Firmato digitalmente da
Giovanna Amedei
CN = Amedei Giovanna
C = IT

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI FOGGIA
COMUNI DI LUCERA e TROIA

# PROGETTO IMPIANTO SOLARE AGRI-VOLTAICO DA REALIZZARE NEL COMUNE DI LUCERA (FG) LOCALITA' MONTARATRO, E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEL COMUNE DI TROIA, DI POTENZA PARI A **75.490,24 kWp**, DENOMINATO **"LUCERA"**

Firmato digitalmente da
Giovanna Amedei
CN = Amedei Giovanna
C = IT

## PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE GEOTECNICA

| livello prog. | Codice Pratica STMG | N° elaborato | DATA | SCALA |
|---|---|---|---|---|
| PD | 202000419 | | 21.03.2022 | |

REVISIONI

| REV. | DATA | DESCRIZIONE | ESEGUITO | VERIFICATO | APPROVATO |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |

RICHIEDENTE E PRODUTTORE

HIVE ENERGY
HF SOLAR 7 S.r.l.

Firmato digitalmente da
Giovanna Amedei
CN = Amedei Giovanna
C = IT

ENTE

PROGETTAZIONE

Dott. Geol. G. Amedei

Il Progettista

# INDICE


| | |
|---|---|
| 1- Premessa e Inquadramento Normativo | Pag. 2 |
| 2- Inquadramento Area d'intervento | Pag. 5 |
| 2.1-Ubicazione area d'intervento | Pag. 5 |
| 3 – Lineamenti Geologici e Geomorfologici | Pag. 6 |
| 3.1 – Geolitologia | Pag. 6 |
| 3.2 - Geomorfologia | Pag. 9 |
| 4 – Pianificazione ed esecuzione delle indagini | Pag. 11 |
| 4.1 – Metodologia di Indagini adottate | Pag. 11 |
| 4.2 – Risultati Indagine Geosismica | Pag. 14 |
| 5 – Successione Litostratigrafica | Pag. 20 |
| 6 – Sismicità | Pag. 17 |
| 6.1 – Inquadramento Sismico | Pag. 17 |
| 7 – Caratteri Fisico – Meccanici geotecnici del terreno | Pag. 26 |
| 8 – Conclusioni | Pag. 27 |


# APPENDICE


| | |
|---|---|
| Risultati MASW e Penetrometriche | Allegato n. 1 |
| Calcoli Portanza Palo | Allegato n. 2 |

# - 1 – PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il presente studio, redatto su incarico della proponente Società HORIZONFIRM, con sede legale in Via Francesco Scaduto n. 2/D – Palermo, descrive le caratteristiche geotecniche delle litologie affioranti nell'area interessata dal "*Progetto Impianto solare agrovoltaico da realizzare nel Comune di Lucera, località Montaratro e relative opere di connessione nel Comune di Troia, di potenza pari a 75.490,24 kWp, denominato Lucera* "

È stata così programmata una campagna di studi nel rispetto del DM. 17.01.2018 - *Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»,* che ha previsto uno schema di lavoro come di seguito riportato:

- Inquadramento geologico dell'area, per la definizione delle caratteristiche geologiche, tettonico/strutturali generali, geomorfologiche e idrogeologiche generali - [pericolosità geologica del territorio];
- Rilevamento geologico di dettaglio, di un'area sufficientemente ampia, entro la quale ricade l'intervento in oggetto, per la definizione geologica, geomorfologica, idrogeologica locali, con particolare riferimento alla caratterizzazione della natura e del tipo di strutture sedimentarie dei corpi geologici presenti - [controllo litologico di dettaglio];
- Indagini geognostiche in sito, per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione interessati dalle opere in progetto - [accertamento litotecnico].
- Analisi delle indagini geognostiche, con l'interpretazione

delle indagini di campagna e la valutazione delle proprietà elastiche e meccaniche dei terreni investigati [definizione portanza del terreno di fondazione].

Durante la fase preliminare di studio è stata effettuata una ricerca bibliografica alla quale è seguita un esame fotointerpretativo e un successivo rilievo di superficie per verificare lo stato dei luoghi e l'idoneità delle indagini geognostiche in questo caso già eseguite.

La campagna di indagini già eseguita e riscontrabile nella relazione geologica è consistita in:

- n.6 indagini sismiche di analisi spettrale delle onde superficiali con tecnica Multichannel Analysis Surface Waves (MASW);

Le considerazioni tecniche conclusive sono state ponderate in funzione della conoscenza geologica della zona e dell'attendibilità dei dati ottenuti, operando con un giusto grado di cautela nella definizione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, avvalendosi anche di studi pregressi realizzati nello stesso ambito di riferimento

Dal punto di vista Legislativo, invece, si sono tenute in debito conto le indicazioni programmatiche e tecniche, oltre che le norme, contenute nei seguenti provvedimenti:

***Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni"***

***Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di***

| |
|---|
| ***cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;*** |
| ***Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007*** |
| ***Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);*** |
| ***"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008". Eurocodice 7 – " Progettazione geotecnica" –ENV 1997 –1;*** |
| ***D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 -L.R. 20/00 -O.P.C.M. 3274/03 –Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi*** |

# 2- INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

## 2.1: Ubicazione Area d'intervento

L'area interessata dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico si colloca in località "Montaratro", sita a sud rispetto al centro abitato di Lucera mentre la SSE è ubicata nel Comune di Troia. (Fig.1)

***Fig. 1:*** *Ubicazione area d'intervento*

Dal punto di vista catastale l'area è individuabile al NCT del comune secondo il prospetto allegato:

| *Foglio di Mappa* | *Particelle* |
|---|---|
| ***149*** | *313, 295, 56, 57, 58, 93, 94, 60, 67, 72, 274, 296, 316, 353, 356, 315, 70, 71, 373, 355* |
| ***150*** | *32, 33, 34, 57, 140* |

# 3 - CENNI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

## 3.1 – Geolitologia

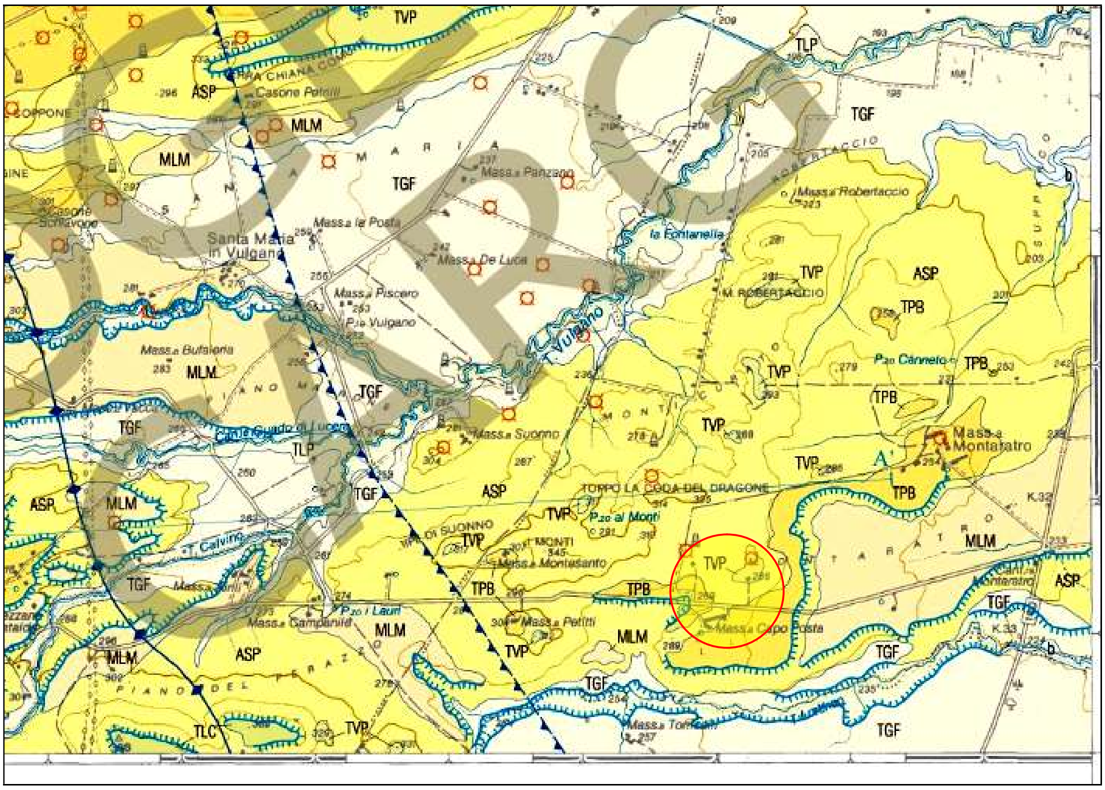
Con riferimento alla letteratura ufficiale della zona, l'area in esame ricade a bordo del Foglio n. 407 "San Bartolomeo in Galdo", scala 1:50.000 della Carta Geologica (progetto CARG, 2011).

In base ai risultati del rilevamento geologico (Fig. 2) i terreni affioranti nell'area appartengono in parte alla formazione del **Sintema di Cava Petrelli (TVP)** e in parte alla formazione del **Sintema di Vigna Bocola (TPB)**: si tratta di depositi alluvionali terrazzati del II ordine costituiti nella parte basale del deposito da un corpo sabbioso spesso circa 2 m formato da sabbie silicoclastiche a grana media e grossolana, con debole stratificazione messa in evidenza da lamine rossastre o nerastre fortemente ossidate. In erosione sulle sabbie si rinviene un corpo ghiaioso-conglomeratico spesso circa 4 m, a granulometria decrescente verso l'alto da 25 cm a qualche centimetro: si tratta di ghiaie e conglomerati poligenici, debolmente stratificati, con matrice sabbiosa grossolana. Verso l'alto aumenta la selezione granulometrica, sono presenti rare lenti sabbiose grossolane a laminazione incrociata e superfici erosive canalizzate, con assi orientati E-O, di alcuni metri di ampiezza. Le successioni descritte sono ascrivibili a conoide alluvionale distale, interessata da canali tipo braided: le facies argilloso-siltose e sabbiose associate sono probabilmente connesse ad aree marginali di esondazione. L'età è attribuibile al Pleistocene medio

Lo spessore della formazione è di 10 metri. In base al contenuto in fossili la formazione è databile al Pleistocene Medio.

Il Sintema di Vigna Bocola nella porzione basale affiorante, spessa circa 3,5 metri, è costituita da sabbie ed arenarie silicoclastiche giallastre, con granulometria da fine a media, e da rare intercalazioni argillose. Si tratta di arenarie e sabbie prive di strutture, che solo a luoghi mostrano la laminazione piano-parallela. Verso l'alto si passa a circa 2.5 m di sabbie ed arenarie con granulometria da media a grossolana, con rare lenti argillose e livelli di ghiaie. Sabbie ed arenarie si rinvengono in strati decimetrici a base erosiva a laminazione piana e incrociata. Chiude la successione un corpo sabbioso-ghiaioso di circa 4 m di spessore, caratterizzato nella porzione inferiore da fitte alternanze sabbioso-ghiaiose con un graduale aumento dello spessore e della frequenza degli strati ghiaiosi verso l'alto. Gli strati sono gradati con base spesso erosiva sulla quale si rinvengono ghiaie ben selezionate, sabbie grossolane a laminazione piana ed incrociata ed infine sabbie fini con ripples asimmetrici spesso rampicanti. Nella porzione superiore dominano, invece, ghiaie poco selezionate (ciottoli con diametro variabile fra pochi cm e 20 cm. con abbondante matrice siltoso-sabbiosa che si rinvengono spesso all'interno di superfici canalizzate. Le successioni descritte mostrano un chiaro trend di tipo coarsening-upward. Si passa infatti gradualmente da sabbie fini ed argille basali, probabilmente ascrivibili ad ambienti alluvionali di bassa energia (aree marginali di esondazione),ad ambienti alluvionali più prossimali e di alta energia, rappresentati da sequenze gradate (depositi di piena) e da ghiaie con ca-

ratteri tessiturali simili a quelli descritti per i sintemi più antichi (transizione conoide prossimale - pianabraided). Lo spessore medio è di circa 10 m. Età: Pleistocene medio




**SINTEMA DI CAVA PETRILLI**

TVP — Depositi terrazzati di II ordine: costituiti verso monte da blocchi (fino ad 1m di diametro) e da ghiaie poligeniche con abbondante matrice sabbioso-argillosa, massive, non selezionate; verso valle ghiaie selezionate, embriciate e con canalizzazioni, e sabbie in strati e lenti. Spessore 10 m.

***PLEISTOCENE MEDIO***

**SINTEMA DI VIGNA BOCOLA**

TPB — Depositi terrazzati di III ordine: a monte ghiaie con blocchi, con abbondante matrice sabbiosa giallastra, a luoghi granulo-sostenuta; a valle ghiaie selezionate con livelli sabbiosi. Spessore di circa 10 m.

***PLEISTOCENE MEDIO***

***Fig. 2**: Stralcio Carta Geologica* ◯ *Ubicazione area d'intervento*

Dal punto di vista geostrutturale non si ha il riconoscimento di lineazioni tettoniche e/o strutturali anche per la tipologia delle formazioni affioranti che, per loro natura e giacitura, di depositi sciolti o al più debolmente cementati non subiscono un comportamento fragile alle deformazioni.

## 3.2 Geomorfologia

Dal punto di vista geomorfologico l'area è caratterizzata da blande pendenze con valori sempre inferiori al 10%.

Allo stato attuale nell'area d'intervento non si evidenziano significativi segni di erosione, fenomeni gravitativi o fenomeni superficiali di dissesto in atto, presentandosi globalmente stabile.

Tale status è confermato dalla consultazione della Carta Idrogeomorfologica dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale dalla quale si rileva come l'area non risulti classificata né a pericolosità geomorfologica né idraulica (Fig. 3).

La stabilità d'insieme è dovuta alle blande pendenze dei versanti, all'omogeneità delle formazioni geologiche in affioramento e alle stesse caratteristiche litologiche che costituiscono fattori positivi per quanto concerne la stabilità morfologica.

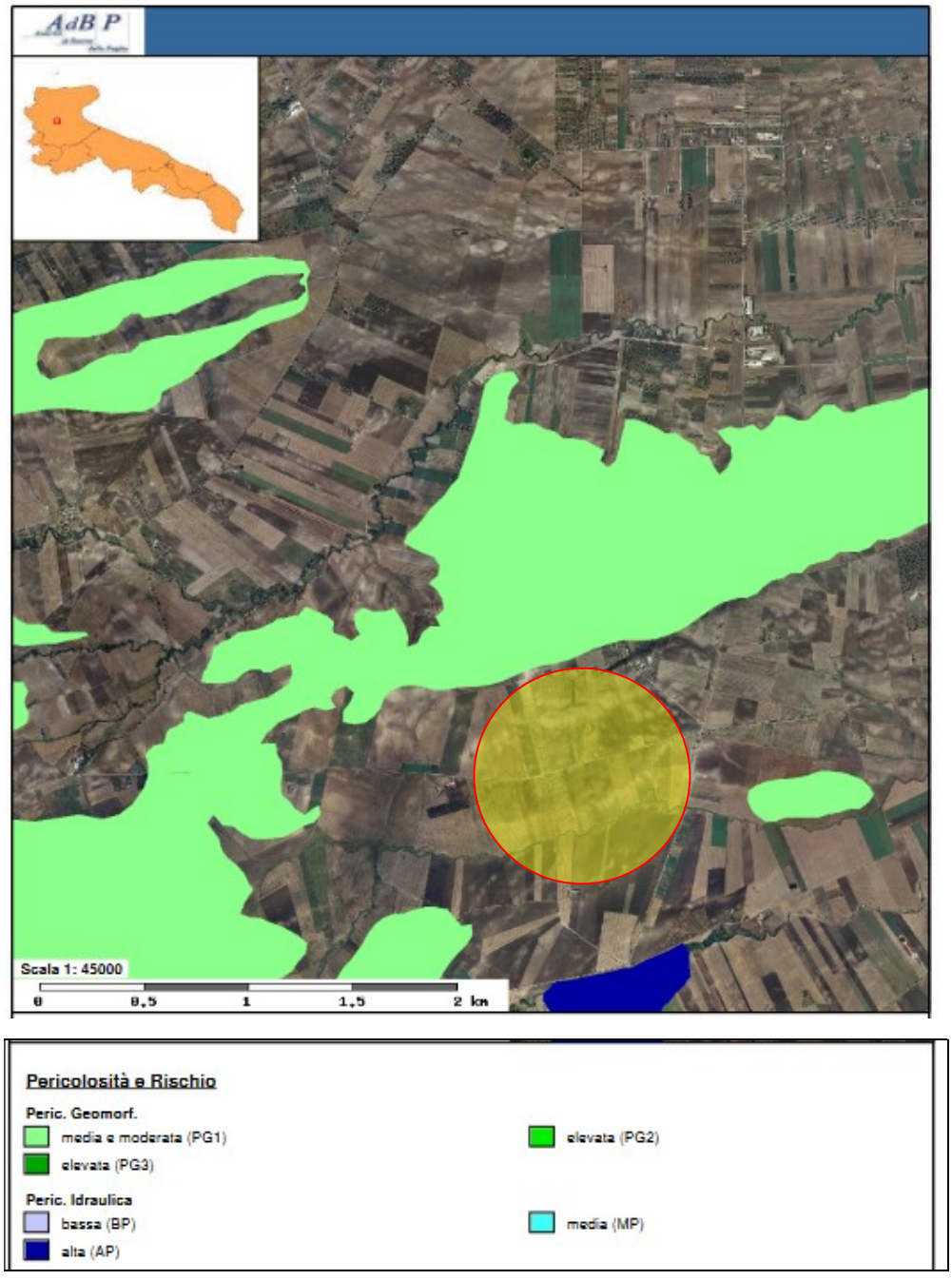



***Fig. 3:*** *Cartografia PAI (tratta da https://www.adb.puglia.it)*

# 4 – PIANIFICAZIONE ED ESECUZIONE DELLE INDAGINI

L'area è stata investigata con la realizzazione indagini sismiche MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) necessarie per determinare dei parametri sismo-elastici del terreno indagato.

La campagna di indagini utilizzata con i relativi risultati sono quelli riportati nella Relazione Geologica.

## 4.1 Metodologie di indagini adottate

Ai fini della definizione del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione sono stati realizzati n. 6 stendimenti sismici per la determinazione delle $V_{S30}$.

Nello specifico ogni prospezione sismica ha visto la realizzazione di un profilo di tipo MASW, avente uno sviluppo di 24 m lineari. E' stato utilizzato un sismometro a rifrazione tipo M.A.E.-A6000S, in configurazione a 24 canali con acquisizione computerizzata dei dati, massa battente di 10 kg quale sorgente generatrice di onde sismiche e sensori (geofoni) con frequenza di 4,5 Hz; questo ha permesso di caratterizzare elastomeccanicamente i terreni in posto. Il profilo ha avuto una lunghezza complessiva di 24 m, con offset di 3 m e interdistanza geofonica pari a 1 m. L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lun-

go uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno. E' stata parametrizzata la velocità delle onde Vs in profondità ricavando un "***modello di velocità del sottosuolo"*** correlabile con i diversi litotipi presenti in profondità.

