



# Nuovo impianto per la produzione di energia da fonte eolica nel comune di Sassari e Porto Torres (SS)

Committente:

**Ecowind 3 S.r.l.**  
via Alessandro Manzoni n. 30  
20121 MILANO (MI)  
C. F. e P. IVA: 11437650960  
PEC: [ecowind3srl@legalmail.it](mailto:ecowind3srl@legalmail.it)

## RELAZIONE GEOTECNICA

Incaricato:

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

Rev. 0.0

Data: Gennaio 2021

WIND006.REL003b



*Cosima Atzori*

## SOMMARIO

1 Premessa e finalità dello studio .....	4
2 Normativa di riferimento .....	4
3 Studi ed indagini di riferimento.....	5
4 Inquadramento geografico generale .....	5
5 Caratteristiche di progetto dell'opera.....	12
6 Inquadramento geologico.....	15
6.1 Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento.....	15
6.2 Analisi qualitativa di stabilità dell'ammasso roccioso .....	20
7 Indagini geognostiche .....	22
7.1 Sismica a Rifrazione - Tecnica e parametri utilizzati.....	25
7.2 M.A.S.W. - Tecnica e parametri utilizzati .....	26
7.3 Tomografia elettrica - Tecnica e parametri utilizzati.....	28
7.4 Sismica a Rifrazione – Elaborazioni e risultati .....	29
7.4.1 Base Sismica R1 (WTG012).....	30
7.4.2 Base sismica R2 (WTG006).....	33
7.4.3 Base Sismica R3 (WTG005).....	35
7.4.4 Base Sismica R4 (WTG001).....	37
7.5 MASW – Elaborazioni e risultati.....	38
7.5.1 Base sismica M1 .....	39
7.5.2 Base Sismica M2.....	40
7.5.3 Base Sismica M3.....	41
7.5.4 Base Sismica M4.....	42
7.6 Tomografia elettrica- metodologia impiegata, strumentazione e software .....	43
7.6.1 Geometria delle acquisizioni.....	43
7.6.2 Strumentazione e attrezzatura utilizzata .....	43
7.6.3 Elaborazione dei dati e software.....	44
7.6.4 Risultati della sismica a rifrazione e tomografia elettrica.....	45
7.6.4.1 WTG012 - Rifrazione R1 e Tomografia elettrica T1 .....	45
7.6.4.2 WTG006 - Rifrazione R2 e Tomografia elettrica T2 .....	45
7.6.4.3 WTG005 - Rifrazione R3 e Tomografia elettrica T3 .....	49
7.6.4.4 WTG001- Rifrazione R4 e Tomografia elettrica T4.....	49
7.7 Indicazioni per la determinazione di parametri geomeccanici.....	52
7.8 Considerazioni sull'assetto geostrutturale degli ammassi rocciosi .....	53
8 Modellazione geologica .....	54
8.1 Caratterizzazione geostrutturale degli ammassi rocciosi.....	54

---

8.2 Modello Geotecnico di sito .....	63
8.2.1 Modello Geologico 01 e Modello Geologico 02 - Dolomie e calcari bioclastici.....	64
9 Descrizione dell'opera di fondazione degli aerogeneratori .....	66
10 Condizioni di carico delle fondazioni degli aerogeneratori .....	69
11 Azioni e resistenze nelle verifiche agli stati limite.....	70
Verifiche di sicurezza (§c6.4.2).....	72
Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1).....	72
Modelli geotecnici di riferimento per le verifiche .....	73
Modello geotecnico 01 – D.24,50m.....	74
Modello geotecnico 02 – D.24,50 .....	76
Modello geotecnico 02 – D.32,92m.....	78
a. Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2) .....	80
Fronti di scavo (§c6.8.6).....	81
12 Considerazioni conclusive.....	81

Allegato 1 – Relazione di calcolo

## 1 Premessa e finalità dello studio

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico denominato "Sa Corredda" e dislocato nel territorio comunale di Sassari e porto Torres nella Provincia di Sassari, 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 nel foglio 440 "Stintino" sezione 440160, e nel foglio 458 "Argentiera" sezioni 458030, 458040, 458070 e 458080, e foglio 459 "Sassari" sezione 459010.
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000, nel foglio n°179 "Porto Torres"
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:50.000 (CARG) nel foglio n°458 "Argentiera".
- 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 (18-20/01/2021) e dagli esiti della campagna delle indagini geologico-geostrutturali e geofisiche eseguita in data 18-19-20 e 25-27/01/2021 nella zona di interesse.

### 4 Inquadramento geografico generale

Sassari è un Comune della provincia omonima situato nella zona nord-occidentale della Sardegna, a 225 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: 440 "Stintino" sez. II, e 458 "Argentiera" sez. I, 459 "Sassari" sez. IV.
- Carta Tecnica Regionale scala 1:10 000 – Fogli: 458030, 458040, 458070, 458080, 459010, e 440160.



Figura 4.1 - Panoramica dalla WTG010



Figura 4.2 - Panoramica dalla WTG003



Figura 4.3 - Panoramica dello spiazzo WTG006

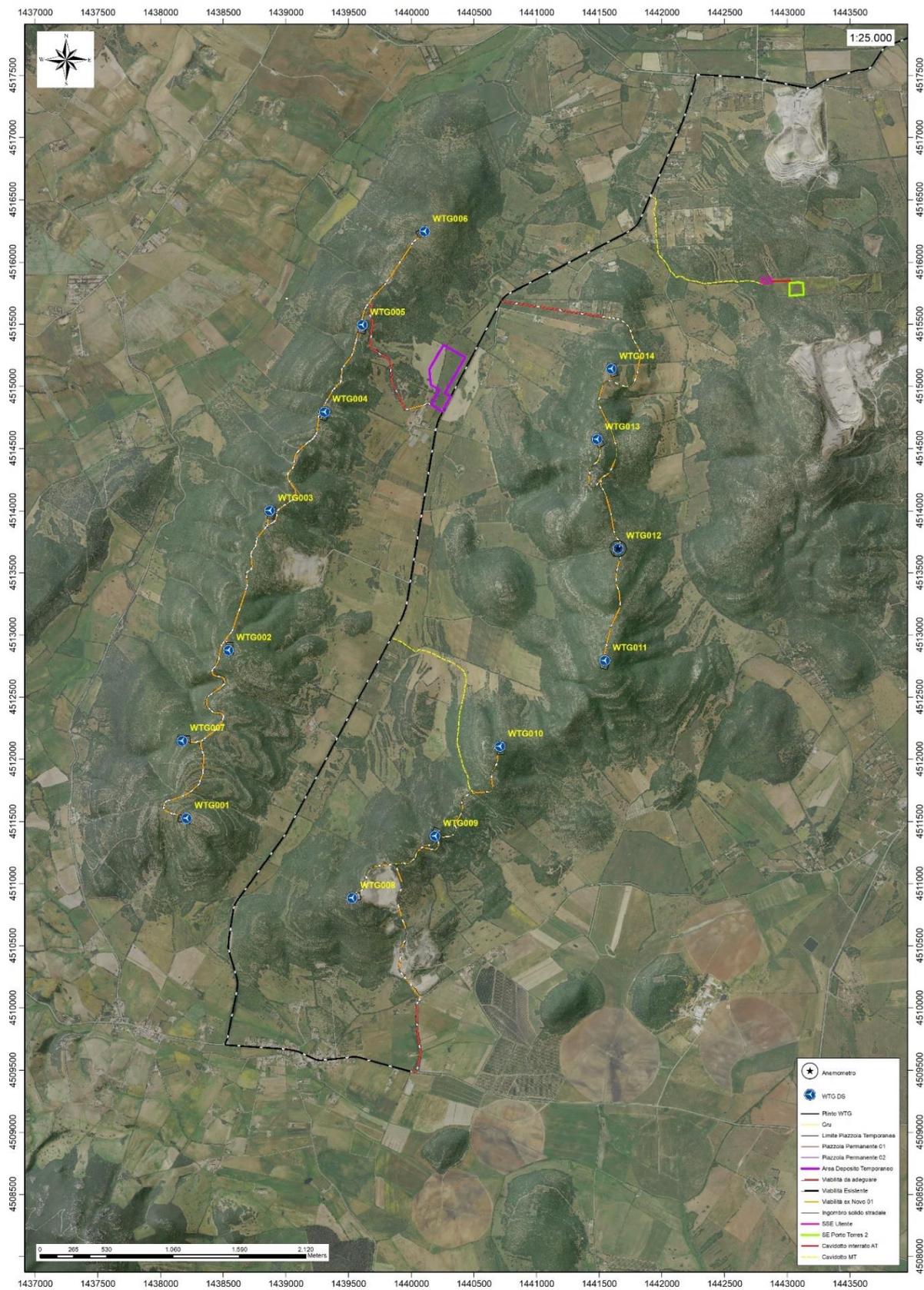


Figura 4. 4: Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto

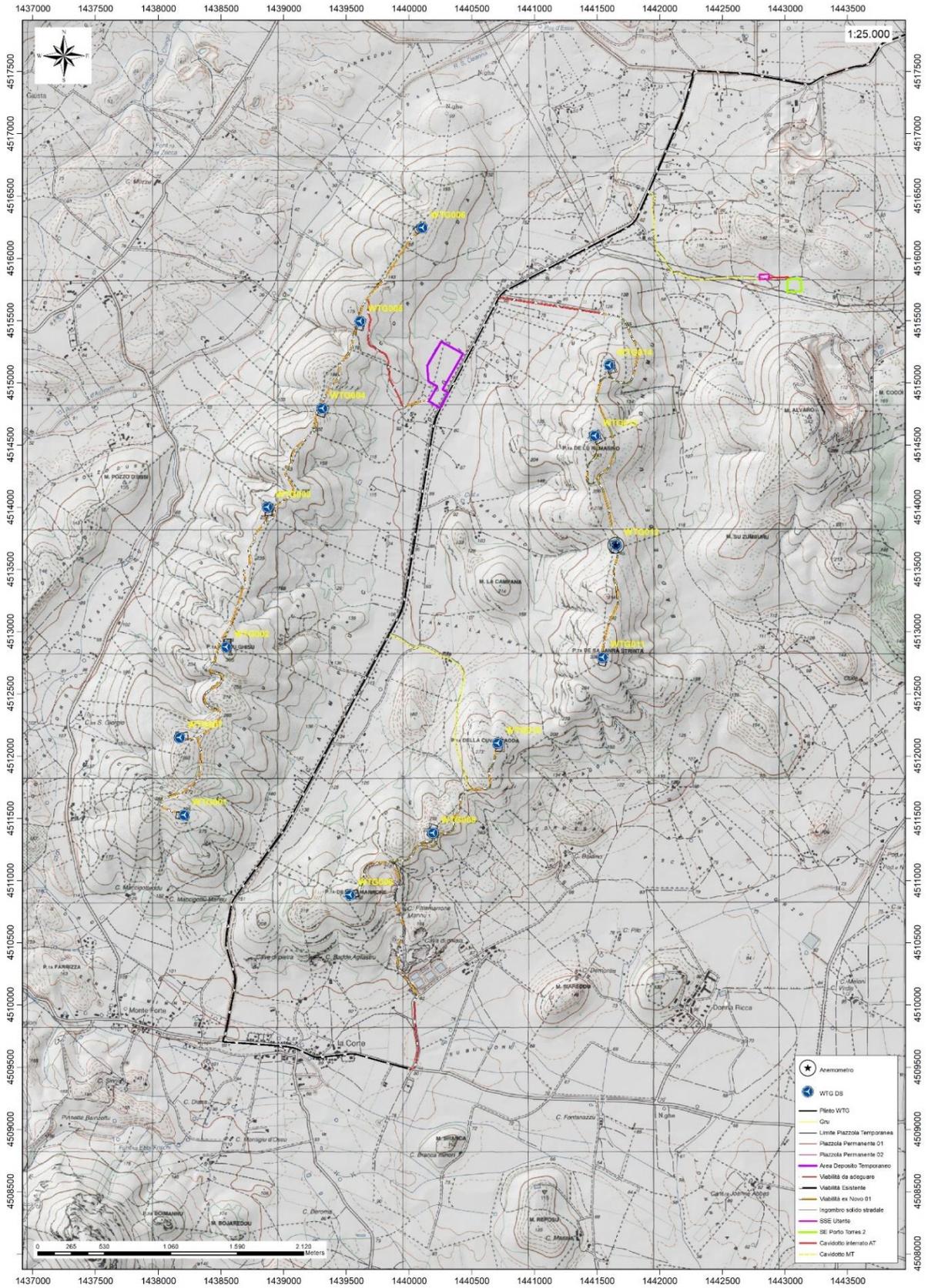


Figura 4. 5: Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000



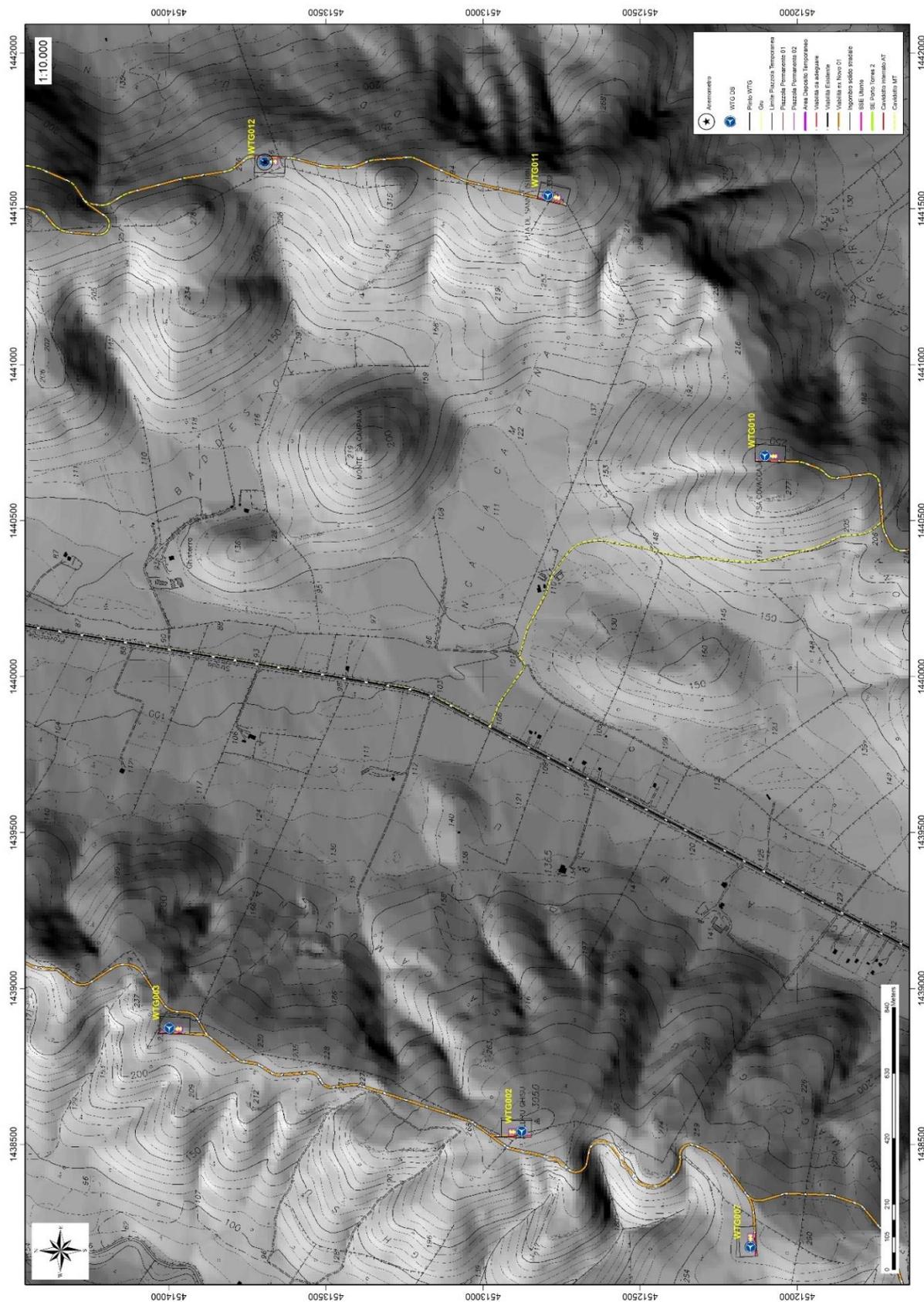


Figura 4. 7: Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore centrale



Figura 4.8 - Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore sud

Le turbine verranno posizionate lungo le creste di due costoni rocciosi tra loro paralleli e orientati grossomodo NE-SW, localizzati a sud della Centrale di Fiume Santo, a SE dell'abitato di Porto Torres. Tali rilievi sono compresi tra la località Sa Corredda a Nord, Lu Crabioni e Maciguttu a S per il costone occidentale, nel quale spicca la vetta di Punta di Pedru Ghisu (305 m); mentre il costone orientale si alza tra le località Schivizzu a Nord e Palamarrone a Sud, ed è caratterizzato rispettivamente, da N a S, dai rilievi di Monte Alvaro (342m), P.ta De Lu Rumasinu (283m), Monte La Campana (214m), Monte Su Zumburu (220m), P.ta De Sa Janna Strinta (338m), Punta della Cuvacadda (273m), e Punta de Palamarrone (258m).

## 5 Caratteristiche di progetto dell'opera

È prevista l'installazione di 14 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
WTG001	1438208.085	4511525.818
WTG002	1438541.87	4512876.735
WTG003	1438873.189	4513998.883
WTG004	1439307.553	4514793.656
WTG005	1439608.385	4515493.074
WTG006	1440107.257	4516245.152
WTG007	1438171.107	4512148.521
WTG008	1439529.419	4510883.886
WTG009	1440190.580	4511382.345
WTG010	1440708.267	4512103.162
WTG011	1441543.469	4512793.412
WTG012	1441650.951	4513695.667
WTG013	1441482.332	4514572.283
WTG014	1441596.717	4515140.26

Gli aerogeneratori previsti sono macchine con potenza nominale pari a 6,6 MW, orientati sopravento, con controllo attivo del pitch delle pale e dello yaw della navicella. Per la progettazione di dettaglio, ai fini della

valutazione dei carichi, delle dimensioni e di tutti i valori tecnici e di ingombro architettonico sono stati utilizzati gli aerogeneratori SG-170 di Siemens Gamesa. In fase realizzativa le macchine potranno però essere differenti, rimanendo nelle caratteristiche tecniche e dimensionali delle stesse.

Il rotore (rotor) del generatore è composto da tre pale ognuna di lunghezza pari a 83,33 metri. Nel complesso, il gruppo rotante ha un diametro di 170 metri, e spazza un'area pari a 22.698 metri quadrati. Il mozzo del generatore sarà collocato ad un'altezza di 135 metri (hub height), mentre l'altezza massima raggiunta da ogni generatore (tip height), inclusa l'altezza massima da terra delle pale, sarà di 220 metri.

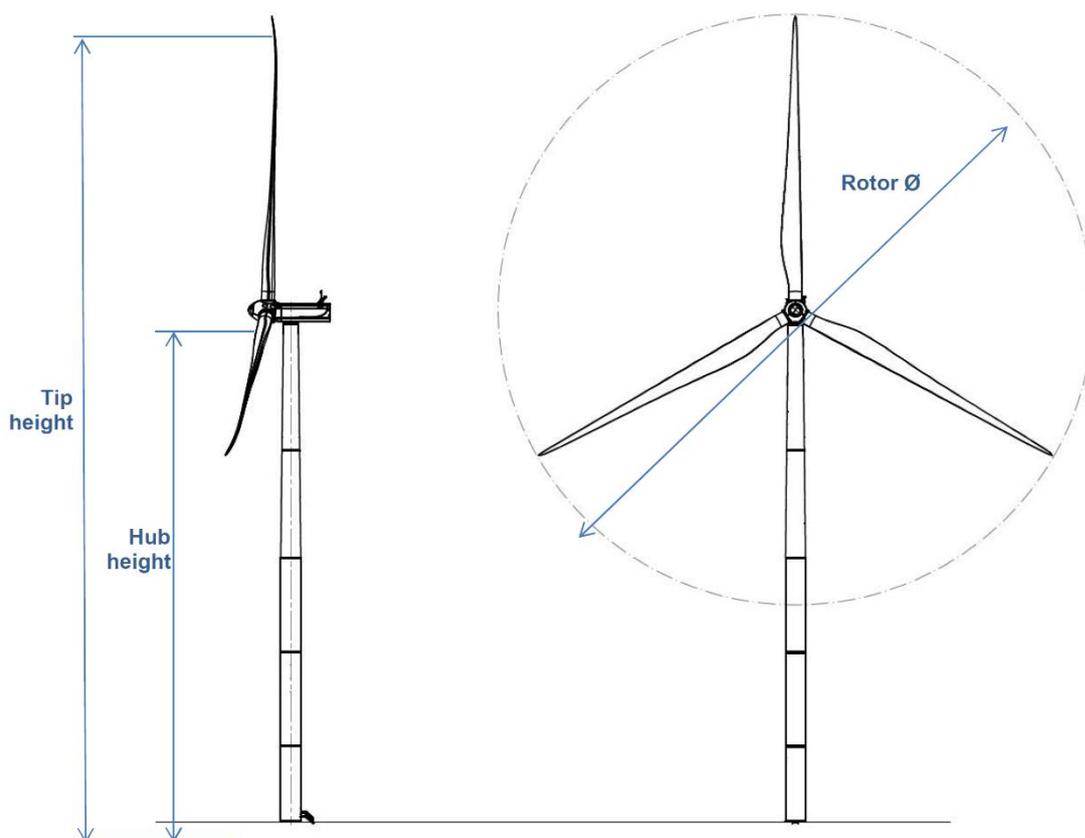


Figura 5.1 – generatore eolico ad asse orizzontale

L'impianto verrà collegato in antenna a 150 kV, verso una futura stazione elettrica SE "Porto Torres 2" di Smistamento della RTN a 150 kV da inserire in entra-esce alla RTN a 150 kV "Porto Torres – Fiumesanto", gestita dall'operatore Terna S.p.A. . L'energia prodotta sarà convogliata tramite un cavidotto in media tensione a 30 kV interamente interrato su strada, che raggiungerà la stazione di innalzamento della tensione di competenza del proponente, come da elaborati prodotti (rif. Elaborati WIND006.ELB010a; WIND006.ELB011b). Nella Sottostazione Elettrica Utente (SSE), l'energia prodotta dall'impianto ad una

tensione di 30 kV, viene portata ad una tensione di 150 kV per poi convogliarla nella Rete Elettrica di Trasmissione Nazionale (RTN) gestita da Terna S.p.A.

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 6 metri, compresi 50 centimetri per lato di fascia di distanza. I gradienti longitudinali non dovranno superare il 15% sui rettilinei e il 10% in prossimità delle curve. Le curve stesse dovranno avere un raggio di curvatura interna non inferiore a 30 metri.

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

La viabilità di arrivo 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.

In dettaglio i mezzi di trasporto caricheranno dal molo industriale del porto di Porto Torres dedicata al transito commerciale, e attraverseranno le zone di smistamento mezzi onde poi immettersi nella viabilità comunale per un breve tratto e successivamente nelle strade provinciali SP34, SP93 ed SP18. Nell'inquadramento di seguito si riportato in dettaglio i tipi di viabilità, comunali e provinciali, percorsi.

Sono a progetto tre tronchi di viabilità all'interno del parco. La prima diramazione che si incontra percorrendo la SP93 è quella che permette di raggiungere la WTG014 e che prosegue collegando le rimanenti turbine WTG013, WTG012 e WTG011 del cluster.

Una seconda diramazione permette il raggiungimento della WTG005 la quale si collega, tramite viabilità interna al parco, ad un secondo cluster composto dalle turbine WTG006, WTG004, WTG003, WTG002, WTG007, WTG001. Un terzo cluster di turbine si raggiunge dalla parte sud del parco, percorrendo un tratto di SP18. Quest'ultimo cluster è composto dalle turbine WTG008, WTG009 E WTG010.

**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 installato il parco eolico 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 fondazione 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 rinvergono principalmente nel nord della Gran Bretagna e nella Scandinavia occidentale, fu causata dalla progressiva chiusura dell'oceano Giapeto, a seguito della collisione dei continenti Laurentia, Baltica e Avalonia, dando così origine al super continente Laurussia.

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.

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).

Successivamente, tra il Carbonifero Sup. e il Permiano Inf., avviene la messa in posto dei batoliti granitici tardo ercinici, questa ha prodotto metamorfismo termico e di alta pressione delle rocce esistenti.

L'area di studio ricade parzialmente nella zona a Falde Interne del basamento varisico sardo; ma comprende soprattutto rocce delle coperture mesozoiche, che in quest'area dell'Isola sono costituite da sedimenti alluvionali del Buntsandstein (Trias medio), su cui poggiano in trasgressione i sedimenti carbonatici di

ambiente neritico (Muschelkalk) e poi quelli evaporitici (Keuper). Seguono le rocce della successione vulcano-sedimentaria Miocenica, e i depositi quaternari. Le Unità Tettoniche affioranti nel settore occidentale dell'area vasta sono costituite da originarie successioni sedimentarie e vulcaniche di età compresa tra il Cambriano e il Carbonifero inferiore, note come Unità di Canaglia, Li Trumbetti e Argentiera.

