

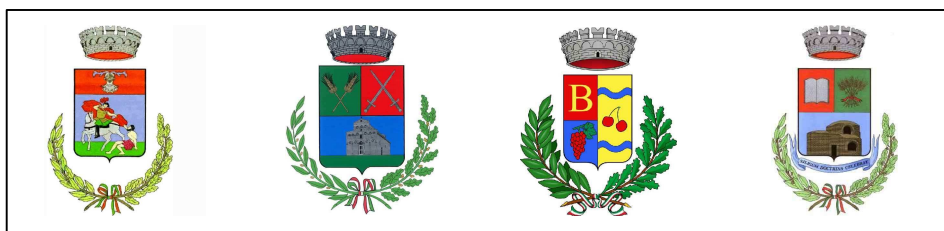
Regione Autonoma  
della Sardegna



Provincia di Sassari

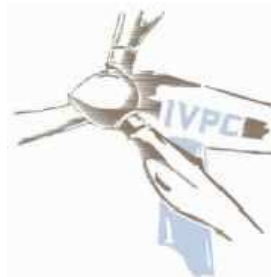


## Comuni di



**BESSEUDE BORUTTA BONNANARO SILIGO**

PROPONENTE



OPERA

**PROGETTO DEFINITIVO PARCO EOLICO "Monte Pelao"**

OGGETTO

TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE GEOTECNICA**

DATA: OTTOBRE 2022

N°CODICE ELABORATO

SCALA: 1: -----

**S.A. R3a**

Folder:

Tipologia: R(relazione)

Lingua: ITALIANO

N°REVISIONE

DATA

OGGETTO DELLA REVISIONE

ELABORAZIONE

*Regione Autonoma della Sardegna*



PROVINCIA DI SASSARI



COMUNI DI

BESUDE – BORUTTA - BONNANNARO - SILIGO



IVPC POWER



PROGETTO DEFINITIVO

PARCO EOLICO "MONTE PELAO"

RELAZIONE  
GEOTECNICA

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



## **PREMESSA e LAVORI IN PROGETTO**

*Il elaborato viene redatto su incarico della società IVPC Power 8. nell'ambito della progettazione dei lavori necessari per realizzazione di un parco eolico negli agri di Bessude, Borutta, Bonnanaro e Siligo, in provincia di Sassari, che sarà composto da undici aerogeneratori, ed ha lo scopo di definire le caratteristiche geotecniche di dettaglio dell'area in cui andrà posto in essere l'intervento e dei terreni che saranno coinvolti nei lavori, mentre la caratterizzazione litologica e litostratigrafica è già stata definita nella relazione geologica, ed alla stessa ci si riferisce per gli aspetti specifici.*

*Lo studio vuole anche individuare eventuali criticità di tipo strettamente geotecnico, così da permettere la definizione, per tipologia, di eventuali provvedimenti o opere da adottare per garantire l'idoneo livello di sicurezza delle opere in progetto, e per l'insieme di questo con il terreno che le supporterà.*

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

*I lavori in progetto sono rappresentati dalla installazione di undici torri eoliche che avranno un'altezza massima all'estremità delle pale, di circa 180 metri, con diametro del rotore di circa 150 metri e altezza dell'asse di rotazione di circa 105 metri.*

*Ogni torre sarà dotata di un basamento di collegamento a terra, formato da un plinto in calcestruzzo armato, che sarà posato direttamente sul terreno di appoggio, quando questo manifesta carattere francamente lapideo come nella maggior parte delle installazioni, oppure a seguito dello scotico e sbancamento con rimozione dello strato corticale allentato, quando e dove questo dovesse essere presente, fino a raggiungere un appoggio solido e resistente, al quale la fondazione delle torri sarà solidarizzata tramite tiranti o micropali, qualora le azioni sul terreno di sedime lo rendessero necessario.*

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

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



## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

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

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

Considerando quanto esposto nella relazione geologica, in questo elaborato i problemi più significativi esaminati sono stati:

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



## **INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

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

*L'area vasta prescelta per l'installazione è localizzata ad est del centro abitato di Bessude, a nord rispetto a quello di Borutta, ad Ovest nei confronti di quello di Bonnannaro, e a sud di quello di Siligo, comuni all'interno dei cui agri ricade per quota maggiore o minore, mentre nessuna installazione rientra nel territorio di Thiesi, che si trova a sudovest del parco in progetto.*

*Si tratta di una superficie che ricade nel settore nordoccidentale della Sardegna, tra Meilogu, Logudoro, Coros e Monteacuto, al margine orientale della tratta settentrionale del rift sardo, una fossa tettonica che attraversa la placca sarda da nord verso sud, dalla Nurra al Campidano.*

*Il settore in esame, ed in cui deve essere realizzato il parco eolico proposto, è rappresentato da un altopiano a bassa articolazione morfologica localizzato tra il tracciato della strada Statale n° 131 Carlo Felice e l'abitato di Thiesi, di età plio-pleistocenica e riconducibile alla fase effusiva del vulcanesimo post miocenico manifestatosi al termine del cenozoico, a seguito del rilascio delle tensioni crustali generate dal processo di distacco della zolla Sardo – Corsa che, al termine della rotazione, ha dato permesso la riapertura delle vecchie faghi e fratture preesistenti e l'apertura di nuove, attraverso le quali sono venute in superficie importanti flussi magmatici, prevalentemente in facies lavica, che hanno generato ampi altopiani, spesso ricoprendo e fossilizzando superfici già formate in piano, altre volte colmando antiche depressioni e generando plateaux più o meno estesi, quale quello di monte Pelao.*

*Il plateau è delimitato su tutti i lati da versanti molto acclivi generati da processi erosivi di tipo fluviale e di età remota, riconducibili all'azione di smantellamento e di ringiovanimento del rilievo operata principalmente dal rio Bidighinzu e dai suoi affluenti, ma anche dai torrenti Banzos e Pesi e dai rii S'Istrumpu, Funtana Jana, Turre Foraghe, Frida, Mazzones, e Pischina, che hanno eroso i margini dell'espansione lavica isolandolo rispetto al contesto circostante.*

*E'una superficie sub tabulare che costituisce l'estradosso di una serie di un espansione vulcanico con moderata articolazione morfologica che conserva ancora una condizione di sostanziale orizzontalità e una giacitura sub planare, contraddistinta da un assetto fisiografico giovanile poco evoluto rispetto alla condizione originaria, poco elaborato da processi esogeni molto recenti e riconducibili al quaternario.*

*Da essa si elevano alcuni modestissimi rilievi collinari, a bassa elevazione e bassissima pendenza, quali il monte Pelao ed il monte Pizzinnu, che costituiscono due apparati effusivi centralizzati riconducibili alla*



*tipologia dei vulcani a scudo, ai quali oltre alle facies lapidee franche, quelle laviche, sono associate anche modeste coltri di scorie vulcanoclastiche a costituzione terrigena.*

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

- Carta IGM in scala 1:100.000 foglio n° 193 BONORVA ;*
- Carta IGM in scala 1:50.000 foglio n° 480 ITTIRI ;*
- Carta IGM in scala 1:25.000 foglio n° 480 sez. IV Thiesi;*
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 foglio 480010 (480A1) Banari, 480050 (480B1) Thiesi e 480060 (480B2) Bonnannaro*

*Dal punto di vista geotecnico generale tutta la superficie interessata dal progetto è caratterizzata prevalentemente dalla presenza in affioramento diretto di terreni a connotazione litoide franca o al più descrivibile come sublitoide, per i quali la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica può essere definita da molto buona a ottima, la cui potenza supera sempre abbondantemente i 30 metri, per cui anche l'assetto geotecnico generale è più che favorevole.*

*Solo in alcune aree estremamente localizzate si riscontra un deciso decadimento dei terreni più superficiali, quelli che formano lo strato corticale composto dalle scorie vulcaniche, formate da una amalgama terrigena di materiali a prevalente matrice sabbioso-limo-argilloso con moderato contenuto scheletrico composto da elementi litoidi o sublitoidei, di piccole e medie dimensioni, tendenzialmente sferoidali, contraddistinti da una rilevante vacuolarizzazione e bollosità, a testimonianza dell'elevata concentrazione gassosa che contraddistingueva il magma che li ha generati.*



## **RELAZIONE GEOTECNICA**

### **Premessa**

*Lo studio geotecnico ha ristretto l'area in esame a quella che include tutte e undici le torri eoliche, escludendo quelle limitrofe nelle quali non si hanno influenze o interferenze dirette, per le quali vengono espresse considerazioni indirette solo se strettamente connesse a quelle di stratta pertinenza delle singole aree di sedime.*

*Deve anche considerarsi che, vista l'estrema omogeneità delle caratteristiche generali e di dettaglio che contraddistinguono ciascuna delle undici postazioni, tutte ricadenti nella stessa formazione geolitologica e con connotazione litostratigrafica sostanzialmente identica o comunque molto simile, e tenendo conto della moderata variabilità composizionale delle caratteristiche litotecniche riscontrata dalle analisi eseguite, di fatto la valutazione geotecnica che scaturisce dallo studio può essere omologata in una due sole formulazioni, validandole per tutti i siti di installazione con una approssimazione assolutamente limitata ed accettabile che rientra nell'incertezza caratteristica che contraddistingue tali valutazioni tecniche.*

*I due modelli geotecnici prevedono uno, quello più semplice e che rappresenta la maggior parte delle installazioni, almeno sette, vede la facies lavica litoide presente in affioramento diretto, mentre l'altro, moderatamente più complesso, è riconducibile ad sistema a due strati in cui al di sopra del corpo lapideo di base è presente una modesta copertura terrigena, allentata anche se coesiva, poco potente che, volendo semplificare le attività progettuali, può essere esclusa dalle valutazioni tecniche, essendo facilmente rimovibile grazie a scavi poco profondi e di limitata estensione planimetrica.*

### **Indagini ed analisi**

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

*La considerazione fondamentale che ha guidato la programmazione e l'esecuzione delle indagini di approfondimento geotecnico, è quella che vede l'assoluta assenza di alcun corpo terrigeno di potenza consistente, cioè superiore a mezzo metro, in tutti i siti di installazione, in riferimento sia alla area di*



*sedime ristretta, sia all'intorno più vasto in cui si possono risentire gli effetti delle azioni generate sul suolo dalle strutture in progetto.*

*In quasi tutti i siti il basamento da considerare come supporto stabile, in facies litoide o sublitoide, è posto ad una profondità che oscilla tra dieci e cinquanta centimetri dall'estradosso della superficie topografica, e la copertura è sempre formata da materiale allentato di pezzatura media e grossa, per lo più ghiaie e frammenti subdecimetrici e decimetrici di roccia derivante dalla frammentazione e disgregazione corticale del litotipo che si rinviene immediatamente al di sotto.*

*Il contenuto di materiali finegranulari a composizione limosa ed argillosa in questo strato superficiale è sempre molto contenuto, difficilmente superiore al 15%, per cui comunque poco rappresentativo ed ininfluenza dal punto di vista geotecnico, anche perché la sua potenza estremamente contenuta consente la rimozione integrale attraverso le comuni operazioni di scotico, senza eccessivo impegno tecnico ed economico, rendendo di fatto superfluo alcun approfondimento tecnico a suo carico.*

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

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

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

*Tali valutazioni sono state eseguite in tutti i siti di installazione nei quali il basamento lapideo non era sovrastato da una copertura terrigena consistente ottenendo, peraltro, per quasi tutti una ampiezza del campo di variabilità dei valori misurati molto ristretta, con la sola esclusione di quello relativo alla resistenza della roccia intatta per la quale sono stati determinati, per sforzi normali alla superficie di stratificazione, due ordini di grandezza di cui il limite inferiore è risultato essere pari a circa 800 kg/cmq, mentre quello superiore è posto in 1500 kg/cmq.*





*Tale differenza è abbastanza rilevante e deriva dalla maggiore o minore vacuolarizzazione presente nella roccia vulcanica tendenzialmente bollosa presente in alcuni siti, che rende l'ammasso locale tecnicamente più debole rispetto a dove le lave sono assolutamente compatte.*

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

*Per quanto concerne invece la caratterizzazione tecnica dei terreni scoriacei, laddove presenti, si è proceduto ad eseguire due prove penetrometriche di superficie, del tipo dinamico medio, così da poter ricavare con sufficiente approssimazione, i caratteri geotecnici caratteristici.*

*Peraltro i programmi di elaborazione e di calcolo dei risultati degli stessi sondaggi penetrometrici consentono di ricavare, attraverso appositi algoritmi specifici, direttamente la capacità portante netta ammissibile dei terreni indagati, ed anche di stimare i cedimenti potenziali.*

### **Caratterizzazione geotecnica e geomeccanica**

*In definitiva, considerando i due modelli geotecnici così come definiti al capitolo precedente, per ottenere una adeguata caratterizzazione tecnica dei materiali che saranno coinvolti nei lavori in progetto, si è reso necessari procedere seguendo due modalità differenti, una inerente le litologie lapidee e litoidi, l'altra destinata ai litotipi a carattere terrigeno, granulare o coesivo, più o meno addensati.*

*Nel primo caso, poiché i terreni che realmente formeranno il sedime della maggior parte delle torri eoliche in progetto sono rappresentati da facies lapidee, al più solo modestamente deteriorate e comunque da considerarsi in condizione sublitoide, quindi da valutarsi come genericamente molto buone, si è proceduto alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso seguendo tre criteri fondamentali, quello di Bieniawski del 1989, quello di Barton e quello di Romana.*

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

*Per fare ciò è stato realizzato un dettagliato rilievo geomeccanico dell'ammasso roccioso, la dove la copertura terrigena corticale lo ha permesso in maniera diretta, determinandone frequenza, tipologia e*



*persistenza delle discontinuità, loro apertura, presenza di riempimento, condizioni idriche, caratteristiche delle di dettaglio delle superfici delle discontinuità, resistenza della roccia integra, resistenza della roccia alterata e condizioni di alterazione, che hanno permesso di valutare il J.R.C., coefficiente di rugosità dei giunti, il J.C.S., la resistenza a compressione dei giunti, il R.Q.D., indice di qualità della roccia, attraverso i quali si stimano gli indici R.M.R e B.R.M.R. secondo Bieniawski, l'indice Q secondo Barton e l'indice S.M.R secondo Romana.*

*Le valutazioni, come già accennato, sono state elaborate considerando le due condizioni estreme in cui può trovarsi la roccia di base e tali indici valgono, nella condizione migliore, 77 per B.R.M.R, 59 per Q, e 82 per S.M.R., identificano la qualità dell'ammasso roccioso come quello posto in prossimità del limite superiore della classe II<sup>a</sup> secondo Bieniawski, quella delle rocce cosiddette "BUONE" e permettono di valutarne i parametri geotecnici e geomeccanici e di stimarne le condizioni di stabilità, portando a poter definire l'ammasso roccioso come buono e molto stabile, e per il quale si possono adottare valori minimi dell'angolo di attrito equivalente pari a non meno di 40° e della coesione pari ad almeno 2,0 kg/cmq.*

*Se invece si considera la roccia di base nella più scadente delle condizioni geomeccaniche individuate, dovuto ad una apprezzabile vacuolarizzazione della roccia di base e ad una sua moderata ossidazione, il valore del B.R.M.R. si riduce a 50, quello di Q a 45 e di S.M.R. a 59, per cui i materiali possono essere ricondotti alla classe III<sup>a</sup>, quella delle rocce MEDIOCRI secondo la classificazione di Bieniawski, che si vuole ricordare essere tra le tre considerate la più cautelativa, cui corrisponde un valore minimo dell'angolo di attrito interno pari a 35° ed una coesione pari ad almeno 1,5 kg/cmq.*

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

*Nel caso invece in cui è stata riscontrata una maggiore potenza dello strato corticale composto da litotipi a costituzione terrigena, cioè i basalti scoriacei che, essendo costituiti da una miscela eterogenea di sabbie limo-argillose con ghiaie e ciottoli pluricentrici o al più decimetrici, che di fatto incidono volumetricamente per non più del 35%, al fine di ricavare in maniera precisa una adeguata caratterizzazione geotecnica, si è ritenuto opportuno eseguire una prova penetrometrica dinamica di superficie, del tipo SCPT.*

*La prova è stata realizzata con l'uso di un penetrometro dinamico medio, dotato di maglio con massa di 30 kg, volata di 20 cm e punta conica della superficie di 10 cmq con apertura di 60 gradi.*



*Il sondaggio penetrometrico, che consiste nell'infissione in profondità nel terreno della punta conica a perdere attraverso una spinta ad impulsi trasmessa da un maglio battente per mezzo di una serie di aste di prolunga, viene protratto fino al raggiungimento della condizione di rifiuto strumentale o, in alternativa, fino a quando il numero di colpi per ottenere un avanzamento della punta pari a 10 cm è stato superiore a 50 per almeno due volte consecutive, valore che indica una resistenza di punta tale da poter definire il materiale attraversato come geotecnicamente da molto buono ad ottimo.*

*Durante la prova si registra il numero di colpi di maglio necessario, di volta in volta, a determinare l'approfondimento della punta conica a perdere per ulteriori 10 cm.*

*Questi valori, inseriti in apposito programma di elaborazione che utilizza differenti algoritmi a seconda del caso specifico e dell'assetto litostratigrafico indagato, consentono di calcolare la resistenza opposta dal terreno alla penetrazione e, di conseguenza, permettono di estrapolare i parametri geotecnici principali, valutare la capacità portante dei terreni e di stimare preventivamente i cedimenti potenziali suscettibili sotto l'azione dei sovraccarichi di progetto.*

*La prova penetrometrica, nel caso specifico, è stata eseguita sia per ricavare una corretta parametrizzazione geotecnica del terreno superficiale, indubbiamente di caratteristiche generali mediocri, e quindi determinare con adeguata approssimazione la loro capacità portante qualora si decidesse di utilizzarli come terreni fondali, che comunque indicano già da subito una sostanziale precarietà in tale senso, soprattutto per l'elevata compressibilità che li contraddistingue, ma soprattutto per valutare lo spessore dello strato corticale allentato e compressibile, conoscenza indispensabile per stimare in maniera sufficientemente approssimata i cedimenti potenziali e, di conseguenza, quelli differenziali che, nel caso specifico, assumono maggiore interesse, essendo quelli che potenzialmente potrebbero determinare condizione ostativa per la realizzazione della struttura in progetto.*

*La prova è stata realizzata in un punto posto al piede del versante orientale del monte Pelao dove, in maniera abbastanza evidente, si è in presenza di uno strato corticale a costituzione terrigena di maggiore spessore, condizione che è stata verificata proprio con il sondaggio penetrometrico.*

*Il sondaggio ha dimostrato la presenza di terreno che, da completamente sciolto nei primi decimetri, diviene abbastanza rapidamente più consistente e compatto, per raggiungere una consistenza medio – alta a profondità di circa un metro e mezzo dalla superficie topografica, senza peraltro raggiungere la condizione sublitoide, che invece pare essere presente, nel punto indagato, a poco circa due metri dalla superficie.*

*Lo stesso sondaggio penetrometrico, come peraltro prevedibile, ha intercettato, alla profondità di circa novanta centimetri dal piano di campagna, un elemento litoide compatto che ha ostacolato l'infissione della punta, ma che è stato spaccato, o anche scartato, dalla stessa, che poi ha proseguito in*



profondità, per raggiungere la condizione di rifiuto a due metri dalla superficie topografica, alla quale è stata interrotta la prova.

Gli elaborati relativi alla prova stessa sono allegati in calce alla relazione.

