

Febbraio 2024

**SKI 12 S.R.L.**

**VIA CARADOSSO 9 – 20123 Milano (MI)**

**C.F. 11948030967**

**WIND FARM “TRONCO” IMPIANTO EOLICO DA  
52,8 MW**

**LOCALITÀ TRONCO**

**COMUNI DI SERRACAPRIOLA e TORREMAGGIORE  
(FG)**

ELABORATI TECNICI DI PROGETTO

**ELABORATO R09**

**RELAZIONE IDRAULICA**

**Progettista**

Ing. Laura Maria Conti – Ordine Ing. Prov. Pavia n.1726

**Coordinamento**

Eleonora Lamanna

Matteo Lana

Lorenzo Griso

Francesca Casero

**Codice elaborato**

*2800\_5528\_TRN\_PFTE\_R09\_Rev0\_RELAZIONEIDRAULICA*

**Mantana**



## Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2800_5528_TRN_PFTE_R09_Rev0_REL AZIONEIDRAULICA	02/2024	Prima emissione	G.d.L.	E. Lamanna	A. Angeloni

## Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Fabio Lassini	Ingegnere Civile – Progettazione Idraulica	Ord. Ing. Prov. MI n. A29719
Mariana Marchioni	Ingegnere Ambientale – Progettazione Idraulica	
Laura Lodi	Ingegnere Ambientale – Progettazione Idraulica	
Paolo Pallavicini	Ingegnere Ambientale – Progettazione Idraulica	

### Montana S.p.A.

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano  
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma | Siracusa

C. F. e P. IVA 10414270156

Cap. Soc. 600.000,00 €

[www.montanambiente.com](http://www.montanambiente.com)



## INDICE

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>5</b>
1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DEL SITO .....	6
<b>2. DATI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>9</b>
2.1 DATI DI RIFERIMENTO.....	9
2.1.1 Modello digitale del terreno Regione Puglia 8x8 .....	9
2.1.2 Reticolo idrografico.....	9
2.1.3 PAI e PGRA.....	9
2.1.4 Copertura del suolo .....	9
2.2 <b>NORMATIVA E FONTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>9</b>
<b>3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO</b> .....	<b>11</b>
3.1 <b>COPERTURA DEL SUOLO</b> .....	<b>11</b>
3.2 <b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO</b> .....	<b>14</b>
3.2.1 Inquadramento geomorfologico .....	14
3.2.2 Inquadramento geologico e idrogeologico .....	15
3.3 <b>IDROGRAFIA DEL TERRITORIO</b> .....	<b>19</b>
3.3.1 Idrografia superficiale.....	19
3.4 <b>INQUADRAMENTO QUALITÀ DELLE ACQUE</b> .....	<b>23</b>
3.4.1 Acque superficiali .....	24
3.4.2 Acque sotterranee .....	31
<b>4. STUDIO PRELIMINARE DELLA COMPATIBILITÀ E INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO</b> .....	<b>36</b>
4.1 <b>PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)</b> .....	<b>36</b>
4.2 <b>PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)</b> .....	<b>38</b>
4.3 <b>INVARIANZA IDRAULICA</b> .....	<b>41</b>
<b>5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI</b> .....	<b>42</b>
5.1 <b>AEROGENERATORI</b> .....	<b>42</b>
5.2 <b>VIABILITÀ</b> .....	<b>44</b>
5.3 <b>PIAZZOLE DI MONTAGGIO</b> .....	<b>45</b>
<b>6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO</b> .....	<b>47</b>
6.1 <b>CRITERI DI PROGETTO</b> .....	<b>47</b>
6.2 <b>CALCOLI IDROLOGICI</b> .....	<b>48</b>
6.2.1 Considerazioni climatiche.....	48
6.2.2 Scelta del tempo di ritorno.....	49
6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense .....	50
6.2.4 Valutazione della pioggia efficace (netta) .....	55
6.2.5 Valutazione post-operam e fase di cantiere .....	56
6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam .....	57
6.3 <b>CALCOLI E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI</b> .....	<b>57</b>
6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni.....	58
6.3.2 Trincea drenante.....	59
6.4 <b>SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - VIABILITÀ</b> .....	<b>60</b>



6.4.1 Sistema di gestione acque meteoriche: strade .....	60
6.4.2 Tipologico - fosso di guardia e tubazioni .....	62
6.4.3 Risoluzione delle potenziali interferenze con eventuali solchi di drenaggio naturali .....	64
<b>6.5 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - PIAZZOLE .....</b>	<b>65</b>
6.5.1 Fase di cantiere/montaggio .....	65
6.5.2 Piazzole definitive .....	66
<b>7. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA .....</b>	<b>68</b>
<b>7.1 IDENTIFICAZIONE DELLE INTERFERENZE .....</b>	<b>68</b>
<b>7.2 INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ DI NUOVA REALIZZAZIONE .....</b>	<b>70</b>
7.2.1 Interferenze T01 e T02 .....	71
7.2.2 Interferenze T03 e T03-bis .....	72
7.2.3 Interferenza T04 .....	74
7.2.4 Interferenza T05 .....	76
7.2.5 Interferenza T07 .....	78
7.2.6 Interferenza T08 .....	80
<b>7.3 INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ ESISTENTE DA ADEGUARE .....</b>	<b>82</b>
7.3.1 Interferenza T06 .....	84
<b>7.4 INTERFERENZE CON LE PIAZZOLE DEGLI AEROGENERATORI .....</b>	<b>85</b>
7.4.1 Interferenze P01 .....	86
7.4.2 Interferenze P02 .....	87
7.4.3 Interferenze P03 .....	88
7.4.4 Interferenze P04 .....	89
<b>7.5 INTERFERENZE CON IL TRACCIATO DEL CAVIDOTTO DI CONNESSIONE .....</b>	<b>91</b>
<b>8. CONCLUSIONE .....</b>	<b>95</b>

## 1. PREMESSA

Il progetto in esame riguarda la realizzazione di un nuovo Parco Eolico della potenza complessiva di **52,8 MW**, che prevede l'installazione di **n. 8 aerogeneratori da 6,6 MW** da installarsi nel territorio comunale di Serracapriola e Torremaggiore in provincia di Foggia. Le relative opere di connessione, oltre ai comuni già citati interesseranno anche il territorio del comune di Rotello (CB).

La Società Proponente è la SKI 12 S.R.L., con sede legale in Via Cardoso 9, 20123 Milano (MI).

Tale opera si inserisce nel quadro istituzionale di cui al D.Lgs. 29 dicembre 2003, n. 387 "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" le cui finalità sono:

- promuovere un maggior contributo delle fonti energetiche rinnovabili alla produzione di elettricità nel relativo mercato italiano e comunitario;
- promuovere misure per il perseguimento degli obiettivi indicativi nazionali;
- concorrere alla creazione delle basi per un futuro quadro comunitario in materia;
- favorire lo sviluppo di impianti di microgenerazione elettrica alimentati da fonti rinnovabili, in particolare per gli impieghi agricoli e per le aree montane.

La Soluzione Tecnica Minima Generale elaborata prevede che la centrale venga collegata in antenna a 36 kV su un futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) della RTN 380/150 kV di Rotello. Ai sensi dell'art. 21 dell'allegato A alla deliberazione Arg/elt/99/08 e s.m.i. dell'Autorità di Regolazione per Energia Reti e Ambiente, il nuovo elettrodotto in antenna a 36 kV per il collegamento della centrale sulla Stazione Elettrica della RTN costituisce impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 36 kV nella suddetta stazione costituisce impianto di rete per la connessione.

Nel suo complesso il parco di progetto sarà composto:

- da N° 8 aerogeneratori della potenza nominale di 6,6 MW ciascuno;
- dalla viabilità di servizio interna realizzata in parte ex-novo e in parte adeguando strade comunali e/o agricole esistenti;
- dalle opere di collegamento alla rete elettrica;
- dalle opere di regimentazione delle acque meteoriche;
- dalle reti tecnologiche per il controllo del parco.

A tal fine il presente documento costituisce la **Relazione Idraulica** del progetto, in cui vengono analizzate le eventuali interferenze dei diversi componenti del parco eolico con il reticolo idrografico e le aree a pericolosità idraulica e identificando, nel caso, la migliore soluzione e tecnologia per la risoluzione delle stesse. Nel caso di interferenze con canali irrigui/corsi d'acqua naturali si è inoltre valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale.

Lo studio Idrologico e idraulico relativo al reticolo idrografico superficiale, ai principali solchi vallivi o aree depresse e alle aree allagabili è riferito alla perimetrazione della pericolosità idraulica riportata negli ultimi aggiornamenti del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) e ai corsi d'acqua del reticolo idrografico DBPrior10k. Ci si è riferiti, inoltre, alla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), alla rete idrografica estratta dall'analisi DEM e alle immagini satellitari.

Il progetto affronta lo studio idrologico e idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto con valutazioni in merito alle possibili variazioni ante-operam – post-operam, analizzando quindi il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione invarianza idraulica,

valutazione delle variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione delle variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

Tale studio è costituito da:

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando le indicazioni riportate sul progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI);
- valutazione della durata dell'evento pluviometrico di progetto di durata pari al tempo critico del bacino idrografico oggetto di studio (tempo di corrivazione e ietogramma di progetto);
- determinazione delle portate di riferimento e dimensionamento del sistema di collettamento delle stesse.

Il Capitolo 6 descrive i sistemi di gestione delle acque meteoriche per le opere in progetto mentre il capitolo 7 riporta lo studio di compatibilità idraulica delle interferenze.

## **1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DEL SITO**

Il parco eolico in progetto si estende prevalentemente nella provincia di Foggia e prevede l'installazione di n. 8 aerogeneratori territorialmente così collocati:

- n. 2 aerogeneratori nel comune di Torremaggiore;
- n. 6 aerogeneratori nel comune di Serracapriola.

Le opere di connessione interesseranno, oltre ai comuni già citati, anche i territori comunali di Rotello, nella provincia di Campobasso, nella regione Molise (Figura 1-1).

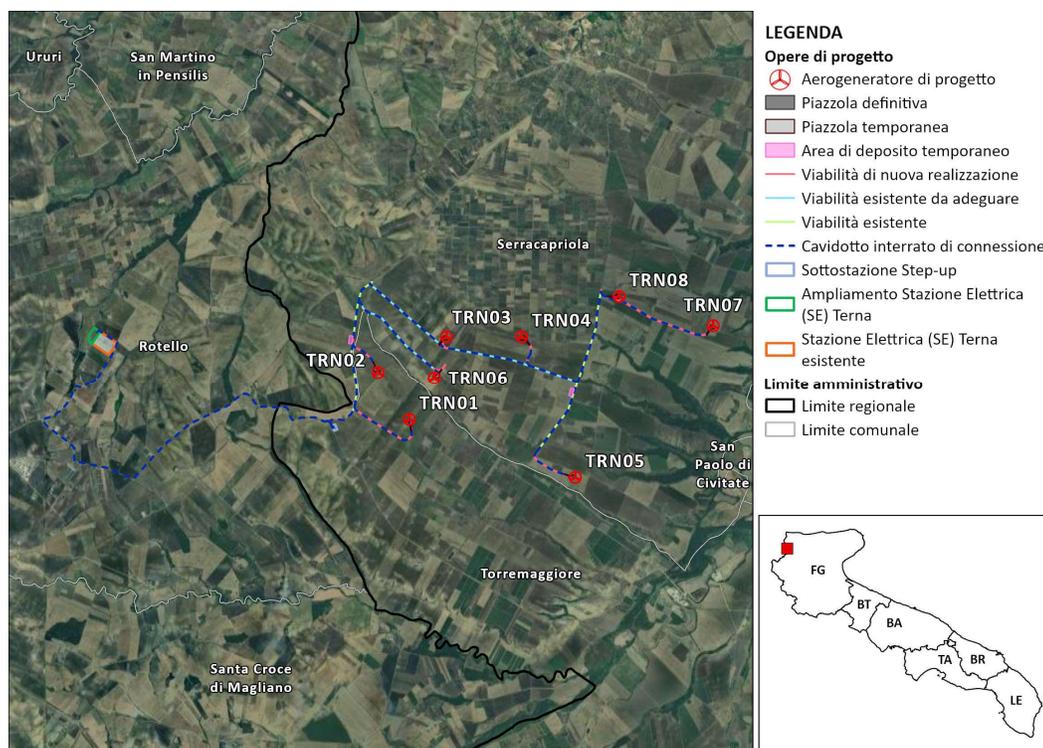


Figura 1-1 Localizzazione a scala regionale, provinciale e comunale dell'impianto proposto

Le coordinate degli aerogeneratori previsti sono riportate in Tabella 1-1.

Tabella 1-1: Coordinate aerogeneratori - WGS 1984 UTM Zone 33N (Gradi decimali)

WTG	WGS 84 – GRADI DECIMALI	
	Longitudine E	Latitudine N
TRN01	15,1272493	41,7467489
TRN02	15,1214560	41,7533523
TRN03	15,1341832	41,7583329
TRN04	15,1480929	41,7583206
TRN05	15,1579445	41,7385370
TRN06	15,1318711	41,7525791
TRN07	15,1832346	41,7592473
TRN08	15,1662730	41,7638712

L'accesso al sito avverrà mediante strade esistenti a carattere nazionale e regionale partendo dal porto di Manfredonia (FG) fino ad arrivare all'area di progetto. Successivamente, le principali strade provinciali e comunali del territorio, in aggiunta alle piste appositamente create, permetteranno di collegare le singole piazzole di ciascuna torre con la viabilità pubblica esistente (Figura 1-2).

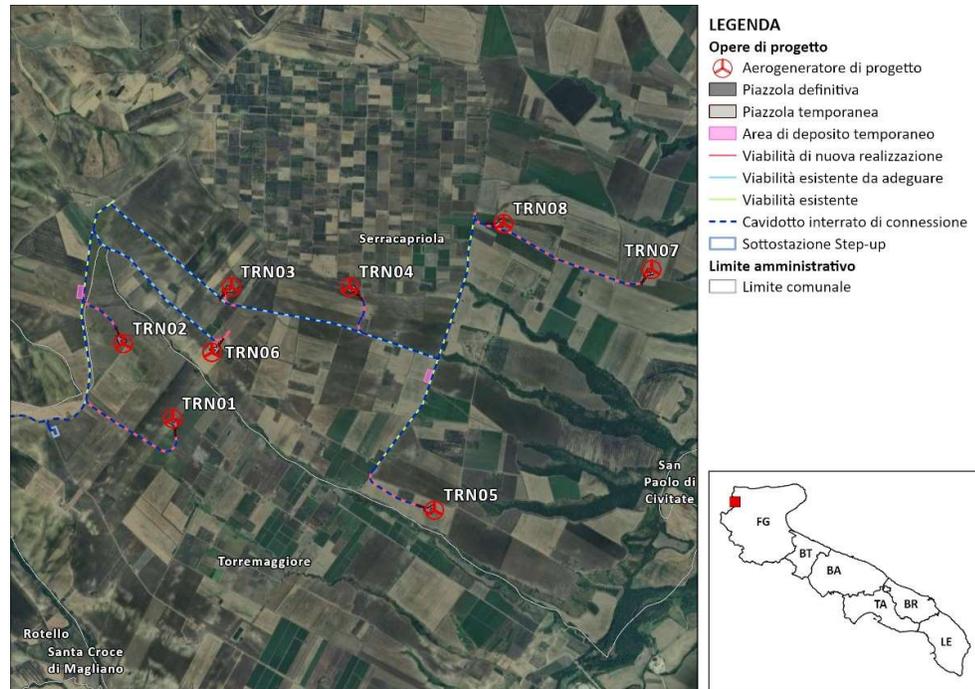


Figura 1-2 Inquadramento della viabilità di progetto

## 2. DATI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DATI DI RIFERIMENTO

#### 2.1.1 *Modello digitale del terreno Regione Puglia 8x8*

Attraverso la fonte ufficiale Regione Puglia è stato ottenuto il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 8x8 metri dell'area di progetto ricadente in Puglia, mentre per la restante parte ricadente in Molise è stato ottenuto, attraverso il sito Tinality, il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 10x10 metri.

#### 2.1.2 *Reticolo idrografico*

Per lo studio dell'idrografia superficiale è stato analizzato il reticolo idrografico ufficiale del progetto DBprior10K disponibile sul Geoportale Nazionale. Ci si è riferiti, inoltre, alla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), all'idrografia estratta mediante simulazione del modello digitale del terreno e alle immagini satellitari.

#### 2.1.3 *PAI e PGRA*

Per lo studio delle aree a pericolosità idraulica sono stati analizzati il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA), le cui mappe di pericolosità idraulica sono disponibili sul WebGIS della Regione Puglia.

#### 2.1.4 *Copertura del suolo*

Attraverso il database rielaborato da Copernicus (Global Monitoring for Environment and Security – EU), infine, è stato possibile ottenere la mappa di uso del suolo del progetto Corine Land Cover (CLC), aggiornata al 2018.

## 2.2 NORMATIVE E FONTI DI RIFERIMENTO

I seguenti documenti sono stato utilizzati come principali riferimenti per lo studio:

- D.Lgs 152/06 e smi;
- DPCM 04/04/2018 in merito alle competenze delle Autorità di Bacino;
- Legge 183/89 - Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo
- Delibere del Consiglio regionale n. 109 e n.110 del 18 dicembre 1991 - Istituzione dell'Autorità di bacino della Puglia
- Direttiva Comunitaria 2007/60/CE – Valutazione e gestione del rischio di alluvioni/ D.Lgs. 49/2010;
- Regione Puglia - Servizio Protezione Civile - Centro Funzionale Regionale. Precipitazioni medie e di massima intensità registrate nella stazione pluviometrica locale 1921-2010,
- Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto Appennino Meridionale (DAM), elaborato ai sensi dell'art. 7 della direttiva 2007/60/CE e dell'art.7 comma 8 del D.Lgs. 49/2010;
- Piano Gestione Acque (PGA) del Distretto Appennino Meridionale, elaborato ai sensi dell'art. 3 della Direttiva 2000/60/CE e dell'art. 117 del D.Lgs. 152/2006;



- Territorio dell'Unità di Gestione (UoM) Puglia: Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), approvato con Delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Puglia n. 39 del 30 Novembre 2005 e successivi aggiornamenti;
- Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione – Hoepli, CSDU;
- La sistemazione dei bacini idrografici Vito Ferro, McGraw – Hill editore;
- Open Channel Hydraulics, Chow – McGraw – Hill editore;
- Spate irrigation – FAO – HR Wallinford;
- Urban Drainage Design Manual pubblicato da FHWA (Federal Highway Administration – US Department of transportation).
- Bischetti, Gian Battista. Linee Guida per La Progettazione Della Viabilità Agro-Silvo-Pastorale in Lombardia - Criteri Generali. Parte 1, Istituto di Idraulica Agraria dell'Università Degli Studi Di Milano, 2005.

### 3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

#### 3.1 COPERTURA DEL SUOLO

Nell'ambito dello studio idrologico del nuovo parco eolico è stata valutata la copertura del suolo dell'area di progetto.

L'analisi, in particolare, è stata condotta con riferimento database del progetto Corine Land Cover (CLC), aggiornato al 2018.

Le piazzole degli aerogeneratori, le strade in progetto e le aree scolanti nei punti di interferenza con l'idrografia ricadono prevalentemente nella classe "Colture intensive" (2111).

Si riporta uno stralcio della carta dell'uso del suolo CORINE Land Cover (2018) in Figura 3-1.

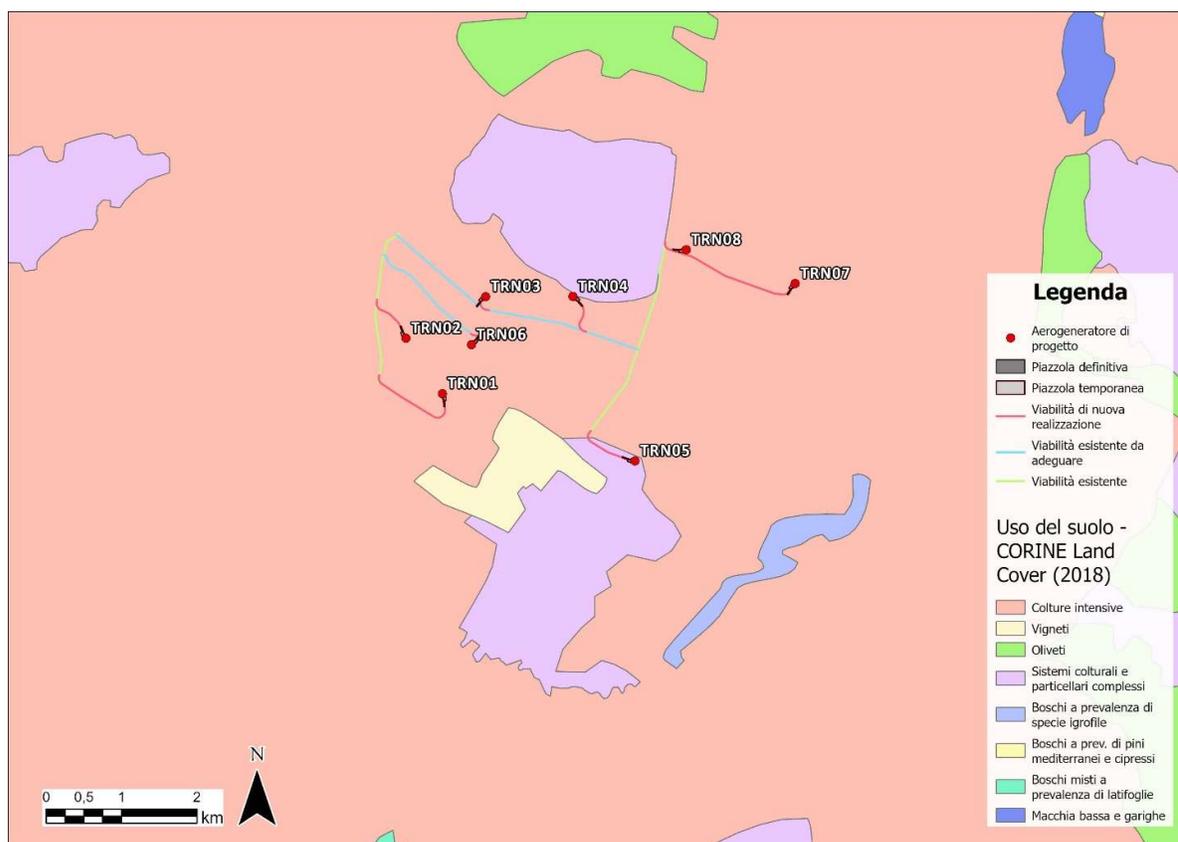


Figura 3-1: Stralcio carta uso del suolo 2018, CORINE Land Cover.

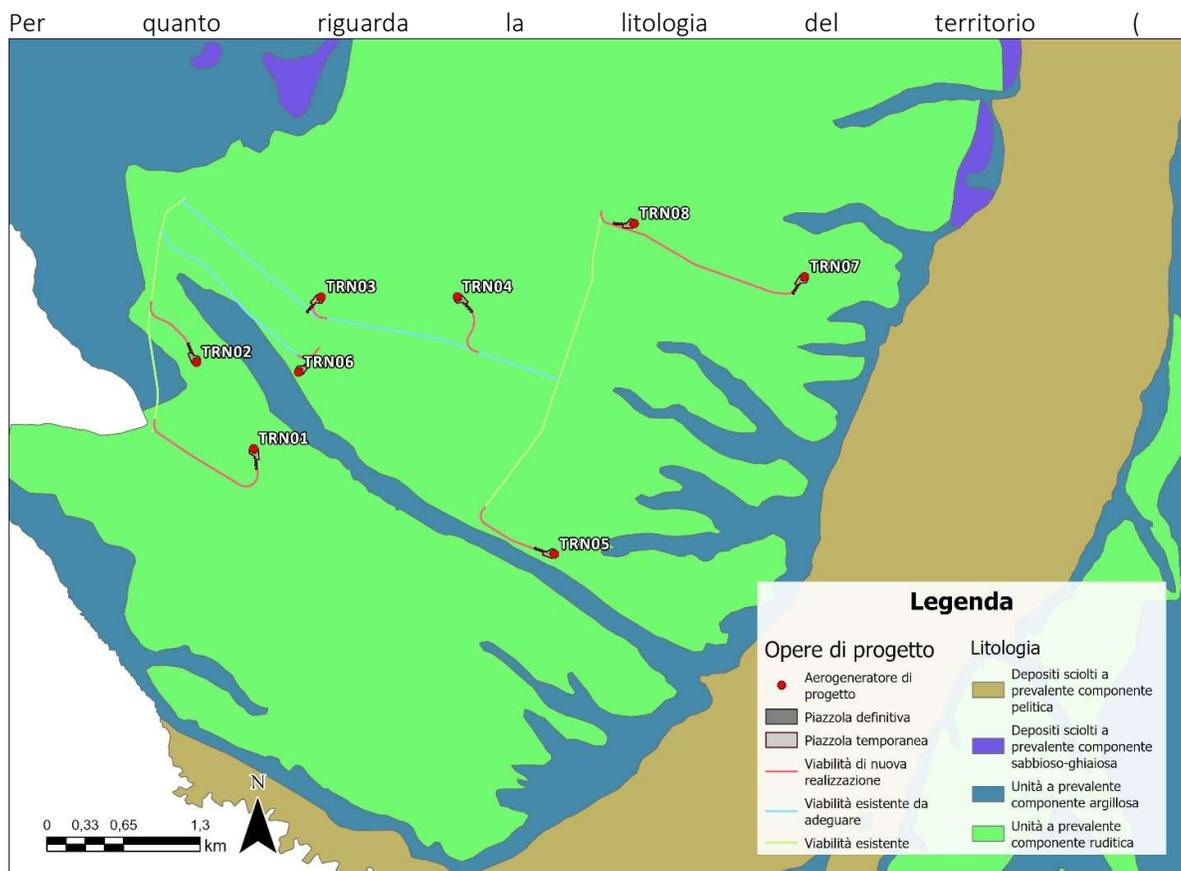


Figura 3-2), una tipologia di deposito è riconoscibile nell'area di interesse: Unità a prevalente componente ruditica. Per questo motivo il terreno, secondo il metodo SCS-NC, ricade nella categoria B.

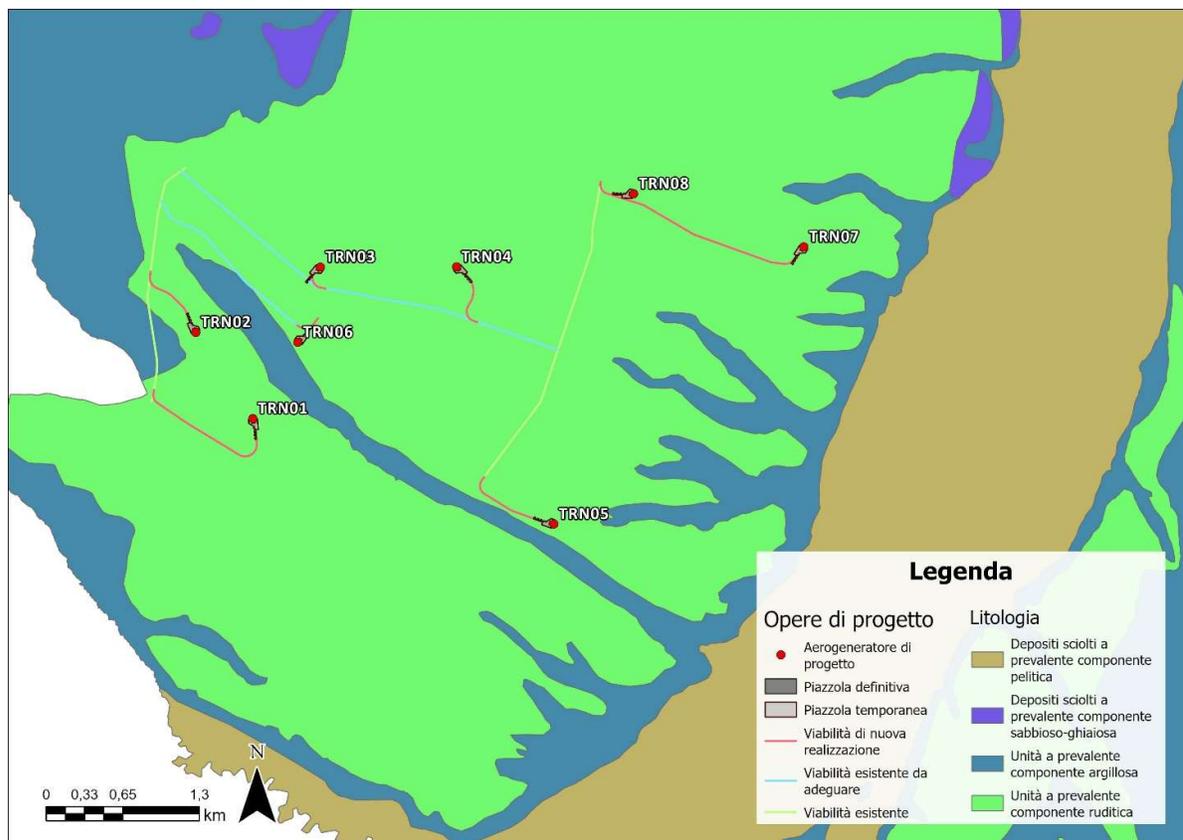


Figura 3-2: Stralcio carta litologia, database Regione Puglia ([http://www.sit.puglia.it/portal/sit\\_portal](http://www.sit.puglia.it/portal/sit_portal))

Tabella 3.1: Raggruppamento delle unità geolitologiche in classi di permeabilità con indicazione della superficie interessata nella Regione Puglia e della percentuale rispetto alla superficie complessiva del territorio regionale.

