



Comune di  
Siurgus Donigala



Comune di  
Selegas

Regione Sardegna



# NUOVO IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA "PRANU NIEDDU" NEI COMUNI DI SIURGUS DONIGALA E SELEGAS (SU)

## PROGETTO DEFINITIVO - VER. 2

PROPONENTE

### SIURGUS s.r.l.

Via Michelangelo Buonarroti, 39  
20145 - Milano  
C.F. e P.IVA 11189260968  
PEC: siurgus@pec.it

OGGETTO

## 1 - STUDI GEOLOGICI E GEOTECNICI

### RELAZIONE GEOTECNICA

TIMBRI E FIRME



**STUDIO ROSSO  
INGEGNERI ASSOCIATI**

VIA ROSOLINO PILO N. 11 - 10143 - TORINO  
VIA IS MAGLIAS N. 178 - 09122 - CAGLIARI  
TEL. +39 011 43 77 242  
[studiorosso@legalmail.it](mailto:studiorosso@legalmail.it)  
[info@sria.it](mailto:info@sria.it)  
[www.sria.it](http://www.sria.it)

dott. ing. Roberto SESENNA  
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino  
Posizione n.8530J  
Cod. Fisc. SSN RRT 75B12 C665C

dott. ing. Luca DEMURTAS  
Ordine degli Ingegneri Provincia di Cagliari  
Posizione n.6062  
Cod. Fisc. DMR LCU 77E10 E441L

dott. ing. Fabio AMBROGIO  
Ordine degli Ingegneri di Torino  
Posizione n.23B  
Cod. Fisc. MBR FBA 78M03 B594K

CONSULENZA

Coordinatore e responsabile delle attività: Dott. ing. Giorgio Efsio DEMURTAS



Consulenza studi ambientali: dott. for. Piero RUBIU



**SIATER s.r.l.** VIA CASULA N. 7 - 07100 - SASSARI

VIA IS MIRRIONIS N. 178 - 09121 - CAGLIARI

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	APR/2022
COD. LAVORO	519/SR
TIPOL. LAVORO	D
SETTORE	G
N. ATTIVITA'	02
TIPOL. ELAB.	RT
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	02
VERSIONE	2

REDATTO

ing. Mirko TONDI

CONTROLLATO

ing. Roberto SESENNA

APPROVATO

ing. Luca DEMURTAS

ELABORATO

# 2.2

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI INTERVENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>4. VOLUME SIGNIFICATIVO .....</b>	<b>7</b>
<b>5. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>8</b>
5.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI .....	8
5.1.1 Sondaggio PNS01 .....	9
5.1.2 Sondaggio PNS02 .....	9
5.1.3 Sondaggio PNS03 .....	10
5.1.4 Sondaggio PNS04 .....	10
5.1.5 Sondaggio PNS05 .....	10
5.2 INDAGINI GEOFISICHE .....	11
5.2.1 Sismica a rifrazione .....	12
Base sismica PN_SISM01_R1 .....	13
Base sismica PN_SISM02_R2 .....	14
Base Sismica PN_SISM03_R3 .....	15
5.2.2 Indagine sismica mediante metodologia M.A.S.W. ....	16
MASW M1 - PN-SISM01-M1 .....	17
MASW M2 - PN-SISM02-M2 .....	18
MASW M3 - PN-SISM03-M3 .....	20
5.3 ANALISI DI LABORATORIO .....	21
5.3.1 Prove di rottura Point Load .....	22
5.3.2 Determinazione della massa volumica apparente .....	23
<b>6. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI .....</b>	<b>24</b>
<b>7. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>34</b>
7.1 MODELLO GEOLOGICO 1 .....	35
7.2 MODELLO GEOLOGICO 2 .....	36
7.3 MODELLO GEOLOGICO 3 .....	37
7.4 MODELLO GEOLOGICO 4 .....	38
<b>8. DESCRIZIONE DELLE OPERE E METODO DI CALCOLO .....</b>	<b>39</b>
8.1 AZIONI DI CALCOLO .....	39
8.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo .....	39
8.1.2 Combinazioni delle Azioni .....	39
8.2 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO GENERALI .....	40
8.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	43
8.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	43
8.5 TIPOLOGIA DI AEROGENERATORE E TIPOLOGIA DI FONDAZIONE .....	44
8.6 CONDIZIONI DI CARICO PREVISTE IN PROGETTO .....	46
<b>9. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI .....</b>	<b>48</b>



---

9.1	GENERALITÀ.....	48
9.2	TIPO DI ANALISI.....	48
9.3	CARICHI APPLICATI.....	49
9.4	MODELLO DI CALCOLO .....	50
9.5	SOLLECITAZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....	51
9.6	SOLLECITAZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....	56
<b>10.</b>	<b>EVENTUALI TRATTAMENTI DI RINFORZO DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>57</b>
<b>11.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>58</b>



## 1. PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione geotecnica che definisce le caratteristiche e i parametri geotecnici dei terreni di posa degli aerogeneratori in progetto. Il parco eolico, denominato "Pranu Nieddu", è sito in Comune di Siurgus Donigala (SU) a sud Ovest rispetto al centro abitato. Le opere connesse interesseranno anche i comuni di Selegas (SU), per quanto riguarda la Sottostazione di collegamento alla rete di Terna Rete Italia Spa, mentre il Cavidotto interesserà anche i comuni di Senorbì e Suelli.

Il progetto prevede l'installazione di 13 aerogeneratori del tipo SIEMENS GAMESA SG 6.6 - 170. Gli aerogeneratori hanno potenza nominale di 6,6 MW, per una potenza complessiva del parco eolico di 85,8 MW. L'altezza delle torri sino al mozzo (HUB) è di 115,0 m, il diametro delle pale è di 170 m per un'altezza complessiva della torre eolica pari a 200 m.

La presente emissione del progetto (VER.2) costituisce un'ottimizzazione generale del primo progetto, presentato in data marzo 2021, in quanto il precedente posizionamento degli aerogeneratori, nonché la maggiore altezza delle torri (220 m) risultava rappresentare criticità importanti sul patrimonio archeologico e paesaggistico, secondo quanto illustrato nel parere del 30.06.2021 prot 34.43.01/lasc. ABAP (GIADA) 20.87.9 del Ministero della Cultura - Soprintendenza archeologia, belle arti e paesaggio, e trasmessa dal Ministero della transizione ecologica -Direzione generale per la crescita sostenibile e la qualità dello sviluppo, Divisione V Sistemi di valutazione ambientale

Con la nuova versione (VER.2), oltre alla rivisitazione sostanziale del Lay-out di progetto, che prevede anche la riduzione degli aereo generatori al numero di 13 invece che i 14 inizialmente previsti, si risponde alle richieste riportate nella lettera sopra citata, in modo da chiarire le nuove soluzioni previste per risolvere le criticità presentate.

Il presente lavoro ha come base le indagini geognostiche e geotecniche eseguite nella prima stesura del progetto, presentato in data marzo 2021, il cui layout di progetto si differenzia per il posizionamento degli aerogeneratori ma, vista l'unità morfologica e litostratigrafica dell'area, ricalca sostanzialmente le stesse litologie esaminate in precedenza.

La presente relazione definisce il modello geotecnico dei terreni interessanti le opere in progetto, ai sensi del D.M. 27.01.18 Testo Unico "Norme tecniche per le costruzioni", così come richiesto al paragrafo 6.2.2. che individua le fasi riguardanti la caratterizzazione e modellazione geotecnica del sottosuolo, con il quale si intende *"uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici."*

Sulla base dei risultati della campagna di indagine geotecnica, descritta nell'elaborato "2.1 - Relazione geologica" il presente elaborato descrive i calcoli e le verifiche geotecniche preliminari delle opere di progetto: vengono di seguito riportate le verifiche di stabilità globale delle opere di fondazione, al fine di valutare preliminarmente le eventuali problematiche esistenti e dimensionare correttamente le opere di progetto.



I calcoli di massima riportati nella presente relazione prendono come carichi di riferimento quelli relativi ad interventi analoghi con macchine molto simili per struttura, range operativo ecc, circostanze in grado di poter ritenere, in via preliminare, valide le medesime ipotesi di carico riportate nella seguente verifica. Infatti, si è fatto riferimento alle precedenti macchine con altezza pari a 220m, nonostante le attuali macchine siano state scelte, per le ottimizzazioni progettuali di cui sopra, riducendo l'altezza a 200m, quindi 20 m in meno, con tutto quello che ne consegue in tema diminuzione delle azioni agenti (ipotesi di calcolo ritenute a vantaggio di sicurezza).

Per le condizioni di carico alla base dell'aerogeneratore prese a riferimento nella seguente verifica preliminare si rimanda ai paragrafi successivi e ai tabulati di calcolo in allegato. **Si precisa che in fase esecutiva le verifiche dovranno essere maggiormente approfondite per ogni aerogeneratore, sulla base delle indagini geognostiche da eseguirsi in corrispondenza di ogni pala eolica in progetto**, valutando la necessità di consolidare il terreno di fondazione con tecnica del jet-grouting.



## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Al fine di procedere nel totale rispetto delle leggi vigenti si è fatto riferimento alle seguenti normative:

- **Decreto Ministeriale 17.01.2018** – "Testo Unico Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche e integrazioni (**Decreto Ministeriale 17-01-2018**)
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007.
- **Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture** - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).
- **Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica** – Parte I: Regole Generali – UNI.
- **Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica** - Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002).UNI.
- **Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica**– Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002).UNI.
- **D.M. 11.03.1988** - 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.





### 3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI INTERVENTO

L'area in esame è individuata nella regione storica della Trexenta, nella zona centro meridionale della Sardegna; il parco eolico in progetto è ubicato nella Provincia del Sud Sardegna, e si estende in un territorio collinare per circa 10 kmq, a sud del centro abitato di Siurgus Donigala, collocandosi in una fascia di circa 7 km di lunghezza tra l'abitato di Sisini, frazione del Comune di Senorbì, e il centro abitato di Goni, e 3,4 km di larghezza, mentre il cavidotto arriva diversi chilometri più a est a circa 1 km dal centro abitato del Comune di Selegas.

Cartograficamente il territorio ricade:

- nel foglio 548 Tavole I, IV dell'I.G.M.I. in scala 1: 25.000,
- nelle sezioni 548 030 "Siurgus Donigala", 548 040 "Goni" della cartografia tecnica della Regione Sardegna in scala 1: 10.000,
- nel Foglio 226 "Mandas" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000,
- nel Foglio 548 "Senorbì" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000.

Gli areali oggetto di intervento non risultano censiti nelle perimetrazioni del PAI regionale (Piano di Assetto Idrogeologico).

L'ubicazione geografica del Parco è riportata in Figura 1.



Figura 1 – Ubicazione del Parco Eolico in comune di Siurgus Donigala (SU).



#### **4. VOLUME SIGNIFICATIVO**

Il Volume significativo, in termini geotecnici, è definito come la parte di sottosuolo che subisce l'influenza diretta del manufatto soprastante in questo caso in progetto, che può influenzarne i comportamenti.

Dai rilievi in superficie, dalle informazioni bibliografiche acquisite e dalle indagini geognostiche di tipo diretto ed indiretto eseguiti sul territorio, si evince che il volume significativo dei terreni che verranno influenzati dalle opere di fondazione di gran parte degli aerogeneratori in progetto è inserito sulle litologie afferenti al Complesso metamorfico paleozoico, affiorante superficialmente e con buone caratteristiche meccaniche e di portanza, mentre un aerogeneratore (WTG002) andrà posizionato sulla Successione sedimentaria oligo – miocenica, caratterizzata dalla Formazione di Nurallao, rappresentata dal membro dei "Conglomerati di Duidduru". Tali litologie sono costituite da depositi conglomeratici a ciottoli eterometrici, da arrotondati a subarrotondati, in matrice spesso carbonatica, grossolana, mediamente cementata.





## 5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'analisi geotecnica di seguito riportata è finalizzata a definire le caratteristiche e i parametri meccanici dei terreni direttamente interessati alla posa degli aerogeneratori in progetto. Essa è stata effettuata sulla base di studi e indagini geognostiche eseguiti sulle medesime unità litologiche affioranti, realizzati nella precedente fase di progettazione, riportate nella Relazione geologica "Nuovo impianto per la produzione di energia da fonte eolica nei comuni di Siurgus Donigala e Selegas SU" eseguita dalla "Queequeg Renewables Ltd", i cui risultati si riportano interamente poiché ritenuti validi e idonei alla caratterizzazione geotecnica per la presente fase di progetto.

Le indagini sono state realizzate tra l'agosto 2020 e novembre 2020 dalla Ditta Dr. Antonello Angius con sede in Cagliari (CA) e dalla ditta GEOSERVICE con sede in Villa San Pietro (CA). Le analisi di tipo geotecnico sono state effettuate presso il Laboratorio Geotecnico GEOSYSTEM con sede in Quartu Sant'Elena (CA).

Nello specifico il piano delle indagini è stato eseguito come segue:

- n.5 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima raggiunta di 13,00 mt con l'esecuzione complessiva di prove n° 2 SPT in foro;
- prelievo di campioni di carota a quote definite e successiva caratterizzazione geotecnica dei terreni con analisi in laboratorio (peso di volume e grado di umidità, prove su spezzoni di carota Point Load);

Esecuzione di n° 3 stendimenti di sismica MASW (PN-SISM-01-M1, PN-SISM-02-M2, PN-SISM-03-M3) e n° 3 rifrazioni (PN-SISM-01-R1, PN-SISM-02-R2, PN-SISM-03-R3). Le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle Rifrazioni in onde P.

### 5.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

Sono stati eseguiti n. 5 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima raggiunta di 15 m scelti in ordine a quanto previsto dalle NTC2018 - §Cap.6.2.2, facendo riferimento al volume significativo delle opere di fondazioni ipotizzando una profondità presunta del piano di posa delle fondazioni a circa 5m da piano campagna e una estensione presunta della fondazione (diretta a pianta circolare troncoconica) di circa 30m di diametro.

Sulle componenti terrose incontrate, di interesse alla stima della componente portante del sottosuolo, sono stati realizzate prove di resistenza in foro di sondaggio (prova di penetrazione di una punta - SPT Standard Penetration Test) e prove di rottura Point Load su spezzoni di carota.

I sondaggi sono stati eseguiti mediante Sonda idraulica Hydra mod. Joy3 matr. H02490 con motore diesel, montata su autocarro Fresia F120C 4x4, Tiro e spinta 4000 Kg, testa di rotazione con motoriduttore epicicloidale da 1000 Kgm, velocità di rotazione 0-400 giri/min, certificazione CE, Pompa triplex 90, verricello 1000 Kg, doppia morsa con svitatore 0-220 mm, corsa slitta 3400 mm, Motore KUBOTA V 3300-T-EU2, SERIAL: 4A2156, CODE: 1GS64-00000.



Le perforazioni sono state realizzate utilizzando il carotaggio continuo, per quanto possibile senza l'utilizzo di fluidi di perforazione, tramite un carotiere semplice per rendere minimo il disturbo dei materiali attraversati consentendo quindi il prelievo di campioni rappresentativi.

Le carote estratte sono state poste all'interno di apposite cassette catalogatrici da 5m, opportunamente identificate con: nr. della cassetta, nome del sondaggio, data del sondaggio, luogo e profondità di avanzamento.

**Tabella 1 – Ubicazione dei sondaggi geognostici nelle coordinate geografiche WGS84/UTM zone 32N**

ID Sondaggio	Località	Coordinate x	Coordinate y	Profondità dal p.c.
PN_S01	Masoni Aragana	517441	4379664	7,00
PN_S02	Genna de Cresia	519907	4380659	7,70
PN_S03	Genna de Cresia	519370	4380931	14,30
PN_S04	Sedda de s'ortu	522222	4382365	15,00
PN_S05	Corte Luxiumini	521358	4381055	15,00

Si riportano in sintesi le stratigrafie di sondaggio rilevate.

#### 5.1.1 Sondaggio PNS01

Nel primo sondaggio è presente una prima coltre di suolo di colore bruno, dallo spessore di circa 30cm, questa poggia su un livello di basamento metamorfico scistoso alterato, con presenza di argille e ossido di Ferro.

Si passa poi verso il basso a metargilliti e metasiltiti mediamente fratturate, con presenza di lamine millimetriche a Ossidi di Fe e livelli millimetrici Carboniosi, la roccia presenta poi fratturazione dallo spessore medio di 1cm riempito da Quarzo.

Sotto i 3,5m da P.C. si passa da metasiltiti a metarenarie mediamente fratturate con presenza di livelli centimetrici di livelli ossidati color bordeaux e di livelli di quarzo pluricentimetrici. La fratturazione va ad aumentare fino agli 11m da P.C. per poi diminuire nuovamente dagli 11m ai 12m con un RQD del 55%.

Sono stati prelevati i campioni PN\_S01\_C1, PN\_S01\_C2, PN\_S01\_C3, PN\_S01\_C4, PN\_S01\_C5 sottoposti a rottura per punzonamento (Point Load).

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

#### 5.1.2 Sondaggio PNS02

Al di sotto di una coltre di 30cm di suolo il substrato si presenta come un'alternanza livelli a ciottoli subangolari eterometrici di diversa natura (principalmente quarzo e scisto) immersi in matrice limo-argillosa con una discreta componente sabbiosa con livelli di basamento scistoso estremamente fratturato con presenza di argilla tra le fratture. Tra i 5m e i 6m da P.C. è presente un livello di basamento scistoso profondamente alterato di cui sembra riconoscersi la struttura della roccia madre, si sgretola con la pressione delle dita. Sotto gli 8m di profondità si passa a scisti neri siluriani molto fratturati che presentano una prima fratturazione silicizzata e una seconda riempita da ossidi di Ferro e argilla. Sono stati prelevati i campioni PN\_S02\_C1 e PN\_S02\_C2 sottoposti a rottura per punzonamento (Point Load). Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.



### 5.1.3 Sondaggio PNS03

Nel terzo sondaggio sono stati rinvenuti più superficialmente ciottoli di basamento scistoso subangolari eterometrici immersi in matrice limo-argillosa con frazione sabbiosa variabile, la matrice passa da un colore bruno ad un colore grigio-beige a circa 1m dal P.C. (Pleistocene Sup.-Olocene).