## **Verifica capacità portante e cedimenti**

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

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

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

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

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

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

*dove:*

- c* = coesione;
- $\gamma_1$*  = peso di volume della roccia sopra il piano di posa;
- $\gamma_2$*  = peso di volume della roccia sotto il piano di posa;
- D* = profondità di posa della fondazione;
- B* = larghezza della fondazione;
- Nc* = fattore di portanza =  $2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$ ;
- Nq* = fattore di portanza =  $N\Phi^2$ ;
- N $\gamma$*  = fattore di portanza =  $N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$ ;
- N $\phi$*  =  $\tan^2 (45 + \phi/2)$ ;
- $\phi$*  = angolo di attrito.



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

Si possono verificare quattro situazioni differenti:

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

La portanza limite deve essere quindi calcolata con la relazione:  $q_{lim} = 2c \tan (45 + \varphi/2)$ ;

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

Si applica quindi la relazione:

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

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

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

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

Nel caso specifico la realtà sarebbe quella indicata nel caso d), ma considerando che le condizioni al contorno possono presentare eterogeneità anche rilevante, nel calcolo è bene adottare la formula di Brink Hansen

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

dove:

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma, dati da:

$$s_c = 1 + (Nq/Nc) (B/L);$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan \varphi;$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L);$$

$d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$d_c = 1 + 0.4 k;$$

con

$$k = D/B \text{ per } D/B \leq 1$$

$$k = \arctan(D/B) \text{ per } D/B > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi [1 - \sin \varphi]^2 k;$$

$$d_\gamma = 1$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1);$$

$$i_q = [1 - 0.5H/(V + A c \cotan \varphi)]^5;$$

$$i_\gamma = [1 - 0.7H/(V + A c \cotan \varphi)]^5 \text{ per } b^\circ = 0;$$

$$i_\gamma = [1 - (0.7 - b^\circ/450) H/(V + A c \cotan \varphi)]^5 \text{ per } b^\circ > 0;$$



in cui

$H$	=	componente longitudinale del carico;
$V$	=	componente assiale del carico;
$b^\circ$	=	inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;
$A$	=	area effettiva della fondazione;
$bc, bq, b\gamma$	=	fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:
$bc$	=	$1 - b^\circ/147$ ;
$bq$	=	$\exp[-2 b(\text{rad}) \tan\phi]$ ;
$b\gamma$	=	$\exp[-2.7 b(\text{rad}) \tan\phi]$ ;
$gc, gq, g\gamma$	=	fattori correttivi per fondazioni su pendio;
$gc$	=	$1 - p^\circ/147$ ;
$gq$	=	$g\gamma = (1 - 0.5 \tan p^\circ)^5$ .
$p^\circ$	=	inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale.

*Solitamente nella pratica quotidiana, in condizioni litostratigrafiche e con schemi geomeccanici quali quelli presenti nello specifico ambito di progetto considerato, la portanza viene definita in via semplicistica, ma in maniera molto cautelativa, applicando al valore di resistenza alla rottura per compressione monoassiale del materiale integro che costituisce il sedime, valutato nelle condizioni più precarie in circa 800 kg/cmq, un adeguato coefficiente di sicurezza che può oscillare tra 5 e 20, in funzione dell'assetto stratigrafico e strutturale del sedime e del suo intorno influenzabile.*

*Volendo operare in maniera molto cautelativa si può applicare il maggiore fattore riduttivo, ricavando un valore della capacità portante ammissibile netta pari a 40 kg/cmq.*

*Considerando il livello di strutturazione dell'ammasso fondale, il valore massimo dei cedimenti assoluti, per un sovraccarico applicato che generi un incremento di tensione netta al suolo pari al massimo della portanza ipotizzata precedentemente, dovrebbe essere inferiore a 10 millimetri, con un entità dei possibili differenziali sempre al di sotto dei 5 millimetri.*

*Si tratta di valori che, sebbene ricavati in via approssimativa e molto cautelativa, dovrebbero soddisfare con un adeguato margine di sicurezza le reali necessità progettuali, soprattutto per quanto attiene alla portanza ammissibile, tuttavia, per maggiore precisione, la capacità portante è stata valutata, così come i cedimenti potenziali, utilizzando uno specifico programma di calcolo automatizzato, di cui si allegano in calce i relativi tabulati di calcolo.*

*Le elaborazioni hanno dimostrato che, pur considerando l'ammasso di base come se fosse sempre costituito da rocce basaltiche abbondantemente vacuolarizzate, cioè nella peggiore delle condizioni geotecniche possibili nell'area in esame, cioè quelle dotate di caratterizzazione mediocre, la portanza lorda massima supera di poco il valore di 64 chilogrammi per centimetro quadrato e, pur adottando un ulteriore coefficiente di sicurezza riduttivo posto pari a 1.5, si calcola una portanza netta ammissibile superiore ai 42 chilogrammi, quindi ancora maggiore di quello ricavato in via semplicistica.*



Anche in questo caso l'entità dei cedimenti che scaturisce dai calcoli è bassa, limitata nel valore massimo assoluto in poco meno di 15 millimetri, con un differenziale inferiore a 7 millimetri, quindi comunque perfettamente tollerabile da qualsiasi tipo di struttura fondale senza subire lesioni strutturali, e senza indurre nel terreno tensioni e deformazioni che possano portare lo stesso alla rottura localizzata, o generalizzata, comunque tali da inficiare minimamente la stabilità delle torri eoliche.

Se poi nel calcolo dei cedimenti si riduce il sovraccarico, e quindi la tensione efficace applicata alla fondazione, simulando quella che realmente può essere dovuta al peso proprio della torre eolica ed alla sua azione durante il funzionamento nelle più gravose delle condizioni di ventosità locale, cioè ponendo quale più probabile un aggravio sul piano fondale pari a 5.000 tonnellate, valutando con molta cautela in questo valore quello che al massimo può generare una torre eolica quale quella in progetto durante il suo funzionamento sotto la massima azione del vento al quale, sempre a favore della sicurezza, viene assegnata una velocità di 20 metri al secondo, cioè 72 chilometri all'ora.

Si ipotizza una piattaforma di installazione a pianta quadrata con lato di 10 metri, per cui la superficie fondale è pari a 100 metri quadrati, da cui la massima tensione al suolo risulta essere pari a 50 tonnellate per metro quadrato, cioè 5,00 chilogrammi per centimetro quadrato, quindi meno di un dodicesimo del valore della capacità portante ammissibile, così come scaturita dai calcoli.

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

Il calcolo reiterato ipotizzando tali condizioni di carico e l'entità delle azioni sul piano fondale, ha permesso di stimare un cedimento massimo pari a 0.11 millimetri, ed un differenziale di 0.05 millimetri, per cui la distorsione angolare rimane contenuta in valori assolutamente irrilevanti ed irrilevabili, quindi del tutto ininfluenti nei confronti della sicurezza e della stabilità dell'opera in progetto.

Nella condizione in cui, invece, si è in presenza di una consistente coltre allentata corticale, la verifica della capacità portante e dei cedimenti è stata elaborata attraverso lo stesso programma di calcolo che elabora i risultati della prova penetrometrica, i cui tabulati sono allegati in calce alla relazione.

La lettura di questi elaborati permette di riscontrare come la capacità portante dei terreni completamente allentati di copertura sia caratterizzata da valori sempre molto bassi, sicuramente inadeguati alle reali necessità progettuali, e cominciano ad assumere entità apprezzabile, ma comunque insufficiente alle reali necessità tecniche progettuali, a profondità di almeno un metro e mezzo rispetto



*al piano di campagna, dove si calcola una portanza pari ad 1.5 kg/cmq, che però sale rapidamente fino a oltre 7.0 kg/cmq nello strato del basalto corticale molto alterato, superando il valore di 12 kg/cmq per i basalti compatti subsuperficiali, comunque interessati da un modestissimo grado di alterazione.*

*Comportamento simile ma con sviluppo inverso si riscontra per i cedimenti, che fino ad un metro e mezzo raggiungono il valore di 20 millimetri, crescendo poi per meno di 15 millimetri tra un metro e mezzo e due metri.*

*In questa seconda condizione litostratigrafica appare evidente l'inadeguatezza geotecnica assoluta dei terreni sciolti superficiali per cui, considerando anche il loro spessore molto limitato, appare del tutto sconsigliabile il loro utilizzo come piano fondale, e si ritiene più opportuno procedere alla loro rimozione integrale fino al raggiungimento del basamento basaltico lapideo subsuperficiale per formare su questo il piano fondale.*

*Tale soluzione appare essere la sola che permette di garantire, in assoluto, la massima sicurezza anche per quelle torri eoliche nei cui siti di installazione sono presenti in affioramento coltri più potenti di terreni allentati.*

### **Verifiche di stabilità del versante**

*Come riportato nella relazione geologica l'assetto morfologico dei siti di installazione si presenta abbondantemente sicuro e privo di alcun fenomeno instabile, ed in tutte le postazioni la superficie topografica è contraddistinta da una giacitura planare o subplanare, molto poco o per niente accidentata, quasi sempre suborizzontale o, al più con una pendenza sempre molto inferiore al 10%, con processi morfodinamici sostanzialmente inesistenti per un raggio di oltre trenta metri da ciascuna torre. Le attività morfodinamiche attive a questa distanza, peraltro, sono contraddistinte da velocità evolutive molto basse per cui la condizione di sicurezza odierna può essere estesa anche a medio, lungo e molto lungo periodo, con limite temporale minimo perché i normali processi morfodinamici oggi effettivamente attivi possano generare interferenza con le strutture in progetto, stimabile in diverse migliaia di anni.*

*Tutti i corsi locali d'acqua non dimostrano alcuna attività erosiva, con alvei di scorrimento concentrato che sono sempre localizzati a distanza di oltre cinquanta metri da tutti i generatori, mentre le azioni delle acque di corrivazione superficiale sono del tutto inesistenti, non solo quelle concentrate, ma anche quelle di tipo laminare, vista la media capacità anche delle bancate laviche fessurate di consentire l'infiltrazione efficace delle acque meteoriche riferibili pure a precipitazioni di media intensità e durata.*

*Per piogge di durata ed intensità molto elevate possono verificarsi fenomeni di temporanea saturazione dell'ammasso corticale del terreno che, in occasioni non ordinarie, possono generare fenomeni di*





scorrimento laminare delle acque meteoriche, senza peraltro che queste possano assumere reale pericolosità idraulica, anche in considerazione della modestissima estensione dei bacini imbriferi in cui le stesse precipitano e vengono raccolte.

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

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

Questa viene anche definita dalla classificazione geomeccanica dell'ammasso definibile con il criterio di Bieniawski, che pure nella condizione geomeccanica meno favorevole, in cui l'ammasso roccioso viene ricondotto alla classe terza, quella delle rocce mediocri, individua le ipotetiche potenziali condizioni di instabilità nella formazione di modesti cunei di roccia o di piccoli piani non continui, definendo lo stesso ammasso come stabile, che per scavi di profondità superiore a 4 metri potrebbe comportare la necessità di modesti interventi locali di messa in sicurezza, condizione da escludere assolutamente nel caso di cui si tratta, che contempla al più modeste azioni di livellamento superficiale del terreno, con profondità di scavo che non superano il metro.

Volendo eventualmente sviluppare, comunque, una valutazione quantitativa di tale condizione, si può determinare il rapporto tra il valore della coesione media dell'ammasso roccioso così come si manifesta nella meno performante delle configurazioni geomeccaniche, quindi sempre superiore a 150 kPa, cioè 1,5 chilogrammi per centimetro quadrato, e la componente non normale della forza applicata al terreno di appoggio, pari al seno della tensione netta che realmente sarà applicata sul sedime, definita in 500 kPa.

Posto che la giacitura dell'estradosso della bancata lavica lapidea, così come delle superfici di flusso delle lave, ha un'inclinazione media sempre nettamente inferiore a 10°, si adotta questo parametro per definire la forza destabilizzante agente sul terreno di appoggio.

Il valore del seno di 10° è pari a 0,174, per cui la forza instabilizzante che ciascuna torre eolica può generare sul sedime, escludendo del tutto l'effetto stabilizzante generato dalle forze attrittive dovute



*all'angolo di attrito del terreno e considerando solo la forza resistente determinata dalla coesione efficace, è pari a  $500 \cdot 0,174 = 87$  kPa.*

*Da questo scaturisce che, anche nella massima condizione cautelativa, il coefficiente di sicurezza reale conserva un valore  $1.5/0.86 = 1.73$ , quindi abbondantemente maggiore non solo di quello posto come minimo dalla normativa vigente, fissato in 1.3, ma anche notevolmente superiore a quello, definito in 1.5, che normalmente viene utilizzato come indicatore di una condizione di sicurezza assoluta anche a lungo termine considerando pure eventuali decadimenti nel tempo dei parametri geotecnici e geomeccanici.*

*Diversa valutazione andrebbe sviluppata invece nel caso che alcune torri eoliche venissero posate sul terreno allentato superficiale, sicuramente molto meno stabile e molto facilmente mobilizzabile per fluidificazione.*

*Questi terreni sono contraddistinti a un valore abbastanza contenuto della coesione efficace, che difficilmente supera il valore di 50 kPa, per cui anche un contributo stabilizzante fornito dalla capacità attritiva, che al più vista la natura finegranulare della matrice che contraddistingue questi terreni, può valere 2/3 della coesione, si avrebbe una forza resistente massima pari a circa 0.83 kPa quindi, anche se di poco, inferiore alle forze ribaltanti, da cui deriva il coefficiente di sicurezza  $0.83/0.86 = 0.97$ , inferiore all'unità e indice di una concreta instabilità di questi terreni.*

*Anche sulla base di questa valutazione appare ancora una volta assolutamente sconsigliabile installare alcuna torre eolica su terreni corticali allentati a carattere scoriaceo presenti lungo i versanti del monte Pelao, del monte Pizzinnu e del monte Mannu, ed in particolare ci si riferisce alle WGT n° 4, n° 5 e n° 8, ma un adeguato approfondimento in tale senso dovrà essere realizzato in fase costruttiva anche nel sito n° 7, dove gli accumuli di materiale allentato o scoriaceo appaiono più potenti.*



## **CONSIDERAZIONI TECNICHE CONCLUSIVE**

*Nella presente relazione, che costituisce parte integrante del progetto di un campo eolico costituito da undici aerogeneratori su torre, proposto dalla società IVPC Power 8 e da realizzare negli agri di Bessude, Bonnannaro e Borutta, nella località "Monte Pelao", sono illustrate le caratteristiche geotecniche dell'area vasta in cui l'intervento deve essere attuato e dei terreni che saranno coinvolti nei lavori.*

*Il sedime è stato individuato sull'altopiano tra l'abitato di Thiesi e il tracciato della Strada Statale n° 131 Carlo Felice, tra i paesi di Bessude, Borutta e Bonnannaro, in provincia di Sassari.*

*Si tratta di una superficie tendenzialmente pianeggiante che rappresenta l'estradosso di espandimento lavico Pliopleistocenico, a composizione basaltica prevalentemente in facies lavica lapidea, in minore misura costituito da scorie vulcaniche a costituzione terrigena.*

*E' contraddistinta da un moderato livello di articolazione morfologica, per lo più legata alle stesse dinamiche effusive di messa in posto dei prodotti vulcanici, per cui dalla superficie penepiana generata dalle leve fluide effuse da apparati lineari, per lo più attraverso processi di trabocco a bassa energia, si elevano modesti rilievi collinari pseudoconici, molto appiattiti con la tipica geometria dei vulcani a scudo, generati nelle fasi terminali del ciclo vulcanico dalla messa in posto di prodotti vulcanoclastici venuti in superficie tramite camini centralizzati ubicati all'incrocio di due o più strutture planari diversamente incrociate.*

*Modesto maggiore dinamismo ed articolazione contraddistingue le fasce periferiche dell'altopiano, orlato da superfici da mediamente a molto acclivi per quasi tutto il suo perimetro, dove le dinamiche fluviali hanno agito formando superfici subverticali in seguito addolcite da processi di versante che hanno generato quasi sempre versanti di raccordo al fondovalle a pendenza da media a medio alta ma sostanzialmente stabili.*

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

*I terreni in affioramento sono per lo più rappresentati da litotipi basaltici lavici, moderatamente fessurati e occasionalmente vacuolarizzati, ma comunque sempre geotecnicamente molto performanti.*

*Sebbene le facies litoidi siano interessate da livelli di fessurazione superficiale relativamente intensi, nelle zone di sedime lo strato di copertura corticale formata da suolo naturale derivante dalla alterazione del basalto lavico, composta prevalente da costituenti litoidi di medie dimensioni con bassa*



*componente finegranulare sabbioso limo-argillosa, ha uno spessore molto contenuto, eccezionalmente superiore a pochi decimetri.*

*Solo in poche aree di installazione la litologia presente in affioramento diretto è rappresentata da terreni, sempre vulcanici ed a chimismo basaltico, ma in facies scoriacea ed a composizione terrigena, che dal punto di vista strettamente geotecnico sono da considerarsi come mediocri o scadenti, poco idonei a sopportare le azioni generate da un aerogeneratore, soprattutto nella dimensione di quelli proposti dal progetto.*

*La potenza dello strato scoriaceo è sempre abbastanza contenuto, potendo raggiungere al massimo due metri per cui, visto lo spessore esiguo e la caratterizzazione geotecnica mediocre o scadente, laddove presenti questi materiali dovranno essere rimossi integralmente fino al raggiungimento del basamento lavico litoide immediatamente sottostante.*

*I terreni lapidei dimostrano una portanza ammissibile netta molto elevata, stimata attraverso un calcolo specifico allo stato limite ultimo, in oltre 64 chilogrammi per centimetro quadrato, quindi oltre dodici volte superiore rispetto a quella che dovrebbe essere realmente la tensione netta trasmessa al suolo nella più gravosa delle condizioni di esercizio delle torri eoliche in progetto.*

*A fronte di una pressione al suolo pari alla portanza, i cedimenti sui terreni lapidei rimangono contenuti in circa un millimetro e mezzo mentre, considerando quello che realmente dovrebbe essere il massimo sovraccarico lordo possibile sul piano di sedime di ogni generatore, stimato cautelativamente in 5000 tonnellate, che quindi esercita una tensione a terra pari a 5.0 chilogrammi per centimetro quadrato, il cedimento è poco superiore a 0.11 millimetri.*

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

*La caratterizzazione geotecnica dei terreni scoriacei porta a definire questi materiali come mediocri e scadenti, con un valore della portanza estremamente contenuto, mai superiore ad 1.5 kg/cmq, e cedimenti molto elevati, certamente oltre quindici volte che per i basalti lapidei, e questo sostanzialmente ne preclude l'utilizzo come terreni fondali, condizione peraltro poco ostativa vista la potenza molto contenuta che ne consente la facile rimozione integrale.*

*La caratterizzazione idrogeologica vede i basalti lapidei fessurati contraddistinti da un coefficiente di permeabilità mediobasso, per cui si verifica un drenaggio superficiale moderato ed una modesta infiltrazione efficace, condizione che limita lo sviluppo e l'articolazione del reticolo idrografico, quasi sempre assente o di tipo areico, manifesto con maggiore evidenza solo nelle aree periferiche dove le strutture tettoniche antiche hanno favorito la formazione di vallecole e valli anche pronunciate.*



*Nei siti di specifico interesse del progetto l'articolazione idrografica è del tutto assente e si manifesta solo a distanze di oltre trenta metri, prevalentemente con forme poco accentuate, e solo nel settore meridionale sono presenti due valli più evolute, impostate lungo due discontinuità strutturali più importanti, e mentre l'assetto idrogeologico porta ad escludere assolutamente qualsiasi forma di interferenza con le acque sotterranee.*

