



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI SCIENZE E INGEGNERIA DELLA MATERIA, DELL'AMBIENTE  
ED URBANISTICA – SIMAU

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

Tesi di Laurea:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI UNA BANCHINA  
PORTUALE ESISTENTE A CASSONI

PERFORMANCE ANALYSIS OF AN EXISTING CAISSON QUAY  
WALL

Relatore:

Dott. Ing. Paolo Ruggeri

Candidato:

Giulio Nocelli

Anno Accademico 2021/2022



## **Indice**

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 1     | Introduzione .....  | 1  |
| 2     | Valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti ai sensi delle NTC2018..                      | 3  |
| 3     | Analisi storico-critica .....   | 5  |
| 3.1   | Inquadramento geologico dell'area.....  | 7  |
| 3.2   | Inquadramento sismico dell'area .....   | 9  |
| 4     | Rilievo e caratterizzazione dei materiali strutturali.....  | 12 |
| 4.1   | Caratterizzazione del calcestruzzo .....  | 12 |
| 4.1.1 | Elaborazione statistica dei risultati delle prove sui campioni di cls .....                           | 19 |
| 4.2   | Caratterizzazione dell'acciaio .....  | 22 |
| 5     | Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....  | 24 |
| 6     | Azioni.....   | 27 |
| 6.1   | Sovraccarichi.....  | 27 |
| 6.2   | Valutazione dell'azione sismica tramite approccio semplificato previsto da normativa per la RSL ..... | 27 |
| 7     | Definizione del modello geotecnico.....   | 30 |
| 7.1   | Mezzi di indagine .....   | 30 |
| 7.1.1 | Sondaggi geognostici a carotaggio continuo .....  | 31 |
| 7.1.2 | Standard Penetration Test (SPT).....  | 32 |
| 7.1.3 | Prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU) .....   | 33 |
| 7.1.4 | Prova Down-Hole.....  | 34 |
| 7.1.5 | Prove di laboratorio .....  | 36 |
| 7.2   | Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.....  | 43 |
| 7.2.1 | Identificazione stratigrafica.....  | 45 |
| 7.2.2 | Peso di volume.....   | 50 |
| 7.2.3 | Densità relativa .....  | 52 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 7.2.4 | Parametri di resistenza in tensioni efficaci ( $c'$ , $\varphi'$ ).....                | 55  |
| 7.2.5 | Moduli di deformabilità.....   | 59  |
| 7.2.6 | Moduli di deformabilità a piccolissime deformazioni.....                               | 63  |
| 7.2.7 | Quadro sinottico dei parametri geotecnici del terreno.....                             | 69  |
| 8     | Valutazione dell'azione sismica mediante Analisi di Risposta Sismica Locale (RSL)..... | 70  |
| 8.1   | Scelta della schematizzazione geometrica .....   | 71  |
| 8.2   | Definizione del modello geotecnico del sottosuolo .....                                | 71  |
| 8.3   | Definizione delle azioni sismiche al substrato rigido.....                             | 74  |
| 8.4   | Scelta della procedura di analisi .....  | 78  |
| 8.5   | Applicazione del codice di calcolo STRATA .....  | 78  |
| 8.6   | Risultati dell'analisi .....   | 84  |
| 9     | Valutazione della sicurezza mediante analisi della stabilità globale.....              | 88  |
| 9.1   | Applicazione del codice di calcolo FEM Plaxis2D.....                                   | 91  |
| 9.2   | Verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno..             | 96  |
| 9.3   | Analisi della performance sismica del sistema geotecnico.....                          | 98  |
| 9.3.1 | Confronto tra capacità del sistema e domanda ottenuta da RSL sul piano ADRS.....       | 112 |
|       | Conclusioni .....  | 117 |
|       | Bibliografia .....   | 120 |

## **1 Introduzione**

La presente trattazione è incentrata sulla valutazione della sicurezza di una banchina portuale a cassoni con l'obiettivo di verificare la sussistenza dei requisiti necessari, ai sensi della normativa vigente, per la corretta operatività dell'infrastruttura.

L'opera oggetto dello studio è una delle principali banchine che compongono il porto di Marina di Carrara, è stata realizzata negli anni '80 ed è costituita da cassoni affiancati in calcestruzzo armato.

Rientrando nella categoria delle opere di sostegno, l'aspetto più rilevante da valutare è sicuramente relativo all'interazione della struttura con il terreno, e pertanto il presente studio è focalizzato principalmente sulla definizione del modello geotecnico dell'opera e sulla valutazione delle azioni naturali ed antropiche per lo sviluppo delle verifiche previste dalla normativa tecnica vigente, le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018).

Essendo l'opera completamente realizzata alla data del presente studio si è fatto riferimento all'apposita sezione delle NTC2018 riguardante le costruzioni esistenti. Vista la non comune disponibilità di un elevato numero di prove sui materiali strutturali, è stato possibile determinare i parametri di resistenza da utilizzare nelle verifiche di sicurezza nonché confrontare i valori ottenuti con quelli tipici di strutture realizzate nello stesso periodo dell'opera oggetto d'esame.

In aggiunta a ciò, al fine di indagare il comportamento dell'opera in condizioni sismiche, avendo a disposizione dati sufficientemente accurati, si è condotta una specifica analisi di risposta sismica locale (RSL), procedura di 2° livello contemplata dalla normativa, ma non richiesta esplicitamente per l'opera considerata.

Nella parte finale dello studio, basandosi sulla caratterizzazione, sia dei terreni che dei materiali strutturali, e sui risultati della RSL, si è proceduto alla verifica della sicurezza per instabilità globale del sistema geotecnico ai sensi delle NTC2018 e ad una più approfondita analisi della performance sismica del sistema geotecnico.

Entrando nel merito dell'analisi della performance sismica, è stata valutata l'accelerazione critica del sistema così da stimare lo spostamento plastico permanente a cui potrà essere soggetta l'opera a seguito di un terremoto intenso. Tale valore di spostamento è stato confrontato con soglie di letteratura tecnica per valutare il livello di danno che può subire l'opera.

Infine, in analogia al procedimento previsto dalla normativa vigente per gli edifici, è stata tentata un'innovativa analisi statica non lineare (o analisi di *pushover*) del sistema geotecnico, valutando la curva di capacità dell'opera e confrontandola con la domanda in spostamento del terremoto di progetto.



Figura 1



Figura 2

## **2 Valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti ai sensi delle NTC2018**

Al fine di valutare la sicurezza della banchina si è fatto riferimento alle “Nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)”, testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Esse definiscono i principi per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Oltre al Decreto Ministeriale, che ha forza di legge, si è fatto riferimento a documenti tecnici di comprovata validità quali la Circolare Ministeriale dell’ 8 febbraio 2019, - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 – ed alle Linee Guida del C.S.LL.PP. - Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – relative alla valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera.

L’opera in questione ricade nella categoria delle costruzioni esistenti e quindi, in particolare, si è fatto riferimento al capitolo 8 delle NTC2018 per quanto applicabile; infatti, anche se non si tratta del tipico edificio in c.a. o muratura per il quale è stata definita tale sezione della normativa, si è ritenuto ragionevole assimilare la banchina a tali strutture per utilizzare una procedura di valutazione della sicurezza codificata e poiché la normativa prevede un campo d’applicazione molto esteso definendo costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d’intervento, la struttura completamente realizzata.

Nel dettaglio, il tema della valutazione della sicurezza di costruzioni esistenti è trattato dalle NTC2018 al capo 8.3 e al capo 8.5 per quanto riguarda la definizione del modello di riferimento per l’analisi.

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l’entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente.

L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale e con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6.

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi.

Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, andando ad indagare i seguenti temi:

- analisi storico-critica;
- rilievo;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- livelli di conoscenza e fattori di confidenza;
- azioni.

In sostanza, gli elementi da tenere in conto per quanto concerne la valutazione della sicurezza di un'opera sono molteplici, ma possono essere riassunti in due aspetti principali da valutare e confrontare fra loro, ovvero domanda e capacità della struttura.

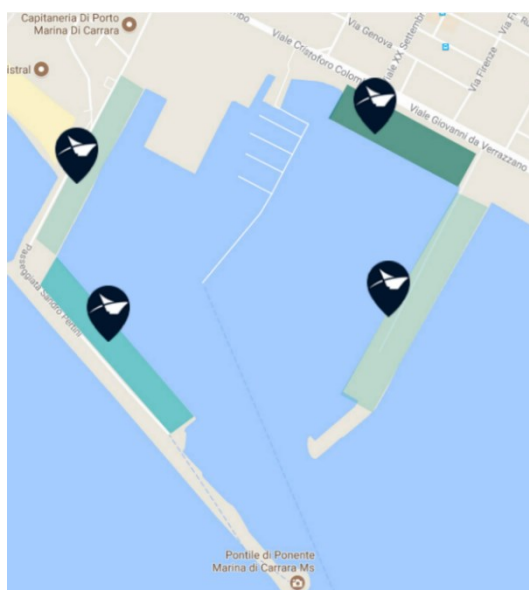
Avendo a che fare con un'opera esistente abbiamo alcune differenze rispetto ad una nuova costruzione, soprattutto in termini di capacità, mentre la domanda viene valutata allo stesso modo.



### 3 *Analisi storico-critica*

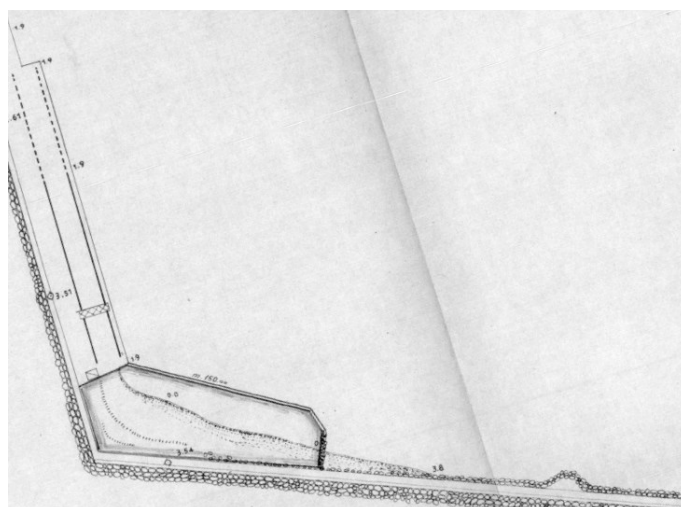
Il porto di Marina di Carrara, collocato non distante dall'antico porto romano di Luni, riveste un ruolo economico significativo per il trasporto del celebre marmo dalle vicine cave sulle Alpi Apuane.

L'attuale porto è stato terminato nel 1954 e successivamente ha subito alcune modifiche fino a raggiungere la configurazione che vediamo oggi (*Figura 3*) che vede la presenza di quattro banchine operative: Buscaioli, Chiesa, Fiorillo e Taliercio.



*Figura 3*

Ricordando che l'opera oggetto dello studio è la banchina Taliercio, che è l'unica banchina a cassoni del porto, si osserva che la sua attuale configurazione è stata raggiunta tramite successive modifiche nel tempo rispetto a quella iniziale (*Figura 4*) del 1954.



*Figura 4*

Nello specifico, la configurazione attuale della banchina Talierno è il risultato dei lavori di ampliamento e prolungamento iniziati nel 1982.

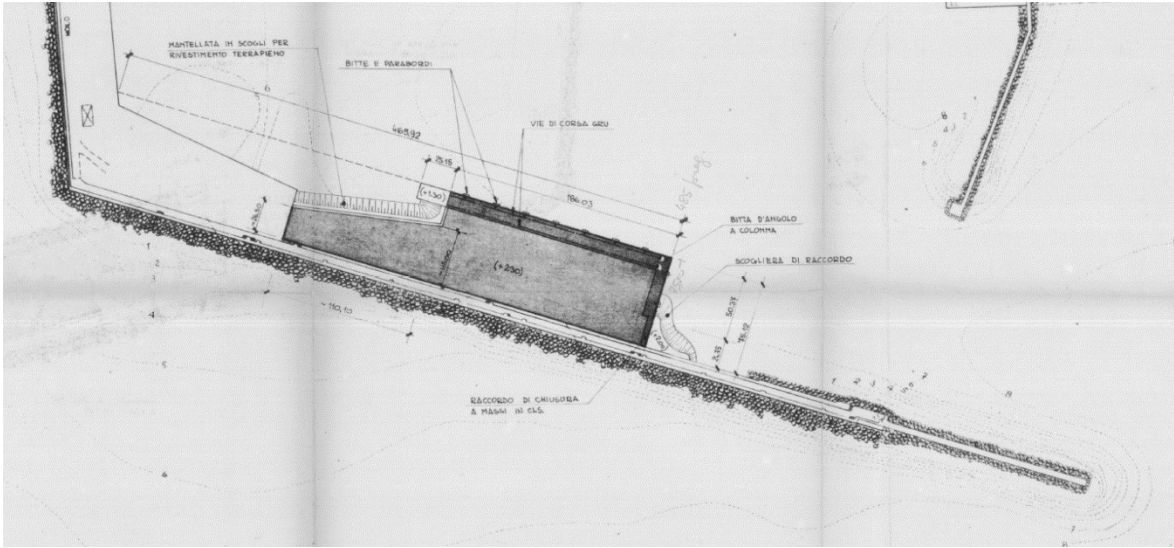


Figura 5

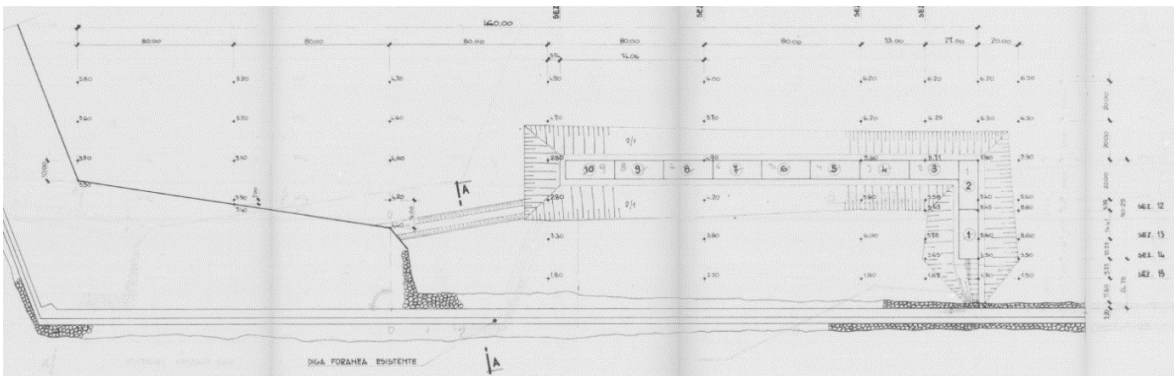


Figura 6

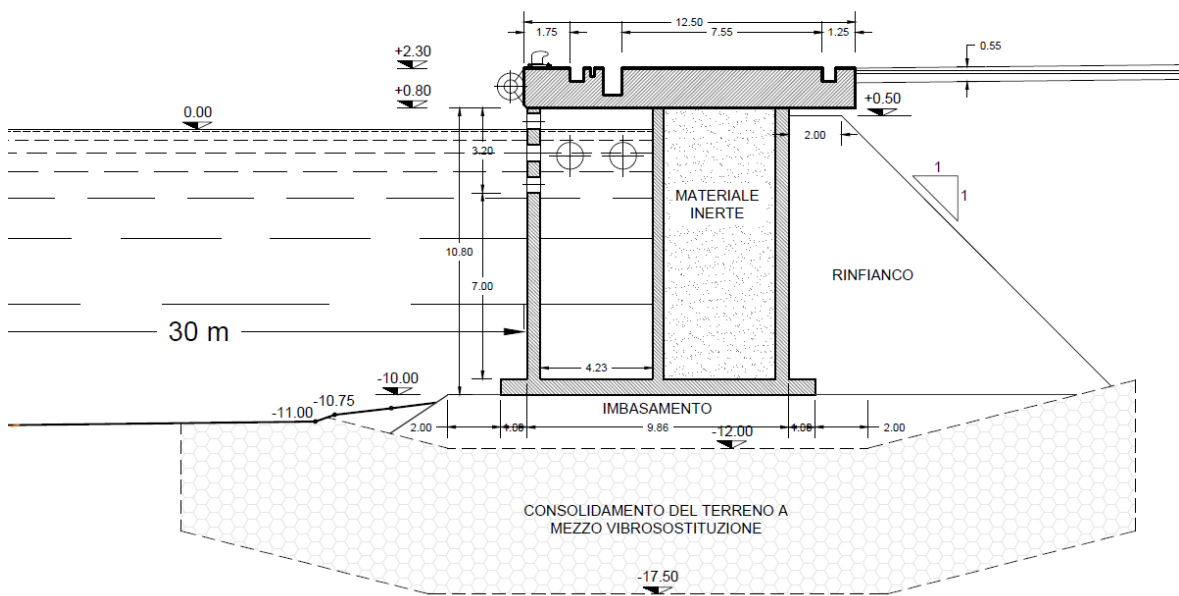


Figura 7

### 3.1 Inquadramento geologico dell'area

L'area oggetto dello studio si posiziona nel margine a mare della pianura apuana, la quale è costituita da depositi alluvionali formati dal trasporto solido dei corsi d'acqua provenienti dalle Alpi Apuane, messi in posto in ambiente subsidente a causa dei movimenti distensivi interessanti il margine occidentale dell'Appennino, e da depositi costieri sabbiosi depositatisi successivamente alla fase erosiva riferibile alla trasgressione marina detta "Versiliana", che ha portato alla formazione di dune costiere di natura eolica.

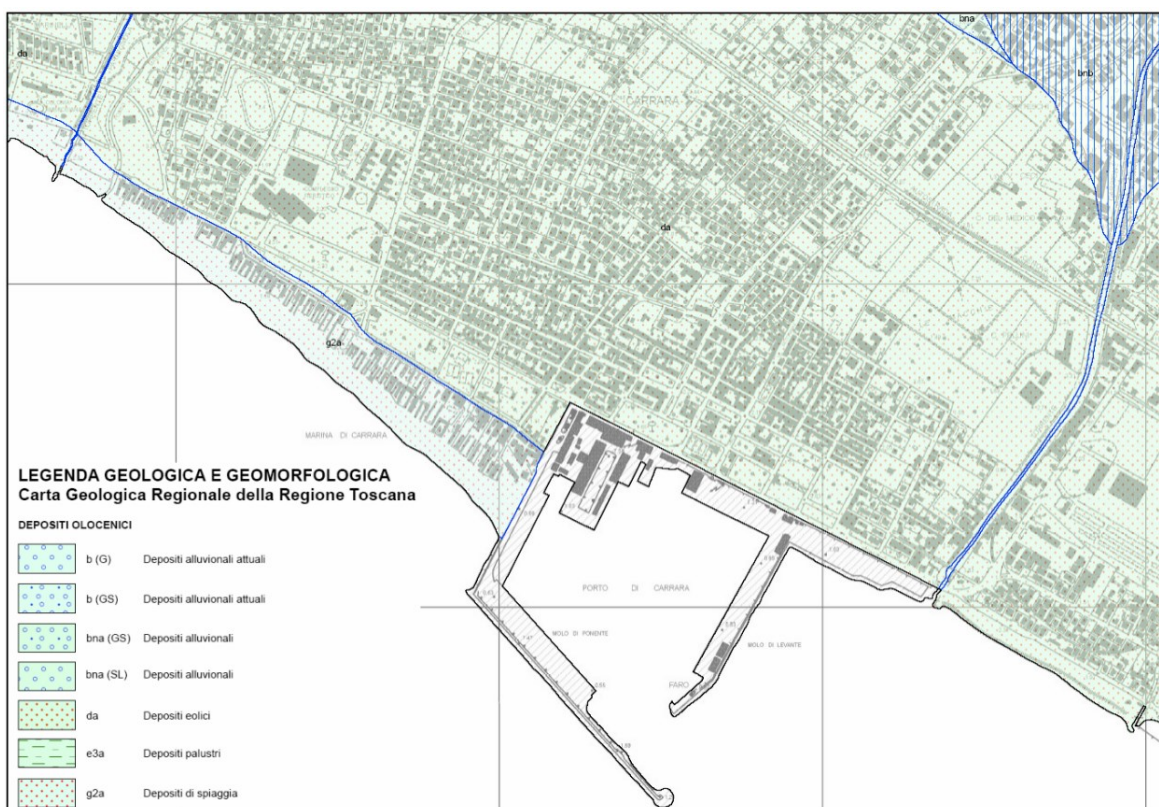


Figura 8

La costruzione della pianura apuana si può articolare essenzialmente in tre fasi:

- *Pleistocene Superiore* - messa in posto durante il Quaternario della conoide terrazzata con apice nei pressi della città di Carrara. Questi depositi, considerati i più antichi della pianura, sono stati messi in posto in condizioni climatiche diverse dalle attuali, quando vi era maggior trasporto solido. Si rinvencono lungo tutto il percorso del Torrente Carrione e scompaiono al di sotto del complesso eolico-dunale nei pressi dell'autostrada Genova-Livorno.
- *Trasgressione marina "Versiliana"* - caratterizzata da dune costiere di natura eolica, ha dato origine a lagune strette e parallele alla linea di riva colmate, successivamente, dai depositi Olocenici.

- *Olocene* - costruzione del complesso di cordoni litorali e la conseguente migrazione verso Sud-Ovest della linea di costa, con la formazione del tratto di pianura costiera oggetto della presente relazione.

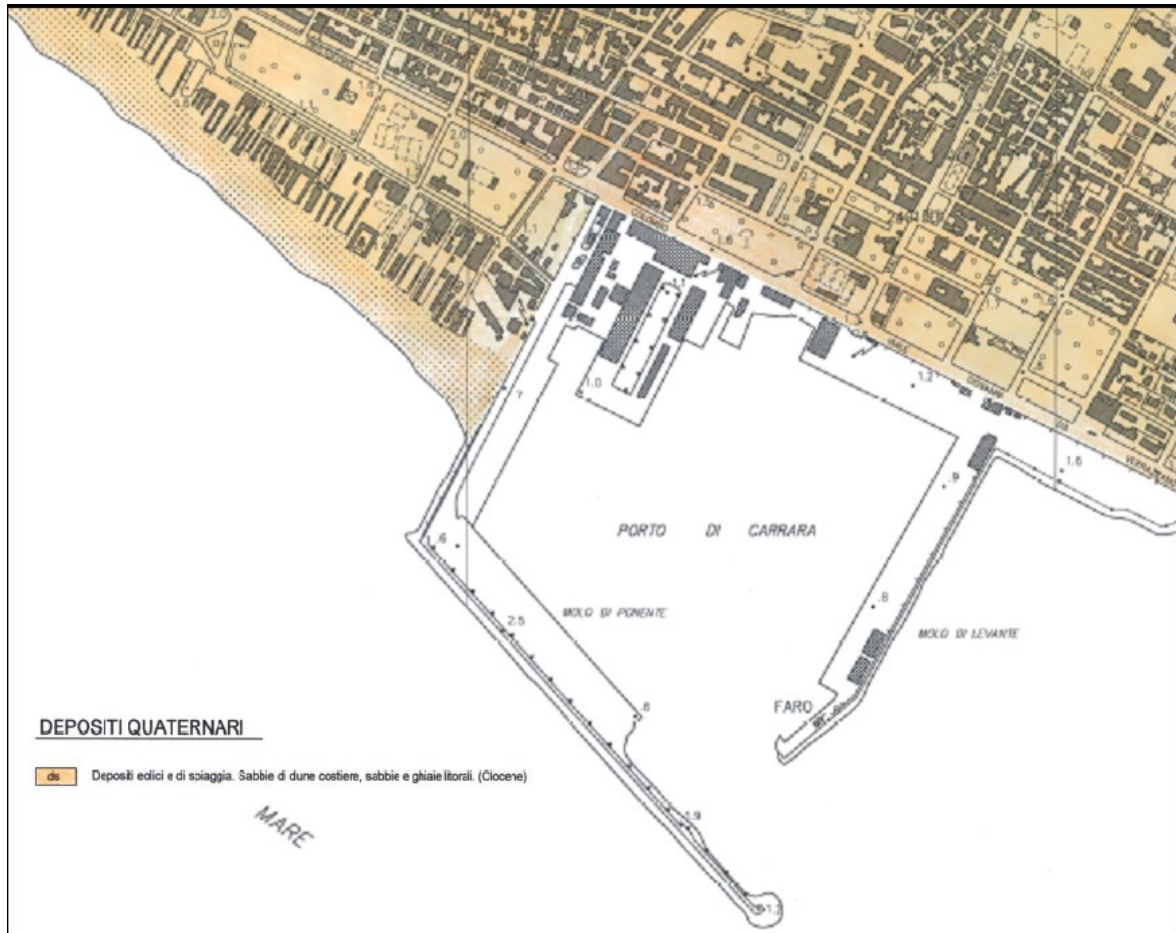


Figura 9

Dal punto di vista litologico questi depositi Olocenici sono composti da una alternanza di depositi fluvio-lacustri e lagunari con locali passate di ghiaie sabbiose. Lo spessore di detti depositi è nell'ordine dei dieci metri e riposano su depositi di natura alluvionale di ambiente fluviale.

In conclusione, nella stratigrafia in esame troviamo sedimenti alluvionali a granulometria ghiaioso-sabbiosa localmente limosa tra 30 e 60 m di profondità da piano campagna, mentre la parte superiore, fino ai riporti antropici superficiali, è costituita da una successione di sedimenti incoerenti a granulometria eterogenea con sabbie più o meno limose e lenti di ghiaie in matrice sabbiosa.

### 3.2 Inquadramento sismico dell'area

Il rischio sismico è costituito dalla possibilità che in un certo istante si verifichi un terremoto in grado di provocare danni alle cose e all'ambiente mettendo a repentaglio la sicurezza delle persone.

Il territorio comunale di Carrara, come praticamente tutto il territorio nazionale, è interessato da fenomeni sismici e pertanto è soggetto alla specifica normativa regionale e nazionale.

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che un'area venga interessata in un certo intervallo di tempo da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

A tal fine è stata emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, che detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, su delega dello Stato (D.L. 112/1998 e Decreto del Presidente della Repubblica 380/2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con l'attribuzione di una delle quattro zone sismiche, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (INGV, consorzio ReLuis, Eucentre).

Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto dall'Opcm 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'Opcm n. 3519, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione ( $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Tabella 1

| zona | accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni<br>[ $a_g$ ] | accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico<br>[ $a_g$ ] |
|------|--|---|
| 1    | $0,25 < a_g \leq 0,35g$  | 0,35g   |
| 2    | $0,15 < a_g \leq 0,25g$  | 0,25g   |
| 3    | $0,05 < a_g \leq 0,15g$  | 0,15g   |
| 4    | $\leq 0,05g$   | 0,05g   |

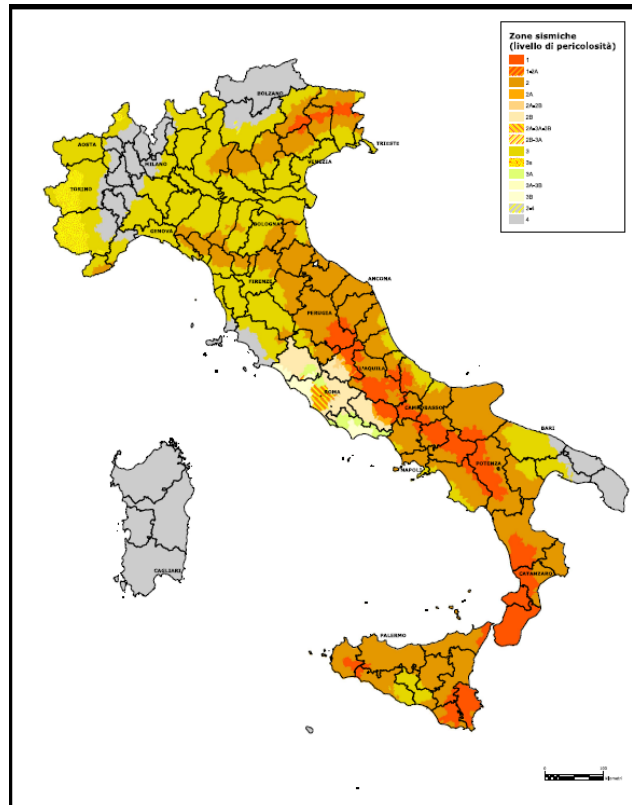


Figura 10

Il territorio della Regione Toscana è caratterizzato da un livello di sismicità non particolarmente elevato, ad eccezione della zona appenninica della regione, al confine con Umbria, Marche ed Emilia-Romagna, dove l'attività sismica risulta essere più intensa.

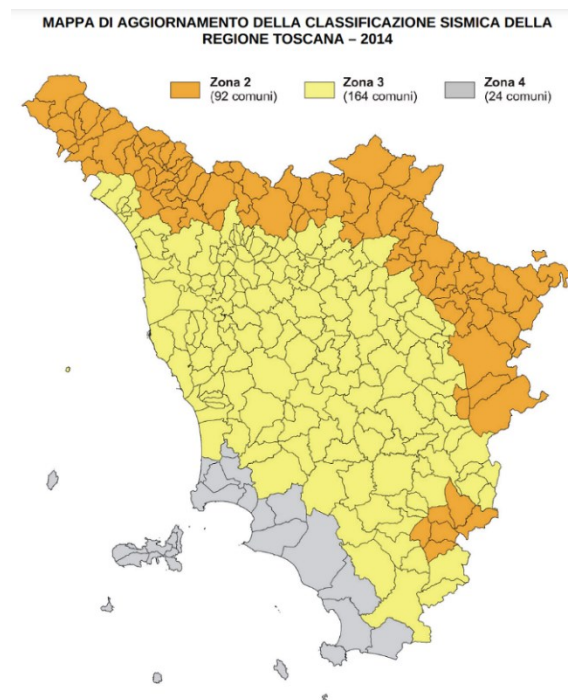


Figura 11

Per quanto concerne l'area portuale oggetto dello studio, essa ricade all'interno del comune di Carrara, la quale risulta essere classificata in **zona 3**, così come segnalato dalla normativa tecnica regionale, contrassegnata da un parametro di accelerazione massima orizzontale  $a_g$  compreso nell'intervallo 0,125 - 0,150 g (valore riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni) come segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

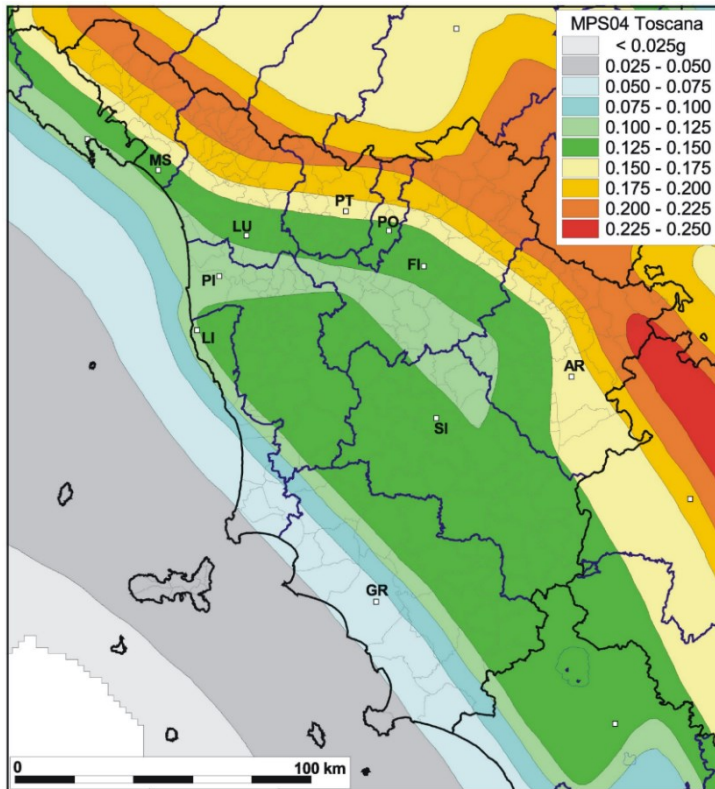


Figura 12

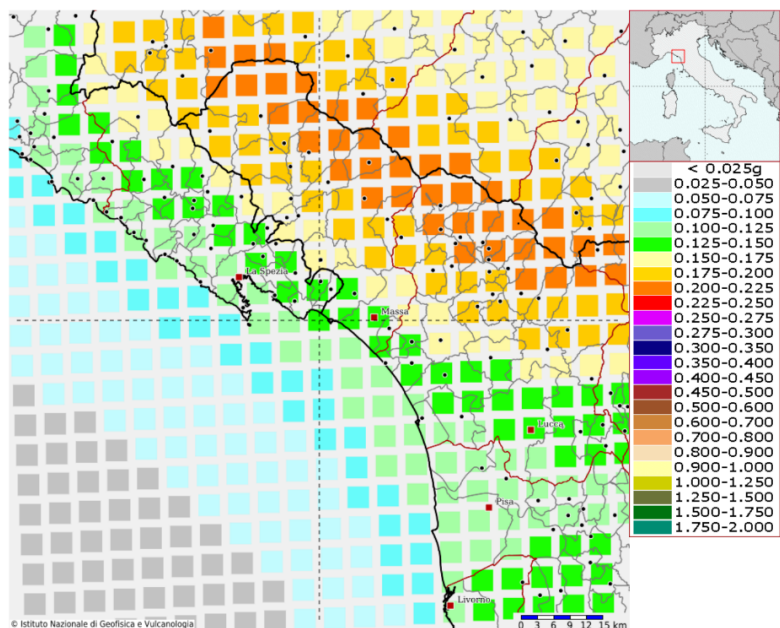


Figura 13

## 4 Rilievo e caratterizzazione dei materiali strutturali

La differenza principale tra un'opera esistente ed un'opera di nuova costruzione, di medesima geometria e materiali risiede nei parametri meccanici dei materiali che giocano un ruolo chiave nella determinazione della capacità strutturale.

In tal senso, al netto di eventi particolari, l'opera potrà essere soggetta nel tempo ad un degrado più o meno significativo, che può determinare anche una variazione piuttosto importante delle caratteristiche dei materiali che la compongono.

Risulta perciò evidente come la caratterizzazione meccanica dei materiali, e nello specifico del calcestruzzo in strutture in c.a., assuma un ruolo di rilievo a cui prestare particolare attenzione.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali di strutture esistenti si ottengono da misurazioni dirette o indirette; le prime consistono nella misura diretta della grandezza di interesse, mentre le seconde correlano le caratteristiche meccaniche di interesse alla misurazione di altre caratteristiche del materiale.

### 4.1 Caratterizzazione del calcestruzzo

Nel caso in esame si avevano a disposizione 72 provini di calcestruzzo di dimensioni standard, con rapporto H/D pari a 1, estratti da 18 sezioni differenti, ovvero 4 campioni per ogni cassone appartenente alla banchina Taliercio (Figura 14).

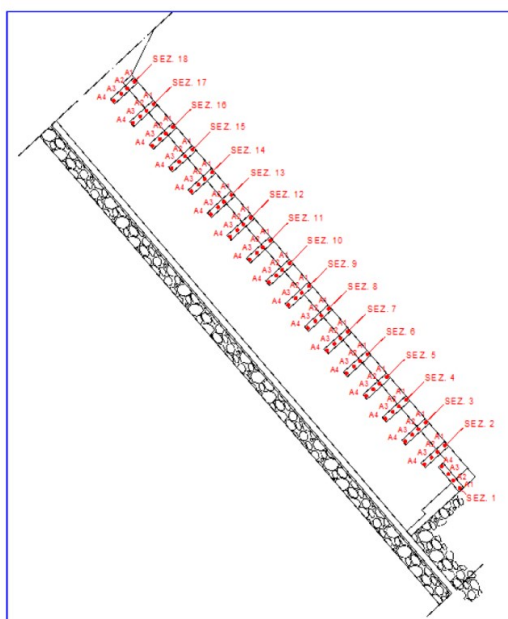


Figura 14



Nel caso del calcestruzzo il parametro meccanico che ci interessa principalmente determinare è sicuramente la resistenza a compressione, che è desumibile a partire dai risultati delle prove dirette realizzate sui campioni a disposizione (*Tabella 2*).

*Tabella 2*

| Sigla   | Struttura di prelievo | Dimensioni Provino Ø H [mm] | H/Ø | Profondità di carbonatazione media esterna [mm] | Area provino [mm <sup>2</sup> ] | Massa Volumica [kg/m <sup>3</sup> ] | Carico Rottura [kN] | Carico unitario Rottura [N/mm <sup>2</sup> ] |
|---------|-----------------------|-----------------------------|-----|---|---------------------------------|-------------------------------------|---------------------|--|
| S1_A1   | Soletta banchina      | 103,2 102,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2367                                | 429.1               | 51.3   |
| S1_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2439                                | 454.0               | 61.2   |
| S1_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2405                                | 374.4               | 50.2   |
| S1_A3   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2402                                | 410.3               | 49.0   |
| S1_A4   | Soletta banchina      | 103,2 106,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2402                                | 467.1               | 55.8   |
| S2_A1   | Soletta banchina      | 103,2 102,0                 | 1.0 | 5   | 8365                            | 2414                                | 349.6               | 41.8   |
| S2_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2408                                | 253.9               | 34.2   |
| S2_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2375                                | 301.0               | 40.6   |
| S2_A3   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2391                                | 298.8               | 35.7   |
| S2_A4   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2425                                | 378.0               | 45.2   |
| S3_A1   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 5   | 8365                            | 2397                                | 250.5               | 30.0   |
| S3_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 5   | 7420                            | 2348                                | 268.9               | 36.2   |
| S3_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2325                                | 251.2               | 33.9   |
| S3_A3   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2307                                | 286.9               | 34.3   |
| S3_A4   | Soletta banchina      | 103,2 102,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2344                                | 267.7               | 32.0   |
| S4_A1   | Soletta banchina      | 103,2 101,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2296                                | 209.8               | 25.1   |
| S4_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2323                                | 240.8               | 32.5   |
| S4_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2375                                | 249.1               | 33.6   |
| S4_A3   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2355                                | 265.6               | 31.8   |
| S4_A4   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2415                                | 372.6               | 44.5   |
| S5_A1   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2331                                | 308.9               | 36.9   |
| S5_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2318                                | 298.0               | 40.2   |
| S5_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2318                                | 262.7               | 35.4   |
| S5_A3   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2236                                | 236.6               | 28.3   |
| S5_A4   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2357                                | 408.3               | 48.8   |
| S6_A1   | Soletta banchina      | 103,2 102,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2414                                | 404.5               | 48.4   |
| S6_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2384                                | 288.2               | 38.8   |
| S6_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2349                                | 271.1               | 36.5   |
| S6_A3   | Soletta banchina      | 103,2 104,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2368                                | 308.5               | 36.9   |
| S6_A4   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2368                                | 386.3               | 46.2   |
| S7_A1   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 10  | 8365                            | 2361                                | 422.3               | 50.5   |
| S7_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 10  | 7420                            | 2332                                | 319.5               | 43.1   |
| S7_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2345                                | 261.3               | 35.2   |
| S7_A3   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 10  | 8365                            | 2331                                | 315.8               | 37.8   |
| S7_A4   | Soletta banchina      | 103,2 100,0                 | 1.0 | 5   | 8365                            | 2421                                | 387.7               | 46.3   |
| S8_A1   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 20  | 8365                            | 2260                                | 327.8               | 39.2   |
| S8_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2304                                | 296.7               | 40.0   |
| S8_A2_B | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 0   | 7420                            | 2291                                | 268.5               | 36.2   |
| S8_A3   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2260                                | 279.2               | 33.4   |
| S8_A4   | Soletta banchina      | 103,2 105,0                 | 1.0 | 0   | 8365                            | 2271                                | 266.8               | 31.9   |
| S9_A1   | Soletta banchina      | 103,2 102,0                 | 1.0 | 25  | 8365                            | 2321                                | 277.2               | 33.1   |
| S9_A2_A | Soletta banchina      | 97,2 100,0                  | 1.0 | 10  | 7420                            | 2355                                | 236.2               | 31.8   |

|          |                  |             |     |    |      |      |       |      |
|----------|------------------|-------------|-----|----|------|------|-------|------|
| S9_A2_B  | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2316 | 200.3 | 27.0 |
| S9_A3    | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2339 | 244.1 | 29.2 |
| S9_A4    | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2333 | 301.2 | 36.0 |
| S10_A1   | Soletta banchina | 103,2 102,0 | 1.0 | 30 | 8365 | 2332 | 249.2 | 29.8 |
| S10_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2390 | 187.9 | 25.3 |
| S10_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2345 | 206.7 | 27.9 |
| S10_A3   | Soletta banchina | 103,2 105,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2306 | 258.7 | 30.9 |
| S10_A4   | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 15 | 8365 | 2356 | 255.5 | 30.5 |
| S11_A1   | Soletta banchina | 103,2 99,0  | 1.0 | 0  | 8365 | 2318 | 291.4 | 34.8 |
| S11_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2399 | 262.8 | 35.4 |
| S11_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2389 | 310.0 | 41.8 |
| S11_A3   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 15 | 8365 | 2373 | 298.5 | 35.7 |
| S11_A4   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 15 | 8365 | 2373 | 298.4 | 35.7 |
| S12_A1   | Soletta banchina | 130,2 102,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2426 | 425.3 | 50.9 |
| S12_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 10 | 7420 | 2412 | 313.0 | 42.2 |
| S12_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2439 | 191.8 | 25.8 |
| S12_A3   | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2356 | 230.7 | 27.6 |
| S12_A4   | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2397 | 301.9 | 36.1 |
| S13_A1   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 30 | 8365 | 2355 | 281.6 | 33.7 |
| S13_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 10 | 7420 | 2257 | 191.4 | 25.8 |
| S13_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2305 | 206.5 | 27.8 |
| S13_A3   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2331 | 240.2 | 28.7 |
| S13_A4   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2403 | 281.5 | 33.7 |
| S14_A1   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2301 | 341.6 | 40.8 |
| S14_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2298 | 208.0 | 28.0 |
| S14_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2204 | 168.7 | 22.7 |
| S14_A3   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2295 | 194.8 | 23.3 |
| S14_A4   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2295 | 214.3 | 25.6 |
| S15_A1   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 15 | 8365 | 2337 | 321.9 | 38.5 |
| S15_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 15 | 7420 | 2291 | 127.1 | 17.1 |
| S15_A2_B | Soletta banchina | 97,2 98,0   | 1.0 | 0  | 7420 | 2427 | 149.1 | 20.1 |
| S15_A3   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2409 | 226.7 | 27.1 |
| S15_A4   | Soletta banchina | 103,2 105,0 | 1.0 | 12 | 8365 | 2277 | 243.5 | 29.1 |
| S16_A1   | Soletta banchina | 103,2 101,0 | 1.0 | 20 | 8365 | 2379 | 363.8 | 43.5 |
| S16_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2259 | 154.5 | 20.8 |
| S16_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2277 | 155.9 | 21.0 |
| S16_A3   | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2344 | 243.5 | 29.1 |
| S16_A4   | Soletta banchina | 103,2 103,0 | 1.0 | 5  | 8365 | 2391 | 272.7 | 32.6 |
| S17_A1   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 10 | 8365 | 2391 | 295.1 | 35.3 |
| S17_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 15 | 7420 | 2339 | 211.0 | 28.4 |
| S17_A2_B | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2352 | 143.8 | 19.4 |
| S17_A3   | Soletta banchina | 103,2 105,0 | 1.0 | 5  | 8365 | 2311 | 237.1 | 28.3 |
| S17_A4   | Soletta banchina | 103,2 105,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2340 | 255.1 | 30.5 |
| S18_A1   | Soletta banchina | 103,2 102,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2379 | 339.6 | 40.6 |
| S18_A2_A | Soletta banchina | 97,2 100,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2298 | 234.2 | 31.6 |
| S18_A2_B | Soletta banchina | 97,2 101,0  | 1.0 | 0  | 7420 | 2308 | 135.9 | 18.3 |
| S18_A3   | Soletta banchina | 103,2 100,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2439 | 336.3 | 40.2 |
| S18_A4   | Soletta banchina | 103,2 102,0 | 1.0 | 0  | 8365 | 2350 | 192.0 | 23.0 |

Tuttavia, anche se il prelievo di carote ed il successivo schiacciamento è il metodo più diretto ed affidabile per stimare le proprietà meccaniche del calcestruzzo e nell'esecuzione dei carotaggi vengono seguite alcune regole che standardizzano il procedimento, i valori ottenuti possono discostarsi da quelli reali.

La differenza tra valori misurati e reali è influenzata da una serie di fattori, quali:

- “*disturbo del provino*” - cioè il danneggiamento arrecato in fase di prelievo al campione che determina inevitabilmente un deterioramento del materiale;
- *forma del provino* - in particolare il valore del diametro e del relativo rapporto con la lunghezza (snellezza);
- *umidità del provino al momento del prelievo* - provino secco manifesta una resistenza inferiore al provino conservato nelle stesse condizioni di umidità all'atto dell'estrazione;
- *presenza di barre di armatura all'interno del provino* – anche se tali provini sarebbero da non considerare è possibile trovare in letteratura un fattore correttivo che tiene conto di tale aspetto.

Al fine di tenere in conto tali aspetti, si è scelto di far riferimento, in prima analisi, ad una serie di metodi di correzione proposti da vari autori e riportati in normative accreditate a livello nazionale ed internazionale.

Metodo A.C.I. (American Concrete Institute) 214.4-R03

Calibrata su calcestruzzi di caratteristiche medie e carote di diametro pari a 100 mm, è una delle espressioni più complete:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d$$

dove:

-  $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;

-  $F_{l/d}$  : correzione per forma e umidità del provino, pari a ( $\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} mm^2/N$ ):

- $1 - (0.130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$  per umidità del provino come prelevato;
- $1 - (0.117 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$  per provino immerso per 48 h in acqua;
- $1 - (0.144 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$  per provino conservato in aria secca;

-  $F_{dia}$  : correzione per diametro della carota, pari a:

- 1.06 per diametro pari a 50 mm;
- 1.00 per diametro pari a 100 mm;
- 0.98 per diametro pari a 150 mm;

- $F_{mc}$  : correzione per umidità, pari a:
  - 1.00 per umidità pari alla condizione di prelievo;
  - 1.09 per provino immersa 48 h in acqua;
  - 0.98 per provino conservato in aria secca;
- $F_d$ : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.06.