UNITA' GEOLITOLOGICA	Area km <sup>2</sup>	%	CLASSE
Carbonati di margine e scarpata. Paleogene Carbonati di piattaforma. Giurassico-Cretacico Carbonati di scarpata. Giurassico-Cretacico Conglomerati di ambiente di transizione. Pliocene Conglomerati e ghiaie con lenti sabbiose di ambiente di transizione e/o continentale. Pleistocene inf. Gessi di ambiente evaporitico e carbonati di ambiente di transizione (Punta delle Pietre Nere). Triassico Ghiaie e conglomerati di ambiente alluvionale (depositi continentali terrazzati). Pleistocene medio Sabbie di piana costiera. Pleistocene sup. - Olocene	8075	42,11	A
Areniti silicoclastiche e/o carbonatiche di ambiente di transizione. Pliocene Carbonati di piattaforma aperta. Pliocene medio - Pleistocene inf. Ghiaie e pietrischi di versante e di conoide alluvionale. Pleistocene sup. - Olocene Sabbie e arenarie, ghiaie e conglomerati, calcareniti, silt e argille di ambiente di transizione e/o continentale (depositi marini terrazzati). Pleist. medio - sup. Sabbie e areniti con lenti argillose e ghiaioso-conglomeratiche di ambiente di transizione e/o continentale. Pleistocene inf. Sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale (depositi continentali terrazzati). Pleistocene sup. - Olocene	7584	39,55	B
Alternanze arenaceo-pelitiche di ambiente torbiditico. Miocene Alternanze calcareo-argillose di ambiente torbiditico. Miocene Breccie calcaree di versante. Pleistocene Carbonati di bacino. Giurassico-Cretacico Carbonati di piattaforma aperta. Paleogene-Miocene Materiali caotici ed eterogenei (corpi di frana). Pleistocene sup. - Olocene Silt, argille, sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale (depositi di fondovalle). Pleistocene sup. - Olocene	2021	10,54	C
Argille, argille siltose e argille marnose di piattaforma. Pliocene medio - Pleistocene medio Complesso argilloso caotico da mélange tettonico. Cretacico - Miocene Rocce ignee (Punta delle Pietre Nere). Terziano sup Silt e argille da colmata antropica. Olocene Silt e argille lagunari e palustri. Pleistocene sup. - Olocene Silt e argille residuali, eluviali e colluviali. Pleistocene sup. - Olocene	1495	7,80	D

## 3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Di seguito si riassumono i principali aspetti geologici e geomorfologici estratti dalla relazione specialistica Geologica e Geotecnica “2800\_5528\_TRN\_PFTE\_R08\_Rev0\_RELGEO” a cui si rimanda per una più dettagliata descrizione dei vari argomenti

### 3.2.1 Inquadramento geomorfologico

L'area è caratterizzata da affioramenti di depositi continentali terrazzati, presenti alla quota di pochi metri al di sopra di quella degli alvei attuali e poggianti sulle formazioni argillose marine Plio-Pleistoceniche. Questi depositi alluvionali, che nel foglio n. 155 “San Severo” della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, sono datati al Pleistocene superiore ed hanno uno spessore che varia da 10 -15 m a 40 m circa. Tale spessore è legato all'andamento del substrato sul quale si sono depositi ed all'azione erosiva superficiale.

Dal punto di vista geologico generale il sottosuolo in esame è parte integrante dei depositi alluvionali olocenici, poggianti sui sedimenti Plio-pleistocenici, in prevalenza formati da sabbie e argille, che costituiscono i terreni affioranti alle pendici meridionali dei Monti della Daunia, ai margini sud occidentali del Tavoliere delle Puglie, nell'Appennino Meridionale. Il basamento è costituito da una potente serie di sedimenti carbonatici di età mesozoica, in prevalenza di piattaforma.

In ambito sufficientemente ampio, circoscritto al territorio in esame, la Carta Geologica d'Italia<sup>1</sup> evidenzia una potente successione terrigena di avanfossa, sormontata tettonicamente da lembi dell'Unità tettonica della Daunia. Questi ultimi sono a loro volta coperti da una successione terrigena di avanfossa di età più recente (Pliocene superiore – Pleistocene inferiore), che viene comunemente indicata come ciclo della Fossa Bradanica.

Il territorio dei Comuni di Serracapriola e Torremaggiore si collocano nella parte nordorientale del Tavoliere di Puglia, e presentano un andamento tipicamente collinare.

La morfologia del territorio in studio è tipica della parte alta della Pianura di Capitanata, di raccordo con i Monti Dauni, con quote minime prossime a 90 metri sul livello del mare (WTG 01) e circa 190 metri (WTG02 e WTG 03).

Buona parte del territorio comunale presenta pendenze variabili, il cui assetto è condizionato dalla natura dei terreni affioranti, costituiti in prevalenza da depositi sciolti variamente coesi. Le forme del rilievo, con particolare riferimento all'acclività dei versanti, risultano pertanto variabili a seconda dello stato di aggregazione e della stabilità dei terreni.

In linea generale l'andamento geomorfologico si caratterizza per l'alternanza di vaste aree pianeggianti ad assetto tabulare, attraversate da solchi erosivi con versanti molto ampi e variamente acclivi. L'assetto sub-pianeggiante delle aree di cresta è legato ai processi di modellamento avvenuti durante la fase di colmamento del bacino di sedimentazione. L'azione degli agenti erosivi, con particolare riferimento agli effetti del modellamento dovuti allo scorrimento delle acque superficiali, ha inciso profondamente sul territorio, generando avvallamenti con versanti a pendenza variabile a seconda dei litotipi affioranti. Forme locali di dissesto di modeste dimensioni interessano le parti sommitali dei versanti, laddove affiorano terreni più schiettamente sabbiosi.

L'andamento della superficie topografica è pertanto interrotto dalle incisioni vallive, allungate generalmente in direzione E-O, che solcano la pianura, drenando le acque superficiali provenienti dal Subappennino. L'azione erosiva piuttosto spinta di questi corsi d'acqua ha portato ad un profondo smembramento dei terrazzi marini in corrispondenza delle quote più elevate del medio Tavoliere.

---

<sup>1</sup> Foglio 396 “San Severo” scala 1:50.000.

Nell'area di studio i depositi continentali affioranti sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, molto variabile nei litotipi presenti, sia in senso orizzontale che verticale. Il coefficiente di permeabilità è compreso tra valori medi e bassi; i valori maggiori, stimati in  $10^{-2}$  -  $10^{-4}$  cm/s, sono attribuibili ai banchi sabbioso-ghiaioso-ciottolosi, mentre quelli inferiori stimati in  $10^{-4}$  -  $10^{-7}$  cm/s, si riferiscono agli intervalli limo-sabbioso-argillosi o a livelli di sabbie e ghiaie più cementate.

Quest'ultimo, nello specifico del sito di intervento, si manifesta in lenti di modesta entità che danno luogo ad acquiferi caratterizzati da scarsa capacità di immagazzinamento, e bassa trasmissività.

Il reticolo idrografico è caratterizzato anche da corsi d'acqua di minor intensità che si manifestano con incisioni non molto approfondite, solitamente povere d'acqua, che hanno esercitato una debole attività erosiva.

Nell'area di intervento il reticolo idrografico è caratterizzato da un corso d'acqua (Vallone della Morgia) con direzione E-O che poco a Est del sito confluisce nel Fiume Fortore.

Per quanto attiene le condizioni topografiche, valutata la pendenza generale della piana si attribuisce una categoria topografica T<sub>1</sub> (pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  - valori misurati pari a 5-7°) e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale si adotta un coefficiente topografico S<sub>T</sub> = 1,0.

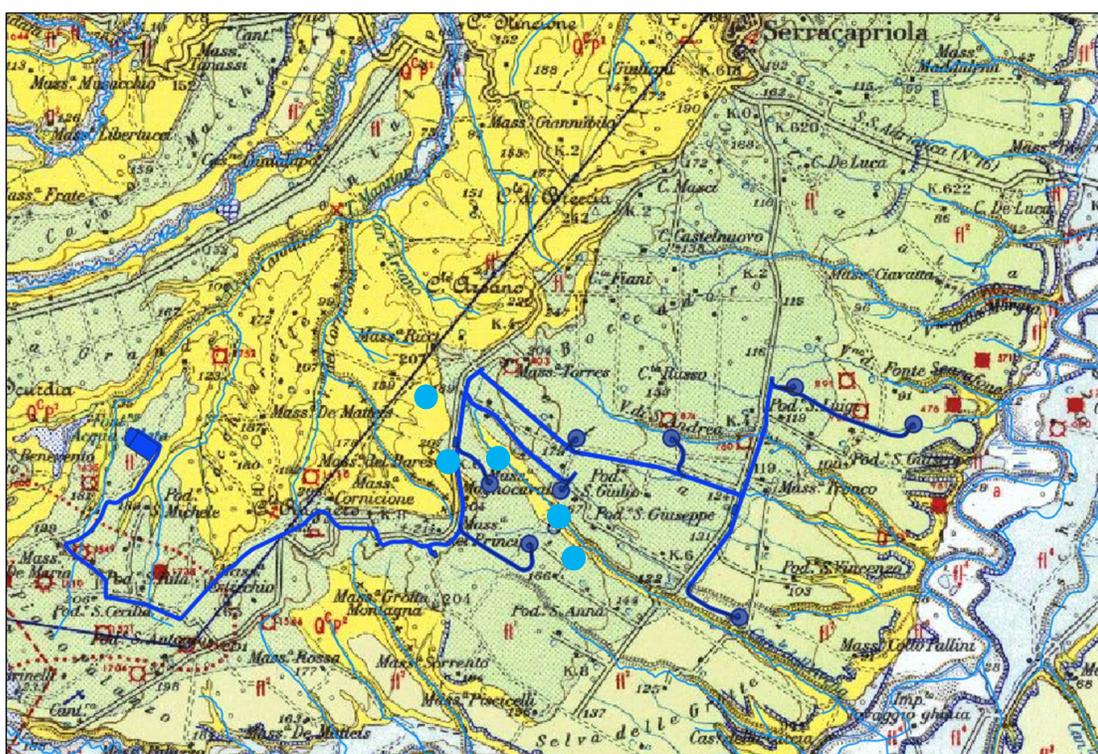


Figura 3.3: Estratto della Carta Geologica d'Italia con individuazione della posizione degli aerogeneratori

### 3.2.2 Inquadramento geologico e idrogeologico

Scopo degli studi geologici e geotecnici è di rappresentare le caratteristiche geologico-strutturali, geomorfologiche, idrogeologiche e le condizioni di stabilità globali dell'area in progetto, conformemente sia a quanto disposto nelle "norme tecniche di cui al D.M. 21 marzo 1988" che nell'ordinanza del presidente del consiglio dei ministri O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative



tecniche per le costruzioni in zona sismica” e nel D.M 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

A tal fine è stata eseguita una campagna di indagini preliminari per verificare i parametri stratigrafici e fisico-meccanici dei terreni interessati dalle opere di progetto. La successione stratigrafica individuata e la caratterizzazione geomeccanica delle singole unità litostratigrafiche è stata eseguita sulla base di un rilievo geologico tecnico, mentre per la caratterizzazione sismica le indagini hanno previsto l’esecuzione di tre prove masw per una prima classificazione della categoria di suolo.

Le aree di intervento sono esterne alle perimetrazioni del vigente PAI.

Non è stato possibile determinare il livello freaticometrico in quanto, sia nell’indagine di superficie, sia anche analizzando i dati presenti nell’archivio nazionale delle indagini del sottosuolo, non sono stati rilevate perforazioni con venute di acqua. Questo è da mettere in stretta relazione con la natura argillosa dei suoli che non consente l’immagazzinamento delle acque.

La situazione stratigrafica e strutturale del Tavoliere porta a riconoscere tre unità acquifere principali: acquifero fessurato carsico profondo, acquifero poroso profondo, acquifero poroso profondo.

Nell’area di studio i depositi continentali affioranti sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, molto variabile nei litotipi presenti, sia in senso orizzontale che verticale. Il coefficiente di permeabilità è compreso tra valori medi e bassi.

Nello specifico, nel sito di intervento saranno presenti acquiferi caratterizzati da scarsa capacità di immagazzinamento e bassa trasmissività.

Per l’analisi della costituzione del sottosuolo, attraverso dati derivanti dalla Carta Geologica d’Italia, in ordine stratigrafico si riscontra una successione terrigena di avanfossa, sormontata tettonicamente da lembi dell’Unità tettonica della Daunia. Questi ultimi sono a loro volta coperti da una successione terrigena di avanfossa di età più recente (Pliocene superiore – Pleistocene inferiore), che viene comunemente indicata come ciclo della Fossa Bradanica. Si rilevano 3 formazioni riferibili al pleistocene medio-superiore: Coperture fluvio-lacustri (depositi alluvionali terrazzati del I Ordine costituiti da ghiaie più o meno cementate, livelli lentifomi travertinosi con impronte di piante e di gasteropodi, argille sabbiose, sabbie, calcari pulverulenti bianchi, ricoperti in generale da “terre nere” ad alto tenore humico), conglomerati di Campomarino (costituiti da ghiaie e conglomerati di ambiente marino) e sabbie di Serracapriola (sabbie giallastre, a grana più o meno grossa, più o meno cementate).

Sulla base del valore  $V_{s,eq}$  avendo considerato l’insieme delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l’aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza un sottosuolo riferibile alla categoria “C”, caratterizzato quindi da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente comprese tra 180 m/s e 360 m/s. (tab. 3.2.II NTC/18).

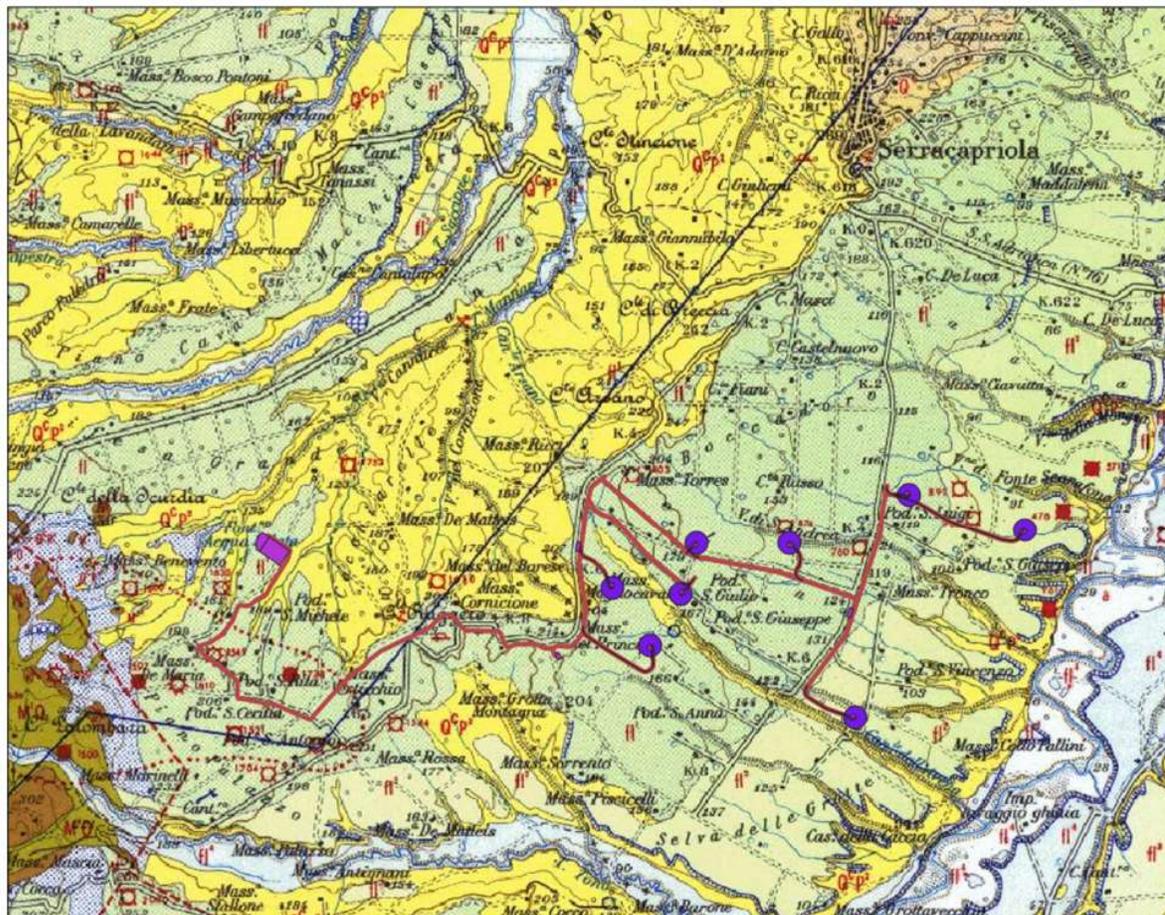
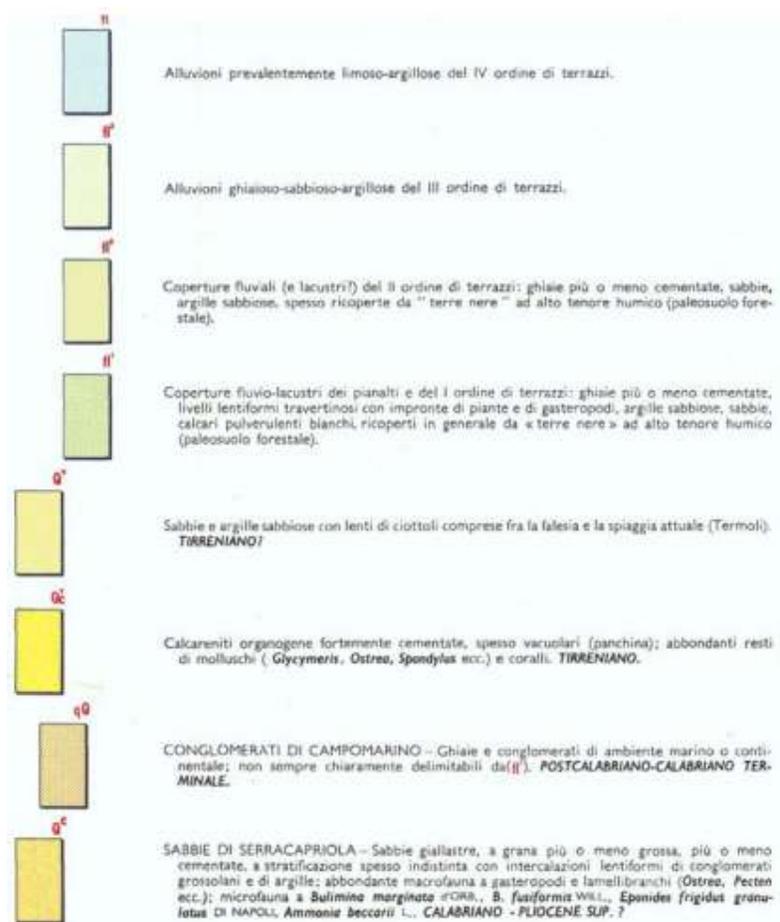


Figura 3.4: Stralcio carta geologica



La situazione stratigrafica e strutturale del Tavoliere porta a riconoscere tre unità acquifere principali: acquifero fessurato carsico profondo, acquifero poroso profondo, acquifero poroso superficiale.

Nell'area di studio i depositi continentali affioranti sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, molto variabile nei litotipi presenti, sia in senso orizzontale che verticale. Il coefficiente di permeabilità è compreso tra valori medi e bassi. Perciò, nel sito di intervento gli acquiferi saranno caratterizzati da scarsa capacità di immagazzinamento e bassa trasmissività.

La carta delle isopieze (Figura 3.5) dell'ISPRA aggiornata al 2003, rileva che i massimi valori del gradiente idraulico si registrano nella parte più interna, corrispondente alla zona di maggiore ricarica dell'acquifero, mentre tendono a diminuire nella parte centrale e ancor più verso la costa adriatica.

La stessa carta non evidenzia le isopieze nell'area che comprende i Comuni di Serracapriola e Torremaggiore e questo perché la ricchezza idrica sotterranea si presenta piuttosto effimera e tale da non individuare una falda sfruttabile per assolvere gli usi irrigui del comprensorio.

Per quanto riguarda l'area di studio non è stato possibile determinare il livello freatico in quanto, sia nell'indagine di superficie, sia anche analizzando i dati presenti nell'archivio nazionale delle indagini del sottosuolo, non sono state rilevate perforazioni con venute di acqua. Questo è da mettere in stretta relazione con la natura argillosa dei suoli che non consente l'immagazzinamento delle acque.

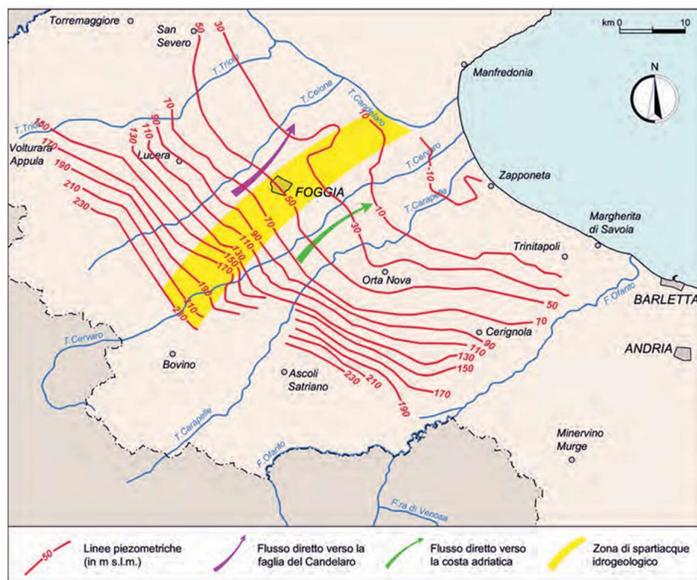


Figura 3.5: Curve isopiezometriche della falda superficiale del Tavoliere relativa all'anno 2003 con indicazione delle zone ove è ubicato lo spartiacque idrogeologico (fonte ISPRA), insieme all'area di progetto

### 3.3 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO

#### 3.3.1 Idrografia superficiale

La Puglia presenta una situazione idrologico ambientale caratterizzata da scarsa disponibilità idrica superficiale avente distribuzione molto differenziata sul territorio. Essa è caratterizzata da un paesaggio privo di rilievi significativi e dalla presenza di calcari, anche affioranti, ad alta permeabilità. Tale substrato pianeggiante e altamente permeabile è probabilmente causa della formazione di un reticolo idrografico non sempre chiaramente definito, caratterizzato dall'assenza di deflussi per lunghi periodi anche invernali, ovvero nelle stagioni più piovose. Tale porzione di reticolo è formata da incisioni naturali, anche con sezioni trasversali di notevoli dimensioni, che non sempre sfociano in mare (recapito esoreico), ma sovente il punto di convergenza delle aste drenanti è costituito da una o più depressioni topografiche locali (recapito endoreico). Queste particolari strutture geomorfologiche rappresentano, rispetto al panorama circostante, una significativa discontinuità e spesso la loro presenza consente la conservazione di pregevoli ecosistemi ambientali.

Il progetto, in particolare, ricade a est all'interno del bacino Fortore e a ovest all'interno del bacino Saccione (ex Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore) (Figura 3-6); tali bacini sono riconosciuti dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale (ADM). Le unità di Gestione (Unit of Management – UoM) dei bacini in analisi sono ITI015, per il bacino Fortore, e ITI022 per il bacino Saccione.



Figura 3-6: L'area di studio (in rosso) ricade a est all'interno del bacino Fortore e a ovest all'interno del bacino Saccione (fonte: Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale)

Il Bacino del Fiume Fortore, in cui il progetto ricade a est, si estende sul territorio della Regione Molise, della Regione Campania e della Regione Puglia per una superficie totale pari a 1.619,1 km<sup>2</sup>. L'intero Bacino idrografico bagna tre Province: Campobasso, Benevento e Foggia.

La Parte mediana del bacino idrografico del Fiume Fortore (ovvero l'area che dalla diga del Lago di Occhito giunge sino all'allineamento tra i paesi di Rotello (CB), località Piana del Ponterotto sul Fiume Fortore, Casalnuovo Monterotaro (FG), Casalvecchio di Puglia (FG), Castelnuovo della Daunia (FG)) ricade solamente nelle Regioni Puglia e Molise e nelle Province di Foggia e Campobasso.

La Parte bassa del bacino idrografico del fiume Fortore, ovvero la porzione di bacino in cui si ha il massimo sviluppo della sua piana alluvionale, dal limite inferiore della parte mediana del bacino giunge sino alla foce del Fortore (mare Adriatico), nel Comune di Lesina (FG). L'ultimo settore di Bacino idrografico bagna solamente la Regione Puglia e la Provincia di Foggia.

La morfologia di questa porzione di bacino è prevalentemente collinare irregolare, con estensioni di pendii detritici e accentuati fenomeni franosi essenzialmente con cinematismi di tipo rototraslativi evolventi a colata e molto raramente a cinematismo per crollo. In questa porzione di bacino, il fiume Fortore presenta un andamento meandriforme abbastanza largo e con una vallata principale che inizia ad assumere sempre più marcatamente i caratteri tipici di piana alluvionale.

Il Fiume Fortore è uno dei maggiori fiumi dell'Italia meridionale. Nasce presso Montefalcone di Val Fortore in provincia di Benevento a 720 m di altezza. Scorre verso nord, separando i monti della Daunia dalla catena principale dell'Appennino. Dalla confluenza del torrente Tona sino alla foce scorre in territorio pugliese. Il suo corso è lungo e tortuoso.

Nella prima parte ha forti pendenze e scarsa portata. Nella valle, poi, si allarga tra le tenere formazioni argillose e scistose e forma la cosiddetta Valle del Fortore. Durante il percorso, le sue acque sono aumentate da altri piccoli fiumi quali: La Canonica, Scannamadre, Catola, Loreto, il fiume della Cantara, il Tiano, il Tona.

A valle del comune di Carlantino l'acqua del fiume Fortore è raccolta dalla imponente diga di Occhito. Essa serve sia per l'approvvigionamento idrico, sia per l'irrigazione della Capitanata, dopo essere stata depurata.

Il fiume Fortore sfocia nel mare Adriatico tra il lago di Lesina e Chieuti.

Il Bacino del Fiume Saccione; in cui il progetto ricade a ovest, si estende sul territorio della Regione Molise e della Regione Puglia per una superficie totale pari a 289,5 km<sup>2</sup>.

Il torrente Saccione nasce dal Colle Frascari, in località Difesa Nuova presso Montelongo (CB). Alla sorgente raccoglie le acque di diversi piccoli affluenti, bagnando così nei suoi primi chilometri i territori molisani per poi stabilizzarsi, nella zona pianeggiante più a valle. Il suo sviluppo lineare è pari a circa 38 km con un bacino imbrifero di 290 km<sup>2</sup> e per circa la metà della sua lunghezza, da Campomarino alla foce, segna il confine tra la Regione Molise e la Regione Puglia. Sfocia nel mare Adriatico, in corrispondenza del comune di Chieuti (FG). I principali affluenti sono: Pila; Reale; Sapestra; Sassani; Montorio; Terra; Cannucce. Le portate di questo torrente sono molto fluttuanti nel corso dell'anno, con riduzione significativa nei mesi tardo-estivi.

Per lo studio di compatibilità idraulica del parco eolico di progetto, è stato dapprima analizzato il reticolo idrografico DBPrior10k, il quale ha permesso di identificare i corsi d'acqua principali in prossimità delle opere in progetto. (Figura 3-7). Gli elementi idrici più rilevanti, interferenti con il tracciato del cavidotto di connessione, sono il canale di Boccadoro, affluente di destra del Fiume Fortore e il Torrente Mannara, affluente di sinistra del Torrente Saccione.

Successivamente, per l'individuazione dell'idrografia minore, è stata consultata la carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM) ed è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno ottenuto dal portale dell'INGV dal progetto Tinality: la simulazione, condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models – Utah State University) e successivamente rielaborata in ambiente GIS, ha permesso di identificare, con l'aiuto delle immagini satellitari, solchi di drenaggio e impluvi naturali nell'area di studio non riconosciuti dal reticolo idrografico DBPRIOR10K e dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM).

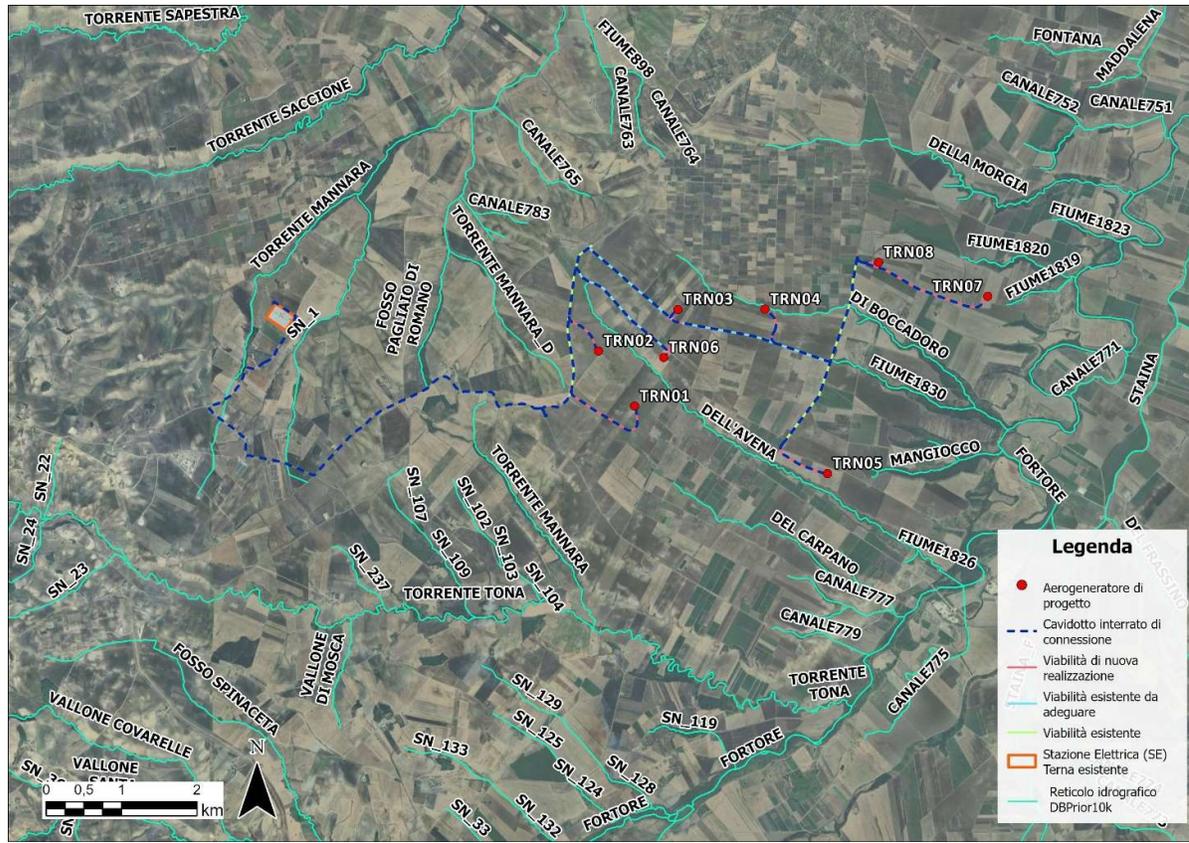


Figura 3-7: Reticolo idrografico DBPrior10k.

### 3.4 INQUADRAMENTO QUALITÀ DELLE ACQUE

Il tema della qualità delle acque superficiali e sotterranee è trattato nel Piano regionale denominato Piano di Tutela delle Acque (PTA).

Il PTA, introdotto dal D.Lgs. 152/2006, è l'atto che disciplina il governo delle acque sul territorio. E' uno strumento dinamico di conoscenza e pianificazione, che ha come obiettivo la tutela integrata degli aspetti qualitativi e quantitativi delle risorse idriche, al fine di perseguirne un utilizzo sano e sostenibile. Siccome le opere del parco eolico in progetto ricadono prevalentemente nel territorio della Regione Puglia si fa riferimento al PTA della medesima regione.

