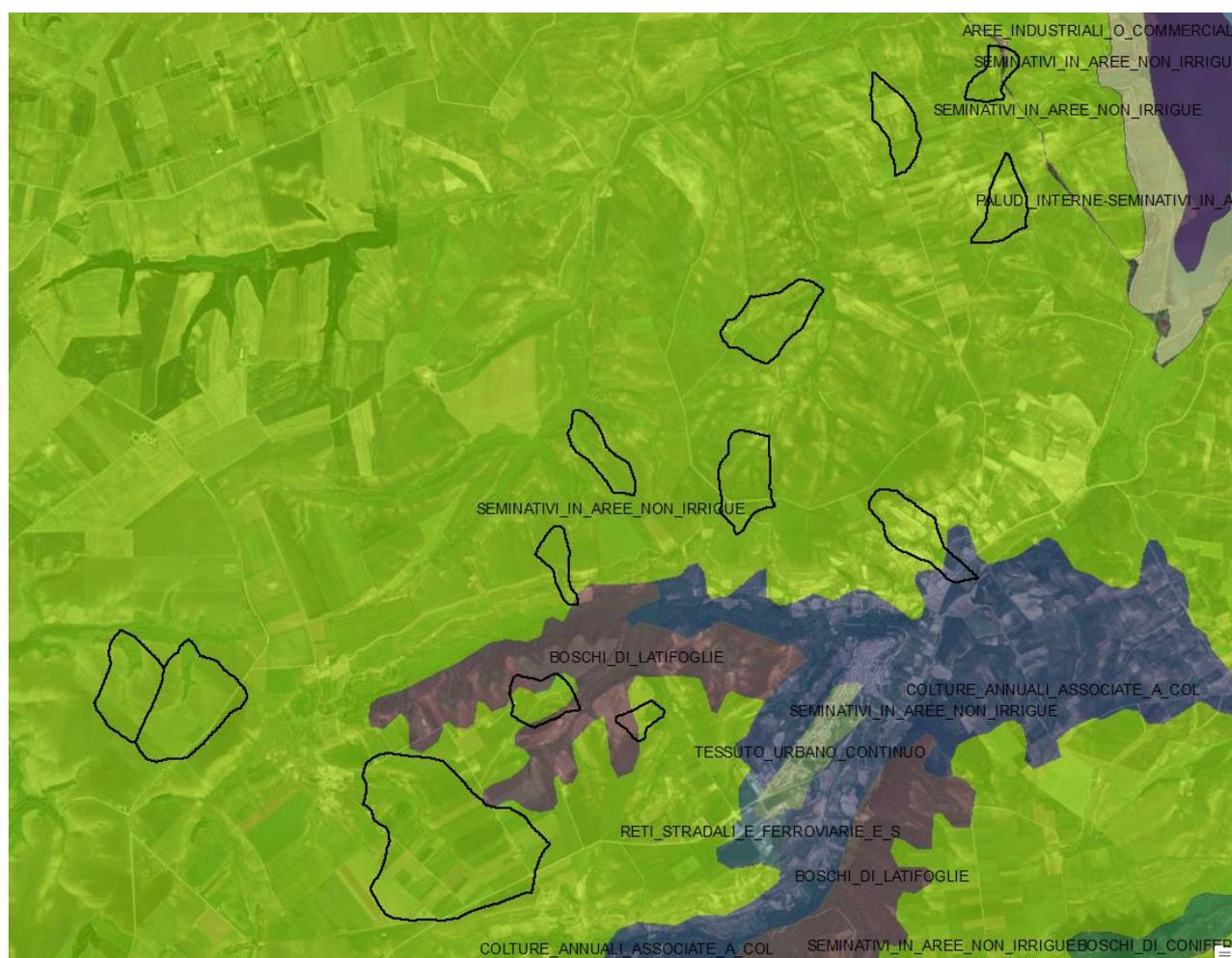
Per condizioni iniziali differenti vengono utilizzate delle relazioni di trasformazione del valore CN (II) in CN (I) e CN (III).

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

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

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<sub>III</sub>**, che, essendo a parità di copertura maggiore del CN(II), risulta più cautelativo (dà luogo a deflussi maggiori).

La definizione dei valori di CN<sub>II</sub> 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 colturale ed alla tipologia di suolo.



**Figura 5: Individuazione dell'uso del suolo dei bacini idrografici.**

Per ciascuno dei tre 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 C (Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione)**.

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

Bacino idrografico	CN <sub>II</sub>	CN <sub>III</sub>
A	78.00	89.18
B	78.00	89.18
C	78.00	89.18
D	78.97	89.73
E	78.68	89.56
F	78.00	89.18
G	78.00	89.18
H	78.00	89.18
I	78.00	89.18
L	80.21	90.41
M	78.00	89.18
N	78.00	89.18
O	78.00	89.18

**Tabella 12 - 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 " $t_c$ " 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:

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Altezza di pioggia al $T_c$	Altezza di pioggia netta	Tempo di ritardo	Volume	Tempo di accumulo	Portata di calcolo C.N.
	$S$ [m <sup>2</sup> ]	$t_c$ [h]	$h$ [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	$V$ [mm]	$t_a$ [h]	$Q_{CN}$ [mc/s]
A	282740	0.16	30.66	10.85	0.28	0.85	0.36	<b>1.77</b>
B	458869	0.27	34.75	13.76	0.41	1.75	0.54	<b>2.44</b>
C	1265030	0.56	42.06	19.32	0.57	6.79	0.85	<b>5.97</b>
D	158070	0.09	26.06	8.30	0.13	0.36	0.17	<b>1.60</b>
E	59129	0.04	21.70	5.49	0.08	0.09	0.10	<b>0.69</b>
F	91295	0.08	25.37	7.38	0.13	0.19	0.17	<b>0.82</b>
G	147435	0.09	26.22	7.91	0.16	0.32	0.21	<b>1.18</b>
H	244949	0.17	30.82	10.96	0.25	0.75	0.34	<b>1.66</b>
I	274072	0.16	30.57	10.79	0.19	0.82	0.27	<b>2.27</b>
L	236726	0.17	31.06	12.52	0.17	0.82	0.26	<b>2.40</b>
M	161653	0.13	28.98	9.71	0.21	0.44	0.27	<b>1.21</b>
N	161867	0.13	28.78	9.58	0.16	0.43	0.23	<b>1.42</b>
O	102975	0.06	23.70	6.36	0.10	0.18	0.13	<b>1.06</b>

**Tabella 13 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number con tempo di ritorno pari a 30 anni.**

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Altezza di pioggia al Tc	Altezza di pioggia netta	Tempo di ritardo	Volume	Tempo di accumulo	Portata di calcolo C.N.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	h [mm]	P <sub>net</sub>	T <sub>L</sub> [h]	V [mm]	t <sub>a</sub> [h]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	42.88	19.96	0.28	1.57	0.36	<b>3.25</b>
B	458869	0.27	48.60	24.59	0.41	3.13	0.54	<b>4.36</b>
C	1265030	0.56	58.82	33.22	0.57	11.67	0.85	<b>10.26</b>
D	158070	0.09	36.44	15.70	0.13	0.69	0.17	<b>3.02</b>
E	59129	0.04	30.34	11.04	0.08	0.18	0.10	<b>1.40</b>
F	91295	0.08	35.48	14.29	0.13	0.36	0.17	<b>1.59</b>
G	147435	0.09	36.67	15.18	0.16	0.62	0.21	<b>2.26</b>
H	244949	0.17	43.09	20.14	0.25	1.37	0.34	<b>3.05</b>
I	274072	0.16	42.75	19.87	0.19	1.51	0.27	<b>4.18</b>
L	236726	0.17	43.43	22.27	0.17	1.46	0.26	<b>4.27</b>
M	161653	0.13	40.53	18.12	0.21	0.81	0.27	<b>2.25</b>
N	161867	0.13	40.25	17.91	0.16	0.80	0.23	<b>2.65</b>
O	102975	0.06	33.14	12.60	0.10	0.36	0.13	<b>2.10</b>

**Tabella 14 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number con tempo di ritorno pari a 200 anni.**

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Altezza di pioggia al Tc	Altezza di pioggia netta	Tempo di ritardo	Volume	Tempo di accumulo	Portata di calcolo C.N.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	h [mm]	P <sub>net</sub>	T <sub>L</sub> [h]	V [mm]	t <sub>a</sub> [h]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	48.78	24.73	0.28	1.94	0.36	<b>4.03</b>
B	458869	0.27	55.28	30.19	0.41	3.85	0.54	<b>5.35</b>
C	1265030	0.56	66.91	40.31	0.57	14.16	0.85	<b>12.45</b>
D	158070	0.09	41.45	19.62	0.13	0.86	0.17	<b>3.77</b>
E	59129	0.04	34.52	14.05	0.08	0.23	0.10	<b>1.78</b>
F	91295	0.08	40.36	17.99	0.13	0.46	0.17	<b>2.00</b>
G	147435	0.09	41.71	19.05	0.16	0.78	0.21	<b>2.84</b>
H	244949	0.17	49.02	24.94	0.25	1.70	0.34	<b>3.78</b>
I	274072	0.16	48.63	24.62	0.19	1.87	0.27	<b>5.18</b>
L	236726	0.17	49.40	27.30	0.17	1.79	0.26	<b>5.23</b>
M	161653	0.13	46.11	22.55	0.21	1.01	0.27	<b>2.80</b>
N	161867	0.13	45.79	22.29	0.16	1.00	0.23	<b>3.30</b>
O	102975	0.06	37.70	15.96	0.10	0.46	0.13	<b>2.66</b>

**Tabella 15 – Valori delle portate di piena con il metodo del Curve Number con tempo di ritorno pari a 500 anni.**

### 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.

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Portata di calcolo M.R.	Portata di calcolo C.N.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	<b>2.97</b>	1.77
B	458869	0.27	<b>3.35</b>	2.44
C	1265030	0.56	5.31	<b>5.97</b>
D	158070	0.09	<b>2.67</b>	1.60
E	59129	0.04	<b>1.70</b>	0.69
F	91295	0.08	<b>1.67</b>	0.82
G	147435	0.09	<b>2.44</b>	1.18
H	244949	0.17	<b>2.54</b>	1.66
I	274072	0.16	<b>2.91</b>	2.27
L	236726	0.17	<b>2.40</b>	2.40
M	161653	0.13	<b>2.00</b>	1.21
N	161867	0.13	<b>2.05</b>	1.42
O	102975	0.06	<b>2.29</b>	1.06

