

Comune di: BERCHIDDA

Provincia di: SASSARI

Regione: SARDEGNA



Provincia di Sassari



Regione Autonoma
della Sardegna



PROPONENTE



OPERA

PROGETTO IMPIANTO EOLICO DI BERCHIDDA

OGGETTO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

DATA: GIUGNO 2023

N°/CODICE ELABORATO

SCALA:

SA_R3a

Folder:

Tipologia: R

Lingua: ITALIANO

N° REVISIONE

DATA

OGGETTO DELLA REVISIONE

ELABORAZIONE. D. PISU

Regione Autonoma della Sardegna



PROVINCIA DI SASSARI



COMUNE DI BERCHIDDA



IVPC POWER



PROGETTO DEFINITIVO

PARCO EOLICO "BERCHIDDA"

RELAZIONE
GEOTECNICA

AI SENSI DEI DD.MM. 11/03/1988 e 14/01/2018



PREMESSA e LAVORI IN PROGETTO

Il presente elaborato viene redatto su incarico della società IVPC Power 8. nell'ambito della progettazione dei lavori necessari per realizzazione di un parco eolico nell'agro di Berchidda, in provincia di Sassari, che sarà composto da cinque aerogeneratori, ed ha lo scopo di definire le caratteristiche geotecniche di dettaglio, sia dell'area in cui andrà posto in essere l'intervento, sia dei terreni che saranno coinvolti nella realizzazione dello stesso.

I lavori prevedono l'installazione di torri eoliche con altezza massima all'estremità delle pale, di circa 180 m, diametro del rotore di circa 150 m e altezza dell'asse di rotazione di circa 105 m.

La caratterizzazione litologica e litostratigrafica è già stata definita nella relazione geologica, ed alla stessa ci si riferisce per gli aspetti specifici, per cui questo studio intende individuare eventuali criticità di carattere geotecnico, così da permettere la definizione, per tipologia, di provvedimenti o opere da adottare per garantire l'idoneo livello di sicurezza delle opere in progetto, e per l'insieme di questo con il terreno che le supporterà.

Ci si è basati, sia sulle conoscenze derivanti da esperienze analoghe già maturate nell'area in esame, sia facendo ricorso ad un rilevamento litologico e strutturale di dettaglio eseguito nei diversi punti di installazione, sia su alcune prove di laboratorio eseguite su campioni di roccia rappresentativi prelevati in ciascun sito.

Ogni torre avrà un basamento di collegamento a terra da realizzare come plinto in calcestruzzo armato, che sarà posato direttamente sul terreno di appoggio e ad esso solidarizzato tramite tiranti o micropali, qualora le azioni sul terreno di sedime lo rendessero necessario.

Sono anche previsti la posa dei cavidotti di connessione di ogni singolo generatore alle apparecchiature di controllo e di connessione alla rete di Trasmissione Nazionale del Gestore dei Servizi Elettrici, nonché la realizzazione di alcune tratte di viabilità di collegamento tra quella pubblica già esistente e ogni piazzola di sedime delle singole torri.

Le interazioni maggiori tra terreno ed opere, quindi, saranno quelle dovute alle tensioni generate da ogni generatore in condizioni statiche, con la propria massa e i momenti dovuti alle azioni del vento sulla struttura, ed in condizione dinamica, in cui si aggiungono le forze determinate dalla rotazione delle pale e delle parti mobili dei macchinari interni alla navicella, quali i moltiplicatori di giri, i sistemi di raffreddamento e le apparecchiature di produzione dei flussi elettrici.



NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Lo studio è stato elaborato nell'osservanza della normativa vigente, con particolare riferimento a quanto posto dal D.M. 11.03.1988, (e relative Circolari Ministeriali) - **Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione** - oltre che dalle sue integrazioni e modificazioni, ma anche dalla più recente Circolare Min. LL.PP. n° 218/24/3 del 9.1.1996.

Riferimento è fatto anche alle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, già D.M. 14-01-2018, soprattutto per quanto attiene alla classificazione sismica dei terreni, ma soprattutto alla legge n° 64 del 2 febbraio 1974, che definisce particolari provvedimenti per le costruzioni che ricadono in zone sismiche o in territori comunali o loro parti, nei quali siano intervenuti od intervengano lo Stato o la regione per opere di consolidamento di abitato ai sensi della legge 9-7-1908, n. 445, e successive modificazioni ed integrazioni.

Aspetti più generali di carattere geologico sono stati illustrati nella relazione geologica specifica, alla quale ci si riferisce per poter definire con massimo dettaglio l'assetto geotecnico locale, riferito all'area vasta, e quello puntuale dei singoli siti di installazione.

Nello studio i problemi più significativi esaminati sono stati:

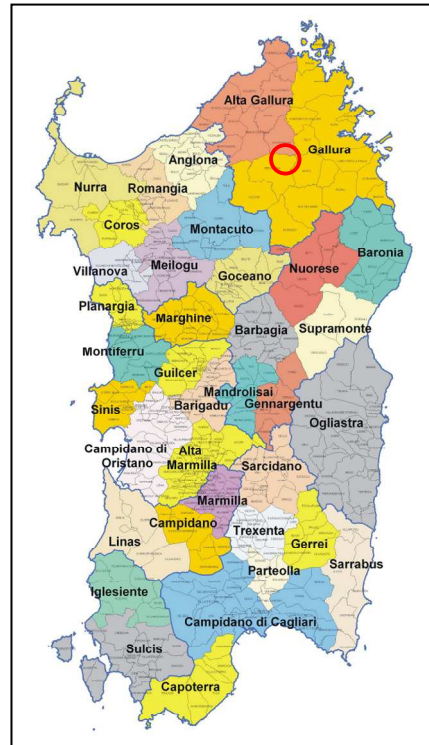
- (a) - Programmazione di un eventuale campagna di indagini geognostiche;
- (b) - Realizzazione dei rilevamenti strutturali e geomeccanici;
- (c) - Prelievo di campioni di terreno e/o roccia in posto;
- (d) - Esecuzione di prove ed analisi di laboratorio;
- (e) - Definizione del carattere litologico fondamentale dei terreni di appoggio;
- (f) - Definizione della caratterizzazione geomeccanica di ciascun sito di intervento;
- (g) - Formulazione di un modello geotecnico generale;
- (h) - Formulazione di un modello geotecnico di dettaglio;
- (i) - Definizione della capacità portante ammissibile e dei cedimenti;
- (j) - Definizione della condizione di stabilità generale dell'area vasta;
- (k) - Valutazione della stabilità puntuale delle aree di sedime;
- (l) - Definizione del livello di fattibilità tecnica dell'intervento;
- (m) - Individuazione di eventuali tipologie di opere speciali, di interventi di mitigazione o di messa in sicurezza.



INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Al fine di una idonea comprensione, sia degli schemi generali, sia delle condizioni di dettaglio, l'area sottoposta a studio generale, di gran lunga più vasta rispetto a quella strettamente interessata dal progetto, è stata estesa per oltre venti chilometri quadrati.

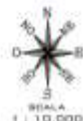
L'area vasta prescelta per l'installazione è localizzata nell'agro di Berchidda, circa nove chilometri a NE del centro abitato, in sommità al rilievo montuoso di Punta Su Tidimbaru, in località "Sa Soliana", sulla sommità di un limitato allineamento di bassi rialzi emergenti su una cresta montuosa allineata in maniera di una modesta dorsale orientata grossomodo NE-SO, in accordo con una struttura tettonica di media rilevanza che la delimita sul



INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE
FOGLIO 443150 MONTE LIMBARA - FOGLIO 443160 MONTI



LEGENDA



lato occidentale, e lungo la quale si sviluppa l'alveo del rio Canale Longu.

Si tratta di una superficie che ricade nel settore nordorientale della Sardegna, tra la Gallura e l'alta Gallura, al centro di quella porzione settentrionale del basamento antico che costituisce il margine orientale della tratta settentrionale del rift sardo, una fossa tettonica che attraversa la placca sarda da nord verso sud, dalla Nurra al Campidano.

Il settore in esame, ed in cui deve essere realizzato il parco eolico proposto, è rappresentato da una porzione residuale di un antico altopiano, ad articolazione



morfologica abbastanza evoluta e rilevante, che costituisce solo una limitata parte di una superficie di spianamento post ercinica.

Questa si è formata subito dopo l'orogenesi alpina che ha determinato l'emersione del settore, e che perdura ininterrotta fino ad oggi con una fase di continentalità in cui le azioni erosive hanno dapprima asportato totalmente le coperture carbonatiche mesozoiche, di cui oggi si trovano poche tracce a notevole distanza, cioè nell'isola di Tavolara ad oltre 35 chilometri verso NE-NE, poi hanno intaccato il sottostante basamento granitoide.

E' una superficie sub tabulare a bassa inclinazione verso NE, dalla quale risaltano una serie di bassi rilievi più o meno isolati, che verso occidente è delimitata da un versante molto acclive rappresentato da fianco di una valle fluviale impostata su una struttura tettonica primaria, mentre verso nord, est ed ovest i versanti degradano più gradualmente.

Dal punto di vista cartografico l'area di pertinenza risulta inquadrabile come segue:

- *Carta IGM in scala 1:100.000 foglio n° 181 TEMPIO PAUSANIA ;*
- *Carta IGM in scala 1:25.000 foglio n° 443 Tempio Pausania;*
- *Carta IGM in scala 1:25.000 foglio n° 443 sez. II Monti;*
- *Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 foglio 443150 M.te Limbara e 443160 Monti.*
-

Per quanto attiene all'ubicazione esatta del lotto, facendo capo al sistema di riferimento chilometrico di Gauss Boaga, questo può essere identificato con le coordinate geografiche del centro di una circonferenza con raggio di ottocentocinquanta metri che include tutti i siti di installazione, così come sotto riportate:





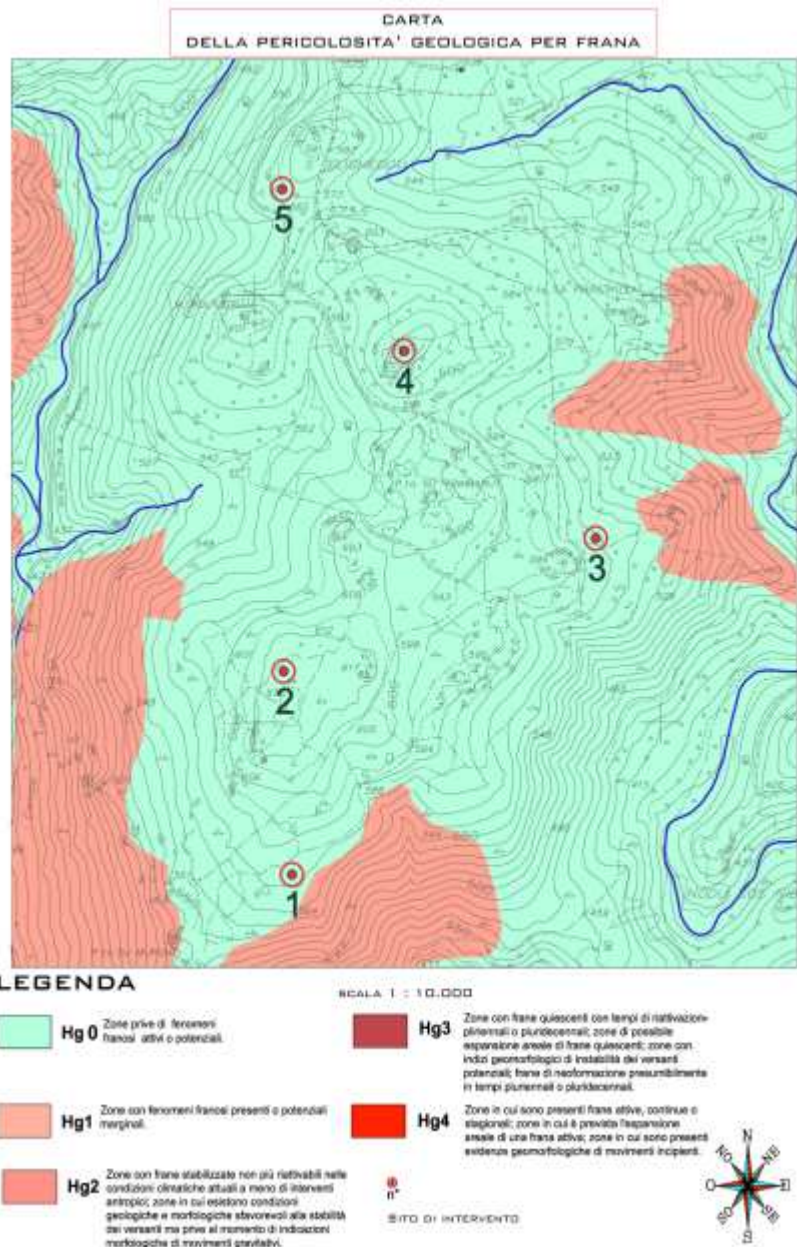
- N 45 20 505 E 15 21 086

- Il settore vasto in esame ricade entro il sub-bacino n° 3 Coghinas – Mannu - Temo, su un'area che include superfici ricadenti nelle classi di pericolosità geologica per frana di livello molto basso, in classe Hg 0, e medio, in classe Hg2.

- Di fatto tutte le torri eoliche ricadono su superfici poste all'interno della classe Hg0, con pericolosità geologica per frana di livello molto basso, e solo la turbina n° 1, sita in prossimità del ciglio superiore di un versante particolarmente acclive, dista poco più di cinquanta metri dal limite della classe Hg2.

- Ciò consente, quindi, di non dovere estendere lo studio come compatibilità geologica e geotecnica ed ammissibilità al P.A.I., secondo quanto prescritto dalle N.d.A. dello stesso Piano.

- Il P.A.I. non individua all'interno dell'area ristretta e dell'area vasta su cui ricade l'intervento in progetto, alcuna superficie che sia contraddistinta da alcun livello di pericolosità idraulica, per lo meno per distanze di almeno un chilometro rispetto ai siti di installazione.





RELAZIONE GEOTECNICA

PREMESSA

Lo studio geotecnico ha ristretto l'area in esame solo a quella che include tutte e cinque le torri eoliche, escludendo quelle limitrofe, per le quali vengono espresse considerazioni indirette solo se strettamente connesse a quelle di stretta pertinenza delle singole aree di sedime.

Deve anche considerarsi che, vista l'assoluta omogeneità delle caratteristiche generali e di dettaglio che contraddistinguono ciascuna delle cinque postazioni, tutte ricadenti nella stessa formazione litologica e con connotazione litostratigrafica sostanzialmente identica, e tenendo conto della moderata variabilità compositiva delle caratteristiche litotecniche riscontrata dalle analisi eseguite, di fatto la valutazione geotecnica che scaturisce dallo studio può essere omologata in una unica formulazione, validandola per tutti i siti di installazione con una approssimazione assolutamente limitata ed accettabile che rientra nell'incertezza caratteristica che contraddistingue tali valutazioni tecniche.

INDAGINI ED ANALISI

Come già accennato, la conoscenza concretamente molto approfondita in merito alla ricostruzione litostratigrafica di tutta la superficie interessata dall'intervento ha consentito, anche in accordo con la normativa vigente, di evitare il ricorso all'esecuzione di alcuna specifica campagna di indagine esplorativa e geognostica di dettaglio.

La considerazione fondamentale che ha guidato la programmazione e l'esecuzione delle indagini di approfondimento geotecnico, è quella che vede l'assoluta assenza di alcun corpo terrigeno di potenza consistente, cioè superiore a mezzo metro, in tutti i siti di installazione, in riferimento sia alla area di sedime ristretta, sia all'intorno più vasto in cui si possono risentire gli effetti delle azioni generate sul suolo dalle strutture in progetto.

In tutti i punti di installazione il basamento da considerare come supporto stabile, in facies litoide o sublitoide, è posto ad una profondità che oscilla tra zero e quaranta centimetri dall'estradosso della superficie topografica, e la copertura è sempre formata da materiale allentato di pezzatura



media e grossa, per lo più sabbie ghiaiose e frammenti subdecimetrici e decimetrici di roccia derivante dalla frammentazione e disgregazione corticale dello stesso litotipo che si rinviene immediatamente poco più in profondità.

Il contenuto di materiali finegranulari a composizione limosa ed argillosa in questo strato superficiale è sempre molto contenuto, difficilmente superiore al 10%, per cui comunque poco rappresentativo ed ininfluenza dal punto di vista geotecnico, anche perché la sua potenza estremamente contenuta consente la rimozione integrale senza eccessivo impegno tecnico ed economico, rendendo di fatto superfluo alcun approfondimento tecnico a suo carico.