Considerato il carattere dinamico dei contenuti del PTA, la normativa di settore prevede che le sue revisioni e aggiornamenti debbano essere effettuati ogni sei anni. Pertanto l'Aggiornamento 2015-2021 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Puglia, adottato dalla Giunta Regionale con Delibera n. 1333 del 16/07/2019, costituisce il primo aggiornamento del PTA già approvato con Deliberazione del Consiglio Regionale n. 230 del 20/10/2009, e riguarda il sessennio 2015-2021. Con Deliberazione n. 1521 del 07/11/2022, la Giunta Regionale ha adottato definitivamente l'Aggiornamento 2015 – 2021 del Piano di Tutela delle Acque, costituito da elaborati in parte modificati rispetto alla proposta di Aggiornamento 2015-2021 del PTA adottata dalla Giunta Regionale con Deliberazione n. 1333 del 16/07/2019, sia a seguito delle osservazioni pervenute nell'ambito delle consultazioni VAS che del parere motivato di VAS.

Il PTA pugliese contiene i risultati dell'analisi conoscitiva e delle attività di monitoraggio relativa alla risorsa acqua, l'elenco dei corpi idrici e delle aree protette, individua gli obiettivi di qualità ambientale dei corpi idrici e gli interventi finalizzati al loro raggiungimento o mantenimento, oltretutto le misure necessarie alla tutela complessiva dell'intero sistema idrico.

Il Piano, partendo da approfondita e dettagliata analisi territoriale, dallo stato delle risorse idriche regionali e dalle problematiche connesse alla salvaguardia delle stesse, delinea gli indirizzi per lo sviluppo delle azioni da intraprendere nonché per l'attuazione delle altre iniziative ed interventi, finalizzati ad assicurare la migliore tutela igienico-sanitaria ed ambientale.

Il PTA ha quindi la finalità di tutelare le acque superficiali e sotterranee della Regione Puglia che costituiscono una risorsa da salvaguardare ed utilizzare secondo criteri di solidarietà. Qualsiasi uso delle acque deve essere effettuato salvaguardando le aspettative ed i diritti delle generazioni future a fruire di un integro patrimonio ambientale. Gli usi delle acque devono essere indirizzati al risparmio e al rinnovo delle risorse per non pregiudicare il patrimonio idrico, la vivibilità dell'ambiente, l'agricoltura, la fauna e la flora acquatiche, i processi geomorfologici e gli equilibri idrologici.

Il PTA è ai sensi dell'art. 76 del D.Lgs. 152/2006, è finalizzato a conseguire gli obiettivi di qualità ambientale fissati dalla normativa vigente:

- a) mantenimento o raggiungimento, per i corpi idrici superficiali e sotterranei, dell'obiettivo di qualità ambientale corrispondente allo stato di "buono";
- b) mantenimento, ove già esistente, dello stato di qualità ambientale "elevato".

2. In deroga a quanto previsto dal comma 1, la Regione può fissare:

- a) tempistiche diverse per il raggiungimento dell'obiettivo di qualità ambientale in caso di condizioni del corpo idrico o di pressioni agenti tali da non consentire il raggiungimento dello stato «buono»;
- b) obiettivi ambientali meno rigorosi se ricorrono le condizioni di cui all'articolo 77, comma

7 del D.Lgs. 152/2006.

3. L'aggiornamento del PTA, al fine della tutela e del risanamento delle acque superficiali e sotterranee, fissa gli obiettivi di qualità ambientale per singolo corpo idrico, come riportato nelle specifiche sezioni degli allegati A e C del Piano.

L'intero territorio Regionale è stato suddiviso in bacini e ne sono stati cartografati i contorni e il reticolo idrografico. Sono assenti i riferimenti a quei corpi idrici definiti episodici dalla normativa vigente, quali le lame, che drenano una parte del territorio regionale confrontabile con quella coperta dai bacini scolanti dei corsi d'acqua principali. Sono stati accorpati i bacini idrografici dei corsi d'acqua minori, il cui corso è nel suo insieme prossimo alla costa, ai bacini idrografici dei fiumi maggiori oppure accorpendoli fra di loro, laddove non era possibile fare altrimenti, per ottenere comunque porzioni di territorio con superfici non troppo ridotte. Sono quindi stati individuati 33 bacini significativi.

Le opere in progetto, come sottolineato in precedenza, ricadono all'interno del bacino idrografico del fiume Fortore.

### **3.4.1 Acque superficiali**

#### ***Caratteristiche qualitative delle acque superficiali***

L'obiettivo del monitoraggio dei Corpi Idrici Superficiali è quello di stabilire un quadro generale coerente ed esauriente dello Stato di Qualità (Ecologico e Chimico) delle acque all'interno di ciascun bacino idrografico.

Ai sensi del D.M 260/2010, la programmazione del monitoraggio dei Corpi Idrici Superficiali avviene per cicli sessennali, strettamente connessi ai cicli della programmazione dei Piani di Tutela delle Acque.

Il monitoraggio si articola in monitoraggio di sorveglianza e monitoraggio operativo.

Il monitoraggio di sorveglianza ha come principale obiettivo la validazione degli impatti imputabili alle pressioni puntuali e diffuse, la calibrazione dei successivi piani di monitoraggio e di permettere la classificazione dei Corpi Idrici Superficiali in accordo a quanto previsto dalle più recenti norme sull'argomento. Il monitoraggio di sorveglianza deve avere una durata di almeno 1 anno per ogni ciclo di monitoraggio, ad eccezione dei siti facenti parte la rete nucleo per il quale il monitoraggio deve avvenire con cadenza triennale.

Il monitoraggio operativo viene definito per i corpi idrici a rischio di non soddisfare gli obiettivi ambientali previsti dal D.Lgs. 152/2006 e si sviluppa con un ciclo triennale.

Si riporta di seguito uno schema sintetico dei passaggi previsti dal citato decreto per la definizione dello Stato Ecologico e dello Stato Chimico.

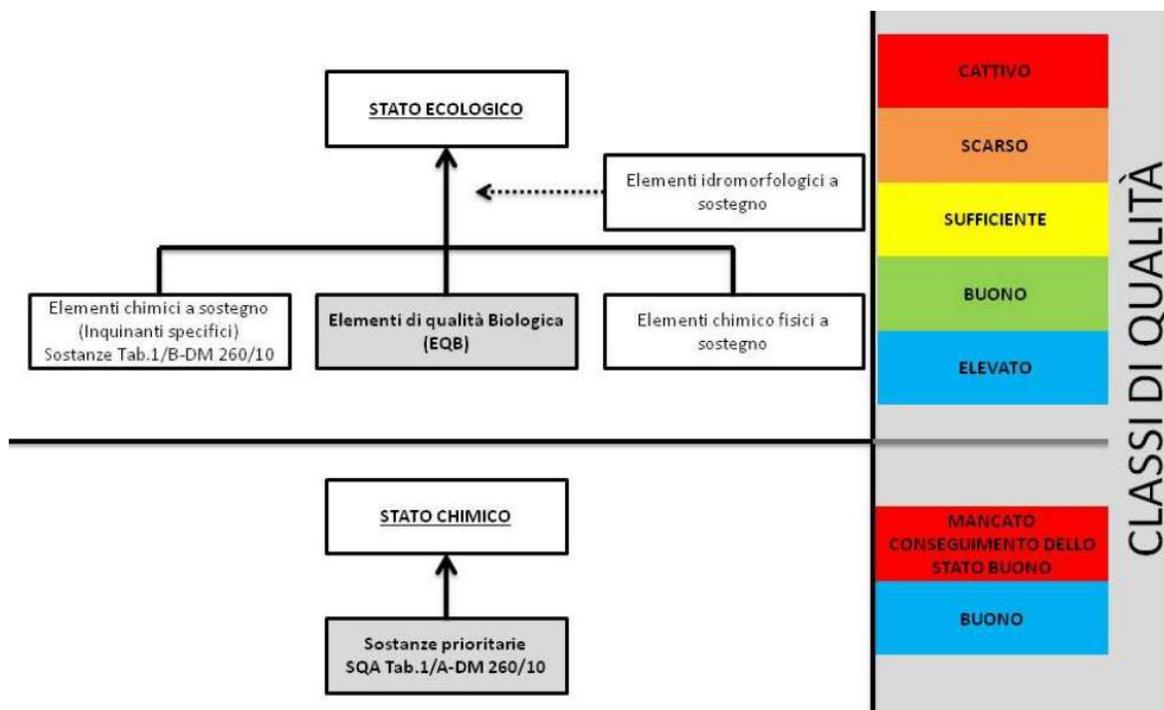


Figura 3-8: Schema di definizione dello Stato Ecologico e dello Stato Chimico.

Lo Stato Ecologico è espressione della qualità della struttura e del funzionamento degli ecosistemi acquatici associati alle acque superficiali.

Alla sua definizione concorrono i seguenti elementi di qualità (EQ):

- Elementi Biologici (EQB);
- Elementi idromorfologici, a sostegno degli elementi biologici;
- Elementi fisico – chimici e chimici, a sostegno degli elementi biologici.

Per ogni categoria di acque, e per ognuno degli Elementi di Qualità (EQ), il D.M. 260/2010 individua le metriche e/o gli indici da utilizzare, le metodiche per il loro calcolo, i valori di riferimento e i limiti di classe (soglie) per i rispettivi stati di qualità (Elevato, Buono, Sufficiente, Scarso e Cattivo). In seguito alla valutazione di ogni singolo EQ, determinata utilizzando i dati di monitoraggio, lo Stato Ecologico di un Corpo Idrico Superficiale viene quindi classificato in base alla classe più bassa riscontrata per gli:

- Elementi biologici;
- Elementi fisico-chimici a sostegno;
- Elementi chimici a sostegno.

Lo Stato Chimico di ogni Corpo Idrico Superficiale viene invece attribuito in base alla conformità dei dati analitici di laboratorio rispetto agli Standard di Qualità Ambientale fissati per un gruppo di sostanze pericolose inquinanti, definite prioritarie.

Il monitoraggio dei corpi idrici è effettuato ai sensi della Direttiva quadro europea sulle acque (2000/60/CE), recepita in Italia dal D.Lgs. 152/2006 (come modificato dal DM 260/2010 e dal D.Lgs. 172/2015) e smi. La Direttiva individua, tra gli obiettivi minimi di qualità ambientale, il raggiungimento per tutti i corpi idrici dell'obiettivo di qualità corrispondente allo stato "buono" e il mantenimento, se già esistente, dello stato "elevato". Gli Stati Membri hanno l'obbligo di attuare le disposizioni di cui alla citata Direttiva, attraverso un processo di pianificazione strutturato in 3 cicli temporali: "2009-2015"

(1° Ciclo), “2015-2021” (2° Ciclo) e “2021-2027” (3° Ciclo), al termine di ciascuno dei quali, viene richiesta l’adozione di un Piano di Gestione.

L’adozione del Piano di Gestione di distretto, impegna fortemente tutti gli enti per competenza, sulla base dello stato dei corpi idrici, a mettere in campo tutte le azioni e le misure necessarie atte al mantenimento e/o al raggiungimento dello stato di qualità “buono”.

Nei casi in cui non è stato possibile raggiungere tale obiettivo nel 2015 – termine stabilito dalla direttiva – era prevista sia la possibilità di prorogare questi termini al 2021 o al 2027, sia la possibilità di derogare per mantenere obiettivi ambientali meno rigorosi, motivandone le scelte.

Nel 2022, la Regione Puglia, al fine di dare seguito alle disposizioni sopra citate, ha dato avvio al terzo ciclo dei Piani di Gestione e dei Piani di Tutela delle Acque, a valere nel periodo 2022-2027. Siccome attualmente è in corso il monitoraggio 2022, relativo al 1° anno di Sorveglianza – terzo ciclo, si riportano qui i risultati dell’ultima classificazione triennale disponibile (approvata con DGR n. 2189 del 22/12/2021). La classificazione ha seguito, dunque, le seguenti indicazioni definite dalla norma e dalla pubblicazione ISPRA “Progettazione di reti e programmi di monitoraggio delle acque ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e relativi decreti attuativi” (Manuali e Linee Guida, 116/2014). Per le acque superficiali interne sono stati identificati 38 corsi d’acqua e 6 laghi/invasi.

Il Corpi Idrici Superficiali monitorati, più prossimi al sito oggetto di studio risultano essere il fiume Fortore e il Torrente Saccione. Si riportano di seguito i risultati della classificazione ecologica e chimica dei due rispettivi corpi idrici superficiali.

Tabella 3.2: *Classificazione Ecologica dei Fiumi ai sensi del D.M. 2060/2010 – Sintesi – Fonte: Piano di Tutela delle Acque - Adozione Proposta di Classificazione – valutazione triennale 2016-2018*

CIS	STATO ECOLOGICO – EQ						
	RQE ICMI	RQEE IBMR	RQE STAR_ICMI	RQE ISECI	LIMECO	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE	CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL D.M. 2060/2010
Fortore_12_1	Buono	Elevato	Sufficiente	Sufficiente	Buono	Buono	Sufficiente
Fortore_12_2	n.p.	Sufficiente	n.p.	Sufficiente	Buono	Buono	Sufficiente

Tabella 3.3: *Classificazione Chimica dei Fiumi ai sensi del D.M. 2060/2010 – Sintesi – Fonte: Piano di Tutela delle Acque - Adozione Proposta di Classificazione – valutazione triennale 2016-2018*

CIS	STATO CHIMICO		
	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE – MEDIA ANNUALE (SQA-MA)	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE – CONCENTRAZIONE MASSIMA AMMISSIBILE	CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL D.M. 2060/2010
	VALORE PEGGIORE MEDIO ANNUO	VALORE PEGGIORE DI CIASCUN ANNO	
Fortore_12_1	Buono	Buono	Buono
Fortore_12_2	Buono	Buono	Buono

Tabella 3.4: Classificazione Ecologica dei Fiumi ai sensi del D.M. 2060/2010 – Sintesi – Fonte: Piano di Tutela delle Acque - Adozione Proposta di Classificazione – valutazione triennale 2016-2018

CIS	STATO ECOLOGICO – EQ						CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL D.M. 2060/2010
	RQE ICMI	RQEE IBMR	RQE STAR_ICMI	RQE ISECI	LIMECO	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE	
Saccione_12	Sufficiente	Sufficiente	Scarso	Scarso	Sufficiente	Buono	Scarso
Foce Saccione	n.p.	-	n.p.	n.p.	Buono	Buono	Buono

Tabella 3.5: Classificazione Chimica dei Fiumi ai sensi del D.M. 2060/2010 – Sintesi – Fonte: Piano di Tutela delle Acque - Adozione Proposta di Classificazione – valutazione triennale 2016-2018

CIS	STATO CHIMICO		
	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE – MEDIA ANNUALE (SQA-MA)	STANDARD QUALITÀ AMBIENTALE – CONCENTRAZIONE MASSIMA AMMISSIBILE	CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL D.M. 2060/2010
	VALORE PEGGIORE MEDIO ANNUO	VALORE PEGGIORE DI CIASCUN ANNO	
Saccione_12	Buono	Buono	Buono
Foce Saccione	Buono	Buono	Buono

Non sono disponibili dati riguardanti l'attività di monitoraggio successiva al 2019 per i corpi idrici in questione.

Ai sensi dell'Articolo 4 della Direttiva 2000/60/CE, che prevede la definizione degli obiettivi ambientali, la regione Puglia ha adottato i seguenti criteri:

- Obiettivo di Mantenimento del Buono Stato al 2021 per i corpi idrici che attualmente si trovano in Buono Stato;
- Fissare l'estensione del termine (2021 o 2027) per i corpi idrici a rischio o fissare obiettivi meno rigorosi in funzione della estensione e intensità delle alterazioni riscontrate, della valutazione circa la fattibilità tecnico – economica e dei tempi presunti per l'attuazione delle misure necessarie a raggiungere l'obiettivo, delle ripercussioni sulle attività umane;
- Per i corpi idrici artificiali o fortemente modificati si applicano le esenzioni previste quali la fissazione di obiettivi meno rigorosi.

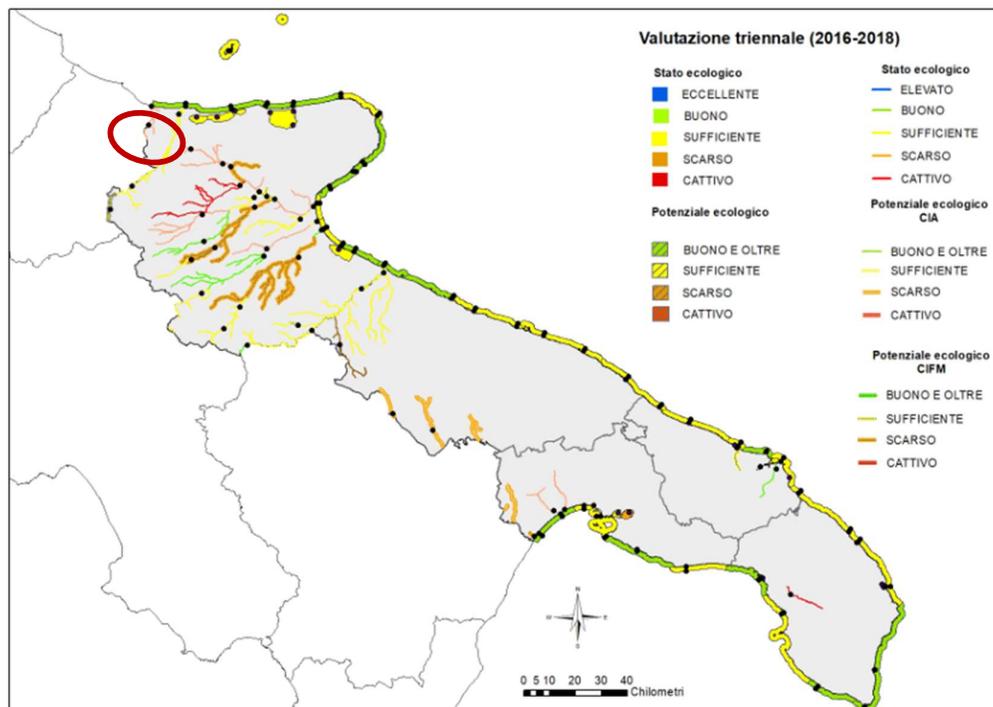


Figura 3-9: Mappa dello stato/potenziale ecologico dei Corpi idrici monitorati nel triennio 2016-2018 (fonte: ARPA Puglia). In rosso l'indicazione dell'area vasta.

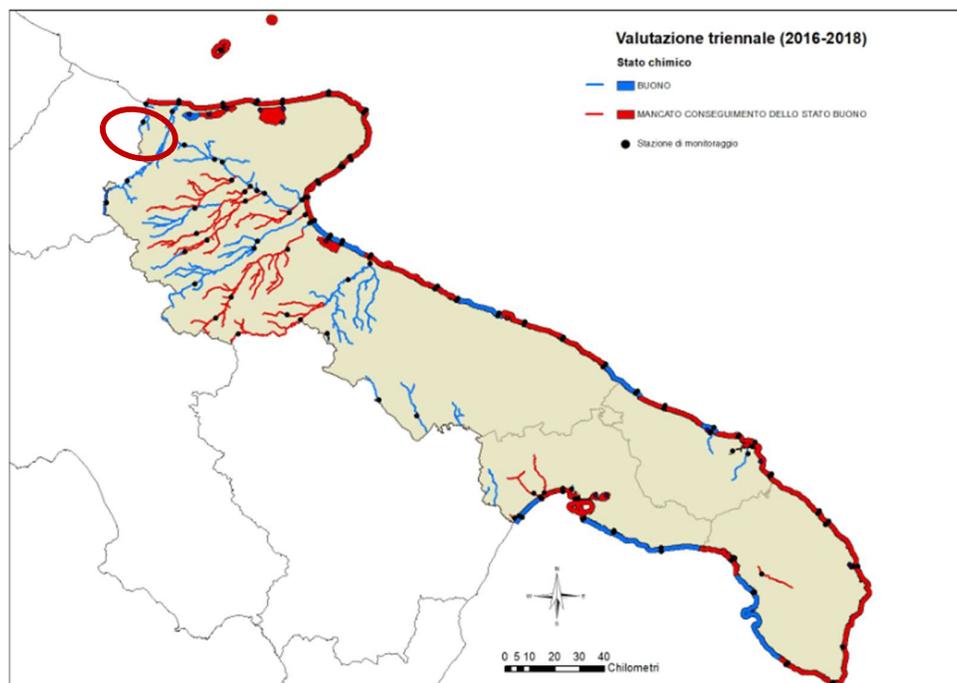


Figura 3-10: Mappa dello stato chimico dei Corpi idrici monitorati nel triennio 2016-2018 (fonte: ARPA Puglia). In rosso l'indicazione dell'area vasta.

### *Stima degli impatti potenziali*

La realizzazione dell'impianto non prevede scarichi di nessun tipo, né di natura civile, né industriale, pertanto gli aspetti da valutare relativamente alla componente acque superficiali sono quelli dovuti a:

- Possibile presenza di circolazione idrica sotterranea e/o stagnazione acque di pioggia in fase di scavo delle fondazioni: vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi;
- utilizzo dell'acqua per soddisfare le esigenze del cantiere, strettamente correlato all'atto di bagnare le superfici al fine di ridurre l'emissione di polveri sottili dovute alle attività di scavo e alla circolazione dei veicoli sulle strade sterrate.
- Contaminazione in caso di sversamento accidentale degli idrocarburi contenuti nei serbatoi di alimentazione dei mezzi di cantiere in seguito ad incidenti o determinati da incidenti o guasti agli aerogeneratori.

Dallo studio sono emerse n.7 interferenze lungo la viabilità di nuova realizzazione (T01, T02, T03, T04, T05, T07, T08), n.1 interferenza con la viabilità esistente da adeguare e n.4 interferenze con le piazzole degli aerogeneratori (P01, P02, P03 e P04). L'analisi ha permesso di individuare, inoltre, n.28 interferenze lungo il tracciato del cavidotto di connessione (I01, I02, I02 BIS, I03..., I27), sei delle quali situate all'interno delle fasce di pericolosità idraulica del PGRA.

Per ulteriori dettagli sulla stima degli impatti potenziali delle acque superficiali si rimanda allo studio di impatto ambientale (Rif. 2800\_5528\_TRN\_SIA\_R01\_Rev0\_SIA).

### *Azioni di mitigazione*

L'approccio utilizzato nella progettazione ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile di raccolta e scarico con opere che implementassero la mitigazione.

In particolare, in contrapposizione al classico approccio di drenaggio delle acque meteoriche, in cui il principale obiettivo è l'allontanamento delle acque dal sito, nel presente progetto si sono utilizzate tecniche di progettazione a basso impatto.

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- Diminuzione del carico di acque meteoriche smaltite nei vari corsi idrici, per lo smaltimento tramite infiltrazione;
- Realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- Rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;
- Realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e gli indiretti processi di bioremediation;
- Contrastare i processi di erosione.

Ai sensi delle migliori pratiche progettuali sono state previste opere di laminazione e infiltrazione (trincee drenanti) nei sistemi di gestione acque meteoriche delle piazzole in progetto.

Nel confronto tra la rete di drenaggio naturale dello stato di fatto e di progetto si segnala che si è prevista una rete costituita da fossi in terra non rivestiti, che presentano scarichi in corrispondenza degli impluvi naturali esistenti; questi ultimi sono stati identificati sulla base di una simulazione del modello digitale

del terreno con estrazione dei sottobacini idrografici e della rete idrografica primaria e secondaria esistente.

Tali scelte consentono di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità e nella disposizione delle piazzole.

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica.

Per quanto concerne la fase di cantiere le principali azioni di mitigazione sono:

- L'installazione di pompe, adeguatamente dimensionate per la portata da emungere, al fine di mantenere asciutti gli scavi per la realizzazione della fondazione in caso di evento meteorico. Nella successiva fase progettuale, sulla base delle indagini sitospecifiche, sarà possibile definire l'andamento della superficie piezometrica in corrispondenza dell'area di intervento e quindi valutare la possibile interazione tra le fondazioni delle opere in progetto e la falda. In caso di interazione tra le fondazioni e la falda, sarà necessario prevedere l'attività continua del sistema di pompaggio al fine di mantenere asciutti gli scavi per la realizzazione della fondazione.
- L'adozione di tutte le misure di sicurezza dei cantieri per evitare sversamenti accidentali;
- La pronta rimozione del terreno incidentato in caso di sversamento di idrocarburi;
- La manutenzione, la pulizia e il ricovero dei mezzi meccanici dovranno avvenire in apposite aree ben identificate ed impermeabilizzate, possibilmente coperte, al fine di impedire che le acque utilizzate per la pulizia dei mezzi, i carburanti, gli oli o altre sostanze inquinanti vengano a contatto con terreno;
- Le acque utilizzate in queste attività dovranno essere convogliate in apposite vasche a perfetta tenuta stagna e trattati come rifiuti speciali pericolosi e gestiti secondo la normativa del settore o, in alternativa, l'installazione di idoneo impianto di depurazione dimensionato per il trattamento di acque reflue contenenti tali sostanze;
- L'acqua utilizzata in cantiere dovrà provenire da fonti di approvvigionamento con caratteristiche qualitative e quantitative tali da rispettare i massimi livelli di compatibilità ambientale per il sito, onde evitare l'alterazione chimico-fisica e idraulica della componente acqua superficiale e sotterranea;
- Lo sfalcio dell'erba e la manutenzione generale delle aree libere e in prossimità delle strutture e della viabilità saranno eseguiti attraverso mezzi meccanici, dove possibile e manualmente nelle aree con limitata possibilità di spazi;
- Durante le attività dovranno essere evitati i versamenti d'idrocarburi, oli e qualsiasi sostanza inquinante contenuta negli automezzi necessari per il funzionamento degli stessi. Nell'eventualità di uno sversamento accidentale dovranno essere messe in atto tutte le misure necessarie per limitare la diffusione nel suolo e nel sottosuolo e contemporaneamente al ripristino dell'area contaminata;
- Non sono previsti e non dovranno essere utilizzati diserbanti;
- La viabilità interna dovrà essere tenuta in perfetto stato, con il ripristino del manto drenante per evitare l'istaurarsi di superfici impermeabili, che possono influenzare il regime idraulico superficiale dando origine a fenomeni di ristagno ed erosione differenziale.

L'adozione di tutte le misure di sicurezza dei cantieri per evitare sversamenti accidentali e la pronta rimozione del terreno incidentato in caso di sversamento di idrocarburi sono misure da adottare anche in fase di esercizio e di dismissione.

### 3.4.2 Acque sotterranee

#### *Caratteristiche qualitative delle acque sotterranee*

ARPA Puglia si occupa delle attività di monitoraggio qualitativo dei Corpi Idrici Sotterranei effettuato ai sensi della Direttiva 2000/60/CE, così come recepita dal D.Lgs. 152/2006 e dal D.Lgs. 30/2009.

Il progetto di monitoraggio dei corpi idrici sotterranei della Puglia, denominato progetto “Maggiore”, è stato approvato con DGR 20 febbraio 2015 n. 224 quale riattivazione, adeguamento e prosecuzione del “Progetto Tiziano”, attuato dal 2007 al 2011, e sulla base del documento “Identificazione e Caratterizzazione dei Corpi Idrici Sotterranei della Puglia ai sensi del D.Lgs. 30/2009”, approvato con DGR 1 ottobre 2013 n. 1786.

Complessivamente la rete di monitoraggio dei 29 corpi idrici sotterranei individuati in Puglia si compone di 441 siti di monitoraggio, ripartiti tra 428 pozzi e 13 sorgenti ed articolati in 338 siti di monitoraggio qualitativo e 256 siti di monitoraggio quantitativo.

Con riguardo alle 338 stazioni per l’esecuzione del monitoraggio chimico qualitativo, 295 sono inserite nella rete di monitoraggio operativa e le ulteriori 43 fanno parte della rete di monitoraggio di sorveglianza.

Sono state previste inoltre reti integrative utili a monitorare l’impatto di specifiche pressioni di origine antropica e naturale:

- una rete per il controllo dell’intrusione salina
- una rete per il monitoraggio dei nitrati nelle aree definite come Zone Vulnerabili ai Nitrati di origine agricola (ZVN)
- una rete per il monitoraggio dei residui dei prodotti fitosanitari, la cui ridefinizione è stata approvata con la DGR 12 giugno 2018 n. 1004 “Programma di monitoraggio dei residui dei prodotti fitosanitari nei corpi idrici superficiali e sotterranei pugliesi”.

Ai sensi della Direttiva 2000/60/CE e del suo decreto di recepimento, un ciclo di monitoraggio ai fini della classificazione dello stato di rischio e della verifica dei trend evolutivi dei corpi idrici sotterranei deve essere sviluppato nell’arco di sei anni, periodo in cui si attuano il monitoraggio di sorveglianza ed il monitoraggio operativo.

Il primo ciclo di monitoraggio regionale si è svolto nel sessennio 2016-2021. Le elaborazioni relative all’intero ciclo sessennale sono state completate da ARPA Puglia ed è in corso di approvazione e pubblicazione la valutazione dello stato chimico 2016-2021. Attualmente sono in corso le attività relative al nuovo ciclo sessennale 2022-2027.

Le opere in progetto ricadono sui corpi idrici sotterranei afferenti al complesso Idrogeologico del Fiume Fortore (Figura 3-11) e del Torrente Saccione (Figura 3-12).

Le stazioni monitorate per il complesso idrogeologico del Fiume Fortore, quali 201046 e 201048, sono localizzate nel comune di Serracapriola (Figura 3-13). Si riportano nelle tabelle di seguito le caratteristiche delle stazioni monitorate e i risultati del monitoraggio qualitativo 2016-2018.

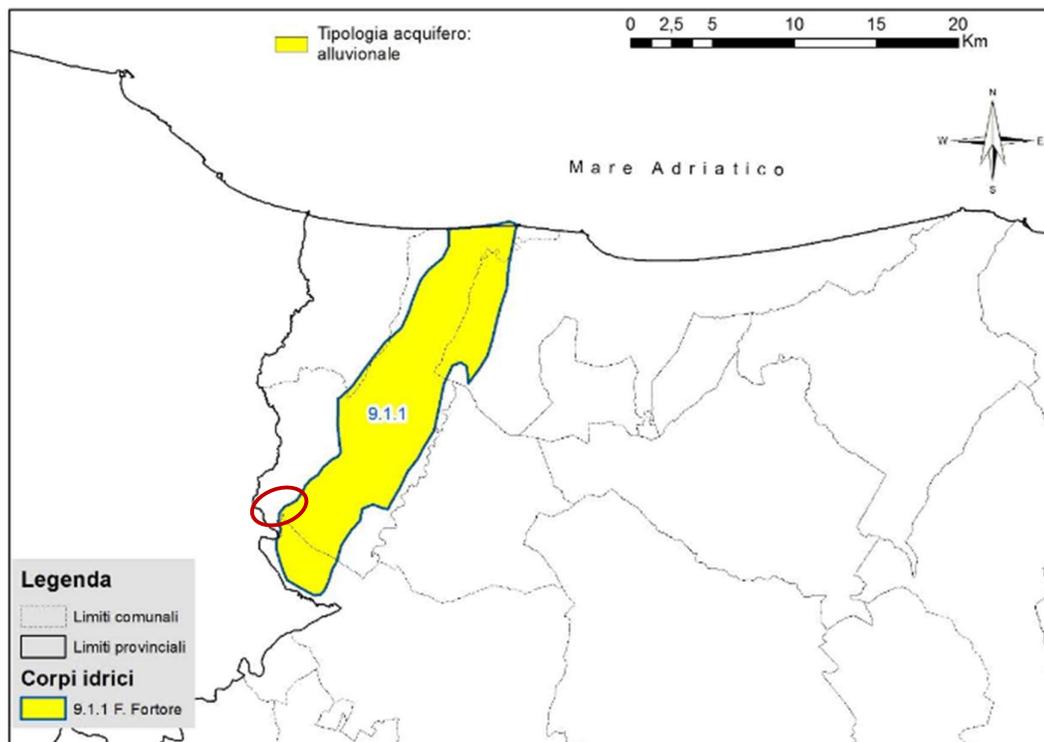


Figura 3-11: Corpi idrici sotterranei afferenti al Complesso Idrogeologico del Fiume Fortore (fonte: ARPA Puglia).  
In rosso l'indicazione dell'area di progetto.

