



COMMITTENTE

**Comune di Venezia**

Area lavori pubblici mobilità e trasporti



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

R.T.P.

Arch. Diego Collini - Capogruppo

Arch. Matteo Benigna

Arch. Matteo Cecchi

Arch. Marco Gatti

Arch. Giulia Tocchet

R.U.P.

**ARCH. CRISTINA GUERRETTA**

PROGETTO

**“RIQUALIFICAZIONE URBANA SPAZI PIAZZA  
MERCATO MARGHERA”**

**C.I. 15007 CUP: F73D21002190001**

FASE

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA  
ECONOMICA**

TITOLO

**RELAZIONE GEOTECNICA**

ELABORATO N.

**MAR\_PFTE\_I03**

Rev.:

Rev. 00

Data:

Marzo 2023

Scala:



## Sommario

|   |    |
|---|----|
| 1. Premessa .....   | 3  |
| 2. Normativa di riferimento .....   | 4  |
| 2.1 Leggi, decreti e circolari nazionali .....                            | 4  |
| 2.2 Normativa europea ed internazionale .....                             | 4  |
| 2.3 Raccomandazioni .....   | 4  |
| 3. Documenti di riferimento .....   | 5  |
| 4. Bibliografia di riferimento .....                                      | 5  |
| 5. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento .....             | 6  |
| 6. Condizioni topografiche .....  | 7  |
| 7. Categoria del suolo .....  | 8  |
| 8. Indagini geotecniche di riferimento 2023 .....                         | 9  |
| 9. Elaborazione prove 2023 .....  | 13 |
| 9.1 Elaborazione prove penetrometriche SPT .....                          | 13 |
| 9.1 Elaborazione prova CPTU .....   | 14 |
| 10. Modello geotecnico preliminare di riferimento .....                   | 16 |
| 11. Criteri di verifica della sicurezza e delle prestazioni NTC2018 ..... | 17 |
| 12. Criteri di verifica opere di fondazioni superficiali NTC 2018 .....   | 20 |
| 13. Portanza verticale fondazioni superficiali (teoria) .....             | 21 |
| 14. Risultati modello di calcolo strutturale .....                        | 23 |
| 15. Verifica portanza fondazioni superficiali (SLU) .....                 | 24 |
| 16. Stima cedimenti fondazioni superficiali (SLE) .....                   | 27 |

## 1. Premessa

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area di studio nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica dell'intervento "Biblioteca di Marghera". In generale l'intervento prevede l'ampliamento dell'attuale edificio biblioteca/mercato, la realizzazione di una piazza verde al posto dell'attuale area ERP e il ridisegno delle due aree verdi di piazzale Concordia e piazza del municipio.



Figura 1 – Key plan dell'intervento complessivo con individuazione dell'area dell'intervento

**Convertitore**

Per convertire le coordinate di un punto inserisci i valori nelle caselle di testo corrispondenti al sistema di riferimento a cui appartengono e premi il pulsante 'Converti'.

**Monte Mario / Gauss Boaga zona 1** EPSG:3003

Est:  Nord:

**ED50 / UTM Zone 32N** EPSG:23032

Est:  Nord:

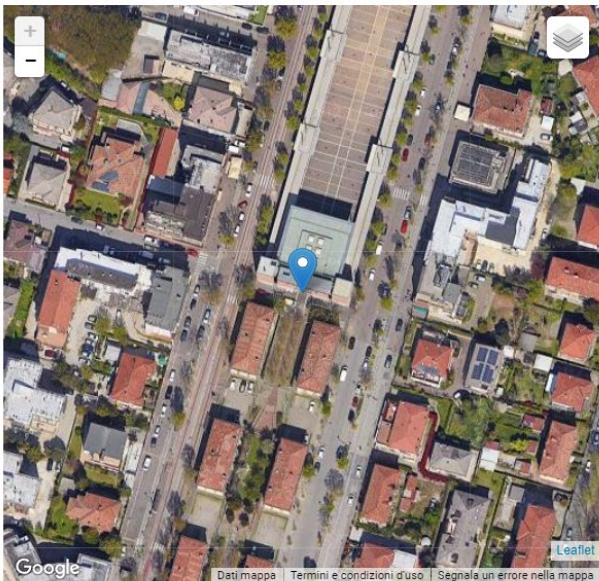
**ED50** EPSG:4230

Lon:  Lat:

**WGS84** EPSG:4326

Lon:  Lat:

**Posizione**



Google

Dati mappa | Termini e condizioni d'uso | Segnala un errore nella mappa

Figura 2 – Coordinate geografiche

## 2. Normativa di riferimento

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

### 2.1 Leggi, decreti e circolari nazionali

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- [3] Circ Min n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

### 2.2 Normativa europea ed internazionale

- [4] UNI EN 1992-1-1 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- [5] UNI EN 1993-1-1 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- [6] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- [7] UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

### 2.3 Raccomandazioni

- [8] Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- [9] Associazione Geotecnica Italiana (1984) “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- [10] Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- [11] Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
- [12] Raccomandazioni A.I.C.A.P. (2012) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.
- [13] Associazione Geotecnica Italiana (2012) “Jet-grouting – Raccomandazioni”.

### 3. Documenti di riferimento

- [14] Relazione geologica (2023)
- [15] Relazione indagini geognostiche ditta GEODIS (aprile 2023)

### 4. Bibliografia di riferimento

Si riportano di seguito i testi di riferimento:

- [16] C. Viggiani – Fondazioni, 1999, Hevelius
- [17] J. E. Bowles – Fondazioni Progetto e Analisi, 1991 McGraw libri Italia
- [18] P. Colombo, Francesco Colleselli – Elementi di Geotecnica, 1996 Zanichelli
- [19] R. Lancellotta – Geotecnica, 2008 Zanichelli  
R. Lancellotta j. Calavera – Fondazioni, 1999 McGraw Hill
- [20] R. Nova – Fondamenti di Meccanica delle Terre, 2002 McGraw Hill
- [21] R. Sansoni – Pali e fondazioni su pali, 1988 Hoepli
- [22] M. Favaretti A. Mazzucato – Prove Geotecniche di Laboratorio, 1987 Cleup Editore
- [23] C. Cestelli Guidi – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, 1980 Hoepli
- [24] F. Cestari – Prove geotecniche in sito, 1990-205 Geograph
- [25] K. Terzaghi R.B. Peck – Soil Mechanics in Engineering Practice, 1967 Wiley
- [26] Poulos H.G. Davis E.H. – Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali, 1987 Dario Flacovio.
- [27] Ezio Faccioli, Roberto Paolucci - Elementi di sismologia applicata all'ingegneria.



## 5. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Il progetto è sviluppato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”, il quale prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere. Tale scelta deve essere effettuata di concerto con il Committente. La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ed è correlata alla “Tipologia dell'opera”. La classe d'uso delle opere individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie.

### 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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

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

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### 2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

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

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Nel caso in esame, di concerto con il Committente per il calcolo delle azioni sismiche si assume:

- ✓ Vita Nominale:  $V_N = 50$  anni
- ✓ Classe d'uso: Classe III -  $C_U = 1.5$
- ✓ Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$  anni

## 6. Condizioni topografiche

Nel caso in esame l'area appartiene ad una categoria topografica T1 ( $i \leq 15^\circ$ )

### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica  |
|-----------|---|
| T1        | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$                      |
| T2        | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$  |
| T3        | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4        | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$                  |

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

## 7. Categoria del suolo

L'identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento NTC 2018, deve essere effettuata in base ai valori della velocità equivalente ( $V_{s,eq}$ ) delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità e sulla base dell'interpretazione delle indagini in sito indirette.

Sulla base di quanto riportato nella relazione geologica si ricava una categoria di suolo di tipo: **“C”**.

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica  |
|-----------|---|
| A         | <i>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.</i>   |
| B         | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>  |
| C         | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.</i>   |
| D         | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina 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.</i> |
| E         | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>  |

| Profondità alla base dello strato [m] | Spessore [m] | Vs [m/s] |
|---------------------------------------|--------------|----------|
| 3.40                                  | 3.40         | 181      |
| 11.00                                 | 7.60         | 286      |
| 20.00                                 | 9.00         | 178      |
| 25.30                                 | 5.30         | 197      |
| 29.00                                 | 3.70         | 262      |
| 32.60                                 | 3.60         | 282      |

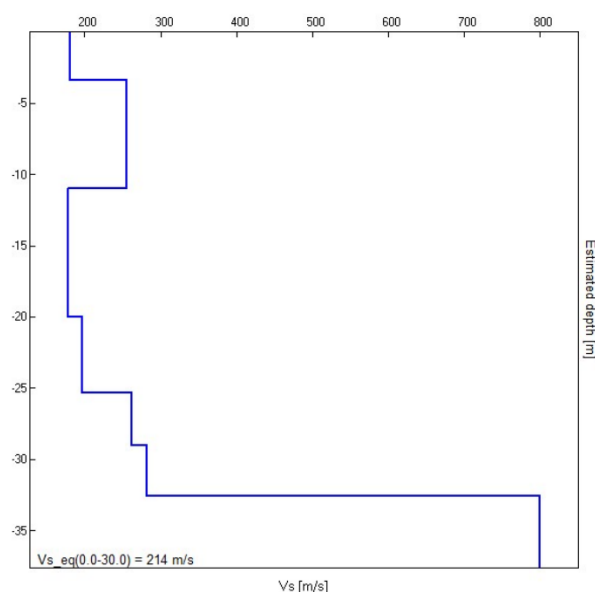


Figura 3 – Andamento Vs con la profondità



## 8. Indagini geotecniche di riferimento 2023

Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alle seguenti prove eseguite dalla ditta GEODIS di Spinea. Le indagini eseguite nell'area di intervento sono consistite in :