### Metodo Masi (2005)

Calibrata su provini di diametro pari a 100 mm, permette di tenere in conto la presenza di barre di armatura nel provino e dell'influenza della resistenza del calcestruzzo nel valutare il disturbo dovuto al prelievo del provino:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_a \cdot F_d$$

dove:

- $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $2/(1.5 + D/l)$ ;
- $F_{dia}$  : correzione per diametro della carota, pari a:
  - 1.06 per diametro pari a 50 mm;
  - 1.00 per diametro pari a 100 mm;
  - 0.98 per diametro pari a 150 mm;
- $F_a$  : correzione per armature incluse, variabile tra:
  - 1.03 per barre di piccolo diametro ( $\phi$  10);
  - 1.13 per barre di diametro elevato ( $\phi$  20);
- $F_d$ : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a:
  - 1.20 per  $f_{core} < 20$  MPa;
  - 1.10 per  $f_{core} > 20$  Mpa.

### British Standard

L'espressione proposta dalle British Standard applica un unico coefficiente correttivo alla resistenza misurata sul provino:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d}$$

dove:

- $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $0.92 + 0.08 \cdot (l/D - 1)$ .

### Metodo Concrete Society (1987)

L'espressione proposta dalla Concrete Society tiene conto del disturbo, della forma della carota e della presenza di armature incluse con la seguente espressione:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_a \cdot F_d$$

dove:

- $f_{core}$  : resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $2/(1.5 + D/l)$ ;
- $F_a$  : correzione per armature incluse, pari a  $1 + 1.5 \cdot (\varphi/D + d/l)$ , dove:
  - $d$  è la distanza della barra dalla base del provino più vicina;
  - $\varphi$  è il diametro della barra.
- $F_d$ : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.30.

### Metodo Cestelli Guidi (1981)

L'espressione, tra le prime proposte, ha la particolarità di tenere in conto la direzione di perforazione rispetto alla direzione del getto:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dir} \cdot F_d$$

dove:

- $f_{core}$  : resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $2/(1.5 + D/l)$ ;
- $F_{dir}$  : correzione per direzione della perforazione rispetto al getto, pari a:
  - 1 per direzione ortogonale;
  - 0.92 per direzione parallela;
- $F_d$ : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.50.

### Metodo Linee Guida C.S.LL.PP.

L'espressione tiene conto della sola snellezza e del disturbo, ma in questo caso viene osservato come il disturbo indotto durante il prelievo tenda a diminuire all'aumentare della resistenza del calcestruzzo.

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_d$$

dove:

- $f_{core}$  : resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $0.83 + (1 - 0.83) \cdot (l/D - 1)$ ;
- $F_d$ : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, riportata nella seguente tabella:

Tabella del fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ( $h/d=1$ ;  $d=100$  mm)

| $f_{carota}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 10   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   |
|-----------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| $F_d$                             | 1.10 | 1.09 | 1.08 | 1.06 | 1.04 | 1.00 |

Di seguito si riportano i risultati ottenuti tramite l'impiego dei suddetti metodi e si mettono a confronto tra loro, per semplicità in termini di valori medi, allo scopo di scegliere quello più appropriato.

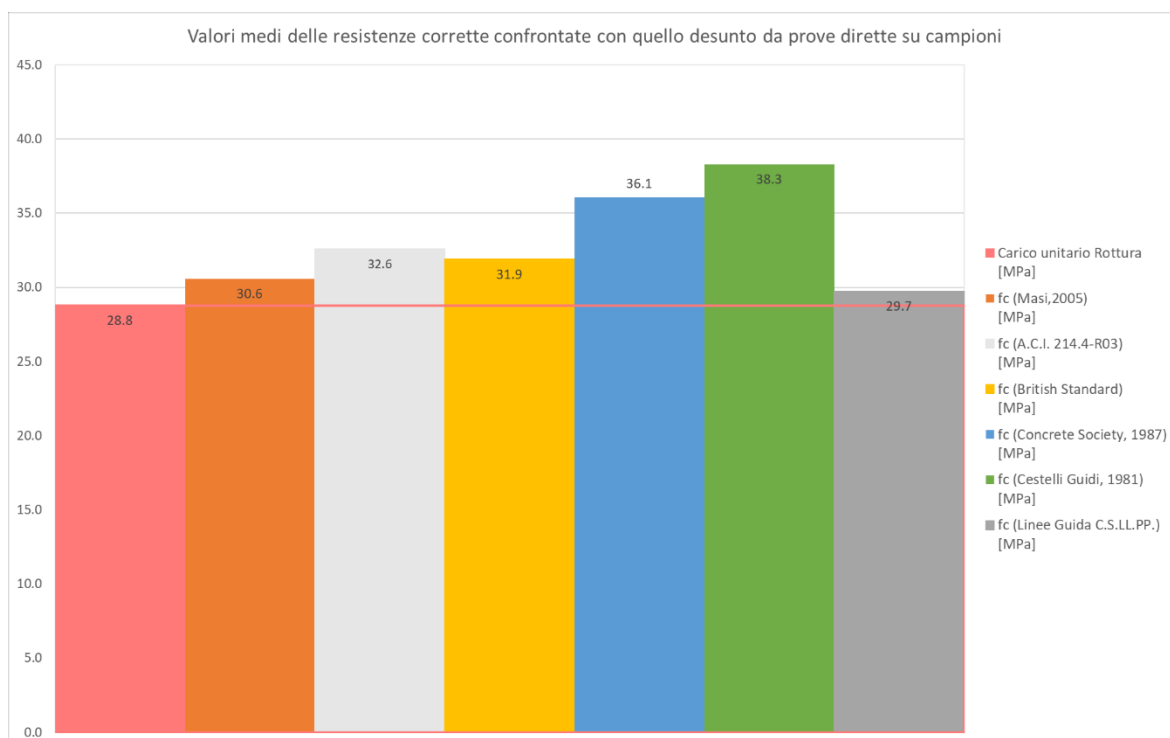


Figura 15

È interessante osservare che il Metodo Concrete Society (1987) e il Metodo Cestelli Guidi (1981) offrono risultati molto maggiori rispetto alle altre formulazioni, con la differenza che è dovuta principalmente ai più elevati valori dei fattori di disturbo impiegati.

Perciò, essendo ragionevole assumere che negli anni la tecnica di prelievo delle carote di calcestruzzo sia stata perfezionata, tali fattori di disturbo risultano non in linea con il reale disturbo indotto oggi giorno nei campioni e per tale ragione i due metodi sono stati accantonati.

Allo stesso modo, anche il British Standard non è stato tenuto in considerazione, ma in questo caso perché trascura del tutto il disturbo, che comunque è sempre presente anche se, probabilmente, in maniera minore rispetto al passato.

Tra i metodi rimasti, alla luce della forte variabilità dei risultati, in via prudenziale, si è preferito far riferimento al Metodo Linee Guida C.S.LL.PP., che, oltre ad essere quello contemplato sia dalla normativa italiana che da quella europea, risulta anche essere il più conservativo in termini di sicurezza.

#### 4.1.1 Elaborazione statistica dei risultati delle prove sui campioni di cls

Visto il gran numero di provini, e quindi di misure dirette a disposizione, oltre al semplice calcolo della resistenza media da impiegare per la valutazione di sicurezza come previsto da normativa, si è voluta condurre un'elaborazione statica del campione di dati disponibili, per un confronto con i valori tipici del periodo in cui è stata costruita l'opera.

Tabella 3

| MEDIA<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\mu$ ( $\gamma$ )<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma$ ( $\gamma$ )<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | numero<br>osservazioni<br>N |
|-------------------------------|-------------------------------|--|---|-----------------------------|
| 34.68                         | 8.73                          | 3.5154                                     | 0.2478  | 90                          |

Tabella 4

| Classi | Frequenza | Frequenza % | Gaussiana | Lognormale |
|--------|-----------|-------------|-----------|------------|
| 0-5    | 0         | 0.0%        | 0.0%      | 0.0%       |
| 5-10   | 0         | 0.0%        | 0.2%      | 0.0%       |
| 10-15  | 0         | 0.0%        | 0.9%      | 0.0%       |
| 15-20  | 3         | 3.3%        | 3.3%      | 1.4%       |
| 20-25  | 6         | 6.7%        | 8.6%      | 9.6%       |
| 25-30  | 19        | 21.1%       | 16.3%     | 21.1%      |
| 30-35  | 20        | 22.2%       | 22.2%     | 24.5%      |
| 35-40  | 18        | 20.0%       | 21.7%     | 19.5%      |
| 40-45  | 12        | 13.3%       | 15.3%     | 12.1%      |
| 45-50  | 6         | 6.7%        | 7.8%      | 6.4%       |
| 50-55  | 4         | 4.4%        | 2.8%      | 3.0%       |
| 55-60  | 1         | 1.1%        | 0.7%      | 1.3%       |
| 60-65  | 1         | 1.1%        | 0.1%      | 0.6%       |
| 65-70  | 0         | 0.0%        | 0.0%      | 0.2%       |
| 70-75  | 0         | 0.0%        | 0.0%      | 0.1%       |

Innanzitutto, si è andati a determinare la distribuzione delle frequenze del campione per classi di 5 MPa di resistenza, composto dai valori così come sono stati ottenuti a seguito delle prove di compressione, al fine di individuare se tale distribuzione si adattasse ad una delle varie distribuzioni teoriche presenti in letteratura.

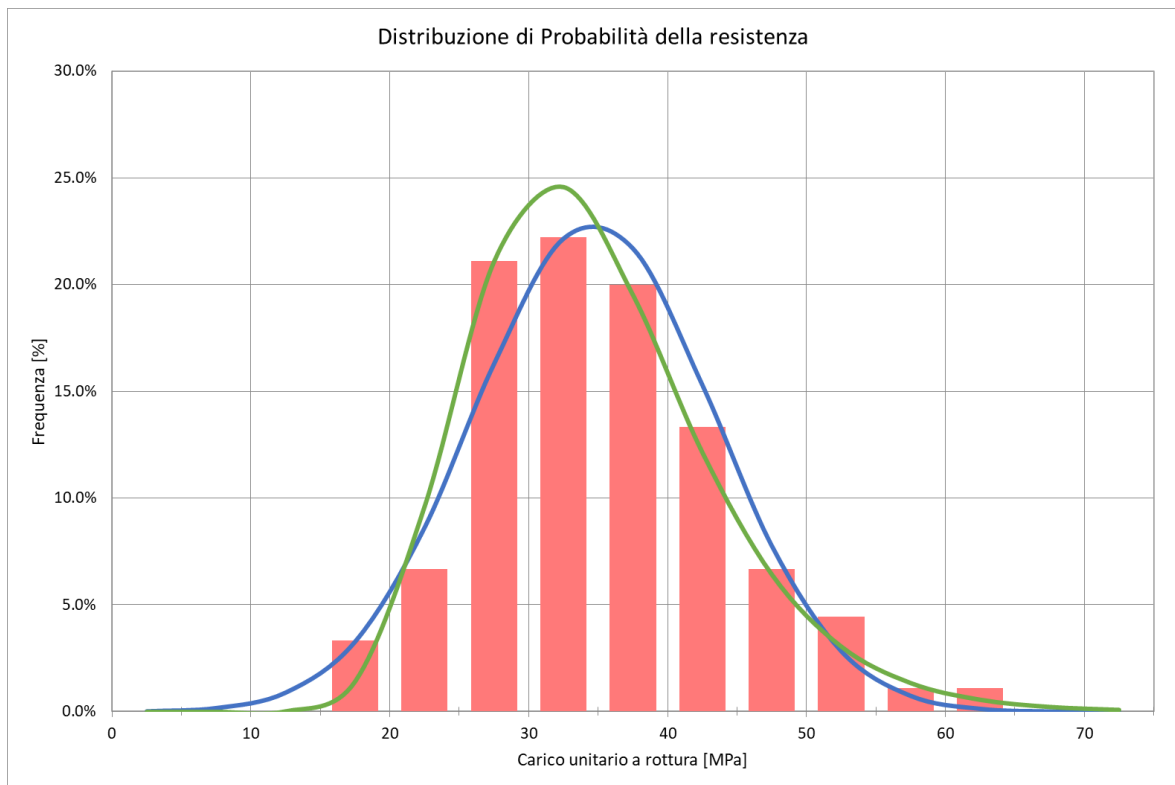


Figura 16

È possibile osservare come, in questo caso, la distribuzione lognormale si adatti meglio a quella sperimentale, risultando più rappresentativa per l'opera in questione.

Ciò che ne consegue è che il valore più corretto da assumere non sarebbe tanto il valore medio esatto, ma piuttosto il valore corrispondente al frattile del 50%, che a differenza del nostro caso, equivarrebbe alla media solo in presenza di una distribuzione normale.

Infine, i dati ottenuti dalle prove dirette sono stati corretti con il Metodo Linee Guida C.S.LL.PP., come definito in precedenza, ed i risultati che ne sono derivati sono stati confrontati con quelli determinati da Cristofaro M. T., De Stefano M., Pucinotti R., & Tanganelli M. (2014) per strutture realizzate negli anni '80, stesso periodo dell'opera oggetto d'esame (Figura 17).



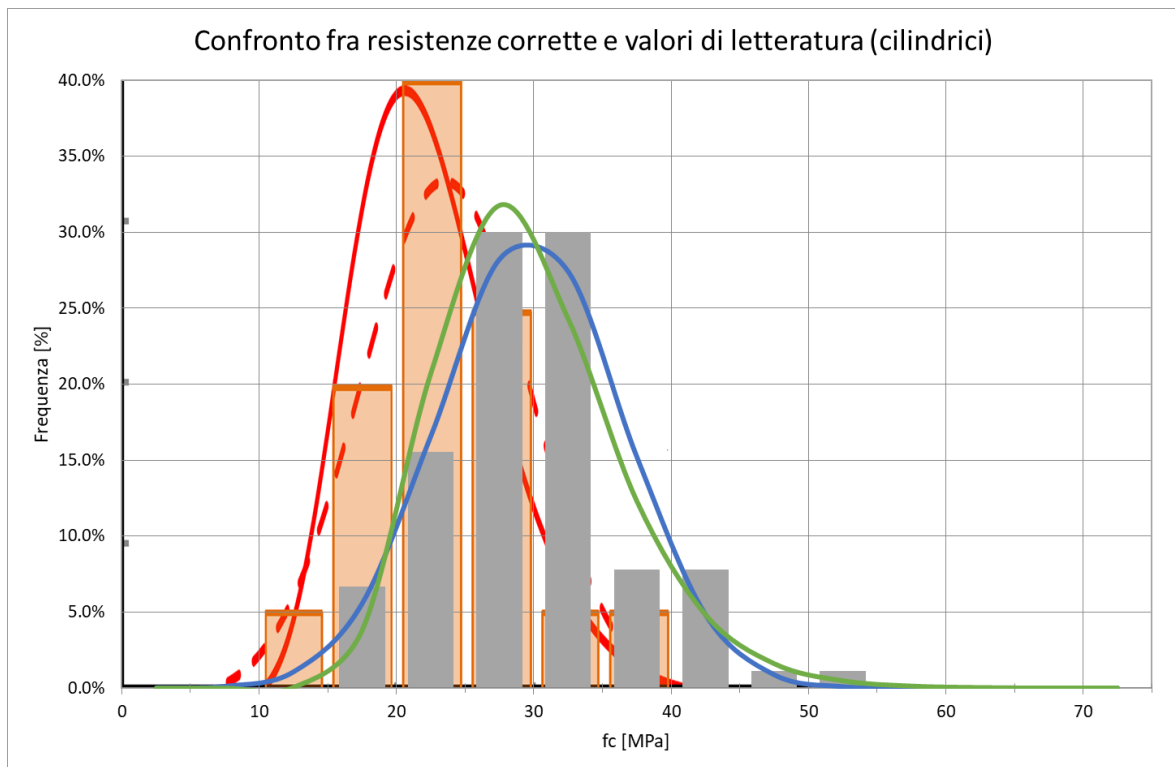


Figura 17

Alla luce di tale paragone, si può notare come nel complesso la banchina Taliercio è caratterizzata da una resistenza a compressione superiore rispetto alle altre strutture dell'epoca, ma al tempo stesso, anche da una più ampia variabilità dei valori delle resistenze misurate, che porta ad una maggiore incertezza nella determinazione di un unico parametro caratteristico per l'intera opera (resistenza media a compressione,  $f_{cm}$ ).

Anche se questa variabilità dei dati risulta in linea con le dimensioni dell'opera, per il gran numero di fasi necessarie alla sua realizzazione – con numerosi getti che si sviluppano in un ampio arco temporale - , questa andrà tenuta in conto nelle fasi finali dello studio, relativamente alla scelta del livello di confidenza.

In definitiva il valore della resistenza di calcolo identificato, che per il calcestruzzo corrisponde alla resistenza a compressione media (o resistenza strutturale media), è assunto come segue:  **$R_m = 35,8 \text{ MPa}$**

## 4.2 Caratterizzazione dell'acciaio

Nel caso in esame si avevano a disposizione 29 spezzoni di armatura estratti da 16 delle 18 sezioni disponibili e nello specifico 2 per sezione ad eccezione delle sezioni 9, 10 e 11 dove è stato estratto un solo spezzone (*Figura 18*).

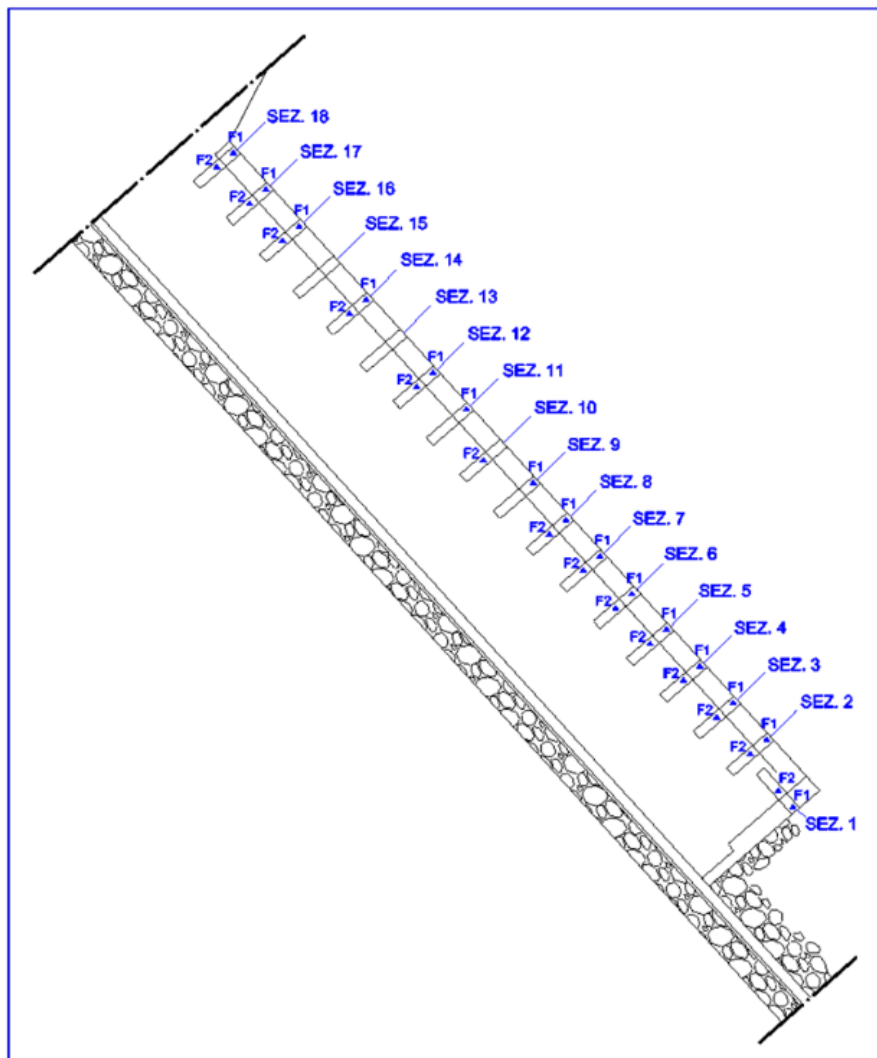


Figura 18

Per quanto riguarda l'acciaio i parametri meccanici di interesse sono i valori medi della resistenza allo snervamento  $f_y$  e di quella a rottura  $f_t$ , che sono stati definiti sulla base dei risultati delle prove dirette di trazione realizzate sui campioni a disposizione (*Tabella 5*).

Tabella 5

| Sigla  | Ø<br>[mm]         | Tipo di<br>barra | Sez.Eff.<br>(1)<br>[mm <sup>2</sup> ] | Massa<br>[kg/m] | Snervam.<br>Fy<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | Rottura<br>Ft<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | All. A <sub>5</sub><br>[%] |
|--------|-------------------|------------------|---------------------------------------|-----------------|--|---------------------------------------|----------------------------|
| S1_F1  | 26 <sup>(2)</sup> | a.m.             | 521                                   | 4.086           | 384                                    | 588                                   | 15                         |
| S1_F2  | 26                | a.m.             | 513                                   | 4.028           | 499                                    | 820                                   | 15                         |
| S2_F1  | 26 <sup>(1)</sup> | a.m.             | 528                                   | 4.147           | 380                                    | 588                                   | 8                          |
| S2_F2  | 26                | a.m.             | 543                                   | 4.263           | 489                                    | 786                                   | 10                         |
| S3_F1  | 26 <sup>(1)</sup> | a.m.             | 497                                   | 3.905           | 475                                    | 783                                   | 14                         |
| S3_F2  | 26                | a.m.             | 525                                   | 4.123           | 527                                    | 866                                   | 13                         |
| S4_F1  | 26 <sup>(1)</sup> | a.m.             | 470                                   | 3.687           | 345                                    | 442                                   | 5                          |
| S4_F2  | 26                | a.m.             | 522                                   | 4.096           | 379                                    | 595                                   | 21                         |
| S5_F1  | 26 <sup>(1)</sup> | a.m.             | 453                                   | 3.553           | 422                                    | 623                                   | 7                          |
| S5_F2  | 26                | a.m.             | 530                                   | 4.159           | 452                                    | 741                                   | 17                         |
| S6_F1  | 26 <sup>(1)</sup> | a.m.             | 508                                   | 3.989           | 440                                    | 690                                   | 10                         |
| S6_F2  | 20                | a.m.             | 319                                   | 2.503           | 515                                    | 754                                   | 10                         |
| S7_F1  | 26 <sup>(2)</sup> | a.m.             | 520                                   | 4.079           | 421                                    | 703                                   | 11                         |
| S7_F2  | 12                | a.m.             | 117                                   | 0.921           | 463                                    | 701                                   | 24                         |
| S8_F1  | 25                | a.m.             | 479                                   | 3.763           | 635                                    | 829                                   | 22                         |
| S8_F2  | 25                | a.m.             | 480                                   | 3.767           | 426                                    | 765                                   | 24                         |
| S9_F1  | 24 <sup>(2)</sup> | a.m.             | 477                                   | 3.747           | 274                                    | 398                                   | 23                         |
| S10_F2 | 24                | a.m.             | 452                                   | 3.547           | 466                                    | 796                                   | 15                         |
| S11_F1 | 24 <sup>(2)</sup> | a.m.             | 474                                   | 3.721           | 272                                    | 416                                   | 24                         |
| S12_F1 | 26                | a.m.             | 510                                   | 4.000           | 450                                    | 599                                   | 29                         |
| S12_F2 | 26                | a.m.             | 505                                   | 3.966           | 455                                    | 599                                   | 29                         |
| S14_F1 | 26                | a.m.             | 532                                   | 4.178           | 299                                    | 481                                   | 25                         |
| S14_F2 | 26                | a.m.             | 528                                   | 4.142           | 281                                    | 425                                   | 26                         |
| S16_F1 | 25                | a.m.             | 473                                   | 3.715           | 414                                    | 627                                   | 12                         |
| S16_F2 | 25                | a.m.             | 499                                   | 3.920           | 406                                    | 662                                   | 21                         |
| S17_F1 | 25                | a.m.             | 485                                   | 3.798           | 392                                    | 662                                   | 13                         |
| S17_F2 | 25                | a.m.             | 492                                   | 3.862           | 402                                    | 658                                   | 18                         |
| S18_F1 | 25                | a.m.             | 493                                   | 3.872           | 368                                    | 586                                   | 27                         |
| S18_F2 | 25                | a.m.             | 482                                   | 3.785           | 395                                    | 626                                   | 26                         |
|        |                   |                  |                                       |                 | <b>418</b>                             | <b>649</b>                            | <b>18</b>                  |

In definitiva il valore delle resistenze di calcolo impiegate per l'acciaio sono le seguenti:

- *Resistenza allo snervamento media:  $f_{y,m} = 420$  MPa*
- *Resistenza a rottura media:  $f_{t,m} = 650$  MPa*

## 5 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

In merito alle costruzioni esistenti, il paragrafo 8.5 delle NTC2018 specifica che *“Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso...”*, in particolare, al capo 8.5.4 viene specificato che *“...saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.”*

Perciò, recepito quanto previsto dalla normativa, è evidente come la sola caratterizzazione dei materiali non sia sufficiente a definire le resistenze di calcolo, in quanto risulta sempre essere presente una certa componente aleatoria (legata alla produzione, alla posa in opera o soprattutto al degrado nel tempo del materiale), che induce un certo grado di incertezza, più o meno ampio, sui valori dei parametri meccanici dei materiali.

Per questo la Norma introduce dei fattori riduttivi per passare dalle resistenze medie misurate alle resistenze per la verifica delle opere. Specificamente la circolare, al punto C8.5.4, indica che: *“I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.”*

Al fine di determinare il livello di conoscenza e quindi il livello di approfondimento raggiunto, si fa ancora una volta riferimento alla circolare esplicativa, che ci fornisce indicazioni più precise riassunte nella tabella C8.5.IV, di seguito riportata.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

| Livello di conoscenza | Geometrie (carpenterie)  | Dettagli strutturali  | Proprietà dei materiali  | Metodi di analisi                  | FC (*) |
|-----------------------|--|---|--|------------------------------------|--------|
| LC1                   | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ                                 | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ  | Analisi lineare statica o dinamica | 1,35   |
| LC2                   |  | Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ  | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ  | Tutti                              | 1,20   |
| LC3                   |  | Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ | Tutti                              | 1,00   |

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Nel caso in esame, avendo a disposizione disegni ed elaborati originali, ciò che occorre per determinare il **FC**, è se le prove sui materiali rientrano nella classe di prove limitate, estese o esaustive, in quanto non sono disponibili né certificati di prova originali né specifiche originali.

In tal senso la circolare propone la seguente tabella (C.8.5.V):

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

| Livello di Indagini e Prove | Rilievo(dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>                                       | Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>  |
|-----------------------------|--|---|
|                             | Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)   |   |
| <i>limitato</i>             | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi | 1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio |
| <i>esteso</i>               | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi | 2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio |
| <i>esaustivo</i>            | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi | 3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio |

Si può osservare che la circolare fa riferimento ad edifici per definire il livello di confidenza raggiunto; tuttavia, al fine di applicare tali indicazioni alla nostra opera, che non è sicuramente una struttura convenzionale, è ragionevole assumere che il numero di provini e campioni da estrarre ad ogni piano dell'edificio possa essere inteso come il numero richiesto per ogni gettata di calcestruzzo, sia che questa avvenga in altezza lungo un edificio sia che avvenga in orizzontale lungo una banchina.

Perciò, considerando le 36 gettate per realizzare i 18 cassoni (2 per cassone) e tenuto conto del numero di provini di calcestruzzo disponibili (90 provini) e del numero dei campioni di armatura estratti (29 campioni) si può definire il seguente livello di dettaglio raggiunto: **livello delle Prove esteso** (*prove estese in situ*).

Anche se il numero di campioni di armatura non sarebbe sufficiente, ricordando anche l'approssimazione fatta in precedenza, si osserva quanto riportato alla nota esplicativa (b) della tabella C8.5.V:

*“(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.)...”*

Alla luce di ciò, possiamo assumere il livello esteso anche per le prove sulle armature, poiché sufficienti ad identificare la tipologia di acciaio e la dimensione dei ferri, anche tenuto conto della presenza di tali informazioni nei progetti originali e della minore incertezza, che si ha nel complesso, per l'acciaio rispetto al calcestruzzo.

In definitiva, possiamo assumere un livello di conoscenza pari a **LC2** a cui corrisponde un fattore di confidenza **FC = 1,20** da applicare, come coefficiente riduttivo, ai valori medi delle proprietà dei materiali precedentemente determinati e che per completezza riportiamo nuovamente qui di seguito:

- *Resistenza a compressione media (o resistenza strutturale media):*  **$R_m = 35,8 \text{ MPa}$**
- *Resistenza allo snervamento media:*  **$f_{y,m} = 420 \text{ MPa}$**
- *Resistenza a rottura media:*  **$f_{t,m} = 650 \text{ MPa}$**

## 6 Azioni

In merito alle azioni da considerare ai fine delle verifiche di sicurezza di un'opera di sostegno le NTC2018 al capo 6.5.2 prevedono che: *“Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.”*

In aggiunta alle suddette azioni, va determinata anche l'azione sismica pertinente tenendo conto della Risposta Sismica Locale (RSL). La RSL può essere valutata tramite un approccio semplificato basato sulle categorie di sottosuolo (cap. 3.2.3) o tramite una specifica analisi di risposta sismica locale (cap.7.11.3.1).

### 6.1 Sovraccarichi

Per la banchina in esame sono previsti i seguenti carichi variabili:

- *sovraccarico distribuito*:  $q = 40 \text{ kN/m}^2$
- *tiro alla bitta (1 bitta ogni 25 m)*:  $T = 1000 \text{ kN}$
- *azione della gru (su ciascuna rotaia)*:  $p = 300 \text{ kN/m}$

### 6.2 Valutazione dell'azione sismica tramite approccio semplificato previsto da normativa per la RSL

Per l'opera in questione il sito di riferimento per la valutazione della pericolosità di base è Marina di Carrara, è una banchina classificabile nella Classe d'uso III per una vita nominale  $V_N$  di 50 anni; pertanto, l'azione sismica va valutata per un periodo di riferimento  $V_R$  di 75 anni.

In funzione del  $V_{s,eq}$  (che corrisponde al  $V_{s30}$  in tal caso) il sottosuolo in esame rientra nella categoria C; la categoria topografica di riferimento è T1.

Tabella 6

|                         |                   |
|-------------------------|-------------------|
| Sito di Riferimento     | Marina di Carrara |
| Categoria sottosuolo    | C                 |
| Categoria topografica   | T1                |
| Classe d'uso            | III               |
| Vita Nominale $V_N$     | 50 anni           |
| Periodo di Rifer. $V_R$ | 75 anni           |

In accordo con la normativa vigente le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale (identificati mediante il programma “Spettri Win”):

- accelerazione massima al sito  $a_g$ ;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in pseudo accelerazione orizzontale  $F_0$ ;
- periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_C^*$ .

Sulla base di questi fattori (dipendenti dal periodo di ritorno  $T_R$ , che è funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  e del periodo di riferimento  $V_R$ ) e delle informazioni sull’opera in esame, vengono identificati gli altri parametri necessari a definire l’azione sismica di progetto.

Tabella 7

| Spettro Elastico SLV (suolo C) |     |        |
|--------------------------------|-----|--------|
| $a_g$                          | [-] | 0.1436 |
| $F_0$                          | [-] | 2.3905 |
| $T_C^*$                        | [s] | 0.296  |
| $S_S$                          | [-] | 1.494  |
| $C_C$                          | [-] | 1.570  |
| $S_T$                          | [-] | 1      |
| $S$                            | [-] | 1.494  |
| $T_B$                          | [s] | 0.155  |
| $T_C$                          | [s] | 0.464  |
| $T_D$                          | [s] | 2.174  |
| $\xi$                          | [%] | 5      |
| $\eta$                         | [-] | 1      |

Sempre in riferimento allo stesso sito, ai fini di questo studio, si valuta anche lo spettro di risposta elastico in accelerazione su suolo di riferimento rigido (cat. A) con superficie topografica orizzontale (cat. T1).



Tabella 8

| Spettro Elastico SLV (suolo A) |     |        |
|--------------------------------|-----|--------|
| $a_g$                          | [-] | 0.1436 |
| $F_0$                          | [-] | 2.3905 |
| $T_C^*$                        | [s] | 0.2956 |
| $S_S$                          | [-] | 1.000  |
| $C_C$                          | [-] | 1.000  |
| $S_T$                          | [-] | 1      |
| $S$                            | [-] | 1.000  |
| $T_B$                          | [s] | 0.099  |
| $T_C$                          | [s] | 0.296  |
| $T_D$                          | [s] | 2.174  |
| $\xi$                          | [%] | 5      |
| $\eta$                         | [-] | 1      |

Di seguito sono riportati i due spettri elastici di progetto allo SLV, rispettivamente per categoria di sottosuolo C (tipico della nostra stratigrafia) e per categoria di sottosuolo A (spettro di base).

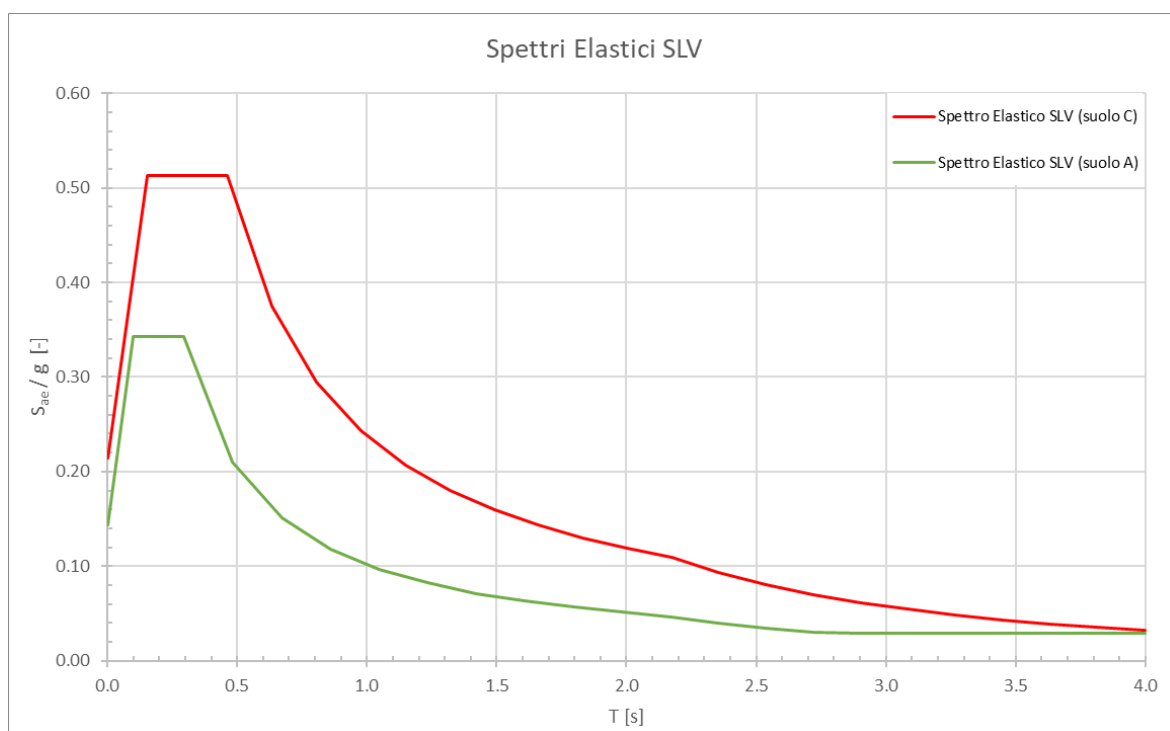


Figura 19

## **7 Definizione del modello geotecnico**

La progettazione di una qualsiasi opera richiede l'acquisizione di una certa quantità di informazioni e di dati; nell'ingegneria Geotecnica è necessario caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico il "volume significativo di terreno" ovvero quella parte di sottosuolo che influenza il comportamento dell'opera.

A tal fine è perciò richiesto un insieme di indagini che ci consentano di schematizzare al meglio la complessa situazione naturale in un modello geotecnico semplice, ma rappresentativo del volume significativo del terreno.

In tal senso, le NTC2018 al paragrafo 6.2.2 prevedono che: *"Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici..."*

*...I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito."*

### **7.1 Mezzi di indagine**

Per il riconoscimento dei terreni, e cioè per definire la costituzione del sottosuolo e la natura dei terreni in esso presenti (oppure e la litologia dei terreni in esso presenti), occorre eseguire scavi esplorativi o perforazioni di sondaggio.

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, sono possibili due vie: il prelievo di campioni con successiva sperimentazione in laboratorio, oppure l'esecuzione di prove in sito.

L'indagine con prove di laboratorio su campioni indisturbati consente una sperimentazione molto articolata ed accurata, ma opera su volumi di terreno assai ridotti ed inevitabilmente disturbati, in misura non sempre definibile, dalle operazioni stesse di prelievo.

Al contrario, con le prove in sito si opera in genere su maggiori volumi di terreno e nelle condizioni proprie del sito; tuttavia, ciò che si misura non è in genere una

proprietà del terreno, ma una grandezza da correlare in modo più o meno diretto alle proprietà del terreno.

I due tipi di indagine sono quindi in qualche modo complementari e tipicamente vengono adottati contemporaneamente.

### **7.1.1 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo**

La tecnica del sondaggio geognostico viene eseguita allo scopo di ricostruire il profilo stratigrafico del sito indagato mediante l'osservazione del materiale estratto, consente il prelievo di campioni indisturbati di terreno da testare in laboratorio e identifica una verticale in corrispondenza della quale è possibile realizzare delle prove (es.: SPT) o porre in opera strumenti di monitoraggio.

La perforazione a carotaggio continuo è una particolare tecnica di indagine diretta che permette la ricostruzione stratigrafica dettagliata e puntuale dei litotipi presenti nel sottosuolo.

Mediante un sistema oleodinamico, si imprime al carotiere sia pressione che rotazione così da asportare il terreno nel modo più indisturbato possibile; l'attrezzo è, in genere, composto da un sistema di aste collegate ad un tubo di acciaio, detto appunto carotiere, la cui estremità inferiore è costituita da una corona tagliente provvista di elementi in metallo duro o diamantati; inoltre è prevista la circolazione di un fluido (acqua, fango bentonitico,...) il cui scopo è quello di raffreddare la zona di perforazione (in modo da evitare l'essiccamento del terreno dovuto al calore sviluppato per attrito dalla rotazione della corona) ed asportare il materiale di risulta. La tecnica avviene per step successivi di perforazione ed estrazione delle carote, e prevede l'infissione per una lunghezza tale da riempire di terreno il carotiere che poi è riportato in superficie così da prelevare un nucleo di materiale (carota) che viene disposto in apposite cassette catalogatrici.

Così facendo, si ottiene un prelievo praticamente continuo delle carote di terreno se la tecnica di perforazione è adeguata alla natura del terreno, in termini di attrezzatura (carotiere e corona), velocità di rotazione e spinta, portata e pressione del fluido di circolazione.

### **7.1.2 Standard Penetration Test (SPT)**

Le prove penetrometriche dinamiche SPT sono state praticate nei fori di sondaggio per verificare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Queste consentono di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore standard, detto campionatore Raymond. La prova consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63.5 kg, da un'altezza di 76 cm su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è posizionato il campionatore Raymond; nello specifico, l'attrezzo viene infisso per tre avanzamenti consecutivi di 15 cm ciascuno e si misura il numero di colpi di maglio necessari per la penetrazione del campionatore per ciascun avanzamento.

Per l'esecuzione si procede all'infissione preliminare per i primi 15 cm, che rappresenta il tratto di avviamento e che non viene tenuto in conto nella valutazione della prova; si conta quindi il numero di colpi  $N_1$  necessari alla penetrazione fino ad un valore massimo di 50, se per  $N_1 = 50$  l'avanzamento è minore di 15 cm allora l'infissione è sospesa e la prova è conclusa annotando la relativa penetrazione.

Successivamente si procede all'infissione vera e propria per un tratto di 30 cm, rilevando il numero di colpi  $N_2$  necessari a produrre l'infissione per 15 cm ed il numero di colpi  $N_3$  per gli ulteriori 15 cm; anche in questo caso se con  $N_2 + N_3 = 100$  non si raggiunge l'avanzamento di 30 cm allora l'infissione è sospesa e la prova è conclusa annotando la relativa penetrazione.

Inoltre, è possibile prelevare un campione rimaneggiato di terreno da trasferire in laboratorio per eventuali prove di classificazione.

In conclusione, l'indice  $N_{SPT}$  (o indice di resistenza alla penetrazione SPT) è una misura indiretta dell'energia necessaria a determinare la rottura del terreno e corrisponde al numero di colpi  $N$  necessario ad una penetrazione del campionatore pari a 30 cm dopo 15 cm di infissione dinamica per il posizionamento.

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

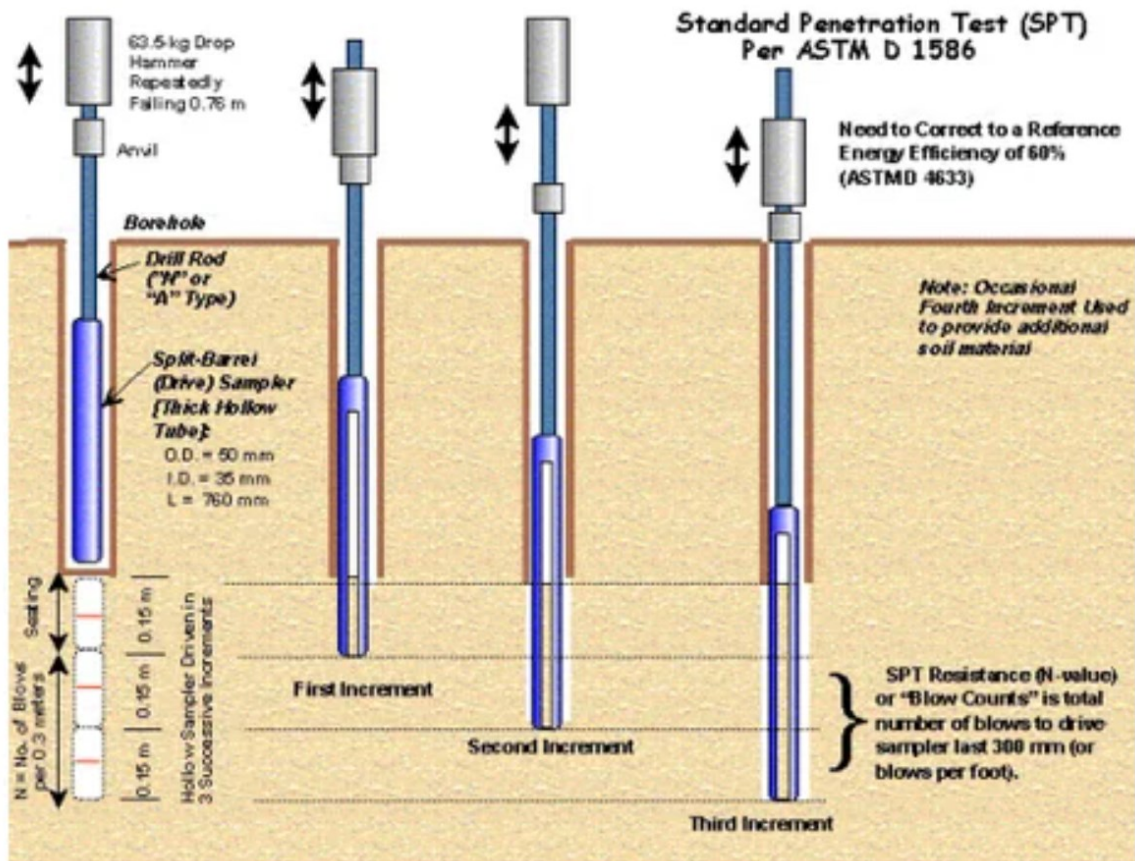


Figura 20

### 7.1.3 Prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU)

È una tipologia di prova penetrometrica statica (*Cone Penetration Test*) con punta elettrica e misura delle pressioni interstiziali, permette quindi di misurare la pressione alla punta necessaria all'avanzamento nel terreno, la tensione laterale e la pressione interstiziale sulla pietra porosa in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale alla centralina posta in superficie.

Come la CPT classica permette di identificare la successione stratigrafica lungo la verticale e di stimare molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse), con l'unica differenza che misurando anche la pressione dell'acqua permette di ottenere un valore corretto della resistenza alla punta, particolarmente importante per le verticali in argille tenere dove l'avanzamento della punta crea sovrappressioni che fanno variare di molto i valori; in questo modo l'effetto viene praticamente annullato.

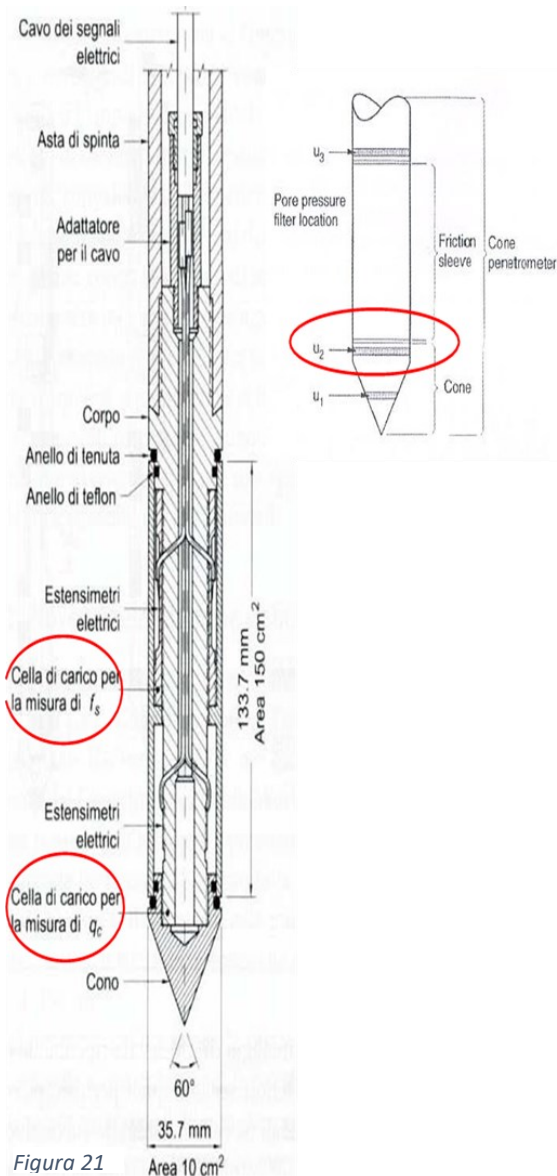


Figura 21 Area 10 cm<sup>2</sup>

Resistenza alla punta non corretta:  $q_t = Q_t/A_c$

Resistenza laterale:  $f_s = Q_s/A_s$

Sono entrambe determinati alle medesime profondità

Rapporto di attrito:  $R_f = 100 \cdot f_s/q_t$

Indice di attrito:  $I_f = q_c/f_s$

Resistenza alla punta totale (corretta):

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

dove:

a è il rapporto delle aree ( $a = A_N/A_c$ );

$A_N$  è l'area della cella di carico;

$A_c$  è la sezione del cono (proiettata);

$u_2$  è la pressione nei pori in penetrazione in corrispondenza della parte cilindrica del cono.