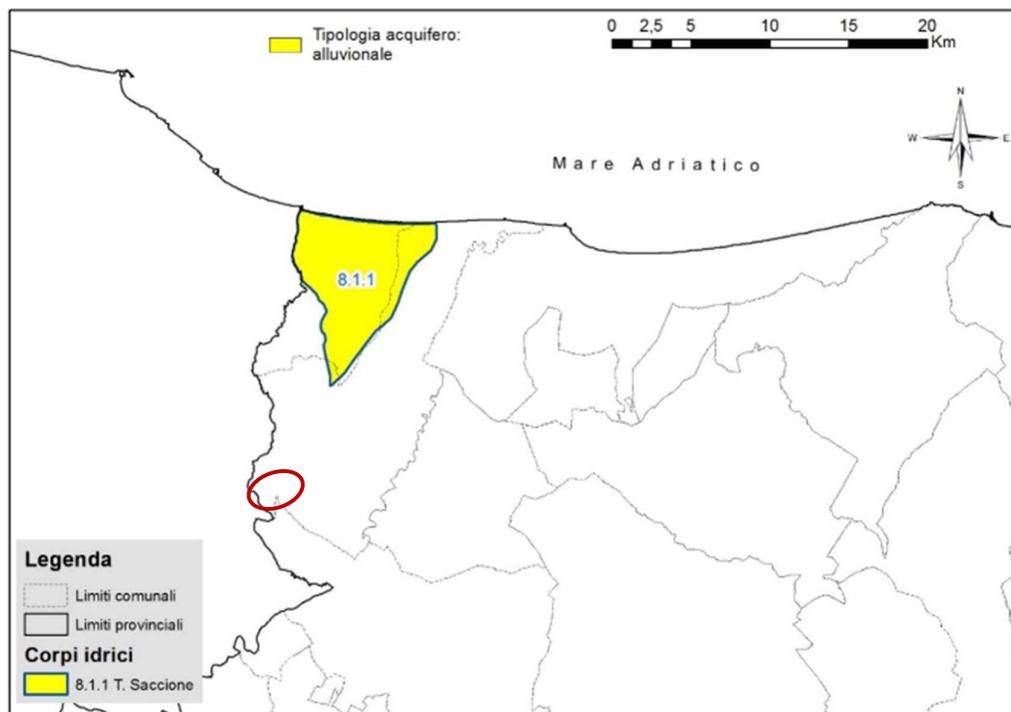


Figura 3-12: Corpi idrici sotterranei afferenti al Complesso Idrogeologico del Torrente Saccione (fonte: ARPA Puglia). In rosso l'indicazione dell'area di progetto.

Tabella 3.6: Stazioni monitorate nel triennio 2016-2018

COMPLESSO IDROGEOLOGICO "TAVOLIERE" FIUME FORTORE						
ACQUIFERO	CORPO IDRICO		STAZIONE	COMUNE	P=POZZO S=SORGENTE E	USO M=MONITORAGGIO P=POTABILE D=DOMESTICO I=IRRIGUO A=ALTRO S=CONTAM. SALINA Z=ZOOTECNIA
Falda alluvionale del F. Fortore	9.1.1	F. Fortore	201046	Serracapriola	P	I
			001097	Serracapriola	P	I

Tabella 3.7: Esiti del monitoraggio qualitativo 2016-2018

COMPLESSO IDROGEOLOGICO "FIUME FORTORE"										
CI	STAZIONE	PROTOCOLLO ANALITICO APPLICATO	ANNO 2016		ANNO 2017		ANNO 2018		TRENNIO 2016-2018	
			STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI
9.1.1	201046	PB-PI-PE	Scarso	Ammonio	Scarso	Fluoruri	Buono		SCARSO	Ammonio, Fluoruri
	201048	PB-PI	Scarso	Nitrati	Scarso	Nitrati	Scarso	Nitrati	SCARSO	Nitrati

Lo stato chimico dei corpi idrici sotterranei afferenti al Complesso Idrogeologico del Fiume Fortore è stato giudicato scarso per entrambe le stazioni di monitoraggio, sulla base del monitoraggio condotto nel periodo 2016-2018.

Non sono disponibili, invece, dati di monitoraggio dei corpi idrici sotterranei in questione successivamente al 2019.

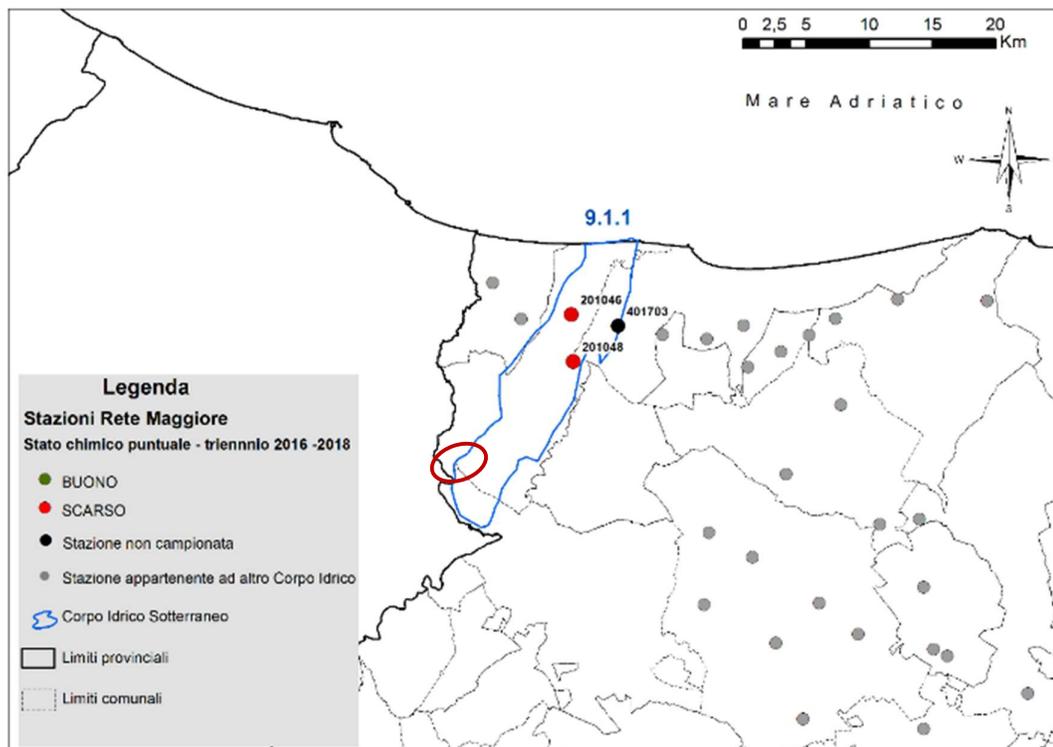


Figura 3-13: Acquifero alluvionale del Fiume Fortore: stato chimico puntuale triennio 2016-2018 (fonte: ARPA Puglia). In rosso l'indicazione dell'area di studio.

Le stazioni monitorate per il complesso idrogeologico del Torrente Saccione, quali 201045 e 201047, sono localizzate nel comune di Chieuti (Figura 3-14). Si riportano nelle tabelle di seguito le caratteristiche delle stazioni monitorate e i risultati del monitoraggio qualitativo 2016-2018.

Tabella 3.8: Stazioni monitorate nel triennio 2016-2018

COMPLESSO IDROGEOLOGICO "TAVOLIERE" FIUME FORTORE"						
ACQUIFERO	CORPO IDRICO		STAZIONE	COMUNE	P=POZZO S=SORGENTE E	USO M=MONITORAGGIO P=POTABILE D=DOMESTICO I=IRRIGUO A=ALTRO S=CONTAM. SALINA Z=ZOOTECNIA
Falda alluvionale del T. Saccione	8.1.1	T. Saccione	201045	Chieuti	P	I
			201047	Chieuti	P	I

Tabella 3.9: Esiti del monitoraggio qualitativo 2016-2018

COMPLESSO IDROGEOLOGICO "FIUME FORTORE"										
CI	STAZIONE	PROTOCOLLO ANALITICO APPLICATO	ANNO 2016		ANNO 2017		ANNO 2018		TRENNIO 2016-2018	
			STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI	STATO CHIMICO	PARAMETRI CRITICI
8.1.1	201045	PB-PI			Buono		Buono		BUONO	
	201047	PB-PI-M	Scarso	Ammonio, Nitrati, Cloruri	Scarso	Cloruri, Nitrati	Scarso	Ammonio	SCARSO	Ammonio, Nitrati, Cloruri, Nitriti

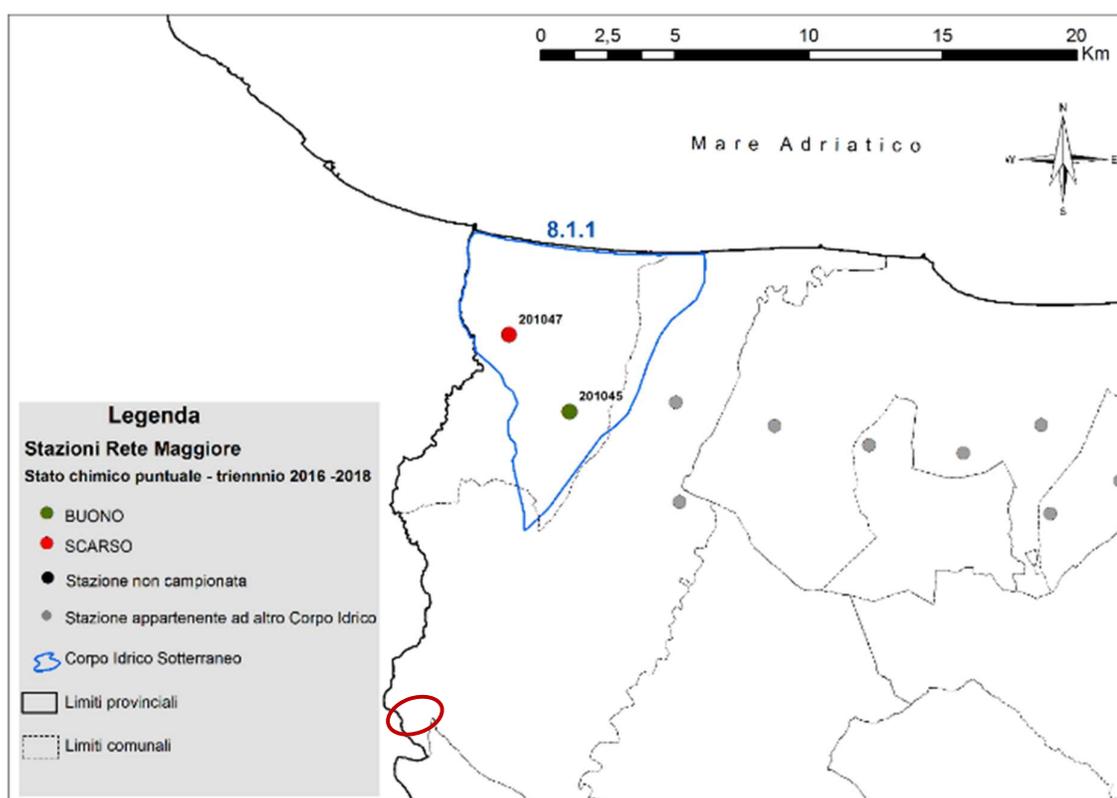


Figura 3-14: Acquifero alluvionale del Torrente Saccione: stato chimico puntuale triennio 2016-2018 (fonte: ARPA Puglia). In rosso l'indicazione dell'area di progetto.

Lo stato chimico dei corpi idrici sotterranei afferenti al Complesso Idrogeologico del Torrente Saccione è stato giudicato buono la stazione di monitoraggio 201045 e scarso per la stazione di monitoraggio 201047, sulla base del monitoraggio condotto nel periodo 2016-2018.

Non sono disponibili, invece, dati di monitoraggio dei corpi idrici sotterranei in questione successivamente al 2019.

#### 4. STUDIO PRELIMINARE DELLA COMPATIBILITÀ E INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO

Il Piano di bacino è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa, alla valorizzazione e alla corretta utilizzazione del suolo e delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali dei territori interessati. Esso rappresenta il quadro di riferimento a cui devono adeguarsi e riferirsi tutti i provvedimenti autorizzativi e concessori inerenti agli interventi comunque riguardanti il bacino e ha valore di piano territoriale di settore.

Il Piano di bacino ha i contenuti e l'efficacia di cui all'articolo 65 del decreto legislativo n. 152 del 2006.

Il Piano di bacino è redatto, adottato e approvato per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali, interessanti anche più bacini idrografici e costituenti, in ogni caso, fasi sequenziali e interrelate rispetto ai suoi contenuti.

Con D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. sono state soppresse le Autorità di Bacino di cui alla ex L.183/89 e istituite, in ciascun distretto idrografico, le Autorità di Bacino Distrettuali. Ai sensi dell'art. 64, comma 1, del suddetto D.lgs. 152/2006, come modificato dall'art. 51, comma 5 della Legge 221/2015, il territorio nazionale è stato ripartito in 7 distretti idrografici tra i quali quello dell'Appennino Meridionale, comprendente i bacini idrografici nazionali Liri-Garigliano e Volturno, i bacini interregionali Sele, Sinni e Noce, Bradano, **Saccione, Fortore** e Biferno, Ofanto, Lao, Trigno ed i bacini regionali della Campania, della Puglia, della Basilicata, della Calabria, del Molise.

Le Autorità di Bacino Distrettuali, dalla data di entrata in vigore del D.M. n. 294/2016, a seguito della soppressione delle Autorità di Bacino Nazionali, Interregionali e Regionali, esercitano le funzioni e i compiti in materia di difesa del suolo, tutela delle acque e gestione delle risorse idriche previsti in capo alle stesse dalla normativa vigente nonché ogni altra funzione attribuita dalla legge o dai regolamenti. Con il DPCM del 4 aprile 2018 (pubblicato su G.U. n. 135 del 13/06/2018) - emanato ai sensi dell'art. 63, c. 4 del decreto legislativo n. 152/2006 - è stata infine data definitiva operatività al processo di riordino delle funzioni in materia di difesa del suolo e di tutela delle acque avviato con Legge 221/2015 e con D.M. 294/2016.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, in base alle norme vigenti, ha fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico relative alla difesa, tutela, uso e gestione sostenibile delle risorse suolo e acqua, alla salvaguardia degli aspetti ambientali svolte dalle ex Autorità di Bacino Nazionali, Regionali, Interregionali in base al disposto della ex legge 183/89 e concorre, pertanto, alla difesa, alla tutela e al risanamento del suolo e del sottosuolo, alla tutela quali-quantitativa della risorsa idrica, alla mitigazione del rischio idrogeologico, alla lotta alla desertificazione, alla tutela della fascia costiera ed al risanamento del litorale (in riferimento agli articoli 53, 54 e 65 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.).

La pianificazione di bacino fino ad oggi svolta dalle ex Autorità di Bacino ripresa ed integrata dall'Autorità di Distretto, costituisce riferimento per la programmazione di azioni condivise e partecipate in ambito di governo del territorio a scala di bacino e di distretto idrografico.

Nei paragrafi seguenti si presenta lo studio delle interferenze tra le opere in progetto e le aree a pericolosità idraulica del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).

##### 4.1 PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

I Piani Stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (di seguito definito PAI) del Bacino Regionale Puglia e Interregionale Ofanto sono redatti ai sensi dell'art. 17 comma 6-ter della Legge 18 maggio 1989 n.183, riguardano il settore funzionale della pericolosità e del rischio idrogeologico, come richiesto dall'art. 1 del Decreto Legge 11 giugno 1998, n. 180, e dall'art. 1 -bis del Decreto Legge 12 ottobre 2000, n. 279.

Il PAI, nell'ambito del settore funzionale di competenza, persegue le finalità dell'art. 3 della L. 183/89, con particolare riferimento ai contenuti del comma 3, lettere b), c), d), f), l), m), dell'art. 17 della medesima legge.

Il PAI ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo, tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti l'assetto idrogeologico del bacino idrografico, quale individuato al successivo art. 3.

Il PAI, allo scopo di perseguire le finalità di cui al comma 1, definisce norme atte a favorire il riequilibrio dell'assetto idrogeologico del Bacino Regionale Puglia e Interregionale Ofanto, nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso del territorio, in modo da garantire il corretto sviluppo del territorio dal punto di vista infrastrutturale-urbanistico e indirizzare gli ambiti di gestione e pianificazione del territorio.

L'assetto idrogeologico comprende:

- l'assetto idraulico riguardante le aree a pericolosità e a rischio idraulico;
- l'assetto dei versanti riguardante le aree a pericolosità e a rischio di frana.

Le perimetrazioni delle aree di pericolosità idraulica, rispetto al Piano Assetto Idrogeologico vigente, risalgono all'aggiornamento rilasciato in data settembre 2005 per il bacino Fortore e per il bacino Saccione.

### *Classi di Pericolosità idraulica*

Il PAI individua e perimetra a scala di bacino le aree inondabili per eventi con tempo di ritorno assegnato e le classifica in base al livello di pericolosità idraulica.

Si individuano le seguenti tre classi di aree a diversa pericolosità idraulica:

- a) **Aree a pericolosità idraulica alta (PI3):** aree inondabili per tempo di ritorno minore o uguale a 30 anni;
- b) **Aree a pericolosità idraulica moderata (PI2):** aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 30 e minore o uguale a 200 anni;
- c) **Aree a pericolosità idraulica bassa (PI1):** aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 200 e minore o uguale a 500 anni.

L'elenco degli interventi consentiti in corrispondenza delle aree di pericolosità idraulica si riporta negli artt. 7,8 e 9 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI Regione Puglia.

Si riporta in Figura 4-1 uno stralcio del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) in prossimità dell'area di progetto.

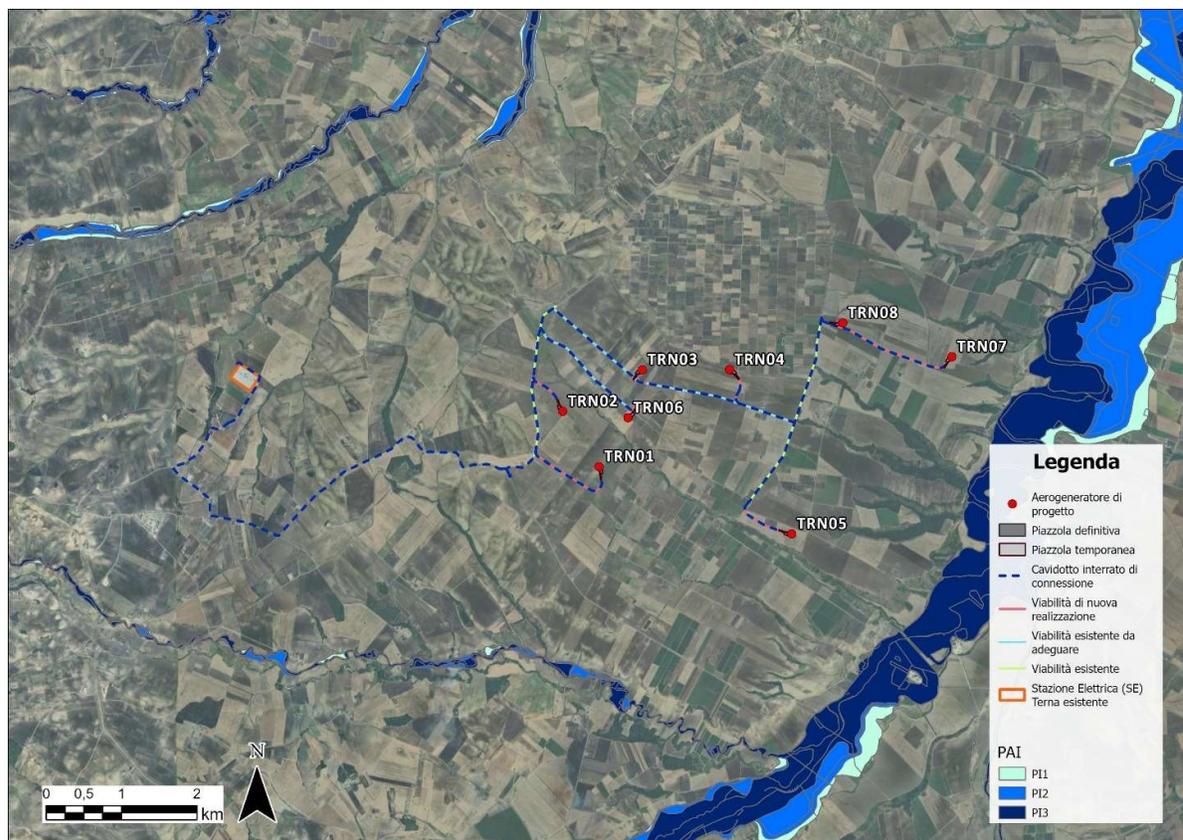


Figura 4-1: Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (aggiornamento 2005).

Come si evince dalla Figura 4-1, le opere in progetto non ricadono nelle aree a pericolosità idraulica del PAI.

#### 4.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)

Il Piano di Gestione del rischio alluvioni (PGRA) è lo strumento di riferimento nella pianificazione in ambito distrettuale della strategia per la gestione del rischio da alluvioni. In considerazione dell'art.7 co.6 lett. a) e b) del D.Lgs. 49/2010, gli Enti territorialmente interessati sono tenuti a conformarsi alle disposizioni del PGRA rispettandone le prescrizioni nel settore urbanistico, ai sensi dei commi 4 e 6 dell'articolo 65 del decreto legislativo n. 152 del 2006 e predisponendo o adeguando, nella loro veste di organi di protezione civile, per quanto di competenza, i piani urgenti di emergenza di cui all'articolo 67, comma 5, del decreto legislativo n. 152 del 2006, facendo salvi i piani urgenti di emergenza già predisposti ai sensi dell'articolo 1, comma 4, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180, convertito, con modificazioni, dalla legge 3 agosto 1998, n. 267. Si specifica, inoltre, che dalla data di pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale e sui Bollettini Regionali, negli ambiti perimetrati dalle mappe del PGRA e non ricompresi nei PAI, vigono misure di salvaguardia, le quali decadono con l'adozione del Decreto Segretariale di aggiornamento dei relativi PAI e, comunque, non oltre novanta giorni dalla data di pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale e sui Bollettini Ufficiali delle Regioni della delibera di adozione di tali misure di salvaguardia da parte della Conferenza Istituzionale permanente.

Il PGRA viene predisposto a scala di distretto, in questo caso 'Appennino Meridionale' (ITF2018), il quale coordina con la convergenza delle amministrazioni regionali e delle province autonome presenti nel

distretto. Il PGRA ha la preminente finalità di governo dei possibili eventi alluvionali, quindi con ampi risvolti riferiti all'azione di protezione civile.

La perimetrazione delle aree allagabili rispetto tre diversi livelli di pericolosità è disponibile sul geoportale dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

### *Definizione degli scenari di probabilità nel Distretto*

La definizione degli scenari di probabilità nel Distretto dell'Appennino Meridionale partendo dalle indicazioni fornite dal D.Lgs. 49/2010 tiene conto innanzitutto dell'origine dell'alluvione (fluviale, pluviale, marina da elevato trasporto solido). Per le alluvioni di origine fluviale i tempi di ritorno utilizzati nelle modellazioni sono i seguenti:

- **Aree ad alta pericolosità (HPH):** aree inondabili per tempo di ritorno minore o uguale a 30 anni;
- **Aree a media pericolosità (MPH):** aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 30 anni e minore o uguale a 200 anni;
- **Aree a bassa pericolosità (LPH):** aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 200 anni e minore o uguale a 500 anni.

Si riporta in Figura 4-2 la perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica secondo il PGRA (II ciclo – Aggiornamento 2021) disponibili sul sito dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.



Figura 4-2: Stralcio del PGRA (aggiornamento 2021).

Come si può notare dalla Figura 4-2, parte della piazzola temporanea di cantiere della TRN04 rientra nell'area a media pericolosità del PGRA (MPH), ovvero, ricade nell'area inondabile del canale Boccadoro nell'eventualità di un evento di piena con tempo di ritorno maggiore di 30 anni. In ogni caso, la struttura della torre si trova fuori dall'area a pericolosità idraulica. Si precisa che le caratteristiche morfologiche del terreno, una volta terminati i lavori, saranno ripristinate.

Per quanto riguarda la restante parte dell'area di interesse, le altre opere in progetto non ricadono nelle aree a pericolosità idraulica del PGRA, ad eccezione di alcuni tratti del cavidotto di connessione che interferiscono con fascia a media pericolosità idraulica alta (MPH).

I cavi di connessione verranno interrati sotto il manto stradale ad una profondità minima di circa 120 cm. Pertanto, nell'eventualità di allagamento, il cavo sarà protetto dall'erosione. Inoltre, nella fase post operam della posa del cavo, non vi sarà ostacolo al deflusso naturale delle acque meteoriche e non si riscontrerà una riduzione delle capacità di invaso delle aree interessate.

Alla luce di tali considerazioni, si ritiene l'interferenza del tracciato del cavidotto di connessione con l'area a pericolosità media del PGRA idraulicamente compatibile.

Il PGRA riporta anche le aree a potenziale rischio significativo di alluvione.

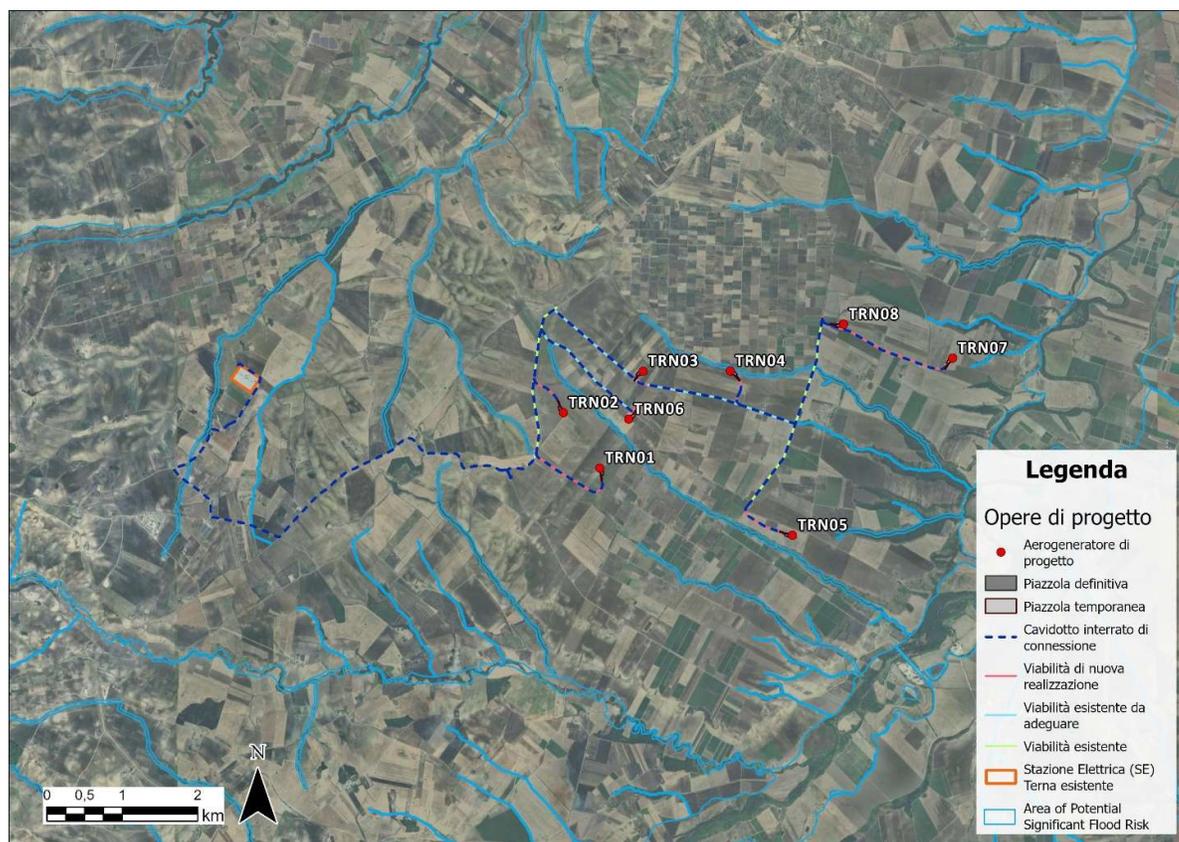


Figura 4-3: Aree a potenziale rischio significativo di alluvione

Come si può notare dalla Figura 4-3, parte della piazzola temporanea di cantiere della TRN04 e parte del cavidotto di connessione lambiscono e interferiscono con il reticolo idrografico riprodotto nella cartografia.

### 4.3 INVARIANZA IDRAULICA

Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione; in base a tale principio si richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di prendersi carico, attraverso opportune azioni compensative, degli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi mantenere le condizioni di sicurezza nel tempo.

Nonostante le regioni interessate non disciplinano espressamente l'invarianza idraulica e idrologica, le soluzioni progettuali proposte sono comunque conformi al rispetto dei principi fondamentali. Sotto questa condizione, sono stati analizzati gli interventi del progetto, con l'obiettivo di mantenere il contesto post-operam il più possibile simile a quello ante-operam, sia dal punto di vista della portata che del volume del deflusso superficiale, tenendo conto dell'area di trasformazione considerata.

La viabilità di progetto sarà in materiale interamente permeabile per l'intero pacchetto stradale, di conseguenza la trasformazione dell'uso del suolo sarà trascurabile.

Per quanto riguarda le piazzole di cantiere queste avranno una durata temporanea limitata e saranno poi soggette a opere a verde di creazione di prato e costituite in materiale permeabile.

Relativamente alla piazzola definitiva, il plinto di fondazione, con base circolare di 23 metri, con altezza massima di circa 3,86 m (3,50 m + 0,36 m nella parte centrale), è posato ad una profondità massima di circa 3,73 m dal piano campagna e sarà interamente ricoperto di terreno arido drenante e quindi confrontabile con lo stato ante-operam.

