



Nuovo impianto per la produzione di energia da fonte eolica nei comuni di Ballao e Armungia (SU)

RELAZIONE GEOTECNICA

Rev. 0.0

Data: 09 Novembre 2020

AU-WIND001.REL003b

Committente:

Econergy Project 2 S.r.l.
via Alessandro Manzoni n. 30
20121 MILANO (MI)
C. F. e P. IVA: 10982660960
PEC: econergyproject2@legalmail.it

Incaricato:

Queequeg Renewables, ltd
Unit 3.21, 1110 Great West Road
TW80GP London (UK)
Company number: 111780524
email: mail@qunter.co.uk

SOMMARIO

1 Premessa e finalità dello studio	5
2 Normativa di riferimento	5
3 Studi ed indagini di riferimento.....	6
4 Inquadramento geografico generale	6
5 Caratteristiche di progetto dell'opera.....	9
6 Inquadramento geologico.....	10
6.1 Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento.....	11
6.2 Analisi qualitativa di stabilità dell'ammasso roccioso	13
7 Indagini geognostiche	15
7.1 Sondaggi Geognostici.....	17
7.1.1 Attrezzature utilizzate	19
7.1.2 Prove SPT (Standard Penetration Test)	20
7.2 Stratigrafia dei sondaggi	21
7.2.1 BN_S01.....	21
7.2.2 BN_S02.....	21
7.2.3 BN_S03.....	21
7.2.4 BN_S04.....	22
7.2.5 BN_S05.....	22
7.3 Sismica a Rifrazione - Tecnica e parametri utilizzati.....	23
7.4 M.A.S.W. - Tecnica e parametri utilizzati	24
7.5 Sismica a Rifrazione – Elaborazioni e risultati	26
7.5.1 Base Sismica R1.....	26
7.5.2 Base sismica R2	28
7.5.3 Base Sismica R3.....	30
7.6 MASW – Elaborazioni e risultati.....	32
7.6.1 Base sismica M1	32
7.6.2 Base Sismica M2.....	33
7.6.3 Base Sismica M3.....	35
7.7 Considerazioni sull'assetto geostrutturale degli ammassi rocciosi	36
7.8 Analisi di Laboratorio	37
7.8.1 Prove di Rottura Point Load	38
7.8.2 Prove di taglio diretto in scatola di Casagrande.....	40

8 Modellazione geologica	41
8.1 Caratterizzazione geostrutturale degli ammassi rocciosi	41
8.....	51
.2 Modello Geotecnico di sito	51
Modello Geologico-Geotecnico 01 – PORFIROIDI – WTG01, WTG03, WTG13, WTG14.....	52
Modello Geologico-Geotecnico 02 – ARENARIE M.te Cardiga – WTG04, WTG05, WTG09, WTG011, WTG012	53
Modello Geologico-Geotecnico 03 – ARENARIE M.te Cardiga + PORF – WTG06, WTG07, WTG08	54
Modello Geologico-Geotecnico 04 – Argille + PORFIROIDI – WTG02	55
Modello Geologico 05 – ARENARIE M.te Cardiga – WTG10.....	56
9 DESCRIZIONE DELL’OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI	57
10.....	59
CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI.....	59
11 AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	59
12 VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)	61
Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1).....	61
a. Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2)	64
13 FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)	65
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	65
ALLEGATO 1	67

1 Premessa e finalità dello studio

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico denominato "Br.cu 'e Niada" dislocato nel territorio comunale di Ballao Provincia del Sud Sardegna, al fine di avere un quadro completo del contesto geologico e geotecnico è stata redatta la presente **Relazione Geotecnica**, la cui stesura ottempera quanto previsto dal D.M. del 17/01/2018 recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito NTC), con l'obiettivo di evidenziare, il comportamento fisico-meccanico dei terreni interessati dalle opere in progetto attraverso:

- Analisi dell'assetto geologico e geomorfologico e definizione del modello geologico di sito;
- La caratterizzazione geotecnica preliminare del modello geologico di sito;
- L'analisi dell'interazione opera-terreno nel volume significativo in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di imposta, in relazione alla generica tipologia di fondazioni previste e le potenziali interazioni con le dinamiche di circolazione sotterranea eventualmente esistenti.
- La valutazione preliminare della portanza dei terreni e l'indicazione delle indagini da realizzarsi in fase esecutiva necessarie alla determinazione dei parametri geotecnici specifici per ogni sito.

2 Normativa di riferimento

La presente è redatta in osservanza a quanto stabilito dalla vigente normativa in materia, con particolare riferimento a:

- D.M LL.PP. 11.03.1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii attuali 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 in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.
- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali)
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21.01.2019 n°7 – Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17.01.2018.

- D.L. 3 aprile 2006, n. 152 e successive modificazioni - "Norme in materia ambientale".

3 Studi ed indagini di riferimento

Le informazioni topografiche e geologiche dell'area oggetto della presente sono state ricavate dalle pubblicazioni ufficiali e cartografia tematica esistente. Si elencano di seguito:

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000, nel foglio n°226 e n°541 e 549 in scala 1:50.000 (CARG).
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25.000
- RAS - Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008
- I.S.P.R.A - Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- RAS – Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico
- RAS – Autorità di Bacino - Piano di Tutela delle Acque
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- Foto aeree, Regione Sardegna

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti dai sopralluoghi effettuati dalla scrivente in sito e dagli esiti della campagna di indagini geognostiche eseguita in data 05-12/08/2020 nella zona di interesse.

4 Inquadramento geografico generale

Ballao è un Comune della provincia del Sud Sardegna situato nella zona centro-meridionale della Sardegna, a 92 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"



Figura 4. 1: Panoramica da B.cu 'e Niada

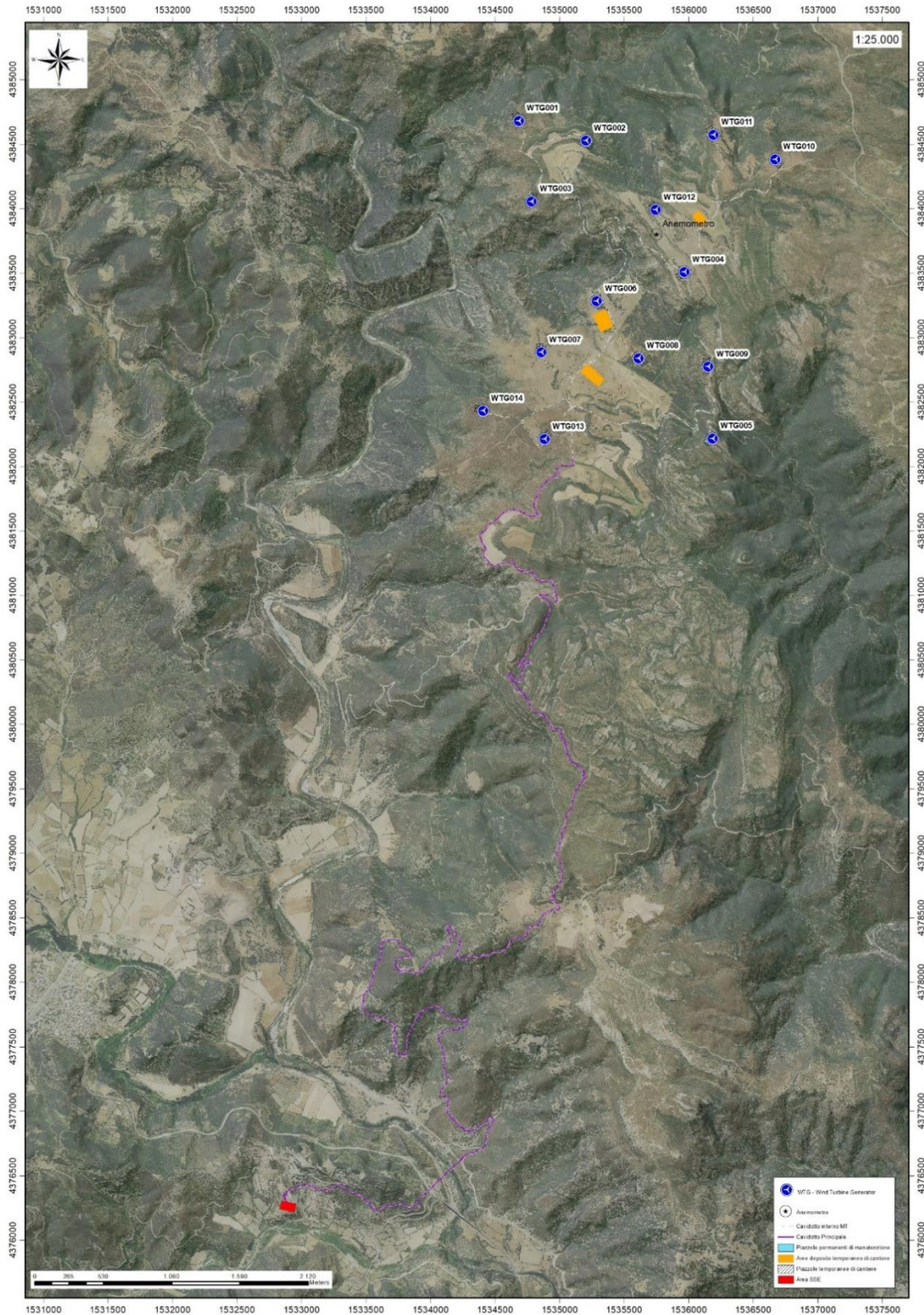


Figura 4. 2: Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto

5 Caratteristiche di progetto dell'opera

È prevista l'installazione di quattordici aerogeneratori di ultima generazione ad asse orizzontale (HAWTG, Horizontal axis wind turbine generators) di potenza pari a 6,6 MW ciascuno, per una potenza complessiva di 92,4 MW, denominati in ordine crescente da WTG001 a WTG014. Gli aerogeneratori saranno montati su torri tubolari di acciaio che porteranno il mozzo del rotore a un'altezza da terra di 135 metri, e l'altezza massima dal suolo di ogni macchina sarà pertanto pari a 220 metri. È inoltre prevista l'installazione di una torre anemometrica di misura che monitorerà le condizioni di vento e ambientali della zona di impianto per tutta la vita di quest'ultimo.

Aerogeneratore	X	Y
<i>WTG001</i>	<i>1534683</i>	<i>4384682</i>
<i>WTG002</i>	<i>1535203</i>	<i>4384528</i>
<i>WTG003</i>	<i>1534783</i>	<i>4384057</i>
<i>WTG004</i>	<i>1535966</i>	<i>4383509</i>
<i>WTG005</i>	<i>1535555</i>	<i>4382071</i>
<i>WTG006</i>	<i>1535287</i>	<i>4383284</i>
<i>WTG007</i>	<i>1534858</i>	<i>4382887</i>
<i>WTG008</i>	<i>1535458</i>	<i>4382569</i>
<i>WTG009</i>	<i>1536151</i>	<i>4382776</i>
<i>WTG010</i>	<i>1536728</i>	<i>4384419</i>
<i>WTG011</i>	<i>1536190</i>	<i>4384575</i>
<i>WTG012</i>	<i>1535743</i>	<i>4383991</i>
<i>WTG013</i>	<i>1534883</i>	<i>4382213</i>
<i>WTG014</i>	<i>1534406</i>	<i>4382432</i>

L'energia prodotta sarà convogliata verso la stazione elettrica SE Armungia, gestita dall'operatore Terna S.p.A., tramite un cavidotto in media tensione a 30 kV interamente interrato su strada.

Le strade di accesso al parco sono state previste secondo le specifiche di curva, inclinazione longitudinale e pendenza previste dal produttore delle componenti del generatore eolico, così da permettere ai mezzi pesanti che opereranno durante la fase di cantiere di manovrare e percorrere la viabilità. Un trasportatore specializzato nella movimentazione e nella posa di strutture eoliche ha supportato queste valutazioni provvedendo a una fattibilità per le soluzioni di viabilità e opere civili previste in progetto.

La viabilità dovrà sopportare un peso per asse pari a 24,5 tonnellate, una pressione massima di 2,45 kg/cm. Lo sbancamento stradale di percorrenza dovrà essere pari a 5 metri, compresi 50 centimetri per lato di fascia di distanza. I gradienti longitudinali non dovranno superare il 20% sui rettilinei e il 15% in prossimità delle curve. Le curve stesse dovranno avere un raggio di curvatura interna non inferiore a 20 metri.

Le componenti con il maggiore ingombro che percorreranno il tragitto dal porto di Arbatax ai luoghi d'intervento sono le navicelle dei generatori, i tronchi delle torri di sostegno e le pale.

La viabilità di accesso al sito prevista è composta da strade statali, provinciali e comunali. La viabilità esistente è per lo più in condizioni idonee, e saranno necessari adeguamenti solo nell'ultimo tratto di accesso al sito di progetto, limitando gli interventi a modifiche temporanee del tracciato per permettere il transito in sicurezza delle componenti e dei mezzi.

Sono presenti due viabilità principali all'interno del parco: la prima che riguarda le turbine WTG010, WTG011, WTG012 e WTG004, la seconda che riguarda gli aerogeneratori WTG001, WTG002 e WTG003, una terza che riguarda gli aerogeneratori 5WTG005, WTG006, WTG007, WTG008, WTG013 e WTG014, e una quarta che è dedicata esclusivamente alla WTG009. Rispetto a questi tracciati, ogni turbina avrà poi il proprio tratto di viabilità dedicato.

Per ulteriori specifiche si rimanda agli elaborati tecnici di progetto.

6 Inquadramento geologico

L'obiettivo dell'analisi dell'assetto geologico è quella di caratterizzare geologicamente e geotecnicamente l'area ove verrà installata l'asta anemometrica e il relativo sistema di tiranti di ancoraggio e quella geomorfologicamente significativa, con particolare riferimento alle condizioni del substrato roccioso di fondazione, agli scavi ed ai riporti necessari per la realizzazione del sistema di ancoraggio e delle sue potenziali interazioni con le condizioni al contorno (dinamica geomorfologica, circolazione idrica superficiale e sotterranea, rapporti fra le componenti litologiche interessate) attraverso:

- Definizione dell'assetto geologico-strutturale e idrogeologico di area vasta e dell'area geomorfologicamente significativa;
- Definizione dell'assetto stratigrafico dell'area di sedime delle opere;
- Definizione del modello geologico di sito;

6.1 Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento

A partire dal Paleozoico si sono susseguiti una serie di eventi geologici sviluppatasi nell'arco di circa mezzo miliardo di anni, che hanno reso la Sardegna una delle regioni geografiche più antiche del Mediterraneo centrale e, morfologicamente e cronologicamente eterogenea.

L'isola riflette pertanto una storia geologica molto articolata, che testimonia, in maniera più o meno completa, alcuni dei grandi eventi geodinamici degli ultimi 400 milioni di anni.

L'orogenesi Caledoniana, la più antica, le cui tracce si rinvencono principalmente nel nord della Gran Bretagna e nella Scandinavia occidentale, fu causata dalla progressiva chiusura dell'oceano Gipeo, a seguito della collisione dei continenti Laurentia, Baltica e Avalonia, dando così origine al super continente Laurussia. Successivamente, nel Cambriano, la messa in posto dei batoliti granitici ercinici ha prodotto metamorfismo termico e di alta pressione delle rocce esistenti.

La successiva fase dell'orogenesi Ercinica (o Varisica) ha avuto corso a partire dal Carbonifero, circa 350 Ma fa e si è protratta fino al Permiano determinando un'estesa catena montuosa ubicata tra il Nord America e l'Europa.