### 7.1.4 Prova Down-Hole

La Down-Hole rientra nella categoria delle prove geofisiche, le quali, a differenza dei sondaggi geognostici, sono delle indagini di tipo "indiretto", poiché misurano la variazione di determinate proprietà fisiche dei terreni a cui poter correlare grandezze geotecniche.

Le prove geofisiche si basano sulle seguenti ipotesi:

- Terreno caratterizzato da stratigrafia orizzontale;
- Terreno come mezzo omogeneo, isotropo e non confinato;
- Legame tenso-deformativo di tipo elastico lineare (piccole deformazioni);
- $\gamma_c$  basse (sorgente emette un segnale poco intenso).

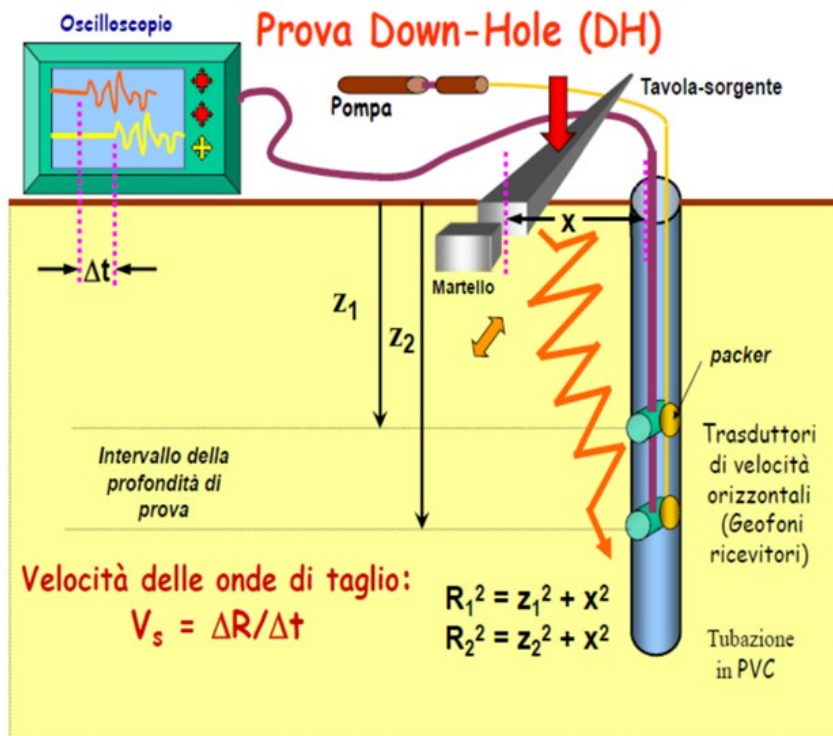


Figura 22

La Down-Hole è una tipologia di prova intrusiva attiva che permette la caratterizzazione sismica dei terreni attraverso la misurazione delle onde P ed S. Lo strumento è composto da una sorgente meccanica ubicata in superficie e due ricevitori ubicati in foro e la geometria della prova è completamente nota.

Sorgente: costituita da dispositivi di natura meccanica o elettrodinamico che generano perturbazioni, dotati di triggered per determinare l'esatta partenza della perturbazione.

Ricettore: sono geofoni o sismometri che permettono di trasformare il segnale (energia sismica) in energia elettrica.

La prova consiste nel produrre un impulso che si trasmette dalla sorgente, generalmente una piastra colpita con un martello, fino al ricevitore; al fine di generare le onde P la piastra è colpita in direzione verticale, mentre per produrre onde S la piastra è energizzata orizzontalmente.

Dopodiché si misura il tempo che l'onda impiega a raggiungere il ricevitore ed essendo nota la sua distanza rispetto alla sorgente è possibile determinare le velocità di propagazione delle varie onde nel terreno (Figura 22).

Per riconoscere le onde P dalle S nel sistema di acquisizione (sismografo) sappiamo che le onde P sono caratterizzate da basso periodo e ampiezza modesta, mentre le onde S da ampiezza e periodo almeno doppi.

La prova per la sua composizione (sorgente in superficie e ricevitore in foro) offre, in generale, misurazioni meno accurate rispetto alla Cross-Hole dovute all'eterogeneità degli strati (difficoltà nel caratterizzare sottosuoli fortemente stratificati), ma presenta costi più modesti rispetto a quest'ultima, grazie alla rapidità della prova.

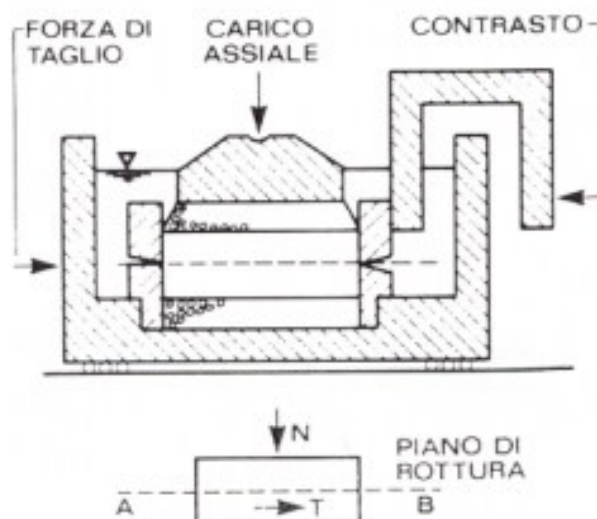
### **7.1.5 Prove di laboratorio**

Al fine di determinare le proprietà fisico-meccaniche dei terreni, oltre a far riferimento alle misure in sito, si possono realizzare delle prove di laboratorio, che, come osservato in precedenza, offrono una sperimentazione molto articolata ed accurata, ma su volumi di terreno assai ridotti.

In realtà, se il terreno si comportasse come un mezzo elastico lineare isotropo sarebbe sufficiente una semplice prova di compressione; tuttavia, vista la complessità del comportamento delle terre ed in particolare la mancanza di una relazione biunivoca tra sforzi e deformazioni, funzione anche del percorso di sollecitazione applicato, si rende necessario il ricorso a prove diverse e specifiche.

#### Prova di Taglio diretto

Una rappresentazione schematica della cella dell'apparecchiatura è mostrata in *Figura 23*.



*Figura 23*

La prova si esegue su almeno tre provini, che in genere hanno sezione quadrata di lato 60÷100 mm e altezza 20÷40 mm.



La dimensione massima dei grani di terreno deve essere almeno 6 volte inferiore all'altezza del provino, per cui sono escluse le ghiaie e i ciottoli, salvo che non si disponga di apparecchiature speciali, molto grandi.

Durante la prima fase si applica un carico verticale e si misurano gli abbassamenti nel tempo del provino, controllando in tal modo il processo di consolidazione e quindi il raggiungimento della pressione verticale efficace media  $\sigma_a = \frac{F_v}{A}$  essendo A la sezione orizzontale del provino; la durata della prima fase dipende dalla permeabilità del terreno e dall'altezza del provino.

Nella seconda fase si applica una velocità costante di scorrimento orizzontale relativo fra le due parti del telaio, producendo il taglio del provino nel piano orizzontale medio.

Durante la fase di taglio si controlla lo spostamento orizzontale relativo  $\delta$  e si misurano la forza di taglio orizzontale  $T(\delta)$ , che si sviluppa per reazione allo scorrimento, oltre alle variazioni di altezza del provino.

La velocità di scorrimento deve essere sufficientemente bassa da non indurre sovrapressioni interstiziali.

La prova va portata fino alla chiara individuazione della forza resistente di picco  $T_f$  o fino ad uno spostamento pari al 20% del lato del provino.

La tensione efficace normale a rottura  $\sigma_a$  e la tensione tangenziale media a rottura sul piano orizzontale  $\tau_f = \frac{T_f}{A}$  sono le coordinate di un punto del piano di Mohr.

Ripetendo la prova con differenti valori di  $F_v$  (almeno tre) si ottengono i punti sperimentali che permettono di tracciare la retta di equazione  $\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$  e quindi di determinare i parametri di resistenza al taglio  $c'$  e  $\phi'$ :

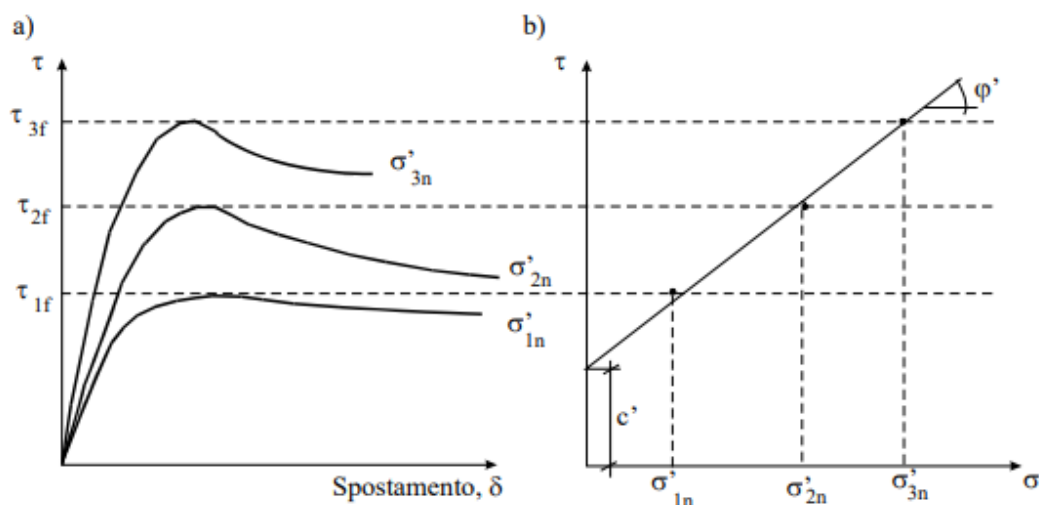
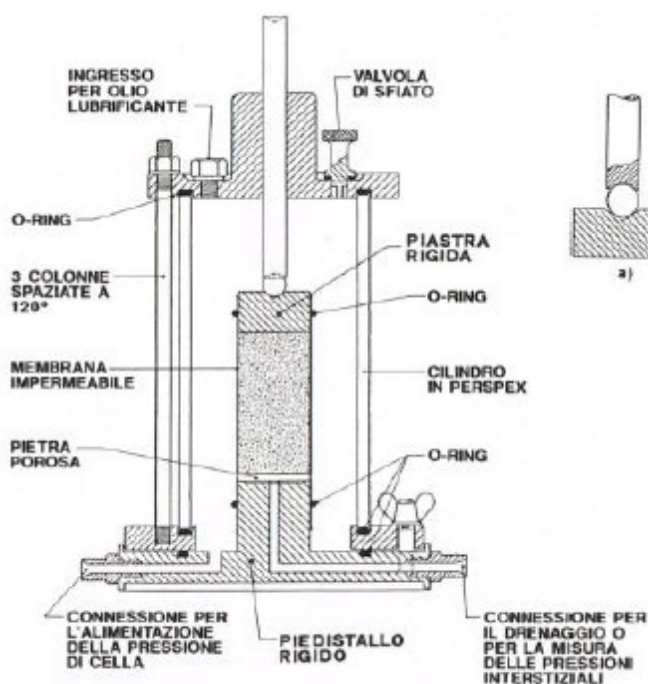


Figura 24

In *Figura 25* è rappresentato lo schema di un apparecchio per prove triassiali standard.



*Figura 25*

I provini di terreno hanno forma cilindrica con rapporto altezza/diametro generalmente compreso tra 2 e 2,5 con il diametro che è di norma 35 o 50 mm.

Poiché il diametro deve essere almeno 10 volte maggiore della dimensione massima dei grani, prove triassiali su terreni contenenti ghiaie o ciottoli sono di difficile realizzazione poiché richiedono apparecchiature speciali di grandi dimensioni.

Lo stato tensionale a cui è soggetto un provino durante una prova triassiale è di tipo assial-simmetrico e rimane tale durante tutte le fasi della prova, quindi le tensioni principali agiscono sempre lungo le direzioni assiale e radiali del provino.

Tra il basamento e il provino è posto un disco di materiale poroso molto permeabile, protetto da un disco di carta filtro che evita l'intasamento dei pori.

Anche superiormente al provino è posto un disco di carta filtro ed una pietra porosa, sopra la quale è appoggiata una piastra circolare di carico.

La superficie laterale del provino è rivestita con una membrana di lattice di gomma, molto flessibile ed impermeabile, stretta con guarnizioni di gomma (O-ring) al basamento inferiore ed alla piastra di carico superiore.

Talvolta tra la superficie laterale del provino e la membrana di lattice di gomma sono poste strisce verticali di carta filtro.

La cella di perspex è riempita d'acqua che può essere messa in pressione esercitando così uno stato di compressione isotropa sul provino.

I tubi di drenaggio possono essere anche utilizzati per misurare la variazione di volume dell'acqua o possono essere chiusi e collegati a strumenti di misura della pressione dell'acqua.

Il tetto della cella è attraversato da un'asta verticale scorrevole (pistone di carico) che può trasmettere un carico assiale al provino attraverso la piastra di carico.

Le prove triassiali standard sono condotte secondo tre modalità:

- prova triassiale consolidata isotropicamente drenata (**TxCID**),
- prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (**TxCIU**),
- prova triassiale non consolidata non drenata (**TxUU**).

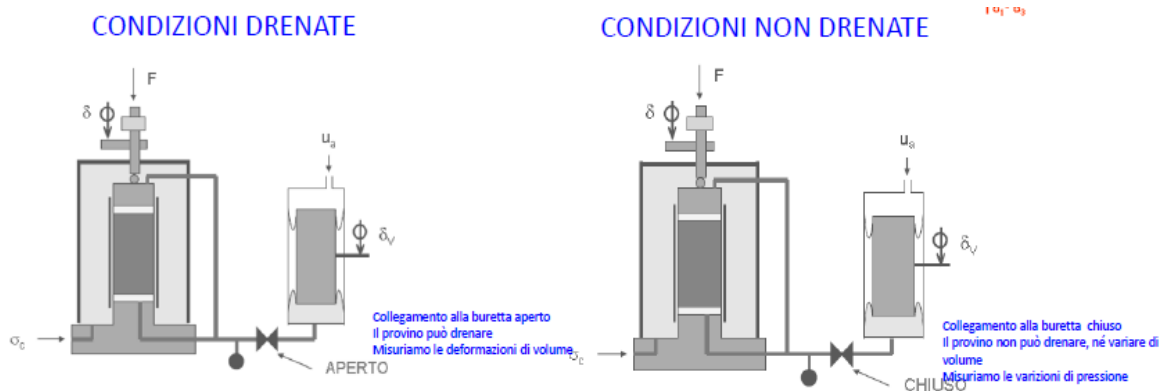


Figura 26

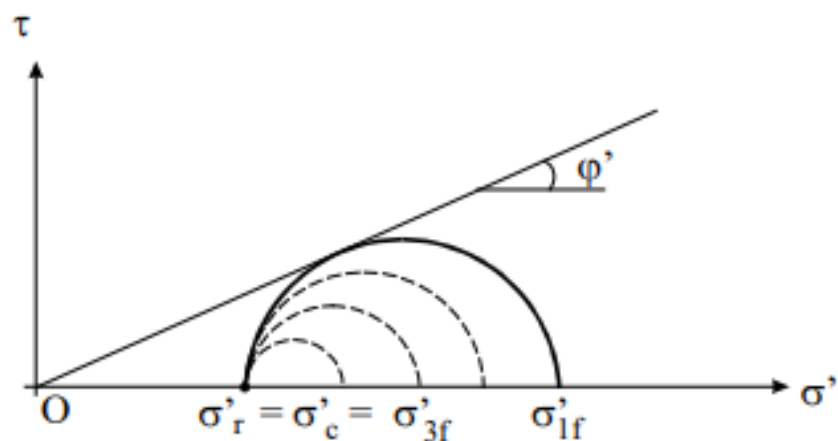


Figura 27

Prova triassiale consolidata isotropicamente drenata (TxCID)

Dopo avere eseguito la saturazione, la prova si svolge in due fasi.

Nella prima fase il provino saturo è sottoposto a compressione isotropa mediante un incremento della pressione di cella ( $\sigma_c$  pressione di consolidazione), a drenaggi aperti fino alla completa consolidazione ( $\Delta V=0$  o  $\Delta u=\text{cost}$ ).

La pressione di consolidazione,  $\sigma'_c$ , è pari alla differenza fra pressione di cella (totale),  $\sigma_c$ , e la contropressione interstiziale,  $\Delta u$ ).

Il processo di consolidazione è controllato attraverso la misura nel tempo del volume di acqua espulso e raccolto in una buretta graduata.

Nella seconda fase, ancora a drenaggi aperti, si fa avanzare il pistone a velocità costante e sufficientemente bassa da non produrre sovrappressioni interstiziali all'interno del provino.

Durante la seconda fase è controllata la variazione nel tempo dell'altezza del provino (prova a velocità di deformazione assiale costante e lenta per mantenere  $\Delta u=0$ ), e sono misurate la forza assiale esercitata dal pistone,  $F_a$ , e la variazione di volume del provino  $\Delta V$ .

$$\sigma_a = \sigma_1 \quad ; \quad \sigma_r = \sigma_3 \quad ; \quad t = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2} \quad ; \quad s' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2}$$

$$1) \quad \sigma_a = \sigma_r = \sigma_c \quad ; \quad t = 0 \quad ; \quad s = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2} = \sigma_c$$

$$2) \quad \sigma_a = \frac{F_a}{A} + \sigma_c \quad ; \quad \sigma_r = \sigma_c \quad ; \quad \Delta\sigma_a = \frac{F_a}{A} \quad ; \quad \Delta\sigma_r = 0 \quad (\text{rimane costante})$$

$$t = \frac{F_a}{2A} = \Delta t \quad ; \quad \Delta s = \frac{\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_r}{2} = \frac{F_a}{2A}$$

Poiché durante la fase di compressione assiale la pressione di cella  $\sigma_c$  rimane costante e non si sviluppano sovrappressioni interstiziali le pressioni efficace coincidono con le pressioni totali ( $\sigma' = \sigma$ ); la pressione radiale efficace che corrisponde alla tensione efficace principale minore ( $\sigma'_r = \sigma'_3$ ) rimane costante, mentre cresce la tensione efficace assiale media,  $\sigma'_a$ , che corrisponde alla tensione efficace principale maggiore ( $\sigma'_a = \sigma'_1$ ).

La prova deve essere eseguita su almeno tre provini a differenti pressioni di consolidazione  $\sigma_c$ .

I cerchi di Mohr a rottura dei tre provini sono tangenti alla retta di equazione:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan\varphi' = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi'$$

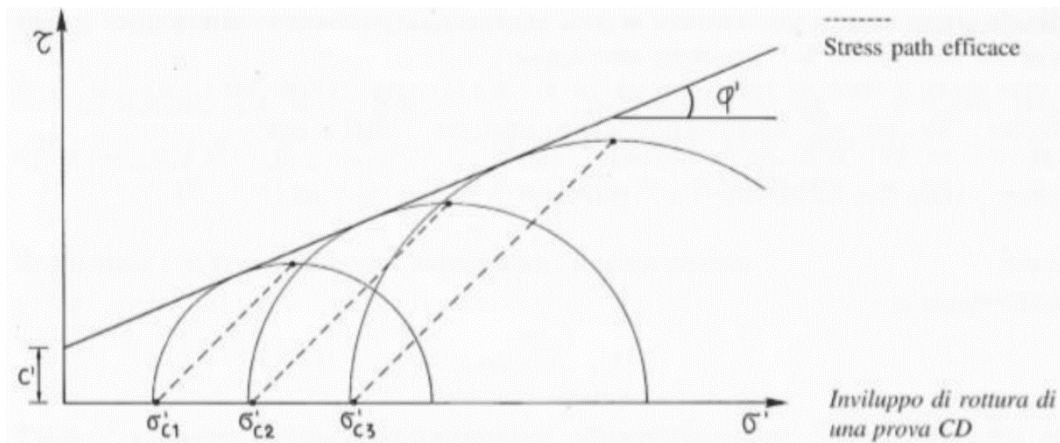


Figura 28

### Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TxCIU)

Anche questa prova, una volta eseguita la saturazione, si svolge in due fasi, la prima delle quali è identica a quella della prova precedente.

Nella seconda fase, a drenaggi chiusi e collegati a trasduttori che misurano la pressione dell'acqua nei condotti di drenaggio e quindi nei pori del provino, si fa avanzare il pistone a velocità costante, anche relativamente elevata.

Durante la seconda fase è controllata la variazione nel tempo dell'altezza del provino, e sono misurate:

- la forza assiale esercitata dal pistone  $F_a$
- la variazione di pressione interstiziale  $\Delta u$  all'interno del provino.

In questo tipo di prova, durante la fase di compressione assiale la pressione di cella  $\sigma_c$  rimane costante (e quindi anche la pressione radiale totale  $\sigma_r = \sigma_c$ ), mentre la pressione interstiziale  $u$ , inizialmente pari a  $u_0$ , varia ( $\Delta u$ ).

Di conseguenza variano sia la tensione efficace assiale media,  $\sigma'_a = \sigma_a - \Delta u$ , che corrisponde alla tensione efficace principale maggiore ( $\sigma'_a = \sigma'_1$ ), sia la pressione radiale efficace,  $\sigma'_r = \sigma_c - \Delta u$ , che corrisponde alla tensione efficace principale minore ( $\sigma'_r = \sigma'_3$ ).

Per un dato terreno e a parità di pressioni di consolidazione, i risultati delle prove TxCIU, interpretati in termini di tensioni efficaci, sono sostanzialmente analoghi ai risultati delle prove TxCID.

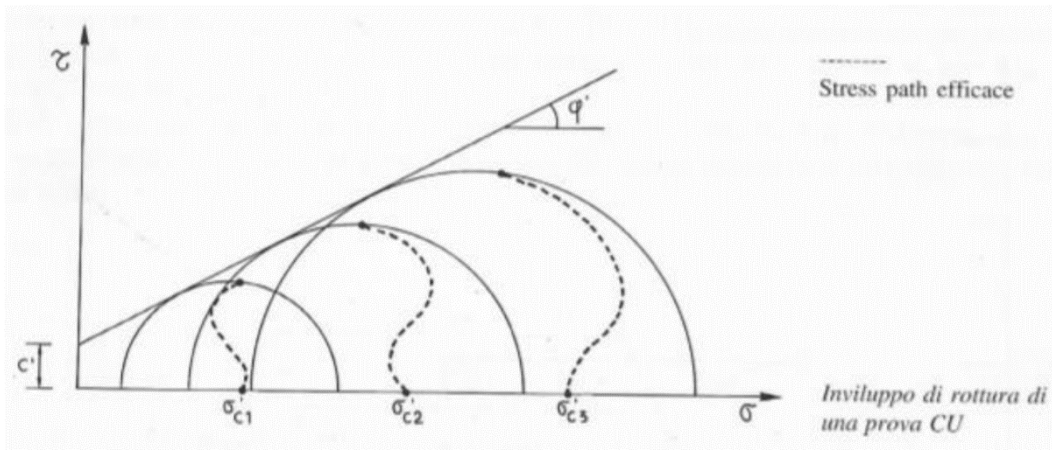


Figura 29

**Prova triassiale non consolidata non drenata (TxUU)**

Nella prima fase, dopo avere chiuso i drenaggi, il provino è sottoposto a compressione isotropa portando in pressione il fluido di cella al valore assegnato di pressione totale  $\sigma_c$ .

Nella seconda fase, a drenaggi ancora chiusi, si fa avanzare la pressa su cui si trova la cella triassiale a velocità costante, anche piuttosto elevata.

Durante la seconda fase è controllata la variazione nel tempo dell'altezza del provino,  $\Delta H$ , ed è misurata la forza assiale esercitata sul provino,  $F$ , mentre di norma non è misurato l'incremento di pressione interstiziale.

La prova viene eseguita su almeno tre provini a differenti pressioni totali di cella.

Poiché la pressione efficace di consolidazione dei tre provini è la stessa, i cerchi di Mohr a rottura dei tre provini nel piano delle tensioni totali avranno lo stesso diametro e quindi saranno involuppati da una retta orizzontale di equazione:

$$\tau = c_u$$

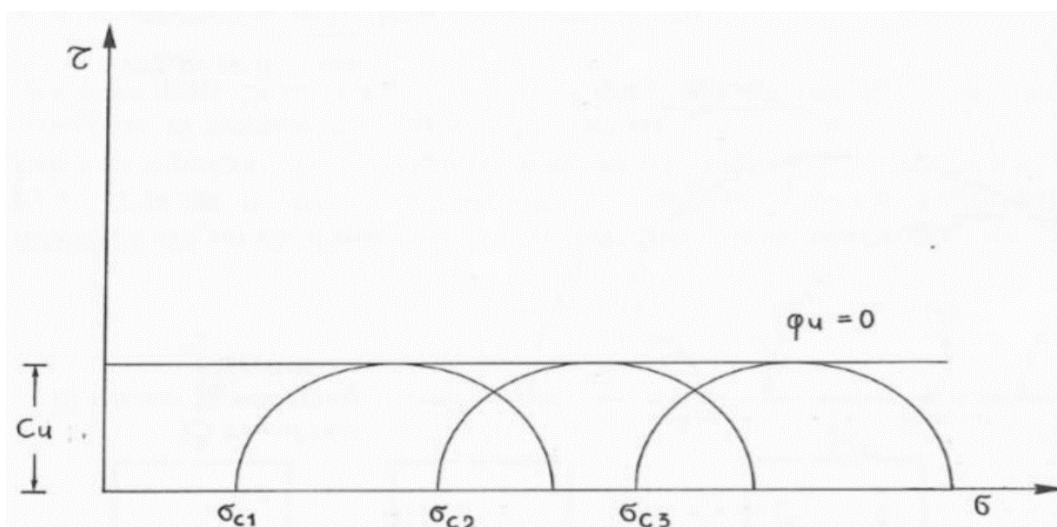


Figura 30

## 7.2 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

Per la caratterizzazione dei terreni e la definizione del modello geotecnico dell'area di interesse si è fatto riferimento ai dati estrapolati da quelle svolte nell'area portuale di Marina di Carrara nell'ultimo ventennio integrata da alcune prove specifiche e mirate eseguite nel 2021.

In merito alla Banchina Taliercio, e alle indagini svolte in corrispondenza della stessa, si hanno a disposizione le seguenti prove ed analisi (ECOCANTIERI s.r.l.) eseguite nel 2021 (Figura 31):

- n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo – di cui due condizionati con tubo in PVC per successiva esecuzione di prove CPT a partire da profondità di -15.00 m dal piano banchina ed il terzo condizionato con tubazione in PVC per esecuzione di prova Down-Hole tra le profondità di -15 e -45 m dal piano di banchina;
- n. 12 prove penetrometriche dinamiche SPT – eseguite nel corso dei sondaggi geognostici;
- n. 5 campioni indisturbati – prelevati nel corso del sondaggio S3;
- n. 11 campioni rimaneggiati – prelevati nel corso dei sondaggi S1, S2 e S3;
- n. 1 prova CPTU – nella verticale del sondaggio S2 (nella tubazione predisposta in S1 per esecuzione dell'altra prova si è rinvenuto sul fondo sedimento grossolano che ha reso impossibile l'esecuzione della rispettiva prova CPTU);
- n. 1 prova Down-Hole – nella verticale del sondaggio S3.



Figura 31

Oltre a queste, si è fatto riferimento ad altre prove ed analisi, più o meno distanti dalla Banchina Taliercio, ma comunque sempre in corrispondenza del porto di Marina di Carrara, di seguito elencate:

- prove ed indagini 2020 (GeoService s.n.c.), che comprendono:
  - *n. 1 sondaggio a carotaggio continuo* – spinto fino alla profondità di 31m dal fondo marino;
  - *n. 19 campioni rimaneggiati* – di cui n. 6 da carotiere semplice e n.13 da carotiere Raymond;
  - *n. 6 campioni indisturbati* – mediante campionatore Osterberg;
  - *n. 13 prove penetrometriche dinamiche SPT a punta aperta.*
  
- prove ed indagini 2015 (Geotirreno S.r.l.), che comprendo:
  - *n. 6 sondaggi a carotaggio continuo* – fino a profondità variabili tra 32 e 37m e di cui n. 4 su pontone galleggiante e n. 2 a terra in adiacenza al faro ubicato in testa alla banchina di ponente;
  - *n. 24 campioni rimaneggiati;*
  - *n. 74 prove penetrometriche dinamiche SPT* – eseguite nel corso dei sondaggi geognostici ogni due metri.
  
- prove ed indagini 2014 (EPTA Consult s.c.r.l.), che comprendo:
  - *n. 3 indagini MASW in onde di Rayleigh* – eseguite su tre linee a mare;
  - *n. 3 indagini geofisiche a rifrazione in onde P* – gli allineamenti corrispondono a quelli delle linee MASW a mare;
  - *n. 1 indagine geofisica a rifrazione in onde P e SH* – eseguita su linea a terra;
  - *n. 9 indagini geofisiche mediante tecnica di sismica passiva a stazione singola.*



### **7.2.1 Identificazione stratigrafica**

Ancor prima di determinare i parametri meccanici del terreno, risulta necessario suddividere il sottosuolo in strati, cioè spessori di terreno che possano essere considerati omogenei e ai quali sarà poi possibile associare dei valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche.

In prima analisi si è fatto riferimento allo studio di microzonazione sismica del territorio comunale di Carrara realizzato nel 2016 - che propone una macro-suddivisione del sottosuolo nell'area del porto di Carrara - e ai risultati di sondaggi geognostici a carotaggio continuo, che permettono una prima distinzione dei terreni che compongono il sottosuolo.

In aggiunta a ciò, sono stati anche valutati i risultati delle prove di laboratorio relative alla distribuzione granulometrica, visto il gran numero di campioni disponibili.

Tuttavia, il semplice riconoscimento del terreno permette solamente la determinazione del modello stratigrafico, mentre per associare dei parametri geotecnici ai diversi strati devono essere tenuti in conto anche i risultati di prove meccaniche in sito e in laboratorio.

Tra le prove che si hanno a disposizione, quella che sicuramente risulta più utile, anche ai fini dell'identificazione stratigrafica, è la prova penetrometrica statica con piezocono (CPTu), che però raggiunge profondità relativamente modeste.

Per mezzo delle misurazioni derivanti dalle CPTu è possibile fare una prima distinzione tra terreni coesivi ed incoerenti; infatti, nei punti in cui la sovrappressione interstiziale è elevata e si discosta da quella idrostatica (lineare) probabilmente abbiamo a che fare con un terreno coesivo, mentre nei punti in cui la resistenza alla punta raggiunge valori molto elevati (picchi) probabilmente avremo un terreno incoerente.

Si riporta un'immagine a titolo di esempio.

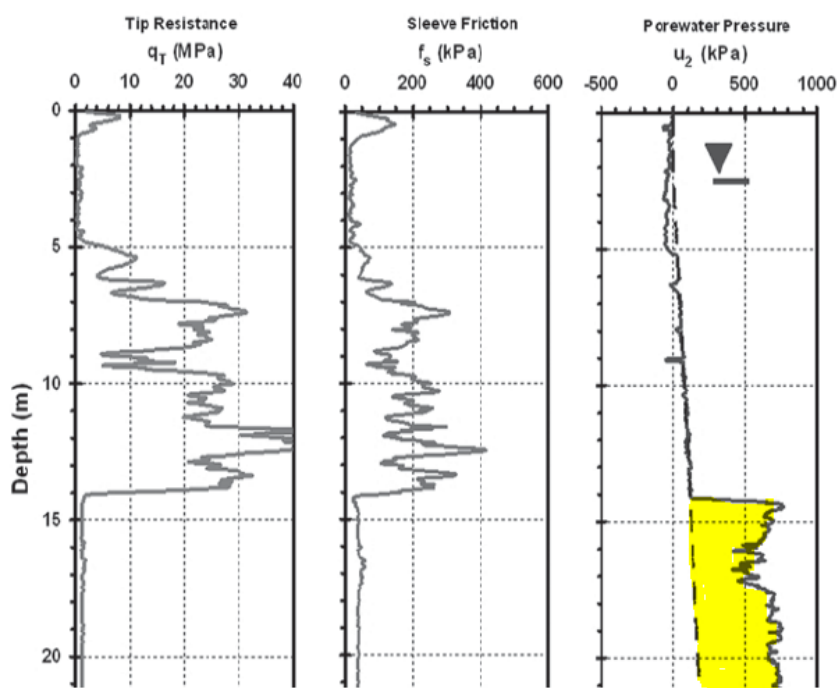


Figura 32

Di seguito si riportano i risultati nel caso in questione.

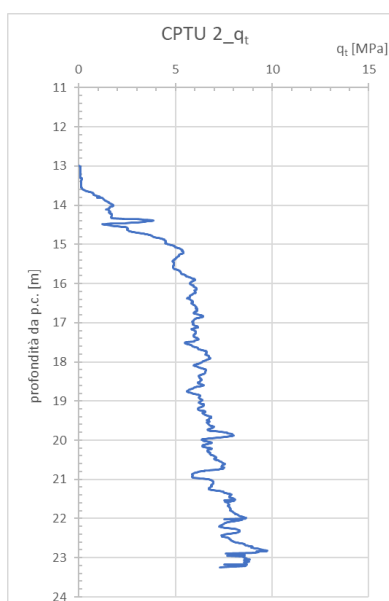


Figura 33

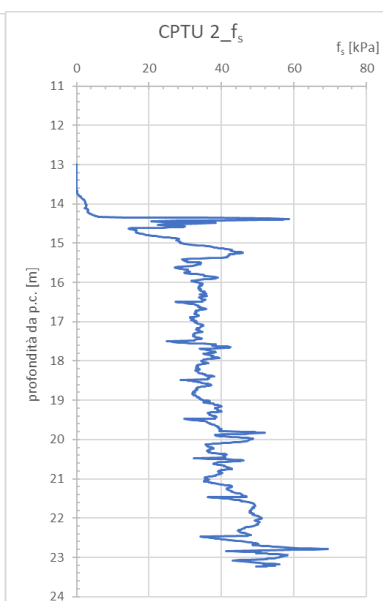


Figura 34

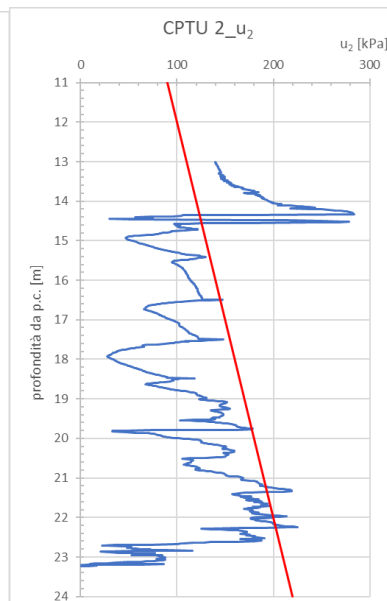


Figura 35

Osservando il diagramma in *Figura 33* si nota che il valore di  $q_t$  cresce gradualmente fino a valori di 6 MPa che si mantengono costanti sino a profondità di 19 m dal piano banchina per poi tornare a crescere gradualmente fino a valori di 8-9 MPa a fine prova (limite di spinta dell'attrezzatura per non compromettere l'integrità della punta).

Analizzando, invece, la curva della pressione interstiziale (Figura 35) si nota che i valori rimangono per la maggior parte della curva nell'intorno dei 100 kPa fatta eccezione per un livelletto superficiale, probabilmente causato dall'iniziale infissione dello strumento, e per il tratto tra 21 e 22.5 m da piano banchina dove i valori di  $u_2$  salgono intorno ai 200 kPa per poi riscendere a valori inferiori a 100 kPa a fine prova.

In combinazione a ciò, si fa affidamento sull'indice di comportamento  $I_c$  (che si determina dalla CPTu).

L'indice di comportamento ( $I_c$ ) viene determinato utilizzando i valori dei parametri normalizzati e soprattutto mediante la resistenza alla punta corretta:

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad ; \quad F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad ; \quad B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2}$$

Una volta determinato tale parametro in funzione della profondità, tramite la correlazione di Robertson e Wride (1993) è possibile determinare la tipologia di terreno.

| Robertson e Wride (1993)    |                     |
|-----------------------------|---------------------|
| Classificazione del terreno | Valore di $I_c$     |
| Terreni organici            | $I_c > 3,60$        |
| Argille                     | $2,95 < I_c < 3,60$ |
| Terreni a matrice limosa    | $2,60 < I_c < 2,95$ |
| Terreni a matrice sabbiosa  | $2,05 < I_c < 2,60$ |
| Sabbie                      | $1,31 < I_c < 2,05$ |
| Sabbie ghiaie               | $I_c < 1,31$        |

Figura 36

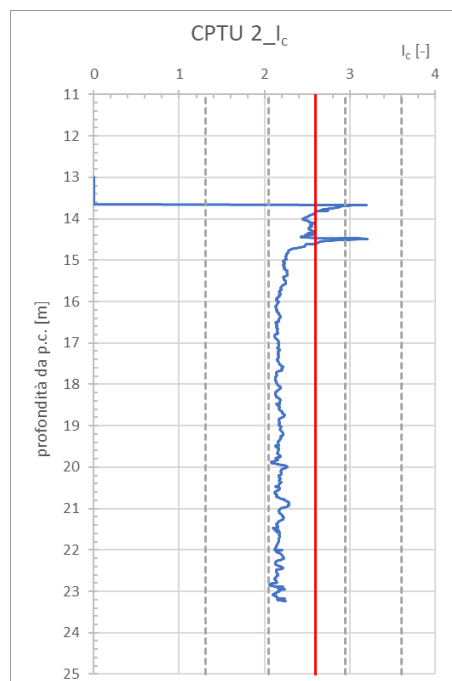


Figura 37

È possibile osservare che il terreno indagato tramite la prova CPTu è senza dubbio un terreno sabbioso, e nello specifico una sabbia limosa tenendo conto dei sondaggi geognostici.

Questo risulta vero ad eccezione dei primi metri di terreno indagati che sembrerebbero essere più coesivi; in realtà, come osservato in precedenza, le sovrappressioni che si hanno in questo tratto possono essere ricondotte all'iniziale infissione dello strumento e comunque sia vista la ridotta grandezza di tale tratto questo può essere tranquillamente assimilato direttamente ad una sabbia limosa in linea con il resto del terreno e trascurato nelle successive elaborazioni dati necessarie a determinare i vari parametri.

Per la restante parte di terreno sottostante a questo primo strato, che si estende dalla base dei cassoni fino alla profondità di circa 25 m da piano banchina, non avendo a disposizione una CPTu si fa riferimento ai risultati delle altre prove.

Mentre le elaborazioni dei dati delle SPT non offrono una chiara distinzione della stratigrafia, la Down-Hole, accompagnata da risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, permette una più netta identificazione.

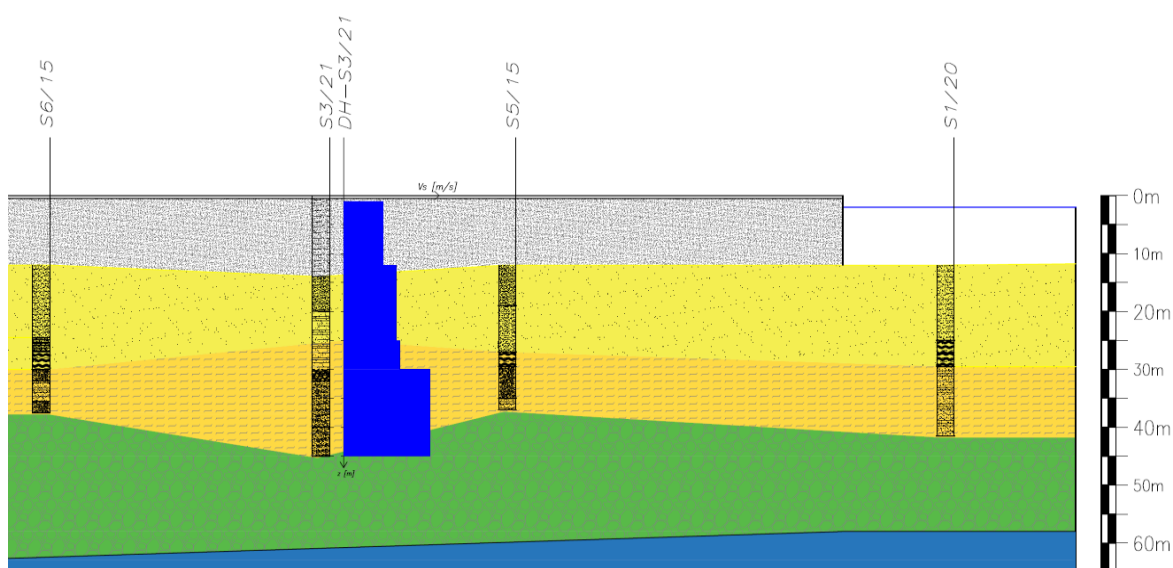


Figura 38

Tabella 9

Gli strati identificati sono riportati .

| QUOTA<br>[m] | DESCRIZIONE  |
|--------------|--|
| 0            | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano |
| 0            | Riporto in sabbia grigio scura                               |
| 6            |  |
| 6 - 12       | Sabbia Limosa  |
| 25           |  |
| 25           | Limo argilloso con sabbia                                    |
| 30           |  |
| 30           | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          |
| 60 - 70      |  |

Al netto di alcune piccole incertezze, risulta ragionevole assumere il seguente modello geotecnico (Figura 39).

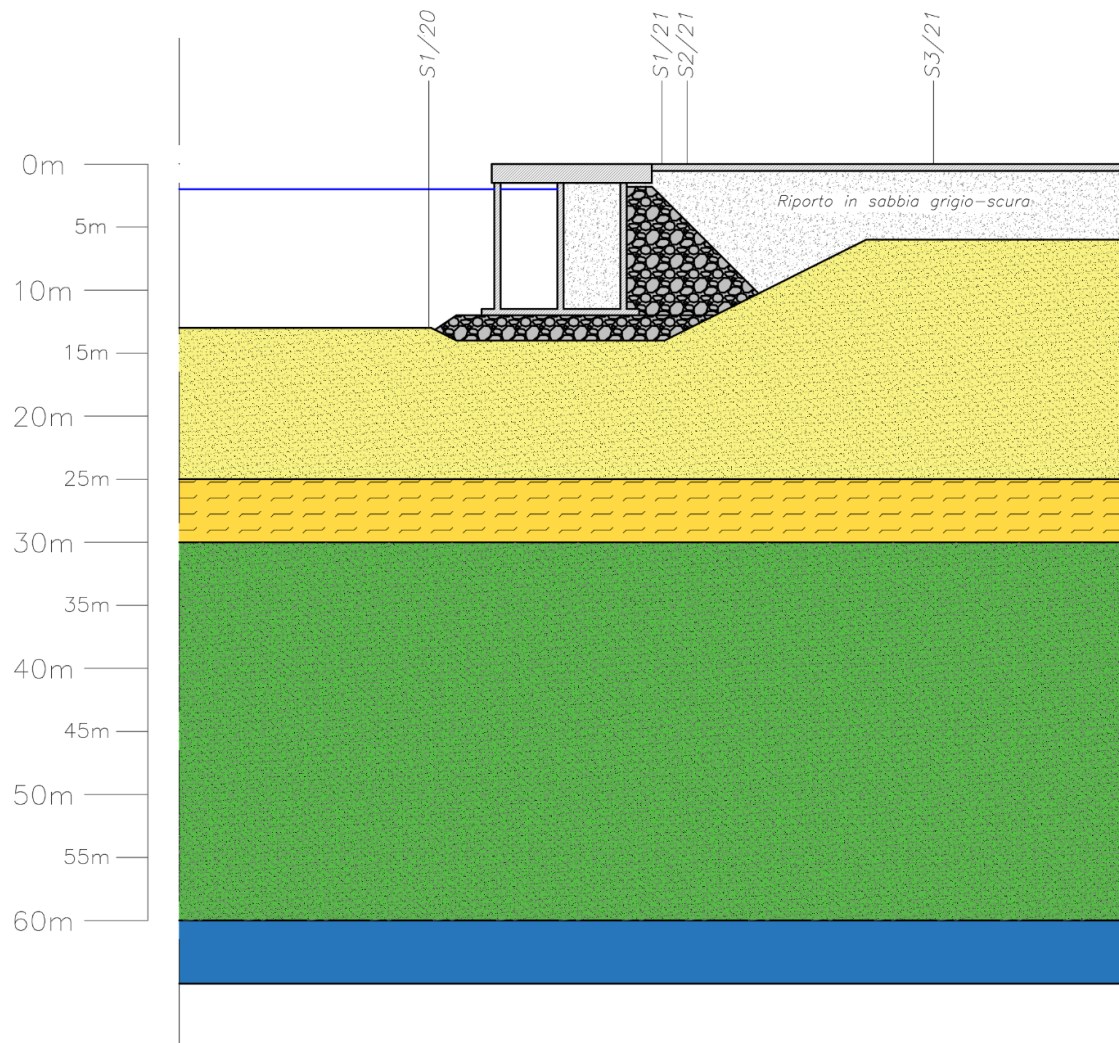
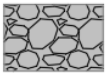
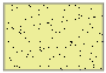

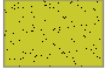
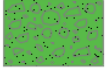



Figura 39

**LEGENDA:**

-  *Rinfiato in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano*
-  *Sabbia limosa*
-  *Limo argilloso con sabbia*
-  *Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose*
-  *Sabbia medio-grossolana con inclusioni di ciottoli e ghiaie*
-  *Flysch arenacei e calcarei*

### 7.2.2 Peso di volume

Per la determinazione dei pesi di volume dei singoli strati si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati (Tabella 10, Tabella 11).