Per quanto riguarda la descrizione dell'impermeabilizzazione potenziale dell'intervento, le piazzole saranno realizzate con una finitura in ghiaia/pietrisco stabilizzato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente vagliato sp. medio 10 cm e da uno strato di fondazione in tout venant compattato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente costipato sp. totale 40 cm, unito ad una compattazione del piano di posa.

Ai fini della definizione della classe di intervento è stata considerata unicamente la superficie coperta da piazzole permanenti, in quanto per quelle di cantiere/montaggio è previsto un rinverdimento, corrispondente ad un ripristino della situazione ante operam del sito.

Pertanto, le aree di piazzola si possono considerare permeabili, ad eccezione della frazione areale interessata dalla torre della turbina eolica, pari a 38,5 m<sup>2</sup>: tale frazione rappresenta meno del 3% della superficie totale della tipologia di piazzole permanenti, pari a circa 1.400 m<sup>2</sup>. Di conseguenza, l'aumento del coefficiente di deflusso medio pesato risulta trascurabile rispetto alla condizione ante-operam.

Di conseguenza, le piazzole permanenti e l'invaso di laminazione disponibile, dato dal fosso perimetrale alla piazzola, rispettano i vincoli imposti; tuttavia, è stata progettata una trincea drenante, a favore di sicurezza e sulla base di assunzioni più cautelative riguardanti la permeabilità del materiale costituente la piazzola e della compattazione del piano di posa.

Il presente studio ha quindi verificato, anche con la realizzazione di opportune misure di mitigazione, che la realizzazione degli interventi di trasformazione territoriale del piano attuativo permettano di mantenere invariate le caratteristiche di risposta idraulica del bacino recettore oggetto dell'intervento.

## 5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

Il parco in esame sarà costituito da N° 8 aerogeneratori e sarà collegato alla rete elettrica nazionale. La connessione sarà garantita da un cavidotto 36 kV interrato che collegherà il parco eolico ad un futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) della RTN 380/150 kV di Rotello.

Per determinare le soluzioni tecniche adottate nel progetto, si è fatta una valutazione ed una successiva comparazione dei costi economici, tecnologici e soprattutto ambientali che si devono affrontare in fase di progettazione, esecuzione e gestione del parco eolico.

Viste le diverse caratteristiche dell'area, la scelta è ricaduta su di un impianto caratterizzato da un'elevata potenza nominale in grado di ridurre, a parità di potenza da installare, i costi di trasporto, di costruzione e l'incidenza delle superfici effettive di occupazione dell'intervento. Nel caso in esame, la scelta è ricaduta su di un impianto costituito di macchine tripala della potenza nominale di 6,6 MW, che meglio rispondono alle esigenze progettuali.

La tipologia di turbina è stata scelta basandosi sul principio che turbine di grossa taglia minimizzano l'uso del territorio a parità di potenza installata; mentre l'impiego di macchine di piccola taglia richiederebbe un numero maggiore di dispositivi per raggiungere la medesima potenza, senza peraltro particolari benefici in termini di riduzione delle dimensioni di ogni singolo aerogeneratore.

La scelta dell'ubicazione dei vari aerogeneratori è stata fatta, per quanto possibile nelle vicinanze di strade, piste e carrarecce esistenti, con lo scopo di ridurre notevolmente la costruzione di nuove piste di accesso, minimizzando di conseguenza le lavorazioni per scavi e i riporti.

Nei seguenti paragrafi verranno descritti brevemente i componenti del parco eolico in progetto più rilevanti ai fini dello studio di compatibilità idraulica. Per maggiori dettagli riguardo le diverse lavorazioni e componenti in progetto si rimanda all'elaborato "2800\_5528\_TRN\_PFTE\_R01\_Rev0\_RTG".

### 5.1 AEROGENERATORI

Un aerogeneratore ha la funzione di convertire l'energia cinetica del vento prima in energia meccanica e successivamente in energia elettrica.

Sostanzialmente un aerogeneratore è così composto:

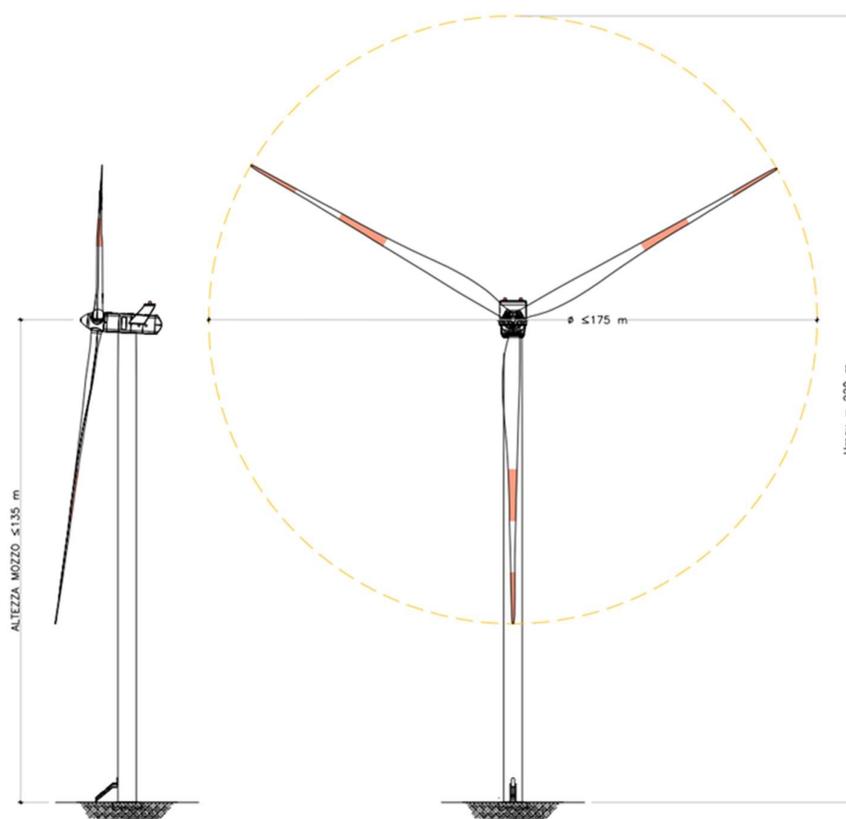
- Un rotore, nel caso in esame a tre pale, per intercettare il vento
- Una "navicella" in cui sono alloggiare tutte le apparecchiature per la produzione di energia
- Un fusto o torre che ha il compito di sostenere gli elementi sopra descritti (navicella e rotore) posizionandoli alla quota prescelta in fase di progettazione

In questa fase progettuale l'aerogeneratore utilizzato per le diverse verifiche ha una potenza nominale di 6,6 MW ad asse orizzontale. Le principali caratteristiche dimensionali sono le seguenti:

- Altezza hub al mozzo  $\leq$  135 m
- diametro rotore  $\leq$  175 m
- altezza massima = 220 m

In fase esecutiva, in funzione anche della probabile evoluzione dei macchinari, verrà effettuata la scelta della marca e del modello dell'aerogeneratore mantenendo inalterate le caratteristiche geometriche massime.

Di seguito si riporta uno schema grafico dell'aerogeneratore.



Tip height=220m; hub height<=135m; rotor diameter<=175m;

Figura 5.1 - Struttura aerogeneratore

All'interno della navicella sono alloggiati l'albero di trasmissione lento, il moltiplicatore di giri, l'albero veloce, il generatore elettrico ed i dispositivi ausiliari. All'estremità dell'albero lento, corrispondente all'estremo anteriore della navicella, è fissato il rotore costituito da un mozzo sul quale sono montate le pale, costituite in fibra di vetro rinforzata. La navicella può ruotare rispetto al sostegno in modo tale da tenere l'asse della macchina sempre parallela alla direzione del vento (movimento di imbardata); inoltre è dotata di un sistema di controllo del passo che, in corrispondenza di alta velocità del vento, mantiene la produzione di energia al suo valore nominale indipendentemente dalla temperatura e dalla densità dell'aria; in corrispondenza invece di bassa velocità del vento, il sistema a passo variabile e quello di controllo ottimizzano la produzione di energia scegliendo la combinazione ottimale tra velocità del rotore e angolo di orientamento delle pale in modo da avere massimo rendimento. Il funzionamento dell'aerogeneratore è continuamente monitorato e controllato da un'unità a microprocessore.

Da un punto di vista elettrico schematicamente l'aerogeneratore è composto da:

- generatore elettrico;
- interruttore di macchina;
- trasformatore di potenza MT/BT;
- cavo MT di potenza;
- quadro elettrico di protezione MT;
- servizi ausiliari;
- rete di terra.

Il generatore produce corrente elettrica in bassa tensione (BT) che viene innalzata in MT da un trasformatore posto internamente alla navicella.

Infine, gli aereogeneratori saranno equipaggiati con un sistema di segnalazione notturna con luce rossa intermittente posizionato sulla sommità posteriore navicella dell'aerogeneratore, mentre la segnalazione diurna verrà garantita da una verniciatura della parte estrema delle pale con tre bande di colore rosso ciascuna di 6 m. L'ENAC (Ente Nazionale per l'Aviazione Civile) potrà fornire eventuali prescrizioni concernenti la colorazione delle strutture o la segnaletica luminosa, diverse o in aggiunta rispetto a quelle precedentemente descritte.

## 5.2 VIABILITÀ

Al campo eolico si accede attraverso la viabilità esistente (strade Statali, Provinciali, Comunali), mentre l'accesso alle singole pale avviene mediante piste di nuova realizzazione e/o su tracciati agricoli esistenti, che saranno adeguati al trasporto dei mezzi eccezionali.

Le torri sono posizionate in un'area relativamente ristretta e possono essere suddivise in due gruppi. Un primo gruppo, composto dalle TRN01, TRN02 e TRN06, sarà collegato tramite piste di nuova realizzazione alla strada esistente (SP376). Tale strada si presenta asfaltata e con una larghezza di circa 6,0 m, pertanto non necessita di allargamenti.

Un secondo gruppo, composto dalle turbine TRN03, TRN04, TRN05, TRN07 e TRN08, sarà invece collegato alla strada esistente SP45 tramite la realizzazione di nuove piste (TRN07 e TRN08) e tramite una strada agricola esistente (TRN03 e TRN04). La SP45 si presenta asfaltata di circa 5,50 m e pertanto non necessita di allargamenti.

La stessa strada agricola a cui verranno collegate le piste di accesso per le torri TRN03 e TRN04 fungerà anche da collegamento tra i due gruppi in quanto già attualmente costituisce una via di passaggio tra le due strade provinciali. Tale strada ad oggi presenta un fondo sterrato ed una larghezza inferiore ai minimi richiesti per il passaggio dei mezzi speciali e pertanto dovrà essere adeguata.

Da un punto di vista planimetrico, inoltre, le viabilità esistenti sopra citate presentano alcuni punti critici per i quali probabilmente bisognerà rettificare alcune curve che presentano attualmente raggi di curvatura ridotti. Saranno oggetto di interventi temporanei anche le intersezioni a "T" tra le due strade provinciali e le strade agricole utilizzate, dove verranno realizzati degli allargamenti per permettere le svolte dei mezzi speciali.

Detti allargamenti saranno rimossi o ridotti, successivamente alla fase di cantiere, costituendo delle aree di "occupazione temporanea" necessarie appunto solo nella fase realizzativa. Per il tracciamento delle piste di accesso ci si è attenuti alle specifiche tecniche tipiche di produttori di turbine che impongono raggi di curvatura, raccordi altimetrici e pendenze. Nelle seguenti figure si riportano alcuni dei parametri richiesti.

La sezione stradale avrà larghezza carrabile di 5,50 m, dette dimensioni sono necessarie per consentire il passaggio dei mezzi di trasporto delle componenti dell'aerogeneratore eolico.

Il corpo stradale sarà realizzato secondo le seguenti modalità:

1. Scotico terreno vegetale.
2. Scavo, ove necessario, per il raggiungimento della quota del piano di posa.
3. Compattazione del piano di posa con relative prove per la determinazione dei parametri minimi richiesti.
4. Ove necessario, stesa per strati e compattazione del corpo del rilevato con materiale da cava o con materiale proveniente dagli scavi se ritenuto idoneo dalla D.L.

5. Posa del Cassonetto stradale in tout venant compatto o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente costipato per uno spessore totale di 40 cm.
6. Posa dello Strato di finitura in ghiaia/pietrisco stabilizzato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente vagliato (sp. medio 10 cm).

*Si riporta di seguito una sezione tipo delle piste di accesso sopra descritte*

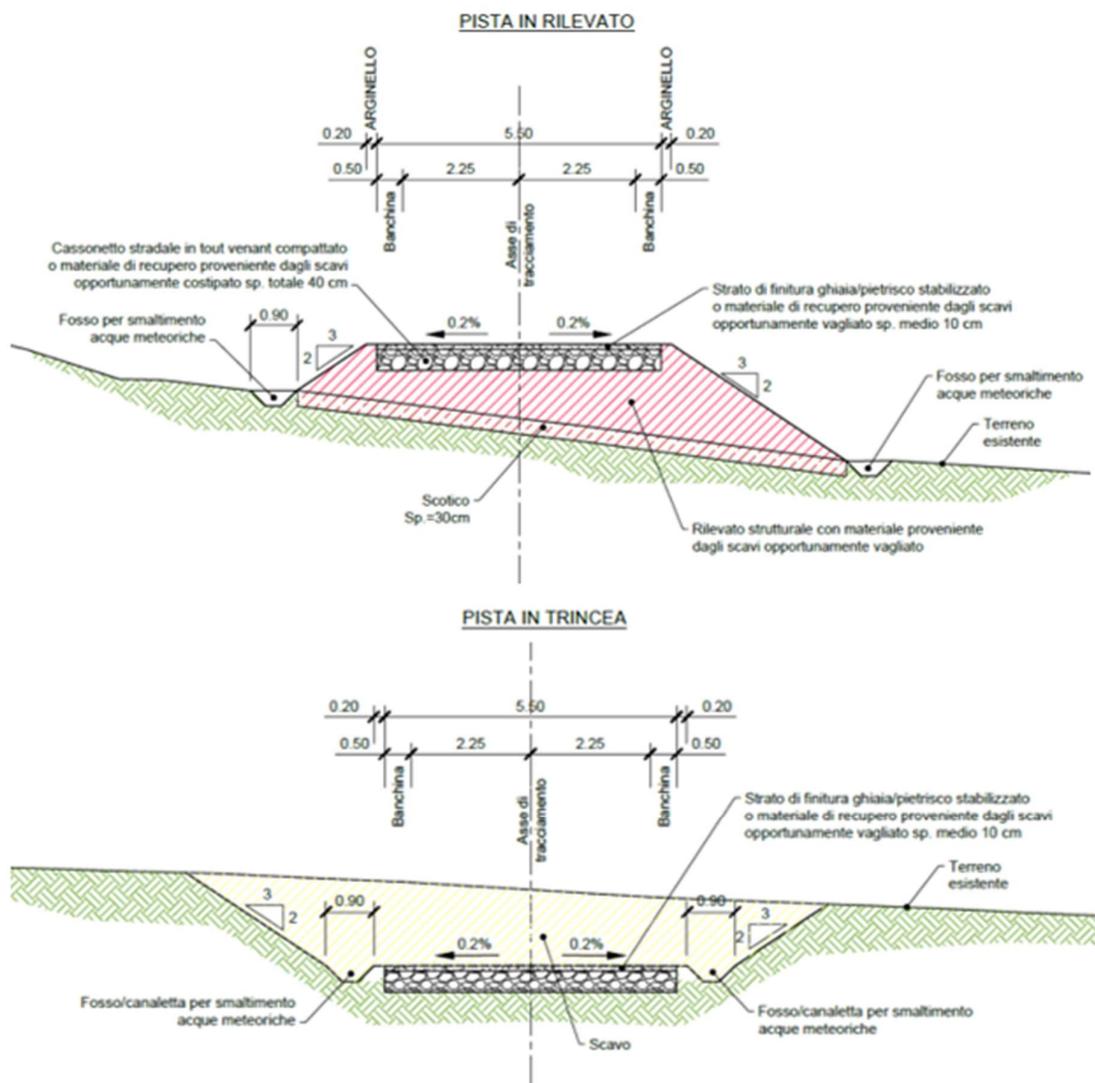


Figura 5-2 – Sezione tipo piste di accesso

Per la viabilità esistente (strade regionali, provinciali, comunali e poderali), ove fosse necessario ripristinare il pacchetto stradale per garantire la portanza minima o allargare la sezione stradale per adeguarla a quella di progetto, si eseguiranno le modalità costruttive in precedenza previste

### 5.3 PIAZZOLE DI MONTAGGIO

In corrispondenza di ciascun aerogeneratore verrà realizzata una piazzola di montaggio al fine di consentire le manovre di scarico dei vari elementi delle torri, il loro stoccaggio in attesa della posa in opera, il posizionamento della gru principale di sollevamento e montaggio e il posizionamento della gru ausiliaria. Tenuto conto delle dimensioni del generatore, la viabilità di servizio all'impianto e le piazzole costituiscono le opere di maggiore rilevanza per l'allestimento del cantiere. Oltre all'area suddetta

saranno realizzate due aree di servizio per il posizionamento delle gru ausiliarie al montaggio del braccio della gru principale.

Le piazzole di montaggio dovranno avere una superficie piana o con pendenza minima (1÷2%) di dimensioni tali da contenere tutti i mezzi e le apparecchiature garantendo ai mezzi all'interno di essa buona libertà di movimento. Per il progetto in esame, al fine di minimizzare i movimenti terra e quindi gli impatti sul territorio, si è scelto di utilizzare una piazzola per un montaggio in due fasi, denominata "Partial storage" dove verranno utilizzate due tipologie di gru e verranno stoccati i diversi componenti due tempi.

Per la realizzazione delle piazzole si procede con le seguenti fasi lavorative:

1. Scotico terreno vegetale;
2. scavo, ove necessario, per il raggiungimento della quota del piano di posa;
3. compattazione del piano di posa con relative prove per la determinazione dei parametri minimi richiesti;
4. stesa per strati e compattazione del corpo del rilevato con materiale da cava o con materiale proveniente dagli scavi se ritenuto idoneo dalla D.L.;
5. posa di uno strato di fondazione in tout venant compattato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente costipato sp. totale 40 cm;
6. posa dello Strato di finitura in ghiaia/pietrisco stabilizzato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente vagliato sp. medio 10 cm.

Si riporta di seguito una sezione tipo delle piazzole.

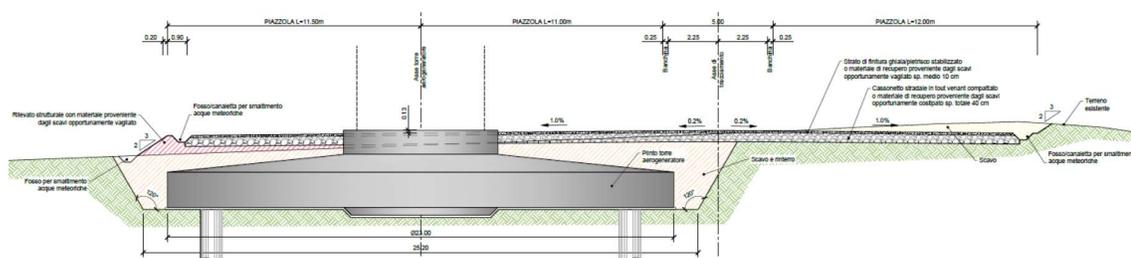


Figura 5-3: Sezione tipo piazzole

## 6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO

In questo capitolo si riportano le basi per il dimensionamento del sistema di drenaggio superficiale delle aree di intervento.

Lo studio idrologico-idraulico è stato articolato secondo i seguenti punti:

- simulazione del modello digitale del terreno mediante algoritmi TauDEM, estrazione della rete naturale esistente ed identificazione delle aree scolanti di progetto.
- determinazione delle Linee Segnatrici di Possibilità Pluviometriche (LSPP) per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 30, 50 e 100 anni;
- costruzione dello ietogramma di progetto;
- stima del coefficiente di deflusso  $\phi$  con il metodo SCS- CN e determinazione dello ietogramma netto di progetto attraverso il metodo percentuale;
- modello di trasformazione afflussi-deflussi e stima delle portate di progetto post operam;
- dimensionamento degli elementi caratteristici del drenaggio consistenti in fossi e trincee drenanti.

### 6.1 CRITERI DI PROGETTO

L'approccio utilizzato nella progettazione ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile di raccolta e scarico con opere che implementassero la mitigazione.

In particolare, in contrapposizione al classico approccio di drenaggio delle acque meteoriche, in cui il principale obiettivo è l'allontanamento delle acque dal sito, nel presente progetto si sono utilizzate tecniche di progettazione a basso impatto.

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- diminuzione del carico di acque meteoriche smaltite nei vari corsi idrici, per lo smaltimento tramite infiltrazione;
- realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;
- realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e gli indiretti processi di bioremediation;
- contrastare i processi di erosione.

Il presente progetto ha mirato all'utilizzo di:

- fossi di scolo in terra;
- trincee drenanti;
- protezione scarichi verso solchi di drenaggio naturali mediante implementazione di opere di dissipazione e protezione del versante.

Il sistema di drenaggio è stato dimensionato sulla base dei tempi di ritorno in linea con la vita utile di progetto.

Il dimensionamento di tubazioni e fossi ha tenuto conto di un grado di riempimento massimo del 75%.

## 6.2 CALCOLI IDROLOGICI

### 6.2.1 Considerazioni climatiche

Siccome le opere del parco eolico in progetto ricadono prevalentemente nel territorio della Regione Puglia si fa riferimento ai dati climatici della medesima regione.

All'interno della Relazione di piano del PAI è descritto come la regione Puglia sia "caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo, con inverno mite e poco piovoso e stagione estiva calda e secca".

I mesi estivi sono caratterizzati da siccità dovuta alle masse d'aria calda e secca tropicale che dominano sul bacino del Mediterraneo.

I mesi invernali e autunnali presentano frequente nuvolosità e piogge relativamente abbondanti, recate in genere da venti sciroccali, avvicendate con periodi sereni e piuttosto freddi provocati da venti settentrionali e di Nord Est.

I giorni piovosi sono scarsi: il loro numero è compreso tra 60 e 80. Annualmente la regione riceve in media poco più di 600 mm di pioggia; la maggiore piovosità si osserva sul Gargano con 1.100-1.200 mm totali annui, interessato da piogge di tipo orografico a cui si aggiungono quelle d'origine frontale legate al ciclo genesi del Mediterraneo orientale.

La minore piovosità si osserva sul Tavoliere, con valori totali annui al di sotto dei 450 mm ed in una ristretta fascia costiera intorno a Taranto. Nel Subappennino Dauno si avvicina a 900 mm annui e la maggior parte delle aree pianeggianti ha meno di 700 mm annui. In tutta la regione, le precipitazioni si concentrano per oltre il 60% nei mesi autunno-invernali, con massimi nel Salento dove raggiungono l'80%.

Il ciclo annuo mostra un solo massimo di piovosità ben distinto in novembre o in dicembre, mentre il minimo quasi sempre ricade in luglio per tutta la regione.

La stagione estiva è caratterizzata da una generale aridità su tutto il territorio: infatti, ad eccezione del Gargano e del Subappennino dove si hanno precipitazioni di poco superiori a 50 mm, i valori sono inferiori a 30 mm; in alcuni anni i mesi estivi sono stati del tutto privi di pioggia. Succede, tuttavia, che non siano infrequenti i brevi ed intensi rovesci estivi con punte di 30-50 mm in pochi minuti. Elevata è, infine, la variabilità inter-annuale delle piogge: si può passare in una qualunque stazione dai 300 mm di un anno ai 900-1.000 mm dell'anno seguente, come è accaduto a Bari nel 1913 (371 mm) e nel 1915 (1.095 mm)." (Fonte Autorità di Bacino della Puglia - Dicembre 2004 – RELAZIONE DI PIANO).

Dal sito della Protezione Civile, <http://www.protezionecivile.puglia.it>, è possibile scaricare i dati di interesse meteorologico e idrologico. Il dataset fornito è articolato in 127 record, uno per stazione di monitoraggio presente sul territorio pugliese.

Il regime pluviometrico regionale evidenzia che quello della Puglia centrale, dopo quello del Tavoliere di Foggia, risulta il clima più arido; dai 450 mm annui di acqua intorno a Taranto si arriva fino ai 600-700 mm nella parte più alta della Murgia, per poi riscendere a circa 550 mm intorno a Bari. Caratteristica per la Puglia è la distribuzione non ideale delle piogge che prevalentemente avvengono nel semestre settembre-marzo, creando spesso situazioni di intensa e prolungata siccità nel restante periodo dell'anno. Frequente, anche se in modo irregolare, soprattutto nel periodo estivo, è il fenomeno della grandine che risulta molto dannoso per il mondo agricolo e forestale, in particolare sulle fasce costiere.

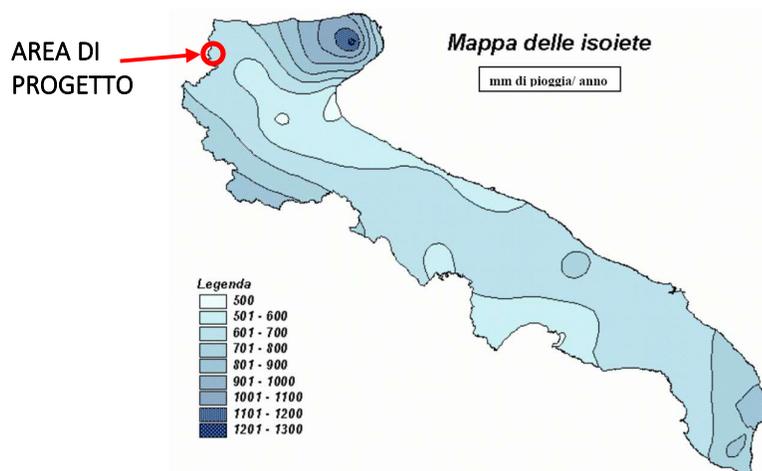


Figura 6-1: Mappa delle isoiete della Regione Puglia.

### 6.2.2 Scelta del tempo di ritorno

La stima dell'evento di pioggia di progetto alla base dei calcoli idrologici è condotta a partire dall'analisi probabilistica delle precipitazioni intense, in particolare utilizzando le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometriche, e dalla definizione di un opportuno livello di probabilità associato alla portata di piena.

Il livello di probabilità è espresso nella pratica come periodo di ritorno; il periodo di ritorno di un evento, definito anche come "tempo di ritorno", è il tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità o, analogamente, è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

La scelta del tempo di ritorno viene definita sulla base del rischio legato all'insufficienza dell'opera, ovvero sulla base della valutazione dall'entità e del tipo di conseguenze che deriverebbero dalla sua insufficienza.

Oltre al concetto di tempo di ritorno vi è poi la probabilità che un evento con tempo di ritorno T si realizzi in N anni:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Il grafico riportato di seguito esprime il rischio di superare l'evento con tempo di ritorno T durante N anni.

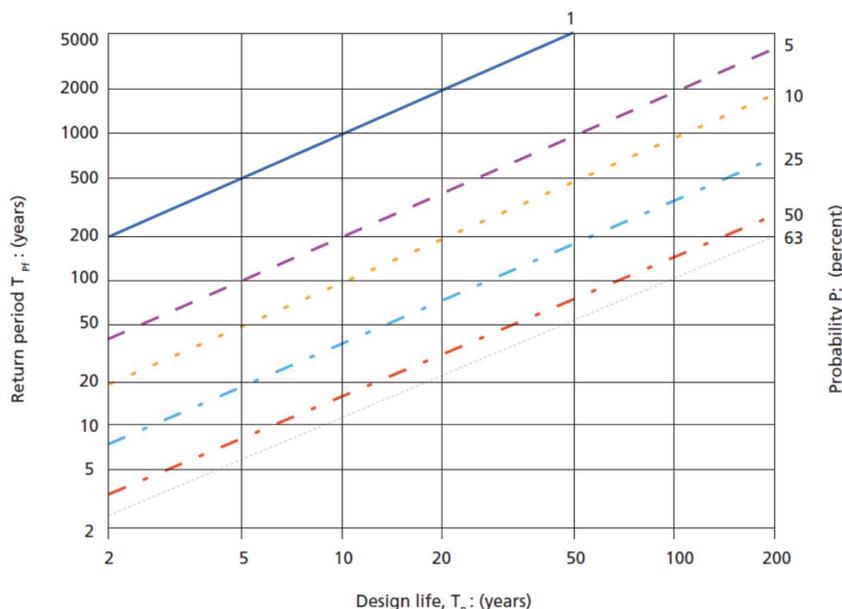


Figura 6-2: Probabilità che un evento con determinato tempo di ritorno si verifichi in N anni.

La durata della vita utile dell'impianto eolico in oggetto è assunta pari a 30 anni.

Il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto è stato assunto pari a **30 anni** per le opere permanenti, mentre un tempo di **2 anni** per le opere di cantiere.

Nel caso di interferenze tra la viabilità in progetto e l'idrografia, al fine di garantire la continuità idraulica del reticolo naturale, si è reso utile l'utilizzo di tombotti in c.a. carrabili: in tal caso, il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto è stato assunto pari a **100 anni**.

### 6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

Per la stima delle portate meteoriche superficiali è stato necessario determinare le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometriche, o Curva di Possibilità Pluviometrica, caratteristiche dell'area oggetto di intervento.

Il tempo di ritorno da assegnare alla Curva di Possibilità Pluviometrica è stato fatto variare da un minimo di 2 anni ad un massimo di 100 anni.

Secondo quanto previsto dalla "Relazione di Piano (dic. 2004) – AdB" lo studio idrologico a livello di bacino per la determinazione delle portate attese con diversi tempi di ritorno è da condurre in conformità con quanto previsto dal progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionale di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) e deve in ogni caso tener conto dei dati raccolti dagli Uffici periferici dell'ex Servizio Mareografico e Idrografico Nazionale e da eventuali elaborazioni dei dati prodotti dagli stessi Uffici.

L'analisi pluviometrica è stata svolta sulla base dell'Analisi regionale delle piogge massime annuali di durata compresa tra 1 e 24 ore. Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987) in cui per l'individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello è stato fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Liritano, 1994). Siccome le opere del parco eolico in progetto ricadono prevalentemente nel territorio della Regione Puglia si fa riferimento alla Curva di Possibilità Pluviometrica di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia dal punto di vista dell'approccio pluviometrico, sulla base dei risultati ottenuti è stato pertanto suddiviso in 6 aree pluviometriche omogenee, per ognuna delle quali è possibile calcolare la Curva di Possibilità Pluviometrica.