**Tabella 16 – Confronto tra i valori delle portate di piena calcolate con i due differenti approcci con tempo di ritorno pari a 30 anni. In grassetto i valori maggiori**

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Portata di calcolo M.R.	Portata di calcolo C.N.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	<b>4.16</b>	3.25
B	458869	0.27	<b>4.69</b>	4.36
C	1265030	0.56	7.42	<b>10.26</b>
D	158070	0.09	<b>3.73</b>	3.02
E	59129	0.04	<b>2.38</b>	1.40
F	91295	0.08	<b>2.33</b>	1.59
G	147435	0.09	<b>3.42</b>	2.26
H	244949	0.17	<b>3.55</b>	3.05
I	274072	0.16	<b>4.06</b>	4.18
L	236726	0.17	<b>3.35</b>	4.27
M	161653	0.13	<b>2.80</b>	2.25
N	161867	0.13	<b>2.86</b>	2.65
O	102975	0.06	<b>3.20</b>	2.10

**Tabella 17 – Confronto tra i valori delle portate di piena calcolate con i due differenti approcci con tempo di ritorno pari a 200 anni. In grassetto i valori maggiori**

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Portata di calcolo M.R.	Portata di calcolo C.N.
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	<b>4.73</b>	4.03
B	458869	0.27	<b>5.34</b>	5.35
C	1265030	0.56	8.45	<b>12.45</b>
D	158070	0.09	<b>4.24</b>	3.77
E	59129	0.04	<b>2.70</b>	1.78
F	91295	0.08	<b>2.65</b>	2.00
G	147435	0.09	<b>3.89</b>	2.84
H	244949	0.17	<b>4.04</b>	3.78
I	274072	0.16	4.62	<b>5.18</b>
L	236726	0.17	3.82	<b>5.23</b>
M	161653	0.13	<b>3.18</b>	2.80
N	161867	0.13	3.25	<b>3.30</b>
O	102975	0.06	<b>3.64</b>	2.66

**Tabella 18 – Confronto tra i valori delle portate di piena calcolate con i due differenti approcci con tempo di ritorno pari a 500 anni. 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).**

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

Bacino idr. Afferente	Superficie di bacino	Tempo di corrivazione	Portata di calcolo 30 ANNI	Portata di calcolo 200 ANNI	Portata di calcolo 500 ANNI
	S [m <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	Q <sub>MR</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]	Q <sub>CN</sub> [mc/s]
A	282740	0.16	2.97	4.16	4.73
B	458869	0.27	3.35	4.69	5.35
C	1265030	0.56	5.97	10.26	12.45
D	158070	0.09	2.67	3.73	4.24
E	59129	0.04	1.70	2.38	2.70
F	91295	0.08	1.67	2.33	2.65
G	147435	0.09	2.44	3.42	3.89
H	244949	0.17	2.54	3.55	4.04
I	274072	0.16	2.91	4.18	5.18
L	236726	0.17	2.40	4.27	5.23
M	161653	0.13	2.00	2.80	3.18
N	161867	0.13	2.05	2.86	3.30
O	102975	0.06	2.29	3.20	3.64

**Tabella 19 - Valori di portata di piena al variare del tempo di ritorno (30, 200 e 500 anni).**

#### **4 COMPATIBILITÀ CON LE NTA DEL PAI**

Il Piano di Bacino per l'assetto idrogeologico dell'UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (ex AdB interr. Puglia), ricadente all'interno del Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale, è finalizzato al miglioramento delle condizioni del regime idraulico necessari a ridurre gli attuali livelli di pericolosità.

In particolare, il Piano di Assetto Idrogeologico individua i reticoli idrografici in tutto il territorio di competenza dell'UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto, nonché l'insieme degli alvei fluviali in modellamento attivo e le aree golenali.

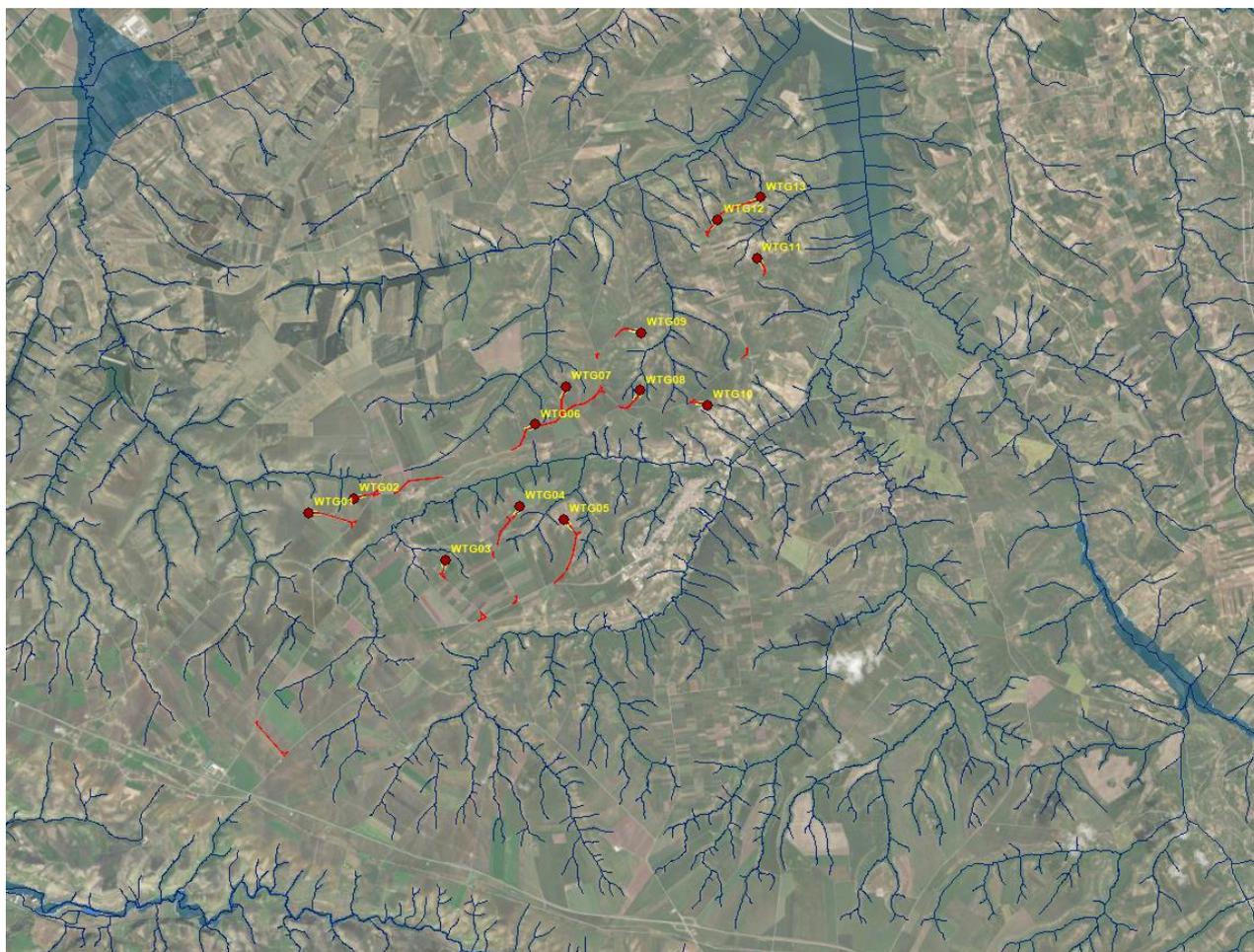
Le aree golenali e quelle di pertinenza fluviale, sono sottoposte a regime di tutela, e qualsiasi intervento effettuato al loro interno deve ottemperare a precise prescrizioni finalizzate alla loro salvaguardia.

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.*

Qualora gli interventi si trovassero a una distanza inferiore di 150 è necessario verificare la compatibilità Idrologica ed Idraulica con le potenziali aree inondabili del corso d'acqua di cui si è detto, con riferimento ad un Tempo di Ritorno di 200 anni, in base al combinato disposto dell'Art. 6 comma 8 e dell'Art. 10 comma 3 delle N.T.A. del P.A.I..

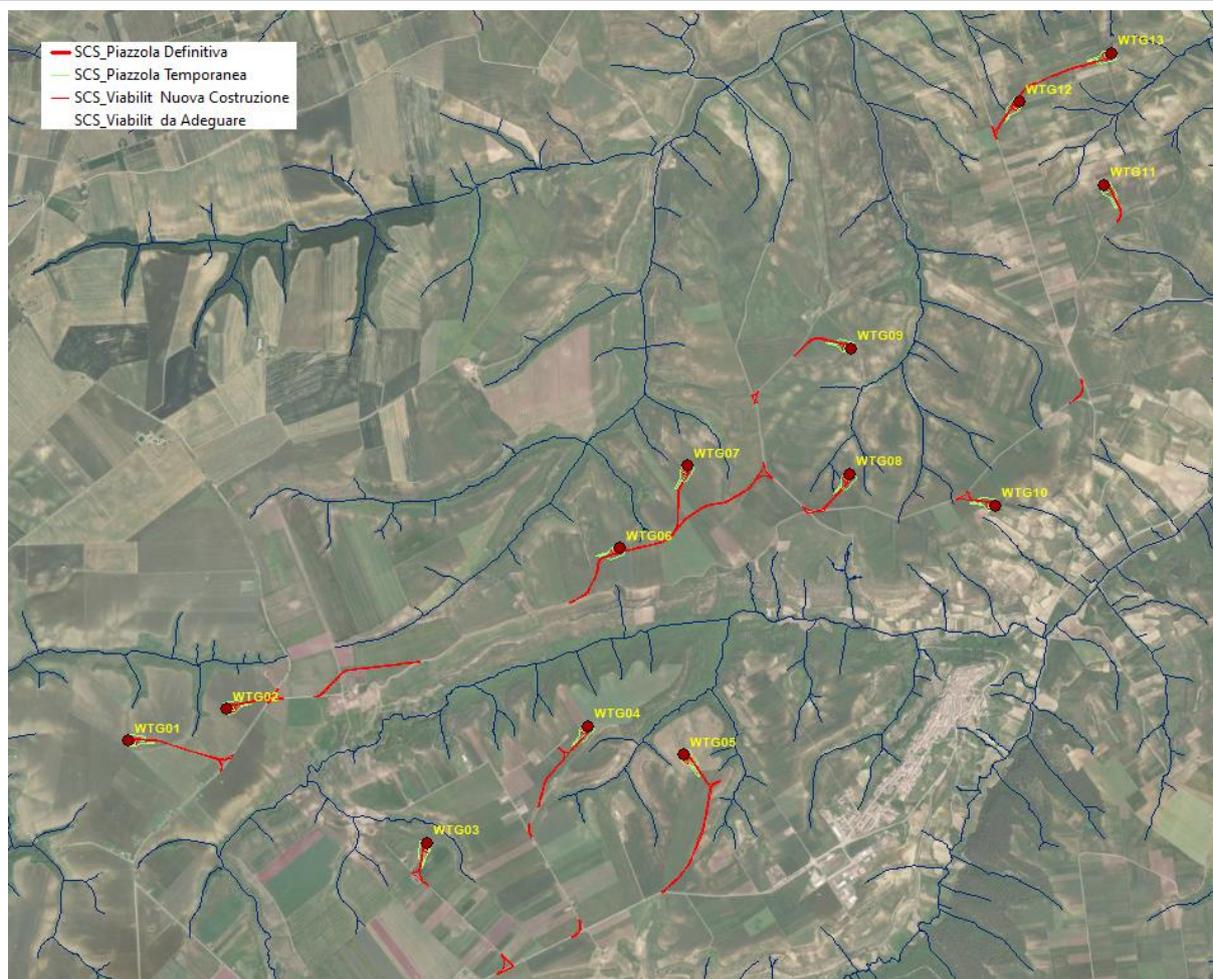
Dall'analisi della cartografia riguardante l'assetto idraulico delle aree a pericolosità e rischio idraulico del Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia (AdB), **le aree interessate dall'intervento non sono soggette né a vincolo per pericolosità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