#### CARATTERISTICHE FISICHE DELLE TERRE

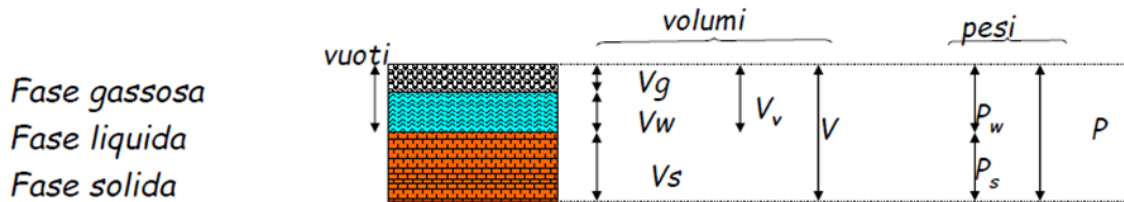


Figura 40

Peso dell'unità di volume:  $\gamma = P/V$

Peso specifico dei granuli:  $\gamma_s = P_s/V_s$

Tabella 10

| PARAMETRO      | CAMPIONE                        | S1/20 - C11   | S1/20 - C12 | S1/20 - C13   | S1/20 - C14 | S1/20 - C15 | S1/20 - C16 |
|----------------|---------------------------------|---------------|-------------|---------------|-------------|-------------|-------------|
|                | PROFONDITÀ da l.m.m. [m]        | 11.00 - 11.60 | 14.00       | 17.50 - 18.00 | 20.50       | 23.50       | 35.50       |
| Peso di volume | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 18.2          | 18.37       | 18.69         | 18.61       | 17.76       | 17.68       |
| Peso specifico | $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ] | 27.2          | 26.45       | 28.4          | 27.25       | 26.45       | 27.8        |

Tabella 11

| PARAMETRO      | CAMPIONE                         | S3/21 - C11 | S3/21 - C12 | S3/21 - C14   | S3/21 - C15   | S3/21 - C16   |
|----------------|----------------------------------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
|                | PROFONDITÀ da piano banchina [m] | 4.00 - 4.50 | 7.50 - 8.00 | 17.50 - 18.00 | 35.50 - 36.00 | 41.00 - 41.50 |
| Peso di volume | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]    | 19          | 17.4        | 20            | 20.2          | 20.2          |
| Peso specifico | $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26.6        | 26.5        | 26.6          | 27            | 26.7          |

Inoltre, è stata utilizzata la correlazione proposta da Robertson (1986), che permette di stimare il peso dell'unità di volume  $\gamma$  sulla base dei risultati della prova CPTu.

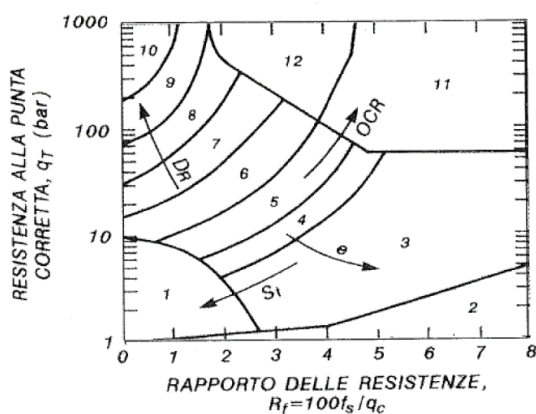


Figura 41

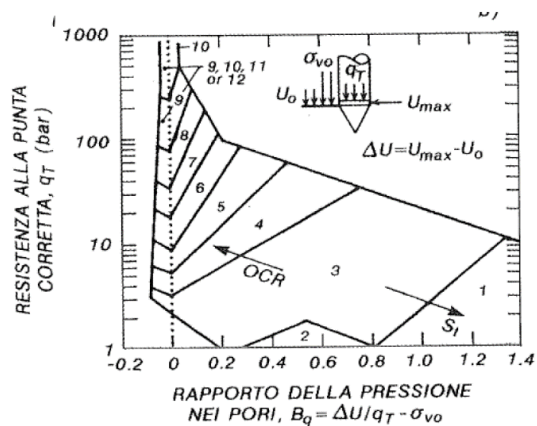


Figura 42

| Zona | Peso di volume approssimato (kN/m <sup>3</sup> ) |
|------|--|
| 1    | 17,5   |
| 2    | 12,5   |
| 3    | 17,5   |
| 4    | 18   |
| 5    | 18   |
| 6    | 18   |
| 7    | 18,5   |
| 8    | 19   |
| 9    | 19,5   |
| 10   | 20   |
| 11   | 20,5   |
| 12   | 19   |

Figura 43

Sono stati ricavati i seguenti valori di peso di volume:

Tabella 12

| Sabbia Limosa   |               | $\gamma$ |
|-----------------|---------------|----------|
| $\gamma$ graf 1 | 17.50         | 17.5     |
| $\gamma$ graf 2 | 17.50   18.00 | 18.0     |
|                 |               | 17.7     |

In definitiva sono stati assunti i seguenti valori del peso dell'unità di volume (Tabella 13), in particolar modo sulla base dei risultati delle prove di laboratorio ad eccezione dello strato di sabbia limosa, dove per la scelta è stato tenuto in conto anche il valore ottenuto tramite elaborazione dei dati della CPTu.

Tabella 13

| QUOTA [m]    | DESCRIZIONE  | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] |
|--------------|--|-------------------------------|
| 0 - 12       | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 19                            |
| 0 - 6        | Riporto in sabbia grigio scura                               | 19                            |
| 6 - 12 - 25  | Sabbia Limosa  | 18                            |
| 25 - 30      | Limo argilloso con sabbia                                    | 18                            |
| 30 - 60 - 70 | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 19                            |

### 7.2.3 Densità relativa

La densità relativa è un parametro molto importante, e al tempo stesso significativo, che descrive il grado di addensamento nei terreni incoerenti, per tale motivo è stato determinato in tutti gli strati identificati fatta eccezione per il limo argilloso con sabbia, che è un terreno a grana fine.

Tale parametro può essere determinato tramite apposite correlazioni presenti in letteratura sulla base di diverse prove in sito, per quanto riguarda il caso in esame le prove a disposizione utili per determinare la densità relativa sono la CPTu e le SPT.

Per la CPTu si può fare riferimento alla seguente correlazione:

*Jamiolkowski et al. (1985)*

Valida per sabbie silicee, non cementate, di recente deposizione, normalmente consolidate.

$$D_r = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sigma_{v0}^{0.5}}$$

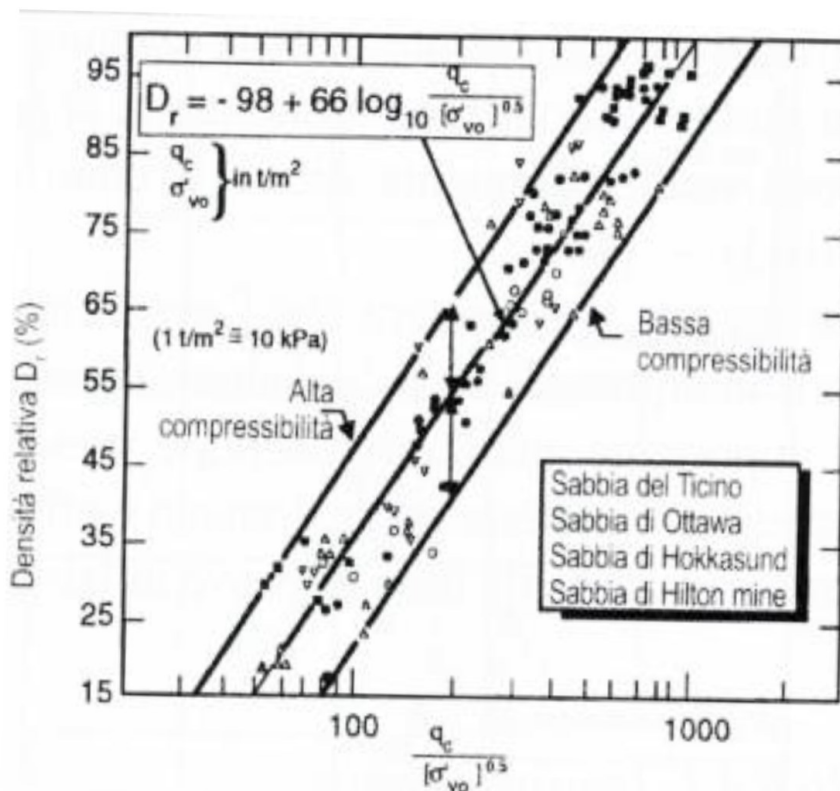


Figura 44

L'influenza della compressibilità può condurre ad un errore di +/-12% sulla stima della densità relativa.



Per quanto riguarda l'elaborazione dei risultati derivanti dalle prove SPT si possono impiegare le seguenti correlazioni:

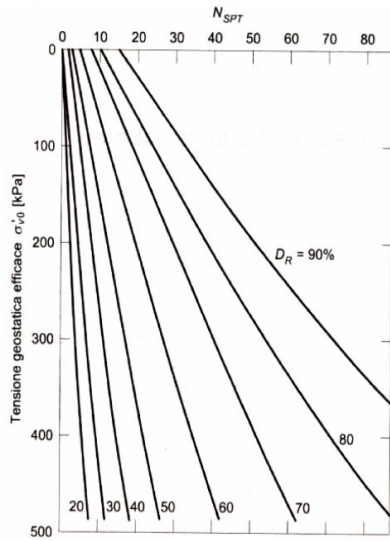


Figura 45

Gibbs e Holtz (1957)

Valida per sabbie quarzose non cementate, normalmente consolidate.

$$N_{SPT} = \left( 17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2$$

$$D_r = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7}}$$

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica ( $p_a = 100$  se  $\sigma'_{v0}$  è espresso in kPa,  $p_a = 1$  se  $\sigma'_{v0}$  è espresso in  $\text{kgf/cm}^2$ )

Meyerhof (1957)

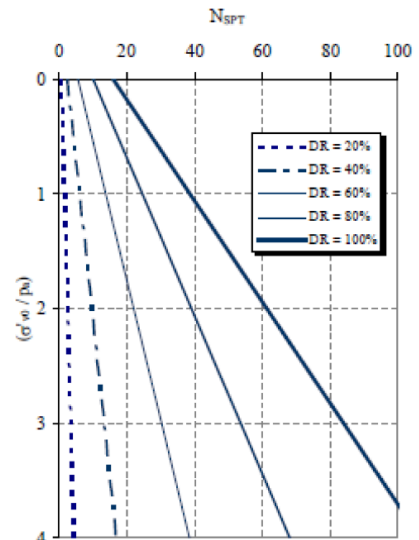


Figura 46

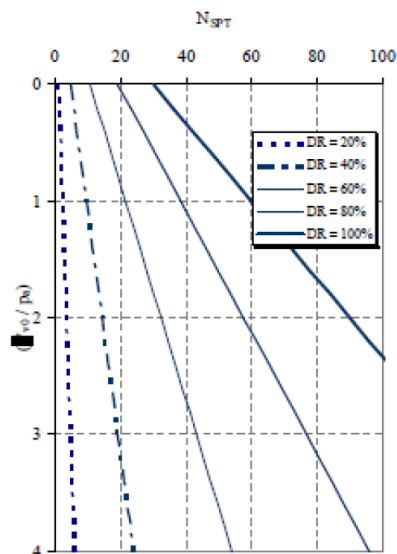


Figura 47

Skempton (1986)

$$D_r^2 = \frac{N_{cor}}{60}$$

$$N_{cor} = C_N \cdot N_{SPT}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$$

$N_{cor}$  = valore corretto dell'indice NSPT per tener conto della pressione litostatica efficace.

I valori di densità relativa ottenuti tramite le suddette correlazioni sulla base dei dati della CPTu e delle SPT sono di seguito riportati (Figura 48 Figura 49).

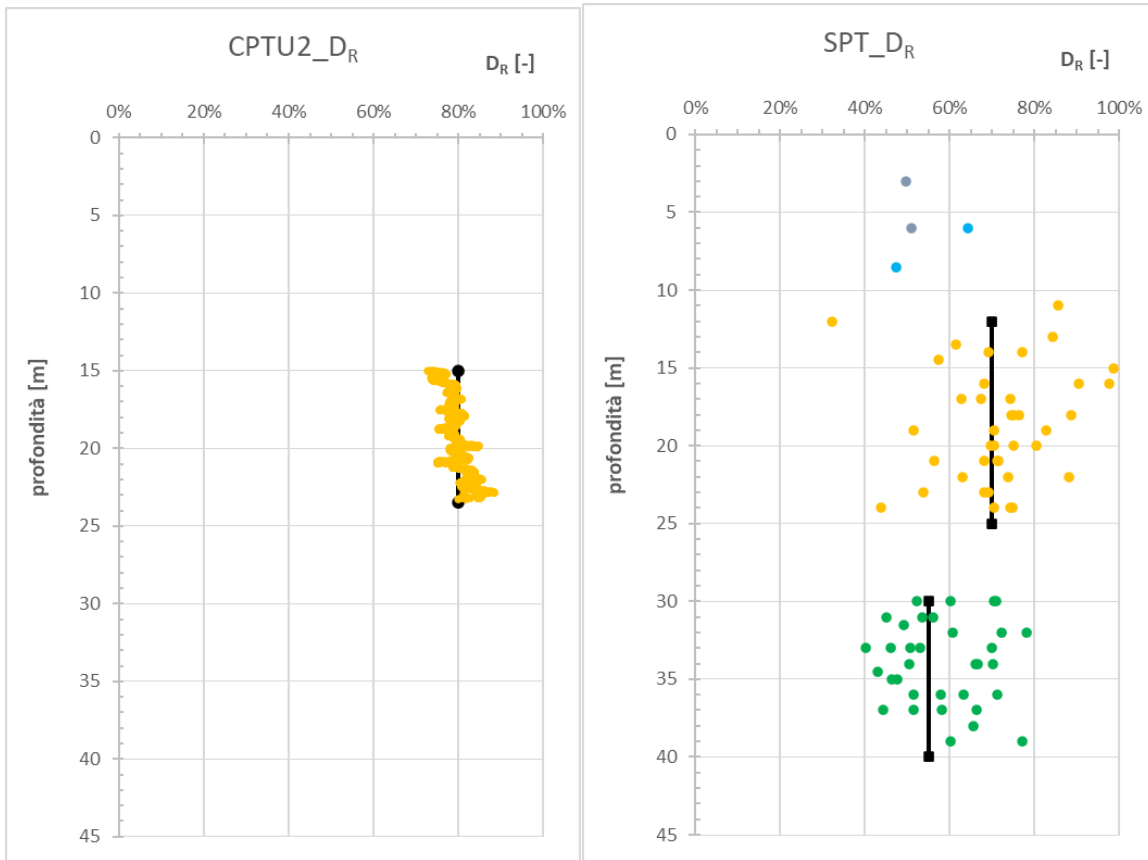


Figura 48

Figura 49

In definitiva sono stati assunti i seguenti valori di densità relativa (Tabella 14).

Tabella 14

| QUOTA<br>[m] | DESCRIZIONE  | D <sub>R</sub><br>[%] |
|--------------|--|-----------------------|
| 0            | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 60                    |
| 0 - 6        | Riporto in sabbia grigio scura                               | 44                    |
| 6 - 12       | Sabbia Limosa  | 75                    |
| 12 - 25      |  |                       |
| 25 - 30      | Limo argilloso con sabbia                                    | -                     |
| 30 - 70      | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 55                    |

#### 7.2.4 Parametri di resistenza in tensioni efficaci ( $c'$ , $\varphi'$ )

Nella Meccanica dei Terreni si parla di resistenza al taglio perché nei terreni, essendo di natura particellare, le deformazioni (e la rottura) avvengono principalmente per scorrimento relativo fra i grani.

Per “resistenza al taglio” di un terreno in una direzione si intende la massima tensione tangenziale ( $\tau_f$ ) che può essere applicata in una determinata direzione, prima che si verifichi la “rottura”.

La resistenza al taglio dei terreni è comunemente definita dall’equazione di Mohr-Coulomb (Terzaghi) che esprime la dipendenza della resistenza al taglio dallo sforzo normale efficace sul piano di rottura.

Nello specifico, la tensione tangenziale limite di rottura ( $\tau_f$ ), considerando il classico comportamento attritivo-coesivo di un terreno, è funzione di due contributi: la coesione  $c'$  e l’angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$ .

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Nei terreni incoerenti, come quelli che principalmente costituiscono la stratigrafia del caso in esame, il comportamento risulta essere puramente attritivo e quindi si ha un involuppo a rottura in termini di tensioni efficaci passante per l’origine degli assi nel piano di Mohr, ciò significa che la coesione efficace  $c'$  è sicuramente nulla.

L’angolo di resistenza al taglio (o di attrito) è perciò l’unico parametro che ci interessa determinare e principalmente dipende dalle densità relativa ( $D_R$ ) e dal livello della tensione normale efficace a rottura. Vi sono poi altri fattori che influenzano tale parametro, come la forma dei grani e la rugosità della superficie degli stessi, ma anche l’assortimento granulometrico ( $\varphi'$  cresce all’aumentare dell’uniformità del materiale esprimibile dal coefficiente di uniformità  $C_u$ ).

Per la determinazione dell’angolo di attrito dei singoli strati si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati (*Tabella 15, Tabella 16*) e a quelli delle prove CPTu e SPT.

Tabella 15

| PARAMETRO                                    | CAMPIONE                 | S1/20 - C1 | S1/20 - C2    | S1/20 - C3 | S1/20 - C4    | S1/20 - C5 | S1/20 - C6 |
|--|--------------------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|------------|
|  | PROFONDITÀ da l.m.m. [m] |            | 11.00 - 11.60 | 14.00      | 17.50 - 18.00 | 20.50      | 23.50      |
| Parametri di resistenza in tensioni efficaci | $\phi'$ [°]              | 33.2       | 34.4          | 34.7       | 34.5          | 29.1 29.4  | 32.4 34.3  |
|  | $c'$ [kPa]               | 9.8        | 13.7          | 3.4        | 6.0           | 0 6.0      | 0.4 2.5    |

Tabella 16

| PARAMETRO                                    | CAMPIONE                         | S3/21 - CI1 | S3/21 - CI2 | S3/21 - CI4   | S3/21 - CI5   | S3/21 - CI6   |
|--|----------------------------------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
|  | PROFONDITÀ da piano banchina [m] | 4.00 - 4.50 | 7.50 - 8.00 | 17.50 - 18.00 | 35.50 - 36.00 | 41.00 - 41.50 |
| Parametri di resistenza in tensioni efficaci | $\phi'$ [°]                      | 30.6        | 32.5        | 31.5          | 29.7          | 32.7          |
|  | $c'$ [kPa]                       | 2.8         | 2.3         | 6.0           | 8             | 1.5           |

Per le prove di laboratorio disponibili, che sono per lo più prove di taglio diretto, è interessante osservare che i valori di coesione  $c'$  determinati non hanno alcun significato fisico, ovvero non sono rappresentativi del terreno indagato, in quanto sono dovuti alla semplice costruzione grafica dell'involuppo di rottura sul piano di Mohr, sulla base dei risultati della prova.

A conferma di ciò, per i campioni dove è stato possibile eseguire la prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata TxCIU si è ottenuta una coesione nulla.

Invece, per quanto riguarda l'interpretazione dei risultati delle prove in sito, sono state impiegate apposite correlazioni presenti in letteratura.

Per la CPTu si è utilizzata la seguente correlazione:

Robertson e Campanella (1983)

Valida per sabbie quarzose non cementate.

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ 0.1 + 0.38 \cdot \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

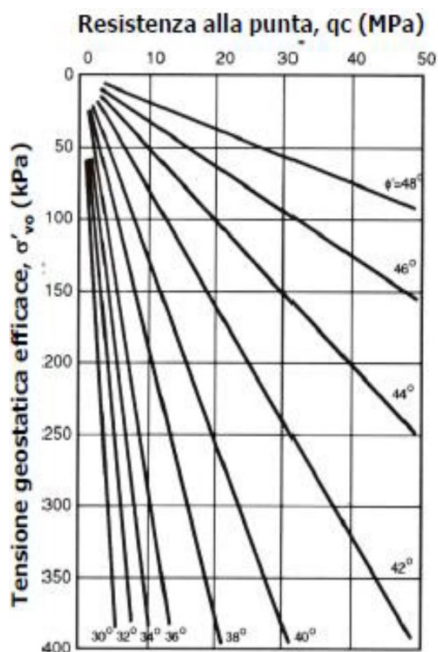


Figura 50

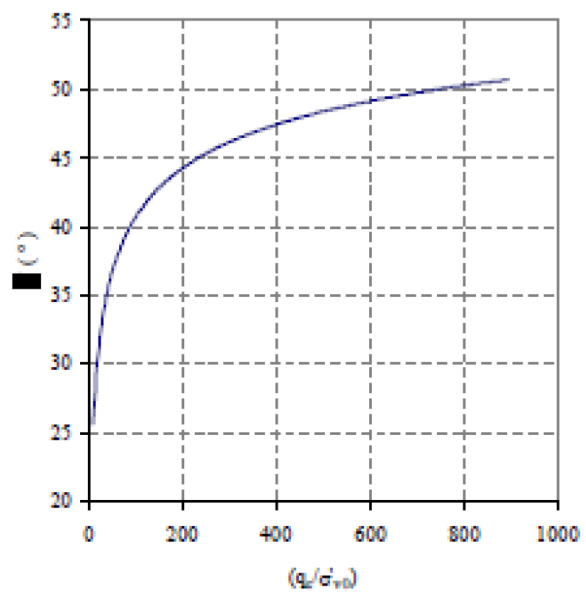


Figura 51

Per quanto riguarda l'elaborazione dei risultati derivanti dalle prove SPT si sono impiegate le seguenti correlazioni:

Peck, Hanson e Thornburn (1974)

Approssimabile con l'equazione di Wolff (1989).

$$\varphi' = 27.1 + 0.3 \cdot N_{cor} - 0.00054 \cdot N_{cor}^2$$

$$N_{cor} = C_N \cdot N_{SPT}$$

dove:  $C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$  per sabbie fini (Figura 52)  $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$  per sabbie grosse (Figura 53)

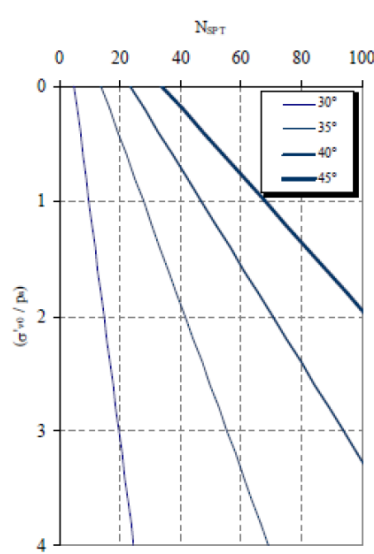


Figura 52

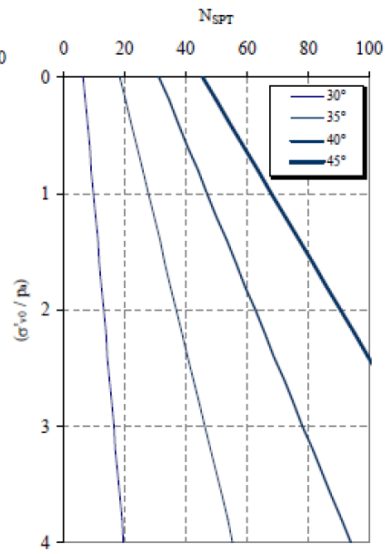


Figura 53

Schmertmann (1975)

La correlazione di Schmertmann (1975) rappresentata in Figura 54, corrisponde all'equazione di Kulhawy e Mayne (1980).

$$\varphi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

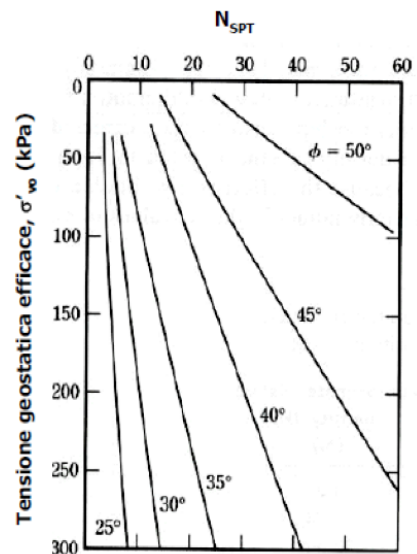


Figura 54

Schmertmann (1977)

L'angolo di resistenza al taglio di picco può essere stimato a partire dal valore della densità relativa con le correlazioni proposte da Schmertmann (1977) per differenti granulometrie.

| $D_R$<br>(%) | Grana fine |              | Grana media |              | Grana grossa |              |
|--------------|------------|--------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
|              | Uniforme   | Ben graduata | Uniforme    | Ben graduata | Uniforme     | Ben graduata |
| 40           | 34         | 36           | 36          | 38           | 38           | 41           |
| 60           | 36         | 38           | 38          | 41           | 41           | 41           |
| 80           | 39         | 41           | 41          | 43           | 43           | 44           |
| 100          | 42         | 43           | 43          | 44           | 44           | 46           |

Figura 55

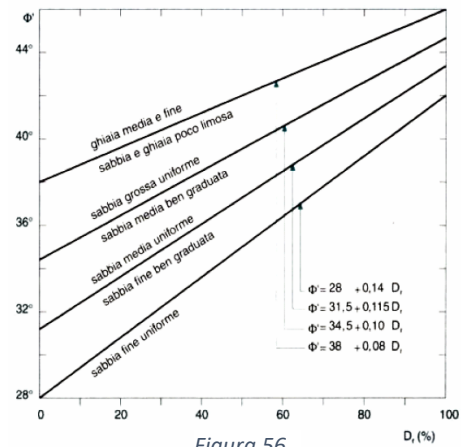


Figura 56

I valori di angolo di resistenza al taglio ricavati tramite le suddette correlazioni sulla base dei dati della CPTu e delle SPT sono di seguito riportati (Figura 57 Figura 58).

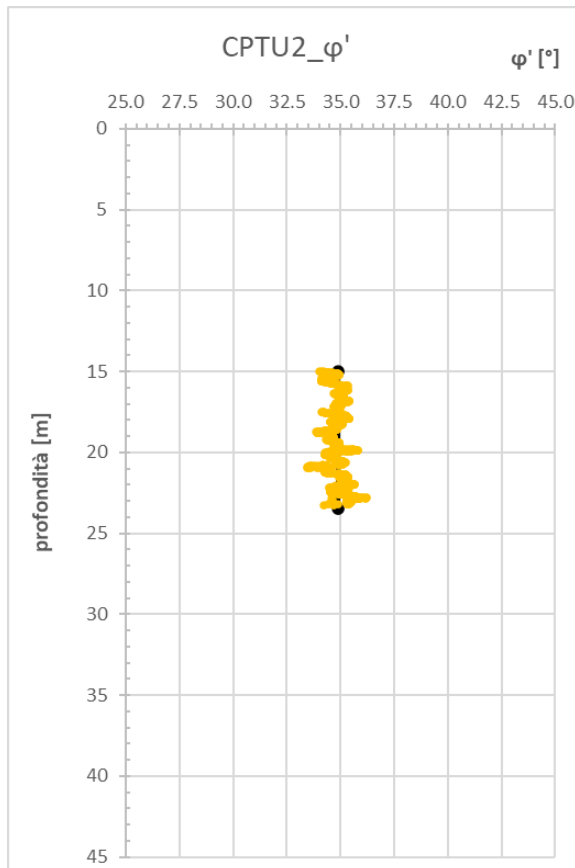


Figura 57

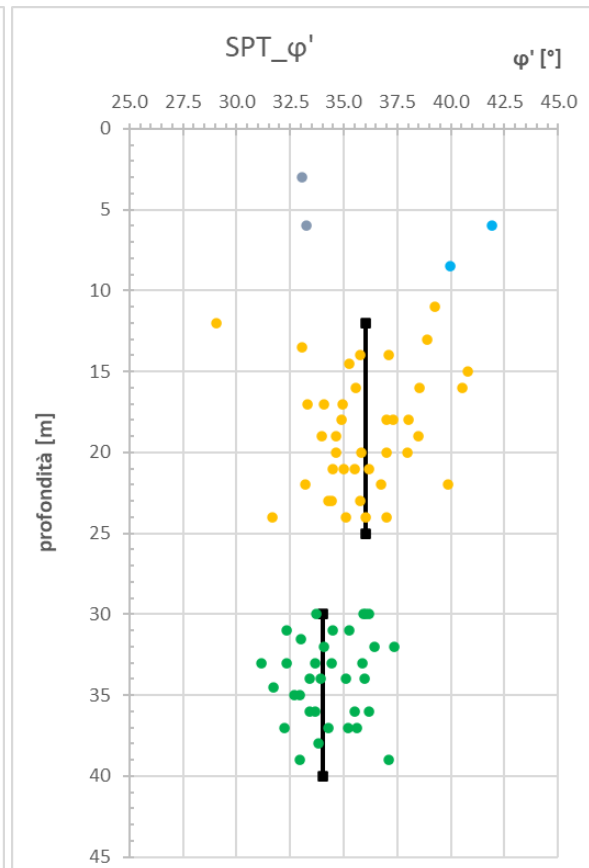


Figura 58

In definitiva sono stati assunti i seguenti valori di angolo di resistenza al taglio e di coesione (*Tabella 17*).

*Tabella 17*

| QUOTA   | DESCRIZIONE  | $\phi'$ | $c'$  |
|---------|--|---------|-------|
| [m]     |  | [°]     | [kPa] |
| 0       | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 41      | -     |
| 12      |  |         |       |
| 0       | Riporto in sabbia grigio scura                               | 32      | -     |
| 6       |  |         |       |
| 6 - 12  | Sabbia Limosa  | 35      | -     |
| 25      |  |         |       |
| 25      | Limo argilloso con sabbia                                    | 29      | -     |
| 30      |  |         |       |
| 30      | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 33      | -     |
| 60 - 70 |  |         |       |

### 7.2.5 Moduli di deformabilità

Un altro parametro utile alla caratterizzazione dei terreni incoerenti è il modulo elastico; nello specifico sono stati determinati il modulo  $E'$ , riferito allo 0.1% della deformazione (paragonabile ad un modulo a piccole deformazioni), ed il modulo secante  $E'_{25}$  per un livello di sforzo mobilitato pari al 25% di quello a rottura.

Questi parametri possono essere determinati tramite apposite correlazioni presenti in letteratura sulla base di diverse prove in sito; per quanto riguarda il caso in esame le prove a disposizione utili per determinare i due moduli elastici sono la CPTu e le SPT.

Per la CPTu si sono utilizzate le seguenti correlazioni:

Robertson (2010)

Valida per sabbie non cementate.

$$E' = 0.015 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}] \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

Robertson e Campanella (1983)

Valida per sabbie quarzose non cementate; semplice correlazione fra la resistenza penetrometrica di punta ( $q_c$ ) ed il modulo di Young secante, drenato, per un livello di sforzo mobilitato pari al 25% di quello a rottura.

$$E'_{25} = C \cdot q_c$$

con  $C = 2$  per sabbie quarzose non cementate

Per quanto riguarda l'elaborazione dei risultati derivanti dalle prove SPT si impiegano le seguenti correlazioni:

Denver (1982)

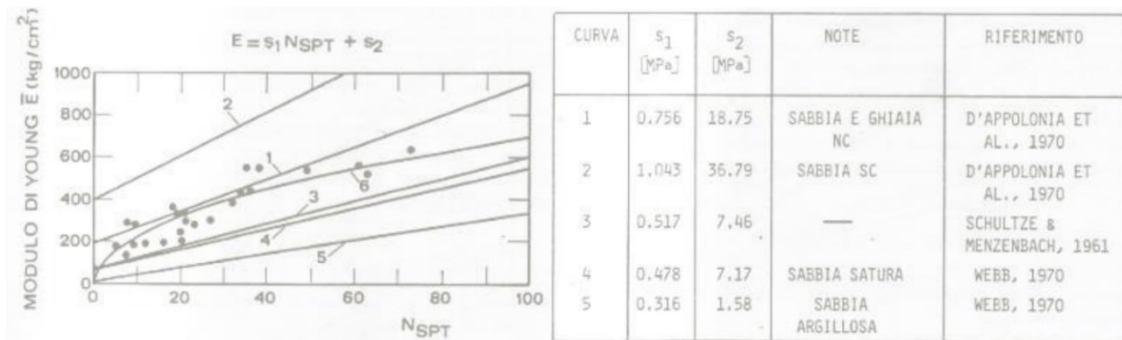


Figura 59

Figura 60

$$E' = B \cdot \sqrt{N_{60}} \quad (\text{curva 6}) \text{ con } B = 7 \text{ MPa}$$

Burland e Burbridge (1985)

| N <sub>SPT</sub> (colpi/300 mm) | Coefficiente α |
|---------------------------------|----------------|
| 4                               | 1,6 - 2,4      |
| 10                              | 2,2 - 3,4      |
| 30                              | 3,7 - 5,6      |
| 60                              | 4,6 - 7,0      |

Figura 61

$$E' = \alpha \cdot N_{60}$$

Jamiolkowski et al. (1988)

Valida per terreni sabbiosi, per sabbie normalmente consolidate si applica la seguente equazione:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot \frac{N_{60}}{10}$$

I valori dei due moduli ricavati tramite le suddette correlazioni sulla base dei dati della CPTu e delle SPT sono di seguito riportati (Figura 62, Figura 63, Figura 64, Figura 65).



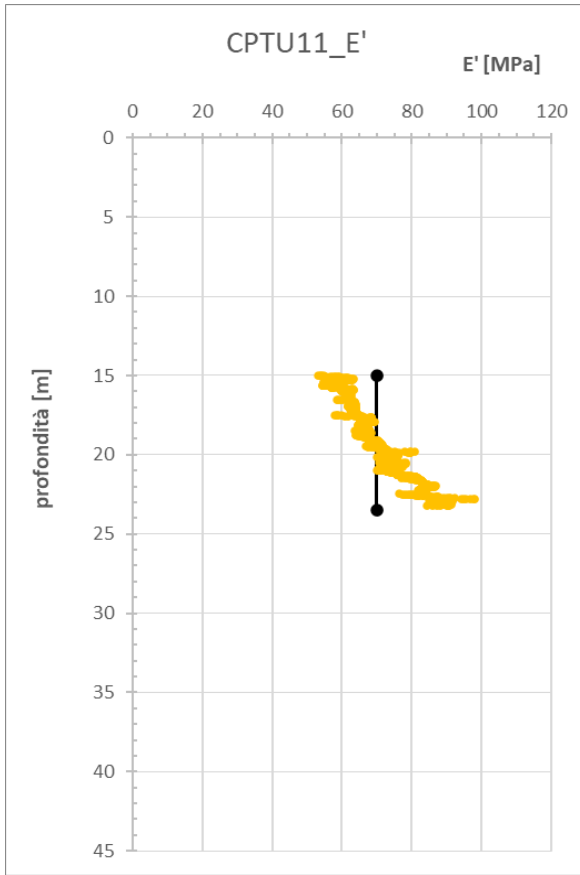


Figura 62

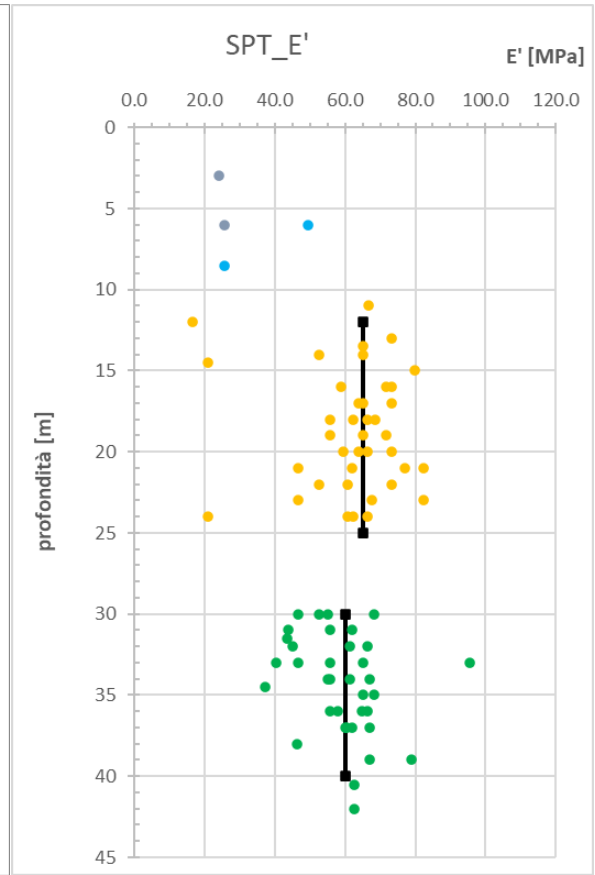


Figura 63

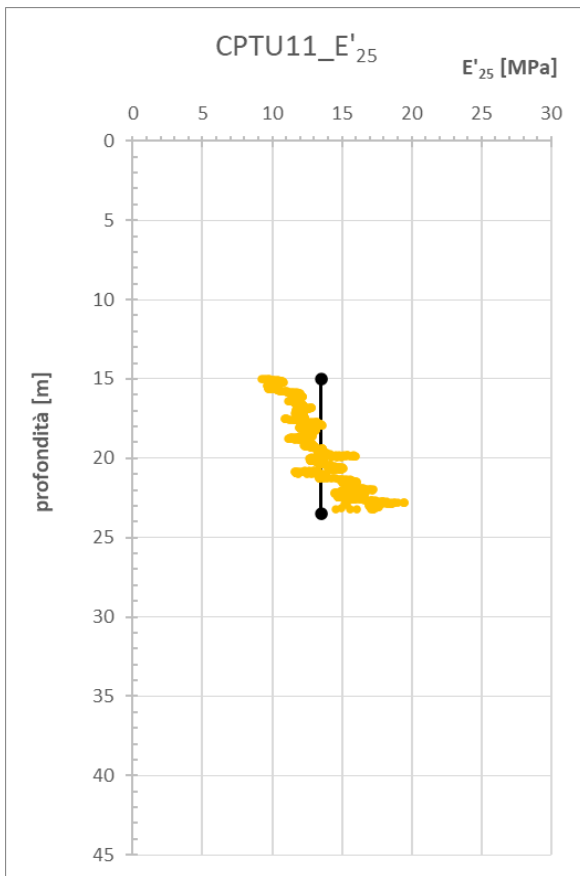


Figura 64

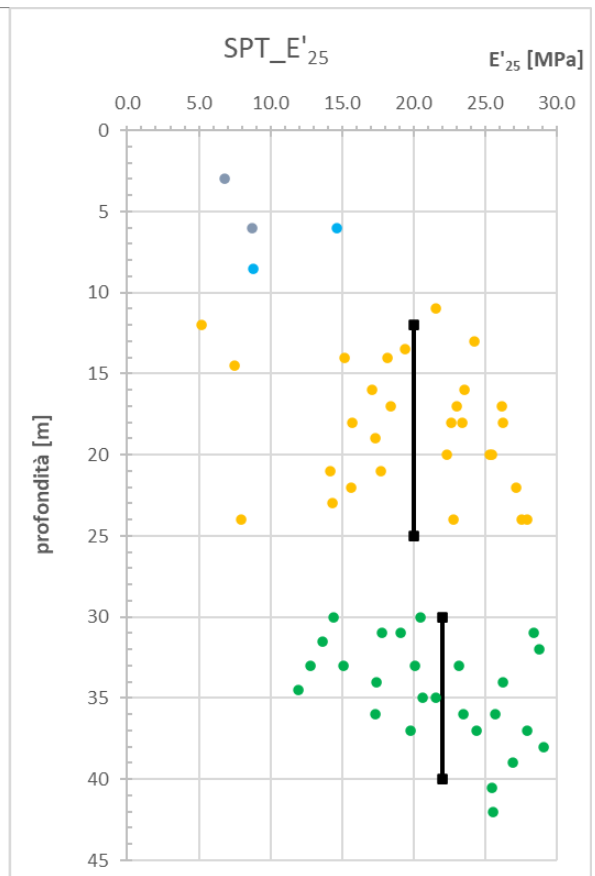


Figura 65

In definitiva sono stati assunti i seguenti valori dei moduli elastici  $E'_{0.1}$  e  $E'_{25}$  (Tabella 18).

Tabella 18

| QUOTA   | DESCRIZIONE  | $E'_{0.1}$ | $E'_{25}$ |
|---------|--|------------|-----------|
| [m]     |  | [MPa]      | [MPa]     |
| 0       | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 40         | 15        |
| 12      |  |            |           |
| 0       | Riporto in sabbia grigio scura                               | 21         | 8         |
| 6       |  |            |           |
| 6 - 12  | Sabbia Limosa  | 70         | 16        |
| 25      |  |            |           |
| 25      | Limo argilloso con sabbia                                    | -          | -         |
| 30      |  |            |           |
| 30      | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 60         | 22        |
| 60 - 70 |  |            |           |

### 7.2.6 Moduli di deformabilità a piccolissime deformazioni

Le velocità delle onde P ed S vengono calcolate step by step sulla base delle misurazioni della Down-Hole e altre prove geofisiche, che valutano il tempo che impiega il segnale, lanciato dalla sorgente, a raggiungere il ricevitore, mentre per le altre prove in sito (come CPTu e SPT) si possono adottare apposite correlazioni presenti in letteratura e proposte nel tempo da vari autori.

Le onde di taglio S producono vibrazioni polarizzate nella direzione perpendicolare a quella di propagazione (il moto delle particelle è normale alla direzione di propagazione), cioè deformazioni di taglio e per tale motivo sono alla base della progettazione essendo le più dannose per le opere che sopportano meglio i carichi normali (onde P) rispetto alle distorsioni (onde S).

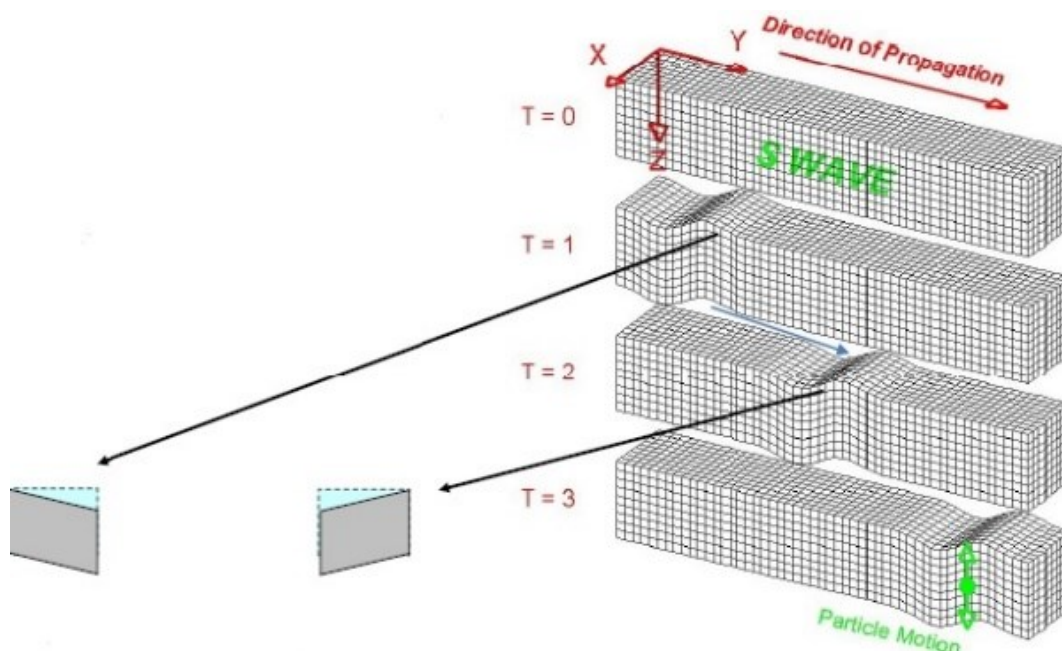


Figura 66

La velocità delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche fisiche (densità) e meccaniche (modulo di Young, coefficiente di Poisson, etc.) del mezzo attraverso cui si propagano e dalla frequenza dell'onda.

Tale parametro risulta fondamentale sia se si realizza un'analisi di risposta sismica locale, sia se si fa ricorso all'approccio semplificato per il calcolo dell'azione sismica in superficie, presente in normativa, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.11 delle NTC2018).

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

| Categoria | Descrizione  |
|-----------|--|
| A         | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.   |
| B         | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).        |
| C         | <i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D         | <i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).                |
| E         | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).  |

La classificazione nelle NTC 2008 si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad \text{con:}$$

- $h_i$  = spessore dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 metri di profondità
- $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo
- N = numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità

Nelle nuove NTC 2018 si parla di  $V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}}$  in cui la differenza sta nella definizione

dello spessore di riferimento H che diventa la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato roccioso superiore a 30 m (come nel nostro caso), la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita per H=30m.

Per la prova Down-Hole che si ha a disposizione, dal rapporto tra la distanza percorsa e l'intervallo di tempo, si determinano i valori delle due velocità  $V_s$  e  $V_p$ , mentre per le altre prove in sito si adottano apposite correlazioni.

Per la CPTu si è utilizzata la seguente correlazione:

Robertson (1992)

$$V_s = \sqrt{10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \cdot \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a}}$$

Per quanto riguarda l'elaborazione dei risultati derivanti dalle prove SPT si sono impiegate le seguenti correlazioni:

Ohta e Goto (1978)

$$V_s = 69 \cdot N_{60}^{0.17} \cdot Z^{0.2} \cdot F_A \cdot F_G$$

dove:

- $N_{60}$  : numero di colpi della prova SPT normalizzato;
- $Z$  : profondità [m];
- $F_A$  : fattore che tiene conto dell'età del deposito, pari a:
  - 1 per depositi olocenici;
  - 1.3 per depositi pleistocenici;
- $F_G$  : fattore che tiene conto del tipo di terreno, pari a:
  - 1 per limi e argille;
  - 1.087 per sabbie;
  - 1.14 per sabbie grosse;
  - 1.15 per sabbie e ghiaie;
  - 1.45 per ghiaie.