L'area in cui ricade l'intervento in oggetto è nella sottozona omogenea 1 della Puglia settentrionale, da cui risulta la seguente equazione determinante la CPP:

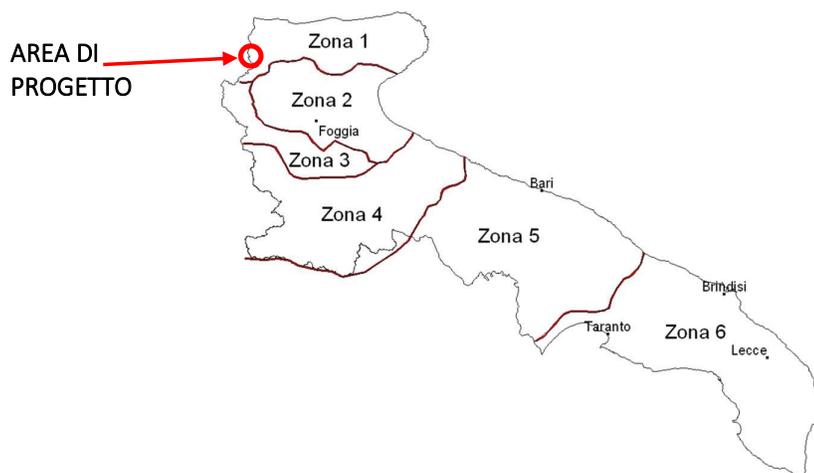
$$h(t, z) = 28.66 t^{(0.000503 \cdot z + 0.720) / 3.178}$$

Dove:

$h(t, z)$  = altezza della pioggia (mm) per fissata durata  $t$  e quota  $z$ ;

$t$  = durata dell'evento pluviale (ore);

$z$  = quota media dell'area di progetto (m), pari a 160 metri s.l.m.



La Curva di Possibilità Pluviometrica permette di stimare le altezze di precipitazione relative ad eventi pluviali con durate superiori ad 1h, in quanto i parametri di tale equazione vengono ottenuti mediante l'analisi di eventi pluviometrici di lunga durata ( $t > 60$  minuti). Nel caso di eventi brevi ( $t < 60$  minuti) è possibile stimare le altezze di precipitazione mediante la legge di Bell:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s$$

Dove:

$h_{60,T}$  = Altezza di precipitazione (mm) con durata pari a 60 min e fissato T;

$t$  = durata dell'evento pluviale (ore);

$s$  = coefficiente dipendente dalla regione in esame, per la Puglia assunto pari a 0,227.

A tali altezze di precipitazione vanno applicati inoltre coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita  $K_T$  (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di Riduzione Areale  $K_A$  (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

Per le zone 1-2-3-4 (Puglia Settentrionale):

$$K_T = 0,5648 + 0,415 \ln T$$

dove T è il Tempo di Ritorno di progetto considerato.

Nel caso in cui si debba condurre uno studio idrologico in un'area estesa, la precipitazione deve essere ragguagliata alla superficie del bacino idrografico considerato per tener conto del fatto che la precipitazione, calcolata come descritto in precedenza, è un valore puntuale e quindi va opportunamente ridotta di un valore (Fattore di Riduzione Areale) che dipende dall'estensione dell'area studiata e dalla durata dell'evento. Per quanto concerne il Fattore di Riduzione Areale  $K_A$ :

$$K_A = 1 - (1 - e^{-0.0021}) \cdot e^{-0.53d^{0.25}}$$

Tale fattore di correzione è stato trascurato nel contesto di progetto in quanto i bacini idrografici di riferimento risultano di estensione limitata.

Si mostrano di seguito le Curve di Possibilità Pluviometrica distinte per eventi pluviali di durata superiore e inferiore ad un'ora e per diversi tempi di ritorno (2, 5, 10, 20, 30, 50 e 100 anni).

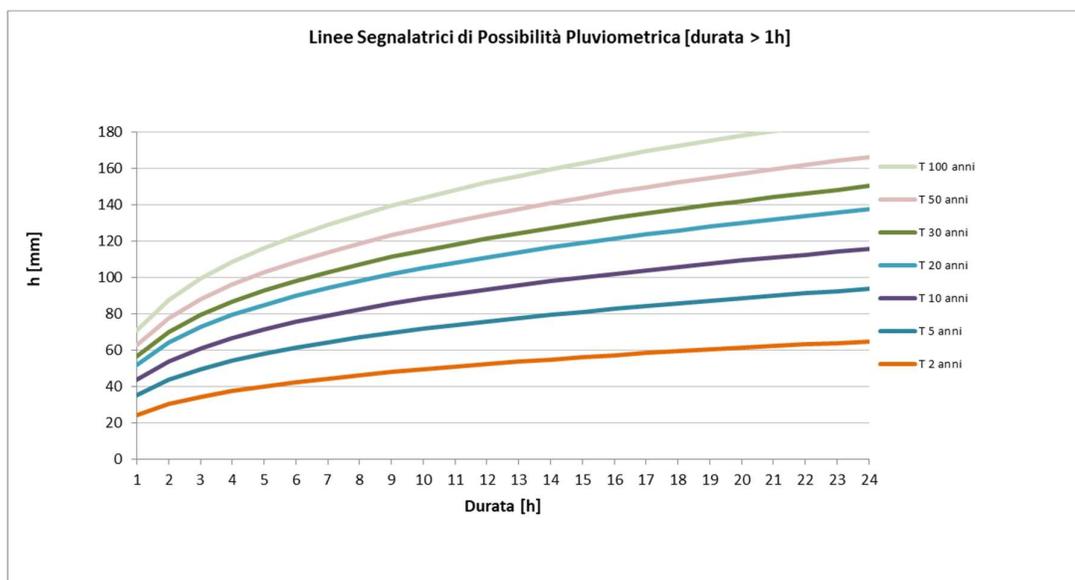


Figura 6-3 Linee segnatrici di Possibilità Pluviometrica con durata maggiore di un'ora.

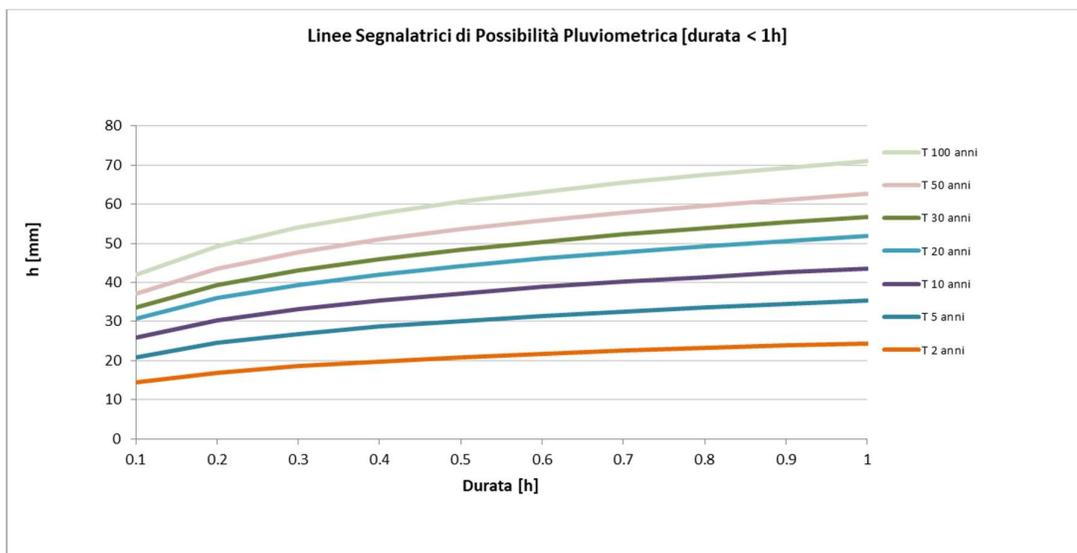


Figura 6-4 Linee segnalatrici di Possibilità Pluviometrica con durata minore di un'ora

Infine, si riportano in Tabella 6.1 i corrispondenti valori di altezza di precipitazione  $h_{\tau}(t)$  espresse in mm.

Tabella 6.1 Altezza di pioggia per diverse durate e tempi di ritorno.

d [h]	T = 2 [ANNI]	T = 5 [ANNI]	T = 10 [ANNI]	T = 20 [ANNI]	T = 30 [ANNI]	T = 50 [ANNI]	T = 100 [ANNI]
0.5	21	30	37	44	48	54	61
1	24	35	44	52	57	63	71
2	30	44	54	64	70	78	88
3	34	50	61	73	79	88	99
4	37	54	67	79	87	96	109
5	40	58	71	85	93	103	116
6	42	61	76	90	98	109	123
7	44	64	79	94	103	114	129
8	46	67	83	98	107	119	134
9	48	69	86	102	111	123	139
10	50	72	88	105	115	127	144
11	51	74	91	108	118	131	148
12	52	76	93	111	121	135	152
13	54	78	96	114	124	138	156
14	55	79	98	117	127	141	160
15	56	81	100	119	130	144	163
16	57	83	102	121	133	147	166
17	58	84	104	124	135	150	169
18	59	86	106	126	138	152	172
19	60	87	108	128	140	155	175
20	61	89	109	130	142	157	178
21	62	90	111	132	144	160	181
22	63	91	113	134	146	162	183
23	64	93	114	136	148	164	186
24	65	94	116	137	150	166	188

#### 6.2.4 Valutazione della pioggia efficace (netta)

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della porzione del volume di precipitazione che contribuisce effettivamente alla formazione dell'onda di piena, è stata eseguita applicando il "metodo percentuale"  $\phi$ .

Questo metodo ipotizza che le perdite costituiscano una percentuale costante della quantità di pioggia durante l'evento.

Si considera il coefficiente di deflusso  $\phi$ , caratteristico dell'evento nella sua totalità, come rapporto tra il volume di precipitazione netta ( $P_{netta}$ ) ed il volume di precipitazione totale ( $P$ ):

$$\phi = \frac{P_{netta}}{P}$$

Al fine di ottenere lo ietogramma di pioggia netta, la pioggia sintetica "di progetto" viene moltiplicata per il parametro  $\phi$ , ammettendosi così che i fenomeni di infiltrazione e perdita idrica siano costanti durante tutta la durata dell'evento piovoso.

Nel presente studio il coefficiente  $\phi$  è stato calcolato a partire dal Curve Number (CN), numero adimensionale funzione della natura litologica del suolo, del tipo di copertura e dello stato di imbonimento iniziale del terreno, ossia della condizione di umidità antecedente un evento meteorico.

La stima del CN è stata definita in base al tipo idrologico di suolo e all'uso del suolo forniti dal database della Regione Puglia (si faccia riferimento al capitolo 3.1).

In via cautelativa, è stato assunto un valore di progetto del  $CN_{II}$  pari a **73**.

Si assume che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena. A seconda di tale valore, vengono identificate le tre classi AMC I, II, III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito.

A favore di sicurezza, nelle successive fasi di calcolo sarà considerata la classe AMC III. Il valore del  $CN_{III}$  corrispondente può essere derivato grazie alla seguente equazione:

$$CN (III) = \frac{23 CN (II)}{10 + 0.13 CN (II)}$$

Si è ottenuto quindi un valore del  $CN_{III}$  pari a **86**.

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  può essere dedotto a partire dal valore di *Curve Number* con il metodo SCS-CN. Data un evento caratterizzato da un'altezza di precipitazione lorda  $P$  [mm], il modello SCS-CN permette di stimare la l'altezza di precipitazione netta, ossia il deflusso superficiale  $SR$  [mm], come segue:

$$SR = \frac{(P - IA)^2}{P - IA + S}$$

Dove  $S$  [mm] rappresenta la massima capacità di ritenzione idrica del suolo, mentre  $IA$  [mm] le perdite iniziali dovute all'intercettazione, all'infiltrazione e alla saturazione delle depressioni superficiali:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$
$$IA = 0,2 \cdot S$$

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  può essere calcolato dal rapporto tra la precipitazione lorda P e quella netta SR dell'evento meteorico.

$$\phi = \frac{1}{1 + \frac{S}{P - IA}}$$

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  è stato quindi definito diversamente per ogni area scolante, in funzione del tempo di ritorno e della durata dell'evento di precipitazione di progetto. Per le strade di accesso e per le piazzole di cantiere e permanenti, invece, è stato considerato un valore costante del coefficiente di deflusso, per il quale si rimanda ai successivi paragrafi.

### 6.2.5 Valutazione post-operam e fase di cantiere

In merito alle aree prevalentemente permeabili è stato valutato l'impatto delle opere permanenti e temporanee, ovvero la piazzola intorno alla torre, la strada di accesso e la piazzola di cantiere.

Si è valutata arealmente l'incidenza delle acque meteoriche e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili.

Le strade di accesso e le piazzole di cantiere saranno pavimentate con misto granulare stabilizzato: a tal proposito, si è reso necessario un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per tali aree, pari a **0,7**.

Per quanto riguarda le piazzole permanenti intorno alla WTG, l'impermeabilizzazione consiste nel basamento della torre avente diametro 7 metri e un'area rettangolare intorno al basamento in misto granulare stabilizzato. Nel calcolo della pioggia netta è stato quindi calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale sulla base delle precedenti assunzioni portando ad un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per l'intera piazzola permanente pari a **0,77**.

Sulla base dei coefficienti di deflusso stimati sono state calcolate le portate al colmo durante l'evento intenso di progetto nello scenario post-operam, valutando inoltre la capacità idraulica dei canali esistenti e in progetto.

### 6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam

Per calcolare le portate di scolo dai bacini imbriferi costituiti dai singoli settori in cui è prevista l'area di progetto, si è determinato per ognuno di essi l'evento critico, cioè l'evento meteorico che produce la massima portata al colmo (portata critica). A tal fine si è adottato il modello cinematico (o della corrivazione).

Ipotizzando che la precipitazione sia a intensità costante e che la curva tempi aree del bacino sia lineare, la durata critica coincide con il tempo di corrivazione del bacino.

La portata critica (portata di progetto) è data dall'espressione:

$$Q_P = \Phi \cdot \frac{i(T_0, t_C) \cdot A}{360}$$

Dove:

- $Q_P$ : portata critica (netta) [ $m^3/s$ ];
- $\Phi$ : coefficiente di deflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale [adimensionale];
- $i(T_0, t_C)$ : intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino ( $t_C$  - min) ed avente un tempo di ritorno ( $T_0$  - anni) [ $mm/h$ ];
- $A$ : superficie del bacino [ha].

Il valore del tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow*, stimato con la formula di Kerby, e quello di *channel flow*, stimato con la formula di Kirpich.

## 6.3 CALCOLI E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

Attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS è stato indentificato un reticolo idrografico caratterizzato da corsi preferenziali che non presentano necessariamente un alveo ben definito ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari. Il reticolo estratto dall'analisi tauDEM è stato quindi integrato all'idrografia individuata dal progetto DBPRIOR10K e dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM).

Il progetto ha previsto una sistemazione del drenaggio oggi assente al fine di indirizzare e distribuire le portate, costituita da canalette di forma trapezoidale scavate nel terreno naturale.

Tra i vantaggi idraulici essi immagazzinano e convogliano le acque scolanti meteoriche favorendo la riduzione dei picchi di deflusso, l'infiltrazione e il rallentamento dei flussi, a seconda della pendenza.

Per le piazzole di cantiere e permanenti si prevede un fosso di guardia perimetrale in terra. Per le piazzole permanenti si prevede inoltre l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale. Inoltre, le trincee drenanti riducono il carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli stessi, andando a contribuire alla riduzione dell'impatto ambientale delle opere di progetto. Le trincee drenanti saranno costituite da scavi riempiti con materiale con ottima capacità drenante del tipo ghiaia/ciottolato.

La viabilità di accesso sarà corredata da fossi di guardia ai lati, con tubazioni sotto il piano stradale nel caso di versanti ripidi e bacini di scolo significativi gravanti sul piano stradale.

### 6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni

Il presente paragrafo presenta lo studio preliminare dei fossi di guardia delle piazzole e delle strade. Nelle fasi di progettazione successive, sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso meteorico per ogni strada e piazzola.

La capacità di convogliamento della sezione idraulica è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, secondo la normale prassi progettuale, utilizzando la nota formula di Chezy:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} i^{1/2}}{n}$$

Dove:

- $Q$ : portata di riferimento [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
- $A$ : area della sezione bagnata [ $\text{m}^2$ ];
- $R$ : raggio idraulico [ $\text{m}$ ] (rapporto tra  $A$  e il corrispondente perimetro bagnato della sezione);
- $i$ : pendenza dell'alveo [ $\text{m}/\text{m}$ ];
- $n$ : coefficiente di conduttanza idraulica di Manning.

I fossi saranno realizzati in scavo con una sezione trapezoidale di larghezza e profondità variabile in funzione della portata di progetto e sponde inclinate di  $45^\circ$  (Figura 6-5).

In corrispondenza di interferenze tra corsi d'acqua esistenti e viabilità di progetto si sono previsti dei tratti interrati composti da scatolari in c.a. carrabili.

Nei rami di significativa lunghezza, al fine di ridurre la velocità di scorrimento in occasione di eventi con tempo di ritorno 2-5 anni, saranno inseriti dei salti di fondo.

Lo scopo delle canalette e dei condotti interrati è quello di permettere il deflusso dell'intera portata di progetto, relativa a un tempo di ritorno di **30 anni** per le piazzole permanenti e per le strade, ed un tempo di ritorno di **2 anni** per le piazzole di cantiere.

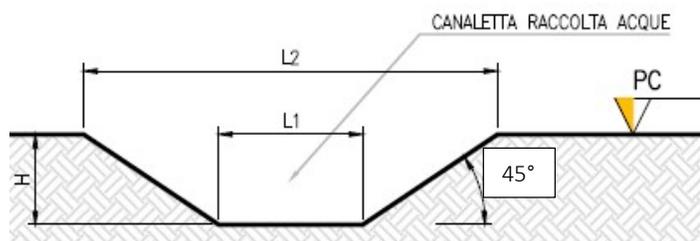


Figura 6-5: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo.

Per quanto riguarda le tubazioni sotto il piano stradale, avranno una spaziatura tale da assicurare il corretto deflusso delle acque di pioggia provenienti da parte del manto stradale e dal versante (ove presente), e assicurare un'interferenza con l'idrografia esistente quanto più minima tra ante- e post-operam. Per il dimensionamento delle tubazioni e della spaziatura si rimanda al paragrafo 6.4.

Gli scarichi della rete di drenaggio post-operam, sia per le strade sia per le piazzole, convergeranno ai ricevitori esistenti ante-operam.

### 6.3.2 Trincea drenante

Una trincea drenante è un sistema lineare di gestione dell'acqua piovana costituita da una trincea sotterranea riempita di ghiaia ricoperta di geotessile, in grado di smaltire acqua nei terreni circostanti attraverso i lati e il fondo della trincea, e di abbattere i picchi di deflusso.

Questa tipologia di sistemi di drenaggio sostenibile (SuDS) sono generalmente realizzati con forme differenti in funzione del volume necessario e degli aspetti paesaggistico/architettonici.

Oltre ai vantaggi in materia idraulica già descritti precedentemente, la scelta di inserimento di queste vasche consentirà di ridurre il carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli stessi, andando a contribuire alla riduzione dell'impatto ambientale delle opere di progetto.

Gli scavi sono in genere di sezione rettangolare, riempiti con materiale inerte naturale ghiaioso e sabbioso, ad elevata permeabilità.

L'acqua infiltrata viene trasportata lungo la trincea attraverso il materiale di riempimento o utilizzando una tubazione drenante collocata alla base della trincea. Per evitare l'intasamento del corpo drenante da parti fini, lo scavo sarà completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

Sono previsti pozzetti di ispezione e manutenzione.

Di seguito si riporta un'immagine esemplificativa dell'opera in oggetto.

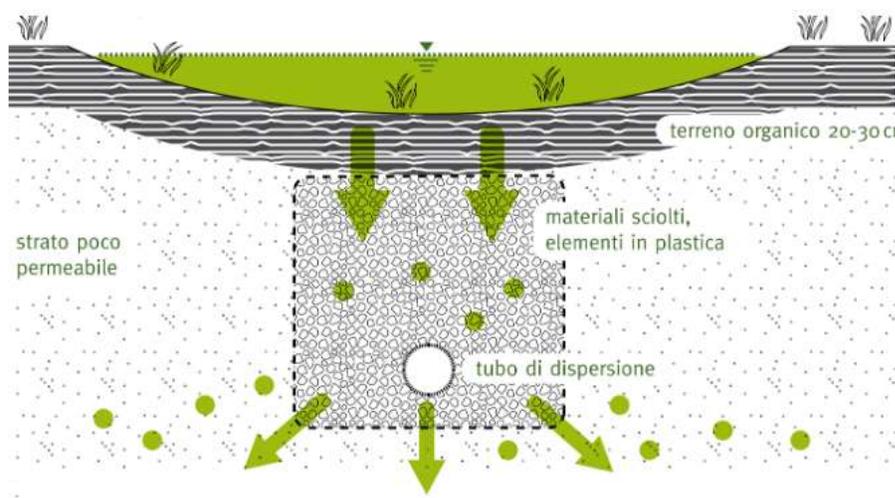


Figura 6-6: Schema esemplificativo di trincea di infiltrazione

Il dimensionamento è stato condotto secondo le linee progettuali de "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione – HOEPLI" sulla base della legge di Darcy.

$$Q_f = k \cdot J \cdot A$$

Dove:

- $Q_f$ : portata di infiltrazione [ $m^3/s$ ];
- $k$ : coefficiente di permeabilità [ $m/s$ ];
- $J$ : cadente piezometrica [ $m/m$ ];
- $A$ : superficie netta d'infiltrazione [ $m^2$ ].

Al fine di tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984].

Per il dimensionamento della trincea si rimanda al paragrafo 6.5.2.

## 6.4 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - VIABILITÀ

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piste di accesso, il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente e l'eventuale attraversamento in sicurezza di corsi d'acqua minori.

### 6.4.1 Sistema di gestione acque meteoriche: strade

Sulla base della pratica e di fonti di letteratura, la deviazione del deflusso inalveato al di fuori del suo naturale percorso ha conseguenze considerevoli sull'assetto esistente dei solchi di drenaggio e, nel caso di pendenze elevate, del versante.

Una volta arrivato sulla sede stradale, infatti, il deflusso che eccede la capacità di smaltimento del manufatto, in genere non prosegue nel suo percorso rientrando in alveo, ma segue la strada fino a sfociare sul versante in una porzione non protetta, saturandolo, ed in generale predisponendolo al dissesto. Questo tipo di fenomeno è molto spesso la fonte primaria di detrito e la causa principale di cedimento delle strade.

Le opere di regimazione delle acque superficiali si rendono necessarie e determinanti nell'ottica di una riduzione dell'impatto ambientale e nel limitare gli interventi di manutenzione e, quindi, i costi di gestione.

Al fine di gestire correttamente il deflusso superficiale devono essere quindi realizzati dei manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente sui versanti, o verso la rete idrografica. Tutte le strade di accesso saranno di tipo permeabile con cassonetto in tout venant dallo spessore di 40 cm e uno strato di finitura in ghiaia o pietrisco dallo spessore di 10 cm.

A seconda della morfologia del terreno, sarà introdotto un sistema diverso di gestione del deflusso secondo quattro casistiche:

- **Strada in piano:** Strade realizzate in piano con manto a schiena d'asino con pendenza minima pari a circa il 2%; posto che non vi siano bacini scolanti gravanti sulle strade non sarebbe necessaria la realizzazione di fossi laterali, tuttavia, questa tipologia di strada è stata comunque dotata di due canalette a sezione trapezia a lato. (Figura 6-7)
- **Strada a mezza costa:** casistica dove sulla strada grava non solo il deflusso della stessa, ma anche quello derivante dal lato di monte. In questo caso si gestiscono le acque con due fossi, uno sul lato di monte e uno sul lato di valle. Gli scarichi per questa tipologia costruttiva sono situati al di sotto del manto stradale. La pendenza del manto stradale è variabile a seconda della morfologia del terreno. (Figura 6-8)

- **Strada in rilevato:** strada realizzata mediante un riporto di altezza variabile, le cui scarpate hanno pendenza variabile; anche in questo caso è prevista la realizzazione di due canalette a lato della strada, in corrispondenza del piede della sponda. In questo caso lo scarico avviene a lato seguendo la pendenza del versante, secondo l'idrografia del terreno. (Figura 6-9)
- **Strada in trincea:** costruite previa realizzazione di una trincea le cui scarpate hanno pendenza variabile; sono previste due canalette a lato della strada posizionate all'interno della trincea. Essendo le canalette posizionate ad una quota inferiore al piano campagna, esse scaricheranno le acque raccolte non appena la morfologia e la pendenza del terreno consentono lo scarico a gravità. (Figura 6-10)

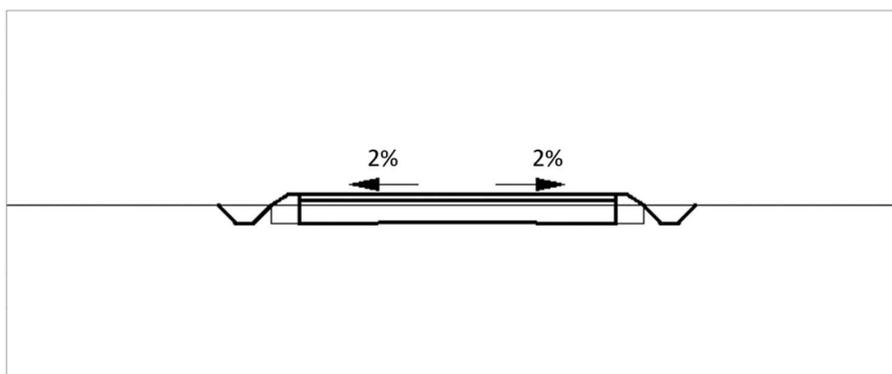


Figura 6-7: Sezione trasversale per strada in piano.

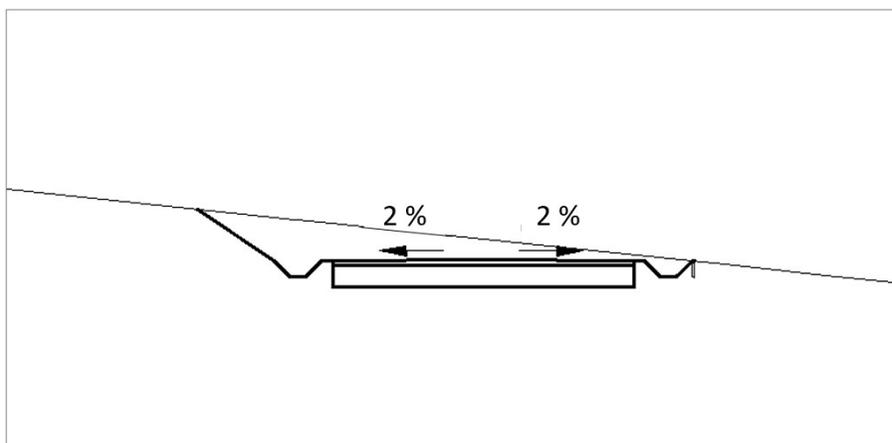


Figura 6-8: Sezione trasversale per strada a mezza costa.

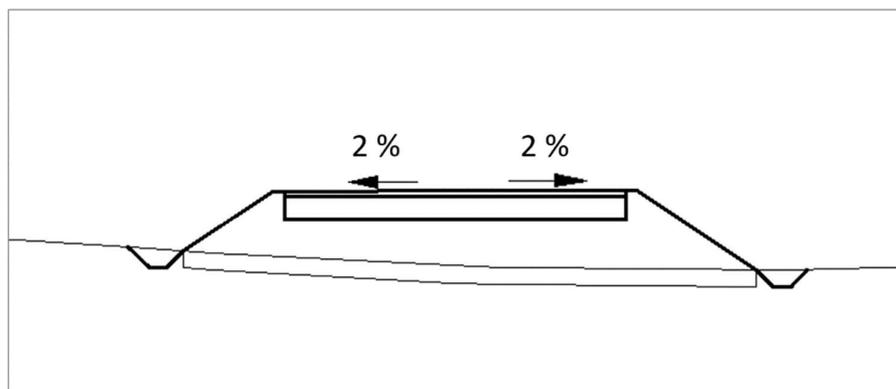


Figura 6-9: Sezione trasversale per strada in rilevato.

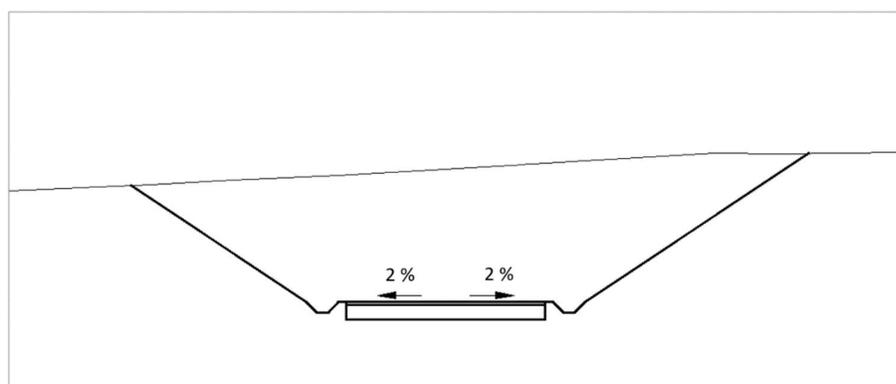


Figura 6-10: Sezione trasversale per strada in trincea.

A causa della morfologia del terreno e delle esigenze pratiche del progetto in questione, le strade di accesso alle piazzole non saranno realizzate secondo un'unica tipologia ma possono contenere molteplici casistiche.

Sulla base del reticolo idrografico DBPRIOR10K, della carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dell'idrografia estratta mediante simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM e dalla consultazione delle immagini satellitari, sono emerse n.8 interferenze tra la viabilità di progetto e i corsi d'acqua. Si rimanda al capitolo 7 per lo studio e la risoluzione di tali interferenze.

Si sottolinea come nel presente studio siano stati considerati anche i solchi di drenaggio naturali non riconosciuti dal reticolo idrografico DBPRIOR10K o dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), ma individuati dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari. Nella successiva fase progettuale, inseguito a sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile identificare con maggior precisione tali percorsi preferenziali che, sebbene non presentino un alveo ben definito e non siano soggetti a pianificazione di rischio, saranno in ogni caso tutelati in fase costruttiva al fine di mantenerne la continuità idraulica.

#### 6.4.2 Tipologico - fosso di guardia e tubazioni

In combinazione con la sagomatura del piano stradale, saranno realizzati una serie di manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente verso la rete idrografica esistente.

Si prevedono fossi di guardia lungo le strade così da prevenire fenomeni di dissesto idrogeologico innescati dall'alterazione della naturale circolazione idrica dei versanti interessati dalla viabilità e della rete idrografica che vi sottende.

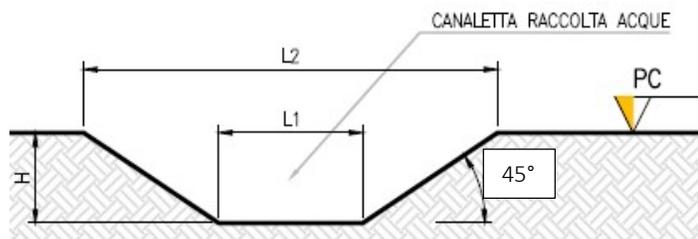


Figura 6-11: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo, le dimensioni saranno ricalcolate nel corso delle successive fasi progettuali per ogni accesso alle WTG.