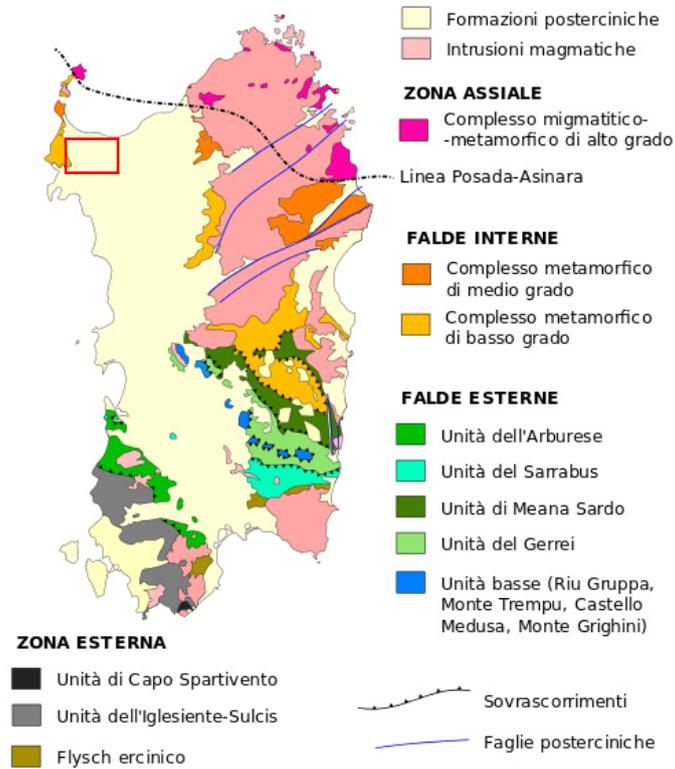


Figura 6.1 – Schema tettonico-strutturale della Sardegna

Il settore di interesse all'installazione delle quattordici torri eoliche si trova nella zona cosiddetta a Falde interne, caratterizzata da fenomeni di medio e basso metamorfismo, localizzata nell'area geografica della Nurra.

L'area vasta è costituita principalmente da unità di età paleozoica e mesozoica di origine sedimentaria, da rocce magmatiche a carattere effusivo, e da depositi recenti rappresentati dai prodotti di disfacimento della roccia madre e dei suoi derivati che vanno a colmare le vallecole e/o i piccoli impluvi presenti.



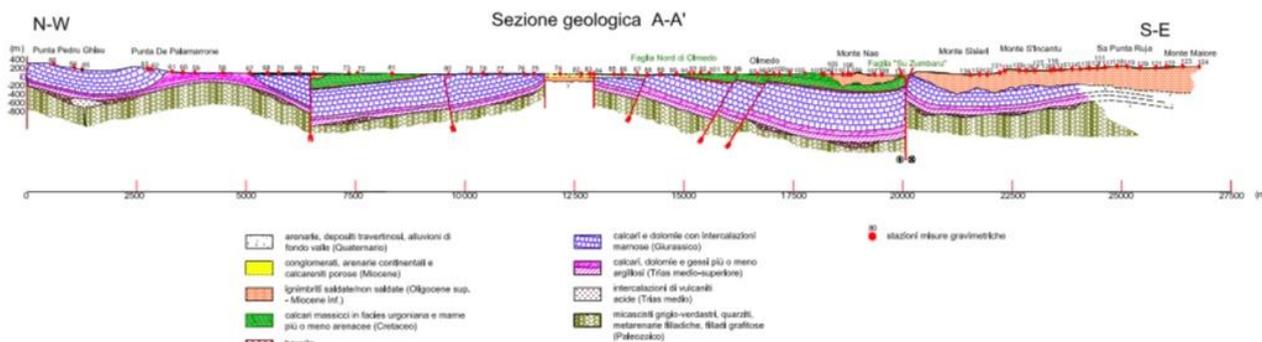


Figura 6. 3: Sezione geologica rappresentativa dell'area vasta (tratto da Ghiglieri et al 2006; 2009a)

Per quanto riguarda l'assetto strutturale dell'area vasta (Fig. 6.3), quest'ultima riflette essenzialmente eventi deformativi di età cenozoica ed in minor misura mesozoica. La tettonica varisca, che è polifasica ed è responsabile della strutturazione del basamento, ha rilevanza solo nel settore della Nurra occidentale.

La Nurra è costituita da un alto strutturale immergente verso est, che si è sviluppato nel Terziario, che confina ad E coi depositi del Miocene inferiore del semi-graben del bacino di Porto Torres.

Nella sua parte occidentale della Nurra affiora il basamento paleozoico in diverse unità strutturali impilate tettonicamente per via di alcuni sovrascorrimenti ercinici orientati circa NW-SE e E-W, che dalla più profonda alla più superficiale si distinguono in Unità di Argentiera, Li Trumbetti e Canaglia. In quest'area, il basamento paleozoico è coperto in maniera discontinua dalla successione vulcano-sedimentaria del Permiano.

Le rocce mesozoiche della Nurra poggiano generalmente sui depositi continentali permo-triassici o direttamente sul basamento, e sono rappresentate da depositi di piattaforma carbonatica sottoposta ad oscillazioni eustatiche e a fasi tettoniche distensive, che hanno favorito l'ingressione dei mari epicontinentali alternati a fasi subaeree. Il controllo tettonico, attivo in vari intervalli cronostratigrafici, insieme al controllo eustatico, ha condizionato l'evoluzione sedimentaria della piattaforma. Infatti, la successione mesozoica presenta un tipico aspetto a "duomi e bacini" dovuto alla sovrapposizione di due sistemi di pieghe che hanno interessato la piattaforma carbonatica mesozoica prima durante il Cretaceo medio (pieghe e sovrascorrimenti orientati NW-SE), e poi nel Cretaceo superiore (piegamenti orientati NE-SW).

La successione mesozoica è rappresentata da una sequenza di calcari, dolomiti e marne e depositi evaporitici il cui spessore può superare i 700 m (Fig. 6.3 e 6.4)

In particolare, nell'area vasta affiorano le seguenti litologie, di seguito riportate con la nomenclatura adottata dalla RAS nella stesura della cartografia geologica in scala 1:25000:

**h1m – Depositi antropici**, discariche minerarie. OLOCENE

**bb - Depositi alluvionali**, sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE

**b2 - Coltri eluvio-colluviali.** Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica. OLOCENE

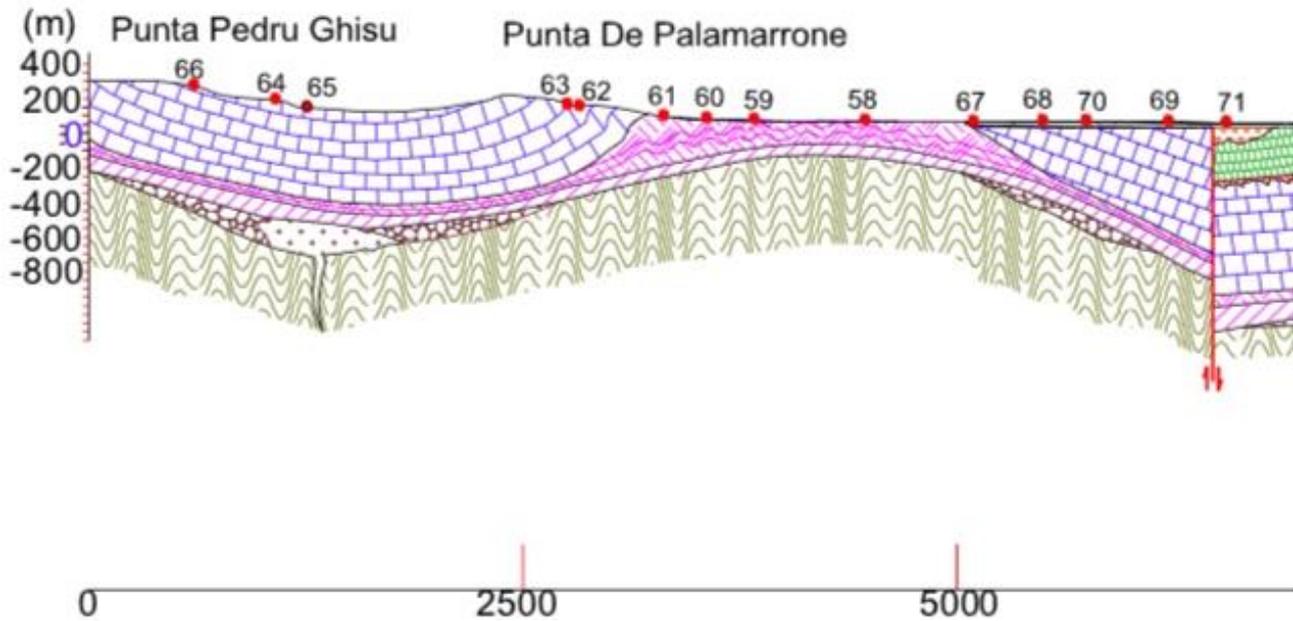


Figura 6. 4: Particolare della sezione geologica con dettaglio dell'area in studio

**b - Depositi alluvionali.** OLOCENE

**a – Depositi di versante,** detriti con clasti angolosi, talora parzialmente cementati. OLOCENE

**PVM2a - Litofacies nel Subsistema di Portoscuso (SINTEMA DI PORTOVESME).** Ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane, con subordinate sabbie. PLEISTOCENE SUP.

**FUA - FORMAZIONE DI FIUME SANTO.** Argille arrossate con livelli e lenti di conglomerati a ciottoli di basamento paleozoico, vulcaniti e calcari mesozoici. Ambiente fluviale. TORTONIANO-MESSINIANO

**RESb - Litofacies nella FORMAZIONE DI MORES.** Arenarie e conglomerati a cemento carbonatico, fossiliferi e bioturbati. Intercalazioni di depositi sabbioso-arenacei quarzoso-feldspatici a grana medio-grossa, localmente ricchi in ossidi di ferro (Ardara-Mores). MIOCENE INFERIORE (BURDIGALIANO)

**MUC - FORMAZIONE DI MONTE UCCARI (cfr. Formazione di Punta Cristallo IST).** Calcari micritici e bioclastici grigio biancastri ben stratificati; dolomie grigiastre e lenti di calcare oolitico con ciottoli a carofite. MALM

**NRRa - Litofacies nella FORMAZIONE DI MONTE NURRA (cfr. Formazione di Gamba di Moro GDMa).** Intercalazioni di arenarie quarzose. DOGGER

**NRR - FORMAZIONE DI MONTE NURRA (cfr. Formazione di Gamba di Moro GDM)** Dolomie e calcari dolomitici, calcari bioclastici, calcari selciferi, calcari marnosi e marne, con intercalazioni di arenarie quarzose. Alla base calcari e dolomie scure di ambiente lacustre a carofite. DOGGER

**NDD - FORMAZIONE DI CAMPANEDDA (cfr. Formazione di Monte Zirra ZRR).** Calcari oolitici, oncolitici e bioclastici, marne e calcari marnosi; calcari grigio-bluastri con lenti di selce. LIAS

**KEU - KEUPER AUCT.** Marne grigio-giallognole con subordinati calcari marnosi; argille varicolori gessifere. TRIAS SUP. (LONGOBARDICO SUP. - ?RETICO)

**MUK - MUSCHELKALK AUCT.** Calcari laminati sottilmente stratificati e calcari dolomitici in grossi strati. TRIASSICO MEDIO (LADINICO)

**BUN - BUNTSANDSTEIN AUCT.** Alternanza di arenarie, argilliti, siltiti, livelli marnosi con gesso e conglomerati poligenici alla base ("Verrucano" sensu Gasperi & Gelmini, 1979). TRIASSICO MEDIO (ANISICO)

**LIR - FORMAZIONE DI LI CORTI.** Metargilliti nere. SILURIANO

**PDL - FORMAZIONE DI PALMADULA.** Metargilliti laminate e metapeliti nere. ORDOVICIANO SUP. - SILURIANO

**FTE - FORMAZIONE DI MONTE FORTE.** Metarenarie e quarziti. CAMBRIANO - ORDOVICIANO INF.

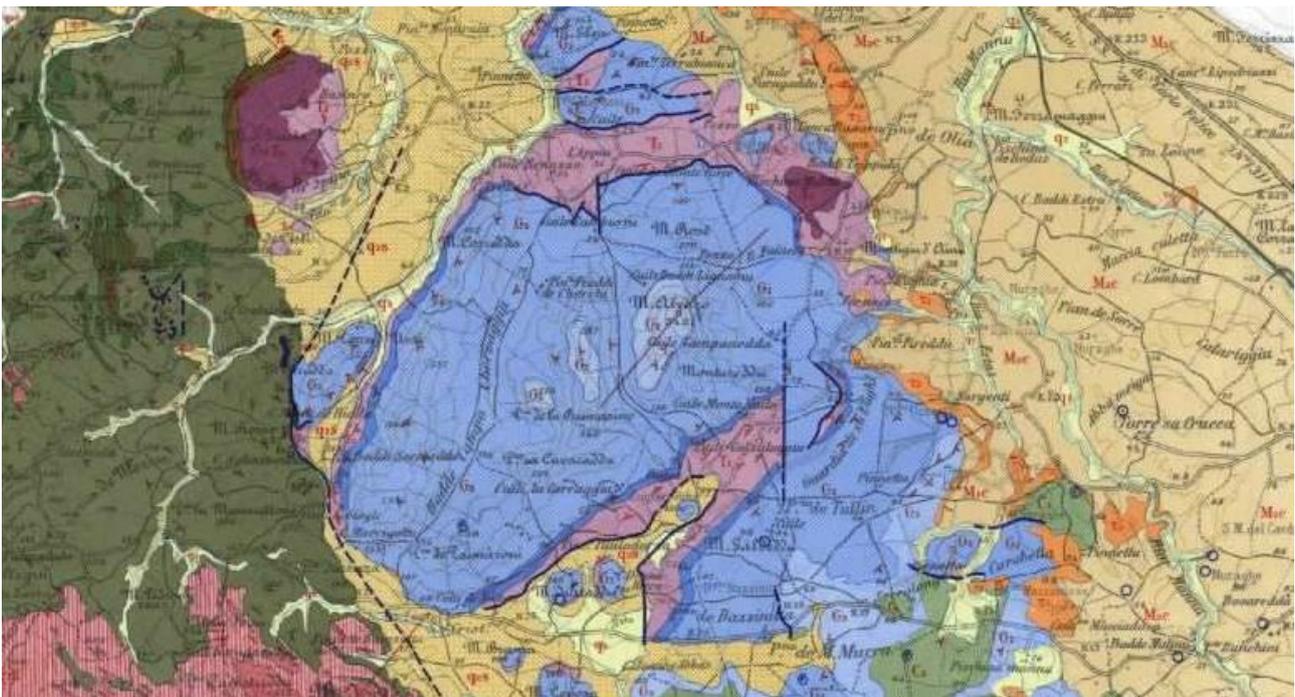


Figura 6. 5: Stralcio Carta Geologica d'Italia Foglio 179 "Porto Torres" 1:100.000

## 6.2 Analisi qualitativa di stabilità dell'ammasso roccioso

L'intensa fratturazione e i fenomeni di dissoluzione legati al carsismo, 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):

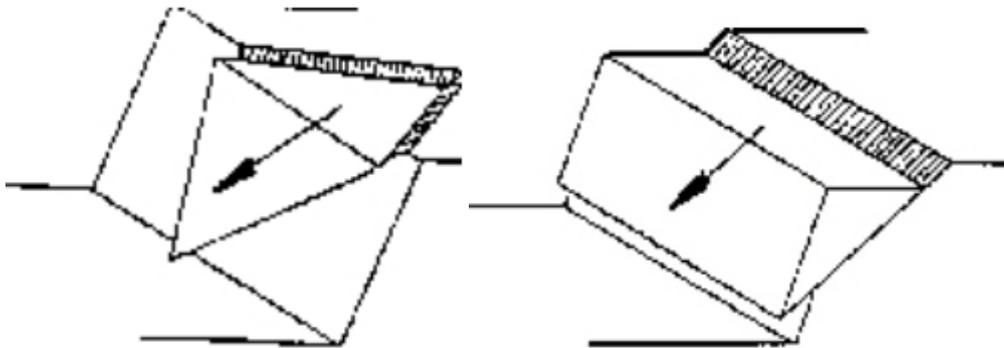


Figura 6.6 – tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

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 fenomeni di scivolamento legati al dominio di famiglie di giunti.

Negli ammassi rocciosi studiati, 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.

## 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)

Stante l'impossibilità di raggiungere con la sonda per perforazioni geognostiche alcune aree di impianto per assenza di piste, l'indagine geognostica è stata realizzata essenzialmente mediante prospezione geofisica e rilievo geostrutturale in sito.

Le prospezioni geofisiche sono state realizzate impiegando la metodologia geoelettrica e sismica con le tecniche MASW e sismica a rifrazione in onde P.

Si riportano nello specifico le caratteristiche delle tre metodologie impiegate:

- L'indagine sismica con tecnica MASW (Multichannel Analysis of SurfaceWaves) è una tecnica di indagine non invasiva, che attraverso la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , è in grado di ricostruire una sismo-stratigrafia atta a permettere la definizione della categoria di suolo ai sensi del DM 17/01/2018.
- L'indagine sismica a rifrazione con acquisizione ed elaborazione tomografica in onde longitudinali (P) permette di ricostruire l'andamento stratigrafico, nel senso di spessori elastomogenei, andando a stimare lo stato di addensamento e/o fratturazione del terreno investigato. E' molto utile anche per classificare la cosiddetta "rippabilità" degli ammassi rocciosi e per ottenere per via indiretta una classificazione dell'ammasso roccioso.
- La tomografia elettrica è una tecnica geofisica che restituisce, del sottosuolo investigato, l'immagine 2D della distribuzione della resistività elettrica. Trova le sue migliori applicazioni in situazioni complesse, dove può manifestare tutto il suo elevato potere risolutivo, sia laterale che verticale.

A supporto della progettazione geotecnica e strutturale, tramite le MASW sono stati determinati sulla base di correlazioni bibliografiche i parametri elastici dinamici derivati dalle indagini sismiche e il modulo statico di deformazione.

In data 25-26-27/01/2021 è stata realizzata la prospezione geofisica integrativa ad opera della ditta Geoservice S.R.L., articolata in:

- Esecuzione di n° 4 stendimenti di geoelettrica (T1 – T2 – T2 – T4), sismica con tecnica MASW (M1 – M2 – M3 – M4) e rifrazione in onde P (R1 – R2 – R3 – R4). Le basi sismiche MASW ricadono lungo il medesimo allineamento delle Rifrazioni in onde P.
- Rilievo topografico tramite GPS differenziale STONEX S70G (geofoni, punti di shot, elettrodi/picchetti) e restituzione dei profili altimetrici da impiegare nelle sezioni di tomografia elettrica e sismica.
- Elaborazione dei dati tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna, applicazione filtri, e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego del software specialistici.

Gli stendimenti sono stati posizionati in modo da esser rappresentativi delle condizioni litostratigrafiche e geostrutturali, in accordo con quanto rilevato dai rilievi di superficie.

Nella Tab. 14.1 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. 14.2 sono rappresentati i punti dove sono state effettuate le indagini.

Stendimento	Aerogeneratore	Orientamento	Lunghezza (m)
<b>R1/M1</b>	WTG012	NW-SE	69,0
<b>R2/M2</b>	WTG006	SSW-NNE	69,0
<b>R3/M3</b>	WTG005	SSW-NNE	69,0
<b>R4/M4</b>	WTG001	SW-NE	69,0
<b>T1</b>	WTG012	NW-SE	93,0
<b>T2</b>	WTG006	SSW-NNE	93,0
<b>T3</b>	WTG005	SSW-NNE	93,0
<b>T4</b>	WTG001	NW-SE	93,0

*Quadro riassuntivo indagini geognostiche*

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

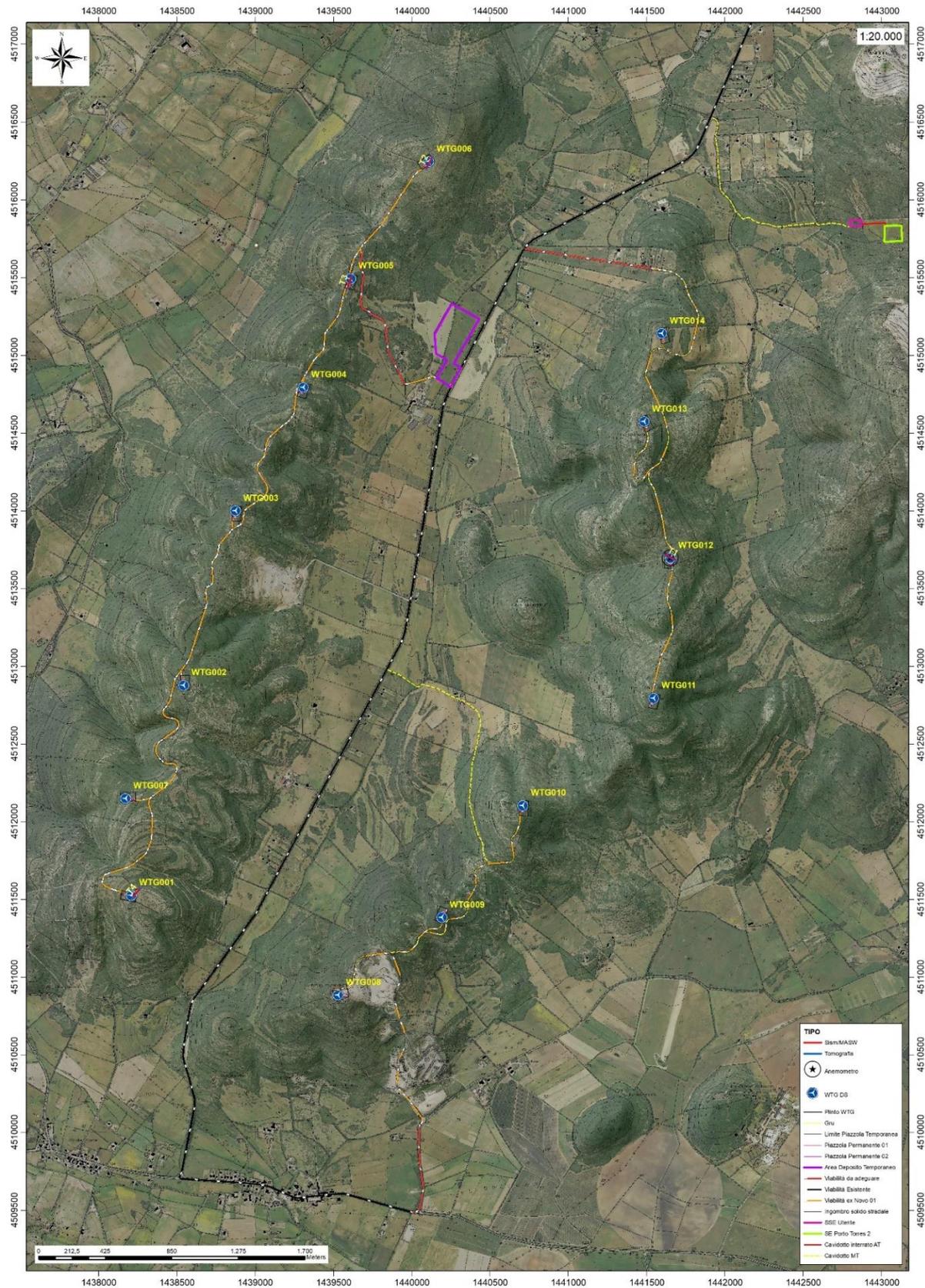


Figura 7.1-Localizzazione delle indagini geofisiche

## 7.1 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 maggiore.

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 (Fig. 14.3).

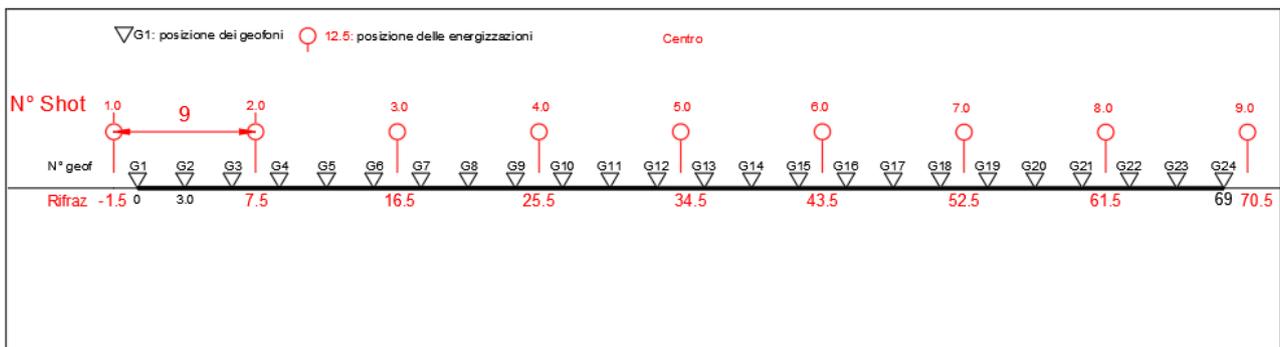


Figura 7.2: Stendimento (L=69m) di sismica a rifrazione in onde P con 24 geofoni e interdistanza di 9,0 m

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.