A seguito di una serie di rilievi diretti in sito, si è deciso di procedere esclusivamente con il prelievo, in ciascuna area di sedime, di una serie di campioni superficiali di roccia che consentissero di valutarne le caratteristiche di resistenza, da valutare attraverso l'esecuzione di prove del tipo P.L.T., Point Load Test. prove di carico puntuale, che consentono di stimare con elevata precisione il valore di resistenza meccanica della roccia integra, definendone il parametro $I_s 50$ e ricavandone il valore equivalente di resistenza a rottura per compressione semplice.

Questo è il solo parametro strettamente geotecnico che si è ritenuto utile per sviluppare le considerazioni di merito necessarie alla caratterizzazione del terreno di sedime.

Le altre valutazioni operate sono quelle relative alla configurazione strutturale e geometrica dell'ammasso roccioso, quali il livello di fratturazione della roccia, la presenza, continuità e spaziatura dei giunti, la loro scabrezza e la loro giacitura rispetto alle azioni generate dai carichi, oltre alle implicazioni di carattere più strettamente idraulico, tutte entità indispensabili per poter procedere ad una corretta caratterizzazione geomeccanica del corpo roccioso di fondazione.

Tali valutazioni sono state eseguite in tutti e cinque i siti di installazione ottenendo sempre, peraltro, una ampiezza del campo di variabilità dei valori misurati molto ristretta, con la sola esclusione di quello relativo alle caratteristiche della fessurazione che, per condizioni evolutive localizzate, può determinare un modesto decadimento o miglioramento della performance geomeccanica dell'ammasso, pur mantenendo questo all'interno dello stesso gruppo classificativo.

Tale differenza è poco rilevante e deriva dalla maggiore o minore frequenza delle superfici di discontinuità, solo in seconda istanza dai caratteri fisici dei giunti, mentre le condizioni idrologiche e la resistenza meccanica sono praticamente identiche, con un valore della resistenza



per rottura uni assiale non confinata ottenuta attraverso prove di carico puntuale che varia tra 1400 e 1500 chilogrammi per centimetro quadrato.

Sebbene le prove siano riferite specificatamente ai campioni prelevati nei diversi siti di sedime, poiché la distribuzione spaziale delle facies estreme è abbastanza disuniforme, sia in senso planimetrico che verticale, agendo in modalità conservativa e cautelativa, potrebbe rendersi opportuno valutare solamente la condizione riconducibile alla performance minore tra quelle individuate che, comunque, permette di definire i materiali fondali quantomeno come rocce buone, soprattutto riferendosi all'utilizzo come supporto fondale.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

In sintesi, poiché i terreni che realmente formeranno il sedime delle torri eoliche in progetto sono rappresentati da facies lapidee, al più solo modestamente deteriorate e comunque da considerarsi in condizione sublitoide, quindi da valutarsi come genericamente buone o molto buone, si è ritenuto sufficiente procedere alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso seguendo tre criteri fondamentali, quello di Bieniawski del 1989, quello di Barton e quello di Romana.

Il criterio di Bieniawski viene ritenuto quello più affidabile nel caso specifico, in quanto tende a sottostimare la qualità degli ammassi più performanti, quali quelli esaminati nello specifico, ed a sovrastimare le rocce scadenti.

Per fare ciò è stato realizzato un dettagliato rilievo geomeccanico dell'ammasso roccioso, la dove la copertura terrigena corticale lo ha permesso in maniera diretta, determinandone frequenza, tipologia e persistenza delle discontinuità, loro apertura, presenza di riempimento, condizioni idriche, caratteristiche delle di dettaglio delle superfici delle discontinuità, resistenza della roccia integra, resistenza della roccia alterata e condizioni di alterazione, che hanno permesso di valutare il J.R.C., coefficiente di rugosità dei giunti, il J.C.S., la resistenza a compressione dei giunti, il R.Q.D., indice di qualità della roccia, attraverso i quali si stimano gli indici R.M.R e B.R.M.R. secondo Bieniawski, l'indice Q secondo Barton e l'indice S.M.R secondo Romana.

Le valutazioni, come già accennato, sono state elaborate considerando i due strati estremi in cui può trovarsi la roccia di base e tali indici valgono, nella condizione migliore, 80 per B.R.M.R, 62 per Q, e 77 per S.M.R., mentre nella condizione peggiore forniscono valori pari a 63 per B.R.M.R,



54 per Q, e 60 per S.M.R. identificano la qualità dell'ammasso roccioso sempre come quello della classe II^a secondo Bieniawski, e permettono di valutarne i parametri geotecnici e geomeccanici e di stimarne le condizioni di stabilità, portando a poter definire l'ammasso roccioso come buono e molto stabile, e per il quale si possono adottare valori minimi dell'angolo di attrito pari a 40° e della coesione pari a 2,0 kg/cmq.

I valori limite dell'indice B.R.M.R per questa classe variano infatti da 61 a 80, per cui tutte le determinazioni, così come riportate nelle tabelle allegate in calce, ricadono all'interno di tale intervallo, anche se alcuni si posizionano nelle fasce border-line.

In ogni caso si tratta di valori, anche nella peggiore delle condizioni ipotizzabili, che indicano sia una assoluta idoneità, sia una sostanzialmente totale stabilità dei materiali presenti al sedime nei diversi siti di installazione, per cui la fattibilità tecnica dell'intervento può essere assicurata in termini assoluti senza dover ricorrere ad alcun particolare artificio di miglioramento dei terreni fondali, di per sé più che idonei a supportare in maniera più che sicura le azioni trasmesse al suolo dagli aerogeneratori.

