



**VARIANTE ALLA S.S. N. 14 "DELLA VENEZIA GIULIA"  
A SUD DELLA CITTÀ DI SAN DONÀ DI PIAVE  
DALLA ROTATORIA DI CAPOSILE ALLA ROTATORIA DI PASSARELLA  
E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD EST -  
PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p><b>PROGETTISTI</b></p> <p><i>Ing. Francesco Caobianco</i> <i>Ordine Ing. Padova n. 3983</i></p> <div style="text-align: center;">  </div> <p><i>Ing. Filippo VIARO</i> <i>Ordine Ing. Parma n. 827</i></p> <p><i>Arch. Sergio BECCARELLI</i> <i>Ordine Arch. Parma n. 377</i></p> <div style="text-align: center;">  </div>	<p><b>ACUSTICA</b></p> <p><i>Ing. Giovanni BRIANTI</i> <i>Tecnico competente in Acustica Ambientale</i> <i>ARPA Emilia-Romagna D.D. 3340/17</i></p> <div style="text-align: right;">  </div> <hr/> <p><b>ARCHEOLOGIA</b></p> <p><i>Dott.ssa Barbara SASSI</i></p> <div style="text-align: right;">  </div> <hr/> <p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Serena MAIETTA</i> <i>Ordine Geol. Lazio n. 928</i></p>
<p><b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Dott. Ing. Anna Maria NOSARI</i></p>	<p><b>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Ing. Stefano Muffato</i> <i>Ordine Ing. Venezia n. 2975</i></p> <div style="text-align: right;">  </div>

**GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA**

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">V</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">E</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</div> </div>	TOOGE00GETRE00_D  CODICE ELAB. TOOGE00GETRE00	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 20px; margin: 0 auto;">D</div>	—
<b>D</b>	Revisione per procedure	APR.2019	ing. V. Imbiscuso
<b>C</b>	Validazione ANAS	MAR.2019	ing. V. Imbiscuso
<b>B</b>	Riscontro ANAS	GIU.2018	ing. F. Caobianco
<b>A</b>	EMISSIONE	AGO.2017	ing. F. Caobianco
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO



## I N D I C E

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>7</b>
<b>4. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</b>	<b>8</b>
4.1. RILEVATI STRADALI SU GEODRENI.....	9
4.2. RILEVATI STRADALI SU PALI E GEOSINTETICI .....	9
4.2.1. Pali trivellati FDP.....	10
4.2.2. Rinforzo alla base con geosintetici .....	11
4.3. TERRE RINFORZATE.....	12
4.3.1. Rilevati.....	12
4.3.2. Rivestimento spalle cavalcavia .....	15
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....</b>	<b>17</b>
5.1. CAMPAGNE DI INDAGINE A DISPOSIZIONE.....	17
5.2. REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI .....	17
5.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT).....	17
5.3.1. Interpretazione SPT .....	20
5.4. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPTU).....	21
5.4.1. Interpretazione CPTU .....	33
5.5. PROVE DI LABORATORIO E RISULTATI.....	35
5.6. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO .....	38
<b>6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....</b>	<b>39</b>
<b>8. VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>55</b>
<b>9. VERIFICA DEI RILEVATI SU PALI E GEOSINTETICI .....</b>	<b>58</b>
9.1. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	58
9.1.1.1 <i>Determinazione della tensione verticale agente sul geosintetico di rinforzo.....</i>	59
9.1.1.2 <i>Determinazione del carico agente sui pali.....</i>	63
9.1.1.3 <i>Criteri di verifica dei pali .....</i>	63
9.2. LOCALITÀ ARMELLINA.....	65
9.2.1. Rilevato di altezza 2,50 m.....	65
9.2.2. Rilevato di altezza 4,00 m.....	67
9.2.3. Rilevato di altezza 5,60 m.....	68
9.3. LOCALITÀ CALVECCHIA .....	69
9.3.1. Rilevato di altezza 2,50 m.....	69
9.3.2. Rilevato di altezza 4,00 m.....	71
9.3.3. Rilevato di altezza 6,00 m.....	72
9.3.4. Rilevato di altezza 7,60 m.....	74
<b>10. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE TERRE RINFORZATE.....</b>	<b>75</b>

10.1. SEZIONI DI RIFERIMENTO .....	75
10.2. CRITERI DI VERIFICA .....	75
10.3. CONDIZIONI DI ANALISI .....	77
10.4. PARAMETRI DI PROGETTO .....	77
10.4.1. Geometria del problema.....	78
10.4.2. Parametri geotecnici dei materiali.....	78
10.4.3. Parametri sismici.....	78
10.4.4. Falda .....	79
10.4.5. Carico stradale .....	79
10.5. PROGRAMMI DI CALCOLO .....	79
10.6. RILEVATO ZONA ARMELLINA H=2,50 M – SEZIONE 135.....	80
10.6.1. Verifica in condizioni statiche SLU .....	81
10.6.2. Verifica in condizioni sismiche .....	82
10.7. RILEVATO ZONA ARMELLINA H=4,00 M – SEZIONE 131 .....	83
10.7.1. Condizioni statiche .....	84
10.7.2. Condizioni sismiche .....	84
10.8. RILEVATI IN ZONA ARMELLINA H=5,60 M – SEZIONE 116.....	85
10.8.1. Condizioni statiche .....	86
10.8.2. Condizioni sismiche .....	87
10.9. RILEVATO IN ZONA CALVECCHIA H=7,60 M – SEZIONE 48 .....	88
10.9.1. Verifica in condizioni statiche.....	89
10.9.2. Verifica in condizioni sismiche .....	89
<b>11. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI GEOSINTETICI.....</b>	<b>91</b>
11.1. GEOSINTETICO DI RINFORZO ALLA BASE .....	93
11.1.1. Verifica per scivolamento all'interfaccia rilevato-rinforzo .....	93
11.1.2. Stabilità globale dell'insieme rilevato – terreno di fondazione .....	94
11.2. RINFORZO DI BASE CON GEOSINTETICI E PALI.....	94
11.3. TERRE RINFORZATE.....	94
11.3.1. Dimensionamento tensione orizzontale .....	94
11.3.2. Verifica scivolamento di base .....	96
11.3.3. Verifica rottura interna.....	97
<b>12. CEDIMENTI DEI RILEVATI.....</b>	<b>99</b>
12.1. VALUTAZIONE CEDIMENTI RILEVATI.....	100
12.1.1. Metodo di calcolo dei cedimenti.....	100
12.1.2. Decorso dei cedimenti.....	101
12.1.3. Calcolo cedimenti dei rilevati .....	105
12.1.3.1 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ 135.....	105
12.1.3.2 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ 119.....	107
12.1.3.3 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ. 131-132 .....	109
12.1.3.4 RILEVATO ZONA CALVECCHIA – SEZ. 47-48.....	111
12.1.4. Considerazioni sui cedimenti differenziali .....	113



---

<b>13. BONIFICA.....</b>	<b>114</b>
<b>14. CAPACITA'PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE - CAVALCAVIA CALVECCHIA.....</b>	<b>115</b>
14.1. RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE .....	115
14.2. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	116
14.3. SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE .....	117
14.4. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE .....	120
14.5. CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE.....	121
<b>15. VALIDAZIONE CODICE DI CALCOLO .....</b>	<b>122</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo della Variante alla S.S. 14 "Della Venezia Giulia" a Sud della Città di San Donà di Piave, dalla rotatoria di Caposile alla rotatoria di Passarella e scavalco della rotatoria di Calvecchia.

Si riporta, nel seguito, l'inquadramento planimetrico dell'area in esame:

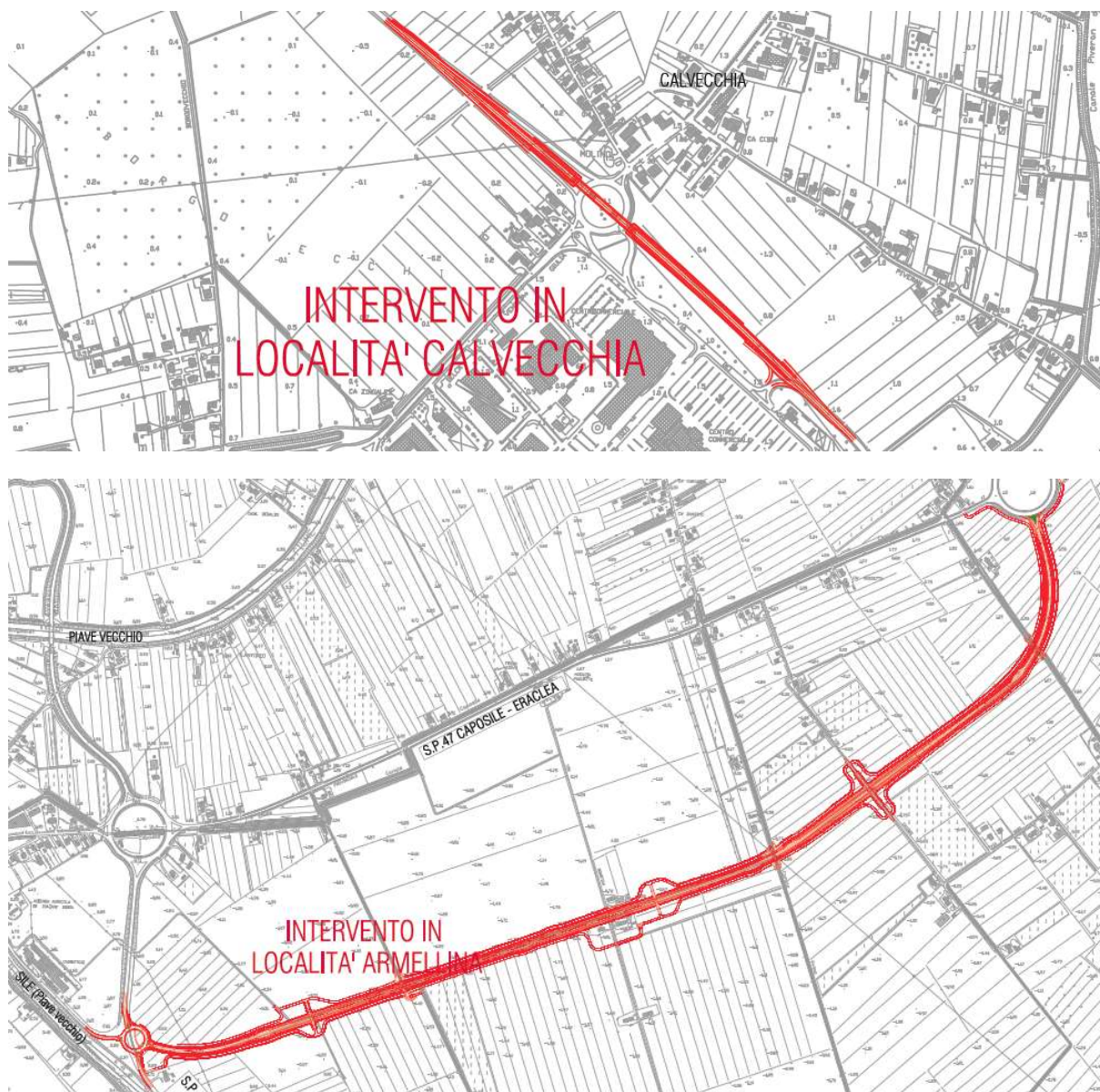


FIGURA 1 - PLANIMETRIA DEGLI INTERVENTI

In particolare, nel seguito si descrive la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo in esame, per le due diverse zone di intervento, elaborata ai fini delle principali verifiche geotecniche e strutturali delle opere d'arte, dei rilevati e alle diverse strutture di fondazione.

Nella presente relazione vengono descritte le verifiche dei rilevati stradali e delle fondazioni profonde del cavalcavia in località Calvecchia. In particolare vengono esaminati i seguenti aspetti:

- Dimensionamento delle fondazioni dei rilevati con geogriglie e pali;
- Dimensionamento dei rilevati in terra rinforzate con geogriglie;
- Verifiche di stabilità globale dei rilevati in condizioni statiche e sismiche;
- Capacità portante dei pali di fondazione del cavalcavia in località Calvecchia.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

Le normative di riferimento della presente relazione sono quelle riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"*
- C.M. 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"* di cui al D.M. 17/01/2018

In ottemperanza a D.M. 14/01/2018 §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti norme di comprovata validità:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

### 3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

---

Per le assunzioni di natura geotecnica si fa riferimento alle teorie delle geotecnica riportate nelle seguenti pubblicazioni:

- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius Edizioni;
- M. Tanzini, *Fondazioni*, Dario Flaccovio Editore;
- E. Ceroni, *Micropali – Pali di fondazione. Sottopassi e tunnel e altre strutture finalizzate a interventi particolari*, Dario Flaccovio Editore;
- K. Terzaghi, R.B. Peck. *Geotecnica*, UTET.
- N. Moraci, "La progettazione di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3/2010

Per la caratterizzazione geotecnica e l'assunzione dei parametri di resistenza meccanica e deformabilità si fa riferimento ai seguenti documenti di progetto:

- T00GE00GENRE00\_A – GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA: Relazione geologica, idrologica, idrogeologica – Indagini geognostiche.
- T00GE00GEORE00 – Relazione geologica, idrogeologica e sismica.

## 4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

---

Nel presente capitolo viene presentata la descrizione dei rilevati stradali, oggetto di verifica, oltre alle fondazioni su pali del cavalcavia in località Calvecchia, della presente relazione.

La descrizione delle diverse tecnologie realizzative viene effettuata in funzione dell'altezza del rilevato rispetto al piano campagna e suddividendo il tracciato in due località: Armellina e Calvecchia.

### Località Armellina:

- Altezze di rilevato inferiore ai 2,50 m: bonifica del piano di posa di 1 m e posa di doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 100 kN/m, precarica di 1,00 m, geodreni posti a maglia 1,5 x 1,5 m e profondità variabile tra 6 m e 14 m in funzione della profondità del primo substrato sabbioso dal piano campagna;
- Altezze di rilevato comprese tra 2,50 e 4 m: fondazioni su pali trivellati FDP di lunghezza 15 m e doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 200 kN/m;
- Altezze di rilevato comprese tra 4 e 5,60 m: fondazioni su pali trivellati FDP di lunghezza 15 m e doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 200 kN/m;

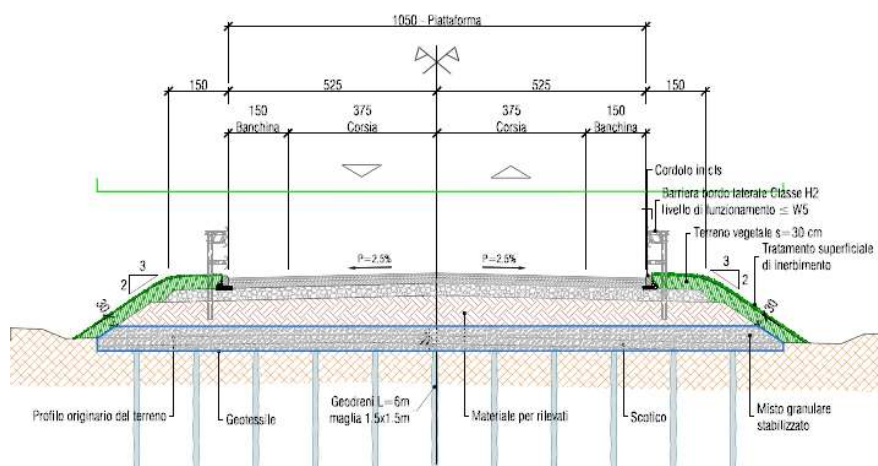
### Località Calvecchia:

- Altezze di rilevato inferiore ai 2,50 m: bonifica del piano di posa di 1 m e posa di doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 100 kN/m, precarica di 1,00 e geodreni posti a maglia 1,5 x 1,5 m e profondità di 6 m in modo da intercettare il substrato sabbioso,
- Altezze di rilevato comprese tra 2,50 e 4 m: fondazioni su pali trivellati FDP di lunghezza 15 m e doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 200 kN/m;
- Altezze di rilevato comprese tra 4 e 6 m: fondazioni su pali trivellati FDP di lunghezza 21 m e doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 200 kN/m; rilevato in terra rinforzata con geogriglie;
- Altezze di rilevato comprese tra 6 m e 7,60 m: fondazioni su pali trivellati FDP di lunghezza 21 m e doppia geogriglia di rinforzo con resistenza caratteristica di 200 kN/m; rilevato in terra rinforzata con geogriglie.

In entrambe le località, sulla base delle analisi svolte, l'altezza di 2,50 m è stata considerata l'altezza limite oltre cui non è possibile garantire la stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione senza interventi di fondazione su pali e geosintetici: da questa altezza in più si realizzano rilevati su pali e geosintetici.

## 4.1. Rilevati stradali su geodreni

I notevoli cedimenti, dell'ordine di 35-40 cm già per i rilevati di altezza 2,50 m (vedere Cap. 12), esauribili senza interventi in tempi molto lunghi non compatibili con i tempi di costruzione dei rilevati, hanno reso necessario intervenire con la disposizione di geodreni e precarica di 1,00 m in modo da espletare tutti i cedimenti in 1,5 mesi.