Le indagini sono state eseguite nella zona di ubicazione dell'impianto come da planimetria allegata (Fig. 4)

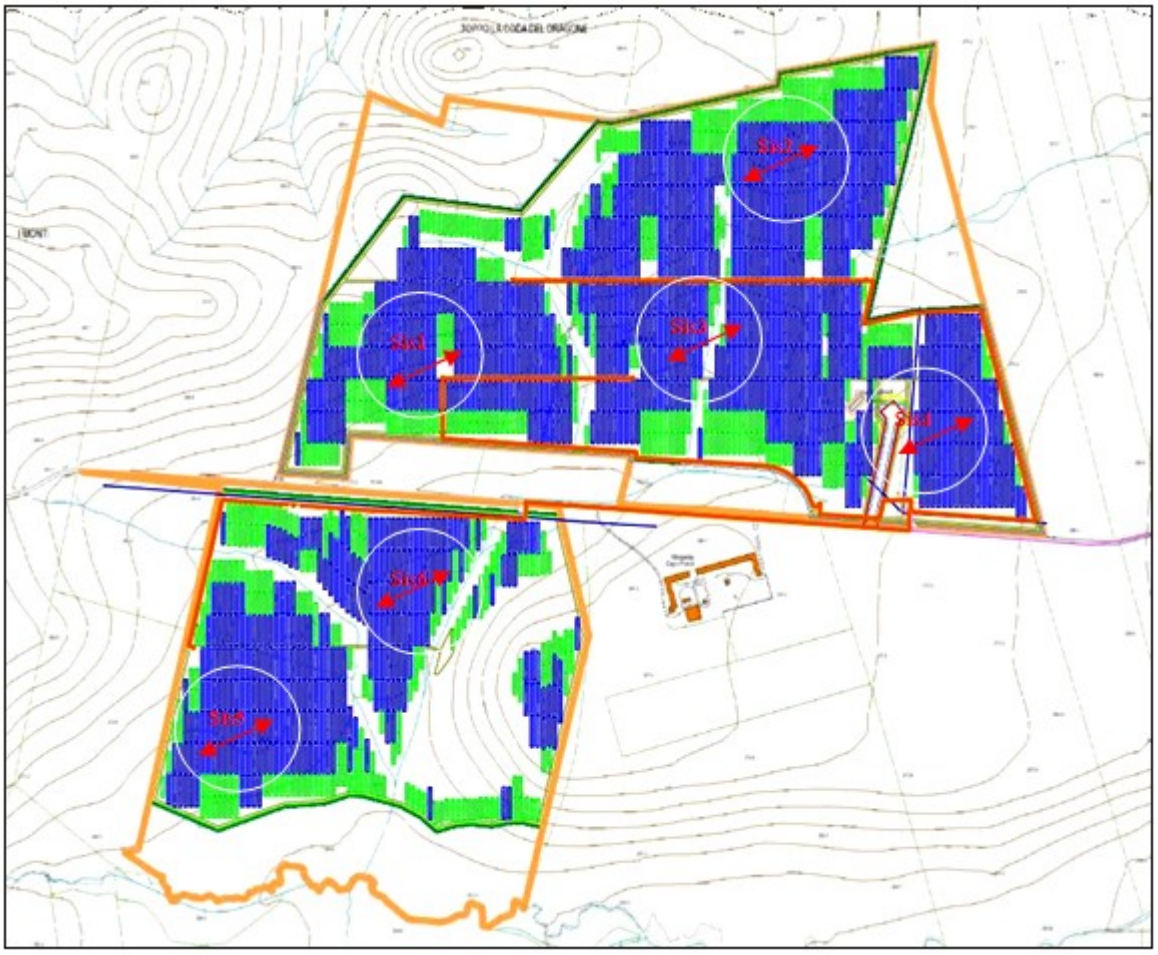



***Fig. 4**: Ubicazione Stendimenti Sismici*

I risultati delle indagini sismiche sono riportate nella relazione sismica in appendice

## 4.2 Risultati Indagine Geosismica

La topografia della superficie del sito investigato è sostanzialmente pianeggiante e quindi non è stato necessario correggere le quote di acquisizione. Il rumore ambientale rilevato è stato assolutamente trascurabile. Per tutte le stese si è utilizzato un sistema di riferimento relativo, la cui origine è posta in corrispondenza dell'endshot esterno al 1° geofono.

L'elaborazione si è sviluppata in due fasi:

1) determinazione della curva di dispersione e valutazione dello spettro di velocità;

2) Inversione della curva di dispersione interpretata con picking della curva di dispersione, vale adire che sono stati selezionati i punti che appartengono ad un certo modo di propagazione dell'onda superficiale con successiva applicazione di algoritmi genetici.

La sovrapposizione della curva teorica e sperimentale fornisce un parametro abbastanza indicativo sull'attendibilità del modello geofisico risultante. Dall'esame dei profili sismici si mette in evidenza una sostanziale omogeneità della successione litologica, pur osservando variazione degli spessori delle singole unità litostratigrafiche che possono essere messe in relazione alle modalità di sedimentazione e alle diverse lavorazioni agricole.

In particolare emerge, abbastanza chiaramente, un modello costituito da una sola unità sismostratigrafiche con le seguenti caratteristiche:

| *NUMERO MASW* | *VALORE VS,equ (m/sec)* |
|---|---|
| 1 | 326,68 |

# 5 - SUCCESSIONE LITOSTRATIGRAFICA

Il rivelamento di campagna unito alle indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di una sequenza formata a tratti da sabbie silicoclastiche a grana media e grossolana, con debole stratificazione messa in evidenza da lamine rossastre o nerastre fortemente ossidate tipiche dei depositi alluvionali del II Ordine dei terrazzi a sabbie ed arenarie silicoclastiche giallastre, con granulometria da fine a media, e da rare intercalazioni argillose tipiche del III Ordine dei terrazzi.

L'analisi delle stratigrafie, ottenute da sondaggi sismici, consente di definire che i terreni in esame, nella loro variabilità granulometrica e nei rapporti geometrici verticali tra i vari strati, pur nella loro eterogeneità, mostrano una sostanziale uniformità che permette di inquadrarli in unità litotecniche dalle caratteristiche geotecniche definite per una corretta progettazione geotecnica e strutturale delle opere da realizzarsi.

Da quanto emerso nel corso delle indagini geognostiche è stato possibile individuare, nell'ambito della successione stratigrafica, diverse unità litotecniche omogenee per litologia e geotecnica riconducibili ad 1 unità litotecnica.

## Unità litotecnica "A"

Si tratta di suoli costituiti da sabbia e ed arenarie silicoclastiche. Si può considerare un terreno incoerente, al più poco coesivo, con consi-

stenza che passa dall'incoerente al mediamente coesivo in base alla quantità di argilla e limo presenti.

Lo spessore è compreso tra 0 e massimo 10 metri.

| ***Caratteristiche geotecniche dell'unità litotecnica "A"*** | |
|---|---|
| *Spessore variabile* | $h = 0 \div 10$ m |
| *Peso volume medio* | $\gamma m = 21,0$ KN/m$^3$ |
| *Angolo di resistenza al taglio medio (tensioni efficaci, a lungotermine)* | $\varphi m = 28°$ |
| *Coesione drenata media (tensioni efficaci, a lungo termine)* | $c'm = 9,8$ kN/m$^2$ |
| *Coesione non drenata* | $Cm = 15,69$ kN/m$^2$ |
| *Modulo di Edometrico medio* | $Em = 24,30$ MPa |
| *Modulo di Poisson* | $\nu = 0.41$ |
| *Modulo di Young dinamico* | $Edin = 97$ MPa |
| *Modulo di Taglio dinamico* | $Gd = 11$ MPa |

# 6 SISMICITÀ

## 6.1: Inquadramento Sismico

Il Comune di Lucera risente della vicinanza con zone sismogeneticamente attive quali il Promontorio del Gargano e i monti del Subappennino Dauno a causa dei particolari caratteri tettonici che li contraddistinguono, con notevoli disturbi (faglie), che nel corso degli anni hanno dato origine ad eventi sismici con magnitudo comprese tra 5.0 e 6.5 e VIII/X grado MSK (Fig. 5).

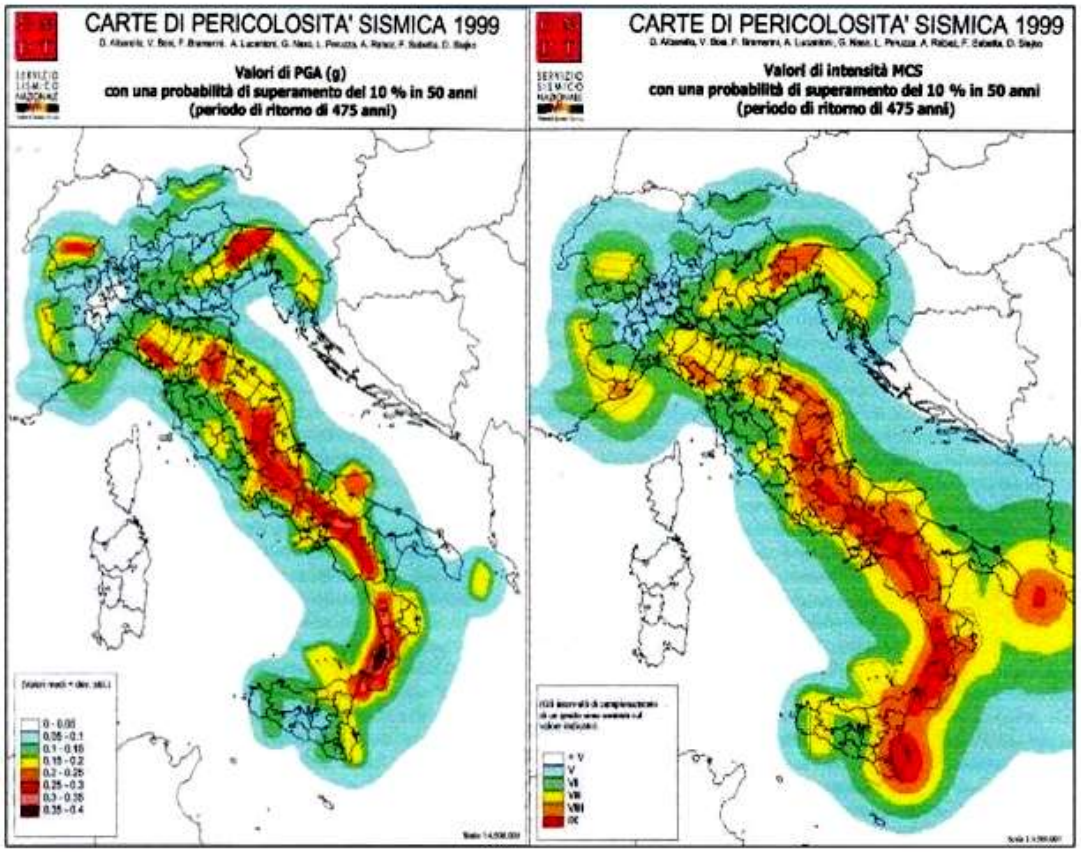



***Fig.5** – Carta della pericolosità sismica (Servizio Sismico Nazionale)*

Il Decreto 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" - fornisce le indicazioni per la progettazione e la verifica di nuove strutture secondo criteri antisismici.

Ai sensi del decreto, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito;

F0 = valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per l'area in esame, sulla base delle indagini eseguite, si verifica l'assoluta stabilità dell'area; ai fini della determinazione dell'azione si-

smica di progetto e della categoria di sottosuolo (Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/03/03 e aggiornamenti, modifiche, integrazioni, sostituzioni del D.M. 14/09/2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. Infrastrutture del 17/01/2018), si potranno prendere in considerazione i seguenti elementi di valutazione:

- In base alla localizzazione geografica del sito di progetto vengono definiti i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera. Ciò al fine di definire gli obiettivi da raggiungere in termini di sicurezza e prestazioni delle opere o parti di essa.
  - Individuazione del sito
    - Regione Puglia, Provincia di Foggia, Comune di Lucera;
- Ricerca per coordinate: Long. 15.338528; Lat. 41.50548;
- La velocità media di propagazione potrà essere assunta mediamente di 300 m/s, entro 30 m di profondità delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$, dello strato iesimo, per un totale di N strati presente nei 30 m superiori;
- Sulla base del valore $V_{S,eq}$ avendo considerato l'insieme delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l'aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza un sottosuolo riferibile alla categoria "C*":*

| CATEGORIE SUOLI DI FONDAZIONE | |
|---|---|
| Tab. 3.2.II - D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni". | |
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente comprese tra 180 m/s e 360 m/s. |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definiti per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

- Le condizioni topografiche del sito che si colloca su un'area perfettamente pianeggiante con inclinazione media i <15° (max 2°), sono riferibili alla categoria "T1", per cui il coefficiente di amplificazione topografica (ST) è pari a 1,0 (valori massimi del coefficiente tab. 3.2. III Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

| CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA | |
|---|---|
| Categoria Topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento |
| $T_1$ | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$ |
| $T_2$ | Pendii con inclinazione media $i > 15°$ |
| $T_3$ | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$ |
| $T_4$ | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$ |

| VALORI MASSIMI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA | | |
|---|---|---|
| Categoria Topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | $S_T$ |
| $T_1$ | - | 1,0 |
| $T_2$ | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| $T_3$ | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| $T_4$ | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

Per il calcolo dei parametri sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri:

- Classe d'uso: classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; per le opere in progetto è la II (tab. 2.4.II) il cui uso prevede normali affollamenti), per cui il coefficiente d'uso risulta CU=1,0

| VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO $C_U$. | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
| COEFFICIENTE $C_U$ | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

- Vita nominale dell'opera VN: intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantiene gli specifici livelli prestazionali di progetto (da questo valore viene calcolato il Periodo di riferimento per l'azione sismica VR come:

VR=VN*CU (dove CU è il coefficiente d'uso);

- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR: in funzione dello stato limite di riferimento.

Nel caso dell'opera in oggetto sono considerati i seguenti valori:

Classe d'uso "II": Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.

Vita nominale VN: 50 anni: costruzioni con livelli di prestazione ordinari. Coefficiente d'uso CU: 1 relativo alla classe d'uso II.

Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR=VN*CU= 50*1 = 50 anni

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR vengono calcolati i valori ag, F0, T*C e del periodo di ritorno:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln\left(1 - P_{VR}\right)}$$

| SPETTRI DI RISPOSTA SECONDO LE NTC 2018 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Stati limite | | $P_{VR}$ | Periodo di ritorno (anni) | $a_g$ (g/10) | $F_0$ | $T^*_C$ (sec) |
| SLE | SLO | 81% | 30 | 0,44 | 2,472 | 0,290 |
| | SLD | 63% | 50 | 0,55 | 2,581 | 0,341 |
| SLU | SLV | 10% | 475 | 1,32 | 2,622 | 0,439 |
| | SLC | 5% | 975 | 1,70 | 2,624 | 0,453 |

Dove:

- SLE = stati limite di esercizio

o SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le

apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

o SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- SLU = stati limite ultimi

o SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

o SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

| COEFFICIENTI SISMICI (PER STABILITÀ DI PENDII E FONDAZIONI) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
| kh | 0,012 | 0,015 | 0,037 | 0,047 |
| kv | 0,006 | 0,008 | 0,018 | 0,024 |
| $a_{max}$ [m/s²] | 0,438 | 0,548 | 1,325 | 1,703 |
| β | 0,280 | 0,280 | 0,280 | 0,280 |

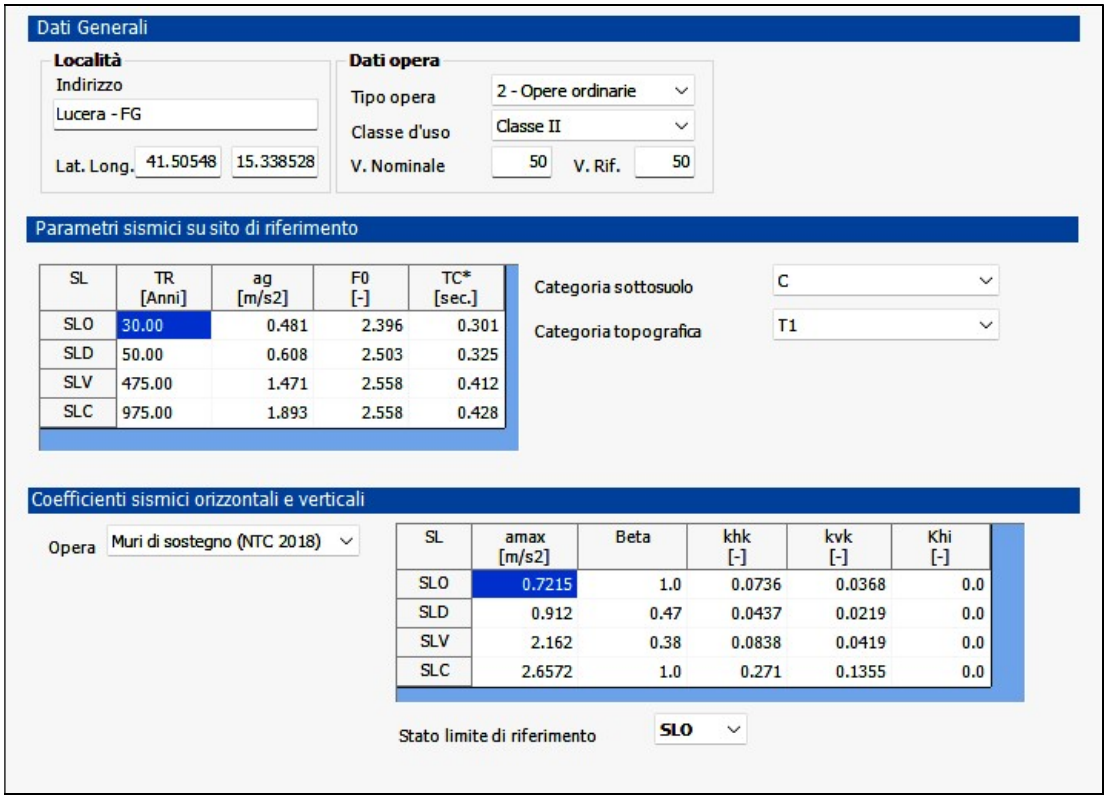
Dove:

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,2 amax = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (ag/g) g = accelerazione di gravità

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1,5 (SLO)-1,5 (SLD)-1,48 (SLV)-1,42 (SLC) St = coefficiente di amplificazione topografica = 1,0

Si ottengono i seguenti parametri sismici:



**Dati Generali**

**Località**

Indirizzo: Lucera - FG

Lat. Long.: 41.50548 | 15.338528

**Dati opera**

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II

V. Nominale: 50 | V. Rif.: 50

**Parametri sismici su sito di riferimento**

| SL | TR [Anni] | ag [m/s2] | F0 [-] | TC* [sec.] |
|---|---|---|---|---|
| SLO | 30.00 | 0.481 | 2.396 | 0.301 |
| SLD | 50.00 | 0.608 | 2.503 | 0.325 |
| SLV | 475.00 | 1.471 | 2.558 | 0.412 |
| SLC | 975.00 | 1.893 | 2.558 | 0.428 |

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Muri di sostegno (NTC 2018)

| SL | amax [m/s2] | Beta | khk [-] | kvk [-] | Khi [-] |
|---|---|---|---|---|---|
| SLO | 0.7215 | 1.0 | 0.0736 | 0.0368 | 0.0 |
| SLD | 0.912 | 0.47 | 0.0437 | 0.0219 | 0.0 |
| SLV | 2.162 | 0.38 | 0.0838 | 0.0419 | 0.0 |
| SLC | 2.6572 | 1.0 | 0.271 | 0.1355 | 0.0 |

Stato limite di riferimento: SLO

# *7 - CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEL TERRENO*

Sulla base dei report delle indagini geognostiche effettuate sul sito interessato dall'impianto, stabilita la litologia delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo e considerando che la falda acquifera non è stata intercettata nel corso dell'indagine diretta del terreno, fino ad una profondità di 6,0 m dal p.c. si passa al calcolo della portanza.

Il carico limite verticale, attesa la categoria di suolo di tipo C, verrà calcolata attraverso la formula di **Berezantzev** in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno, applicata agli Stati Limite Ultimi, ai sensi del Nuovo Testo Unico per le Costruzioni (NCT 2018).

In appendice all'allegato 2 si riportano i risultati dei calcoli eseguiti con il programma MP della Geostru, licenziato alla scrivente.

# *8 - CONCLUSIONI*

Lo studio geologico e geotecnico eseguito per il "*Progetto Impianto solare agrovoltaico da realizzare nel Comune di Lucera, località Montaratro e relative opere di connessione nel Comune di Troia, di potenza pari a 75.490,24 kWp, denominato Lucera"* ha permesso la ricostruzione di un modello geotecnico del terreno sulla base del quale sono state realizzate le verifiche della fondazione dell'impianto.

Il risultato di tali verifiche, a cui si rimanda per ogni ulteriore dettaglio, garantisce la fattibilità geotecnico-strutturale dell'impianto con la mancanza di instabilità e cedimenti contenute all'ordine dei mm.