*La modesta diffusione dei terreni allentati ed il loro basso spessore, associati ad una ampiezza estremamente contenuta dei bacini imbriferi, ma anche della sostanziale assenza di alvei o canali di scorrimento concentrati, permette di escludere la possibilità che si inneschino processi instabili del tipo colate di fango o di detrito che possano coinvolgere le opere in progetto*

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

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

*Rimane da rimarcare il fatto che in tutti i siti in cui non è presente in affioramento diretto la roccia basaltica in facies lapidea, per la posa delle fondazioni e delle opere di collegamento a terra delle torri eoliche proposte, dovrà essere rimosso integralmente lo strato di materiale allentato corticale formato da scorie basaltiche e/o da depositi colluviali, quando la potenza di questa formazione dovesse suturare i pochi centimetri.*

Nuoro, Dicembre 2022

*Il tecnico*

*Dott. Geol. Gianfranco Mulas*



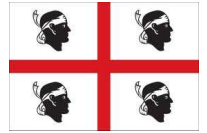


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3134/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
Committente : IVPC Power  
Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
Campione : Basalto grigio compatto  
Ubicazione : Sito generatore n° 1

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2725

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	58,9	108,9	40,15	4094,1	4916,09	48,21	6416,49	62,97	1511	N
D2	62,5	120,6	44,72	4560,1	4659,63	45,70	6306,65	61,89	1485	N
D3	60,3	112,7	42,65	4349,0	4928,96	48,34	6517,49	63,96	1535	N
D4	59,6	119,6	44,39	4526,4	4890,85	47,96	6536,96	64,15	1540	N
D5	61,5	124,2	45,65	4654,9	4693,76	46,03	6371,86	62,53	1501	N
Media	60,6	117,2	43,5	4436,9	4817,9	47,2	6429,9	63,1	1515,7	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 1515,7 \text{ Kg/cmq} = 148,65 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

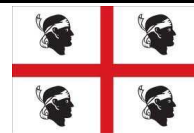


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3135/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
 Committente : IVPC Power  
 Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
 Campione : Basalto grigio compatto  
 Ubicazione : Sito generatore n° 2

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2708

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	55,2	105,6	36,96	3768,8	4984,25	48,88	6365,65	62,47	1499	N
D2	58,4	110,4	39,58	4036,0	4820,55	47,27	6299,35	61,82	1484	N
D3	53,3	113,9	37,92	3866,7	4906,55	48,12	6325,00	62,07	1490	N
D4	56,1	107,5	39,13	3990,1	5094,02	49,96	6557,68	64,35	1544	N
D5	57,8	102,8	37,95	3869,8	5012,65	49,16	6431,89	63,12	1515	N
Media	56,2	108,0	38,3	3906,3	4963,6	48,7	6395,9	62,8	1501,3	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 1501,3 \text{ Kg/cmq} = 147,24 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

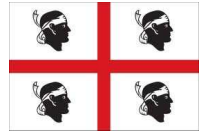


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLOGO.MULAS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3136/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
Committente : IVPC Power  
Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
Campione : Basalto grigio scuro compatto  
Ubicazione : Sito generatore n° 3

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2725

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is 50		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	49,6	101,5	35,15	3584,2	5485,67	53,80	6779,53	66,53	1597	N
D2	53,1	97,3	36,24	3695,4	5506,74	54,00	6846,58	67,19	1613	N
D3	46,2	99,8	33,79	3445,6	5755,63	56,44	6974,49	68,44	1643	N
D4	48,1	103,8	36,12	3683,2	5681,75	55,72	7009,40	68,79	1651	N
D5	50,4	104,2	35,16	3585,3	5258,09	51,57	6560,94	64,39	1545	N
Media	49,5	101,3	35,3	3598,7	5537,6	54,3	6834,2	67,1	1617,3	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 1617,3 \text{ Kg/cmq} = 158,62 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica



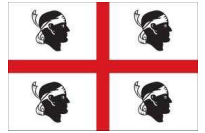


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3137/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
 Committente : IVPC Power  
 Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
 Campione : Basalto grigio compatto  
 Ubicazione : Sito generatore n° 10

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2694

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	44,8	103,5	31,26	3187,6	5294,78	51,92	6424,18	63,04	1513	N
D2	50,3	112,1	34,79	3547,5	4845,72	47,52	6143,89	60,29	1447	N
D3	51,2	100,4	32,77	3341,6	5006,68	49,10	6217,23	61,01	1464	N
D4	48,7	98,7	32,08	3271,2	5241,62	51,40	6411,38	62,92	1510	N
D5	46,9	99,5	31,79	3241,6	5350,22	52,47	6500,80	63,80	1531	N
Media	48,4	102,8	32,5	3317,9	5147,8	50,5	6339,5	62,2	1495,8	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 1495,8 \text{ Kg/cmq} = 146,70 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

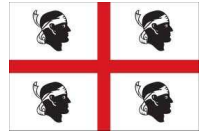


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3138/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
 Committente : IVPC Power  
 Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
 Campione : Basalto grigio bruno microvacuolare  
 Ubicazione : Sito generatore n° 6

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2655

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	46,3	100,1	18,59	1895,6	3150,22	30,89	3821,78	37,51	900	A
D2	41,8	102,9	17,66	1800,8	3224,60	31,62	3846,85	37,75	906	A
D3	42,5	94,3	18,15	1850,8	3556,75	34,88	4176,16	40,98	984	A
D4	47,4	90,6	17,25	1759,0	3154,71	30,94	3762,14	36,92	886	A
D5	45,9	93,7	16,92	1725,3	3089,76	30,30	3685,92	36,17	868	A
Media	44,8	96,3	17,7	1806,3	3235,2	31,7	3858,6	37,9	897,4	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 897,4 \text{ Kg/cmq} = 88,02 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

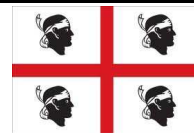


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULAS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3139/22 Nuoro, 08/12/2022 pag: 1/1  
 Committente : IVPC Power  
 Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
 Campione : Basalto bruno vacuolare  
 Ubicazione : Sito generatore n° 7

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2608

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	45,3	98,6	15,31	1561,2	2692,01	26,40	3238,86	31,78	763	A
D2	43,9	95,9	16,04	1635,6	2992,25	29,34	3552,49	34,86	837	A
D3	42,7	100,4	15,39	1569,3	2819,38	27,65	3360,95	32,98	792	A
D4	41,8	93,7	15,07	1536,7	3021,86	29,63	3529,81	34,64	831	A
D5	44,5	101,8	15,35	1565,2	2661,20	26,10	3211,98	31,52	757	A
Media	43,6	98,1	15,4	1573,6	2837,3	27,8	3378,8	33,2	795,3	

#### RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 795,3 \text{ Kg/cmq} = 78,00 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

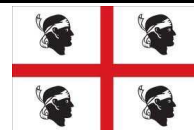


# ANAGEO

DEL DR. GEOL. GIANFRANCO MULAS

GEOLOGIA - GEOTECNICA - IDROGEOLOGIA - LABORATORIO GEOTECNICO - ACUSTICA AMBIENTALE

VIA MARCO POLO N° 2 08100 NUORO TEL/FAX 0784206114-RADIOMOBILE 3483801875 E-MAIL GEOLGEO.MULS@GMAIL.COM



## DETERMINAZIONE INDICE DI QUALITA' DI UNA ROCCIA POINT LOAD TEST (PLT)

Rapporto n° : 3140/22 Nuoro,08/12/2022 pag: 1/1  
 Committente : IVPC Power  
 Progetto : Parco eolico "Monte Pelao" - Bessude - Bonnannaro - Borutta - Siligo (SS)  
 Campione : Basalto bruno microvacuolare  
 Ubicazione : Sito generatore n° 9

Attrezzatura utilizzata: Pressa motorizzata da 50 kN con manometro digitale Digimax;

scala 0 - 50 kN - Suddivisione minima 0,01 kN

Note: Peso di volume naturale secco - Kg/mc. = 2664

### RISULTATI DELLA PROVA

Camp n°	Dimensioni		Sforzo P		Is		Is <sub>50</sub>		$\sigma_r$ Kg/cmq	Carico N = Normale P = Parallelo A = Anisotropo
	S mm	L mm	KN	Kg	kPa	Kg/cmq	KPa	Kg/cmq		
D1	44,9	97,4	15,31	1561,2	2749,46	26,96	3292,30	32,31	775	A
D2	42,1	93,9	16,04	1635,6	3186,65	31,25	3730,08	36,61	879	A
D3	40,5	99,6	15,39	1569,3	2996,41	29,39	3523,37	34,58	830	A
D4	42,4	95,1	15,07	1536,7	2935,24	28,79	3451,14	33,87	813	A
D5	43,6	97,3	15,35	1565,2	2841,75	27,87	3379,61	33,17	796	A
Media	42,7	96,7	15,4	1573,6	2941,9	28,9	3475,3	34,1	812,9	

#### RESISTENZA A COMPRESSIONE UNIASSIALE NON CONFINATA EQUIVALENTE

VALORE MEDIO  $V_m = 812,9 \text{ Kg/cmq} = 79,73 \text{ MPa}$



IL DIRETTORE TECNICO  
DOTT. GEOL. GIANFRANCO MULAS

Si dichiara che gli strumenti impiegati per le prove sono sottoposti a controllo periodico di taratura e a richiesta, per ciascuno strumento, verranno fornite le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica

**Campo Eolico Monte Pelao**

**CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO SECONDO BIENIAWSKI**

**Verifica 01**

PARAMETRO		CAMPO DI VARIAZIONE DEI VALORI							
1	Resistenza roccia intatta	Carico puntuale $I_{s50}$	> 80 kg/cmq	40 - 80 kg/cmq	20 - 40 kg/cmq	10 - 20 kg/cmq	Non eseguibile P.L.T		
		Compressione Uniassiale	> 2000 kg/cmq	1000 - 2000 kg/cmq	500 - 1000 kg/cmq	250 - 500 kg/cmq	100-250 kg/cmq	50-100 kg/cmq	< 50 kg/cmq
	INDICE	15	12	7	4	2	1	0	
2	R . Q . D.	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	25%			
	INDICE	20	17	13	8	3			
3	Spaziatura giunti	> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	60 mm			
	INDICE	20	15	10	8	5			
4	Scabrezza giunti e continuità giunti	Superfici molto ruvide non continue Apertura assente Riempimento assente	Superfici poco ruvide Apertura < 1 mm Superfici poco alterate	Superfici poco ruvide Apertura < 1 mm Superfici molto alterate	Superfici lisce o Apertura 1 - 5 mm o Riempimento < 5 mm Giunti continui	Riempimento soffice o Apertura > 5 mm Giunti continui			
	INDICE	30	25	20	10	0			
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10 m. scavo	Nessuno	< 10 lt/min	10 - 25 lt/min	25 - 125 lt/min	> 125		
		Press. $H_2O$ giunti	0	0,00 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Rapporto----- Press. Princip							
	Condizioni generali	Completamente secca	Poco umida	Umida	Satura	Fluente			
INDICE	15	10	7	4	0				

**84**

**INDICE DI CORREZIONE PER ORIENTAMENTO DISCONTINUITA'**

Direzione e inclinazione dei giunti		Molto favorevole	Favorevole	Ininfluyente	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Indice	Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
	Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25
	Scarpate	0	-5	-25	-50	-60

**77**

**CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO DALLA SOMMATORIA DEGLI INDICI**

Sommatoria indici RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
Classe n°	I	II	III	IV	V
Descrizione	Rocce molto buone	Rocce buone	Rocce mediocri	Rocce scadenti	Rocce molto scadenti

**SIGNIFICATO DELLA SUDDIVISIONE IN CLASSI**

Classe n°	I	II	III	IV	V
Coesione dell'ammasso roccioso	> 300 KPa	300 - 200 KPa	200 - 150 KPa	150 - 100 KPa	< 100 KPa
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso	> 45 °	40° - 45°	40° - 35°	35° - 30°	< 30°
Condizione di stabilità	Assolutamente stabile	Molto stabile	Stabile	Potenzialmente instabile	Sicuramente instabile
Tipo rottura	Nessuna	Piccoli blocchi isolati	Piccoli piani o modesti cunei	Piani ampi o grandi cunei	Piani molto vasti o superfici rototraslative
Interventi	Nessuno	Puntuale al bisogno	Sistematico locale	Intensi ed estesi	Riprofilatura generale
Tempo medio di autosostentamento del tunnel	10 anni per tunnel di 15 m	6 mesi per tunnel di 8 m.	5 giorni per tunnel di 4 m	10 ore per tunnel di 2,0 m	60 minuti per tunnel di 1 m

**Campo Eolico Monte Pelao**

**CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO SECONDO BIENIAWSKI**

Verifica 02

PARAMETRO		CAMPO DI VARIAZIONE DEI VALORI							
1	Resistenza roccia intatta	Carico puntuale $I_{s50}$	> 80 kg/cmq	40 - 80 kg/cmq	20 - 40 kg/cmq	10 - 20 kg/cmq	Non eseguibile P.L.T		
		Compressione Uniassiale	> 2000 kg/cmq	1000 - 2000 kg/cmq	500 - 1000 kg/cmq	250 - 500 kg/cmq	100-250 kg/cmq	50-100 kg/cmq	< 50 kg/cmq
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	R. Q. D.		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	Spaziatura giunti		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	60 mm		
	INDICE		20	15	10	8	5		
4	Scabrezza giunti e continuità giunti		Superfici molto ruvide non continue Apertura assente Riempimento assente	Superfici poco ruvide Apertura < 1 mm Superfici poco alterate	Superfici poco ruvide Apertura < 1 mm Superfici molto alterate	Superfici lisce o Apertura 1 - 5 mm o Riempimento < 5 mm Giunti continui	Riempimento soffice o Apertura > 5 mm Giunti continui		
	INDICE		30	25	20	10	0		
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10 m. scavo	Nessuno	< 10 lt/min	10 - 25 lt/min	25 - 125 lt/min	> 125		
		Press. $H_2O$ giunti							
		Rapporto----- Press. Princip	0	0,00 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condizioni generali	Completamente secca	Poco umida	Umida	Satura	Fluente		
	INDICE		15	10	7	4	0		

**57**

**INDICE DI CORREZIONE PER ORIENTAMENTO DISCONTINUITA'**

Direzione e inclinazione dei giunti		Molto favorevole	Favorevole	Ininfluyente	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Indice	Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
	Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25
	Scarpate	0	-5	-25	-50	-60

**50**

**CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO DALLA SOMMATORIA DEGLI INDICI**

Sommatoria indici RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
Classe n°	I	II	III	IV	V
Descrizione	Rocce molto buone	Rocce buone	Rocce mediocri	Rocce scadenti	Rocce molto scadenti

**SIGNIFICATO DELLA SUDDIVISIONE IN CLASSI**

Classe n°	I	II	III	IV	V
Coesione dell'ammasso roccioso	> 300 KPa	300 - 200 KPa	200 - 150 KPa	150 - 100 KPa	< 100 KPa
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso	> 45 °	40° - 45°	40° - 35°	35° - 30°	< 30°
Condizione di stabilità	Assolutamente stabile	Molto stabile	Stabile	Potenzialmente instabile	Sicuramente instabile
Tipo rottura	Nessuna	Piccoli blocchi isolati	Piccoli piani o modesti cunei	Piani ampi o grandi cunei	Piani molto vasti o superfici rototraslative
Interventi	Nessuno	Puntuale al bisogno	Sistematico locale	Intensi ed estesi	Riprofilatura generale
Tempo medio di autosostentamento del tunnel	10 anni per tunnel di 15 m	6 mesi per tunnel di 8 m.	5 giorni per tunnel di 4 m	10 ore per tunnel di 2,0 m	60 minuti per tunnel di 1 m



Committente: IVPC Power 8

Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)

Data : Dicembre 2022

Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30

Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori

Prova n°: 1

Profondità prova dal p.c. : -2.00

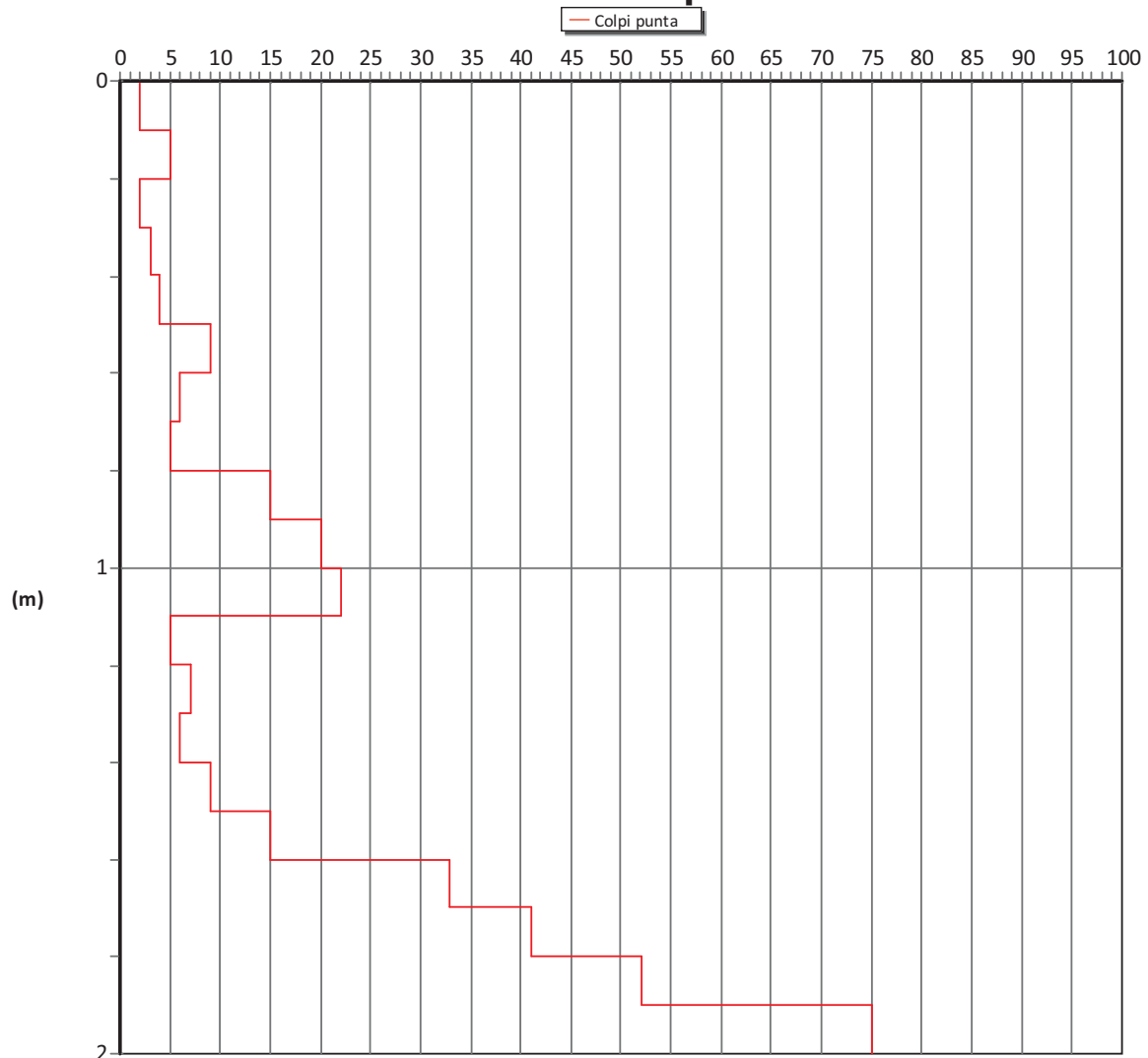


## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT

### Tabulato della prova

Profondità (m)	N. colpi della punta misurato	N.colpi del rivestimento	N. colpi SPT equivalenti	N. colpi del rivestimento corretto
0,1	3		3	
0,2	5		4	
0,3	2		2	
0,4	3		3	
0,5	4		4	
0,6	9		8	
0,7	6		5	
0,8	5		4	
0,9	15		13	
1	20		18	
1,1	22		20	
1,2	5		4	
1,3	7		6	
1,4	6		5	
1,5	9		8	
1,6	15		13	
1,7	33		30	
1,8	41		37	
1,9	52		47	
2	75		67	

### Grafico della prova





Committente: IVPC Power 8

Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)

Data : Dicembre 2022

Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30

Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori

Prova n°: 1

Profondità prova dal p.c. : -2.00



## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT Stratigrafia della prova

Profondità (m)	Nspt medio equiv.	Resist.dinam. (kg/cmq)	Resist.dinam.SPT (kg/cmq)	Descrizione litologica	Comport. meccanico	Correzione litologica
0,2	2	10,6	12,86	Sabbia limosa poco densa	0	1
0,4	1	6,19	7,55	Sabbia sciolta	0	1
0,8	4	14,26	17,56	Sabbia densa con ghiaia	0	1
1,1	13	51,56	63,97	Elemento litoide isolato	0	1
1,4	4	15,05	18,8	Sabbia densa con ghiaia	0	1
1,6	5	20,31	25,48	Sabbia molto densa con ghiaia	0	1
1,8	26	98,33	123,93	Basalto litoide alterato	0	1
2	36	133,9	169,46	Basalto litoide compatto	0	1

Comportamento meccanico dello strato: 0 = incoerente - 1 = coesivo - 2 = intermedio

Profondità della falda (m): n.d.

