

REGIONE SARDEGNA
Provincia di Sassari
COMUNI DI NULVI E TERGU

PROGETTO

PROGETTAZIONE PARCO EOLICO "MATTESUIA"



PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE



edp
Renewables

EDPR Sardegna S.r.l.
Via Lepetit 8/10
20124 - Milano

PROGETTISTA



Hydro Engineering s.s.
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Mariano Galbo'.



OGGETTO DELL'ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

REV.	DATA	ATTIVITA'	REDATTO	VERIFICATO	APROVATO		
0	Dicembre 2022	PRIMA EMISSIONE	MG	VF	EG		
CODICE ELABORATO		DATA	SCALA	FORMATO	FOGLIO	CODICE COMMITTENTE	
NUL-PD-R15		Dicembre 2022	/	A4	1 di 28		

INDICE

INDICE	2
1 PREMESSA	3
2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO	4
3 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE	9
3.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE.....	9
3.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO	9
3.3 OPERE IDRAULICHE	11
4 INFORMAZIONE IDROLOGICA	17
4.1 METODO TCEV SARDEGNA	17
4.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO.....	21
4.3 CALCOLO DELLA C.P.P.	21
4.4 SUPERFICI DI INFLUENZA	22
5 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI	23
5.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA CRITICA	23
5.2 IL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO.....	24
5.3 IL CALCOLO DELLE PORTATE	25
6 PROGETTO E VERIFICA DELLE OPERE	27

1 PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Mattesua" composto da otto aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 6,0 MW, per una potenza complessiva di 48 MW, ubicato nel comune di Nulvi e nel Comune di Tergu, Provincia di Sassari e proposto dalla società EDPR Sardegna S.r.l. con sede in Milano Via Lepetit 8/10.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 6,0 MW con altezza mozzo pari a 102,5 m, diametro rotore pari a 155 m e altezza massima al top della pala pari a 180 m. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto.

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori ricadono nelle contrade Pintasi (NU01), Sa Marchesa (NU02), Ruspina (NU03 e NU04), Mura Bianca (NU05), Sa Marchesa (NU06 e NU07), Monte Palmas (NU08). Coerentemente alla STMG rilasciata da Terna (CP 201900633), oltre che degli aerogeneratori, il progetto si compone dei seguenti elementi:

- elettrodotto interrato MT da 30 kV, di collegamento tra gli aerogeneratori e la stazione di trasformazione utente 30/150 kV ubicata nel Comune di Tergu,
- stazione elettrica di trasformazione 30/150 kV,
- cavidotto interrato AT a 150 kV lungo circa 20 m che collegherà la stazione elettrica di trasformazione alla nuova stazione RTN ,
- nuova Stazione Elettrica RTN a 150 kV, di proprietà di Terna, denominata "Tergu"; da inserire in entra – esce alle linee RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e "Ploaghe Stazione – Tergu",
- raccordi di connessione AT a 150 kV, tra la stazione 150 KV "Tergu" le linee RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e Ploaghe Stazione – Tergu".

La seguente relazione riporto lo studio idrologico ed idraulico

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E IDROGRAFICO

Le aree interessate dal posizionamento degli aerogeneratori in numero di otto ricadono nelle contrade Pintasi (NU01), Sa Marchesa (NU02), Ruspina (NU03 e NU04), Mura Bianca (NU05), Sa Marchesa (NU06 e NU07), Monte Palmas (NU08).

Di seguito cartografie e fogli di mappa catastali interessati dalle opere:

IGM 25 K:

- 442_III_Sèdini
- 460_IV_Osilo

CTR 10K:

- 442090
- 442100
- 442130
- 442140
- 460010
- 460020

Catastali

Comune di Nulvi:

- 3, 4, 5, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 17, 20

Comune di Tergu:

- 2, 4

Comune di Sedini (solo adeguamenti viabilità esistente):

- 70, 71, 72, 73, 76

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 32 WGS84 degli aerogeneratori:

WTG	EST	NORD	Riferimenti catastali
NU01	478973	4521223	Nulvi, Foglio 5, p.IIa: 128
NU02	479423	4520772	Nulvi, Foglio 5, p.IIa: 84
NU03	480233	4518726	Nulvi, Foglio 8, p.IIa: 154
NU04	480055	4518271	Nulvi, Foglio 11, p.IIa: 187
NU05	480096	4517684	Nulvi, Foglio 12, p.IIe: 19, 20
NU06	479934	4517250	Nulvi, Foglio 12, p.IIa: 22
NU07	479921	4516759	Nulvi, Foglio 12, p.IIa: 47
NU08	480782	4516546	Nulvi, Foglio 13, p.IIa: 103