**Figura 6: Inquadramento dell'area di intervento su carta della pericolosità idraulica.**

**Tuttavia, l'area di intervento è lambita da alcuni reticoli idrografici presenti sulla carta dei reticoli idrografici redatta dall' Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale - UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (ex AdB interr. Puglia).**

A seguito del completamento del "II° Ciclo" il reticolo idrografico individuato dal "Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)" è da considerarsi connesso alle N.T.A. del PAI e quindi è da assoggettare a quanto previsto delle relative N.T.A..



**Figura 7: Inquadramento dell'area di intervento sulla carta dei reticoli idrografici del "Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)".**

Nella tabella seguente si riportano le distanze di ciascuna torre dalle varie aste fluviali:

<b>Pala Eolica</b>	<b>Distanza dal corso d'acqua più vicino</b>		<b>Pala Eolica</b>	<b>Distanza dal corso d'acqua più vicino</b>
WTG01	441 m		WTG08	<b>72 m</b>
WTG02	189 m		WTG09	272 m
WTG03	<b>137 m</b>		WTG10	<b>109 m</b>
WTG04	<b>131 m</b>		WTG11	198 m
WTG05	<b>113 m</b>		WTG12	<b>112 m</b>
WTG06	<b>132 m</b>		WTG13	199 m
WTG07	254 m			

**Tabella 20: Distanza delle torri dai corsi d'acqua.**

Dalla tabella precedente si evince che gli aerogeneratori posti a meno di 150 metri dai corsi d'acqua sono le torri WTG03, WTG04, WTG05, WTG06, WTG08, WTG10 e WTG12; di quest'ultime si accerta la compatibilità idraulica mediante una verifica idraulica in moto uniforme. Mentre per le altre torri, situate ad una distanza maggiore dei 150 m, si esclude la necessità di effettuare una verifica in quanto **non sono soggette alle direttive di tutela delle NTA del PAI.**

#### 4.1 VERIFICHE IDRAULICHE

Dall'analisi dell'orografia dell'area di intervento si evince che:

- la realizzazione delle torri avverrà in cima a un rilevato;
- le nuove opere da realizzare, più prossime al corso d'acqua, saranno realizzate ad una quota altimetrica maggiore (pari a circa 3,00 m) rispetto al fondo del corso d'acqua.

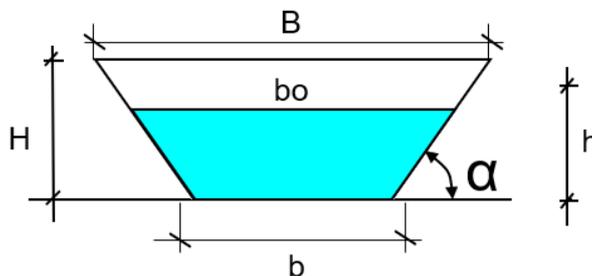
Pertanto, le sezioni dei reticoli sono verificate in condizioni di moto uniforme, adoperando la relazione di Chezy:

$$Q = cR^{\frac{2}{3}} Ai^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

- c è il coefficiente di resistenza secondo Gauckler Strickler, che, trattandosi di canale a pelo libero in abbandono e con grande vegetazione<sup>1</sup>, è stato posto pari a 30 m<sup>1/3</sup>/s;
- R il raggio idraulico (m);
- A l'area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- i la pendenza longitudinale.

Ai fini delle verifiche idrauliche si determinano le sezioni dell'alveo, in prossimità delle aree di intervento, di forma trapezoidale avente una larghezza maggiore (B), una larghezza minore (bo) e un'altezza (H).

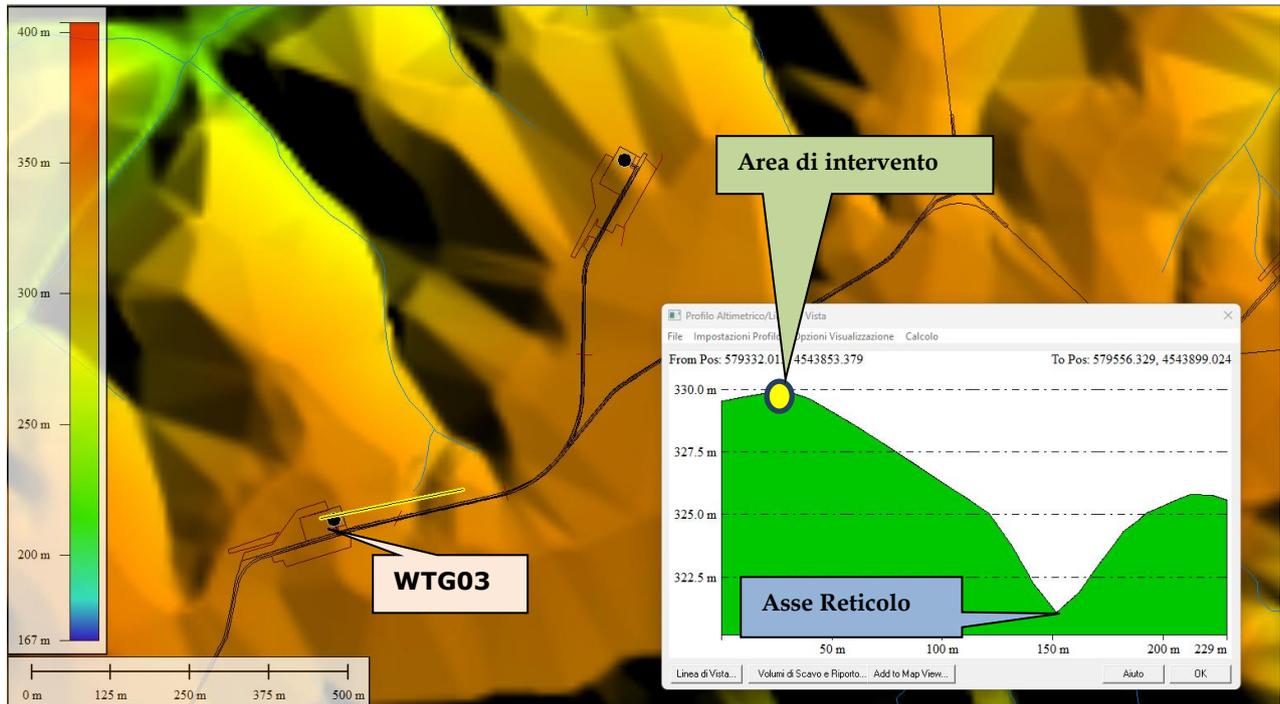


**Figura 8 - Vista della sezione tipo dell'alveo di interesse.**

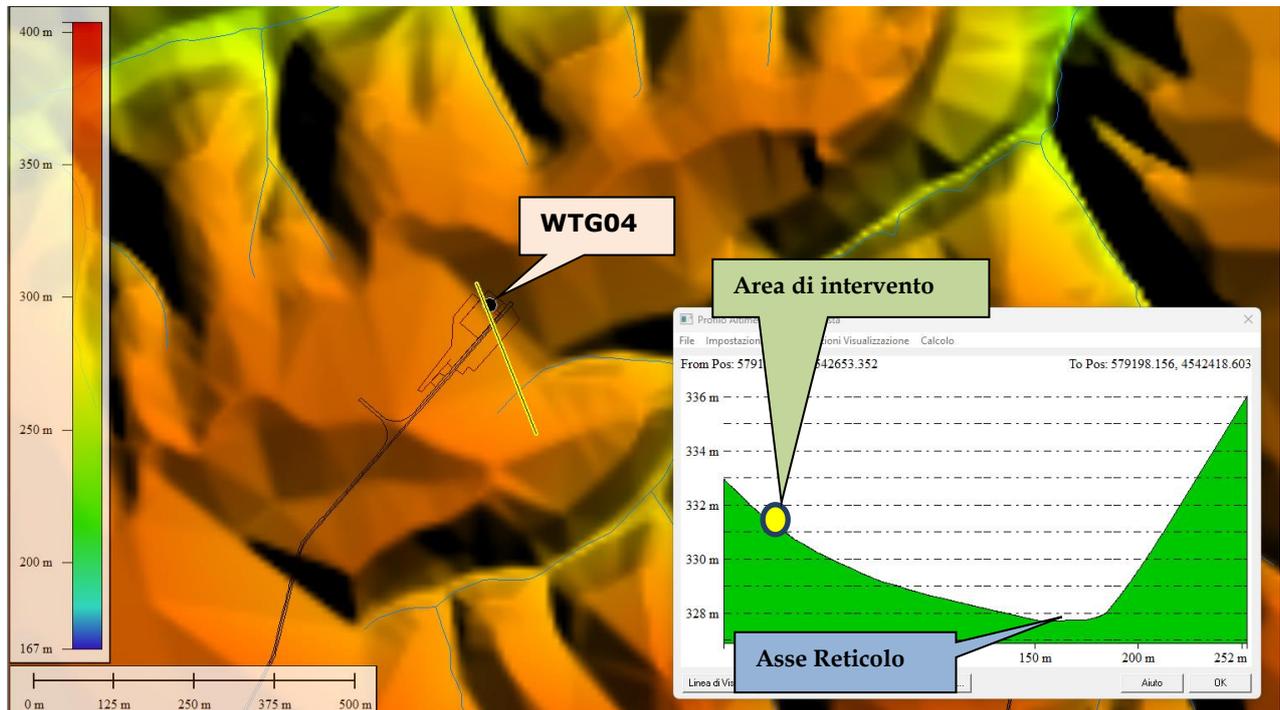
Di seguito si riportano le sezioni dei reticoli sono state estrapolate dal DTM della Regione Puglia con risoluzione 8 m.