I geodreni sono disposti con maglia 1,5 x 1,5 m e hanno profondità variabili tra 6 e 14 m, in modo da intercettare gli strati sabbiosi.

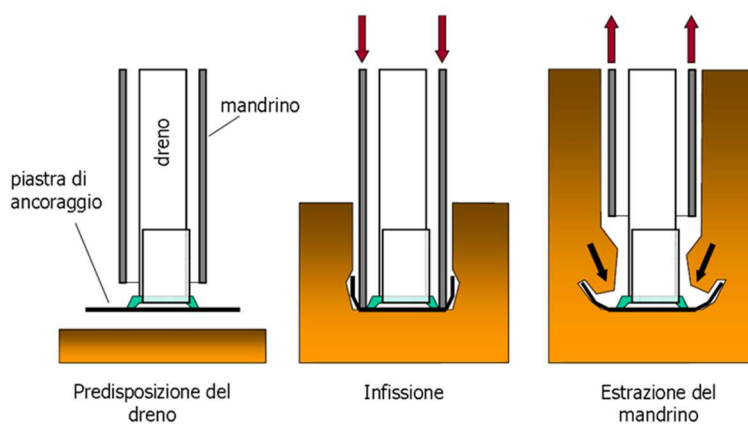


FIGURA 2 – FASI DI INSTALLAZIONE DEI DRENI VERTICALI

## 4.2. Rilevati stradali su pali e geosintetici

La presenza di terreni di fondazione altamente compressibili e con caratteristiche meccaniche molto scadenti, in particolare gli strati coesivi, formati da argille normal-consolidate con valori di coesione non drenata variabile con la profondità secondo la legge  $c_u = 0,22 \sigma'_{v,}$ , ha chiesto una fase di approfondimento delle possibili



tecniche realizzative dei rilevati stradali, in modo da garantire la stabilità globale dell'insieme rilevato – terreno di fondazione e limitare i cedimenti.

La realizzazione di pali di fondazione in associazione con geosintetici di rinforzo alla base consente di garantire la stabilità a breve termine del sistema rilevato-terreno di fondazione [JONES et al., 1990] e di ridurre i cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato sul terreno compressibile. In questa applicazione, è stato scelto di porre in opera pali trivellati di tipo FDP, di diametro 600 mm e posti a interasse 3,0 x 3,0 m e con profondità comprese tra 15 e 21 m.

I pali trivellati FDP (Full Displacement Pile) risultano essere molto adatti per la tipologia di sottosuolo presente nell'area in oggetto, ovvero alternanza di argille normal-consolidate molto giovani, limi argillosi e sabbie limose, in quanto vengono realizzati compattando il terreno laterale e riducendo o annullando l'asportazione di terreno, a differenza dei pali trivellati tradizionali che prevedono asportazione totale di terreno.

Ciò consente la compattazione del terreno attorno al palo migliorando notevolmente la capacità portante laterale.

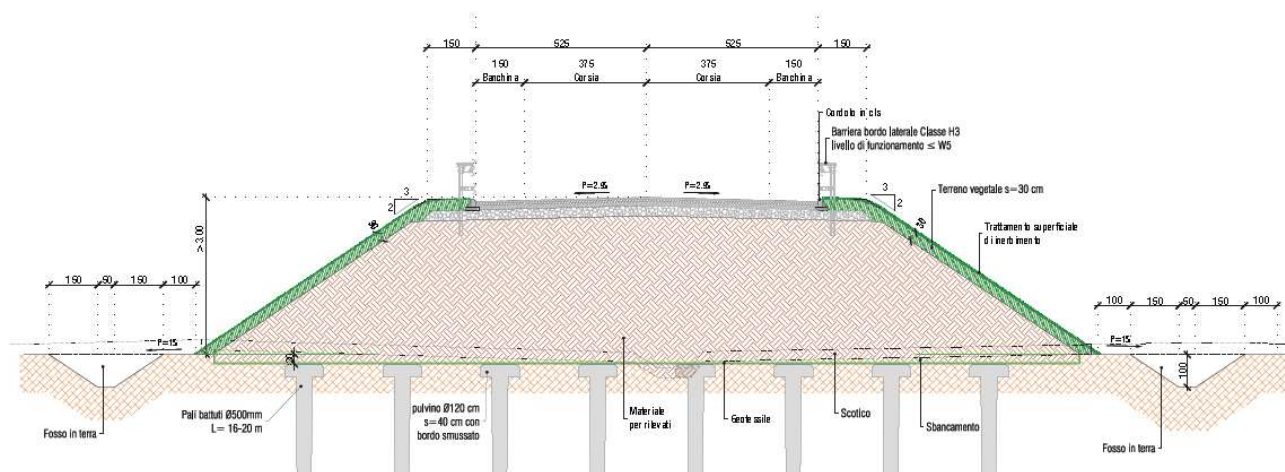


FIGURA 3 – SCHEMA RILEVATOSU PALI E GEOSINTETICI

#### 4.2.1. Pali trivellati FDP

I pali FDP (Full Displacement Pile) sono una tecnica alternativa ai pali trivellati tradizionali o ad elica continua (CFA), per l'esecuzione di pali di fondazione. I pali FDP vengono eseguiti mediante rotazione e spinta. Sono detti anche pali a compattazione laterale, in quanto nel processo di esecuzione il terreno viene costipato grazie alla rotoinfissione dell'utensile di perforazione, aumentando la capacità portante ed evitando le vibrazioni indotte agli edifici circostanti. Vi è inoltre una bassa o nulla produzione di materiale di risulta, di molto inferiore rispetto a un CFA o ad altre tecnologie convenzionali, fatto che rende l'utilizzo di pali FDP ottimale anche in siti contaminati.

I pali FDP hanno diametro massimo di 800 mm e possono raggiungere una profondità massima di 40 m.

La procedura di esecuzione prevede le seguenti tre fasi:



- **Perforazione:** l'utensile di perforazione, collegato ad una testa di rotazione scorrevole, penetra nel suolo in rotazione continua e avanzamento. Essendo l'utensile chiuso all'estremità inferiore, esso esercita una compressione nel terreno laterale che aumenta la densità naturale del suolo.
- **Getto del calcestruzzo:** raggiunta la profondità di progetto, si esegue il getto del calcestruzzo che fuoriesce in pressione attraverso l'ugello situato in corrispondenza della punta dell'utensile di perforazione. Contemporaneamente l'utensile viene estratto dal foro, facilitato dalla spinta esercitata verso l'alto dal calcestruzzo in pressione. Il getto continua fino al raggiungimento della quota di piano campagna.
- **Armatura:** terminata la fase di getto, viene inserita la gabbia di armatura come elemento di rinforzo per il calcestruzzo. L'inserimento può essere eventualmente facilitato da un apposito vibratore.

La rotoinfissione e la conseguente compattazione in assenza di asportazione di terreno permettono di migliorare lo stato di addensamento del terreno intorno al palo rispetto alle condizioni naturali. Questo genera un incremento di resistenza dei pali FDP sia per attrito laterale sia per resistenza di punta.

Le dimensioni dell'utensile di perforazione e della punta, così come le velocità di rotazione e di penetrazione, variano in funzione del tipo di terreno e del diametro di progetto del palo.

### Vantaggi

- Ridotta asportazione di terreno, con conseguente risparmio nelle spese di trasporto e smaltimento del materiale di risulta;
- Elevata capacità portante del palo, maggiore rispetto alla tecnologia CFA o ai pali trivellati tradizionali a parità di diametro reso, dovuta all'addensamento del terreno indotto in fase di esecuzione;
- Assenza di vibrazioni indotte;
- Possibilità di ottimizzare la perforazione analizzando i parametri di scavo;
- Consumo di calcestruzzo ridotto rispetto alle tecniche tradizionali che prevedono l'asportazione di materiale;
- Alta produzione giornaliera;
- Minimo equipaggiamento e personale addetto;
- Basso costo per tonnellata di carico.

#### 4.2.2. Rinforzo alla base con geosintetici

Il carico verticale dovuto al peso proprio del terreno che costituisce il rilevato e ai sovraccarichi applicati può essere trasferito in gran parte sui pali riducendo così la tensione verticale che agisce sul terreno compressibile di fondazione con una conseguente riduzione dei cedimenti. I carichi agenti sui pali sono trasmessi a strati di

terreni profondi con migliori caratteristiche meccaniche e al terreno compressibile per attrito laterale (pali sospesi). La presenza del geosintetico di rinforzo alla base del rilevato permette di:

- aumentare l'aliquota di carico trasmessa ai pali già nei primi metri di profondità;
- aumentare l'interasse dei pali;

Nel caso in esame si è scelta una doppia geogriglia di rinforzo che deve disporre di marcatura CE e resistenza a trazione caratteristica di 200 kN/m in entrambe le direzioni,

La geogriglia è di tipo tessuta a struttura piana di forma reticolare, costituita da filamenti di poliestere rivestita da uno strato protettivo di resina a base di PVC, che viene utilizzata per il rinforzo dei terreni.

### **4.3. Terre rinforzate**

#### **4.3.1. Rilevati**

La realizzazione delle terre rinforzate si rende necessaria per garantire un minore ingombro del rilevato in corrispondenza delle sezioni di altezza maggiore, in particolare in località Calvecchia in approccio al nuovo cavalcavia, realizzando scarpate con inclinazione 4:1. Le terre rinforzate si utilizzano, in genere, per realizzare opere di sostegno dei terreni (terrapieni, fronti di scavo, scarpate), rilevati (opere viarie, barriere paramassi, arginature, mascheramenti di manufatti in calcestruzzo) e per interventi di consolidamento o ricostruzione di scarpate. Per terra rinforzata si intende un materiale composito che combina la tipica resistenza di due differenti materiali grado di migliorare le caratteristiche globali dell'insieme. Nello specifico le proprietà geotecniche del terreno, materiale che resiste a compressione, sono migliorate dalla combinazione con le geogriglie o geotessuti, materiali ad alta resistenza a trazione.

Il rinforzo del corpo del rilevato viene realizzato inserendo strati di geosintetico di rinforzo alternati a strati di terreno compattato. L'inserimento all'interno del corpo del rilevato di geosintetici di elevata resistenza e rigidità a trazione consente di migliorare le caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità del terreno compattato costituente il rilevato; risulta in tal modo possibile la realizzazione di rilevati anche con materiali di caratteristiche meccaniche scadenti e/o la costruzione di scarpate del rilevato con pendenze sub-verticali. La tecnica più utilizzata in Italia per la realizzazione di tali opere (terre rinforzate con geosintetici) è quella del risvolto in facciata (wrap-around). Tale tecnica, diffusa sin dall'inizio degli anni '80 [CAZZUFFI, 1983] può essere utilizzata per realizzare sia scarpate verticali sia pendii ripidi. Per la realizzazione dell'opera vengono in genere utilizzati casseri a perdere per lo più costituiti da reti elettrosaldate.



FIGURA 4 – TERRE RINFORZATE – FASI DI REALIZZAZIONE

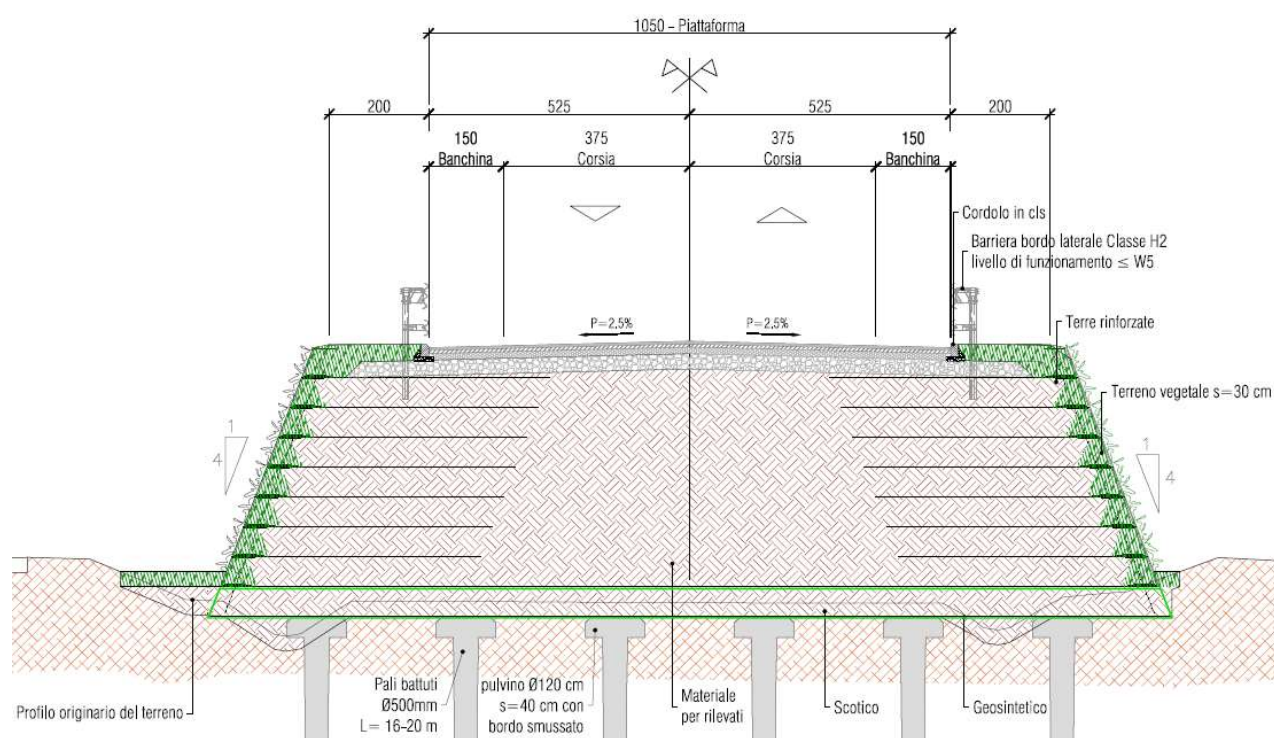


FIGURA 5 – TERRE RINFORZATE – FASI DI REALIZZAZIONE

Tale sistema consente di ottenere una notevole uniformità della facciata con costi di posa in opera relativamente contenuti. Nei paesi in cui il costo della mano d'opera è basso viene, in genere, utilizzata la tecnica del cassero mobile [MORACI e RIMOLDI, 1994]. La progettazione del rinforzo del corpo del rilevato è condotta in maniera analoga a quanto usualmente effettuato per i muri o pendii ripidi rinforzati. In particolare, la progettazione deve essere eseguita in modo tale da assicurare i coefficienti di sicurezza richiesti dalle normative o raccomandazioni esistenti in relazione a tutti i possibili stati limite, ultimi e di esercizio, della struttura e del complesso struttura-terreno di fondazione. Allo stato attuale nel nostro paese non esistono norme o raccomandazioni specifiche per le opere in terra rinforzata con geosintetici, mentre per tali opere sono vigenti norme specifiche in differenti paesi stranieri (USA AASHTO, BS 8006, FHWA – SA – 96 – 071, EBGEO 2003, NF P94 – 270, JGS TC9 SC3). Il dimensionamento dell'opera, che consiste nel determinare la lunghezza di ancoraggio, la spaziatura e le caratteristiche di resistenza e rigidezza a trazione del rinforzo, può essere condotto utilizzando metodi di analisi basati sul metodo dell'equilibrio limite globale, su metodi cinematici o su metodi numerici. Se si fa riferimento ai metodi di calcolo più semplici e più diffusi nelle normative esistenti (metodi dell'equilibrio limite globale), per il dimensionamento delle opere in terra rinforzata è necessario conoscere le caratteristiche richieste all'opera stessa (es. dimensioni, carichi applicati, accelerazione sismica di progetto) e definire i seguenti parametri di progetto:

- caratteristiche fisiche (peso di volume) e meccaniche (caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità) del terreno compatto costituito il corpo del rilevato;

- caratteristiche fisiche (peso di volume), meccaniche (caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità) di permeabilità e di consolidazione del terreno di fondazione;
- caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidità a trazione ammissibile) a lungo termine del geosintetico di rinforzo;
- parametri di interfaccia terreno rinforzo (attrito equivalente per scorrimento all'interfaccia e per sfilamento del rinforzo) in condizioni statiche e sismiche.



**FIGURA 6 - TERRE RINFORZATE (SEZIONE TIPO)**

Le armature saranno poste nel terreno in strati successivi con distanza tra i piani di posa non superiore a 60 cm e saranno connesse ad un paramento flessibile in rete metallica, gli strati di terreno devono essere delimitati alla base e sul fronte da livelli di geogriglia.

Ogni strato di rinforzo dovrà essere risvoltato superiormente di almeno 1,50 m in prossimità del paramento, per evitarne lo sfilamento.

La resistenza di progetto delle geogriglie, al netto di tutti i fattori di sicurezza, dovrà essere calcolata e dimensionata attraverso una progettazione che tenga conto delle caratteristiche geometriche del manufatto, delle caratteristiche meccaniche dei terreni, dei carichi esterni agenti sul manufatto e delle sollecitazioni sismiche secondo la normativa vigente.