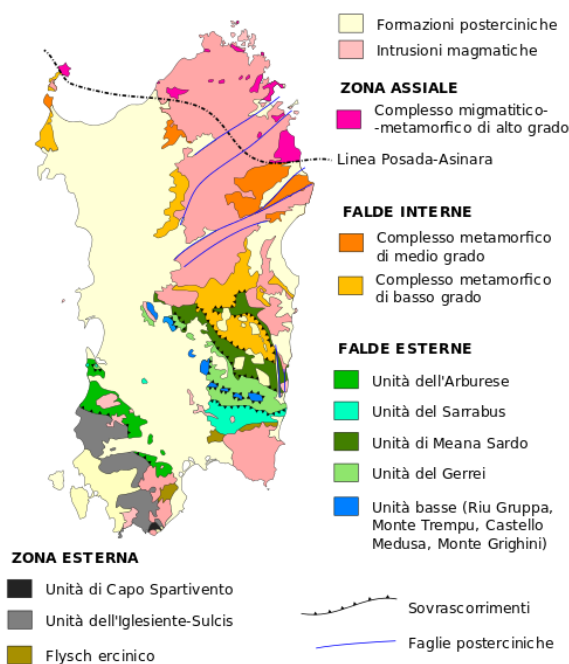


Figura 0.1 – Schema tettonico-strutturale della Sardegna

Quest'orogenesi ha prodotto in Sardegna tre zone metamorfiche principali. Procedendo dal nucleo orogenetico verso l'avanfossa si trovano le zone dette: Assiale (Sardegna NE) – a Falde interne (Sardegna centrale) - a Falde esterne (Sardegna SW).

L'area di studio ricade nella zona a Falde Esterne del basamento varisco sardo; principalmente è costituita dalle metamorfiti di basso grado, appartenenti all'Unità Tettonica del Gerrei, dalle metamorfiti dell'Unità tettonica di Meana Sardo, dalle coperture sedimentarie eoceniche, e dai depositi quaternari. Le Unità Tettoniche affioranti sono costituite da originarie successioni sedimentarie e vulcaniche di età compresa tra il Cambriano e il Carbonifero inferiore.

L'impilamento tettonico delle Falde esterne, nell'area di studio, vede alla base L'Unità tettonica di Riu Gruppa, su cui sovrascorre l'Unità del Gerrei a sua volta sovrascorsa dall'Unità di Meana Sardo. Queste tre unità tettoniche sono caratterizzate da significative differenze nella successione stratigrafica, soprattutto nella successione vulcanica dell'Ordoviciano medio.

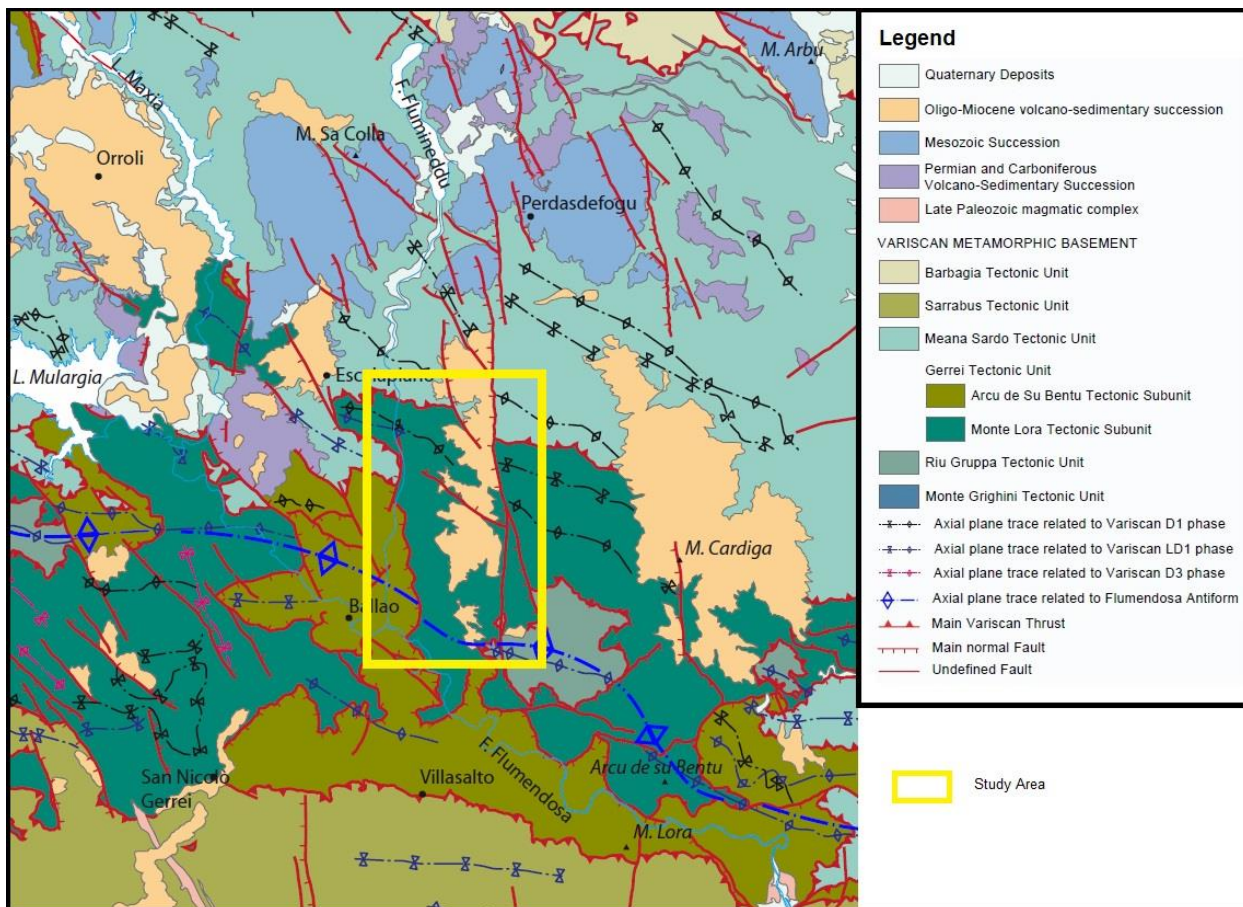


Figura 6. 1: Schema Tettonico dell'area di studio (tratto da Funedda et al., 2014).

L'Unità tettonica del Gerrei è divisa in due sottounità: la Sottounità di Arcu de su Bentu e la Sottounità di Monte Lora; le due sottounità si caratterizzano per la presenza dei Porfiroidi nella sottounità di Arcu de su Bentu e delle Vulcaniti di Monte Santa Vittoria nella sottounità di Monte Lora. Le unità tettoniche sono interessate da una serie di fasi plicative compressive, tardo compressive e distensive che generano sistemi di pieghe e una foliazione pervasiva di piano assiale. Tra le strutture plicative maggiori che interessano il settore di studio vi è l'Antiforme del Flumendosa al cui nucleo affiora l'unità tettonica di Riu Grappa.

Il basamento varisco è stato interessato da più fasi di emersione a partire dal Permiano; nel Cretaceo si ha nuovamente emersione, che sembra aver interessato tutta l'isola, la lacuna comprende quasi tutto il Paleocene; depositi trasgressivi dell'Eocene inferiore sono ben rappresentati nell'area di studio rappresentati dalla Formazione di Monte Cardiga che rappresenta la successione più potente e completa della Sardegna orientale.

Seguono le coperture dei depositi quaternari costituiti da depositi di versante coltri eluvio colluviali e depositi alluvionali.

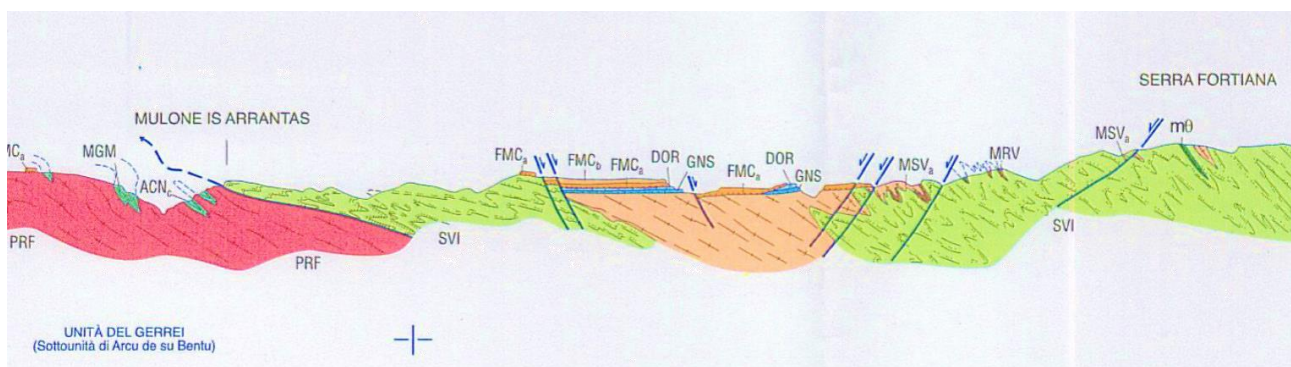


Figura 6. 2: Schema tettonico e sezione geologica C-C' rappresentativa dell'area vasta

6.2 Analisi qualitativa di stabilità dell'ammasso roccioso

Rocce metamorfiche: L'intensa fratturazione e il grado di metamorfismo, ampiamente descritti nei precedenti capitoli producono sulla roccia una geometria estremamente variabile in termini di direzione e immersione, nelle tre direzioni principali dello spazio. Ciò che varia in relazione alla composizione granulometrica dei singoli

strati originari è la spaziatura tra i giunti e il grado di fissilità. Pertanto è estremamente difficile se non impossibile definire l'assetto a piccola scala per quanto appena descritto.

Si può definire un range di spaziatura alla mesoscala, tale da individuare una potenziale compagine di blocchi in grado di staccarsi dall'ammasso se le condizioni geostrutturali lo permettono (piani a franapoggio o intersezione di piani con direttrice a franapoggio):

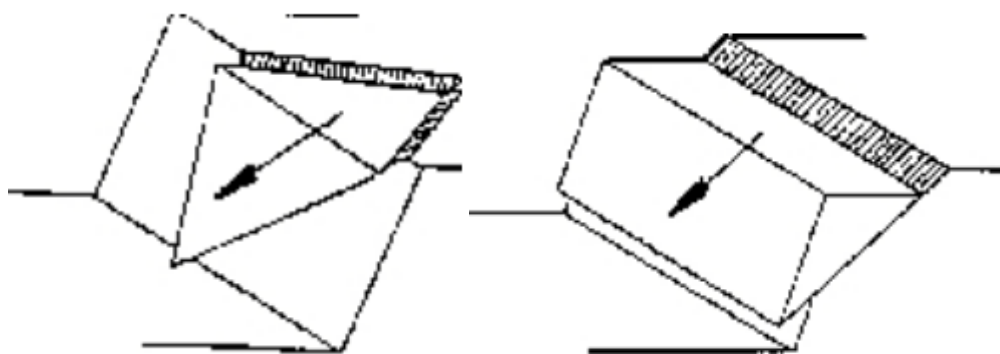


Figura 0.1 – tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

Tali dimensioni possono essere individuate tra il decimo di metro cubo a qualche metro cubo. La variabilità direzionale delle famiglie di giunti che individuano i blocchi è piuttosto marcata e diversificata in funzione, come detto della competenza degli strati soggetti agli sforzi.

Ne deriva di fatto, una difficile previsione delle potenziali propensioni a fenomeni di crollo e/o scivolamento, ma si tratta di caratteri locali la cui eteropia laterale risulta sempre molto marcata.

In generale si può affermare che versanti come questi sono oggetto di due fenomeni di scivolamento distinti in relazione al dominio di famiglie di giunti.

Alla piccola scala laddove il materiale originario è costituito da granulometrie fini e a forte componente argillosa, sono più frequenti fenomeni di sfaldamento e distacco di lamine da centimetriche a decimetriche. Queste ultime divengono più simili a piccoli blocchi se la componente sabbiosa aumenta (metasiltiti, metarenarie). Nel caso invece degli ammassi rocciosi più recenti, appartenenti alla formazione del Monte Cardiga la presenza di famiglie di giunti con maggiori spaziature e con assetto geometrico più regolare determina la formazione di blocchi più grandi, nell'ordine del metro cubo e più.

A scala media difatti, le spaziature sono maggiori, anche di qualche metro ed interessano blocchi più grandi ma che rispondono alle medesime dinamiche di quelli pocanzi analizzati.

Di fatto quindi, non potendo generalizzare alla piccola scala è sempre d'obbligo un rilievo puntuale sugli affioramenti ove possibile. Il materiale distaccato si raccoglie ai piedi del pendio, in accumuli più o meno estesi in funzione della pendenza.

Per quanto concerne gli ammassi rocciosi di natura effusiva (porfiroidi), che nel contesto progettuale sono limitati alla porzione est le dinamiche di alterazione legate alla fratturazione sono diverse per genesi.

La fratturazione dei porfiroidi, in origine plateau di ceneri e lapilli, ha infatti ha tre origini differenti:

- 1) Fratturazione da raffreddamento: la colata raffreddandosi, dopo la sua messa in posto, si frattura: tale fratturazione in genere interessa la parte più superficiale (da pochi m a diverse decine) dell'ammasso roccioso;
- 2) Fratturazione legata alla fase distensiva dell'orogene: sono fratture profonde spesso riempite da fluidi idrotermali a chimismo sia basico che acido.
- 3) Fratturazione legata a movimenti di tipo tettonico successivi alla sua messa in posto e che hanno direzioni definite dall'assetto delle forze orogenetiche.

Sono presenti famiglie di giunti semiaperti quasi ortogonali tra loro a formare isolati blocchi pseudo cubici delle dimensioni variabili fino al metro cubo. I fenomeni di instabilità sono per lo più legati al crollo di codesti blocchi quando il piano di appoggio si trova a inclinazione maggiore di quella del pendio.

7 Indagini geognostiche

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico derivanti da studi pregressi, dalla letteratura di settore e dai rilievi geologici e geostrutturali in sito, ha reso necessario predisporre un piano di indagini geognostiche propedeutiche alla definizione del modello geologico di riferimento di sito funzionale alle opere previste in progetto così come richiamato dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018 - §Cap. 6.2.1).

L'obiettivo delle indagini realizzate è stato:

- Definire la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
- Definire le caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi coinvolti nelle opere in progetto;
- Individuare la presenza di circolazione d'acqua sotterranea alle profondità di interesse in relazione ai volumi significativi delle opere (fondazioni, piazzole, trincee e rilevati stradali, stabilità dei pendii)

Sono state utilizzate due metodiche di indagine:

Diretta in sito – mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo con il prelievo e la conservazione delle carote in apposite cassette per lo studio e il prelievo di campioni da caratterizzare in laboratori e l'esecuzione di prove in foro per la stima delle caratteristiche di resistenza dei terreni (SPT);

- 1) Indiretta in sito – mediante l'utilizzo delle metodiche di indagine geofisica - esecuzione di profili di sismica a rifrazione e MASW;
- 2) Diretta in Laboratorio Geotecnico: caratterizzazione geotecnica di campioni di roccia e terreni prelevati dai sondaggi (point load, classificazione delle terre, prove di taglio diretto)

Le indagini in sito sono state realizzate tra il 05 e il 12 agosto 2020 dalla Ditta Dr. Antonello Angius con sede in Cagliari (CA). Le analisi di tipo geotecnico sono state effettuate presso il Laboratorio Geotecnico GEOSYSTEM con sede in Quartu Sant'Elena (CA). Le operazioni si sono svolte sotto la Direzione Lavori della scrivente.

Le sedi di indagine sono state scelte in modo da essere rappresentative dei diversi assetti geologico-strutturali che interesseranno le opere di progetto.