---

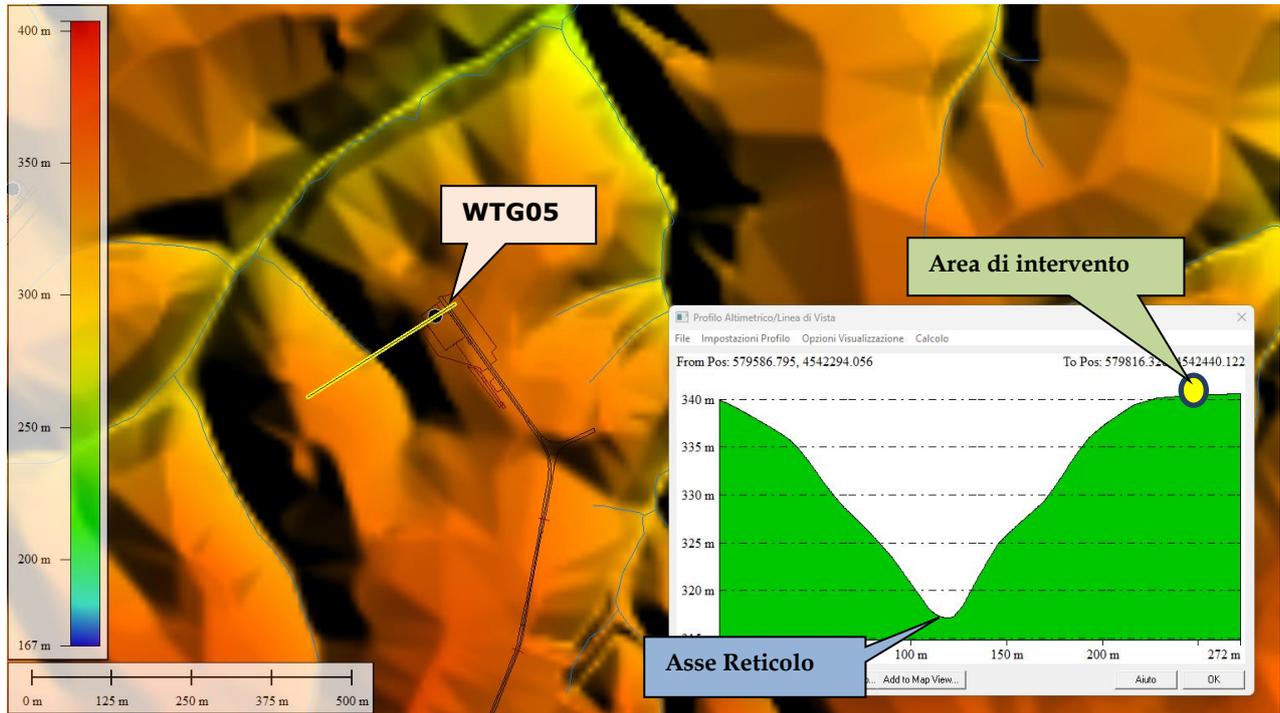
<sup>1</sup> Fonte: AA.VV., Manuale di ingegneria Civile, n.2 Zanichelli, ESAC



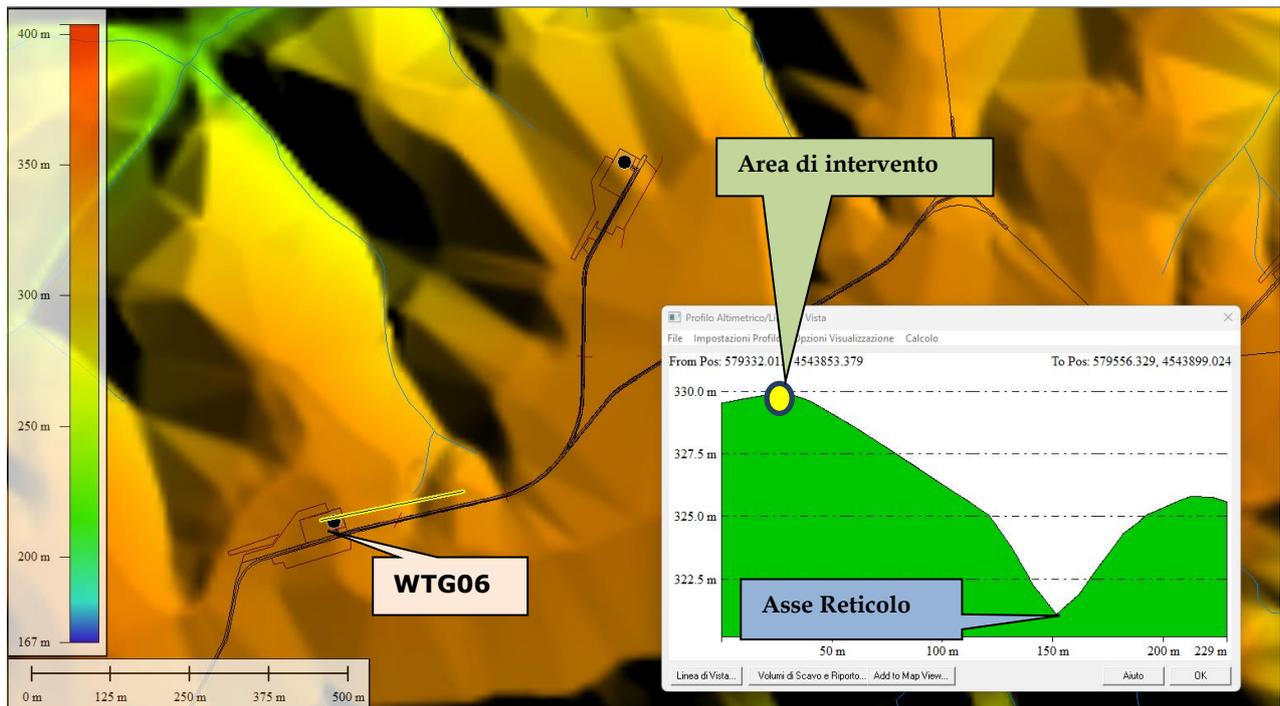
**Figura 9 – Vista della sezione tipo dell'alveo di interesse in prossimità della torre WTG03.**



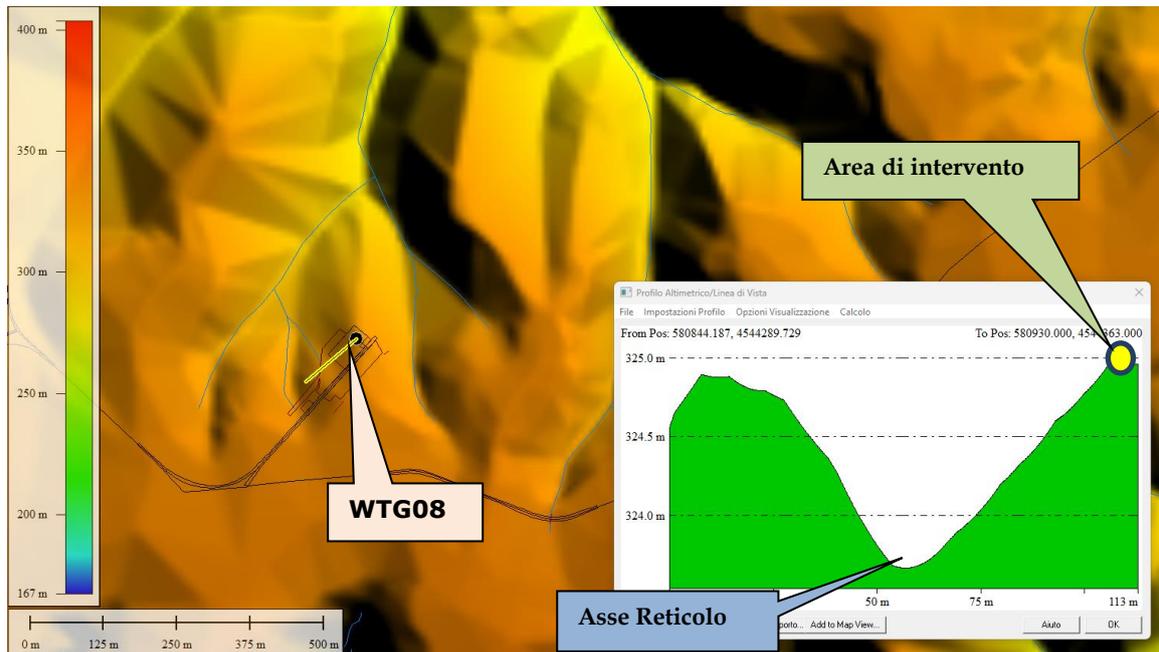
**Figura 10 – Vista della sezione tipo dell'alveo di interesse in prossimità della torre WTG04.**