I livelli di sollecitazione e le caratteristiche meccaniche delle geogriglie dovranno essere certificate per una vita superiore a 120 anni.

Il terreno da impiegare dovrà essere appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3.

Ogni strato di terreno sarà poi compattato con appositi macchinari in modo da ottenere una densità non inferiore al 95 % dello AASHTO Mod.

Il paramento sarà composto da pannelli in rete elettrosaldata a maglia di massima di 15 x 15 cm e diametro minimo 8 mm, posti in opera con un sistema di irrigidimento idoneo a ottenere inclinazioni del paramento variabili a seconda delle esigenze progettuali, tra i 45° e gli 80°.

Per consentire il rinverdimento della scarpata si dovrà prevedere la sistemazione di uno strato di terreno vegetale idonea ad accogliere idrosemina, compensata a parte, lungo il fronte per uno spessore di circa 30 cm trattenuto all'esterno mediante la stesura di opportuna stuoia in materiale sintetico o biodegradabile.

Tutte le ditte produttrici dei materiali impiegati dovranno essere in certificazione di sistema di qualità in conformità alle normative vigenti ISO-EN 9001.

#### 4.3.2. Rivestimento spalle cavalcavia

Si è scelto di rivestire le spalle del cavalcavia in località Calvecchia con terre armate passanti attraverso le spalle, con superficie esterna rivestita in blocchetti splittati. Questa soluzione permette di diminuire la spinta del terreno sulle spalle in condizioni statiche e sismiche, in quanto diminuisce la superficie di contatto di terreno sull'opera in c.a.

Si ritengono valide, anche per il rivestimento delle spalle, le verifiche svolte sulle terre armate dei rilevati stradali, in quanto varia soltanto il rivestimento esterno.

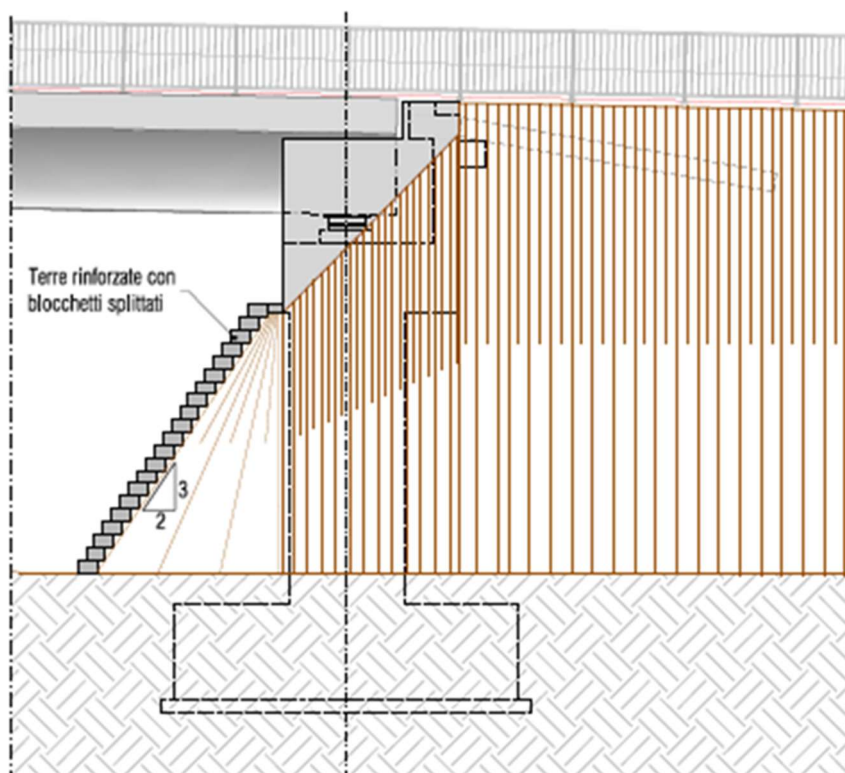


FIGURA 7 – RIVESTIMENTO SPALLE CAVALCAVIA CALVECCHIA IN BLOCCHETTI SPLITTATI



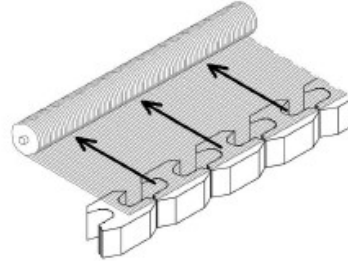


FIGURA 8 – SCHEMA DI INSTALLAZIONE GEOGRIGLIE E BLOCCHETTI SPLITTATI

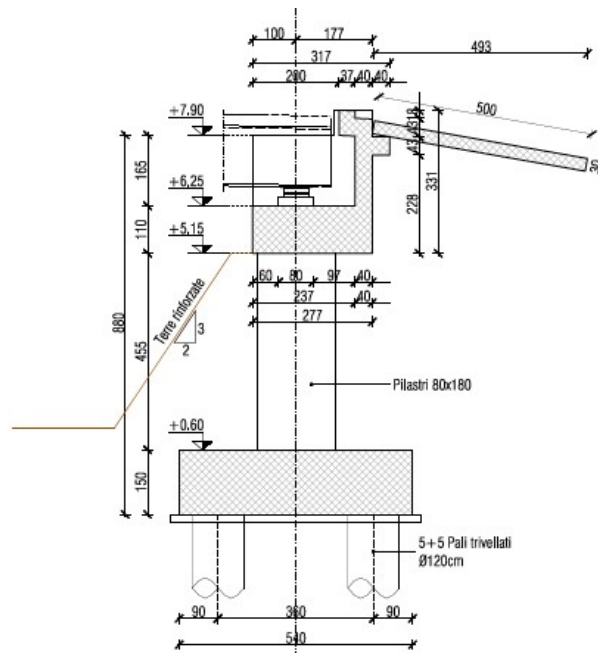


FIGURA 9 – SPALLA CAVALCAVIA CALVECCHIA – SEZIONE

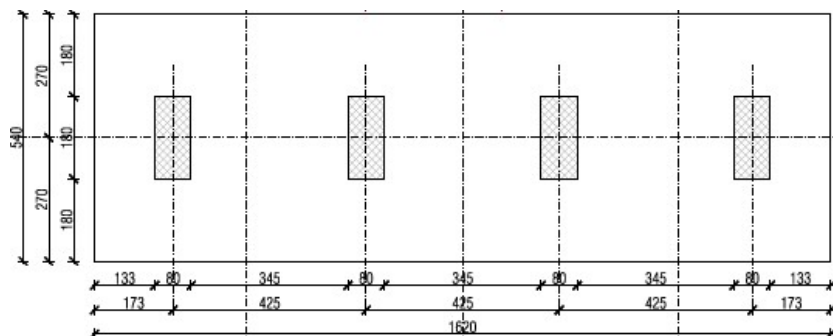


FIGURA 10 – SPALLA CAVALCAVIA CALVECCHIA -PIANTA

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Il presente capitolo è dedicato alla caratterizzazione geotecnica del sito in esame. Si riportano, dapprima, le elaborazioni relative alle campagne di indagini eseguite, in termini di interpretazioni numeriche dei risultati ottenuti in funzione dei parametri di resistenza meccanica e di deformabilità dei terreni in esame e successivamente la descrizione della stratigrafia caratterizzante l'area in esame.

### 5.1. CAMPAGNE DI INDAGINE A DISPOSIZIONE

Si riporta lo storico delle campagne di indagine e della documentazione a disposizione per lo sviluppo del profilo stratigrafico di progetto:

Indagini 2005 (PP)	Indagini 2008 (PP)	Indagini 2017 (PD)
Eseguite in località Calvecchia	Eseguite in località Calvecchia	Eseguite in località Calvecchia
<u>Prove in situ</u> n.3 CPTU fino a 35 m da PC	<u>Prove in situ</u> n.8 CPTU fino a 30 m da p.c. n.6 sondaggi fino a 30 m da p.c. n.8 pozzetti esplorativi n.2 prove MASW n. 25 SPT negli strati granulari rilevati con i sondaggi	<u>Prove in situ</u> n.2 sondaggi fino a 10 e 40 m da p.c. n.8 SPT per i terreni granulari n.2 CPTU fino a 40 m da p.c.
<u>Prove di laboratorio</u> Nessuna	<u>Prove di laboratorio</u> Contenuto d'acqua Peso specifico Peso unità di volume Granulometria Limiti di Atterberg Prove edometriche Prove triassiali UU	<u>Prove di laboratorio</u> Contenuto d'acqua Peso specifico Peso unità di volume Granulometria Limiti di Atterberg Prove edometriche Prove triassiali UU

TABELLA 1 - CAMPAGNE DI INDAGINI

### 5.2. REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Per il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo si è fatto riferimento ai sondaggi (S10\_08, S11\_08, S12\_08, S7\_08, S1\_17, S2\_17) attrezzati con piezometri a tubo aperto. Tale piezometri evidenziano la presenza della falda ad una profondità di circa 1.5 m dal p.c. Tuttavia, cautelativamente, nei calcoli eseguiti il piano di falda è stato assunto coincidente con il piano campagna.

### 5.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

Le prove penetrometriche dinamiche sono state effettuate sia all'interno dei terreni sabbiosi, in cui non è possibile il prelievo di campioni indisturbati, sia nei terreni a grana fina. Complessivamente sono state

effettuate 33 prove SPT. Nella tabella in seguito sono elencati i risultati delle prove e la relativa profondità di esecuzione.

<b>Prove SPT</b>			
<b>Campagna</b>	<b>Sondaggio</b>	<b>Profondità</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>
<b>2008</b>	S7	19.8	7
	S7	27.8	6
	S8	11.8	6
	S8	17.2	3
	S8	26.3	6
	S8	27.3	4
	S9	11.8	9
	S9	18.1	6
	S9	19.3	4
	S9	21.8	5
	S9	23.8	4
	S9	26.3	8
	S10	6.3	10
	S10	10.3	8
	S10	14.8	10
	S10	25.3	16
	S11	6.3	5
	S11	7.8	10
	S11	14.8	9
	S11	25.8	24
	S12	5.3	19
	S12	7.3	25
	S12	19.3	15
	S12	23.8	11
<b>2017</b>	S1	1.0	9
	S1	5.0	17
	S2	2.4	15
	S2	9.2	24
	S2	13.6	47
	S2	20.8	53
	S2	27.8	54

**TABELLA 2 - CAMPAGNE DI INDAGINI**



La variazione delle  $N_{SPT}$  con la profondità dal piano campagna è riportata in Figura 11

### Risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT

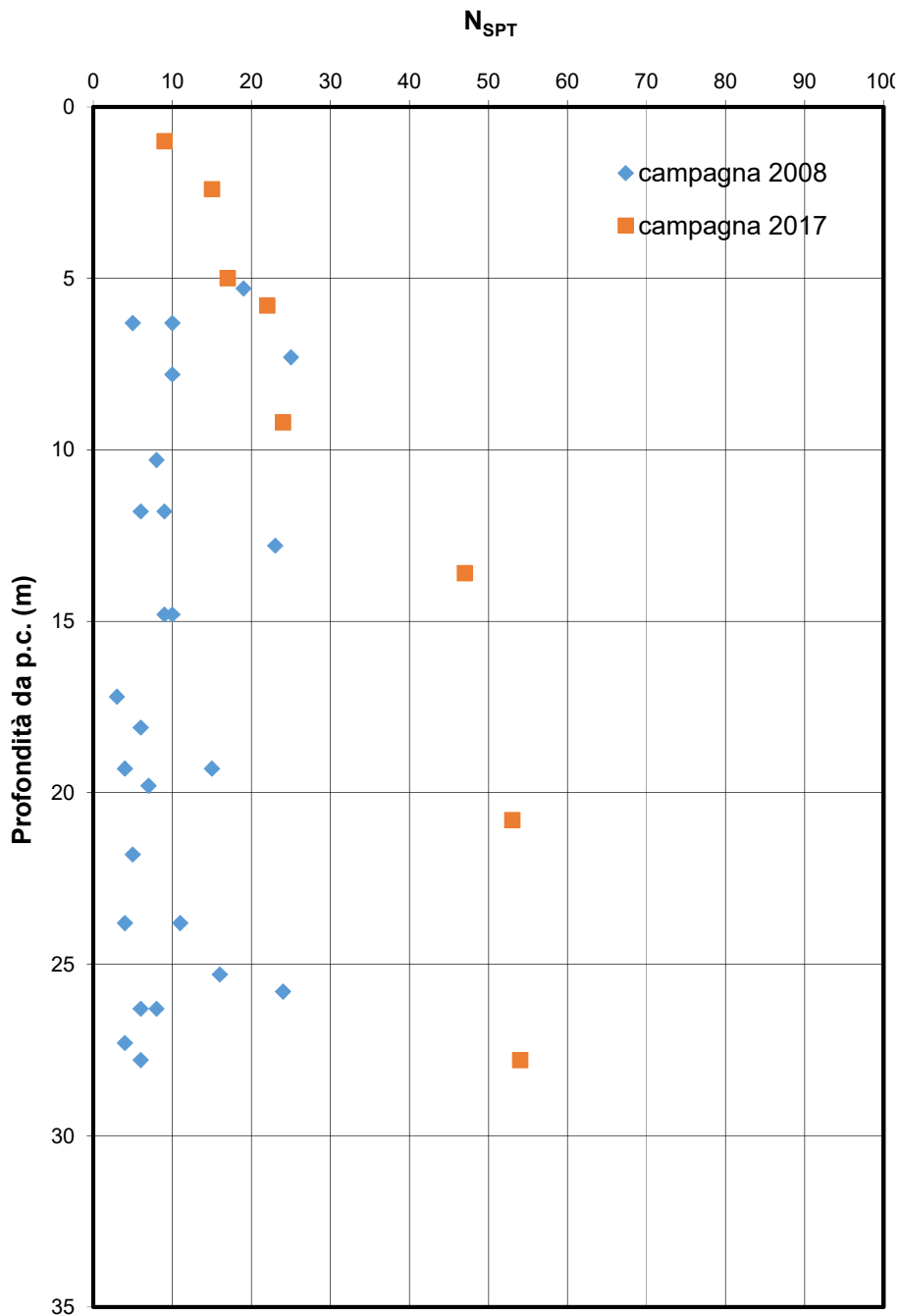


FIGURA 11 – RISULTATI DELLE PROVE SPT

### 5.3.1. Interpretazione SPT

Per ogni valore di NSPT, è stato stimato il corrispondente stato di addensamento del terreno, attraverso la determinazione della densità relativa  $D_r$ . Dalla densità relativa  $D_r$ , è stato infine possibile ricavare il valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$ .

Nello specifico per la valutazione della densità relativa  $D_r$  si è fatto riferimento alla relazione proposta da *Skempton* (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}}$$

avendo assunto per il fattore  $C_N$  la formulazione proposta per sabbie fini:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{100}}$$

Per la valutazione dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  a partire dalla densità relativa, si è fatto riferimento alle correlazioni proposte da *Schmertmann* (1978), in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni:

<i>Schmertmann</i> (1978)	
sabbia fine uniforme --->	$\varphi' = 28 + 0.14 \cdot D_R$
sabbie fini ben gradate - sabbia media uniforme --->	$\varphi' = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$
sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme --->	$\varphi' = 34.5 + 0.1 \cdot D_R$
sabbie e ghiaie poco limose - ghiaietto uniforme --->	$\varphi' = 38 + 0.08 \cdot D_R$

I risultati delle prove SPT sono stati anche impiegati per la valutazione della rigidità dei terreni utilizzando la correlazione di natura empirica proposta da *Denver* (1982):

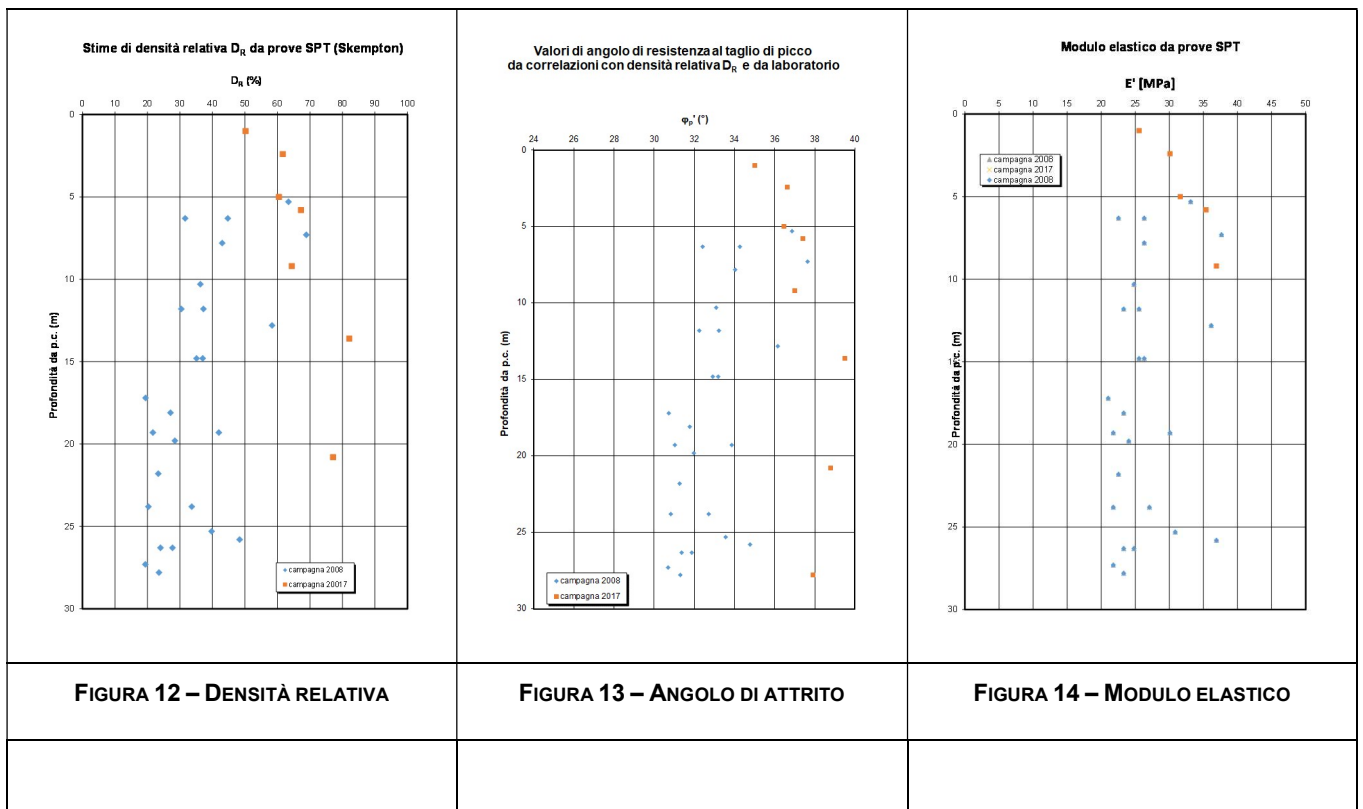
$$E' = s_1 N_{SPT} + s_2$$

dove i parametri  $s_1$  ed  $s_2$  variano in funzione della distribuzione granulometrica.