*Tanto in adempimento all'incarico conferitomi*

*Rodi Garganico Marzo 2022*

# APPENDICE

## REPORT SISMICO

## LUCERA

# *RISULTATI INDAGINI*

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

**Moto del segnale sismico**

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

**Onde di Rayleigh – "R"**

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidezza.

**Analisi del segnale con tecnica MASW**

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

**Modellizzazione**

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidezza.

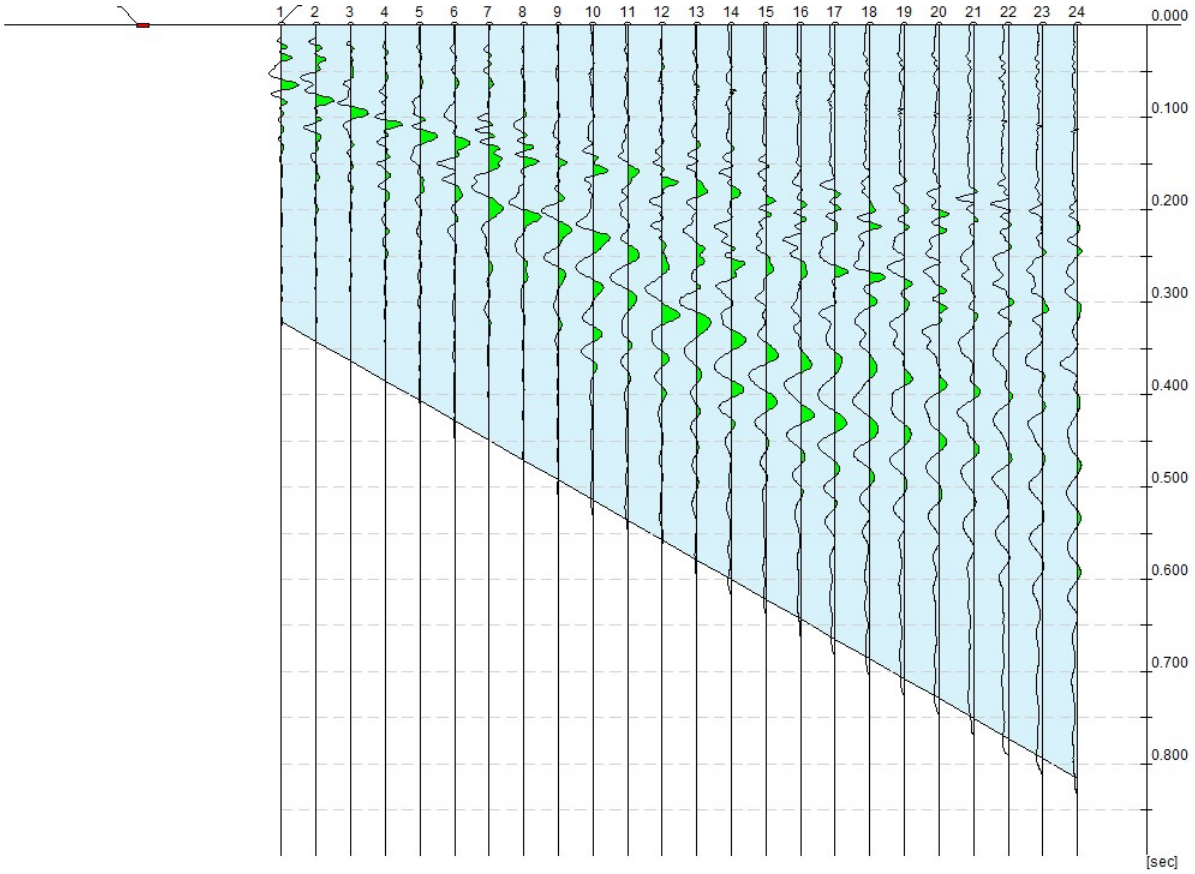
**Modi di vibrazione**

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

**Profondità di indagine**

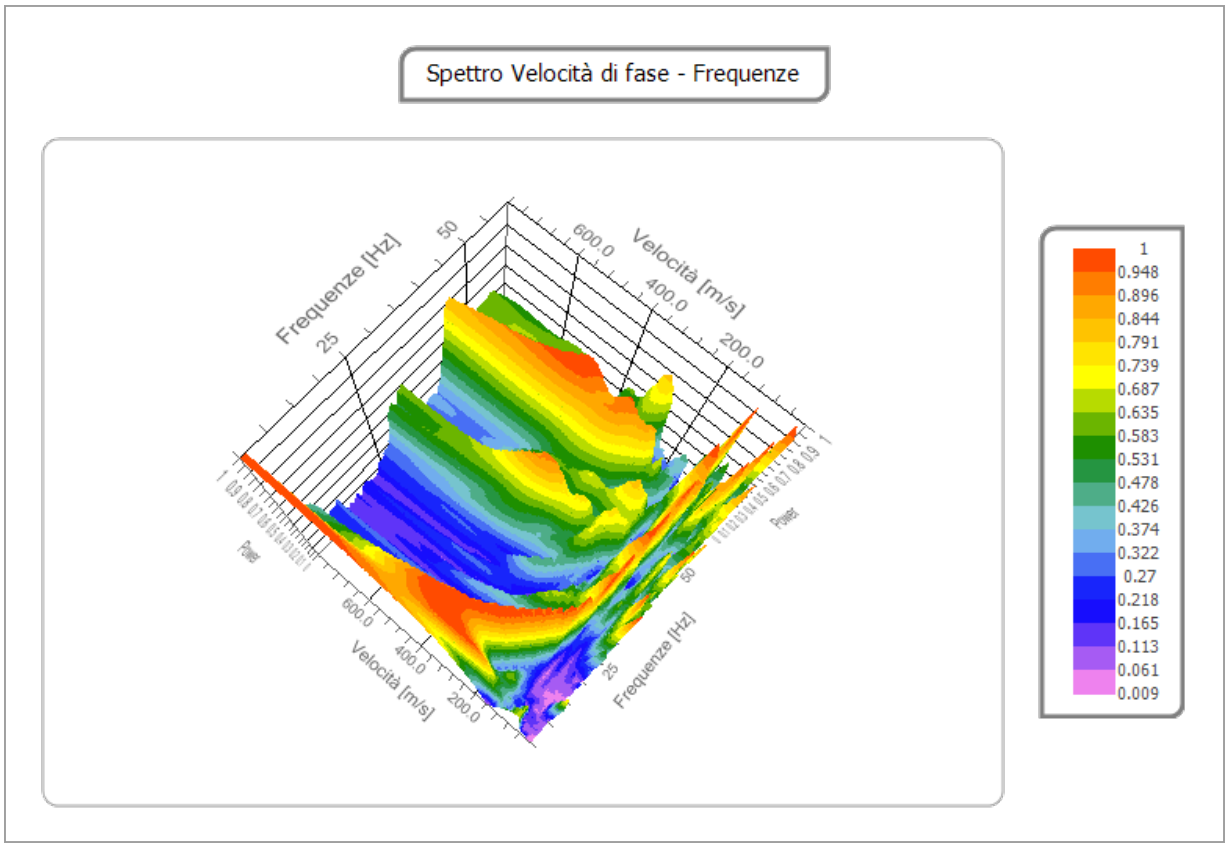
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

# REPORT MASW S 1



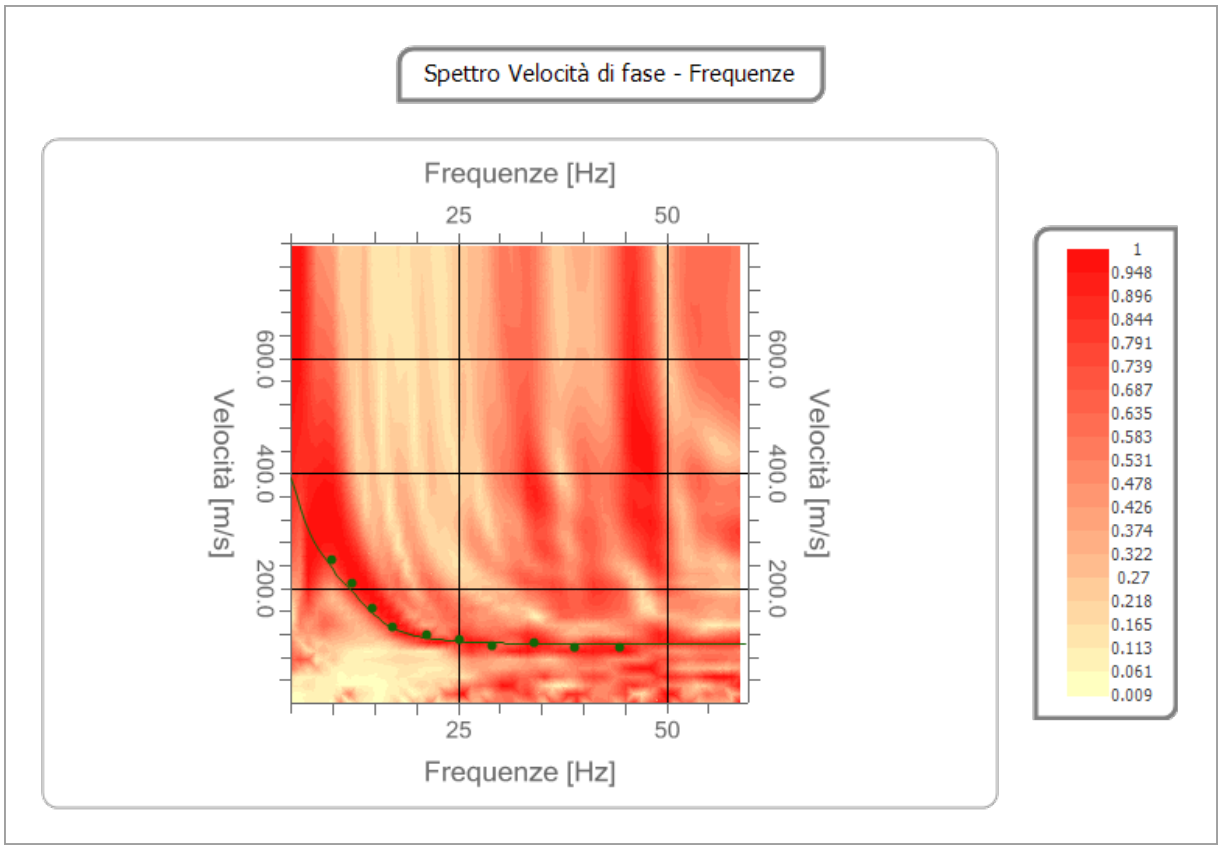
**Analisi spettrale**

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 60 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |




**Curva di dispersione**

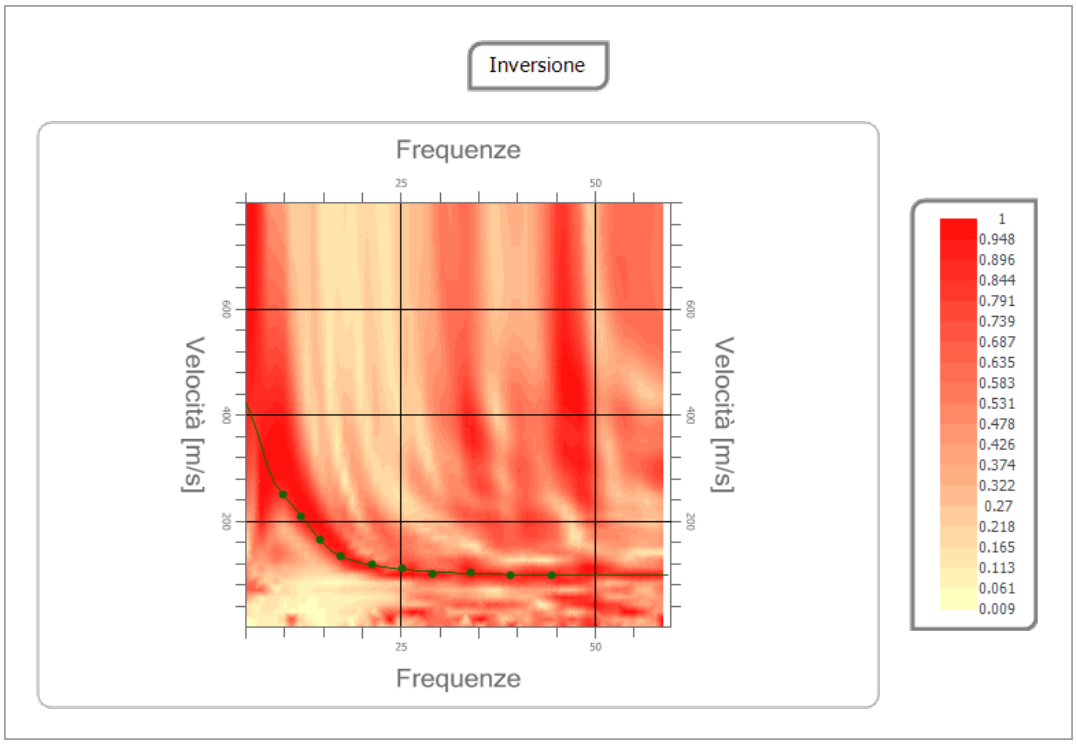
| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 9.8 | 249.8 | 0 |
| 2 | 12.2 | 208.8 | 0 |
| 3 | 14.6 | 164.9 | 0 |
| 4 | 17.2 | 132.7 | 0 |
| 5 | 21.2 | 118.1 | 0 |
| 6 | 25.2 | 109.3 | 0 |
| 7 | 29.0 | 100.5 | 0 |
| 8 | 34.0 | 103.4 | 0 |
| 9 | 39.1 | 97.6 | 0 |
| 10 | 44.5 | 97.6 | 0 |

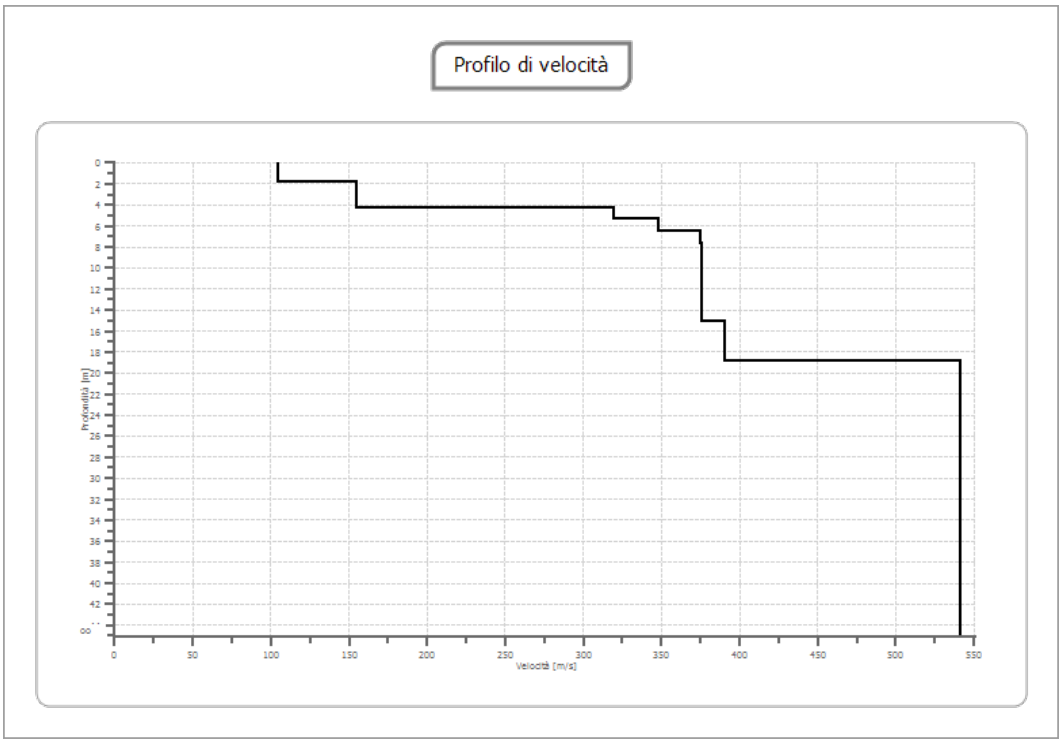



**Inversione**

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 1.87 | 1.87 | 1850.0 | 0.3 | No | 181.2 | 104.6 |
| 2 | | 4.24 | 2.37 | 1850.0 | 0.3 | No | 267.9 | 154.7 |
| 3 | | 5.31 | 1.06 | 1950.0 | 0.3 | No | 596.9 | 319.0 |
| 4 | | 6.44 | 1.14 | 2000.0 | 0.3 | No | 650.8 | 347.9 |
| 5 | | 7.72 | 1.28 | 2000.0 | 0.3 | No | 701.5 | 375.0 |
| 6 | | 15.09 | 7.37 | 2000.0 | 0.3 | No | 702.8 | 375.7 |
| 7 | | 18.79 | 3.71 | 2100.0 | 0.3 | No | 731.3 | 390.9 |
| 8 | | oo | oo | 2200.0 | 0.3 | No | 1012.7 | 541.3 |

Percentuale di errore 0.014 %
Fattore di disadattamento della soluzione 0.016


Inversione
Frequenze
Velocità [m/s]
Velocità [m/s]
Frequenze
1
0.948
0.896
0.844
0.791
0.739
0.687
0.635
0.583
0.531
0.478
0.426
0.374
0.322
0.27
0.218
0.165
0.113
0.061
0.009


Profilo di velocità
Profondità [m]
Velocità [m/s]

**Risultati**

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 382.50 |
| **Categoria del suolo** | B |

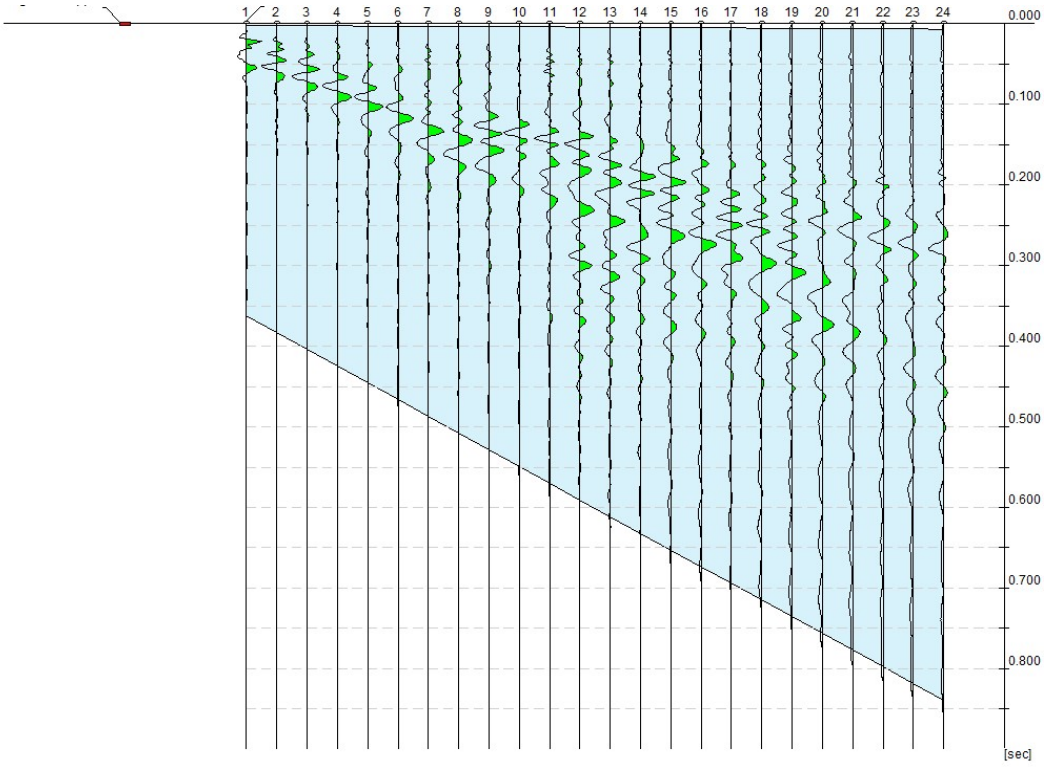
**Suolo di tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.87 | 1.87 | 104.63 | 181.22 | 1800.00 | 0.25 | 19.70 | 59.11 | 32.84 | 49.26 | 13 | 29.32 |
| 2 | 4.24 | 2.37 | 154.68 | 267.92 | 1850.00 | 0.25 | 44.27 | 132.80 | 73.78 | 110.66 | 32 | 209.11 |
| 3 | 5.31 | 1.06 | 319.05 | 596.89 | 1900.00 | 0.30 | 193.41 | 676.92 | 419.04 | 502.85 | N/A | N/A |
| 4 | 6.44 | 1.14 | 347.89 | 650.84 | 1950.00 | 0.30 | 236.00 | 826.02 | 511.34 | 613.61 | N/A | N/A |
| 5 | 7.72 | 1.28 | 374.97 | 701.50 | 1950.00 | 0.30 | 274.17 | 959.59 | 594.03 | 712.84 | N/A | N/A |
| 6 | 15.09 | 7.37 | 375.68 | 702.83 | 1950.00 | 0.30 | 275.21 | 963.25 | 596.30 | 715.55 | N/A | N/A |
| 7 | 18.79 | 3.71 | 390.88 | 731.26 | 2000.00 | 0.30 | 305.57 | 1069.49 | 662.06 | 794.48 | N/A | N/A |
| 8 | oo | oo | 541.33 | 1012.73 | 2100.00 | 0.30 | 615.37 | 2153.81 | 1333.31 | 1599.97 | 0 | N/A |