- N. 1 prova penetrometrica CPTU (20m)
- N. 1 sondaggio a carotaggio continuo (30m)
- N. 1 prova sismica MASW
- N. 1 prova sismica HVSR

L'immagine seguente riporta l'ubicazione delle prove eseguite

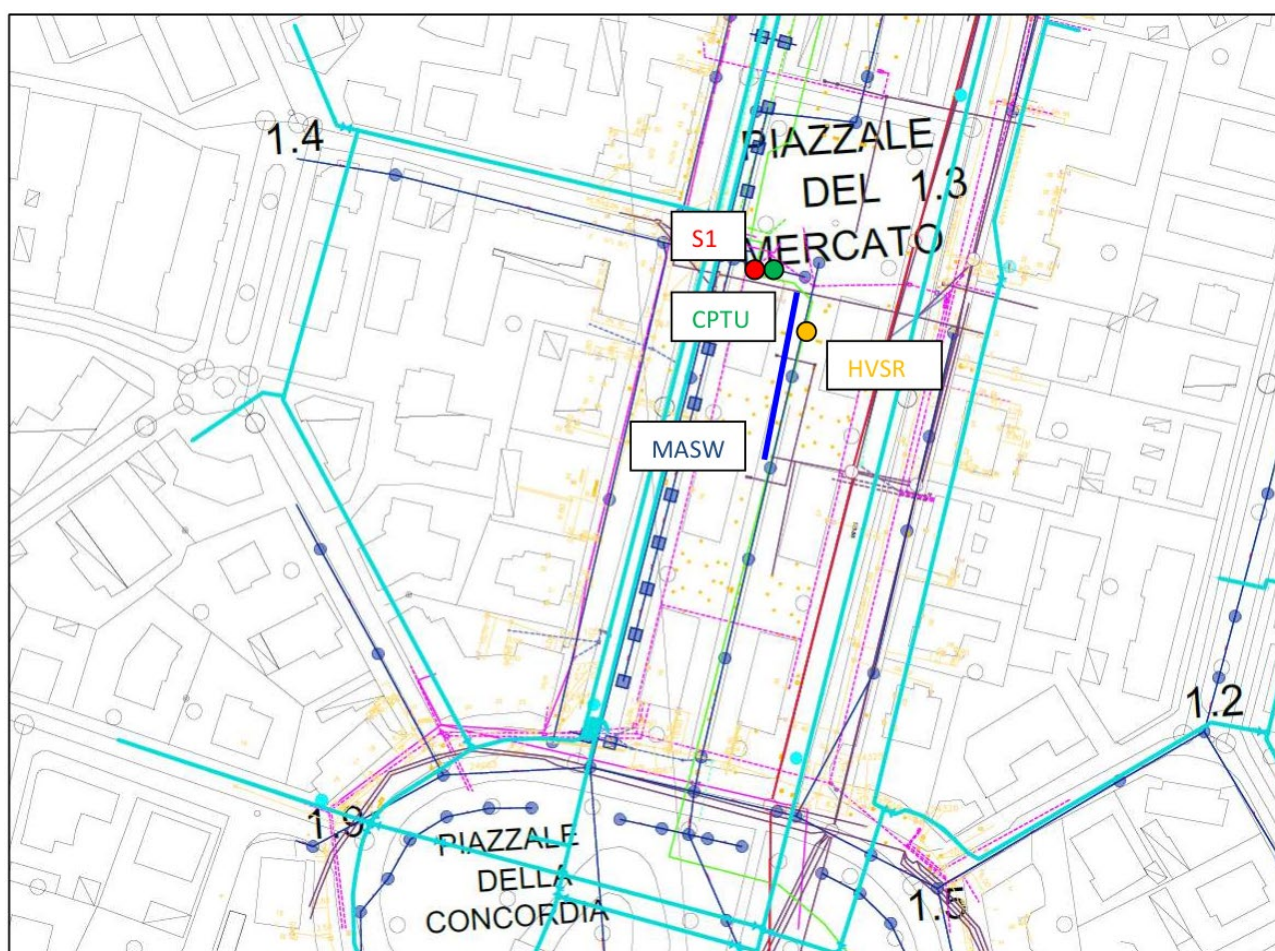


Figura 4 – Ubicazione prove geotecniche 2023

Le immagini seguenti riportano rispettivamente la stratigrafia del sondaggio S1, i diagrammi di registrazione della prova CPTU, i risultati delle prove SPT, una tabella riepilogativa delle risultanze delle prove di laboratorio.



|   |                  |
|---|------------------|
| Committente: Comune di Venezia          | Sondaggio: S1    |
| Cantiere Piazza Mercato - Marghera (VE) | Data: 30/03/2023 |
| Attrezzatura: Beretta T45               | Quota: p.c.      |
| Perforazione: Carotaggio continuo       |                  |

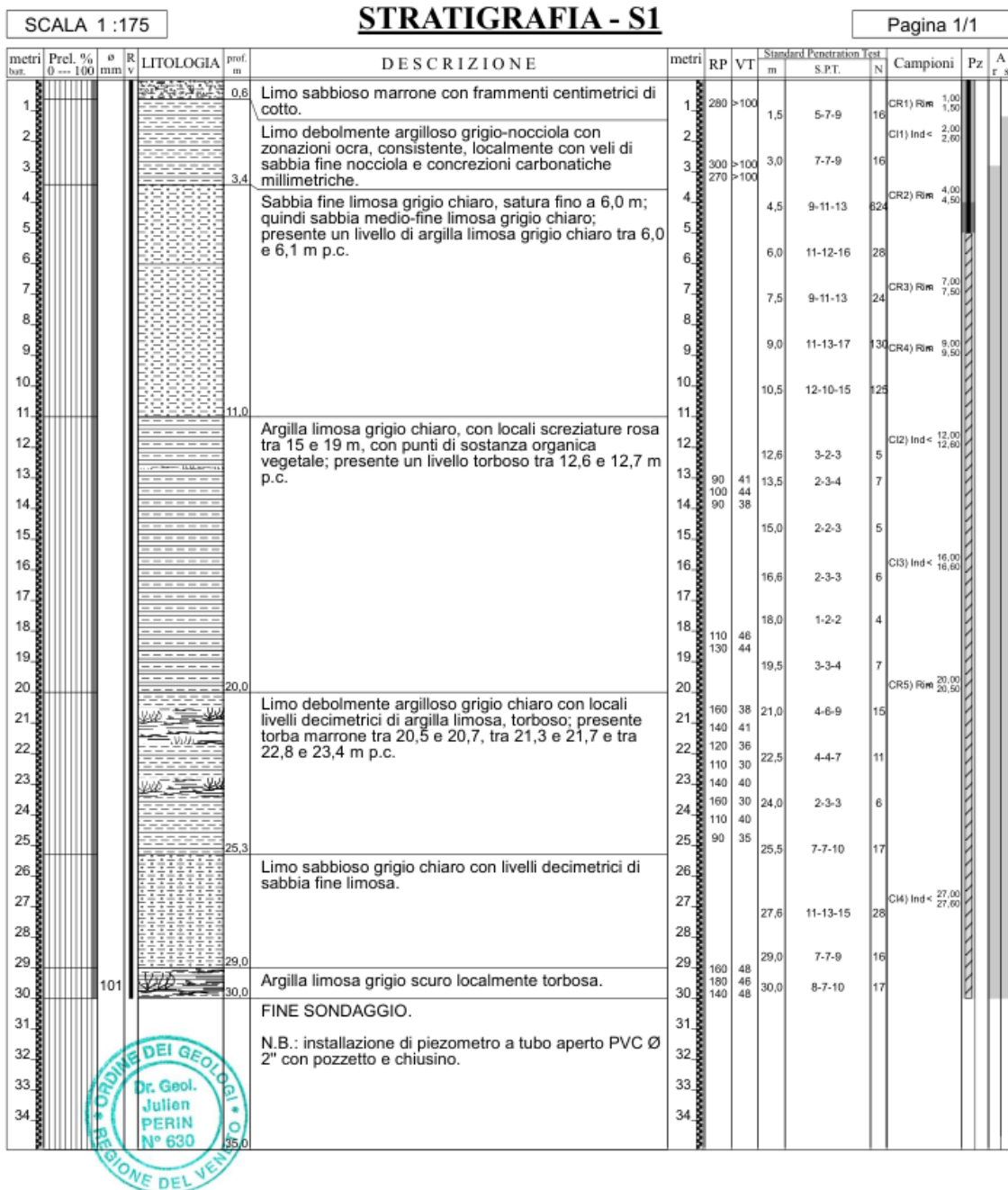


Figura 5 – Sondaggio S1



**GEODIS S.r.l.**  
 Via L. Negrilli, 17/I - 30038 Spinea (Ve)  
 Tel/Fax: 041/481046  
 E-mail: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com)  
 Web: [www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com)