Peso del maglio (kg): 30

Passo di lettura (cm): 10

Volata del maglio (cm): 20

Profondità di partenza (m): 0,0

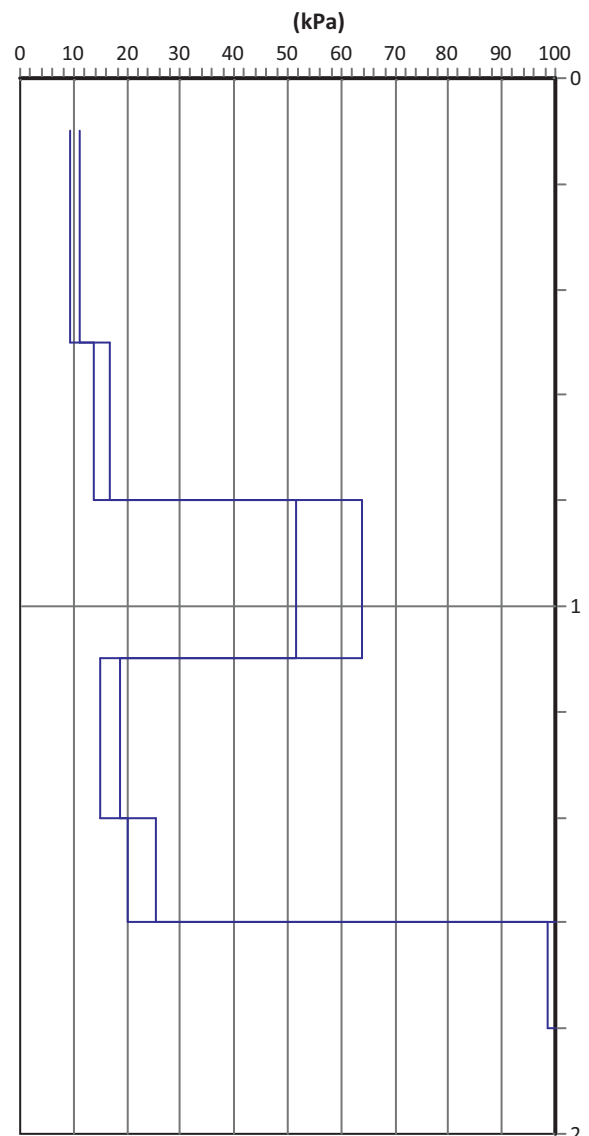
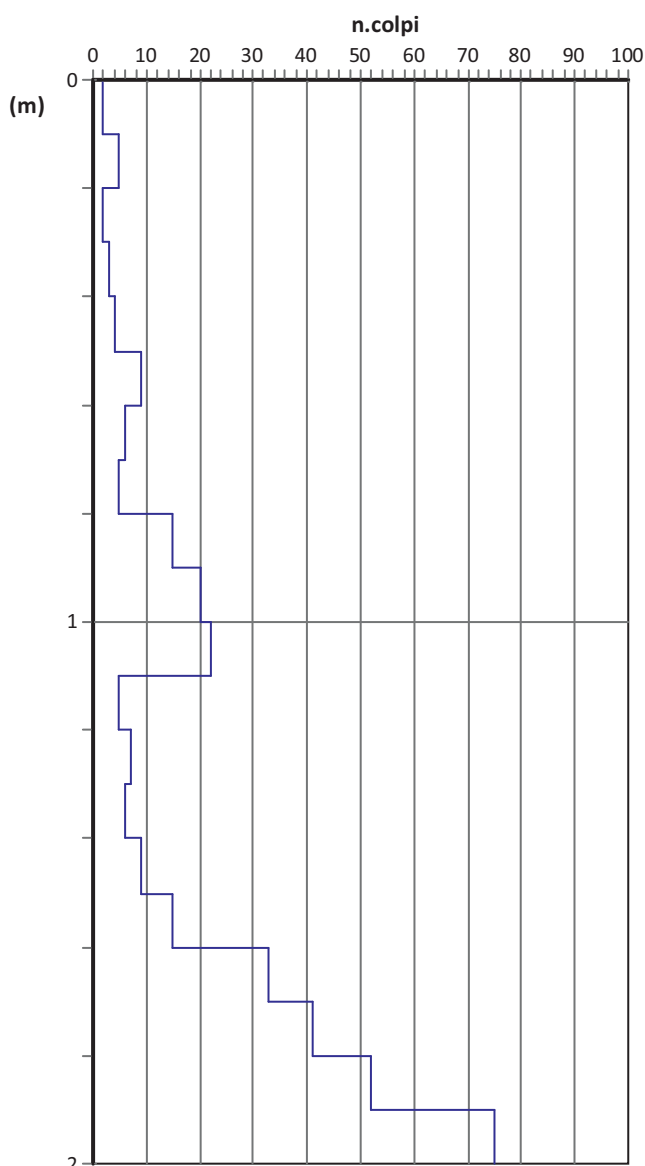
Peso delle aste (kg): 1,5

Lunghezza della prova (m): 1,7

Diametro della punta (cm): 3,57

Fattore di correzione strumentale: 0,9

### Grafico n.colpi - resistenza dinamica



— Colpi punta

— Resistenza dinamica

— Resistenza dinamica da SPT





Committente: IVPC Power 8

Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)

Data : Dicembre 2022

Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30

Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori

Prova n°: 1

Profondità prova dal p.c. : -2.00



## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT

### Parametri geotecnici

Prof. base strato(m)	Nspt medio equiv.	Descrizione litologica	Velocità onde S (m/s)	Rapporto Tau Sigma	Angolo d'attrito(°)	Peso volume naturale (kN/mc)	Densità relativa %	Mod. Young (kPa)	Mod. edom. incoerenti (kg/cmq)	Coesione non drenata (kPa)	Mod. edom. (kPa)	O. C. R.	Mod. dinamico di taglio (kPa)	Pres.eff. a metà strato (kPa)
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	52	0,07	20	1,91	49	35	14				121	0,02
0,4	1	Sabbia sciolta	58	0,03	19	1,78	27	16	7				79	0,06
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	84	0,1	23	1,88	45	80	28				185	0,11
1,1	13	Elemento litoide isolato	112	0,28	29	2,06	71	394	92				381	0,18
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	97	0,08	23	1,84	37	80	28				185	0,24
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	104	0,09	24	1,85	40	106	36				212	0,28
1,8	26	Basalto litoide alterato	142	0,47	35	2,16	85	1100	185				581	0,32
2	36	Basalto litoide compatto	153	0,62	38	2,16	85	1770	256				709	0,37

Profondità della falda (m):n.r.

### Calcolo del valore di Nspt normalizzato

Profondità (m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica	N1
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	2
0,4	1	Sabbia sciolta	1
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	3
1,1	13	Elemento litoide isolato	10
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	3
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	4
1,8	26	Basalto litoide alterato	20
2	36	Basalto litoide compatto	27

Classificazione del sito secondo il D.M. 14.01.2008:

Nspt30=23 sito di classe C

### Stima della velocità delle onde S

Profondità (m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica	Vs (m/s)
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	52
0,4	1	Sabbia sciolta	58
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	84
1,1	13	Elemento litoide isolato	112
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	97
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	104
1,8	26	Basalto litoide alterato	142
2	36	Basalto litoide compatto	153

Classificazione del sito secondo il D.M. 14.01.2008:

Vs30 (m/s)=146 sito di classe D

### Stratigrafia della prova

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	Vs (m/s)	Tau/Sigma	Modulo edometrico coesivi(kg/cmq)	Modulo di Young(kg/cmq)	Peso di volume naturale(t/mc)	Densità relativa (%)	Coesione non drenata(kg/cmq)	Angolo d'attrito(°)
0,50 - 0,50		62	0,06	nc	35	1,85	39	nc	20
0,30 - 0,80									
0,30 - 1,10		81	0,07	nc	56	1,84	38	nc	22
0,30 - 1,40		112	0,28	nc	394	2,06	72	nc	29
0,20 - 1,60		97	0,08	nc	80	1,84	37	nc	23
0,20 - 1,80		104	0,09	nc	106	1,85	40	nc	24
0,20 - 2,00		142	0,47	nc	1100	2,16	85	nc	35
		153	0,62	nc	1770	2,16	85	nc	38



Committente: IVPC Power 8

Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)

Data : Dicembre 2022

Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30

Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori

Prova n°: 1

Profondità prova dal p.c. : -2.00



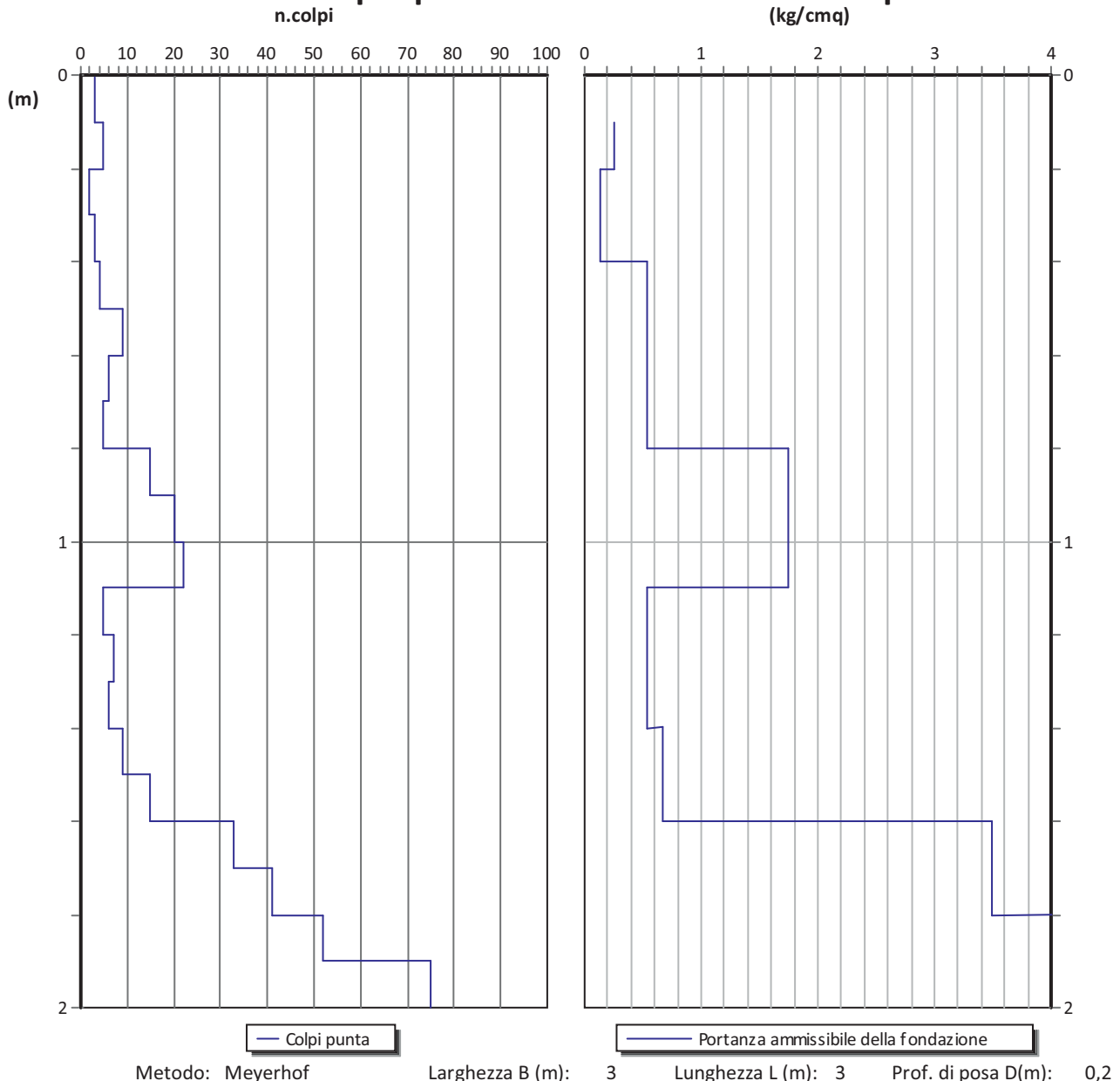
## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT

### Calcolo della portanza di una fondazione superficiale

Profondità (m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica	Portanza ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	0,50
0,4	1	Sabbia sciolta	0,26
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	1,08
1,1	13	Elemento litoide isolato	3,49
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	1,35
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	1,54
1,8	26	Basalto litoide alterato	7,15
2	36	Basalto litoide compatto	12,56

Larghezza della fondazione (m):	3,0	Profondità di posa della fondazione (m):	0,2
Lunghezza della fondazione (m):	3,0	Coefficiente di sicurezza strati coesivi:	2
Metodo di calcolo:	Meyerhof	Coefficiente di sicurezza strati incoerenti:	2

### Grafico n.colpi - portanza di una fondazione superficiale





Committente: IVPC Power 8

Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)

Data : Dicembre 2022

Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30

Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori

Prova n°: 1

Profondità prova dal p.c. : -2.00



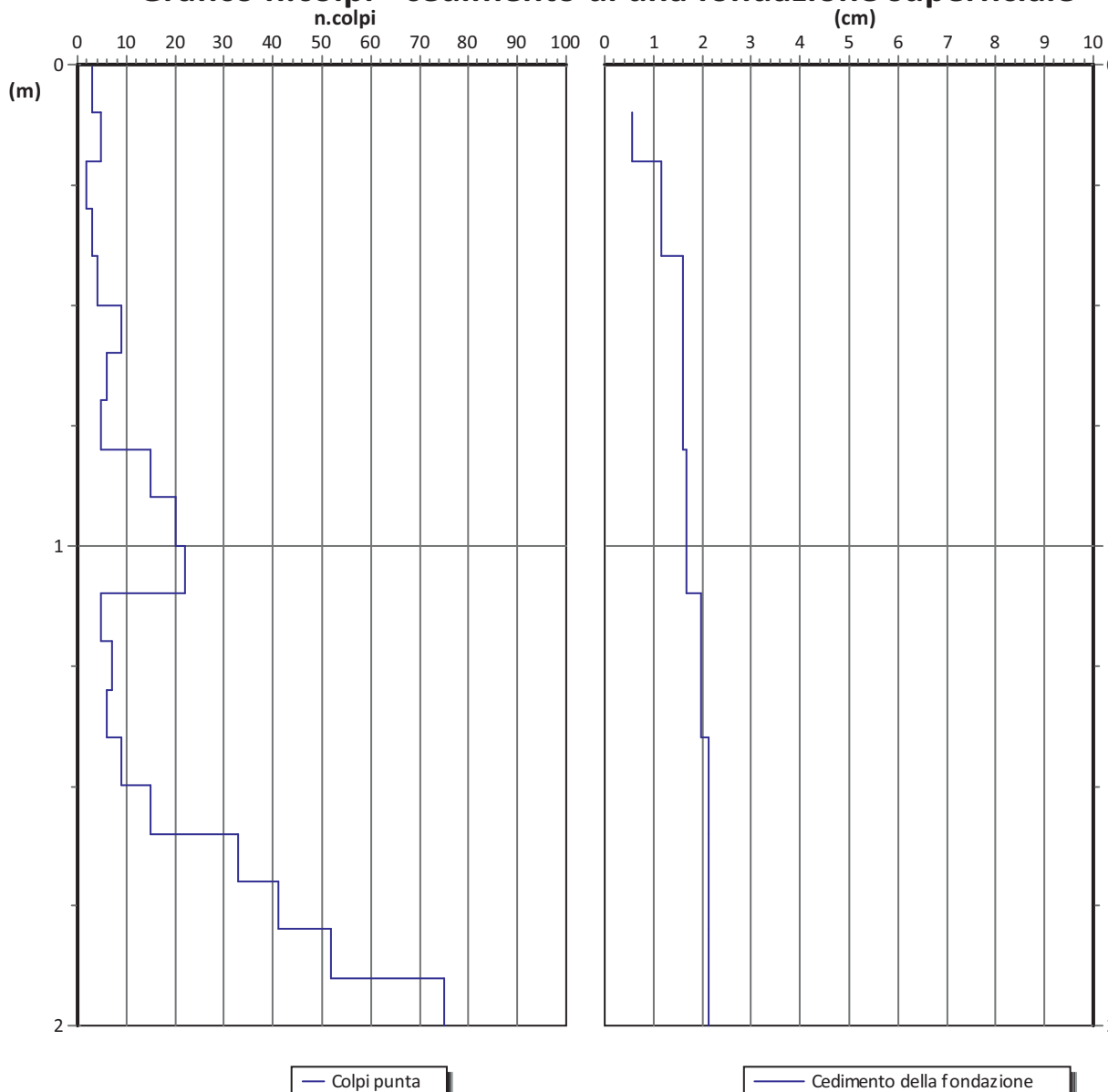
## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT Calcolo del cedimento di una fondazione superficiale

Metodi di calcolo: per gli strati incoerenti Schmertmann, per gli strati coesivi Terzaghi

Profondità (m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica	Cedimento dello strato(cm)	Somma dei cedimenti (cm)
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	0,55	0,55
0,4	1	Sabbia sciolta	1,17	1,17
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	0,45	1,62
1,1	13	Elemento litoide isolato	0,06	1,68
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	0,3	1,98
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	0,14	2,12
1,8	26	Basalto litoide alterato	0,01	2,13
2	36	Basalto litoide compatto	0,01	2,14

Larghezza della fondazione (m): 3,0      Profondità di posa della fondazione (m): 0,2  
 Lunghezza della fondazione (m): 3,0      Carico netto applicato (kg/cm<sup>2</sup>): 1,0  
 k di Winkler(kg/cm<sup>3</sup>): 0,47