Tab. 1 Coordinate aerogeneratori nel sistema UTM 32 WGS84



Fig. 1 Ubicazione area di impianto da satellite

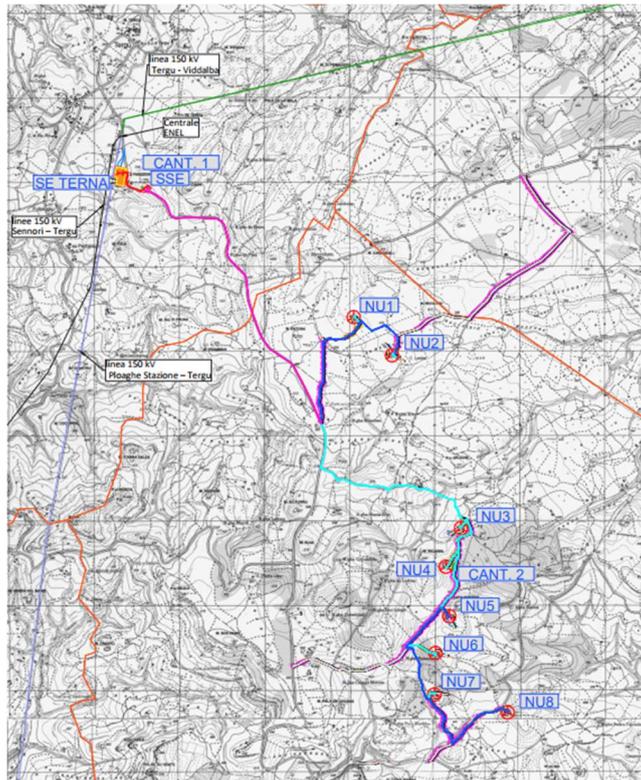


Fig. 2 Inquadramento impianto su IGM 1:25.000

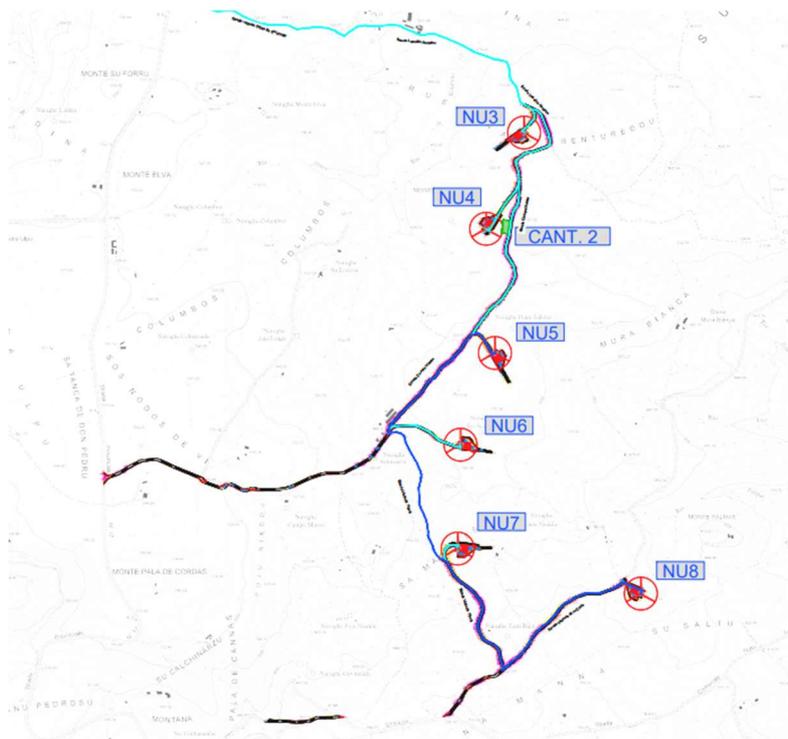
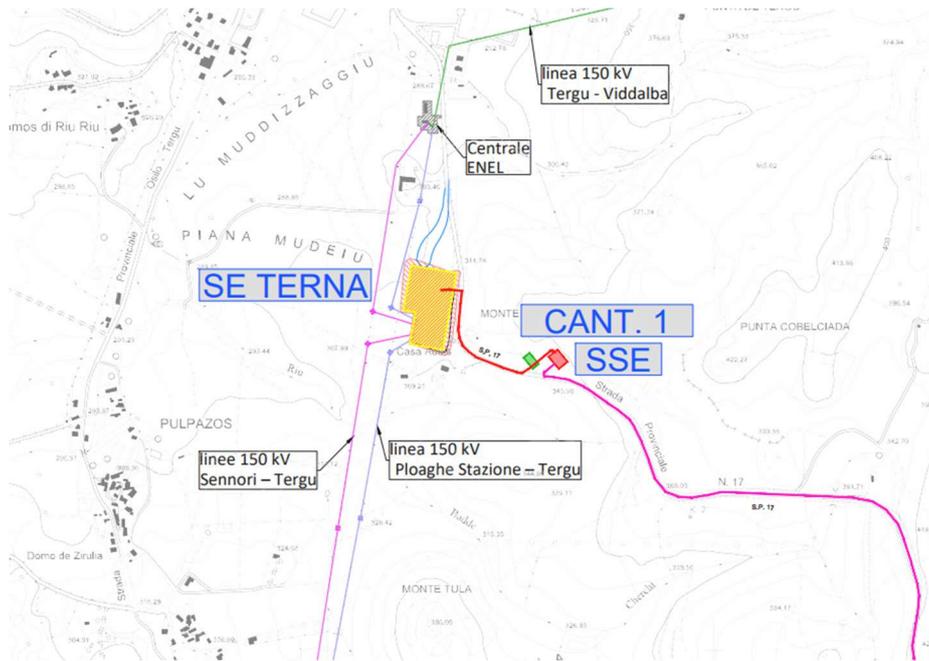


Fig. 3 Inquadramento impianto su CTR 1:10.000



Fig. 4 Inquadramento impianto su ortofoto

3 PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE

3.1 APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE

La durabilità delle strade e delle piazzole del parco eolico “Mattesua” è garantita da un efficace sistema idraulico di drenaggio delle acque meteoriche. Gli interventi da realizzarsi nell’area in esame sono stati sviluppati secondo due differenti linee di obiettivi:

- **garantire l’invarianza idraulica**, attraverso il mantenimento delle condizioni di “equilibrio idrogeologico” esistenti *ante operam*: le opere in progetto determineranno un incremento trascurabile o nullo della portata di piena dei corpi idrici riceventi i deflussi superficiali originati dalle aree interessate dagli interventi. Tale approccio consentirà di preservare e proteggere i sistemi idrologici naturali nel sito e di garantire la resilienza del sistema per far fronte ai cambiamenti climatici futuri.
- **drenare il sito efficacemente**, attraverso la regimazione e controllo delle acque che defluiscono lungo la viabilità del parco in progetto, mediante una adeguata rete drenante, volta a proteggere le infrastrutture del parco eolico.

Il tracciato delle opere di regimazione è stato definito a partire dal DTM con maglia 10 m e dalla progettazione della viabilità del parco, individuando le vie preferenziali di deflusso, gli impluvi (ed i solchi di erosione) interessati dalle opere in progetto nonché le caratteristiche plano-altimetriche dei tracciati.

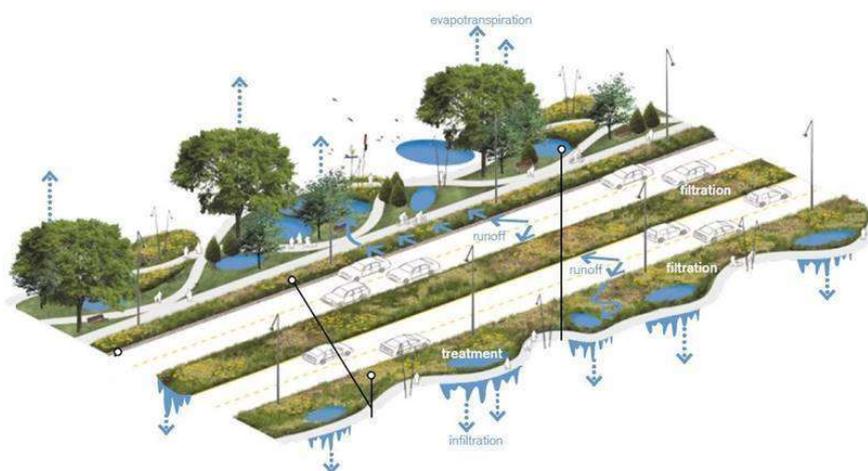


Fig. 2: Esempio progettazione stradale in ottica SuDS (Sustainable Drainage Systems), ripensata secondo i principi di invarianza idraulica. Fonte: Huber, J., 2010. *Low Impact Development: a Design Manual for Urban Areas*.