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI

E' chiaramente evidente che, nella condizione litostratigrafica specifica generale, non presenta alcun significato concreto cercare di sviluppare, attraverso le formule convenzionali della geotecnica valide al più per terreno a comportamento duttile, in cui può svilupparsi una rottura generale secondo una superficie di taglio cuneiforme ben definita, una stima della capacità portante e dei cedimenti che consentano poi di determinare le condizioni di stabilità, sicurezza ed equilibrio delle strutture in progetto e dell'insieme opera-terreno.

Il comportamento degli ammassi litoidi a comportamento fragile sottoposti a stress, infatti, è fortemente differente rispetto al caso sopra esposto, essendo i materiali duttili sostanzialmente plastici mentre quelli fragili quasi assolutamente elastici, per cui in questi si osserva una rottura di tipo locale che si manifesta con un'iniziale fratturazione della roccia in corrispondenza dei bordi della fondazione, e che quindi si evolve propagandosi sotto la fondazione con complesse superfici di taglio, le quali non raggiungono il piano campagna, ma si esauriscono all'interno dell'ammasso roccioso.

Nel caso di ammasso roccioso integro la portanza può ancora calcolarsi attraverso la formula generale di Terzaghi valida per fondazioni nastroformi con $B > 5L$



$$q_{lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

trascurando però il membro legato all'approfondimento della fondazione per cui

$$q_{lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

dove:

- c = coesione;
- γ_1 = peso di volume della roccia sopra il piano di posa;
- γ_2 = peso di volume della roccia sotto il piano di posa;
- D = profondità di posa della fondazione;
- B = larghezza della fondazione;
- Nc = fattore di portanza = $2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$;
- Nq = fattore di portanza = $N\Phi^2$;
- $N\gamma$ = fattore di portanza = $N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$;
- $N\phi$ = $\tan^2 (45 + \phi/2)$;
- ϕ = angolo di attrito.

Nelle situazioni in cui l'ammasso roccioso sia attraversato da uno o più sistemi di fratture con spaziatura inferiore o prossima alla larghezza fondazionale, la capacità portante può essere influenzata dalla resistenza meccanica di tali giunti, che è sempre inferiore a quella della roccia integra.

Si possono verificare tre situazioni.

- a) Giunti meccanici aperti (>5 mm) con inclinazione subverticale ($>70^\circ$): in questo caso la rottura avviene, quando risulta superata la resistenza alla compressione non confinata delle singole colonne di roccia isolate dalle fratture.

La portanza limite deve essere quindi calcolata con la relazione:

$$q_{lim} = 2c \tan (45 + \phi/2);$$

- b) Giunti meccanici stretti o chiusi (≤ 5 mm) con inclinazione subverticale ($>70^\circ$): in questa situazione la portanza dipende esclusivamente dalla resistenza meccanica dei giunti.

Si applica quindi la relazione:

$$q_{lim} = cNc + \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$$

tenendo però presente che la coesione e l'angolo di attrito da inserire nel calcolo devono essere quelli dei giunti meccanici e non dell'ammasso roccioso.

- c) Giunti meccanici chiusi o aperti con inclinazione compresa fra 20° e 70° : anche in questo caso la capacità portante è funzione solo della resistenza meccanica dei giunti.



d) Giunti meccanici chiusi o aperti suborizzontali (<20°): il calcolo può essere ricondotto al caso dell'ammasso roccioso integro.

Nel caso specifico l'algoritmo da utilizzare sarebbe quello indicato nel caso d), ma considerando che le condizioni al contorno possono presentare moderata eterogeneità, è bene sostituire con la formula di Brink Hansen

$$q_{lim} = s_c d_c i_c b_c g_c c Nc + s_q d_q i_q b_q g_q \gamma_1 DNq + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma BN\gamma_2$$

dove:

- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma, dati da:
 s_c = $1 + (Nq/Nc) (B/L)$;
 s_q = $1 + (B/L) \tan \phi$;
 s_γ = $1 - 0.4 (B/L)$;
 d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:
 d_c = $1 + 0.4 k$;
 con
 k = D/B per $D/B \leq 1$
 k = $\arctan(D/B)$ per $D/B > 1$
 d_q = $1 + 2 \tan \phi [1 - \sin \phi]^2 k$;
 d_γ = 1
 i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:
 i_c = $i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$;
 i_q = $[1 - 0.5H / (V + A c \cotan \phi)]^5$;
 i_γ = $[1 - 0.7H / (V + A c \cotan \phi)]^5$ per $b^\circ = 0$;
 i_γ = $[1 - (0.7 - b^\circ/450) H / (V + A c \cotan \phi)]^5$ per $b^\circ > 0$;
 in cui
 H = componente longitudinale del carico;
 V = componente assiale del carico;
 b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;
 A = area effettiva della fondazione;
 b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:
 b_c = $1 - b^\circ/147$;
 b_q = $\exp[-2 b(\text{rad}) \tan \phi]$;
 b_γ = $\exp[-2.7 b(\text{rad}) \tan \phi]$;
 g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi per fondazioni su pendio;
 g_c = $1 - p^\circ/147$;
 g_q = $g_\gamma = (1 - 0.5 \tan p^\circ)^5$.
 p° = inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale.

Solitamente nella pratica quotidiana, in condizioni e schemi geomeccanici quali quelli presenti nell'ambito di progetto, la portanza viene definita in via semplicistica e in maniera molto cautelativa, applicando al valore di resistenza alla rottura per compressione monoassiale del



materiale integro che costituisce il sedime, valutato nelle condizioni più precarie i circa 1400 kg/cmq un adeguato coefficiente di sicurezza che può oscillare tra 10 e 20, in funzione dell'assetto stratigrafico strutturale del sedime e del suo intorno influenzabile.