Nelle figure seguenti sono rappresentati i risultati ottenuti dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche: in particolare è rappresentato l'andamento con la profondità della densità relativa  $D_r$ , dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  e del modulo di deformabilità  $E'$ . I valori di  $N_{SPT}$  risultano generalmente compresi tra 5 e 30 (per la caratterizzazione non sono stati considerati i valori corrispondenti al rifiuto strumentale), ai quali corrispondono (in ragione delle correlazioni precedentemente descritte) valori della densità relativa  $D_r$  variabili tra circa 30% ed 70% fino ad una profondità di 15 dal p.c. e tra il 20 e 40 da 15 m a 30 m di profondità. I valori dell'angolo

di attrito  $\varphi'$  sono variabili tra circa  $30^\circ$  e  $36^\circ$ ; si ritiene ragionevolmente cautelativo assumere per l'angolo di attrito un valore operativo  $\varphi' = 33^\circ$ .

I valori del modulo di Young ottenuti a partire dai valori di  $N_{SPT}$ , mediante la correlazione empirica di Denver, risultano compresi tra 20 e 35 MPa.



#### 5.4. Prove penetrometriche statiche (CPTU)

Le prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), forniscono informazioni sulla natura dei terreni, in buon accordo con le colonne stratigrafiche dei sondaggi. Durante le campagne di indagini sono state eseguite n°9 prove penetrometriche statiche in asse al tracciato e altrettante prove di dissipazione.

Nelle figure seguenti si riportano, in forma grafica, i risultati delle prove CPTU in riferimento al variare della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della pressione interstiziale misurata durante l'avanzamento del cono  $u$  e di quella idrostatica  $u_o$ , della resistenza al taglio non drenata e del modulo elastico. Per ciascuna CPTU sono riportate inoltre le carte di classificazione di *Robertson* (1990 e 1991)  $Q_{tn}-F_r$ , essendo  $Q_{tn}$  la resistenza alla punta corretta normalizzata,  $F_r$  il rapporto "friction ratio" normalizzato.