3.2 INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE IN PROGETTO

Come anticipato, la realizzazione delle opere in progetto mantiene **inalterata, a scala globale, l’equilibrio tra afflussi e deflussi dei bacini sottesi ai punti di immissione nei**

corpi idrici ricettori. Le nuove opere a servizio del parco eolico (nuova viabilità e nuove piazzole) rispettano infatti i principi dell'invarianza idraulica; in particolare:

1. le caratteristiche di permeabilità dei diversi bacini interessati dalle opere subiscono modifiche pressoché nulle e, pertanto, la variazione tra la situazione *ante* e *post* interventi è irrilevante e trascurabile. Il coefficiente di afflusso dei bacini (con il quale determinare l'aliquota di afflussi infiltrati) si mantiene infatti sostanzialmente invariato, data la minima (o nulla) variazione della permeabilità delle aree in seguito alla realizzazione degli interventi¹.
2. La realizzazione dell'impianto non prevede elementi impermeabili sul terreno ma opere con inerti, altamente permeabili, in corrispondenza delle piazzole e della viabilità di servizio. In ogni caso, si sottolinea come le aree occupate da strade e piazzole hanno dimensioni trascurabili rispetto ai bacini ove esse scolano (0,2%-4%).
3. Dal momento che la viabilità di progetto non sottende di norma alcun bacino scolante di dimensioni apprezzabili - e considerando che la nuova viabilità presenta dei punti di minimo che coincidono con punti di minimo orografici del terreno - si può affermare che le infrastrutture viarie di parco non modificano la risposta di ciascun bacino per tutti gli aspetti che riguardano i meccanismi di formazione dei deflussi (morfometria, percorsi di corrivazione, permeabilità, etc.) e non determinano alcun aumento di portata, ΔQ , sui corpi idrici ricettori.
4. Le opere idrauliche previste in progetto rispettano il regime idraulico *ante operam*: le acque meteoriche, infatti, vengono sempre recapitate presso gli impluvi naturali ove esse erano già precedentemente e naturalmente convogliate per ragioni orografiche².

I punti di scarico dei fossi di guardia saranno realizzati, ove necessario, in uno con opere di dissipazione finalizzate al rallentamento della corrente idraulica ed alla limitazione dei fenomeni erosivi. Lungo la viabilità di progetto, non si verranno a creare interferenze con impluvi demaniali esistenti o con affluenti di impluvi demaniali esistenti: gli scarichi avverranno in corrispondenza di impluvi naturali (di modesta entità e non censiti).

Come detto, tali immissioni saranno dotate di sistemi di dissipazione che consentiranno puntualmente l'annullamento dei rischi di fenomeni erosivi nel rispetto dell'equilibrio idrogeologico esistente: verrà garantito il convogliamento delle acque di scarico, prestando attenzione che l'immissione in piccoli impluvi esistenti e/o piccoli solchi di erosione esistenti avvenga con angoli inferiori o uguali ai 30°.

¹ Per effetto della presenza di misto stabilizzato compattato, utilizzato come strato di finitura per la nuova viabilità, e le piazzole il coefficiente di afflusso ϕ_p è compreso in un range 0.30-0.35 (strato drenante, da letteratura). **Le caratteristiche di permeabilità delle nuove aree risultano pressoché identiche a quelle del terreno naturale esistente.**

² Si evidenzia che tali scarichi delle acque meteoriche negli impluvi naturali sono di modesta entità in riferimento agli apporti dell'intero bacino scolante.

A tal scopo, nell'elaborato grafico NUL-PD-T39-T40 - Corografia dei bacini e opere idrauliche del parco planimetria, facente parte del presente progetto definitivo, è riportata una planimetria con l'individuazione dei punti di scarico, dei bacini idrografici interessati dalle opere e del reticolo idrografico esistente da CTR.

Le opere in progetto, pertanto, non alterano in nessun modo né il reticolo idrografico esistente né le portate che dagli impluvi esistenti arrivano verso i “canali naturali” presenti a valle.

3.3 OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche previste in progetto sono di seguito elencate; per i particolari costruttivi ed ulteriori dettagli si rinvia agli elaborati grafici dedicati.

Fosso di guardia “Tipo A”, in terra e rivestito con geostuoia antiersione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,40
Larghezza in superficie [m]	0,60
Altezza [m]	0,40

Tab. 2

Fosso di guardia in terra "Tipo A"

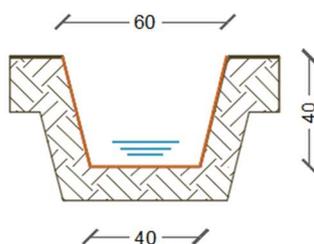


Fig. 3 – Fosso di guardia “Tipo A”

La geostuoia di rivestimento è ad alto indice di vuoti, in monofilamenti di polipropilene fissati termicamente nei punti di contatto (con spessori variabili).

Fosso di guardia “Tipo B”, in terra e rivestito con geostuoia antiersione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,50
Larghezza in superficie [m]	0,80
Altezza [m]	0,50

Tab. 3

Fosso di guardia in terra "Tipo B"

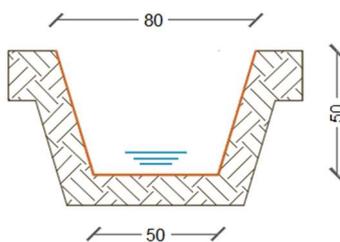


Fig. 4 – Fosso di guardia "Tipo B"

Fosso di guardia "Tipo C", in terra e rivestito con geostuoia antierosione, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	1,00
Altezza [m]	0,60

Tab. 4

Fosso di guardia in terra "Tipo C"

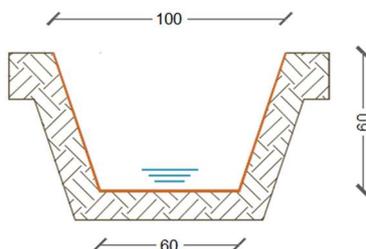


Fig. 5 – Fosso di guardia "Tipo C"