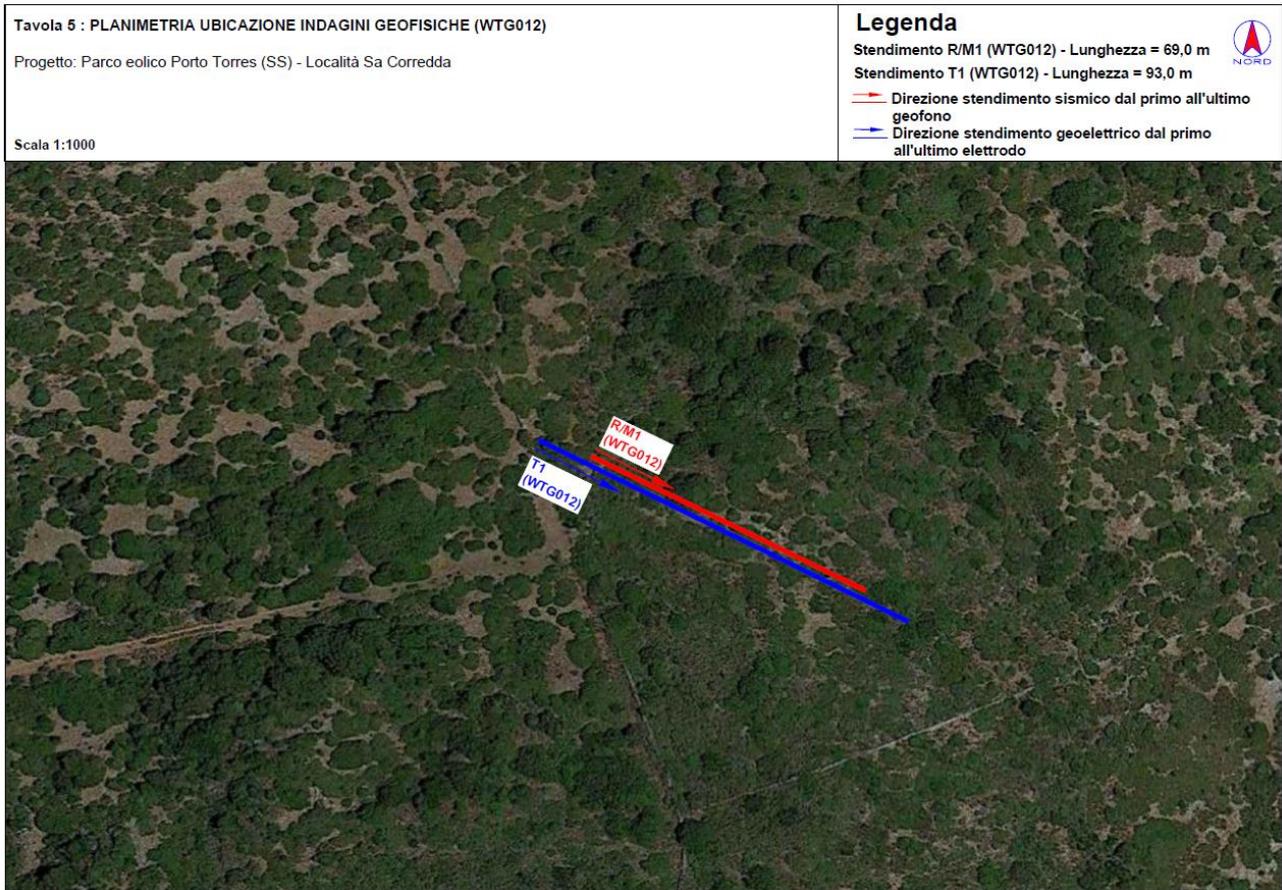


Fig. 7.3— localizzazione stendimento R1/M1 e T1.

## 7.2 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 rigidità 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.

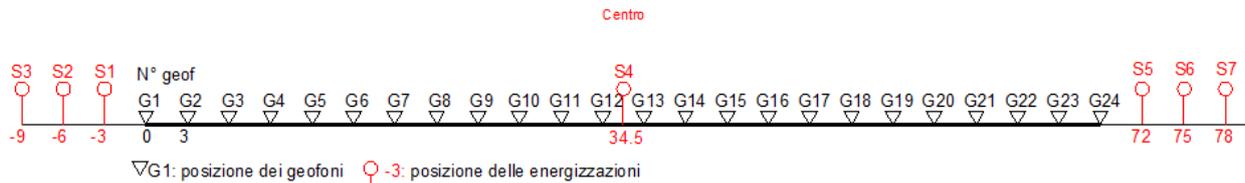


Figura 7.4 Schema geometrico di acquisizione dei dati per gli stendimenti di lunghezza  $L = 72,0$  m

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 stessa 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. 14.5).

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.

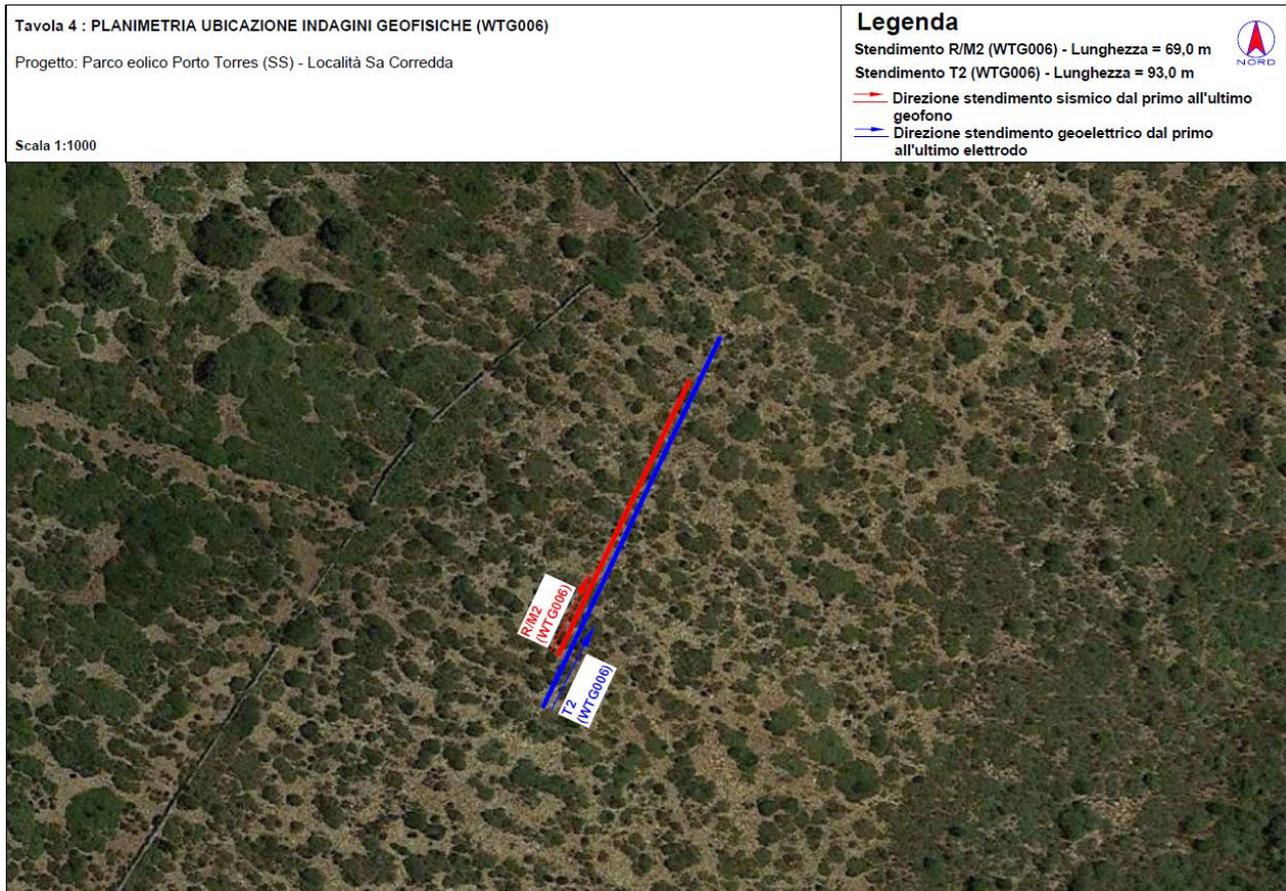


Fig. 7.5 – Localizzazione stendimento R2/M2 e T2

### 7.3 Tomografia elettrica - Tecnica e parametri utilizzati

La scopo dei metodi geofisici è quello di ottenere informazioni sulla natura e struttura del sottosuolo attraverso una serie di misure opportunamente effettuate in superficie. Il metodo utilizzato in questa indagine ricade fra i metodi geoelettrici "attivi", cioè quelli che utilizzano correnti elettriche artificialmente immesse nel terreno, con l'intento di misurare la resistività apparente degli strati attraversati dalla corrente elettrica.

La tecnica tomografica (Fig. 14.7) si compone di uno stendimento costituito nel caso specifico da un massimo di 48 elettrodi posti ad un'interdistanza costante l'uno dall'altro, che vengono gestiti automaticamente dallo strumento di misura e commutati alternativamente come elettrodi di corrente e di misura di differenza di potenziale (d.d.p.).

La metodologia permette l'acquisizione di una considerevole quantità di dati sulla resistività "apparente", rappresentativi sia delle variazioni laterali, che verticali lungo il profilo così da generare una Tomografia Elettrica lungo una linea sul terreno.

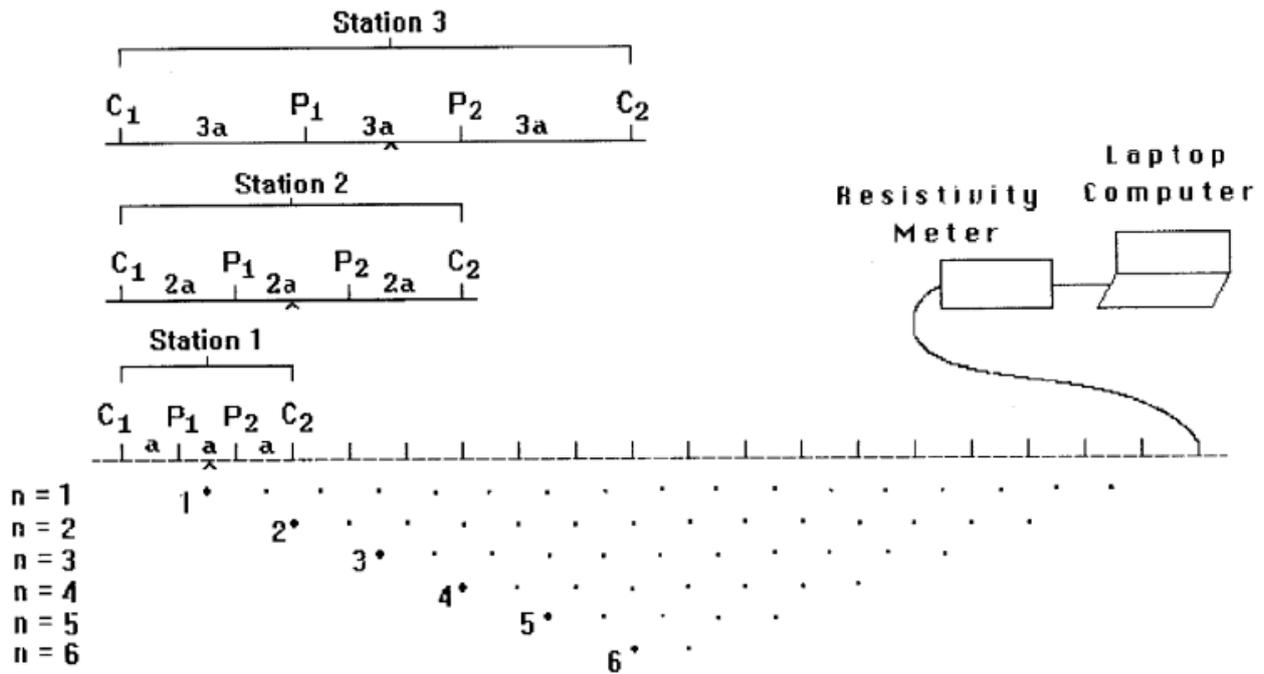


Fig 7.: Schema generale di un'indagine tomografica

L'utilizzo appropriato dei programmi d'inversione consente l'elaborazione delle sezioni di resistività in grado di riprodurre accuratamente le variazioni del parametro fisico. La resistività rappresenta una proprietà fisica molto importante, poiché dipende da vari fattori quali, la natura dei terreni e delle rocce, la saturazione dell'acqua, la porosità della roccia, e tutte le anomalie locali generate da strutture localizzate come cavità, corpi di discarica, tracce di dispersione d'inquinanti, etc..

La **profondità d'esplorazione** è variabile secondo il dispositivo e della risoluzione richiesta; mediamente è pari a circa 1/5 della lunghezza dello stendimento.

#### 7.4 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 (facilmente rippabili);
- B - Sismostrato B: Unità delle rocce molto fratturate (rippabili);
- C - Sismostrato C: Unità delle rocce da poco 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.

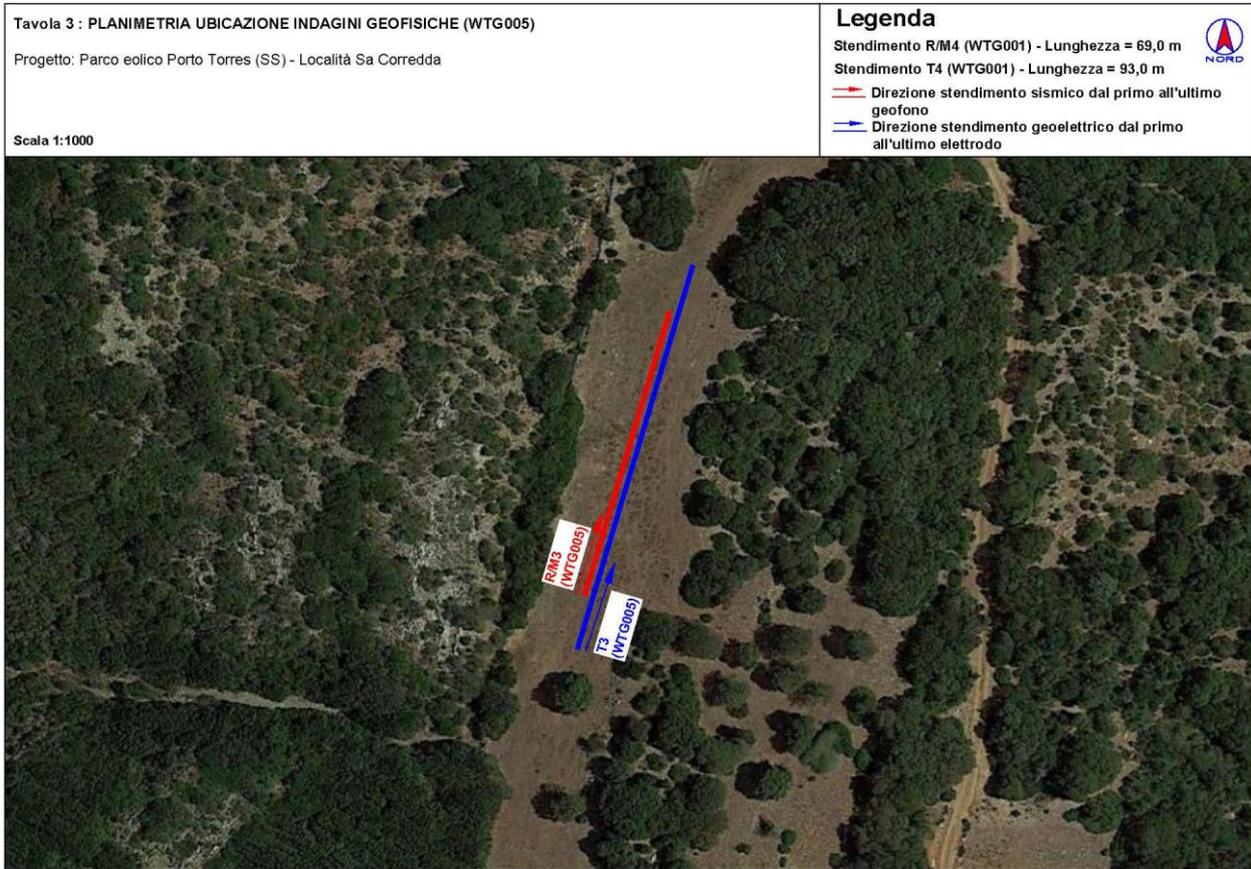


Fig. 7.8– Localizzazione dello stendimento R3/M3 3 T3

### 7.4.1 Base Sismica R1 (WTG012)

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

Stendimento R1	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 0,0/1,0	400-800
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	Da 0,0/1,0a 4,0/5,0	800-2300
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	Da 4,0/5,0 a 18,0	2300-5000

Tabella 14.9: Sismostrati individuati nella sezione R1.



Fig. 7.9 – Localizzazione stendimento R1/M1 e T1

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

Nella tabella di Tab.14.11 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 $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-1,0	10%	1.900	1.000	500	0,33	1.265	127	471	1.265
2	1,0-4,0	10%	2.000	1.990	995	0,33	5.276	528	1.981	5.276
3	4,0-12,8	15%	2.100	2.910	1.455	0,33	11.856	1.778	4.442	11.856
4	12,8-32,0	20%	2.200	4.720	2.360	0,33	32.676	6.535	12.249	32.676
5	>32,0	40%	2.300	6.060	3.030	0,33	56.311	22.524	21.114	56.311

Tabella 14.11: Parametri di deformazione dinamici medi per la sezione R1 (CT rappresenta il coefficiente di trasformazione)

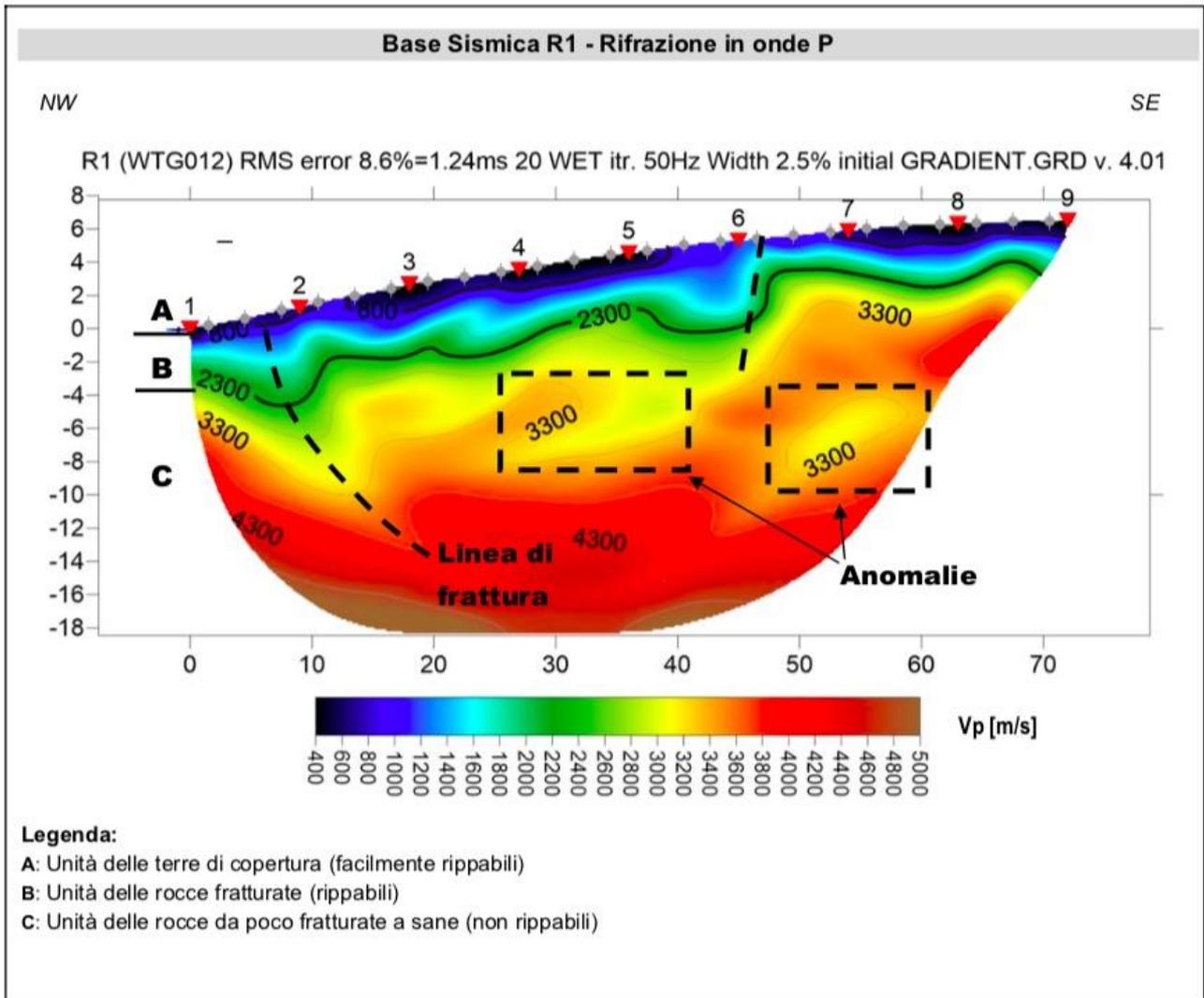


Figura 7.10 - Sezione tomografica della sezione R1.

Dall'esame della sezione si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 5000 m/s. Il sismostrato A presenta spessori molto ridotti (massimo 1,0m) e un andamento quasi parallelo al piano campagna. Il sismostrato B (limite dei materiali rippabili) presenta delle variazioni di spessore leggermente superiori al precedente e si rileva fino a profondità comprese tra 4,0 e 5,0 m dal p.c. Il sismostrato C (materiali non rippabili) si osserva invece fino alla profondità di circa 18,0 m di profondità dal p.c m e rappresenta un substrato lapideo non rippabile caratterizzato da velocità alte. Dall'osservazione della sezione tomografica si può notare un aumento abbastanza graduale delle Vp, salvo la presenza di due anomalie legate ad inversioni di velocità tra le progressive 28,0-42,0 e 50,0-60,0 m. Inoltre è possibile identificare due zone con variazioni orizzontali di velocità legate alla presenza di lineazioni/fratturazione principali.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 4,0 e 5,0 m dal p.c i terreni risultano non rippabili.

#### 7.4.2 Base sismica R2 (WTG006)

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

Stendimento R2	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,0	400-800
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	Da 1,0a 4,0/5,0	800-2300
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	Da 4,0/5,0 a 26,0	2300-5000

Tabella 7.11: Sismostrati individuati nella sezione R2.

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

Nella Tab.14.14 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 $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio $G_0$	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-1,0	10%	1.900	1.040	520	0,33	1.373	137	510	1.373
2	1,0-4,0	10%	2.000	1.870	935	0,33	4.658	466	1.746	4.658
3	4,0-12,6	15%	2.100	3.120	1.560	0,33	13.631	2.045	5.109	13.631
4	12,6-32,0	20%	2.200	4.640	2.320	0,33	31.578	6.316	11.837	31.578
5	>32,0	40%	2.300	5.920	2.960	0,33	53.741	21.497	20.153	53.741

Tabella 7.12: Parametri di deformazione dinamici medi per la sezione R2 (CT rappresenta il coefficiente di trasformazione)

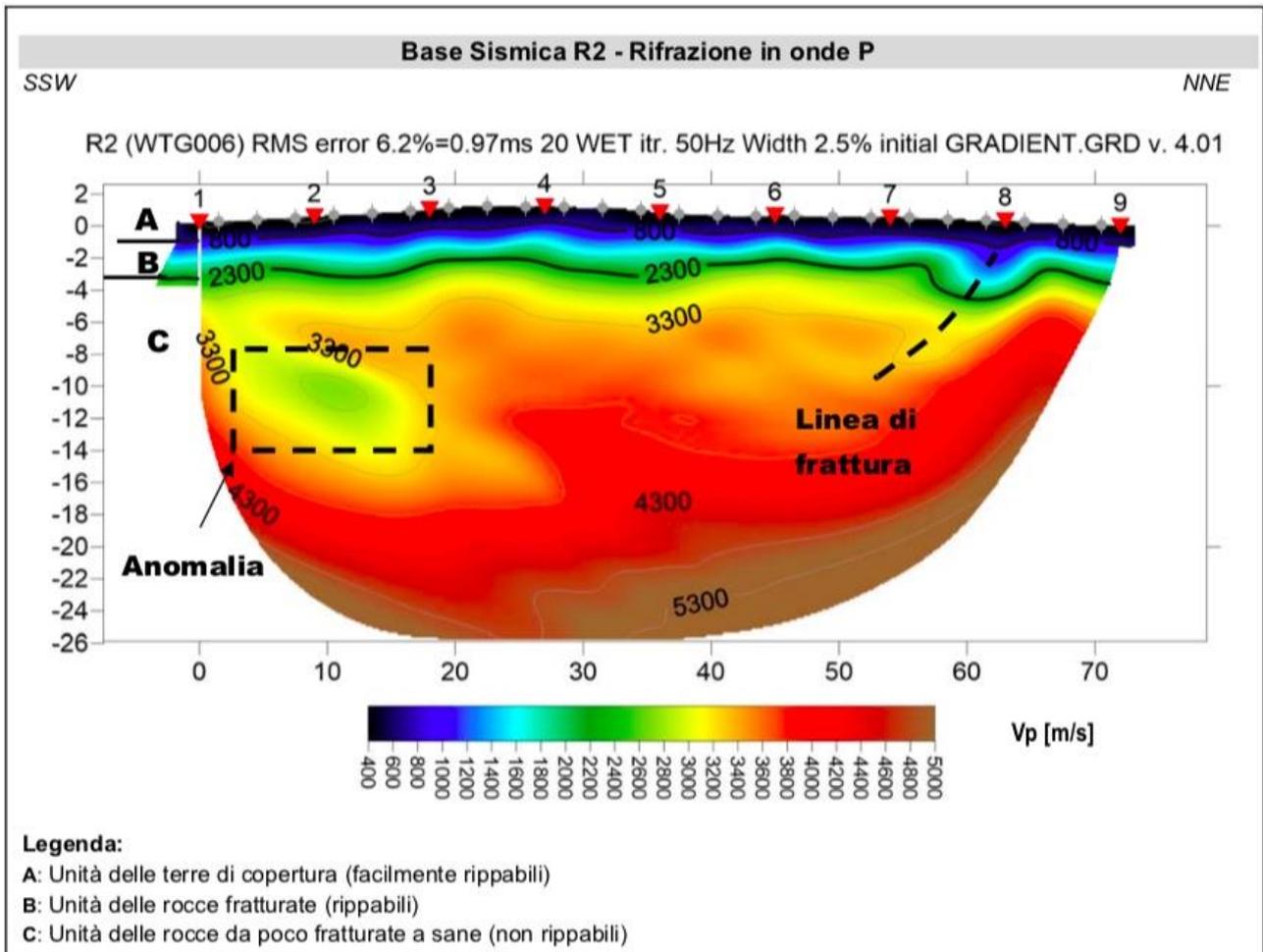


Figura 7.13: Sezione tomografica della sezione R2.

Dall'esame della sezione R2 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 5000 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde P è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisicomeccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con la profondità. Le prime 2 unità sismostratigrafiche (A e B) presentano un andamento parallelo al p.c. mentre l'unità C presenta al suo interno delle deboli variazioni.

Anche in questa sezione si osserva che si ha un aumento graduale delle Vp con un'anomalia di velocità nella parte sinistra della sezione tra le progressive 3 e 20 m. Infine è possibile identificare nella porzione destra della sezione una linea di frattura preferenziale che a circa 8-10 metri tende a chiudersi. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 4,0 e i 5,0 m dal p.c. i terreni risultano non rippabili.