Tali depositi poggiano su basamento scistoso fortemente alterato (Scisti a graptoliti Auct. Siluriano-Devoniano Medio) alternati in livelli in cui la matrice varia in colorazione e in quantità della frazione sabbiosa; passa da color nocciola fino ai 4,5m a grigio fino ai 4,8m, per poi prendere colorazioni sul rosso fino ai 6m terminando con un color beige a fino a 10m, lungo tutta la colonna lo scheletro non sembra variare particolarmente in tessitura e grado di alterazione. Dopo circa 10,5m il basamento scistoso risulta poco fratturato e poco alterato.

E' stato prelevato il campione PN\_S01\_C3, sottoposto a rottura per punzonamento (Point Load).

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

### 5.1.4 Sondaggio PNS04

Durante i lavori di esecuzione di tale sondaggio è stata rilevata una prima coltre di suolo (Olocene) dello spessore di circa 20 cm in appoggio ad un orizzonte argilloso-sabbioso con ciottoli subangolari eterometrici prevalentemente di natura scistosa (Pleistocene Sup).

Tali depositi poggiano su basamento roccioso fortemente alterato, costituito da limi e argille compatte con ciottoli di Quarzo e scisto da subcentimetrici a pluricentimetrici, colore rosso ocra tenue. Sotto i 2,5m da P.C. sono presenti livelli litoidi decimetrici appartenenti agli Argilloscisti di Rio Canoni dell' Ordoviciano Superiore (metasiltiti grigio-verdastre e metasiltiti carbonatiche intercalate a metacalcari talora silicizzati) alternati a livelli di argille compatte e sabbie con ciottoli di diversa natura (Quarzo, scisti neri e Porfiroidi Auct.) eterometrici. A partire da circa 9m da P.C. si rinvengono livelli litoidi decimetrici appartenenti alle Metarcose di Genna Mesa dell' Ordoviciano Superiore (Metarcose e metagrovacche arcose, metaquazoareniti e metaconglomerari quarzosi, colore grigio beige) alternati a livelli di argille compatte e sabbie con ciottoli di diversa natura (Quarzo, scisti neri e Porfiroidi Auct.) eterometrici.

Possibile breccia di faglia.

Sono stati prelevati i campioni PN\_S04\_C1, PN\_S04\_C2, PN\_S04\_C3, PN\_S04\_C4, sottoposti a rottura per punzonamento (Point Load).

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

### 5.1.5 Sondaggio PNS05

E' presente una coltre di suolo colore bruno di 20cm che poggia su depositi a ciottoli eterometrici e di diversa natura (scisto, porfiroidi, metavulcaniti, quarzo) immersi in matrice limoargillosa bruno-nocciola (Pleistocene Sup.).

Sotto gli 1,1m da P.C si incontrano scisti neri estremamente fratturati appartenenti alla Formazione degli Scisti a graptoliti Auct.) del Siluriano-Devoniano Medio con presenza di livelli limo-argillosi, sotto gli 1,9m la



fratturazione degli scisti tende a diminuire, è ancora presente argilla tra le fratture, sotto i 3,4m la fratturazione lungo scistosità è ricementata da Quarzo.

Dagli 11m ai 13m da P.C la fratturazione è nuovamente elevata, la roccia è più ricca in carbonio e meno cementata (RQD 10%). Sono stati prelevati i campioni PN\_S05\_C1, PN\_S05\_C2, PN\_S05\_C3, PN\_S05\_C4, sottoposti a rottura per punzonamento (Point Load).

## 5.2 INDAGINI GEOFISICHE

In data 12/11/2020 è stata realizzata la prospezione geofisica integrativa al piano di indagini dirette effettuate tramite l'esecuzione di sondaggi geognostici. La prospezione è stata articolata in:

- Esecuzione di n° 3 stendimenti di sismica MASW (PN-SISM-01-M1, PN-SISM-02-M2, PN-SISM-03-M3) e n° 3 rifrazioni (PN-SISM-01-R1, PN-SISM-02-R2, PN-SISM-03R3). Le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle Rifrazioni in onde P.
- Rilievo topografico tramite livella laser di tutti i punti di misura (geofoni, punti di shot, picchetti in acciaio) e restituzione dei profili altimetrici da impiegare nelle sezioni sismiche;
- Elaborazione dei dati tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna, applicazione filtri, e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego del software ZondST2D.

Gli stendimenti sono stati posizionati in modo da esser rappresentativi delle condizioni litostratigrafiche e geostrutturali, in accordo con quanto rilevato dai sondaggi e dai rilievi di superficie. Le indagini sono state eseguite dalla ditta Geoservice Sas.

Nella Tab. 14.2 è riportato il quadro riassuntivo delle indagini svolte, con le sigle identificative, la direzione di esecuzione (da elettrodo/geofono iniziale a quello finale), e la loro lunghezza complessiva, mentre nella Fig. 14.1 sono rappresentati i punti dove sono state effettuate le indagini.

**Tabella 2 – Ubicazione dei sondaggi geognostici nelle coordinate geografiche WGS84/UTM zone 32N**

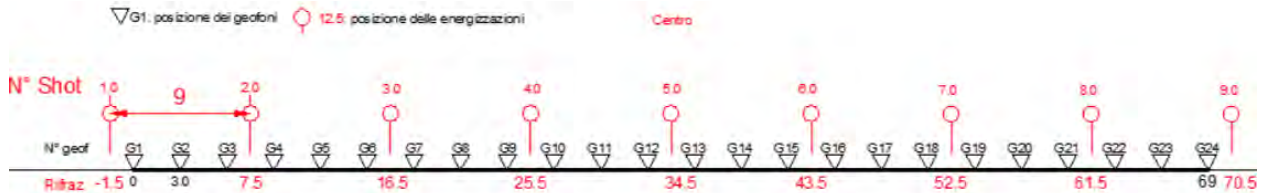
Stendimento	Orientamento	Lunghezza (m)
<i>PN-SISM01-M1</i>	SE-NW	69,00
<i>PN-SISM02-M2</i>	SE-NW	69,00
<i>PN-SISM03-M3</i>	SE-NW	69,00
<i>PN-SISM01-R1</i>	SE-NW	69,00
<i>PN-SISM02-R2</i>	SE-NW	69,00
<i>PN-SISM03-R3</i>	SE-NW	69,00

Di seguito si riportano le specifiche di rilievo e gli esiti dell'elaborazione dei profili sismici acquisiti.



### 5.2.1 Sismica a rifrazione

Nel corso della campagna di indagine descritta, in funzione della lunghezza degli stendimenti si eseguirono n. 9 energizzazioni-shot al fine di meglio descrivere la geometria degli orizzonti rifrattori lungo l'intera base sismica come meglio specificato nello schema di seguito rappresentato.



**Figura 2 – Stendimento di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni e interdistanza di 3,0 m**

Attraverso l'elaborazione tomografica dei dati acquisiti è possibile ricostruire l'andamento stratigrafico, nel senso di spessori elastomogenei, del substrato indagato. Tale ricostruzione permette di migliorare la caratterizzazione dei primi 15-20 m di profondità degli ammassi rocciosi investigati, fornendo importanti informazioni sul loro stato di fratturazione e di alterazione, e sulle loro caratteristiche geotecniche propedeutiche allo studio di instabilità potenziale dei versanti direttamente connessi al layout di progetto.

Sulla base delle velocità misurate e dei dati bibliografici, sono stati definiti i seguenti sismostrati nelle sezioni tomografiche:

- A - Sismostrato A: Unità delle terre di copertura da mediamente e molto addensate/i (rippabili);
- B - Sismostrato B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (rippabili);
- C - Sismostrato C: Unità delle rocce lapidee costituite da metarenarie da poco fratturate a sane (da difficilmente a non rippabili).

La delimitazione dei sismostrati ha un valore indicativo, può presentare delle oscillazioni locali a causa delle variazioni delle caratteristiche dei litotipi.

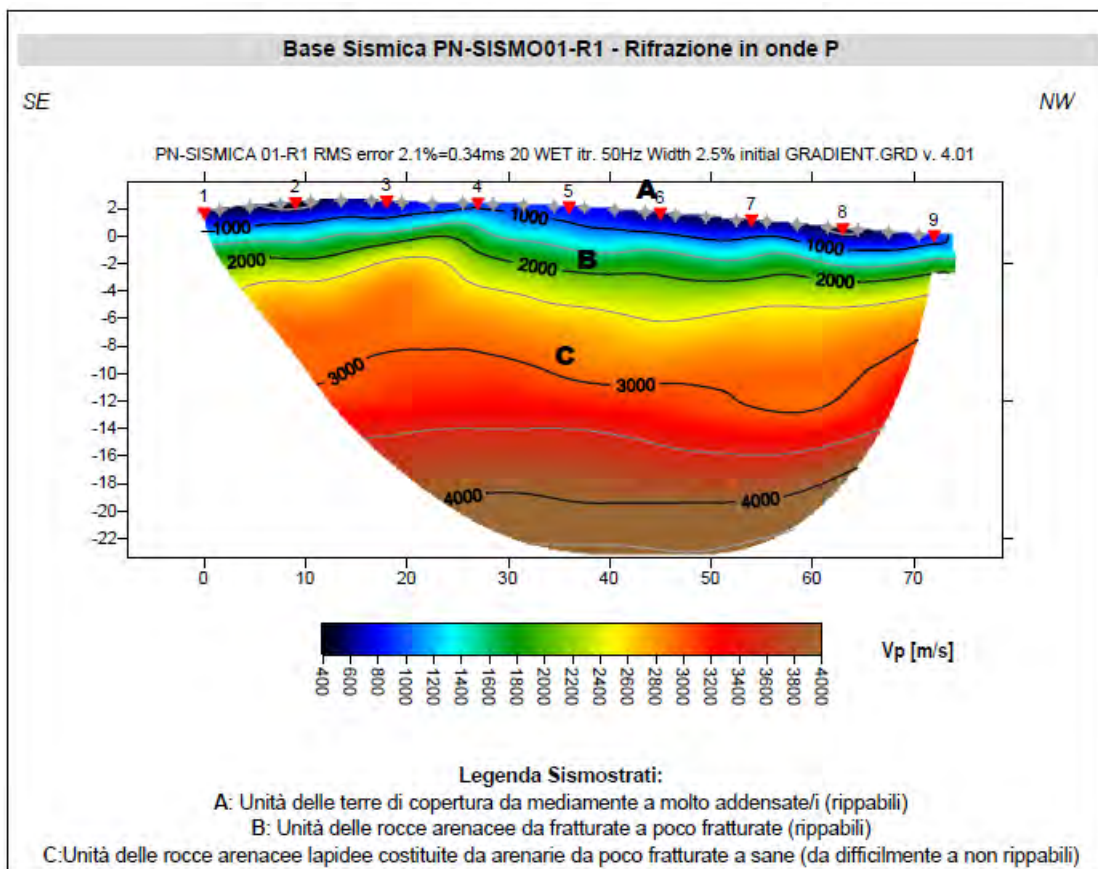
Di seguito si riportano i risultati dell'elaborazione tomografica delle 3 acquisizioni di sismica a rifrazione. Una prima osservazione evidenzia come il profilo R1 presenti delle velocità  $V_p$  con valori più elevati e a profondità minori rispetto ai profili R2 e R3, dove le velocità sono molto più basse a parità di profondità. Tutto ciò è in accordo con i sondaggi geognostici, che mostrano una qualità più alta nel sondaggio S01 dove si rileva una roccia poco o mediamente fratturata già alla profondità di 1,5-2,00 m, e una qualità più scarsa nell'S02 e S03 dove il grado di fratturazione e alterazione è molto più alto.

Nelle descrizioni che seguono le profondità sono riferite al piano di campagna e per direzione dello stendimento si intende l'orientamento geografico formato dalla linea che unisce il geofono iniziale con quello finale, che nella planimetria di ubicazione è stato indicato con una freccia.

*Base sismica PN\_SISM01\_R1*

Nella sezione sismica R1 sono stati distinte 3 unità sismostratigrafiche principali come di seguito schematizzato, caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 4500 m/s. Il sismostrato A presenta un andamento quasi parallelo al piano campagna e profondità molto ridotte arrivando quasi a 1,50 m mentre il sismostrato B si rileva sino alla massima profondità di 4,50 m da p.c. e rappresenta il limite entro il quale le arenarie sono rippabili. Il sismostrato C individuato a partire da 2,00/4,50 m sino ad almeno 22 m di profondità rappresenta un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità da medie ad elevate. Dall'osservazione della sezione tomografica si può notare un aumento abbastanza repentino delle Vp e l'assenza di particolari variazioni laterali correlabili con modificazioni delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 2,00 e 4,50 m dal pc i terreni risultano difficilmente rippabili.

Stendimento R1	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura da mediamente a molto addensate/i (rippabili)	da 0,00 a 0,50/1,50	400-1000
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (rippabili)	da 0,50/1,50 a 2,00/4,50	1000-2000
C: Unità delle rocce arenacee lapidee costituite da arenarie da poco fratturate a sane (da difficilmente a non rippabili)	da 2,00/4,50 a 22,0	2000-4500



*Figura 3 – Sezione tomografica della sezione PN\_SISM01\_R1*



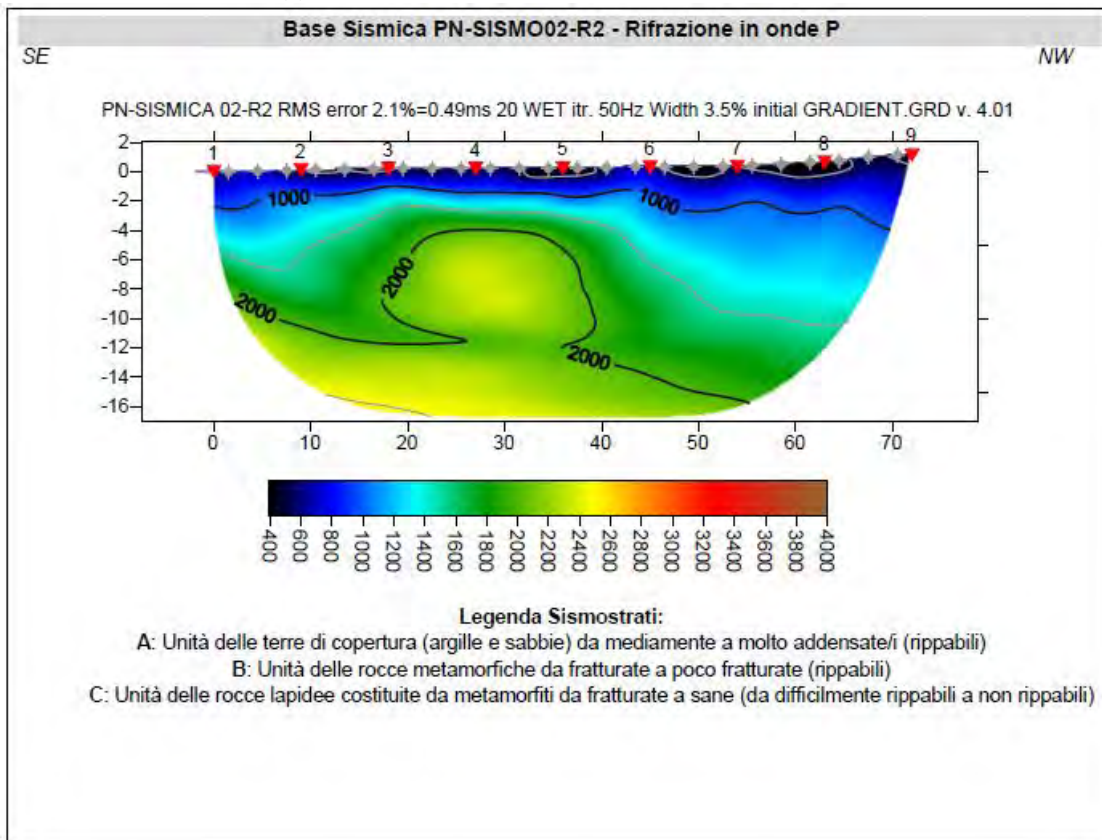
*Base sismica PN\_SISM02\_R2*

Nella sezione sismica PN\_SISM02\_R2 si sono distinti i seguenti sismostrati:

<b>Stendimento R2</b>	<b>ONDE P</b>	
<b>Sismostrati</b>	<b>Profondità da pc (m)</b>	<b>Velocità in m/s</b>
A: Unità delle terre di copertura (argille e sabbie) da mediamente a molto addensate/i (rippabili)	da 0 a 2,5/3,0	400-1500
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti	da 2,5/3,0 a 5,0/9,0	1500-2500
C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili)	da 5,0/9,0 a 17,5	2500-3500

Dall'esame della sezione tomografica R2 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 4000 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde P è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico- meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con la profondità. La prima unità sismostratigrafica presenta un andamento parallelo al p.c., mentre nella seconda e terza unità, tra le progressive 17 e 40 m si distingue una zona caratterizzata da una minore fratturazione perché si registrano valori superiori di Vp.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 4,50 e i 16,0 m dal pc i terreni risultano difficilmente rippabili.