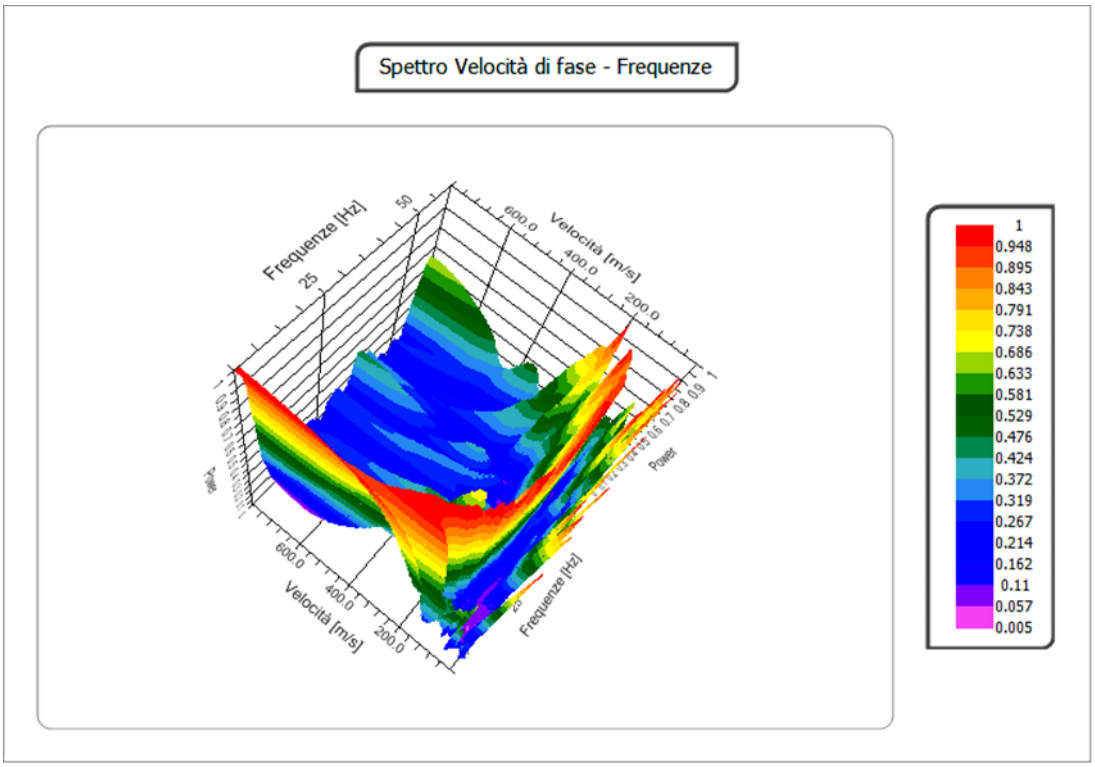
G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

# REPORT MASW S2



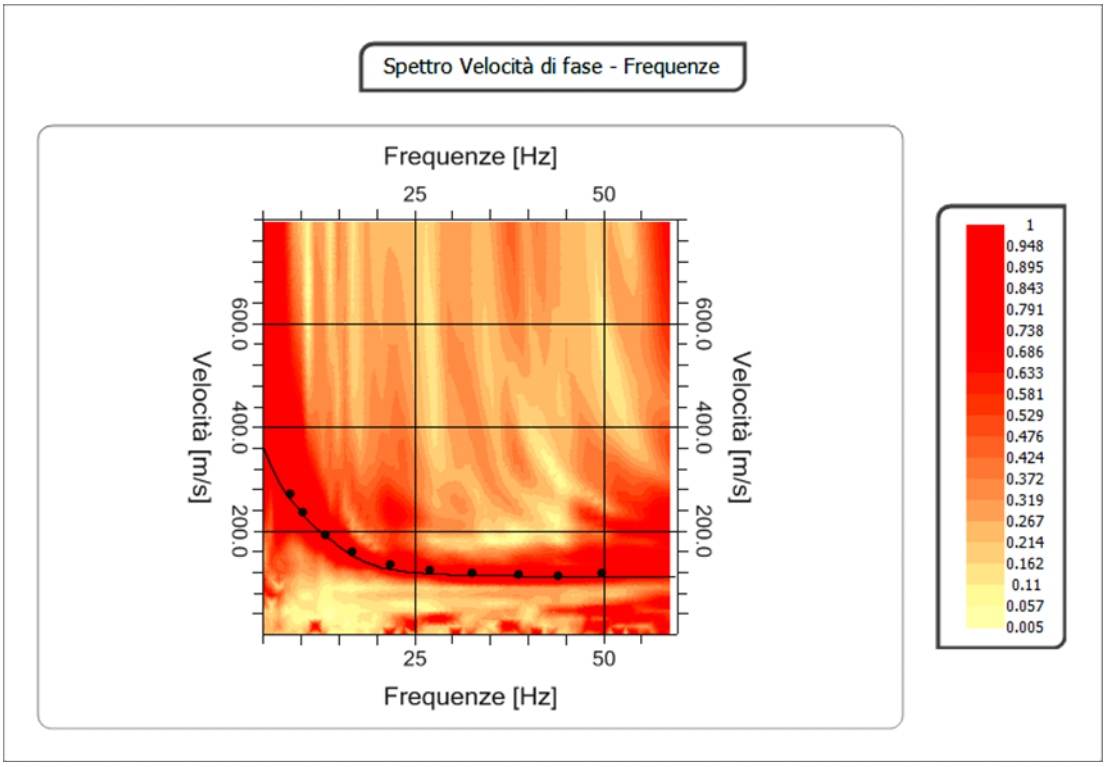
**Analisi spettrale**

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 60 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |



**Curva di dispersione**

| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 8.6 | 270.3 | 0 |
| 2 | 10.2 | 235.1 | 0 |
| 3 | 13.2 | 191.2 | 0 |
| 4 | 16.8 | 159.0 | 0 |
| 5 | 21.8 | 135.6 | 0 |
| 6 | 27.0 | 123.9 | 0 |
| 7 | 32.6 | 118.1 | 0 |
| 8 | 38.9 | 115.1 | 0 |
| 9 | 44.1 | 112.2 | 0 |
| 10 | 49.9 | 118.1 | 0 |

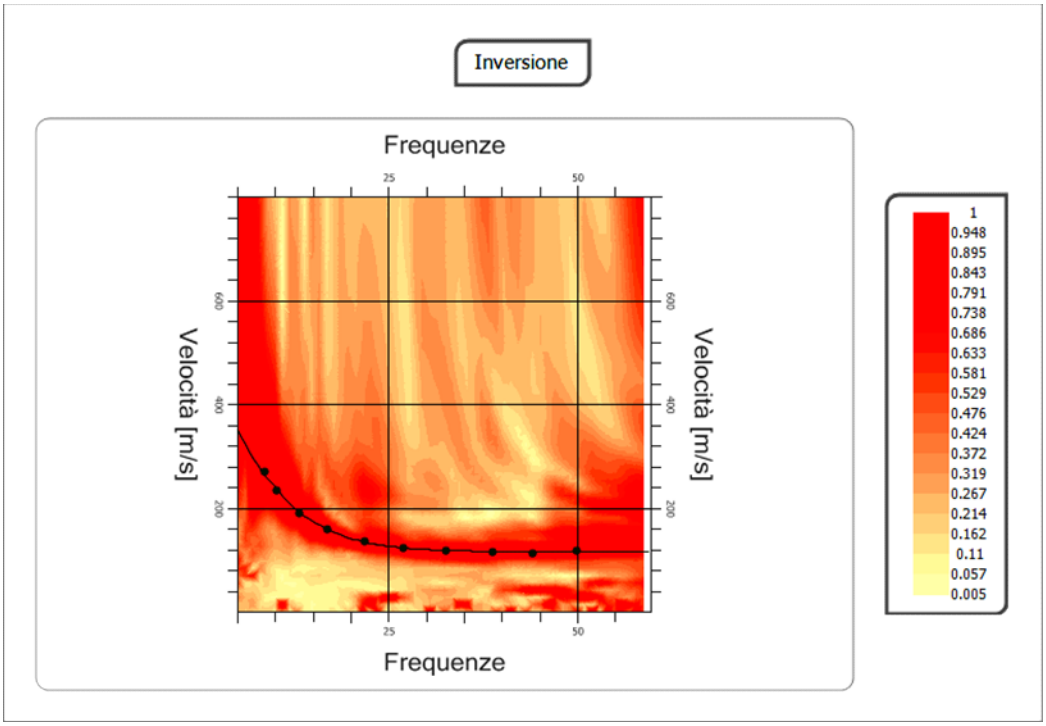


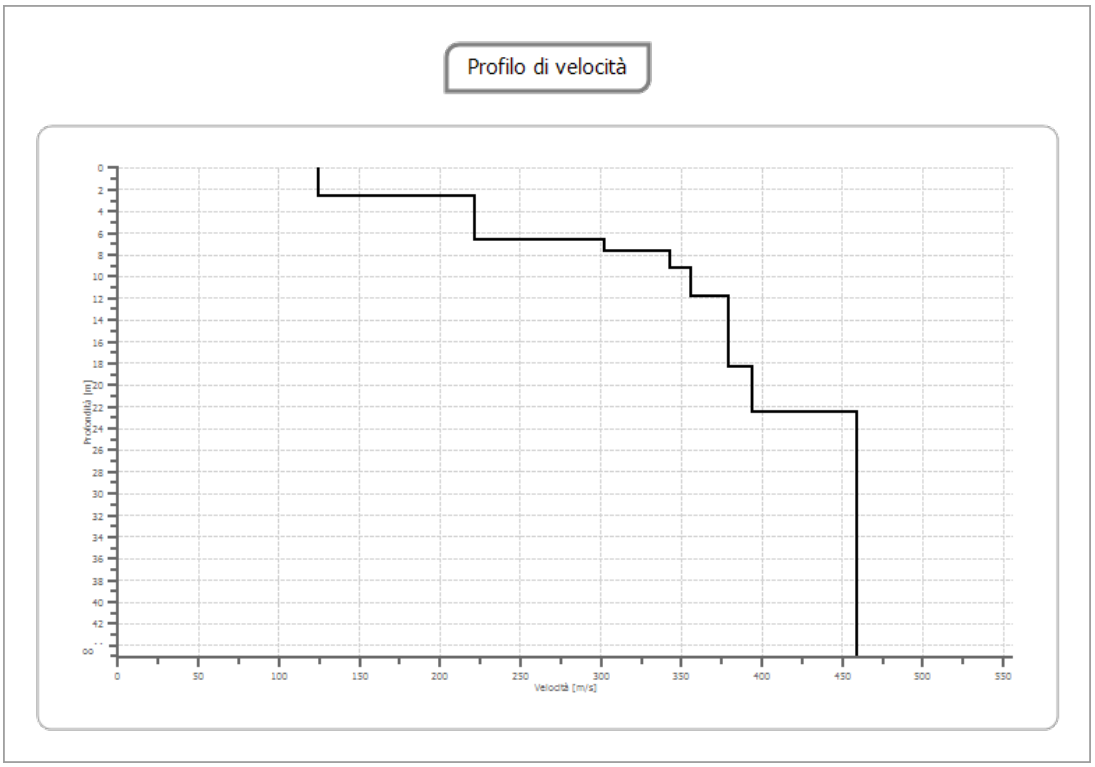
**Inversione**

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 2.60 | 2.60 | 1850.0 | 0.3 | No | 215.5 | 124.4 |
| 2 | | 6.58 | 3.98 | 1900.0 | 0.3 | No | 384.2 | 221.8 |
| 3 | | 7.68 | 1.10 | 1900.0 | 0.3 | No | 564.2 | 301.6 |
| 4 | | 9.20 | 1.52 | 1900.0 | 0.3 | No | 642.0 | 343.2 |
| 5 | | 11.77 | 2.57 | 1950.0 | 0.3 | No | 665.7 | 355.8 |
| 6 | | 18.30 | 6.52 | 1950.0 | 0.3 | No | 710.0 | 379.5 |
| 7 | | 22.48 | 4.19 | 1950.0 | 0.3 | No | 737.3 | 394.1 |
| 8 | | oo | oo | 2100.0 | 0.3 | No | 857.9 | 458.6 |

Percentuale di errore 0.020 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.015




Profilo di velocità
Profondità [m]
Velocità [m/s]

**Risultati**

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 305.01 |
| **Categoria del suolo** | C |

**Suolo di tipo C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.60 | 2.60 | 124.40 | 215.46 | 1800.00 | 0.25 | 27.85 | 83.56 | 46.42 | 69.64 | 24 | 69.95 |
| 2 | 6.58 | 3.98 | 221.80 | 384.16 | 1850.00 | 0.25 | 91.01 | 273.02 | 151.68 | 227.52 | N/A | 1278.89 |
| 3 | 7.68 | 1.10 | 301.60 | 564.24 | 1850.00 | 0.30 | 168.28 | 588.97 | 364.60 | 437.52 | N/A | N/A |
| 4 | 9.20 | 1.52 | 343.15 | 641.98 | 1850.00 | 0.30 | 217.85 | 762.46 | 472.00 | 566.40 | N/A | N/A |
| 5 | 11.77 | 2.57 | 355.81 | 665.67 | 1900.00 | 0.30 | 240.55 | 841.92 | 521.19 | 625.42 | N/A | N/A |
| 6 | 18.30 | 6.52 | 379.50 | 709.97 | 1900.00 | 0.30 | 273.63 | 957.71 | 592.87 | 711.44 | N/A | N/A |
| 7 | 22.48 | 4.19 | 394.11 | 737.31 | 1900.00 | 0.30 | 295.11 | 1032.89 | 639.41 | 767.29 | N/A | N/A |
| 8 | oo | oo | 458.59 | 857.94 | 2000.00 | 0.30 | 420.60 | 1472.11 | 911.31 | 1093.57 | 0 | N/A |

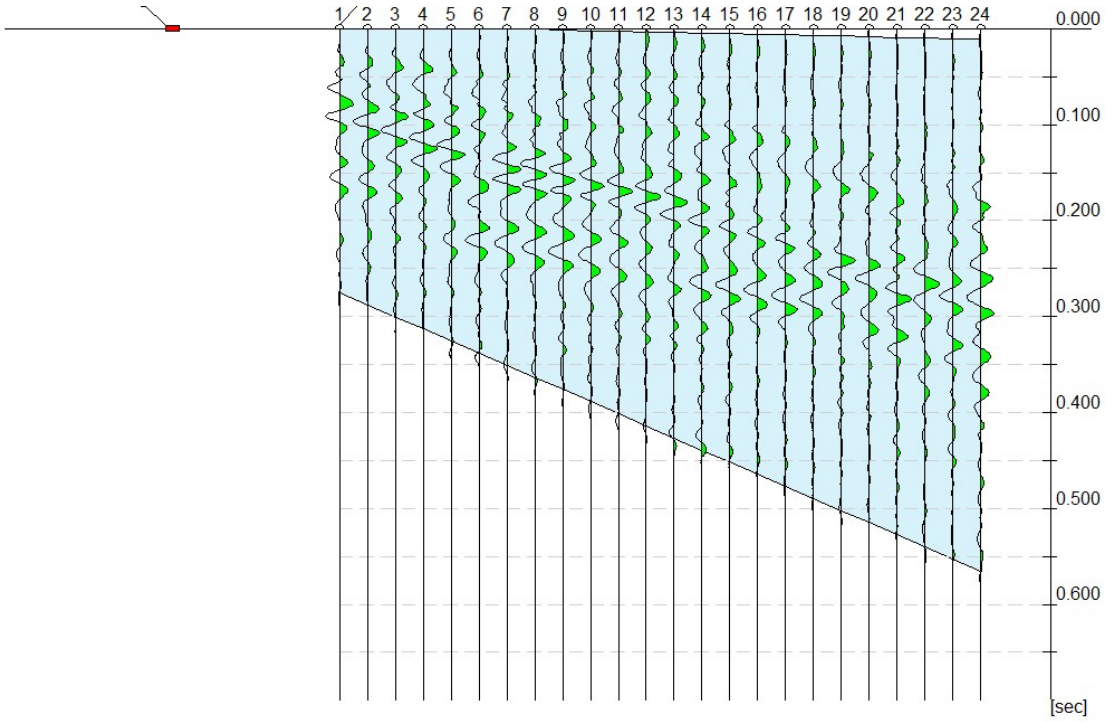
G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

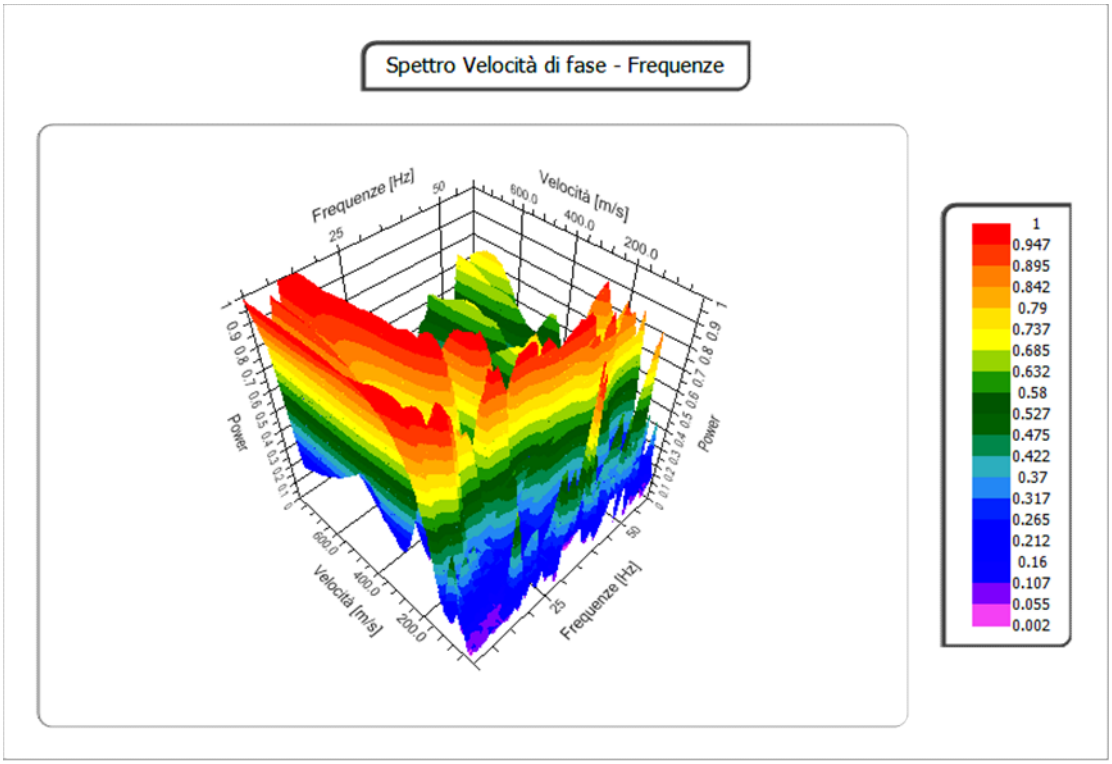
Ey: Modulo di Young;