Da un confronto con prove geofisiche in foro (CH) la relazione sembra valida per sabbie pulite di recente deposizione; tende invece a sottostimare  $V_s$  all'aumentare della % di ghiaia, fine ed età del deposito.

Yoshida e Motonori (1988)

$$V_s = \beta \cdot N_{SPT}^{0.25} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.14}$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  : tensione litostatica verticale [kPa];
- $\beta$  : fattore geologico, pari a:
  - 49 per sabbia fine;
  - 56 per una frazione di ghiaia del 25%;
  - 60 per una frazione di ghiaia del 50%;
  - 55 per un terreno generico.

I valori della velocità delle onde di taglio desunti attraverso la prova DH e tramite le citate correlazioni sulla base dei dati della CPTu e delle SPT sono di seguito riportati (Figura 67, Figura 68 e Figura 69).

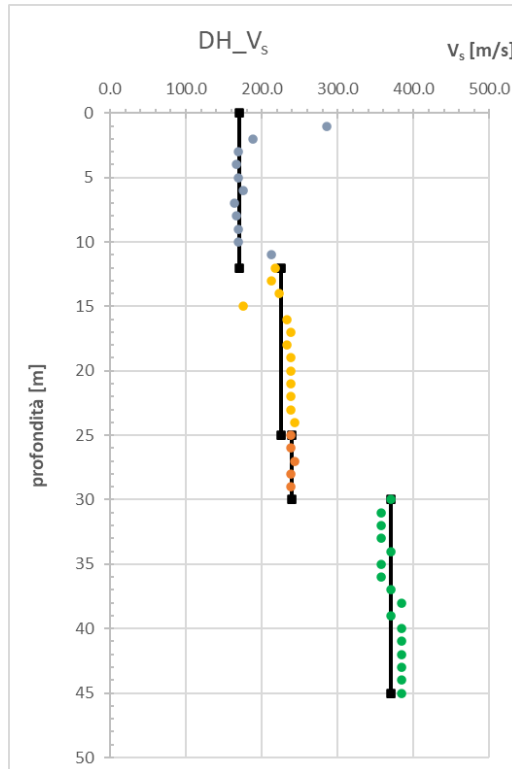


Figura 67

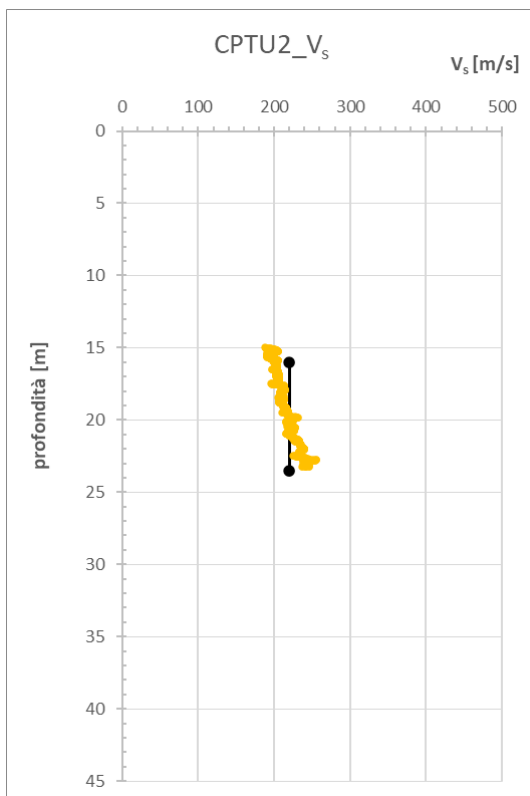


Figura 68

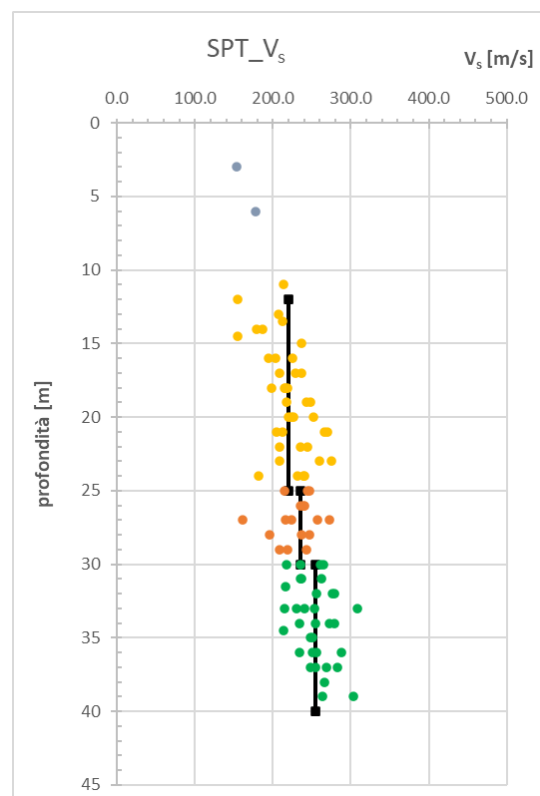


Figura 69

Come osservato in precedenza, la normativa prevede la caratterizzazione del sottosuolo mediante la velocità delle onde equivalente  $V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}}$  per uno spessore

massimo di 30m se lo strato roccioso si trova più in profondità:

Tabella 19

| prove           | DH-S3/21 | SPT   |
|-----------------|----------|-------|
| $V_{s30}$ [m/s] | 211.4    | 204.4 |

L'altro parametro da determinare, necessario ai fini di un'adeguata caratterizzazione sismica del terreno, è il modulo di taglio a piccolissime deformazioni  $G_0$ , che è legato alla velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno.

Tale parametro è determinato con solide correlazioni dalla prova Down-Hole o Cross-Hole; tuttavia, nel tempo diversi autori hanno proposto diverse formulazioni per determinare il valore di  $G_0$  sulla base delle misurazioni derivanti da altre prove (CPTU, SPT,...).

Per la CPTu si utilizza la seguente correlazione:

Robertson (1992)

$$G_0 = 0.0188 \cdot 10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \cdot (q_c - \sigma_{v0})$$

Per la Down-Hole, ma anche per la SPT si è impiegata la correlazione primaria, ovvero:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

I valori di  $G_0$  ottenuti tramite le suddette correlazioni di seguito riportati (Figura 70, Figura 71, Figura 72).

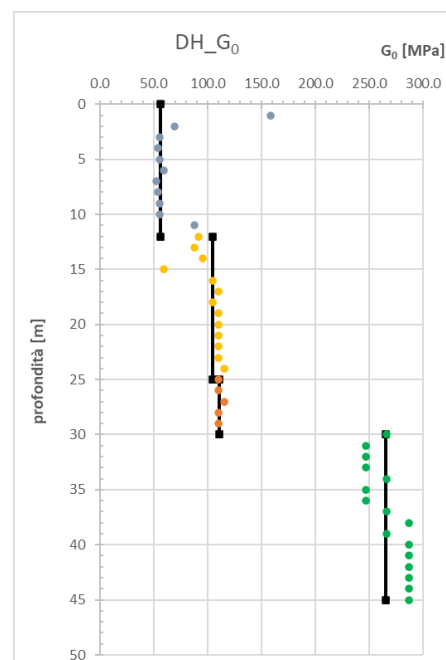


Figura 70

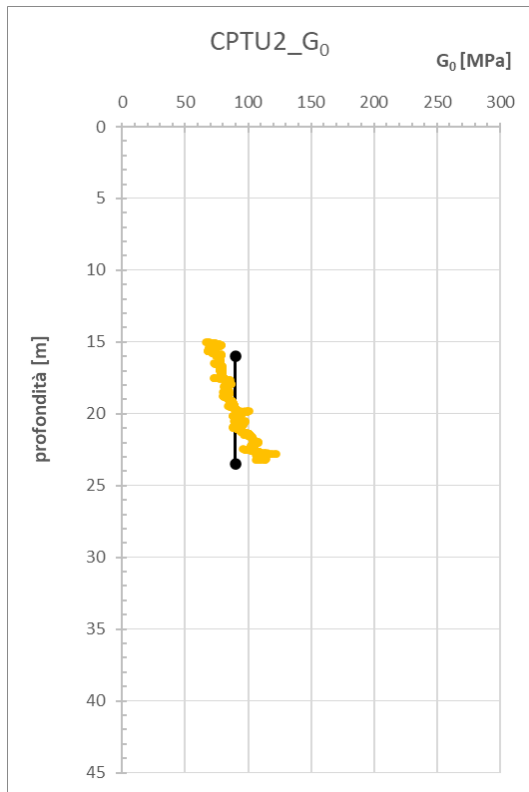


Figura 71

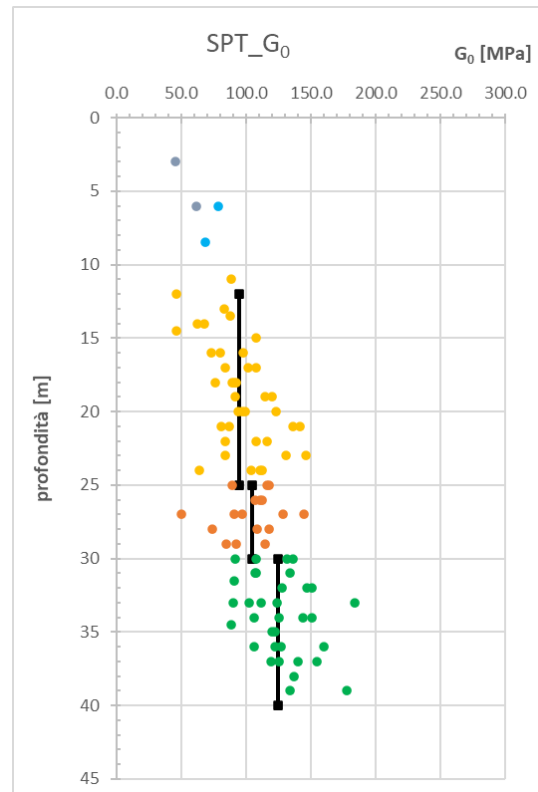


Figura 72

In definitiva sono stati assunti i seguenti valori dei moduli di taglio a piccolissime deformazioni e della velocità delle onde di taglio (*Tabella 20*).

Tabella 20

| QUOTA<br>[m] | DESCRIZIONE  | $G_0$<br>[MPa] | $V_s$<br>[m/s] |
|--------------|--|----------------|----------------|
| 0            | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 75             | -              |
| 12           |  |                |                |
| 0            | Riporto in sabbia grigio scura                               | 55             | 170            |
| 6            |  |                |                |
| 6 - 12       | Sabbia Limosa  | 95             | 215            |
| 25           |  |                |                |
| 25           | Limo argilloso con sabbia                                    | 110            | 240            |
| 30           |  |                |                |
| 30           | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 260            | 370            |
| 60 - 70      |  |                |                |



## 7.2.7 Quadro sinottico dei parametri geotecnici del terreno

Si riporta di seguito il quadro riassuntivo di tutti i parametri geotecnici scelti per ogni prova scegliendo i valori più rappresentativi e scartando quelli anomali (Tabella 21).

Tabella 21

| PARAMETRO                                    |                                 | PROVA          | TIPOLOGIA TERRENO  |                                |               |                           |   |
|--|---------------------------------|----------------|--|--------------------------------|---------------|---------------------------|---|
|  |                                 |                | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | Riporto in sabbia grigio scura | Sabbia Limosa | Limo argilloso con sabbia | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose |
| Peso di volume                               | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | CPTu           | -  | -                              | 17.7          | -                         | -   |
|  |                                 | LAB            | -  | 19                             | 18.5          | 17.8                      | 19  |
| Peso specifico                               | $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ] | LAB            | -  | 26.5                           | 27            | 26.5                      | 27,5  |
| Contenuto d'acqua                            | w [%]                           | LAB            | -  | 20                             | 26.5          | 30.6                      | 24  |
| Limite liquido                               | LL [%]                          | LAB            | -  | -                              | -             | 30                        | 33  |
| Indice di plasticità                         | IP [%]                          | LAB            | -  | -                              | -             | 7                         | 3   |
| Densità relativa                             | $D_R$ [%]                       | SPT            | 60   | 44                             | 70            | -                         | 55  |
|  |                                 | CPTu           | -  | -                              | 80            | -                         | -   |
| Parametri di resistenza in tensioni efficaci | $c'$ [kPa] $\phi'$              | CIU            | -  | -                              | -             | 0 29.1°                   | 0 32.4°   |
|  |                                 | TAGLIO DIRETTO | -  | 2 31.5°                        | 6 34.5°       | 6 29.4°                   | 2 33.5°   |
|  | $c'$ [kPa] $\phi'$              | SPT            | 0 40.5°  | 0 32.5°                        | 0 36.0°       | -                         | 0 34.0°   |
|  |                                 | CPTu           | -  | -                              | 0 34.9°       | -                         | -   |
| Parametri di resistenza in tensioni totali   | $c_u$ [kPa]                     | TX UU          | -  | -                              | -             | 44.3                      | -   |
|  | $c_u$ [kPa]                     | SPT            | -  | -                              | -             | -                         | -   |
| Moduli                                       | $E'$ [Mpa]                      | SPT            | 40   | 21                             | 65            | -                         | 60  |
|  |                                 | CPTu           | -  | -                              | 70            | -                         | -   |
|  | $E'_{25}$ [Mpa]                 | SPT            | 15   | 8                              | 20            | -                         | 22  |
|  |                                 | CPTu           | -  | -                              | 13.5          | -                         | -   |
|  | $G_0$ [Mpa]                     | DH             | -  | 56                             | 107           | 111                       | 265   |
|  |                                 | SPT            | 75   | 55                             | 95            | 105                       | 125   |
| CPTu   |                                 | -              | -  | 90                             | -             | -                         |   |
| Parametri sismici                            | $V_s$ [m/s]                     | DH             | -  | 170                            | 230           | 240                       | 370   |
|  |                                 | SPT            | -  | 165                            | 220           | 235                       | 255   |
|  |                                 | CPTu           | -  | -                              | 220           | -                         | -   |

Il quadro dei parametri geotecnici definitivo (Tabella 22) che verrà utilizzato per la valutazione della sicurezza della banchina Talierno è stato definito considerando ogni prova con la relativa attendibilità, anche confrontando i valori con quelli tipici da letteratura.

Tabella 22

| QUOTA [m] | DESCRIZIONE  | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi'$ [°] | $c'$ [kPa] | $D_R$ [%] | $E'_{0.1}$ [MPa] | $E'_{25}$ [MPa] | $c_u$ [kPa] | $G_0$ [MPa] | $V_s$ [m/s] | $V_p$ [m/s] |
|-----------|--|-------------------------------|-------------|------------|-----------|------------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 0         | Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 19                            | 41          | -          | 60        | 40               | 15              | -           | 75          | -           | -           |
| 0         | Riporto in sabbia grigio scura                               | 19                            | 32          | -          | 44        | 21               | 8               | -           | 55          | 170         | 800         |
| 6 - 12    | Sabbia Limosa  | 18                            | 35          | -          | 75        | 70               | 16              | -           | 95          | 215         | 1500        |
| 25        | Limo argilloso con sabbia                                    | 18                            | 29          | -          | -         | -                | -               | 200         | 110         | 240         | 1800        |
| 30        | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 19                            | 33          | -          | 55        | 60               | 22              | -           | 260         | 370         | 1800        |

## **8 Valutazione dell'azione sismica mediante Analisi di Risposta Sismica Locale (RSL)**

È ben noto che la deformabilità degli strati superficiali del terreno modifica il segnale sismico, in particolare in termini di accelerazione di picco  $a_{max}$  e forma dello spettro di risposta; perciò, il moto generato dalla propagazione dell'onda sismica dall'ipocentro alla superficie dipende da una serie di fattori, in particolare dalle condizioni locali del sito (dette effetto sito), cioè dalle caratteristiche di amplificazione stratigrafica e topografica dei depositi di terreno.

Alla scala dell'opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire come un segnale sismico cambia rispetto a quello su suolo di riferimento rigido ed orizzontale.

In alternativa all'approccio semplificato basato sulle Categorie di Sottosuolo, l'azione sismica può essere valutata tramite Analisi di Risposta Sismica Locale ai sensi del cap.7.11.3.1 delle NTC2018 che prevede: “...*Le analisi di risposta sismica locale richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove. Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2). Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto già specificato al § 3.2.3.6.*”

Nello specifico la circolare esplicativa entra nel dettaglio di quali siano gli elementi necessari per redigere un'analisi di risposta sismica locale e che ritroviamo al cap.C7.11.3.1.2: “*Le analisi di risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione dell'azione sismica). In generale queste analisi richiedono le seguenti operazioni:*

- *scelta della schematizzazione geometrica del problema;*
- *definizione del modello geotecnico del sottosuolo;*
- *definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;*
- *scelta della procedura di analisi.*”

Essenzialmente, l'analisi di risposta sismica locale consiste nell'applicazione al substrato sismico di una serie di accelerogrammi reali (input sismici), registrati su suolo di categoria A ( $V_{s30} > 800$  m/s), il cui spettro di risposta sia compatibile con quello di normativa per il sito esaminato, e nella determinazione di come questi si propagano attraverso gli strati superficiali più deformabili mediante opportuni metodi numerici.

Si procede quindi nel realizzare l'analisi seguendo quanto proposto dalla circolare esplicativa.

### **8.1 Scelta della schematizzazione geometrica**

Ai fini dell'analisi di RSL si prevede una schematizzazione geometrica monodimensionale del problema (che risulta essere la più semplice), indipendentemente dall'effettiva configurazione topografica, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su substrato rigido orizzontale o su strato di terreno assimilabile ad esso.

Tale configurazione permette di indagare i soli effetti dovuti all'amplificazione stratigrafica, trascurando quelli di natura topografica; risulta evidente che per l'applicazione di tale schema semplificato debbano essere ragionevolmente soddisfatte una serie di ipotesi, al fine di non tralasciare importanti effetti di amplificazione topografica, che sono:

- Geometria del deposito riconducibile a quella di strati orizzontali infinitamente estesi e superficie del basamento orizzontale;
- Dimensioni orizzontali del deposito elevate rispetto allo spessore;
- Colonna di terreno presa in esame sufficientemente lontana dai margini del deposito.

### **8.2 Definizione del modello geotecnico del sottosuolo**

I modelli geotecnici utilizzati sono stati ricostruiti sulla base di prove geotecniche e geofisiche in situ ed in laboratorio per lo strato più superficiale ed indirettamente da indagini geofisiche per gli strati più profondi.

Il bedrock sismico è stato collocato a 63 m di profondità, mentre i parametri richiesti per realizzare l'analisi di risposta sismica locale, sono:

- Spessore degli strati;
- Peso di volume  $\gamma$ ;
- Rigidezza a piccolissime deformazioni  $G_0$ , tipicamente espressa passando dalla velocità delle onde di taglio  $V_s$  (in condizioni di elasticità:  $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ );
- Parametri dinamici (curva di decadimento del modulo di taglio  $G$  e curva di incremento del fattore di smorzamento  $D$ ).

Di seguito sono riportati i suddetti parametri, che sono stati determinati in precedenza.

Tabella 23

| Profondità  | Materiale   | Spessore dello strato | Peso di volume $\gamma$ | Indice di plasticità (IP) | Velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) |
|-------------|---|-----------------------|-------------------------|---------------------------|---|
| [m da p.c.] | [-]   | [m]                   | [kN/m <sup>3</sup> ]    | [%]                       | [m/s]                                   |
| 0           | Riporto in sabbia grigio scura                      | 6                     | 19                      | -                         | 170                                     |
| 6           |   |                       |                         |                           |   |
| 6           | Sabbia Limosa                                       | 19                    | 18                      | -                         | 215                                     |
| 25          |   |                       |                         |                           |   |
| 25          | Limo argilloso con sabbia                           | 5                     | 18                      | 7                         | 240                                     |
| 30          |   |                       |                         |                           |   |
| 30          | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose | 33                    | 19                      | -                         | 370                                     |
| 63          |   |                       |                         |                           |   |
| > 63        | Bedrock Sismico                                     | -                     | 22                      | -                         | 600                                     |

Per quanto riguarda i parametri dinamici, non avendo a disposizione dati sperimentali si è fatto ricorso alle tipiche correlazioni presenti in letteratura, precisamente, sono state impiegate le curve proposte da Darendeli & Stokoe (2001), che tengono conto dello stato tensionale, dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione, le quali sono di seguito riportate.

Curve del Riporto in sabbia grigio scura (1°strato)

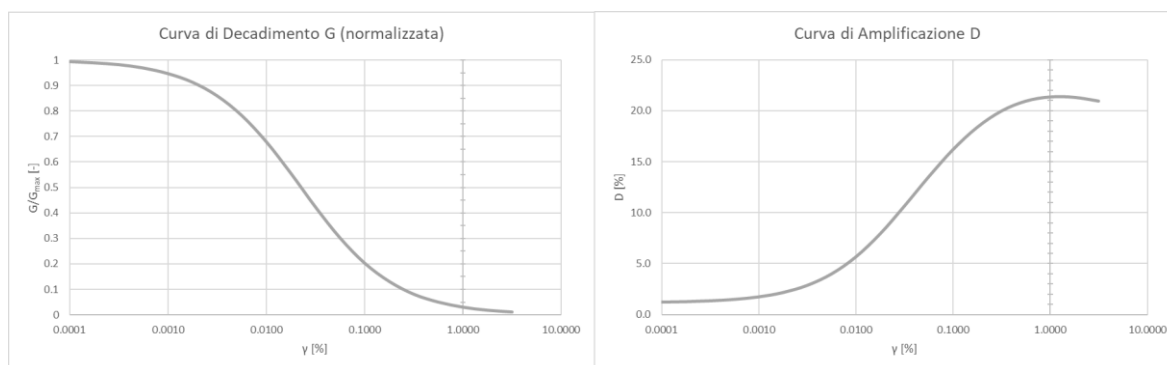


Figura 73

### Curve della Sabbia Limosa (2° strato)

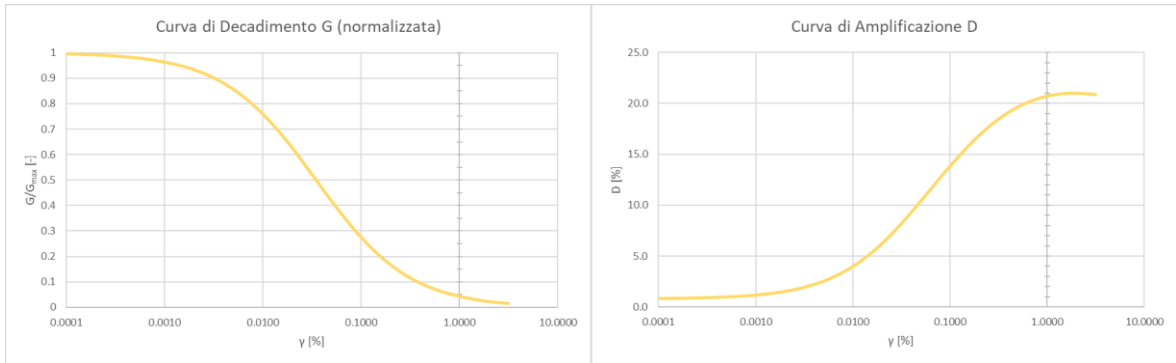


Figura 74

### Curve del Limo Argilloso con Sabbia (3° strato)

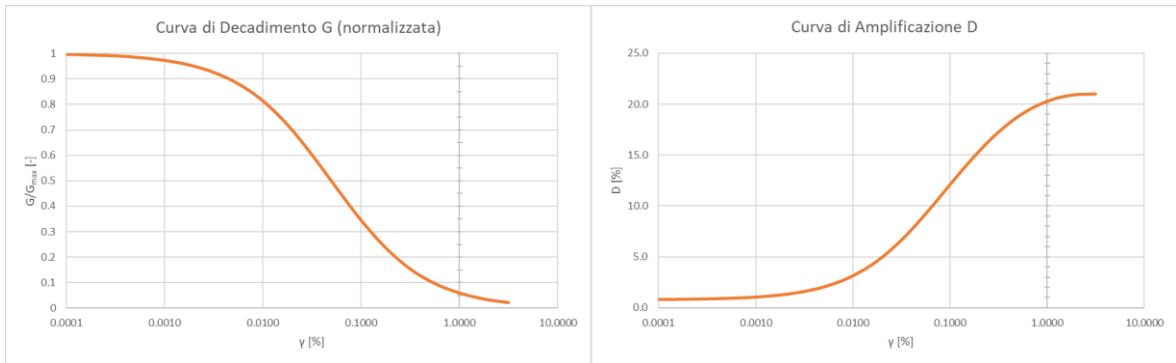


Figura 75

### Curve delle Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose (4° strato)

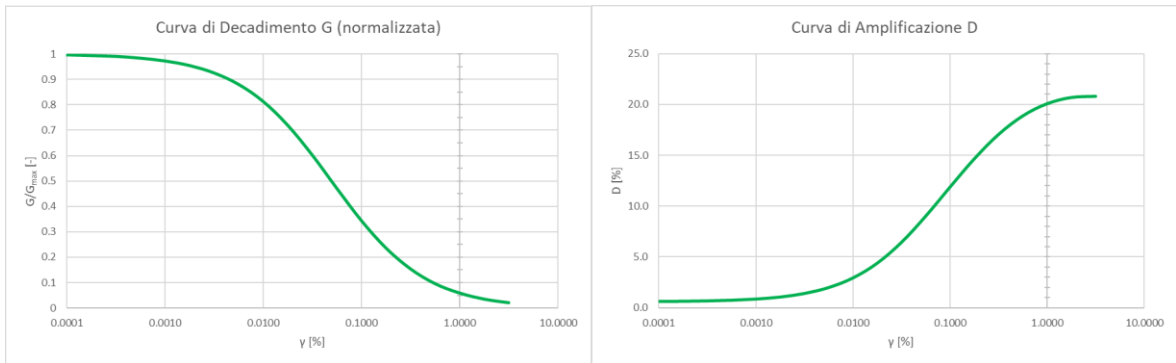


Figura 76

Infine, si riportano le curve di decadimento di G e quelle di amplificazione di D, dei vari strati, sullo stesso grafico, al fine di confrontare gli andamenti assunti.

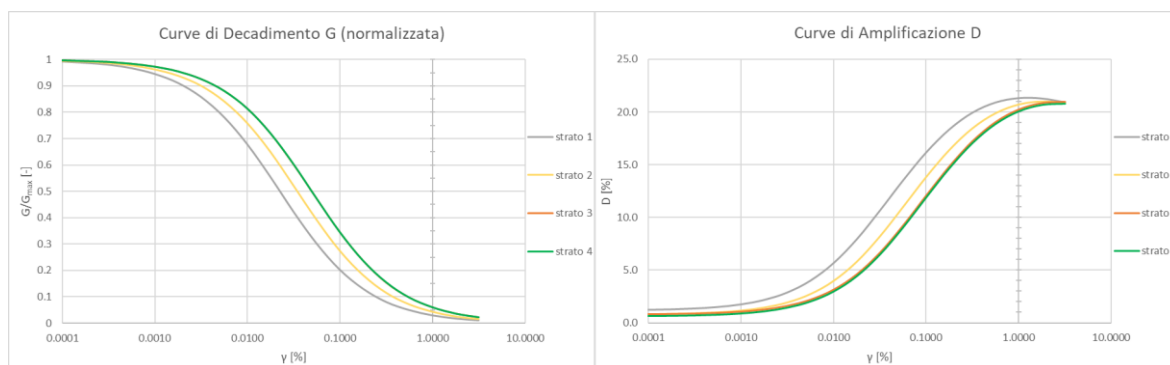


Figura 77

È interessante osservare che, essendo i terreni normalmente consolidati ( $OCR = 1$ ) e avendo simili Indici di Plasticità (0-30), è lo stato tensionale (in termini di tensione media efficace  $\sigma'_o$ ) che assume il ruolo più rilevante nel determinare la risposta sismica dei vari strati considerati.

### 8.3 Definizione delle azioni sismiche al substrato rigido

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno (accelerogrammi) su suolo di riferimento rigido ed orizzontale (sottosuolo cat. A e classe topografica T1).

Tali accelerogrammi, come previsto da normativa, devono essere possibilmente naturali e, comunque, non possono essere artificiali.

Nella scelta dei segnali naturali, sono poi da preferire quelli registrati su sito analogo (geotettonicamente), relativi ad eventi sismici di simile energia (magnitudo), medesima distanza sito-sorgente (raggio) ed analoga accelerazione massima ( $a_g$ ). Altro requisito fondamentale è la spettro-compatibilità delle time histories che può essere raggiunta anche grazie a fattori di scala, che devono essere il più contenuti possibile; per lo stato limite in questione (SLV) la spettro-compatibilità deve essere soddisfatta per l'intervallo di periodi T tra 0.15 e 2 secondi, andando a verificare che l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scostamento in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente ottenuta dallo spettro di normativa.

Al fine di identificare un set di accelerogrammi spettro-compatibili in media, si è fatto ricorso all'utilizzo del software REXEL (Iervolino et al., 2009).

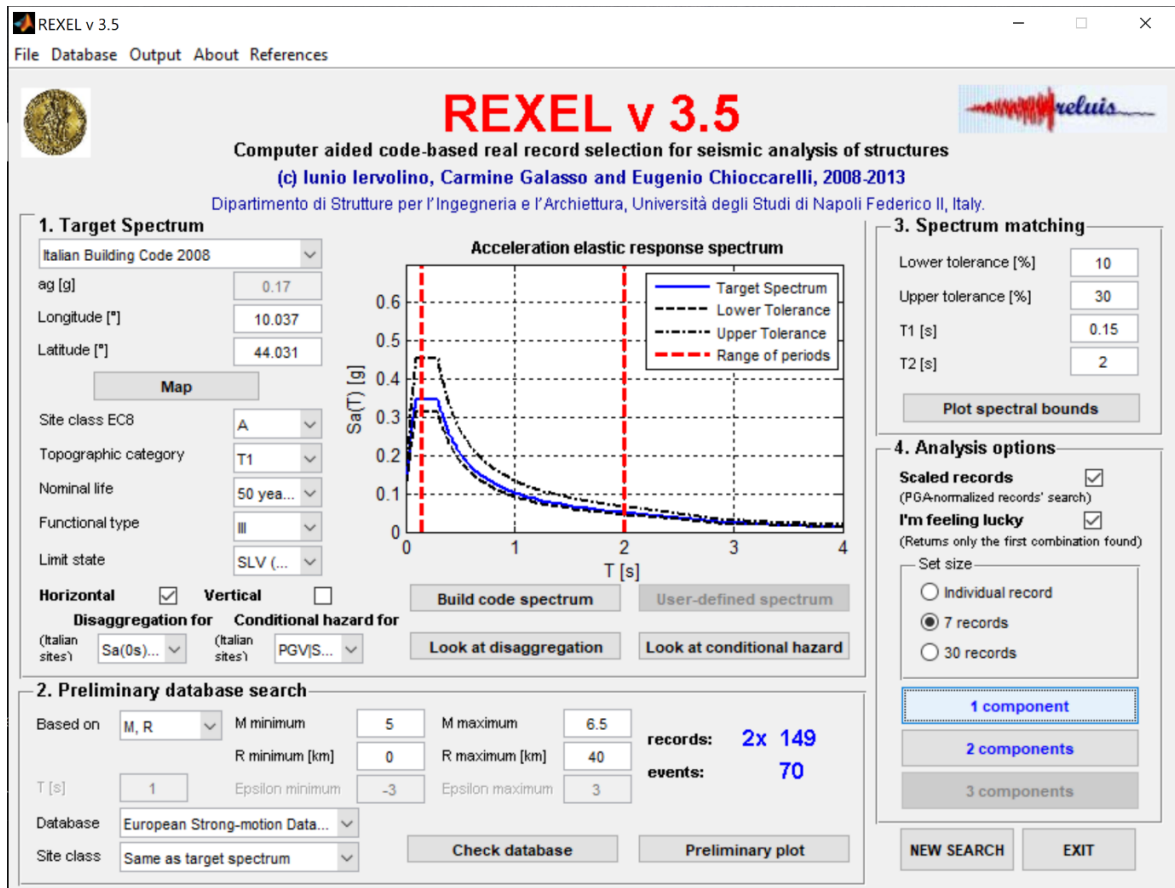


Figura 78

Sono stati individuati 7 accelerogrammi spettro-compatibili in media e quindi la risposta in superficie sarà considerata come la media degli effetti indotti da essi.

Di seguito sono riportate le 7 time histories e le relative informazioni necessarie ai fini dell'analisi.

Tabella 24

| Accelerogrammi selezionati da REXEL |               |            |                            |            |      |                 |                     |                     |                     |                |              |             |
|-------------------------------------|---------------|------------|----------------------------|------------|------|-----------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|--------------|-------------|
| Waveform ID                         | Earthquake ID | Station ID | Earthquake Name            | Date       | Mw   | Fault Mechanism | Epicentral Distance | PGA_X               | PGA_Y               | EC8 Site class | Scale Factor | PGA scalata |
| [-]                                 | [-]           | [-]        | [-]                        | [-]        | [-]  | [-]             | [km]                | [m/s <sup>2</sup> ] | [m/s <sup>2</sup> ] | [-]            | [-]          | [g]         |
| 7142                                | 2309          | ST539      | Bingol                     | 01/05/2003 | 6.3  | strike slip     | 14                  | 5.051               | 2.918               | A              | 0.4894       | 0.146       |
| 368                                 | 175           | ST143      | Lazio Abruzzo              | 07/05/1984 | 5.9  | normal          | 22                  | 0.628               | 0.671               | A              | 4.4328       | 0.146       |
| 1891                                | 651           | ST1320     | Kranidia                   | 25/10/1984 | 5.5  | ?               | 23                  | 0.349               | 0.255               | A              | 0.4082       | 0.146       |
| 6262                                | 1635          | ST2496     | South Iceland              | 17/06/2000 | 6.5  | strike slip     | 31                  | 0.540               | 0.662               | A              | 0.2753       | 0.146       |
| 383                                 | 176           | ST153      | Lazio Abruzzo (aftershock) | 11/05/1984 | 5.5  | normal          | 14                  | 0.198               | 0.201               | A              | 2.4297       | 0.146       |
| 55                                  | 34            | ST20       | Friuli                     | 06/05/1976 | 6.5  | thrust          | 23                  | 3.499               | 3.097               | A              | 7.4489       | 0.146       |
| 642                                 | 292           | ST225      | Umbria Marche (aftershock) | 14/10/1997 | 5.6  | normal          | 23                  | 0.524               | 0.618               | A              | 0.4581       | 0.146       |
| <i>mean</i>                         |               |            |                            |            | 5.97 |                 | 21.4                | 1.541               | 1.203               |                | 2.2775       | 0.146       |

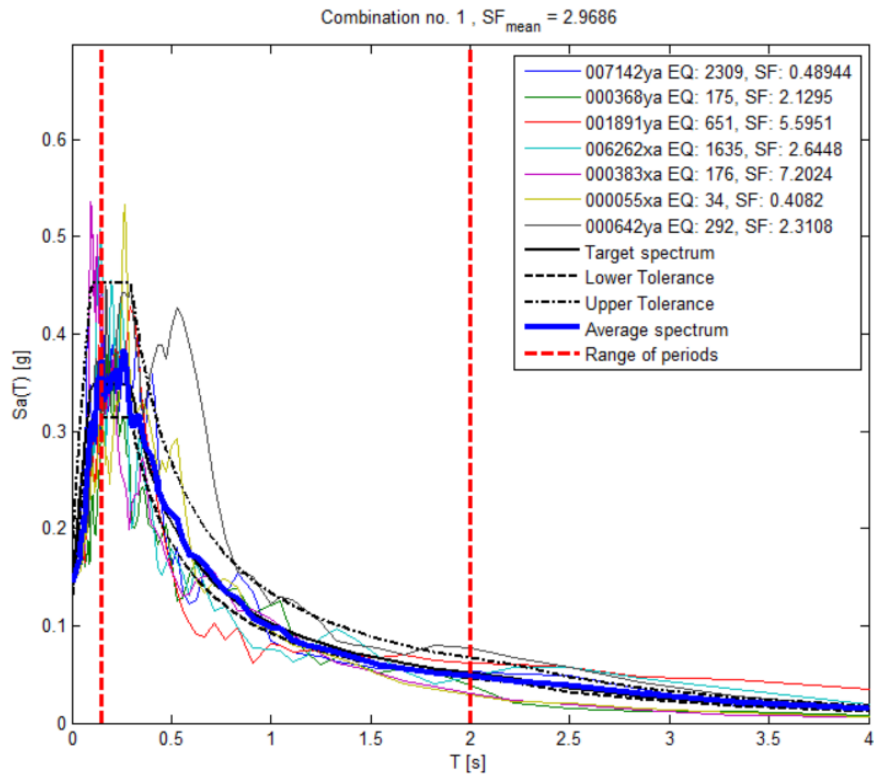


Figura 79

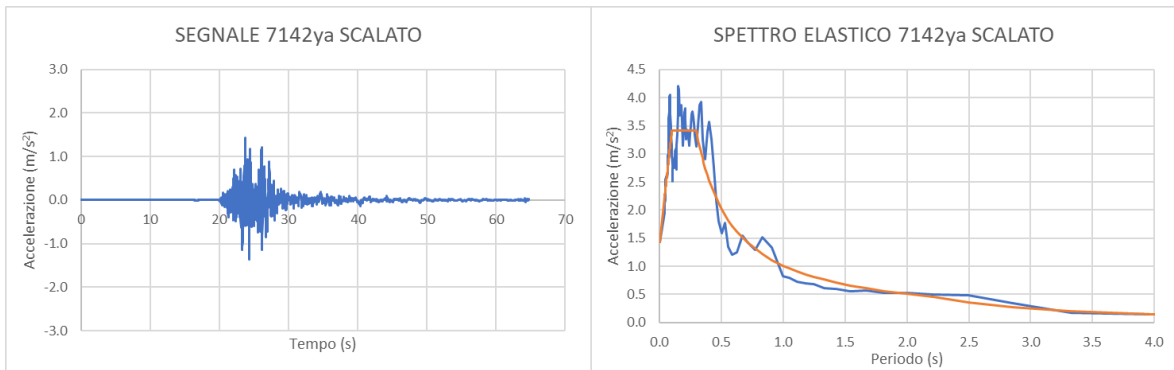


Figura 80

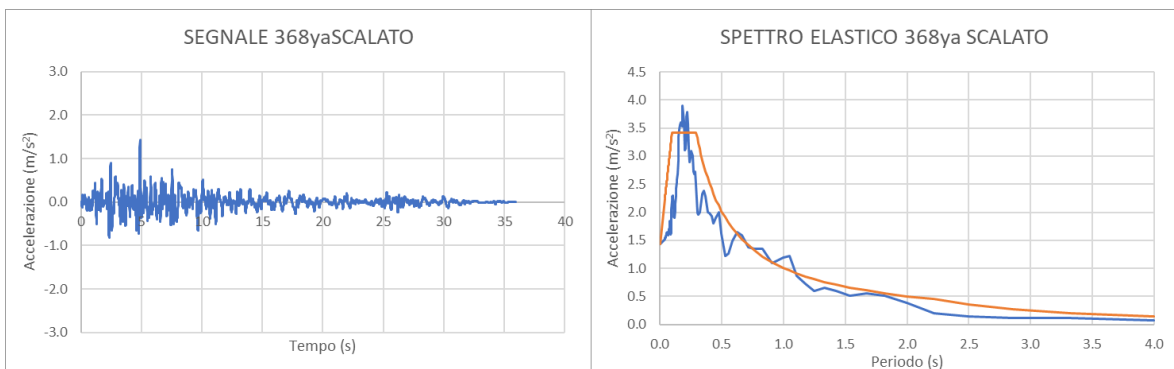


Figura 81



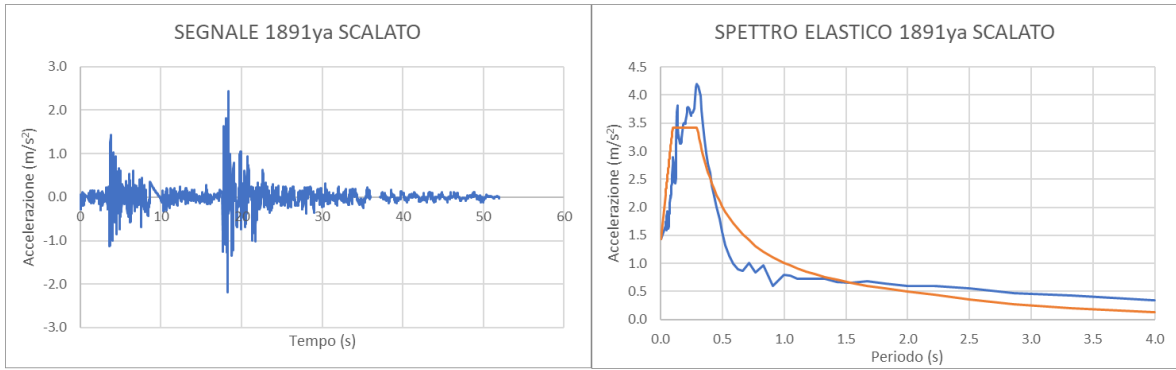


Figura 82

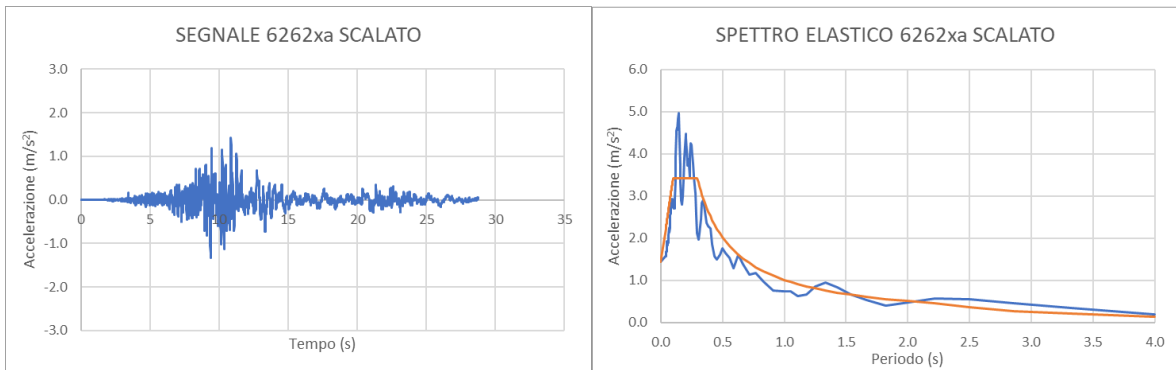


Figura 83

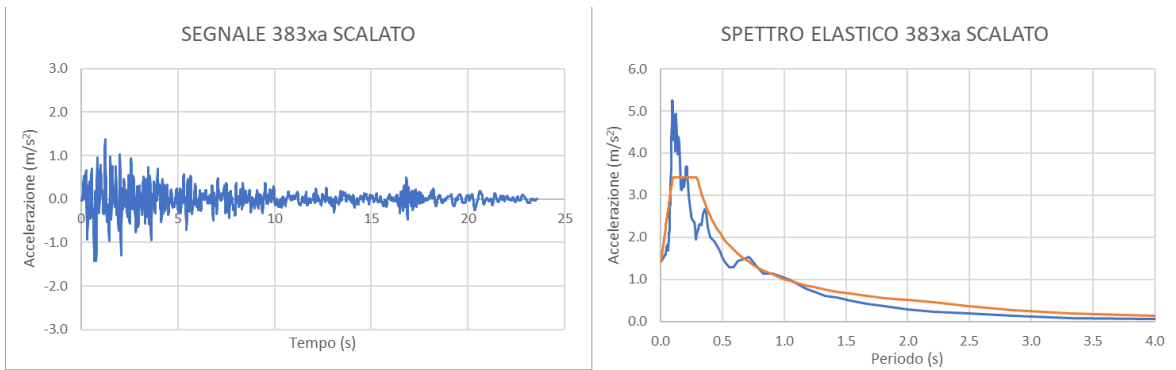


Figura 84

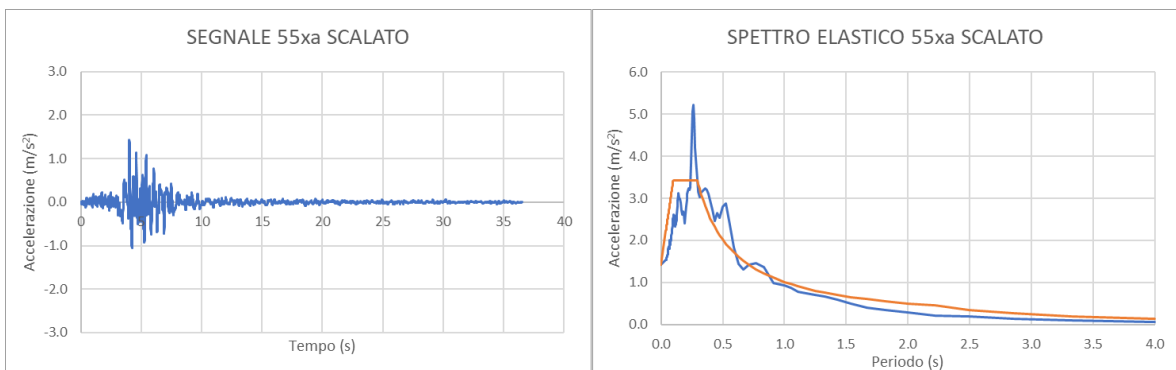


Figura 85

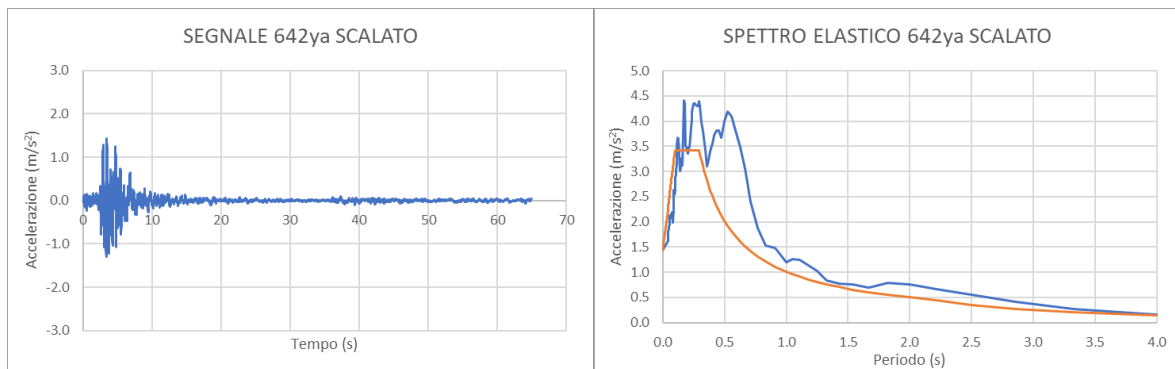


Figura 86

#### **8.4 Scelta della procedura di analisi**

Si è scelto di utilizzare il codice di calcolo STRATA sviluppato da Kottke Albert R. & Rathje Ellen M. (2009) che consente di studiare la propagazione delle onde sismiche tenendo conto del comportamento non lineare del terreno assimilato ad un mezzo “lineare equivalente”.