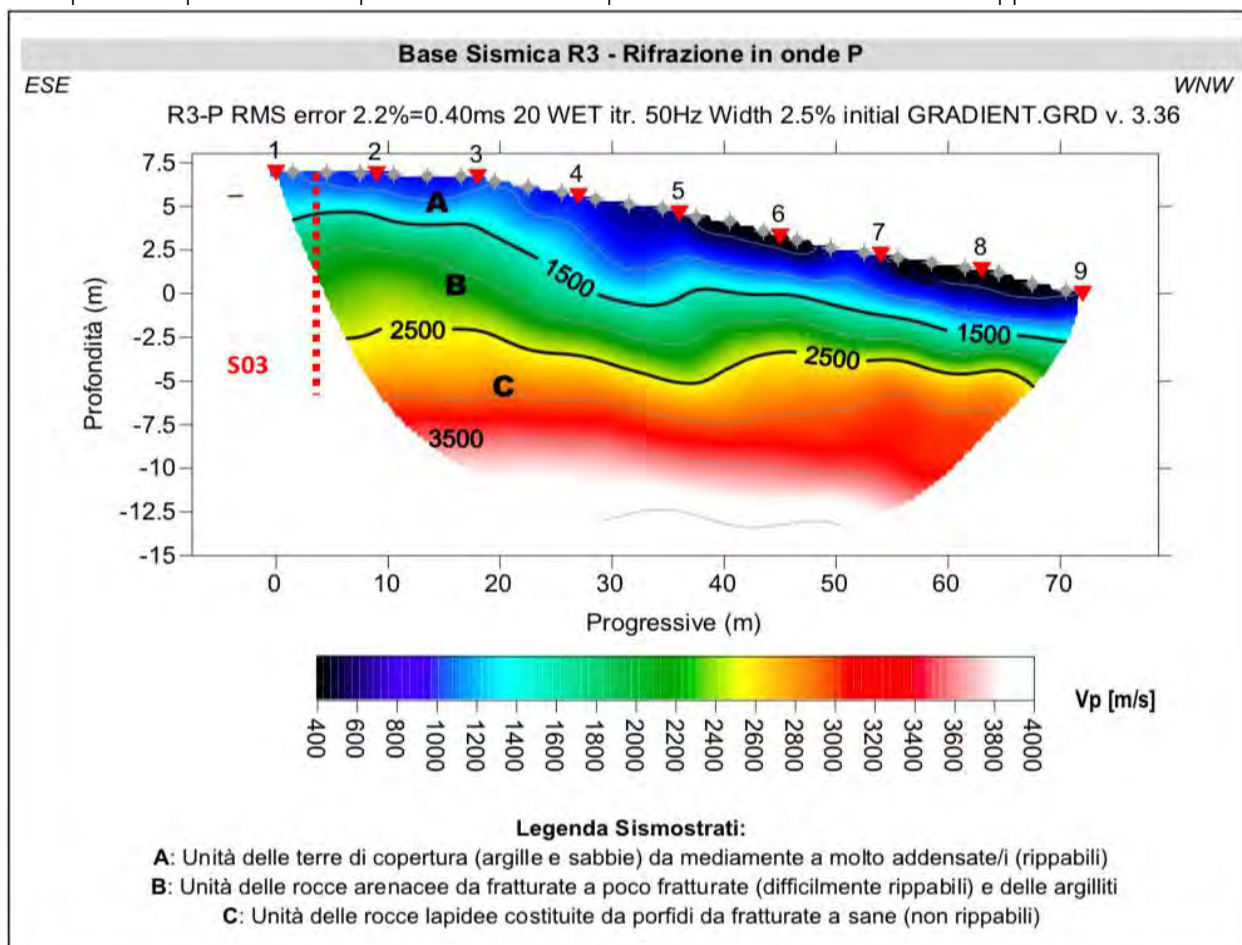
*Figura 4 – Sezione tomografica della sezione PN\_SISM02\_R2*

*Base Sismica PN\_SISM03\_R3*

Nella sezione sismica PN\_SISM03\_R3 si sono distinti i seguenti sismostrati:

Stendimento R3 Sismostrati	ONDE P	
	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (argille e sabbie) da mediamente a molto addensate/i (rippabili)	da 0,00 a 1,0/4,0	400-1000
B: Unità delle rocce metarenacee da fratturate a poco fratturate (rippabili)	da 1,0/4,0 a 6,0/19,0	1000-2000
C: Unità delle rocce lapidee costituite da metamorfiti da fratturate a sane (da difficilmente rippabili a non rippabili)	da 6,0/19,0 a 25,0	2000-3200

Dall'esame della sezione tomografica R3 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 3200 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde P è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con la profondità. Mentre la prima unità sismostratigrafica ha un andamento parallelo al piano campagna, il sismostrato B e parte del sismostrato C presentano, tra la progressiva 25 e 40 una diminuzione improvvisa del valore delle Vp. Questa variazione può essere associata a una discontinuità presente nel sottosuolo come ad esempio una faglia o una frattura. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 6 e 19 m dal pc i terreni risultano difficilmente rippabili.



*Figura 5 – Sezione tomografica della sezione PN\_SISM03\_R3*



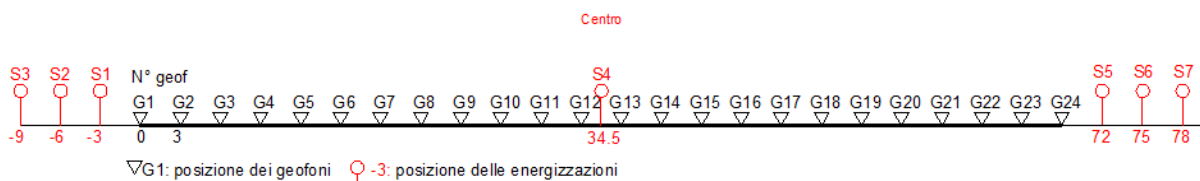
### 5.2.2 Indagine sismica mediante metodologia M.A.S.W.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo." (da Caratterizzazione sismica dei suoli con il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves – V. Roma 2006).

L'indagine svolta ha visto l'applicazione di tecnica M.A.S.W. di tipo attivo, ossia misura del comportamento dei terreni a seguito di un'energizzazione.



**Figura 6 – Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza  $L = 72.00$  m**

L'indagine si sviluppa mediante la materializzazione sul terreno di una linea retta mediante la posa di una fettuccia metrica. A seguire vengono posizionate i geofoni intervallati ad una distanza pari a 3,0 m in funzione anche della disponibilità di spazio.

Esternamente allo stendimento geofonico, da ora base sismica, a distanza di interesse che può essere pari ad un multiplo della distanza intergeofonica ma anche variabile (in funzione delle disponibilità di cantiere), sia in andata (ovvero in prossimità del geofono 1) che al ritorno (ovvero all'ultimo geofono posizionato sulla base sismica), vengono svolte delle energizzazioni mediante massa battente pari a Kg 10,0.

Nel caso in esame, sono state svolte le energizzazioni in "andata" e in "ritorno" con distanza dal geofono 1 e dal geofono 24 crescente e pari a multipli della distanza intergeofonica. Il metodo risulta efficace se la base sismica è ubicata su piano a pendenza costante e per una stratificazione piano parallela al piano topografico. Al fine di svolgere al meglio la campagna geofisica M.A.S.W., è utile che lo sviluppo lineare della base sismica sia limitata in lunghezza secondo i siti.





La maggior profondità di caratterizzazione raggiunta è legata alla minor frequenza registrata. Come già indicato nella figura, una frequenza alta caratterizza gli strati superficiali. La registrazione delle frequenze minori è destinata ai geofoni più lontani dalla sorgente.

Il numero di geofoni utile all'esecuzione ottimale di un'indagine M.A.S.W. è risultato, per il cantiere svolto, di 24 geofoni dei quali sono state utilizzate tutte le tracce. Il tempo dell'acquisizione è stato definito tra 1.00 e 2.00 secondi.

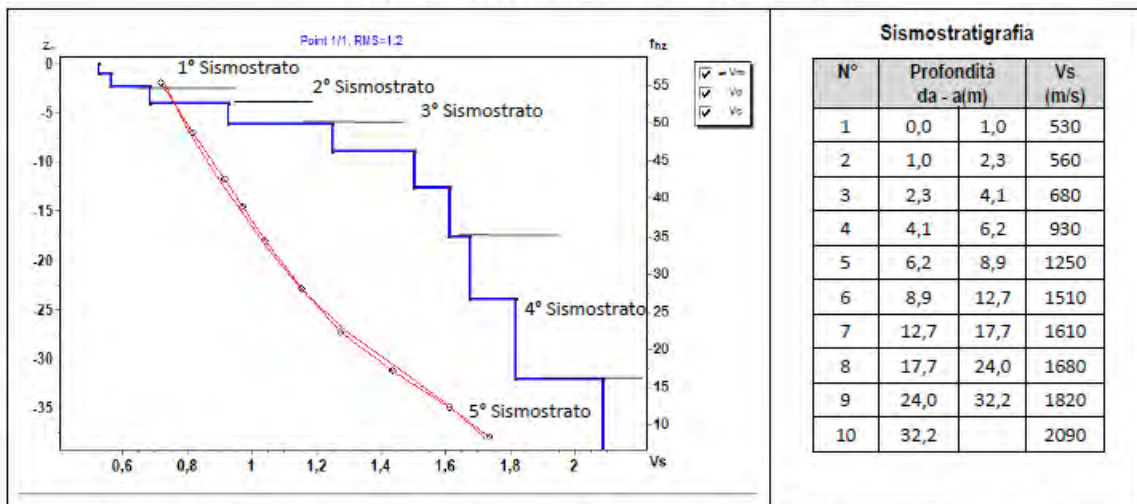
L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs della sezione MX, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

**MASW M1 - PN-SISM01-M1**

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento M1, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0 – 2,3	1° sismostrato con Vs tra 530 e 560 m/s, Terre molto addensate e rocce intensamente fratturate
2,3 – 4,1	2° sismostrato con Vs di 680 m/s, Substrato roccioso molto fratturato
4,1 – 6,2	3° sismostrato con Vs di 930 m/s, Substrato roccioso fratturato
6,2 – 17,7	4° sismostrato con Vs tra 1250 e 1680 m/s Substrato roccioso debolmente fratturato
17,7– 32,2	5° sismostrato con Vs tra 1820 e 2090 m/s, Substrato roccioso sano
>32,2	6° sismostrato con Vs > 2090 m/s, Substrato roccioso sano

**MASW M1 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c= 604 m/s)**



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, Vs,eq (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:  
 hi spessore dell'i-esimo strato;  
 Vs,i velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;  
 N numero di strati;  
 H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato 4,1 m (Vs>800 m/s). La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 4,1 m di profondità dal p.c. è pari a:  $Vs_{eq} = 4,1/0,006787 = 604 \text{ m/s}$  che dà luogo ad una categoria B, ossia:

**Categoria B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.



Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato **4,1 m** ( $V_s > 800$  m/s). La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **4,1 m** di profondità dal p.c. è pari a:  $V_s \text{ eq} = 4,1/0,006787 = 604$  m/s che dà luogo ad una categoria B, ossia:  
**Categoria B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 1,1 m il substrato si troverà a quote < 3 metri e la classe di sottosuolo passa a Categoria A.

**Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche**

Nella tabella seguente sono schematizzati i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input Vs, Vp e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite, così come ripreso nella già citata Relazione geologica.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-2,3	10%	1.800	1.090	545	0,33	1.422	142	539	1.422
2	2,3-4,1	10%	1.800	1.360	680	0,33	2.216	222	834	2.216
3	4,1-6,2	10%	1.900	1.860	930	0,33	4.384	438	1.648	4.384
4	6,2-17,7	20%	2.000	2.930	1.465	0,33	11.445	2.289	4.295	11.445
5	17,7-32,2	40%	2.100	3.910	1.955	0,33	21.408	8.563	8.022	21.408
6	>32,2	50%	2.200	4.180	2.090	0,33	25.625	12.813	9.611	25.625

*MASW M2 - PN-SISM02-M2*

Dalla sezione M2 sono stati distinti, mediante l'indagine sismica con tecnica MASW, i sismostrati attraverso il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

**Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche**

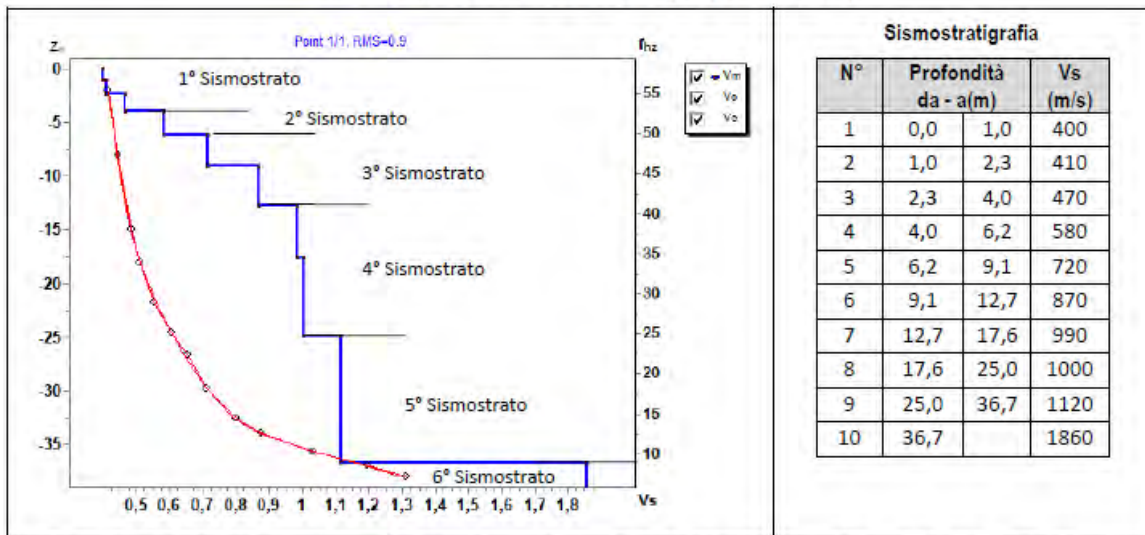
Di seguito sono schematizzati i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input Vs, Vp e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.



Sismostrato	Prof/zona	CT <sup>a</sup>	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-4,0	10%	1.800	870	435	0,33	912	91	343	912
2	4,0-6,2	10%	1.800	1.160	580	0,33	1.618	162	608	1.618
3	6,2-12,7	20%	1.900	1.590	795	0,33	3.207	641	1.196	3.207
4	12,7-25,0	30%	2.000	1.990	995	0,33	5.276	1.583	1.981	5.276
5	25,0-36,7	40%	2.000	2.980	1.490	0,33	11.837	4.735	4.442	11.837
6	>36,7	50%	2.100	3.720	1.860	0,33	19.378	9.689	7.267	19.378

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0 – 4,0	1° sismostrato con Vs tra 400 e 470 m/s, Terre molto addensate e rocce intensamente fratturate
4,0 – 6,2	2° sismostrato con Vs di 580 m/s, Roccia intensamente fratturata
6,2 – 12,7	3° sismostrato con Vs tra 720 e 870 m/s Substrato roccioso intensamente fratturato
12,7 – 25,0	4° sismostrato con Vs tra 990 e 1000 m/s, Substrato debolmente fratturato
25,0- 36,7	5° sismostrato con Vs tra 1120 e 1860m/s, Substrato roccioso sano
>36,7	6° sismostrato con Vs > di 1860m/s, Substrato roccioso sano

MASW M2 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c.= 532 m/s)







La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle  $V_s$  si pone come profondità del substrato **9,1 m** ( $V_s > 800$  m/s). La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **9,1 m** di profondità dal p.c. è pari a:  $V_{s,eq} = 9,1/0,017094 = 532$  m/s che dà luogo ad una categoria B, ossia:

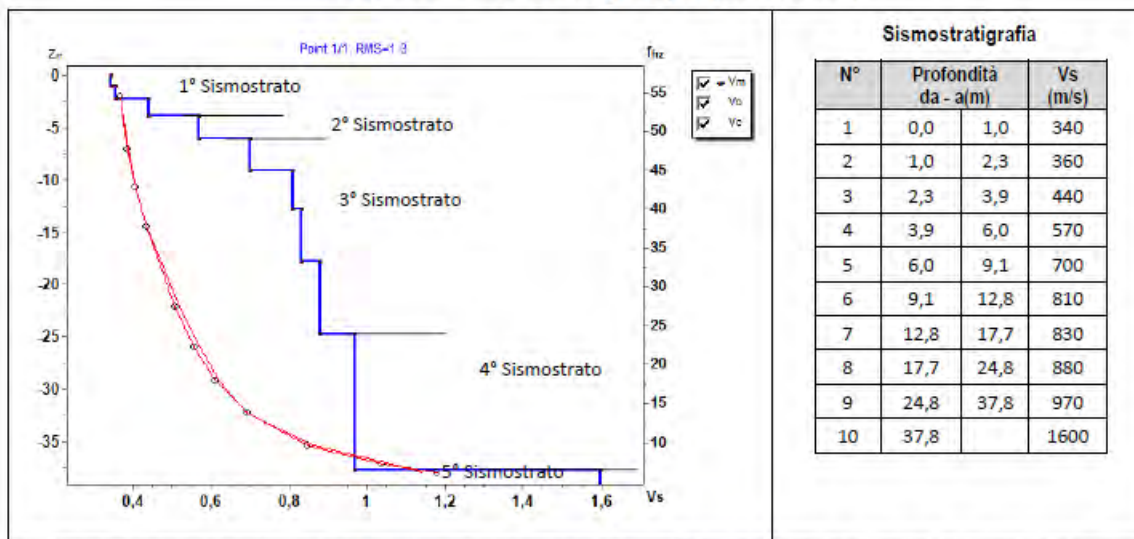
**Categoria B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

MASW M3 - PN-SISM03-M3

Dalla sezione M3 sono stati distinti n. 5 sismostrati attraverso il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ .

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0 – 3,9	1° sismostrato con $V_s$ tra <b>340 e 440 m/s</b> , Terre molto addensate o rocce tenere intensamente fratturate
3,9 – 6,0	2° sismostrato con $V_s$ di <b>570 m/s</b> , Roccia intensamente fratturata
6,0 – 24,8	3° sismostrato con $V_s$ tra <b>700 e 880 m/s</b> Substrato roccioso intensamente fratturato
24,8 – 37,8	4° sismostrato con $V_s$ tra <b>970 e 1600 m/s</b> , Substrato roccioso sano
>37,8	5° sismostrato con $V_s$ >di <b>1600 m/s</b> , Substrato roccioso sano

MASW M3 - PROFILO  $V_s$  ( $V_{s,eq}$  da p.c.= 498 m/s)





La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle  $V_s$  si pone come profondità del substrato **9,1 m** ( $V_s > 800$  m/s). La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **9,1 m** di profondità dal p.c. è pari a:  **$V_{s,eq} = 9,1 / 0,018269 = 498$  m/s** che dà luogo ad una categoria B, ossia:

**Categoria B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

**Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche**

Di seguito sono schematizzati i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input  $V_s$ ,  $V_p$  e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità $\gamma$	$V_p$	$V_s$	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico $E_d$	Modulo di Young statico $E_d$	Modulo di taglio $G_0$	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-3,9	10%	1.800	780	390	0,33	726	73	275	726
2	3,9-6,0	10%	1.800	1.140	570	0,33	1.559	156	588	1.559
3	6,0-24,8	20%	1.900	1.580	790	0,33	3.158	632	1.187	3.158
4	248-37,8	30%	2.000	2.570	1.285	0,33	8.807	2.642	3.305	8.807
5	>37,8	40%	2.000	3.200	1.600	0,33	13.651	5.460	5.119	13.651

**5.3 ANALISI DI LABORATORIO**

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati n. 7 campioni di carota rappresentativi, i quali sono stati classificati e catalogati, e sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- Prove point Load eseguiti su spezzoni di carota lapidea,
- Peso di volume,
- Taglio diretto mediante scatola di Casagrande,
- Classificazione (limiti di Atterberg e analisi granulometrica).