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

1. n.5 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima di 15,00 mt con l'esecuzione di prove n° 2 SPT in foro;
2. prelievo di campioni di carota a quote definite e successiva caratterizzazione geotecnica dei terreni con analisi in laboratorio (analisi granulometrica e limiti Atterberg con classificazione UNI EN 11531-1, peso di volume e grado di umidità, prova di taglio diretto in scatola di Casagrande, prove su spezzoni di carota Point Load);

Viene di seguito riportata una tabella con l'ubicazione delle stesse corredata da una tabella riassuntiva.

Sondaggio	Località	Coordinate EST (GB)	Coordinate NORD (GB)	Profondità (m) da p.c.
S_01	Truncu Sa Scoa	1534363	4382441	7,00
S_02	Gutturu Luas	1535351	4383304	7,70
S_03	Strada Vic.le Marcasua	1534766	4384420	14,30
S_04	Strada Vic.le Gruttas de Piscu – loc. Br.cu 'e Niada	1536038	4383641	15,00
S_05	Strada Vic.le Gruttas de Piscu - Sarbusargiu	1536847	4384361	15,00

Tabella 14. 1: Ubicazione dei sondaggi geognostici

7.1 Sondaggi Geognostici

I sondaggi geognostici e geotecnici consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare i campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire le prove meccaniche e idrauliche a fondo foro, durante la perforazione.

Poiché lo scopo delle indagini è quello di definire le caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione sono state definite in base alla forma e all'estensione del volume significativo, ed al grado di dettaglio richiesto in relazione alla categoria geotecnica delle opere da realizzare.

Sono stati eseguiti **nr.5 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima di 15m** 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 taglio diretto in laboratorio geotecnico.

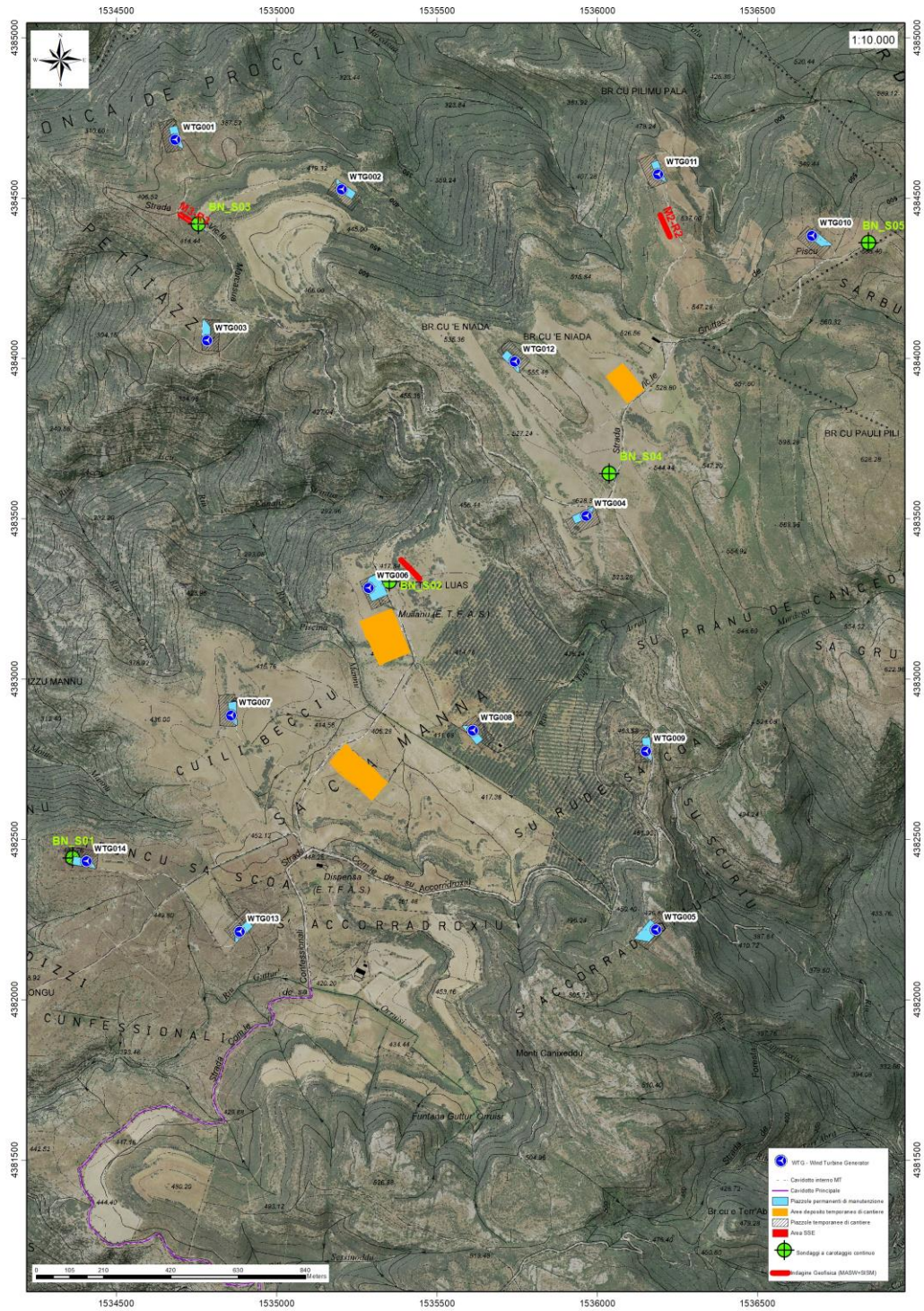


Figura 14. 1: Ubicazione delle indagini geognostiche

7.1.1 Attrezzature utilizzate

I sondaggi sono stati eseguiti mediante le seguenti attrezzature:

- 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

Sonda BOART LONGYEAR SPA Mod. DELTABASE 520, MATRICOLA: 87/2000 CERTIFICAZIONE CE N.23/00, PESO KG 6700: Sonda idraulica su carro cingolato completa di pompa triplex 200 lt/min a 50 bar, argano 2000 kg, doppia morsa con svitatore 50-203 mm, controslitta 1000 mm, corsa testa da 3400 mm, TIRO 5700 KG, SPINTA 3800 KG, MOTORE DEUTZ F42 912 INSONORIZZATO, n. giri testa di rotazione (8 marce) 30-550, coppia max 6000 Nm

Le perforazioni sono state realizzate utilizzando il carotaggio continuo, 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.



Figura 14. 2: a) Sonda BOART LONGYEAR SPA Mod. DELTABASE 520 e b) Sonda idraulica Hydra mod. Joy3

7.1.2 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno, durante la perforazione, sono state eseguite n°2 prove SPT (Standard Penetration Test) esclusivamente sul sondaggio **BN_S03**.

Le prove penetrometriche dinamiche (SPT) consistono nella misura della resistenza offerta dal terreno alla penetrazione di un campionatore standard fatto avanzare per battitura collegato alla superficie mediante batteria di aste in testa alle quali agisce un maglio del peso di 63.5 kg che cade liberamente da un'altezza di 0.76 m.

Caratteristiche Dispositivo prova SPT (Standard Penetration Test)

- Tubo campionatore apribile longitudinalmente: * est= 50.8 mm; * int= 35 mm; L minima (escluso tagliente principale)>457 mm; L utile = 630 mm; L scarpa tagliente terminale (con rastremazione negli ultimi 19 mm) = 76 mm; il campionatore è munito di valvola a sfera alla sommità e aperture di scarico e sfiato;
- Punta Conica: apertura della punta conica 60° e diametro esterno 50.8 mm;
- Massa battente: di peso 63,4 kg che cada da 75 cm di altezza con dispositivo di sgancio automatico;
- Aste collegate al campionatore: aventi peso per metro lineare 6.5 kg (*0.5 kg/ml). Aste diritte ed avvitate in corrispondenza dei giunti e con flessione totale della batteria pronta per la prova < 1°/°°.

Durante la prova si misurano i seguenti parametri:

N1 = numero di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 15 cm, assunti come tratto di "avviamento";

N2 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionatore nei successivi 15 cm;

N3 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$NSPT = N2 + N3$$

Risultati delle prove SPT

ID Sondaggio	Sigla	SPT	Profondità (m) da p.c.	N1	N2	N3	Nspt
BN_S03	SPT_BN_S03_01	1	6,30-6,75	1	-	1	-
	SPT_BN_S03_01	1	1,60-2,05	3	1	2	3

Tabella 0.1 - Tabella riassuntiva dati SPT

7.2 Stratigrafia dei sondaggi

Si riportano di seguito in sintesi le stratigrafie dei sondaggi eseguiti. Per un maggior dettaglio si faccia riferimento all'*Allegato A – Stratigrafie e documentazione fotografica*.

7.2.1 BN_S01

È presente una prima coltre di suolo in fase pedogenetica molto iniziale, dello spessore di circa 50cm in appoggio ad un orizzonte argilloso proveniente dal disfacimento della roccia madre, ossidato di circa 20cm. Al di sotto si incontrano le rocce di natura effusiva denominate Porfiroidi che si presentano per uno spessore di circa 2,40m color rosso violaceo a fenocristalli centimetrici rosa, intensamente fratturata, con fratture serrate localmente aperte e riempimento argilloso. Al di sotto fino alla profondità finale di indagine (15m) è presente roccia porfirica, a grossi fenocristalli, massiva o poco fratturata. È stato prelevato il campione BN_S01_C1 sottoposto a rottura per punzonamento (Point Load). Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

7.2.2 BN_S02

È presente una prima coltre di suolo dello spessore di circa 80cm in appoggio ad un orizzonte argilloso-sabbioso passante a sabbioso-argilloso dello spessore complessivo 0,60m. Al di sotto si incontra per uno spessore di circa 2,30 un orizzonte costituito da sabbie da medie a fini argillose di color bruno nocciola sciolte con intercalazioni decimetriche di arenaria compatta (?trovanti). Da quota 3,70 fino a fondo foro (7,80m da p.c.) sono presenti arenarie stratificate medio-fini grigie e ocre, con intercalazioni di livelli conglomeratici. Dai 6,5 metri in poi sono presenti fratturazioni con apertura da pochi millimetri fino al centimetro con successivo riempimento carbonatico. È stato prelevato il campione BN_S02_C1 sottoposto a rottura per punzonamento (Point Load) Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

7.2.3 BN_S03

È presente una prima coltre di suolo dello spessore di circa 30 cm in appoggio ad un orizzonte argilloso-sabbioso passante a sabbioso-argilloso dello spessore complessivo 3,00m.

Al di sotto è presente un orizzonte costituito da arenarie stratificate medio-fini grigie e ocra, con intercalazioni di livelli conglomeratici. Da 7,30m a 11,40m si incontrano argille debolmente sabbiose a comportamento plastico color marrone chiaro /ocra, umide in alternanza a livelli più sabbiosi e con clasti litici centimetrici. Al di sotto è presente roccia porfirica grigio verde e lenti rossastre, fratturata.

Sono stati prelevati i campioni BN_S03_C1 e BN_S03_C2 sottoposti a classificazione e taglio diretto in laboratorio geotecnico.

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine. Il livello da 7,30 a 11.40 si presenta umido.

7.2.4 BN_S04

È presente una prima coltre di suolo dello spessore di circa 50 cm in appoggio ad un orizzonte argilloso-sabbioso passante a sabbioso-argilloso fino a limoso dello spessore complessivo 1,20m.

Al di sotto si incontra per uno spessore di circa 2,10 un orizzonte costituito da arenaria media con intercalazioni di livelli conglomeratici color grigio. Dalla quota di 3,80m da p.c. a fondo foro (15m) sono presenti arenarie fini con intercalazioni di livelli conglomeratici color grigio con sporadiche cavità riempite da carbonato (13.70-13.90)

È stato prelevato il campione BN_S04_C1 sottoposto a rottura per punzonamento (Point Load)

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

7.2.5 BN_S05

È presente roccia in affioramento. Fino alla profondità di 5,70m da p.c. si incontrano metarenarie color grigio chiaro a tratti marron/ocra per ossidazione, con livelli da moderatamente fratturati ad intensamente fratturati. Fratturazione lungo i piani di scistosità.

Al di sotto e fino a fondo foro (15m) si incontrano Metargilliti e metasiltiti da grigio-scure a nere, intensamente fratturate, carboniose nelle facies argillose, a tratti con livelli metarenacei decimetrici. Presenza di fratture saldate isorientate con i piani di scistosità.

È stato prelevato il campione BN_S05_C1 sottoposto a rottura per punzonamento (Point Load)

Non è stata rinvenuta falda alle profondità di indagine.

7.3 Sismica a Rifrazione - Tecnica e parametri utilizzati

In ambito d'indagini indirette l'esplorazione geofisica la sismica a rifrazione risulta tra le metodologie più affermate e meglio sperimentate. Il metodo si basa sugli effetti di rifrazione del segnale sismico in corrispondenza dell'interfaccia tra un mezzo soprastante a velocità sismica minore rispetto ad uno strato sottostante al primo con velocità sismica inferiore.

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto di energizzazione/sparo), in corrispondenza di una molteplicità di ricevitori (geofoni) disposti allineati sulla superficie topografica.

Varie metodologie di interpretazione si sono susseguite nel tempo, passando dalle valutazioni di spessori e velocità in funzione del tempo all'intercetta fino a giungere alle più classiche interpretazioni mediante il General Reciprocal Method di Palmer '72.

Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni e il grado di addensamento e/o la compattezza dei materiali da queste attraversati.

Le profondità raggiunte sono al massimo la metà della distanza compresa tra lo shot esterno e l'ultimo geofono della stesa sismica sviluppata. È comunque generalmente considerato che la profondità esplorata non superi 1/3 dello sviluppo geometrico sopradescritto.

La capacità risolutiva in termini di spessore degli strati sismici viene ad essere valutato in circa il 25/30% della distanza geofonica.

Nel caso in esame, in funzione della lunghezza degli stendimenti sono state eseguite 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 14. 3: 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.

7.4 M.A.S.W. - Tecnica e parametri utilizzati

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.

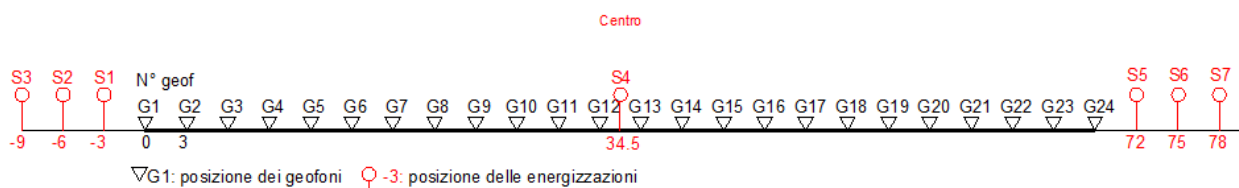


Figura 14. 4: Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza $L = 72,0$ m

L’indagine si sviluppa mediante la materializzazione sul terreno di una linea retta mediante la posa di una fettuccia metrica. A seguire vengono posizionati i geofoni intervallati ad una distanza pari a 3,0 m in funzione anche della disponibilità di spazio. Esternamente alla stesa geofonica, 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 (v. schema Fig. 14.4).

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.

In data 06/08/2020 è stata realizzata la prospezione geofisica integrativa al piano di indagini dirette effettuate tramite l'esecuzione di sondaggi. La prospezione è stata articolata in:

- Esecuzione di n° 3 stendimenti di sismica MASW (M1 – M2 – M3) e n° 3 rifrazioni (R1 – R2 – R3). 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. 14.3 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.