Volendo operare in maniera molto cautelativa si può applicare il maggiore fattore riduttivo, ricavando un valore della capacità portante ammissibile netta pari a 70 kg/cmq.

Considerando il livello di strutturazione dell'ammasso fondale, il valore massimo dei cedimenti assoluti, per un sovraccarico applicato che generi un incremento di tensione netta al suolo pari al massimo della portanza ipotizzata precedentemente, dovrebbe essere inferiore a 10,0 millimetri, con un entità dei possibili differenziali sempre al di sotto dei 3,0 millimetri.

Tuttavia, per maggiore precisione, la capacità portante è stata valutata, così come i cedimenti potenziali, utilizzando uno specifico programma di calcolo automatizzato, di cui si allegano in calce i tabulati relativi.

Le elaborazioni hanno dimostrato che la portanza ammissibile, determinata nelle condizioni di assetto sismico e valutata secondo gli Stati Limite Ultimi più cautelativi, si attesta in poco più di 67 chilogrammi per centimetro quadrato, approssimando moltissimo il valore stimato in maniera semplicistica ma, a tale proposito, si precisa che il calcolo rigoroso si è basato sulla adozione, sempre, di tutti i valori minimi caratteristici dei parametri geotecnici e geomeccanici, condizione che di fatto, nella realtà, non può mai verificarsi.

Per quanto attiene poi alla stima previsionale dei cedimenti che possono subire le strutture di supporto delle strutture eoliche per via dell'assestamento che i terreni fondali subiscono a causa di un sovraccarico che generi sul sedime un incremento di tensione netto pari alla portanza ammissibile, cioè 67,18 chilogrammi per centimetro quadrato, il calcolo ha evidenziato che il valore prevedibile varia, ipotizzando una struttura fondale flessibile, da un minimo di 3.3 millimetri in uno dei vertici, fino ad un massimo di circa 6.0 millimetri nel punto centrale, da cui scaturisce un differenziale pari a 2.67 millimetri, il che si traduce in una distorsione angolare pari allo 0.000534 per cento, comunque di gran lunga inferiore non solo a quella che definisce il limite F, pari ad 1/150 per cui si deve temere per la sicurezza del manufatto, ma anche a quella relativa al limite A, pari a 1/750 per la quale si possono ipotizzare difficoltà per apparecchiature sensibili ai cedimenti, quali appunto quelle in progetto.

Pur sulla base di queste valutazioni, già di per sé estremamente rassicuranti, un ulteriore calcolo di previsione dei cedimenti è stato operato ipotizzando condizioni di sovraccarico, e quindi della



tensione efficace applicata alla fondazione, più attinenti a quelle che si attueranno durante l'esercizio dei generatori eolici, simulando la condizione che realmente può essere dovuta al peso proprio della torre eolica ed alla sua azione durante il funzionamento nelle più gravose delle condizioni di ventosità locale, anche quando sottoposti alle azioni del vento massime.

Nel calcolo dei cedimenti realmente possibili si riduce il sovraccarico ponendo, quale più probabile, un aggravio sul piano fondale pari a 10.000 tonnellate, valutando con molta cautela in questo valore quello che al massimo può generare una torre eolica quale quella in progetto durante il suo funzionamento sotto la massima azione del vento al quale, sempre a favore della sicurezza, viene assegnata una velocità di 20 metri al secondo, cioè 72 chilometri all'ora.

Si ipotizza una piattaforma di installazione a base quadrata con lato di 10 metri, con superficie fondale è pari a 100 metri quadrati, da cui la massima tensione al suolo risulta essere pari a 100 tonnellate per metro quadrato, cioè 10,00 chilogrammi per centimetro quadrato, quindi meno di un sesto del valore della capacità portante ammissibile, così come scaturita dai calcoli.

Poiché l'entità dei cedimenti reali che si possono sviluppare a carico del terreno di fondazione sono direttamente proporzionali all'incremento netto di tensione applicata al piano di appoggio a terra, per lo meno per l'ordine di grandezza del valore della portanza ammissibile, preso atto che i carichi potranno generare un aumento di pressione non superiore ad un sesto rispetto a quella massima tollerabile, con sicurezza assoluta, dal terreno fondale prima che questo possa essere interessato da fenomeni di rottura localizzata, anche il valore di questi assestamenti è stimabile sulla base di tale fattore di proporzionalità.

Il calcolo reiterato ipotizzando tali condizioni di carico e l'entità delle azioni sul piano fondale, ha dimostrato che in tale configurazione il cedimento massimo si limiterebbe a 0.89 millimetri, mentre quello minimo si attesterebbe attorno a 0.49 millimetri, con un differenziale di soli 0.40 millimetri, quindi assolutamente limitato e sostanzialmente irrilevante e, in pratica incommensurabile e, con una distorsione angolare limitata a 0.00008 per cento, assolutamente ininfluente nei confronti della condizione di sicurezza di tutte le torri eoliche di cui si tratta.

VERIFICHE DI STABILITÀ DEL VERSANTE

Come riportato nella relazione geologica l'assetto morfologico di tutti i siti di installazione si presenta abbondantemente sicuro e privo di alcun fenomeno instabile, ed in tutte le postazioni la superficie topografica è contraddistinta da una giacitura planare o subplanare, molto poco o per



niente accidentata, quasi sempre suborizzontale o, al più, con una pendenza sempre molto inferiore al 5% e che solo in un caso la supera fermandosi però al 6%.