### 7.4.3 Base Sismica R3 (WTG005)

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 (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,5/2,0	400-800
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	Da 1,5/2,0 a 11,0/12,0	800-2300
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	Da 11,0/12,0 a 21,0	2300-5000

Tabella 7.14: Sismostrati individuati nella sezione R3.

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

Nella Tab. 14.17 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 $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-4,1	10%	1.800	740	370	0,33	657	66	245	657
2	4,1-6,3	10%	1.900	1.180	590	0,33	1.765	177	657	1.765
3	6,3-12,6	15%	2.000	2.130	1.065	0,33	6.051	908	2.265	6.051
4	12,6-32,0	20%	2.100	3.370	1.685	0,33	15.897	3.179	5.963	15.897
5	>32,0	40%	2.200	3.620	1.810	0,33	19.221	7.689	7.208	19.221

Tabella 7.15: Parametri di deformazione dinamici medi per la base M3 (CT\* indica il coefficiente di trasformazione per la roccia)

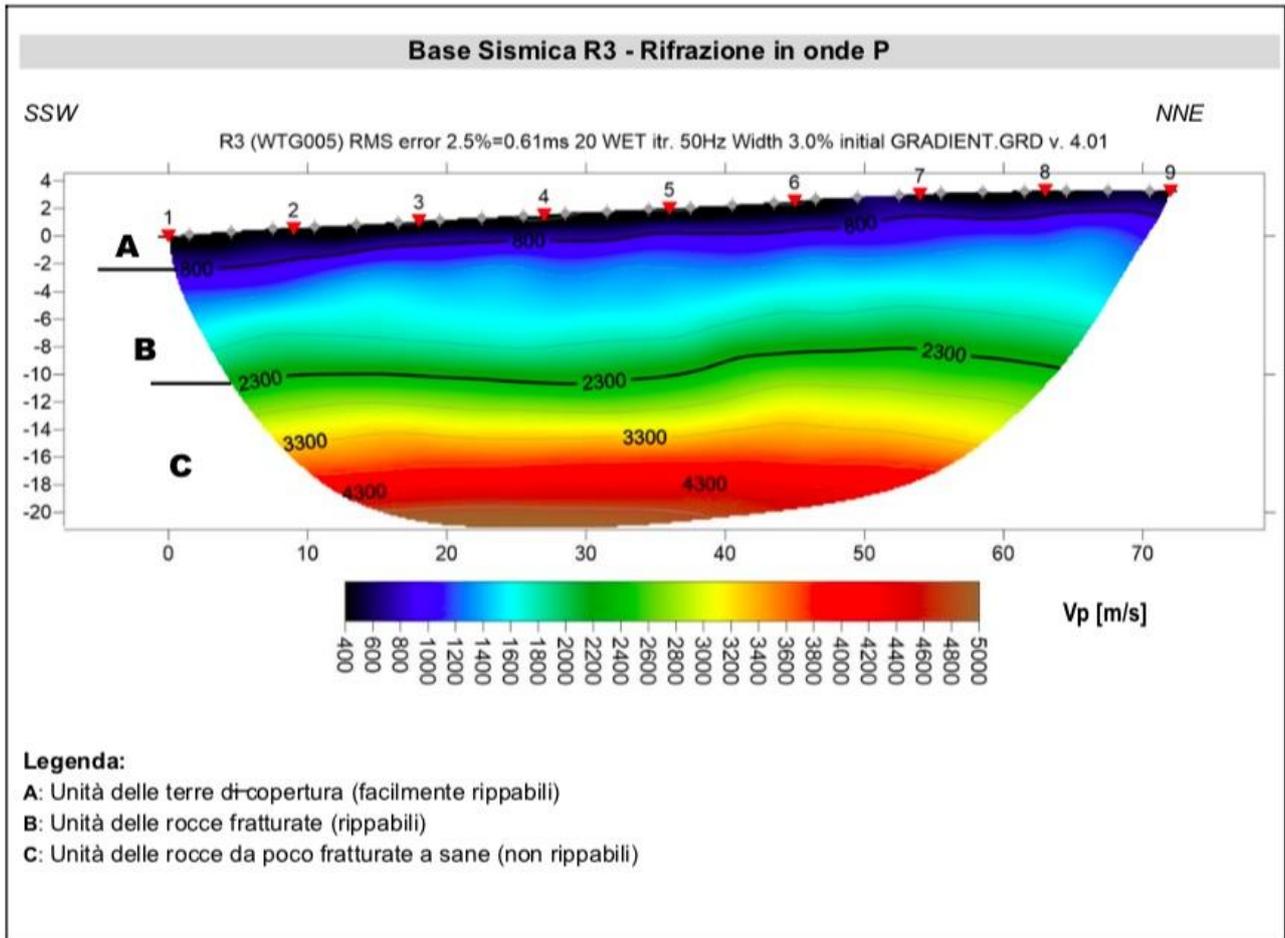


Figura 7.16: Sezione tomografica della sezione R3.

Dall'esame della sezione tomografica R3 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 5000 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde P è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con la profondità. Anche lungo questa sezione si osserva che le varie unità sismostratigrafiche hanno un andamento piano parallelo con il p.c e leggerissime variazioni di spessore. In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 11,0 e 12,0 m dal p.c. i terreni risultano non rippabili.

#### 7.4.4 Base Sismica R4 (WTG001)

Nella sezione sismica R4 è stato possibile distinguere i seguenti sismostrati:

Stendimento R4	ONDE P	
Sismostrati	Profondità da pc (m)	Velocità in m/s
A: Unità delle terre di copertura (facilmente rippabili)	Da 0,0 a 1,0	400-800
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	Da 1,0 a 4,0/5,0	800-2300
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	Da 4,0/5,0 a 15,0	2300-5000

Tabella 7.17: Sismostrati individuati nella sezione R4.

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

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità $\gamma$	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson $\nu$	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G <sub>0</sub>	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-1,0	10%	1.900	1.070	535	0,33	1.451	145	539	1.451
2	1,0-6,2	10%	2.000	1.910	955	0,33	4.864	486	1.824	4.864
3	6,2-24,5	15%	2.100	2.830	1.415	0,33	11.209	1.681	4.207	11.209
4	24,5-32,0	20%	2.200	3.920	1.960	0,33	22.536	4.507	8.453	22.536
5	>32,0	40%	2.300	5.340	2.670	0,33	43.729	17.491	16.397	43.729

Tabella 7.18: Parametri di deformazione dinamici medi per la base M4 (CT\* indica il coefficiente di trasformazione per la roccia)

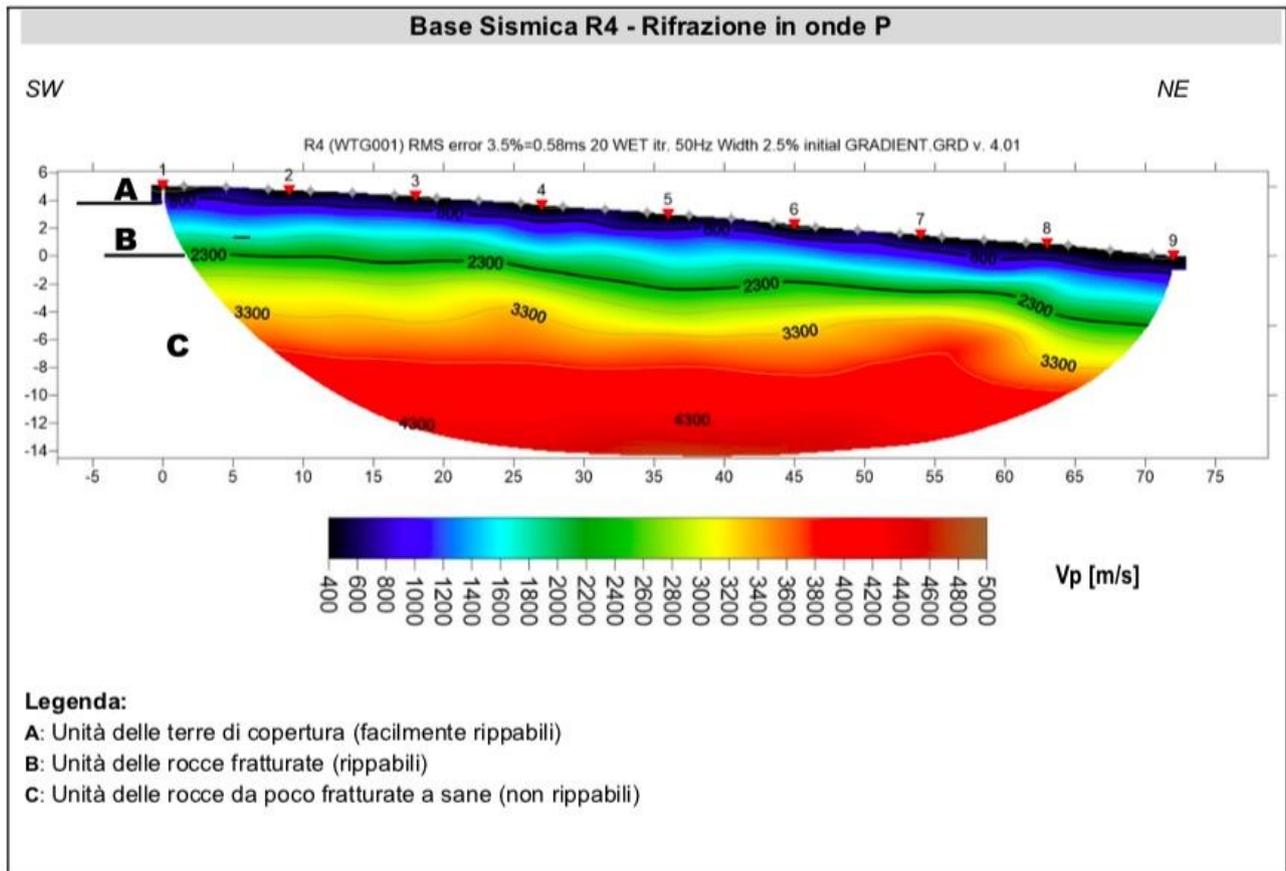


Figura 7.19: Sezione tomografica della sezione R4.

Dall'esame della sezione tomografica R4 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range che varia dai 400 m/s ai 5000 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde P è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con la profondità. Anche in questo caso le 3 unità sismostratigrafiche presentano un andamento parallelo al p.c. e piccole variazioni di spessore.

In termini di grado di rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 4,0 e 5,0 m dal p.c. i terreni risultano non rippabili.

## 7.5 MASW – Elaborazioni e risultati

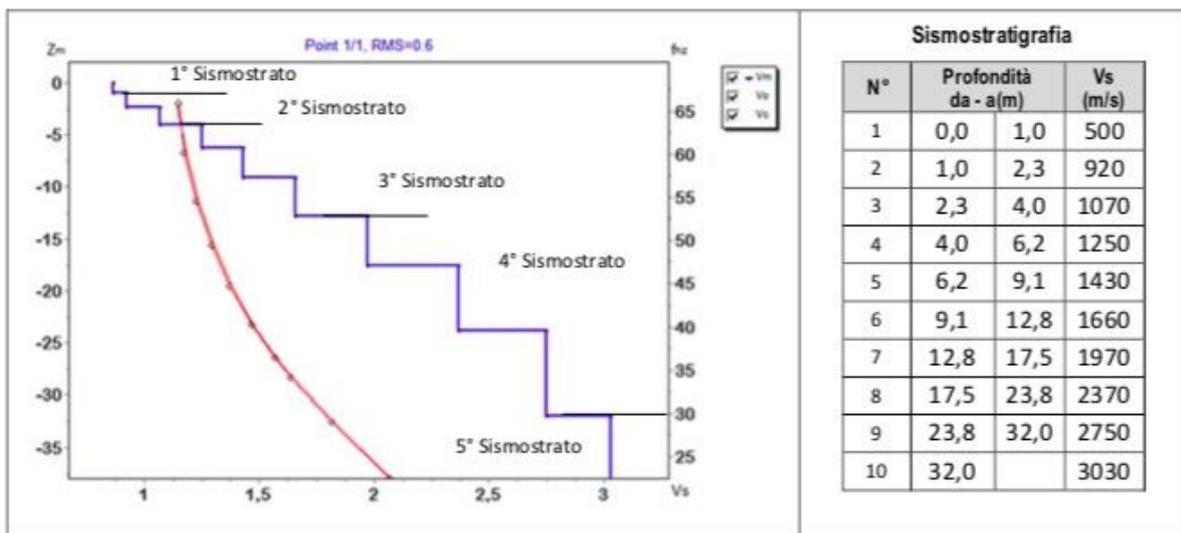
L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$  della sezione MX, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio  $V_s$ .

### 7.5.1 Base sismica M1

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

Profondità [m sotto il pc]	Descrizione
0 – 1,0	1° sismostrato con Vs di 500 m/s, Terre molto addensate
1,0– 4,0	2° sismostrato con Vs tra 920 e 1070 m/s, Substrato roccioso fratturato
4,0– 12,8	3° sismostrato con Vs tra 1250 e 1660 m/s, Substrato roccioso debolmente fratturato
12,8– 32,0	4° sismostrato con Vs tra 1970 e 2750 m/s, Substrato roccioso sano
>32,0	5° sismostrato con Vs di 3030 m/s, Substrato roccioso sano

MASW M1 - PROFILO Vs



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 1,0 m (Vs>800 m/s), che dà luogo ad una Categoria A di sottosuolo, 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.

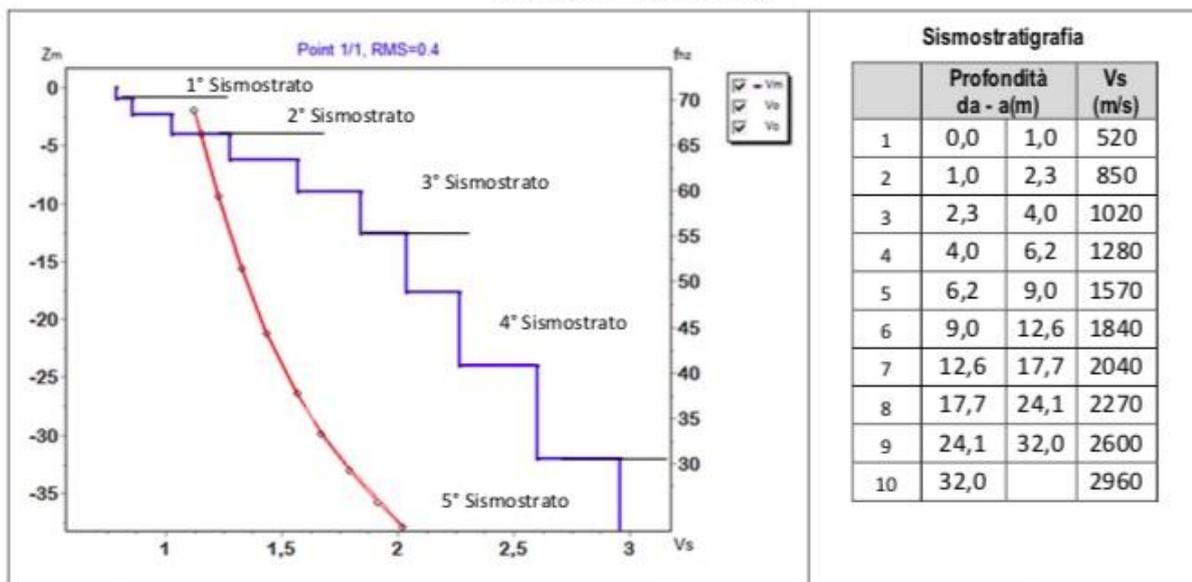
Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 1,0 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la Vs diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

### 7.5.2 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
0,0 – 1,0	1° sismostrato con Vs di 520 m/s, Terre molto addensate
1,0 – 4,0	2° sismostrato con Vs tra 850 e 1020 m/s, Substrato roccioso fratturato
4,0 – 12,6	3° sismostrato con Vs tra 1280 e 1840 m/s Substrato roccioso debolmente fratturato
12,6 – 32,0	4° sismostrato con Vs tra 2040 e 2600 m/s, Substrato roccioso sano
>32,0	5° sismostrato con Vs di 2960 m/s, Substrato roccioso sano

MASW M2 - PROFILO Vs



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 pone come profondità del substrato 1,0 m (Vs>800 m/s), che dà luogo ad una Categoria A di sottosuolo, 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.

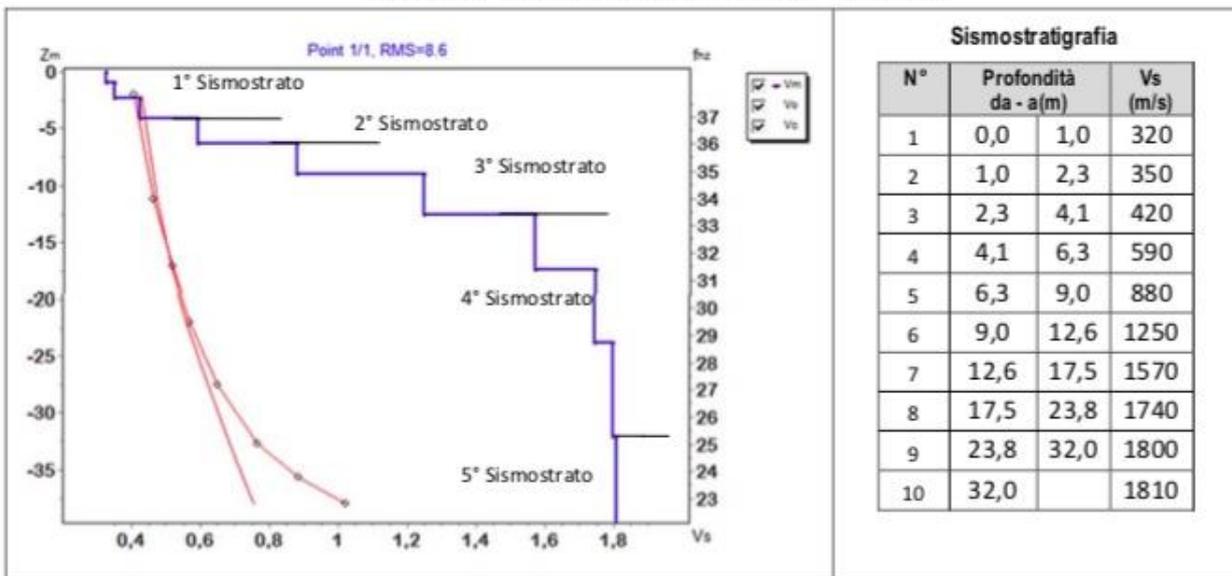
Si precisa che per fondazioni con piano di imposta sito a profondità maggiore di 1,0 m la classe di sottosuolo passa a Categoria A, in quanto la Vs diventa maggiore di 800 m/s includendo in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3,0 m.

### 7.5.3 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 – 4,1	1° sismostrato con Vs tra 320 e 420 m/s, Terre mediamente addensate
4,1 – 6,3	2° sismostrato con Vs di 590 m/s, Roccia intensamente fratturata
6,3 – 12,6	3° sismostrato con Vs tra 880 e 1250 m/s Substrato roccioso fratturato
12,6 – 32,0	4° sismostrato con Vs tra 1570 e 1800 m/s, Substrato roccioso debolmente fratturato
>32,0	5° sismostrato con Vs di 1810 m/s, Substrato roccioso sano

MASW M3 - PROFILO Vs (Vs eq da p.c= 425 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 6,3 m (Vs>800 m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 6,3 m di profondità dal p.c. è pari a: **Vs eq = 6,3/0,01481=425 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.

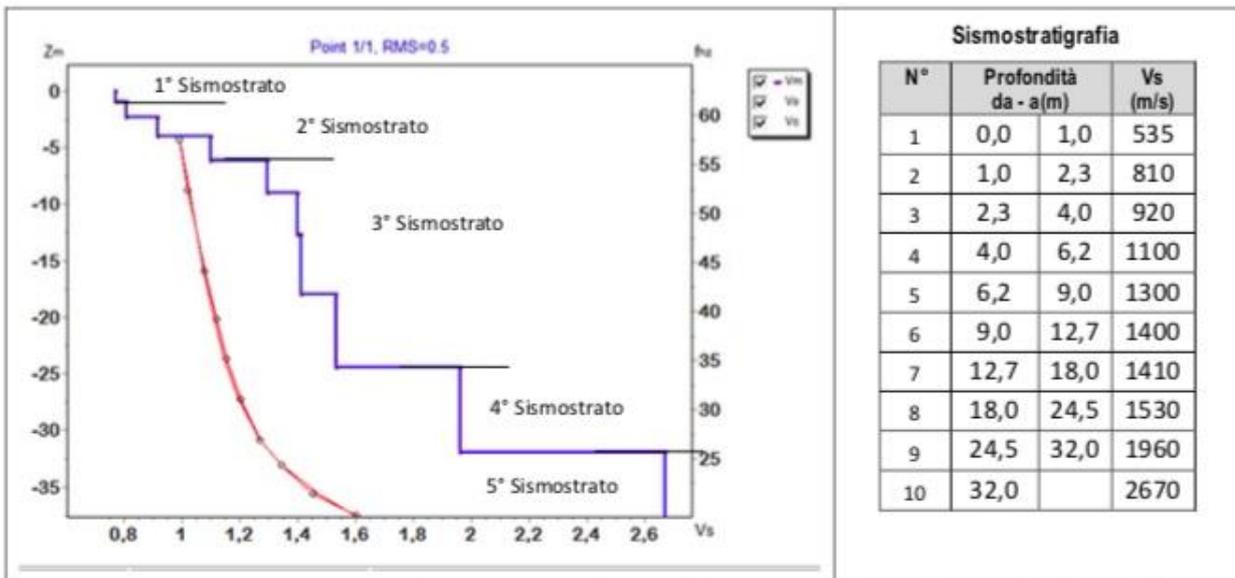
Nell'ipotesi però in cui le fondazioni siano realizzate a profondità maggiori di 6,1 m sotto il p.c. il substrato si troverà a quote < 3 metri per cui la categoria diventa una A.

### 7.5.4 Base Sismica M4

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs della sezione M4, 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
0,0 – 1,0	1° sismostrato con Vs di 535 m/s, Terre molto addensate
1,0 – 6,2	2° sismostrato con Vs tra 810 e 1100 m/s, Substrato roccioso fratturato
6,2 – 24,5	3° sismostrato con Vs tra 1300 e 1530 m/s Substrato debolmente fratturato
24,5 – 32,0	4° sismostrato con Vs di 1960 m/s, Substrato roccioso sano
>32,0	5° sismostrato con Vs di 2670 m/s, Substrato roccioso sano

MASW M4 - PROFILO Vs



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 1,0 m (Vs>800 m/s), che dà luogo ad una Categoria A di sottosuolo, 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.

## 7.6 Tomografia elettrica- metodologia impiegata, strumentazione e software

### 7.6.1 Geometria delle acquisizioni

Per ciascun stendimento sono state impiegate tre geometrie di acquisizione, come di seguito specificato:

- Quadripolo di Wenner
- Quadripolo di Wenner Schlumberger
- Quadripolo Dipolo-Dipolo

Ogni metodo utilizzato ha delle caratteristiche proprie e come tale tende meglio a rappresentare specifiche strutture presenti nel sottosuolo. In particolare:

- Il quadripolo di Wenner (di seguito W) presenta caratteristiche per il quale risulta maggiormente idoneo nell'investigazione di strutture orizzontali (quali quelle sedimentarie o laviche).
- Il quadripolo di Wenner-Schlumberger (di seguito WS) risulta essere un buon compromesso per l'investigazione sia di strutture orizzontali che verticali (faglie, dicchi, cavità), il quadripolo Dipolo-Dipolo (di seguito DD) è prevalentemente idoneo nell'investigazione di strutture verticali (faglie, dicchi, cavità), mentre risulta essere poco adatto in presenza di strutture orizzontali, quali quelle sedimentarie.

Il W e il WS si distinguono anche per un minore "rumore" delle acquisizioni, ossia una miglior rapporto tra segnale acquisito e disturbo della misura, nonché per una maggiore capacità di investigazione in profondità.

### 7.6.2 Strumentazione e attrezzatura utilizzata

La strumentazione utilizzata per lo studio è composta dai seguenti dispositivi:

- sistema di misurazione ed acquisizione formato da un georesistivimetro completo di unità di energizzazione ed un computer per la gestione automatica delle acquisizioni (apparecchiatura per tomografia elettrica Mod. Polares della PASI) che fornisce la corrente da immettere nel sottosuolo con una tensione in uscita di picco di  $\pm 700V$  ed una corrente variabile fra 5 e 2.000 mA.;
- n° 2MUX per la gestione automatica delle acquisizioni in cui gli elettrodi collegati all'unità di acquisizione ed energizzazione sono in grado di funzionare alternativamente come elettrodi di corrente e di potenziale;
- N° 2 cavi per 16 elettrodi cable A-B-M-N con connettore per MUX
- 32 elettrodi in acciaio inox



### 7.6.3 Elaborazione dei dati e software

L'elaborazione tomografica consiste, nella suddivisione dello spazio bidimensionale della sezione in celle secondo uno schema definito con riferimento alla distribuzione e alla dispersione dei dati. Per ognuna delle celle è calcolata la resistività apparente che soddisfi il complesso delle misure eseguite, su questo schema è applicato il metodo d'ottimizzazione dei minimi quadrati modificando il modello di partenza, in maniera iterativa in modo che si riduca la differenza tra i valori di resistività apparente calcolati e quelli effettivamente misurati.

Il grafico che ne deriva è una sezione bidimensionale in cui le zone ad uguale resistività sono raffigurate da aree caratterizzate dal medesimo colore. Le tinte blu rappresentano resistività basse, poi si passa a colori che vanno dal verde al giallo e infine al rosso che rappresenta litologie a resistività via via sempre più alte.

Le misure sperimentali sono state elaborate mediante uno specifico programma di interpretazione tomografica denominato "ZONDRES2D". Il programma d'interpretazione tomografica ZONDRES2D elabora un modello bidimensionale di resistività del sottosuolo che soddisfa i valori sperimentali acquisiti con le varie interdistanze dello stendimento.

Nell'area oggetto d'indagine, in data 25-26-27 gennaio 2021 sono stati realizzati n° 4 stendimenti di tomografia elettrica. L'ubicazione degli stendimenti è indicata nelle planimetrie delle Fig. 14.4, 14.6, 14.8, 14.10, mentre nella tabella di Figura 14.22 si riportano le principali caratteristiche geometriche.