### Grafico n.colpi - cedimento di una fondazione superficiale





Committente: IVPC Power 8  
 Località : Monte Pelao - Bessude - Bonnannaro- Borutta - Siligo (SS)  
 Data : Dicembre 2022  
 Attrezzatura : Penetrometro PENNI 30  
 Progetto: Campo eolico 11 aerogeneratori  
 Prova n°: 1  
 Profondità prova dal p.c. : -2.00



## PROVA PENETROMETRICA CONTINUA DINAMICA SCPT

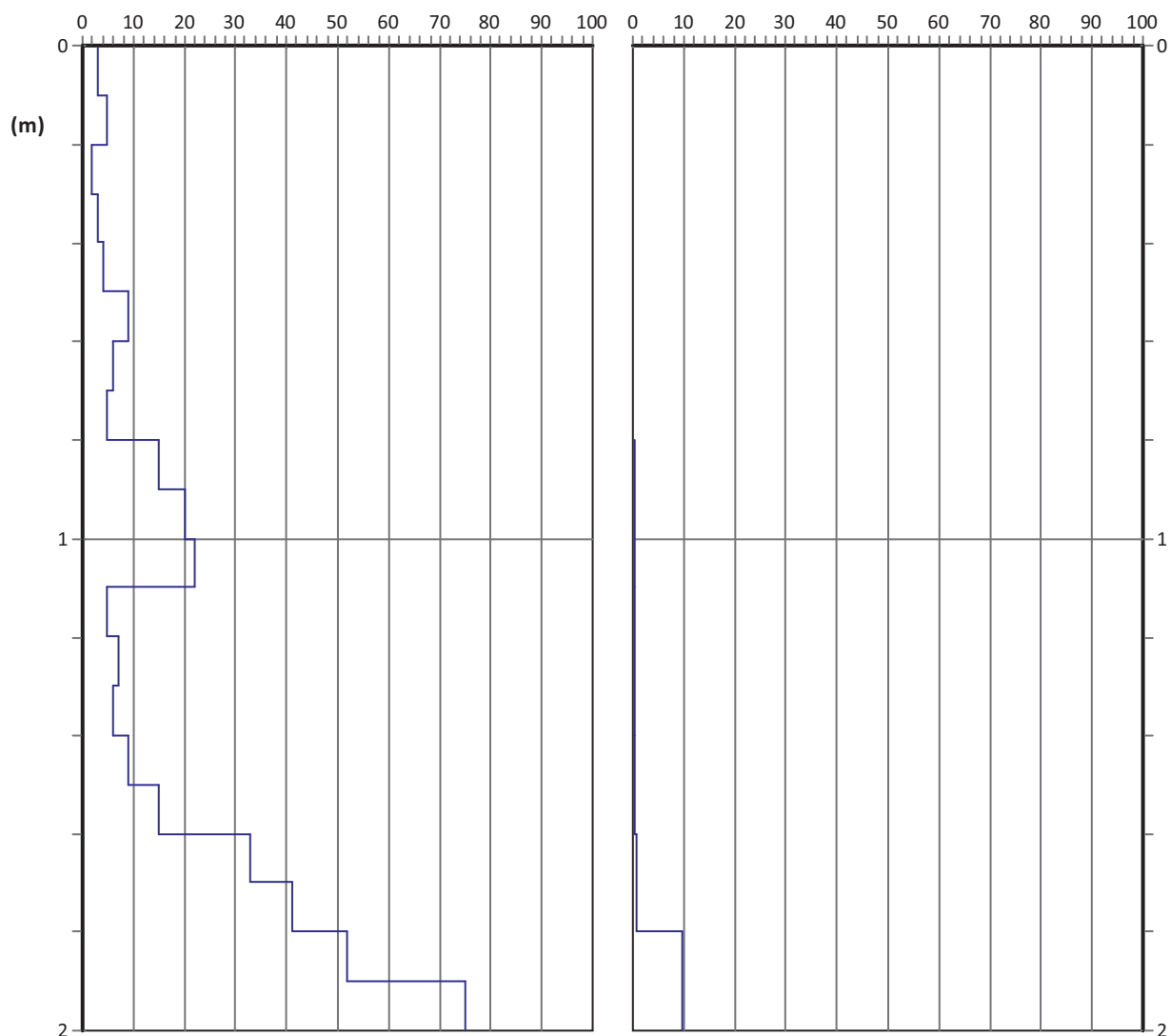
### Calcolo della portata di un palo

Profondità (m)	Nspt medio equivalente	Descrizione litologica	Portata laterale (t)	Portata di punta (t)	Sommatoria (t)
0,2	2	Sabbia limosa poco densa	0,02		0,02
0,4	1	Sabbia sciolta	0,01		0,03
0,8	4	Sabbia densa con ghiaia	0,08		0,11
1,1	13	Elemento litoide isolato	0,19		0,3
1,4	4	Sabbia densa con ghiaia	0,06		0,36
1,6	5	Sabbia molto densa con ghiaia	0,05		0,41
1,8	26	Basalto litoide alterato	0,25		0,66
2	36	Basalto litoide compatto	0,35	8,7	9,71

Stima effettuata con la formula di Meyerhof :  $Q_t (t) = N(40A_p + A_l/5) / F_s$

Diametro del palo (mm):	100	Profondità di posa del palo (m):	0
Lunghezza del palo (m):	2	Coefficiente di sicurezza:	1,3
		Peso del palo (t)	0,04
Portata complessiva del palo (t) = Portata di punta + Portata laterale - Peso del palo			
9,67			

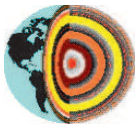
### Grafico n.colpi - portata ammissibile di un palo



— Colpi punta


— Portata ammissibile di un palo

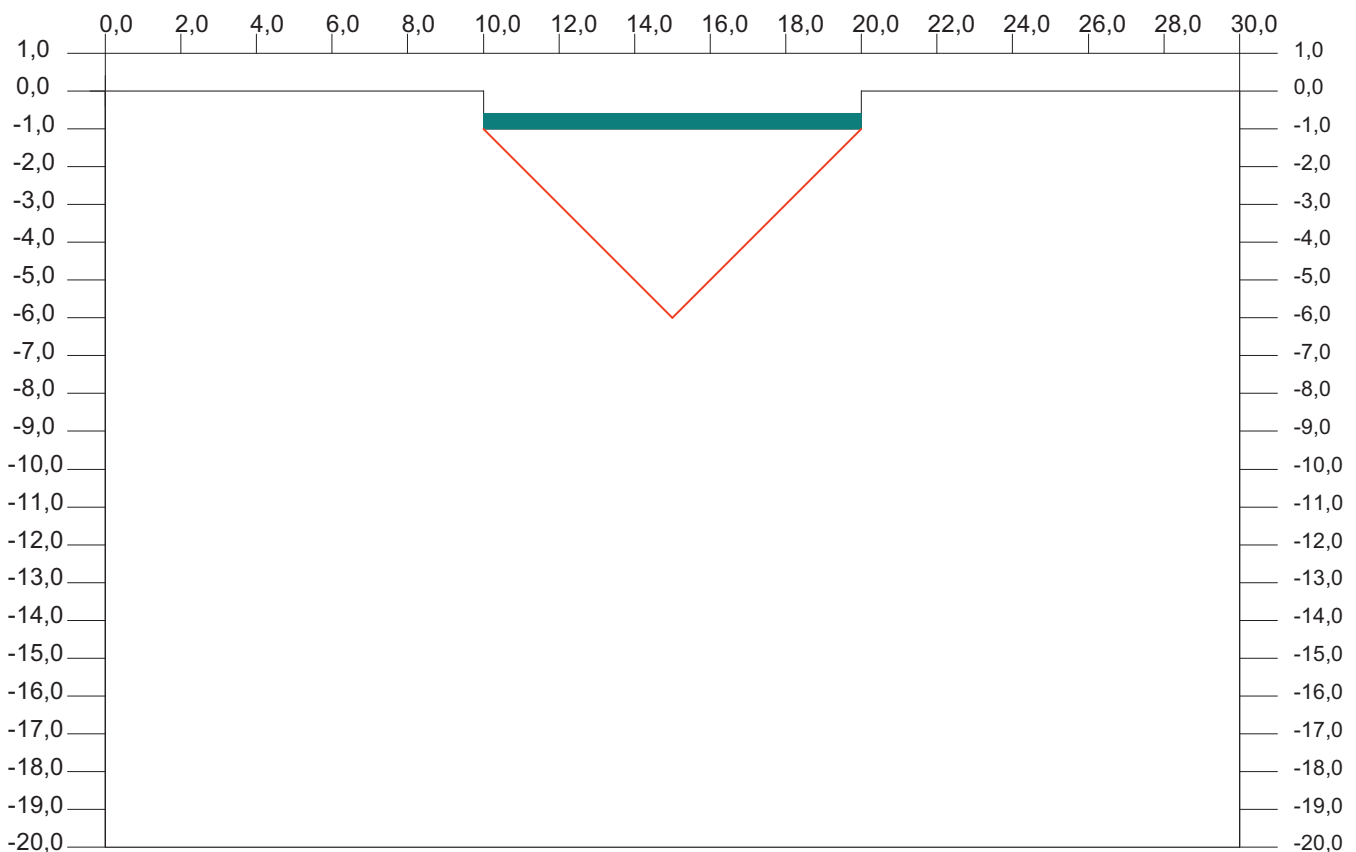
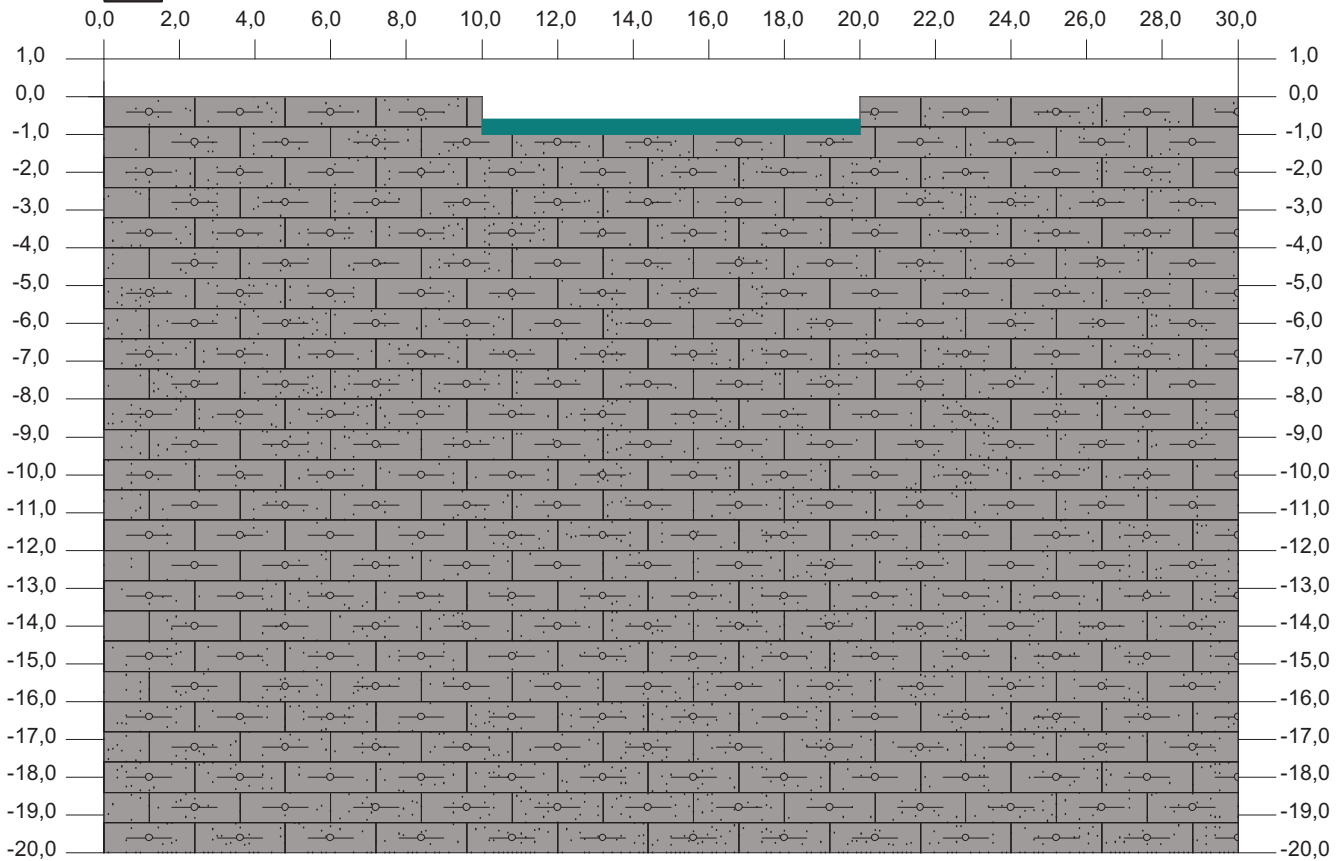
Diametro (mm): 100      Lunghezza L (m): 2      Prof. di posa D(m): 0

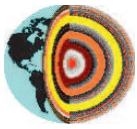


## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### LEGENDA:

 Basalto bruno vacuolare





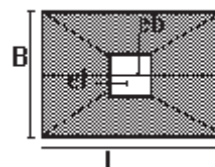
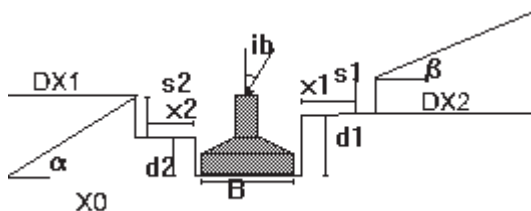
## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

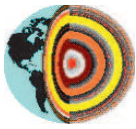
### Coordinate del profilo topografico

Ascisse X (m)	Ordinate Y (m)
0	0
10	0
10	-1
20	-1
20	0
30	0

### Geometria della fondazioni

Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	10
Lunghezza della base L (m):	10
Profondità di posa lato destro d1(m):	1
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	1
Profondità scavo destro s1(m):	0
Profondità scavo sinistro s2(m):	0
Inclinazione pendio a valle a(°):	0
Inclinazione pendio a monte b(°):	0
Distanza bordo scavo destro x1(m):	0
Distanza bordo scavo sinistro x2(m):	0
Inclinazione base lato B(°):	0
Inclinazione base lato L(°):	0
Inclinazione carico lato B ib(°):	0
Inclinazione carico lato L(°):	0
Eccentricità carico su B(m):	0
Eccentricità carico su L(m):	0
Peso di volume del cls (kg/mc):	2500
Peso di volume terrapieno (kg/mc):	1800
Altezza del terrapieno Ht (m):	0
Larghezza sommità terrapieno Ls(m):	0
Lunghezza primo tratto DX1(m):	10
Lunghezza ultimo tratto DX2(m):	10
Tipologia fondazionale:	Platea
Ascissa lato sinistro della fondazione X0(m):	10
Componente assiale del carico (kg):	5000000
Componente longitudinale carico(kg):	5000
Momento agente lungo il lato B(kgm):	0
Momento agente lungo il lato L(kgm):	0
Pressione sul terreno - lato sinistro (kg/cmq):	0
Pressione sul terreno - lato destro (kg/cmq):	0





## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Coordinate del profilo del tetto dello strato n. 1

Ascisse X (m)	Ordinate Y (m)
0	0
10	0
10	-1
20	-1
20	0
30	0

### Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

Parametri ammasso roccioso:

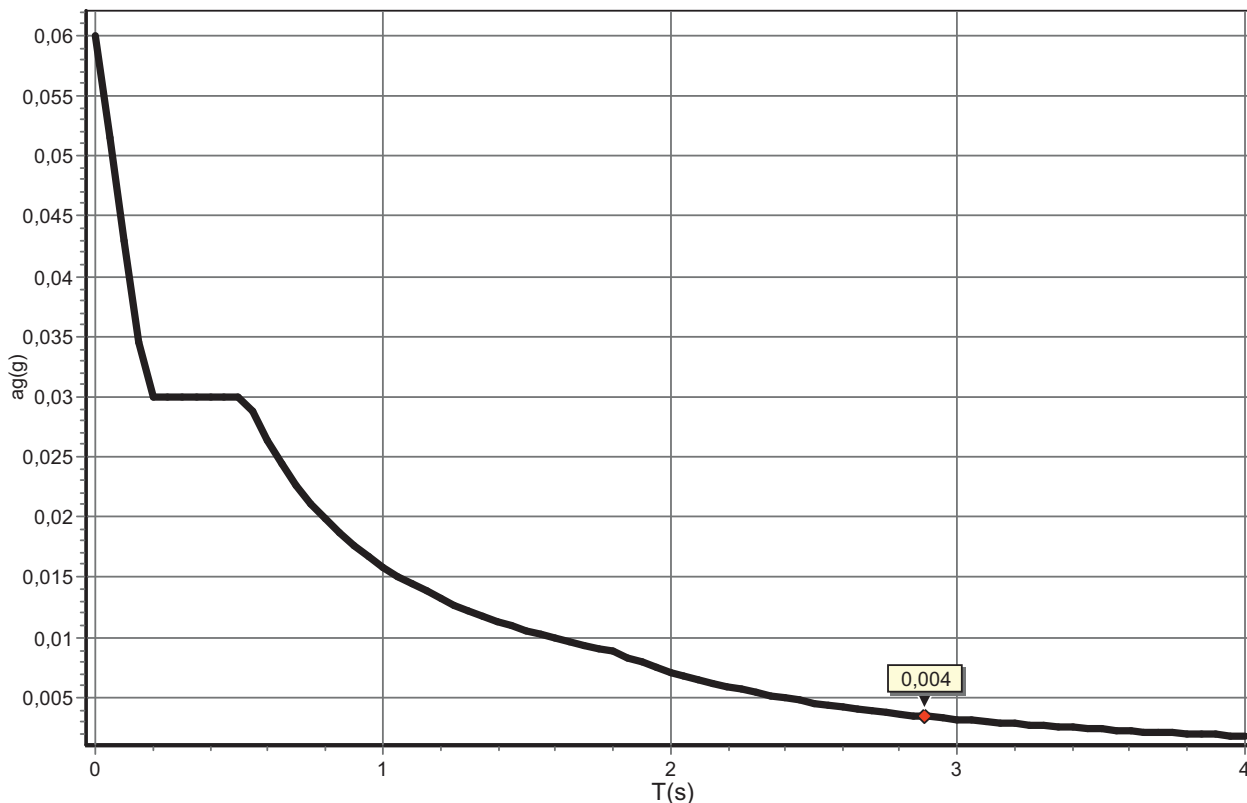
Basalto bruno vacuolare	
Strato n.	1
G.S.I. (Geological Strength Index):	35
Indice Q della classificazione di Barton:	40
Coefficiente di Poisson:	0,2
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	2650
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2750
Costante mi della roccia:	0
Resistenza compressione monassiale(kg/cm <sup>2</sup> ):	800
Modulo elastico ammasso roccioso (kg/cm <sup>2</sup> ):	392905,2
Fattore di portanza Nq:	8,33
Fattore di portanza Nc:	13,21
Fattore di portanza Ny:	12,46
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

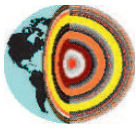
### Parametri geomeccanici del terreno: strato n.1

Parametri giunti meccanici:

Immersione(°)	Inclinazione(°)	JCS(kg/cm <sup>2</sup> ):	JRC	Phi base(°)	Spaziatura (cm)	Apertura (mm)
170	80	38	32	30	80	2

SPETTRO DI PROGETTO componente orizzontale





## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Fondazione n. ....	1
Larghezza della fondazione (m):	10
Lunghezza della fondazione (m):	10
Profondità di posa lato destro (m):	1
Profondità di posa lato sinistro (m):	1
Metodo di calcolo:	<b>Brinch Hansen NTC2008/NTC2018 App.II sismica</b>

#### Fattori di forma

Sc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1,62"/>	Sq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1,54"/>	Sy: <input style="width: 80%;" type="text" value="0,6"/>
---	---	--

#### Fattori di profondità

Dc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1,04"/>	Dq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1,03"/>	Dy: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>
---	---	--

#### Fattori inclinazione carico

lc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	lq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	ly: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>
--	--	--

#### Fattori inclinazione pendio

Gc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	Gq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	Gy: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>
--	--	--

#### Fattori inclinazione base

Bc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	Bq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	By: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>
--	--	--

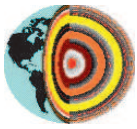
#### Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

Zc: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	Zq: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>	Zy: <input style="width: 80%;" type="text" value="1"/>
--	--	--

#### RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per G.S.I.:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per res.compressione:	1
Correzione per rottura locale:	non applicata
Carico S.L.U.(kg/cmq):	64,31
Carico S.L.E.(kg/cmq):	64,31
Profondità del cuneo efficace (m):	5
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,05





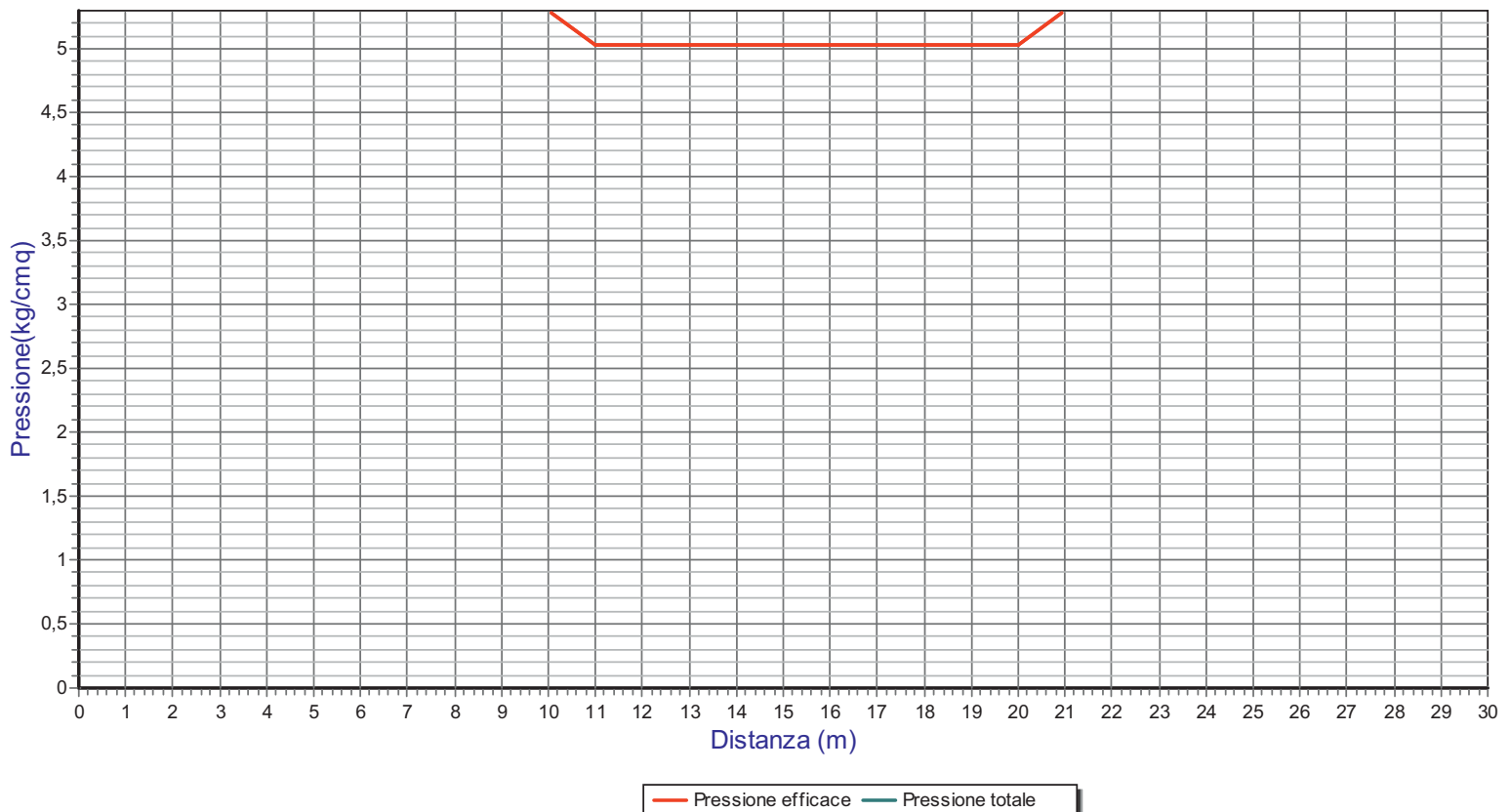
## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

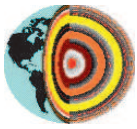
### Calcolo della pressione efficace e totale del terreno

Quota dal p.c. (m)	Pressione efficace(kg/cmq)	Pressione totale(kg/cmq)
-2	0,27	0,27
-3	0,53	0,53
-4	0,8	0,8
-5	1,06	1,06
-6	1,33	1,33
-7	1,59	1,59
-8	1,85	1,85
-9	2,12	2,12
-10	2,38	2,38
-11	2,65	2,65
-12	2,91	2,91
-13	3,18	3,18
-14	3,44	3,44
-15	3,71	3,71
-16	3,98	3,98
-17	4,24	4,24
-18	4,51	4,51
-19	4,77	4,77
-20	5,04	5,04

Profondità di calcolo dal p.c.(m): 20,0 Coordinata X di calcolo (m): 15,0 Passo di calcolo (m): 1,0

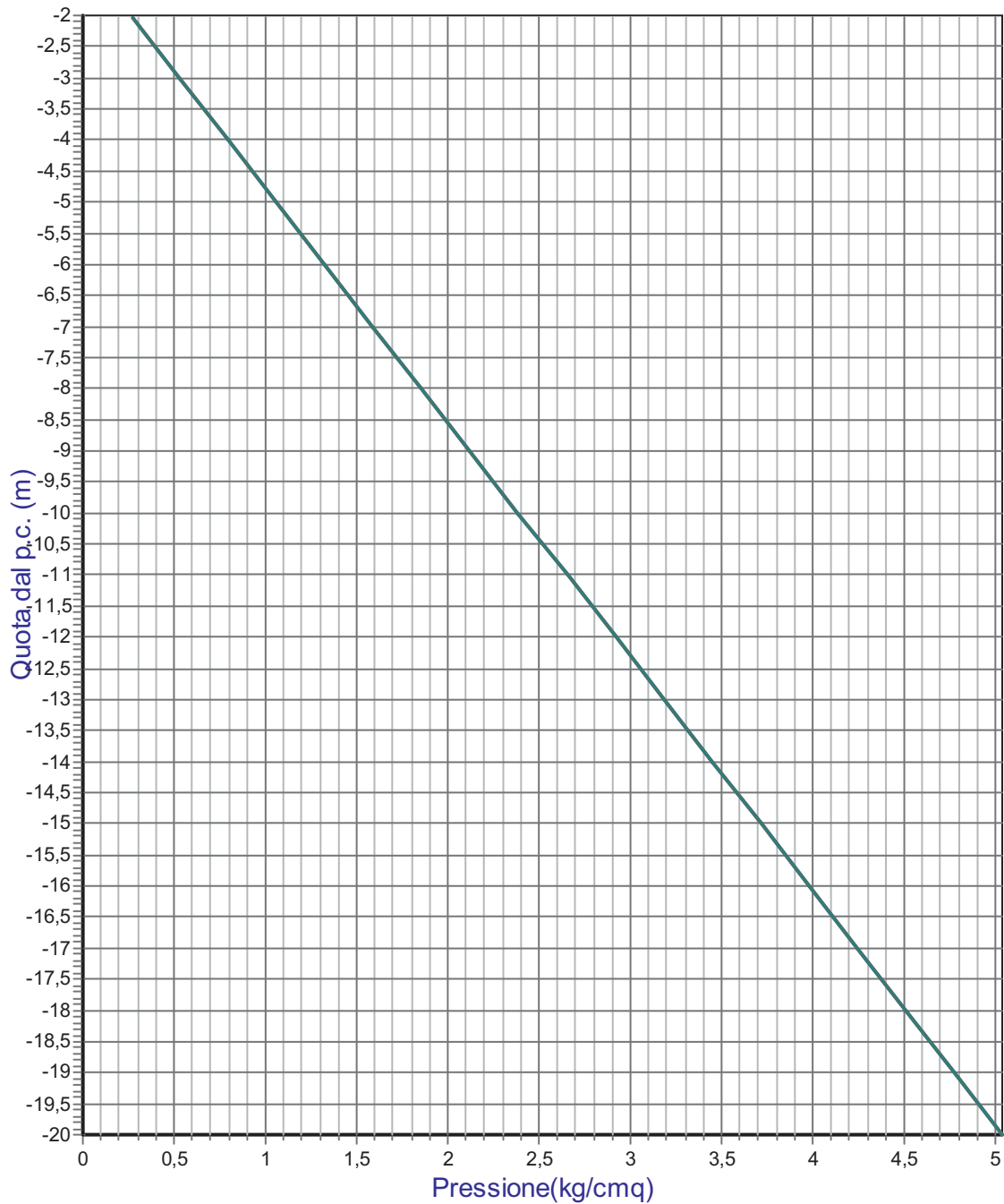
### Andamento della pressione litostatica lungo la sezione





## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

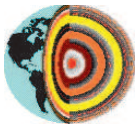
### Grafico della pressione efficace e totale del terreno



— Pressione efficace — Pressione totale

Profondità di calcolo dal p.c.(m): 20,0      Coordinata X di calcolo (m): 15,0

Passo di calcolo (m): 1,0



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Andamento della sollecitazione indotta nel terreno

<i>Quota dal p.c. (m)</i>	<i>Sollecitazioni indotte(kg/cm<sup>2</sup>)</i>
-2	64,06254
-3	62,1348
-4	58,56982
-5	53,56077
-6	47,87525
-7	42,18076
-8	36,88402
-9	32,16739
-10	28,07089
-11	24,5606
-12	21,57137
-13	19,0304
-14	16,86827
-15	15,02345
-16	13,44345
-17	12,0844
-18	10,90999
-19	9,89035
-20	9,00092
-21	8,22152

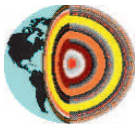
Tensione al suolo 64,31 kg/cm<sup>2</sup>

-2	4,7615
-3	4,61822
-4	4,35325
-5	3,98095
-6	3,55837
-7	3,13512
-8	2,74144
-9	2,39087
-10	2,08639
-11	1,82549
-12	1,60331
-13	1,41445
-14	1,25375
-15	1,11663
-16	0,9992
-17	0,89818
-18	0,81089
-19	0,73511
-20	0,669
-21	0,61107

Tensione al suolo 5,0 kg/cm<sup>2</sup>

*Profondità di calcolo dal p.c.(m):* 21,0  
*Passo di calcolo (m):* 1,0  
*Sezione di calcolo:* Sezione centrale

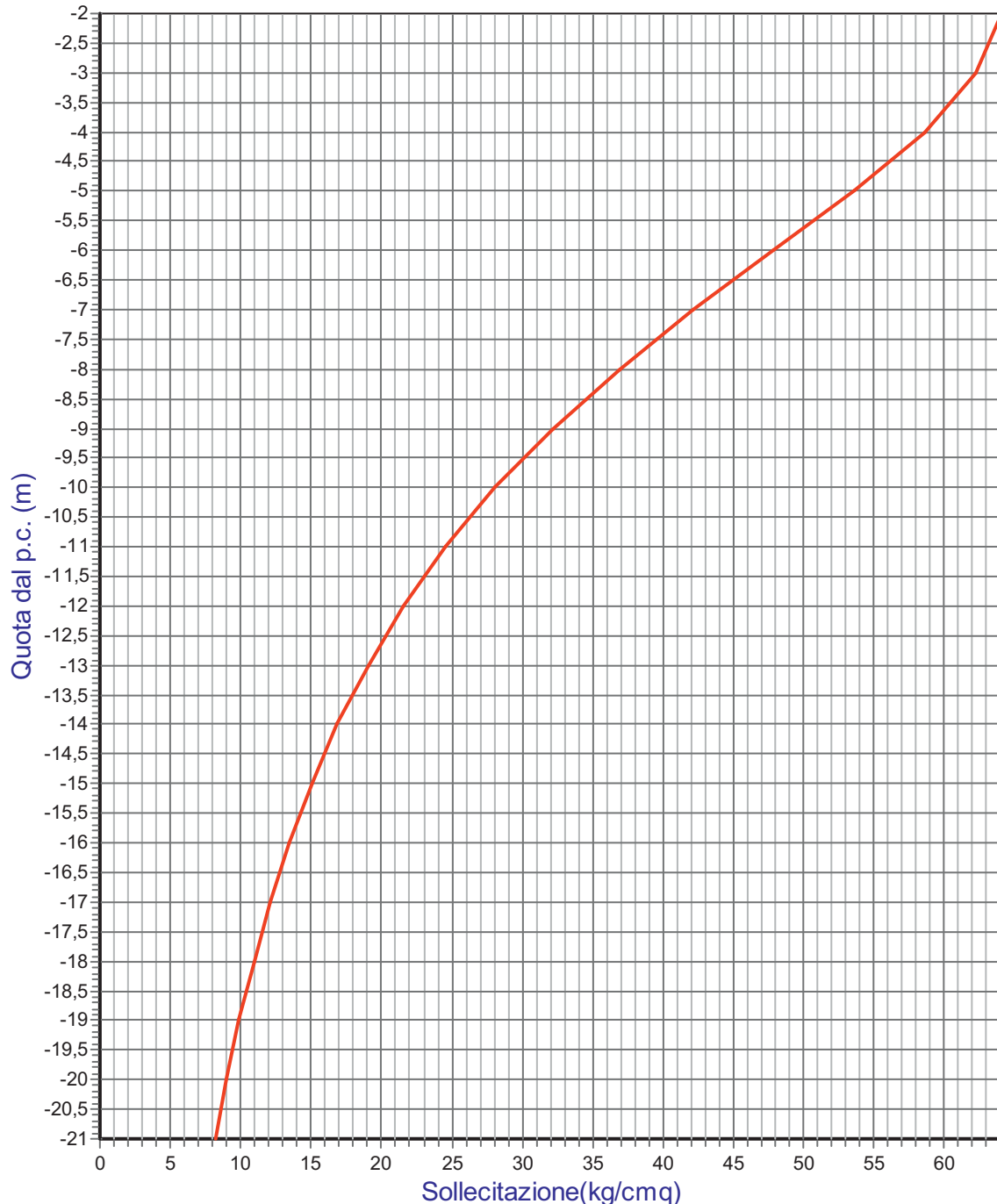
*Coordinata X di calcolo (m):* 15,0  
*Metodo di calcolo:* Boussinesq  
*Coordinata Y di calcolo (m):* 5,0



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

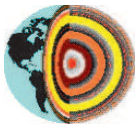
### Grafico della sollecitazione indotta nel terreno

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 21,0  
Passo di calcolo (m): 1,0  
Sezione di calcolo: Sezione centrale

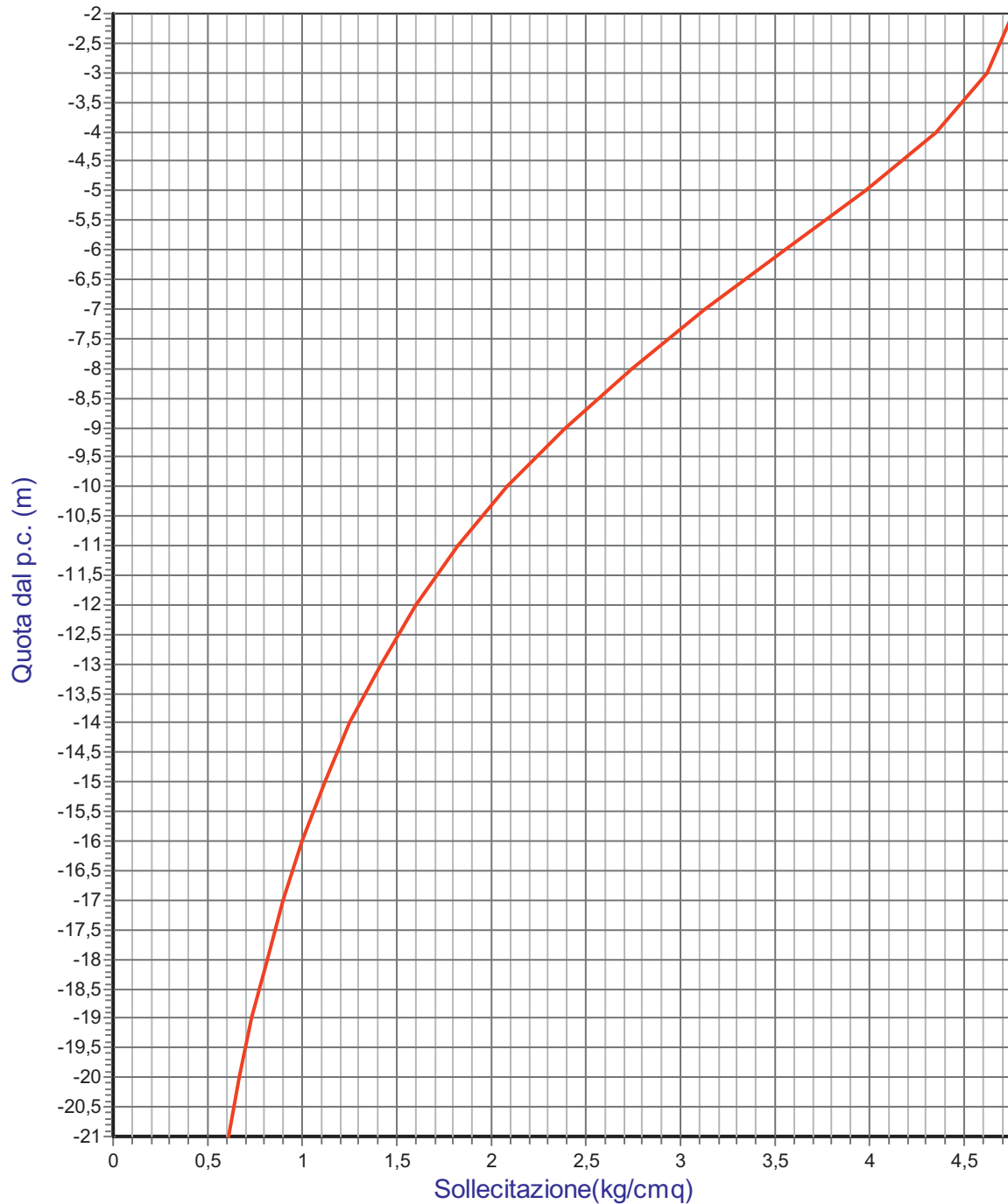
Coordinata X di calcolo (m): 15,0  
Metodo di calcolo: Boussinesq  
Coordinata Y di calcolo (m): 5,0