Per quanto riguarda i singoli strati di terreno, questi vengono considerati come mezzi continui, ovvero il deposito è schematizzato come un unico mezzo continuo in cui ogni strato è assunto omogeneo a comportamento visco-elastico lineare.

Nel modello lineare equivalente si ammette che il modulo di taglio  $G$  e il rapporto di smorzamento  $D$  siano funzione della deformazione di taglio  $\gamma$  e la non linearità non viene considerata tenendo conto delle curve di decadimento (e di incremento) in continuo, ma effettuando un’analisi visco-elastica di tipo iterativo.

Questo perché le deformazioni  $\gamma$  indotte dipendono dalle proprietà del terreno, e quindi i moduli  $G$  e  $D$  non sono costanti e devono essere calcolati iterativamente fino ad ottenere un valore compatibile con il livello di deformazione indotto dal sisma.

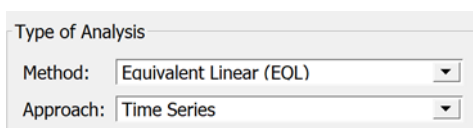
In sintesi, si arriva a convergenza quando i valori di rigidità e smorzamento calcolati sono compatibili con quelli indotti dalle deformazioni dovute al sisma, nei vari strati.

#### **8.5 Applicazione del codice di calcolo STRATA**

Una volta definiti tutti i parametri utili, si procede riportandoli nel software STRATA per poi eseguire l’analisi vera e propria.

Di seguito viene esaminata la procedura da seguire nel software STRATA.

Innanzitutto, vengono definiti i dati generali, che prevedono il tipo di analisi (in questo caso EQL), il tipo di input (time series)



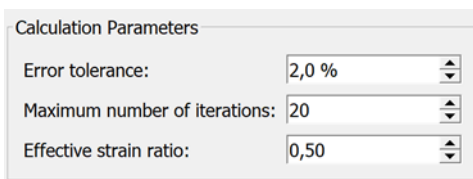
Type of Analysis

Method: Equivalent Linear (EOL)

Approach: Time Series

Figura 87

ed i parametri di calcolo che sono la tolleranza, il numero di iterazioni ed il rapporto di deformazione effettivo che è funzione della magnitudo M.



Calculation Parameters

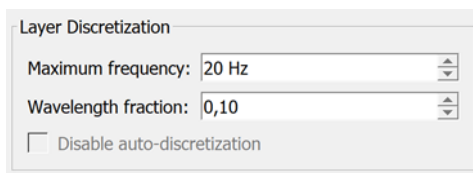
Error tolerance: 2,0 %

Maximum number of iterations: 20

Effective strain ratio: 0,50

Figura 88

Infine, tra i dati generali troviamo la frequenza massima che ci interessa modellare ed il criterio di ottimizzazione; questi parametri sono fondamentali al fine di permettere al programma di discretizzare al meglio i vari strati senza perdita di informazioni; Kuhlemeyer e Lysmer (1973) proposero di adottare un valore di criterio di ottimizzazione compreso tra 0.1 e 0.125, al fine di evitare una sorta di effetto filtro da parte dei vari strati.



Layer Discretization

Maximum frequency: 20 Hz

Wavelength fraction: 0,10

Disable auto-discretization

Figura 89

In seguito, si procede ad inserire le tipologie di suolo, e quindi le caratteristiche fisiche e meccaniche (escluso  $V_s$ ) dei vari litotipi che compongono la stratigrafia in esame, oltre alle informazioni sul bedrock sismico e la profondità della falda.

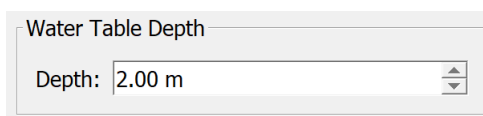


Bedrock Layer

Unit weight: 22,00 kN/m<sup>3</sup>

Damping: 0,50 %

Figura 90



Water Table Depth

Depth: 2.00 m

Figura 91

È comunque importante osservare che la profondità imposta per la falda non influisce sull'analisi in quanto il software opera in tensioni totali; tale parametro risulta utile solo nel caso di analisi di liquefazione (che richiede le tensioni efficaci).

Abbiamo il nome dei vari tipi di terreno, il loro peso di volume, le relative curve dei parametri dinamici ed il Damping Limit.

|   | Name  | Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> ) | G/G_max Model             | Damping Model             | Damp. Limit (%) | Notes |
|---|---|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------|-------|
| 1 | Riporto in sabbia grigio scura                      | 19.00                            | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | 0.5             |       |
| 2 | Sabbia Limosa                                       | 18.00                            | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | 0.5             |       |
| 3 | Limo argilloso con sabbia                           | 18.00                            | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | 0.5             |       |
| 4 | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose | 19.00                            | Darendeli & Stokoe (2001) | Darendeli & Stokoe (2001) | 0.5             |       |

Figura 92

Per quanto riguarda le curve di decadimento della rigidità e di smorzamento si è adottata la formulazione di Darendeli & Stokoe (2001).

A titolo di esempio, si riporta la serie di valori adottati per uno degli strati per utilizzare il modello di Darendeli & Stokoe.

| Darendeli and Stokoe Model Parameters |          |
|---------------------------------------|----------|
| Mean effective stress:                | 0.90 atm |
| Plasticity Index:                     | 0        |
| Over-consolidation ratio:             | 1.00     |
| Excitation frequency:                 | 1.0 Hz   |
| Number of cycles:                     | 10       |

Figura 93

Fatto ciò, si procede a identificare la stratigrafia, andando a definire l'esatta successione stratigrafica, lo spessore e la velocità  $V_s$  dei singoli strati (compreso il bedrock sismico).

|   | Depth (m) | Thickness (m) | Soil Type   | $V_s$ (m/s) |
|---|-----------|---------------|---|-------------|
| 1 | 0.00      | 6.00          | Riporto in sabbia grigio scura                      | 170.00      |
| 2 | 6.00      | 19.00         | Sabbia Limosa                                       | 215.00      |
| 3 | 25.00     | 5.00          | Limo argilloso con sabbia                           | 240.00      |
| 4 | 30.00     | 33.00         | Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose | 370.00      |
| 5 | 63.00     | Half-Space    | Bedrock   | 600.00      |

Figura 94

Infine, gli ultimi dati di input da inserire sono le time series, necessarie a identificare l'input sismico; inoltre va specificato dove sono applicate le azioni di input, in tal caso si sceglie l'opzione Bedrock (outcrop) poiché è assunta l'ipotesi di base elastica.

| Motion Input Location   |
|---|
| Specify the location to input the motion(s): <input type="text" value="Bedrock"/> |

Figura 95

|   | Name   | Description | Type         | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|---|--|-------------|--------------|---------|------------|--------------|
| 1 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\007142ya_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 10.26      | 0.49         |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\000368ya_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 8.28       | 2.13         |
| 3 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\001891ya_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 12.92      | 5.60         |
| 4 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\006262xa_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 10.42      | 2.64         |
| 5 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\000383xa_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 10.09      | 7.20         |
| 6 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\000055xa_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 8.56       | 0.41         |
| 7 | <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\000642ya_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 12.14      | 2.31         |

Figura 96

Di seguito sono riportati i parametri da inserire, per uno degli input sismici previsti, alcuni di questi sono letti in automatico dal programma in relazione al file dell'accelerogramma caricato, altri vanno aggiunti manualmente (come il fattore di scala).

| Name   | Description | Type         | PGA (g) | PGV (cm/s) | Scale Factor |
|--|-------------|--------------|---------|------------|--------------|
| 1 <input checked="" type="checkbox"/> REXEL3\007142ya_record.txt |             | Outcrop (2A) | 0.15    | 10.26      | 0.49         |

**Strata** [?] [X]

Input | Plots

File... [nte/Desktop/GIULIO/UNIVERSITÀ/MAGISTRALE/TIROCCINIO & TESI/TIROCCINIO/caratt. parametri sismici/REXEL3/007142ya\_record.txt]

Description: [ ]

Point count: [6472] Time step: [0.0100 s] Scale factor: [0.4894]

Format: [Columns] Data column: [2] Units: [m/sec^2] PGA: [0.146 g]

Start line: [1] Stop line: [6472] Current Line: [1]

```

0.000000e+000 -2.321200e-004
1.000000e-002 -6.348200e-004
2.000000e-002 -9.099000e-004
3.000000e-002 -8.939900e-004
4.000000e-002 -9.073700e-004
5.000000e-002 -1.062800e-003

```

Close

Figura 97

Una volta definiti tutti i dati di input, si scelgono quelli di output che si vogliono ottenere.

In questo caso, si richiedono gli andamenti di PGA e Shear-Strain con la profondità, le time series in superficie ed al bedrock, oltre agli spettri di risposta (sia in accelerazione che di Fourier).

Qui a fianco i profili selezionati, sotto troviamo le informazioni inserite per ottenere le time series.

| Name   |
|--|
| <input type="checkbox"/> Arias Intensity Profile                     |
| <input type="checkbox"/> Damping Ratio                               |
| <input type="checkbox"/> Dissipated Energy Profile                   |
| <input type="checkbox"/> Final Shear-Wave Velocity Profile           |
| <input type="checkbox"/> Initial Shear-Wave Velocity Profile         |
| <input checked="" type="checkbox"/> Peak Ground Acceleration Profile |
| <input type="checkbox"/> Peak Ground Displacement Profile            |
| <input type="checkbox"/> Maximum Error Profile                       |
| <input checked="" type="checkbox"/> Maximum Shear-Strain Profile     |
| <input type="checkbox"/> Maximum Shear-Stress Profile                |
| <input type="checkbox"/> Peak Ground Velocity Profile                |
| <input type="checkbox"/> Shear-Modulus Profile                       |
| <input type="checkbox"/> Stress Ratio Profile                        |
| <input type="checkbox"/> Stress Reduction Coefficient (r_d) Profile  |
| <input type="checkbox"/> Vertical Total Stress Profile               |
| <input type="checkbox"/> Vertical Effective Stress Profile           |

Figura 98

|   | Name                     | Location | Type         | Baseline Correct                    |
|---|--------------------------|----------|--------------|-------------------------------------|
| 1 | Acceleration Time Series | 0.00 m   | Outcrop (2A) | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 2 | Acceleration Time Series | Bedrock  | Outcrop (2A) | <input checked="" type="checkbox"/> |

Figura 99

Di seguito, invece, le informazioni per ottenere gli spettri di risposta.

|   | Name                           | Location | Type         |
|---|--------------------------------|----------|--------------|
| 1 | Acceleration Response Spectrum | 0.00 m   | Outcrop (2A) |
| 2 | Fourier Amplitude Spectrum     | 0.00 m   | Outcrop (2A) |

Figura 100

**Response Spectrum Properties**

Damping: 5,0 %

Minimum: 0,010 s

Maximum: 4,000 s

Point count: 91

Spacing: Loa

---

**Frequency Properties**

Minimum: 0,050 Hz

Maximum: 100,000 Hz

Point count: 512

Spacing: Loa

---

**Logging Properties**

Logging level: Medium

Figura 101

Una volta completata l'analisi, ciò che otteniamo sono i seguenti diagrammi con i relativi valori tabellari (utili ai fini dell'elaborazione dei risultati).

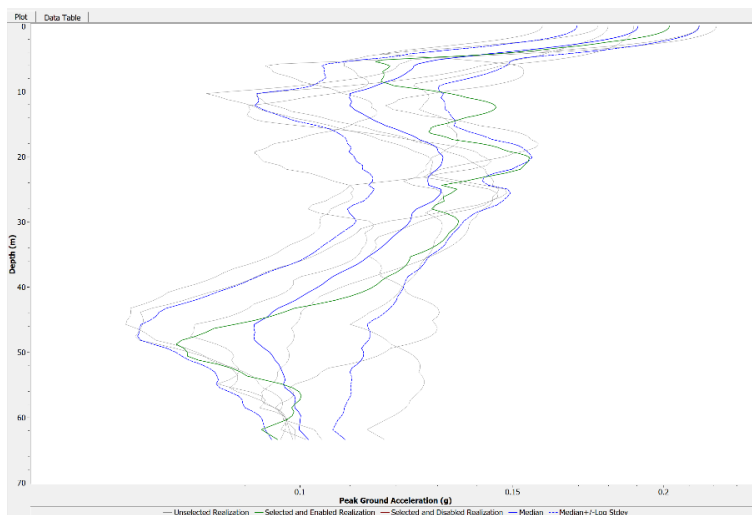


Figura 102

Profilo della PGA

Profilo della massima deformazione di taglio

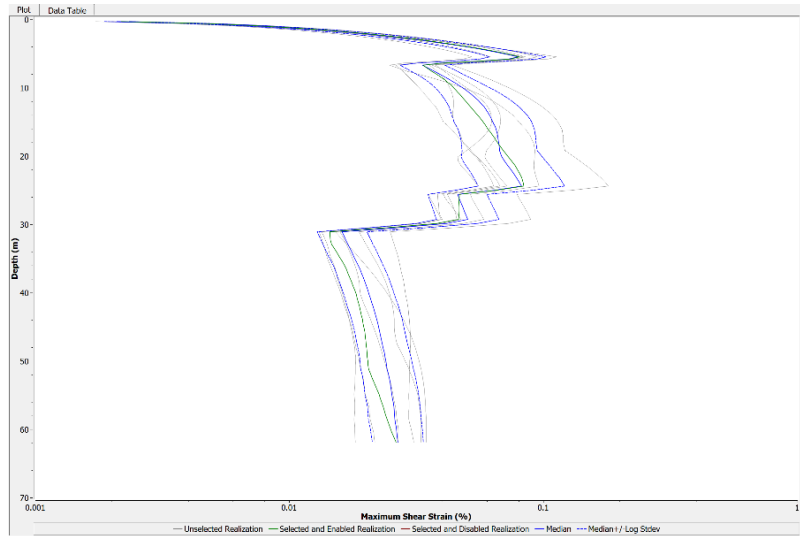
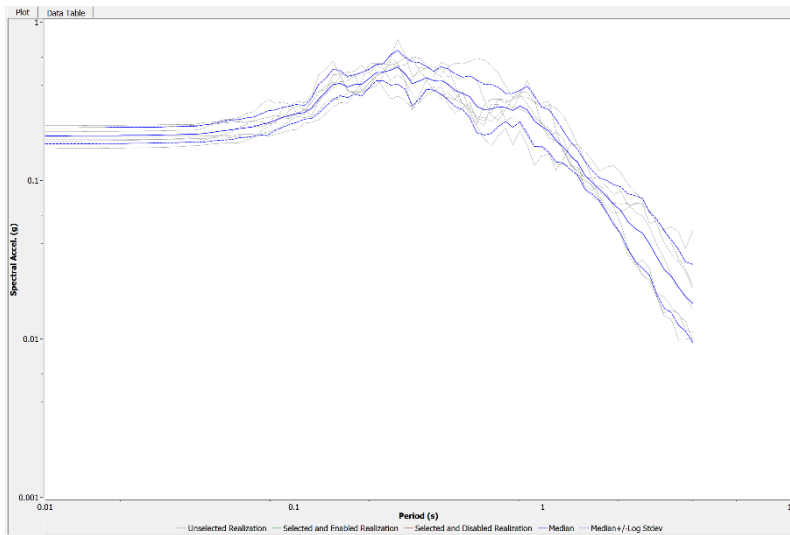


Figura 103



Spettro di Risposta in accelerazione

Figura 104

Spettro di Fourier

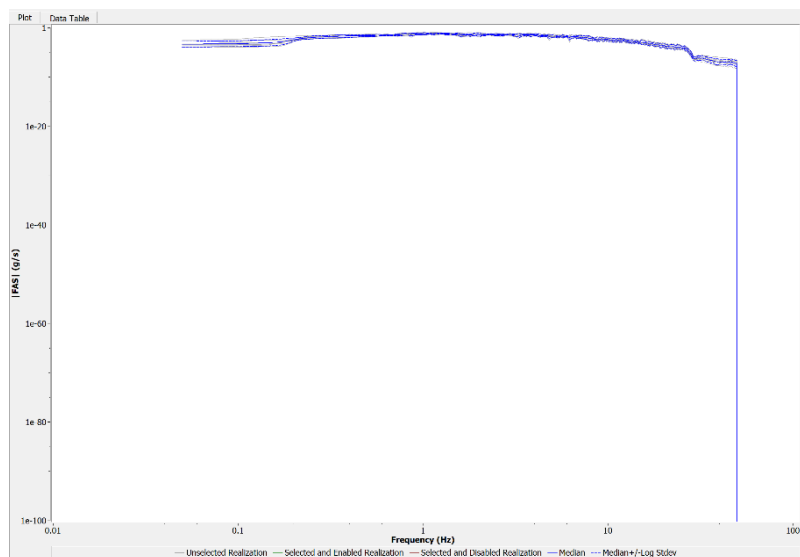


Figura 105

## Le time series, in superficie ed al bedrock

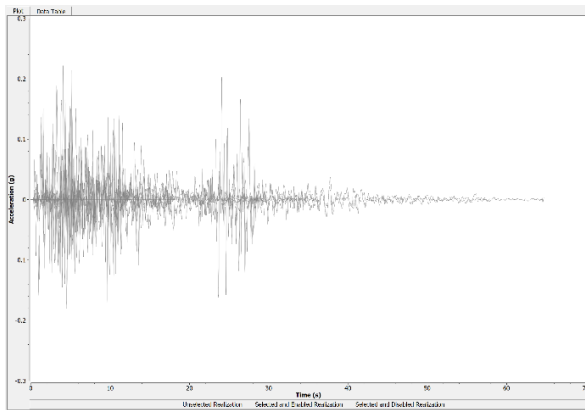


Figura 106

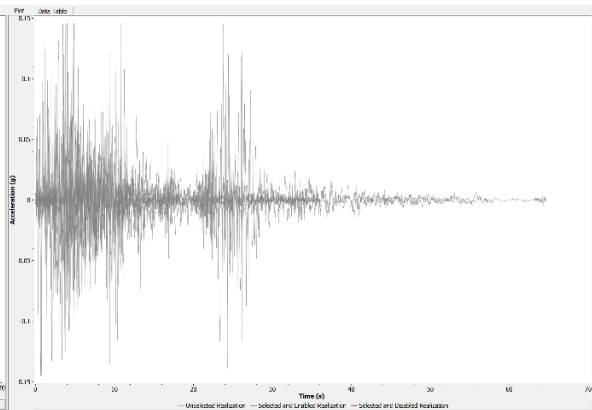


Figura 107

### 8.6 Risultati dell'analisi

Il codice di calcolo STRATA fornisce una moltitudine di risultati; nella presente analisi di risposta sismica locale si è focalizzata l'attenzione sugli spettri di risposta in accelerazione, da confrontare con quelli ottenuti da approccio semplificato previsto da NTC2018, ricordando che lo scopo dello studio è valutare gli effetti di sito, in particolare gli effetti di amplificazione stratigrafica.

Quindi, si riportano di seguito gli spettri elastici allo SLV, secondo NTC2018, su suolo di categoria A e su categoria C (determinato come previsto da normativa tramite la  $V_{Seq}$ ) adatto alla stratigrafia in esame, oltre agli spettri relativi ai sette accelerogrammi ottenuti dall'analisi di RSL.

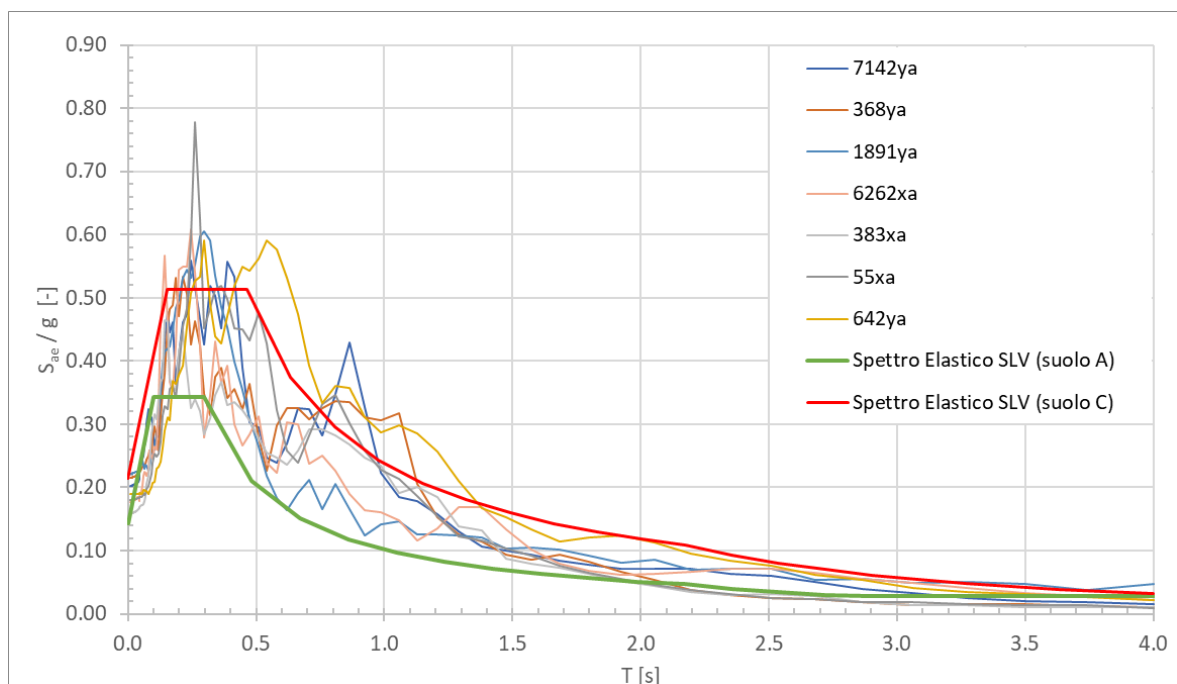


Figura 108



A questo punto, per un confronto più preciso, visto il numero di accelerogrammi a disposizione è possibile valutare lo spettro medio, che andremo a sovrapporre a quelli derivanti da approccio semplificato; andremo, inoltre, a confrontare i parametri di amplificazione (in particolare il fattore  $S_S$ ), in termini di accelerazione all'attacco dello spettro, ricordando che sia per l'analisi di risposta sismica locale sia per l'approccio semplificato si è assunto suolo orizzontale (cat. T1) e quindi  $S_T = 1$ .

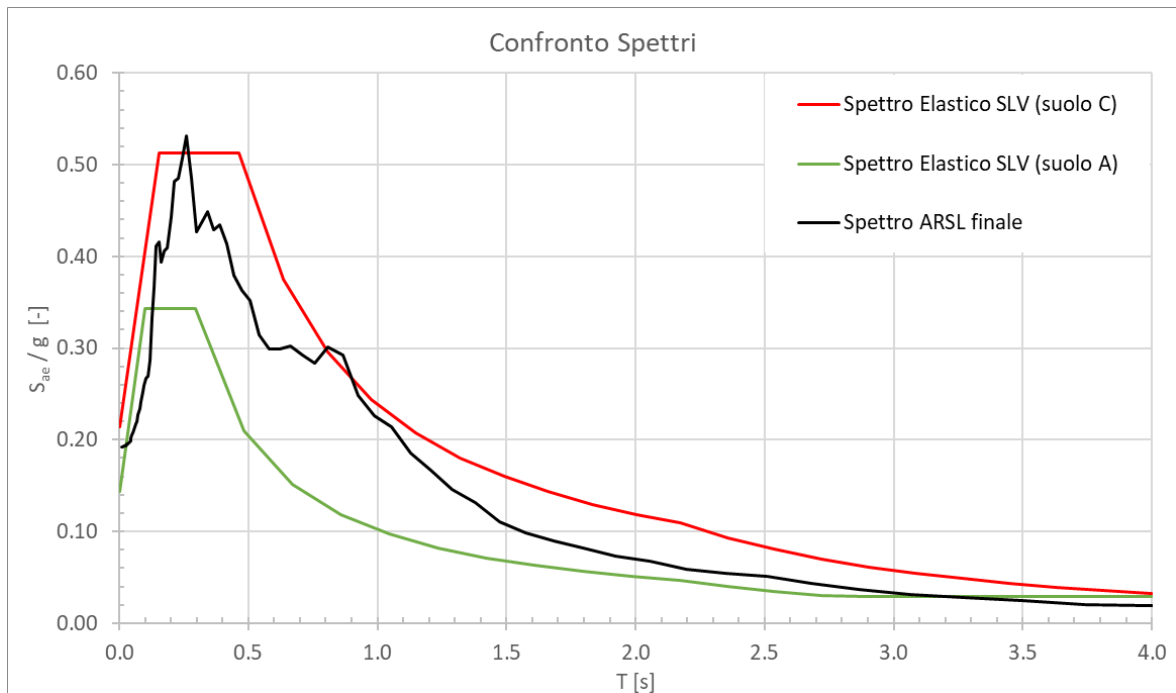


Figura 109

Tabella 25

| approccio semplificato - suolo di cat. A |       |       |               |
|--|-------|-------|---------------|
| $a_g$                                    | $S_S$ | $S_T$ | $a_g \cdot S$ |
| [-]                                      | [-]   | [-]   | [-]           |
| 0.1436                                   | 1.00  | 1     | 0.1436        |

Tabella 26

| approccio semplificato - suolo di cat. C |       |       |               |
|--|-------|-------|---------------|
| $a_g$                                    | $S_S$ | $S_T$ | $a_g \cdot S$ |
| [-]                                      | [-]   | [-]   | [-]           |
| 0.1436                                   | 1.49  | 1     | 0.2146        |

Tabella 27

| analisi di risposta sismica locale |       |       |               |
|------------------------------------|-------|-------|---------------|
| $a_g$                              | $S_S$ | $S_T$ | $a_g \cdot S$ |
| [-]                                | [-]   | [-]   | [-]           |
| 0.1436                             | 1.34  | 1     | 0.1922        |

Per ottimizzare il risultato dell'analisi e quindi renderlo più facilmente confrontabile con gli spettri di normativa, si procede andando a regolarizzare lo spettro di risposta medio ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale, in modo tale da ottenere uno spettro direttamente confrontabile con quelli che si ricavano mediante l'approccio semplificato delle NTC2018 (vedi paragrafo 6.2 della presente trattazione).

Tale procedimento è attuato facendo ricorso alla procedura proposta da “*Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*” (vol.1 – parti I e II – § 2.5.4.3.1).

Di seguito è riportato lo spettro regolarizzato ricavato a partire dallo spettro medio ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale (*Figura 110*) e la *Tabella 28* dove troviamo i parametri che caratterizzano il suddetto spettro, mentre in *Figura 111* si riporta il confronto tra tale spettro e quelli derivanti da approccio semplificato di normativa.

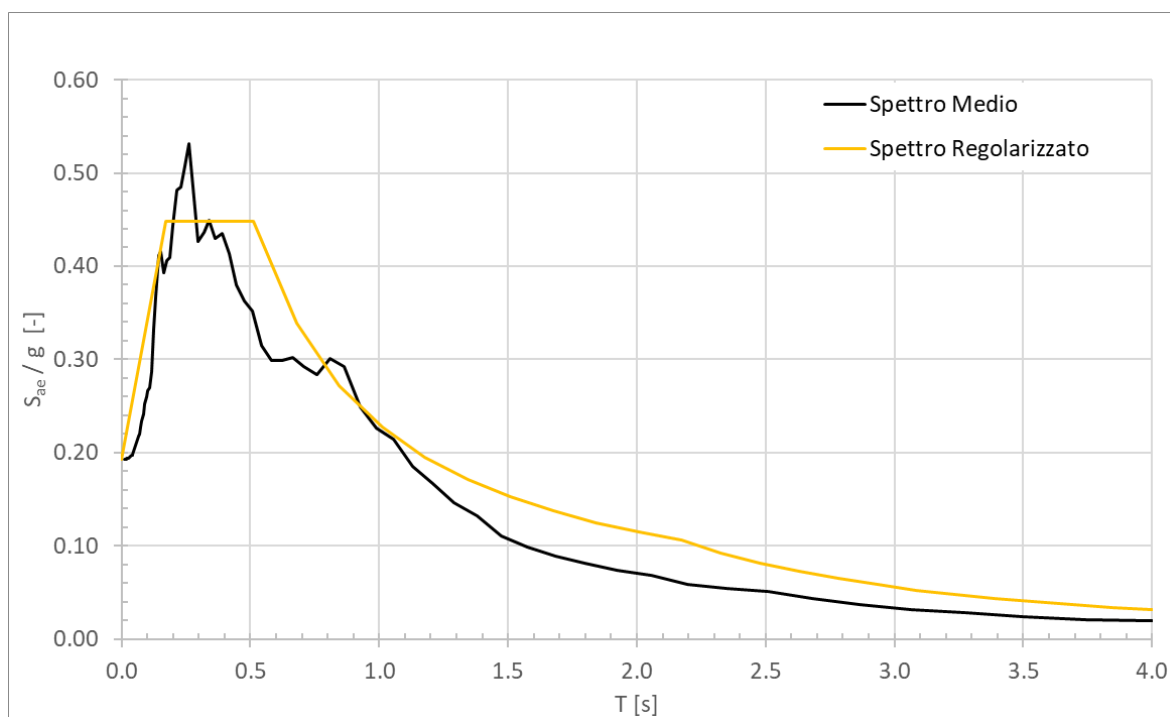


Figura 110

Tabella 28

| $a_g$  | $S$  | $a_g \cdot S$ | $F_0$ | $T_C$ | $T_B$ | $T_D$ |
|--------|------|---------------|-------|-------|-------|-------|
| [-]    | [-]  | [-]           | [-]   | [s]   | [s]   | [s]   |
| 0.1436 | 1.34 | 0.1922        | 2.330 | 0.513 | 0.171 | 2.174 |

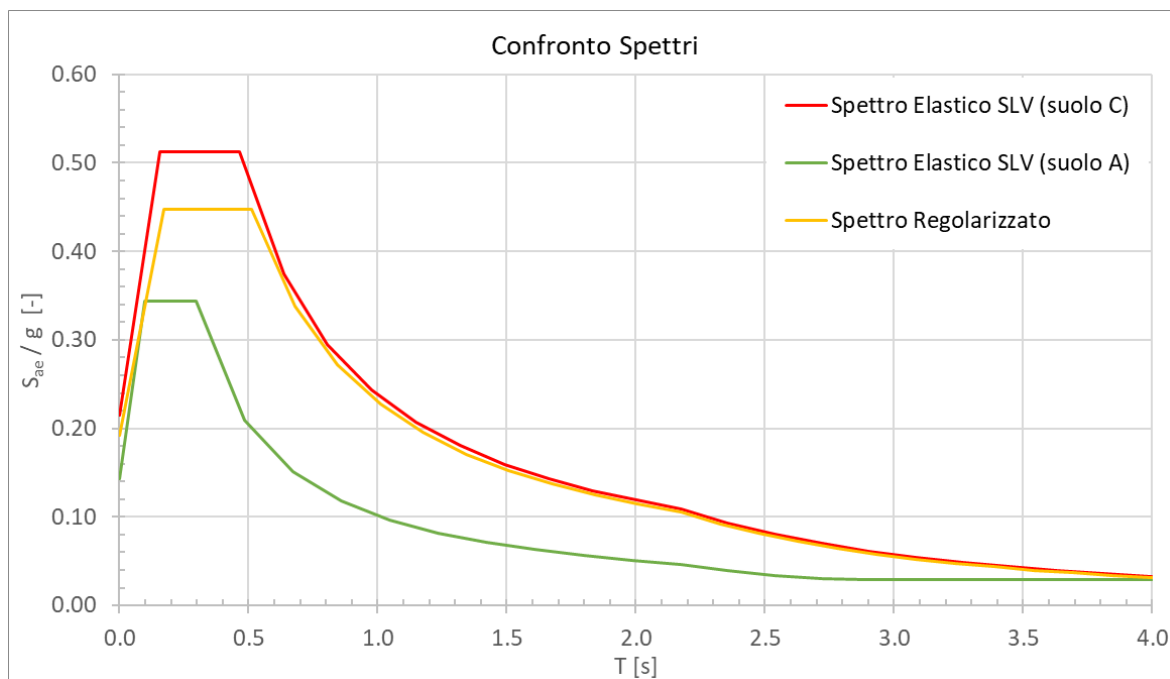


Figura 111

È interessante osservare come nel caso studio analizzato l'analisi di RSL permetta un modesto "sconto", in termini di accelerazione, rispetto all'approccio semplificato. Visto da un altro punto di vista, ciò significa che l'effettiva amplificazione dell'azione sismica dovuta alla stratigrafia è minore se si considerano tutti gli strati di terreno presenti tra piano campagna e bedrock rispetto alla condizione semplificata prevista da NTC che tiene conto, al massimo, dei primi 30 m di terreno.

Tuttavia, se si osserva la *Figura 111* più nel dettaglio si potrà notare che tale differenza fra i due spettri (rosso e giallo) si ha solo per valori del periodo relativamente bassi e quindi influenzerà quei casi in cui le strutture risultano molto rigide, mentre nel caso di opere più deformabili, caratterizzate da periodi maggiori, i due spettri sono equivalenti.

Per lo studio in esame, dove l'attenzione è focalizzata sull'intero sistema geotecnico (opera + terreno), il parametro su cui soffermarsi è la massima accelerazione attesa in sito (banalmente l'attacco dello spettro), che risulterà poi necessaria in seguito, in particolare per la verifica della stabilità globale.

Tabella 29

| RSL       | NTC2018 (cat. C) |
|-----------|------------------|
| $a_{max}$ | $a_{max}$        |
| [-]       | [-]              |
| 0.192     | 0.215            |

Come evidenziato nella *Tabella 29* l' $a_{max}$  da RSL risulta leggermente minore rispetto a quella dell'approccio semplificato, per uno "sconto" in accelerazione di circa 0,02g.

## **9 Valutazione della sicurezza mediante analisi della stabilità globale**

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 (NTC2018) e della relativa circolare applicativa (Circolare 21 gennaio 2019, n.7, C.S.LL.PP.) la valutazione della sicurezza è svolta secondo i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi.

In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza (azioni agenti, caratteristiche dei materiali, ...) viene pesata con un apposito coefficiente di sicurezza, detto appunto parziale, che è proporzionale all'influenza e soprattutto al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

In questo studio si focalizzerà l'attenzione sulla stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (sistema geotecnico), andando poi ad approfondire il problema in condizioni sismiche, ricercando quella che è l'effettiva capacità del sistema di sopportare i carichi agenti in presenza di un terremoto.

Nello specifico, essendo l'opera assimilabile ad un muro di sostegno a gravità, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere redatta nei confronti degli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO), sia in condizioni statiche che sismiche.

In condizioni statiche (SLU), la verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 delle NTC2018 (opere di materiali sciolti e fronti di scavo), secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

In condizioni sismiche (SLV), deve essere soddisfatta la verifica di stabilità globale del sistema geotecnico con i criteri indicati al § 7.11.4 delle NTC2018 (fronti di scavo e rilevati), impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 delle NTC2018 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (come specificato in generale al § 7.11.1 delle NTC2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

In generale, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle seguenti relazioni:

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

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, definito dalla seguente relazione:

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

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse 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 con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

Di seguito si riportano le tabelle presenti in normativa dove vengono definiti i valori dei diversi coefficienti parziali di sicurezza.

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

|                                | Effetto     | Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (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 $G_2^{(4)}$ | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                    | 0,8 | 0,8  | 0,8  |
|                                | Sfavorevole |  | 1,5 | 1,5  | 1,3  |
| Azioni variabili Q             | Favorevole  | $\gamma_{Qs}$                                    | 0,0 | 0,0  | 0,0  |
|                                | Sfavorevole |  | 1,5 | 1,5  | 1,3  |

<sup>(4)</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  $\gamma_{G1}$

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 | $\tan \phi'_k$  | $\gamma_{\phi'}$                 | 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  |

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| COEFFICIENTE | R2  |
|--------------|-----|
| $\gamma_R$   | 1,1 |

Invece per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni sismiche (SLV) i coefficienti sono tutti posti pari all'unità, ad eccezione del coefficiente per le resistenze che nel caso di verifica della stabilità globale è pari a 1.2, mentre il metodo di analisi impiegato è quello pseudostatico.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ( $\beta_s$ ) è quello previsto dalle NTC2018 al § 7.11.4:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

mentre, l'accelerazione massima attesa al sito è stata valutata tramite l'analisi della risposta sismica locale e risulta essere  $a_{max} = 0,192g$ .

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno ed il successivo approfondimento del problema sismico sono state realizzate mediante l'ausilio di un programma agli elementi finiti, ovvero Plaxis2D.

### 9.1 Applicazione del codice di calcolo FEM Plaxis2D

Al fine di valutare la stabilità globale del sistema geotecnico in esame si è fatto ricorso al programma agli elementi finiti Plaxis2D.

A tale scopo è stato necessario ricostruire le varie fasi che si sono susseguite per la costruzione dell'opera, ricordando che le proprietà dei materiali strutturali e dei terreni presenti sono desunte dalle rispettive elaborazioni eseguite in precedenza. Innanzitutto, è stato creato il modello, rappresentativo dello stato di fatto dell'opera in relazione al modello geotecnico ricostruito sulla base delle indagini disponibili, definendo un'estensione della mesh tale che i bordi non influenzino i risultati dell'analisi.

Infatti, come osservato da Kontoe, Pelecanos & Potts (2013), la dimensione della mesh, intesa come distanza dell'opera dai bordi, influisce in modo sensibile sui risultati di una analisi FEM pseudo-statica (Figura 112), che è esattamente la metodologia che andremo a utilizzare per il problema in esame.

Nello specifico, gli Autori individuano che la dimensione del modello condiziona principalmente la forma del cinematismo critico e l'entità degli spostamenti ottenuti dall'analisi, mentre il valore del coefficiente sismico risulta essere influenzato solo in maniera marginale. Inoltre, gli Autori osservano come tale fenomeno sia dovuto all'innesco di meccanismi di strato (*layer mechanism*) teoricamente giustificabili in un'analisi pseudostatica, ma privi di senso fisico, in quanto l'azione sismica reale determina un'oscillazione alternata del terreno.

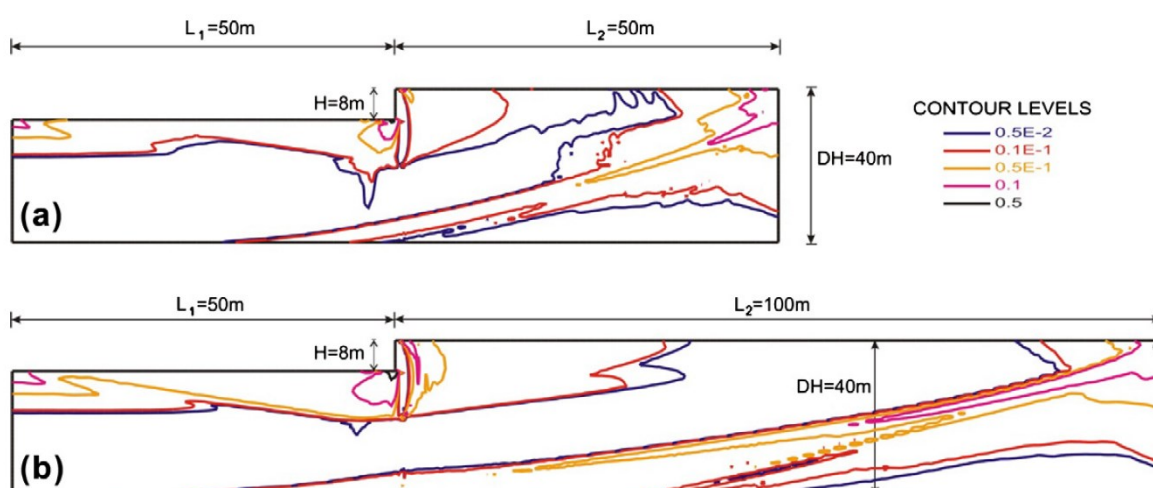


Figura 112

Una volta definita la geometria del modello, si assegnano le proprietà ai singoli elementi costituenti lo stesso.

Per quanto riguarda i terreni e la pavimentazione si è utilizzato un modello elastico perfettamente plastico con soglia plastica determinata alla Mohr-Coulomb; mentre per il cassone è stato utilizzato un modello elastico lineare.

Nella *Tabella 30* sono riportati i parametri caratteristici necessari per la modellazione dei terreni, nella *Tabella 31* ritroviamo quelli adottati per la pavimentazione in conglomerato bituminoso, mentre nella *Tabella 32* sono descritti i parametri per il muro a cassoni in calcestruzzo; in quest'ultimo caso, si è tenuto conto del fatto che all'interno dell'opera è presente materiale inerte che possiede un peso di volume sicuramente più basso rispetto al calcestruzzo e perciò è stato assunto un  $\gamma$  ridotto rispetto a quello che troviamo generalmente per strutture in cls (24-25 kN/m<sup>3</sup>).

*Tabella 30*

| DESCRIZIONE  | $\gamma$             | $\phi'$ | $c'$  | $E'_{0.1}$ | $\nu$ |
|--|----------------------|---------|-------|------------|-------|
|  | [kN/m <sup>3</sup> ] | [°]     | [kPa] | [MPa]      | [-]   |
| Rinfianco in materiale eterogeneo prevalentemente grossolano | 19                   | 41      | -     | 40         | 0.26  |
| Riporto in sabbia grigio scura                               | 19                   | 32      | -     | 21         | 0.32  |
| Sabbia Limosa  | 18                   | 35      | -     | 70         | 0.30  |
| Limo argilloso con sabbia                                    | 18                   | 29      | -     | 65         | 0.34  |
| Sabbie limose argillose con intercalazioni ghiaiose          | 19                   | 33      | -     | 60         | 0.31  |

*Tabella 31*

| DESCRIZIONE                               | $\gamma$             | $\phi'$ | $c'$  | $E'_{0.1}$ | $\nu$ |
|---|----------------------|---------|-------|------------|-------|
|   | [kN/m <sup>3</sup> ] | [°]     | [kPa] | [MPa]      | [-]   |
| Pavimentazione in conglomerato bituminoso | 20                   | 30      | 500   | 2100       | 0.38  |

*Tabella 32*

| DESCRIZIONE                    | $\gamma$             | $E'$  | $\nu$ |
|--------------------------------|----------------------|-------|-------|
|                                | [kN/m <sup>3</sup> ] | [MPa] | [-]   |
| Muro a cassoni in calcestruzzo | 20                   | 28000 | 0.15  |

A questo punto, avendo definito tutti gli elementi costituenti il modello, si è proceduto alla generazione della mesh, tramite l'apposito comando, e alla simulazione, nel giusto ordine, delle diverse fasi costruttive in modo tale da ottenere uno stato tensionale del terreno rappresentativo di quello reale.



Di seguito sono rappresentate le fasi costruttive considerate.