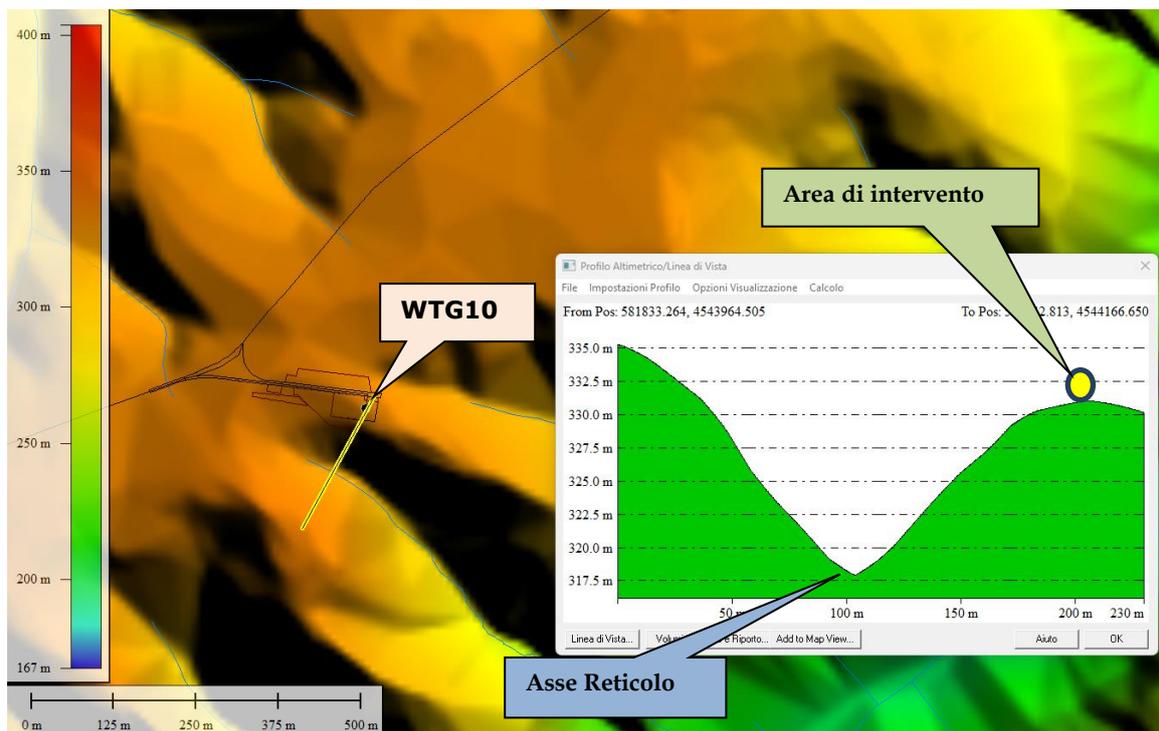
**Figura 11 – Vista della sezione tipo dell'alveo di interesse in prossimità della torre WTG05.**



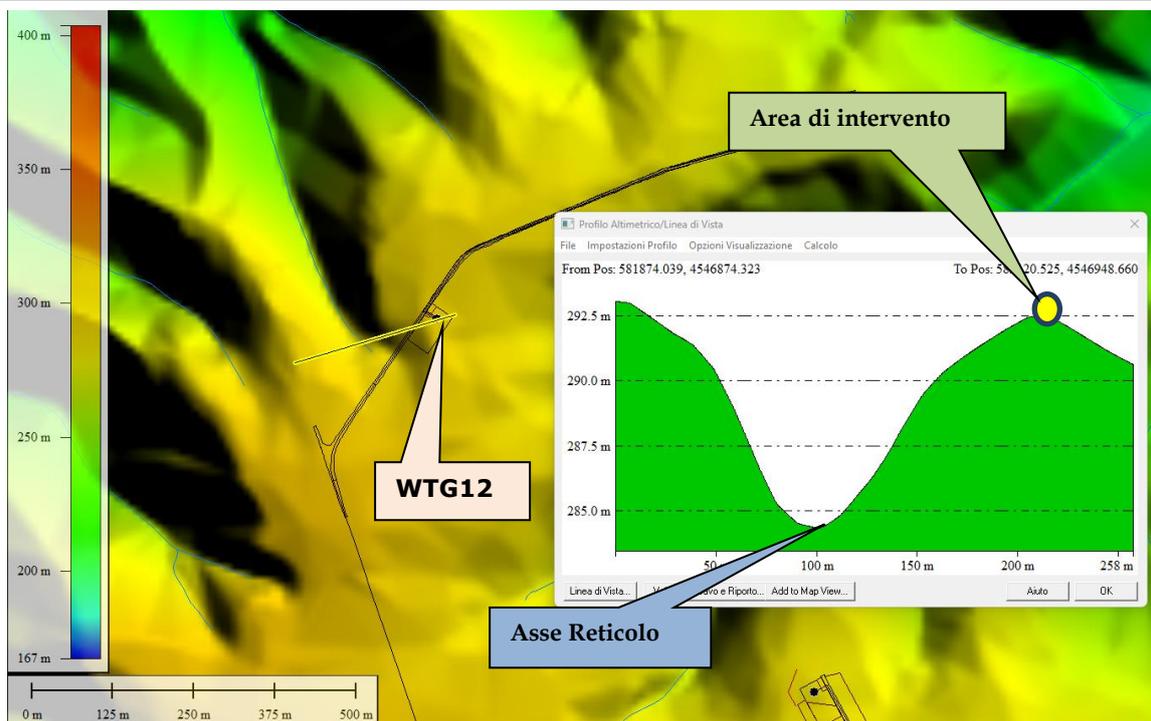
**Figura 12 – Vista della sezione tipo dell'alveo di interesse in prossimità della torre WTG06.**



**Figura 13 – Vista della sezione tipo dell’alveo di interesse in prossimità della torre WTG08.**



**Figura 14 – Vista della sezione tipo dell’alveo di interesse in prossimità della torre WTG10.**



**Figura 15 – Vista della sezione tipo dell’alveo di interesse in prossimità della torre WTG12.**

Le caratteristiche geometriche dei reticoli idrografici sono indicate nella tabella seguente:

Torre	Bacino idrografico	Alfa [gradi]	H [m]	B [m]
WTG03	C	5.79	1.14	23.00
WTG04	D	2.12	0.49	27.00
WTG05	E	11.66	1.60	16.00
WTG06	F	7.20	0.79	13.00
WTG08	H	6.59	0.26	5.00
WTG10	L	8.04	0.60	9.00
WTG12	N	12.12	1.45	14.00

**Tabella 21 – Caratteristiche geometriche degli alvei.**

Definite le caratteristiche geometriche dell’alveo e individuata la pendenza del corso d’acqua ( $i$ ) è possibile costruire la scala di deflusso del reticolo e ricavare il tirante idrico corrispondente al transito della piena duecentennale.

Torre	Bacino idrografico	$i$ [%]	$h$ [m]	$bo$ [m]	$A$ [mq]	$P$ [m]	$R$	$Q$ [mc/s]
WTG03	C	3.11	<b>0.13</b>	<b>3.10</b>	0.24	3.11	0.08	<b>10.30</b>
WTG04	D	3.58	<b>0.06</b>	<b>1.69</b>	0.13	3.76	0.03	<b>3.80</b>
WTG05	E	6.43	<b>0.06</b>	<b>1.75</b>	0.05	1.13	0.05	<b>2.40</b>
WTG06	F	8.81	<b>0.05</b>	<b>1.58</b>	0.05	1.37	0.04	<b>2.50</b>
WTG08	H	13.97	<b>0.06</b>	<b>1.68</b>	0.06	1.55	0.04	<b>3.90</b>
WTG10	L	12.40	<b>0.07</b>	<b>1.94</b>	0.07	1.55	0.05	<b>5.00</b>
WTG12	N	12.55	<b>0.06</b>	<b>1.69</b>	0.05	1.07	0.04	<b>3.00</b>

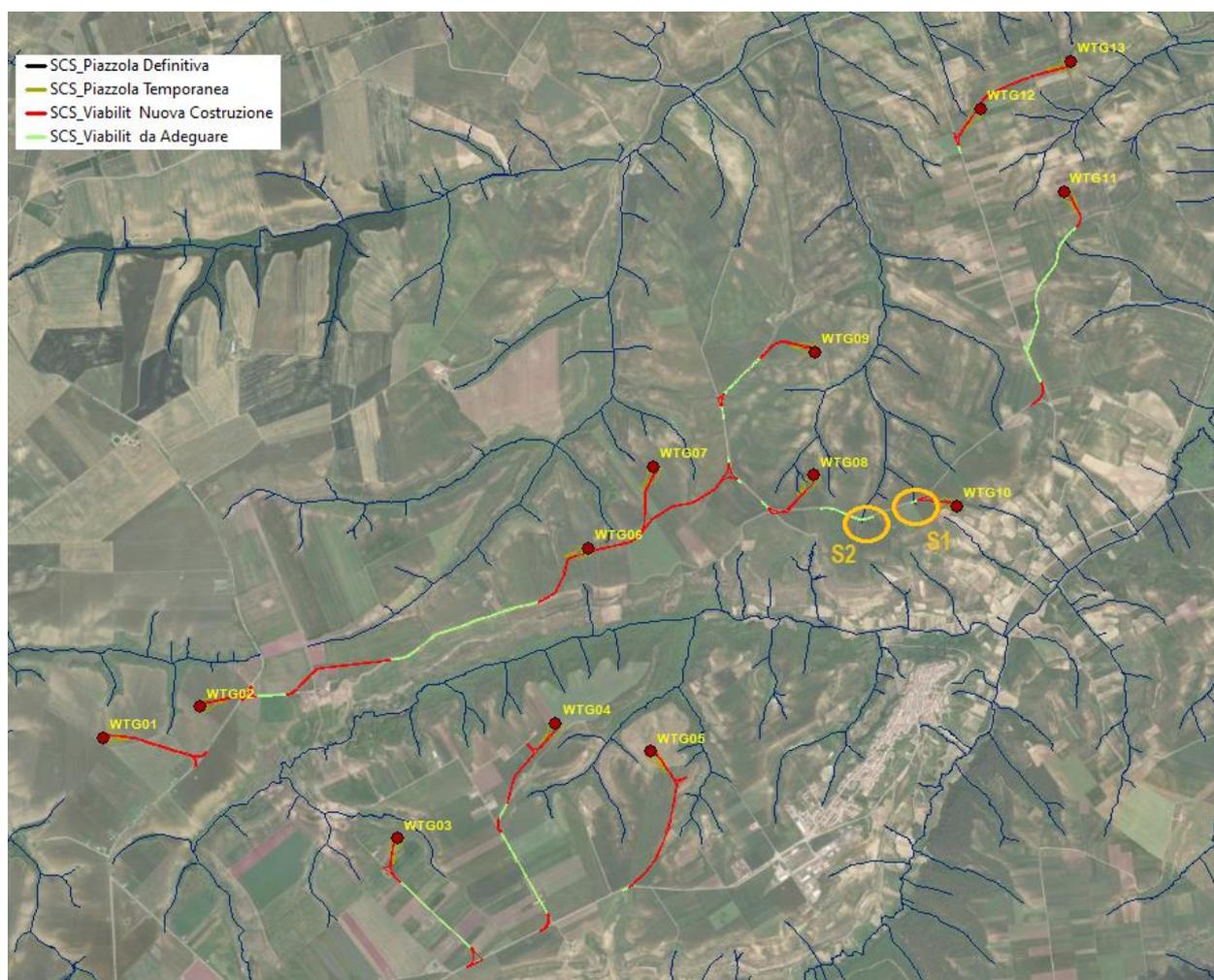
**Tabella 22 – Determinazioni del tirante.**