Fosso di guardia "Tipo AP", in terra e rivestito con pietrame ($D = 5-10$ cm di spessore 15 cm, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,40
Larghezza in superficie [m]	0,60
Altezza [m]	0,40

Tab. 5

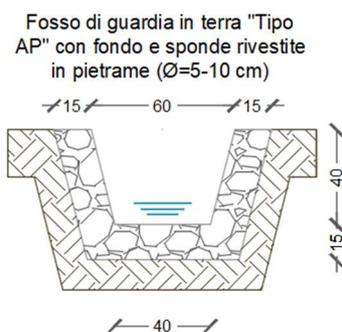


Fig. 6 – Fosso di guardia “Tipo AP”

Fosso di guardia “Tipo BP”, in terra e rivestito con pietrame ($D = 5-10$ cm di spessore 15 cm, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,50
Larghezza in superficie [m]	0,80
Altezza [m]	0,50

Tab. 6

Fosso di guardia in terra "Tipo BP" con fondo e sponde rivestite in pietrame ($\varnothing=5-10$ cm)

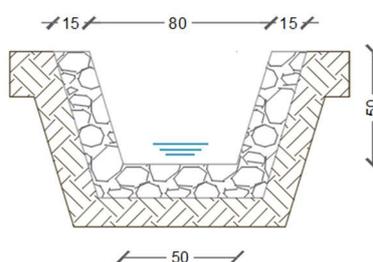


Fig. 7 – Fosso di guardia “Tipo BP”

Fosso di guardia “Tipo CP” in terra e rivestito con pietrame ($D = 5-10$ cm di spessore 15 cm, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	1,00
Altezza [m]	0,60

Tab. 7

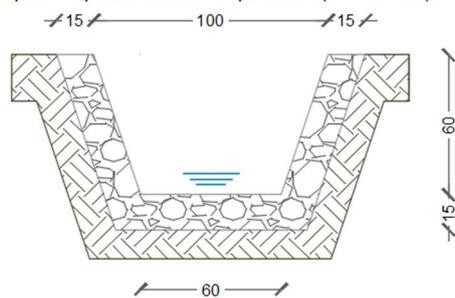
Fosso di guardia in terra "Tipo CP" con fondo e sponde sponde rivestite in pietrame ($\varnothing=5-10$ cm)

Fig. 8 – Fosso di guardia “Tipo CP”

Fosso di guardia “Tipo DP” in terra e rivestito con pietrame (D = 5-10 cm di spessore 15 cm, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezione trapezia

Larghezza base [m]	1,20
Larghezza in superficie [m]	1,50
Altezza [m]	1,00

Tab. 8

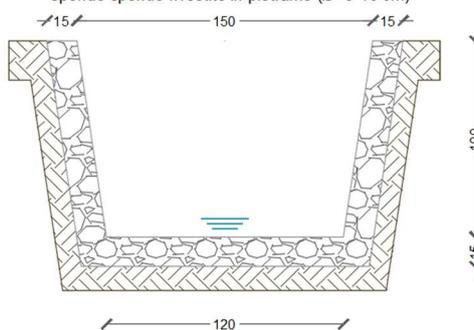
Fosso di guardia in terra "Tipo DP" con fondo e sponde sponde rivestite in pietrame ($\varnothing=5-10$ cm)

Fig. 9 – Fosso di guardia “Tipo DP”

Opere di dissipazione: tali opere sono poste al termine degli scarichi, in modo tale da ridurre l'energia della corrente idrica reimpressa negli impluvi naturali e limitare quindi l'erosione dei versanti. Sono previste opere di dissipazione con pietrame di grandi dimensioni ($D > 40$ cm), con differente geometria in funzione delle caratteristiche della corrente in uscita e del corpo idrico ricettore.

Arginelli in terra aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

Larghezza base [m]	0,60
Larghezza in superficie [m]	0,30
Altezza [m]	0,25

Tab. 9

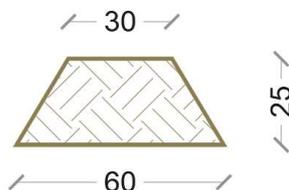


Fig. 10 – Arginelli in terra

Attraversamenti “Tipo A” in corrispondenza dei punti di scarico: tale tipologia di attraversamento è necessaria per lo scarico delle acque meteoriche (di piattaforma ed eventualmente provenienti dai versanti) intercettate dai fossi di guardia.

Gli attraversamenti (n°20 in tutto) sono realizzati con tubazioni in HDPE CRG SN8 (DE variabile) e prevedono (i) *in ingresso* un pozzetto per ispezione e raccordo con il fosso di guardia ed (ii) *in uscita* lo scarico diretto presso gli impluvi esistenti (od un altro pozzetto), previa opera di dissipazione in pietrame.

Di seguito (Fig. 12 –) si riportano le sezioni longitudinali e trasversali dell'*attraversamento tipo* ed una pianta dello stesso attraversamento.

Pozzetti in cls prefabbricato, aventi dimensioni interne 100x100 cm e spessore delle pareti pari a 0,15 m; l'altezza sarà variabile in funzione delle peculiarità delle quote dei fossi di guardia (o delle tubazioni in HDPE CRG) in ingresso e uscita.

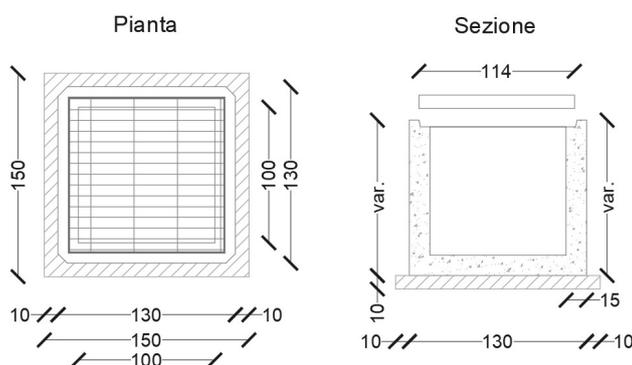


Fig. 11

4 INFORMAZIONE IDROLOGICA

Il presente capitolo ha l'obiettivo di definire la curva di probabilità pluviometrica necessaria alla progettazione delle opere idrauliche per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche dalle superfici stradali e dalle piazzole del parco eolico *Mattesnia*.

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nei bacini idrografici relativi all'area in esame. I fenomeni metereologici che generano le precipitazioni sono talmente complessi da non potere essere trattati come un processo deterministico a partire da condizioni iniziali e al contorno note. Pertanto, sotto il profilo pratico, lo studio delle piogge si limita ad utilizzare metodologie statistiche basate sulle osservazioni pluviometriche.