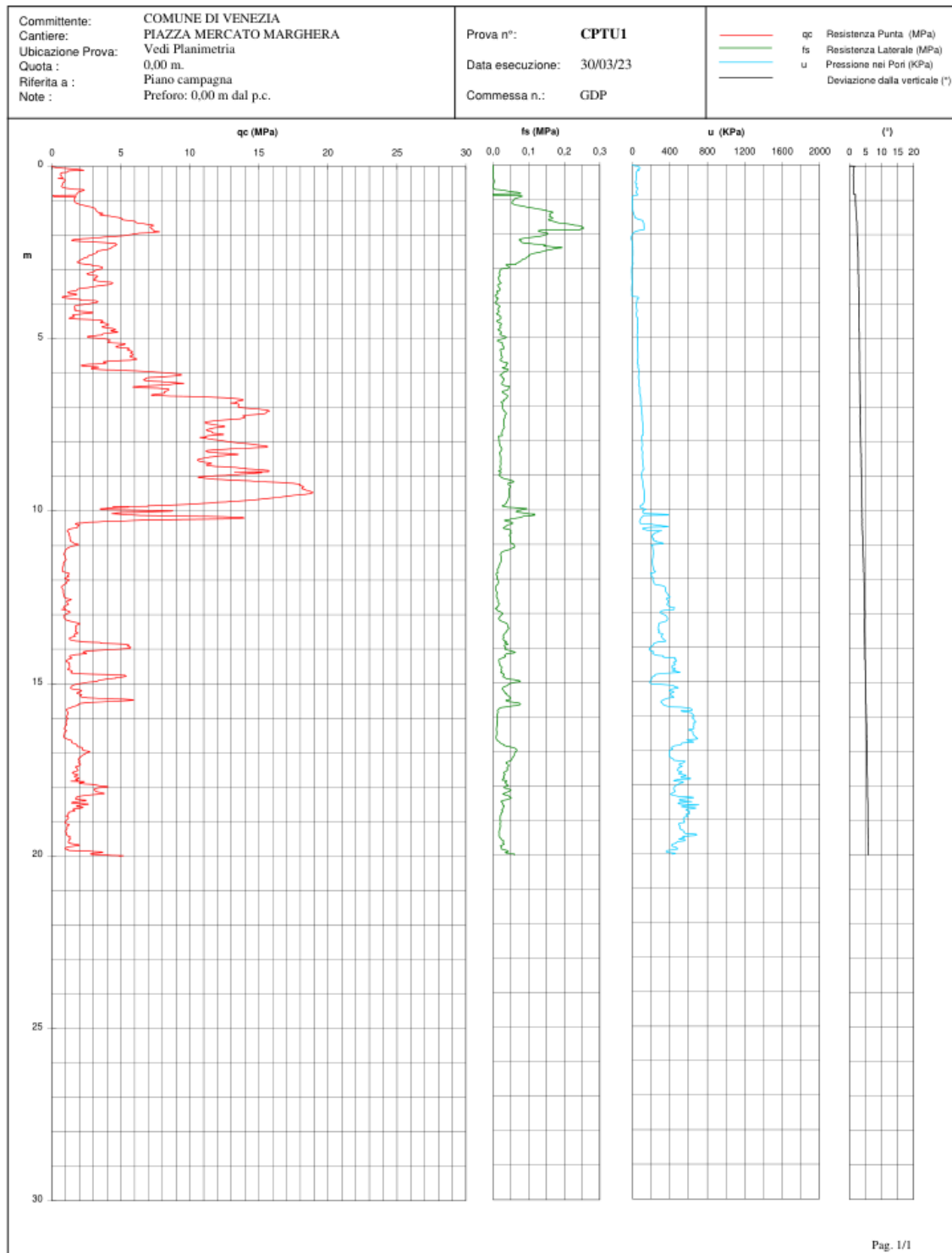


Figura 6 – Prova penetrometrica CPTU 1



Committente: **COMUNE DI VENEZIA**  
Progettisti: **Arch. Diego Collini - Arch. Matteo Benigna - Arch. Matteo Cecchi**  
**Arch. Marco Gatti - Arch. Giulia Tocchet**



| Unità | N prova | Profondità (m da p.c.) | N. colpi 0-15 cm | N. colpi 15-30 cm | N. colpi 30-45 cm | N <sub>SPT</sub> | Grado di addensamento o stato di consistenza |
|-------|---------|------------------------|------------------|-------------------|-------------------|------------------|--|
| 2     | 1       | 1,5                    | 5                | 7                 | 9                 | 16               | Molto compatto                               |
|       | 2       | 3,0                    | 7                | 7                 | 9                 | 16               | Molto compatto                               |
| 3     | 3       | 4,5                    | 9                | 11                | 13                | 24               | Moderatamente addensato                      |
|       | 4       | 6,0                    | 11               | 12                | 16                | 28               | Moderatamente addensato                      |
|       | 5       | 7,5                    | 9                | 11                | 13                | 24               | Moderatamente addensato                      |
|       | 6       | 9,0                    | 11               | 13                | 17                | 28               | Moderatamente addensato                      |
|       | 7       | 10,5                   | 12               | 10                | 15                | 25               | Moderatamente addensato                      |
| 4     | 8       | 12,6                   | 3                | 2                 | 3                 | 5                | Mediamente consistente                       |
|       | 9       | 13,5                   | 2                | 3                 | 4                 | 7                | Mediamente consistente                       |
|       | 10      | 15,0                   | 2                | 2                 | 3                 | 5                | Mediamente consistente                       |
|       | 11      | 16,6                   | 2                | 3                 | 3                 | 6                | Mediamente consistente                       |
|       | 12      | 18,0                   | 1                | 2                 | 2                 | 4                | Tenero                                       |
|       | 13      | 19,5                   | 3                | 3                 | 4                 | 7                | Mediamente consistente                       |
|       | 14      | 21,0                   | 4                | 6                 | 9                 | 15               | Compatto                                     |
|       | 15      | 22,5                   | 4                | 4                 | 7                 | 11               | Compatto                                     |
|       | 16      | 24,0                   | 2                | 2                 | 3                 | 5                | Mediamente consistente                       |
| 5     | 17      | 25,5                   | 7                | 7                 | 10                | 17               | Moderatamente addensato                      |
|       | 18      | 27,6                   | 11               | 13                | 15                | 28               | Moderatamente addensato                      |
|       | 19      | 29,0                   | 7                | 7                 | 9                 | 16               | Moderatamente addensato                      |
| 6     | 20      | 30,0                   | 8                | 7                 | 10                | 17               | Molto compatto                               |

Figura 7 – Prova penetrometrica SPT in foro di sondaggio S1

|              |                                |              |          |
|--------------|--------------------------------|--------------|----------|
| COMMITTENTE: | Comune di Venezia              | Commessa N°: | GDP23039 |
| CANTIERE:    | Piazza Mercato - Marghera (VE) | rev. 0 del:  | 13/04/23 |

TABELLA RIASSUNTIVA

| Sond. n° | Camp. n° | Profondità: m | W <sub>n</sub> % | ρ <sub>n</sub> Mg/m <sup>3</sup> | ρ <sub>d</sub> Mg/m <sup>3</sup> | ρ <sub>s</sub> Mg/m <sup>3</sup> | Ghiaia % | Sabbia % | Limo % | Argilla % | W <sub>I</sub> % | W <sub>p</sub> % | Ip   | Pocket Pen kPa | Torvane kPa | ELL1 kPa | ELL2 kPa | Cc    | Cv m <sup>2</sup> /s | U.U. Cu kPa | C.U. ' °, ' ° kPa | T.D. ϕ' ° |
|----------|----------|---------------|------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--------|-----------|------------------|------------------|------|----------------|-------------|----------|----------|-------|----------------------|-------------|-------------------|-----------|
| 1        | CR1      | 1 - 1.5       |                  |                                  |                                  | 2.798                            |          | 28       | 54     | 18        | 46               | 23               | 23   |                |             |          |          |       |                      |             |                   |           |
|          | CI1      | 2 - 2.5       | 20.3             | 2.126                            | 1.767                            | 2.812                            |          | 6        | 61     | 33        | 32               | 21               | 11   | 250 - 420      | > 100       |          |          | 0.147 | 5.14E-07             | 2.73E-07    |                   |           |
|          | CR2      | 4 - 4.5       |                  |                                  |                                  | 2.775                            |          | 47       | 49     | 4         |                  |                  | N.P. |                |             |          |          |       |                      |             |                   |           |
|          | CR3      | 7 - 7.5       |                  |                                  |                                  | 2.743                            |          | 79       | 19     | 2         |                  |                  | N.P. |                |             |          |          |       |                      |             |                   |           |
|          | CR4      | 9 - 9.5       |                  |                                  |                                  | 2.752                            |          | 73       | 26     | 1         |                  |                  | N.P. |                |             |          |          |       |                      |             |                   |           |
|          | CI2      | 12 - 12.6     | 25.6             | 1.902                            | 1.515                            | 2.734                            |          | 1        | 40     | 59        | 48               | 21               | 17   | 120 - 180      | 50 - 75     |          |          | 0.171 | 9.48E-08             | 3.86E-08    | ϕ' 27<br>c' 23    |           |
|          | CI3      | 16 - 16.6     | 27.6             | 1.987                            | 1.557                            | 2.763                            |          | 2        | 58     | 40        | 39               | 26               | 13   | 110 - 140      | 35 - 40     |          |          | 0.146 | 1.00E-06             | 4.81E-07    |                   | ϕ' 30,5   |
|          | CR5      | 20 - 20.5     |                  |                                  |                                  | 2.733                            |          | 11       | 88     | 1         | 49               | 33               | 16   |                |             |          |          |       |                      |             |                   |           |
|          | CI4      | 27 - 27.6     | 33.4             | 1.893                            | 1.419                            | 2.748                            |          | 3        | 51     | 46        | 36               | 24               | 12   | 70 - 130       | 35 - 50     |          |          |       |                      |             |                   | ϕ' 28,5   |

Spedimentatore  
Dott. Giulio Zabeo

mod. Tab (rev.0 del 04/21)

Direttore Laboratorio  
Dott. Giulio Zabeo

Figura 8 – Prove di laboratorio

## 9. Elaborazione prove 2023

### 9.1 Elaborazione prove penetrometriche SPT

Di seguito si riportano i diagrammi con l'elaborazione delle prove penetrometriche tipo SPT.