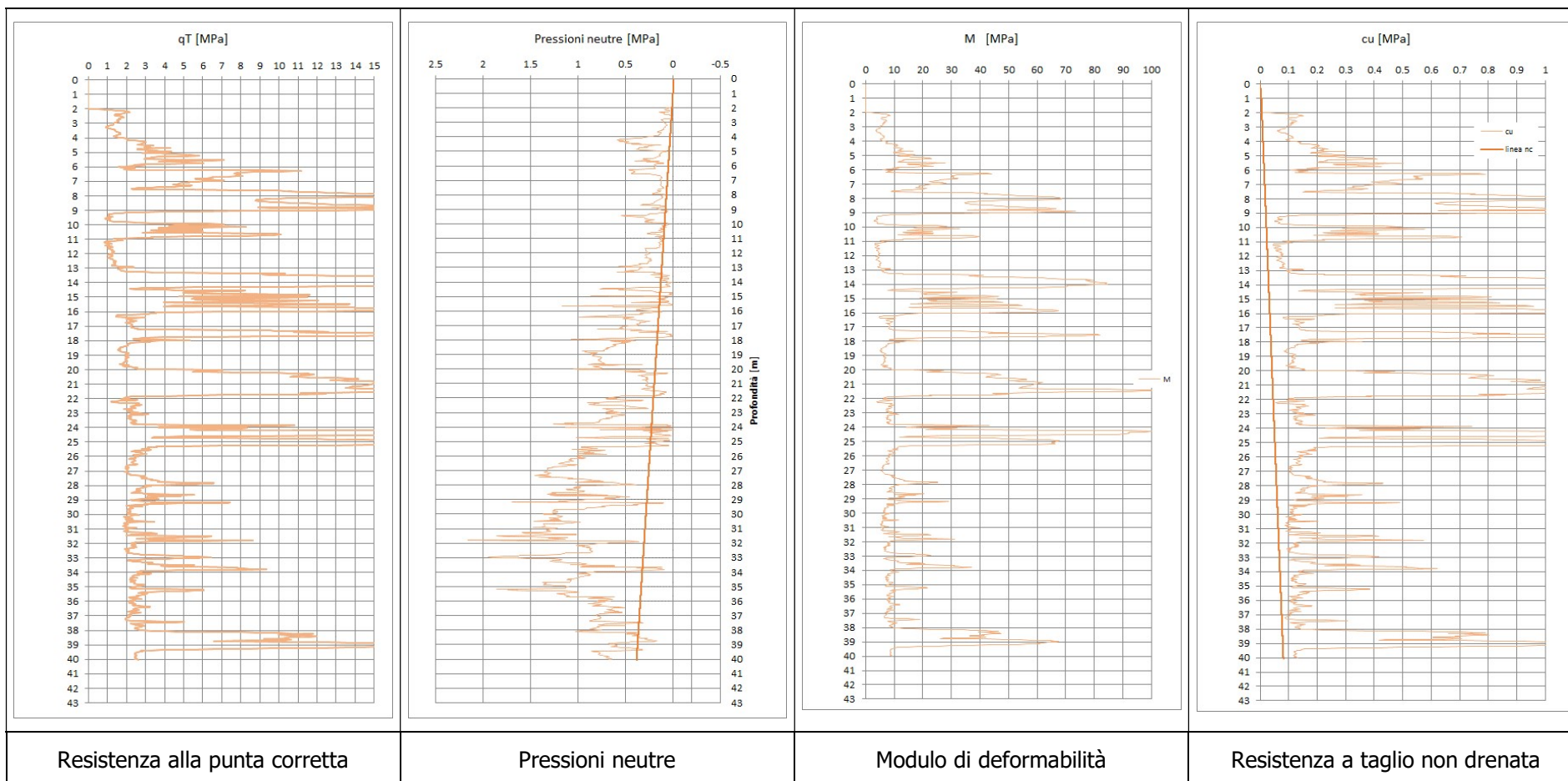


FIGURA 15 – RISULTATI PROVA CPTU1\_2017

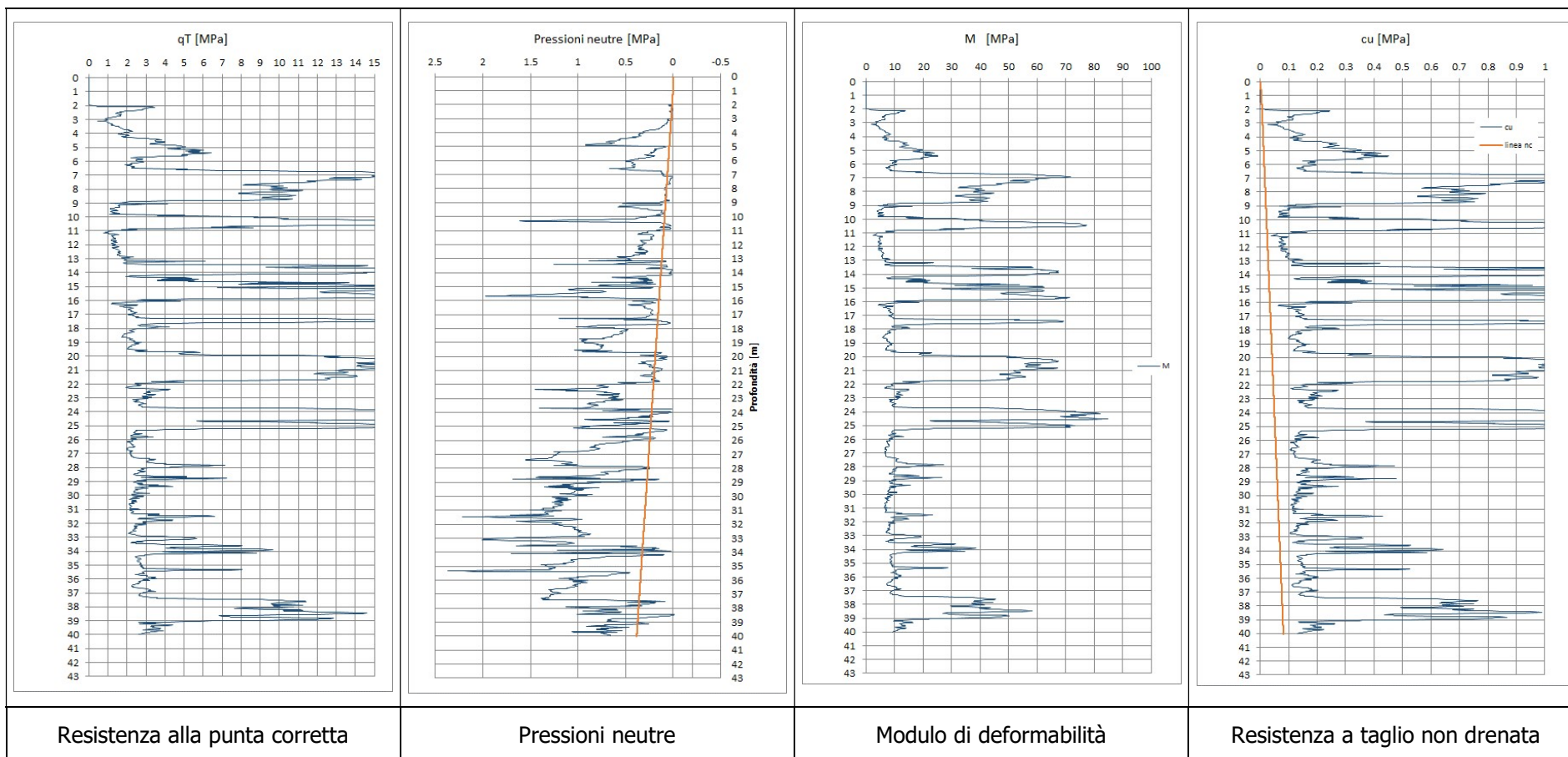


FIGURA 16 – RISULTATI PROVA CPTU2\_2017

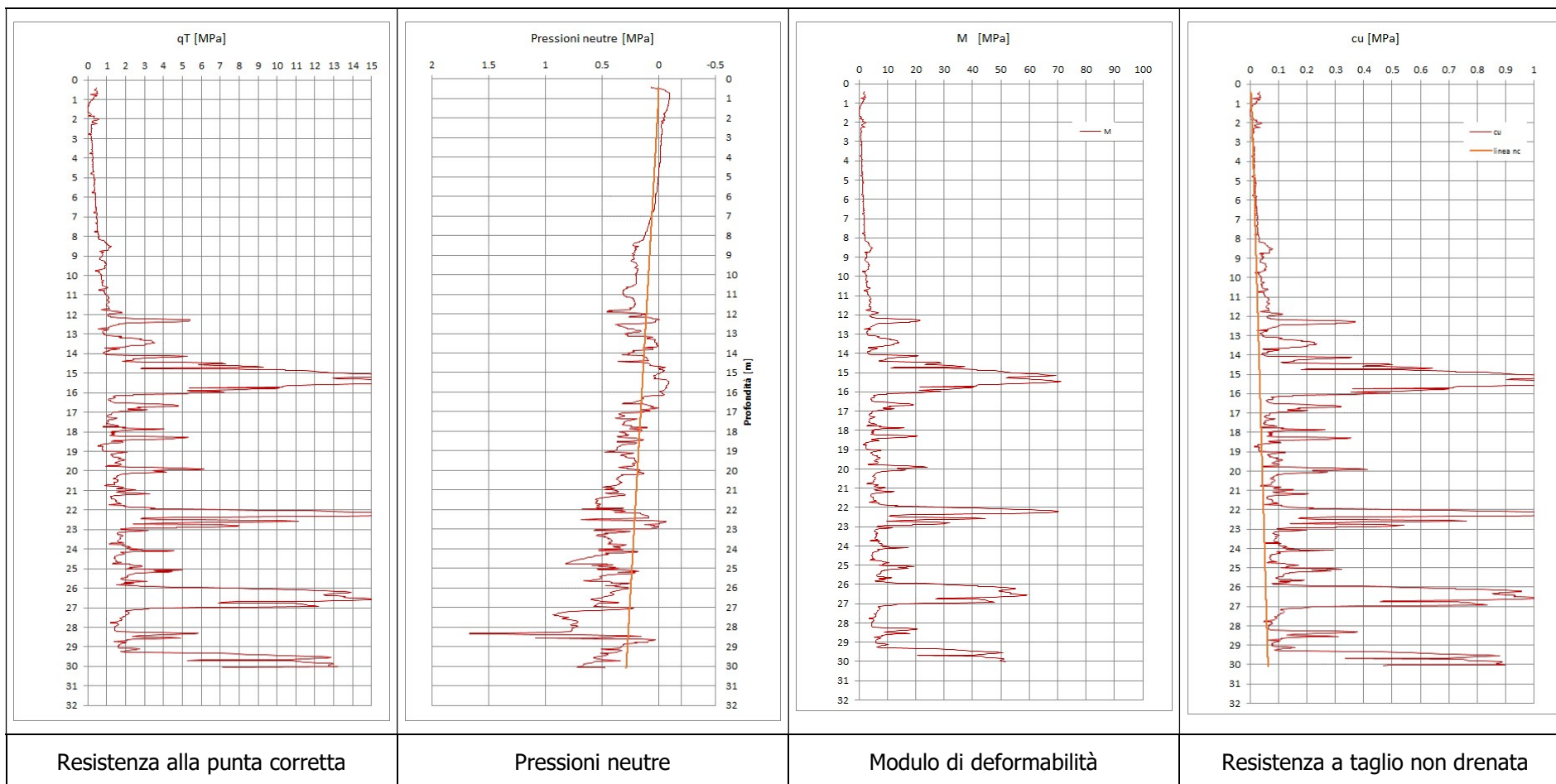


FIGURA 17 – RISULTATI PROVA CPTU8\_2008



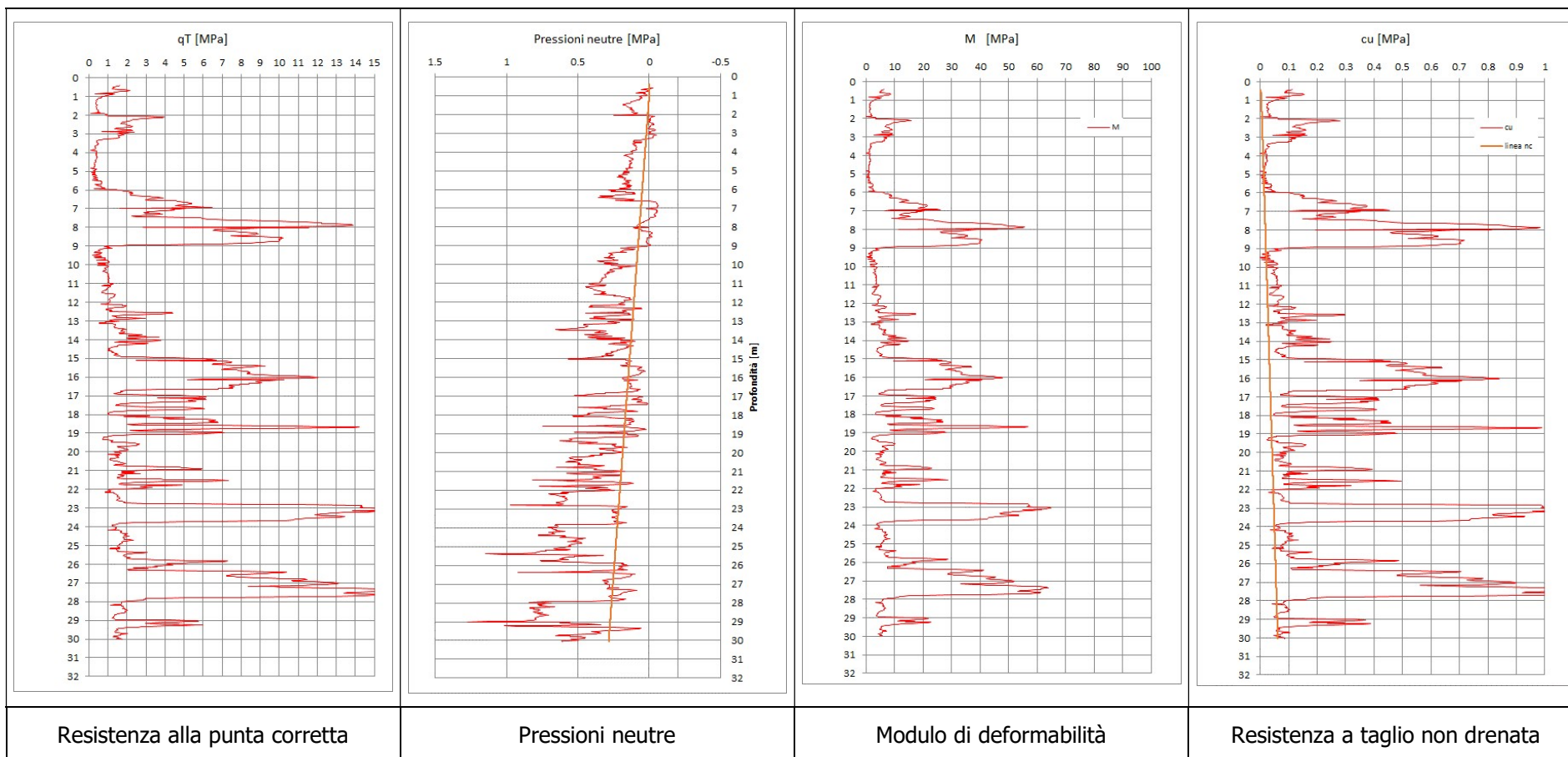


FIGURA 18 – RISULTATI PROVA CPTU9\_2008

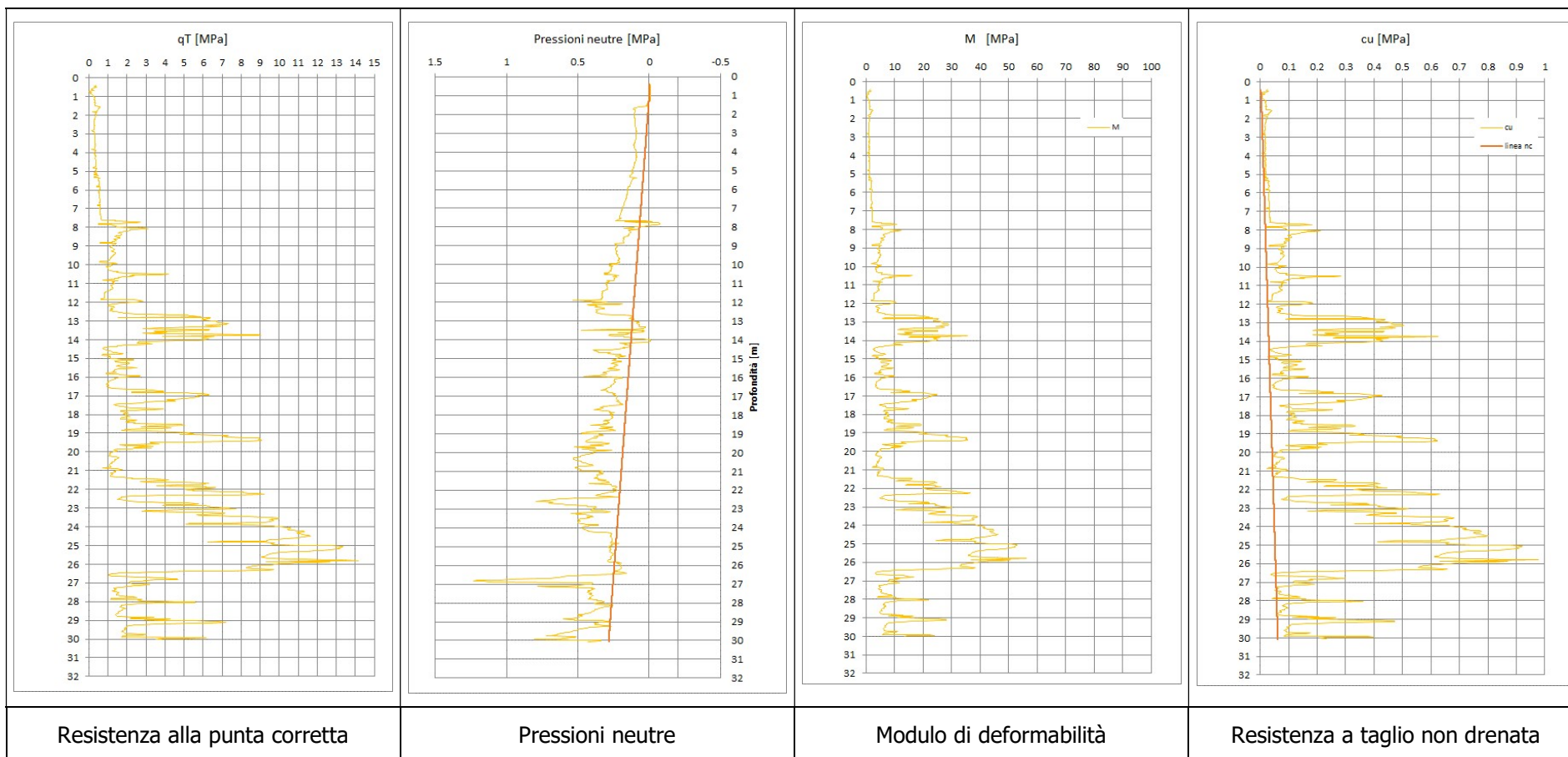


FIGURA 19 – RISULTATI PROVA CPTU10\_2008



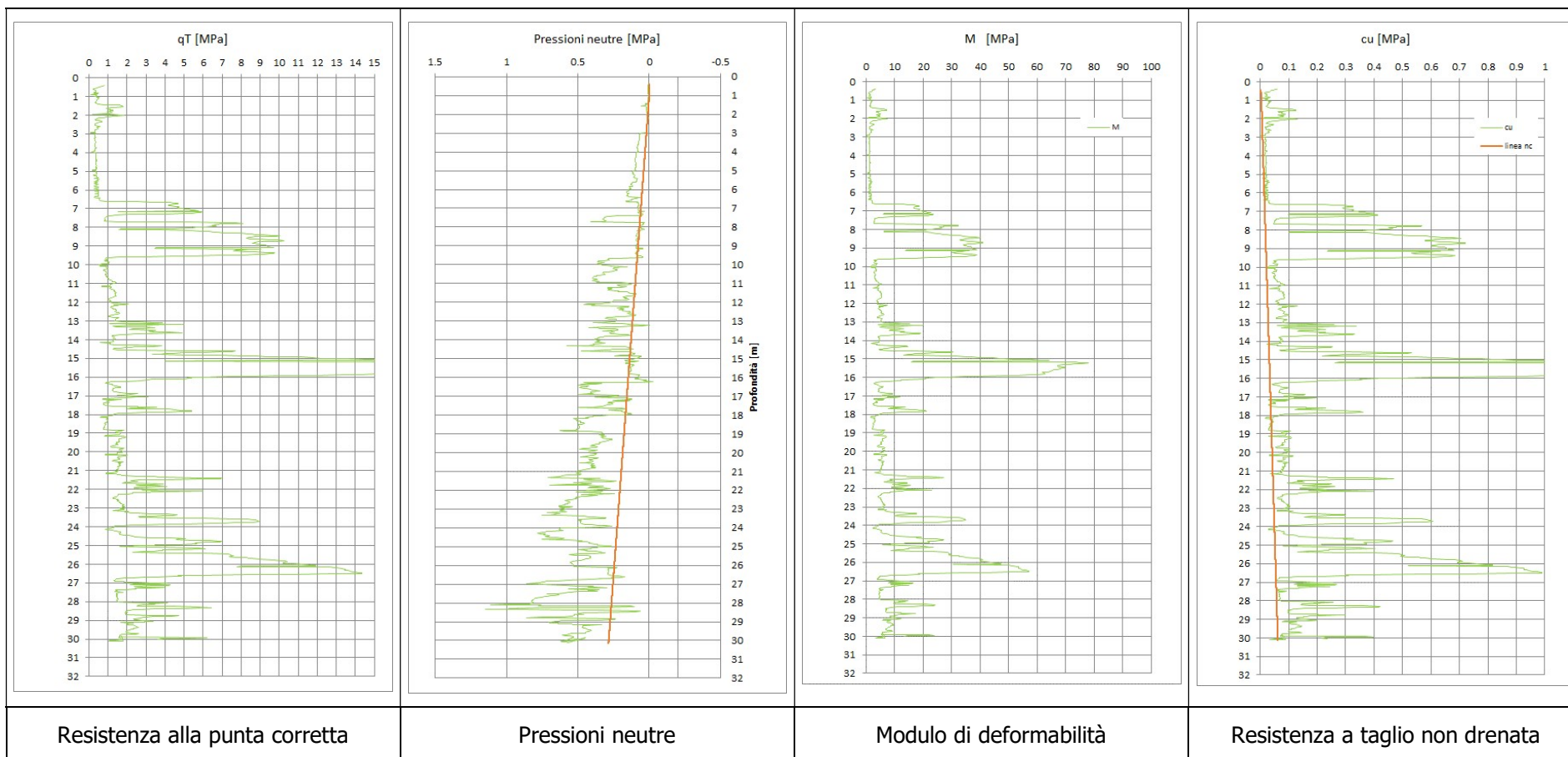


FIGURA 20 – RISULTATI PROVA CPTU11\_2008

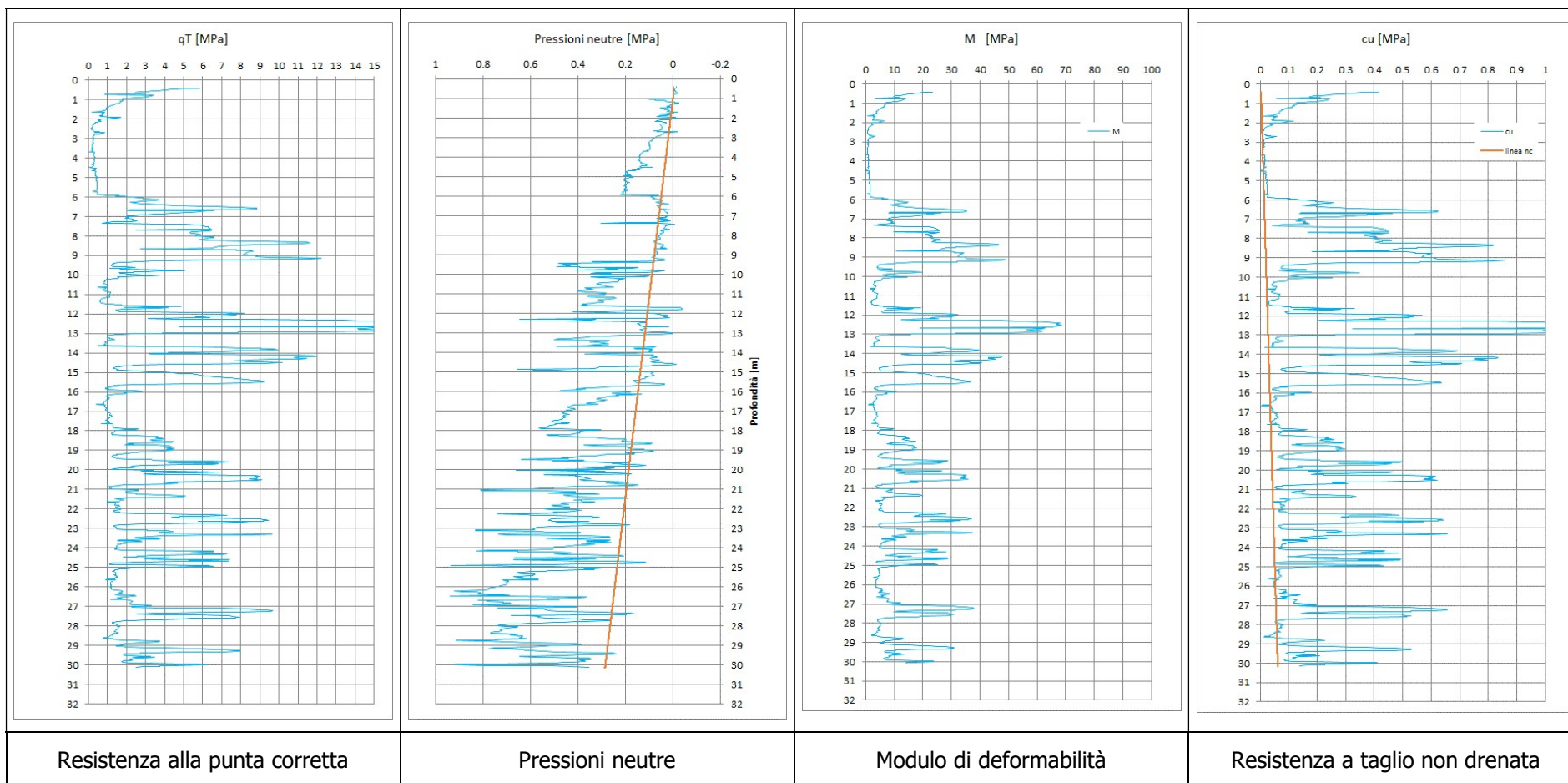


FIGURA 21 – RISULTATI PROVA CPTU12\_2008

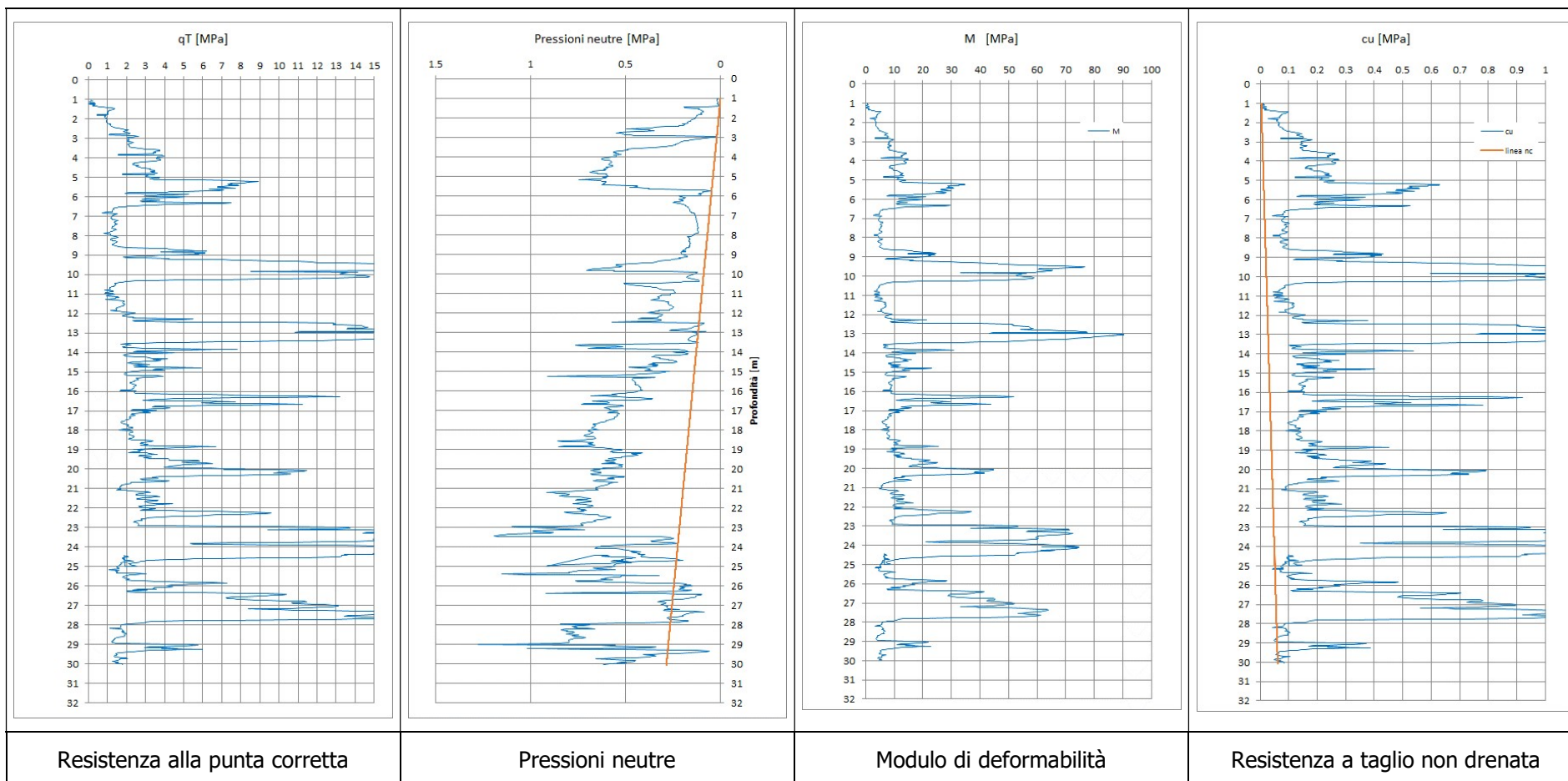


FIGURA 22 – RISULTATI PROVA CPTU13\_2008

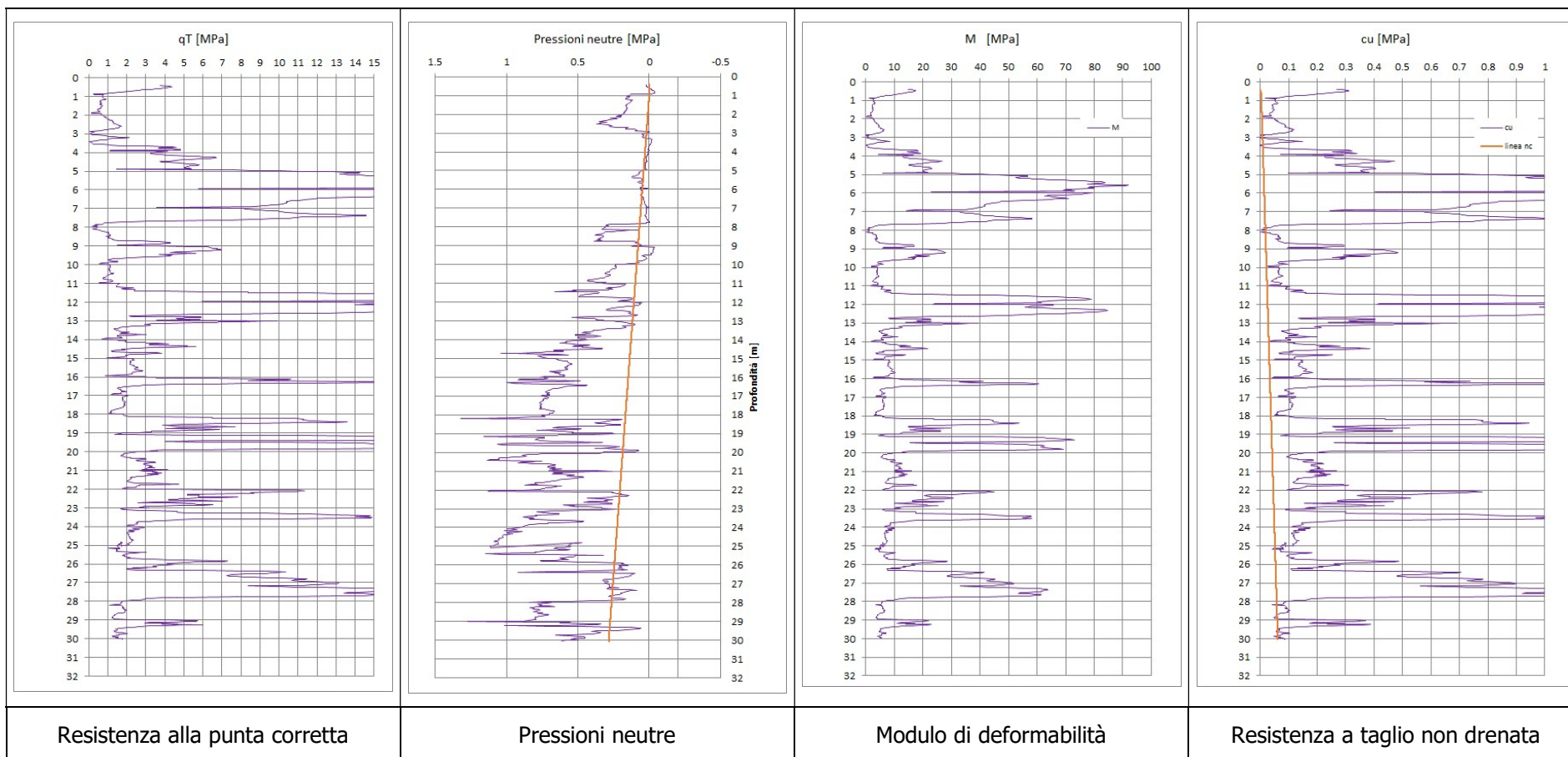


FIGURA 23 – RISULTATI PROVA CPTU14\_2008



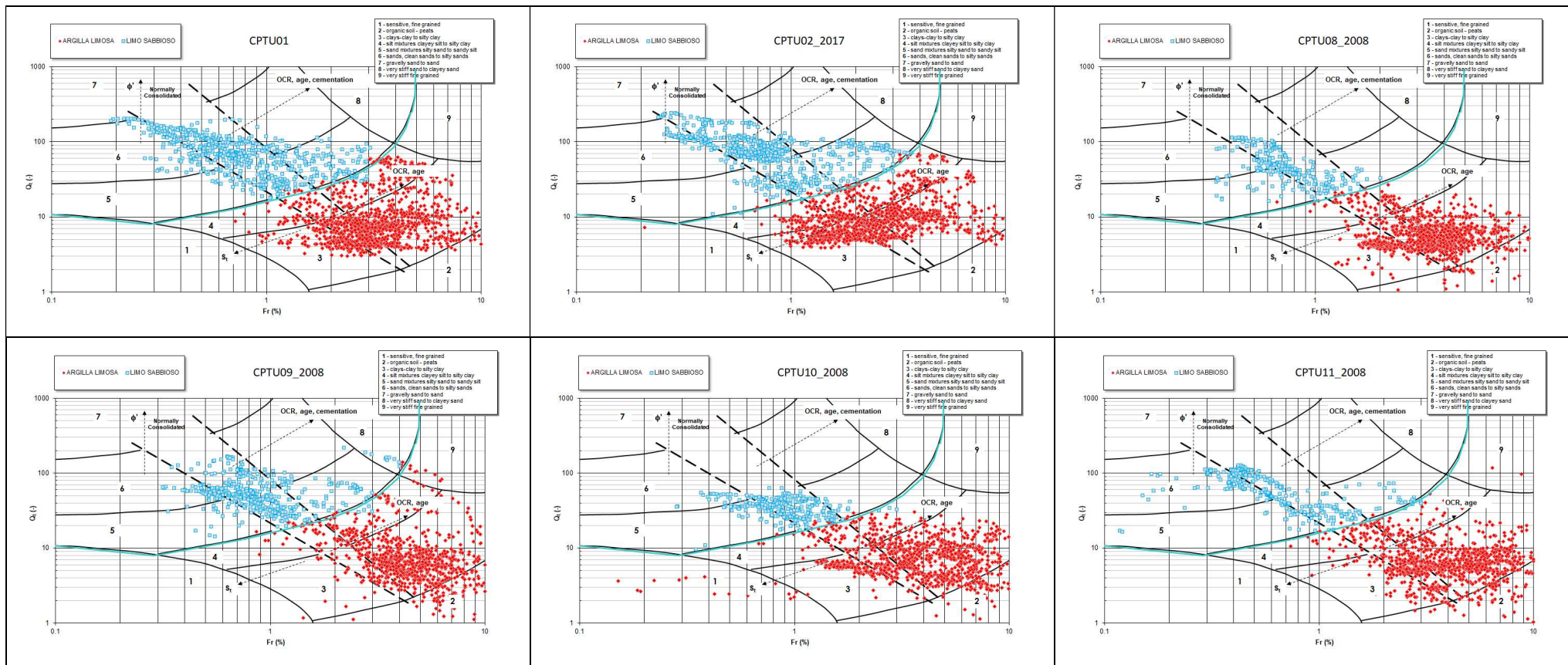


FIGURA 24 – CARTE DI CLASSIFICAZIONE DI ROBERTSON

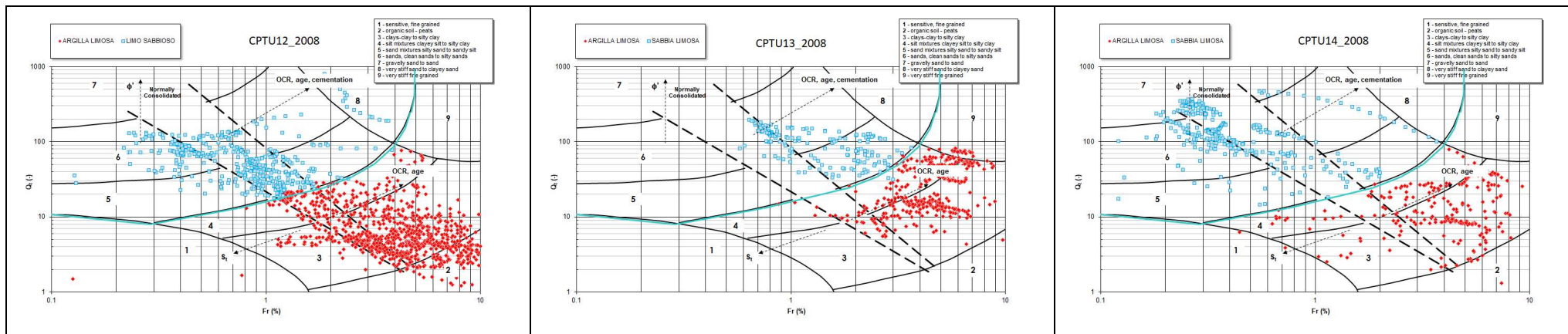


FIGURA 25 – CARTE DI CLASSIFICAZIONE DI ROBERTSON

#### 5.4.1. Interpretazione CPTU

Dall'analisi dei risultati delle prove CPTU si osserva che per la maggior parte delle prove eseguite la resistenza alla punta corretta  $q_t$  assume valori bassi, inferiori a 2MPa fino ad una profondità variabile tra i 6- 14 m dal piano campagna. Tale risultato è indice della presenza di strati costituiti principalmente da argille e argille limose con livelli torbosi, come evidenziato dalle prove di laboratorio e dai sondaggi eseguiti in sito. Al di sotto di tali strati, si evidenziano valori della resistenza alla punta notevolmente più alti (valori anche superiori a 10 MPa), indice di terreni incoerenti costituiti prevalentemente da sabbia e sabbia limosa. A tale strato è stato attribuito un comportamento prevalentemente drenato. Analizzando quindi tutti i profili delle prove CPTU si osserva un alternanza di questi strati sopra descritti, con caratteristiche meccaniche e di deformabilità che migliorano all'aumentare della profondità. In particolare la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata determinata in base alla relazione:

$$c_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_k$$

assumendo:

$$N_k = 15.$$