Tabella 6.2: Dimensioni sezione tipo canaletta di drenaggio.

TABELLA DIMENSIONI SCHEMA TIPO CANALETTA		
L1 [m]	L2 [m]	H [m]
0,3	0,9	0,3

Tali fossi, che confluiscono in tombini, si raccorderanno a tubazioni che sottopassano la sede stradale e smaltiscono il deflusso verso i punti di scarico.

Il raccordo tra fosso di drenaggio e tombino che sottopassa la strada, avviene per mezzo di un pozzetto d'ispezione e raccordo, così anche da ridurre la quantità di sedimento a valle. Al fine di garantire una maggiore efficienza del deflusso, è opportuno operare con protezione dei punti di ingresso e di uscita dei tombini, così da ridurre o evitare intasamenti ed erosione sulla scarpata di valle o sul versante. Tali protezioni si possono realizzare in modo semplice ed efficace, con pietre di grosse dimensioni e tondame, come mostrato in Figura 6-12.

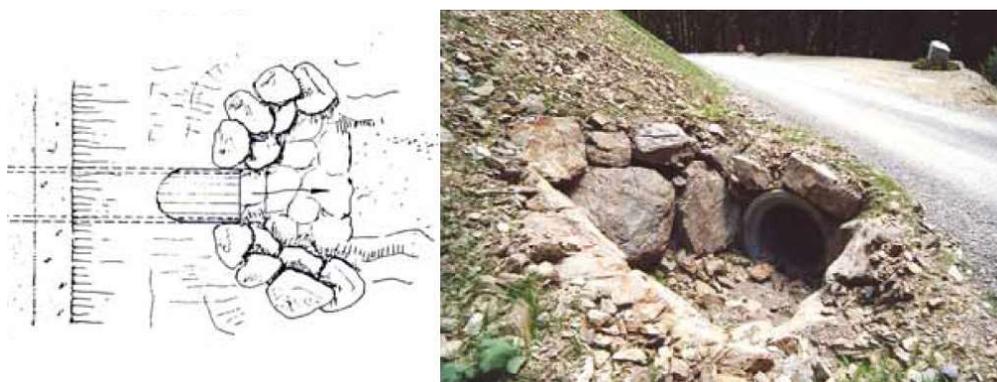


Figura 6-12: Pozzetti in legname e in massi (fonte: "Viabilità forestale regionale" Bortoli, P.L. 2001).

In corrispondenza dei punti di scarico saranno realizzati locali protezioni antierosive e dissipazioni in pietrame.

In questa fase preliminare è stato valutato, a titolo di esempio, il caso di un tratto di strada a mezza costa, avendo quale area scolante non solo la strada di progetto, ma anche il versante.

Sulla base dell'analisi idrologica e del modello digitale del terreno e in relazione alle considerazioni idrauliche al paragrafo 6.3, considerando un'area scolante di versante di circa **30000 m<sup>2</sup>**, un tempo di ritorno di **30 anni** ed una lunghezza del tratto di nuova viabilità di **100 m**, è prevista una spaziatura delle tubazioni di circa **50 metri** con un diametro dei tubi di **300 mm**.

Tali dimensioni saranno ricalcolate per ogni strada di accesso nel corso delle successive fasi progettuali, in seguito a rilevamento topografico, sopralluogo e studio idraulico di dettaglio.

Il posizionamento degli scarichi lungo la viabilità di accesso e per le piazzole è visibile nell'elaborato grafico "2800\_5528\_TRN\_PFTE\_R09\_T01\_Rev0\_PLANIMETRIADRENAGGI".

#### **6.4.3 Risoluzione delle potenziali interferenze con eventuali solchi di drenaggio naturali**

Sulla base del reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K, dell'idrografia estratta dalla simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dei Piani PAI e PGRA, sono emerse n.8 interferenze con l'idrografia lungo la viabilità di progetto.

Come sottolineato in precedenza, nel presente studio sono stati considerati anche i solchi di drenaggio naturali non riconosciuti dal reticolo idrografico DBPRIOR10K o dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), ma individuati dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari. Nella successiva fase progettuale, inseguito a sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile identificare con maggior precisione tali percorsi preferenziali che, sebbene non presentino un alveo ben definito e non siano soggetti a pianificazione di rischio, saranno in ogni caso tutelati in fase costruttiva al fine di mantenerne la continuità idraulica.

Nella necessità di superare un'interferenza tra la strada di progetto e l'idrografia, al fine di garantire la continuità idraulica del reticolo naturale, si rende utile l'utilizzo di tombotti in c.a. carrabili.

Si è considerato di evitare la soluzione del guado poiché costituirebbe un ostacolo per il transito dei mezzi logistici durante la fase di cantiere.

Al fine di evitare che all'ingresso del tombotto si possano formare rallentamenti del deflusso e ristagni che causano la deposizione di materiale e quindi ne riducono l'efficienza fino ad intasarlo, saranno implementate 3 soluzioni:

1. Evitare allargamenti dell'alveo in prossimità dell'imboccatura;
2. Evitare diminuzioni di pendenza in prossimità dell'imboccatura;
3. Raccordare alveo e tombotto con angoli quanto più ottusi.

Il tombotto dovrà essere dimensionato, da un punto di vista idraulico, in relazione ad una portata di un evento di pioggia con tempo di ritorno pari a minimo **100 anni**.



Figura 6-13: Esempi di tombotti.

Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione e la verifica di compatibilità idraulica delle interferenze con i corpi idrici superficiali.

## 6.5 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - PIAZZOLE

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piazzole permanenti e quelle della fase di cantiere ed il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente.

A favore di sicurezza è stata valutata anche la fase di cantiere, nonostante questa occuperà un intervallo temporale molto breve e transitorio.

### 6.5.1 Fase di cantiere/montaggio

Al fine di garantire il corretto smaltimento del deflusso superficiale prodotto dall'area di cantiere, si prevede un fosso di guardia perimetrale scavato nel terreno naturale, al fine di raccordare il deflusso delle acque meteoriche interne all'area di cantiere unitamente a quelle esterne gravanti sull'area di progetto. Al paragrafo 6.3.1 il dimensionamento del fosso.

Le opere in progetto, avendo queste il solo scopo di garantire la viabilità di passaggio e trasporto durante la fase di cantiere e per le attività di manutenzione durante l'esercizio, saranno progettate al fine di minimizzare l'alterazione al naturale deflusso dell'area di progetto.

Al fine di non modificare la rete naturale allo stato attuale e definire un sistema di drenaggio con il minor impatto è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno disponibile con lo scopo di identificare le principali informazioni morfologiche e idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto (pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria).

A tal proposito, lo scarico delle acque superficiali avverrà in conformità con la rete idrografica esistente, desunta dallo studio del modello digitale del terreno.

La seguente Figura 6-14 mostra un tipologico dell'area scolante esterna gravante sull'area di cantiere (B1) e l'area scolante interna (B2). Il fosso di guardia perimetrale andrà a scaricare in modo da assecondare l'idrografia esistente nel punto indicato in figura.

Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione e la verifica di compatibilità idraulica delle interferenze con corpi idrici superficiali.

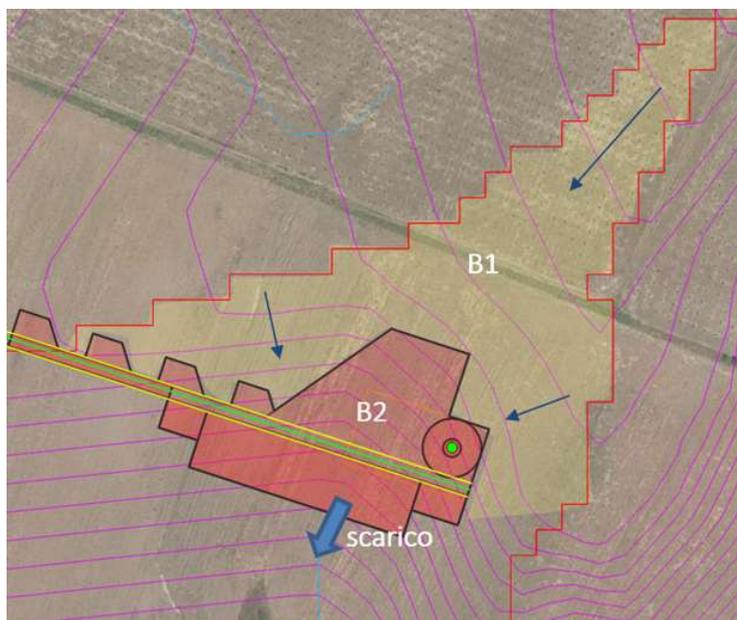


Figura 6-14: tipologico dell'area scolante esterna gravante sull'area di cantiere (B1) e l'area scolante interna (B2)

Al fine di proteggere il suolo da fenomeni erosivi provocati dalla corrente uscente dall'area di cantiere, saranno posizionati dei letti in riprap di dissipazione, disposti su stese in geotessuto.

Si tratta di difese con materiali inerti naturali caratterizzate dall'essere permeabili ed in grado di subire assestamenti senza danni. La granulometria nominale risulta dimensionata sulla base dei risultati della modellazione idraulica per garantire la stabilità.

Le regole generali di progettazione di protezioni con pietrame sciolto prevedono uno spessore minimo di 30 cm. Questo requisito è giustificato anche per ragioni pratiche di realizzazione e di posa. Le dimensioni degli elementi lapidei saranno maggiori rispetto a quelle che la corrente è in grado di trascinare e deve essere fatta in funzione delle sollecitazioni meccaniche a cui verranno sottoposte in esercizio, ovvero le forze di trascinamento dovute alla corrente.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i punti di scarico idonei e conformi alla topografia esistente.

Al termine della fase di cantiere, si prevede la rimozione delle opere non funzionali alla regimazione idraulica delle piazzole definitive degli aerogeneratori. Tuttavia, sarà possibile dettagliare le scelte progettuali nella successiva fase progettuale, sulla base dello studio idrologico e idraulico di dettaglio.

### 6.5.2 Piazzole definitive

Durante la vita utile, la situazione post operam consisterà in una piazzola nell'intorno della torre non oggetto di rinverdimento e caratterizzata da una superficie pari a circa 1400 m<sup>2</sup>.

Le medesime considerazioni applicate alla fase di cantiere (paragrafo 6.5.1) si applicano alla piazzola in fase di vita utile: è previsto un fosso di guardia perimetrale, al fine di raccordare il deflusso superficiale interno ed esterno, punto di scarico conforme all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto e, infine, letto in riprap per difendere il suolo al punto di scarico dalla possibile erosione provocata dalla corrente in uscita. Al paragrafo 6.3.1 i criteri di dimensionamento del fosso.



Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i punti di scarico idonei e conformi all'idrografia esistente.

Per le piazzole permanenti, unitamente al fosso perimetrale, si prevede l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale.

Il paragrafo seguente descrive il dimensionamento della trincea inserita nel sistema di drenaggio.

### *Trincee drenanti*

In via preliminare, si prevede l'utilizzo di una trincea drenante di larghezza pari a 1,5 metri, altezza pari a 1 metro e lunghezza longitudinale di circa 156 metri, pari al perimetro della piazzola.

Nella successiva fase progettuale, sulla base di sopralluogo in sito e rilievo topografico, sarà possibile verificare se per ogni piazzola la dimensione longitudinale della trincea sia compatibile con la topografia esistente e, in caso contrario, ridefinire sua lunghezza.

Inoltre, sarà possibile effettuare prove di permeabilità e stimare con maggiore accuratezza la capacità di infiltrazione. Sulla base della portata smaltibile, si potrà verificare se il volume di laminazione sia sufficiente a gestire eventi pluviali con tempo di ritorno di 30 anni e, in caso contrario, ridefinire la sezione trasversale della trincea.

## 7. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

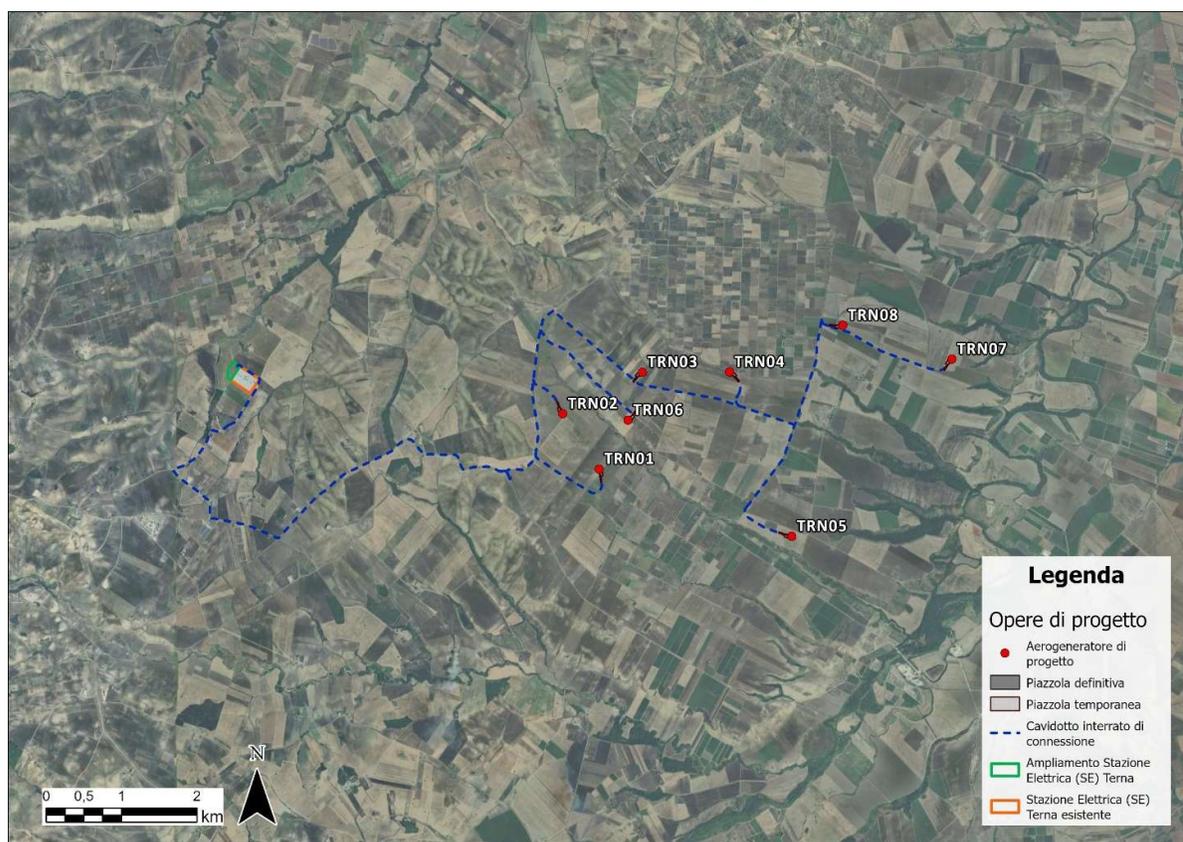
### 7.1 IDENTIFICAZIONE DELLE INTERFERENZE

Al fine di valutare la compatibilità idraulica del parco eolico in progetto, sono state analizzate le interferenze con il reticolo idrografico e con le aree a pericolosità idraulica per i seguenti elementi (Figura 7-1):

- Viabilità di nuova realizzazione;
- Viabilità esistente da adeguare
- Tracciato del cavidotto di connessione;
- Piazzole di cantiere;
- Piazzole permanenti.

Per l'idrografia, si è fatto riferimento al reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K, alla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), alla rete estratta dall'analisi DEM e alle immagini satellitari. Per la classificazione delle aree, invece, si è fatto riferimento al PGRA e al PAI.

Dallo studio di compatibilità idraulica sono emerse n.8 interferenze lungo la viabilità di nuova realizzazione (T01, T02, T03, T03-bis, T04, T05, T07, T08), n.1 interferenza con la viabilità esistente da adeguare e n.4 interferenze con le piazzole degli aerogeneratori (P01, P02, P03 e P04). L'analisi ha permesso di individuare, inoltre, n.28 interferenze lungo il tracciato del cavidotto di connessione (I01, I02, I02 BIS, I03..., I27).



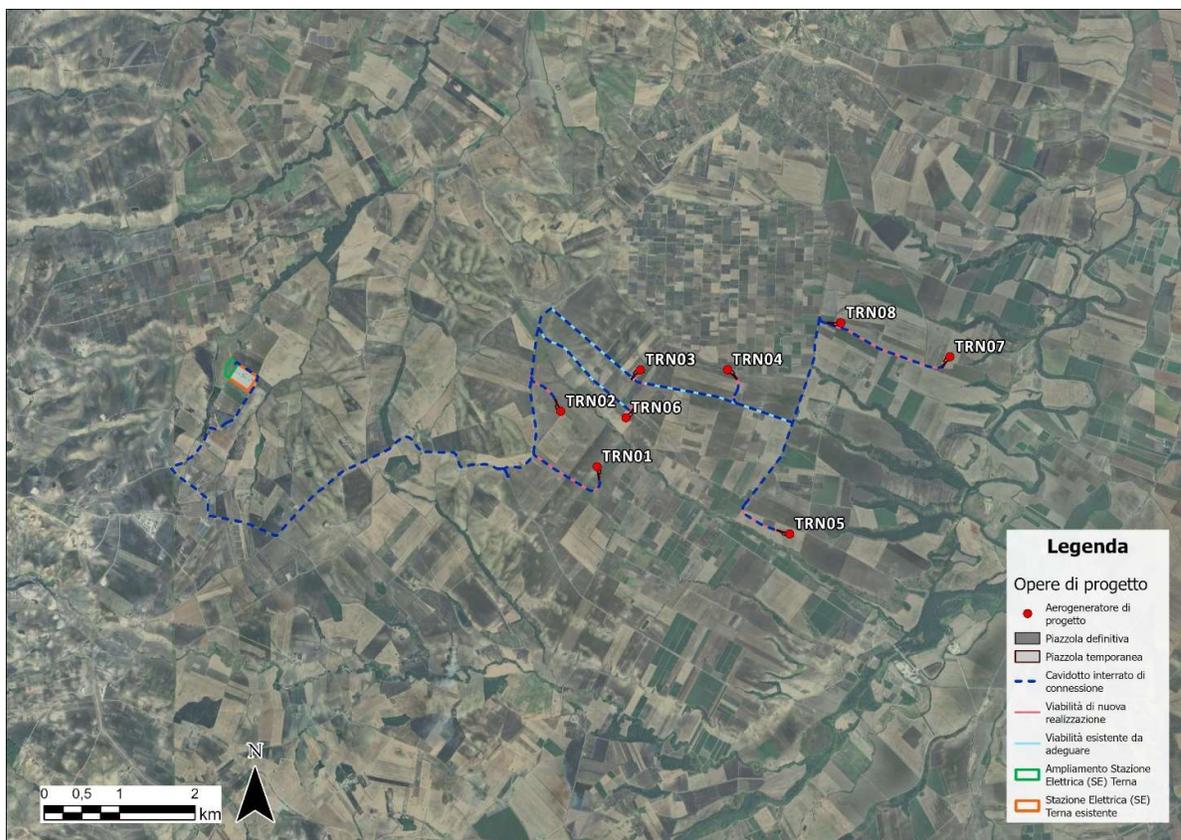


Figura 7-1: Localizzazione degli aerogeneratori in progetto, delle piazzole di cantiere e definitive, della viabilità di nuova realizzazione, della viabilità esistente da adeguare e del cavidotto di connessione.

## 7.2 INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ DI NUOVA REALIZZAZIONE

Le strade di nuova realizzazione interferiscono in n.8 punti (T01, T02, T03, T03-bis, T04, T05, T07, T08) con l'idrografia.

Le interferenze in questione, in particolare, avvengono con solchi di drenaggio naturali ed impluvi non rilevati dal reticolo idrografico DBPrior10k, ma individuati dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione dalle immagini satellitari.

Le interferenze, inoltre, non ricadono in aree a pericolosità idraulica del PAI o del PGRA.

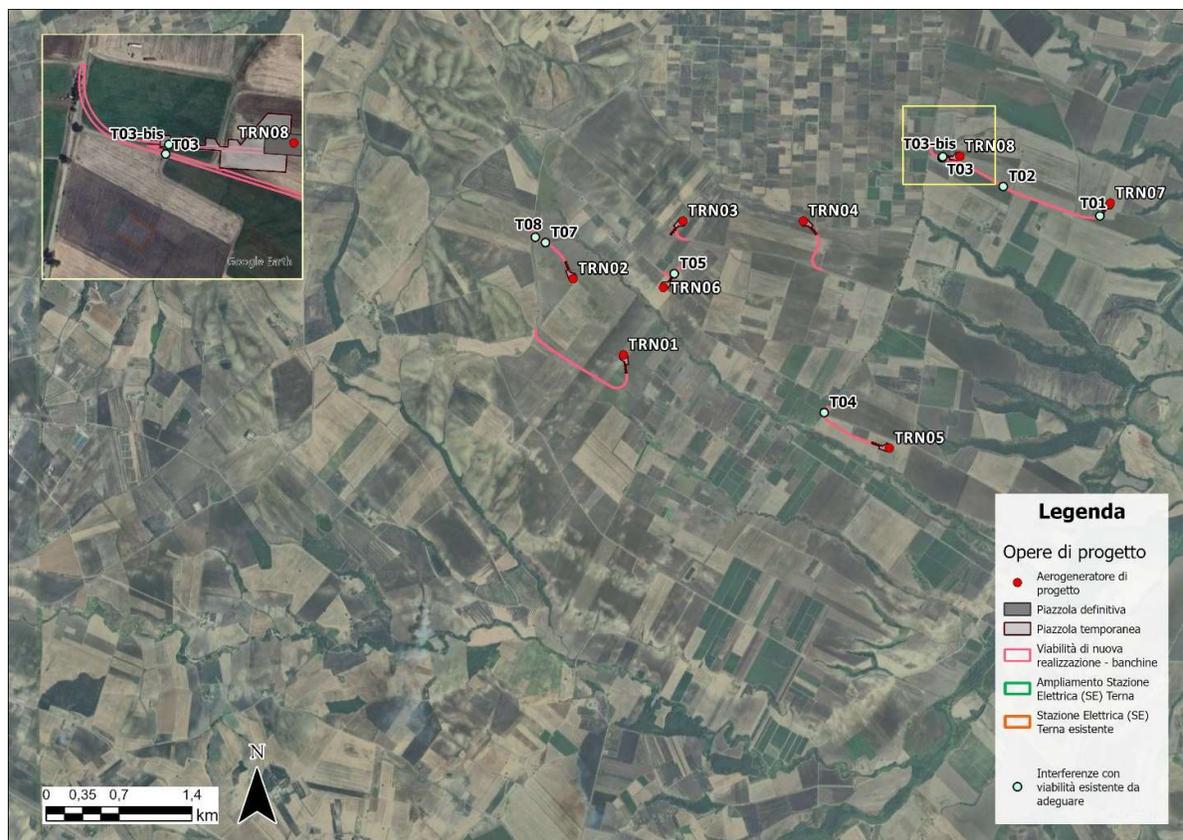


Figura 7-2: Interferenze della viabilità di nuova realizzazione con l'idrografia.

Nel caso delle interferenze T01 e T02, dallo studio dell'idrografia superficiale, ed in particolare dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione dalle immagini satellitari, è emersa la presenza di un solco di drenaggio naturale, di natura effimera, il cui tracciato planimetrico si sviluppa parallelo a quello della strada in progetto. Pertanto, alla luce di tali osservazioni, si prevede di superare le interferenze T01 e T02 inalveando il corso d'acqua all'interno del fosso di guardia in progetto lungo il perimetro della strada di nuova realizzazione.

Nel caso delle interferenze T03, T03-bis, T04, T05, T07 e T08, invece, per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di dimensionare un tombotto (scatolare in c.a.) per garantire un corretto funzionamento con eventi meteorici con tempi di ritorno pari a 100 anni.

Ai fini di stabilire la portata critica nei tre punti d'interesse, è stato utilizzato il modello afflussi/deflussi presentato nel paragrafo 6.2.6, con le medesime ipotesi.

Sulla base di analisi satellitare, sopralluogo e simulazione del modello digitale del terreno, condotta mediante algoritmi TauDEM, è stato stabilito il bacino scolante alla sezione di chiusura corrispondente alle interferenze.

Il coefficiente di deflusso è stato ricavato mediante il modello SCS-CN presentato nel paragrafo 6.2.4.

Per la definizione del tempo di corrivazione, è stata considerata la somma del tempo di *overland flow* e *channel flow*. Il tempo di *overland flow* è stato stimato con la formulazione di Kerby, mentre il tempo di *channel flow* con la formulazione di Kirpich; i parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione (lunghezza e pendenza dell'asta principale, lunghezza dell'*overland flow* e pendenza media del bacino) sono stati ricavati sulla base del modello digitale del terreno.

Nei paragrafi seguenti si propone lo studio idrologico e idraulico delle interferenze T01, T02, T03, T03-bis, T04, T05, T07, T08: alla luce delle considerazioni proposte, si ritengono le interferenze in questione idraulicamente compatibili e superate con l'utilizzo di tombotti.

### 7.2.1 Interferenze T01 e T02

Le interferenze T01 e T02 si verificano tra la viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM) e dall'analisi del DEM.

Adiacente all'interferenza T01, è stata individuata, inoltre, l'interferenza P01 tra il solco di drenaggio e la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN07 (paragrafo 7.4.1).

Come sottolineato nel precedente paragrafo, dalla consultazione delle ortofoto storiche si evince la natura effimera del corso d'acqua in questione, il cui attuale tracciato planimetrico, inoltre, si sviluppa parallelo a quello della strada in progetto. Pertanto, per risolvere le interferenze T01 e T02, si prevede che, in fase costruttiva, l'elemento idrico venga inalveato all'interno del fosso di guardia perimetrale in progetto lungo la strada. Sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso da parte del fosso perimetrale; tale fosse, inoltre, presenterà punto di scarico conforme all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto, come spiegato all'interno del paragrafo 6.4.2.

Ai fini del dimensionamento del fosso di guardia perimetrale, è stata calcolata la portata critica del corso d'acqua. La sezione di chiusura di progetto è stata definita, in via conservativa, in corrispondenza dell'interferenza T01, in quanto posizionata più a valle rispetto all'interferenza T02.

Tabella 7.1: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T01.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	40
Lunghezza dell'asta principale [m]	2800
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,20
Tempo di corrivazione [min]	59
Coefficiente di deflusso [-]	0,28 (T = 2 anni) 0,54 (T = 30 anni) 0,60 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **3,4 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **4,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il rilievo topografico, per lo studio idrologico-idraulico di dettaglio e per il dimensionamento delle opere di regimazione idraulica.



Figura 7-3: Interferenze T01, T02 tra la viabilità di nuova realizzazione e solchi di drenaggio naturali.

### 7.2.2 Interferenze T03 e T03-bis

L'interferenza T03 e T03-bis avvengono tra due tratti adiacenti della viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari.

In corrispondenza dell'interferenza T03-bis, inoltre, è stata individuata anche l'interferenza P02 con la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN08 (paragrafo 7.4.2).

Si riportano in Tabella 7.2 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza delle interferenze T03 e T03-bis.

Tabella 7.2: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T03 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	133
Lunghezza dell'asta principale [m]	5000
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,01
Tempo di corrivazione [min]	96
Coefficiente di deflusso [-]	0,32 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,64 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **2,1 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **8,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **12,1 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 2 metri e altezza pari a 1,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m<sup>1/3</sup>/s, assumendo una pendenza del 2% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 12,5 m<sup>3</sup>/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In fase di progettazione esecutiva si valuterà se inserire un singolo manufatto per il superamento di entrambe le interferenze o, in alternativa, se sia preferibile utilizzare due scotalari distinti per i due tratti di viabilità.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scatolare.



Figura 7-4: Interferenza T03 tra la viabilità di nuova realizzazione e un solco di drenaggio naturale.

### 7.2.3 Interferenza T04

L'interferenza T04 avviene tra la viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), all'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari

Si riportano in Tabella 7.3 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T04.

Tabella 7.3: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T04 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	5,1
Lunghezza dell'asta principale [m]	220
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,03
Tempo di corrivazione [min]	12
Coefficiente di deflusso [-]	0,17 (T = 2 anni) 0,43 (T = 30 anni) 0,50 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,2 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,2 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,7 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 0,8 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m<sup>1/3</sup>/s, assumendo una pendenza del 2,5% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 3,1 m<sup>3</sup>/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scatolare.



Figura 7-5: Interferenza T04 tra la viabilità di nuova realizzazione e un solco di drenaggio naturale.

#### 7.2.4 Interferenza T05

L'interferenza T05 avviene tra la viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), all'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari.

Adiacente all'interferenza T05, è stata individuata, inoltre, l'interferenza P03 tra l'elemento idrico in questione e la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN05 (paragrafo 7.4.3).

Si riportano in Tabella 7.4 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T05.

Tabella 7.4: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T05 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	12,9
Lunghezza dell'asta principale [m]	300
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,03
Tempo di corrivazione [min]	28
Coefficiente di deflusso [-]	0,23 (T = 2 anni) 0,49 (T = 30 anni) 0,55 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,4 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **2,5 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 0,8 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m<sup>1/3</sup>/s, assumendo una pendenza del 2% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 2,7 m<sup>3</sup>/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scatolare.



Figura 7-6: Interferenza T05 tra la viabilità di nuova realizzazione e un solco di drenaggio naturale.

### 7.2.5 Interferenza T07

L'interferenza T07 avviene tra la viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), all'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari

Si riportano in Tabella 7.5 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T07.

Tabella 7.5: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T07 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	10,1
Lunghezza dell'asta principale [m]	250
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,04
Tempo di corrivazione [min]	19
Coefficiente di deflusso [-]	0,20 (T = 2 anni) 0,46 (T = 30 anni) 0,53 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,3 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **2,5 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 0,8 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m<sup>1/3</sup>/s, assumendo una pendenza del 2,5% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 3,1 m<sup>3</sup>/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scatolare.