Oltretutto i processi morfodinamici attivi sono sostanzialmente inesistenti per un raggio di oltre duecento metri da ciascuna torre, con il riscontro esclusivamente dell'azione laminare delle acque meteoriche zenitali, che in nessuno dei siti di installazione, e nei loro intorno influenti, raggiunge mai la condizione di concentrazione e di scorrimento canalizzato.

Le attività morfodinamiche attive oltre la distanza sopra citata, peraltro, sono contraddistinte da velocità evolutive molto basse per cui la condizione di sicurezza odierna può essere estesa anche a medio, lungo e molto lungo periodo, con limite temporale molto elevato perché i normali processi morfodinamici oggi effettivamente attivi possano generare interferenza con le strutture in progetto, stimabile in diverse migliaia di anni.

Tutti i corsi locali d'acqua non hanno alcuna attività erosiva, con alvei di scorrimento localizzati sempre a distanza di oltre trecento metri da tutti i generatori, mentre le azioni delle acque di corrivazione superficiale sono, nella realtà, del tutto inesistenti, e quelle di tipo laminare, vista la media capacità delle rocce fessurate superficiali di consentire una modesta infiltrazione efficace delle acque meteoriche, sono riferibili solo a precipitazioni di intensità e durata medio-alta.

Solo per piogge di durata ed intensità molto elevate possono verificarsi fenomeni di temporanea saturazione dell'ammasso corticale del terreno che, in occasioni non ordinarie, possono generare fenomeni di scorrimento laminare delle acque meteoriche, senza peraltro che queste possano assumere reale pericolosità idraulica, anche in considerazione della modestissima estensione dei bacini imbriferi in cui le stesse precipitano e vengono raccolte.

L'assetto statico di tutti i siti, quindi, allo stato attuale è caratterizzato da una condizione di sicurezza assoluta e, considerando come le pressioni indotte dai sovraccarichi si propagano sul terreno di sedime, cioè in maniera quasi assolutamente normale al piano di applicazione, vista la consistenza lapidea o sublapidea e l'elevata coesione efficace, per cui la trasmissione orizzontale delle forze indotte viene smorzata quasi istantaneamente, come dimostrano le elaborazioni eseguite con il calcolo della capacità portante, che indicano un cuneo di portanza molto ristretto e non propagantesi lateralmente oltre il sedime specifico, si può affermare che le installazioni delle torri eoliche potranno indurre maggiore tensione sul sedime solo per un'area a pianta poligonale ampia non più di 5 metri per lato, o con raggio superiore a tale valore se la fondazione avrà pianta circolare, rispetto all'impronta ristretta della struttura fondale.



Sulla base di tali considerazioni, si è ritenuto assolutamente superfluo eseguire alcun calcolo di verifica della stabilità del versante che peraltro, di fatto, è contraddistinto da una sicurezza odierna praticamente assoluta.

Questa viene anche definita dalla classificazione geomeccanica dell'ammasso definibile con il criterio di Bieniawski, che pure nella condizione geomeccanica meno favorevole, in cui l'ammasso roccioso viene ricondotto comunque alla classe seconda, quella delle rocce buone e stabili, individua le ipotetiche potenziali condizioni di instabilità nella formazione di piccoli blocchi di roccia isolati o di piccoli piani non continui, definendo lo stesso ammasso come stabile, che solo per scavi di profondità superiore a 8 metri potrebbe comportare la necessità di modesti interventi puntuali di messa in sicurezza da operare al bisogno attraverso opere di disaggio.

Tale condizione è da escludere assolutamente nel caso specifico, che contempla al più modeste azioni di livellamento superficiale del terreno, con profondità di scavo che non superano il metro.

Volendo eventualmente sviluppare, comunque, una valutazione quantitativa di tale condizione, si può determinare il rapporto tra il valore della coesione media dell'ammasso roccioso così come si manifesta nella meno performante delle configurazioni geomeccaniche, quindi sempre superiore a 200 kPa, cioè 2.0 chilogrammi per centimetro quadrato, e la componente non normale della forza applicata al terreno di appoggio, pari al seno della tensione netta massima che realmente potrà essere esercitata sul sedime, definita in 1000 kPa.

Posto che la giacitura dell'estradosso della bancata lavica lapidea, così come delle superfici di flusso delle lave, ha un inclinazione media sempre nettamente inferiore al 6%, cioè 3.45°, si adotta questo parametro per definire la forza destabilizzante agente sul terreno di appoggio.

Il valore del seno di 3.45° è pari a 0,060, per cui la forza destabilizzante o ribaltante che ciascuna torre eolica può generare sul sedime, escludendo del tutto l'effetto stabilizzante generato dalle forze attritive dovute all'angolo di attrito del terreno e considerando solo la forza resistente determinata dalla coesione efficace, è pari a $1000 \cdot 0,06 = 60$ kPa, cioè 0.6 kg/cmq.

Si ricava che, anche nella condizione più cautelativa, il coefficiente di sicurezza reale conserva un valore $2/0.6 = 3.33$, quindi abbondantemente maggiore non solo di quello posto come minimo dalla normativa vigente, fissato in 1.3, ma anche molto superiore a quello, definito in 1.5, normalmente posto come indice di una condizione di sicurezza assoluta anche a lungo termine considerando pure eventuali decadimenti nel tempo dei parametri geotecnici e geomeccanici.



CONSIDERAZIONI TECNICHE CONCLUSIVE

Nella presente relazione, che costituisce parte integrante del progetto di un campo eolico costituito da cinque aerogeneratori su torre, proposto dalla società IVPC Power 8 e da realizzare in agro di Berchidda, in sommità al rilievo montuoso di Punta Su Tidimbaru, in località "Sa Soliana", sono illustrate le caratteristiche geotecniche dell'area vasta in cui l'intervento deve essere attuato e dei terreni che saranno coinvolti nei lavori.