# REPORT MASW S3



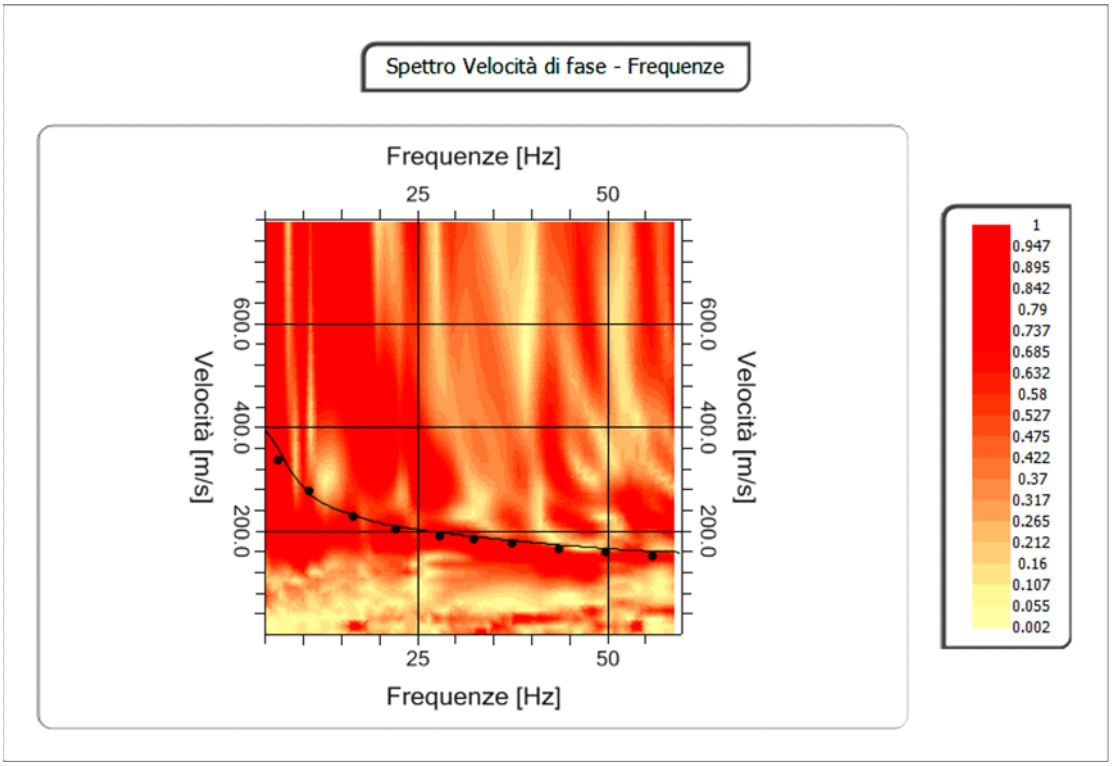
**Analisi spettrale**

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 60 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |



**Curva di dispersione**

| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 6.6 | 337.6 | 0 |
| 2 | 10.8 | 276.1 | 0 |
| 3 | 16.6 | 226.4 | 0 |
| 4 | 22.2 | 202.9 | 0 |
| 5 | 28.0 | 188.3 | 0 |
| 6 | 32.4 | 182.5 | 0 |
| 7 | 37.5 | 176.6 | 0 |
| 8 | 43.7 | 164.9 | 0 |
| 9 | 49.9 | 159.0 | 0 |
| 10 | 55.9 | 150.3 | 0 |

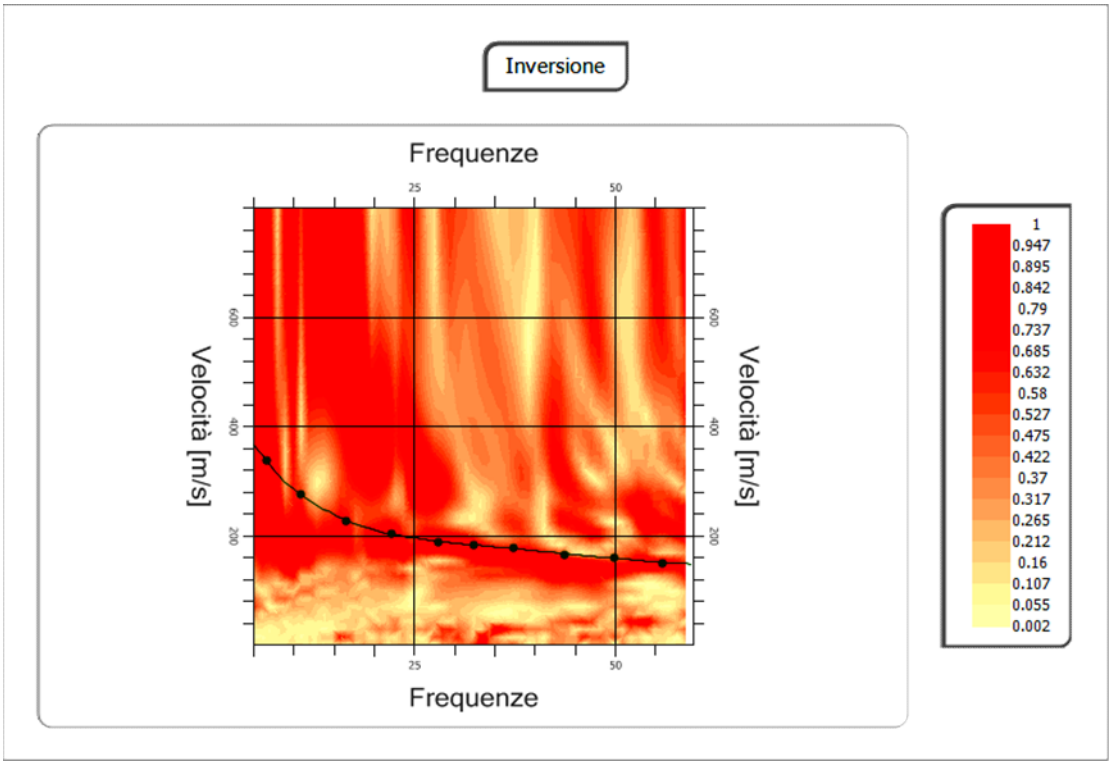


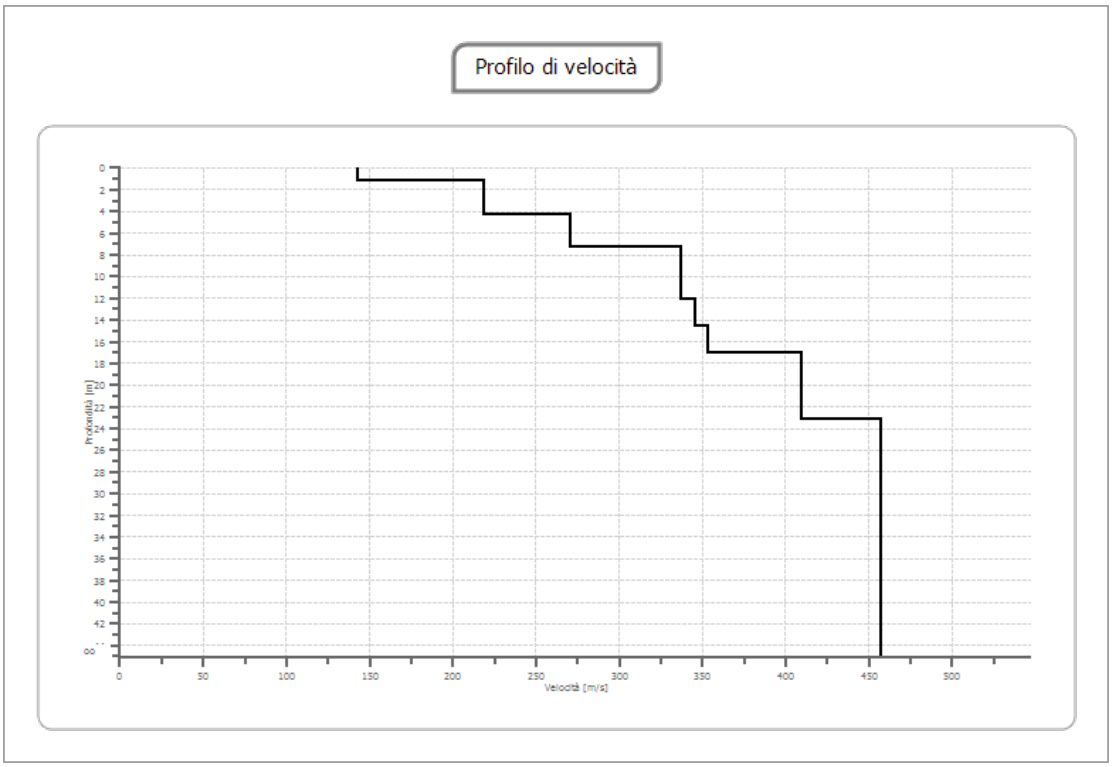
**Inversione**

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 1.17 | 1.17 | 1850.0 | 0.3 | No | 266.8 | 142.6 |
| 2 | | 4.32 | 3.15 | 1850.0 | 0.3 | No | 409.6 | 219.0 |
| 3 | | 7.25 | 2.93 | 1900.0 | 0.3 | No | 506.5 | 270.7 |
| 4 | | 12.07 | 4.82 | 1950.0 | 0.3 | No | 631.3 | 337.4 |
| 5 | | 14.59 | 2.52 | 1950.0 | 0.3 | No | 646.2 | 345.4 |
| 6 | | 16.99 | 2.40 | 2000.0 | 0.3 | No | 660.6 | 353.1 |
| 7 | | 23.16 | 6.17 | 2100.0 | 0.3 | No | 765.8 | 409.4 |
| 8 | | oo | oo | 2200.0 | 0.3 | No | 854.9 | 457.0 |

Percentuale di errore 0.002 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.005




Profilo di velocità
Profondità [m]
Velocità [m/s]

**Risultati**

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 326.68 |
| **Categoria del suolo** | C |

**Suolo di tipo C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.17 | 1.17 | 142.62 | 266.81 | 1800.00 | 0.30 | 36.61 | 128.14 | 79.32 | 95.19 | 46 | 139.03 |
| 2 | 4.32 | 3.15 | 218.95 | 409.63 | 1800.00 | 0.30 | 86.29 | 302.03 | 186.97 | 224.36 | 99 | 1198.65 |
| 3 | 7.25 | 2.93 | 270.72 | 506.48 | 1850.00 | 0.30 | 135.59 | 474.57 | 293.78 | 352.53 | N/A | 3482.41 |
| 4 | 12.07 | 4.82 | 337.43 | 631.27 | 1900.00 | 0.30 | 216.33 | 757.15 | 468.71 | 562.46 | N/A | N/A |
| 5 | 14.59 | 2.52 | 345.43 | 646.23 | 1900.00 | 0.30 | 226.71 | 793.47 | 491.19 | 589.43 | N/A | N/A |
| 6 | 16.99 | 2.40 | 353.13 | 660.64 | 1950.00 | 0.30 | 243.16 | 851.07 | 526.85 | 632.22 | N/A | N/A |
| 7 | 23.16 | 6.17 | 409.36 | 765.84 | 2000.00 | 0.30 | 335.15 | 1173.01 | 726.15 | 871.38 | N/A | N/A |
| 8 | oo | oo | 456.96 | 854.90 | 2050.00 | 0.30 | 428.07 | 1498.25 | 927.49 | 1112.99 | 0 | N/A |

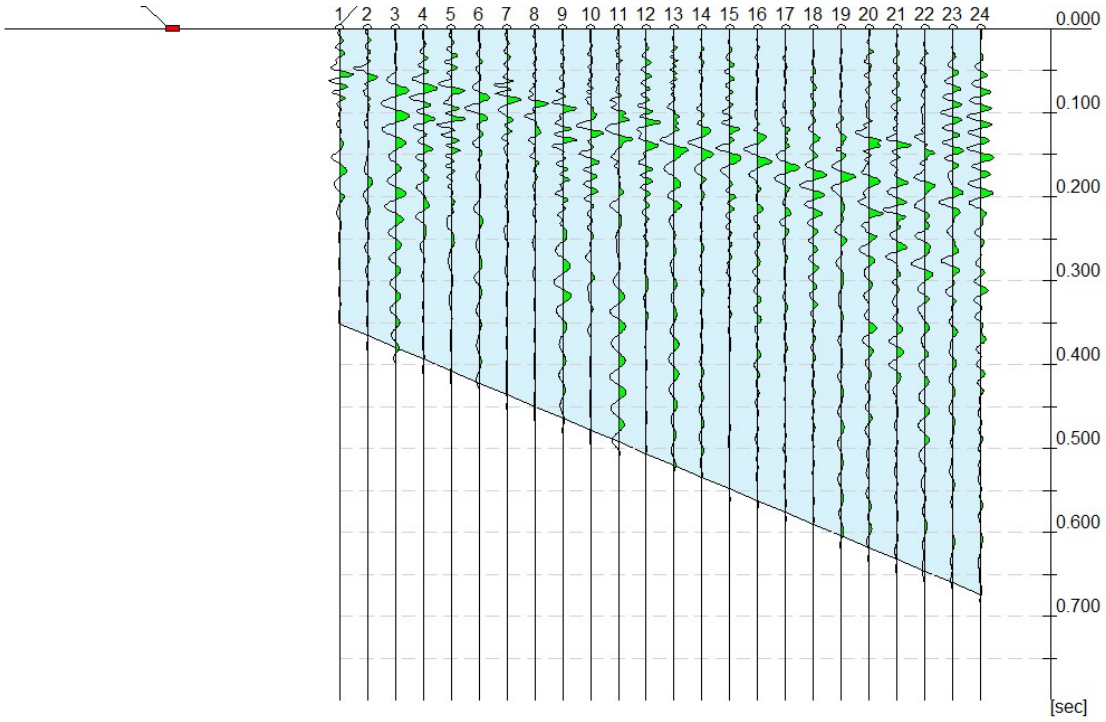
G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

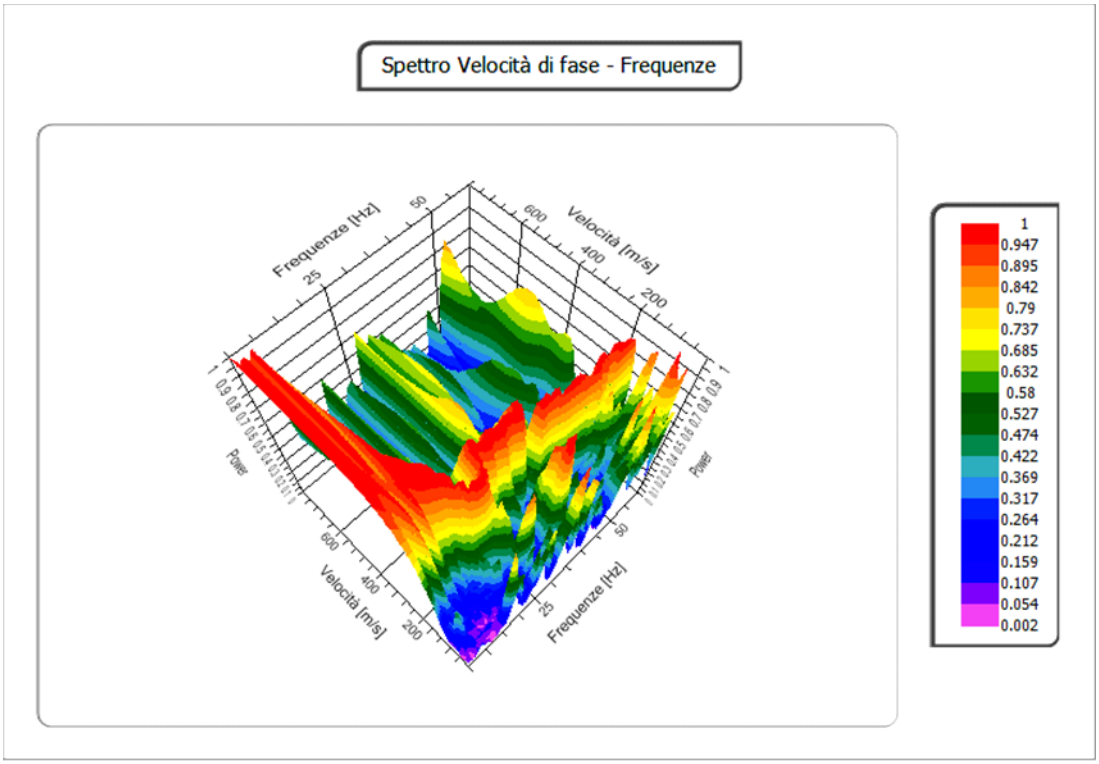
Ey: Modulo di Young;

# REPORT MASW S4



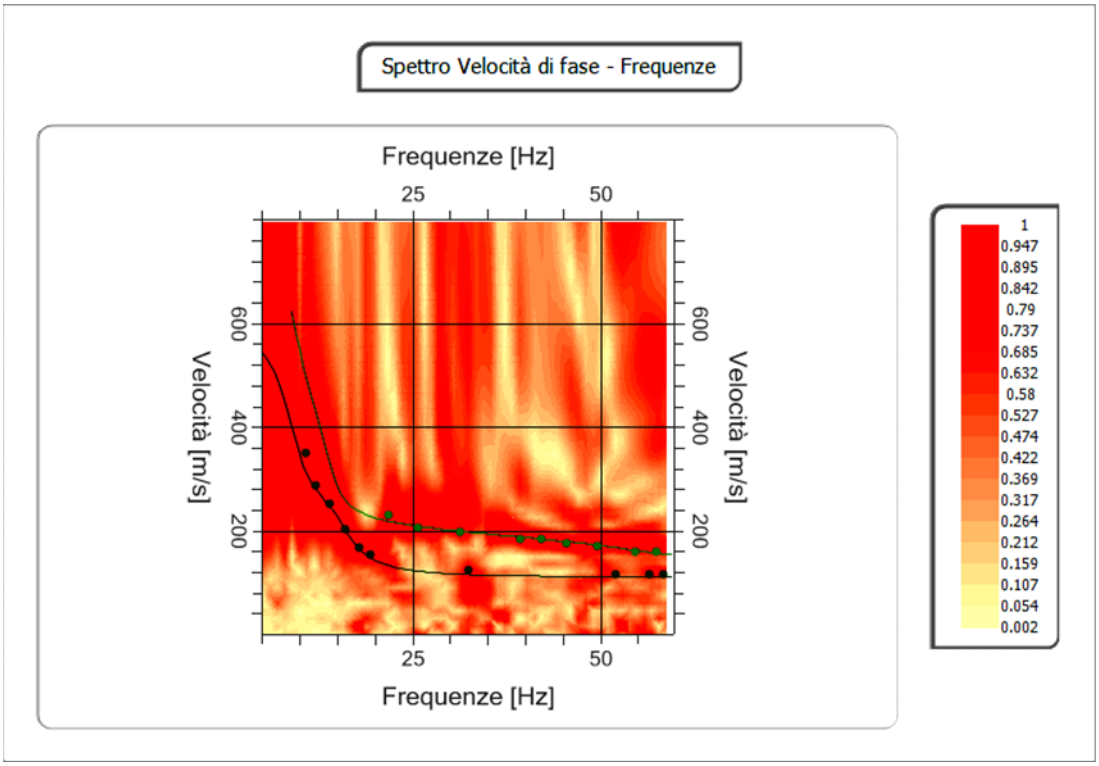
**Analisi spettrale**

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 60 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |



**Curva di dispersione**

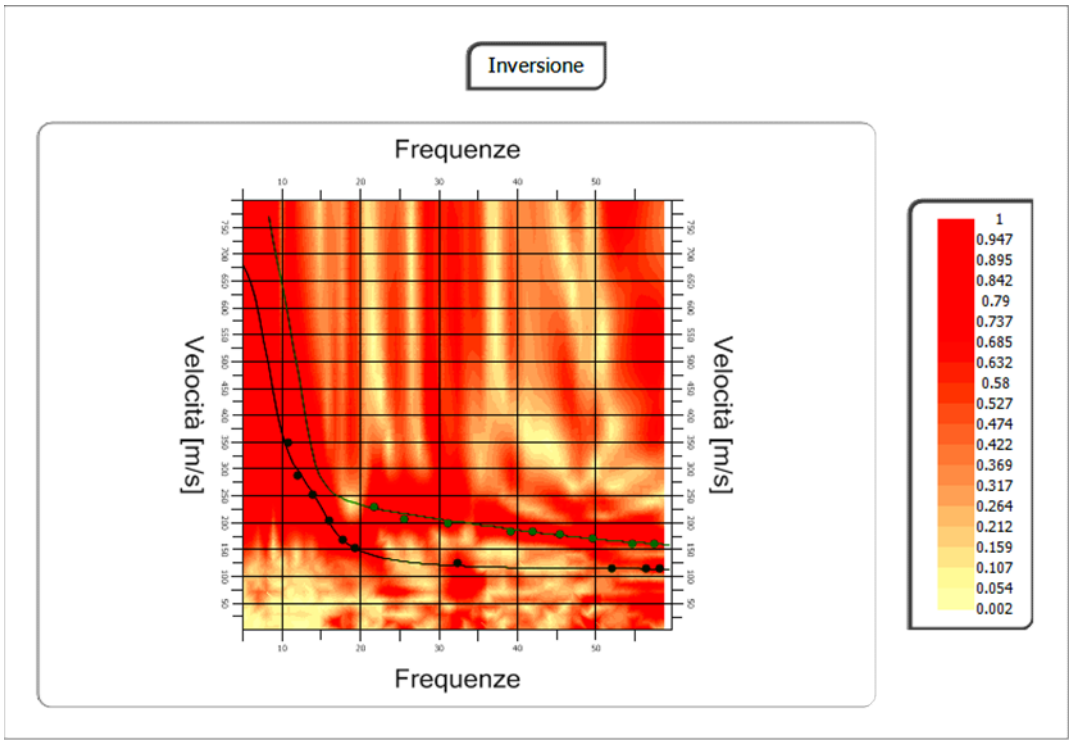
| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 10.8 | 349.3 | 0 |
| 2 | 12.0 | 287.8 | 0 |
| 3 | 14.0 | 252.7 | 0 |
| 4 | 16.0 | 202.9 | 0 |
| 5 | 17.8 | 167.8 | 0 |
| 6 | 19.4 | 153.2 | 0 |
| 7 | 21.8 | 229.3 | 1 |
| 8 | 25.6 | 205.9 | 1 |
| 9 | 31.2 | 197.1 | 1 |
| 10 | 32.4 | 123.9 | 0 |
| 11 | 39.3 | 182.5 | 1 |
| 12 | 42.1 | 182.5 | 1 |
| 13 | 45.5 | 176.6 | 1 |
| 14 | 49.7 | 170.8 | 1 |
| 15 | 52.1 | 115.1 | 0 |
| 16 | 54.7 | 159.0 | 1 |
| 17 | 56.5 | 115.1 | 0 |
| 18 | 57.5 | 159.0 | 1 |
| 19 | 58.3 | 115.1 | 0 |

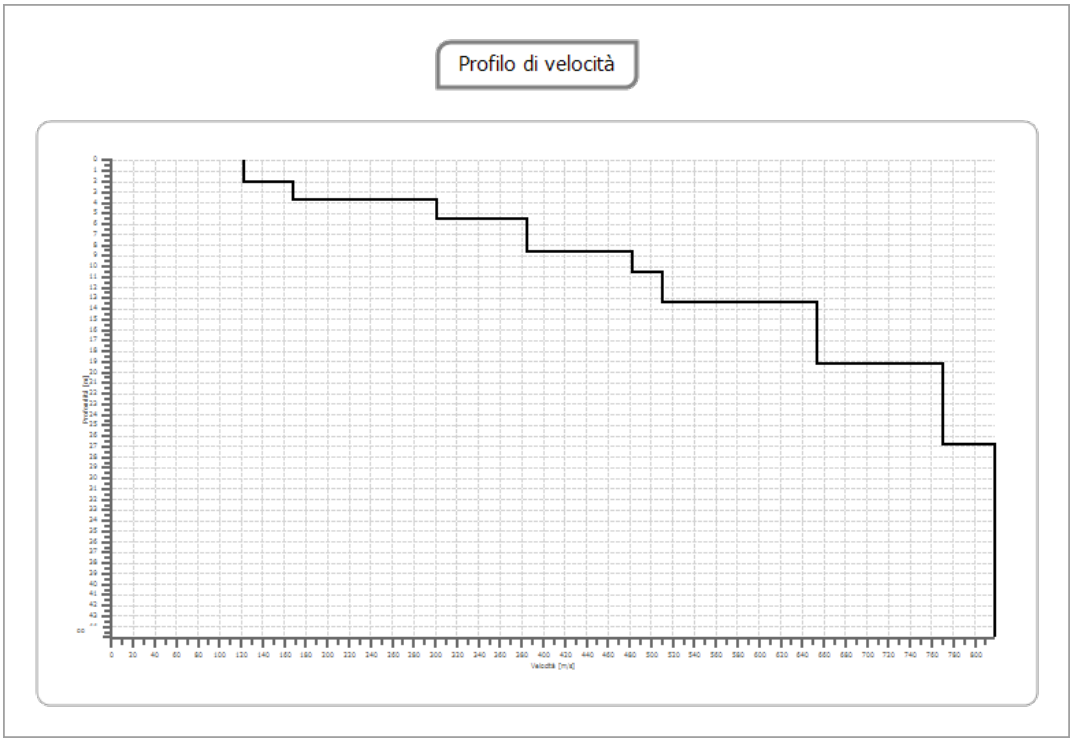



**Inversione**

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 2.04 | 2.04 | 1850.0 | 0.3 | No | 211.4 | 122.0 |
| 2 | | 3.80 | 1.76 | 1850.0 | 0.3 | No | 313.6 | 167.6 |
| 3 | | 5.56 | 1.76 | 1850.0 | 0.4 | No | 627.7 | 301.6 |
| 4 | | 8.66 | 3.09 | 1900.0 | 0.4 | No | 801.8 | 385.2 |
| 5 | | 10.60 | 1.95 | 1950.0 | 0.4 | No | 1003.5 | 482.1 |
| 6 | | 13.41 | 2.81 | 2000.0 | 0.4 | No | 1062.9 | 510.6 |
| 7 | | 19.18 | 5.76 | 2100.0 | 0.4 | No | 1360.5 | 653.6 |
| 8 | | 26.86 | 7.68 | 2100.0 | 0.4 | No | 1603.6 | 770.3 |
| 9 | | oo | oo | 2200.0 | 0.4 | No | 1704.2 | 818.7 |

| | |
|---|---|
| Percentuale di errore | 0.078 % |
| Fattore di disadattamento della soluzione | 0.024 |


Inversione
Frequenze
Velocità [m/s]
Velocità [m/s]
Frequenze
1
0.947
0.895
0.842
0.79
0.737
0.685
0.632
0.58
0.527
0.474
0.422
0.369
0.317
0.264
0.212
0.159
0.107
0.054
0.002


Profilo di velocità

**Risultati**

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 409.52 |
| **Categoria del suolo** | B |

**Suolo di tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.04 | 2.04 | 122.04 | 211.38 | 1800.00 | 0.25 | 26.81 | 80.43 | 44.68 | 67.03 | 28 | 63.55 |
| 2 | 3.80 | 1.76 | 167.65 | 313.64 | 1800.00 | 0.30 | 50.59 | 177.07 | 109.61 | 131.54 | 54 | 313.34 |
| 3 | 5.56 | 1.76 | 301.56 | 627.74 | 1800.00 | 0.35 | 163.69 | 709.31 | 491.06 | 441.95 | N/A | N/A |
| 4 | 8.66 | 3.09 | 385.19 | 801.84 | 1850.00 | 0.35 | 274.49 | 1189.45 | 823.47 | 741.12 | N/A | N/A |
| 5 | 10.60 | 1.95 | 482.07 | 1003.50 | 1900.00 | 0.35 | 441.54 | 1913.33 | 1324.62 | 1192.15 | N/A | N/A |
| 6 | 13.41 | 2.81 | 510.60 | 1062.90 | 1950.00 | 0.35 | 508.39 | 2203.04 | 1525.18 | 1372.67 | N/A | N/A |
| 7 | 19.18 | 5.76 | 653.55 | 1360.48 | 2000.00 | 0.35 | 854.26 | 3701.79 | 2562.78 | 2306.50 | N/A | N/A |
| 8 | 26.86 | 7.68 | 770.34 | 1603.60 | 2000.00 | 0.35 | 1186.86 | 5143.05 | 3560.58 | 3204.52 | N/A | N/A |
| 9 | oo | oo | 818.68 | 1704.23 | 2100.00 | 0.35 | 1407.51 | 6099.21 | 4222.53 | 3800.28 | 0 | N/A |

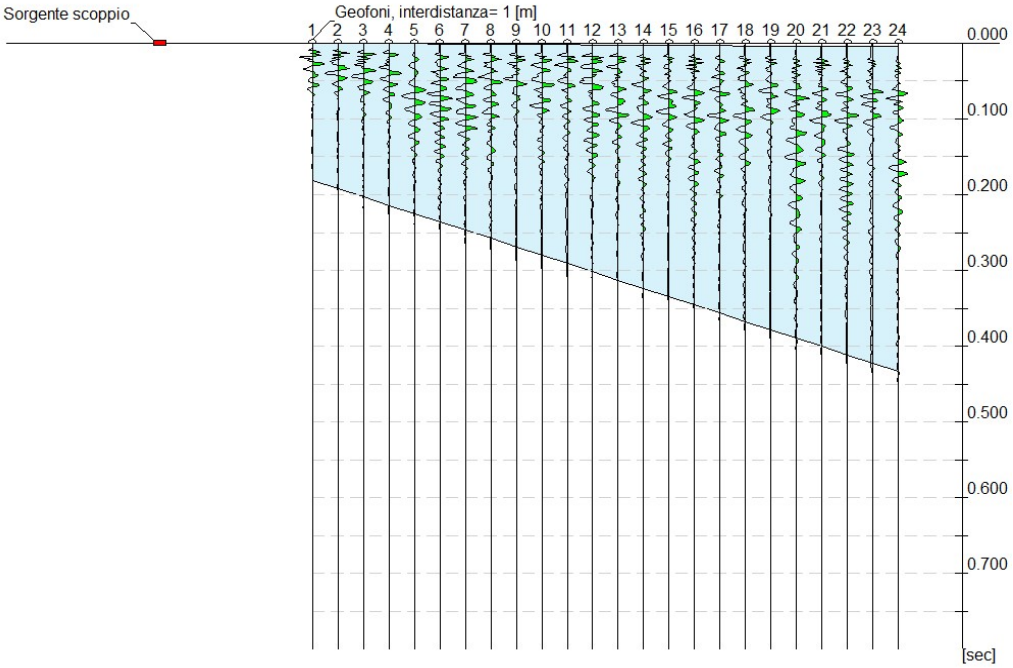
G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

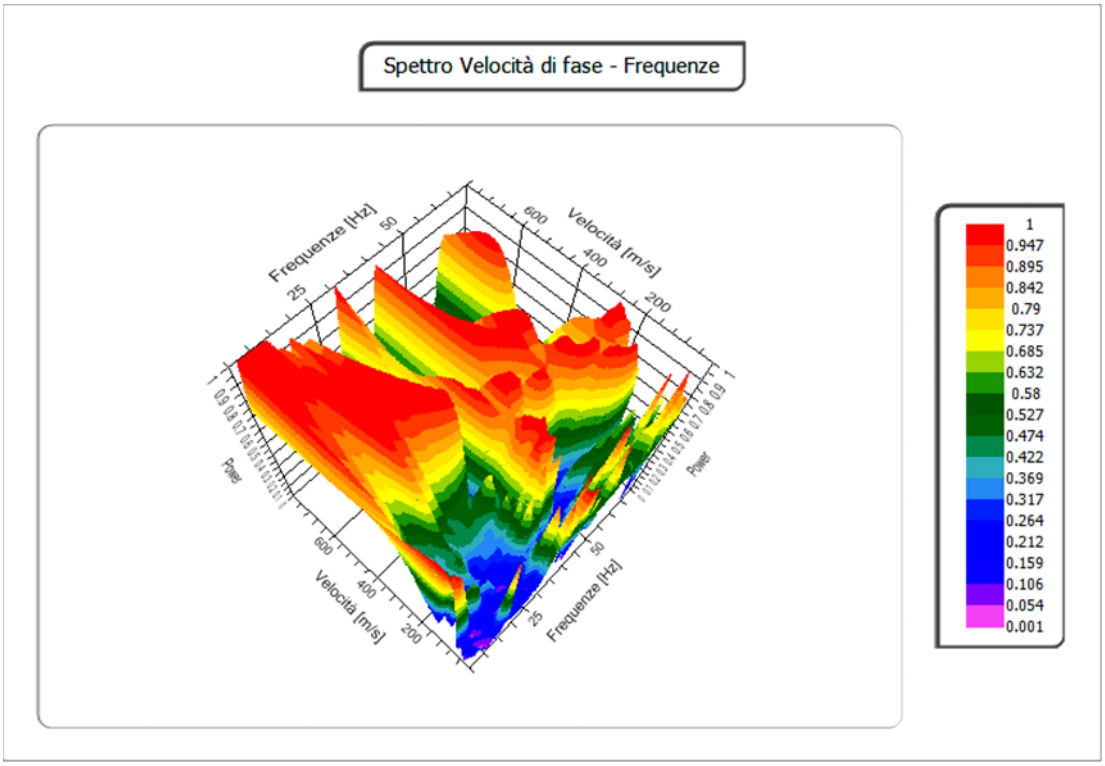
Ey: Modulo di Young;

# REPORT MASW S5



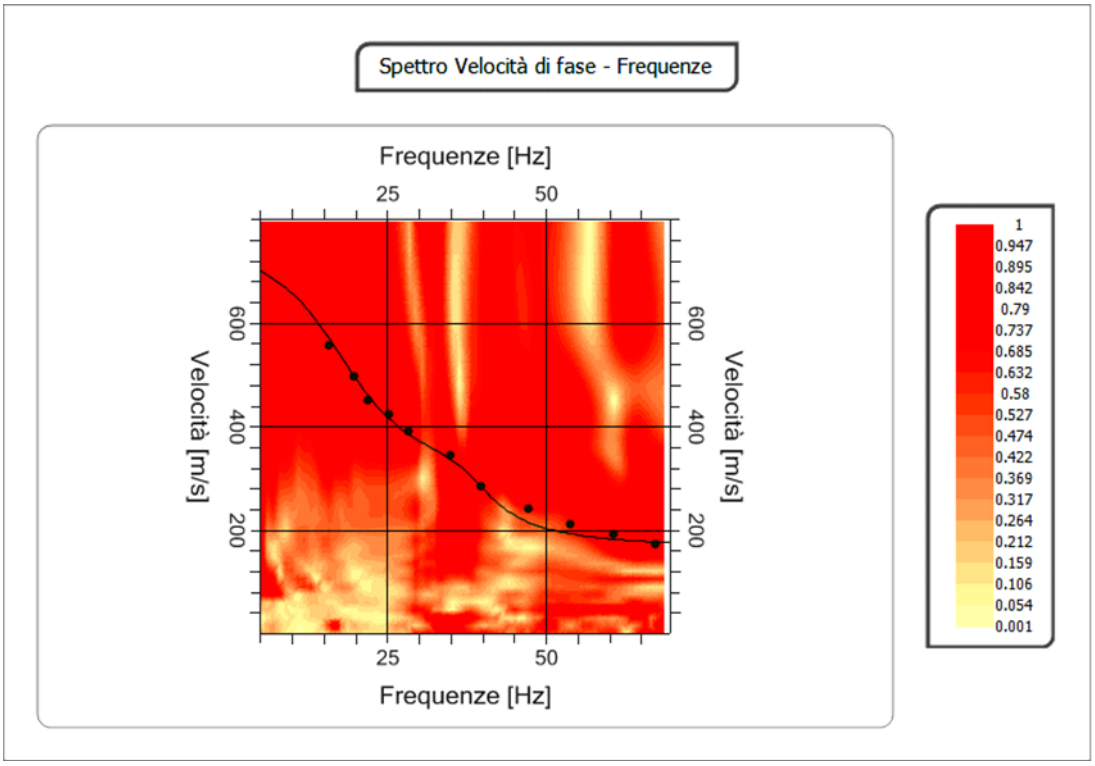
## Analisi spettrale

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 70 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |



## Curva di dispersione

| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 15.9 | 557.1 | 0 |
| 2 | 19.6 | 498.5 | 0 |
| 3 | 22.0 | 451.7 | 0 |
| 4 | 25.3 | 422.5 | 0 |
| 5 | 28.4 | 390.3 | 0 |
| 6 | 35.0 | 343.4 | 0 |
| 7 | 39.7 | 284.9 | 0 |
| 8 | 47.3 | 241.0 | 0 |
| 9 | 53.9 | 211.7 | 0 |
| 10 | 60.7 | 191.2 | 0 |
| 11 | 67.3 | 173.7 | 0 |