N° stendimento	Aerogeneratore	N° picchetti/elettrodi	Interdistanza elettrodica [m]	Lunghezza totale [m]	Massima Profondità di indagine [m pc]
T1	WTG012	32	3,0	93,0	
T2	WTG006	32	3,0	93,0	
T3	WTG005	32	3,0	93,0	
T4	WTG001	32	3,0	93,0	

Fig. 14.22 – caratteristiche geometriche degli stendimenti di tomografia elettrica

#### 7.6.4 Risultati della sismica a rifrazione e tomografia elettrica

Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni di sismica a rifrazione e delle tomografie elettriche. Per ciascun sito indagato i dati sono rappresentati secondo il seguente schema: le sezioni di tomografia elettrica con le 3 geometrie di acquisizione (Wenner, Wenner-Schulmberger, Dipolo-Dipolo) e la sezione di sismica a rifrazione. Su ciascuna sezione si riportano i sismostrati caratterizzati da velocità crescenti e gli elettrostrati nonché le anomalie legate alla possibile presenza di zone maggiormente fratturate e/o cavità.

##### 7.6.4.1 WTG012 - Rifrazione R1 e Tomografia elettrica T1

La sezione di tomografia elettrica T1 mettono in luce la presenza di due anomalie molto ben definite in termini di elevata resistività tra le progressive 50 e 60 m e tra 75 e 85 m che si correlano molto bene con quelle individuate con la sismica a rifrazione. Una terza anomalia, meno importante si rileva nella parte sinistra della sezione anch'essa correlabile con la linea di fratturazione riconosciuta con la rifrazione. Come appena illustrato le due anomalie della porzione destra delle sezioni sono caratterizzate dalla contestuale presenza di una riduzione di velocità e incremento di resistività. Tale circostanza può essere legata o ad un peggioramento delle caratteristiche fisico meccaniche dell'ammasso roccioso (fratturazione) e/o alla presenza di cavità carsiche. Pertanto in fase esecutiva si consiglia di eseguire un'indagine geognostica di dettaglio tramite la realizzazione di indagini dirette e indirette.

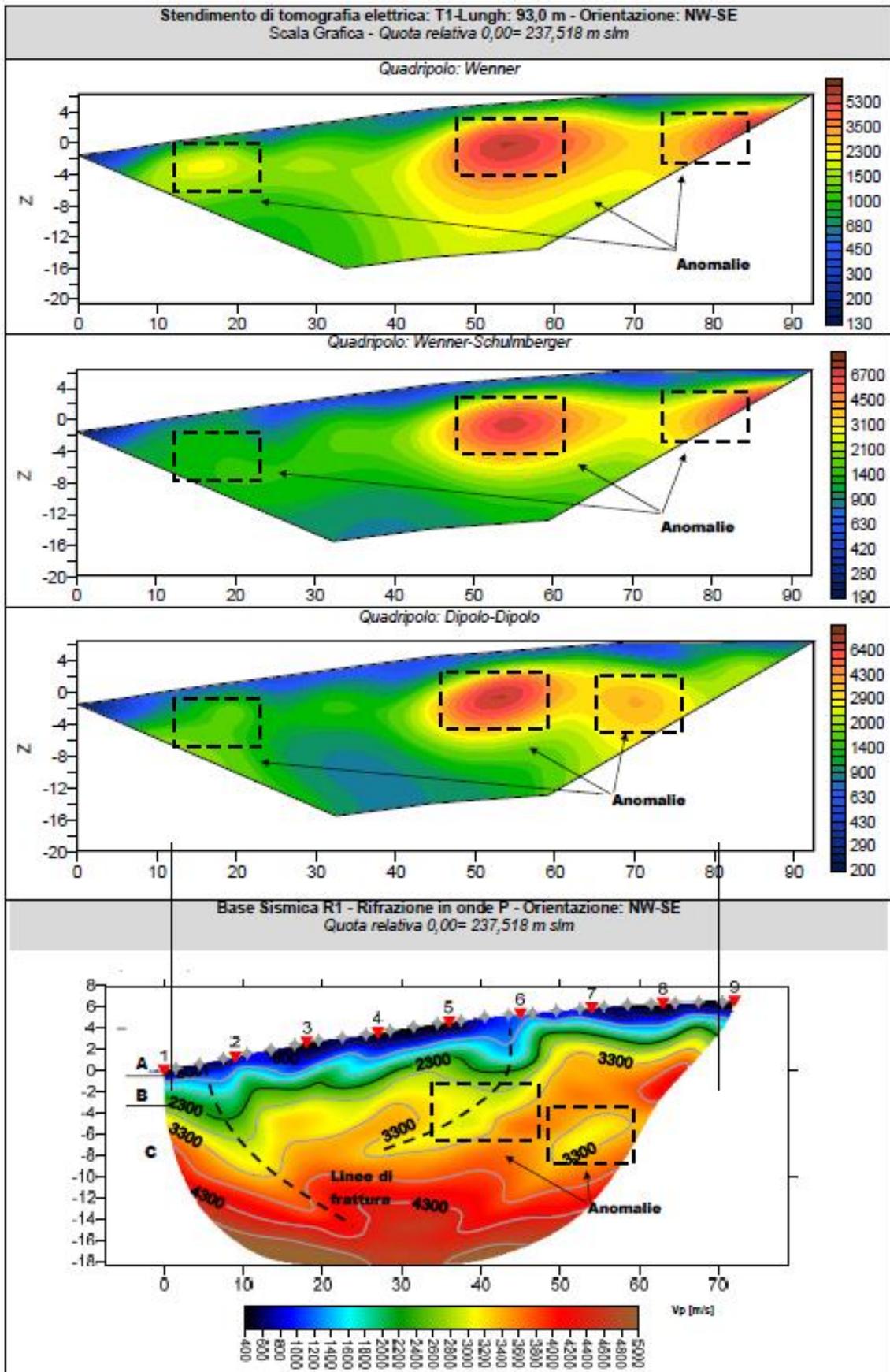
##### 7.6.4.2 WTG006 - Rifrazione R2 e Tomografia elettrica T2

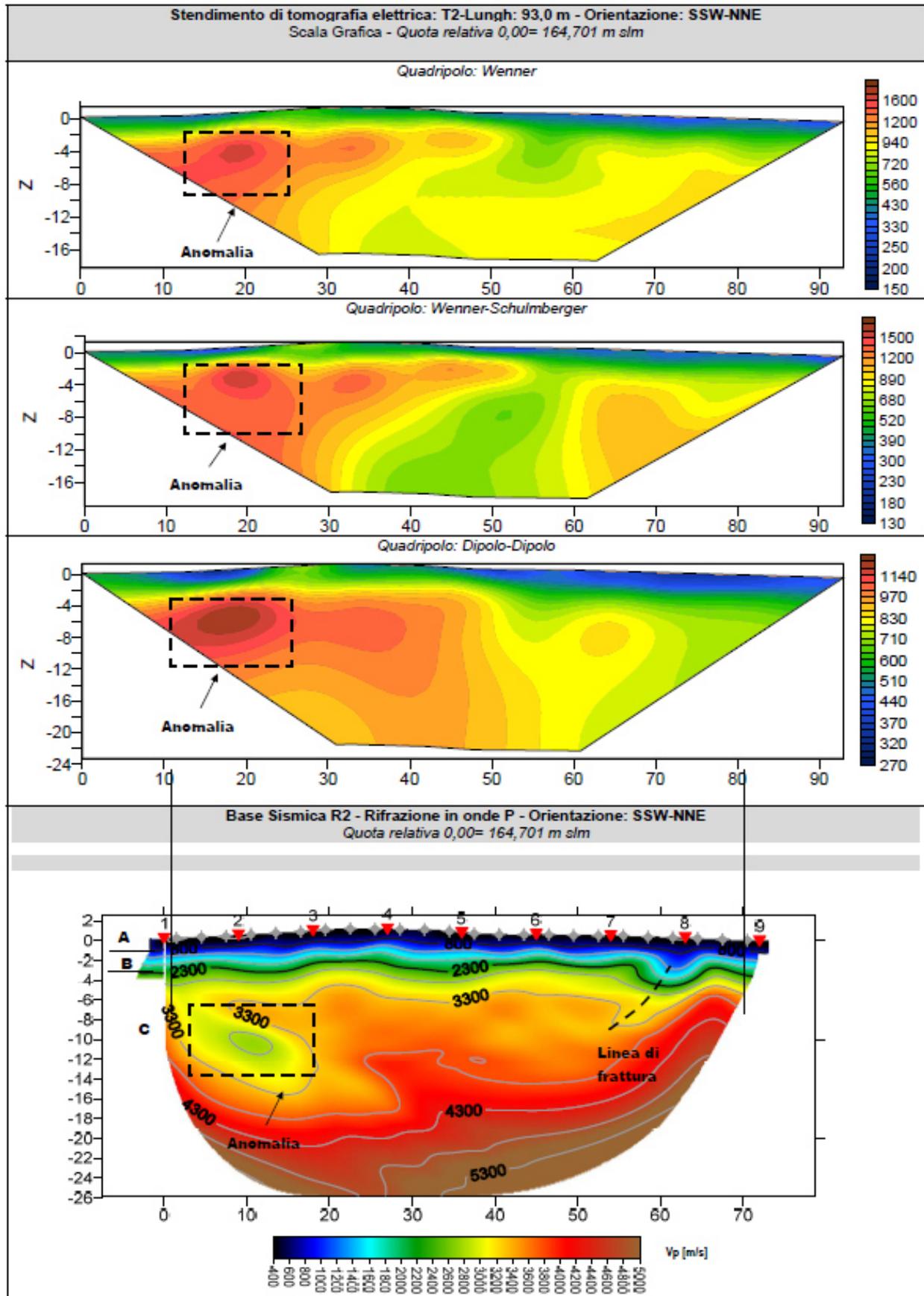
La sezione di tomografia elettrica T2 mette in luce la presenza di un'anomalia ben definita in termini di elevata resistività tra le progressive 10 e 25 m che si correla bene con quella individuata nella sismica a rifrazione.

---

Come illustrato in precedenza tale anomali può essere legata o ad un peggioramento delle caratteristiche fisico meccaniche dell'ammasso roccioso (fratturazione) e/o alla presenza di cavità carsiche.

Pertanto in fase esecutiva si consiglia di eseguire un'indagine geognostica di dettaglio tramite la realizzazione di indagini dirette e indirette.



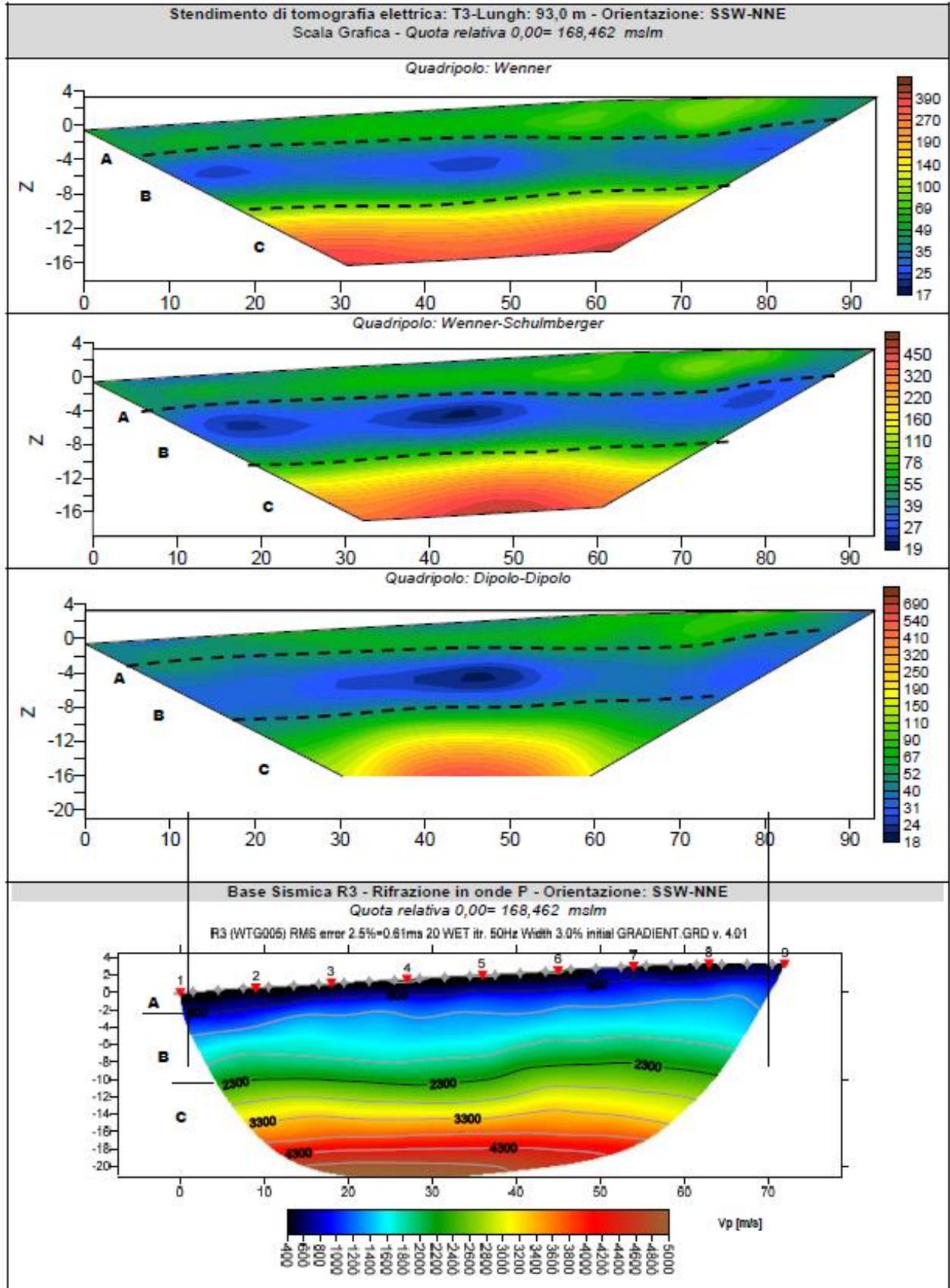


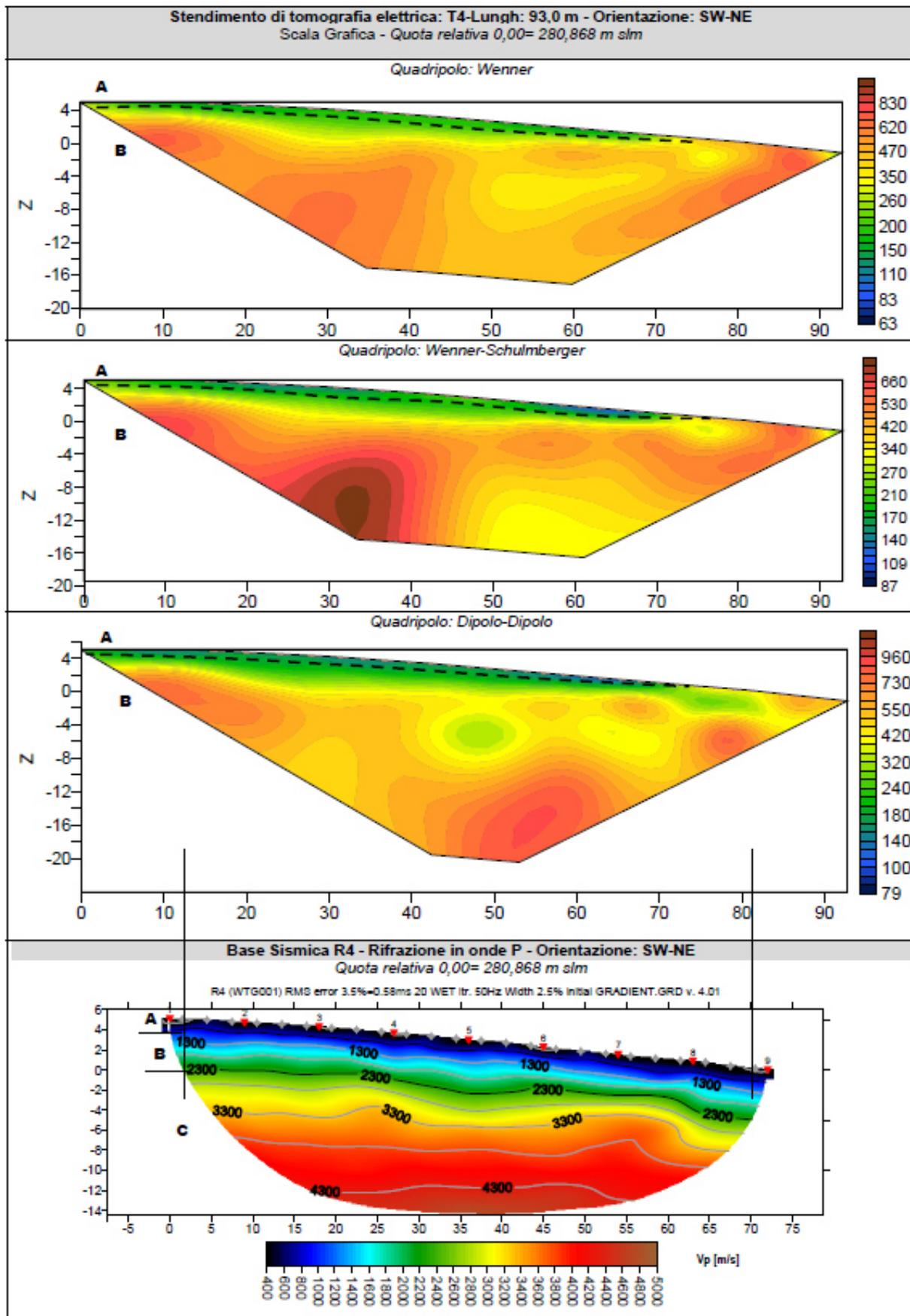
#### **7.6.4.3 WTG005 - Rifrazione R3 e Tomografia elettrica T3**

Dalla sezione di tomografia elettrica T3 è possibile distinguere 3 elettrostrati, il primo (A) ascrivibile alla unità delle terre di copertura, il secondo (B) correlabile con la presenza dell'ammasso roccioso fratturato probabilmente in presenza di falda idrica (v. bassi valori di resistività) e il terzo (C) legato alla presenza del bedrock. Non si rilevano anomalie correlabili a zone caratterizzate da maggiore fratturazione e/o presenza di cavità di origine carsica.

#### **7.6.4.4 WTG001- Rifrazione R4 e Tomografia elettrica T4**

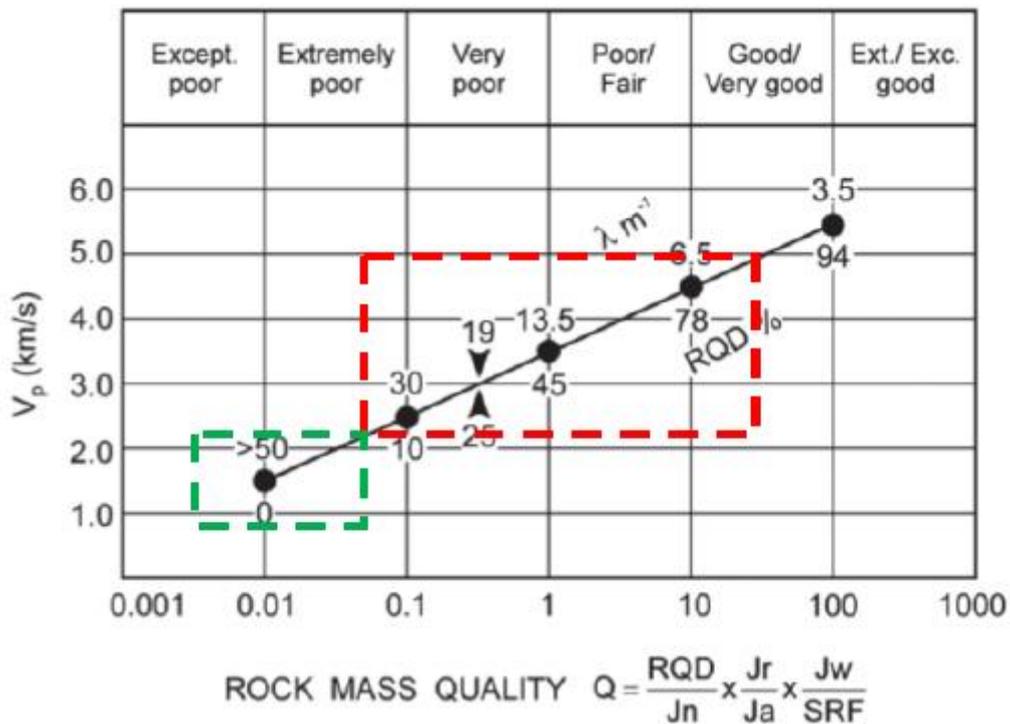
Dalla sezione di tomografia elettrica T4 è possibile distinguere 2 elettrostrati, il primo (A) ascrivibile alla unità delle terre di copertura, il secondo (B) correlabile con la presenza dell'ammasso roccioso. Non si rilevano anomalie correlabili a zone caratterizzate da maggiore fratturazione e/o presenza di cavità di origine carsica.





### 7.7 Indicazioni per la determinazione di parametri geomeccanici

Le prospezioni geofisiche possono essere utilizzate in situazioni molto complesse quali gli ammassi metamorfici molto fratturati o in assenza di indagini dirette (v. sondaggi geognostici) per la definizione spaziale di alcuni elementi degli ammassi rocciosi (fratture, RQD, etc). Tra questi quello che potrebbe essere impiegato nel contesto in esame, è quello di N. Barton (2002) – che ha cercato di correlare, attraverso relazioni empiriche, le velocità delle onde P con la qualità della roccia Q e quest’ultima con una serie di parametri meccanici. Il grafico mostra la correlazione tra Vp con RQD e λ (fratture per metro) e il relativo indice di qualità dell’ammasso roccioso di Barton (Q).



Sulla base dei litotipi individuati dai sondaggi si può applicare la correlazione ai sismostrati B e C. Il rettangolo verde indica il settore del sismostrato B, con un RQD compreso tra 0 e 7, un numero di fratture per metro che varia tra 50 e 35 e un indice di qualità Q tra 0,01 e 0,03 (ammasso roccioso estremamente scadente); il rettangolo rosso rappresenta il sismostrato C che ha valori di RQD compresi tra 7 e 60, un numero di fratture per metro compreso tra 35 e 9,0 e un valore dell'indice Q tra 0,03 e 5 (ammasso roccioso da estremamente scadente a scadente/discreto).

Da quanto sopra le 3 unità sismostratigrafiche possono essere classificate come segue:

Sismostrati	Vp (m/s)	RQD (%)	$\lambda$ (1/m)	Q
B: Unità delle rocce fratturate (rippabili)	800-2300	0-7	50-35	0.01-0.03
C: Unità delle rocce da poco fratturate a sane (non rippabili)	2300-5000	7-85	35-5	0.03-30

L'indice Q può essere correlato all'indice RMR della classificazione di Bieniawski con la relazione:  $RMR=9\ln Q+44$ .

### 7.8 Considerazioni sull'assetto geostrutturale degli ammassi rocciosi

La prospezione geofisica attraverso l'impiego delle tecniche MASW, sismica a rifrazione in onde P e tomografica elettrica ha permesso di ricostruire con un buon grado di precisione l'assetto lito-stratigrafico dell'area in esame e dedurre le caratteristiche sismiche. Lungo la verticale indagata si evince la presenza di sismostrati con velocità Vp e Vs in genere crescente con la profondità con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi.

Per quanto riguarda le MASW, lungo gli stendimenti si evince la presenza di sismostrati con velocità Vs crescente con la profondità sino ad incontrare il bed rock con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi. La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per i differenti siti di indagine, che si ricorda sarà anche funzione del piano di posa delle fondazioni è riportata nel seguente schema riassuntivo:

Sigla Stendimento	Profondità substrato [m]	V <sub>seq</sub> [m/s]	Categoria sottosuolo (NTC2018)
M1	1,0	>800	A
M2	1,0	>800	A
M3	6,3	425	B
M4	1,0	>800	A

I dati derivati dalla MASW messi in correlazione con dei dati presenti in bibliografia hanno permesso di determinare i parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni e per correlazione ottenere una preliminare definizione dei parametri di resistenza al taglio.

L'elaborazione dei dati di sismica a rifrazione e di tomografia elettrica ha permesso di ricostruire l'assetto sismostratigrafico dei terreni. Nei precedenti paragrafi si illustrano i differenti sismostrati individuati rippabilità si evidenzia che a partire da profondità comprese tra 4 e 5 m dal p.c. per R1, R2 e R4 e sino a 11-12 dal p.c. per R3 i terreni risultano non rippabili. In particolare come si osserva anche dalla tabella dei dati MASW e dalle

sezioni di sismica a rifrazione il bed rock si incontrerà a profondità maggiori lungo lo stendimento sismico R3/M3.

L'impiego congiunto della tecnica della tomografia elettrica lungo il medesimo allineamento della sismica a rifrazione ha permesso di identificare negli stendimenti T1/R1 e T2/R2 delle anomalie in termini di "elevati valori di resistività" e "inversione di velocità Vp" riconducibili alla presenza di settori caratterizzati da maggiore fratturazione e/o presenza di cavità di origine carsica. Pertanto in fase esecutiva si consiglia di eseguire un'indagine geognostica di dettaglio tramite la realizzazione di indagini dirette e indirette.

Le prospezioni geofisiche in rifrazione sono state utilizzate anche per la definizione spaziale di alcuni elementi degli ammassi rocciosi (fratture, RQD, etc) e per la definizione per l'indice di qualità di Barton Q: si tratta chiaramente di correlazioni da impiegare con le dovute approssimazioni ma comunque utili in determinate situazioni nelle quali dai sondaggi è difficile ottenere dei parametri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

## 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.

Sulla base di tale classificazione, il cui criterio di rottura è definito dalla relazione seguente:

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

dove:

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

$mb$  = costante d'ammasso

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

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

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

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

- *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 ( $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ ) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio, ma in assenza delle suddette, è possibile fare riferimento alla tabella 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 8. 1: Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

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.