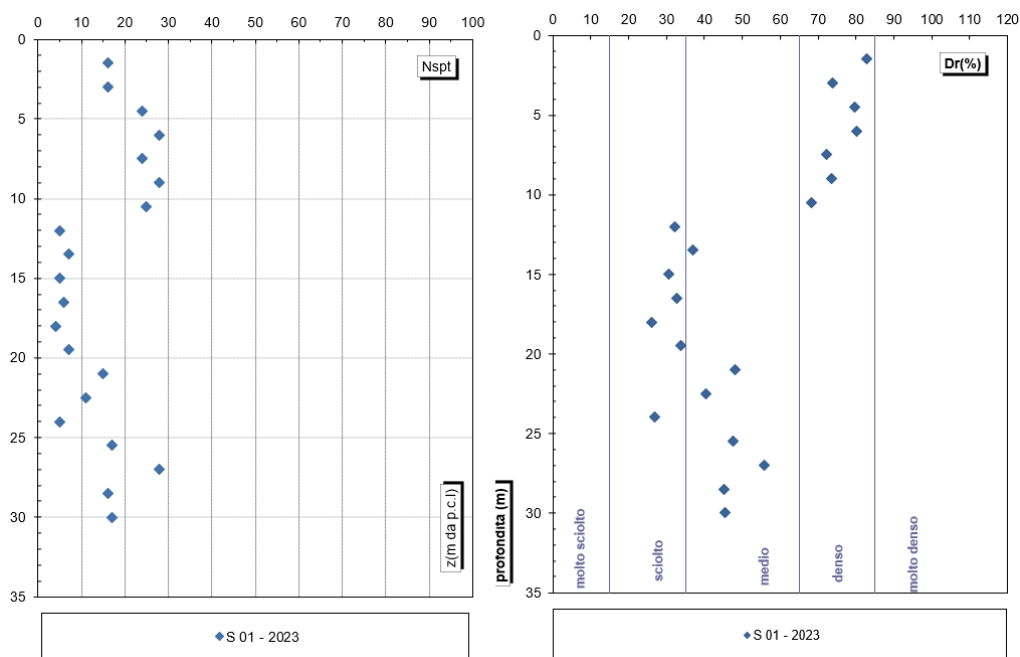


Figura 9 – Valori di Nspt e Densità relativa diagrammati con la profondità.

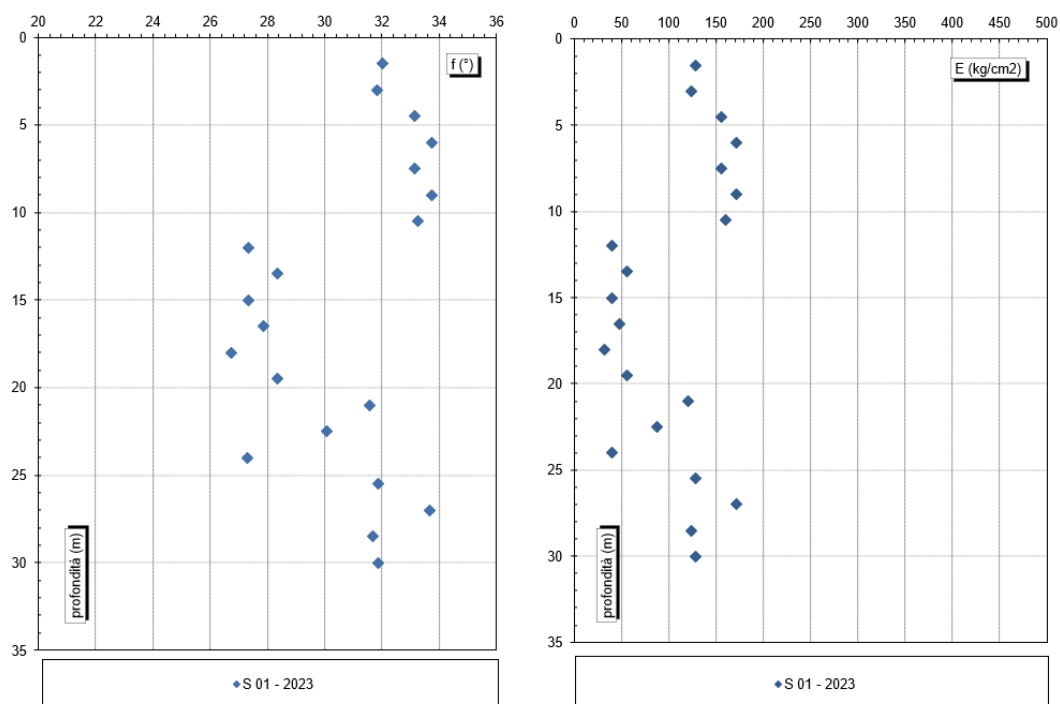




Figura 10 – Valori di angolo di attrito e modulo di  $E$  diagrammati con la profondità (da prove SPT)

## 9.1 Elaborazione prova CPTU

Di seguito si riportano i diagrammi con l'elaborazione delle prove penetrometriche tipo CPTU.

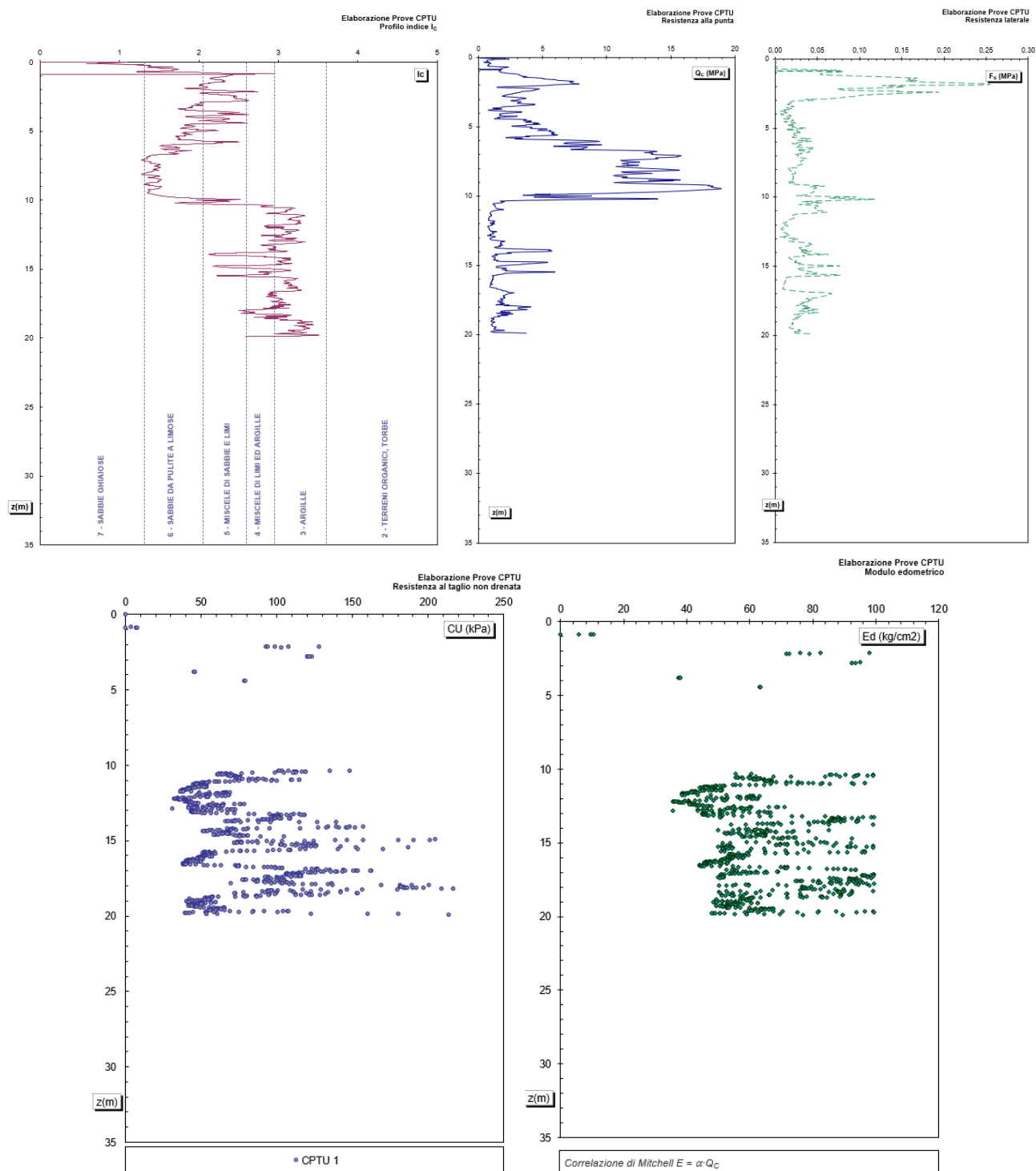


Figura 11 – Valori di coesione non drenata  $C_u$  e Modulo Edometrico (per strati coesivi).