Stendimento	Orientamento	Lunghezza (m)
M1	SE-NW	72,0
M2	SSE-NNW	72,0
M3	SE-NW	72,0
R1	SE-NW	72,0

R2	SSE-NNW	72,0
R3	SE-NW	72,0

Tabella 0.2: Quadro riassuntivo indagine geofisica

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

7.5 Sismica a Rifrazione – Elaborazioni e risultati

Si riportano di seguito gli elementi identificati nelle sezioni sismiche elaborate. 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 (argille e sabbie) da mediamente e molto addensate/i (rippabili);

B - Sismostrato B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti;

C - Sismostrato C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili).

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

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.

7.5.1 Base Sismica R1

Nella sezione sismica R1 è stato possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R1 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 a 2,0/3,5	400-1500
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti	da 2,0/3,5 a 3,0/12,0	1500-2500
C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili)	da 3,0/12,0 a 17,0	2500-3500

Tabella 0.3: Sismostrati individuati nella sezione R1.

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

Nella tabella di Tab.14.4 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*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0-3,0	10%	1.900	1 230	615	0,33	1 912	191	716	1 912
2	3,0-8,2	10%	1.900	1 340	670	0,33	2 275	228	853	2 275
3	8,2-17,1	30%	2.000	1 620	810	0,33	3 501	1 050	1 314	3 501
4	17,1-31,0	40%	2.100	3 200	1 600	0,33	14 338	5 735	5 374	14 338
5	>31,0	60%	2.400	5 800	2 900	0,33	53 830	32 298	20 182	53 830

Tabella 0.4: Parametri di deformazione dinamici medi per la sezione R1 (CT rappresenta il coefficiente di trasformazione)

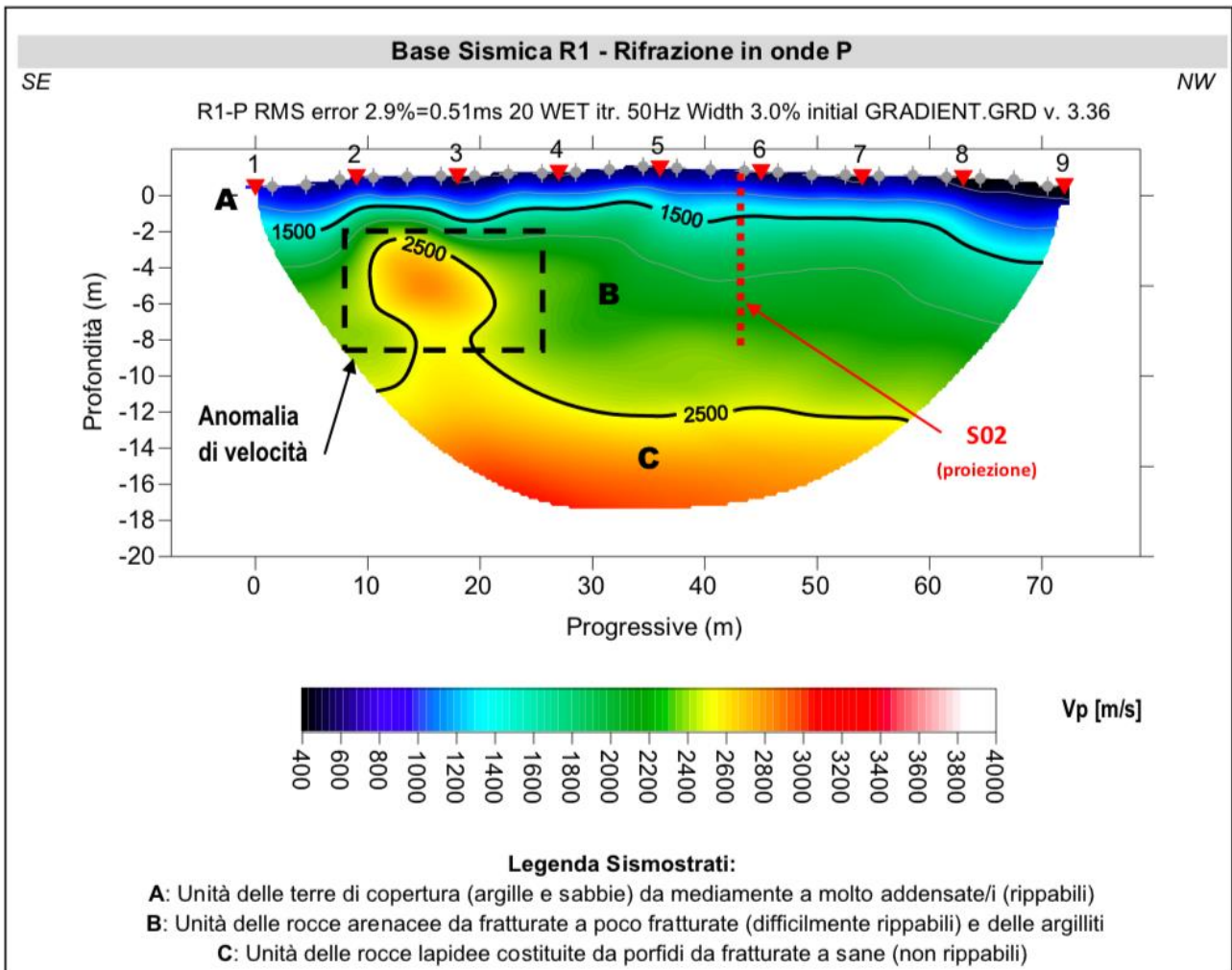


Figura 14. 5: Sezione tomografica della sezione R1.

7.5.2 Base sismica R2

Nella sezione sismica R2 è stato possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R2	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 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

Tabella 0.5: Sismostrati individuati nella sezione R2.

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

Nella Tab.14.7 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*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0-3,0	20%	2.000	1.800	900	0,33	4.325	865	1.618	4.325
2	3,0-7,5	30%	2.100	2.080	1.040	0,33	6.061	1.818	2.275	6.061
3	7,5-13,5	40%	2.100	2.720	1.360	0,33	10.356	4.142	3.883	10.356
4	13,5-34,9	40%	2.200	3.760	1.880	0,33	20.732	8.293	7.777	20.732
5	>34,9	60%	2.400	5.700	2.850	0,33	51.986	31.192	19.496	51.986

Tabella 0.6: Parametri di deformazione dinamici medi per la sezione R2 (CT rappresenta il coefficiente di trasformazione)

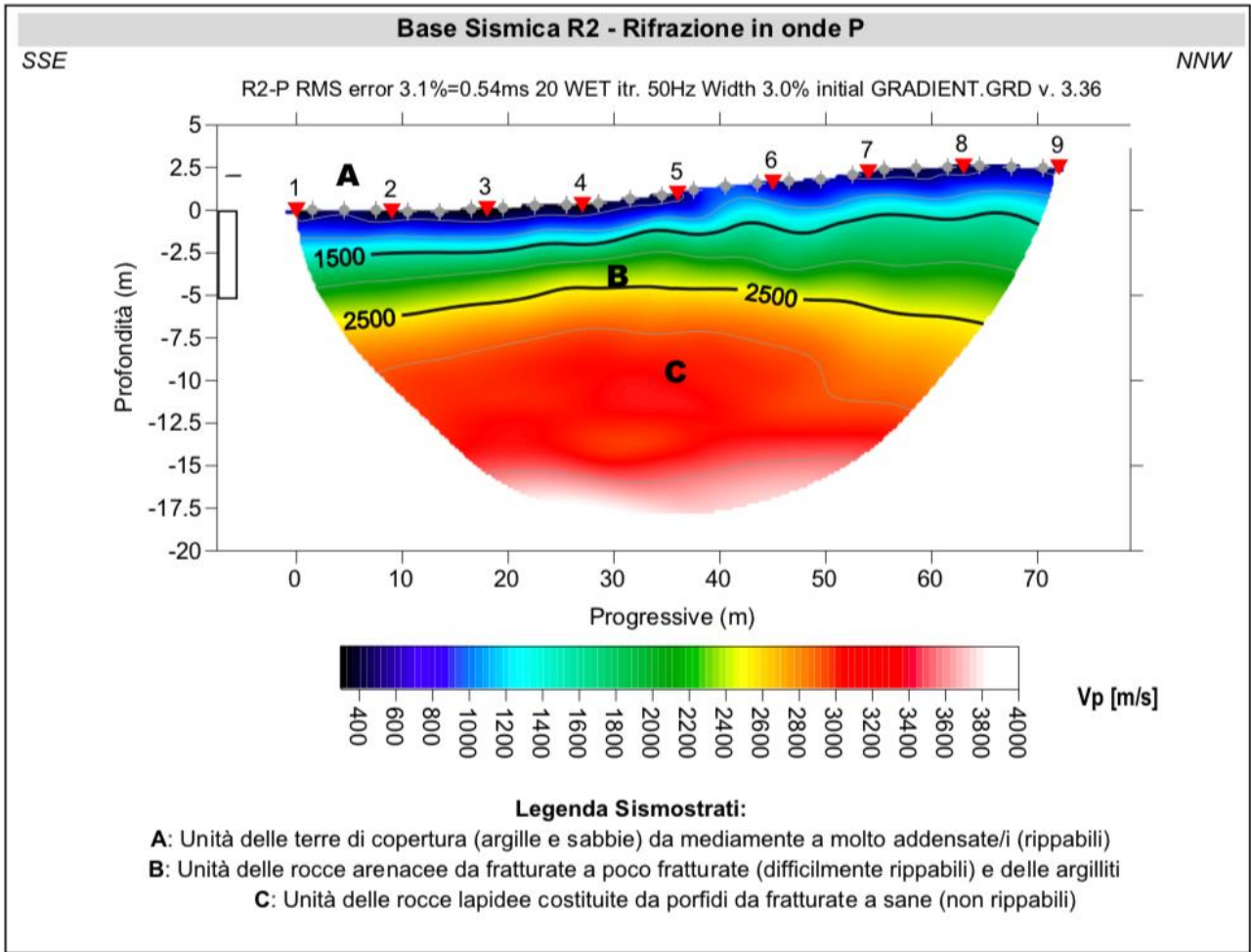


Figura 0.1: Sezione tomografica della sezione R2.

7.5.3 Base Sismica R3

Nella sezione sismica R3 è stato possibile distinguere 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 0,0 a 3,0/5,0	400-1500
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti	da 3,0/5,0 a 10,0/12,0	1500-2500
C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili)	da 10,0/12,0 a 15,0	2500-4000

Tabella 0.7: Sismostrati individuati nella sezione R3.

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

Nella Tab. 14.9 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*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0-3,0	10%	1.800	900	450	0,33	971	97	363	971
2	3,0-7,5	10%	1.900	1.380	690	0,33	2.412	241	902	2.412
3	7,5-14,3	30%	2.000	2.400	1.200	0,33	7.679	2.304	2.883	7.679
4	14,3-30,8	40%	2.100	3.900	1.950	0,33	21.291	8.516	7.983	21.291
5	>30,8	60%	2.400	4.880	2.440	0,33	38.099	22.860	14.289	38.099

Tabella 0.8: Parametri di deformazione dinamici medi per la base M3 (CT* indica il coefficiente di trasformazione per la roccia)

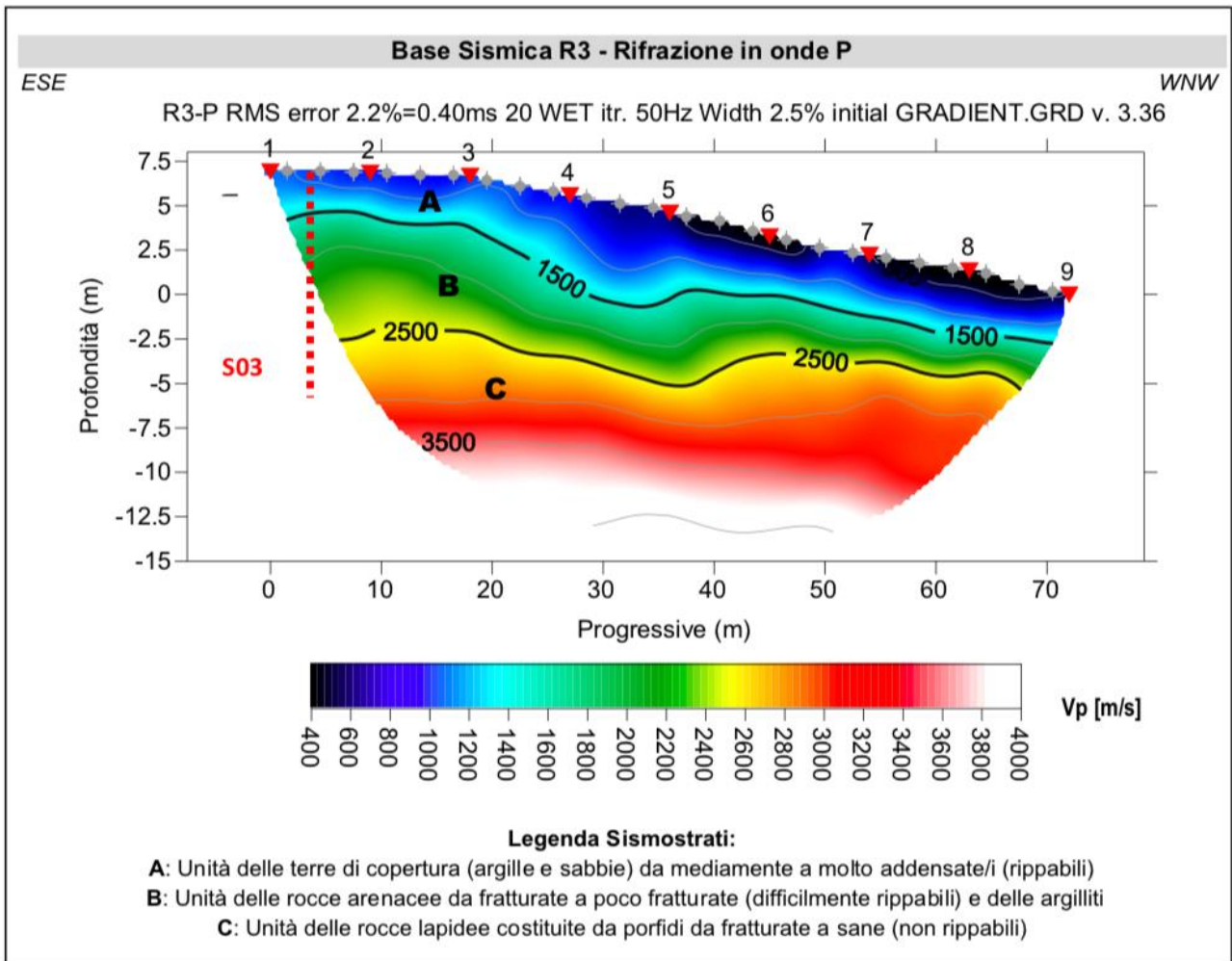


Figura 0.10: Sezione tomografica della sezione R3.