I valori di  $c_u$  ottenuti sono riportati nei grafici descritti in precedenza. Nei grafici è riportata anche la retta di equazione  $c_u = 0.22 \sigma'_v$  (linea NC), che definisce la relazione tra la coesione non drenata,  $c_u$ , e la tensione verticale efficace,  $\sigma'_v$ , per un terreno a grana fine normalconsolidato (NC). Dal confronto dei valori della  $c_u$  ottenuti dalle prove in sito, con quelli corrispondenti alla linea NC, è evidente come i litotipi in oggetto risulti normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati. Per i litotipi coesivi si ritiene ragionevolmente cautelativo assumere una resistenza al taglio non drenata variabile con la profondità, secondo la relazione  $c_u = 0.22 \sigma'_v$ .

Per le caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento principalmente al modulo di deformazione ricavato dalle prove CPTU in accordo alle correlazioni di Mitchell e Gardner (1975); per i terreni coesivi si considera un modulo di deformabilità  $E_{edo} = 4 \cdot q_c$ , variabile con la profondità. La stima del modulo di Young in condizioni non drenate  $E_u$  è stata effettuata considerando l'abaco di Duncan e Buchignani, considerando un rapporto  $E_u/c_u=400$ , funzione dell'indice di plasticità  $I_p$  (ricavato dalle prove di laboratorio e mediamente pari al 20% per i terreni coesivi in esame) e del grado di consolidazione OCR.

Il valore del coefficiente di consolidazione ( $c_v$ ) determinato in laboratorio è stato confrontato con i valori di ( $c_h$ ) determinato empiricamente da prove di dissipazione mediante la relazione proposta da *Teh e Houlsby* (1991):

$$c_h = T^* a^2 (I_r)^{1/2} / t_{50}$$

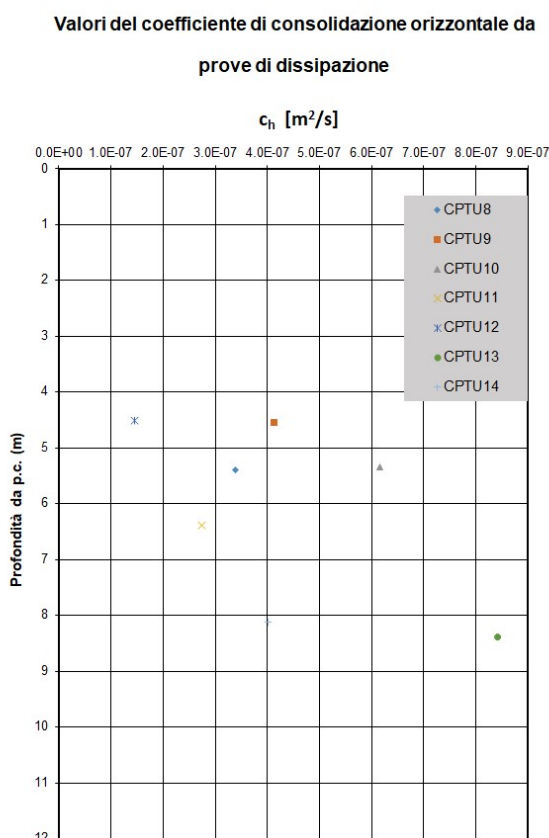
dove:

$T^*$  =fattore di tempo posto pari a 0.245, avendo considerato un grado di consolidazione del 50% e il filtro posizionato dietro al cono;

$I_r$ = indice di rigidezza, valutando considerando la relazione  $3G=E/c_u$ ;

$a$ =raggio del cono

Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di dissipazione in forma grafica:



**FIGURA 26 – RISULTATI PROVE DI DISSIPAZIONE**

Il coefficiente di consolidazione orizzontale può essere rapportato a quello verticale con un rapporto  $c_h/c_v$  compreso tra 5 e 15 (*Jamiolkowski et al. – 1985*).

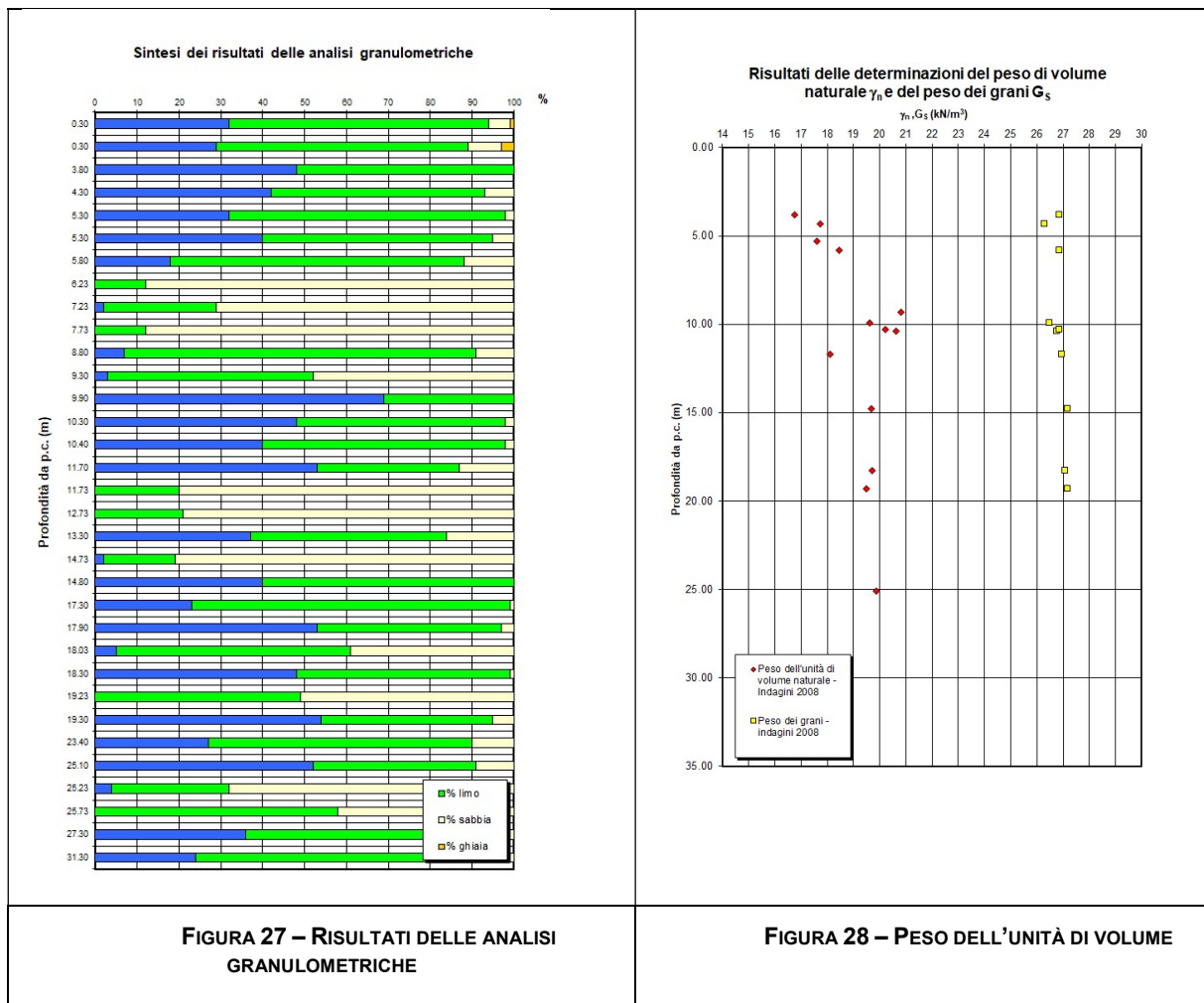
Per le analisi di consolidazione è stato quindi considerato un coefficiente di consolidazione verticale pari a  $2.5E-7$  m<sup>2</sup>/s.