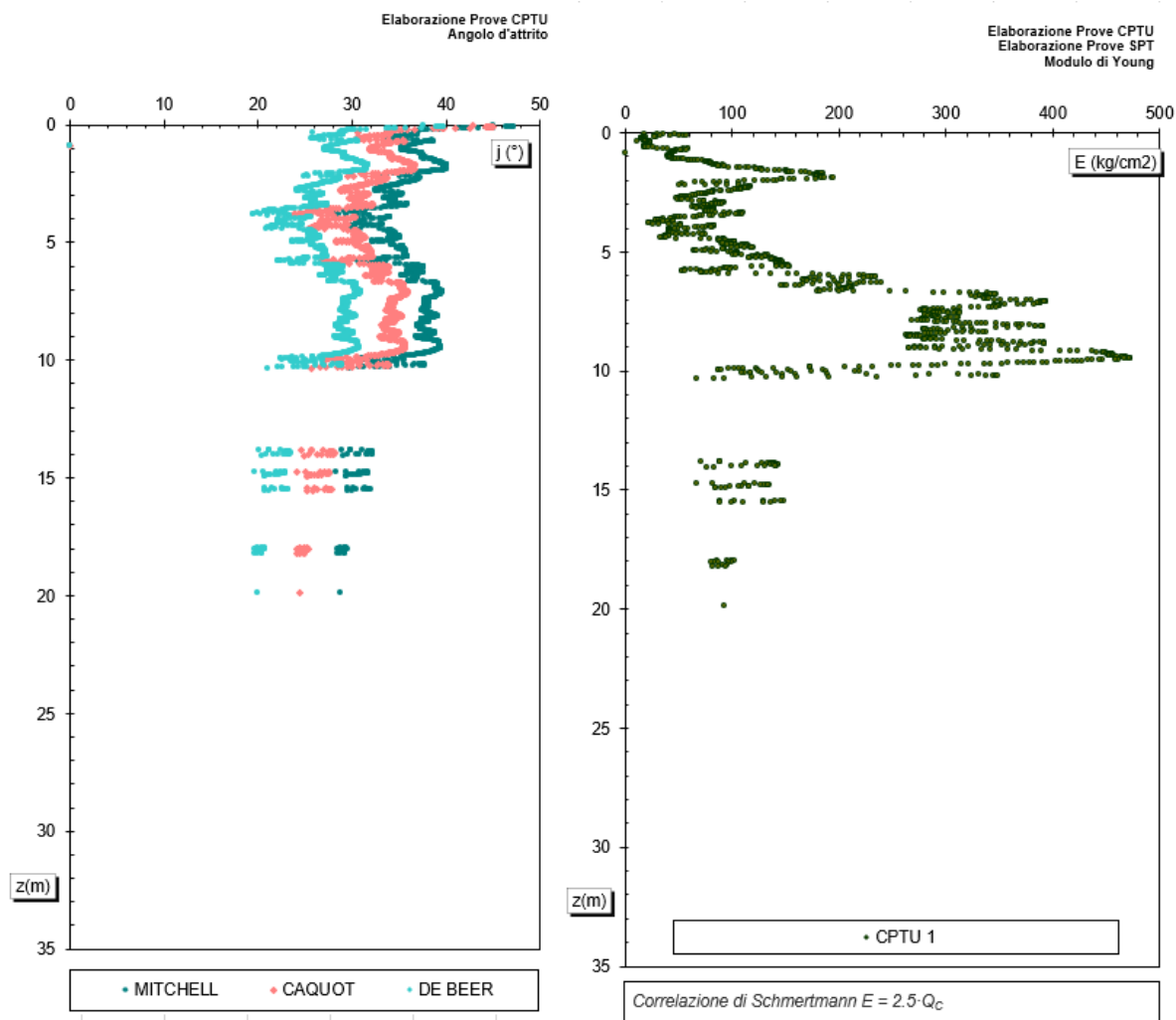


Figura 12 – Valori di angolo di attrito e Modulo Elastico (per strati granulari).

## 10. Modello geotecnico preliminare di riferimento

| TERRENO IN SITO                               |  |               |               |                      |        |       |                        |
|---|--|---------------|---------------|----------------------|--------|-------|------------------------|
| MODELLO GEOTECNICO - PARAMETRI CARATTERISTICI |  |               |               |                      |        |       |                        |
| N. Strato                                     | Descrizione Strato   | Z iniz.       | Z fin.        | $\gamma$             | $\phi$ | $C_u$ | E                      |
|   |  | (m)           | (m)           | (kN/m <sup>3</sup> ) | (°)    | (kPa) | (daN/cm <sup>2</sup> ) |
| 1   | Riporto: limi argillosi con percentuali variabili di sabbie e rari frammenti di laterizi                           | 0             | -0,60/-0,80   | -                    | -      | -     | -                      |
| 2   | Limi argillosi con noduli calcarei ("caranto")   | -0,60/-0,80   | -2,90/-3,40   | 20                   | 30     | 100   | 80                     |
| 3   | Sabbie medio-fini e sabbie fini limose   | -2,90/-3,40   | -10,50/-11,00 | 19                   | 33     |       | 300                    |
| 4-5-6   | Limi ed argille da poco a mediamente consistenti con livelli decimetrici sabbiosi e percentuali variabili di torba | -10,50/-11,00 | -30,00        | 19                   | 28     | 40    | 50                     |

Il livello di falda misurato nel piezometro è di -1.18 m da p.c.

## 11. Criteri di verifica della sicurezza e delle prestazioni

### NTC2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica agli SLU con le tabelle dei coefficienti parziali adottati per le azioni e per le resistenze.

#### 6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

##### 6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori  $\gamma_f$  riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[ \gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

#### 6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

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

|                                | Effetto     | Coefficiente Parziale<br>$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti $G_1$       | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 0,9 | 1,0  | 1,0  |
|                                | Sfavorevole |   | 1,1 | 1,3  | 1,0  |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,8 | 0,8  | 0,8  |
|                                | Sfavorevole |   | 1,5 | 1,5  | 1,3  |
| Azioni variabili Q             | Favorevole  | $\gamma_Q$  | 0,0 | 0,0  | 0,0  |
|                                | Sfavorevole |   | 1,5 | 1,5  | 1,3  |

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$



#### 6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

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

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

| Parametro                                    | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$                                       | $\gamma_{\varphi'}$              | 1,0  | 1,25 |
| Coesione efficace                            | $c'_k$  | $\gamma_c$                       | 1,0  | 1,25 |
| Resistenza non drenata                       | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                    | 1,0  | 1,4  |
| Peso dell'unità di volume                    | $\gamma_\gamma$   | $\gamma_\gamma$                  | 1,0  | 1,0  |

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\tau_R$  un coefficiente parziale  $\gamma_{\tau R} = 1,0$  (M1) e  $\gamma_{\tau R} = 1,25$  (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

#### 6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

## 12. Criteri di verifica opere di fondazioni superficiali NTC 2018

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica delle fondazioni superficiali.

### 6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

#### 6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

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

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

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

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

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

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

| Verifica      | Coefficiente parziale<br>(R3) |
|---------------|-------------------------------|
| Carico limite | $\gamma_R = 2,3$              |
| Scorrimento   | $\gamma_R = 1,1$              |

#### 6.4.2.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

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

### 13. Portanza verticale fondazioni superficiali (teoria)

Per il calcolo della capacità portante della fondazione superficiale viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- $\gamma_s$ : peso di volume del terreno ( $\gamma_s'$  se immerso);
- $q'$ : carico verticale agente sul piano di posa della fondazione a lato della stessa;
- $c'$ : coesione efficace
- $B' = B - 2e$ : larghezza fittizia della fondazione
- $B$ : larghezza della fondazione;
- $e = M/N$ : eccentricità del carico;
- $M$ : momento agente sulla fondazione;
- $N$ : sforzo normale agente sulla fondazione;
- $N_\gamma, N_q, N_c$ : fattori di capacità portante;
- $s_\gamma, s_q, s_c$ : fattori di forma della fondazione;
- $i_\gamma, i_q, i_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_\gamma, b_q, b_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- $g_\gamma, g_q, g_c$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $d_\gamma, d_q, d_c$ : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori  $N_q$  e  $N_c$ , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

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

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno.

Per  $N_\gamma$ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Per i fattori  $s_\gamma, s_q$  e  $s_c$  si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L} \quad ; \quad s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi \quad ; \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove  $L$  è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori  $i_\gamma$ ,  $i_q$  e  $i_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[ \frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha n \phi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[ \frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha n \phi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

dove  $\beta_2$  è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $b_\gamma$ ,  $b_q$  e  $b_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori  $g_\gamma$ ,  $g_q$  e  $g_c$ , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove  $\beta_1$  è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $d_\gamma$ ,  $d_q$  e  $d_c$ , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left( \frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) & \left( \frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left( \frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) & \left( \frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove  $s$  è la profondità della fondazione nel terreno.

## 14. Risultati modello di calcolo strutturale

Le immagini seguenti riportano le mappe cromatiche relative alle pressioni agenti sul terreno agli SLE e agli SLU.