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

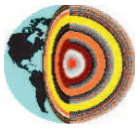
### Grafico della sollecitazione indotta nel terreno

Tensione al suolo 5,0 kg/cmq



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 21,0  
Passo di calcolo (m): 1,0  
Sezione di calcolo: Sezione centrale

Coordinata X di calcolo (m): 15,0  
Metodo di calcolo: Boussinesq  
Coordinata Y di calcolo (m): 5,0

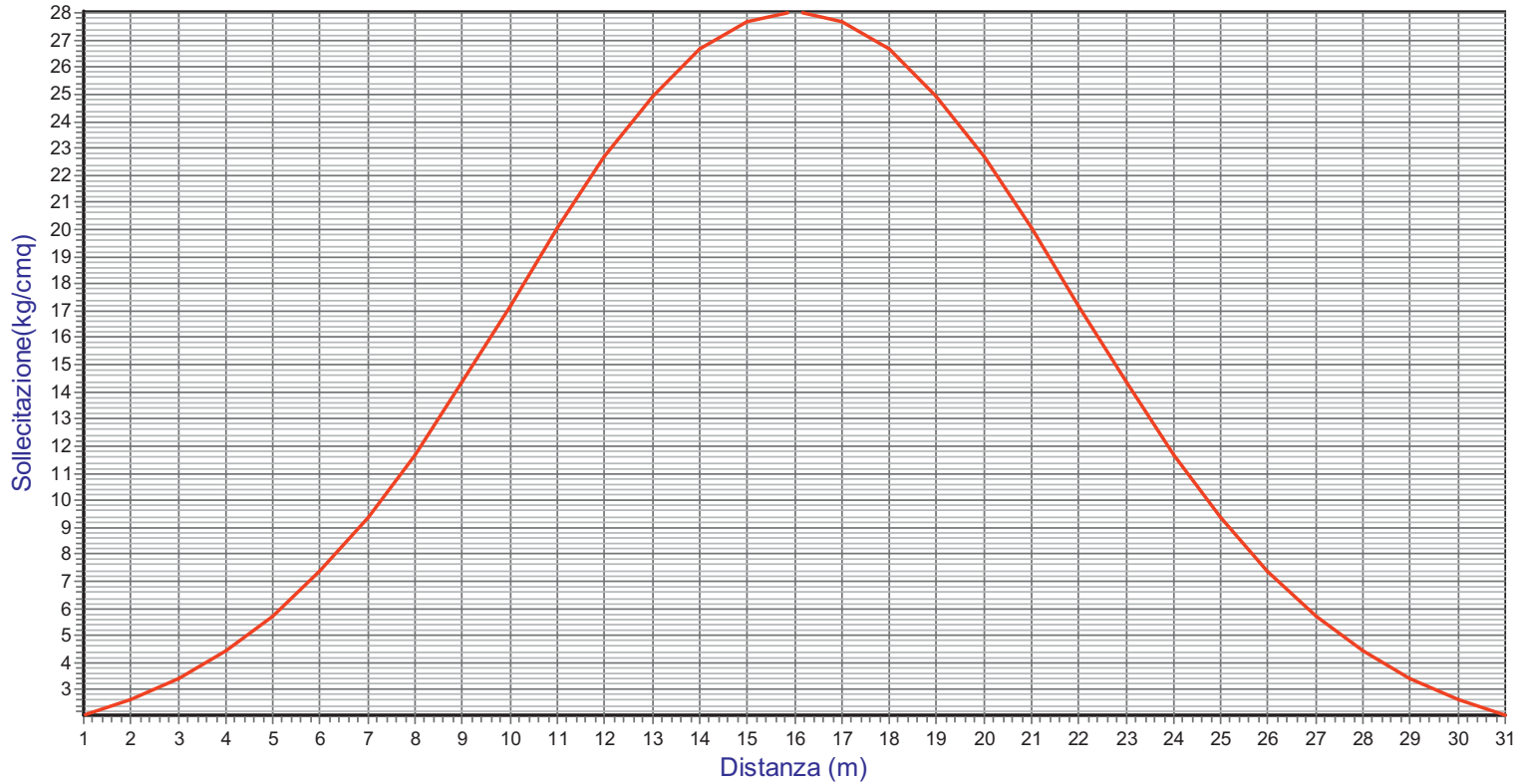


## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

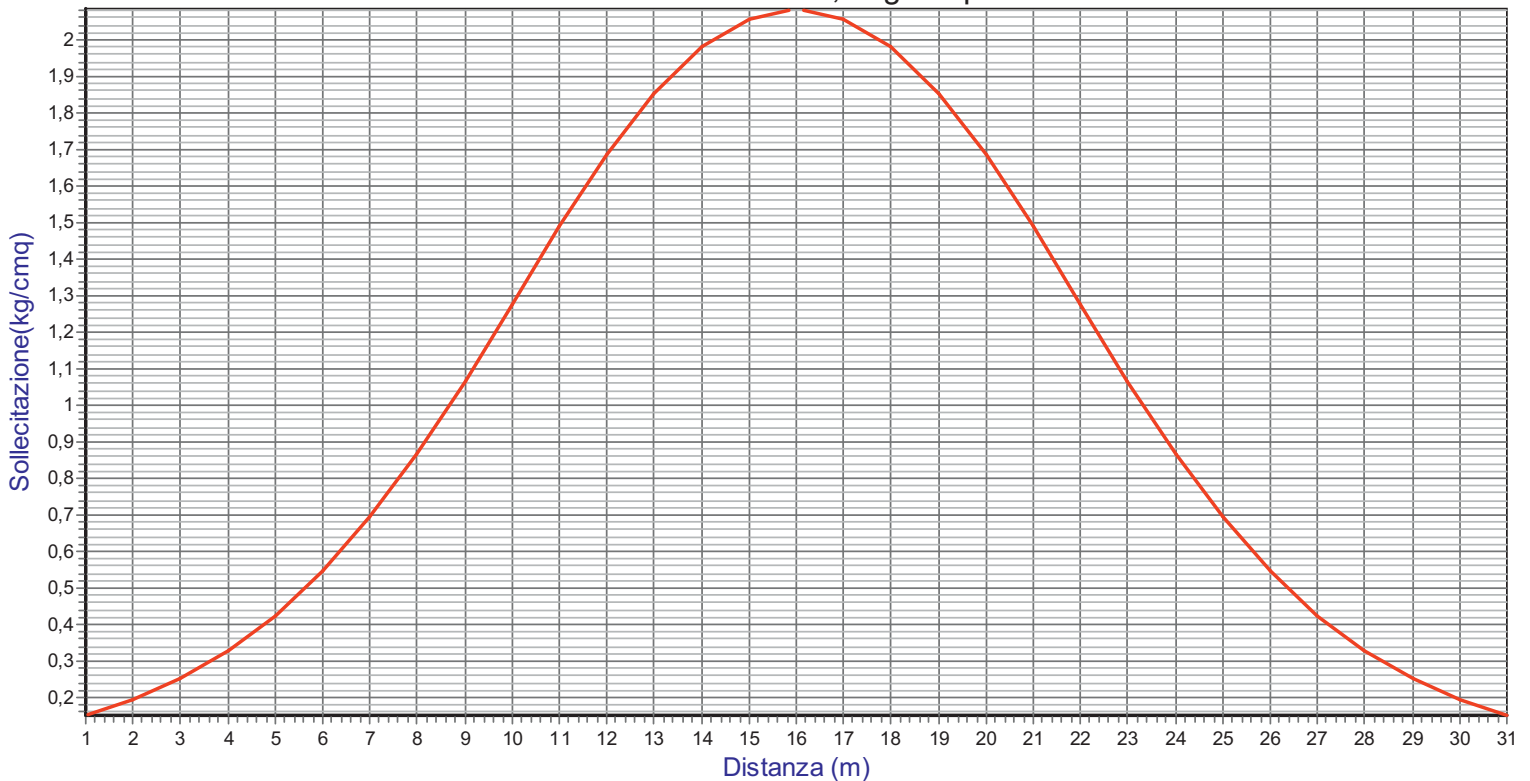
Andamento delle sollecitazioni indotte dalle fondazioni nel terreno

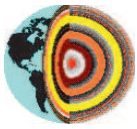
lungo la sezione

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq



Tensione al suolo 5,0 kg/cmq

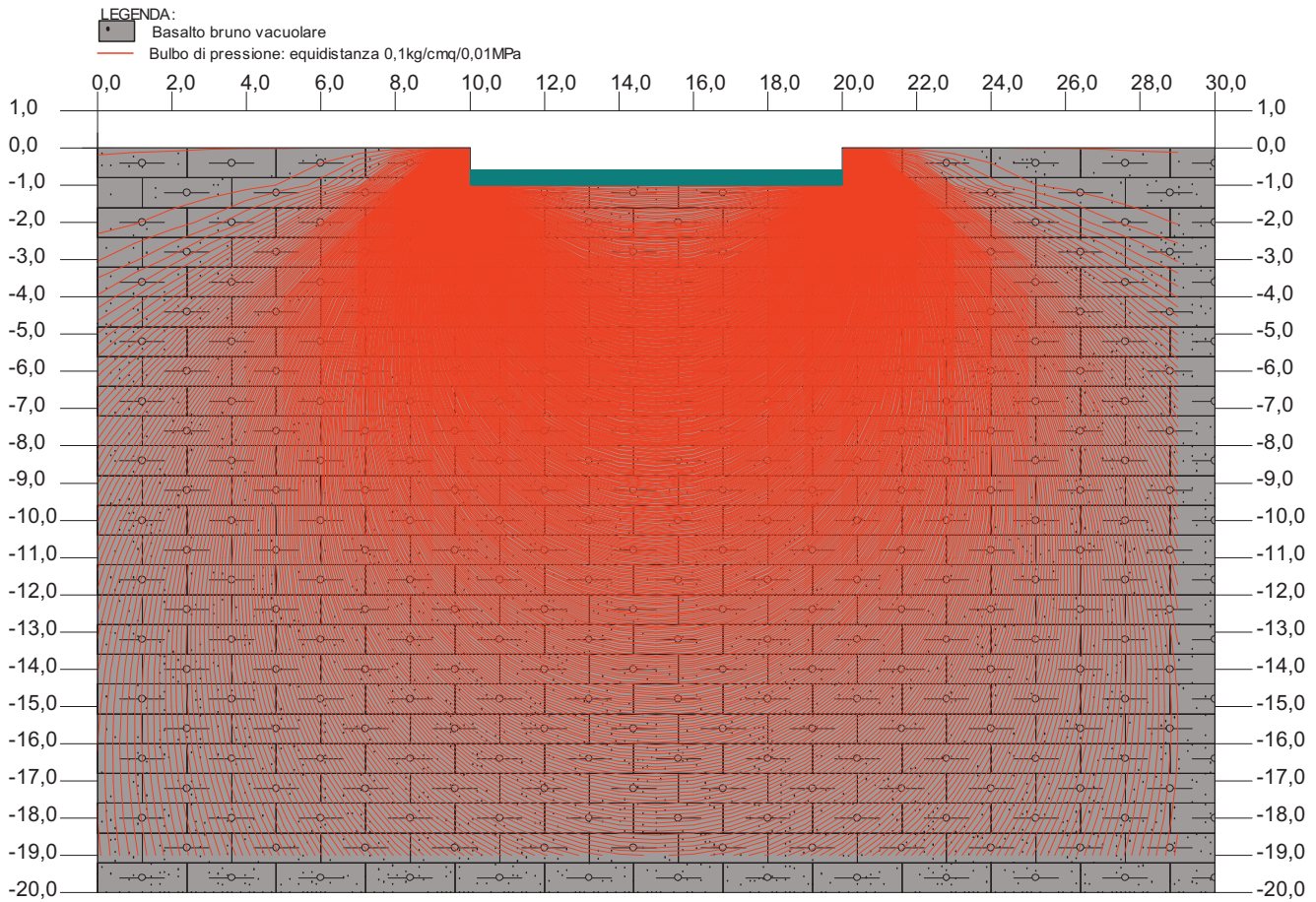




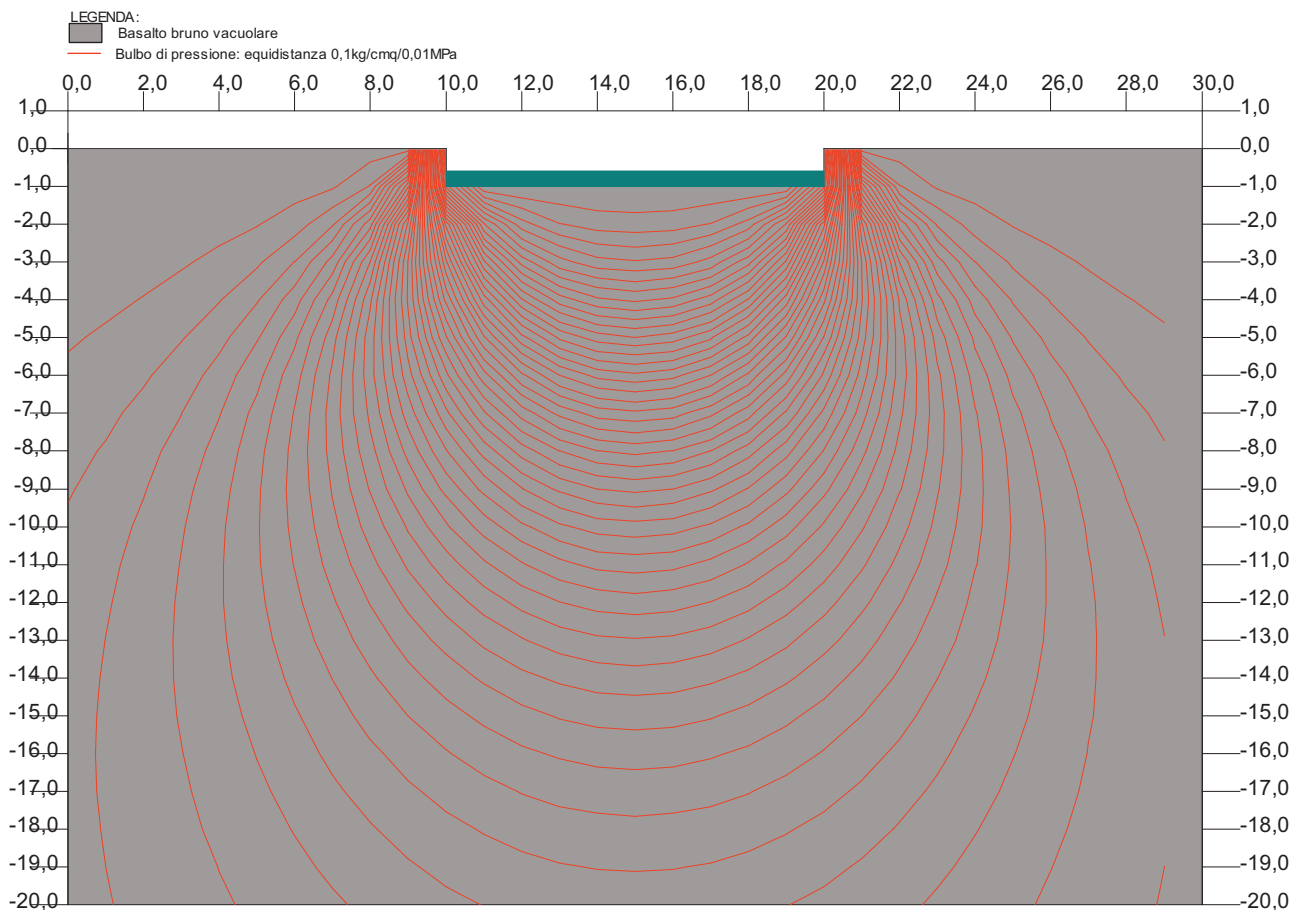
## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

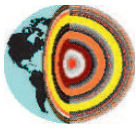
### Andamento del bulbo di pressione

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq



Tensione al suolo 5,0 kg/cmq





## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Deformazioni indotte dalle fondazioni nel terreno

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq

<i>Quota dal p.c. (m)</i>	<i>Cedimento (mm)</i>	<i>Sommatoria cedimenti (mm)</i>
-2	0,16305	0,16305
-3	0,15814	0,32119
-4	0,14907	0,47026
-5	0,13632	0,60658
-6	0,12185	0,72843
-7	0,10736	0,83578
-8	0,09388	0,92966
-9	0,08187	1,01153
-10	0,07144	1,08297
-11	0,06251	1,14548
-12	0,0549	1,20039
-13	0,04844	1,24882
-14	0,04293	1,29175
-15	0,03824	1,32999
-16	0,03422	1,36421
-17	0,03076	1,39496
-18	0,02777	1,42273
-19	0,02517	1,4479
-20	0,02291	1,47081
-21	0,02092	1,49174
-22	0,01918	1,51092

Tensione al suolo 5,0 kg/cmq

<i>Quota dal p.c. (m)</i>	<i>Cedimento (mm)</i>	<i>Sommatoria cedimenti (mm)</i>
-2	0,01212	0,01212
-3	0,01175	0,02387
-4	0,01108	0,03495
-5	0,01013	0,04508
-6	0,00906	0,05414
-7	0,00798	0,06212
-8	0,00698	0,0691
-9	0,00609	0,07518
-10	0,00531	0,08049
-11	0,00465	0,08514
-12	0,00408	0,08922
-13	0,0036	0,09282
-14	0,00319	0,09601
-15	0,00284	0,09885
-16	0,00254	0,1014
-17	0,00229	0,10368
-18	0,00206	0,10575
-19	0,00187	0,10762
-20	0,0017	0,10932
-21	0,00156	0,11087
-22	0,00143	0,1123

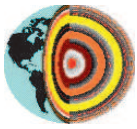
Profondità di calcolo dal p.c.(m):  
Passo di calcolo (m):