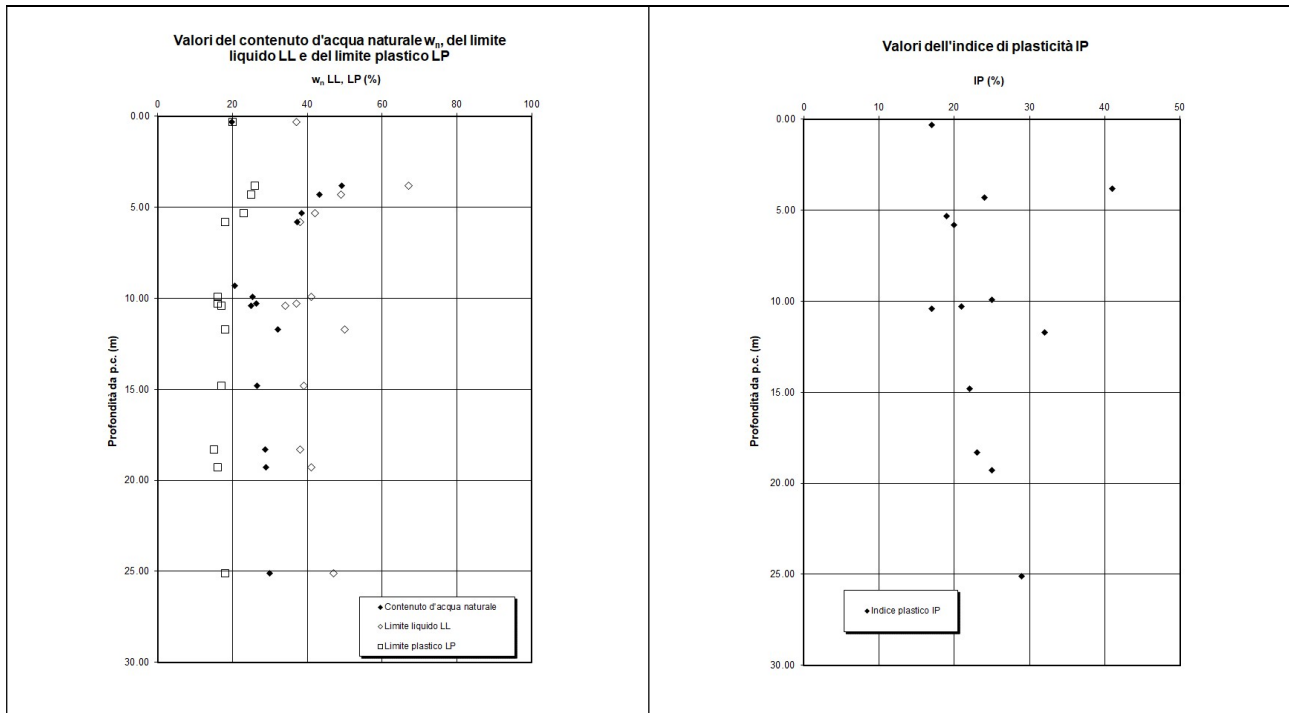


## 5.5. Prove di laboratorio e risultati

Le prove di laboratorio sono state condotte sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi delle diverse campagne di indagine. In particolare dalle prove di laboratorio sono state ricavate le caratteristiche fisiche e le proprietà indice del materiale (% frazioni granulometriche, peso dell'unità di volume  $\gamma$ , indice dei vuoti  $e$ , limite di plasticità  $w_p$ , indice di consistenza  $I_c$ ). Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto invece riferimento ai risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (Tx UU), che sono state confrontate con i risultati in sito. Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità, sono state prese in esame le prove edometriche.

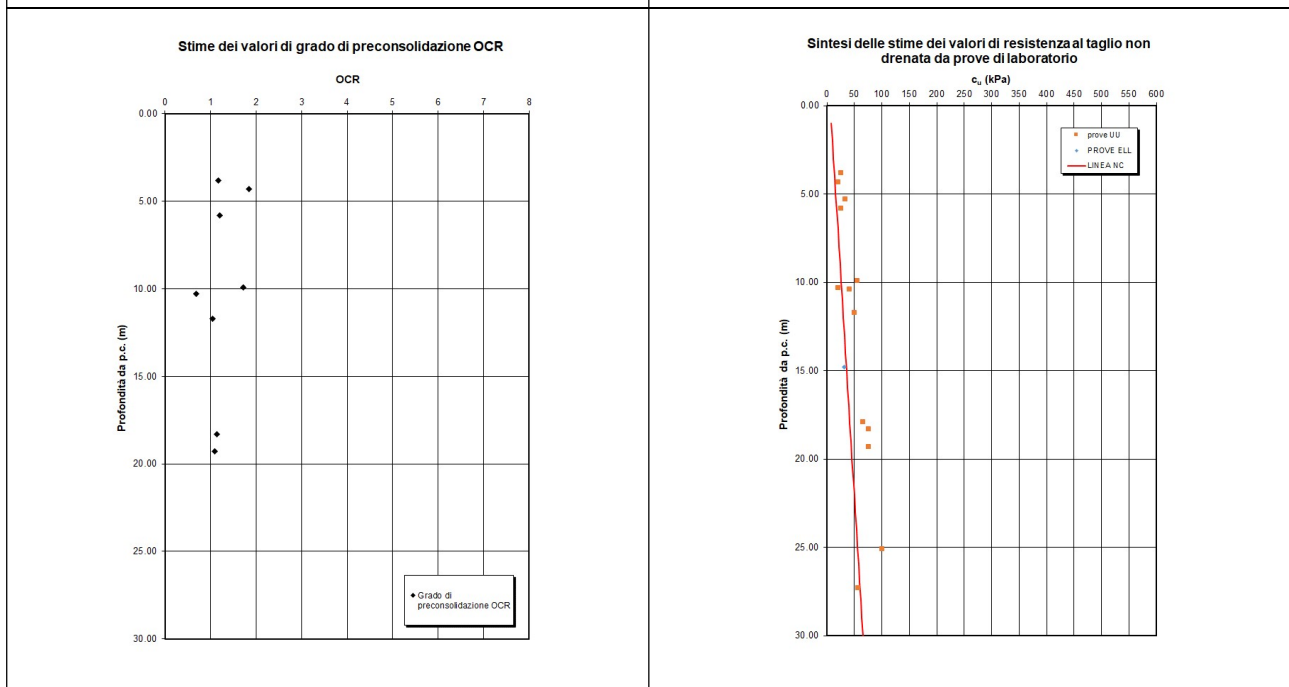
Nelle figure seguenti sono rappresentati in forma grafica i risultati dell'elaborazione delle prove, considerate ai fini della caratterizzazione delle unità geotecniche individuate.





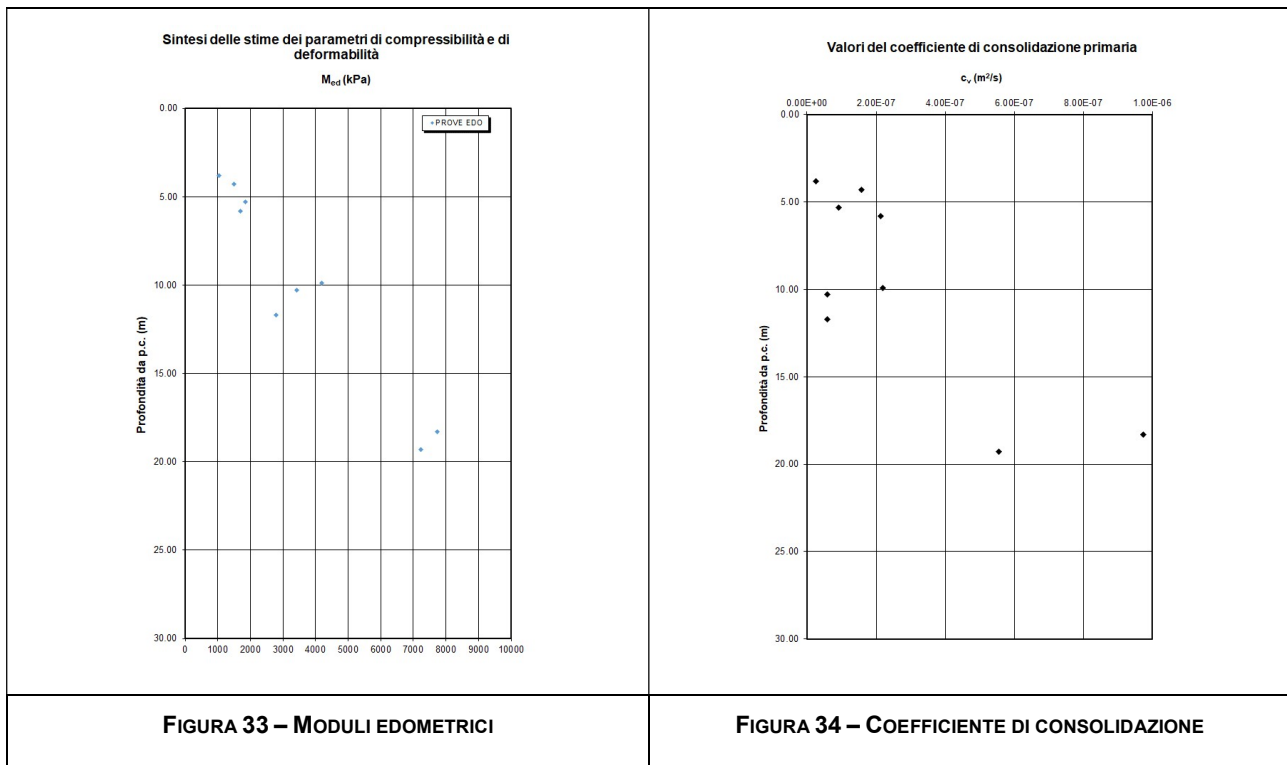
**FIGURA 29 – CONTENUTO ACQUA, LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO**

**FIGURA 30 – INDICE PLASTICO**



**FIGURA 31 – GRADO DI CONSOLIDAZIONE**

**FIGURA 32 – RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA**



I risultati delle prove granulometriche confermano l'alternanza di strati argillosi e sabbiosi con la profondità. Il peso dell'unità di volume mostra valori variabili tra circa 18 e 20 kN/m<sup>3</sup>, mediamente pari a 19 kN/m<sup>3</sup>. L'indice di plasticità risulta variabile tra 18-22%, mediamente pari a 20%. I risultati delle prove triassiali UU, mostrano valori prossimi alla linea di normaconsolidazione. Il grado di consolidazione è variabile tra 1-1.8. Dalle prove edometriche invece si evince che i terreni coesivi presentano caratteristiche di deformabilità scarse fino ad una profondità di circa 10 m dal p.c., mediamente pari a circa 4 MPa. I valori del coefficiente di consolidazione verticale risultano in linea con quelli determinati attraverso le prove di dissipazione.

## 5.6. Modello geotecnico di sottosuolo

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove in sito e in laboratorio. In particolare i parametri meccanici dei litotipi sabbiosi sono stati ricavati dai risultati delle prove SPT, mentre la caratterizzazione geotecnica dei litotipi a grana fina è stata desunta integrando i risultati delle prove CPTU con quelli di laboratorio.

Premesso ciò, sono stati distinti 3 terreni tipo, in relazione alle caratteristiche geotecniche.

- ✓ Unità **Ug1**: Limi argillosi e Argille limose grigie con livelli di torba bruno-nerastra, limi grigi con frustoli e sostanza organica;
- ✓ Unità **Ug2**: Sabbie e sabbie limose;
- ✓ Unità **Ug3**: limi argillosi grigi chiari e limi sabbiosi nocciola con fiamme ocracee e rari punti neri di sostanze organiche vegetali;

Nella tabella seguente, sono sintetizzati i campi di variazione delle principali caratteristiche fisiche e geotecniche delle 3 unità interessate dalle opere in progetto, determinati dall'analisi delle prove in sito e di laboratorio, a partire dai quali è stato definito il modello geotecnico di calcolo ovvero i valori operativi utilizzati nelle analisi e nei calcoli di progetto.

Caratteristiche geotecniche delle unità			Unità Ug1	Unità Ug2	Unità Ug3
Peso unità di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18	19	18
Limite liquido	w <sub>L</sub>	[%]	~ 40	-	~ 40
Indice di plasticità	I <sub>p</sub>	[%]	~ 20	-	~ 20
Indice di consistenza	I <sub>c</sub>	[%]	~ 0.48	-	~ 0.48
Grado di sovraconsolidazione medio	OCR	[-]	1 ÷ 1.8	-	1 ÷ 1.8
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	$\varphi'$	[°]	-	33	30
	c'	[kPa]	-	0	0
Parametri di resistenza in tensioni totali	c <sub>u</sub>	[kPa]	0.22 $\sigma'_v$	-	-
Modulo di compressibilità*	E'	[MPa]	>2	>15	>10
	E <sub>u</sub>	[MPa]	~ 400 c <sub>u</sub>	-	-
Coefficiente di consolidazione	c <sub>v</sub>	[m <sup>2</sup> /s]	2.5E-7		2.5E-7

\* il modulo elastico è stato considerato variabile con la profondità, in funzione della q<sub>c</sub>

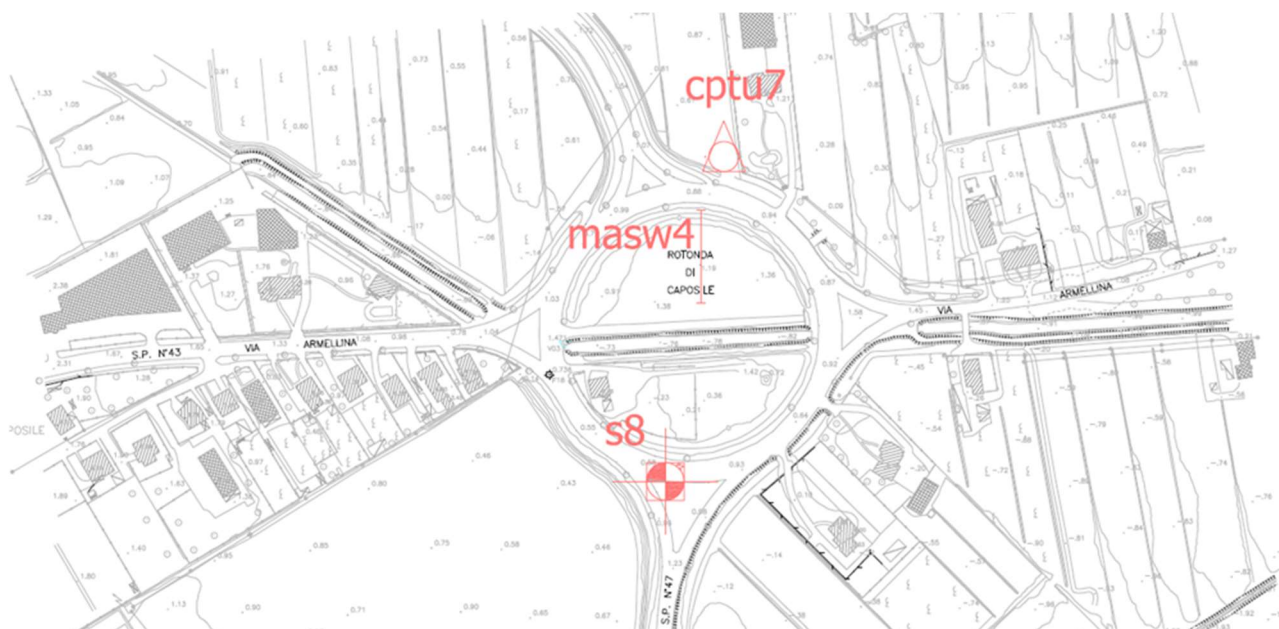
TABELLA 3 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLE UNITÀ UG1 UG2 UG3

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

In base ai risultati delle prove di geotecniche e sismiche, si è ritenuto opportuno adottare due differenti caratterizzazioni sismiche del sottosuolo per il tracciato in località armellina e il tracciato in località Calvecchia.