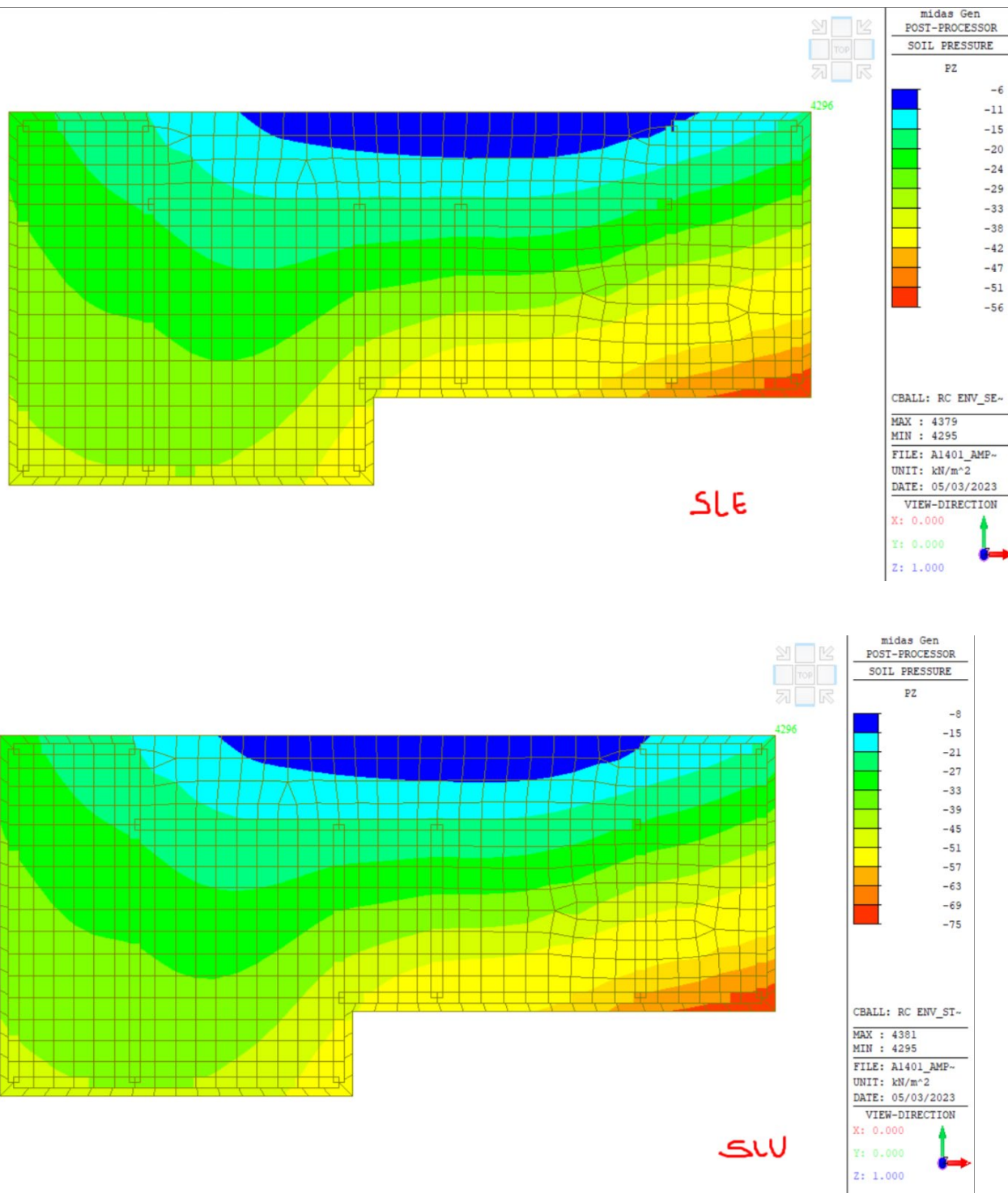


Figura 13 – Valori pressioni agenti SLE-SLU



## 15. Verifica portanza fondazioni superficiali (SLU)

Ultimo aggiornamento 02/07/2018

### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (D.M. 17-01-2018)

**PROGETTO**  
**LIVELLO DI PROGETTAZIONE**  
**J.N.**  
**DATA**  
**DESCRIZIONE**

BIBLIOTECA DI MARGHERA  
 Studio di fattibilità  
 a1401  
 03/05/2023  
 PLATEA

#### GEOMETRIA FONDAZIONE

**TIPO DI FONDAZIONE :**

(1) Plinto / Platea  
 (2) Trave

**L** (lato maggiore fondazione)  
**B** (lato minore fondazione)  
**H** (altezza fondazione)  
**I** (lato maggiore dado)  
**b** (lato minore dado)  
**h1** (altezza dado)  
**D** (altezza terreno stabilizzante)  
 $\alpha$  (angolo inclinazione fondazione > 0)  
 $\beta$  (angolo inclinazione pendio > 0)

**Punto Applicazione forze esterne**  
 (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1  
 (2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne  
 Volume cls fondazione  
 Volume terreno sopra fondazione  
 P.P.1 peso proprio fondazione (k)  
 P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)  
 P.P.1 + P.P.2

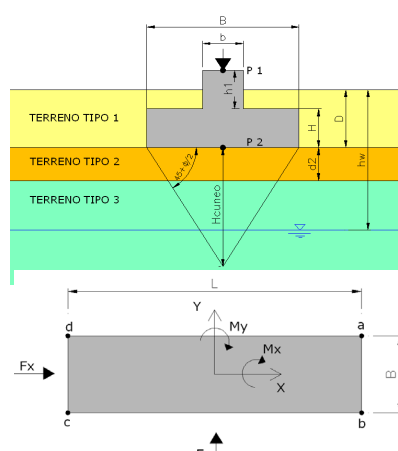
**1**

**P**

**34,7** m  
**14** m  
**0,83** m  
**0** m  
**0** m  
**0** m  
**0,83** m  
**0** °  
**0** °

**1**

**0,8** m  
**403** mc  
**0** mc  
**0** kN  
**0** kN  
**0** kN



#### PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

**QUOTA FALDA DA P.C.**  
**hw** (quota falda da p.c. > 0)

**TERRENO TIPO 1**  
 $\gamma_{k1}$  (peso specifico naturale terreno)

**TERRENO TIPO 2**  
 $d_2$  (spessore strato)  
 $\phi'_{k2}$  (angolo di attrito)  
 $c'_{k2}$  (coesione efficace)  
 $C_{u,k2}$  (coesione non drenata)  
 $\gamma_{k2}$  (peso specifico naturale)  
 $G$  (modulo di elasticità trasversale)

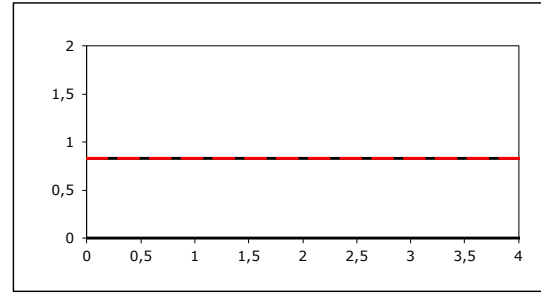
**TERRENO TIPO 3**  
 $\phi'_{k3}$  (angolo di attrito)  
 $c'_{k3}$  (coesione efficace)  
 $C_{u,k3}$  (coesione non drenata)  
 $\gamma_{k3}$  (peso specifico naturale)  
 $G$  (modulo di elasticità trasversale)

**0,83** m

**19,0** kN/mc

**1000** m  
**28** °  
**0** kPa  
**40** kPa  
**19** kN/mc  
**3200** kPa

**0** °  
**0** kPa  
**0** kPa  
**0** kN/mc  
**0** kPa



**TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA**

|                 |      |       |
|-----------------|------|-------|
| $H_{cuneo}$     | 11,6 | m     |
| $\phi'_{k,eq}$  | 28   | °     |
| $c'_{k,eq}$     | 0    | kPa   |
| $C_{u,k,eq}$    | 40   | kPa   |
| $\gamma_{k,eq}$ | 19   | kN/mc |
| $G$             | 3200 | kPa   |

#### TIPO DI VERIFICA

**TIPO DI VERIFICA**  
 (1) Drenata  
 (2) Non Drenata

**FORMULA PER IL CALCOLO DI  $N_\gamma$**   
 (1) Meyerhof (1963)  
 (2) Brinch - Hansen (1970)  
 (3) Vesic (1975)  
 (4) Spangler - Handy (1982)

**FATTORI CORRETTIVI**  
 (1) Meyerhof (1963)  
 (2) Brinch - Hansen (1970)  
 (3) Vesic (1970)

**VERIFICA IN DIREZIONE**  
 (1) Y (Momento Mxx e forza FY // B)  
 (2) X (Momento Myy e forza FX // L)

**2** ⇒ NON DRENATA

**2** BRINCH - HANSEN

**2** BRINCH - HANSEN

**1** B

**VERIFICA NON DRENATA: PRESSIONE TOTALE**

|                  |       |       |
|------------------|-------|-------|
| $\phi'_{k,eq}$   | 0     | °     |
| $c'_{k,eq}$      | 0     | kPa   |
| $C_{u,k,eq}$     | 40    | kPa   |
| $D \cdot \gamma$ | 15,77 | kPa   |
| $\gamma$         | 19,0  | kN/mc |

contributo peso stabilizzante  
 contributo forze di attrito

**RIEPILOGO VERIFICHE:**  
 (1) D.M. 17/01/2018

|                | qd (kPa) | qmax (kPa) | verifica |
|----------------|----------|------------|----------|
| (1) SLE - RARA | 81       | 34         | SI       |
| (4) A1+M1+R3   | 106      | 45         | SI       |

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen



**CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)**

**PROGETTO** BIBLIOTECA DI MARGHERA  
**LIVELLO DI PROGETTAZIONE** Studio di fattibilità  
**J.N.** a1401  
**DATA** 03/05/2023  
**DESCRIZIONE** PLATEA  
**NORMATIVA** (1) D.M. 17/01/2018  
**COMBINAZIONE** (1) SLE - RARA **OK**

**(1) SLE - RARA**

**COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO**

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO**  
(1) D.M. 17/01/2018  
(2) EUROCODE 7

**COMBINAZIONE**

|          |   |                |                          |
|----------|---|----------------|--------------------------|
| NTC 2018 | X | (1) SLE - RARA | Metodo TA D.M.11/03/1988 |
|          | . | (2) A1+M1+R1   | Approccio 1 comb. 1      |
|          | . | (3) A2+M2+R2   | Approccio 1 comb. 2      |
|          | . | (4) A1+M1+R3   | Approccio 2              |
|          | . | (5) SISMA      |                          |
| EC7      | . | (11) A1+M1+R1  | Approccio 1 comb. 1      |
|          | . | (12) A2+M2+R1  | Approccio 1 comb. 2      |
|          | . | (13) A1+M1+R2  | Approccio 2              |
|          | . | (14) A1+M2+R3  | Approccio 3              |
|          | . | (15) SISMA     |                          |

| Tipo di carico             | D.M.14/01/2008 |     |     |  |       | EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005) |     |  |       |
|----------------------------|----------------|-----|-----|--|-------|---------------------------------|-----|--|-------|
|                            | SLE            | A1  | A2  |  | SISMA | A1                              | A2  |  | SISMA |
| Pesi propri                | 1              | 1,3 | 1   |  |       | 1,35                            | 1   |  | 1     |
| Permanenti strutturali     | 1              | 1,3 | 1   |  |       | 1,35                            | 1   |  | 1     |
| Permanenti non strutturali | 1              | 1,5 | 1,3 |  |       | 1,35                            | 1   |  | 1     |
| Variabili                  | 1              | 1,5 | 1,3 |  |       | 1,5                             | 1,3 |  | 1     |

| Parametri terreno              | SLE | M1 | M2   |  | SISMA | M1 | M2   |  | SISMA |
|--------------------------------|-----|----|------|--|-------|----|------|--|-------|
| tan $\phi$ (angolo di attrito) | 1   | 1  | 1,25 |  | 1     | 1  | 1,25 |  | 1,25  |
| c' (coesione apparente)        | 1   | 1  | 1,25 |  | 1     | 1  | 1,25 |  | 1,25  |
| Cu (resistenza non drenata)    | 1   | 1  | 1,4  |  | 1     | 1  | 1,4  |  | 1,4   |

| Resistenze        | SLE | R1  | R2  | R3  | SISMA | R1 | R2  | R3 | SISMA |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-------|----|-----|----|-------|
| Capacità portante | 3   | 1   | 1,8 | 2,3 | 2,3   | 1  | 1,4 | 1  | 1     |
| Scorrimento       | 1,5 | 1,5 | 1,1 | 1,1 | 1,1   | 1  | 1,1 | 1  | 1     |