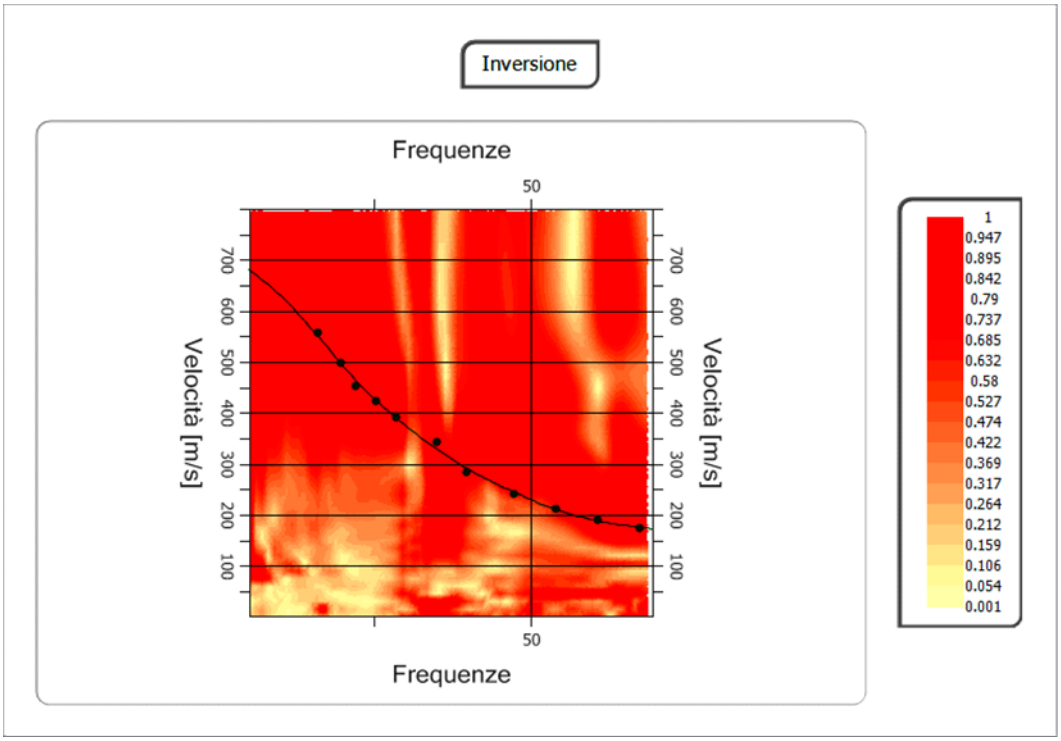


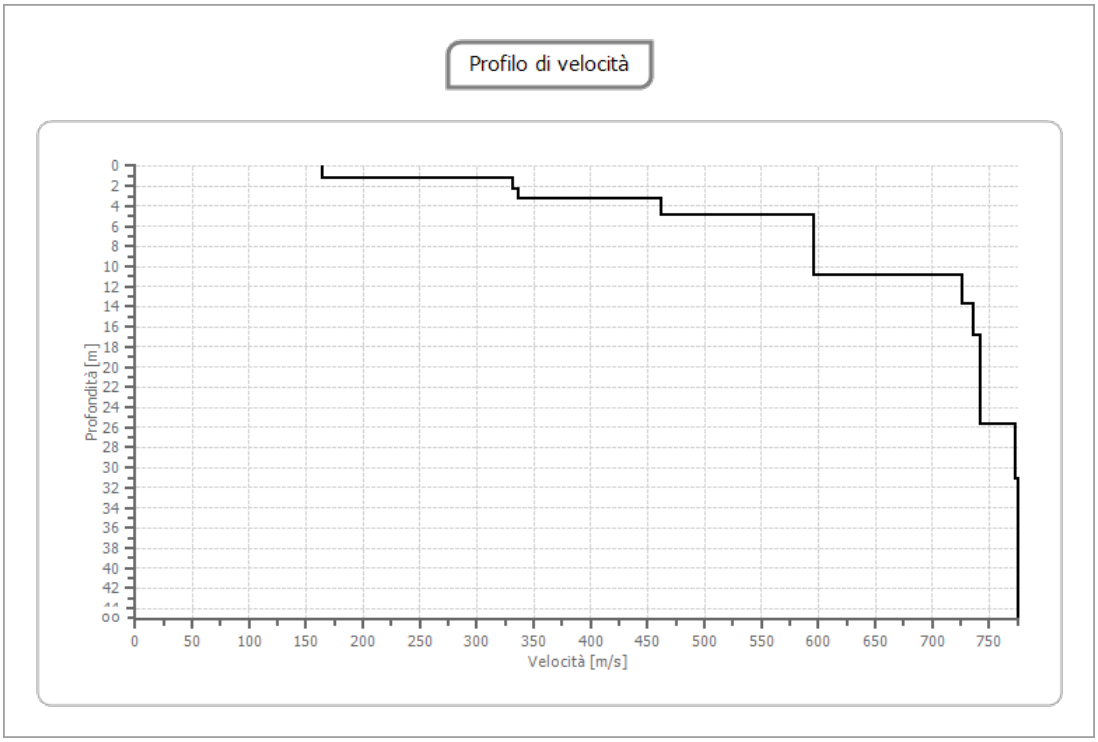
## Inversione

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 1.25 | 1.25 | 1850.0 | 0.3 | No | 307.9 | 164.6 |
| 2 | | 2.25 | 1.00 | 1850.0 | 0.3 | No | 619.7 | 331.2 |
| 3 | | 3.28 | 1.03 | 1900.0 | 0.3 | No | 628.2 | 335.8 |
| 4 | | 4.88 | 1.60 | 1950.0 | 0.3 | No | 864.1 | 461.9 |
| 5 | | 10.84 | 5.97 | 2000.0 | 0.3 | No | 1115.6 | 596.3 |
| 6 | | 13.71 | 2.87 | 2000.0 | 0.3 | No | 1358.8 | 726.3 |
| 7 | | 16.79 | 3.08 | 2100.0 | 0.3 | No | 1377.7 | 736.4 |
| 8 | | 25.67 | 8.88 | 2150.0 | 0.3 | No | 1388.5 | 742.2 |
| 9 | | 31.13 | 5.46 | 2200.0 | 0.3 | No | 1445.9 | 772.9 |
| 10 | | oo | oo | 2200.0 | 0.3 | No | 1451.3 | 775.8 |

Percentuale di errore 0.033 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.019






## Risultati

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 350 |
| **Categoria del suolo** | C |

**Suolo di tipo C**: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.17 | 1.17 | 142.62 | 266.81 | 1800.00 | 0.30 | 36.61 | 128.14 | 79.32 | 95.19 | 46 | 139.03 |
| 2 | 4.32 | 3.15 | 218.95 | 409.63 | 1800.00 | 0.30 | 86.29 | 302.03 | 186.97 | 224.36 | 99 | 1198.65 |
| 3 | 7.25 | 2.93 | 270.72 | 506.48 | 1850.0 | 0.30 | 135.59 | 474.57 | 293.78 | 352.53 | N/A | 3482.4 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 0 | | | | | | | 1 |
| 4 | 12.07 | 4.82 | 337.43 | 631.27 | 1900.00 | 0.30 | 216.33 | 757.15 | 468.71 | 562.46 | N/A | N/A |
| 5 | 14.59 | 2.52 | 345.43 | 646.23 | 1900.00 | 0.30 | 226.71 | 793.47 | 491.19 | 589.43 | N/A | N/A |
| 6 | 16.99 | 2.40 | 353.13 | 660.64 | 1950.00 | 0.30 | 243.16 | 851.07 | 526.85 | 632.22 | N/A | N/A |
| 7 | 23.16 | 6.17 | 409.36 | 765.84 | 2000.00 | 0.30 | 335.15 | 1173.01 | 726.15 | 871.38 | N/A | N/A |
| 8 | oo | oo | 456.96 | 854.90 | 2050.00 | 0.30 | 428.07 | 1498.25 | 927.49 | 1112.99 | 0 | N/A |

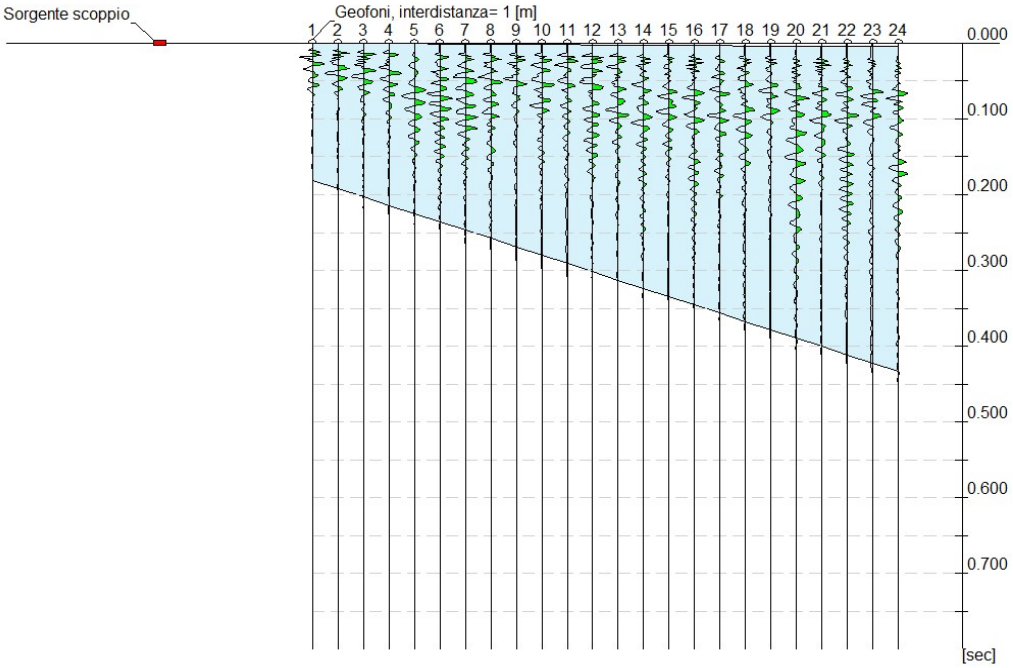
G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

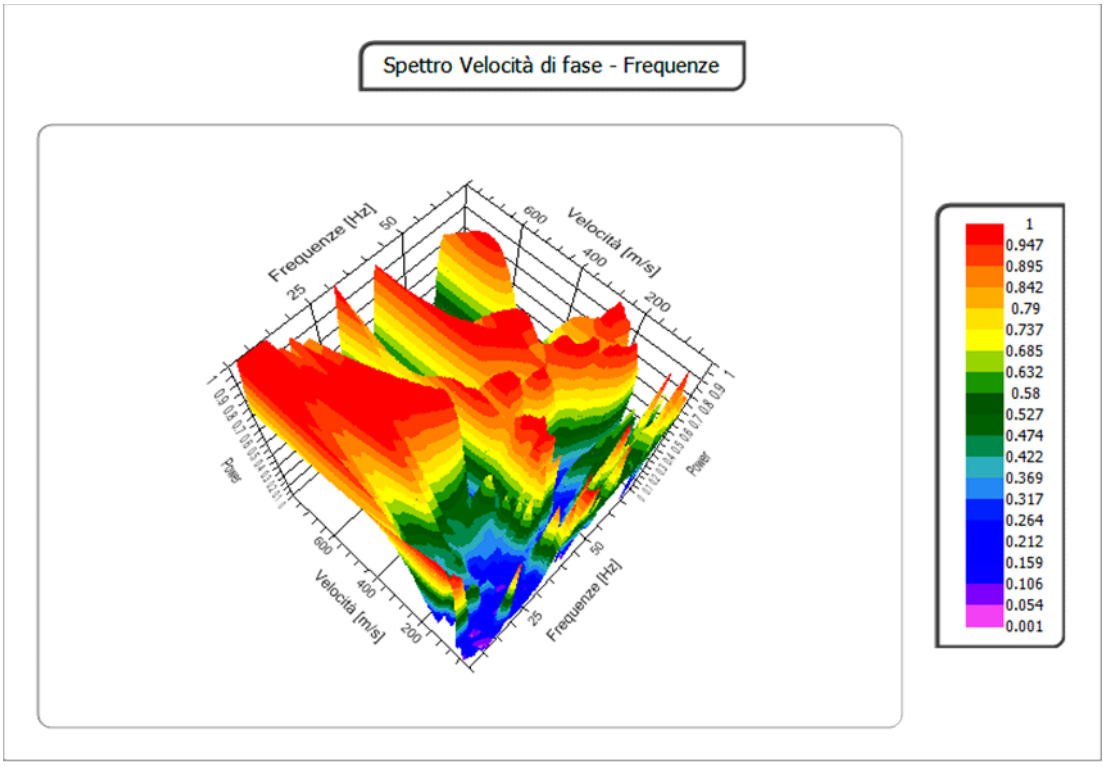
Ey: Modulo di Young;

# REPORT MASW S6



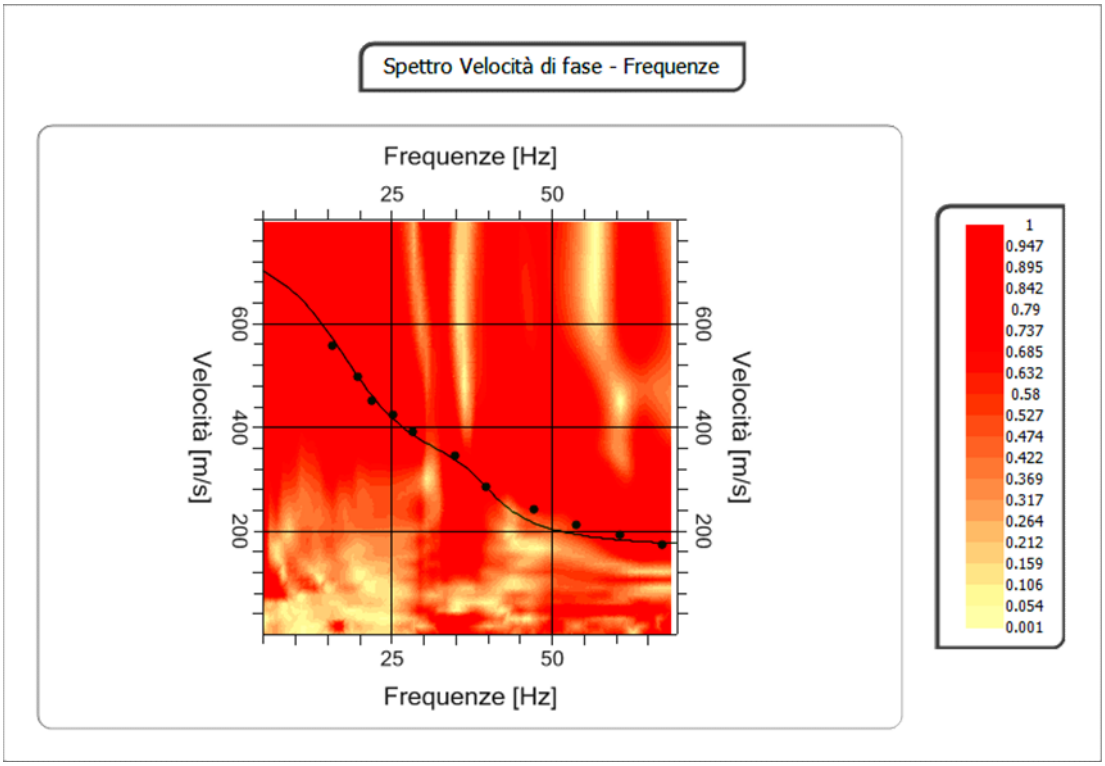
## Analisi spettrale

| | |
|---|---|
| **Frequenza minima di elaborazione [Hz]** | 5 |
| **Frequenza massima di elaborazione [Hz]** | 70 |
| **Velocità minima di elaborazione [m/sec]** | 1 |
| **Velocità massima di elaborazione [m/sec]** | 800 |
| **Intervallo velocità [m/sec]** | 1 |



## Curva di dispersione

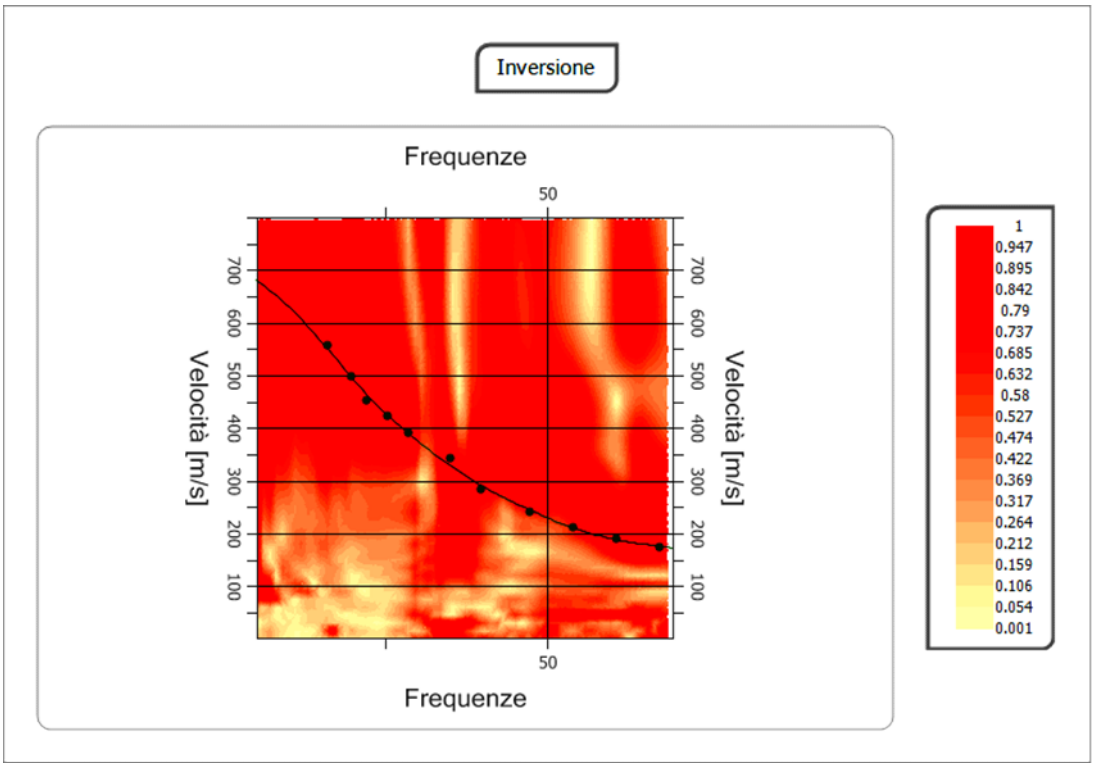
| n. | Frequenza [Hz] | Velocità [m/sec] | Modo |
|---|---|---|---|
| 1 | 15.9 | 557.1 | 0 |
| 2 | 19.6 | 498.5 | 0 |
| 3 | 22.0 | 451.7 | 0 |
| 4 | 25.3 | 422.5 | 0 |
| 5 | 28.4 | 390.3 | 0 |
| 6 | 35.0 | 343.4 | 0 |
| 7 | 39.7 | 284.9 | 0 |
| 8 | 47.3 | 241.0 | 0 |
| 9 | 53.9 | 211.7 | 0 |
| 10 | 60.7 | 191.2 | 0 |
| 11 | 67.3 | 173.7 | 0 |

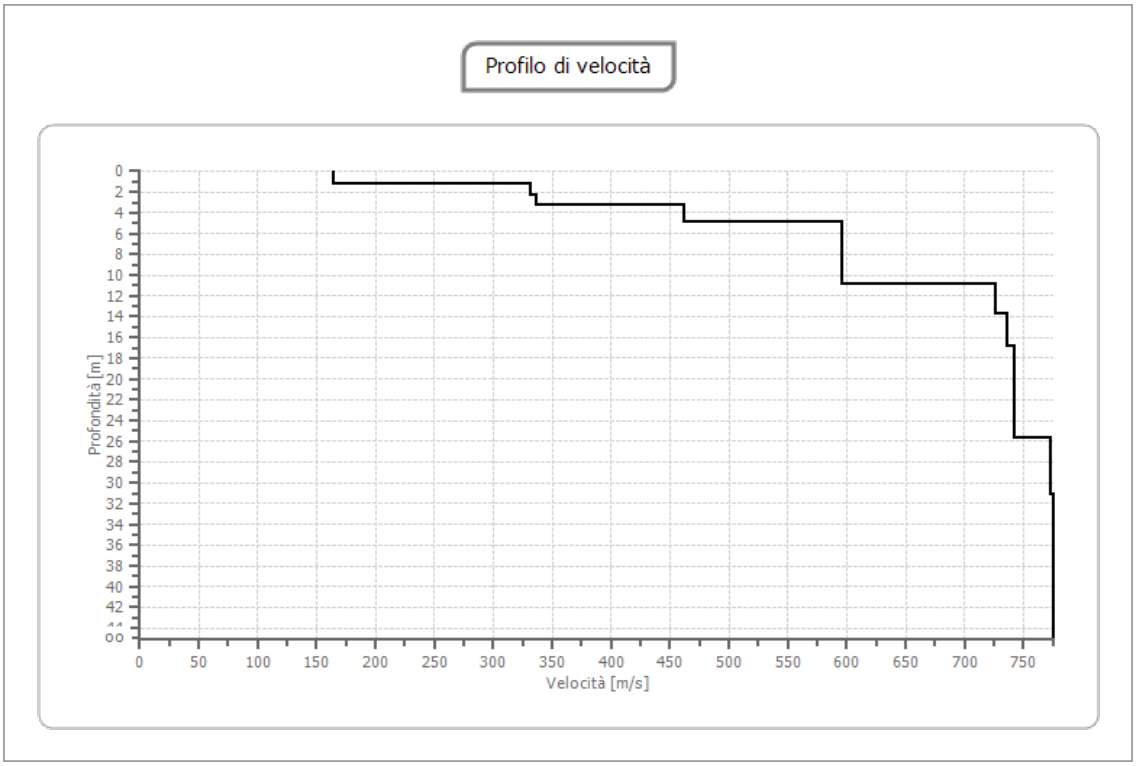


**Inversione**

| n. | Descrizione | Profondità [m] | Spessore [m] | Peso unità volume [kg/mc] | Coefficiente Poisson | Falda | Vp [m/sec] | Vs [m/sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | 1.25 | 1.25 | 1850.0 | 0.3 | No | 307.9 | 164.6 |
| 2 | | 2.25 | 1.00 | 1850.0 | 0.3 | No | 619.7 | 331.2 |
| 3 | | 3.28 | 1.03 | 1900.0 | 0.3 | No | 628.2 | 335.8 |
| 4 | | 4.88 | 1.60 | 1950.0 | 0.3 | No | 864.1 | 461.9 |
| 5 | | 10.84 | 5.97 | 2000.0 | 0.3 | No | 1115.6 | 596.3 |
| 6 | | 13.71 | 2.87 | 2000.0 | 0.3 | No | 1358.8 | 726.3 |
| 7 | | 16.79 | 3.08 | 2100.0 | 0.3 | No | 1377.7 | 736.4 |
| 8 | | 25.67 | 8.88 | 2150.0 | 0.3 | No | 1388.5 | 742.2 |
| 9 | | 31.13 | 5.46 | 2200.0 | 0.3 | No | 1445.9 | 772.9 |
| 10 | | oo | oo | 2200.0 | 0.3 | No | 1451.3 | 775.8 |

Percentuale di errore 0.033 %
Fattore di disadattamento della soluzione 0.019






## Risultati

| | |
|---|---|
| **Profondità piano di posa [m]** | 0.00 |
| **Vs30 [m/sec]** | 350 |
| **Categoria del suolo** | C |

**Suolo di tipo C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

**Altri parametri geotecnici**

| n. | Profondità [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] | Vp [m/s] | Densità [kg/mc] | Coefficiente Poisson | G0 [MPa] | Ed [MPa] | M0 [MPa] | Ey [MPa] | NSPT | Qc [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.17 | 1.17 | 142.62 | 266.81 | 1800.00 | 0.30 | 36.61 | 128.14 | 79.32 | 95.19 | 46 | 139.03 |
| 2 | 4.32 | 3.15 | 218.95 | 409.63 | 1800.00 | 0.30 | 86.29 | 302.03 | 186.97 | 224.36 | 99 | 1198.65 |
| 3 | 7.25 | 2.93 | 270.72 | 506.48 | 1850.0 | 0.30 | 135.59 | 474.57 | 293.78 | 352.53 | N/A | 3482.4 |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 0 | | | | | | | 1 |
| 4 | 12.07 | 4.82 | 337.43 | 631.27 | 1900.00 | 0.30 | 216.33 | 757.15 | 468.71 | 562.46 | N/A | N/A |
| 5 | 14.59 | 2.52 | 345.43 | 646.23 | 1900.00 | 0.30 | 226.71 | 793.47 | 491.19 | 589.43 | N/A | N/A |
| 6 | 16.99 | 2.40 | 353.13 | 660.64 | 1950.00 | 0.30 | 243.16 | 851.07 | 526.85 | 632.22 | N/A | N/A |
| 7 | 23.16 | 6.17 | 409.36 | 765.84 | 2000.00 | 0.30 | 335.15 | 1173.01 | 726.15 | 871.38 | N/A | N/A |
| 8 | oo | oo | 456.96 | 854.90 | 2050.00 | 0.30 | 428.07 | 1498.25 | 927.49 | 1112.99 | 0 | N/A |

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

# PALI DI FONDAZIONE

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008 -** Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 -** Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7**: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8**: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3° \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove $\phi$ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con $\phi$ il parametro di resistenza scelto.te.
Ai fini del calcolo, il carico limite $Q_{lim}$ viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta $Q_p$ e la resistenza laterale $Q_l$.