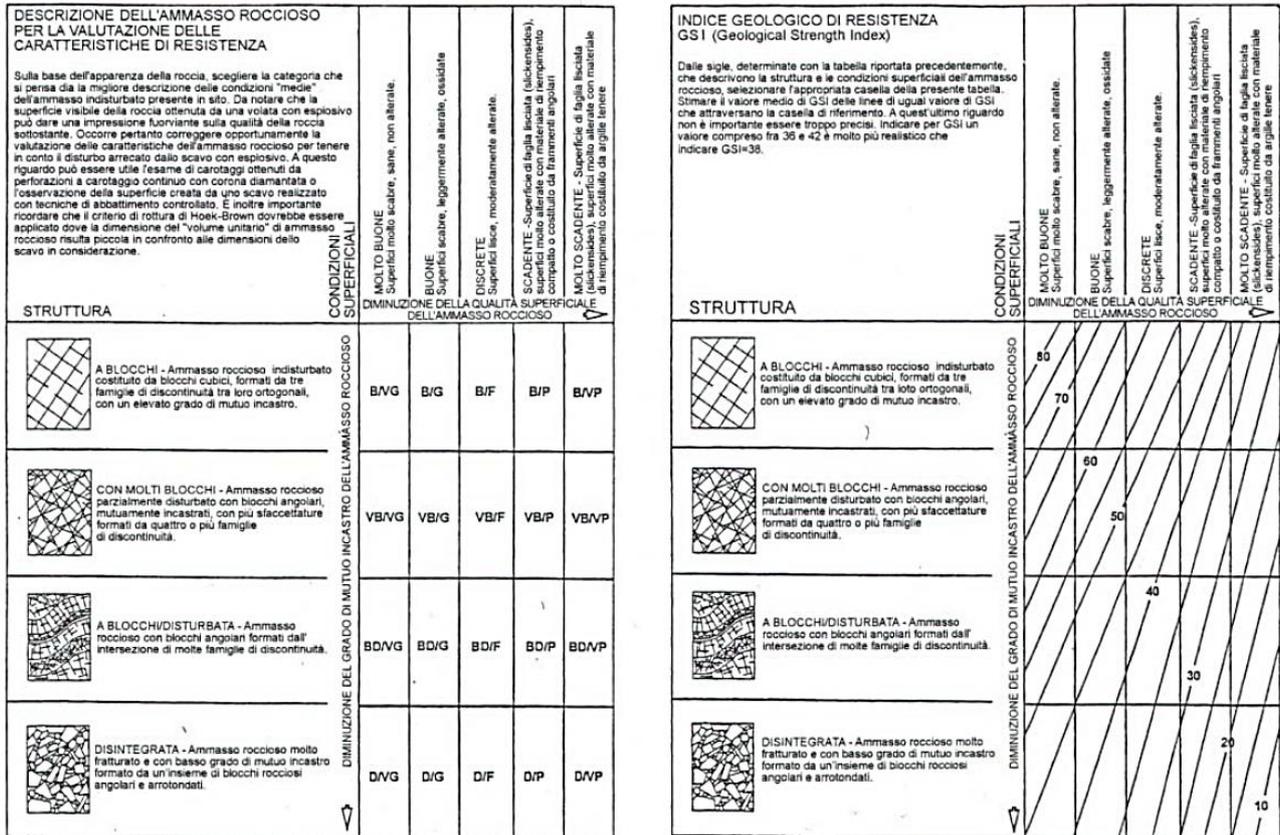


Figura 8. 2: Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

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		Norite 22				
		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)		
Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m, sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza						

Figura 8. 3: Valori della costante mi 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 la formazione presente, ovvero la Monte Nurra Fm.

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

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

Figura 8. 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:

Monte Nurra Fm (Litotipo A-B-C)

Standard ISRM = R5 Un campione richiede molti colpi di martello per essere fratturato

RQD =50%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,5 m

- Persistenza (continuità) del giunto = 1,5 m
- Apertura del giunto = 1 - 10 mm
- Giunto – rugoso (JRC medio= 8)
- Pareti - non alterate/alterate
- Riempimento - Sciolto 1 mm ; Assente 1-5mm
- Roccia – asciutta

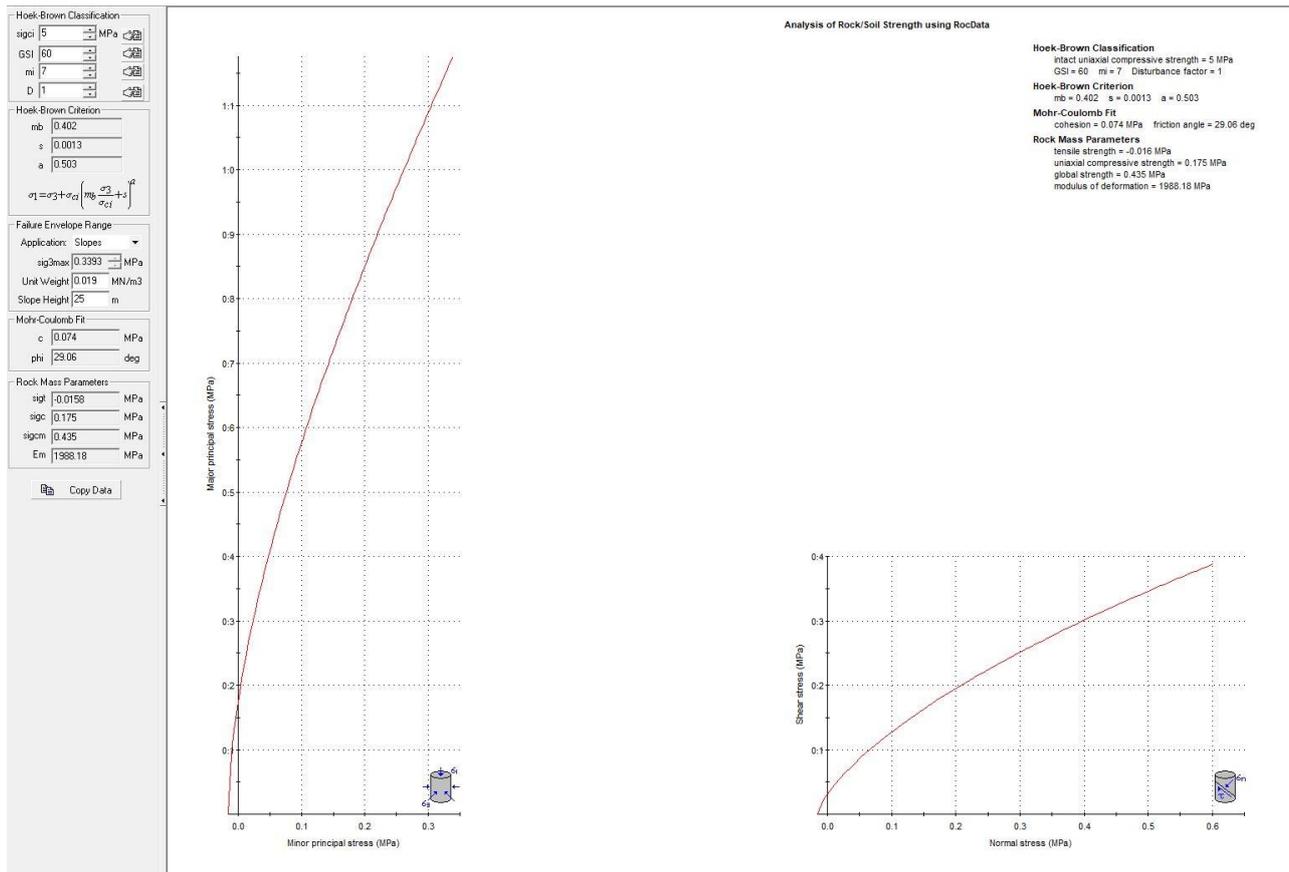


Figura 8.5-Parametri ammasso roccioso LitotipoA da Rocdata

**Hoek-Brown Classification**  
 sigci 5 MPa  
 GSI 60 mi 7  
 D 1

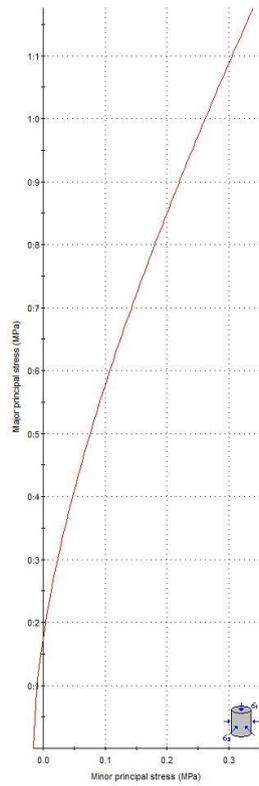
**Hoek-Brown Criterion**  
 mb 0.402  
 s 0.0013  
 a 0.503  
 $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$

**Failure Envelope Range**  
 Application: Slopes  
 sig3max 0.3393 MPa  
 Unit Weight 0.019 MN/m3  
 Slope Height 25 m

**Mohr-Coulomb Fit**  
 c 0.074 MPa  
 phi 29.06 deg

**Rock Mass Parameters**  
 sigt -0.0158 MPa  
 sigc 0.175 MPa  
 sigcm 0.435 MPa  
 Em 1988.18 MPa

Copy Data



Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 5 MPa  
 GSI = 60 mi = 7 Disturbance factor = 1

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.402 s = 0.0013 a = 0.503

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.074 MPa friction angle = 29.06 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.016 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.175 MPa  
 global strength = 0.435 MPa  
 modulus of deformation = 1988.18 MPa

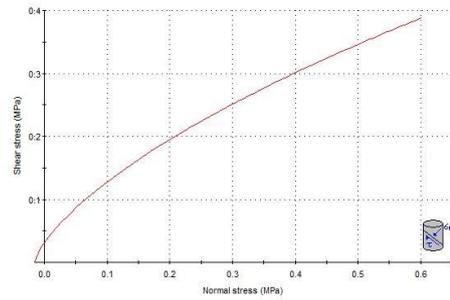


Figura 8.6-Parametri ammasso roccioso LitotipoB da Rocdata

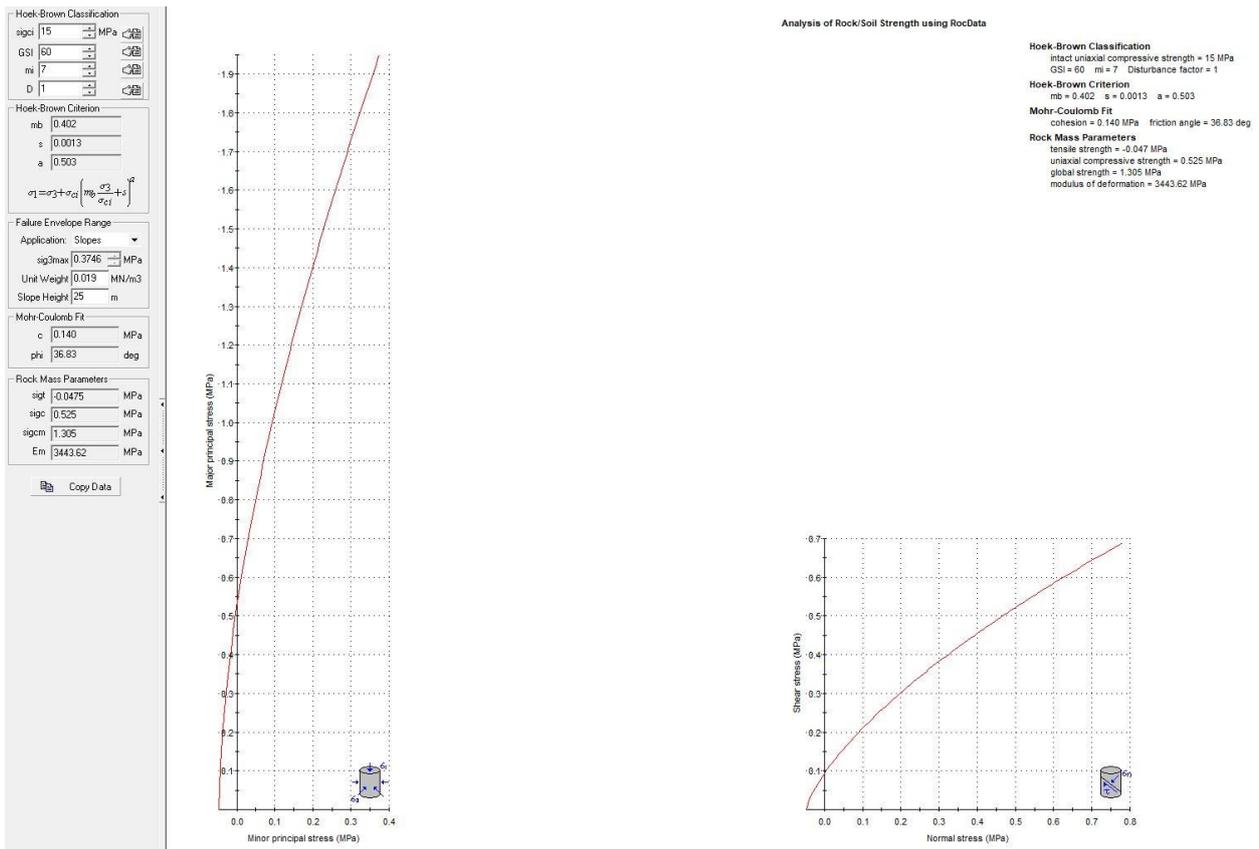


Figura 8.7-Parametri ammasso roccioso LitotipoC da Rocdata

Monte Nurra Fm (Litotipo B1-C1)

Standard ISRM = R5 Un campione richiede molti colpi di martello per essere fratturato

RQD =50%

Spaziatura delle discontinuità (s)=0,3 m

Persistenza (continuità) del giunto = 1,5 m

Apertura del giunto = 1mm - 20 mm

Giunto – rugoso (JRC medio=8)

Pareti - non alterate/alterate

Riempimento - sciolto > 5 mm – assente >2mm

Roccia – asciutta

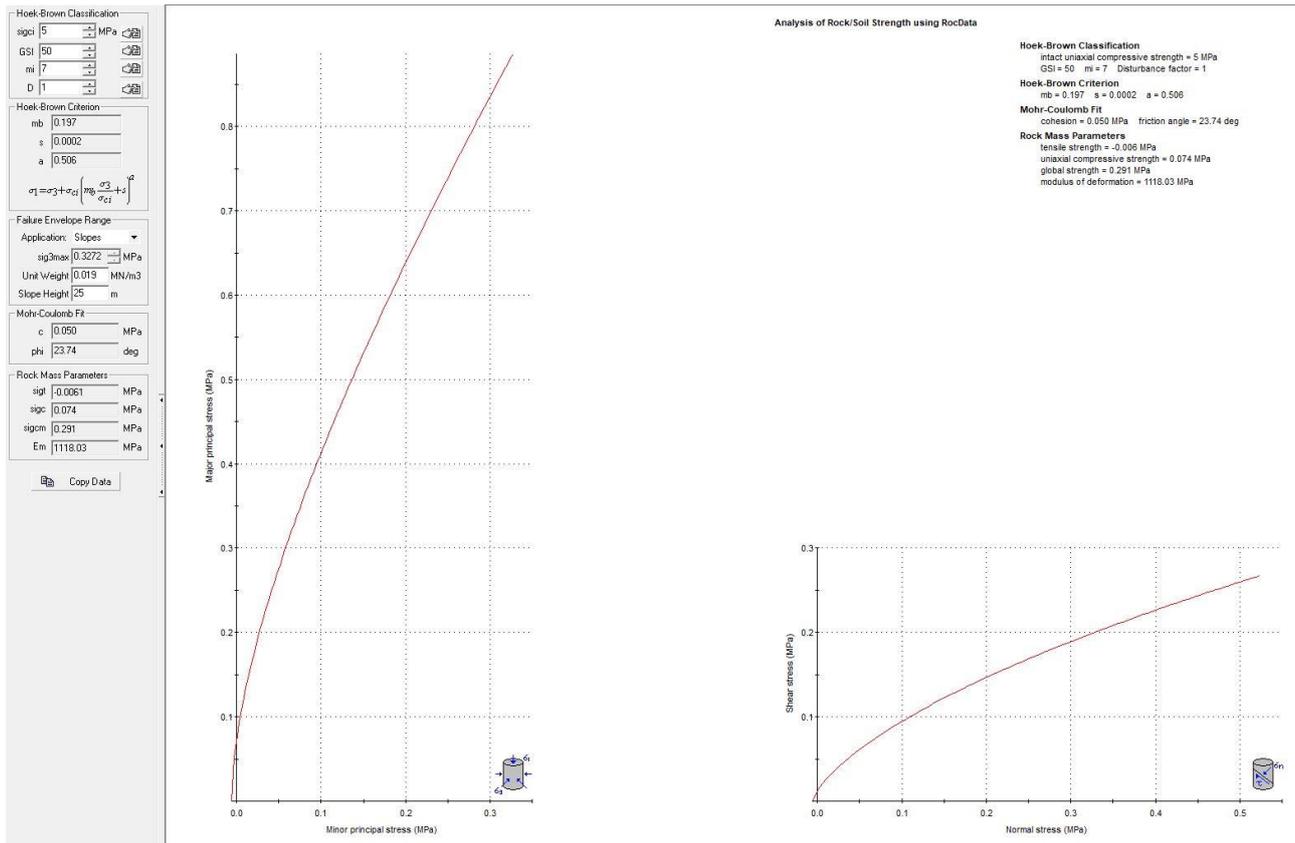


Figura 8.8 -Parametri ammasso roccioso LitotipoB1 da Rocdata

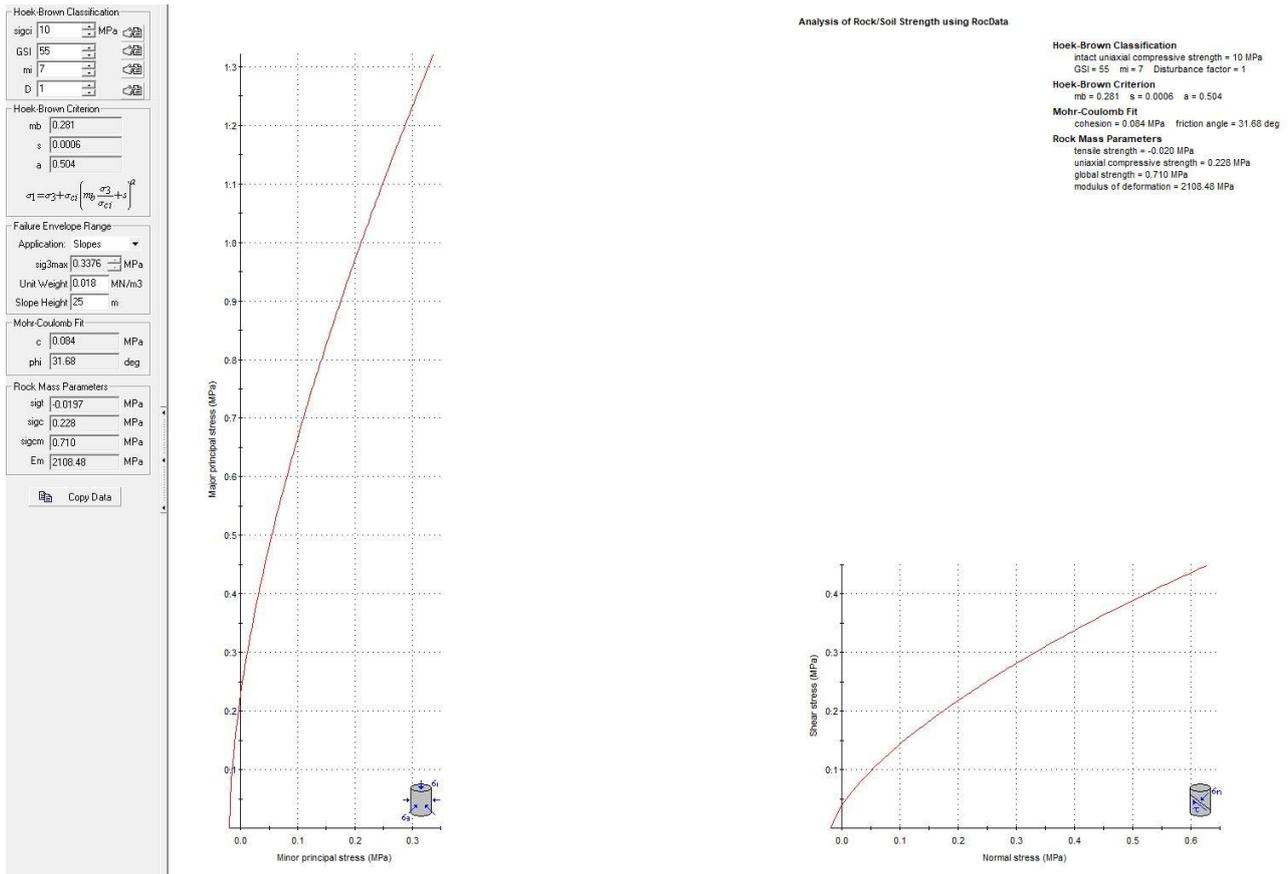


Figura 8.9-Parametri ammasso roccioso LitotipoC1 da Rocdata

## 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, in relazione soprattutto alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare ribaltamenti di blocchi e scivolamenti di cunei deconfinati, 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.

- L'esclusione della possibile presenza di cavità carsiche nel sottosuolo verrà verificata mediante l'esecuzione di prospezioni geofisiche utilizzando la metodologia della tomografia elettrica in corrispondenza di ogni turbina coadiuvata dall'esecuzione di sondaggi diretti.

L'analisi ha permesso di fatto di definire il modello geologico del sito che viene di seguito riassunto. In particolare, in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sono stati individuati nr.2 modelli geologici rappresentativi descritti di seguito:

**Modello Geologico 01:** In generale si è riscontrato lungo tutti gli stendimenti la presenza di una zona oggetto di intensa fratturazione o eventuale presenza di fenomenologia legata a carsismo (da verificare con indagini dirette) fino a una profondità che arriva a circa 4-5m da piano campagna. Oltre questa profondità l'ammasso roccioso migliora notevolmente le proprie caratteristiche geotecniche come evidenziato dall'aumento progressivo delle velocità delle onde sismiche.

**Modello Geologico 02:** lo spessore della fascia interessata da intensa fratturazione si propaga fino ad una profondità di circa 11-12m, oltre la quale l'ammasso roccioso migliora le proprie caratteristiche geotecniche. In prossimità della WTG011 passa una faglia certa con giacitura verso SW la cui prosecuzione si rinviene in corrispondenza della WTG005 (visibile per presenza di caratteri geomorfologici in superficie e confermata dall'assetto del sottosuolo mediante indagini geofisica). La zona prossima al passaggio di una faglia è generalmente affetta da una intensa fratturazione, ciò giustifica e conferma la presenza di fratturazione fino a 11m-12m nella WTG005. Per analogia pertanto si assume quindi che anche la WTG011 abbia lo stesso comportamento.

Analogo discorso è stato fatto per la WTG009 nei pressi della quale si trova un'altra lineazione tettonica parallela alla precedente che si prolunga fino alla WTG003. Pertanto si assume come Modello Geologico di riferimento il Mod.02 per le WTG009 e WTG003.

### 8.2.1 Modello Geologico 01 e Modello Geologico 02 - Dolomie e calcari bioclastici.

In seguito all'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e mediante l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici dell'ammasso roccioso sono stati ottenuti i seguenti valori caratterizzanti le formazioni geologiche incontrate:

Sito		<b>Sa Correda - MODELLO GEOLOGICO 01</b> (WTG001-WTG002 - WTG006 - WTG007 - WTG008- WTG012- WTG013- WTG014)			
<b>Dati Parametri Resistenza</b>					
Tipo di Terreno		Litotipo A	Litotipo B	Litotipo C	
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1900	2000	2100	
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2000	2100	
Angolo di attrito interno	[°]	25	29,06	36,83	
Coesione	[kg/cm <sup>q</sup> ]	0	0.75	0.47	
<b>Dati Parametri Deformabilità</b>					
Modulo elastico	[kg/cm <sup>q</sup> ]	13970	50271	124709	
Coefficiente di Poisson	[ ]	0,33	0.33	0.33	
Modulo di taglio (G)	[kg/cm <sup>q</sup> ]	5200	18558	46396	
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	518	955	1460	

Sito		<b>Sa Correda - MODELLO GEOLOGICO 02</b> (WTG003-WTG004 - WTG005 - WTG009 - WTG010- WTG011)			
<b>Dati Parametri Resistenza</b>					
Tipo di Terreno		Litotipo B1	Litotipo C1		
Descrizione					
Peso di volume	[kg/mc]	1800	2000		
Peso di volume saturo	[kg/mc]	1900	2000		
Angolo di attrito interno	[°]	24.10	31.68		
Coesione	[kg/cm <sup>q</sup> ]	0.49	0.84		
<b>Dati Parametri Deformabilità</b>					
Modulo elastico	[kg/cm <sup>q</sup> ]	17998	61702		
Coefficiente di Poisson	[ ]	0.33	0.33		
Modulo di taglio (G)	[kg/cm <sup>q</sup> ]	6699	23096		
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	590	1065		

Si sottolinea che i parametri geotecnici individuati sono derivati da indagine geofisica realizzata su 4 turbine e pertanto rappresentativa ma non di dettaglio delle condizioni geostrutturali dell'ammasso roccioso e da formulazioni empiriche pertanto tale modellazione, come l'esistenza o meno di cavità carsiche, dovrà essere verificata e validata per ogni singola WTG in fase di progettazione esecutiva.