**CARICHI DI PROGETTO**

**INSERIMENTO CARICHI**  
(1) CARICHI CARATTERISTICI  
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

**SOLLECITAZIONI DI PROGETTO**

p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN] 0  
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN] 0  
N<sub>d</sub> [kN] 16.517  
F<sub>y,d</sub> [kN] 0  
M<sub>x,d</sub> [kNm] 0  
F<sub>x,d</sub> [kN] 0  
M<sub>y,d</sub> [kNm] 0

**SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE**

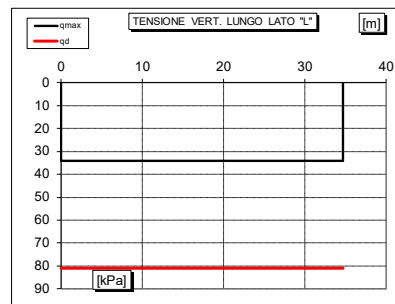
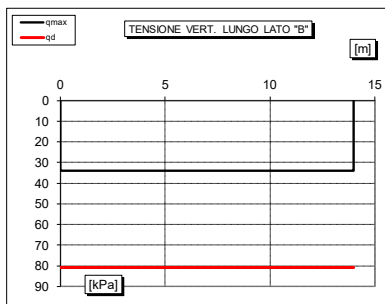
N<sub>tot</sub> [kN] 16.517  
F<sub>y,tot</sub> [kN] 0  
M<sub>x,tot</sub> [kNm] 0  
F<sub>x,tot</sub> [kN] 0  
M<sub>y,tot</sub> [kNm] 0  
ex = M<sub>x</sub> / N<sub>tot</sub> (lungo lato B) 0,00  
REAGENTE 2,33  
ey = M<sub>y</sub> / N<sub>tot</sub> (lungo lato L) 0,00  
REAGENTE 5,78

**CARICHI CARATTERISTICI**

|          | Gk | Ok |
|----------|----|----|
| N [kN]   | 0  | 0  |
| Fy [kN]  | 0  | 0  |
| Mx [kNm] | 0  | 0  |
| Fx [kN]  | 0  | 0  |
| My [kNm] | 0  | 0  |

**CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)**

|          | Gd + Qd |
|----------|---------|
| N [kN]   | 16517   |
| Fy [kN]  | 0       |
| Mx [kNm] | 0       |
| Fx [kN]  | 0       |
| My [kNm] | 0       |



**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE**

| PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI   |    |
|--|----|
| $\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito) [°]    | 0  |
| c' $k_{eq}$ (coesione apparente) [kPa]   | 0  |
| Cu $k_{eq}$ (coesione non drenata) [kPa] | 40 |

| PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO   |    |
|---------------------------------------|----|
| $\phi_d$ (angolo di attrito) [°]      | 0  |
| c' $k_d$ (coesione apparente) [kPa]   | 0  |
| Cu $k_d$ (coesione non drenata) [kPa] | 40 |

| FATTORI CAPACITA' PORTANTE |      |
|----------------------------|------|
| Nc PRANDTL (1921)          | 5,14 |
| Nq PRANDTL (1921)          | 1,00 |
| N $\gamma$                 | 0,00 |

**TIPO DI FONDAZIONE** 1 P  
**TIPO DI VERIFICA** 2 NON DRENATA  
**CALCOLO DI N<sub>y</sub>** 2 BRINCH - HANSEN  
**FATTORI CORRETTIVI** 2 BRINCH - HANSEN  
**DIREZIONE DI CALCOLO** 1 B  
**FATTORI SISMICI** 2 NO  
**PUNZONAMENTO**  
I<sub>cr</sub> (indice di rigidezza) 22 ⇒ Fattori di punzonamento = 1  
I<sub>cr</sub> (indice critico) 11  
**FORMULA GENERALE :**

$$q_{ult} = c N_{c,s,i,d} c_b g_z \Psi_c + q N_{q,s,i,d} b_q g_z \Psi_q + \frac{1}{2} B^{\gamma} N_{\gamma,s,i,d} b_{\gamma} g_z \Psi_{\gamma}$$

| FATTORI CORRETTIVI              |                   |   |    |      |    |      |    |      |
|---------------------------------|-------------------|---|----|------|----|------|----|------|
| Fattori di forma                | BRINCH - HANSEN   | ⇒ | Sc | 0,08 | Sq | 1,00 | Sy | 0,84 |
| Fattori inclinazione carico     | BRINCH - HANSEN   | ⇒ | Ic | 0,00 | Iq | 1,00 | Iy | 1,00 |
| Fattori di approfondimento      | BRINCH - HANSEN   | ⇒ | Dc | 0,02 | Dq | 1,00 | Dy | 1,00 |
| Fattori inclinazione fondazione | BRINCH - HANSEN   | ⇒ | Bc | 0,00 | Bq | 1,00 | By | 1,00 |
| Fattori inclinazione p.c.       | BRINCH - HANSEN   | ⇒ | Gc | 0,00 | Gq | 1,00 | Gy | 1,00 |
| Fattori sismici                 | PAOLUCCI E PECKER | ⇒ | Zc | 1,00 | Zq | 1,00 | Zy | 1,00 |
| Fattori di punzonamento         | VESIC             | ⇒ | Ψc | 1,00 | Ψq | 1,00 | Ψy | 1,00 |

|   |     |   |            |
|---|-----|---|------------|
| (A) Componente per coesione - Nc [kPa]        | 227 | q <sub>ult</sub> (A+B+C)                      | 243 kPa    |
| (B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]        | 16  | q <sub>d</sub> (q <sub>ult</sub> /FS)         | 81 kPa     |
| (C) Componente per attrito - N $\gamma$ [kPa] | 0   | Q <sub>ult</sub> (q <sub>ult</sub> x B' x L') | 117.970 kN |
|   |     | Q <sub>d</sub> (Q <sub>ult</sub> /FS)         | 39.323 kN  |

|                                       |   |        |   |                  |   |        |                                    |
|---------------------------------------|---|--------|---|------------------|---|--------|------------------------------------|
| q <sub>d</sub> (q <sub>ult</sub> /FS) | = | 81 kPa | > | q <sub>max</sub> | = | 34 kPa | VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA |
| τ <sub>d</sub> (τ <sub>ult</sub> /FS) | = | 18 kPa | > | τ <sub>max</sub> | = | 0 kPa  | VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA   |



### CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

**PROGETTO** BIBLIOTECA DI MARGHERA  
**LIVELLO DI PROGETTAZIONE** Studio di fattibilità  
**J.N.** a1401  
**DATA** 03/05/2023  
**DESCRIZIONE** PLATEA  
**NORMATIVA** (1) D.M. 17/01/2018  
**COMBINAZIONE** (4) A1+M1+R3 **OK**

**(4) A1+M1+R3**

#### COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO**  
(1) D.M. 17/01/2018  
(2) EUROCODE 7

**COMBINAZIONE**

NTC 2018

EC7

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988  
• (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1  
• (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2  
• (4) A1+M1+R3 Approccio 2  
• (5) SISMA  
• (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1  
• (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2  
• (13) A1+M1+R2 Approccio 2  
• (14) A1+M2+R3 Approccio 3  
• (15) SISMA

| Tipo di carico             | D.M.14/01/2008 |    |     |       |   | EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005) |     |       |   |
|----------------------------|----------------|----|-----|-------|---|---------------------------------|-----|-------|---|
|                            | SLE            | A1 | A2  | SISMA |   | A1                              | A2  | SISMA |   |
| Pesi propri                | 1,3            | 1  | 1,3 | 1     | 1 | 1,35                            | 1   | 1     | 1 |
| Permanenti strutturali     | 1,3            | 1  | 1,3 | 1     | 1 | 1,35                            | 1   | 1     | 1 |
| Permanenti non strutturali | 1,5            | 1  | 1,5 | 1,3   | 1 | 1,35                            | 1   | 1     | 1 |
| Variabili                  | 1,5            | 1  | 1,5 | 1,3   | 1 | 1,5                             | 1,3 | 1     | 1 |

| Parametri terreno              | SLE | M1 | M2   | SISMA | M1 | M2   | SISMA |
|--------------------------------|-----|----|------|-------|----|------|-------|
| tan $\phi$ (angolo di attrito) | 1   | 1  | 1,25 | 1     | 1  | 1,25 | 1,25  |
| c' (coesione apparente)        | 1   | 1  | 1,25 | 1     | 1  | 1,25 | 1,25  |
| Cu (resistenza non drenata)    | 1   | 1  | 1,4  | 1     | 1  | 1,4  | 1,4   |

| Resistenze        | SLE | R1  | R2 | R3  | SISMA | R1 | R2  | R3 | SISMA |
|-------------------|-----|-----|----|-----|-------|----|-----|----|-------|
| Capacità portante | 2,3 | 3   | 1  | 1,8 | 2,3   | 1  | 1,4 | 1  | 1     |
| Scorrimento       | 1,1 | 1,5 | 1  | 1,1 | 1,1   | 1  | 1,1 | 1  | 1     |