Di seguito si riporta in tabella il riepilogo della analisi svolte:



**Tabella 3 – Riepilogo delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni: PL = Point Load; PV = Peso di Volume; TD = Taglio Casagrande; CL = Classificazione Terre (limiti Atterberg + Analisi Granulometrica)**

Campione	Profondità(m) da p.c.	Analisi eseguite
PN_S01_C1	2.30-2.50	PL
PN_S01_C2	3.70-3.90	PL + PV
PN_S01_C3	5.40-5.70	PL
PN_S01_C4	8.50-8.80	PL + PV
PN_S01_C5	11.20-11.50	PV
PN_S02_C1	8.30-8.60	PL + PV
PN_S02_C2	9.10-9.40	PL + PV
PN_S03_C1	10.70-10.90	PL + PV
PN_S04_C1	3.60-3.80	PL
PN_S04_C2	4.70-5.00	PL + PV
PN_S04_C3	7.30-7.50	PL
PN_S04_C4	9.00-9.30	PL + PV
PN_S05_C1	4.20-4.40	PL
PN_S05_C2	5.50-5.80	PL
PN_S05_C3	8.20-8.60	PL + PV
PN_S05_C4	9.70-10.00	PL

### 5.3.1 Prove di rottura Point Load

Le prove Point Load eseguite sui campioni di carota lapidea sono state effettuate mediante apparecchiatura Point Load digitale CONTROLS mod. 45-D0550/D matr.06053686, applicando le Norme di riferimento: ASTM D5731, Raccomandazioni ISRM (in allegato si riporta il certificato di taratura).

I risultati hanno dato valori molto variabili, con valutazione della resistenza da molto bassa a media (Brown E.T., Rock Characterization, Testing and Monitoring-ISRM suggest methods)

I risultati sono riportati nella tabella seguente:

**Tabella 4 – Risultati delle Prove Point Load**

Campione	Profondità (m)	P (kN) Media su 3 rotture	Tipo rottura	Is (MPa)	Is(50) (MPa)	KeSu (MPa)	Litotipo	Valutazione della resistenza
PN_S01_C1	2.30-2.50	0,55	Scistosità	0,076	0,098	19 – 1,71	Scisto alterato	Molto bassa
PN_S01_C2	3.70-3.90	1,9	Scistosità	0,26	0,34	19 – 6,46	Scisto	Bassa
PN_S01_C3	5.40-5.70	0,95	Scistosità	0,13	0,17	19 – 3,23	Scisto	Molto bassa
PN_S01_C4	8.50-8.80	2,1	Scistosità	0,29	0,38	19 – 7,22	Scisto	Bassa
PN_S01_C5	11.20-11.50	2,9	Scistosità	0,40	0,52	19 – 9,88	Scisto	Bassa
PN_S02_C1	8.30-8.60	5,4	Giunto latente	0,75	0,97	19 – 18,43	Scisto	Bassa
PN_S02_C2	9.10-9.40	7,0	Giunto latente	0,97	1,26	19 – 23,94	Scisto	Medio-bassa
PN_S03_C1	10.70-10.90	4,5	Giunto latente	0,62	0,80	19 – 15,20	Scisto	Bassa
PN_S04_C1	3.60-3.80	4,1	Scistosità	0,57	0,74	19 – 14,06	Metamorfite	Bassa
PN_S04_C2	4.70-5.00	0,5	Giunto latente	0,10	0,13	19 – 2,47	Metamorfite	Molto bassa



PN_S04_C3	7.30-7.50	11,5	Scistosità	1,59	2,06	19 – 39,14	Metamorfite	Media
PN_S04_C4	9.00-9.30	13,3	Diametrale	1,84	2,38	19 – 45,22	Metamorfite	Media
PN_S05_C1	4.20-4.40	1.0	Scistosità	0,14	0,18	19 – 3,42	Scisto	Molto bassa
PN_S05_C2	5.50-5.80	0,95	Scistosità	0,13	0,17	19 – 3,23	Scisto	Molto bassa
PN_S05_C3	8.20-8.60	7,0	Scistosità	0,97	1,26	19 – 23,94	Scisto	Medio-bassa
PN_S05_C4	9.70-10.00	10,7	Scistosità	1,48	1,92	19 – 28,12	Scisto	Media

### 5.3.2 Determinazione della massa volumica apparente

Il parametro della massa volumica apparente è stato valutato in n. 10 campioni mediante pesata in acqua a temperatura ambiente dopo aver provveduto ad impermeabilizzare il provino con paraffina. I risultati, per ciascun campione analizzato, sono di seguito riportati.

**Tabella 5 – Risultati della determinazione della massa volumica apparente**

Sondaggio	CAMPIONE	Massa Vol. naturale Mg/m <sup>3</sup>
PN_S01_C2	S1 (3.70-3.90m)	2.679
PN_S01_C4	S1 (8.50-8.80m)	2.617
PN_S02_C1	S2 (8.30-8.60m)	2.479
PN_S02_C2	S2 (9.10-9.40m)	2.570
PN_S03_C1	S3 (10.70-10.90m)	2.394
PN_S04_C4	S4 (9.15-9.30m)	2.242
PN_S05_C1	S5 (4.20-4.40m)	2.670
PN_S05_C3	S5 (8.30-8.60m)	2.749
PN_S02_C0	S02 (4.85m)	2.032
PN_S04_C2	S4 (4.70-5.00m)	2.389





## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso al quale la fondazione delle turbine si appoggia, è stato adoperato il criterio di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di Hoek-Brown generalizzato (1995), supportato dai dati geostretturali rilevati in sito in pareti esposte, laddove disponibili, e dai dati derivanti dai sondaggi geognostici. Sulla base di tale classificazione, il cui criterio di rottura è definito dalla relazione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (mb (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s)^a$$

dove:

$\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

$mb$  = costante d'ammasso

$s$  e  $a$  = costanti d'ammasso

$\sigma_{ci}$  = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

è stato possibile risalire ai parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb.

Tale metodologia si basa su caratteristiche proprie dell'ammasso, valutabili tramite osservazioni in sito o con l'ausilio di tabelle sviluppate sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura, attraverso cui è possibile stimare con una certa precisione i parametri di coesione e angolo di attrito interno necessari alle verifiche di stabilità, valutando i seguenti parametri:

- **Resistenza a compressione monoassiale (Intact Uniaxial Compressive Strength – IUCS):** quando è stato possibile effettuare misure sclerometriche, è stato utilizzato tale valore come rappresentativo del parametro IUCS.
- **Stima dell'indice GSI (Geological Strength Index)** in base alle caratteristiche geologiche dell'ammasso: tale indice, introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), può esser definito sulla base delle caratteristiche dell'ammasso (Figura 8) o sulla base di un controllo diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniawski.
- **Determinazione della costante  $m_i$  (Funzione del tipo di roccia):** i valori delle costanti caratteristiche della roccia ( $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ ) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio, ma in assenza delle suddette, è possibile fare riferimento alla tabella della Figura seguente (Figura 7), che riassume i valori della costante  $m_i$  per diversi tipi di roccia.



TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
	Non clastiche	Organogene	Grovaccha (18)			
			Calcare bianco (7)			
		Carbonatiche	Breccia(20)	Calcare Sparitico (10)	Calcare Micritico 8	
	Chimiche	Gesso 16		Anidride 13		
METAMORFICHE	Non foliate		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Leggermente foliate		Migmatite (30)	Anfibolite 25-31	Miloniti (6)	
	Foliate*		Gneiss 33	Scisti 4-8	Filliti (10)	Scisti argillosi 9
IGNEE	Chiare		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Scure		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
Effusive piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)		

Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m, sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

Figura 7 – Valori della costante mi per diversi tipi di roccia

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	> 250	> 10	Un campione può essere scheggiato solamente con un martello geologico	Basalto intatto, silice, selce, diabase, gneiss granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria basalto, gabbro, gneiss, granodiorite calcare, marna riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fillite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo mediante un martello geologico	Argillite, carbone, calcestruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcare bianco, salgemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate o alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[\*] In accordo a Brown E.T. Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods, pp. 171-183. Oxford, Pergamon (1981).  
 [\*\*] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 MPa fornisce risultati poco attendibili.

Figura 8 – Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia



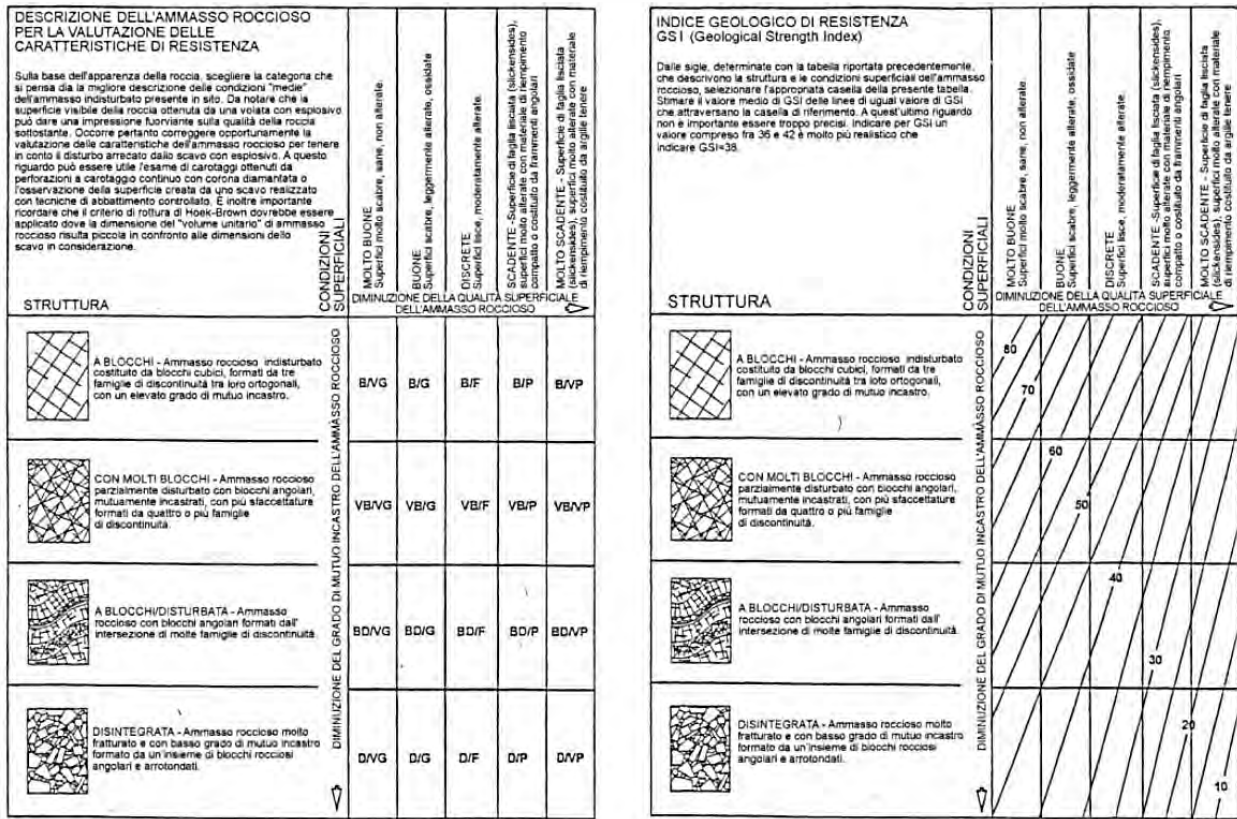


Figura 9 – Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

Sulla base di queste caratteristiche si ottengono i seguenti valori di mb, s, a :

$$mb = mi [(GSI-100)/28]$$

$$s = e [(GSI-100)/(9-3D)]$$

$$a = 0,5 \text{ (per } GSI > 25)$$

tramite i quali si stimano coesione e angolo di attrito interno secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma'1 = (2c' \cos \phi' / 1 - \sin \phi') + (1 + \sin \phi' / 1 - \sin \phi') \sigma'3$$

I valori coesione e di angolo di attrito interno ottenuti attraverso l'applicazione di tale classificazione sono in generale rispondenti alla tipologia litologica interessata.

L'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso ha portato alla classificazione di nr.5 tipologie tra le litologie che caratterizzano le formazioni presenti ovvero Porfiroidi Auct., Formazione di San Vito e Formazione del Monte Cardiga.

Per il calcolo degli indici e della relativa trasformazione in parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb è stato utilizzato il software RocData vers.3.013 della Rocscience Inc.

Di seguito si riportano gli schemi di analisi degli ammassi rocciosi e i relativi diagrammi di Mohr -Coulomb:

- **Formazione delle Arenarie di San Vito (Facies METARGILLITI)**

Standard ISRM = Un campione richiede molti colpi di martello per essere fratturato

Lunghezza totale del tratto di carota in cui si effettuano le misure (Lt)=1000 mm

RQD =41%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,05 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

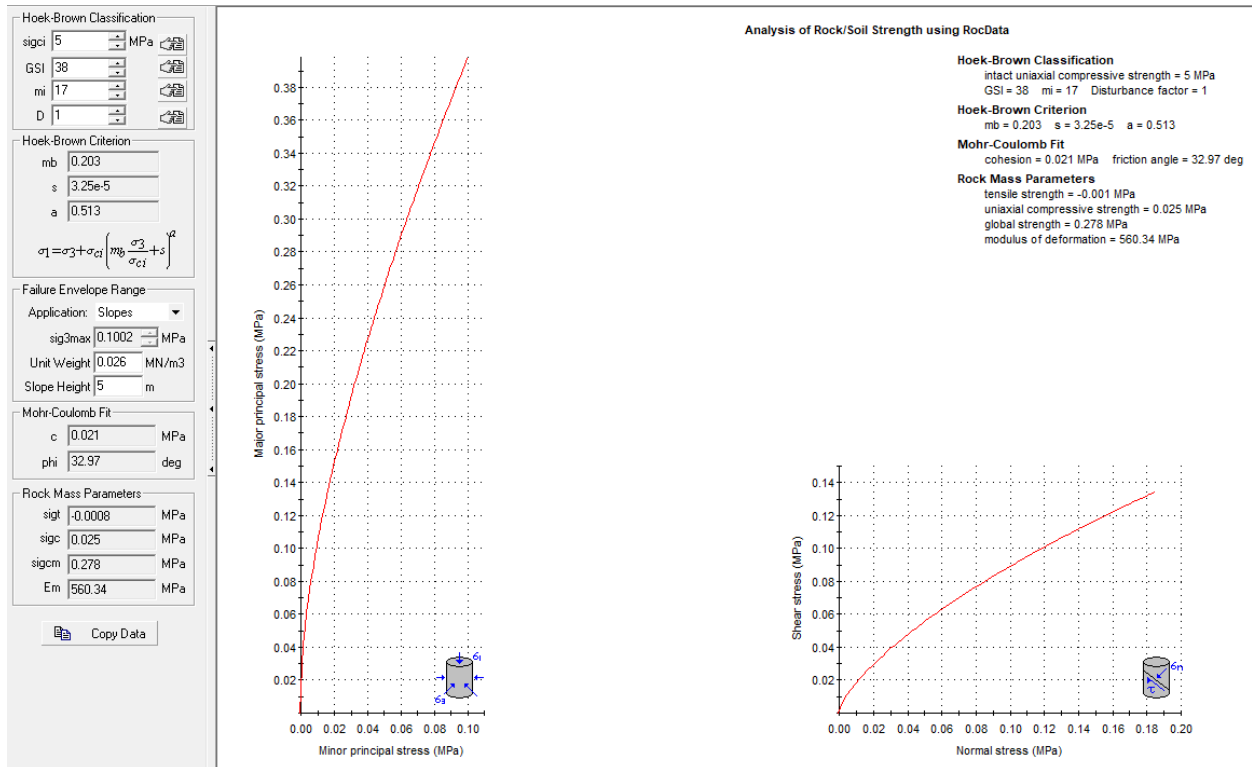
Apertura del giunto = 0,0 - 2 mm

Giunto - rugoso

Pareti - non alterate/alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm – compatto >5mm

Roccia – asciutta



- **Formazione delle Arenarie di San Vito (Facies METARENARIE)**

Standard ISRM = Un campione richiede molti colpi di martello per essere fratturato

Lunghezza totale del tratto di carota in cui si effettuano le misure (Lt)=1000 mm

RQD =-85%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,05 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

Apertura del giunto = 0,0 - 2 mm

Giunto - rugoso

Pareti - non alterate/alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm – compatto >5mm

Roccia – asciutta

Hoek-Brown Classification

sigci 5 MPa

GSI 53

mi 17

D 1

Hoek-Brown Criterion

mb 0.592

s 0.0004

a 0.505

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.1058 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Slope Height 5 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.035 MPa

phi 42.24 deg

Rock Mass Parameters

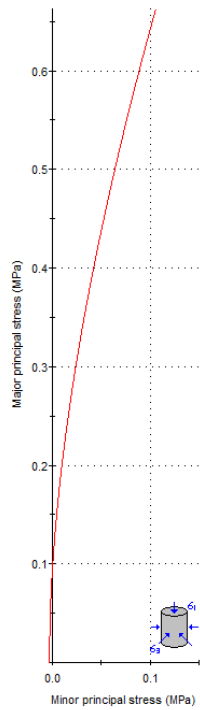
sigt -0.0033 MPa

sigc 0.096 MPa

sigcm 0.506 MPa

Em 1328.79 MPa

Copy Data



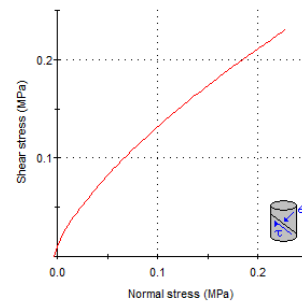
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 5 MPa  
 GSI = 53 mi = 17 Disturbance factor = 1

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.592 s = 0.0004 a = 0.505

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.035 MPa friction angle = 42.24 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.003 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.096 MPa  
 global strength = 0.506 MPa  
 modulus of deformation = 1328.79 MPa



- **Formazione di PALAMANNA facies più alterata/fratturata– dati desunti da rilievo in sito e prospezione geofisica PN SISM03**

Standard ISRM = Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,03 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm

Roccia - asciutta

Roccia –

Hoek-Brown Classification

sigci 5 MPa

GSI 35

mi 12

D 1

Hoek-Brown Criterion

mb 0.116

s 1.97e-5

a 0.516

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.0975 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Slope Height 5 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.017 MPa

phi 28.14 deg

Rock Mass Parameters

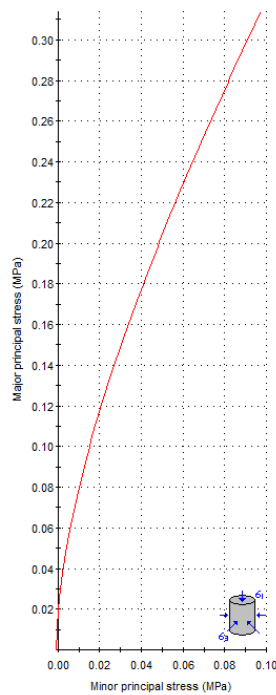
sigt -0.0009 MPa

sigc 0.019 MPa

sigcm 0.204 MPa

Em 471.47 MPa

Copy Data



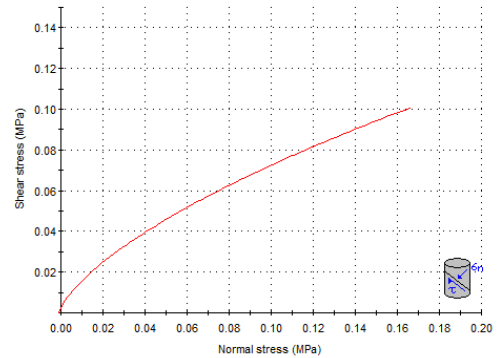
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 5 MPa  
 GSI = 35 mi = 12 Disturbance factor = 1

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.116 s = 1.97e-5 a = 0.516

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.017 MPa friction angle = 28.14 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.001 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.019 MPa  
 global strength = 0.204 MPa  
 modulus of deformation = 471.47 MPa



- **Formazione di PALAMANNA– dati desunti da rilievo in sito e prospezione geofisica PN SISM03**

Standard ISRM = Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,03 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

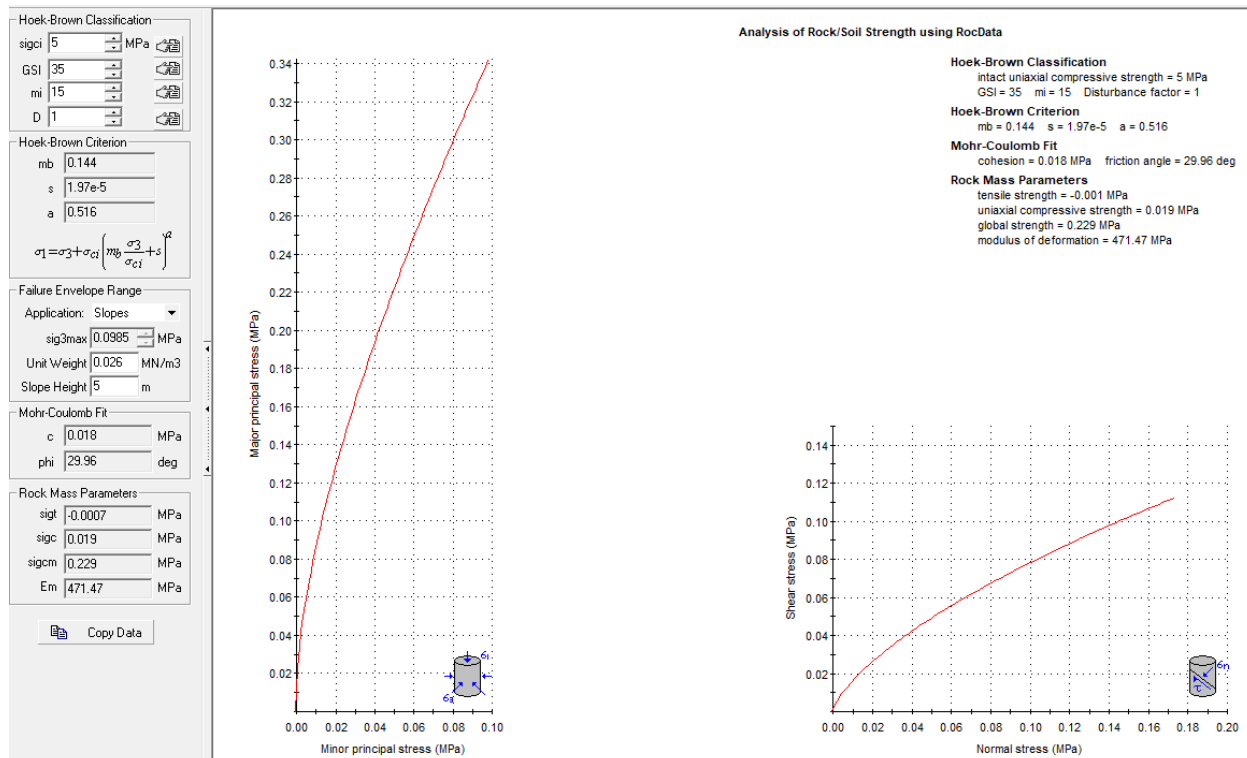
Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm

Roccia – asciutta



**Formazione degli ARGILLOSCIITI facies molto alterata**

Standard ISRM = Un campione Si sbriciola sotto i colpi della punta,

lastre sottili si rompono con facilità con le mani

Lunghezza totale del tratto di carota in cui si effettuano le misure (Lt)=1000 mm

RQD =7%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,03 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

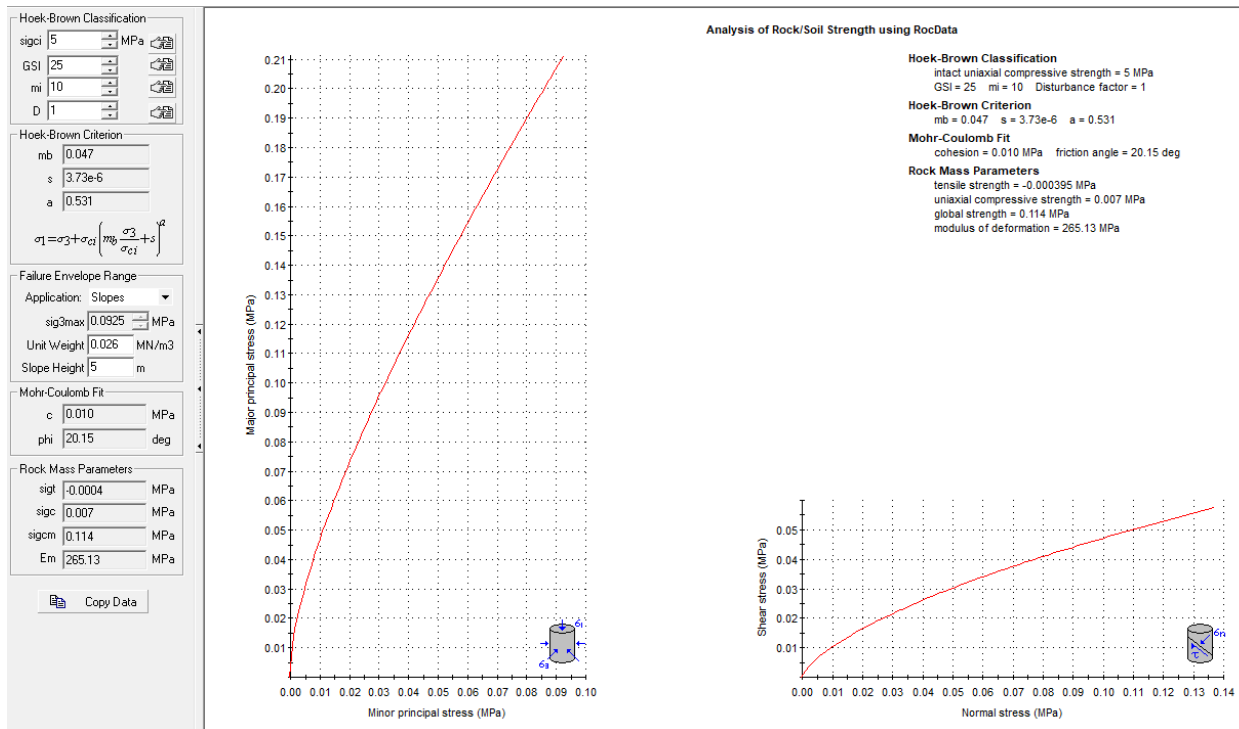
Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm

Roccia – asciutta



**Formazione degli ARGILLOSCIITI**

Standard ISRM = Un campione Si sbriciola sotto i colpi della punta, lastre sottili si rompono con facilità con le mani

Lunghezza totale del tratto di carota in cui si effettuano le misure (Lt)=1000 mm

RQD =25%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,03 m

Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m

Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm

Roccia – asciutta



**Hoek-Brown Classification**

sigci 5 MPa  
 GSI 35  
 mi 15  
 D 1

**Hoek-Brown Criterion**

mb 0.144  
 s 1.97e-5  
 a 0.516

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

**Failure Envelope Range**

Application: Slopes  
 sig3max 0.0985 MPa  
 Unit Weight 0.026 MN/m3  
 Slope Height 5 m

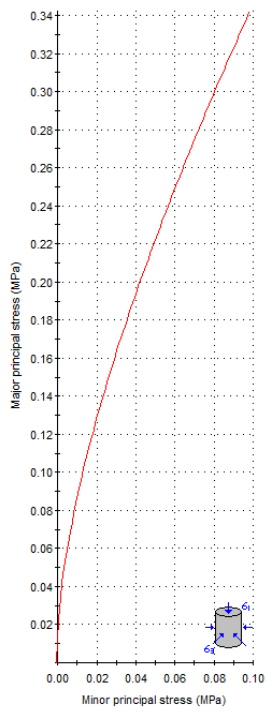
**Mohr-Coulomb Fit**

c 0.018 MPa  
 phi 29.96 deg

**Rock Mass Parameters**

sigt -0.0007 MPa  
 sigc 0.019 MPa  
 sigcm 0.229 MPa  
 Em 471.47 MPa

Copy Data



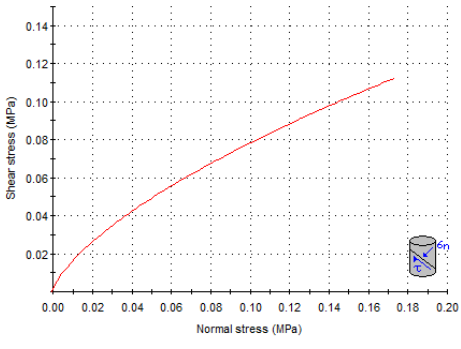
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 5 MPa  
 GSI = 35 mi = 15 Disturbance factor = 1

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.144 s = 1.97e-5 a = 0.516

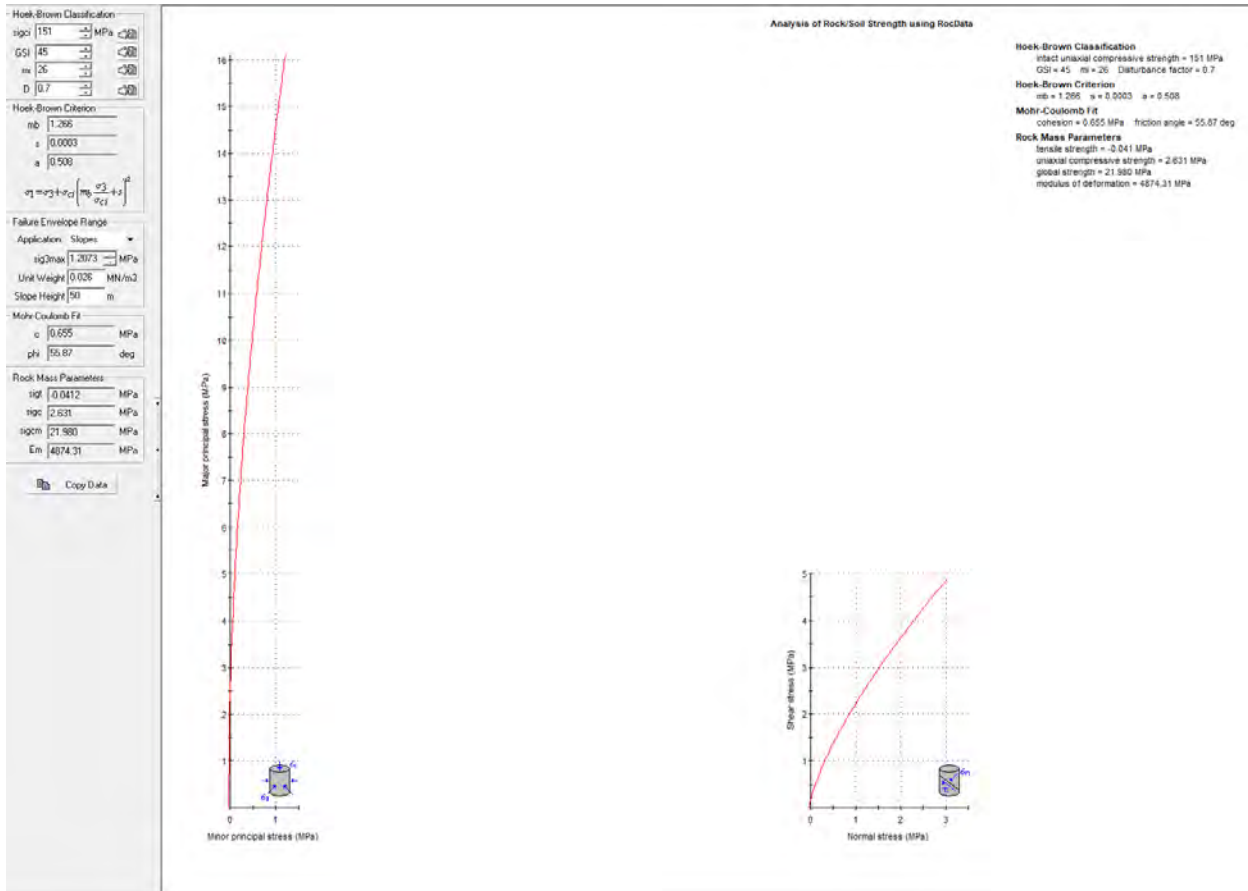
**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.018 MPa friction angle = 29.96 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.001 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.019 MPa  
 global strength = 0.229 MPa  
 modulus of deformation = 471.47 MPa



**Formazione dei PORFIROIDI Auct.**

- Standard ISRM = Un campione richiede molti colpi di martello per essere fratturato
- Lunghezza totale del tratto di carota in cui si effettuano le misure (Lt)=1000 mm
- RQD =25%
- Spaziatura delle discontinuità (s)=0,05 m
- Persistenza (continuità) del giunto = 0,5 m
- Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm
- Giunto - rugoso
- Pareti - non alterate/alterate
- Riempimento - sciolto > 1 mm – compatto >5mm
- Roccia – asciutta



I dati bibliografici raccolti, unitamente ai risultati delle indagini geognostiche eseguite e descritte in precedenza, hanno permesso di ipotizzare un modello geotecnico del terreno in esame, che ha portato all'individuazione di unità geotecniche considerate omogenee, in riferimento alla costituzione litostratigrafica e granulometrica dei terreni, e alle condizioni idrogeologiche dell'area. La valutazione e i parametri geotecnici qui proposti, che rappresentano una valutazione di massima, dovranno essere verificate puntualmente nelle successive fasi progettuali, attraverso indagini geognostiche dirette e indirette per ciascun sito di posa degli aerogeneratori in progetto, miranti a verificare la situazione litostratigrafica locale e determinare i parametri geotecnici dei terreni di sedime necessari per le verifiche geotecniche di progetto.



## 7. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Sulla base di quanto emerso dai rilievi su descritti, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico, si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione esecutiva delle opere e nelle varie fasi di realizzazione.

L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti. Nello specifico:

- Azioni sulle pareti e stabilità dei fronti. Lo scavo stesso, in quanto genera depressione, può innescare locali smottamenti in corrispondenza degli orizzonti meno competenti a causa di fenomeni di detensionamento determinati dall'asportazione del materiale durante l'escavazione, sia in relazione alla maggiore componente fine presente (metargilliti carboniose piuttosto che metarenarie) sia alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare componenti a franapoggio. La profonda deformazione che le metamorfite e i porfiroidi hanno subito genera variazioni di giacitura anche nell'ordine del metro pertanto si ritiene importante in fase di realizzazione degli scavi di fondazione eseguire un dettagliato rilievo geostrutturale finalizzato all'esclusione di ogni possibile rischio di crollo e/o slittamento di porzioni di parete.
- Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta e/o stagnazione di acque di pioggia: pur se non è stata rilevata in fase di indagine, 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, con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali delle coltri di alterazione di arenarie eoceniche e metamorfite. In tal caso, in fase esecutiva, sarà opportuno provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

In relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sono stati descritti N. 4 modelli geologici rappresentativi dell'area di progetto, di seguito elencati:

## 7.1 MODELLO GEOLOGICO 1

La presente modellazione geologica rappresenta la Formazione delle Arenarie di San Vito, in particolare gli areali che interessano la posa degli aerogeneratori WTG001, WTG003, WTG004, WTG005, WTG007.

Il sondaggio di riferimento è il PN\_S01; il profilo sismico di riferimento è il PN-SISM-01\_M1. Di seguito, in sintesi, la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici.

- 0,00m – 0,30m – suolo/materiale di riporto.
- 0,30m – 1,50m – Basamento scistoso alterato, fratturazione con presenza di ossidi di Fe, secco
- 1,50m – 3,50m – Metargilliti e metasiltiti mediamente fratturate, presenza di livelli millimetrici a Ossidi di Fe e livelli millimetrici carboniosi,
- da 3,50m in poi – Metarenarie da mediamente a molto fratturate, presenza di livelli di 1-2cm ossidati color bordeaux, presenza di livelli di Quarzo pluricentimetrici, fino a fondo indagine (12,00m da p.c).

L’analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l’applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso e sulla base delle analisi effettuate in laboratorio di seguito vengono indicati i parametri geotecnici caratterizzanti le formazioni geologiche incontrate:

Sito		Pranu Nieddu - MODELLO GEOLOGICO 01 (WTG001, WTG003, WTG004, WTG005, WTG007)		
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 - metargilliti	S3 - metarenarie
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1800	2679	2617
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2946*	2879
Angolo di attrito interno	[°]	25	32.97	42.24
Coesione	[kg/cm <sup>q</sup> ]	0	0,21	0.36
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[kg/cm <sup>q</sup> ]	14500	22596	44704
Coefficiente di Poisson	[ ]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cm <sup>q</sup> ]	5496	8504	16805
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	530	530	930





## 7.2 MODELLO GEOLOGICO 2

La presente modellazione geologica rappresenta la Formazione di Pala Manna, in particolare gli areali che interessano la posa degli aerogeneratori WTG006, WTG008, WTG009.