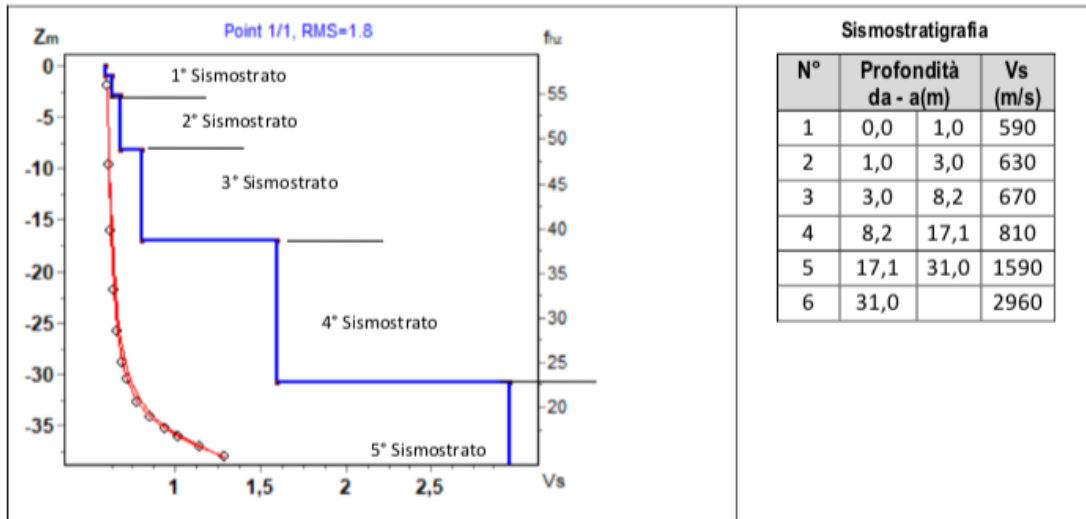
7.6 MASW – Elaborazioni e risultati

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.

7.6.1 Base sismica M1

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0 – 3,0	1° sismostrato con Vs tra 590 e 630m/s, Terre molto addensate
3,0– 7,2	2° sismostrato con Vs di 670 m/s,Roccia molto fratturata
7,2 – 16,2	3° sismostrato con Vs di 810 m/s Roccia debolmente fratturata
16,2– 30,0	4° sismostrato con Vs di 1600 m/s,Substrato roccioso debolmente fratturato
>30,0	5° sismostrato con Vs di 2900 m/s,Substrato roccioso sano

MASW M1 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c= 574 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 con:

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

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 Vs non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato 8,2 m (Vs>800 m/s).La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 8,2 m di profondità dal p.c. è pari a: **Vs eq= 8,2/0,0126= 653 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.

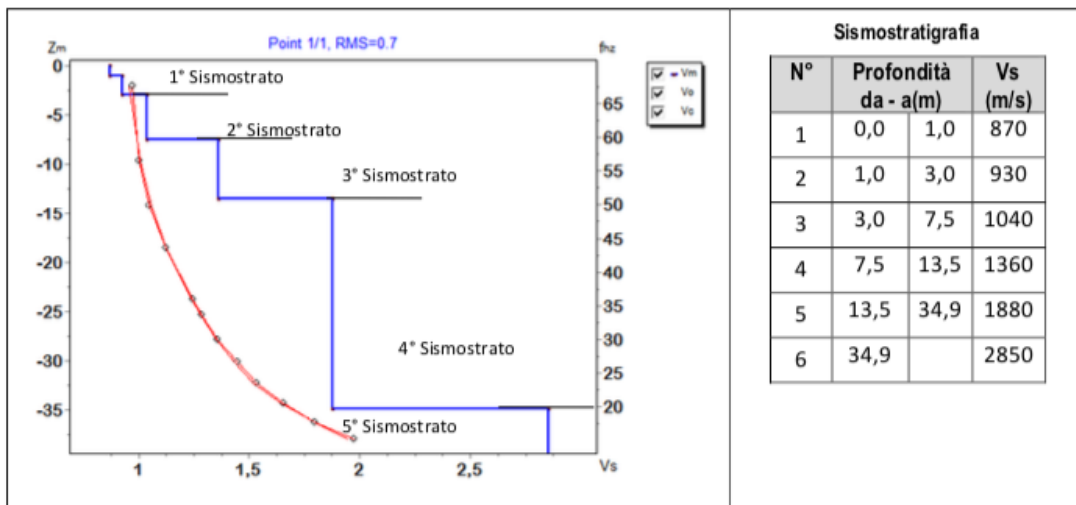
Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 1,0 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la Vs diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

7.6.2 Base Sismica M2

L’indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs della sezione M2, 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 – 3,0	1° sismostrato con Vs tra 870 e 930m/s , Substrato roccioso fratturato
3,0– 7,5	2° sismostrato con Vs di 1040 m/s , Substrato roccioso fratturato
7,5 – 13,5	3° sismostrato con Vs di 1360m/s Substrato roccioso debolmente fratturato
13,5– 34,9	4° sismostrato con Vs di 1880m/s , Substrato roccioso sano
>34,9	5° sismostrato con Vs di 2850 m/s , Substrato roccioso sano

MASW M2 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c= 869 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 con:

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

- 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 rileva un substrato a quota di campagna (Vs>800 m/s) che dà luogo ad una categoria A, ossia:
Categoria A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

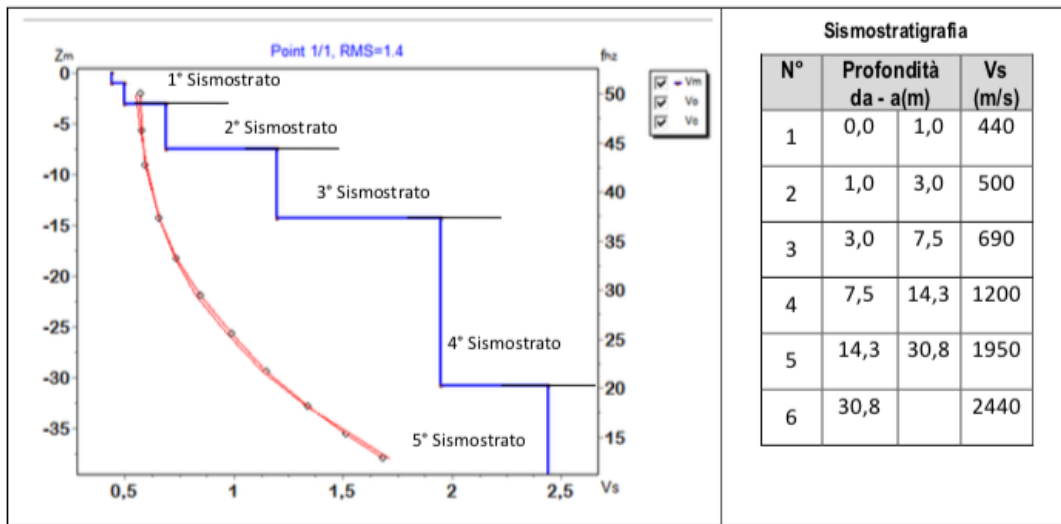
Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 1,0 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la Vs diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

7.6.3 Base Sismica M3

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs della sezione M3, 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 – 3,0	1° sismostrato con Vs tra 400 e 500m/s ,Terre molto addensate
3,0– 7,5	2° sismostrato con Vs di 690 m/s ,Roccia molto fratturata
7,5 – 14,3	3° sismostrato con Vs di 1200m/s Rocciafratturata
14,3– 30,8	4° sismostrato con Vs di 1950 m/s ,Substrato roccioso sano
>30,8	5° sismostrato con Vs di 2440 m/s ,Substrato roccioso sano

MASW M3 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c= 586 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 **7,5 m** (Vs>800 m/s).La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a **7,5 m** di profondità dal p.c. è pari a: **Vs eq = 7,5/0,0128= 586 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 1,0 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la V_s diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

7.7 Considerazioni sull'assetto geostrutturale degli ammassi rocciosi

La prospezione geofisica, attraverso l'impiego della tecnica della sismica a rifrazione con elaborazione tomografica e della MASW, ha permesso di ricostruire con un buon grado di precisione l'assetto litostratigrafico dell'area in esame, e di dedurre le caratteristiche sismiche. In particolare, nelle basi sismiche realizzate, è stato possibile individuare i diversi rifrattori associabili alle diverse formazioni di cui si compongono i terreni che caratterizzano l'area di indagine. Lungo tutti gli stendimenti si evince la presenza di sismostrati con velocità V_p e V_s crescente con la profondità, schematizzati nelle tabelle seguenti.

Stendimento R1	ONDE P	
Sismostrati	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 a 2,0/3,5	400-1500
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti	da 2,0/3,5 a 3,0/12,0	1500-2500
C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili)	da 3,0/12,0 a 17,0	2500-3500

Stendimento R2	ONDE P	
Sismostrati	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 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

Stendimento R3	ONDE P	
Sismostrati	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 0,0 a 3,0/5,0	400-1500
B: Unità delle rocce arenacee da fratturate a poco fratturate (difficilmente rippabili) e delle argilliti	da 3,0/5,0 a 10,0/12,0	1500-2500
C: Unità delle rocce lapidee costituite da porfidi da fratturate a sane (non rippabili)	da 10,0/12,0 a 15,0	2500-4000

Tabella 14.10: Sintesi dei sismostrati riscontrati.

I dati derivati dalla MASW hanno permesso di determinare i parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni che, debitamente correlati, consentono di definire preliminarmente i parametri di resistenza al taglio. La V_s calcolata per i diversi siti di indagine è riassunta nello schema di Tab 14.11.

Sigla Stendimento	Profondità substrato [m]	V_{seq} [m/s]	Categoria sottosuolo (NTC2018)
M1	8,2	653	B
M2	1,0	>800	A
M3	7,5	586	B

Tabella 0.9: Categoria di sottosuolo e V_{s30}

Dai dati ricavati dalle indagini della sismica a rifrazione è possibile riconoscere per le tre basi sismiche la presenza di una coltre di terreno sabbioso-argilloso, un substrato arenaceo e porfirico inizialmente fratturato e poi sempre più litoide con l'aumentare della profondità. In termini di grado di rippabilità, si evidenzia che a partire da profondità di 2,0 e 5,0 m dal p.c., seppur con leggere variazioni tra un sito e l'altro, i terreni risultano difficilmente rippabili.

7.8 Analisi di Laboratorio

Per la determinazione dei parametri geotecnici, sono stati prelevati nr.7 campioni di carota riposti in appositi contenitori muniti di etichetta catalogatrice ed inviati in laboratorio.

Campione	Profondità (m) da p.c.	Analisi eseguite
<i>BN_S05_C1</i>	4,20-4,60	PL + PV
<i>BN_S05_C2</i>	12,20-12,40	PL + PV
<i>BN_S04_C1</i>	7,50-7,40	PL + PV
<i>BN_S02_C1</i>	6,70-7,00	PL + PV
<i>BN_S03_C1</i>	5,80-6,00	TD + CL
<i>BN_S03_C2</i>	10,40-10,60	TD + CL
<i>BN_S01_C1</i>	5,70-6,00	PL + PV

Tabella 0.12: Campioni inviati in laboratorio (PL = Point Load; PV = Peso di Volume; TD = Taglio Casagrande; CL = Classificazione Terre (limiti Atterberg + Analisi Granulometrica))

ID sondaggio	Sigla	Limite liquido (%)	Limite plastico (%)	I.P.	UNI EN 11531-1	Massa Vol. Naturale mg/mc	Contenuto d'acqua (%)
<i>BN_S01</i>	<i>BN_S01_C1</i>	-	-	-	-	2,671	-
<i>BN_S02</i>	<i>BN_S02_C2</i>	-	-	-	-	2,550	-
<i>BN_S04</i>	<i>BN_S04_C1</i>	-	-	-	-	2,463	-

<i>BN_S05</i>	<i>BN_S05_C1</i>	-	-	-	-	2,687	-
<i>BN_S05</i>	<i>BN_S05_C2</i>	-	-	-	-	2,829	-
<i>BN_S03</i>	<i>BN_S03_C1</i>	31	18	13	A6	-	-
<i>BN_S03</i>	<i>BN_S01_C2</i>	21	12	9	A4	-	-

Tabella 0.13: Parametri geotecnici determinati in laboratorio

7.8.1 Prove di Rottura Point Load

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati vari spezzoni di carota lapidea. Le caratteristiche litologiche hanno fatto optare per l'immediata esecuzione di nr.6 prove Point Load al fine di evitare che il detensionamento dei campioni alterasse i valori di resistenza.

E' stata utilizzata l'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).



Figura 0.2- Esecuzione delle prova Point Load

Tipo del provino: carote \varnothing 85 mm

La resistenza al punzonamento (Point Load Strength Index) è data dalla seguente espressione

$$I_s = (P \times 1000)/D_E^2$$

IS (MPa) = Point Load Strength Index

P (kN) = Resistenza massima a rottura

DE (mm) = Diametro equivalente della carota (diametro del provino) DE = 89 mm, DE² = 7921)

Il valore IS deve essere corretto per rapportarlo a provini con \varnothing 50 mm, come segue:

$$IS(50) = F \times IS \quad F = (DE/50)^{0,45} \quad (F = 1,296)$$

Per ottenere una stima della resistenza a compressione monoassiale si dovrà moltiplicare il valore IS50 per un coeff. K variabile in funzione del litotipo testato.

LITOTIPO	K
<i>Rocce effusive</i>	22
<i>Rocce intrusive</i>	18
<i>Rocce sedimentarie a grana grossa</i>	18
<i>Rocce sedimentarie a grana fine</i>	8
<i>Rocce metamorfiche a basso metamorfismo</i>	18-24
<i>Rocce metamorfiche a medio metamorfismo</i>	16-19
<i>Rocce metamorfiche ad alto metamorfismo</i>	14

Tabella 0.14: Valori del coeff. di correlazione K (Bruschi, 2004)

Campione	Profondità (m)	P (kN)	Tipo rottura	Is (MPa)	Is (50) (MPa)	K e Su (MPa)	Litotipo	Resistenza a compression monoassiale (MPa)
<i>BN_S01_C1</i>	5,70-6,00	42	Diametrico	5,3	6,87	22	Rocce effusive	151,14
<i>BN_S02_C1</i>	6,70-7,00	13,1	Diametrico	1,65	2,14	18	Rocce sedimentarie a grana grossa	38,52
<i>BN_S04_C1</i>	6,20-6,50	8,2	Diametrico	1,06	1,37	18	Rocce sedimentarie a grana grossa	24,66
<i>BN_S04_C2</i>	7,50-7,70	19	Diametrico	2,4	3,11	18	Rocce sedimentarie a grana grossa	55,98
<i>BN_S05_C1</i>	4,20-4,50	1,2	Piano di scistosità	0,15	<0,3	16	Rocce metamorfiche a medio metamorfismo	3,2
<i>BN_S05_C2</i>	12,20-12,40	5,6	Diametrico	0,71	0,92	16	Rocce metamorfiche a medio metamorfismo	14,72

Tabella 0.15: prove Point load

I campioni hanno dunque resistenza molto variabile, da molto bassa a media-elevata salvo per il campione BN_S01_C1 per cui risulta molto elevata (Brown E.T., Rock Characterization, Testing and Monitoring-ISRM suggest methods, Tab.14.13).

Resistenza a compressione monoassiale (MPa)	Descrizione resistenza
>250	Estremamente elevata
100 – 250	Molto elevata
50 – 100	Elevata
25 – 50	Media
5 – 25	Bassa
1 – 5	Molto bassa
0,25 - 1	Estremamente bassa

Tabella 0.16: Stima della resistenza in relazione al valore di resistenza a compressione monoassiale (MPa)

7.8.2 Prove di taglio diretto in scatola di Casagrande

Nell'ambito della caratterizzazione geotecnica in laboratorio sono state effettuate due prove di taglio diretto in scatola di Casagrande sui materiali della lente argilloso-sabbiosa riscontrati tra la quota 5,60m e la quota 11,40 del sondaggio BN_S03.