#### CARICHI DI PROGETTO

**INSERIMENTO CARICHI**  
(1) CARICHI CARATTERISTICI  
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

##### SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

|                            |       |        |
|----------------------------|-------|--------|
| p.p. fond. + p.p. ter. (k) | [kN]  | 0      |
| p.p. fond. + p.p. ter. (d) | [kN]  | 0      |
| N <sub>d</sub>             | [kN]  | 21.861 |
| Fy <sub>d</sub>            | [kN]  | 0      |
| Mx <sub>d</sub>            | [kNm] | 0      |
| Fx <sub>d</sub>            | [kN]  | 0      |
| My <sub>d</sub>            | [kNm] | 0      |

##### SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

|   |       |        |
|---|-------|--------|
| N <sub>tot</sub>                          | [kN]  | 21.861 |
| Fy <sub>tot</sub>                         | [kN]  | 0      |
| Mx <sub>tot</sub>                         | [kNm] | 0      |
| Fx <sub>tot</sub>                         | [kN]  | 0      |
| My <sub>tot</sub>                         | [kNm] | 0      |
| ex = Mx / N <sub>tot</sub> (lungo lato B) |       | 0,00   |
| REAGENTE                                  |       | 2,33   |
| ey = My / N <sub>tot</sub> (lungo lato L) |       | 0,00   |
| REAGENTE                                  |       | 5,78   |

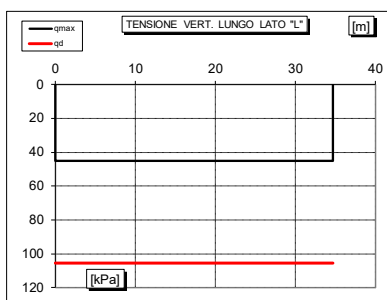
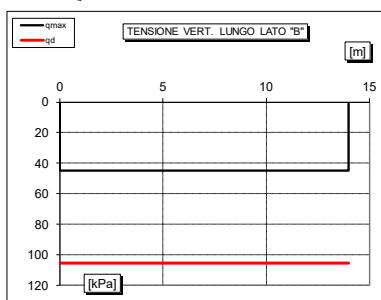
##### CARICHI CARATTERISTICI

|          | Gk | Qk |
|----------|----|----|
| N [kN]   | 0  | 0  |
| Fy [kN]  | 0  | 0  |
| Mx [kNm] | 0  | 0  |
| Fx [kN]  | 0  | 0  |
| My [kNm] | 0  | 0  |

##### CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

**INSERIRE CARICHI!!!**

|          | Gd + Qd |
|----------|---------|
| N [kN]   | 21861   |
| Fy [kN]  | 0       |
| Mx [kNm] | 0       |
| Fx [kN]  | 0       |
| My [kNm] | 0       |



#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

| PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI |    |
|--|----|
| $\phi_{k,eq}$ (angolo di attrito)      | 0  |
| c' $_{k,eq}$ (coesione apparente)      | 0  |
| Cu $_{k,eq}$ (coesione non drenata)    | 40 |

| PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO |    |
|-------------------------------------|----|
| $\phi_d$ (angolo di attrito)        | 0  |
| c' $_d$ (coesione apparente)        | 0  |
| Cu $_d$ (coesione non drenata)      | 40 |

| FATTORI CAPACITA' PORTANTE |      |
|----------------------------|------|
| Nc PRANDTL (1921)          | 5,14 |
| Nq PRANDTL (1921)          | 1,00 |
| N $_{\gamma}$              | 0,00 |

##### TIPO DI FONDAZIONE

1 P

##### TIPO DI VERIFICA

2 NON DRENATA

##### CALCOLO DI N $_{\gamma}$

2 BRINCH - HANSEN

##### FATTORI CORRETTIVI

2 BRINCH - HANSEN

##### DIREZIONE DI CALCOLO

1 B

##### FATTORI SISMICI

2 NO

##### PUNZONAMENTO

Ir (indice di rigidezza) 22

Icr (indice critico) 11

Fattori di punzonamento = 1

##### FORMULA GENERALE :

$$q_{ult} = c N_{c,s,i,d} b_{c,g,z} \Psi_c + q N_{q,s,i,d} b_{q,g,z} \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,s,i,d} b_{\gamma,g,z} \Psi_{\gamma}$$

|                                 |                   |   |    |      |    |      |    |      |
|---------------------------------|-------------------|---|----|------|----|------|----|------|
| Fattori di forma                | BRINCH - HANSEN   | = | Sc | 0,08 | Sq | 1,00 | Sy | 0,84 |
| Fattori inclinazione carico     | BRINCH - HANSEN   | = | Id | 0,00 | Iq | 1,00 | Iy | 1,00 |
| Fattori di approfondimento      | BRINCH - HANSEN   | = | Dc | 0,02 | Dq | 1,00 | Dy | 1,00 |
| Fattori inclinazione fondazione | BRINCH - HANSEN   | = | Bc | 0,00 | Bq | 1,00 | By | 1,00 |
| Fattori inclinazione p.c.       | BRINCH - HANSEN   | = | Gc | 0,00 | Gq | 1,00 | Gy | 1,00 |
| Fattori sismici                 | PAOLUCCI E PECKER | = | Zc | 1,00 | Zq | 1,00 | Zy | 1,00 |
| Fattori di punzonamento         | VESIC             | = | Ψc | 1,00 | Ψq | 1,00 | Ψy | 1,00 |

|  |     |   |            |
|--|-----|---|------------|
| (A) Componente per coesione - Nc [kPa]           | 227 | q <sub>ult</sub> (A+B+C)                      | 243 kPa    |
| (B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]           | 16  | q <sub>d</sub> (q <sub>ult</sub> /FS)         | 106 kPa    |
| (C) Componente per attrito - N $_{\gamma}$ [kPa] | 0   | Q <sub>ult</sub> (q <sub>ult</sub> x B' x L') | 117.970 kN |
|  |     | Q <sub>d</sub> (Q <sub>ult</sub> /FS)         | 51.291 kN  |

|                                       |   |         |   |                  |   |        |                                    |
|---------------------------------------|---|---------|---|------------------|---|--------|------------------------------------|
| q <sub>d</sub> (q <sub>ult</sub> /FS) | = | 106 kPa | > | q <sub>max</sub> | = | 45 kPa | VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA |
| τ <sub>d</sub> (τ <sub>ult</sub> /FS) | = | 24 kPa  | > | τ <sub>max</sub> | = | 0 kPa  | VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA   |

## 16. Stima cedimenti fondazioni superficiali (SLE)

Considerando un valore delle molle elastiche disaccoppiate alla Winkler pari a  $0,2 \text{ kg/cm}^3$  ( $2000 \text{ kN/m}^3$ ) si stimano cedimenti verticali medi della soletta di fondazione pari a circa  $15 \div 20 \text{ mm}$  agli SLE. L'immagine seguente riporta i cedimenti verticali ottenuti mediante software di calcolo strutturale MIDAS.

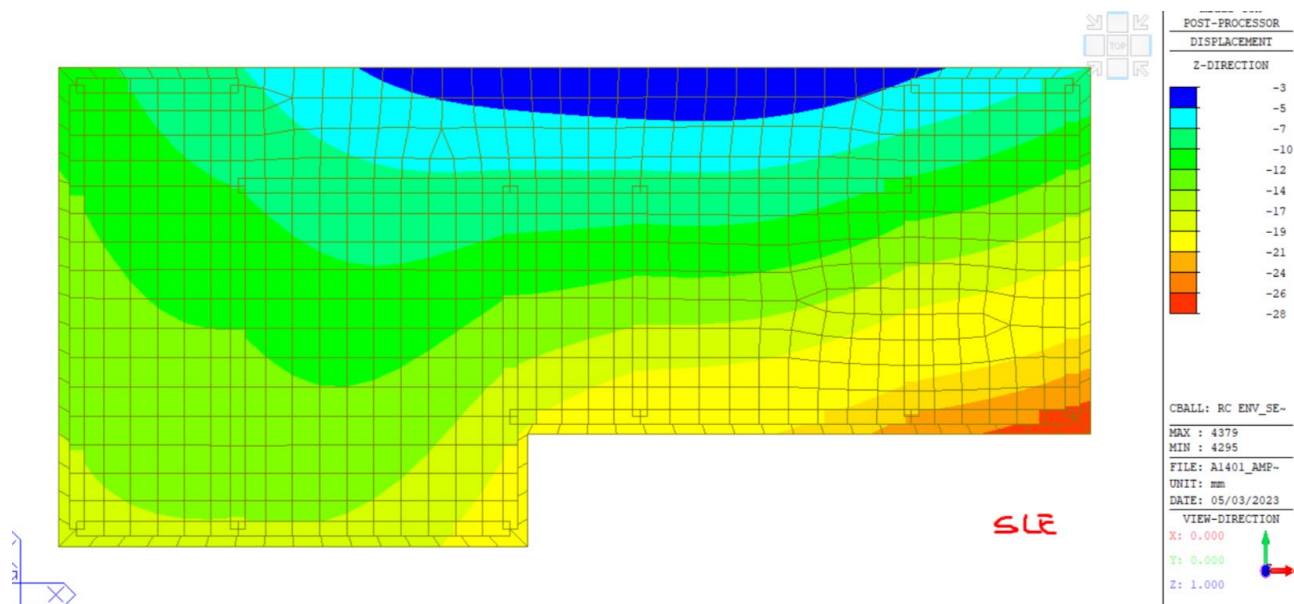


Figura 14 – Cedimento medio platea di fondazione circa 17 mm (SLE).