Il sedime di progetto è rappresentato da una area sub-pianeggiante che rappresenta una porzione residuale di una antica superficie erosiva di spianamento di età cenozoica, rielaborata da processi prolungati in fase di continuità fino ad oggi e ripresi nel quaternario antico.

E' contraddistinta da un moderato livello di articolazione morfologica, per lo più legata alle dinamiche quaternarie di denudazione degli ammassi granitoidi a composizione acida, quindi piuttosto resistenti agli agenti alterativi ed ossidativi che facilitano le azioni morfodinamiche.

Modesto maggiore dinamismo ed articolazione contraddistingue le fasce periferiche dell'altopiano, orlato da superfici da mediamente a molto acclivi per quasi tutto il suo perimetro, dove le dinamiche fluviali hanno agito formando superfici da mediamente a molto inclinate, soprattutto in concomitanza con azioni perturbatrici collegate alla presenza di importanti discontinuità strutturali, pendii in seguito addolciti da dinamiche di versante, per lo più di tipo sedimentario gravitativo, che hanno generato quasi sempre fianchi di raccordo al fondovalle a pendenza da media a medio alta ma sostanzialmente stabili.

In tutti e cinque i siti di installazione, come nei loro dintorni vasti per un raggio sempre superiore a trecento metri, infatti, sono del tutto assenti processi instabili attivi o quiescenti, né è possibile che se ne possano generare a seguito dell'attuazione dell'intervento proposto.

I terreni in affioramento sono quasi esclusivamente rappresentati da litotipi granitoidi a composizione acida, poco alterati e solo moderatamente fessurati, peraltro esclusivamente in superficie, basaltici lavici, ma comunque sempre geotecnicamente molto performanti.

Sebbene le facies litoidi siano interessate da livelli di fessurazione superficiale relativamente intensi, nelle zone di sedime lo strato di copertura corticale formata da suolo naturale derivante dalla alterazione in sito dei granitoidi, composta prevalente da sabbie medie e grosse, con pochi



costituenti litoidi micro ciottolosi e ghiaiosi di piccole, ha uno spessore molto contenuto, eccezionalmente superiore a pochi decimetri.

I terreni lapidei dimostrano una portanza ammissibile netta molto elevata, stimata attraverso un calcolo specifico allo stato limite ultimo, in oltre 67 chilogrammi per centimetro quadrato, quindi oltre sei volte superiore rispetto a quella che potrebbe essere realmente la tensione netta trasmessa al suolo nella più gravosa delle condizioni di esercizio delle torri eoliche in progetto.

A fronte di una pressione al suolo pari alla portanza, i cedimenti sui terreni lapidei rimangono contenuti in circa sei millimetri mentre, considerando quello che realmente dovrebbe essere il massimo sovraccarico lordo possibile sul piano di sedime di ogni generatore, stimato cautelativamente in 10.000 tonnellate, che quindi esercita una tensione a terra pari a 10.0 chilogrammi per centimetro quadrato, il cedimento è poco inferiore a 0.9 millimetri.

Questi parametri, associati all'assetto clivometrico estremamente favorevole, concorrono a garantire una condizione di sicurezza praticamente assoluta per le installazioni da porre in essere direttamente sul basamento litoide lavico in facies lapidea.

La caratterizzazione idrogeologica vede i graniti lapidei fessurati dotati di un coefficiente di permeabilità molto basso, per cui si verifica un drenaggio superficiale elevato ed una bassissima infiltrazione efficace, condizione che, causa l'assetto topografico poco acclive, comunque non consente un facile sviluppo e articolazione del reticolo idrografico, quasi sempre assente o di tipo areico, manifesto con maggiore evidenza solo nelle aree periferiche dove le strutture tettoniche antiche hanno favorito la formazione di vallecole e valli anche pronunciate.

Nei siti di specifico interesse del progetto l'articolazione idrografica è del tutto assente e si manifesta solo a distanze di oltre trecento metri, prevalentemente con forme poco accentuate, e solo a maggiore distanza sono presenti valli più evolute impostate lungo discontinuità strutturali più importanti, per cui nessuna interferenza tra le strutture in progetto e i corpi idrici superficiali può essere ipotizzata come possibile.

Anche l'assetto idrogeologico porta ad escludere assolutamente qualsiasi forma di interferenza con le acque sotterranee.

La modesta diffusione dei terreni allentati ed il loro basso spessore, associati ad una ampiezza estremamente contenuta dei bacini imbriferi, ma anche della sostanziale assenza di alvei o canali



di scorrimento concentrati, permette di escludere la possibilità che si inneschino processi instabili del tipo colate di fango o di detrito che possano coinvolgere le opere in progetto.

In definitiva, quindi, l'intervento proposto dimostra assoluta fattibilità dal punto di vista geologico, geomorfologico ed idrogeologico, permettendo di escludere categoricamente l'insorgenza, o anche solo la predisposizione, di alcuna interferenza negativa tra i terreni di sedime e le strutture da porre in essere, per cui la loro installazione non determinerà alcun incremento della pericolosità per frana di alcuna delle aree di installazione, tanto a livello puntuale che a vasta scala, né comporterà la necessità di adottare misure di mitigazione o di compensazione del rischio.

Si può pertanto certificare una condizione di stabilità e sicurezza geologica e geotecnica assoluta, sia relativamente alle singole strutture, sia all'insieme opera-terreno, e quindi affermarne la assoluta fattibilità e la perfetta compatibilità geologica.

Nuoro, Settembre 2023

Il tecnico

Dott. Geol. Gianfranco Mulas