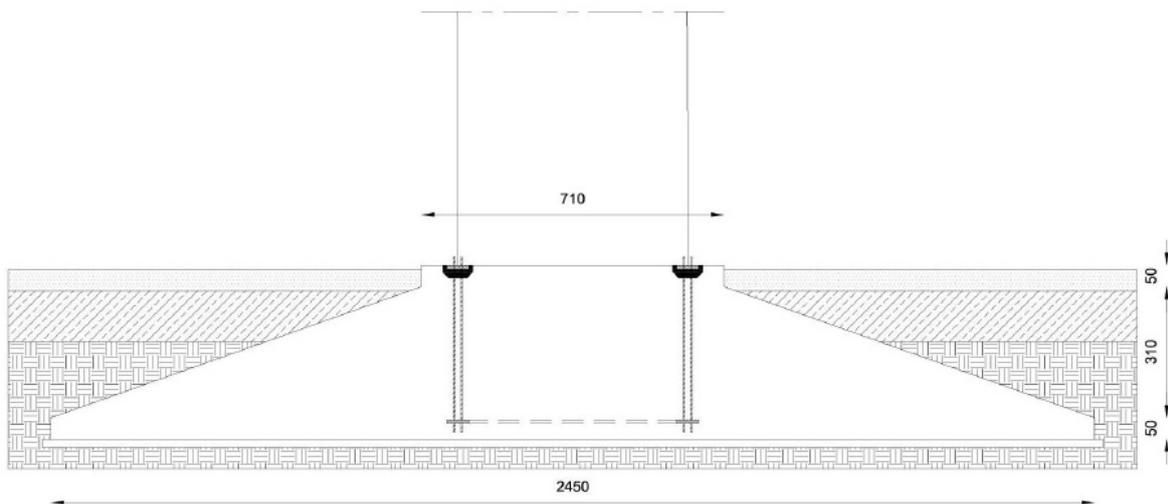
## 9 Descrizione dell'opera di fondazione degli aerogeneratori

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

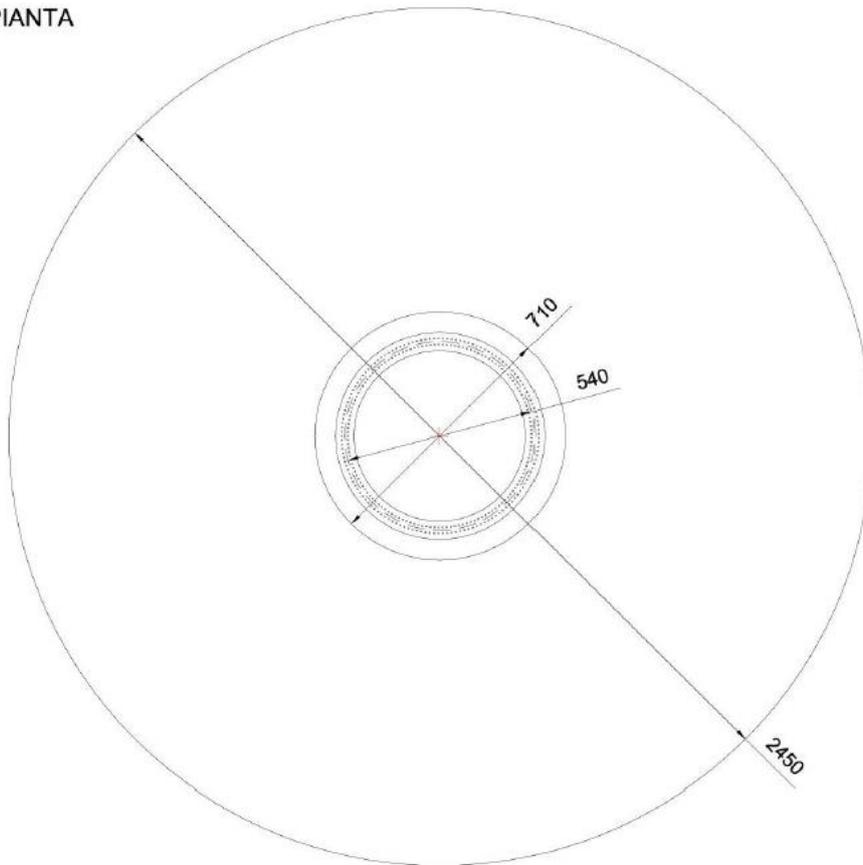
In questa fase si prevede la realizzazione di opere di fondazione di tipo diretto costituite da un plinto con forma tronco-conica, circolare in pianta con diametro massimo pari a 24,50 metri, ed una sezione trapezia avente altezza minima al bordo esterno pari a 0,50 metri, altezza di 3,60 metri nel profilo 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 MODELLO GEOLOGICO 01 E 02 D.24.50



## PIANTA



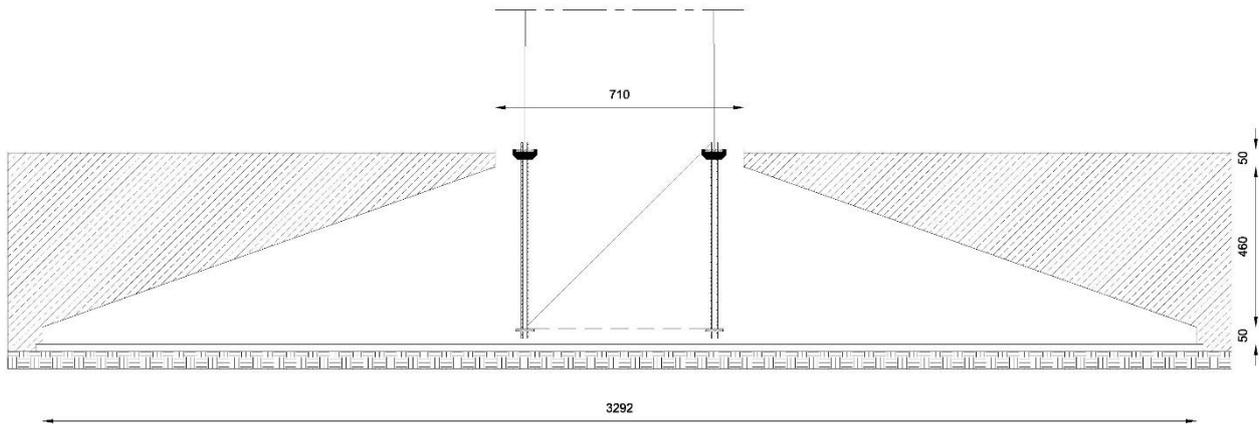
La presenza evidenziata dalle indagini geofisiche, di una anomalia di resistività estesa per i primi 11-12m da piano campagna, interpretata come fascia di intensa fratturazione e/o presenza di cavità carsiche peraltro presenti nell'area di studio e registrati al Catasto Speleologico Regionale, ha reso necessario individuare come possibile alternativa all'opera di fondazione descritta l'adozione di un plinto di fondazione a dimensioni maggiorate al fine di valutarne il comportamento per le condizioni descritte con il modello geologico 02 che ha evidenziato, come detto, la potenza del primo strato, molto fratturato, in circa 12 m e la possibile presenza di cavità carsiche.

Per tener conto di questa realtà e della limitata estensione delle indagini, in questa fase si adotterà in ipotesi un'opera di fondazione di tipo diretto costituita da un plinto con forma tronco-conica, circolare in pianta con diametro massimo pari a 32,92, metri, ed una sezione trapezia avente altezza minima al bordo esterno pari a 0,50 metri, altezza di 5,10 metri nel profilo della connessione della parte tronco-conica con il colletto centrale dove raggiunge i 5,60 metri altezza.

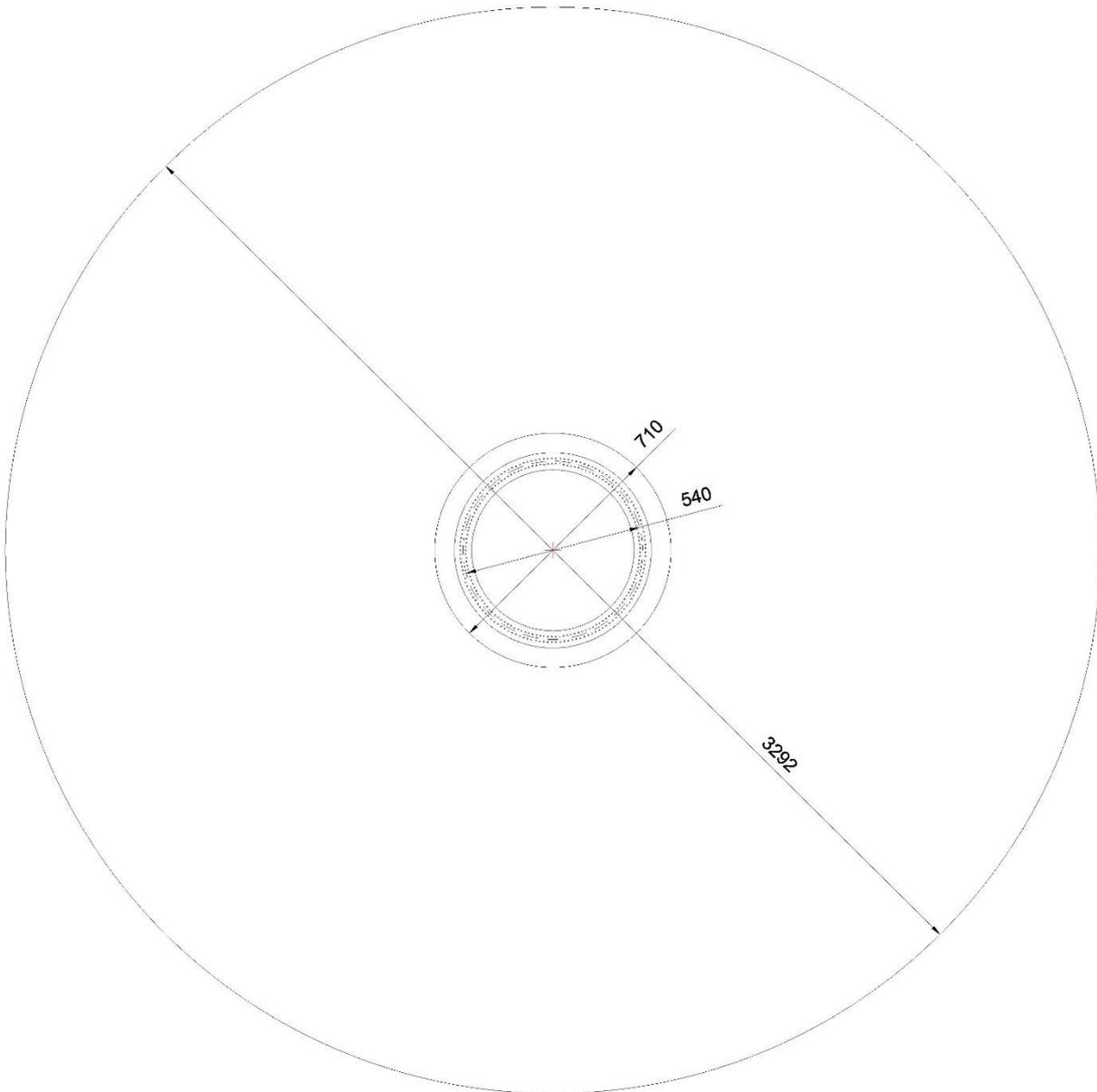
Il profilo superiore del plinto emerge di 10 centimetri rispetto al piano di ricoprimento finale.

La maggiore dimensione in pianta dell'opera fondale è stata prevista nel caso in cui, in fase esecutiva, si evidenziassero condizioni più critiche di quelle rilevate e che potrebbero richiedere minori pressioni sul terreno specialmente in presenza di cavità carsiche o di una diversa stratigrafia. Rispetto al plinto da 24,50 m di diametro, questa soluzione ha una superficie d'impronta maggiore di circa 80%, comportando una riduzione delle pressioni prossima al 45 %.

**SEZIONE MODELLO GEOLOGICO 02 D.32,92 m.**



## PIANTA MODELLO GEOLOGICO 02 D.32,92 m.



### 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  $\gamma_F$  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  $\psi_{ij}$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 presolleccitati, 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  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	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.

## Verifiche di sicurezza (§6.4.2)

### Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§6.4.2.1)

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  $g_R$  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  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Modelli geotecnici di riferimento per le verifiche**

STRATIGRAFIA MODELLO GEOLOGICO 01 PORTO TORRES (SS): PLINTO 12			
	Colonna 1	Colonna 2	Colonna 3
Terreno	Z 1 (m)	Z 2 (m)	Z 3 (m)
S0	4,10	-	-
S1	2,92	-	-
S2	>21,00	-	-

STRATIGRAFIA MODELLO GEOLOGICO 02 PORTO TORRES (SS): PLINTO 4			
	Colonna 1	Colonna 2	Colonna 3
Terreno	Z 1 (m)	Z 2 (m)	Z 3 (m)
S0	4,10	-	-
S1	10,20	-	-
S2	>9,00	-	-

MODELLO GEOLOGICO 01				
SITO		PORTO TORRES - MOD 01		
TIPO DI TERRENO		S0 - Terreno di riporto	S2 - Terreno molto fratturato / carsismo	S3 - Roccia fratturata / sana
DESCRIZIONE				
Peso di volume	[kN/mc]	17,652	19,614	20,594
Peso di volume saturo	[kN/mc]	19,614	19,614	20,594
Angolo di attrito interno	[°]	25,00	29,06	36,83
<b>Dati Parametri Resistenza</b>				
Coesione	[kPa]	0,00	73,55	46,09
<b>Dati Parametri Deformabilità</b>				
Modulo elastico	[kPa]	96.989	4.929.901	12.229.775
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kPa]	36.462	1.819.918	4.549.893
Velocità onde di taglio	[m/sec]	450	955	1.460

MODELLO GEOLOGICO 02				
SITO		PORTO TORRES - MOD 02		
TIPO DI TERRENO		S0 - Terreno di riporto	S1 - Terreno molto fratturato / carsismo	S2 - Roccia fratturata / sana
DESCRIZIONE				
Peso di volume	[kN/mc]	17,652	17,652	19,614
Peso di volume saturo	[kN/mc]	19,614	18,633	19,614
Angolo di attrito interno	[°]	25,00	24,10	31,68
<b>Dati Parametri Resistenza</b>				
Coesione	[kPa]	0,00	48,05	82,38
<b>Dati Parametri Deformabilità</b>				
Modulo elastico	[kPa]	96.989	1.765.001	6.050.899
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[kPa]	36.462	656.947	2.264.944
Velocità onde di taglio	[m/sec]	450	590	1.065

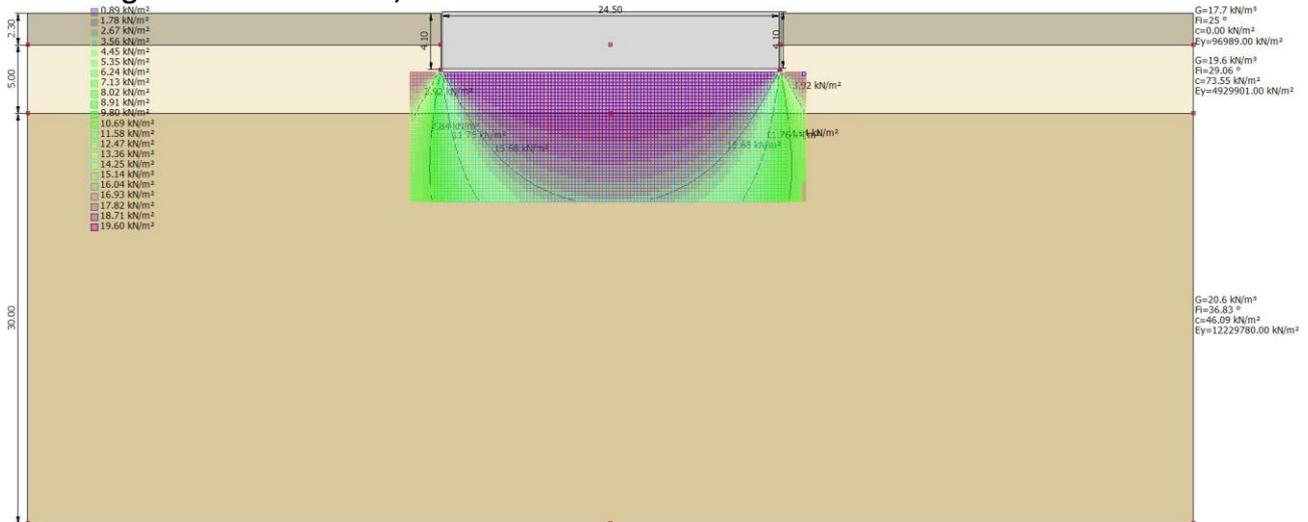
**Figura 2 - Modelli geotecnici di riferimento**

Le verifiche sono state eseguite sui due modelli geotecnici utilizzati per il predimensionamento della fondazione. È stato utilizzato il software Loadcap 2021 della GEOSTRU. La fondazione è stata schematizzata come una piastra circolare dello spessore pari all'altezza delle due fondazioni proposte, in quanto il programma non permette l'inserimento di plinto circolare a sezione tronco-conica, con un leggero surplus di carico dovuto al differente peso tra c.a. e terreno di riporto.

In tutte le casistiche analizzate la fondazione proposta risulta verificata. Si riporta di seguito la sintesi delle analisi effettuate e si rimanda all'Allegato 1 - Relazione di calcolo allegata alla presente per le specifiche di ogni caso analizzato.

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.

**Modello geotecnico 01 – D.24,50m**



**DATI GENERALI**

=====

Normativa	NTC 2018
Diametro della fondazione	24.5 m
Profondità piano di posa	4.1 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

=====

**SISMA**

=====

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

=====

**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:	A
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
2.3	17.65	19.61	25.0	0.0	0.0	96989.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
5.0	19.61	19.61	29.06	73.55	0.0	4929901.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	20.59	20.59	36.83	46.09	0.0	1222978.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

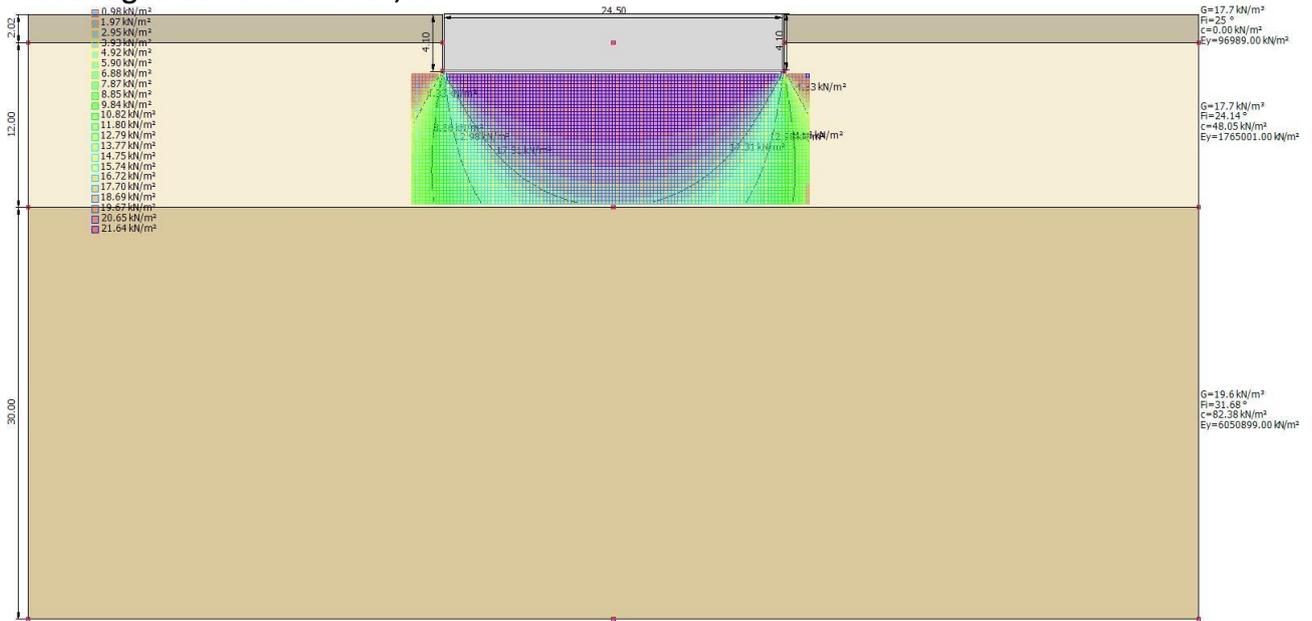
**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
2	A2+M2+R2	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
3	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

**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	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

**Modello geotecnico 02 – D.24,50**



**DATI GENERALI**

=====  
 Normativa NTC 2018  
 Diametro della fondazione 24.5 m  
 Profondità piano di posa 4.1 m  
 Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m  
 =====

**SISMA**

=====  
 Accelerazione massima (amax/g) 0.031  
 Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0063  
 =====

**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: A

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
<b>S.L.C.</b>	<b>0.693</b>	<b>0.2</b>	<b>0.0141</b>	<b>0.0071</b>

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesion e [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesion e non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid azione seconda ria	Descrizi one
2.02	17.65	19.61	25.0	0.0	0.0	96989.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
12.0	17.65	18.63	24.14	48.05	0.0	176500 1.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	19.61	19.61	31.68	82.38	0.0	605089 9.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

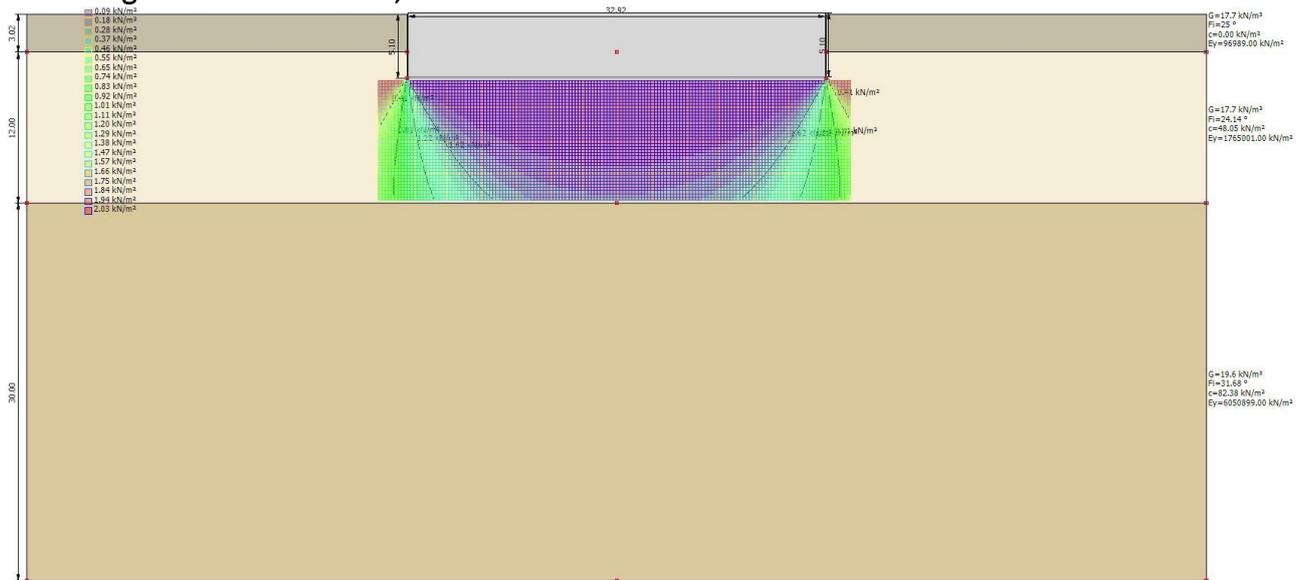
Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
2	A2+M2+R2	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
3	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
---	--------	------	------	------	------	------	------	----------

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. Ca capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

Modello geotecnico 02 – D.32,92m



DATI GENERALI

=====  
 Normativa NTC 2018  
 Diametro della fondazione 32.92 m  
 Profondità piano di posa 5.1 m  
 Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m  
 =====

SISMA

=====

Accelerazione massima ( $a_{max}/g$ ) 0.031  
 Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0063

=====

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: A  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

#### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo	Angolo di attrito [°]	Coesion e [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesion e non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria	Coeff. consolid azione	Descrizi one

		[kN/m <sup>3</sup> ]							[cmq/s]	seconda	
3.02	17.65	19.61	25.0	0.0	0.0	96989.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
12.0	17.65	18.63	24.14	48.05	0.0	176500 1.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	19.61	19.61	31.68	82.38	0.0	605089 9.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
2	A2+M2+R2	100.00	8518.00	10542.98	248324.90	1899.37	-30.20	Progetto
3	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## 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.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

**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.

## Fronti di scavo (§6.8.6)

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 S1 e S2 si hanno da localmente scarse a medie proprietà di autosostegno. 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.**

## 12 Considerazioni conclusive

Lo studio ha evidenziato che le aree direttamente interessate dallo sviluppo degli aerogeneratori sono delle superfici pianeggianti e subpianeggianti, in cui affiorano le coperture carbonatiche del mesozoico, fratturate nelle porzioni più superficiali e localmente ricoperte da un debole strato pedogenizzato.

L'areale su cui andrà posizionata la sottostazione in progetto è caratterizzato esclusivamente da rocce carbonatiche mesozoiche, 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:

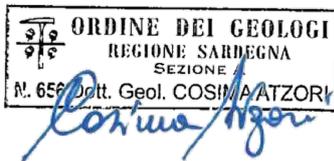
- Identificare **n.02 modelli geotecnici rappresentativi** dei siti di imposta degli aerogeneratori;
- Ricavare i **parametri geotecnici** della formazione interessata;
- Valutare con buona approssimazione la **circolazione idrica sotterranea nel volume significativo di terreno;**
- Valutare qualitativamente 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 della formazione, 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 – Relazione di calcolo

## Allegato 1 – Relazione di calcolo

### 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 6.2.1 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $g_R$  del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.1.