### 1. Fase iniziale

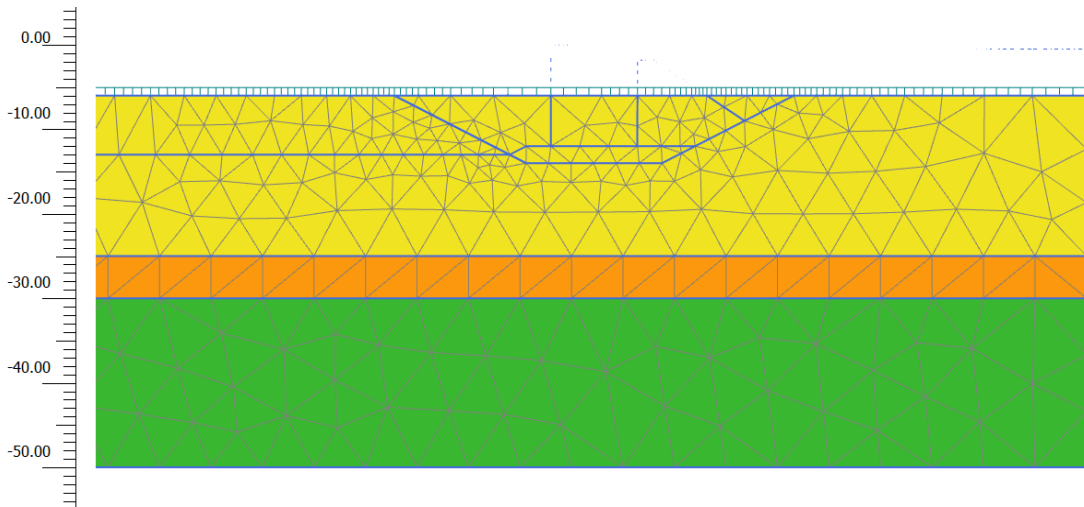


Figura 113

### 2. Scavo della canaletta di imbasamento

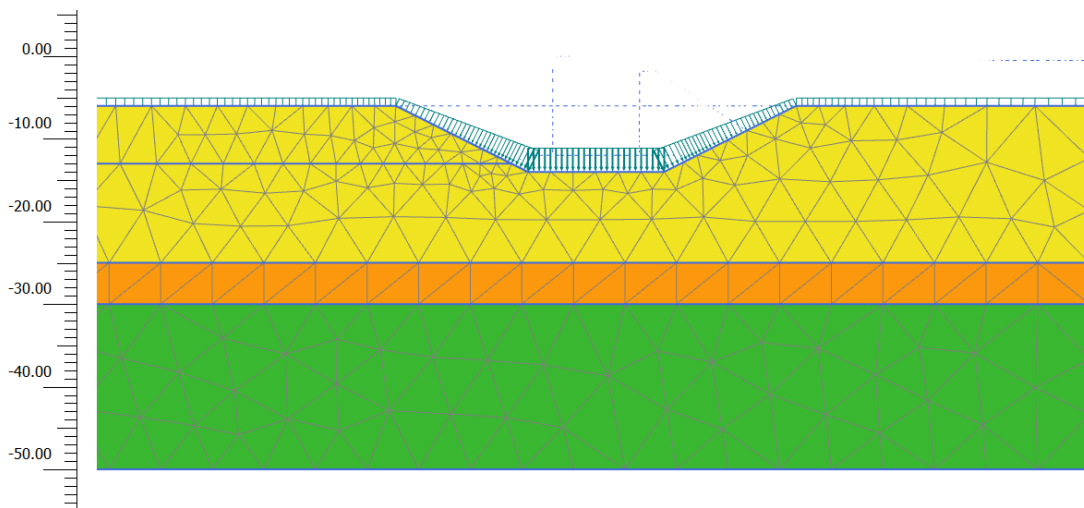


Figura 114

### 3. Costruzione dello scanno di imbasamento in pietrame

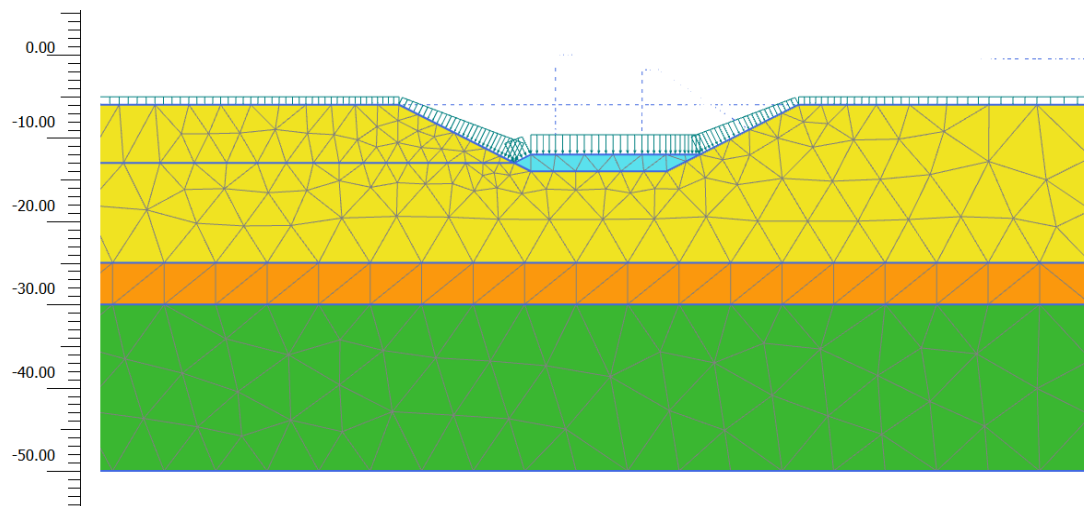


Figura 115

#### 4. Costruzione del cassone

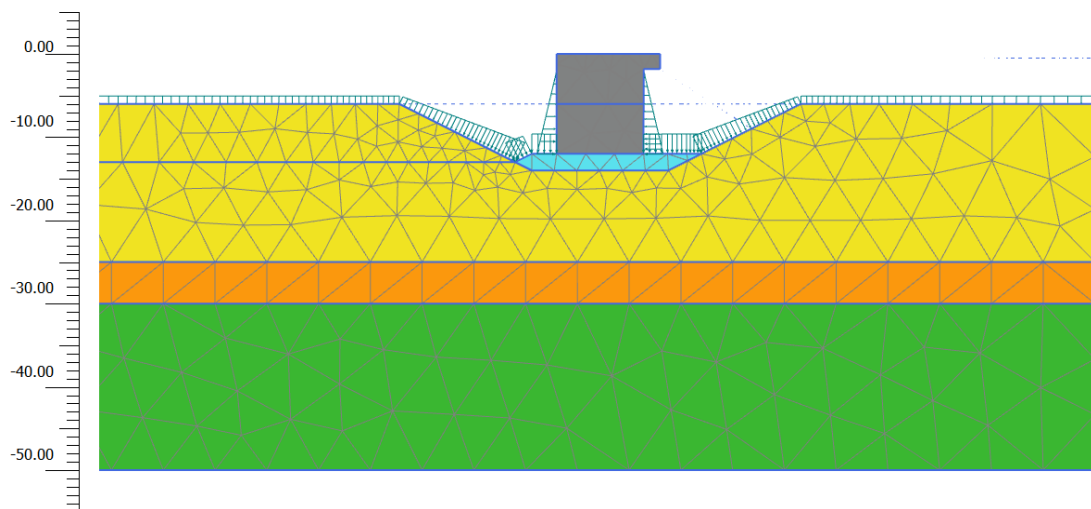


Figura 116

#### 5. Realizzazione del rinfilo in scapolame

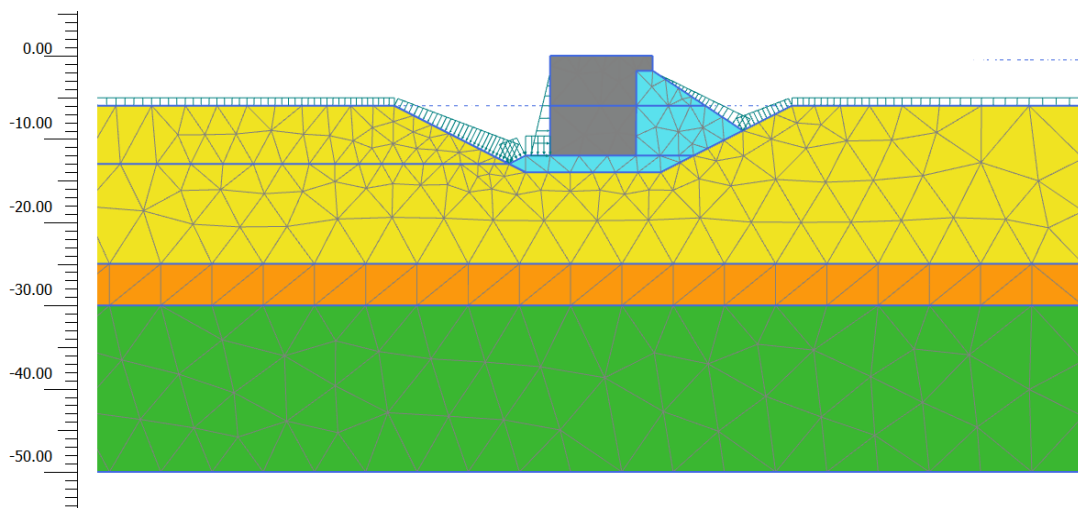


Figura 117

#### 6. Escavo fino a fondale di progetto

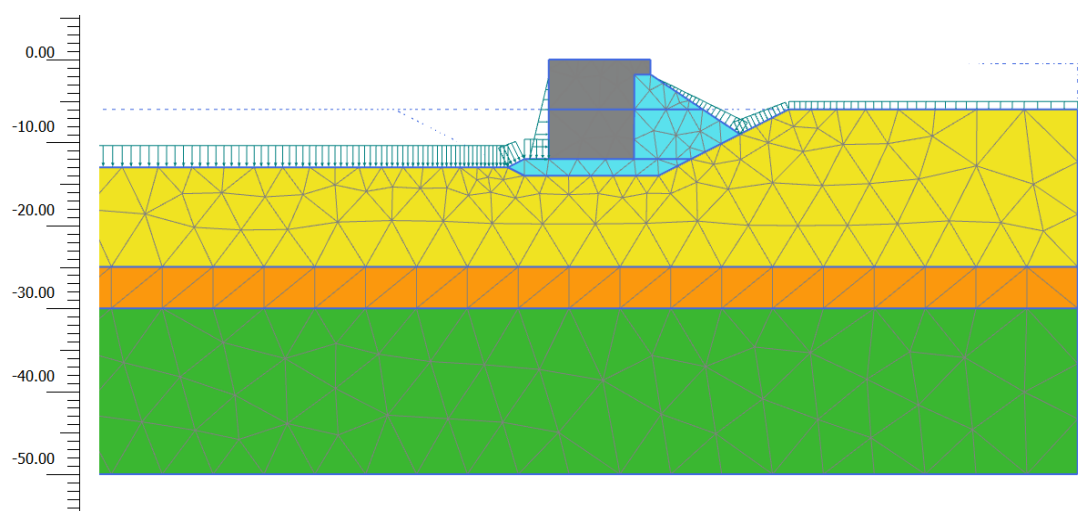


Figura 118

## 7. Realizzazione del riempimento dei piazzali a tergo

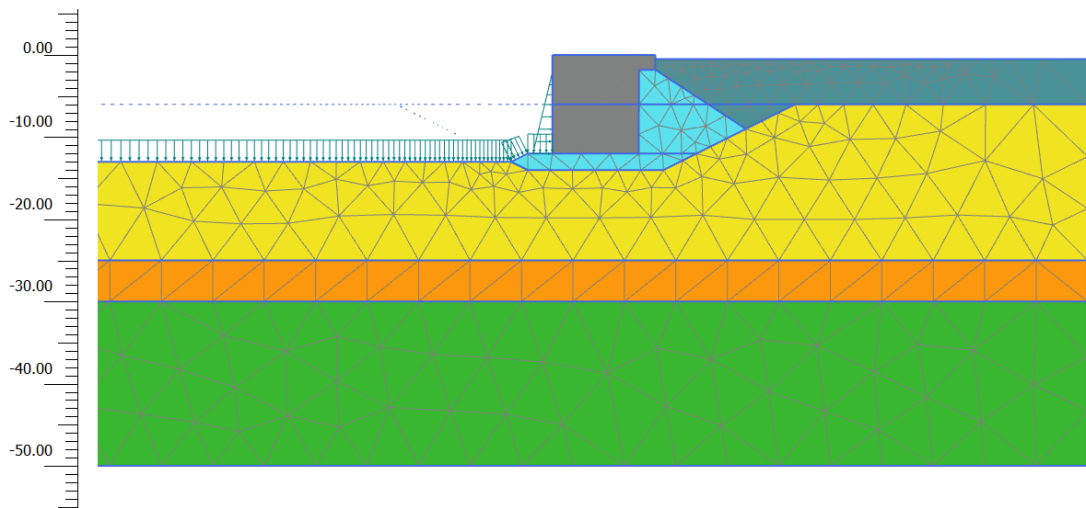


Figura 119

## 8. Posa in opera della pavimentazione

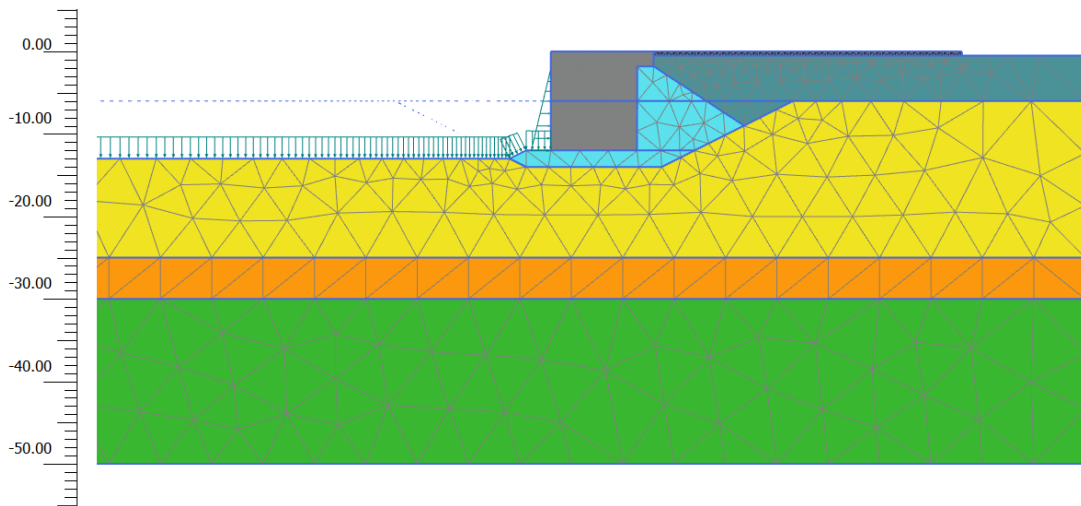


Figura 120

## 9.2 Verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate mediante il codice FEM Plaxis2D.

La verifica in condizioni statiche (SLU) viene eseguita impiegando la combinazione 2 dell'approccio 1, ovvero con i coefficienti A2 sulle azioni ed M2 sui parametri geotecnici dei terreni.

La verifica in condizioni sismiche (SLV) viene eseguita ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali (parametri geotecnici del terreno) ed impiegando il metodo pseudostatico con  $\beta_s = 0.38$  e  $a_{max} = 0,192g$  da cui risultano i coefficienti sismici  $k_h = 0,073g$  e  $k_v = -0,0365g$ .

Secondo le NTC2018, in entrambi i casi, la verifica è soddisfatta quando la resistenza di progetto ( $R_d$ ) è almeno pari agli effetti delle azioni di progetto ( $E_d$ ); in altri termini, la verifica risulterà essere soddisfatta se il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto ( $R$ ), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto ( $E_d$ ), risulta maggiore del valore prescritto da normativa per il coefficiente parziale di sicurezza sulle resistenze, che risulta essere  $\gamma_R = 1,1$  allo SLU e  $\gamma_R = 1,2$  allo SLV.

La *Figura 121* mostra il quadro degli spostamenti orizzontali allo SLU e la *Figura 122* mostra i punti di plasticizzazione dell'analisi in condizioni statiche (SLU); allo stesso modo, per l'analisi in condizioni sismiche (SLV) si riporta il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione (rispettivamente *Figura 123* e *Figura 124*).

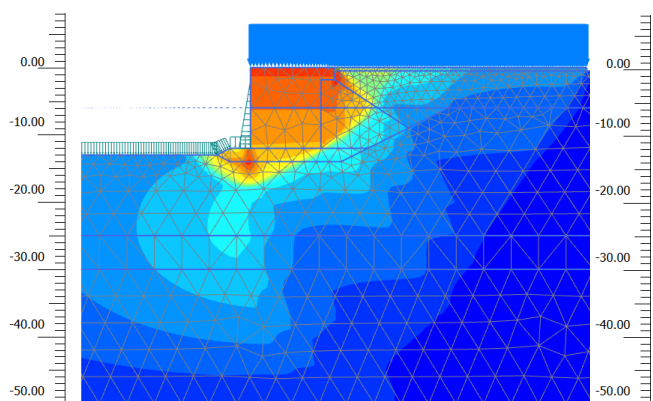


Figura 121

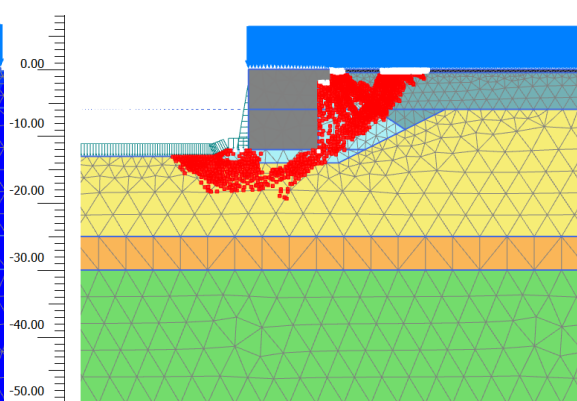


Figura 122

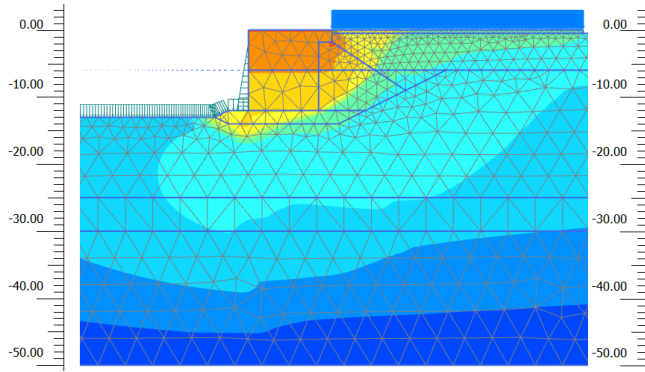


Figura 123

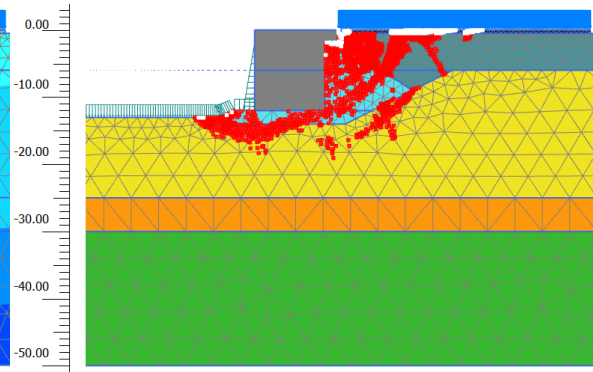


Figura 124

Come si può osservare in *Tabella 33* le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU e SLV sono garantite con i margini prescritti dalla normativa vigente.

*Tabella 33*

| Opera              | $R / E_d$                 | $R / E_d$                 |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
|                    | condizioni statiche (SLU) | condizioni sismiche (SLV) |
| Banchina Taliercio | 1.15 > 1.10               | 1.21 > 1.20               |

### **9.3 Analisi della performance sismica del sistema geotecnico**

Una possibile analisi di livello superiore rispetto alla verifica di sicurezza della stabilità globale precedentemente presentata, è la valutazione della performance sismica del sistema geotecnico, ovvero l'effettiva capacità del sistema di sopportare un'azione sismica crescente fino al raggiungimento della condizione ultima per attivazione di un cinematiso di collasso.

Tale aspetto può essere indagato tramite un'analisi di pushover (o analisi di spinta), in maniera analoga a quanto avviene per le strutture.

L'analisi di pushover è un metodo di analisi statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione applicata. Essa consiste nell'applicazione in modo incrementale monotono di un profilo di forze o di spostamenti prestabilito sulla struttura fino a quando questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato.

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, come legame taglio alla base-spostamento del punto di controllo ( $V_b-d_c$ ). Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento, consente di determinare il livello di prestazione raggiunto e a tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale (MDOF) un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF).

Tale procedura di analisi può essere applicata, con i dovuti accorgimenti, anche ad un sistema geotecnico come quello del caso in esame.

Al tempo stesso, l'analisi della performance sismica permette di valutare l'accelerazione critica, ovvero quel valore di accelerazione che innesca il primo cinematiso di collasso, e di conseguenza di valutare gli spostamenti permanenti indotti dal sisma applicando per l'appunto il "metodo agli spostamenti" (o alla Newmark).

Tale procedimento è identificato all'interno delle NTC2018 come "metodo degli spostamenti", che è tipicamente impiegato per le verifiche di sicurezza, ma che in questo caso impiegheremo per una più ampia valutazione del livello prestazionale del sistema geotecnico in condizioni sismiche. La procedura prevede di determinare, innanzitutto, l'accelerazione critica ( $a_c$ ), che sarà corrispondente all'ultimo punto della curva di capacità del sistema geotecnico, per poi rapportarla

con la massima accelerazione attesa in sito ( $a_{max}$ ) in relazione allo stato limite d'interesse (SLV in questo caso) al fine di ottenere il cosiddetto coefficiente  $\beta$ .

Tale parametro permette di identificare la richiesta in spostamento che l'opera deve sopportare per far fronte al sisma di input. È pertanto un coefficiente legato alla capacità del sistema di sviluppare deformarsi plastiche (analogamente alla duttilità per le strutture), utili a dissipare l'energia sismica senza perdite significative di resistenza. In altri termini, è necessario verificare che la richiesta di spostamento sia compatibile con il massimo spostamento permanente che l'opera può tollerare senza sviluppare significative perdite di resistenza.

Perciò, una volta determinato il coefficiente  $\beta$ , tramite l'apposito abaco presente in normativa è possibile stimare lo spostamento permanente ( $u_s$ ) corrispondente allo stato limite considerato e quindi valutare se tale spostamento è sopportabile dall'opera.

La curva di capacità e la relativa accelerazione critica è stata determinata mediante l'applicazione del codice FEM Plaxis2D; nello specifico l'azione sismica è stata applicata al sistema secondo 4 differenti distribuzioni delle azioni:

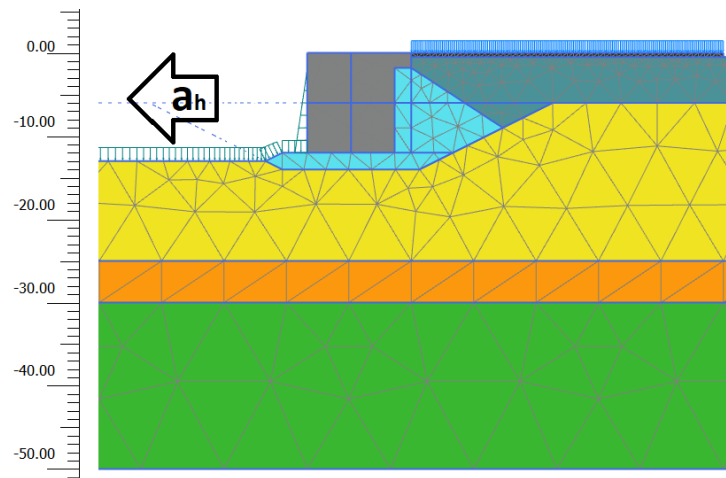
- Accelerazione inerziale applicata a tutta la mesh, considerando il solo contributo orizzontale del sisma;
- Accelerazione inerziale applicata a tutta la mesh, considerando entrambi i contributi del sisma, orizzontale e verticale;
- Accelerazione inerziale applicata all'opera e al cuneo attivo potenzialmente instabile, mediante un diagramma di pressioni triangolare;
- Accelerazione inerziale applicata all'opera e al cuneo attivo potenzialmente instabile, mediante un diagramma di pressioni rettangolare.

In tutti e quattro i casi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno attivo potenzialmente instabile e perciò, come fatto in precedenza, è tenuta in conto tramite i due coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ .

La differenza sostanziale tra le quattro distribuzioni considerate è che le prime due vengono simulate nel codice di calcolo tramite l'applicazione di valori di  $k_h$  e  $k_v$  progressivamente crescenti all'intera mesh, mentre per le seconde due un diagramma di pressione è calcolato manualmente come incremento della spinta del terreno in condizioni sismiche ed è poi applicato direttamente all'opera mediante una distribuzione triangolare o rettangolare.

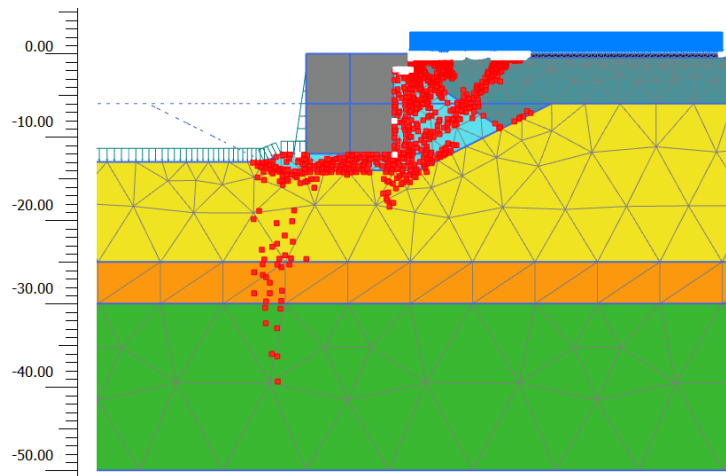
Nelle prossime pagine vengono analizzati i risultati delle analisi descritte.

1. Accelerazione inerziale applicata a tutta la mesh, considerando il solo contributo orizzontale del sisma (*Figura 125*).

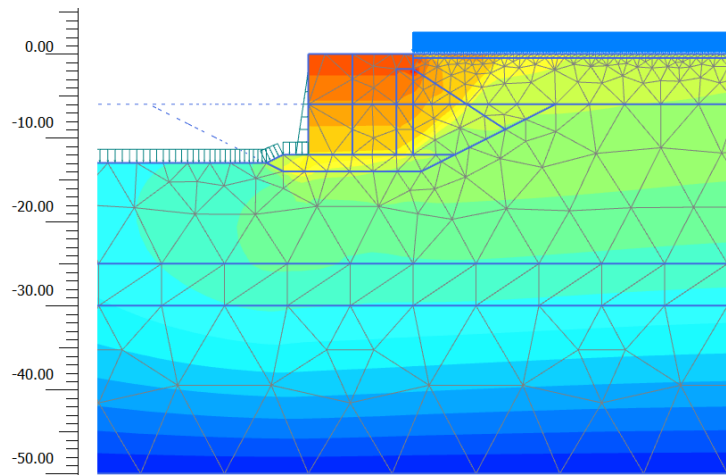


*Figura 125*

La *Figura 126* mostra i punti di plasticizzazione dell'analisi al raggiungimento della condizione ultima, la *Figura 127* mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e in *Figura 128* sono rappresentate le deformazioni deviatoriche  $\gamma$  (o tangenziali).



*Figura 126*



*Figura 127*



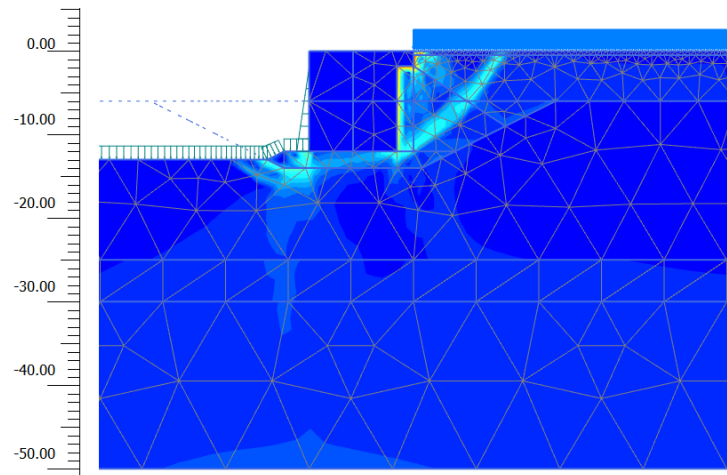


Figura 128

A questo punto, valutato che il cinematismo sviluppatosi risulta essere accettabile perché realistico, si va a determinare per quale valore di accelerazione questo si attiva.

Come osservato in precedenza, tale accelerazione è l'accelerazione critica  $a_c$ , che per definizione rappresenta proprio quel valore per cui si innesca il primo cinematismo di collasso e che quindi corrisponde all'ultimo punto della curva di capacità (Figura 129) che possiamo costruire sulla base dei dati in output di Plaxis2D.

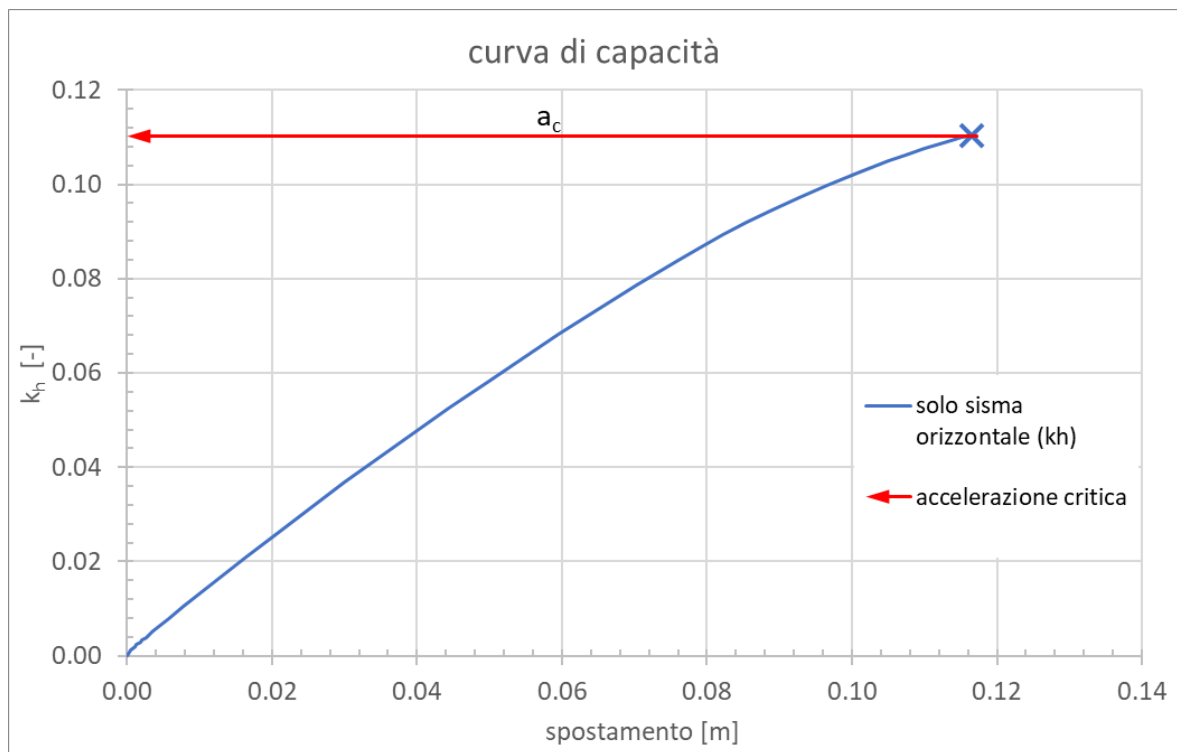
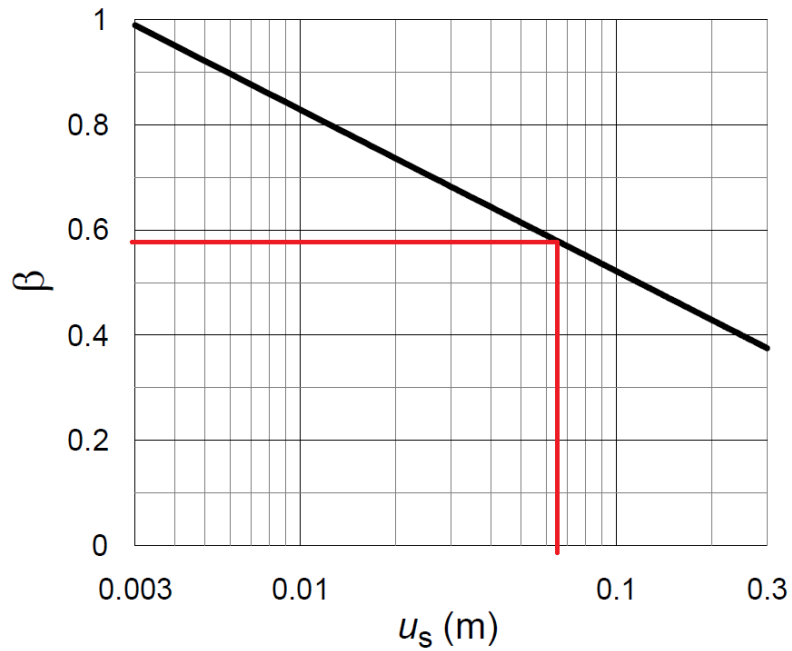


Figura 129

Dal rapporto tra accelerazione critica ( $a_c$ ) e accelerazione massima attesa in sito ( $a_{max}$ ) si ricava il coefficiente  $\beta$ , che ricordiamo essere correlabile agli spostamenti permanenti ( $u_s$ ) che deve subire l'opera; perciò, noto  $\beta$  posso stimare gli spostamenti permanenti utilizzando l'abaco presente in normativa (*Figura 130*).

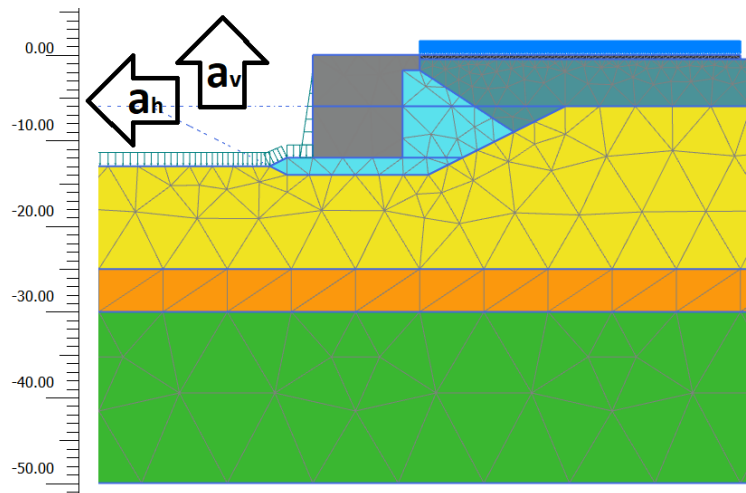


*Figura 130*

*Tabella 34*

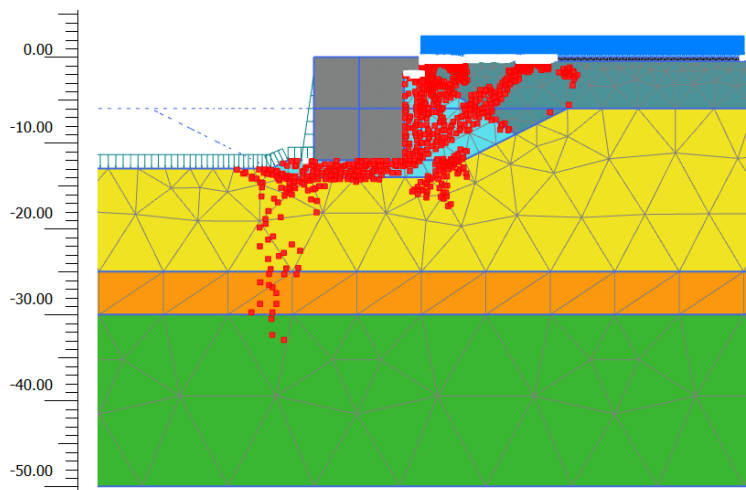
| solo sisma orizzontale ( $k_h$ ) |               |             |           |
|----------------------------------|---------------|-------------|-----------|
| $a_c$ [-]                        | $a_{max}$ [-] | $\beta$ [-] | $u_s$ [m] |
| 0.110                            | 0.192         | 0.574       | 0.065     |

2. Accelerazione inerziale applicata a tutta la mesh considerando entrambi i contributi del sisma, orizzontale e verticale (*Figura 131*).

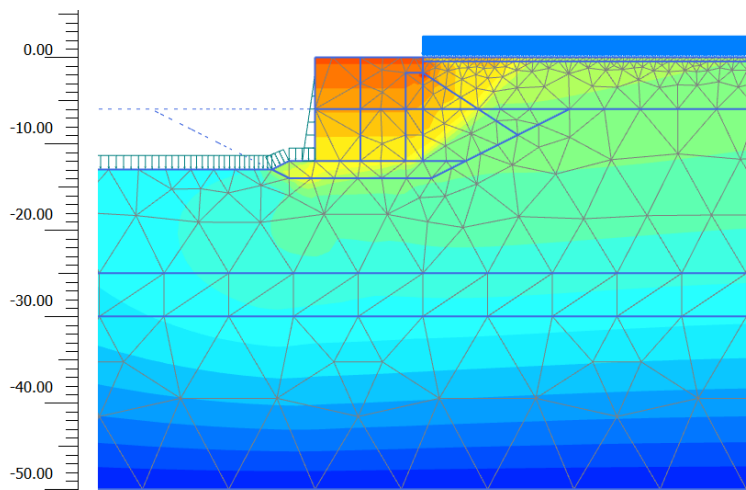


*Figura 131*

La *Figura 132* mostra i punti di plasticizzazione dell'analisi al raggiungimento della condizione ultima, la *Figura 133* mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e in *Figura 134* sono rappresentate le deformazioni deviatoriche  $\gamma$  (o tangenziali).



*Figura 132*



*Figura 133*

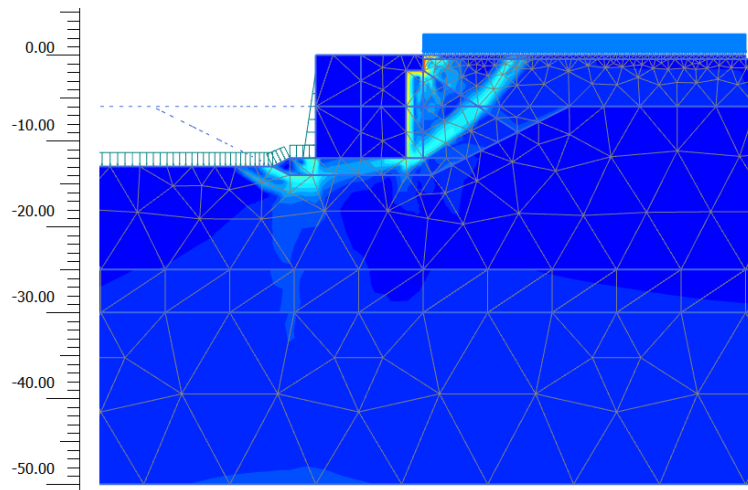


Figura 134

A questo punto, valutato che il cinematiso sviluppatosi risulta essere accettabile, si va a determinare per quale valore di accelerazione questo si attiva.

Come osservato in precedenza, tale accelerazione è l'accelerazione critica  $a_c$ , che per definizione rappresenta quel valore per cui si innesca il primo cinematiso di collasso e che quindi corrisponde all'ultimo punto della curva di capacità (Figura 135) che possiamo costruire sulla base dei dati in output di Plaxis2D.

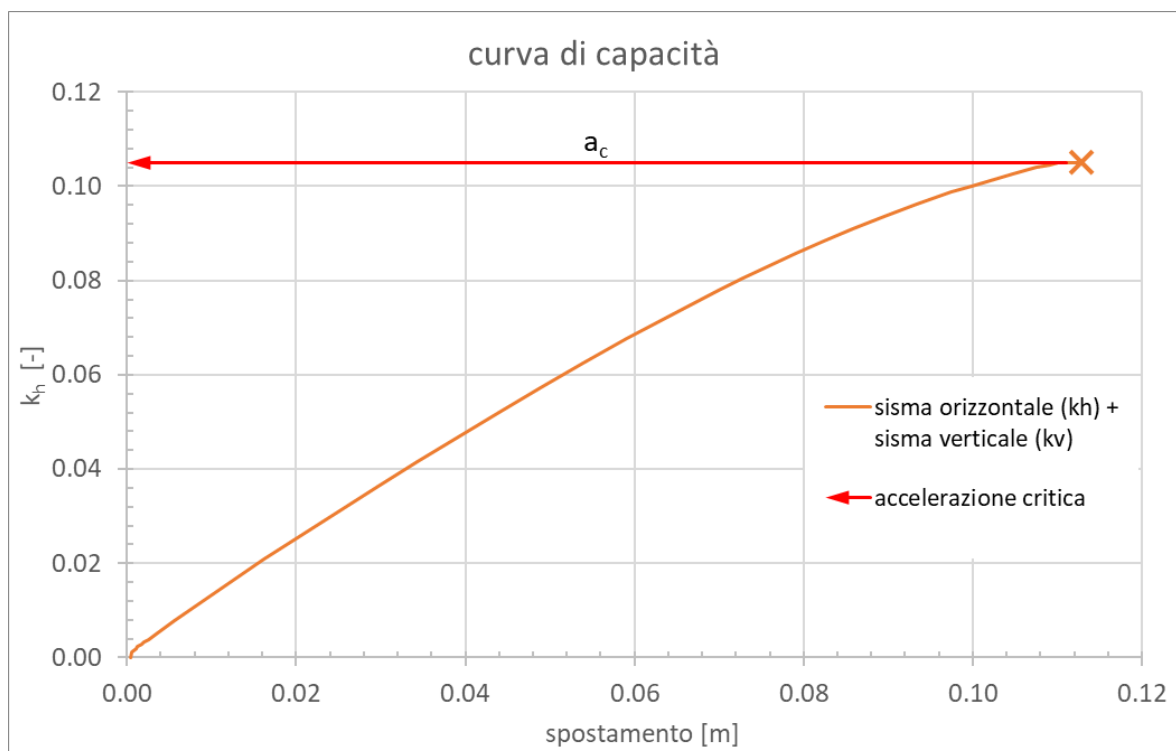
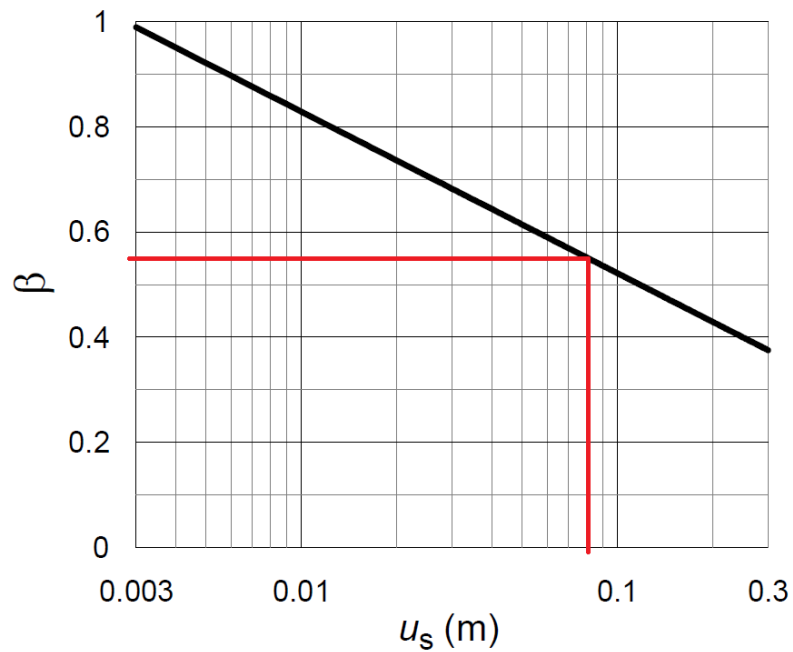


Figura 135

Dal rapporto tra accelerazione critica ( $a_c$ ) e accelerazione massima attesa in sito ( $a_{max}$ ) si ricava il coefficiente  $\beta$ , che ricordiamo essere correlabile agli spostamenti

permanenti ( $u_s$ ) che deve subire l'opera; perciò, noto  $\beta$  posso stimare gli spostamenti permanenti utilizzando l'abaco presente in normativa (*Figura 136*).



*Figura 136*

*Tabella 35*

| sisma orizzontale ( $k_h$ ) + sisma verticale ( $k_v$ ) |               |             |           |
|---|---------------|-------------|-----------|
| $a_c$ [-]   | $a_{max}$ [-] | $\beta$ [-] | $u_s$ [m] |
| 0.105   | 0.192         | 0.546       | 0.080     |

3. Accelerazione inerziale applicata all'opera e al cuneo attivo potenzialmente instabile mediante un diagramma di pressioni triangolare (Figura 137).

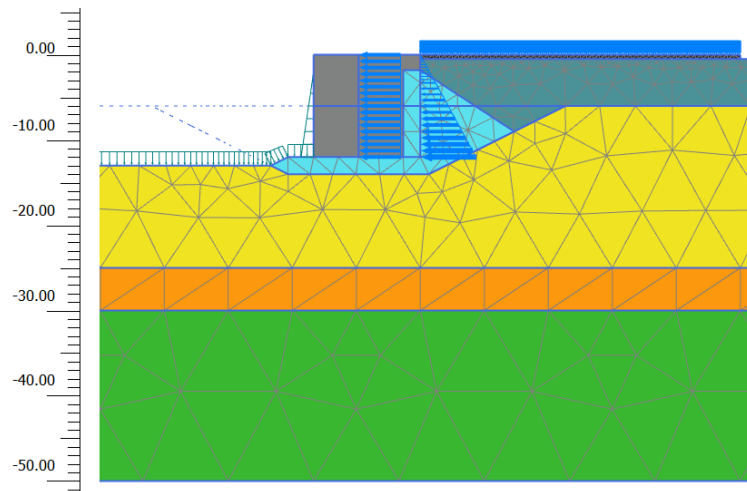


Figura 137

La Figura 138 mostra i punti di plasticizzazione dell'analisi al raggiungimento della condizione ultima, la Figura 139 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e in Figura 140 sono rappresentate le deformazioni deviatoriche  $\gamma$  (o tangenziali).