22,0  
1,0

Coordinata X di calcolo (m):  
Metodo di calcolo: teoria dell'elasticità

15,0

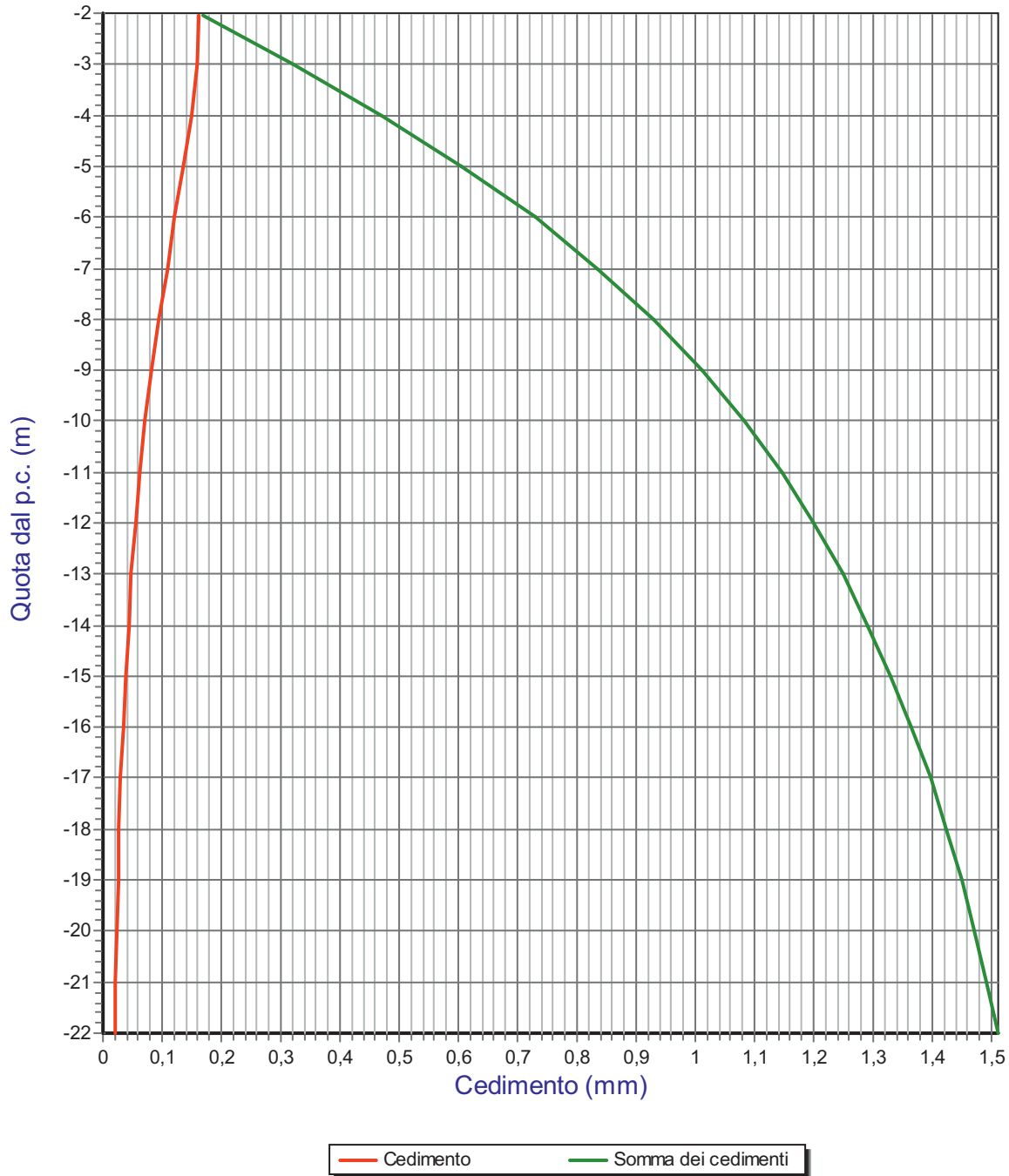




## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

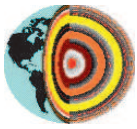
### Deformazioni indotte dalle fondazioni nel terreno

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 22,0  
Passo di calcolo (m): 1,0

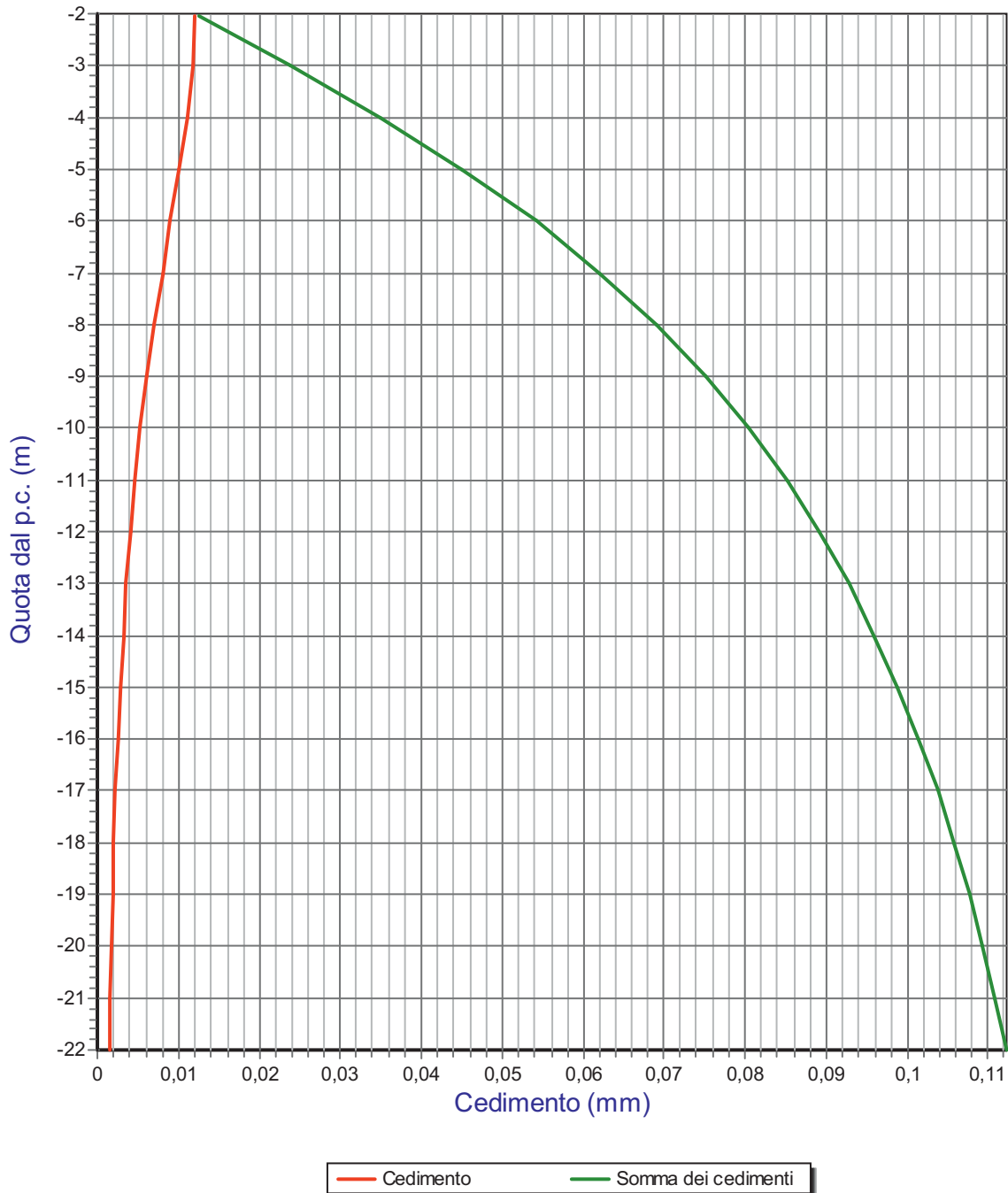
Coordinata X di calcolo (m): 15,0  
Metodo di calcolo: teoria dell'elasticità



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

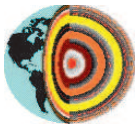
### Deformazioni indotte dalle fondazioni nel terreno

Tensione al suolo 5,0 kg/cmq



Profondità di calcolo dal p.c.(m): 22,0  
Passo di calcolo (m): 1,0

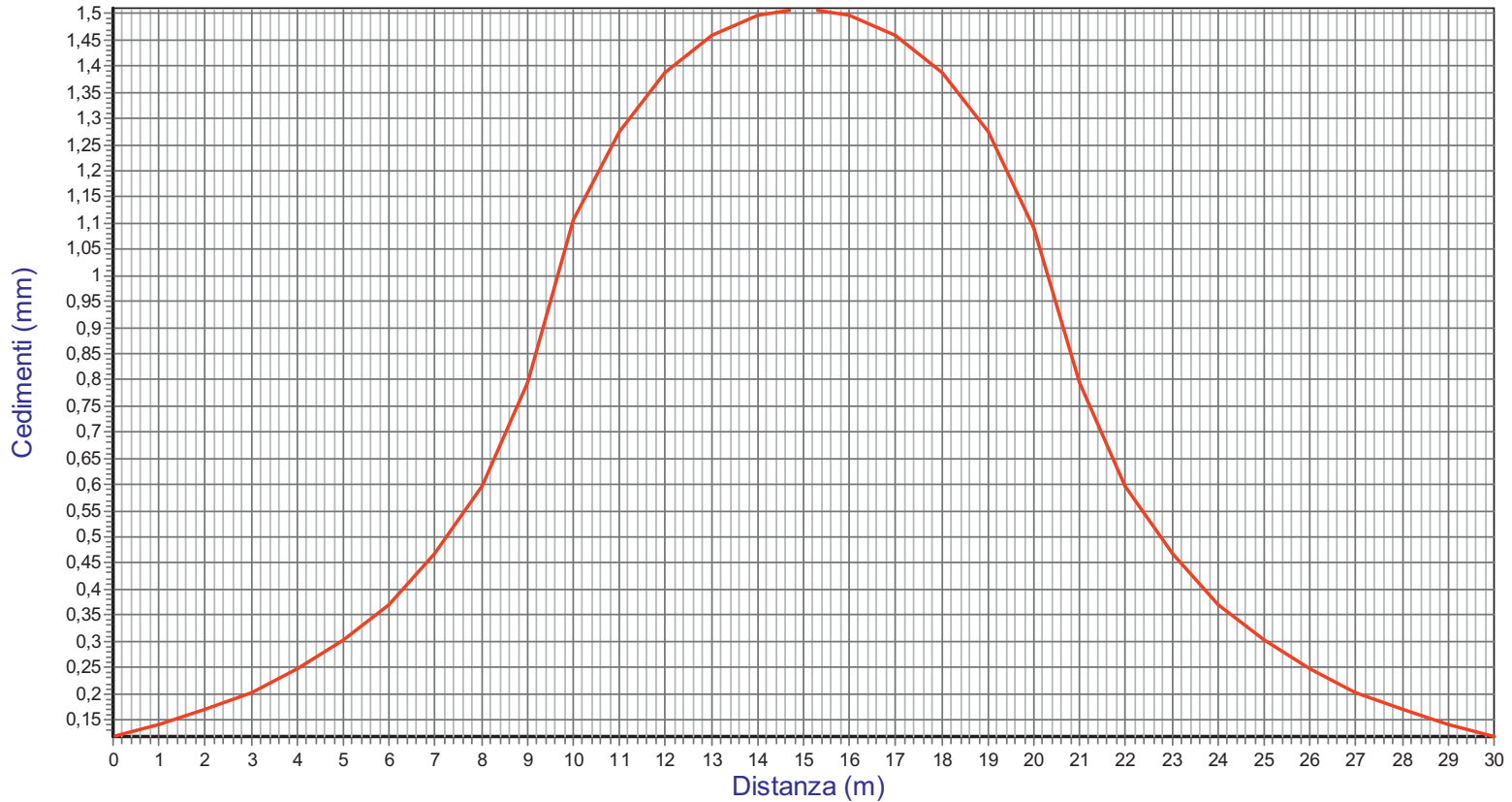
Coordinata X di calcolo (m): 15,0  
Metodo di calcolo: teoria dell'elasticità



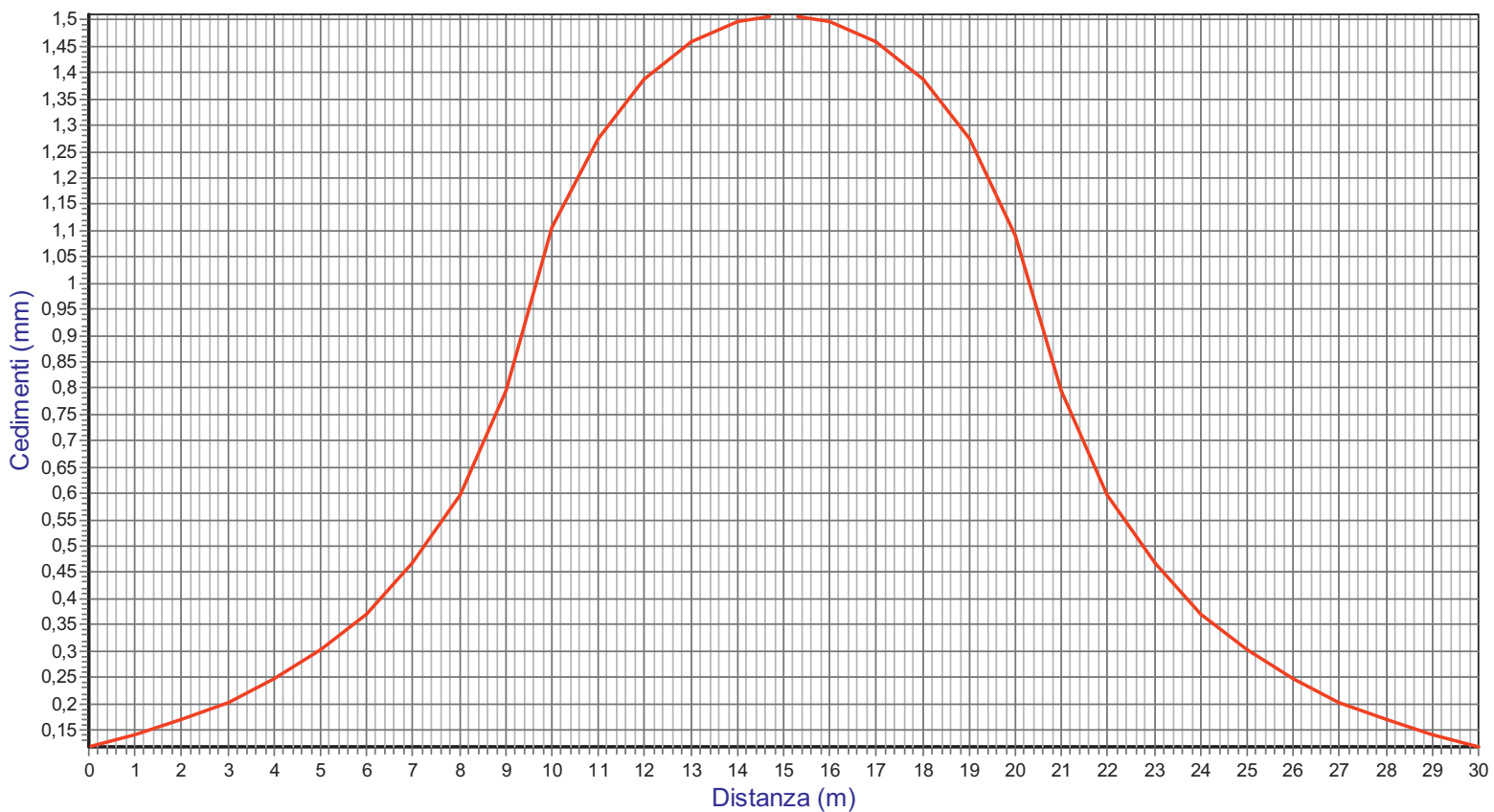
## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

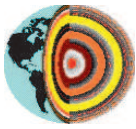
### Andamento delle deformazioni indotte dalle fondazioni nel terreno lungo la sezione

Tensione al suolo 64,31 kg/cm<sup>2</sup>



Tensione al suolo 5,0 kg/cm<sup>2</sup>





## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Riassunto del calcolo dei cedimenti Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq

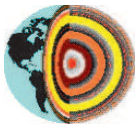
Fondazione n. ....

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	<input type="text" value="0,81"/>	<input type="text" value="1,49"/>	<input type="text" value="0,81"/>
Max cedim. differenziale(mm):	<input type="text" value="0,69"/>		
Massima distorsione (%):	<input type="text" value="0,01"/>		
Fondazione rigida o flessibile:	<input type="text" value="Fondazione flessibile"/>		

Tensione al suolo 5,0 kg/cmq

Fondazione n. ....

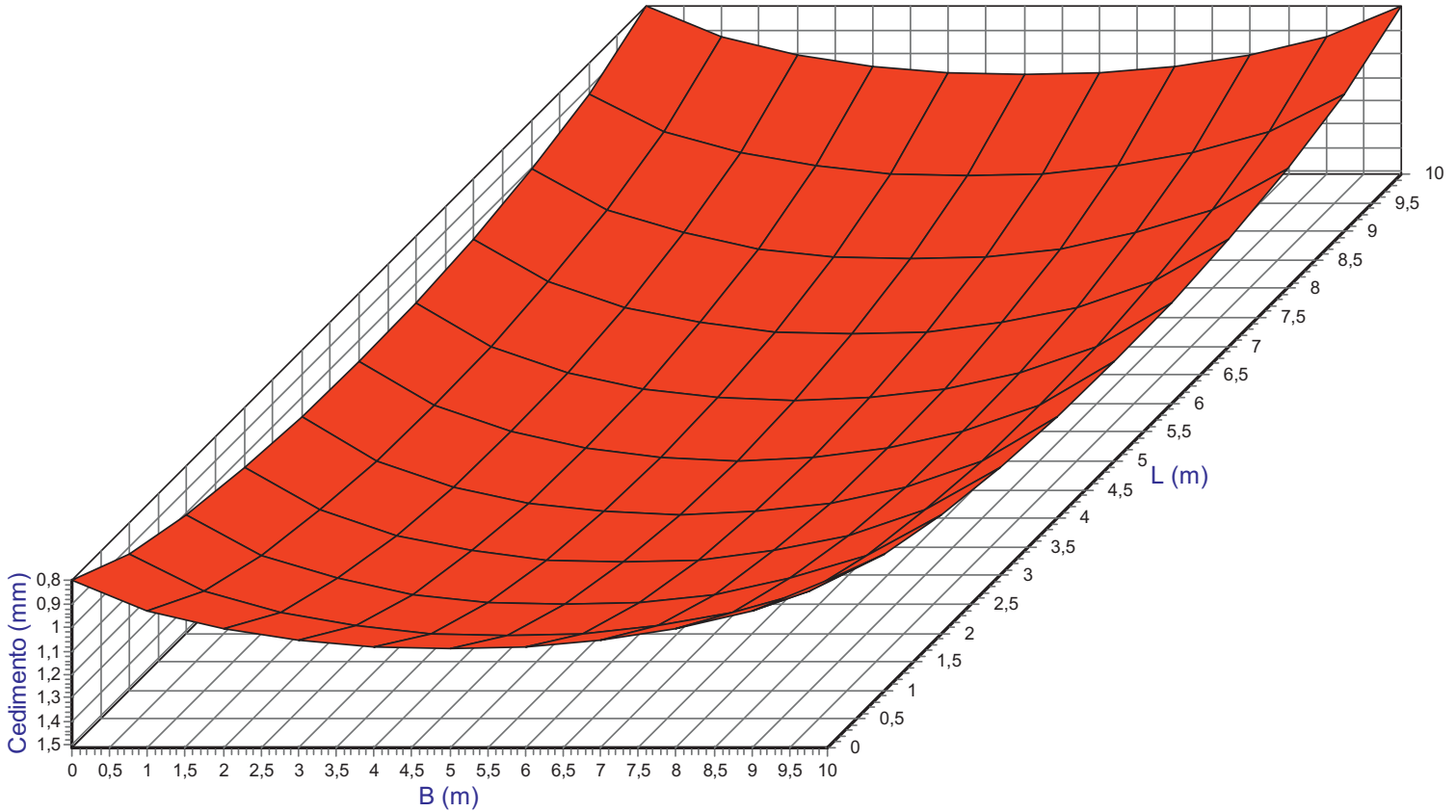
	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	<input type="text" value="0,06"/>	<input type="text" value="0,11"/>	<input type="text" value="0,06"/>
Max cedim. differenziale(mm):	<input type="text" value="0,05"/>		
Massima distorsione (%):	<input type="text" value="0,001"/>		
Fondazione rigida o flessibile:	<input type="text" value="Fondazione flessibile"/>		



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI FONDAZIONE

### Andamento dei cedimenti differenziali - fondazione n.1

Tensione al suolo 64,31 kg/cmq



Tensione al suolo 5,0 kg/cmq