**Tab. 6.2.1** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $g_F$ ( $og_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$g_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$g_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$g_{Qi}$	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 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $g_{G1}$

**Tab. 6.4.1** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 ( $C_d$ ), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- $E_d$ , valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- $C_d$ , 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  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  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  $g_R$  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  $g_R$  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  $g_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

**Tab. 7.11.II -** Coefficienti parziali  $g_R$  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 TERRENI**

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

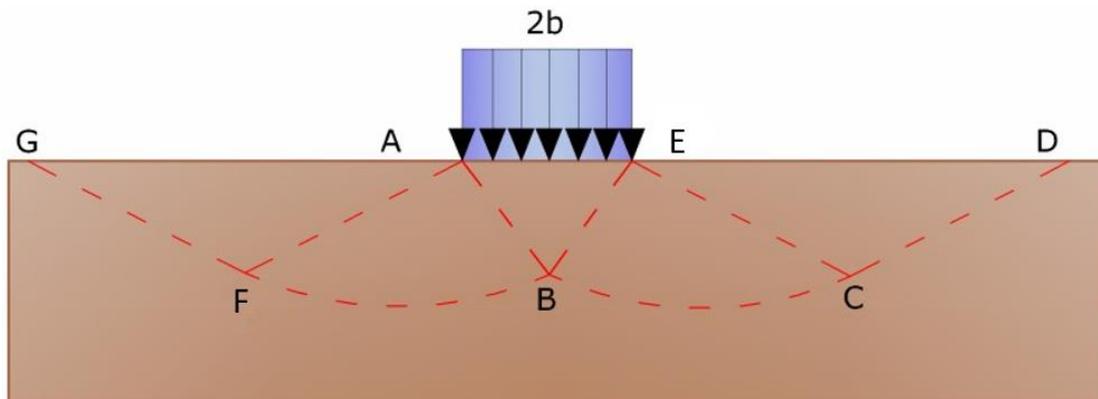
- Materiale privo di peso e quindi  $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + j/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm (45^\circ + j/2)$  rispetto alla verticale.



*Meccanismo di rottura di Prandtl*

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $j$  del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[ e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per  $j=0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, g^1_0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $g^1_0, j=0, c=0$ , rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\gamma$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\gamma$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $g_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $j$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $j$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta

chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

#### Carico verticale

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

#### Carico inclinato

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- $q$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_j$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_j$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $j=0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $j=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$  per fondazioni nastroforni

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

### **Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_g$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### **Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd, nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- $c_u$  = coesione non drenata;
- $q$  = pressione litostatica totale sul piano di posa
- $s_c$  = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ , per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$ , per fondazioni quadrate o circolari
- $i_c$  = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

*Fattori di forma:*

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

*Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

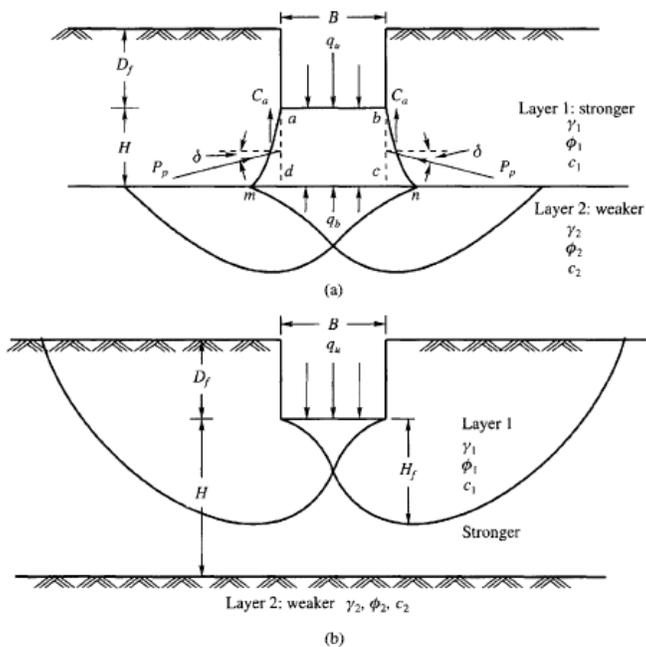
In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per  $c = 0$  e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione. Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza  $B$  e profondità  $D$  in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza  $H$  dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza  $H$  non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello  $mn$ . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza  $H$  è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.



**Figure 12.16** Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

#### Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

#### Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{g1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $j_1$
- $N_{c2}, N_{g2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $j_2$

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza  $D_f$  rispetto al piano campagna e la distanza  $H$  è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se  $q_1$  è maggiore di  $q_2$  e se la distanza  $H$  non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- $q_b$  = carico limite nello strato 2;
- $P_p$  = spinta passiva;
- $C_a$  = adesione;
- $d$  = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

### Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$
$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

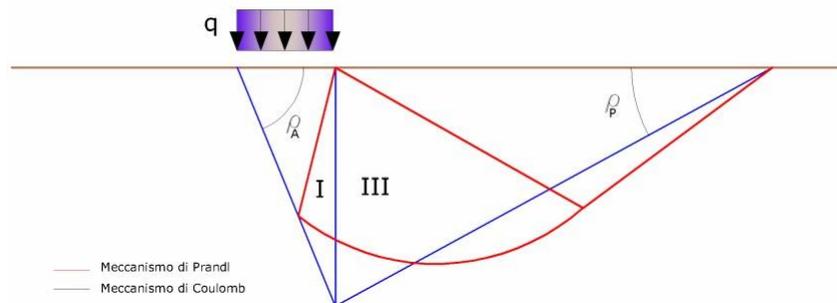
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$r\_A\$ e \$r\_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K\_A\$ e \$K\_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$\phi\$ del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo \$f=0.5d\$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi

esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h g$  e  $k_v g$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $r_a$  e  $r_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_p$ , rispettivamente indicate come  $r_{AE}$  e  $r_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_g$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $r_{AE}$  e  $r_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $q$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:  
 $j = 30^\circ$   $d = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

*Tabella dei fattori di capacità portante per  $j=30^\circ$*

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_g$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)**

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseuguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- $E_d$  = pressioni agenti alla base della fondazione;
- $R_d$  = capacità portante di calcolo;
- $\gamma_{RV}$  = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- $N_d$  = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$  = area ridotta;

### Fondazioni quadrate o rettangolari

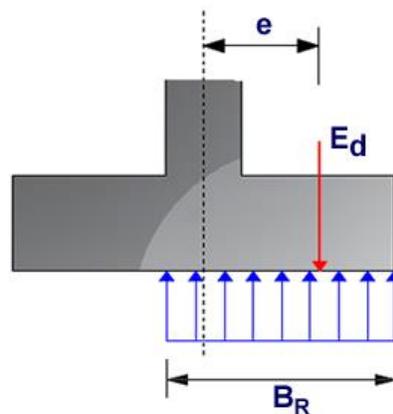
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R = B - 2e$ .



Dove:

- $e = N_d / M_d$  - eccentricità dei carichi

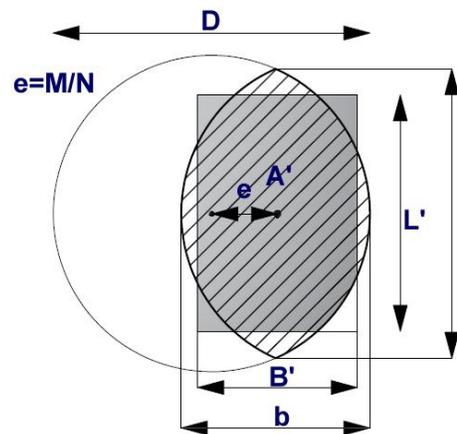
## Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità  $e = Md / Nd$  può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia,  $A'$ , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left( \frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze  $b$  ed  $l$ , si ricava da:

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



*Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.*

## VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

## 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 j.

#### 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'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  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_1$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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  $s'_p$  ( $s'_p + Ds_v < s'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $s'_{v0} = s'_p$ ) 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 ricomprensione;
- $CR$ : Rapporto di compressione;
- $H_0$ : Spessore iniziale dello strato;
- $s'_{v0}$ : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $Ds_v$ : 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 ( $s'_{v0} + Ds_v$ ) 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;
- $C_{\alpha}$ : 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:

- $\Delta q$ : 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:

- $\sigma'_{vi}$ : 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;
- $D_{zi}$ : 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;
- $\sigma'_{v0}$ : 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:

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

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

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

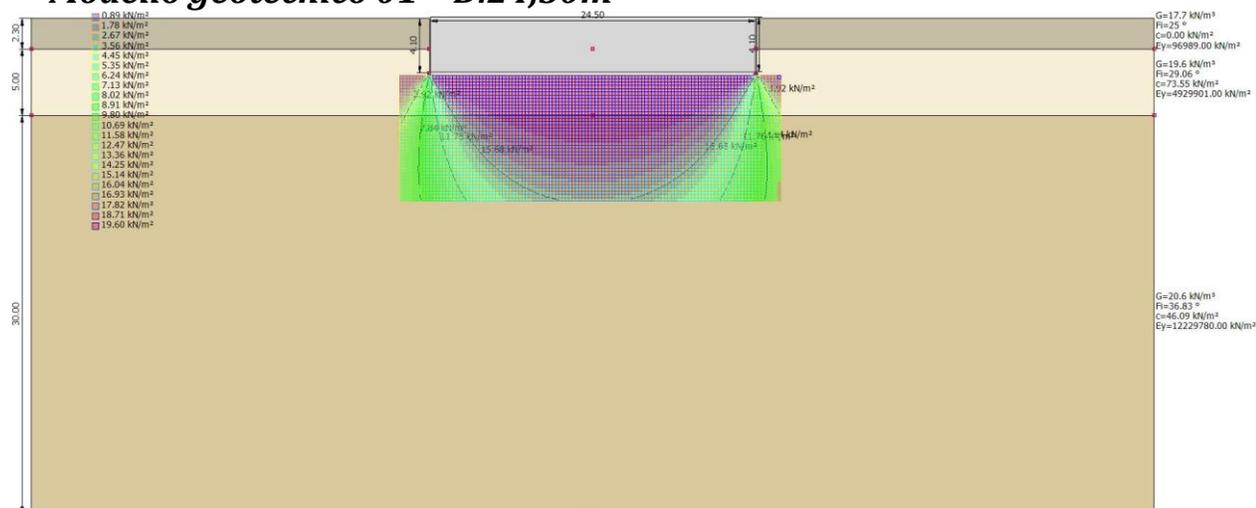
Con:

t tempo in anni > 3;

$R_3$  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.

## Modello geotecnico 01 - D.24,50m



### DATI GENERALI

=====

Normativa	NTC 2018
Diametro della fondazione	24.5 m
Profondità piano di posa	4.1 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

=====

### SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

=====

### 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:	A
Categoria topografica:	T1

S.L.	TR	ag	FO	TC*
------	----	----	----	-----



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	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	162.99 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	90.55 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	100.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1.63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6519.41 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R1**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	73.55 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite 560.58 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 311.43 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19.61 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 73.55 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 625.41 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 347.45 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19.61 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 73.55 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.73

Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.73
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	395.73 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	219.85 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

=====

Autore: VESIC (1975)    (Condizione non drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	73.55 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	193.64 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	107.58 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970    (Condizione non drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	73.55 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.99
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	529.2 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	294.0 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]      Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)      (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	16.55
Fattore [Nc]	27.99
Fattore [Ng]	4.03

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	41.99
Fattore [Nc]	54.73
Fattore [Ng]	13.65

Carico limite strato 2 (qb)	17763.44 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	----------------------------

Carico limite strato 1 (qt)	6920.28 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	---------------------------

Incremento carico limite strato 1	102.86 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------	--------------------------

Coefficiente di punzonamento (ks)	5.16
-----------------------------------	------

Rapporto (q1/q2)	1.97
------------------	------

Carico limite	6920.28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3844.6 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

### VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

=====

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	12140.79 kN
Sollecitazione di progetto	1899.61 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

### A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	421.88 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	234.38 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	469.69 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	260.94 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]            Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963)    (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.73
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.73
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
=====

Carico limite 299.48 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 166.38 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 19.61 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 52.5357 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.07  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 162.99 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 90.55 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 19.61 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 52.5357 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.98
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	399.57 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	221.98 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)    (Condizione non drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	9.57
Fattore [Nc]	19.28
Fattore [Ng]	1.82

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	41.99
Fattore [Nc]	54.73
Fattore [Ng]	13.65

Carico limite strato 2 (qb)	17763.44 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	3728.67 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	63.34 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.7
Rapporto (q1/q2)	3.8

=====

Carico limite	3728.67 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2071.48 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

=====

**VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)**

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	7883.63 kN
Sollecitazione di progetto	1899.61 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	427.07 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	237.26 kN/m <sup>2</sup>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7

Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	469.69 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	260.94 kN/m <sup>2</sup>

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	420.06 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	233.36 kN/m <sup>2</sup>

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
----------------------	-------------------------

Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	427.07 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	237.26 kN/m <sup>2</sup>
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)  
 =====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	19.61 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	52.5357 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	404.44 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	224.69 kN/m <sup>2</sup>
=====	

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)  
 =====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	9.57
Fattore [Nc]	19.28
Fattore [Ng]	1.82

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	41.99
Fattore [Nc]	54.73
Fattore [Ng]	13.65

Carico limite strato 2 (qb)	17763.44 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	3728.67 kN/m <sup>2</sup>

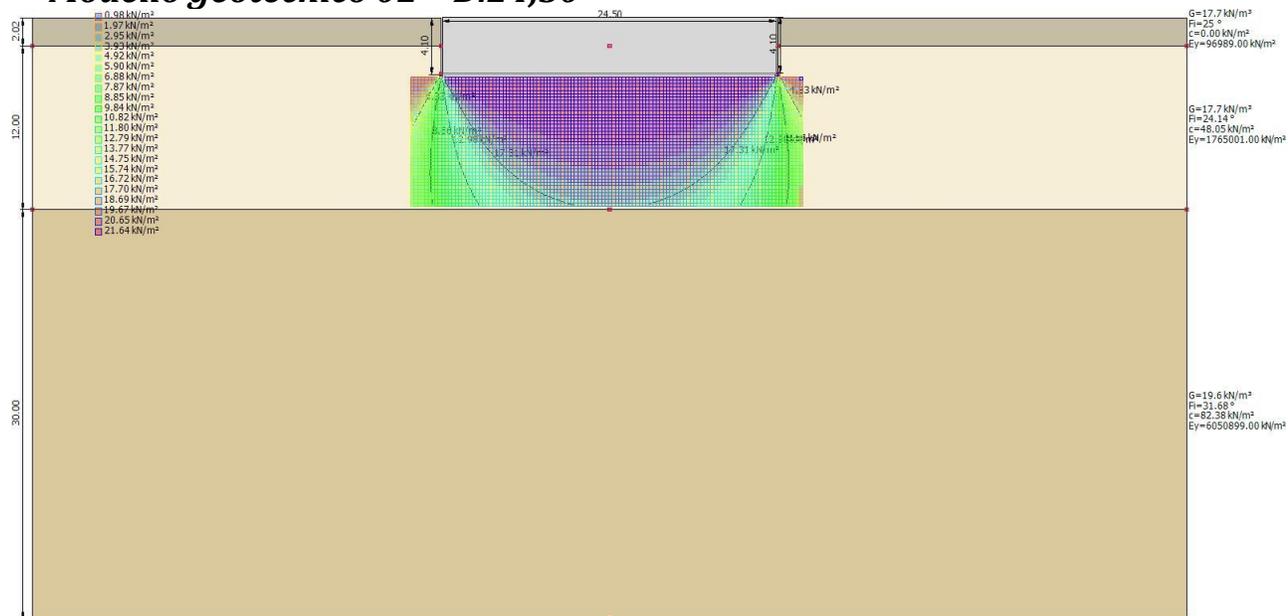
Incremento carico limite strato 1	63.34 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.7
Rapporto (q1/q2)	3.8

=====

Carico limite	3728.67 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2071.48 kN/m <sup>2</sup>

=====

## Modello geotecnico 02 - D.24,50



### DATI GENERALI

=====  
 Normativa NTC 2018  
 Diametro della fondazione 24.5 m  
 Profondità piano di posa 4.1 m  
 Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m  
 =====

### SISMA

=====  
 Accelerazione massima ( $a_{max}/g$ ) 0.031  
 Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0063  
 =====

### 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: A



5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
---	--------	------	------	------	------	------	------	----------

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.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult] 134.38 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto[Rd] 74.65 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 100.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 1.34  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 5375.06 kN/m<sup>3</sup>

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
 Angolo di attrito 0.0 °  
 Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
 Fattore [Nc] 5.14  
 Fattore forma [Sc] 0.22  
 Fattore profondità [Dc] 0.07  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.02  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 390.23 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 216.79 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 434.41 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 241.34 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.73  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.73  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 277.44 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 154.14 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)  
=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.07  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 154.4 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 85.78 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.2  
Fattore profondità [Dc] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 369.85 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 205.47 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 9.74  
Fattore [Nc] 19.51  
Fattore [Ng] 1.87

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 22.32  
Fattore [Nc] 34.55  
Fattore [Ng] 6.05

Carico limite strato 2 (qb) 13894.31 kN/m<sup>2</sup>  
Carico limite strato 1 (qt) 3005.58 kN/m<sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1      254.77 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks)      3.72  
Rapporto (q1/q2)      3.2

=====  
Carico limite      3005.58      kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto      1669.77      kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

=====  
Adesione terreno fondazione      19.9      kN/m<sup>2</sup>  
Angolo di attrito terreno fondazione      0      °  
Frazione spinta passiva      0      %  
Resistenza di progetto      12140.79      kN  
Sollecitazione di progetto      1899.61      kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

#### A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)  
=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume      17.65      kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo      18.63      kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito      0.0      °  
Coesione      34.3214      kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq]      1.0  
Fattore [Nc]      5.14  
Fattore forma [Sc]      0.22  
Fattore profondità [Dc]      0.07  
Fattore inclinazione carichi [Ic]      0.03  
Fattore correzione sismico inerziale [zq]      1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg]      1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc]      1.0

=====  
Carico limite      299.59 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto      166.44 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 332.68 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 184.82 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.73  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.73  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 214.56 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 119.2 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.07  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.97  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 134.38 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 74.65 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>

Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.2  
Fattore profondità [Dc] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 285.14 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 158.41 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 6.23  
Fattore [Nc] 14.58  
Fattore [Ng] 0.91

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 22.32  
Fattore [Nc] 34.55  
Fattore [Ng] 6.05

Carico limite strato 2 (qb) 13894.31 kN/m<sup>2</sup>  
Carico limite strato 1 (qt) 1775.33 kN/m<sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1 31.13 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0  
Rapporto (q1/q2) 5.68

=====

Carico limite 1775.33 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 986.29 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

=====

Adesione terreno fondazione	19.9	kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0	°
Frazione spinta passiva	0	%
Resistenza di progetto	7883.63	kN
Sollecitazione di progetto	1899.61	kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.65	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18.63	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0	°
Coesione	34.3214	kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.07
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	304.84	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	169.36	kN/m <sup>2</sup>

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.65	kN/m <sup>3</sup>
----------------------	-------	-------------------

Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 332.68 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 184.82 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 300.26 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 166.81 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.07  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 304.84 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 169.36 kN/m<sup>2</sup>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.2  
Fattore profondità [Dc] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 290.06 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 161.14 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 6.23  
Fattore [Nc] 14.58  
Fattore [Ng] 0.91

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 22.32  
Fattore [Nc] 34.55  
Fattore [Ng] 6.05

Carico limite strato 2 (qb) 13894.31 kN/m<sup>2</sup>  
Carico limite strato 1 (qt) 1775.33 kN/m<sup>2</sup>

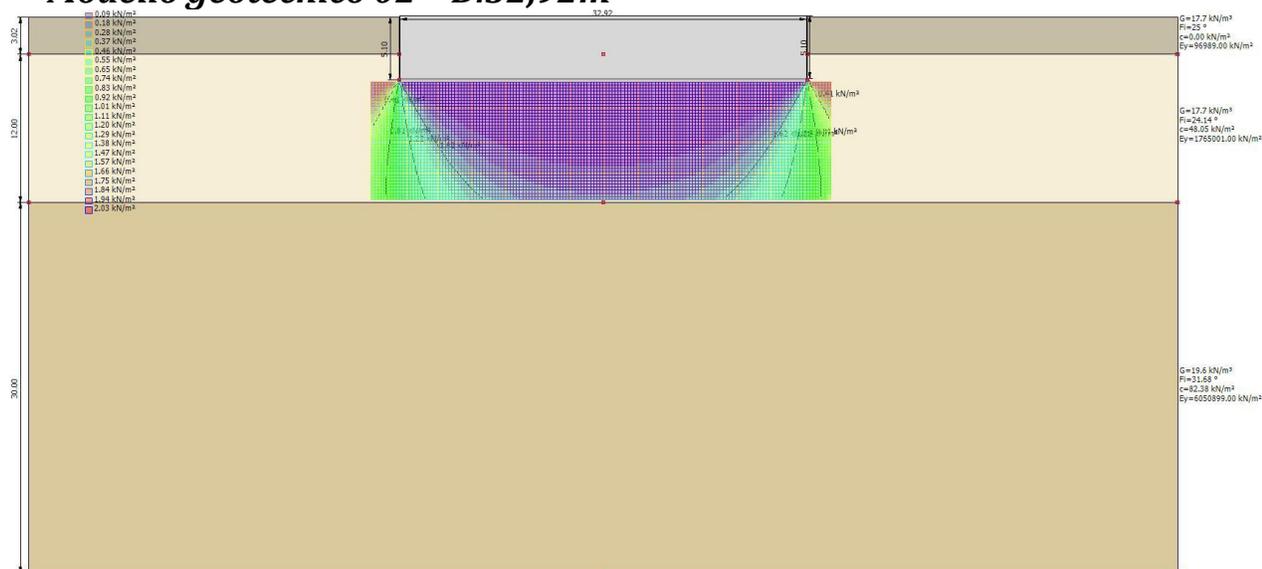
Incremento carico limite strato 1 31.13 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0  
Rapporto (q1/q2) 5.68

=====

Carico limite 1775.33 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 986.29 kN/m<sup>2</sup>

=====

## Modello geotecnico 02 - D.32,92m



Normativa NTC 2018

Diametro della fondazione 32.92 m

Profondità piano di posa 5.1 m

Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima ( $a_{max}/g$ ) 0.031

Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)

Coefficiente sismico orizzontale 0.0063

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: A

Categoria topografica: T1

S.L.	TR	ag	FO	TC*
------	----	----	----	-----



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	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult] 150.5 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto[Rd] 83.61 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 100.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 1.5  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6020.0 kN/m<sup>3</sup>

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
 Angolo di attrito 0.0 °  
 Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
 Fattore [Nc] 5.14  
 Fattore forma [Sc] 0.22  
 Fattore profondità [Dc] 0.06  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.01  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 410.99 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 228.33 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
=====

Carico limite 454.02 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 252.24 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO  
=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	1.22	
Fattore profondità [Dc]	1.03	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.73	
Fattore forma [Sq]	1.0	
Fattore profondità [Dq]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.73	
Fattore forma [Sg]	1.0	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]		1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]		1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]		1.0

=====  
Carico limite 291.8 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 162.11 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.06  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.99  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 170.19 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 94.55 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 48.05 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.2  
Fattore profondità [Dc] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.99  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 391.65 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 217.58 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 9.74  
Fattore [Nc] 19.51  
Fattore [Ng] 1.87

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 22.32  
Fattore [Nc] 34.55  
Fattore [Ng] 6.05

Carico limite strato 2 (qb) 15074.86 kN/m<sup>2</sup>  
Carico limite strato 1 (qt) 3416.38 kN/m<sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1      207.34 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks)    3.72  
Rapporto (q1/q2)                    3.24

=====  
Carico limite    3416.38            kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto    1897.99            kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====  
VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R1)

=====  
Adesione terreno fondazione    19.9    kN/m<sup>2</sup>  
Angolo di attrito terreno fondazione    0      °  
Frazione spinta passiva    0      %  
Resistenza di progetto    21828.99      kN  
Sollecitazione di progetto      1899.61      kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====  
A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970)    (Condizione non drenata)

=====  
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume    17.65    kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo    18.63    kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito      0.0      °  
Coesione      34.3214      kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq]    1.0  
Fattore [Nc]    5.14  
Fattore forma [Sc]    0.22  
Fattore profondità [Dc]    0.06  
Fattore inclinazione carichi [Ic]    0.02  
Fattore correzione sismico inerziale [zq]    1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg]    1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc]    1.0

=====  
Carico limite    320.72 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 178.18 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 352.29 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 195.72 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03

Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.73  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.73  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 228.92 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 127.18 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)  
=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.06  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 150.5 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 83.61 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)  
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.65	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18.63	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0.0	°
Coesione	34.3214	kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	1.0	
Fattore [Nc]	5.14	
Fattore forma [Sc]	1.2	
Fattore profondità [Dc]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.99	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite	306.96	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	170.53	kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	6.23
Fattore [Nc]	14.58
Fattore [Ng]	0.91

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	22.32
Fattore [Nc]	34.55
Fattore [Ng]	6.05

Carico limite strato 2 (qb)	15074.86	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	2009.74	kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	23.17	kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------	-------	-------------------

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0  
Rapporto (q1/q2) 5.82

=====  
Carico limite 2009.74 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 1116.52 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====  
VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

=====  
Adesione terreno fondazione 19.9 kN/m<sup>2</sup>  
Angolo di attrito terreno fondazione 0 °  
Frazione spinta passiva 0 %  
Resistenza di progetto 14174.67 kN  
Sollecitazione di progetto 1899.61 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====  
Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====  
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====  
Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.06  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 323.6 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 179.78 kN/m<sup>2</sup>  
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.7  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 352.29 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 195.72 kN/m<sup>2</sup>

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.22  
Fattore profondità [Dc] 1.03  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 319.35 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 177.42 kN/m<sup>2</sup>  
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====  
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 0.22  
Fattore profondità [Dc] 0.06  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 323.6 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 179.78 kN/m<sup>2</sup>  
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====  
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.65 kN/m<sup>3</sup>  
Peso unità di volume saturo 18.63 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 0.0 °  
Coesione 34.3214 kN/m<sup>2</sup>

=====  
Fattore [Nq] 1.0  
Fattore [Nc] 5.14  
Fattore forma [Sc] 1.2  
Fattore profondità [Dc] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====  
Carico limite 309.67 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 172.04 kN/m<sup>2</sup>  
=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

=====  
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 6.23  
Fattore [Nc] 14.58  
Fattore [Ng] 0.91

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 22.32  
Fattore [Nc] 34.55  
Fattore [Ng] 6.05

Carico limite strato 2 (qb) 15074.86 kN/m<sup>2</sup>  
Carico limite strato 1 (qt) 2009.74 kN/m<sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1 23.17 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0  
Rapporto (q1/q2) 5.82

=====  
Carico limite 2009.74 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 1116.52 kN/m<sup>2</sup>  
=====