Il profilo sismico di riferimento è il PN-SISM-03\_M3. Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici.

- 0,00m – 0,30m – suolo/materiale di riporto.
- 0,30m – 3,90m – Basamento scistoso metacalcareo vo metasilatico alterato, molto fratturato
- 3,90m in poi – Basamento scistoso metacalcareo vo metasilatico da mediamente a molto fratturato

L’analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l’applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso e sulla base delle analisi effettuate in laboratorio di seguito vengono indicati i parametri geotecnici caratterizzanti le formazioni geologiche incontrate:

Sito		Pranu Nieddu - MODELLO GEOLOGICO 02 (WTG006, WTG008, WTG009)		
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 – molto fratturato	S3 – mediamente fratturato
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1800	1800	1900
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000*	1900*	2000*
Angolo di attrito interno	[°]	25	28.14	29.96
Coesione	[kg/cmq]	0	0.17	0.18
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[kg/cmq]	7403	7403	15897
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cmq]	2804	2804	5996
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	340	340	700



### 7.3 MODELLO GEOLOGICO 3

La presente modellazione geologica rappresenta la Formazione degli Scisti a graptoliti, delle metavulcaniti e metandesiti su cui ricadono gli aerogeneratori WTG010, WTG011, WTG012.

I sondaggi di riferimento sono: il PN\_S02, il PN\_S04, il PN\_S05. Il profilo sismico di riferimento è il il PN\_SISM-02\_M2.

Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici.

- 0,00m – 0,30m – suolo/materiale di riporto.
- 0,30m – 1,50m – deposito di versante o basamento scistoso molto alterato, secco
- 1,50m – in poi – Scisti neri carboniosi o metasiltiti fini, con locali livelli di metarcese. Intensamente fratturato, fino a fondo indagine (13,00m da p.c).

L’analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l’applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso e sulla base delle analisi effettuate in laboratorio di seguito vengono indicati i parametri geotecnici caratterizzanti le formazioni geologiche incontrate:

Sito		Pranu Nieddu - MODELLO GEOLOGICO 03 (WTG010, WTG011, WTG012)		
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 – basamento molto alterato	S3 – scisti neri carboniosi
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1800	2670	2513**
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2940*	2764*
Angolo di attrito interno	[°]	25	0.10	0.18
Coesione	[kg/cm <sup>q</sup> ]	0	20.15	29.29
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[kg/cm <sup>q</sup> ]	9299	9299	16498
Coefficiente di Poisson	[ ]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cm <sup>q</sup> ]	3497	3497	16498
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	435	435	580



### 7.4 MODELLO GEOLOGICO 4

Tale modello riguarda l'areale su cui andrà posizionato l'aerogeneratore WTG014. Il sondaggio di riferimento è il BN\_S04 (riportato negli allegati); Di seguito, in sintesi, la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici.

- 0,00m – 0,50m – suolo/materiale di riporto.
- 0,50m – 1,00m – argilla localmente sabbiosa da debolmente compatta a compatta con elementi litici.
- da 1,00m in poi – roccia metamorfica fratturata per uno spessore di circa 2-3m poi massiva fino a fondo indagine (7,70m da p.c).

L'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso e sulla base delle analisi effettuate in laboratorio di seguito vengono indicati i parametri geotecnici caratterizzanti le formazioni geologiche incontrate:

Sito		Pranu Nieddu - MODELLO GEOLOGICO 04 (WTG014)		
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 - argilla	S3 - porfiroidi
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1800	1800	2687
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2000	2687
Angolo di attrito interno	[°]	25	25	55,87
Coesione	[kg/cm <sup>q</sup> ]	0	0,2	6,67
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[kg/cm <sup>q</sup> ]	8820	8820	18538
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cm <sup>q</sup> ]	16447	16447	23198
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	900	900	1040

N.B. Per comparazione con il comportamento geomeccanico delle litologie afferenti alla Formazione di Nurallao ed in particolare ai Conglomerati di Duidduri, su cui andranno posizionate le fondazioni dell'aerogeneratore WTG002, si indica cautelativamente il Modello geologico 2 per le verifiche di progetto della pala eolica suddetta. Si precisa che nelle successive fasi progettuali saranno necessarie ulteriori indagini geognostiche più dettagliate per ciascun areale che ospiterà le fondazioni delle opere in progetto, al fine di determinare in corrispondenza di ogni pala eolica con maggior precisione le condizioni litostratigrafiche e i parametri geotecnici che saranno di riferimento per le verifiche geotecniche di progetto.



## 8. DESCRIZIONE DELLE OPERE E METODO DI CALCOLO

### 8.1 AZIONI DI CALCOLO

#### 8.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

- **G1** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- **G2** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- **Q<sub>k1</sub>** = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;
- **Q<sub>ki</sub>** = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;
- **A** = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti;
- **E** = azioni derivanti dai terremoti.

#### 8.1.2 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con  $E_d$  = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma$ ) e quelli di combinazione ( $\psi$ ) sono dati dai seguenti prospetti:



Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 8.2 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO GENERALI

Non prevedendo la natura dell’opera in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone né la presenza di personale stabilmente in loco, l’opera è stata classificata in **Classe D’Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 6).

Tabella 6 – Classi d’uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d’Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d’Uso  $C_U$ , vale:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso  $C_U$

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0





Per ciò che attiene la vita nominale  $V_N$  di un'opera, essa è convenzionalmente definita come "il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali".

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I.; cautelativamente, vista la natura dell'opera, si è scelto di considerare una  $V_N$  dell'opera pari a 100 anni:

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale  $V_N \geq 50$  anni
- Classe d'uso opere IV
- Coefficiente d'uso  $C_u = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N * C_u = 100$

Riassumendo, avremo:

- Classe d'uso: IV (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- Vita nominale: 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- Categoria di suolo: B (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- Categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.) considerandola come tipo di costruzione 3 - Costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

L'opera è edificata in comune di Siurgus Donigala, comune situato nella zona centro-meridionale della Sardegna, a 452 metri sul livello del mare:

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M. scala 1:25 000. Serie 25 -Fogli: 541 sez. III "Escalaplano", 549 sez. IV "Ballao".
- Carta Tecnica Regionale scala 1:10 000 - Fogli: 541130 "Escalaplano", 541140 "Salto di Quirra", 549010 "Miniera di Corti Rosas", 549020 "Monte S'Ollasteddu", 549050 "Ballao"





La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale.

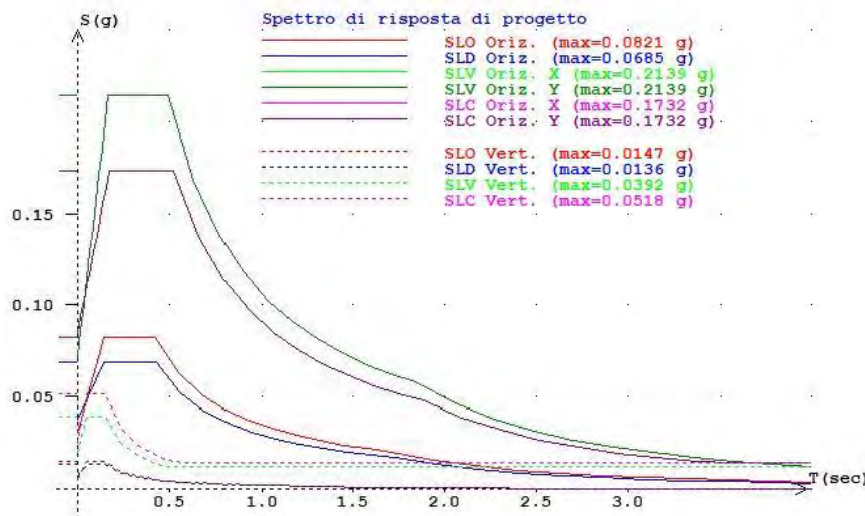
Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma.

I tre parametri fondamentali (accelerazione  $a_g$ , fattore di amplificazione  $F_0$  e periodo  $T^*C$ ) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento  $V_r$  della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{Vr}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.1 del §3.2.1 della norma; i valori di  $P_{Vr}$  forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici medi (in fase di progettazione esecutiva, si dovranno valutare per ogni singolo aerogeneratore quelli caratteristici):

SITO	TR=30			TR=50			TR=72		
	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$
SARDEGNA	0,18 6	2,61	0,27 3	0,23 5	2,67	0,29 6	0,27 4	2,70	0,30 3
	TR=101			TR=140			TR=201		
	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$
	0,31 4	2,73	0,30 7	0,35 1	2,78	0,31 3	0,39 3	2,82	0,32 2
	TR=475			TR=975			TR=2475		
	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$	$a_g$	$F_0$	$T_{C^*}$
0,50 0	2,88	0,34 0	0,60 3	2,98	0,37 2	0,74 7	3,09	0,40 1	





### 8.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico sulla base del quale verrà prodotto il pre-dimensionamento strutturale è realizzato in funzione dei parametri riportati nel Modello Geologico n. 2 riportato al capitolo § 7 della presente relazione, il quale presenta condizioni geotecniche più cautelative rispetto agli altri modelli geologici presentati.

Si tratta comunque di un pre-dimensionamento strutturale che potrebbe essere oggetto di modifiche a seguito della impostazione della fase esecutiva per la quale sarà necessario accertare puntualmente per ciascuna pala la caratterizzazione geologica (tipologia di terreni e stratificazione degli stessi) di ogni sito d'installazione.

I parametri adottati nella modellazione del terreno e della sua stratigrafia sono sintetizzati nelle seguenti tabelle:

STRATIGRAFIA – SITO: SIURGUS DONIGALA (SU)			
	Colonna 1	Colonna 2	Colonna 3
Terreno	Z 1 (m)	Z 2 (m)	Z 3 (m)
S1	0,3	-	-
S2	3,6	-	-
S3	>11,1	-	-

MODELLO GEOLOGICO – SITO: SIURGUS DONIGALA (SU)				
TIPO DI TERRENO		S1 - Terreno vegetale	S2 - Argilla sabbiosa e sabbia argillosa	S3 - Arenaria compatta
DESCRIZIONE				
Peso di volume	[kN/mc]	17,652	17,652	18,633
Peso di volume saturo	[kN/mc]	19,614	18,633	19,614
Angolo di attrito interno	[°]	25,00	28,14	29,96
Dati Parametri Resistenza				
Coesione	[kPa]	0,00	16,67	17,65
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[kPa]	725.986	725.986	1.558.963
Coefficiente di Poisson	[ ]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kPa]	274.978	274.978	588.007
Velocità onde di taglio	[m/sec]	340	340	700

### 8.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali adottati per il pre-dimensionamento delle fondazioni in calcestruzzo armato sono le seguenti:

- Acciaio: B450C
- Calcestruzzo per il sottofondo: C20/25
- Calcestruzzo per il plinto: C35/45
- Calcestruzzo per il colletto: C40/50



## 8.5 TIPOLOGIA DI AEROGENERATORE E TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Come accennato in premessa, il parco eolico è composto da 13 aerogeneratori del tipo SG 6.6 - 170 da 6,0 MW della SIEMENS GAMESA, avente un rotore tripala con un sistema di orientamento della navicella attivo. Si tratta di una macchina della più avanzata tecnologia con una potenza nominale di 6,6 MW e fornita delle necessarie certificazioni rilasciate da organismi internazionali.

Il rotore ha un diametro di 170 m ed utilizza il sistema di controllo capace di adattare l'aerogeneratore per operare in un ampio intervallo di velocità del rotore. Il numero di aerogeneratori previsti è 13 per una potenza totale installata di 85,8 MW. Gli aerogeneratori sono collocati nel parco, come si può evincere dagli elaborati grafici, ad un'interdistanza non inferiore a 700 m, gli stessi sono disposti perpendicolarmente rispetto alla direzione del vento dominante. L'aerogeneratore è progettato per un intervallo di temperatura compreso fra  $-20^{\circ}\text{C}$  e  $+45^{\circ}\text{C}$ . Al di fuori di questo intervallo devono osservarsi precauzioni particolari. L'umidità relativa può arrivare anche al 100%.

Le pale hanno una lunghezza di 83 m circa e sono costituite da due gusci alari in carbonio e fibra di vetro. Ogni pala consta di tali due elementi fissati ad una struttura di supporto mediante inserti di acciaio speciale, con anima in schiuma.

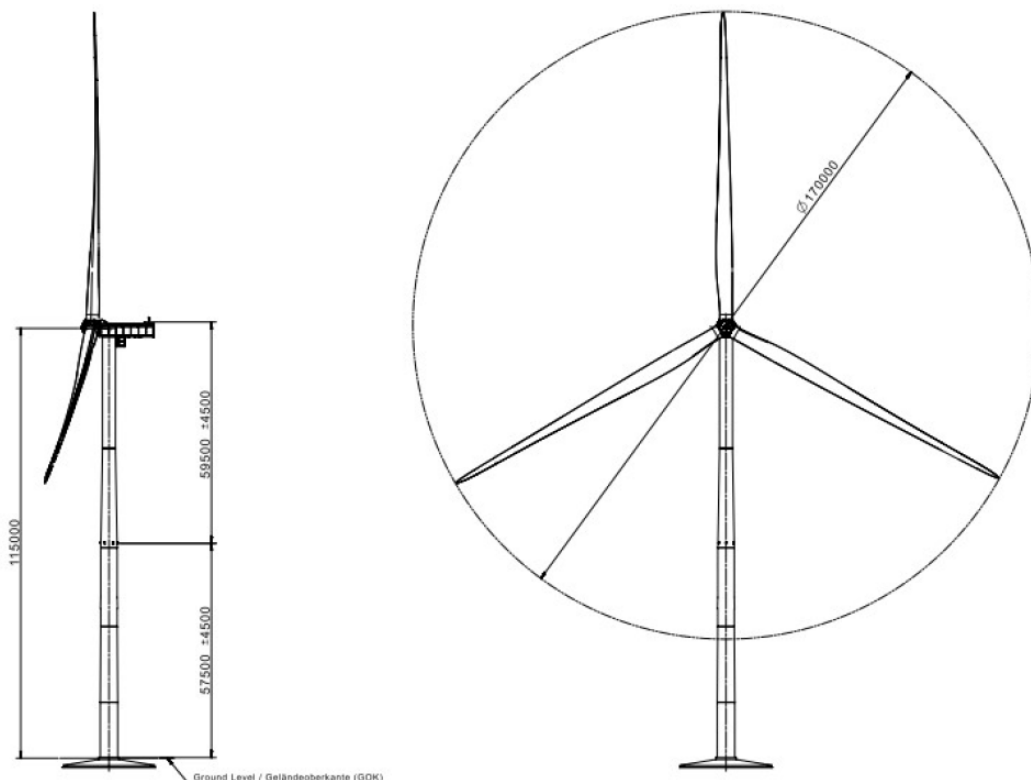


Figura 10 – Vista prospettica e laterale dell'aerogeneratore SIEMENS GAMESA SG 6.6 - 170 da 6,6 MW.

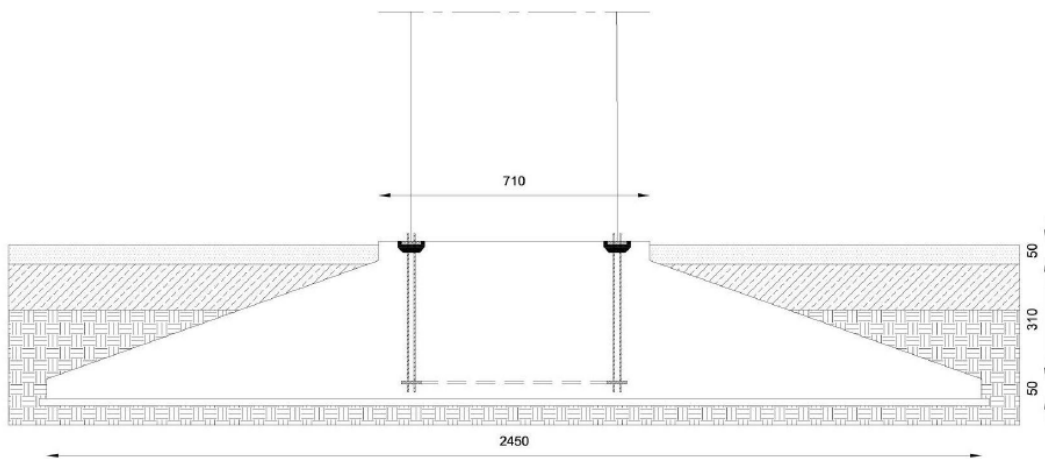


La fondazione di tipo diretto (superficiale), costituita da un plinto in calcestruzzo, viene calcolata per sopportare, oltre al carico dell'aerogeneratore (torre, cabina di trasformazione e rotore) anche le sollecitazioni prodotte delle pale in movimento.

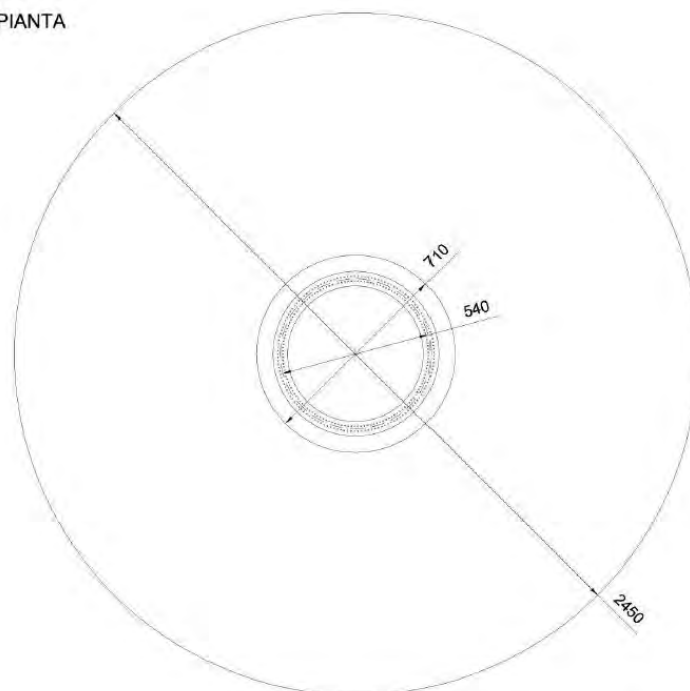
Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vengono eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni sul terreno che la struttura trasmette.

Tutti i calcoli e la relativa scelta di materiali, sezioni e dimensioni andranno verificati in sede di progettazione esecutiva e potranno pertanto subire variazioni anche sostanziali per mantenere i necessari livelli di sicurezza.