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

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

Nel caso in oggetto, infatti, non sono disponibili dati di registrazione delle portate; né, tantomeno, potrebbero essere utilizzati, dal momento che l'obiettivo dell'analisi non è studiare il comportamento idrologico/idraulico dei corsi d'acqua presenti nel territorio, ma approfondire le tematiche idrologiche per il dimensionamento di tutte le opere idrauliche del parco eolico "*Nulvi*".

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

4.1 METODO TCEV SARDEGNA

Il modello TCEV (*Two Component Extreme Value Distribution*) permette di determinare le altezze di pioggia h e le relative intensità i , seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici messa a punto dal progetto VAPI³.

La regionalizzazione delle piogge mira a superare i limiti relativi alla scarsa informazione pluviometrica (spesso costituita da singole serie di durata limitata e poco attendibili per le elaborazioni statistiche), utilizzando in modo coerente tutta l'informazione pluviometrica

³ Il Progetto VAPI (VALutazione PIene) sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche*, ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e delle piogge intense secondo criteri omogenei.

disponibile sul territorio, per individuare la distribuzione regionale delle caratteristiche delle precipitazioni.

La peculiarità del modello TCEV è quella di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici, riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità del tipo Gumbel. La prima, denominata *componente base*, assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda (*componente straordinaria*) genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti (appartenenti ad una differente fenomenologia meteorologica).

La TCEV rappresenta pertanto la distribuzione del massimo valore di una combinazione di due popolazioni ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (Gumbel, Log-Normale, etc.) riescono a rendere conto.

Per il calcolo delle curve di probabilità pluviometrica si farà pertanto riferimento alla procedura descritta nel progetto VAPI Sardegna (*GNDCl Linea 1. Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia*).

La procedura gerarchica di regionalizzazione si articola su tre livelli successivi in ognuno dei quali è possibile ritenere costanti alcuni statistici.

Nel *primo livello di regionalizzazione* si ipotizza che tutto il territorio regionale ricada in una unica Zona Omogenea, caratterizzata dalla costanza in tutti i punti del territorio del coefficiente d'asimmetria e dei parametri di modello Λ^* e Θ^* . Le loro stime, effettuate col metodo di massima verosimiglianza (MV), sono risultate le seguenti: $\Theta^* = 2.207$ e $\Lambda^* = 0.5717$.

Il *secondo livello di regionalizzazione* riguarda l'individuazione di sottozone omogenee, interne a quella individuata al primo livello, nelle quali risultino costanti, oltre al coefficiente di asimmetria, anche il coefficiente di variazione della legge teorica ed il parametro Λ_1 .

Al secondo livello di regionalizzazione la Sardegna è suddivisa in n°3 sottozone pluviometriche omogenee (SZO), fig. 4.1.

L'aggregazione delle stazioni in gruppi omogenei è stata condotta con tecniche di *cluster analysis*. La stima dei parametri è stata condotta dapprima col metodo di massima verosimiglianza ed è stata in seguito affinata variando iterativamente i valori dei parametri sino ad ottenere nelle serie generate sinteticamente gli stessi coefficienti di variazione (CV) osservati in media in ciascuna SZO.

La delimitazione territoriale delle SZO è stata effettuata utilizzando anche i dati delle 111 stazioni con minor numero di osservazioni, le quali sono state attribuite ai tre gruppi mediante tecniche di analisi discriminante, ed è semplicemente basata sull'aggregazione dei topoi dei dati delle stazioni appartenenti ad una medesima SZO.

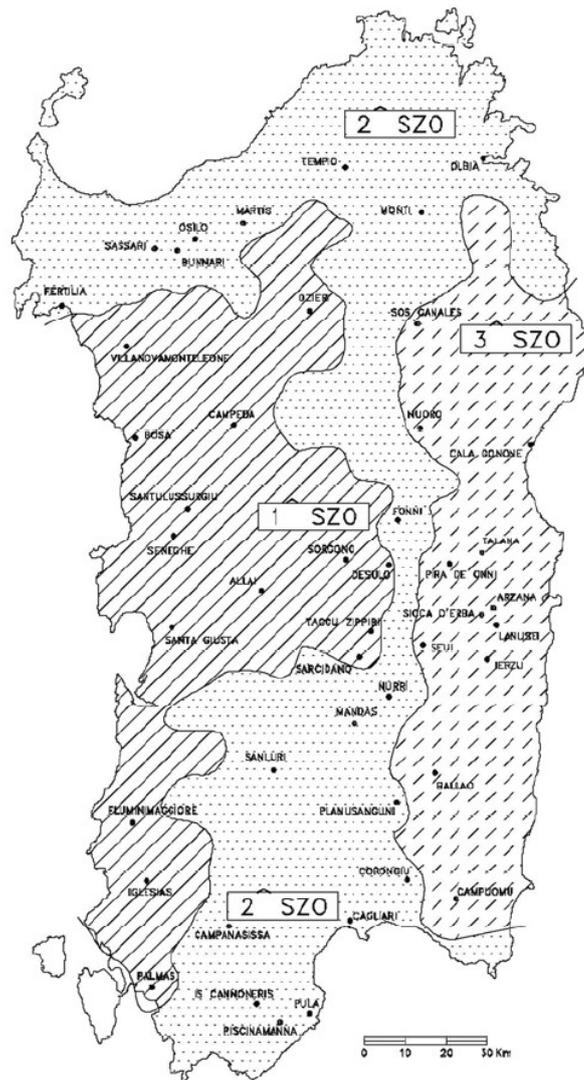


Fig. 13 – Sottozone pluviometriche omogenee SZO per la regione Sardegna

Per le piogge brevi ed intense (cui si fa riferimento nella presente analisi) per quanto riguarda i parametri Λ^* , Θ^* e Λ_1 l'indagine VAPI ha evidenziato una stretta dipendenza dei loro valori dalla durata dell'evento. Il valore di K_T , *fattore di crescita*, per tempi di ritorno T superiori a 10 anni può essere espresso attraverso una formula monomia del tipo:

$$K_T(t) = a_2 \cdot t^{n_2}$$

K_T misura la variabilità relativa degli eventi estremi alle diverse frequenze. Esso è dunque dipendente dalla durata della precipitazione e funzione sia della collocazione geografica del sito per il quale si vogliono calcolare le altezze di pioggia (a mezzo dei coefficienti a e b) che del tempo di ritorno T dell'evento meteorico.