Il **campione C1**, prelevato tra la quota 5,80m e 6,00m risulta un'argilla limosa mediamente consistente per la quale si è determinato, in base ai valori di sforzo normale e resistenza al taglio un valore di $\phi = 20^\circ$ e una coesione non drenata **c = 34,3 kPa**

mentre il campione C2, prelevato nell'intervallo 10,40-10,60 risulta un'argilla limosa consistente per la quale si è determinato, in base ai valori di sforzo normale e resistenza al taglio un valore di $\phi = 24^\circ$ e una coesione non drenata **c = 31,6 kPa**

8 Modellazione geologica

8.1 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 geostrutturali 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:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

mb = costante d'ammasso

s ed a = costanti d'ammasso

σ_{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 (Fig. 15.2) 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 (σ_{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 di Fig. 15.3, che riassume i valori della costante m_i 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 15. 1: Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

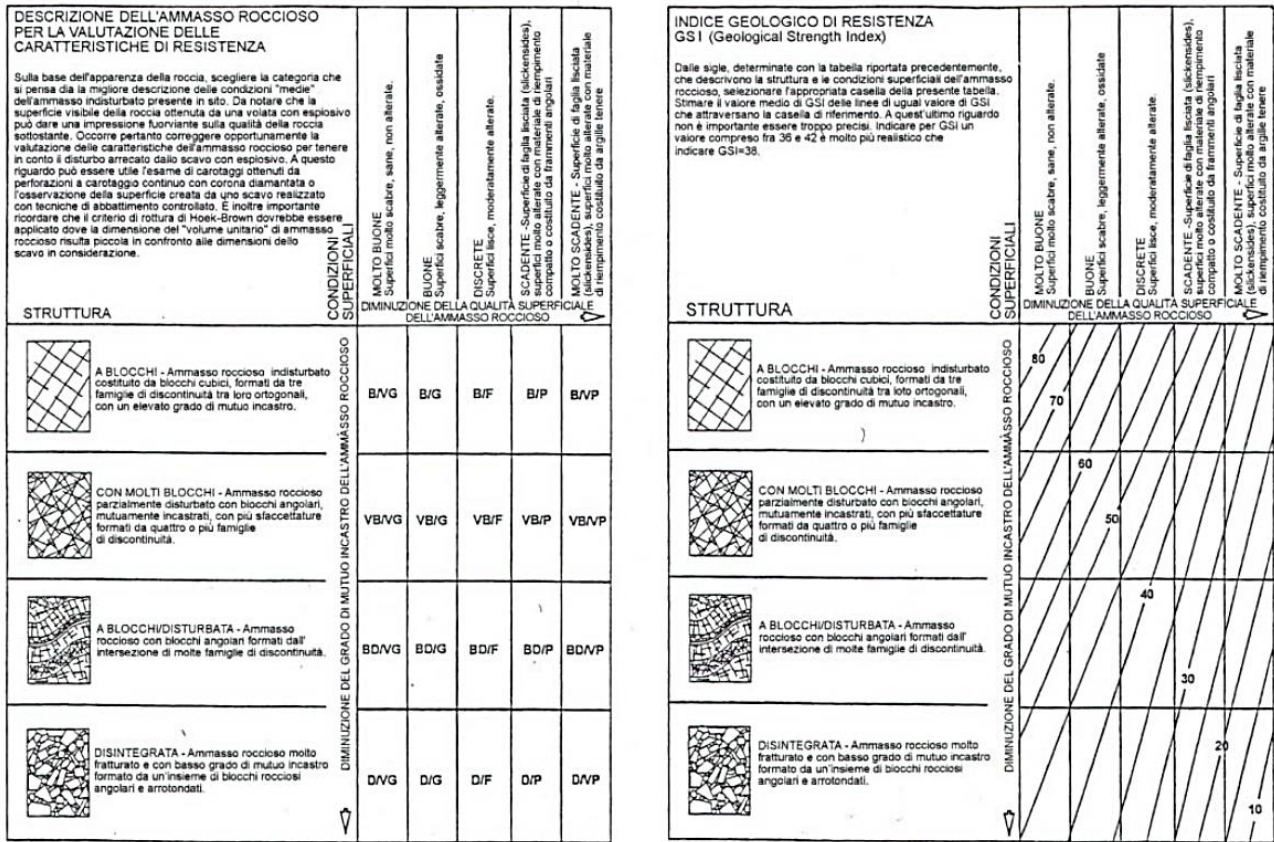


Figura 15. 2: Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

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

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

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

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

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.

È utile sottolineare che esistono delle correlazioni dirette fra i valori di GSI e il valore RMR del sistema di classificazione di Bieniawski riportato nella Fig. 15.4.

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19 Grovacche (18)	Siltite 9	Argillite 4
	Non clastiche	Organogene		Calcare bianco (7) Carbone (8-21)		
		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)
	Scure		Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
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_i sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza						

Figura 15. 3: Valori della costante m_i per diversi tipi di roccia

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.

<p>Criterio di rottura empirico</p> $\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma_3' + s\sigma_{u(r)}^2}$ <p>σ_1' = tensione efficace principale massima σ_3' = tensione efficace principale minima $\sigma_{u(r)}$ = resistenza a compressione monoassiale m ed s: costanti empiriche</p>	COSTANTI DEL MATERIALE: m, s	<p>ROCCIE CARBONATICHE CON CLIVAGGIO CRISTALLINO BEN SVILUPPATO</p> <p>Dolomite, calcare e marmo.</p>	<p>ROCCIE ARGILLOSE LITIFICATE</p> <p>Argille, siltie, scisti argillosi con clivaggio ben marcato.</p>	<p>ROCCIE ARENACEE CON ELEVATA CRISTALLIZZAZIONE E LIMITATO SVILUPPO DI CLIVAGGIO PER CRISTALLIZZAZIONE</p> <p>Arenaria e quarzite</p>	<p>ROCCIE CRISTALLINE IGNEE E GRANA FINE</p> <p>Andesite, diorite, diabase e riolite</p>	<p>ROCCIE IGNEE A GRANA GROSSOLANA E ROCCIE CRISTALLINE METAMORFICHE</p> <p>Amfibolite, gabbro, gneiss, norite, quarzo-diorite</p>
<p>CAMPIONI DI ROCCIA INTATTA</p> <p>Campioni di laboratorio senza discontinuità (matrice rocciosa)</p> <p>Indice CSIR: RMR = 100</p> <p>Indice NGI: Q = 500</p>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI OTTIMA QUALITÀ</p> <p>Ammasso roccioso indisturbato con giunti non alterati di spaziatura compresa fra 1 e 3 m</p> <p>Indice CSIR: RMR = 85</p> <p>Indice NGI: Q = 100</p>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI BUONA QUALITÀ</p> <p>Roccia sana o leggermente alterata, leggermente disturbato con giunti di spaziatura compresa fra 1 e 3 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 65</p> <p>Indice NGI: Q = 10</p>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI DISCRETA QUALITÀ</p> <p>Numerose famiglie di giunti moderatamente alterati, con spaziature comprese fra 0.3 e 1 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 44</p> <p>Indice NGI: Q = 1</p>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti alterati con spaziatura compresa fra 30 e 500 mm, alcuni con riempimento. Detrito di roccia pulita compattata.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 23</p> <p>Indice NGI: Q = 0.1</p>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ MOLTO SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti molto alterati con spaziatura inferiore a 50 mm e con riempimento. Detrito di roccia con materiale fine.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 3</p> <p>Indice NGI: Q = 0.01</p>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001

CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) Organizzazione Scientifica ed Industriale di Ricerca (Bieniawski 1974)
 NGI Norway Geotechnical Institute (Barton 1974)

Figura 15. 4: Correlazione fra valori di m, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.

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

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

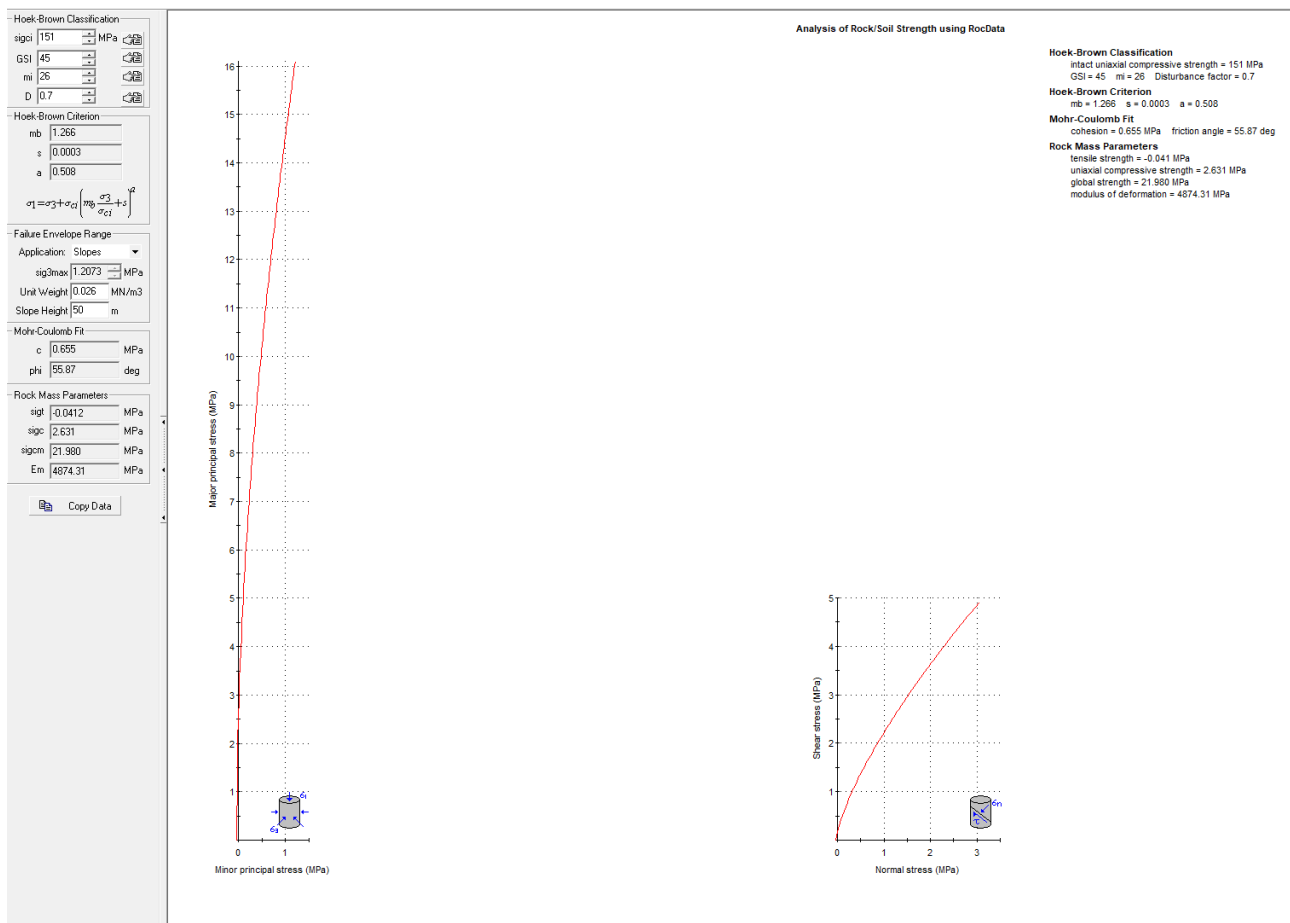
Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - non alterate/alterate

Riempimento - sciolto > 1 mm – compatto >5mm

Roccia – asciutta



Formazione delle ARENARIE DI SAN VITO – facies inf (da prof. >9,30m da p.c.)

Standard ISRM = Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, un intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo della punta di un martello geologico.

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

RQD =15%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,05 m

Persistenza (continuità) del giunto = 1 - 3 m

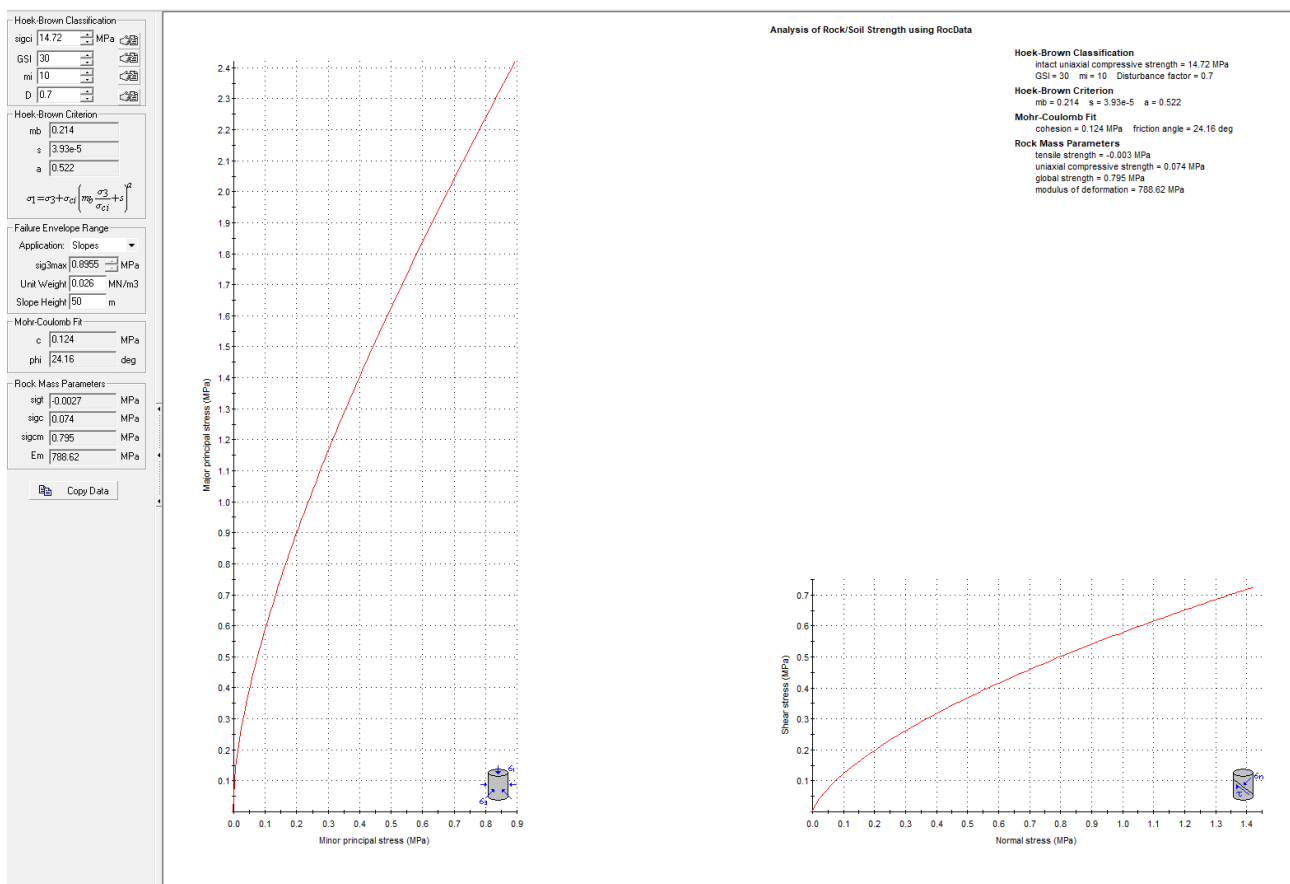
Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - non alterate

Riempimento – quando presente compatto > 5 mm

Roccia – asciutta



Formazione delle ARENARIE DI SAN VITO – facies sup (da prof. 0,00m a 9,30m)

Standard ISRM =, si frantuma per effetto di alcuni colpi della punta di un martello geologico. può essere spellato con un coltellino.