Come si evince dalla tabella precedente, **la portata duecentennale defluisce con un tirante idrico modesto.**

## 5 INTERSEZIONI OPERE DI PROGETTO-RETICOLI IDROGRAFICI

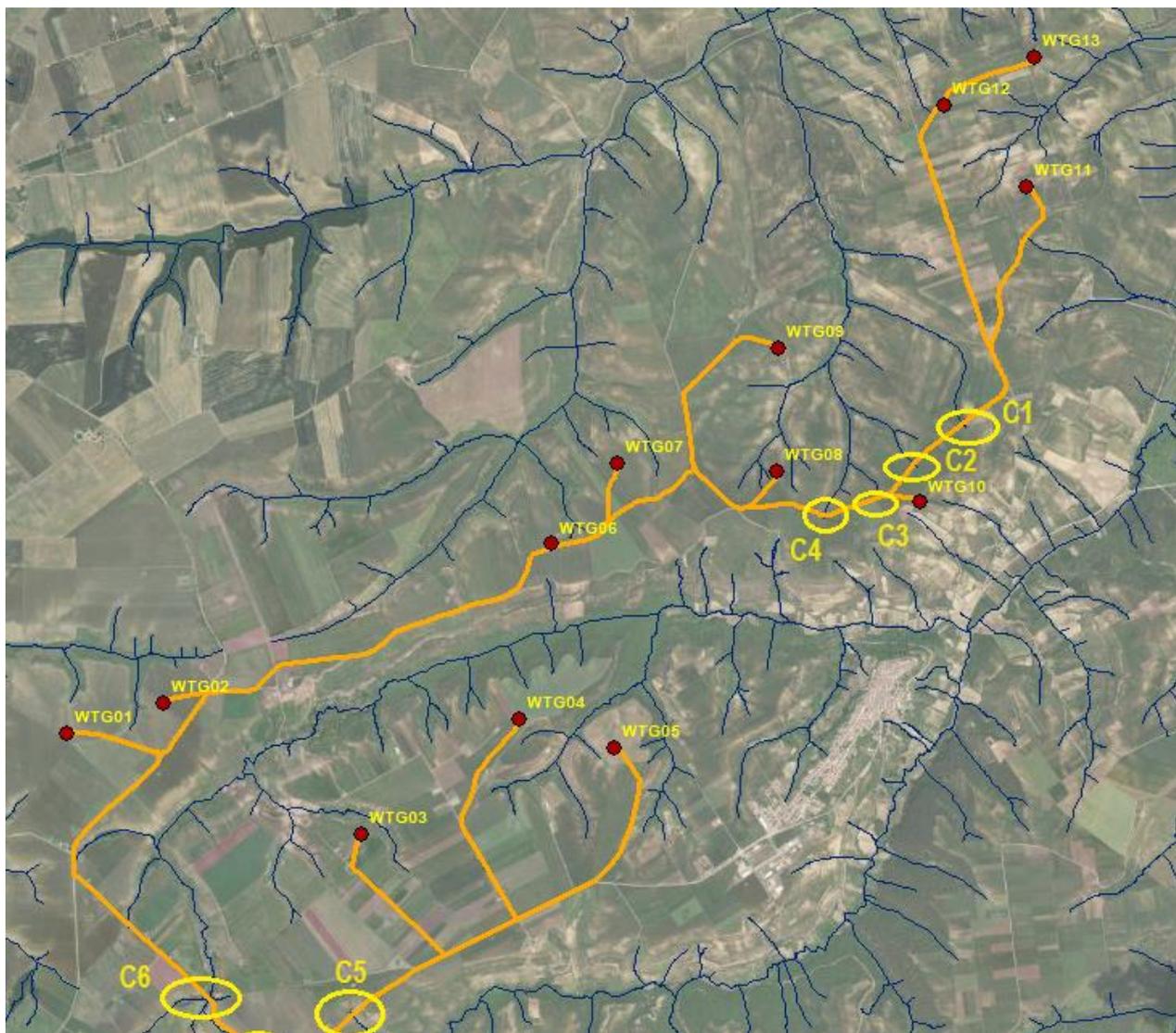
**Il presente paragrafo è redatto al fine di individuare le intersezioni delle opere di progetto con i reticoli idrografici presenti sul territorio, così come riportato sulle cartografie redatte dall'AdB Puglia e della cartografia I.G.M. 1:25.000, e valutare, quindi, come risolverle in modo da modificare la morfologia dei reticoli idrografici e delle caratteristiche naturali esistenti.**

Le opere di progetto strutturali (torri, piazzole, stazioni di raccolta e stazione di utenza) sono allocate su aree agricole mentre le viabilità di collegamento del parco eolico interessano sia strade esistenti che strade di progetto. In particolare, si sono rilevate, analizzando la cartografia a disposizione e dai sopralluoghi in sito, due intersezioni che corrispondono con le strade esistenti che sono oggetto di adeguamento (cfr. figura seguente).

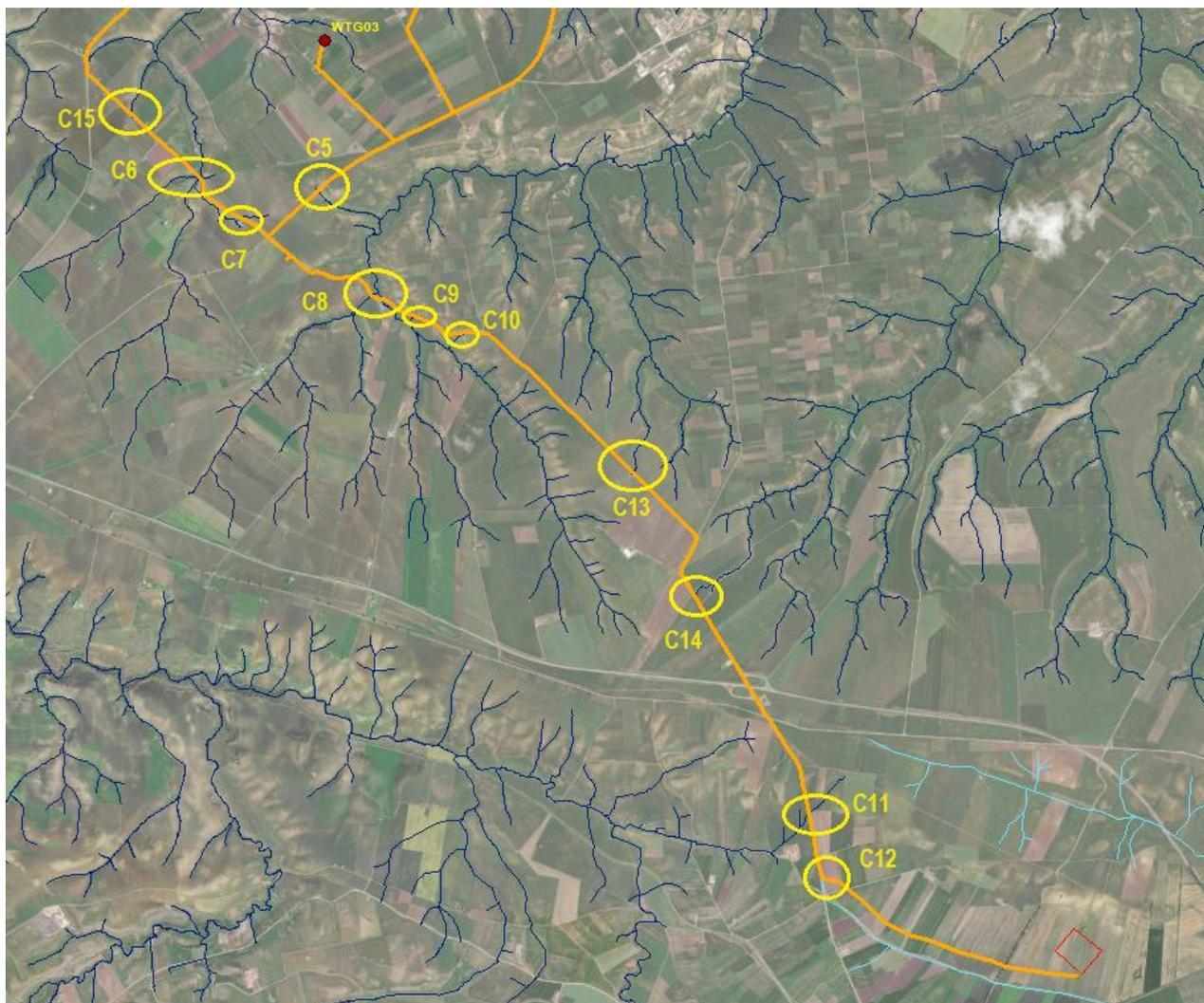


**Figura 16 Inquadramento delle intersezioni delle opere di progetto (torri, piazzole, viabilità di collegamento, stazioni di raccolta e stazione di utenza) con i reticoli idrografici presenti sul territorio, così come riportato sulla carta dei reticoli dell'AdB Puglia (indicati in blu) e della carta I.G.M. 1:25.000 (indicati in celeste).**

Il tracciato del cavidotto di AT interessa sia strade esistenti che strade di progetto. In particolare, si sono rilevate, analizzando la cartografia a disposizione e dai sopralluoghi in sito, dodici intersezioni che corrispondono con le strade esistenti e di progetto (cfr. figura seguente).



**Figura 17** Inquadramento delle intersezioni del cavidotto con i reticoli idrografici presenti sul territorio, così come riportato sulle carta dei reticoli dell'AdB Puglia (indicati in blu) e della carta I.G.M. 1:25.000 (indicati in celeste).