## SEZIONE



## PIANTA







Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state estratte dallo studio geologico allegato al presente progetto.

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali dirette, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidità. In direzione orizzontale si è considerata una rigidità pari a 0.5 volte quella verticale, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni.

In questa fase si prevede la realizzazione di opere di fondazione di tipo diretto costituite da un plinto con forma tronco-conica, circolare in pianta con diametro massimo pari a 24,50 metri, ed una sezione trapezia avente altezza minima al bordo esterno pari a 0,50 metri, altezza di 3,60 metri nel profilo della connessione della parte tronco-conica con il colletto centrale dove raggiunge i 4,10 metri altezza.

Il profilo superiore del plinto emerge di 10 centimetri rispetto al piano di campagna.

In corrispondenza del colletto centrale, punto di connessione tra il plinto e la torre eolica, è prevista l'installazione di una doppia flangia.

Quella inferiore, rialzata rispetto al piano di posa del plinto di fondazione, viene collegata dai tirafondi, aventi una lunghezza di 4000 millimetri, con la piastra superiore su cui si inserisce la flangia di giunzione della torre eolica.

Sia la piastra inferiore, che quella superiore sono dotate di due file di fori disposte radialmente rispetto al centro della base circolare della torre; sono disposti 140 fori su cui andranno inserite 280 barre filettate ancorate sulla piastra inferiore e annegate in opera per il collegamento della flangia della torre eolica.

In aderenza al plinto di fondazione dovrà essere previsto opportuno drenaggio per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni.

## 8.6 CONDIZIONI DI CARICO PREVISTE IN PROGETTO

Nella fase di predimensionamento si utilizza i carichi sulle fondazioni calcolati in accordo alla norma IEC 61400 Ed3 e definiti per un aerogeneratore di riferimento; in questo caso verrà adottato il modello SG 6.0-170 T135-50A prodotto dalla società Siemens Gamesa Renewable Energy S.A.

Si riportano qui di seguito i valori contenuti nel documento ufficiale D2406108/002 rilasciato dal produttore in data 17/04/2020; si rimanda alla fase di progettazione esecutiva il dimensionamento sui dati relativi al fornitore scelto.

### Extreme load SG 6.0-170 HH 135

Load case	Load factor	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Dic22_3bn_v11.0_p_s8	1,1	1899,37	-30,2	-8518,03	10542,98	248324,9	848,69

I carichi forniti da Siemens Gamesa come "Extreme load" sono i carichi statici massimi per la specifica turbina eolica calcolati per qualsiasi condizione.



Includono il comportamento dinamico della struttura e corrispondono al caso più sfavorevole alla base dell'aerogeneratore tra i diversi casi di carico, secondo le norme IEC 61400 o DIBt.

Pertanto, i carichi forniti da Siemens Gamesa come "Extreme load" sono i carichi di progetto della fondazione e non devono essere divisi o combinati con altri carichi.

**Characteristic load SG 6.0-170 HH 135**

Load case	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
Dic14_v90.0_p_000	1316,18	54,14	-7707,99	2463,44	186812,5	294,48

**Quasi-permanent load SG 6.0-170 HH 135**

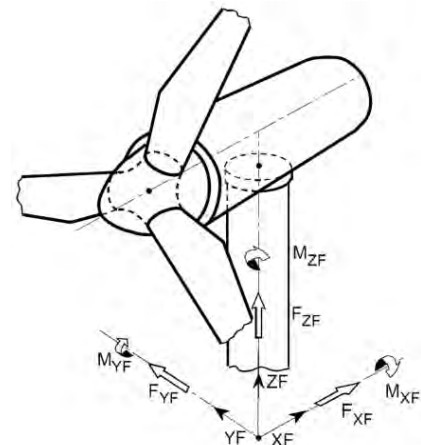
pf = 0,01000	Carichi dell'aerogeneratore alla sezione					
Quota sezione dalla base (m)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
0	1006,5	113,9	-7544,75	20249,99	139551,8	4991,2

**Fatigue load SG 6.0-170 HH 135 (valore medio)**

Load factor	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
1,0	478,42	-5,29	-7608,11	4649,15	66600,68	-58,85

I carichi sono applicati nel punto di intersezione fra la torre eolica e l'estradosso del plinto di fondazione secondo il sistema di coordinate riportato nell'immagine a lato.

Oltre a tali sollecitazioni, si considera agente sulle opere di fondazione il carico prodotto dal terreno di ricoprimento del plinto.





## 9. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

### 9.1 GENERALITÀ

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo:

1) SLU di tipo geotecnico (GEO):

- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;**
- **collasso per scorrimento sul piano di posa;**
- **stabilità globale;**

2) SLU di tipo strutturale (STR)

- **raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;**

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

### 9.2 TIPO DI ANALISI

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elasticolineare.

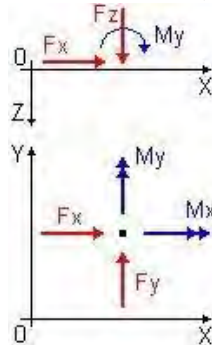
Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

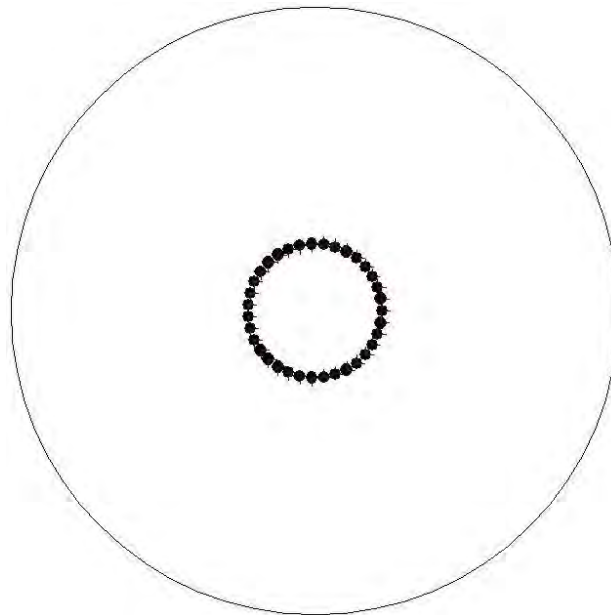
Il metodo di analisi utilizzato è quello statico, che modella le azioni dinamiche agenti sulla struttura mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti. Le forze applicate sono comprensive degli effetti dinamici ordinari delle azioni che rappresentano.

### 9.3 CARICHI APPLICATI

Le azioni provenienti dalla struttura in elevazione sono state applicate al modello FEM della piastra di fondazione in accordo al sistema di riferimento del software, rappresentato nella figura seguente.



Le azioni, applicate come risultanti nel baricentro strutturale (Punto 0;0) sono state distribuite in una circonferenza avente diametro 5,40 metri e corrispondente alla circonferenza media di ancoraggio della flangia dell'aerogeneratore.



Per semplicità è stata scomposta la sollecitazione in un numero di 35 punti, ovvero una quarta parte dei bulloni disposti su due file (140x2); i punti di applicazione sono così ricavati:

Parametri per la redistribuzione delle forze:

N = 35 - Numero di punti di applicazione del carico;

d = 5,40 metri - Diametro medio della gabbia dei tirafondi;

D = 24,5 metri - Diametro massimo del plinto;



In considerazione della simmetria della struttura, e della possibilità di completa rotazione dell'aerogeneratore lungo il suo asse, le condizioni di carico si potranno verificare in ognuna delle direzioni uscenti dal centro della torre; convenzionalmente si applicheranno le azioni su un sistema orientato secondo gli assi di riferimento principali X, Y e Z.

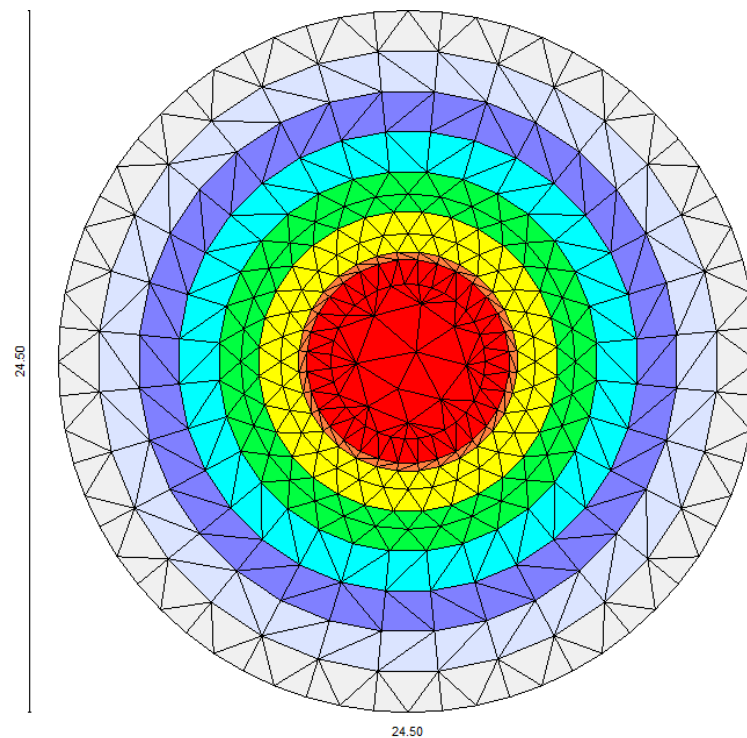
I risultati ottenuti saranno quindi applicabili per qualsiasi orientamento dell'aerogeneratore e delle sollecitazioni di esercizio da esso prodotte.

#### 9.4 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo strutturale, e le successive verifiche, l'opera di fondazione è stata schematizzata come una piastra a spessore variabile.



La struttura è stata discretizzata ovvero suddivisa in elementi triangolari (mesh) connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi; per l'analisi della piastra soggetta a carichi nel piano vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi.





Il plinto di fondazione, modellato come piastra circolare a spessori variabili viene così suddivisa:

- 728 mesh;
- 397 nodi;

Viene generato un nodo in corrispondenza dei 35 carichi concentrati applicati.

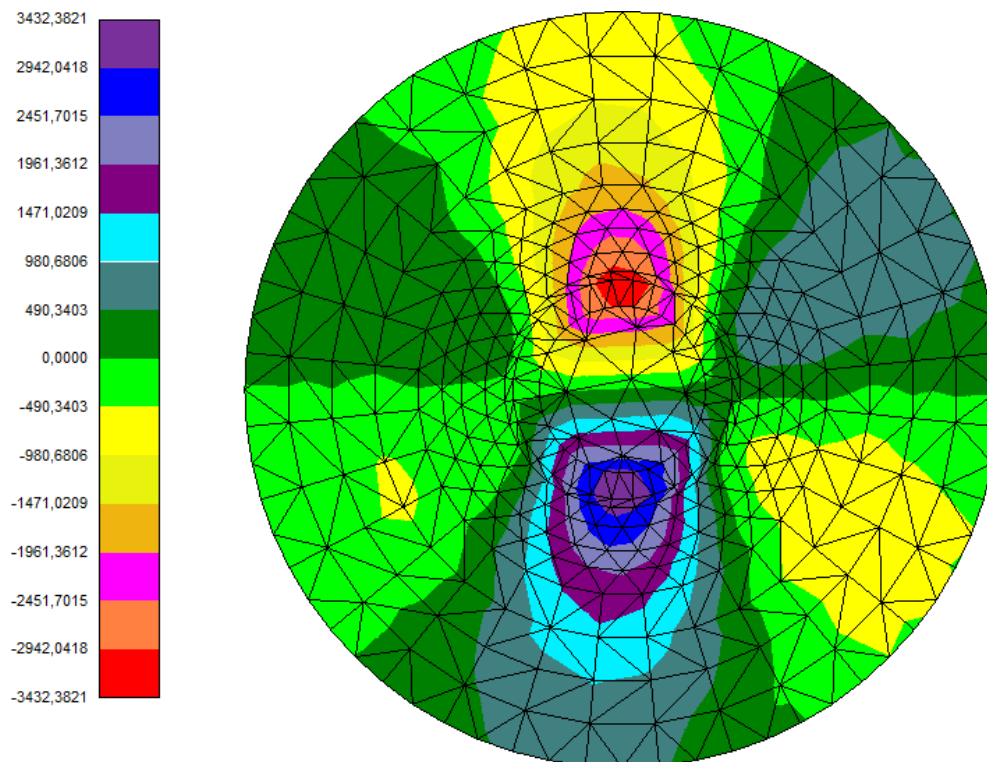
Il terreno di fondazione viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo  $k$  ed all'area dell'elemento.

### 9.5 SOLLECITAZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per determinare le sollecitazioni, agenti sul blocco di fondazione, sono state combinate tra di loro le azioni gravitazionali (peso proprio del plinto e del terreno gravante su di esso), le azioni equivalenti dell'aerogeneratore e le azioni sismiche, secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Le sollecitazioni sono state quindi ottenute mediante un'analisi agli elementi finiti (FEM), eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++ vers.14.02.B

Le sollecitazioni, ottenute dall'analisi agli elementi finiti, vengono sintetizzate nelle immagini di output del software di calcolo; la restituzione grafica delle sollecitazioni fornisce un importantestrumento di analisi che evidenzia con immediatezza le condizioni di maggiore sollecitazione delplinto di fondazione.



*Figura 11 - Distribuzione del momento  $M_{xy}$  (KNm) nella piastra di fondazione.*

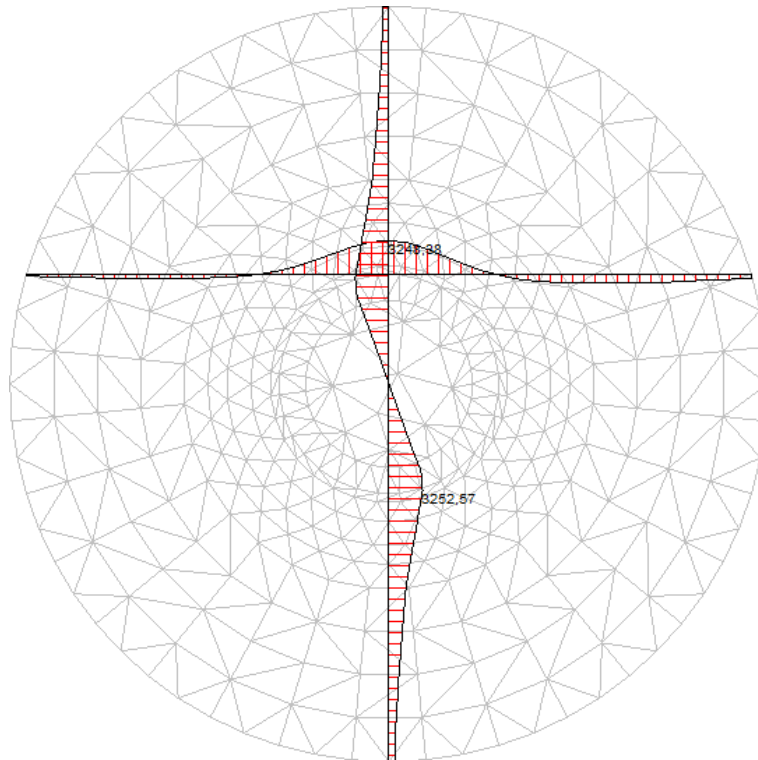


Figura 12 - Diagramma del momento  $M_{xy}$  (KNm) nella piastra di fondazione.