Per tempi di ritorno T superiori a 10 anni, le espressioni per il calcolo dei coefficienti a_2 e n_2 sono riportate nell'immagine sottostante.

SZO 1	$a_2 = 0.46378 + 1.0386 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.18449 + 0.23032 \text{ Log}_{10} T - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 2	$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log}_{10} T - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)
SZO 3	$a_2 = 0.41273 + 1.1370 \text{ Log}_{10} T$ $n_2 = -0.19055 + 0.25937 \text{ Log}_{10} T - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\text{Log}_{10} T)^2$ (per $\tau \leq 1$ ora) $n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \text{ Log}_{10} T$ (per $\tau \geq 1$ ora)

Tabella 4.1: Formule per il calcolo del coefficiente di crescita al variare della durata e della sottozona.

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

Pertanto, l'espressione della curva di probabilità pluviometrica sarà:

$$h_{t,T} = K_T \cdot \mu(t)$$

in cui $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia di assegnata durata t e fissato tempo di ritorno T .

Nello specifico, per la regione Sardegna, al terzo livello di regionalizzazione, viene presa in considerazione come pioggia indice la media del massimo annuale dell'altezza di precipitazione giornaliera μ [g].

Per le piogge brevi ed intense, il legame tra la pioggia indice $\mu(t)$ e la durata t è risultato ben descritto in tutti i siti considerati da una espressione monomia analoga a quella impiegata per rappresentare le curve di crescita:

$$\mu(t) = a_1 \cdot t^{n_1}$$

dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera μ [g]. Nello specifico, le relazioni sono le seguenti:

$$a_1 = \mu_g / (0.886 \cdot 24^{n_1})$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log_{10} \mu_g$$

La pioggia indice giornaliera μ [g] viene stimata sulla base della carta delle isoiete riportata in figura 4.2.

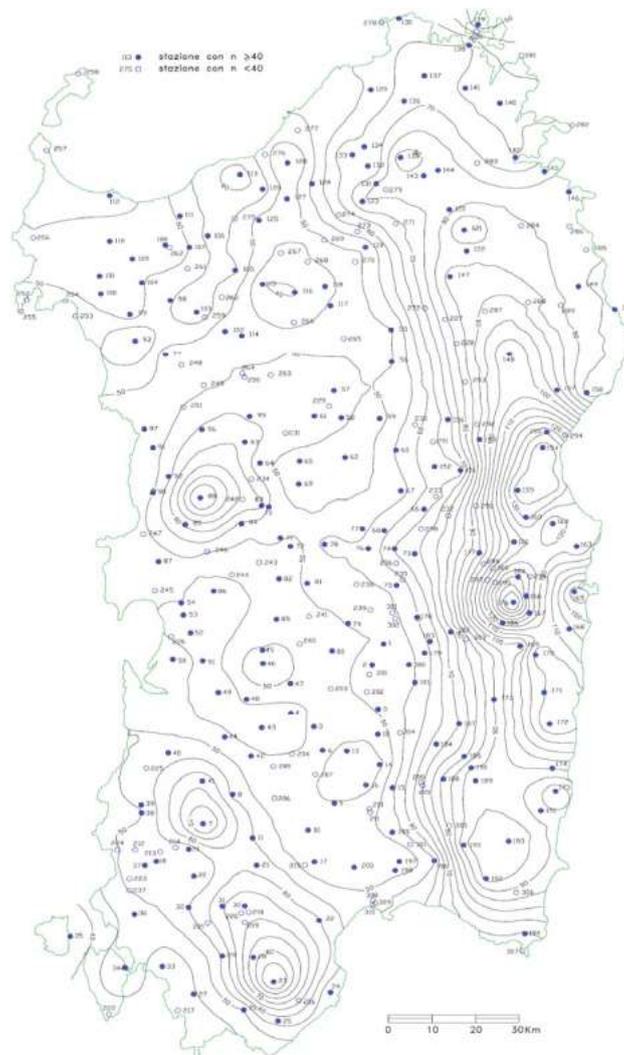


Fig. 14 – Carta delle isoiete per l'identificazione della pioggia indice giornaliera $\mu[g]$.

Sono quindi stati calcolati, per il tempo di ritorno di interesse $T = 25$ anni e per l'area considerata, i valori delle altezze di pioggia massima di assegnata durata $h_{t,T}$ e le leggi di probabilità pluviometrica.

4.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Il tempo di ritorno, per la sua definizione, è un parametro legato alla vita utile dell'opera e al potenziale rischio (e conseguente danno) relativo al verificarsi di eventi con probabilità di accadimento superiori. Il tempo di ritorno T adottato per il dimensionamento delle opere idrauliche è stato considerato pari a 50 anni.

4.3 CALCOLO DELLA C.P.P.

I bacini oggetto del presente studio si trovano nella sottozona pluviometrica omogenea SZO2: il fattore di crescita è calcolato attraverso l'espressione in tabella 2.1, utilizzando gli appropriati valori dei coefficienti a_2 e n_2 (per $T > 10$ anni e $t < 1$ ora, poiché i tempi di corrivazione dei

bacini oggetto di studio sono risultati tutti inferiori ad 1 ora).

Fissato il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica di progetto - pari a 50 anni - ed individuato il valore della pioggia indice giornaliera dalla carta delle isoiete in fig.4.2, è quindi possibile determinare i coefficienti per il calcolo delle altezze di pioggia di data frequenza di accadimento e di fissata durata. In particolare, risulta:

- $\mu_g = 55 \text{ mm}$
- $a_1 = 23.3791$
- $a_2 = 1.9540$
- $n_1 = 0.335$
- $n_2 = 0.084$

La c.p.p sarà data, pertanto, dalla seguente espressione:

$$h_{t,T} = a_1 a_2 \cdot t^{n_1 n_2}$$

È quindi possibile definire la curva di probabilità pluviometrica per l'area in esame, (corrispondente ad un tempo di ritorno $T=25$ anni); l'espressione analitica della c.p.p è la seguente: $h(t) = 41,774 \cdot t^{0.4192}$

4.4 SUPERFICI DI INFLUENZA

La principale caratteristica delle misure di precipitazione è di essere *puntuali*, cioè di riferirsi al punto in cui è posizionato lo strumento. La quantità di precipitazione che affluisce in un fissato intervallo di tempo in una data *area* deve essere valutata, in linea di principio, a partire dalle misure puntuali effettuate dalle stazioni di misura ricadenti nell'area o in essa limitrofe.