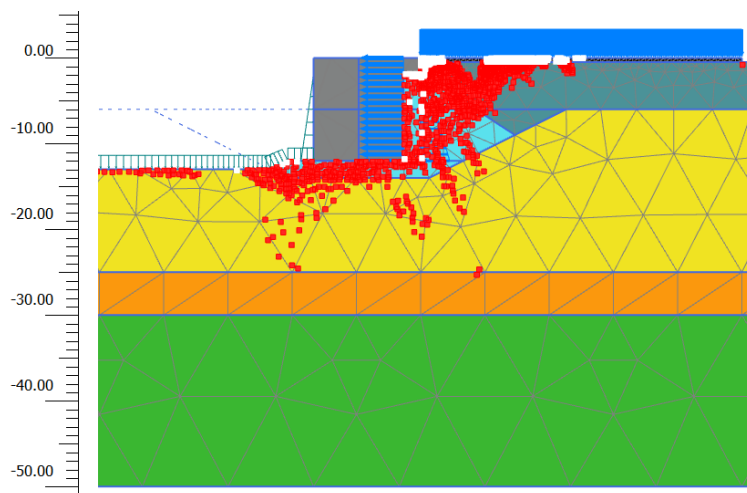


Figura 138

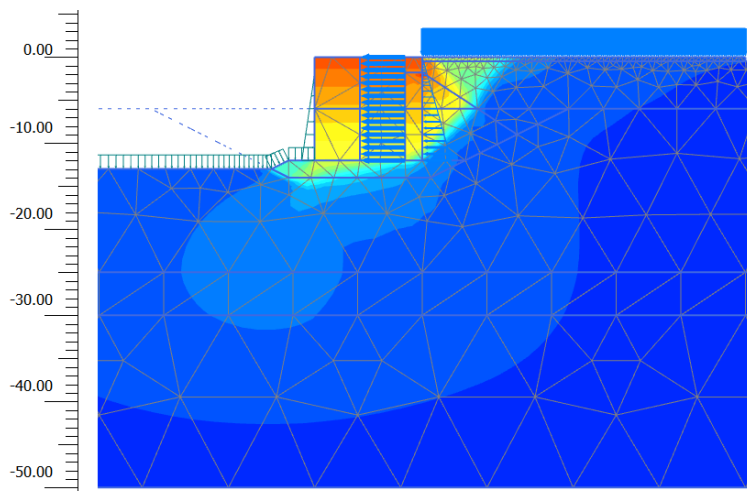


Figura 139

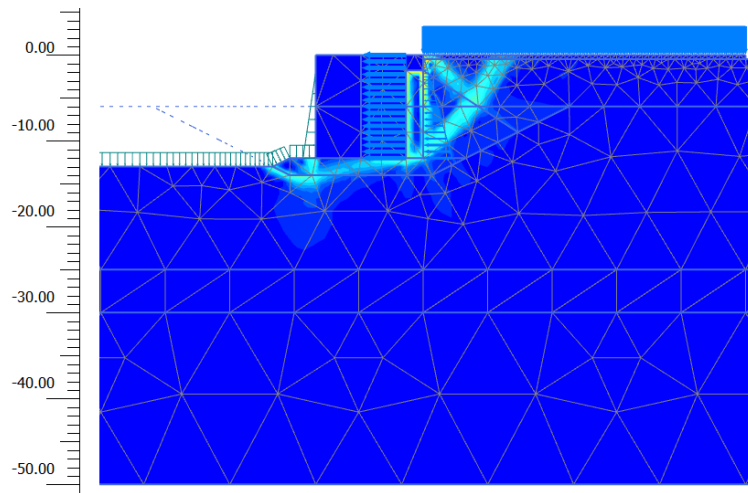


Figura 140

A questo punto, valutato che il cinematismo sviluppatosi risulta essere accettabile, si va a determinare per quale valore di accelerazione questo si manifesta.

Come osservato in precedenza, tale accelerazione è l'accelerazione critica  $a_c$ , che per definizione rappresenta quel valore per cui si innesca il primo cinematismo di collasso e che quindi corrisponde all'ultimo punto della curva di capacità (Figura 141) che possiamo costruire sulla base dei dati in output di Plaxis2D.

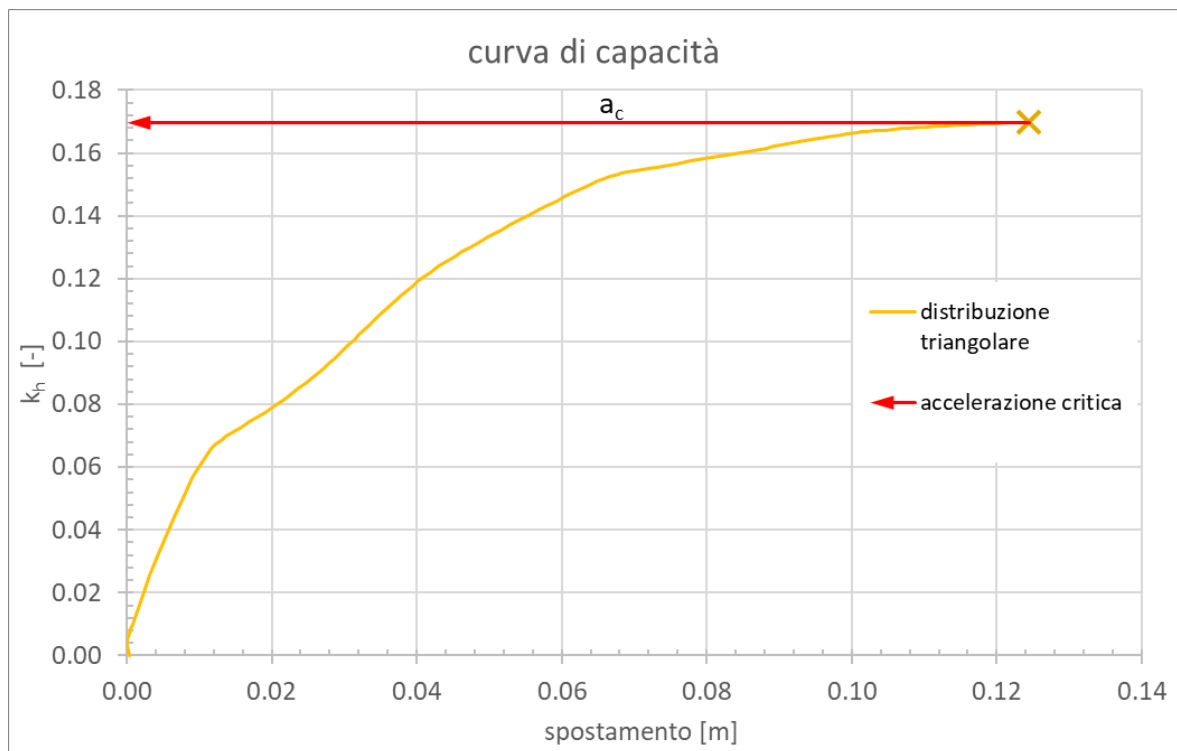
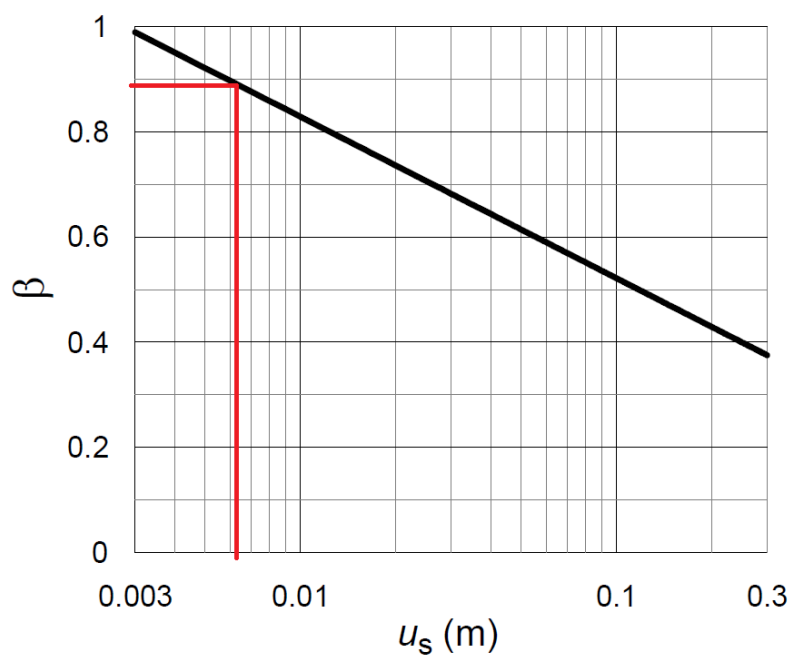


Figura 141

Dal rapporto tra accelerazione critica ( $a_c$ ) e accelerazione massima attesa in sito ( $a_{max}$ ) si ricava il coefficiente  $\beta$ , che ricordiamo essere correlabile agli spostamenti

permanenti ( $u_s$ ) che deve subire l'opera; perciò, noto  $\beta$  posso stimare gli spostamenti permanenti utilizzando l'abaco presente in normativa (*Figura 142*).



*Figura 142*

*Tabella 36*

| distribuzione triangolare |               |             |           |
|---------------------------|---------------|-------------|-----------|
| $a_c$ [-]                 | $a_{max}$ [-] | $\beta$ [-] | $u_s$ [m] |
| 0.170                     | 0.192         | 0.883       | 0.006     |



4. Accelerazione inerziale applicata all'opera e al cuneo attivo potenzialmente instabile mediante un diagramma di pressioni rettangolare (Figura 143).

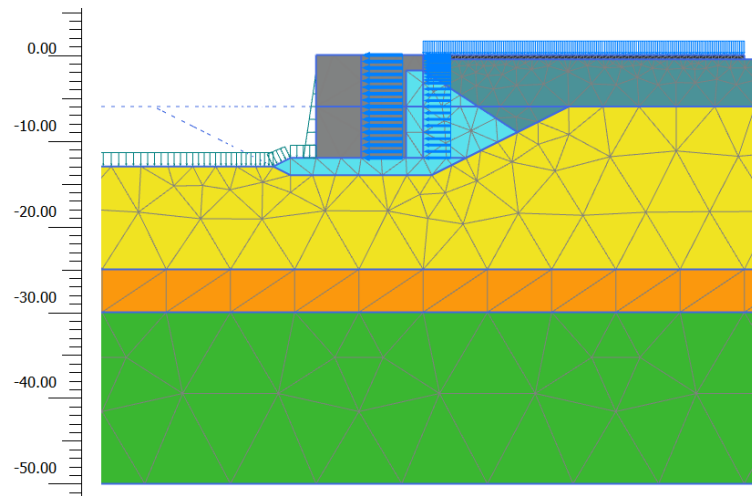


Figura 143

La Figura 144 mostra i punti di plasticizzazione dell'analisi al raggiungimento della condizione ultima, la Figura 145 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e in Figura 146 sono rappresentate le deformazioni deviatoriche  $\gamma$  (o tangenziali).

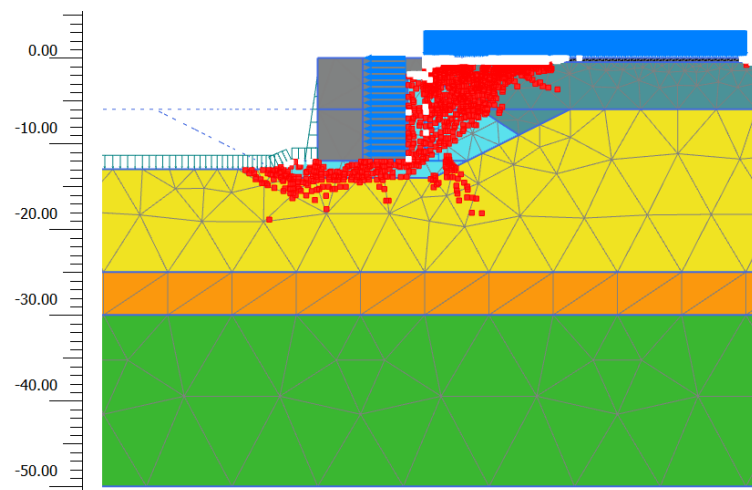


Figura 144

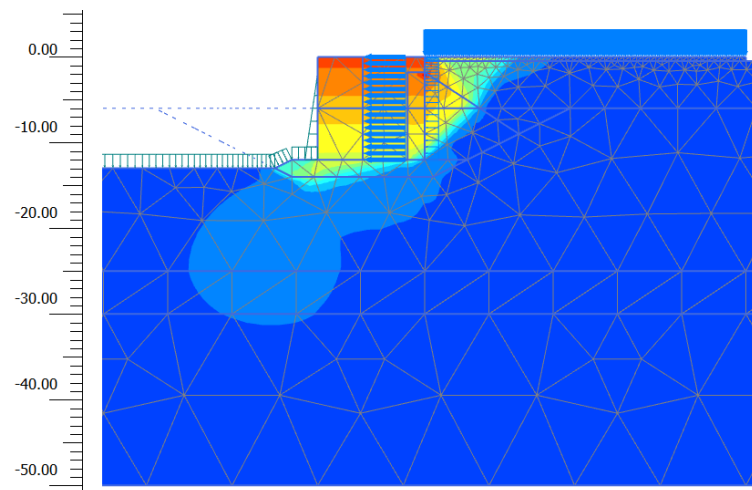


Figura 145

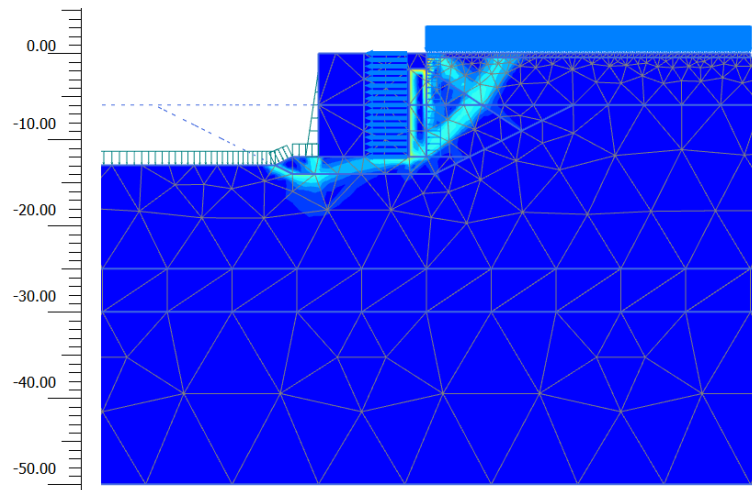


Figura 146

A questo punto, valutato che il cinematiso sviluppatosi risulta essere accettabile, si va a determinare per quale valore di accelerazione questo si manifesta.

Come osservato in precedenza, tale accelerazione è l'accelerazione critica  $a_c$ , che per definizione rappresenta quel valore per cui si innesca il primo cinematiso di collasso e che quindi corrisponde all'ultimo punto della curva di capacità (Figura 147) che possiamo costruire sulla base dei dati in output di Plaxis2D.

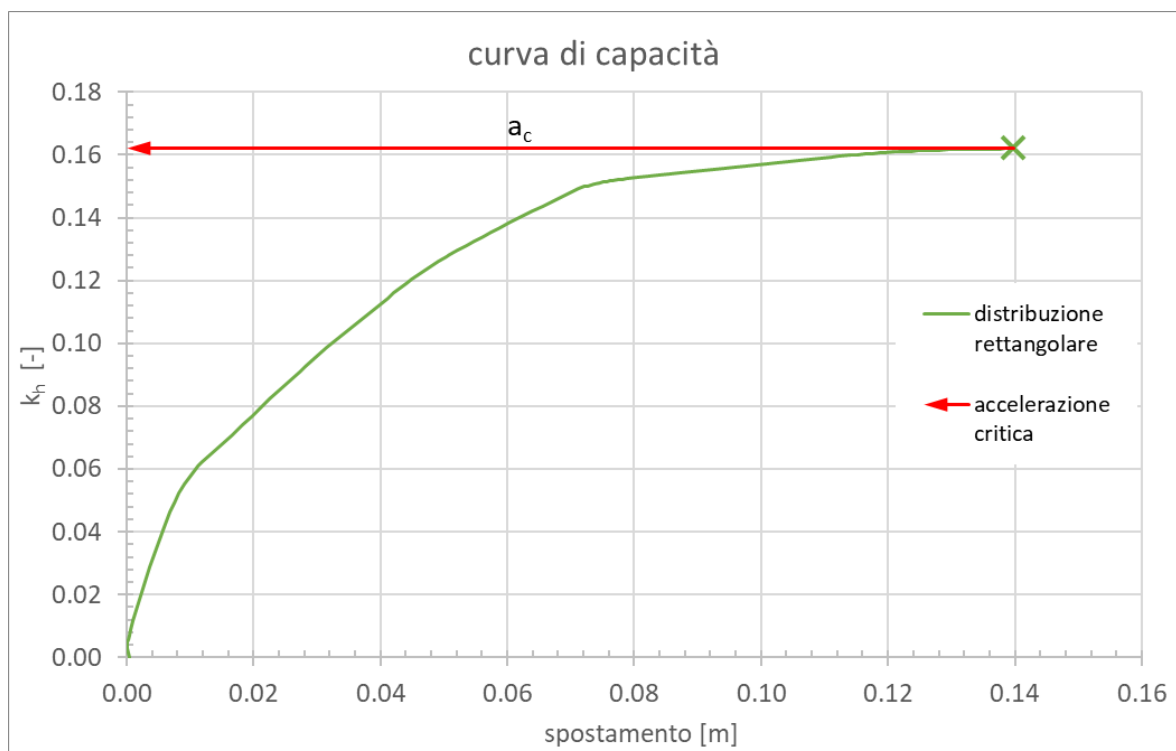
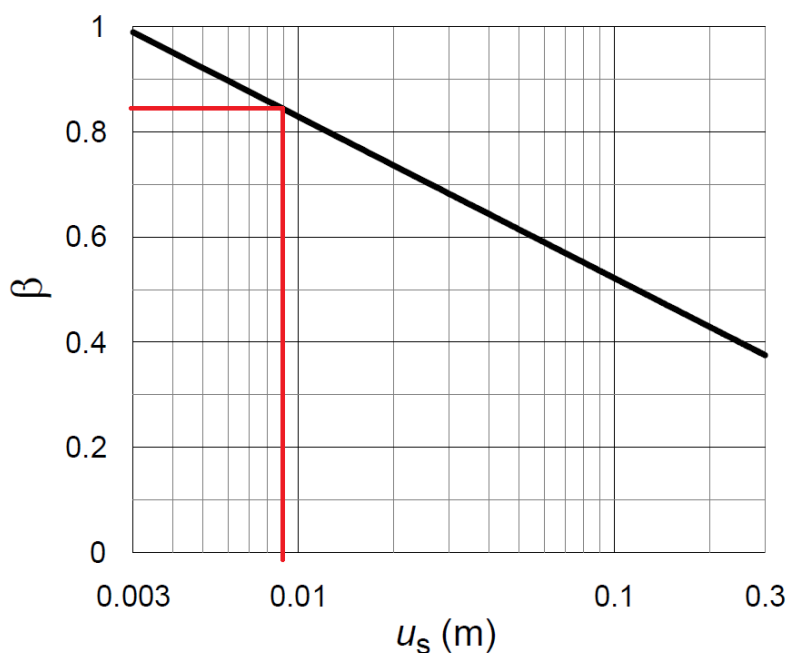


Figura 147

Dal rapporto tra accelerazione critica ( $a_c$ ) e accelerazione massima attesa in sito ( $a_{max}$ ) si ricava il coefficiente  $\beta$ , che ricordiamo essere correlabile agli spostamenti

permanenti ( $u_s$ ) che deve subire l'opera; perciò, noto  $\beta$  posso stimare gli spostamenti permanenti utilizzando l'abaco presente in normativa (*Figura 148*).



*Figura 148*

*Tabella 37*

| distribuzione rettangolare |               |             |           |
|----------------------------|---------------|-------------|-----------|
| $a_c$ [-]                  | $a_{max}$ [-] | $\beta$ [-] | $u_s$ [m] |
| 0.162                      | 0.192         | 0.843       | 0.009     |

In tutti e quattro i casi l'accelerazione critica risulta essere minore di quella massima del terremoto di progetto; tuttavia, nei primi due casi, dove si è considerata un'accelerazione inerziale applicata a tutta la mesh, gli spostamenti permanenti si attestano tra 6 e 8 cm, contro circa 1 cm di spostamento permanente stimato per i secondi due casi (accelerazione inerziale applicata all'opera e al cuneo attivo potenzialmente instabile).

In realtà, anche se il range dei possibili spostamenti permanenti risulta essere relativamente ampio, andando da 8 cm fino ad uno spostamento quasi nullo, si ritiene accettabile osservare che l'opera risulti sufficientemente robusta da sopportare tranquillamente un'azione sismica, che secondo normativa è riferita allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV), senza particolari perdite di operatività. A sostegno di ciò, in *Figura 149* sono riportati valori tipici da letteratura dello spostamento orizzontale permanente in funzione del livello di danno per opere simili

a quella analizzata (opere di sostegno di banchine portuali) e che quindi possono ritenersi un utile riferimento per le valutazioni del caso in esame.

| Level of damage                 |                 |   | Degree I             | Degree II   | Degree III  | Degree IV  |
|---------------------------------|-----------------|---|----------------------|---|---|--|
| Residual displacements          | Sheet pile wall | Normalized residual horizontal displacement ( $d/H$ )*    | Less than 1.5%**     | N/A   | N/A   | N/A  |
|                                 |                 | Residual tilting towards the sea                          | Less than 3°         | N/A   | N/A   | N/A  |
|                                 | Apron           | Differential settlement on apron                          | Less than 0.03~0.1 m | N/A   | N/A   | N/A  |
|                                 |                 | Differential settlement between apron and non-apron areas | Less than 0.3~0.7 m  | N/A   | N/A   | N/A  |
|                                 |                 | Residual tilting towards the sea                          | Less than 2~3°       | N/A   | N/A   | N/A  |
| Peak response stresses/ strains | Sheet pile wall | Above mudline   | Elastic              | Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline) | Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit above mudline) |
|                                 |                 | Below mudline   | Elastic              | Elastic   | Plastic (less than the ductility factor/strain limit below mudline) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit below mudline) |
|                                 | Tie-rod         | Elastic   | Elastic              | Plastic (less than the ductility factor/strain limit for tie-rod)   | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for tie-rod)      |  |
|                                 | Anchor          | Elastic   | Elastic              | Plastic (less than the ductility factor/strain limit for anchor)    | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for anchor)       |  |

\* $d$ : residual horizontal displacement at the top of the wall;  $H$ : height of sheet pile wall from mudline.

\*\*Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

Figura 149

È interessante osservare che le opere portuali tollerano spostamenti nell'ordine dei 20-30cm (e comunque dipendenti dall'altezza dell'opera), pertanto le analisi del caso in esame suggeriscono il buon comportamento sismico dell'opera considerata.

### 9.3.1 Confronto tra capacità del sistema e domanda ottenuta da RSL sul piano ADRS

Ricapitolando, nel paragrafo precedente, siamo andati a calcolare l'accelerazione critica  $a_c$  per poi confrontarla con l'accelerazione di picco  $a_{max}$  al fine di stimare gli spostamenti permanenti indotti dal sisma; tuttavia, tale processo si basa sull'ipotesi che il volume di terreno potenzialmente instabile sia assunto come un blocco rigido che scivola lungo la superficie di rottura una volta che l'azione sismica, combinata con quella statica, supera la resistenza del terreno lungo la superficie stessa (modello di Newmark).

In alternativa a ciò, si potrebbe applicare, in maniera pressoché analoga, lo stesso procedimento che troviamo descritto per le strutture, ovvero confronto tra la curva

di capacità e la domanda sismica sul piano ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), così da valutare la domanda in spostamento che il terremoto di progetto richiede alla struttura.

È comunque importante precisare che sebbene tale metodologia sia rodada nell'ambito delle strutture, a tal punto che è contemplata e spiegata dalle stesse NTC2018, in ambito geotecnico tale argomento è ancora oggi oggetto di studio ed in tal senso, tra gli studi più recenti, di riferimento in materia, troviamo quello proposto da Laguardia, Gallese, Gigliotti & Callisto (2020).

Gli autori osservarono che la capacità sismica dei sistemi geotecnici può essere rappresentata in modo abbastanza efficace attraverso opportune curve di capacità (*Figura 150*) ottenute mediante analisi statiche non lineari impiegando la stessa metodologia usata per le strutture e quindi hanno proposto il confronto diretto tra capacità e domanda sul piano ADRS (*Figura 151*).

Tale confronto, secondo gli autori, risulta essere immediato, poiché ritengono che il passaggio da sistema MDOF a sistema SDOF possa essere fatto direttamente, ovvero che la curva di capacità del sistema reale ottenuta da un'analisi pseudo-statica a accelerazione crescente possa essere assunta corrispondente a quella dell'oscillatore semplice equivalente.

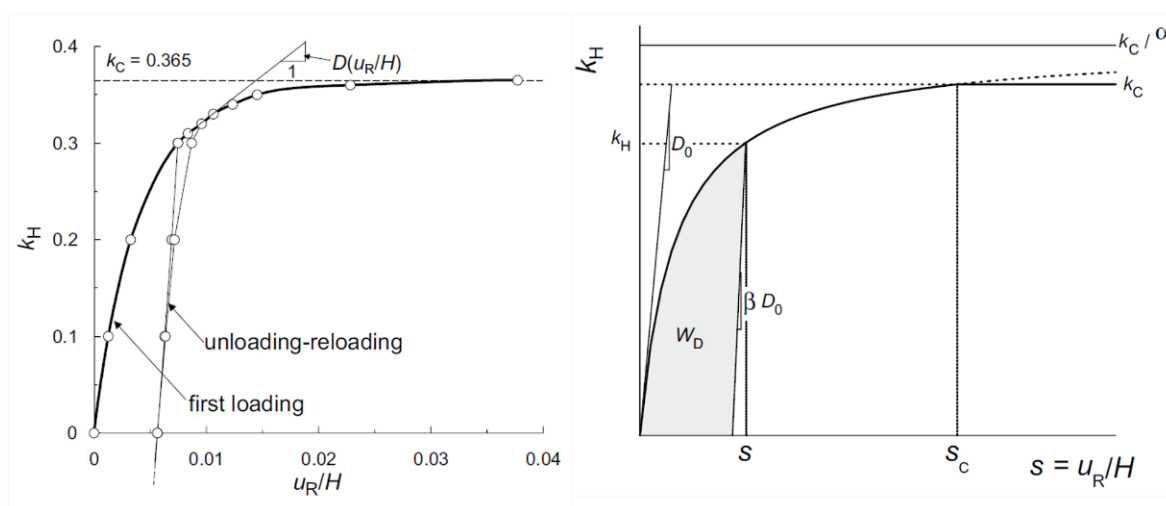


Figura 150

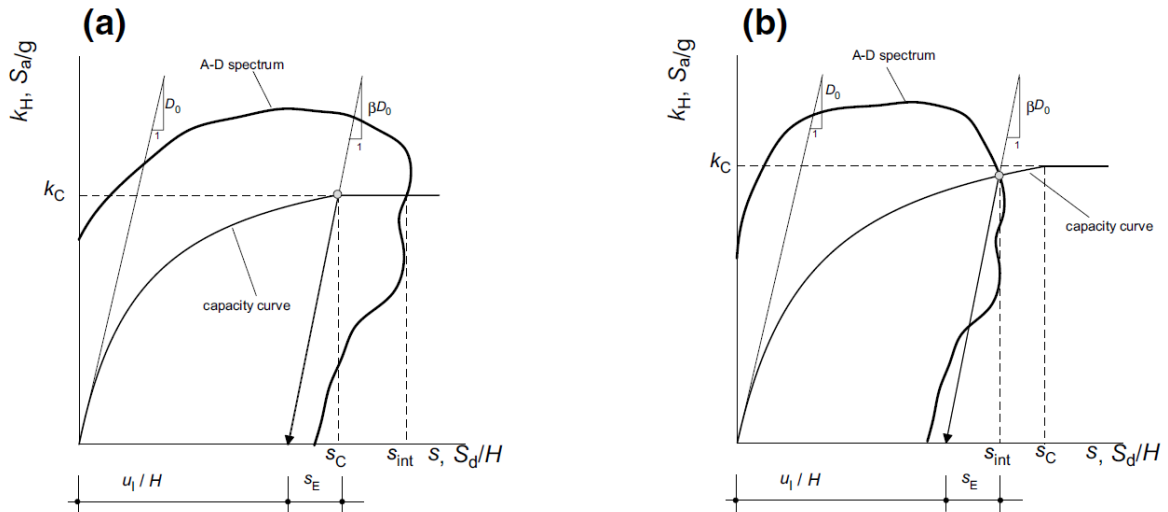


Figura 151

Per il caso in esame le curve di capacità dell'opera determinate in precedenza, riferite ai 4 differenti casi esaminati, sono presentate in *Figura 152*.

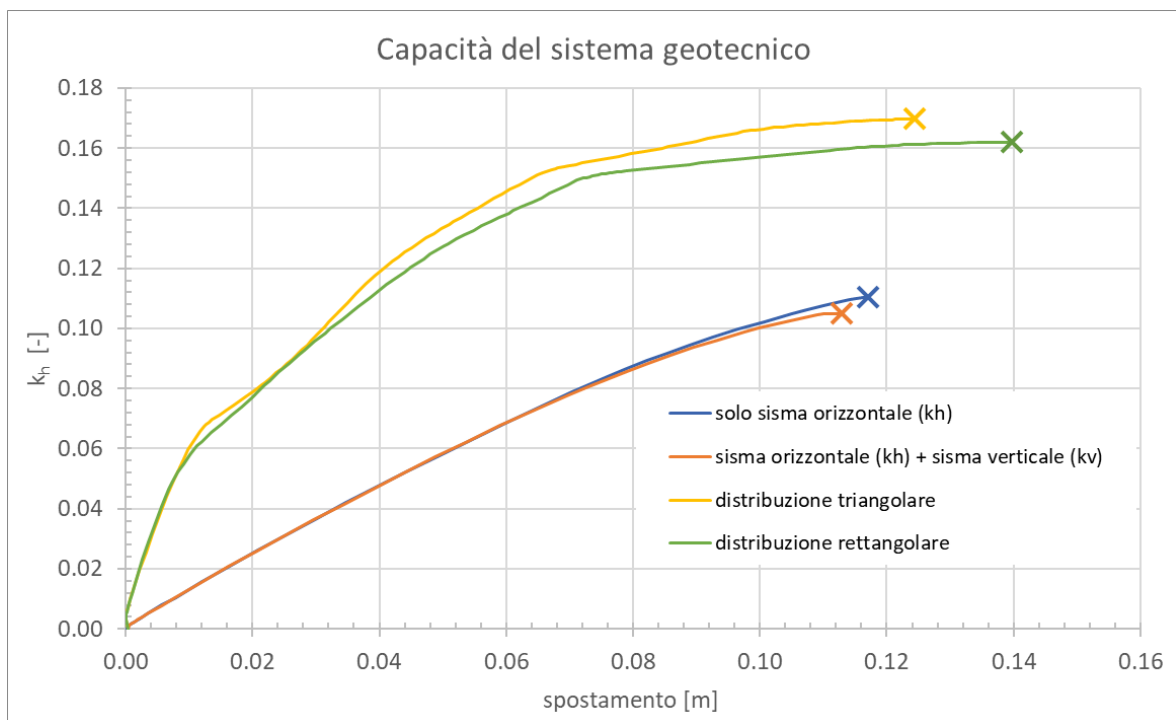


Figura 152

Per quanto riguarda la domanda (*Figura 153* e *Figura 154*), ricordiamo che questa è stata ottenuta mediante un'analisi della risposta sismica locale (vedi capitolo 8 della presente trattazione) e nello specifico, è stata valutata considerando due valori dello smorzamento  $\xi = 1\%$  e  $5\%$  (valore convenzionale per le strutture).

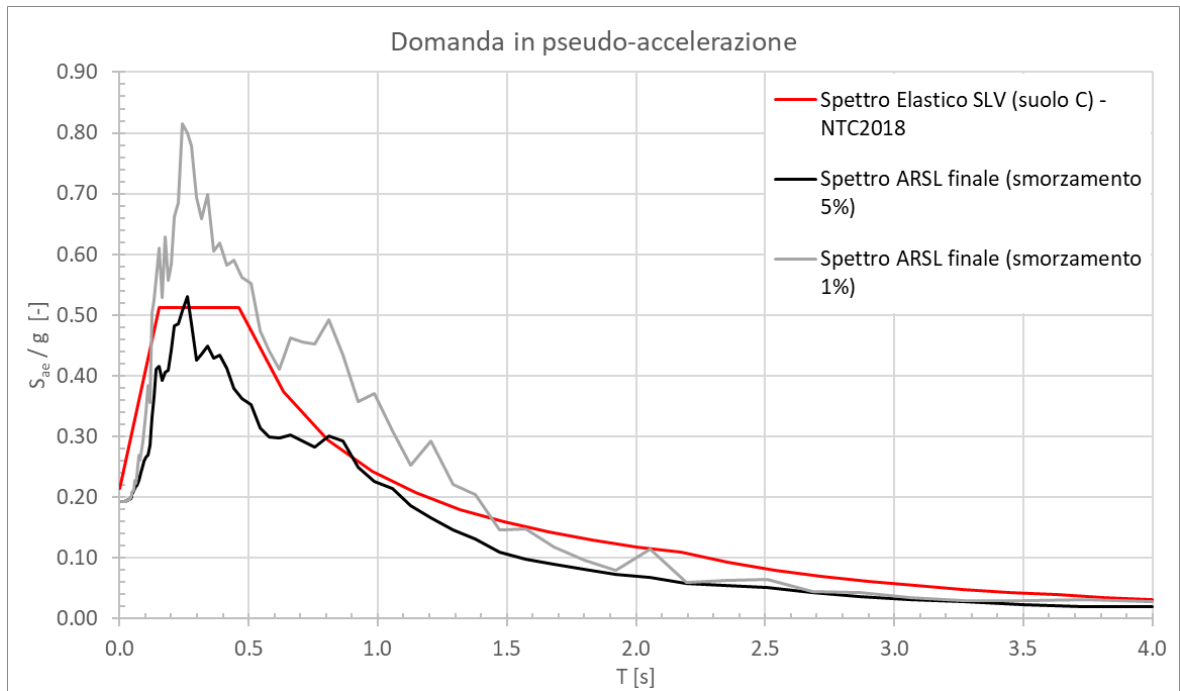


Figura 153

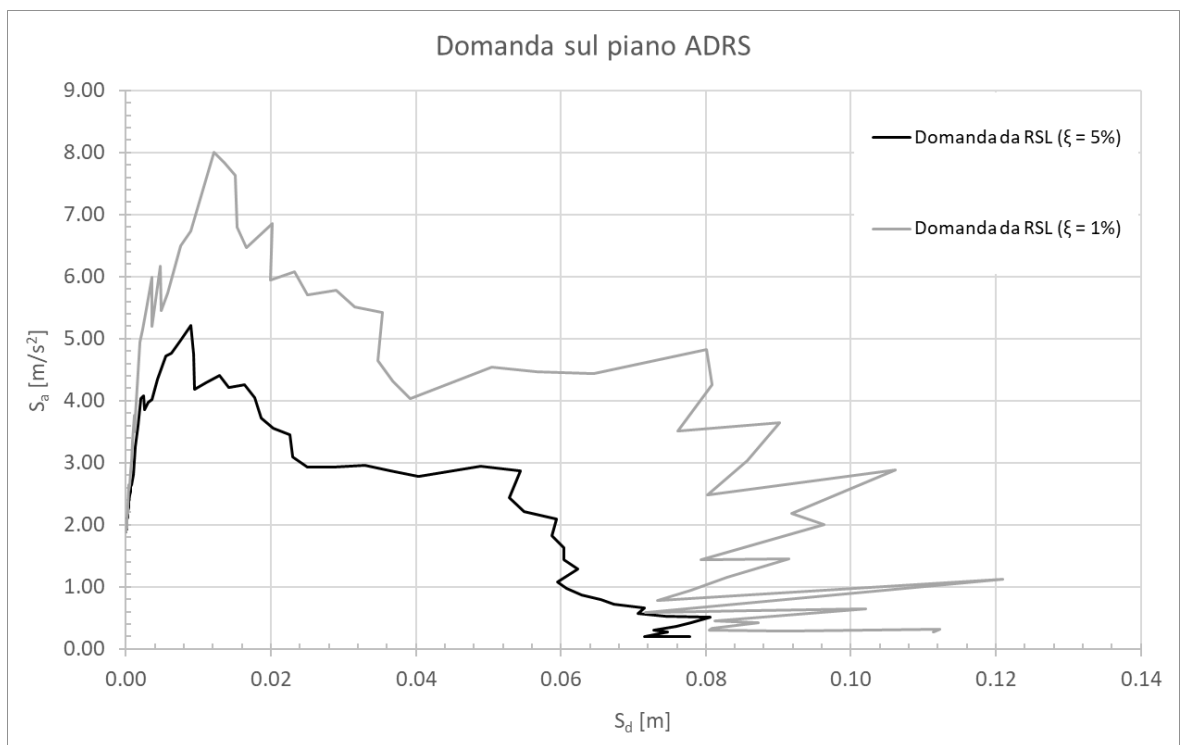


Figura 154

Come delineato in precedenza, una volta determinate le curve di capacità e di domanda, si procede al confronto nel piano ADRS (Figura 155); mentre la domanda può essere rappresentata direttamente in termini di AD (accelerazione-spostamento), la capacità richiede il passaggio da sistema MDOF a sistema SDOF

che tuttavia riteniamo immediato sulla base di quanto osservato da Laguardia, Gallese, Gigliotti & Callisto (2020).

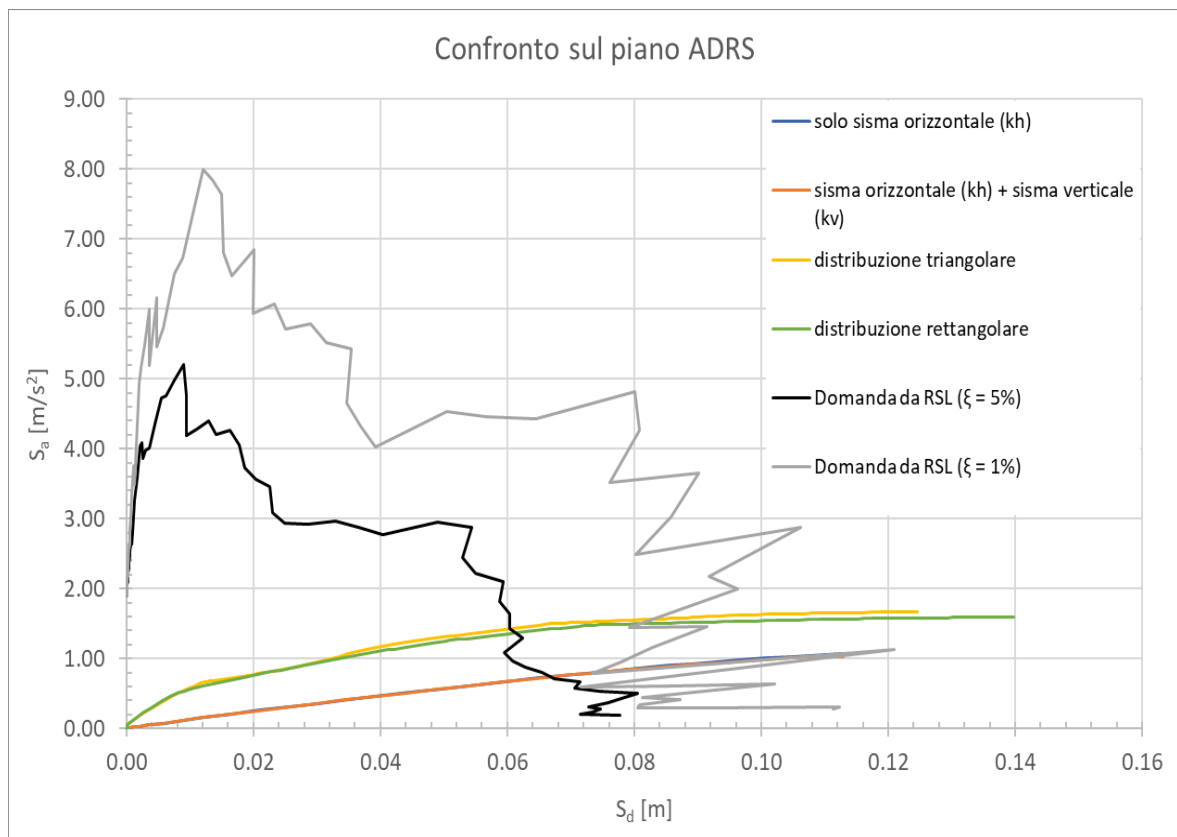


Figura 155

Come si può vedere dalla *Figura 155*, in relazione al reale smorzamento del sistema geotecnico esaminato, la domanda in spostamento si attesta tra 6 e 9 cm.

Tali valori, pur ottenuti con una serie ipotesi semplificative applicando un metodo ancora in fase di sviluppo, sarebbero certamente compatibili con gli spostamenti plastici permanenti che una struttura geotecnica di quel tipo può accettare.



## **Conclusioni**

Con il presente studio si è verificata la sussistenza dei requisiti necessari per la corretta operatività di una banchina portuale esistente a cassoni, in condizioni sia statiche che sismiche.

Tale scopo è stato conseguito in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) ed in particolare al capitolo n.8 riguardante le costruzioni esistenti, dal momento che l'opera risulta essere completamente realizzata ed operativa alla data del presente studio.

Per tale motivo, al fine di conseguire l'obiettivo indicato, è stata eseguita una "valutazione della sicurezza" che, per le strutture esistenti, prevede di determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa.

Innanzitutto, è necessario indagare e definire il modello di riferimento per le analisi, che comprende la caratterizzazione dei terreni e dei materiali strutturali.

Dal momento che l'opera rientra nella categoria delle opere di sostegno, un punto essenziale è risultato essere la definizione del modello geotecnico rappresentativo dell'opera in esame; a tal fine, sono stati utilizzati i risultati dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo per inquadrare la stratigrafia del sito e, quindi, mediante l'elaborazione dei risultati delle prove in sito (SPT, CPTU e Down-Hole) e di laboratorio, sono stati definiti i parametri geotecnici dei diversi terreni identificati.

Relativamente ai materiali costituenti la struttura, vista la disponibilità di prove su carote di calcestruzzo e barre di armatura, è stata attuata un'elaborazione statistica dei numerosi risultati disponibili, sia per determinare i parametri di resistenza dei materiali, sia per un confronto con le resistenze tipiche misurate su strutture realizzate nello stesso periodo dell'opera in esame. Tale elaborazione ha portato a riconoscere una maggiore "qualità" dei materiali impiegati, in particolar modo per quanto riguarda il calcestruzzo, rispetto alle costruzioni dell'epoca.

Relativamente alle azioni ambientali, per valutare l'azione sismica di riferimento si è svolta un'analisi della risposta sismica locale (RSL). Per realizzare tale analisi è stata riportata la geometria reale del problema ad uno schema semplificato monodimensionale così da indagare gli effetti dovuti all'amplificazione stratigrafica; tale semplificazione non permette ovviamente di tener conto di eventuali effetti di natura topografica.

L'analisi di RSL è stata svolta con il codice di calcolo STRATA; tra i vari output che fornisce il programma l'attenzione è stata focalizzata sugli spettri di risposta in accelerazione, che sono stati prima confrontati con quelli ottenuti da approccio semplificato previsto da NTC2018 e poi impiegati nelle successive fasi di verifica.

Ciò che si evince da tale confronto è come nel caso studio analizzato la RSL permetta un modesto "sconto", in termini di accelerazione, rispetto all'approccio semplificato; visto da un altro punto di vista, ciò significa che l'effettiva amplificazione stratigrafica è minore rispetto a quanto previsto dalle NTC.

Tale riduzione dell'azione sismica in superficie, in termini di accelerazione massima attesa in sito ( $a_{max}$ ), risulta pari a circa 0,02g.

L'ultima parte della trattazione prevede la valutazione della sicurezza vera e propria: è stata realizzata la verifica di stabilità globale del sistema geotecnico, ai sensi della normativa vigente sia allo stato limite ultimo in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), con quest'ultima che è stata svolta impiegando lo spettro derivante da RSL. La verifica è stata condotta mediante il codice FEM Plaxis2D e risulta soddisfatta per entrambi gli stati limite considerati (SLU e SLV).

È stato quindi valutato il comportamento in condizioni sismiche del sistema geotecnico mediante un'analisi della performance sismica. Tale analisi, realizzata sempre mediante il codice FEM Plaxis2D, è stata attuata considerando 4 differenti distribuzioni dell'azione sismica agente sul sistema geotecnico ed ha permesso, in primo luogo, mediante l'applicazione del modello di Newmark, di stimare lo spostamento permanente a cui sarà soggetta l'opera a seguito del terremoto di progetto. Lo spostamento è risultato essere dell'ordine di alcuni centimetri, indicando una più che adeguata robustezza dell'opera nel sopportare l'azione sismica allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV), addirittura senza particolari perdite di operatività.

Nell'ultimo paragrafo è stata applicata un'analisi statica non lineare con lo scopo di determinare la domanda in spostamento in condizioni sismiche. Anche se tale metodologia è rodada nell'ambito dell'ingegneria strutturale, tanto da essere contemplata e spiegata dalle stesse NTC2018, in ambito geotecnico tale procedura è ancora oggi oggetto di studio. In relazione allo smorzamento del sistema geotecnico esaminato, la domanda in spostamento ottenuta dall'applicazione della procedura si è attestata tra 6 e 9 cm.

Tali valori, pur ottenuti con una serie ipotesi semplificative applicando un metodo ancora in fase di sviluppo, sarebbero certamente compatibili con gli spostamenti plastici permanenti che una struttura geotecnica di quel tipo può accettare.

In conclusione, tutte le analisi eseguite portano a valutare positivamente la sicurezza dell'opera esaminata, rispetto alle condizioni di carico statiche e sismiche considerate.

L'analisi di risposta sismica locale si dimostra uno strumento valido per la valutazione di un'azione sismica in superficie che tenga conto delle effettive caratteristiche dei terreni presenti nella stratigrafia esaminata.

Il tentativo di applicazione dell'analisi di pushover al fine di verificare la performance sismica dell'opera valutando la domanda in spostamento, innovativa per i sistemi geotecnici, appare promettente ma richiede ulteriori approfondimenti.

## ***Bibliografia***

- D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” - Supplemento Ordinario n.8, “Gazzetta Ufficiale” Serie Generale, n.42 del 20 febbraio 2018;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- D.P. C.S.LL.PP. n.361 del 26 settembre 2017 - Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera;
- Cristofaro M. T., De Stefano M., Pucinotti R., & Tanganelli M. (2014). Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in situ. In Proc., 15 Congresso AIPnD Biennale PnD-MD. Brescia, Italy: Associazione Italiana Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica.
- Lancellotta R. (2001). Geotecnica. Zanichelli.
- Viggiani C. (1999). Fondazioni: Hevelius, Benevento. Benevento: Hevelius.
- Clayton C. R. I., Milititsky J. & Woods R. I. (2006). La spinta delle terre e le opere di sostegno. Hevelius.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1.
- Kottke Albert R., Xiaoyue Wang & Rathje Ellen M. (2019). Strata Technical Manual. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- Plaxis Reference Manual. Bentley systems.
- Kontoe S., Pelecanos L. & Potts D. (2013). An important pitfall of pseudo-static finite element analysis. Computers and Geotechnics, 48, 41-50.
- Laguardia R., Gallese D., Gigliotti R. & Callisto L. (2020). A non-linear static approach for the prediction of earthquake-induced deformation of geotechnical systems. Bulletin of Earthquake Engineering (2020) 18:6607–6627.