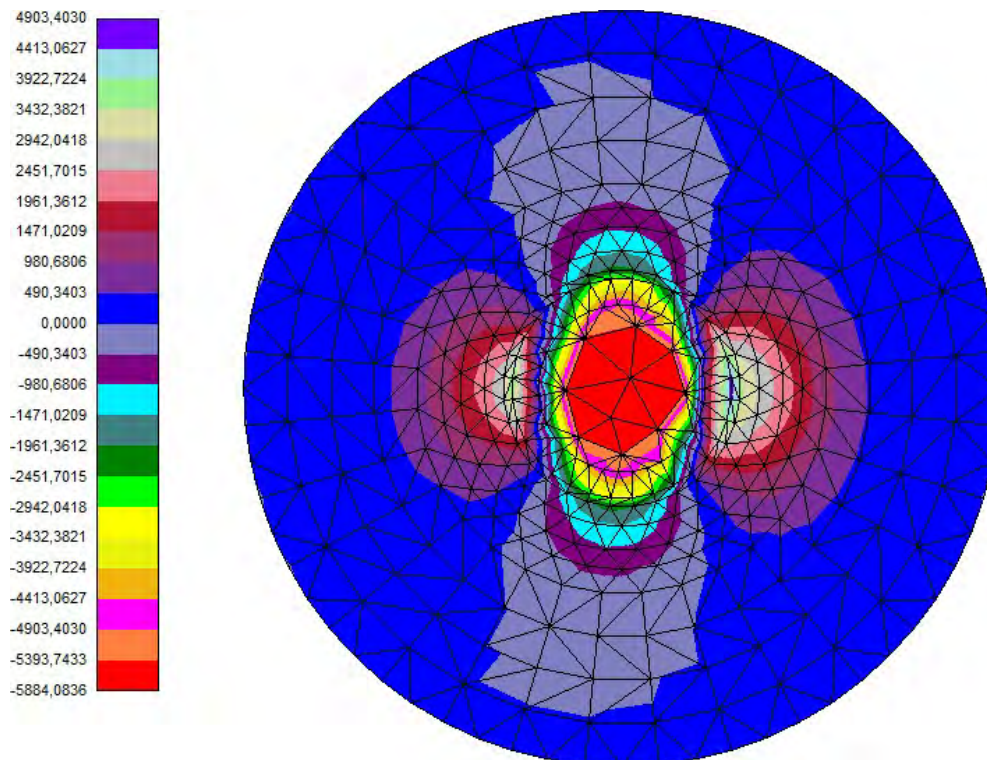
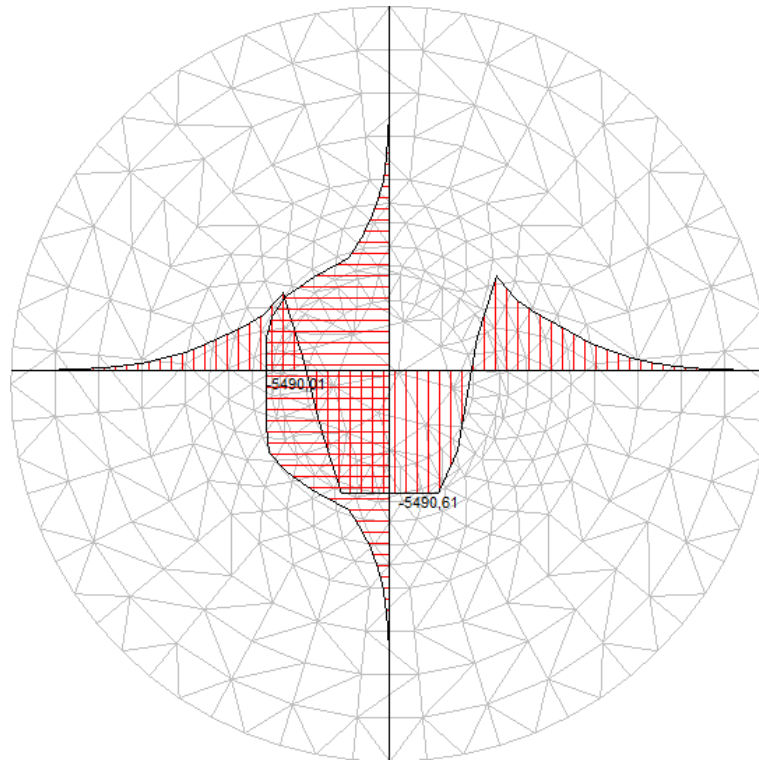
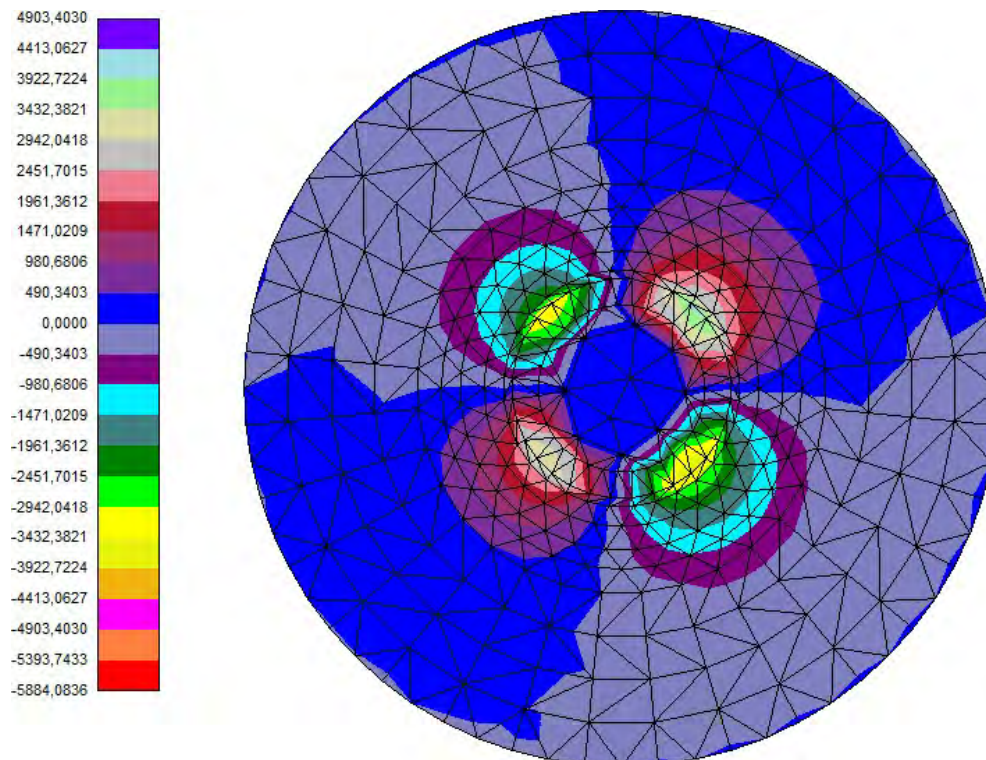


Figura 13 - Distribuzione del taglio  $T_x$  (KN) nella piastra di fondazione.

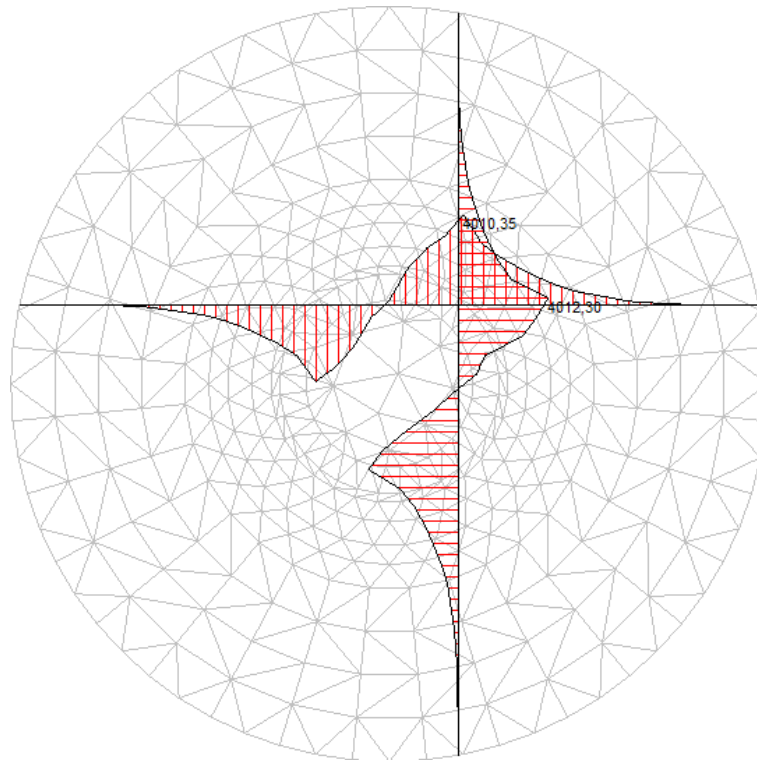


*Figura 14 - Diagramma del taglio Tx (KN) nella piastra di fondazione.*

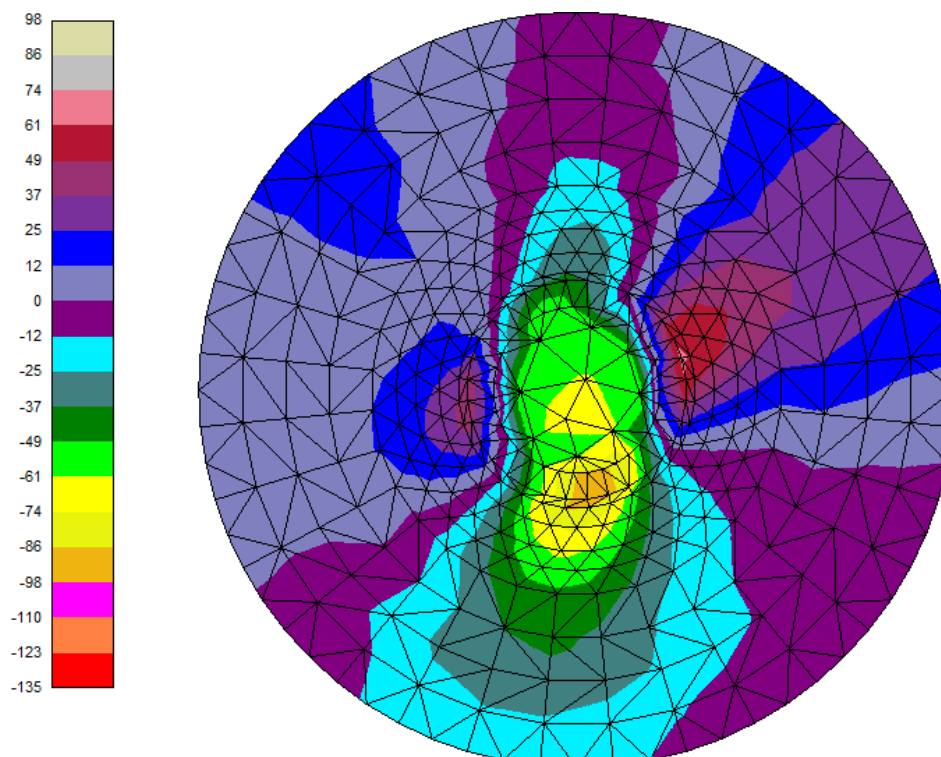


*Figura 15 - Distribuzione del taglio Ty (KN) nella piastra di fondazione.*

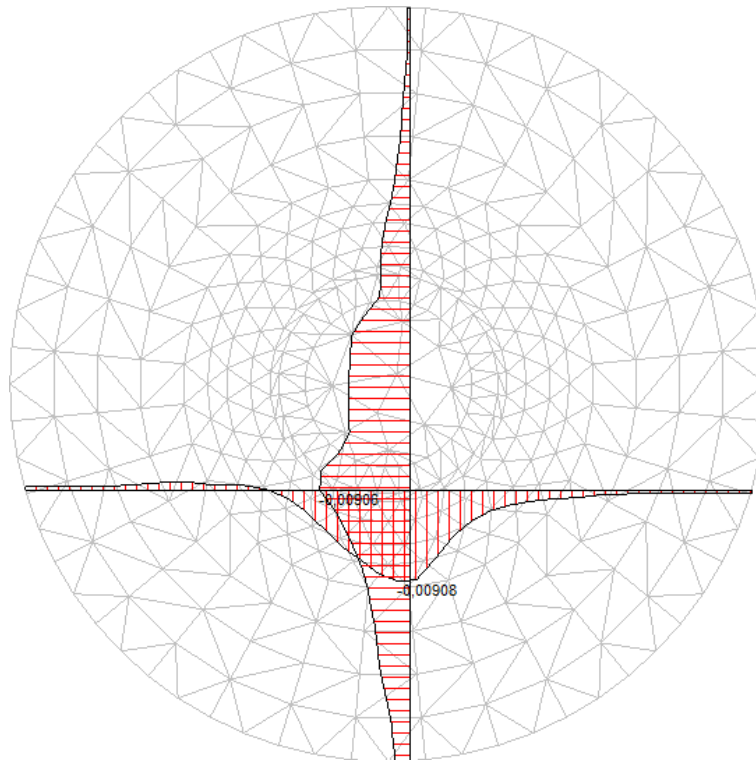




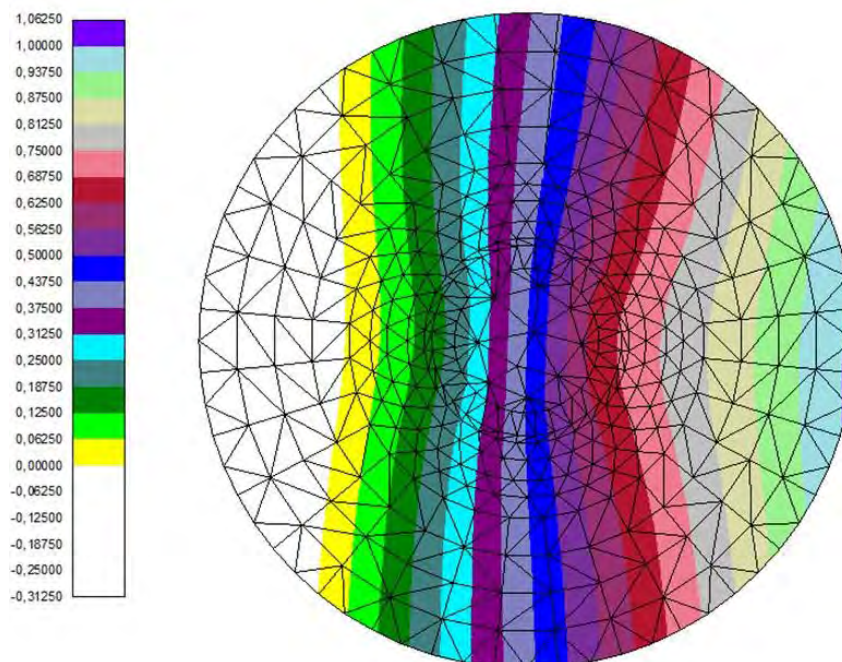
*Figura 16 - Diagramma del taglio  $T_y$  (KN) nella piastra di fondazione.*



*Figura 17 - Distribuzione dello sforzo normale  $N_{xy}$  (KN) nella piastra di fondazione.*



*Figura 18 - Diagramma dello sforzo normale  $N_{xy}$  (KN) nella piastra di fondazione.*



*Figura 19 - Diagramma spostamenti verticali  $W$  (cm).*





Osservando la restituzione grafica dei risultati possiamo affermare che le sollecitazioni massime, agenti sulla struttura, sono localizzate in corrispondenza degli ancoraggi della flangia della torre di sostegno; l'analisi di una direzione di sollecitazione è applicabile a qualsiasi direzione in virtù della rotazione completa dell'aerogeneratore sull'asse della torre di sostegno.

## 9.6 SOLLECITAZIONI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

A sua volta, conoscendo le sollecitazioni si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM 17/01/2018; tali verifiche sono riportate nei paragrafi seguenti.

Dalle analisi dei tabulati di output (si rimanda all'Elaborato 2.3 - CALCOLI PRELIMINARI DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI per la lettura puntuale delle sollecitazioni agenti e relativa verifica) provenienti dalle modellazioni in esame è stato possibile desumere le condizioni di sollecitazioni agenti più gravose, altresì, le sezioni della piastra maggiormente sollecitata.

La dimensione del plinto prevista preliminarmente potrà eventualmente variare con l'approfondimento delle indagini geologiche in fase esecutiva, volte a determinare le caratteristiche del terreno, e con riferimento alla tipologia strutturale optata (per l'eventuale possibilità di utilizzare un rinforzo del terreno con jet-grouting).

A sua volta, conoscendo le sollecitazioni si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU e SLE ai sensi del DM 17/01/2018; tali verifiche, riportate nei tabulati di calcolo seguenti, si concludono con esito positivo.

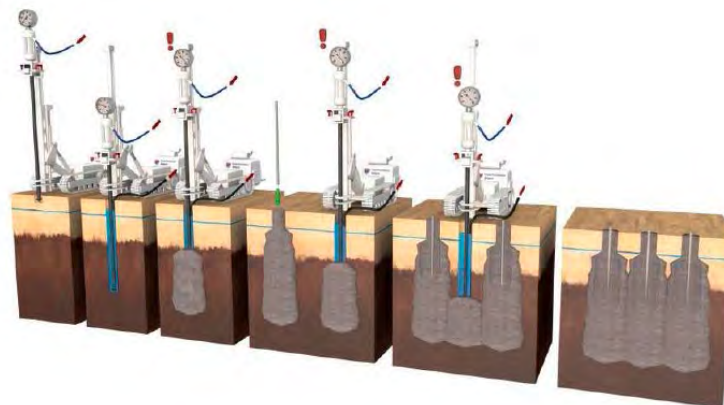


## 10. EVENTUALI TRATTAMENTI DI RINFORZO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il sistema di consolidamento che può essere utilizzato in presenza di roccia fortemente fratturata al fine di aumentare le caratteristiche geomeccaniche, consiste in colonne costituite da un conglomerato di terreno in sito misto a boiaccia cementizia. La miscelazione che avviene ad alta pressione con conseguente rottura dei legami di mutuo incastro fra i granuli del terreno e la contestuale iniezione del cemento misto ad acqua, crea un ammasso colonnare di dimensioni note che maturando consolida aumentando notevolmente le caratteristiche geomeccaniche e di portanza del terreno di fondazione.

Le colonne Jet-Grouting vengono realizzate con il metodo CCP "Chemical Churning Pile" che consiste in un getto orizzontale ad alta velocità di miscela cementizia, contemporaneamente ruotato e sollevato, per la realizzazione di colonna di terreno trattato e consolidato (1970 Nakanishi). Nel caso in esame si usa il sistema bifluido con iniezione di aria e miscela; l'azione disgregante del terreno in loco è affidata al getto di miscela ad altissima pressione (350-400 bar) con la aggiunta di aria compressa a 8-12 bar che limita la dispersione aumentandone il potere penetrante.

Con questo trattamento le caratteristiche meccaniche del terreno si incrementano sino a raggiungere i necessari valori di resistenza. Viste le caratteristiche litologiche del primo strato di terreno si prevede un dosaggio minimo di cemento pari a circa 400kg ( $\pm 10\%$ ) ogni mc di terreno lavorato prevedendo di realizzare colonne getto-cementate di sottofondazione con valori medi di rottura per compressione a 60-90 gg. non inferiori a 25 daN/cm<sup>2</sup>. Il valore della resistenza a compressione monoassiale a rottura viene scelto in funzione della tipologia di terreno da trattare e sulla scorta dell'esperienza maturata in centinaia di lavori eseguiti. Inoltre i valori di resistenza a compressione monoassiale in funzione della litologia di terreno trattato sono in accordo con quanto riportato nella letteratura esistente. In fase realizzativa, il valore di rottura pari a 25 daN/cm<sup>2</sup> e la geometria delle colonne prevista da progetto, vengono raggiunti mediante il settaggio nella strumentazione della pompa ad alta pressione, dei parametri di iniezione descritti in precedenza e riportati in una check list.



Il terreno conglomerato con la tecnica del Jet – Grouting ha una maturazione più lenta del cls ma migliora le caratteristiche meccaniche quali la resistenza a compressione progressivamente nel tempo, tanto che si può pensare che se la necessaria resistenza deve essere raggiunta entro 60 gg, valori superiori si ottengono nei mesi successivi sino a circa 6-12 mesi dall'iniezione.



## 11. CONCLUSIONI

Le verifiche preliminari sono state condotte sulla base dei dati geotecnici a disposizione e nelle condizioni più cautelative possibili (aerogeneratori di dimensioni leggermente maggiori rispetto a quelle previste in progetto).

Tali verifiche risultano soddisfatte ai sensi della normativa vigente nel caso di fondazione diretta con plinto di fondazione adeguatamente dimensionato, grazie alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni, rappresentati nel modello geologico da roccia compatta in facies lapidea.

Si precisa che in fase esecutiva le verifiche dovranno essere maggiormente approfondite, ed eseguite per ogni aerogeneratore, sulla base di indagini geognostiche da eseguirsi in corrispondenza di ogni pala eolica in progetto e con i carichi effettivi della macchina da utilizzare, valutando la necessità di aumentare la dimensione e profondità del plinto di fondazione o la necessità di migliorare il terreno di fondazione ad esempio con colonne di jet-grouting, laddove il substrato roccioso si presenta maggiormente fratturato e alterato in profondità, e con parametri geotecnici che dovessero risultare più scadenti di quelli ipotizzati.