Tuttavia, data la vicinanza della stazione considerata ai bacini scolanti e le ridotte dimensioni di tali bacini, non si individuano le superfici di influenza nell'ipotesi che le caratteristiche di precipitazione all'interno del bacino siano legate esclusivamente a quelle della stazione pluviometrica in esame.

Inoltre, date le ridotte dimensioni dei bacini ($S < 10 \text{ km}^2$), non verrà effettuato il ragguglio spaziale delle precipitazioni (ARF=1).

5 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI

Le portate di progetto sono state calcolate attraverso *metodi indiretti*, che consentono la determinazione delle portate di piena a partire dalle precipitazioni che si abbattano sui diversi bacini. Nello specifico, si è valutata la portata di piena con la *formula razionale*.

La *formula razionale* consente la valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno T mediante la seguente relazione:

$$Q_T = \frac{\varphi \cdot i_T \cdot S}{3,6}$$

ove:

- Q_T è la portata di piena di assegnato tempo di ritorno T ed è espressa in m³/s;
- φ è il coefficiente di afflusso, adimensionale;
- i_T è l'intensità critica della precipitazione di assegnato tempo di ritorno (corrispondente al tempo di corrivazione) in mm/h;
- S è la superficie del bacino espressa in km²;
- 3,6 è un fattore di conversione delle unità di misura.

La modellazione matematica dei fenomeni idrologico-idraulici, innescati dalle precipitazioni sull'area di progetto, segue il processo descritto nei paragrafi seguenti.

5.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA CRITICA

Dopo avere ricostruito le relazioni intensità-durata-frequenza (IDF, espresse dalla c.p.p.) è necessario individuare la *l'intensità critica* della precipitazione, cioè l'intensità costante di quella pioggia, supposta anche uniformemente distribuita sul bacino, che determina la portata massima nell'idrogramma di piena di tempo di ritorno T.

La pioggia critica è quella di intensità pari al tempo di corrivazione o di concentrazione τ_c , definito come segue:

- il tempo di corrivazione di un bacino è quello necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino;
- il tempo di corrivazione è quel tempo che, una volta eguagliato dalla durata della precipitazione (precipitazione *critica*, ovvero che mette in crisi la rete idrografica), determina il raggiungimento del valore più elevato di portata nella sezione di chiusura del bacino.

Esso può essere calcolato tramite diverse formule; nel caso in esame, e cioè per piccoli bacini (aventi estensione dell'ordine di pochi km²), il tempo di corrivazione è calcolato attraverso la formula di Kirpich:

$$t_c = 0.01947 \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}$$

dove τ_c è espresso in minuti, L (lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque) è espressa in metri ed i è la pendenza media del percorso (m/m).

5.2 IL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso nei bacini scolanti. Nell'applicare un modello afflussi-deflussi risulta pertanto necessario quantificare le perdite per infiltrazione allo scopo di potere valutare la pioggia netta, ovvero quella che dà effettivamente luogo al deflusso. Nel presente studio, all'interno della formula razionale, è stato utilizzato il *metodo del coefficiente di afflusso* Φ . Tale coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sull'area sottesa ad una data sezione, e il suo uso comporta considerare le perdite proporzionali all'intensità media di pioggia.

La stima del valore di φ è stata condotta a partire da un'analisi del "Corine Land Cover 2012 – IV Livello". Le aree in corrispondenza delle quali saranno ubicate le opere in progetto sono caratterizzate da superfici agricole utilizzate (seminativi in aree non irrigue e zone agricole eterogenee).

Pertanto, relativamente a ciascuna superficie omogenea (tipo di suolo, tessitura, caratteristiche locali di permeabilità) il coefficiente di afflusso è stato definito facendo riferimento ai valori tabellati da Benini (*Sistemazioni idraulico-forestali*, 1990) in fig.5.2. Nello specifico, si sono utilizzati i seguenti valori del coefficiente di afflusso φ :

- $\varphi = 0.30$ per pavimentazioni in misto granulometrico (con buona capacità drenante);
- $\varphi = 0.35/0.40$ per terreni coltivati mediamente permeabili.

Per ciascun bacino, ai fini del calcolo della portata di progetto, il coefficiente di afflusso è stato calcolato secondo la formula seguente:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot A_i}{A_{tot}}$$

ove φ_i è il coefficiente di afflusso dell'area elementare A_i ed A_{tot} è la superficie complessiva del bacino. In questa maniera, il valore del coefficiente di afflusso (per ogni bacino) è dato dalla media pesata dei coefficienti di ciascuna area elementare in cui il bacino è divisibile.

Tipo di suolo	Copertura del bacino		
	Coltivazioni	Pascoli	Boschi
Molto permeabile (sabbioso o ghiaioso)	0.20	0.15	0.10
Mediamente permeabile (Terreni di medio impasto, Terreni senza strati di argilla)	0.40	0.35	0.30
Poco Permeabili (Suoli argillosi, con strati di argilla in prossimità della superficie, suoli poco profondi su substrato roccioso impermeabile)	0.50	0.45	0.40

Figura 5.1: Valori del coefficiente ϕ del metodo razionale per diversi tipi di superficie, in funzione della tipologia di suolo e della copertura del bacino (Benini, 1990 e Ferro, 2006).

5.3 IL CALCOLO DELLE PORTATE

Per la verifica dei fossi di guardia Tipo A e B sono stati selezionati tre bacini *rappresentativi*⁴ tra quelli presenti nel progetto, uno per ciascuna tipologia di opera idraulica; per tali bacini i valori delle portate corrispondenti al tempo di ritorno di interesse ($T=50$ anni), insieme agli altri parametri posti alla base del calcolo, sono riassunti nelle tabelle sottostanti.

Nello specifico, le grandezze caratteristiche poste a base dei calcoli, insieme alle rispettive U.M. sono:

- ID Bacino (la perimetrazione ha riguardato i bacini che insistono su viabilità e piazzole del Parco Eolico "Mattesuid");
- Superficie del bacino drenante S (sia in m^2 che in km^2);
- Lunghezza dell'asta principale L (in m);
- Quota massima dell'asta principale, H_{max} (m);
- Quota minima dell'asta principale, H_{min} (m);
- Dislivello geodetico tra gli estremi dell'asta, Δh (m);
- Pendenza media del percorso i (%);
- Durata dell'evento pluviometrico critico, pari al tempo di corrivazione t_c (in minuti);
- Coefficiente di afflusso ϕ ;
- Valore dell'intensità critica i_T (mm/h);
- Portata al colmo della piena, Q , (in m^3/s);

Le tabelle che seguono sono pertanto relative al calcolo della portata di progetto (relativa a ciascun bacino BV) causata da un evento pluviometrico critico di fissato tempo di ritorno T .