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

RQD =10%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,1 m

Persistenza (continuità) del giunto = 1 - 3 m

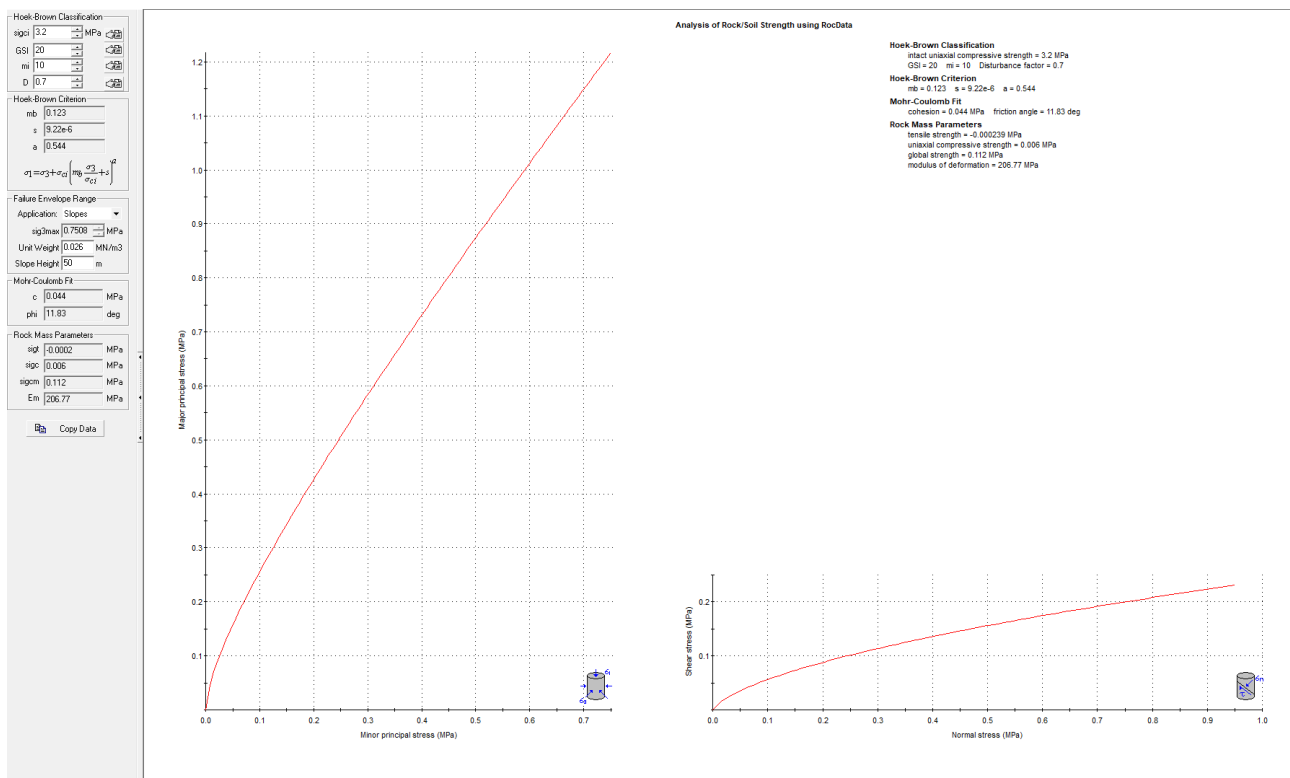
Apertura del giunto = 0,1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti – da alterate a non alterate

Riempimento – sciolto 1-2mm / compatto > 2 mm

Roccia – asciutta



Formazione di MONTE CARDIGA (facies su BN_S02)

Standard ISRM = R3 – non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può esser fratturato con un solo colpo di martello geologico

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

RQD =40%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,15 m

Persistenza (continuità) del giunto = 1 - 3 m

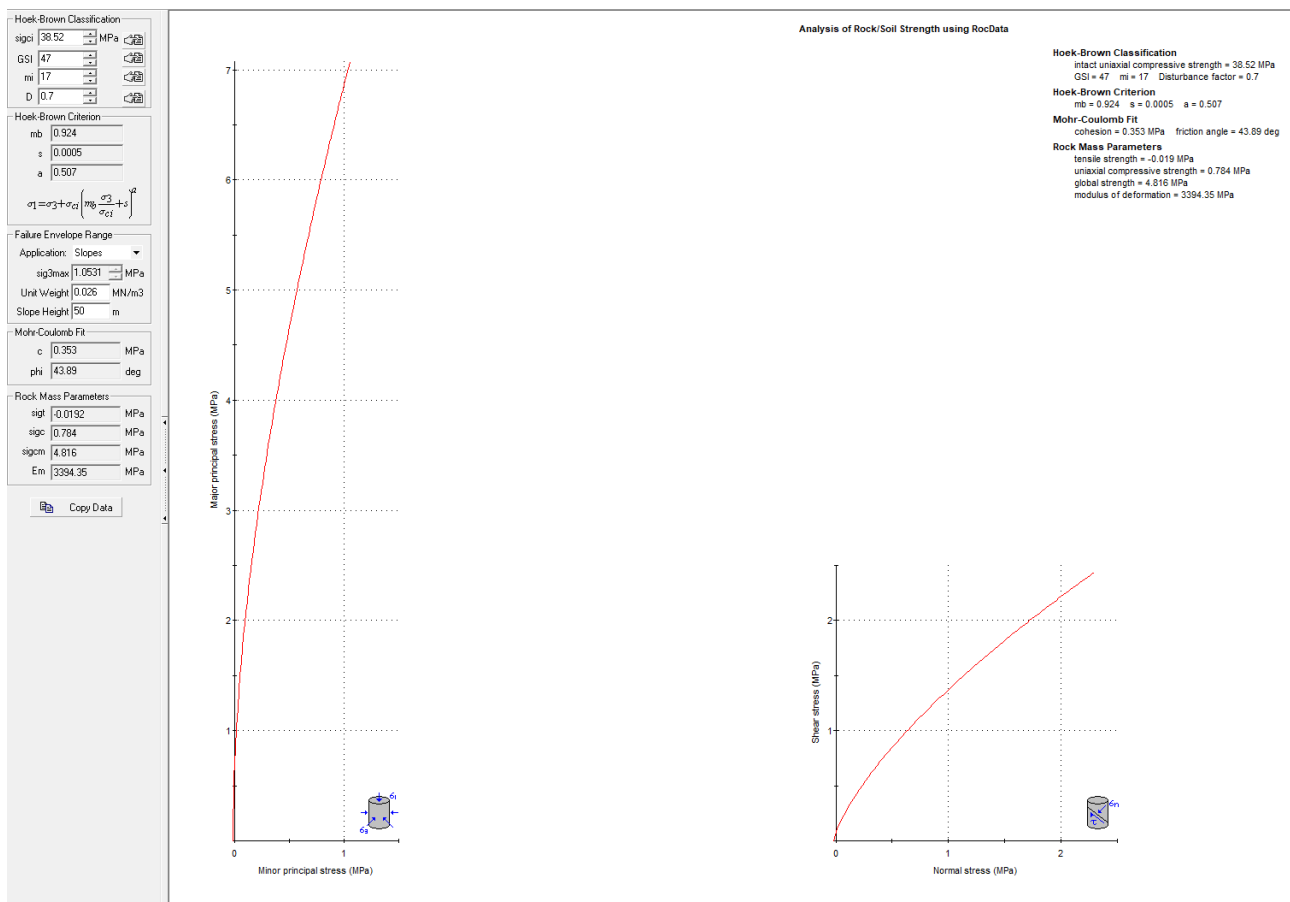
Apertura del giunto = 1 - 5 mm

Giunto - rugoso

Pareti - alterate

Riempimento - sciolto 1-5 mm

Roccia – asciutta



Formazione di MONTE CARDIGA (facies su BN_S04)

Standard ISRM = R3 – non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può esser fratturato con un solo colpo di martello geologico

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

RQD =62%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,3 m

Persistenza (continuità) del giunto = 1 - 3 m

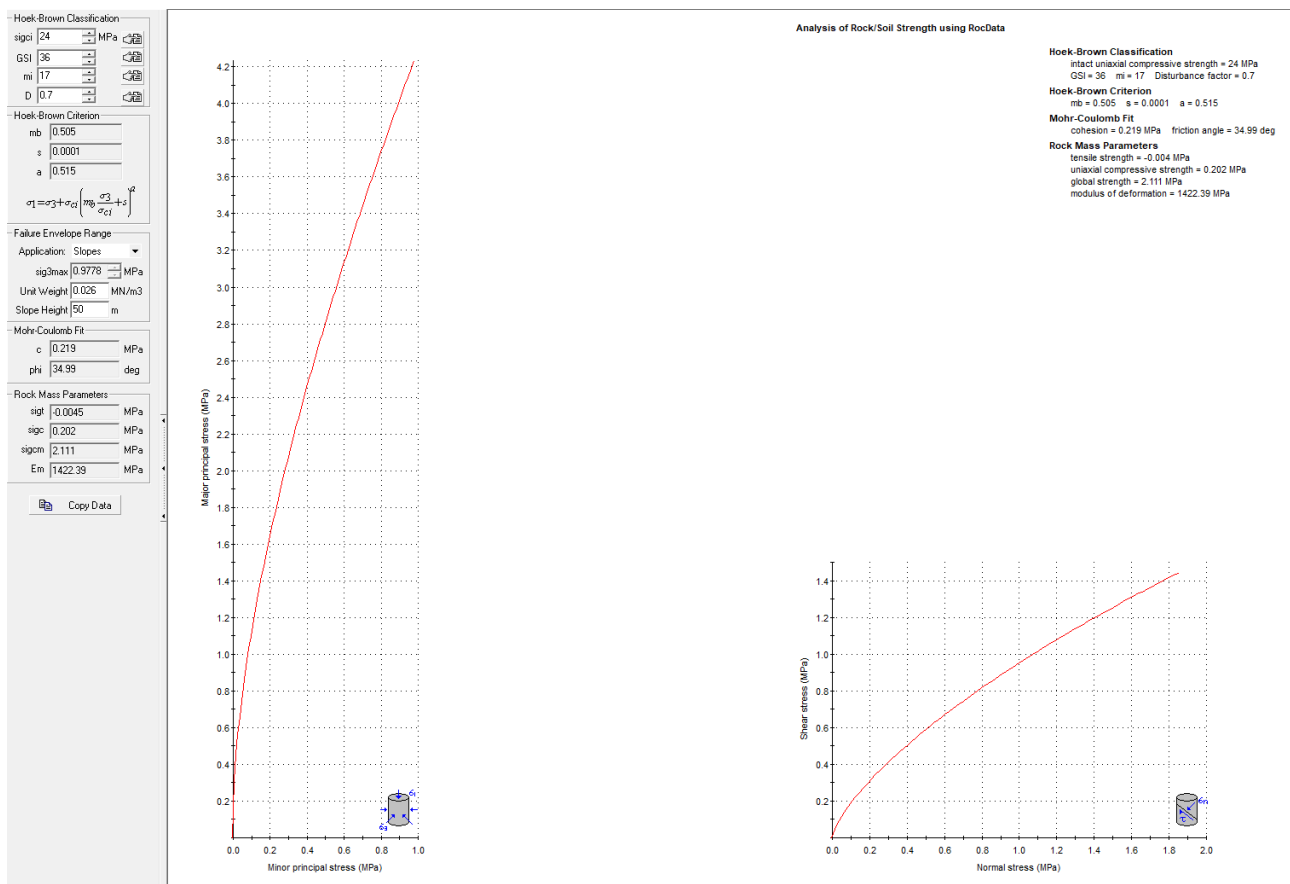
Apertura del giunto = 0,1 - 2 mm

Giunto - rugoso

Pareti - non alterate

Riempimento – 1-3 mm

Roccia – asciutta



8.2 Modello Geotecnico di sito

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e dalle indagini in sito, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione esecutiva dell'opera 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 metamorfiti 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 metamorfiti. 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.

Sulla base delle indagini effettuate in sito e in laboratorio, si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici dei singoli litotipi sia essi ricavati in maniera diretta che attraverso l'elaborazione delle prove mediante l'uso di correlazioni empiriche. Nello specifico, il criterio per la scelta dei valori caratteristici è stato quello di scegliere valori minimi dei parametri geotecnici più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno.

Modello Geologico-Geotecnico 01 – PORFIROIDI – WTG01, WTG03, WTG13, WTG14

Il sondaggio di riferimento è il **BN_S01**; il profilo sismico è il **M2-R2**. 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		Bruncu 'e Niada - MODELLO GEOLOGICO 01 (WTG001 - WTG003 - WTG013 - 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/cmq]	0	0,2	6,67	
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico	[kg/cmq]	8820	8820	18538	
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	
Modulo di taglio (G)	[kg/cmq]	16447	16447	23198	
Velocità onde di taglio	[m/sec]	900	900	1040	

Modello Geologico-Geotecnico 02 – ARENARIE M.te Cardiga – WTG04, WTG05, WTG09, WTG011, WTG012

Il sondaggio di riferimento è il **BN_S04**; il profilo sismico è il **M3-R3**. Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici

0,00m – 0,50m – suolo/materiale di riporto.

0,50m – 1,70m – argilla localmente sabbiosa a sabbia argillosa.

da 1,70m in poi – arenaria da media a fine con intercalazioni centimetriche più grossolane, fratturata fino a fondo indagine (15m 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		Bruncu 'e Niada - MODELLO GEOLOGICO 02 (WTG004 - WTG005 - WTG009 - WTG011 - WTG012)			
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 - argilla sabbiosa e sabbia argillosa	S3 - arenaria compatta	
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1800	1800	2463	
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2000	2463	
Angolo di attrito interno	[°]	25	25	34,99	
Coesione	[kg/cm ²]	0	0,2	2,03	
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico	[kg/cm ²]	989	989	2457	
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	
Modulo di taglio (G)	[kg/cm ²]	3701	3701	9198	
Velocità onde di taglio	[m/sec]	450	450	690	

Modello Geologico-Geotecnico 03 – ARENARIE M.te Cardiga + PORF – WTG06, WTG07, WTG08

Il sondaggio di riferimento è il **BN_S02**; il profilo sismico è il **M1-R1**. Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici

0,00m – 0,80m – suolo/materiale di riporto.

0,50m – 1,40m – argilla localmente sabbiosa.

1,40m – 3,70m – sabbie argillose.

da 3,70m in poi – arenaria da medio-fini con intercalazioni centimetriche più grossolane, fratturata fino a fondo indagine (15m 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		Bruncu 'e Niada - MODELLO GEOLOGICO 03 (WTG006 - WTG007 - WTG008)			
Dati Parametri Resistenza					
Tipo di Terreno		S1 - suolo	S2 - argilla	S3 - sabbie argillose	S4 - arenarie
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1900	1900	1900	2550
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2100	2100	2100	2550
Angolo di attrito interno	[°]	25	25	25	43,89
Coesione	[kg/cm ²]	0	0	0	3,6
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico	[kg/cm ²]	1948	1948	1948	2325
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cm ²]	7301	7301	7301	8698

Velocità onde di taglio	[m/sec]	615	615	615	670
-------------------------	---------	-----	-----	-----	-----

Modello Geologico-Geotecnico 04 – Argille + PORFIROIDI – WTG02

Il sondaggio di riferimento è il **BN_S03**; il profilo sismico è il **M2-R2**. Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici

0,00m – 0,30m – suolo/materiale di riporto.

0,30m – 1,00m – argilla rossastre poco compatte.

1,00m – 5,60m – sabbie medie, ghiaie, sabbie fini con livelli ghiaiosi.