### Resistenza unitaria alla punta

***Formula di Terzaghi***

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.
La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

***Metodo di Berezantzev***

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base

inferiore a $\gamma D$, e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente $N_q$, che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria $Q_p$ alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ($\phi$) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

*Avendo indicato con:*

$\gamma$ peso unità di volume del terreno;
L lunghezza del palo;
$N_c$ e $N_q$ sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

***Metodo di Vesic***

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.
Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante $N_q$ e $N_c$ si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin\phi}\left\{\exp\left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)\tan\phi\right]\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)I_{rr}^{(4\sin\phi)/[3(1+\sin\phi)]}\right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto $I_{rr}$ nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica $\varepsilon_v$.
L'indice di rigidezza $I_r$ si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio *s* del terreno.
Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo il suolo si trova in uno stato addensato, il termine $\varepsilon_v$ può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$
E' possibile fare una stima di $I_r$ con i valori seguenti:

| ***TERRENO*** | **Ir** |
|---|---|
| Sabbia | 75-150 |
| Limo | 50-75 |
| Argilla | 150-250 |

Il termine $N_c$ della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad \text{(a)}$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

***Metodo di Janbu***

*Janbu* calcola $N_q$ (con l'angolo $\psi$ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2\phi}\right)^2 \exp(2\psi\tan\phi)$$

$N_c$ si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

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

Per valori L/D>1:

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

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

*Nel caso $\phi = 0$*

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

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

*Fattore di forma:*

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

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

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan\phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan\phi$$

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

*Fattore di profondità:*

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se} \frac{L}{D} > 1$$

**Resistenza del fusto**
Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo $\alpha$, proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;
$f_W$ = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con
c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
$\sigma$ = pressione verticale efficace del terreno**;**
K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

| Palo | K | |
|---|---|---|
| | Terreno sciolto | Terreno denso |
| Acciaio | 0.5 | 1 |
| Calcestr. Pref. | 1 | 2 |
| Legno | 1 | 3 |

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

$\delta$ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4\tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

$\alpha$ = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati**:

*Caquot – Kerisel* $\alpha = \dfrac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$

*Meyerhof – Murdock (1963)* $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5$ t/m$^2$

$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5$ t/m$^2$

*Whitaker – Cooke (1966)*

$\alpha = 0.9$ per $c < 2.5$ t/m$^2$

$\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5$ t/m$^2$

$\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5$ t/m$^2$

$\alpha = 0.9$ per $c > 7.5$ t/m$^2$

*Woodward (1961)*

$\alpha = 0.9$ per $c < 4$ t/m$^2$

$\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8$ t/m$^2$

$\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12$ t/m$^2$

$\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20$ t/m$^2$

$\alpha = 0.20$ per $c > 20$ t/m$^2$

**Pali infissi**

| **Coefficiente $\alpha$ per palo infisso** | |
|---|---|
| $2.5 \leq c < 5$ t/m$^2$ | $\alpha = 1.00$ |
| $5 \leq c < 10$ | $\alpha = 0.70$ |
| $10 \leq c < 15$ | $\alpha = 0.50$ |
| $15 \leq c < 20$ | $\alpha = 0.40$ |
| $c \geq 20$ | $\alpha = 0.30$ |

**Attrito negativo**

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

**Fattore di correzione in condizioni sismiche.**

**Criterio di Vesic**
Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di *2°* l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

**Criterio di Sano**
L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$Dp = \text{arctg}\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove $a_{max}$ è l'accelerazione sismica orizzontale massima.
Questo criterio, rispetto a quello di ***Vesic***, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di ***Qlim***.
Le correzioni di ***Sano*** e di ***Vesic*** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

**Cedimenti metodo di Davis-Poulos**
Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.
Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo *n* superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.
Il cedimento della generica superficie *i* per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j-esima può essere espresso:

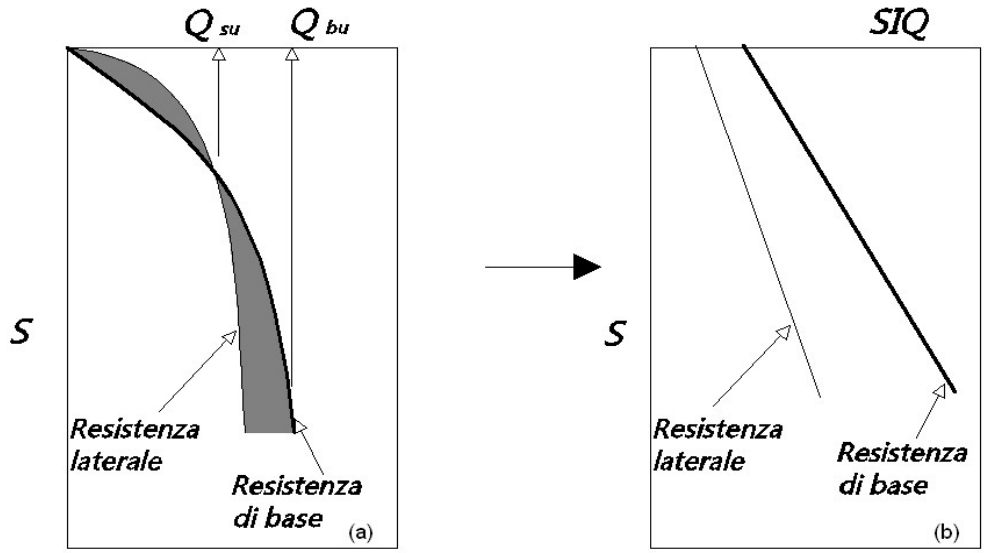
$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$ = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia
E = Modulo elastico del terreno
B = Diametro del palo
$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

**Cedimento Metodo Iperbolico**
Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Qsu) e la *resistenza di base ultima* (Qbu) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) *(Terzaghi, 1943)*. Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).




Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

*Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)*

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo $Q_{su}$. In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi}\frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi}\frac{1}{d_s^2 E_C}[Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- ds: diametro testa del palo.
- Ec: modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $Ec=26\cdot10^6$ kN/m$^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm$^2$ e il valore di
- $Ec=40\cdot10^6$ kN/m$^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm$^2$.
- Lo: lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- La: lunghezza attiva del palo.
- ke: rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva La. Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo La oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q=Q_s+Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t=S_s=S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_S$: fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_S$: diametro testa.
- $Q_S$: attrito.
- $Q_{su}$: attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$: diametro della base del palo.
- $Q_b$: resistenza alla base.
- $Q_{bu}$: resistenza ultima alla base
- $E_b$: modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza Ss=Sb e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$

- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno $E_b$ al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di $E_b$ da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE**

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.
Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore $M_y$ di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$ = Coesione non drenata,
B = Diametro del palo
p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
$K_p$ = Coefficiente di spinta passiva;
$\gamma$ = Peso unità di volume del terreno;
z = Profondità;
B = Diametro del palo.

**Palo in condizioni d'esercizio**

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.
Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.
Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{AF}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{BX}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.
D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{Se}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^{\mathbf{T}}\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\,\mathbf{S}\mathbf{A}^{\mathbf{T}}\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\,\mathbf{S}\mathbf{A}^{\mathbf{T}}$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\,\mathbf{S}\mathbf{A}^{\mathbf{T}})^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.
La matrice $\mathbf{A}\,\mathbf{S}\mathbf{A}^{\mathbf{T}}$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.
Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.
Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il $k_s$ con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.
I valori di $A_s$ e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi $s_i$, $d_i$, e $i_i$ pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$BsZn = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove C = 40 è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

**Momenti cinematici**
In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile inerpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposiszione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max}\, \rho_1 H_1$; amax accelerazione sismica, $\rho_1$ densità del terreno, $H_1$ spessore dello strato, $V_{s1}$ e $V_{s2}$, rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; $E_1$ è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, $E_p$ modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

**Dati generali...**

==========

| | |
|---|---|
| Diametro punta | 1,00 m |
| Lunghezza | 10,00 m |
| Tipo | Trivellato |
| Sporgenza dal terreno | 0,50 m |
| Portanza di punta calcolata con: | Berezantzev |
| Calcestruzzo tipo | 1 |
| Acciaio tipo | 1 |

**SISMA**

| | |
|---|---|
| Accelerazione sismica | 0,086 |
| Coefficiente di intensità sismico [Kh] | 0,0154 |
| Coefficiente di intensità sismico [Kv] | 0,0077 |

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

==========

**Dati generali**

| | |
|---|---|
| Tipo opera: | 2 - Opere ordinarie |
| Classe d'uso: | Classe II |
| Vita nominale: | 50,0 [anni] |
| Vita di riferimento: | 50,0 [anni] |

**Parametri sismici su sito di riferimento**

| | |
|---|---|
| Categoria sottosuolo: | C |
| Categoria topografica: | T1 |

| S.L.<br>Stato limite | TR<br>Tempo ritorno<br>[anni] | ag<br>[m/s²] | F0<br>[-] | TC*<br>[sec] |
|---|---|---|---|---|
| S.L.O. | 30,0 | 0,56 | 2,47 | 0,28 |
| S.L.D. | 50,0 | 0,74 | 2,5 | 0,29 |
| S.L.V. | 475,0 | 2,01 | 2,46 | 0,34 |
| S.L.C. | 975,0 | 2,66 | 2,44 | 0,35 |

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Opere di sostegno

| S.L.<br>Stato limite | amax<br>[m/s²] | beta<br>[-] | kh<br>[-] | kv<br>[sec] |
|---|---|---|---|---|
| S.L.O. | 0,84 | 0,18 | 0,0154 | 0,0077 |
| S.L.D. | 1,11 | 0,18 | 0,0204 | 0,0102 |
| S.L.V. | 2,8089 | 0,31 | 0,0888 | 0,0444 |
| S.L.C. | 3,4656 | 0,31 | 0,1096 | 0,0548 |

**Archivio materiali**

Conglomerati

| Nr. | Classe Calcestruzzo | fck,cubi [Kg/cm2] | Ec [Kg/cm2] | fck [Kg/cm2] | fcd [Kg/cm2] | fctd [Kg/cm2] | fctm [Kg/cm2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | C20/25 | 250 | 299600 | 200 | 113.3 | 10.1 | 22.1 |
| 2 | C25/30 | 300 | 314750 | 250 | 141,6 | 11,4 | 25,6 |
| 3 | C28/35 | 350 | 323080 | 280 | 158,6 | 12,6 | 27,6 |
| 4 | C40/50 | 500 | 352200 | 400 | 226,6 | 16,3 | 35 |

Acciai:

| Nr. | Classe Acciaio | Es [Kg/cm2] | fyk [Kg/cm2] | fyd [Kg/cm2] | ftk [Kg/cm2] | ftd [Kg/cm2] | ep_tk | epd_ult | ß1*ß2 in. | ß1*ß2 fin. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | B450C | 2000000 | 4500 | 3913 | 4500 | 3913 | .075 | .0675 | 1 | 0,5 |
| 2 | B450C* | 2000000 | 4500 | 3913 | 5400 | 4500 | .075 | .0675 | 1 | 0,5 |
| 3 | B450C** | 2000000 | 4500 | 3913 | 4582 | 3985 | .012 | .01 | 1 | 0,5 |
| 4 | S235H | 2141370 | 2447,28 | 2128,11 | 3670,92 | 2128,11 | 0,012 | 0,01 | 1 | 0,5 |
| 5 | S275H | 2141370 | 2855,16 | 2482,97 | 4384,71 | 2482,97 | 0,012 | 0,01 | 1 | 0,5 |
| 6 | S355H | 2141370 | 3670,92 | 3191,66 | 5200,47 | 3670,92 | 0,012 | 0,01 | 1 | 0,5 |

**Stratigrafia**

| Caratteristiche geotecniche dell'unità litotecnica "A" | |
|---|---|
| ***Spessore variabile*** | $h = 0 \div 10\ m$ |
| ***Peso volume medio*** | $\gamma m = 21,0\ KN/m^3$ |
| ***Angolo di resistenza al taglio medio (tensioni efficaci, a lungo termine)*** | $\varphi m = 28°$ |
| ***Coesione drenata media (tensioni efficaci, a lungo termine)*** | $c'm = 9,8\ kN/m^2$ |
| ***Coesione non drenata*** | $Cm = 15,69\ kN/m^2$ |
| ***Modulo di Edometrico medio*** | $Em = 24,30\ MPa$ |
| ***Modulo di Poisson*** | $\nu = 0.41$ |
| ***Modulo di Young dinamico*** | $Edin = 97\ MPa$ |
| ***Modulo di Taglio dinamico*** | $Gd = 11\ MPa$ |

**Carico limite**

| Stratigrafia | Nq | Nc | Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²] | Peso palo [kg] | Carico limite punta [kg] | Carico limite laterale [kg] | Carico limite [kg] | Attrito negativo [kg] | Carico limite orizzontale [kg] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A1+M1+R3 | 27,16 | 38,78 | 34/0,00 | 19634,95 | 0,00 | 92708,34 | 73073,39 | -- | -- |

**RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI**

==========

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

==========

| | | | |
|---|---|---|---|
| Numero verticali di indagine | | | 1 |
| Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) | | | 1,00 |
| Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) | | | 1,00 |
| | Rc, Min [kg] | Rc, Media [kg] | Rc, Max [kg] |
| Base | -- | -- | -- |
| Laterale | 92708,34 | 92708,34 | 92708,34 |
| Totale | 73073,39 | 73073,39 | 73073,39 |
| Coefficiente parziale resistenza caratteristica | | | R3 |
| Laterale | | | 2,50 |
| Resistenza di progetto laterale | | | 37083,34 kg |
| Resistenza di progetto | | | 17448,38 kg |

**Modello ad elementi finiti**

| | |
|---|---|
| Max spostamento lineare del terreno | 0,013 cm |
| Tipo analisi | Lineare |
| Massimo numero di iterazioni | 1,00 |
| Fattore di riduzione molla fondo scavo | 1,00 |
| Numero di elementi | 9,00 |
| Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi] | 3,00 |

Modulo di reazione Ks Bowles

**ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]**

| El. No | Lunghezza [m] | Ks [kg/cm³] | Sforzo normale [kg] | Momento [kgm] | Taglio [kg] | Reazione terreno [kg] | Rotazione (°) | Spostamento [m] | Pressione terreno [kg/cm²] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0,25 | 0 | 490,87 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 1,43 | 0,087 | 981,75 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 1,43 | 0,087 | 3786,74 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 1,43 | 1,038 | 6591,73 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 1,43 | 1,038 | 9396,73 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 7 | 1,43 | 1,038 | 12201,72 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | 1,43 | 1,038 | 15006,71 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 1,43 | 1,038 | 17811,71 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | | 1,038 | 20616,7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**ARMATURE**

| Nodo | Z [m] | Nd [kg] | Md [kgm] | Td [kg] | Nr. Barre Diametro | Nu [kg] | Mu [kgm] | Cond. Verifica Flessione | Ver. Presso-Flessione | Def. Max Cls | Def. Max Fe | Asse Neutro [cm] | Passo Staffe [cm] | Res. Taglio [kg] | Sicurezza taglio | Cond. Verifica Taglio |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | -- | -- | -- | 12Ø16 | 0,91 | 42069,26 | 4206,93 | Verificata | 3,50E-03 | -2,38E-02 | 37,16 | -- | | -- | Verificata |
| 2 | 0,25 | 490,87 | -- | -- | 12Ø16 | 491,05 | 42264,18 | 4226,42 | Verificata | 3,50E-03 | -2,36E-02 | 37,10 | -- | | -- | Verificata |
| 3 | 0,5 | 981,75 | -- | -- | 12Ø16 | 981,30 | 42459,15 | 4245,91 | Verificata | 3,50E-03 | -2,35E-02 | 37,02 | -- | | -- | Verificata |
| 4 | 1,93 | 3786,74 | -- | -- | 12Ø16 | 3787,25 | 43570,98 | 4357,10 | Verificata | 3,50E-03 | -2,26E-02 | 36,61 | -- | | -- | Verificata |
| 5 | 3,36 | 6591,73 | -- | -- | 12Ø16 | 6590,92 | 44672,90 | 4467,29 | Verificata | 3,50E-03 | -2,19E-02 | 36,19 | -- | | -- | Verificata |
| 6 | 4,79 | 9396,73 | -- | -- | 12Ø16 | 9397,64 | 45766,13 | 4576,61 | Verificata | 3,50E-03 | -2,11E-02 | 35,78 | -- | | -- | Verificata |
| 7 | 6,21 | 12201,72 | -- | -- | 12Ø16 | 12201,06 | 46847,21 | 4684,72 | Verificata | 3,50E-03 | -2,04E-02 | 35,38 | -- | | -- | Verificata |
| 8 | 7,64 | 15006,71 | -- | -- | 12Ø16 | 15005,93 | 47919,73 | 4791,97 | Verificata | 3,50E-03 | -1,98E-02 | 34,97 | -- | | -- | Verificata |
| 9 | 9,07 | 17811,71 | -- | -- | 12Ø16 | 17811,03 | 48970,65 | 4897,06 | Verificata | 3,50E-03 | -1,91E-02 | 34,53 | -- | | -- | Verificata |
| 10 | 10,5 | 20616,70 | -- | -- | 12Ø16 | 20616,09 | 50003,03 | 5000,30 | Verificata | 3,50E-03 | -1,85E-02 | 34,07 | -- | | -- | Verificata |

**Geologo Giovanna Amedei**