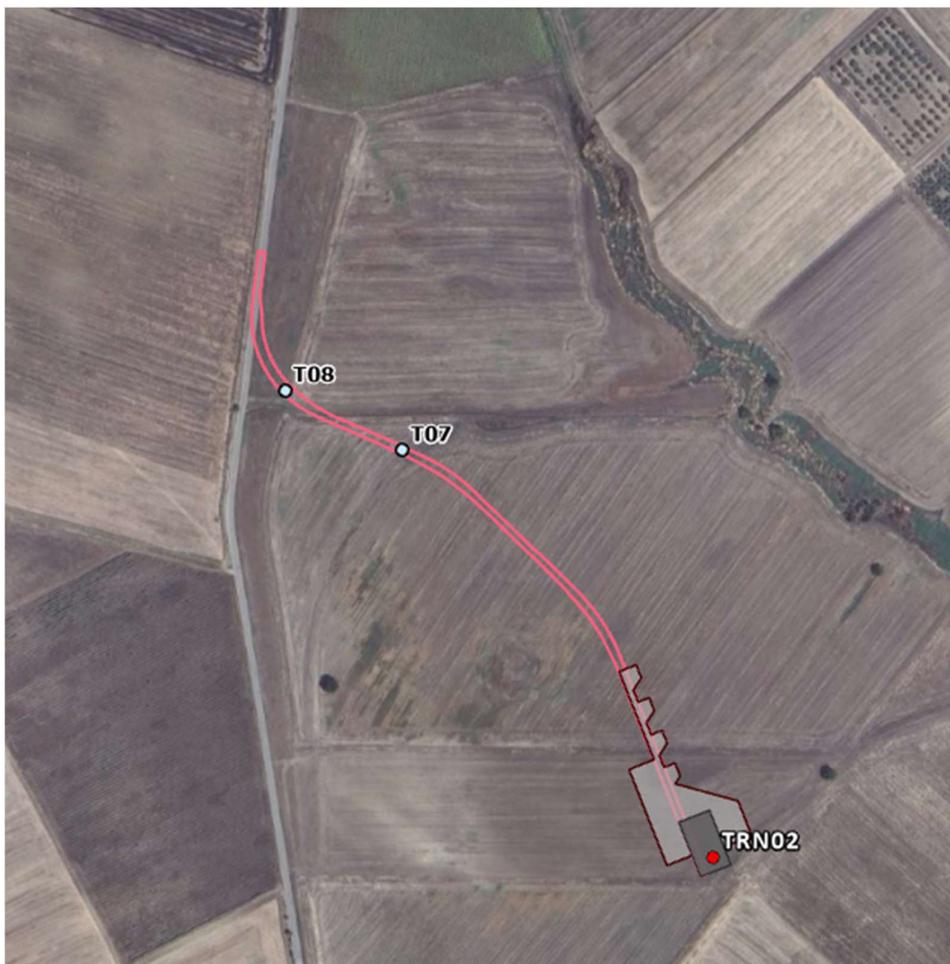


Figura 7-7: Interferenza T07 tra la viabilità di nuova realizzazione e un solco di drenaggio naturale.

### 7.2.6 Interferenza T08

L'interferenza T08 avviene tra la viabilità di nuova realizzazione ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), all'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari

Si riportano in Tabella 7.6 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T08.

Tabella 7.6: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T08 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	0,7
Lunghezza dell'asta principale [m]	60
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,03
Tempo di corrivazione [min]	11
Coefficiente di deflusso [-]	0,17 (T = 2 anni) 0,42 (T = 30 anni) 0,49 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,03 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,17 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,25 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metro e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m<sup>1/3</sup>/s, assumendo una pendenza del 2% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 0,5 m<sup>3</sup>/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scatolare.

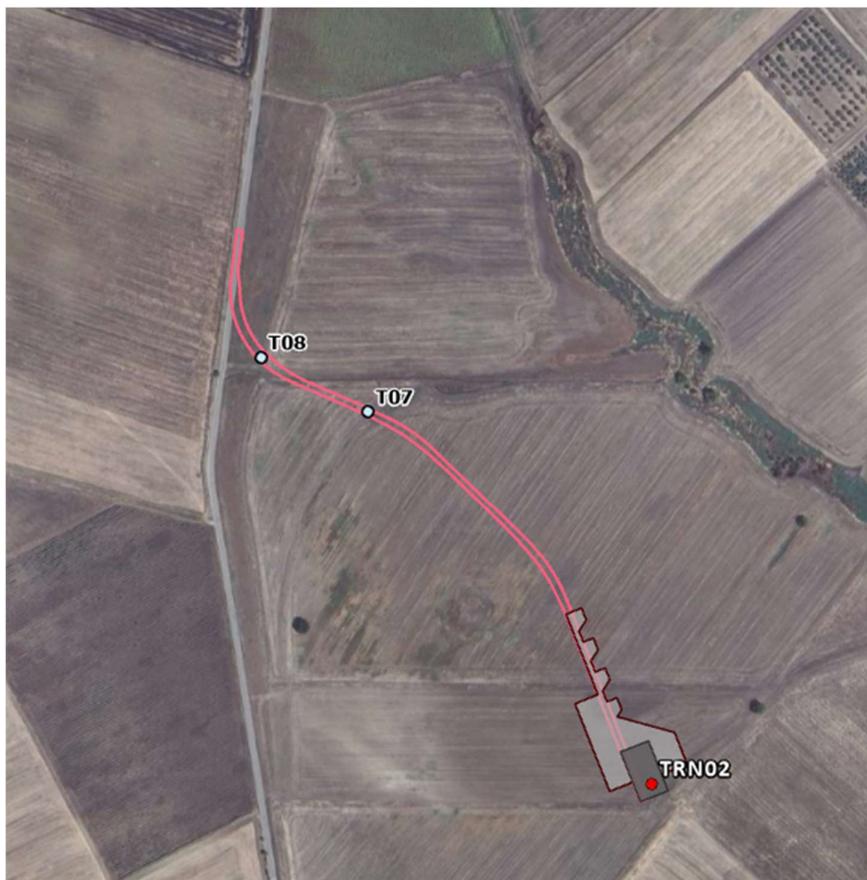


Figura 7-8: Interferenza T08 tra la viabilità di nuova realizzazione e un solco di drenaggio naturale.

### 7.3 INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ ESISTENTE DA ADEGUARE

La viabilità esistente da adeguare interferisce in n.1 punto (T06) con l'idrografia (Figura 7-9).

L'interferenza T06, in particolare, avviene con un corso d'acqua identificato dal reticolo idrografico DBPrior10 e ricade in un'area a media pericolosità del PGRA.

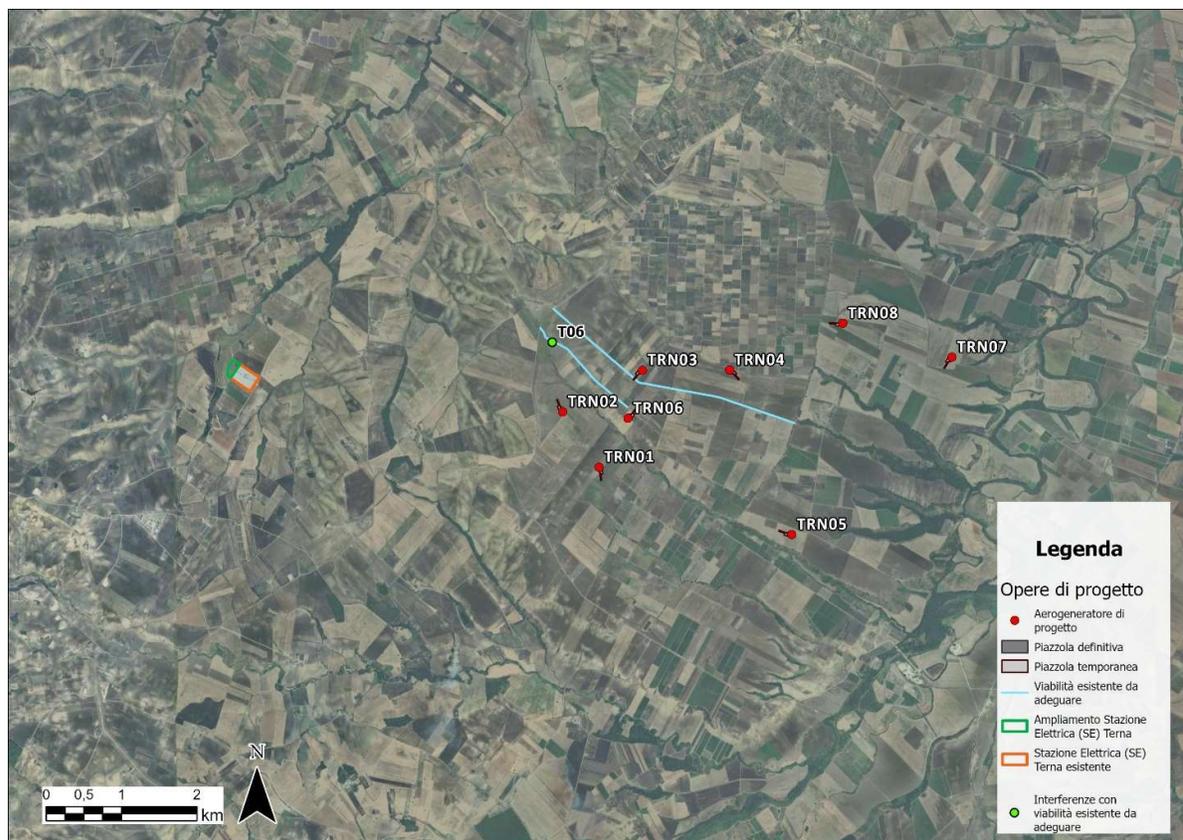


Figura 7-9: Interferenza T06 della viabilità esistente da adeguare con l'idrografia.

In corrispondenza dell'interferenza in questione, è già presente, allo stato di fatto, uno scatolare che permette il passaggio del deflusso superficiale. Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare l'interferenza T06 estendendo lo scatolare esistente per l'intero tratto di viabilità da adeguare.

In via preliminare, è stata calcolata la portata di progetto per un tempo di ritorno di 100: nella successiva fase progettuale, sulla base di rilievo topografico e studio idrologico e idraulico di dettaglio, sarà possibile verificare la portata idrologica di progetto e definire le dimensioni effettive della scatolare esistente al fine di procedere con la verifica idraulica di dettaglio per un tempo di ritorno di 100 anni.

Il calcolo preliminare della portata idrologica di progetto è stato condotto attraverso la medesima procedura illustrata nel paragrafo 7.2

Sulla base di analisi satellitare, sopralluogo e simulazione del modello digitale del terreno, condotta mediante algoritmi TauDEM, è stato inizialmente stabilito il bacino scolante alla sezione di chiusura corrispondente all'interferenza.

Il coefficiente di deflusso è stato ricavato sulla base dell'uso del suolo e dello studio della geologia mediante il modello SCS-CN (paragrafo 6.2.4).

Per la definizione del tempo di corrivazione, è stata considerata la somma del tempo di *overland flow* e *channel flow*. Il tempo di *overland flow* è stato stimato con la formulazione di Kerby, mentre il tempo di *channel flow* con la formulazione di Kirpich; i parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione (lunghezza e pendenza dell'asta principale, lunghezza dell'*overland flow* e pendenza media del bacino) sono stati ricavati sulla base del modello digitale del terreno.

Nel paragrafo seguente si propone lo studio idrologico e idraulico dell'interferenza T06 che, alla luce delle considerazioni proposte, si ritiene idraulicamente compatibile e superata.

### 7.3.1 Interferenza T06

L'interferenza T06 avviene tra un tratto di viabilità esistente da adeguare ed un corso d'acqua individuato dal reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K.

L'interferenza, inoltre, ricade in un'area a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.4 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T06.

Tabella 7.7: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T06 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	39
Lunghezza dell'asta principale [m]	350
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,03
Tempo di corrivazione [min]	43
Coefficiente di deflusso [-]	0,26 (T = 2 anni) 0,52 (T = 30 anni) 0,58 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,9 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **4,1 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **5,8 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

In corrispondenza dell'interferenza in questione, allo stato di fatto è già presente uno scatolare che permette il passaggio del deflusso superficiale. Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare l'interferenza T02 estendendo lo scatolare esistente per l'intero tratto di viabilità da adeguare.

Nella successiva fase progettuale, sulla base di rilievo topografico e studio idrologico-idraulico di dettaglio, sarà possibile verificare la portata idrologica di progetto e definire quali siano le dimensioni effettive della scatolare esistente al fine di procedere con la verifica idraulica del manufatto.

Nel caso in cui il tombotto esistente non risulti verificato per un tempo di ritorno di 100 anni, si procederà adottando un nuovo scatolare, con dimensioni e pendenza idonee a convogliare la portata di progetto.

In particolare, è stato dimensionato, in via preliminare, uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,8 metri e altezza pari a 1,2 metri.

A tal fine, la capacità di convogliamento dello scolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a  $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , assumendo una pendenza del 1% stimata conservativamente dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa  $5,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, oltre che per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica dello scolare.

#### 7.4 INTERFERENZE CON LE PIAZZOLE DEGLI AEROGENERATORI

Le piazzole di cantiere degli aerogeneratori interferiscono in n.4 punti (P01, P02, P03, P04) con l'idrografia. Inoltre, l'interferenza P04 interessa anche la piazzola definitiva a dell'aerogeneratore TRN02.

Le interferenze in questione, in particolare, avvengono con solchi di drenaggio naturali ed impluvi non rilevati dal reticolo idrografico DBPrior10k, ma individuati dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione dalle immagini satellitari.

Le interferenze, inoltre, non ricadono in aree a pericolosità idraulica del PAI o del PGRA.

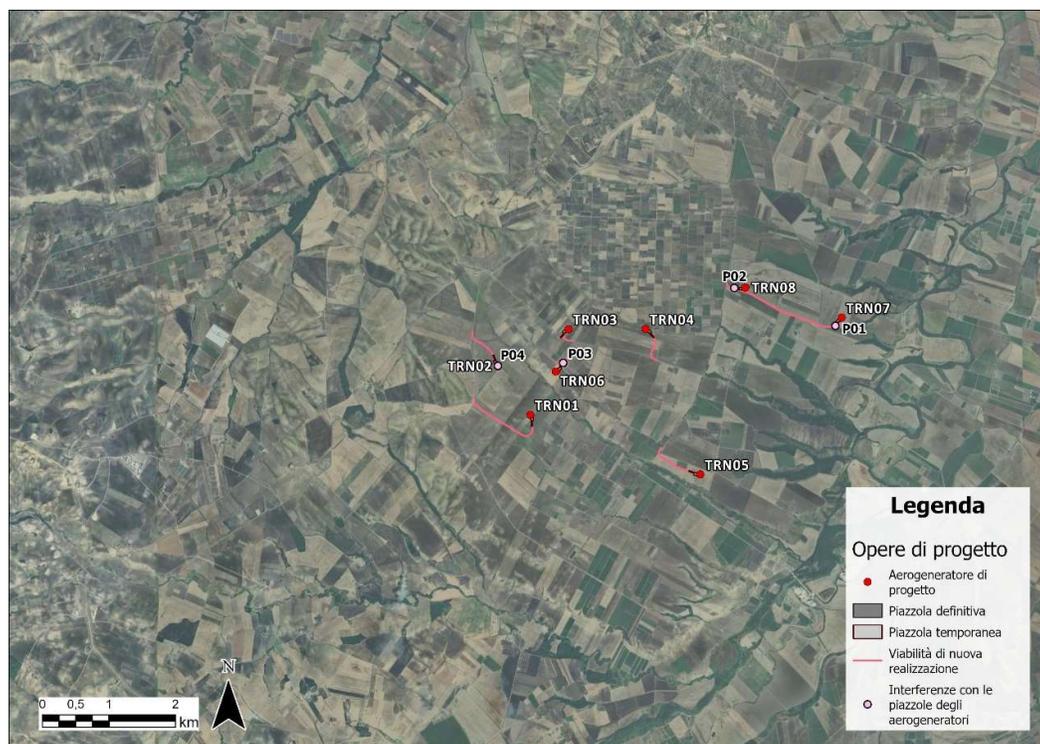


Figura 7-10: Interferenze delle piazzole di cantiere e definitive in progetto con l'idrografia.



Le interferenze P01, P02 e P03-bis sono adiacenti, rispettivamente, alle interferenze T01, T03 e T05 con la viabilità in progetto: pertanto, si prevedono le medesime modalità di superamento descritte nel paragrafo 7.2: in particolare, nel caso dell'interferenza P01 si prevede di inalveare il corso d'acqua all'interno del fosso in progetto lungo il perimetro di strada e piazzola temporanea in progetto, mentre per le interferenza P02 e P03-bis si prevede l'adozione di uno scatolare in c.a. per garantire un corretto funzionamento con eventi meteorici con tempi di ritorno pari a 100 anni.

Infine, nel caso dell'interferenza P04, dallo studio dell'idrografia superficiale, ed in particolare dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione dalle immagini satellitari, è emersa la presenza di un solco di drenaggio naturale di natura effimera il cui tracciato planimetrico, allo stato di fatto, interferisce marginalmente con la piazzola definitiva e con quella di cantiere dell'aerogeneratore TRN02. Anche in questo caso, la soluzione progettuale prevede che l'interferenza venga superata inalveando il solco di drenaggio all'interno del fosso in progetto lungo il perimetro della piazzola definitiva e di quella temporanea dell'aerogeneratore.

Per le interferenze P01, P2 e P04, sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso da parte del fosso perimetrale. I fossi perimetrali, inoltre, presenteranno punto di scarico conformi all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto.

Nei paragrafi seguenti si propone lo studio idrologico e idraulico delle interferenze P01, P02, P03, P04: alla luce delle considerazioni proposte, si ritengono le interferenze in questione idraulicamente compatibili e superate.

#### 7.4.1 Interferenze P01

L'interferenza P01 si verifica tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN07 ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM) e dall'analisi del DEM.

Il punto P01 è adiacente all'interferenza T01 con la viabilità in progetto: pertanto, si prevedono le modalità di superamento proposte per il punto T01, ossia si prevede di inalveare il corso d'acqua in questione all'interno del fosso di guardia perimetrale.

Per lo studio idrologico dell'interferenza e per maggiori dettagli riguardo la soluzione progettuale si rimanda al paragrafo 7.2.1.



Figura 7-11: Interferenza P01 tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN07 e l'idrografia.

#### 7.4.2 Interferenze P02

L'interferenza P02 si verifica tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN08 ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM) e dall'analisi del DEM.

Il punto P02 è adiacente all'interferenza T03-bis con la viabilità in progetto: pertanto, si prevedono le modalità di superamento proposte per il punto T03-bis, ossia si prevede di adottare uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 2 metri e altezza pari a 1,5 metri.

Per lo studio idrologico dell'interferenza e per maggiori dettagli riguardo la soluzione progettuale si rimanda al paragrafo 7.2.2.



Figura 7-12: Interferenza P02 tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN08 e l'idrografia.

### 7.4.3 Interferenze P03

L'interferenza P03 si verifica tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN08 ed un solco di drenaggio naturale individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM) e dall'analisi del DEM.

Il punto P03 è adiacente all'interferenza T05 con la viabilità in progetto: pertanto, si prevedono le modalità di superamento proposte per il punto T05, ossia si prevede di adottare uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 0,8 metri.

Per lo studio idrologico dell'interferenza e per maggiori dettagli riguardo la soluzione progettuale si rimanda al paragrafo 7.2.4.



Figura 7-13: Interferenza P03 tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN06 e l'idrografia.

#### 7.4.4 Interferenze P04

L'interferenza P04 è generata da un solco di drenaggio naturale, individuato dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), dall'analisi del DEM e dalla consultazione delle immagini satellitari, il quale, allo stato di fatto, interferisce marginalmente con la piazzola definitiva e con quella di cantiere dell'aerogeneratore TRN02.

Anche in questo caso, data la natura effimera del corso d'acqua e dato l'attuale tracciato planimetrico, la soluzione progettuale prevede che l'interferenza venga superata inalveando il solco di drenaggio all'interno del fosso in progetto lungo il perimetro della piazzola definitiva e di quella temporanea dell'aerogeneratore.

Sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso da parte del fosso perimetrale; tale fosse, inoltre, presenterà punto di scarico conforme all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto, come spiegato all'interno del paragrafo 6.4.2.

Si riportano in Tabella 7.4 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P04.

Tabella 7.8: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P04 con l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	5,4
Lunghezza dell'asta principale [m]	170
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,06
Tempo di corrivazione [min]	19
Coefficiente di deflusso [-]	0,20 (T = 2 anni) 0,46 (T = 30 anni) 0,53 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,2 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,9 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,3 m<sup>3</sup>/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Successivamente alla fase di cantiere, a seguito della rimozione dell'area temporanea della piazzola, si valuterà se mantenere inalterato o se ridefinire parzialmente il tracciato planimetrico del fosso perimetrale in progetto.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il rilievo topografico, per lo studio idrologico-idraulico di dettaglio e per il dimensionamento dell'intervento di regimazione idraulica.



Figura 7-14: Interferenza P04 tra la piazzola di cantiere dell'aerogeneratore TRN02 e l'idrografia.

## 7.5 INTERFERENZE CON IL TRACCIATO DEL CAVIDOTTO DI CONNESSIONE

Il tracciato del cavidotto di connessione interferisce in n.28 punti (I01, I02, I02 BIS, I03..., I27) con l'idrografia (Figura 7-15), sei delle quali situate all'interno delle fasce di pericolosità idraulica del PGRA.

In particolare, il cavidotto interferisce in venticinque punti con un corso d'acqua riconosciuto dal reticolo idrografico DBPRIOR10K o dalla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM); negli altri casi, invece, l'interferenza avviene con un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e/o dalle immagini satellitari. È presente un'unica interferenza con corsi d'acqua demaniali.

L'elenco delle interferenze è riportato in Tabella 7.9. I dettagli grafici, invece, sono mostrati in Figura 7-15 e nell'elaborato grafico 2800\_5528\_TRN\_PFTE\_R09\_T02\_Rev0\_ATTRAVERSAMENTIIDRAULICI.

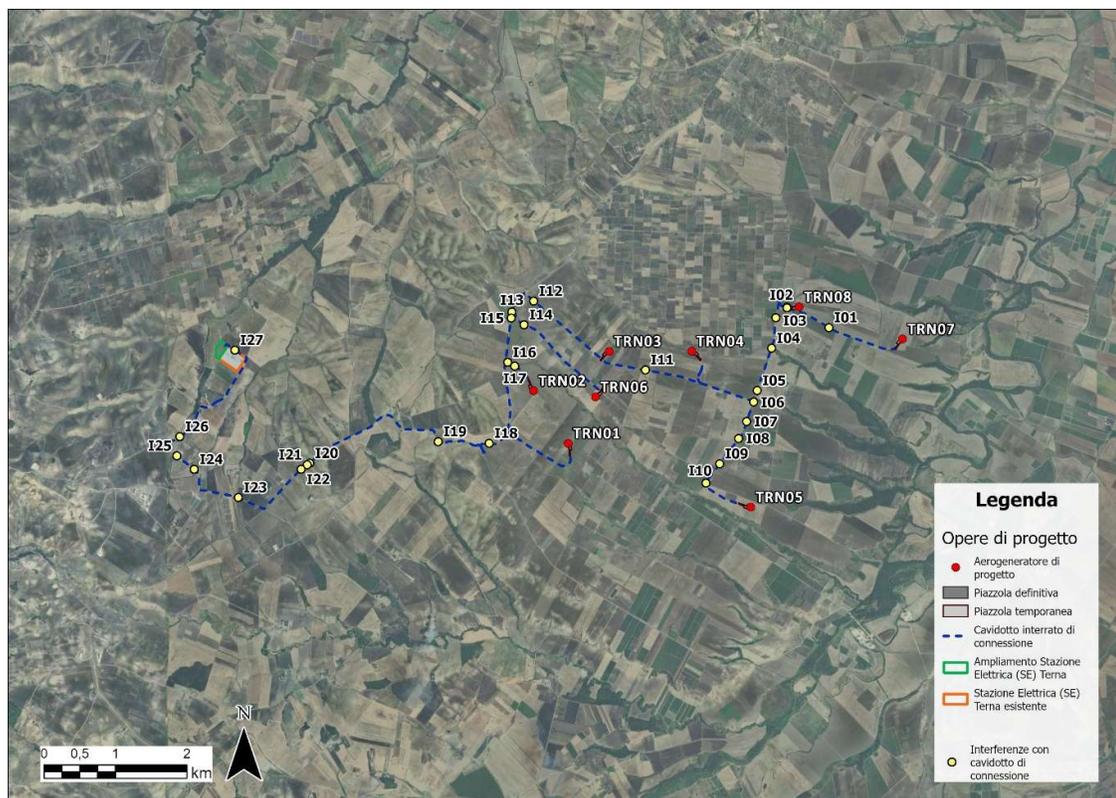


Figura 7-15: Interferenze del cavidotto interrato di connessione con l'idrografia.

Per le interferenze con corsi d'acqua minori, le soluzioni adottate sono di tipo 'trenchless', ovvero una tipologia di interrimento del cavo che non prevede il tradizionale scavo a cielo aperto. Tra le tipologie di *trenchless* vi sono: TOC, microtunnel, spingitubo, ecc.

Tuttavia, non è sempre necessario interrare i cavi con un metodo *trenchless*. Nei lunghi periodi di siccità, tipici delle stagioni estive, sono consentiti gli scavi tradizionali purché il cavo venga interrato almeno di 1.5 metri dal punto di impluvio, mentre nelle stagioni critiche più piovose, è opportuno affidarsi ai *trenchless*.

Dove è specificato l'impiego di una TOC, è sempre necessario adoperare questa tecnica e si prevede una profondità minima di posa del cavo di 2 metri dal punto più depresso dell'alveo, mentre nelle altre interferenze minori, in piccoli alvei spesso asciutti è sufficiente un cavo interrato alla profondità specificata per le stagioni non piovose. Si tratta dei casi, identificati in Tabella 7.9, con risoluzione "trenchless/cavo interrato". A seguito di un rilievo di dettaglio e di una valutazione delle condizioni in sito si potrà valutare se il cavo potrà essere interrato con scavo in trincea (ai sensi della normativa vigente in materia di posa cavi di alta tensione) o se sarà necessario ricorrere a tecnologie *trenchless*.

In particolare, quando si riscontrano interferenze con corsi d'acqua significativi la risoluzione utilizzata è la TOC.

Nei casi in cui non è necessaria la tecnologia *trenchless* e la profondità di interro da normativa risulta più restrittiva rispetto a quella dei calcoli idraulici, si potrà adottare la soluzione di interrimento.

I cavi di connessione verranno interrati sotto il manto stradale ad una profondità minima di circa 120 cm. Pertanto, nell'eventualità di allagamento, il cavo sarà protetto dall'erosione. Inoltre, nella fase post operam della posa del cavo, non vi sarà ostacolo al deflusso naturale delle acque meteoriche e non si riscontrerà una riduzione delle capacità di invaso delle aree interessate.

Alla luce di tali considerazioni, si ritengono le interferenze del tracciato del cavidotto di connessione con l'idrografia e con le fasce di pericolosità idraulica del PGRA idraulicamente compatibili e superate.

La tabella di seguito riporta un riepilogo per i punti analizzati nel layout di progetto, indicando la tecnologia prevista per la risoluzione dell'interferenza ove presente.

Durante la fase progettuale successiva saranno calcolate le profondità di posa tubazione unitamente al regime idraulico dei corsi d'acqua attraversati.

Tabella 7.9: Elenco delle interferenze della linea di connessione con l'idrografia.

ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
I01	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I02	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I02 BIS	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I03	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I04	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	TOC	Canale di Boccadoro (IGM e DBPrior); presenza di manufatto idraulico
I05	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I06	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I07	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I08	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM); presenza di manufatto idraulico
I09	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I10	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I11	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia minore
I12	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I13	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM); corso d'acqua demaniale; presenza di manufatto idraulico
I14	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	Trenchless/cavo interrato	Canale dell'Avena (IGM e DBPrior)

ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
I15	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I16	Interferenza elemento idrico; Area ad alta pericolosità idraulica (HPH -PGRA)	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I17	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Idrografia (IGM)
I18	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia minore; presenza di manufatto idraulico
I19	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia minore; presenza di manufatto idraulico
I20	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I21	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)
I22	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM); presenza di manufatto idraulico
I23	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	Trenchless/cavo interrato	SN 1; Idrografia (IGM e DBPrior); presenza di manufatto idraulico
I24	Interferenza elemento idrico	TOC	Idrografia (IGM); presenza di manufatto idraulico
I25	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	TOC	Torrente Mannara (IGM e DBPrior); presenza di manufatto idraulico
I26	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità idraulica (MPH -PGRA)	Trenchless/cavo interrato	Torrente Mannara (IGM e DBPrior)
I27	Interferenza elemento idrico	Trenchless/cavo interrato	Idrografia (IGM)

## 8. CONCLUSIONE

Lo studio di compatibilità idraulica ha analizzato le possibili interferenze delle opere in progetto con l'idrografia e le aree a pericolosità idraulica.

Per l'idrografia, si è fatto riferimento al reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K, alla carta topografica d'Italia - serie 25V dell'Istituto Geografico Militare (IGM), alla rete estratta dall'analisi DEM e alle immagini satellitari. Per la classificazione delle aree, invece, si è fatto riferimento al PGRA e al PAI.

Dallo studio di compatibilità idraulica sono emerse n.8 interferenze lungo la viabilità di nuova realizzazione (T01, T02, T03, T03-bis, T04, T05, T07, T08), n.1 interferenza con la viabilità esistente da adeguare (T06) e n.4 interferenze con le piazzole degli aerogeneratori (P01, P02, P03 e P04). L'analisi ha permesso di individuare, inoltre, n.28 interferenze lungo il tracciato del cavidotto di connessione (I01, I02, I02 BIS, I03..., I27).

Si è quindi valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale.

Il presente studio, inoltre, ha messo a confronto lo scenario ante-operam e quello post-operam, analizzando il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale). Si è valutato, in particolare, che il progetto rispetti i principi dell'invarianza idraulica. Ciononostante, ai sensi delle migliori pratiche progettuali, sono state previste opere di laminazione e infiltrazione (trincee drenanti) con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale e il carico inquinante.

Il progetto ha previsto una sistemazione del drenaggio oggi assente al fine di indirizzare e distribuire le portate, costituita da canalette di forma trapezia scavate nel terreno naturale. Tra i vantaggi idraulici essi immagazzinano e convogliano le acque scolanti meteoriche favorendo la riduzione dei picchi di deflusso, l'infiltrazione e il rallentamento dei flussi, a seconda della pendenza. Si prevedono, in particolare, fossi di guardia lungo il perimetro delle piazzole temporanee e di quelle definitive e ai lati della viabilità di progetto, con tubazioni sotto il piano stradale nel caso di versanti ripidi e bacini di scolo significativi gravanti sul piano stradale

Gli scarichi della rete di drenaggio post-operam, sia per le strade sia per le piazzole, convergeranno ai ricettori esistenti ante-operam. Tali scelte consentono di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità e nella disposizione delle piazzole.

Per le piazzole definitive, inoltre, si prevede la realizzazione di trincee drenante lungo il perimetro.

Si evidenzia come l'approccio utilizzato nello studio abbia posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile (infrastrutture grigie) con le infrastrutture verdi, che mitigano gli impatti biofisici delle opere in progetto, riducendo il potenziale rischio idrogeologico, creando benefici ecosistemici e promuovendo gli obiettivi della politica comunitaria. Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica.

Nel mantenimento dei limiti della profondità di interrimento, ai sensi delle norme vigenti in materia di cavidotti elettrici, la distanza tra fondo alveo e cielo tubazione posata potrà essere ricalcolata nella fase successiva progettuale, in seguito a raccolta di campioni granulometrici e dettaglio delle sezioni topografiche di impalcato e sezioni naturali