5,60m – 10,20m – argille debolmente sabbiose sciolte, talvolta con presenza di livelletti ghiaiosi, plastiche, umide

10,20m – 11,40m – argille mediamente compatte, talvolta con presenza di livelletti ghiaiosi

11,40m in poi – roccia porfirica grigio-verde con grossi fenocristalli (14.40m 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	Bruncu 'e Niada - MODELLO GEOLOGICO 04 (WGT002)					
Dati Parametri Resistenza						
Tipo di Terreno	S1 - suolo	S2 - argille	S3 - sabbie medie, ghiaie, sabbier fini con livelli ghiaiosi	S4 - lente argille sciolte	S5 - lente argille compatte	S6 - porfiroidi

Descrizione							
Peso di volume	[kg/mc]	1800	1800	1900	1390	1942	2600
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2000	2100	1807	2200	2600
Angolo di attrito interno	[°]	25	25	26	20	24	55,87
Coesione	[kg/cm ^q]	0	0	0	0.32	0.35	6,67
Dati Parametri Deformabilità							
Modulo elastico	[kg/cm ^q]	989	989	2457	2457	5000	78302
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kg/cm ^q]	3701	3701	9198	9198	14000	29398
Velocità onde di taglio	[m/sec]	450	450	690	690	800	1200

Modello Geologico 05 – ARENARIE M.te Cardiga – WTG10

Il sondaggio di riferimento è il **BN_S05**; Di seguito in sintesi la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici

0,00m – 9,30m – metarenaria da moderatamente fratturata a intensamente fratturata.

da 9,30m in poi – metargilliti e metasiltiti intensamente fratturate, carboniose fino a fondo indagine (15m 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	Bruncu 'e Niada - MODELLO GEOLOGICO 05 (WTG010)
Dati Parametri Resistenza	

Tipo di Terreno		S1 - metarenaria e metasiltiti molto fratturate	S2 - metargilliti e metasiltiti	S3	S4
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	2687	2829		
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2687	2829		
Angolo di attrito interno	[°]	11,83	24,16		
Coesione	[kg/cm ^q]	0,45	1,26		
Dati Parametri Deformabilità					
Modulo elastico	[kg/cm ^q]	2108	8045		
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33		
Modulo di taglio (G)	[kg/cm ^q]	540	5400		
Velocità onde di taglio	[m/sec]	250	350		

Essendo questi ricavati per via empirica e sulla base di soli 4 sondaggi, pertanto non sufficientemente rappresentativi delle condizioni fisico-meccaniche locali si suggerisce, in fase esecutiva, la realizzazione di una campagna di indagini mirata alla conferma/definizione dei parametri suddetti alla scala del singolo aerogeneratore.

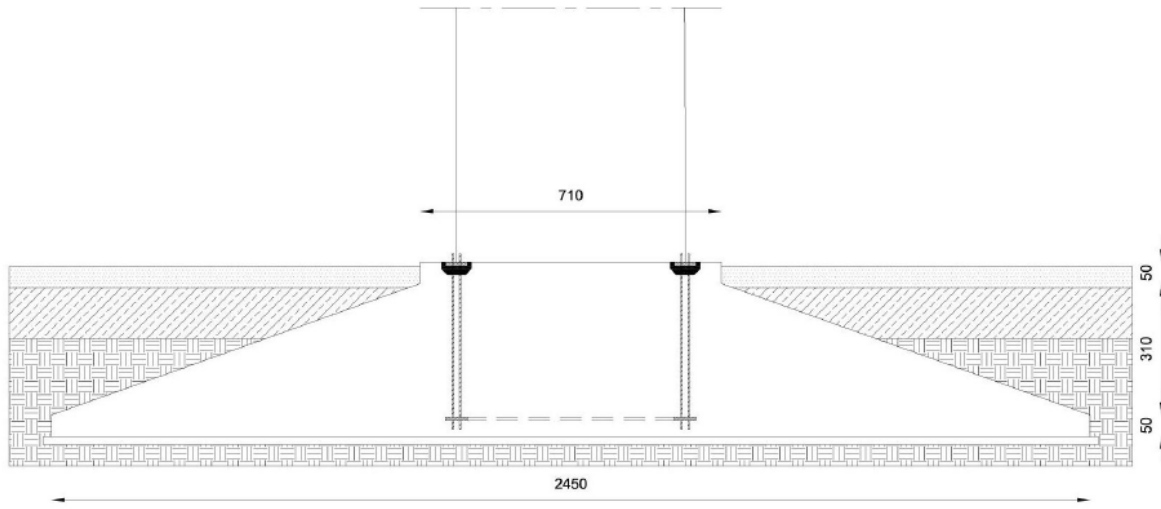
9 DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI

Il dimensionamento preliminare, in attesa della scelta progettuale del committente, tiene conto del modello tipologico di aerogeneratore descritto in premessa.

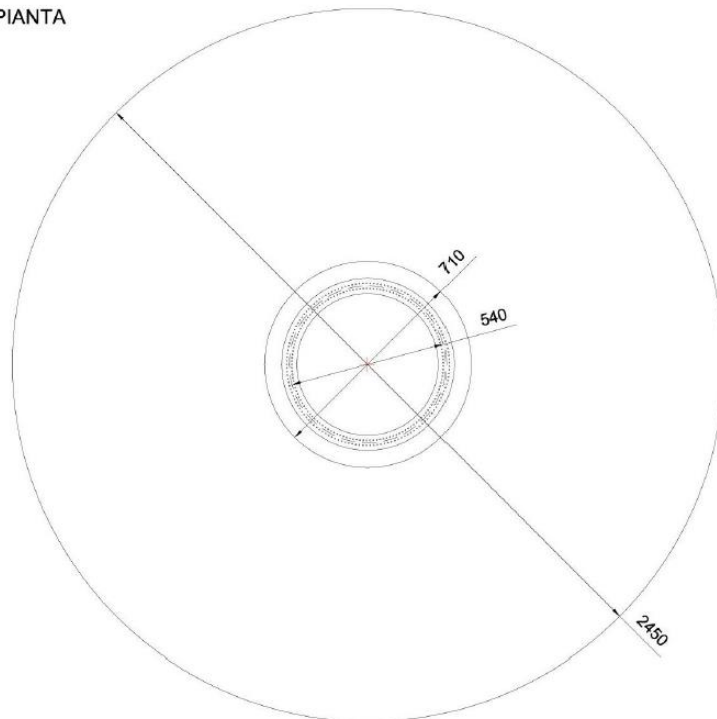
In questa fase si prevede la realizzazione di opere di fondazione di tipo diretto costituite da un plinto con forma tronco-conica, circolare in pianta con diametro massimo pari a 24,50 metri, ed una sezione trapezia avente altezza minima al bordo esterno pari a 0,50 metri, altezza di 3,60 metri nel profilo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

SEZIONE



PIANTA



10 CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Nella fase di predimensionamento si utilizzano 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.

11 AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La nuova normativa sulle costruzioni prevede i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni indicati nella Tab. 6.2.I.

Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [6.4.2] "si considerano azioni sull'opera di fondazione quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio. Per quanto concerne i sovraccarichi si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Nello specifico, la normativa evidenzia anche che ...[6.2.4] nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

12 VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)

Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame le verifiche dovranno essere condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2.

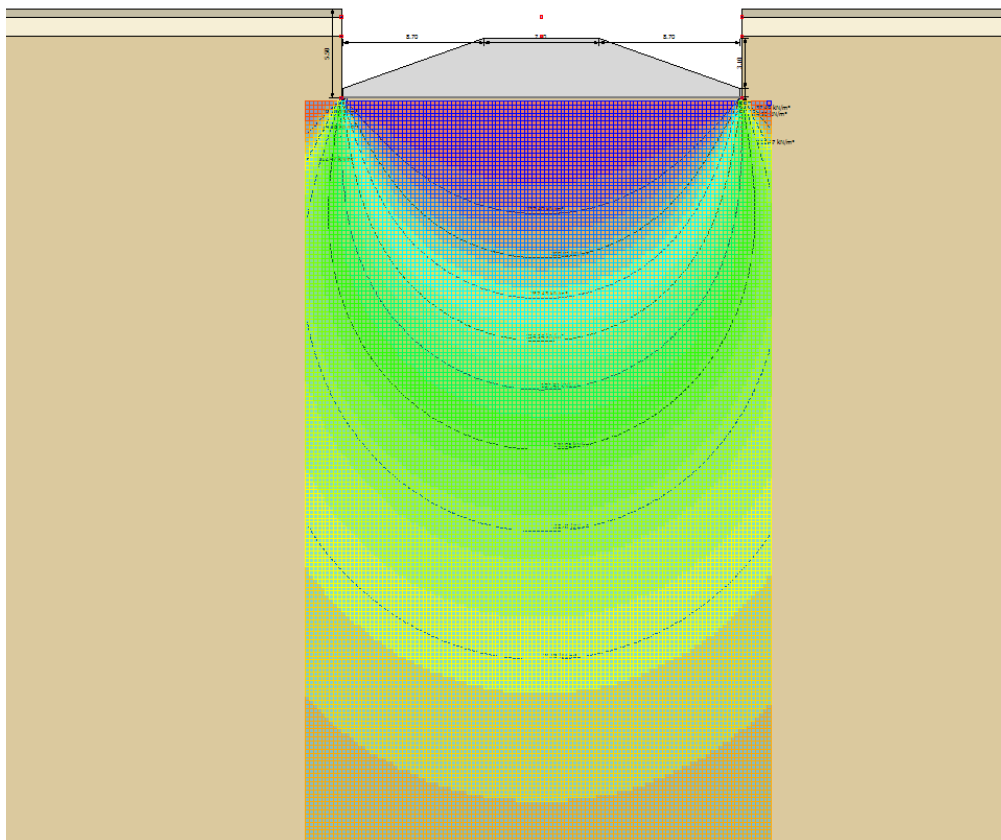
Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche sono state eseguite sul modello geotecnico utilizzato per il predimensionamento della fondazione.

STRATIGRAFIA – SITO: BALLAO (SU)			
	Colonna 1	Colonna 2	Colonna 3
Terreno	Z 1 (m)	Z 2 (m)	Z 3 (m)
S1	0,5	-	-
S2	1,2	-	-
S3	>13,3	-	-

MODELLO GEOLOGICO – SITO: BALLAO (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	24,154
Peso di volume saturo	[kN/mc]	19,614	19,614	24,154
Angolo di attrito interno	[°]	25	25	34,99
Dati Parametri Resistenza				
Coesione	[MPa]	0	0,0196	0,199
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[MPa]	96,989	96,989	240,953
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[MPa]	362,950	362,950	902,029
Velocità onde di taglio	[m/sec]	450	450	690



Carico limite

Autore: Zienkiewicz

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	24.15	kN/m ³
Angolo di attrito	0.0	°
Coesione	19.9	kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.0
Fattore [Ng]	2.0
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8

Carico limite	972086.5	kN/m ²
Resistenza di progetto	422646.3	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

VERIFICA A SCORRIMENTO (Carico limite)

=====

Adesione terreno fondazione	19.9	kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0	°
Frazione spinta passiva	0	%
Resistenza di progetto	4046.93	kN
Sollecitazione di progetto	1899.61	kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Si fa notare come la scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi" in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

a. Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Si fa notare come la scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi" in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

13 FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)

È stata eseguita una verifica di stabilità dei fronti di scavo della fondazione in ordine all'altezza di scavo prevista e alla tipologia di materiale attraversato. In generale per i litotipi A e B si hanno da scarse a medie proprietà di autosostegno mentre per le restanti tipologie ed in particolare per il diverso assetto stratigrafico nei litotipi C e D si riscontra una miglior resistenza. Dato il grado di fratturazione presenti alle profondità investigate non si escludono fenomeni di detensionamento in fase di scavo con il possibile innesco di fenomeni gravitativi localizzati.

Di conseguenza, in fase esecutiva sarà opportuno verificare con indagini dirette le caratteristiche proprie dei terreni e valutare quindi l'opportunità di realizzare pareti di scavo inclinate e/o gradonate.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio ha evidenziato che le aree direttamente interessate dallo sviluppo degli aerogeneratori sono delle superfici pianeggianti e subpianeggianti, in cui affiora il substrato paleozoico di natura scistosa prevalente e subordinatamente porfiroidi, fratturato nelle porzioni più superficiali e localmente ricoperto da un debole strato pedogenizzato.

L'areale su cui andrà posizionata la sottostazione in progetto è caratterizzato esclusivamente da rocce paleozoiche, affioranti in prevalenza fin dal piano campagna; dove si ha la presenza di suolo, esso si sviluppa essenzialmente lungo il substrato di alterazione della roccia madre, che non supera l'1,0 m di profondità.

Lo studio condotto di cui alla presente, ha permesso di:

- Identificare **n.05 modelli geotecnici rappresentativi** dei siti di imposta degli aerogeneratori;
- Ricavare i **parametri geotecnici** delle varie formazioni interessate;

- Valutare con buona approssimazione la **circolazione idrica sotterranea nel volume significativo di terreno;**
- Valutare qualitativamente la **capacità di autosostegno delle pareti di scavo delle fondazioni.**

In fase esecutiva sarà opportuno prevedere una campagna di indagini dirette mediante la realizzazione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo, prove in sito e in laboratorio finalizzate alla determinazione diretta dei parametri geotecnici delle formazioni, alle varie profondità interessate dagli sforzi indotti dalle opere previste.

In particolare dallo studio è emerso quanto segue:

- nell'ambito dell'area esaminata non sono stati rilevati movimenti gravitativi importanti che possano coinvolgere estese porzioni di territorio; localmente sono stati rilevati processi legati alla dinamica dei versanti, nei settori più acclivi, con fenomeni gravitativi e smottamenti interessanti le coperture detritiche di modesto spessore.
- la localizzazione degli aerogeneratori e della sottostazione in progetto non interferiscono con processi geomorfologici connessi alle dinamiche fluviali e di versante, l'area indagata non evidenzia segni di dissesto profondo tanto che nel suo insieme può essere considerata stabile.
- la tipologia di intervento in progetto, non invasiva, non comporta alterazioni nell'attuale assetto idrologico del territorio, tuttavia dovrà essere curato il drenaggio delle acque superficiali, in particolare nelle piste e nelle strade di accesso, per scongiurare i fenomeni di erosione;
- il progetto non prevede modificazioni morfologiche significative rispetto all'assetto attuale, anche l'apertura della viabilità di servizio non comporta modifiche profonde allo stato dei luoghi in quanto segue, ridefinendola e adattandola, la viabilità esistente.

ALLEGATO 1

**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

NORMATIVE DI RIFERIMENTO**Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR : Rapporto di ricompressione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale

dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata

- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_i : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_C : Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni > 3;
 R₃ costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
 R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	24.5 m
Lunghezza fondazione	24.5 m
Profondità piano di posa	5.5 m
Altezza di incastro	5.5 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.038
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.2988	0.2	0.0061	0.003
S.L.D.	0.3684	0.2	0.0075	0.0038
S.L.V.	0.7044	0.2	0.0144	0.0072
S.L.C.	0.8316	0.2	0.017	0.0085

STRATIGRAFIA TERRENO

DH [m]	G [kN/m ³]	Gs [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	E [kN/m ²]	RQD[-]	Poisson	Lit.	Desc.
0.5	17.65	19.61	25.0	0.0	96989.0	10.0	0.33		
1.2	17.65	19.61	25.0	19.6	96989.0	15.0	0.33		
50.0	24.15	24.15	34.99	19.9	240953.0	40.0	0.33		

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	100.00	8518.03	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	3

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Carico limite

Autore:

Carico limite [Qult] 0.0 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 0.0 kN/m²

Carico limite

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 24.15 kN/m³

Angolo di attrito 0.0 °

Coesione 19.9 kN/m²

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.0

Fattore [Ng] 2.0

Fattore forma [Sc] 1.3

Fattore forma [Sg] 0.8

Carico limite 972086.5 kN/m²

Resistenza di progetto 422646.3 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Carico limite)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	4046.93 kN
Sollecitazione di progetto	1899.61 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