**Figura 18 Inquadramento delle intersezioni del cavidotto con i reticoli idrografici presenti sul territorio, così come riportato sulle carta dei reticoli dell'AdB Puglia (indicati in blu) e della carta I.G.M. 1:25.000 (indicati in celeste).**

La scelta del tracciato dell'elettrodotta dal parco eolico al punto di consegna è stata dettata dalle seguenti motivazioni:

- a. privilegiare l'uso della viabilità esistente, al fine di non eseguire operazioni di cantiere invasive e potenzialmente impattanti sulle componenti ambientali e paesaggistiche del contesto locale,
- b. minimizzare l'attraversamento di terreni agricoli, al fine di interessare un numero minimo di proprietari nella procedura espropriativa e ridurre l'impatto sulle componenti naturali presenti nelle aree di intervento,
- c. ottimizzare la lunghezza del tracciato, in funzione della fattibilità tecnica delle operazioni di cantiere previste,
- d. minimizzare le interferenze con i sottoservizi esistenti nelle aree di intervento,
- e. minimizzare le interferenze con gli elementi del reticolo idrografico superficiale, mediante l'adozione della tecnica della perforazione orizzontale teleguidata, la quale consente di non interferire con il naturale deflusso superficiale delle acque e di non compromettere le

condizioni statiche dei manufatti idraulici esistenti sui canali e impluvi interessati dal tracciato del cavidotto,

- f. garantire la compatibilità idraulica degli attraversamenti da realizzare, interrando i cavidotti ad una profondità scelta in funzione della potenziale erodibilità degli alvei, assicurando un adeguato franco di sicurezza in corrispondenza dei manufatti idraulici interessati.

Gli aspetti tecnici elencati avvalorano la scelta del percorso del tracciato effettuata, motivando, pertanto, la **non delocalizzabilità degli interventi previsti** per la realizzazione della linea di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica Nazionale.

A supporto di quanto detto, prevedendo, contrariamente a quanto scelto, un tracciato della linea di connessione che si sviluppasse prevalentemente in terreni agricoli, si sarebbero riscontrati i seguenti aspetti:

- ❖ aumento del numero dei soggetti interessati dalla procedura espropriativa,
- ❖ realizzazione di operazioni di cantiere maggiormente invasive e impattanti sulle componenti ambientali e paesaggistiche del contesto di riferimento
- ❖ maggior numero di interferenze con gli elementi del reticolo idrografico superficiale, che si presenta piuttosto ramificato nell'area di intervento, con il conseguente aumento dell'onerosità degli interventi necessari per la realizzazione degli attraversamenti e per garantirne la relativa sicurezza idraulica.

**Alla luce delle osservazioni e delle valutazioni tecniche sopra esposte, si conclude che il tracciato scelto per l'elettrodotta di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica risulta il più vantaggioso sia dal punto di vista della fattibilità tecnica, che dal punto di vista della compatibilità degli interventi previsti con il contesto ambientale e paesaggistico che caratterizza le aree di intervento, giustificando, quindi la non delocalizzabilità degli stessi interventi.**

## 5.1 RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

Come detto nel paragrafo precedente, **le intersezioni delle strade con i reticoli sono individuati in arancione mentre quelli con il cavidotto in giallo** (cfr. figure precedenti).

**Data la non delocalizzabilità degli interventi previsti** (strade e cavidotto) per la realizzazione della linea di connessione del parco eolico alla Rete Elettrica Nazionale, è previsto che le intersezioni:

- delle strade saranno risolte con l'adeguamento delle sezioni stradali e di conseguenza con l'inserimento di tombini stradali;
- del cavidotto con i reticoli idrografici saranno risolte sia con l'utilizzo della tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) che con staffaggio al ponte esistente.

### 5.1.1 INTERSEZIONE STRADE DI PROGETTO E/O ADEGUAMENTO

Per il trasporto delle componenti dell'impianto fino ai siti di installazione degli aerogeneratori è necessario verificare che le strade esistenti consentano il passaggio dei mezzi pesanti e dei trasporti eccezionali. Laddove ciò non è possibile, si è provveduto a definire un percorso tale da minimizzare gli impatti sul territorio.

Si evidenzia che, per quanto possibile, si è preferito utilizzare la viabilità esistente e, per le viabilità di nuova realizzazione, si è cercato di impattare il minimo sul contesto in cui il progetto è inserito.

Nel caso specifico, le interferenze della viabilità di progetto con i reticoli idrografici si verifica nei tratti in cui la sezione stradale risulta insufficiente al passaggio dei mezzi pesanti. In tal caso il progetto prevede l'allargamento della sezione stradale per agevolare il passaggio in curva.

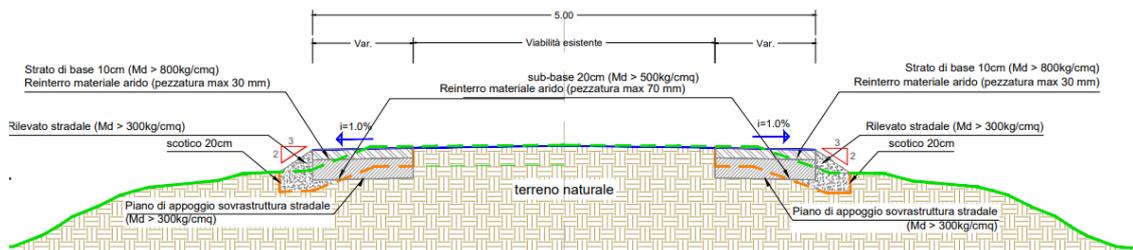
L'allargamento consisterà nella realizzazione, a margine della viabilità esistente, dei seguenti elementi:

- Strato di completamento di spessore pari a 10 cm realizzato con inerte di cava appartenente al gruppo A1 avente pezzatura massima pari a 30 mm;
- Strato di base di spessore pari a 20 cm realizzato con misto granulare appartenente al gruppo A1 avente pezzatura massima pari a 70 mm.
- Tra lo strato di base e il terreno naturale, sarà compattato allo scopo di limitare al massimo le deformazioni e i cedimenti localizzati.

**Si eviterà perciò l'uso di pacchetti stradali che aumentino la superficie impermeabile del sito.**

**Inoltre, i tombini esistenti verranno prolungati previa la pulizia degli stessi.**

SEZIONE TIPICA VIABILITÀ ESISTENTE CON ADEGUAMENTO SUL LATO SINISTRO E DESTRO  
SCALA 1:20

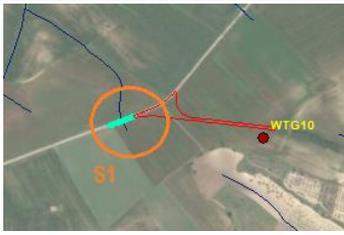


**Figura 19 Sezione stradale tipo della viabilità esistente con adeguamenti stradali.**

Terminati i lavori di cantiere, si provvederà alla rivegetazione di tutte le aree occupate e di quelle

contermini interessate dai movimenti di terra, prevedendo il ripristino vegetazionale all'uso preesistente.

Di seguito si riporta una tabella con individuazione delle interferenze:

N.	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA ATTRAV.
S1	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21			Superamento con allargamento sezione stradale
S2	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21			Superamento con allargamento sezione stradale

**Figura 20 – Individuazione interferenze strade con reticolo**

### 5.1.2 INTERSEZIONE CAVIDOTTO

Come detto precedentemente, le intersezioni del cavidotto con i reticoli idrografici saranno risolte sia con:

- l'utilizzo della tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.);
- lo staffaggio al ponte esistente.

In entrambi i casi la tecnica non interferisce minimamente sia con i deflussi superficiali che degli eventuali scorrimenti in subalvea.

In fase esecutiva verranno effettuate le modellazioni idrauliche al fine di individuare l'ampiezza dell'area inondabile duecentennale e quindi individuare i punti in cui verranno posizionati i pozzetti di inizio e fine trivellazione, per non farli interferire con eventuali aree soggette a pericolosità inondabile.

In questo modo, si garantisce che, nella sezione di attraversamento:

- non venga alterata la conformazione fisica e geologica del canale;
- non venga ristretta la sezione libera del canale;
- non venga alterato in alcun modo il naturale deflusso delle acque, anche in regime di piena.

Di seguito si riporta una tabella con individuazione delle modalità di intervento:

N.	NOME	PLANIMETRIA	TIPOLOGIA ATTRAV.
1	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio a monte del tombino.
2	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio a monte del tombino.
3	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio a monte del tombino.
4	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio a monte del tombino.

N.	NOME	PLANIMETRIA	TIPOLOGIA ATTRAV.
5	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC
6	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio su ponte della S.P. n.86.
7	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC
8	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		Interferenza su strada esistente. Superamento con staffaggio su ponte della S.P. n.86.
9	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC
10	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC

N.	NOME	PLANIMETRIA	TIPOLOGIA ATTRAV.
11	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.21		TOC
12	Attraversamento corso d'acqua in zona di seminativi semplici in aree non irrigue		TOC
13	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC
14	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC
15	Attraversamento corso d'acqua su strada provinciale n.86 della lupara		TOC

**Figura 21 – Individuazione interferenze cavidotto con reticolo**

In prossimità del reticolo idrografico il cavidotto elettrico, posto alla profondità di cm 150 dal piano stradale, verrà spinto oltre il reticolo con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) (cfr. Figura 22).



**Figura 22 – Sistema di trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.).**

Tale tecnica consente di posare, per mezzo della perforazione orizzontale controllata, linee di servizio sotto ostacoli quali strade, fiumi e torrenti, edifici e autostrade, con scarso o nessun impatto sulla superficie.

L'esecuzione della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) consta essenzialmente di tre fasi di lavoro:

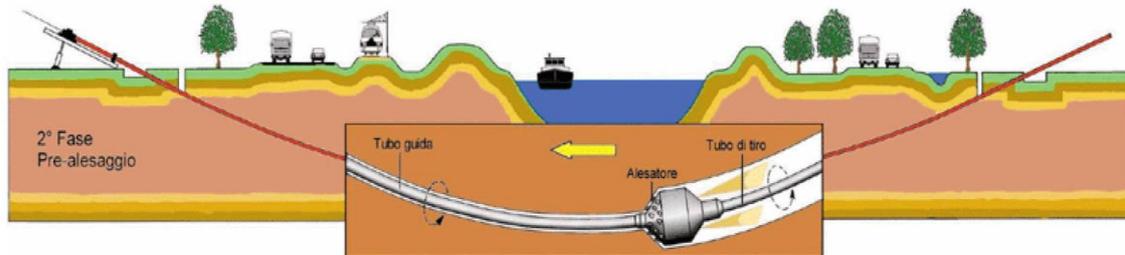
- Fase 1 - Esecuzione del foro pilota (*Pilot bore hole*);
- Fase 2 - Trivellazione/i di allargamento del perforo (*Back-Reaming*);
- Fase 3 - Tiro-posa della condotta (*Pull-Back*).