⁴ I bacini "rappresentativi" (BV) sono quelli, tra i bacini afferenti alla viabilità di progetto, che determinano il valore maggiore di portata di deflusso, in funzione della loro superficie/pendenza; con riferimento a tale portata, ogni fosso di guardia risulta idraulicamente e tecnicamente compatibile.

Caratteristiche del bacino

ID Bacino	Superficie S		Lunghezza a asta L (m)	H max [m]	H min [m]	Δh [m]	Pendenza media i [%]	Tempo di corrivazione t_c [min]	Intensità critica ($h < 1$ ora) [mm/h]	Coefficiente di afflusso φ_A [-]	Portata Q_A [m^3/s]
	[m^2]	[km^2]									
BV1	398861	0.398861	724.9	467.5	410.4	57.10	7.88%	8	144.86	0.30	4.815
BV2	293612	0.293612	1005.1	497.3	478.5	18.83	3.75%	14	107.04	0.30	2.619
BV3	37692.9	0.037693	603.3	492.6	423.8	68.89	11.42%	6	169.24	0.30	0.532
BV4	114572	0.114572	1273.1	574.9	531.3	43.59	3.42%	18	93.44	0.30	0.892
BV5	32588.2	0.032588	608.0	563.8	493.5	70.28	11.56%	6	169.24	0.30	0.460
BV6	84351	0.084351	330.3	557.1	534.2	22.88	6.93%	5	186.78	0.30	1.313
BV7	28554.9	0.028555	445.0	569.7	565.4	4.30	2.90%	8	144.86	0.30	0.345

Tab. 10

6 PROGETTO E VERIFICA DELLE OPERE

La progettazione e la verifica della capacità idraulica dei canali (fossi di guardia) sono state effettuate prevedendo un franco minimo di 4 cm per ragioni di sicurezza. La verifica della capacità idraulica delle opere è stata effettuata in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- Q è la portata che defluisce nel fosso di guardia (m³/s);
- χ è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata (in m²);
- R è il raggio idraulico (in m), dato dal rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato P;
- i è la pendenza del canale.

Per il valore del coefficiente χ , si è scelto di usare la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

in cui k_s è l'indice di scabrezza di *Gauckler-Strickler*, (in m^{1/3}·s⁻¹); in questo caso l'espressione della scala delle portate di moto uniforme si semplifica, risultando particolarmente adeguata ai problemi di progetto:

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

La scelta della formula per il calcolo del coefficiente χ ha un'importanza marginale rispetto alla possibilità di scegliere un valore adeguato dell'indice di scabrezza che vi figura; i valori sono stati desunti da Chow W.T. (*Applied hydrology*, 1988). Per i fossi di guardia è stato scelto un indice di scabrezza k_s pari a 36 m^{1/3}·s⁻¹ nell'ipotesi di canale in terra con fondo in ciottoli e sponde pulite.

Le verifiche sono risultate positive, rispettando gli opportuni franchi di sicurezza; le tipologie di opere idrauliche individuate in fase di pre-dimensionamento sono risultate aderenti alle necessità di controllo e di smaltimento delle acque meteoriche verso gli impluvi

naturali del sito in esame⁵.

A scopo esemplificativo, si riportano i calcoli effettuati per le portate relative ai bacini BV1 – BV2 e BV3 con i quali sono state dimensionate le tre tipologie (geometriche) di fossi di guardia previste nel presente progetto.

Caratteristiche del canale				Verifica/Progetto					Parametri di verifica		
Tipo fdg	Bacino scolante	Pendenza del canale, <i>i</i>	Portata di progetto, Q_p	Tirante idrico <i>h</i>	Area <i>A</i>	Perimetro bagnato <i>P</i>	Raggio idraulico <i>R</i>	Portata in condizioni di moto uniforme Q_{max}	Velocità <i>v</i>	Grado di riempimento <i>h/H</i>	Franco <i>f</i>
		[%]	[m ³ /s]								
DP	BV1	7.88%	4.815	0.82	1.09	2.86	0.38	4.815	4.42	0.82	0.18
DP	BV2	3.75%	2.619	0.70	0.91	2.61	0.35	2.619	2.88	0.70	0.30
BP	BV3	11.42%	0.532	0.30	0.18	1.13	0.16	0.532	2.97	0.61	0.20
C	BV4	3.42%	0.892	0.48	0.36	1.60	0.23	0.892	2.47	0.79	0.12
B	BV5	11.56%	0.460	0.24	0.14	1.01	0.14	0.460	3.28	0.49	0.26
C	BV6	6.93%	1.313	0.49	0.37	1.63	0.23	1.313	3.54	0.81	0.11
B	BV7	2.90%	0.345	0.32	0.19	1.16	0.16	0.345	1.83	0.64	0.18

Tab. 11

In particolare, per ciascun bacino di riferimento, sono riportati i seguenti elementi:

- Tipologia del fosso di guardia adottato;
- Bacino scolante;
- Tirante idrico *h* (m), sezione idrica *A* (m²), contorno bagnato *P* (m), raggio idraulico *R* (m) con riferimento alla portata di progetto;
- Pendenza *i* dell'opera idraulica (%)
- Portata di progetto $Q_{max,T}$ in m³/s;
- Velocità con cui defluisce la portata di progetto (m/s);
- Grado di riempimento del fosso di guardia, dato dal rapporto tra il tirante idrico di progetto e l'altezza della sezione;
- Franco (espresso in m) dato dalla differenza tra l'altezza della sezione ed il tirante corrispondente alla portata di progetto.

⁵ Si evidenzia che la scelta delle tipologie di opere, sia in termini di geometria che di materiali, non è legata ad un mero dimensionamento di tipo idraulico. Sono state tenute in considerazione infatti, anche se non direttamente esplicitate nei calcoli, caratteristiche come (i) l'interrimento fisiologico delle opere idrauliche (benché mantenute con regolarità), (ii) il carattere delle precipitazioni in accordo al *climate changing* (precipitazioni di notevole intensità e breve durata con tempi di ritorno elevati) e (iii) le dimensioni "minime" legate alle effettive funzioni alle quali le opere devono assolvere (indipendentemente, quindi, dal tirante idrico di moto uniforme derivante dal calcolo).