La prima fase consiste nella realizzazione di un foro pilota ad opera di una testa tricono fresante seguita da un elemento angolare (*Bend-Sub*). Questo elemento angolare ha il compito di cambiare la direzione di lavoro dello scalpello di trivellazione (*Tool-Face*). L'operazione di trivellazione consiste nel fare avanzare lo scalpello all'interno del terreno per mezzo di una macchina esterna (*RIG*) la quale, mediante movimento rotazionale di spinta, fa avanzare la punta anzidetta mediante l'ausilio di una batteria di aste in acciaio anche esse poste in rotazione dalla stessa macchina (cfr. Figura 23).



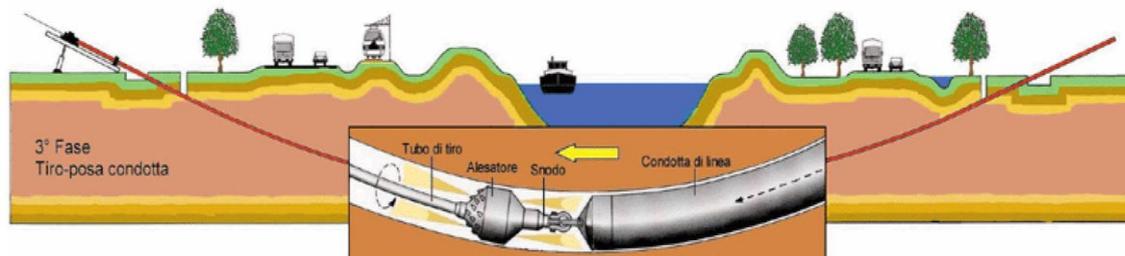
**Figura 23 – Schema della fase di realizzazione del foro pilota (Pilot bore hole).**

La seconda operazione è l'allargamento del foro pilota (*Pre-Reaming*). Per fare ciò viene montato uno specifico apparecchio di trivellazione sul lato di uscita (exit point) del foro pilota (*Alesatore o Barrel Reamer*). L'alesatore accoppiato dinamicamente con il tronco di trivellazione viene tirato in modo rotante all'impianto di trivellazione (RIG) attraverso il suolo allargando il foro di trivellazione a seguito del suo maggiore diametro esterno facendogli raggiungere un nuovo diametro (cfr. Figura 24).



**Figura 24 – Schema della fase di trivellazione/i di allargamento del perforo (Back-Reaming).**

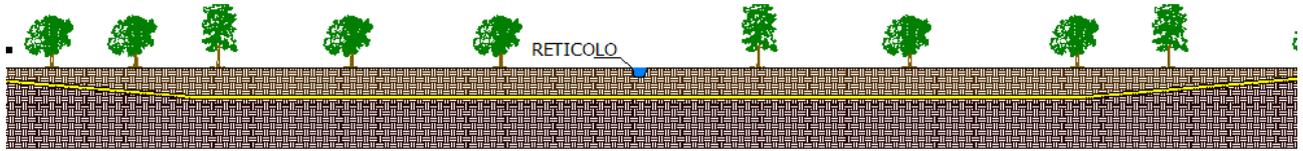
Completata la fase di ultima alesatura, viene effettuato generalmente un nuovo passaggio di pulitura del foro sempre con l'alesatore; fatto ciò, si può procedere al procedere al varo della condotta. Prima del varo la condotta viene posizionata su rulli e l'infilaggio della stessa all'interno del perforo viene favorita dalla creazione di un angolo di imbocco mediante il sollevamento con appositi Side-Boom dotati di Roli Cradles i quali consentono lo scorrimento della condotta in fase di tiro da parte del RIG. Il varo della condotta ha termine allorquando la testa della colonna di varo raggiunge l'entry point in corrispondenza del RIG (cfr. Figura 25).



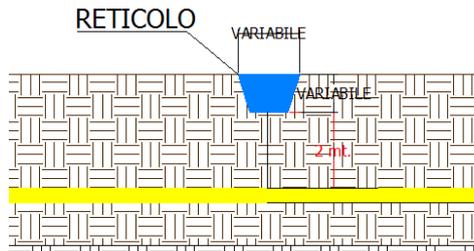
**Figura 25 – Schema della fase di posa del cavidotto (Pull-Back).**

Il cavidotto verrà spinto fino a raggiungere una profondità pari a 1,50 m rispetto alla quota del fondo dell'alveo (cfr. figure seguenti).

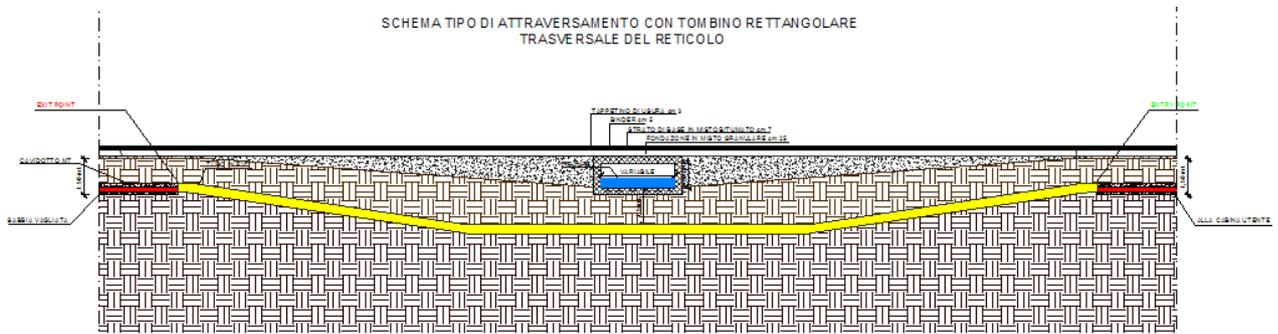
L'intervento verrà eseguito rigorosamente in sicurezza idraulica al fine di avere il cavo di AT in posizione di tutta sicurezza rispetto alle possibili ondate di piena.



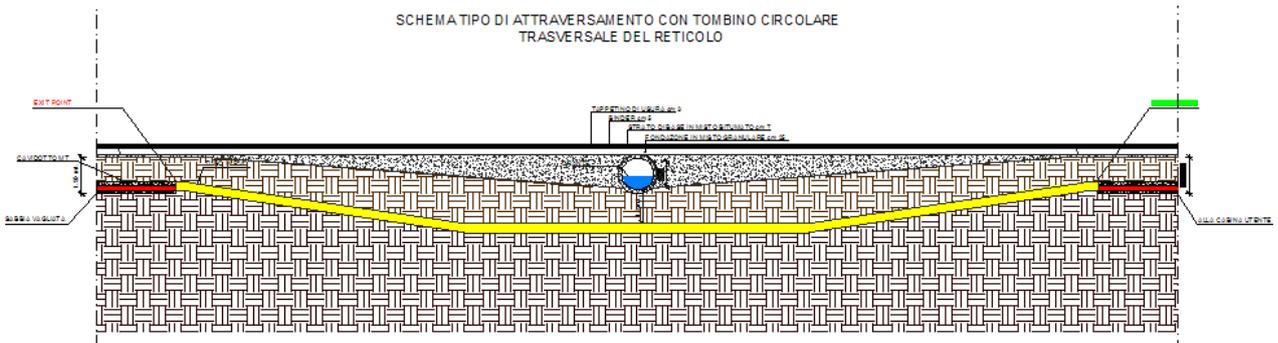
**Figura 26 - Tipologia di attraversamento dell'alveo.**



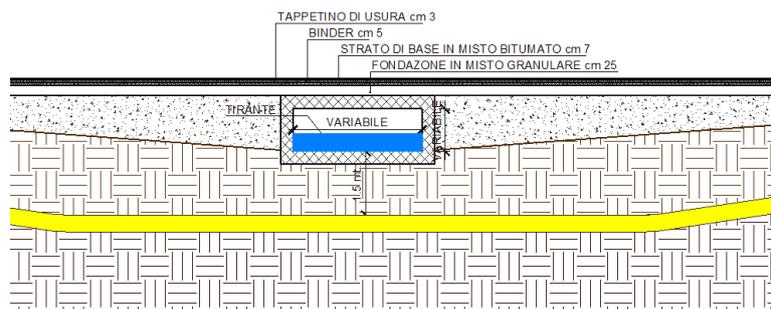
**Figura 27 - Posizione del cavidotto rispetto all'alveo.**



**Figura 28 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino rettangolare.**



**Figura 29 Tipologia di attraversamento dell'alveo in caso di tombino circolare.**



**Figura 30 Posizione del cavidotto rispetto all'alveo.**

## 6 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 dal bacino idrografico la cui sezione di chiusura sono prossime all'impianto.

Dall'analisi cartografica si è verificato che l'intervento proposto non ricade all'interno di aree perimetrate dal PAI; tuttavia, alcune torri sono lambite da alcuni reticoli idrografici presenti sulla carta dei reticoli idrografici redatta dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale - UoM Regionale Puglia e Interregionale Ofanto (ex AdB interr. Puglia).

Per le torri eoliche denominate WTG03, WTG04, WTG05, WTG06, WTG08, WTG10 e WTG12, che si trovano ad una distanza inferiore a 150 m, si è accertato che:

- ✓ le opere (torri, piazzole, cavidotti, stazioni di raccolta e stazione di utenza) non comportano alcuna modifica della morfologia dei reticoli idrografici e delle caratteristiche naturali esistenti
- ✓ la natura stessa delle opere, la cui realizzazione avverrà in parte in cima a un rilevato, è tale da scongiurare a priori qualsivoglia effetto di amplificazione del rischio idraulico;
- ✓ le nuove opere da realizzare, più prossime al corso d'acqua, saranno realizzate ad una quota altimetrica maggiore rispetto al fondo del corso d'acqua.
- ✓ la portata di piena duecentennale è convogliata con tiranti idrici modesti.

Si può, pertanto, asserire che **le opere di progetto non comportano alcuna modifica al perimetro delle aree a media probabilità di inondazione (MP) e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.**

Con riferimento alle intersezioni della viabilità d'impianto, interferenti con i reticoli idrografici, la stessa, in quei punti, non prevede modifiche rispetto allo stato attuale.

Relativamente alle **intersezioni del tracciato del cavidotto** con il reticolo idrografico, ove presenti reali interferenze, **si può asserire che la risoluzione interferenze sia con la tecnica della T.O.C., che prevede una posa del cavo ad una profondità di 1,50 m dal fondo alveo, che con lo staffaggio ai tombini non comporta alcuna modifica alla morfologia del reticolo idrografico, garantendo allo stesso tempo un ampio margine di sicurezza idraulica sia nei confronti dei deflussi superficiali che di quelli (eventuali) sotterranei.**

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