### 6.1. Località Armellina

Sulla base dei risultati riportati nell'allegato 1 dell'elaborato T00ID00GEORE00\_A 3.00 – Relazione geotecnica il sottosuolo in esame viene classificato di CATEGORIA D (categoria topografica T1):



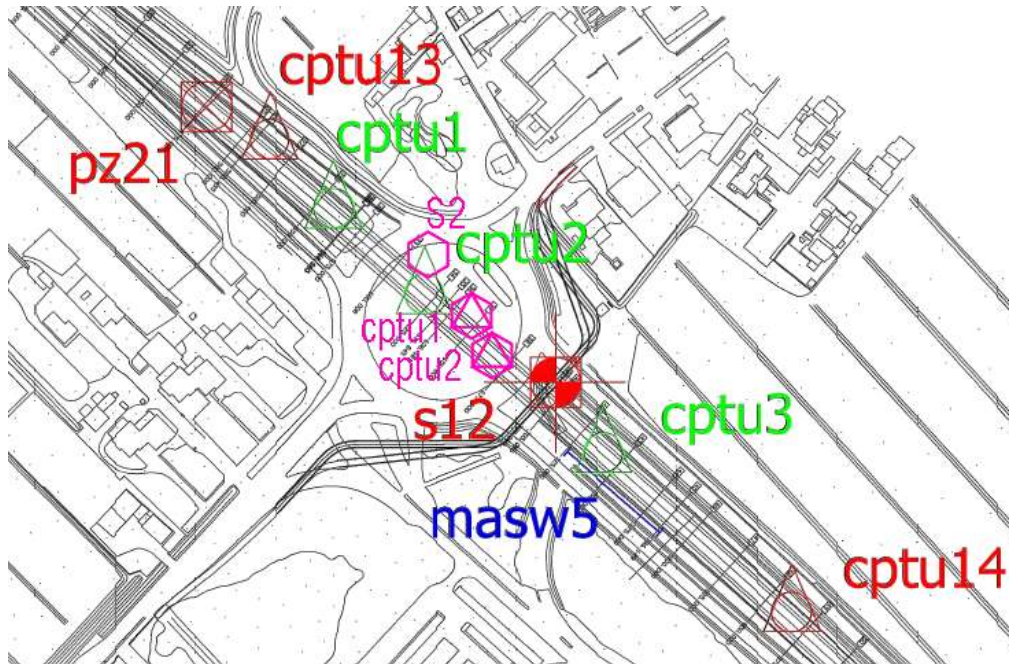
**Tabella 1. Modello di velocità delle onde S per il sito in esame.**

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	219	98	4.8
2	240	110	1.7
3	216	99	3.4
4	289	133	3.6
5	233	108	4.0
6	401	198	4.5
7	369	170	6.6
8	563	273	inf.

**VS 30= 131 m/s suolo di tipo D**

## 6.2. Località Calvecchia

Sulla base dei risultati riportati nell'allegato 1 dell'elaborato T00ID00GEORE00\_A 3.00 – Relazione geotecnica il sottosuolo in esame viene classificato di CATEGORIA C (categoria topografica T1):



**Tabella 2.** Modello di velocità delle onde S per il sito in esame.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	385	174	4.1
2	494	224	3.1
3	425	197	3.2
4	419	206	2.3
5	405	183	5.2
6	616	284	3.7
7	568	267	2.2
8	635	328	inf.

**VS 30= 225 m/s suolo di tipo C**



## 7. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 7.1. Località Armellina

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

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

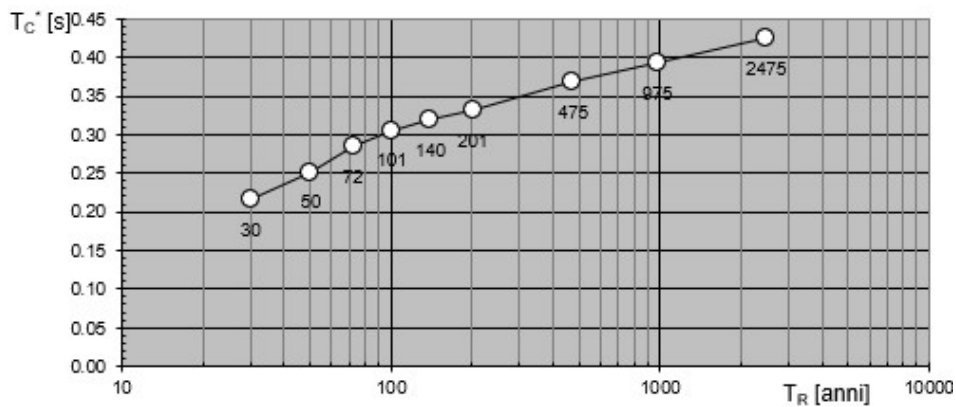
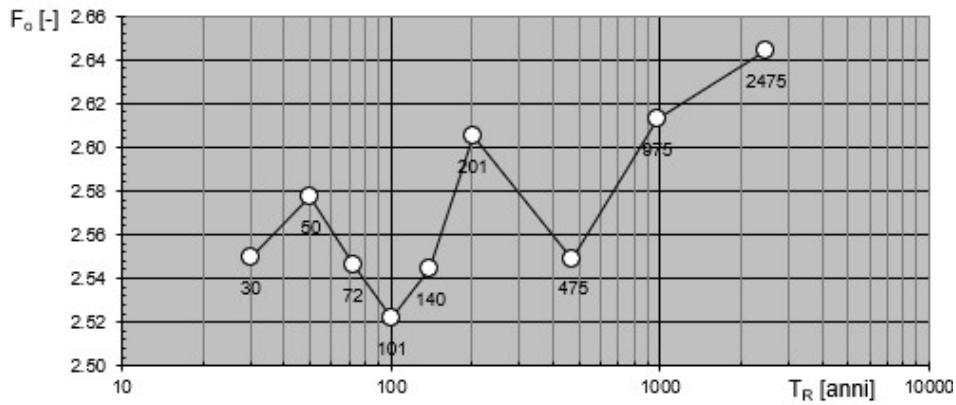
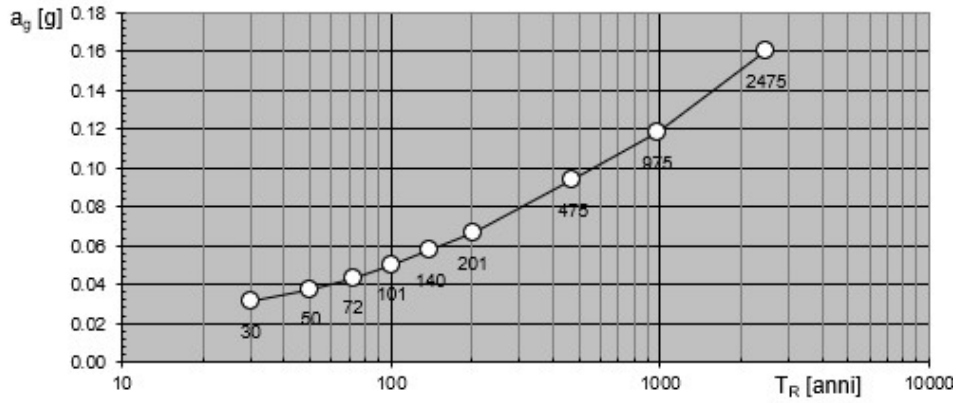
Coerentemente con quanto prescritto dalle NTC e tenendo conto dell'importanza della costruzione in esame, si è prevista per l'opera una vita nominale  $V_N$  di 50 anni e una classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1.50.

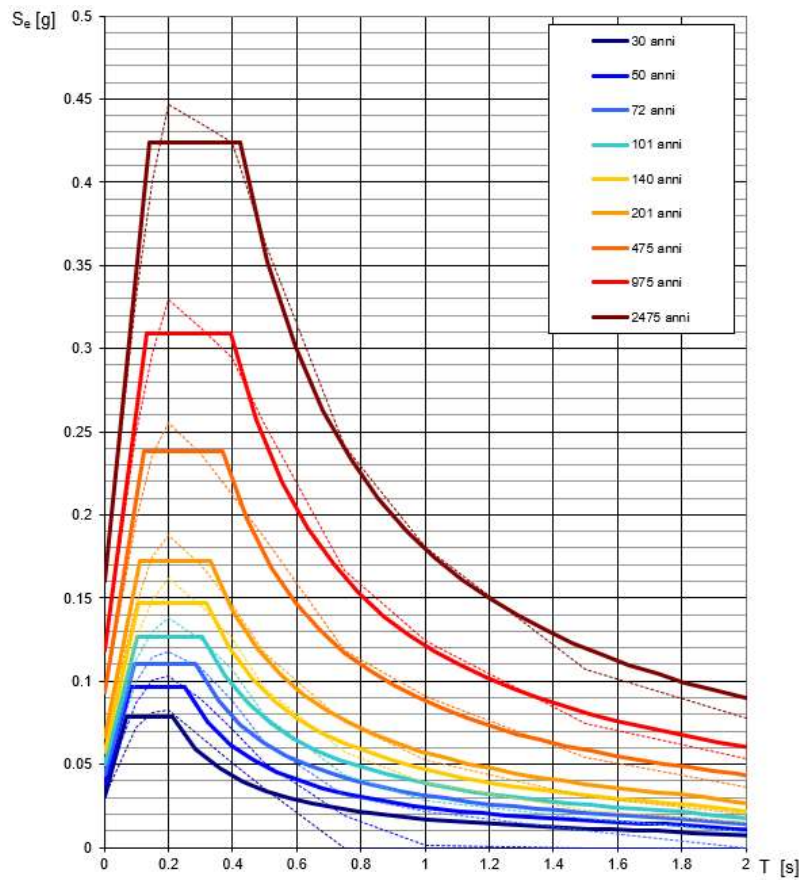
Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta quindi pari a  $V_R = 75$  anni.

Vita nominale ( $V_N$ ):	50 anni
Classe d'uso:	III ( $C_U = 1.5$ )
Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N * C_U$ ):	75 anni
Categoria di sottosuolo	D

Stato limite	PVR (Probabilità di superamento nel periodo $V_R$ )
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con  $T_R =$  tempo di ritorno =  $-V_R/\ln(1-PV_R)$ :





$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.031	2.549	0.215
50	0.038	2.577	0.252
72	0.043	2.546	0.284
101	0.050	2.522	0.305
140	0.058	2.544	0.319
201	0.066	2.605	0.332
475	0.094	2.549	0.368
975	0.118	2.613	0.393
2475	0.160	2.644	0.424

Ai fini delle azioni sismiche la tipologia di sottosuolo adottata è:

- Tipo D

Categoria topografica:

- Tipo T1

Il fattore di struttura  $q$  da adottare nella determinazione dell'azione sismica di progetto dipende dalla tipologia strutturale verificata e dal tipo di particolari costruttivi realizzati.

Essendo gli elementi sismoresistenti costituiti dalle sole pile in c.a. si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

dove:  $K_R$  = fattore di regolarità (struttura regolare in altezza)

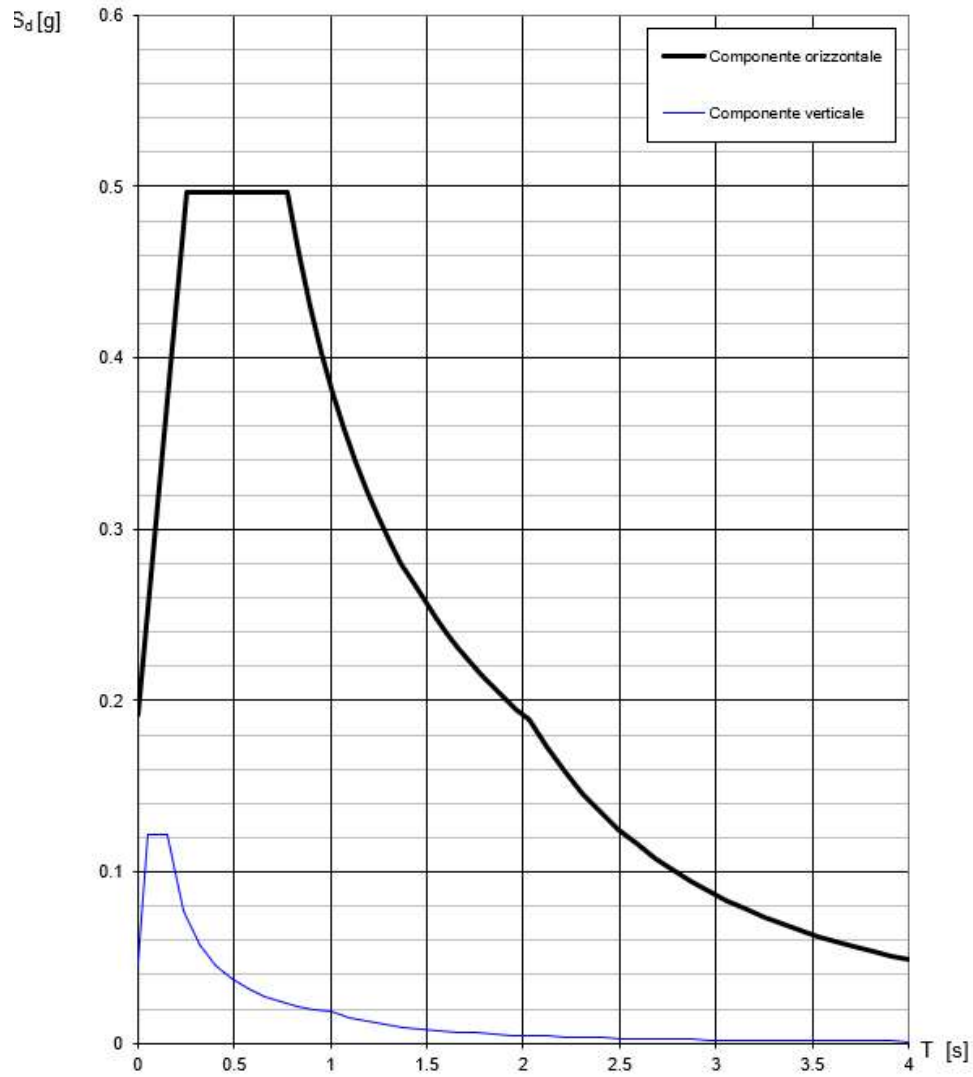
$q_0$  = fattore di tipologia strutturale

$K_w$  = fattore di riduzione funzione della geometria

Si assume  $q = 1.0$  accettando di mantenere in regime di comportamento completamente lineare la struttura anche in occasione del sisma.

Con le precedenti assunzioni, quindi, si assumono i seguenti spettri di progetto per SLV:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.107 g
$F_0$	2.585
$T_C$	0.382 s
$S_s$	1.800
$C_C$	2.022
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.800
$\eta$	1.000
$T_B$	0.258 s
$T_C$	0.773 s
$T_D$	2.027 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.192
$T_B$	0.258	0.497
$T_C$	0.773	0.497
	0.832	0.461
	0.892	0.430
	0.952	0.403
	1.012	0.379
	1.071	0.358
	1.131	0.339
	1.191	0.322
	1.251	0.307
	1.310	0.293
	1.370	0.280
	1.430	0.268
	1.489	0.258
	1.549	0.248
	1.609	0.239
	1.669	0.230
	1.728	0.222
	1.788	0.215
	1.848	0.208
	1.908	0.201
	1.967	0.195
$T_D$	2.027	0.189
	2.121	0.173
	2.215	0.159
	2.309	0.146
	2.403	0.135
	2.497	0.125
	2.591	0.116
	2.685	0.108
	2.779	0.101
	2.873	0.094
	2.967	0.088
	3.061	0.083
	3.154	0.078
	3.248	0.074
	3.342	0.070
	3.436	0.066
	3.530	0.062
	3.624	0.059
	3.718	0.056
	3.812	0.054
	3.906	0.051
	4.000	0.049



**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limiteSLV**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.047 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.140
$S$	1.000
$\eta$	1.000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_e \cdot \left( \frac{a_s}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_e} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.047
$T_B$	0.050	0.122
$T_C$	0.150	0.122
	0.235	0.078
	0.320	0.057
	0.405	0.045
	0.490	0.037
	0.575	0.032
	0.660	0.028
	0.745	0.025
	0.830	0.022
	0.915	0.020
$T_D$	1.000	0.018
	1.094	0.015
	1.188	0.013
	1.281	0.011
	1.375	0.010
	1.469	0.008
	1.563	0.007
	1.656	0.007
	1.750	0.006
	1.844	0.005
	1.938	0.005
	2.031	0.004
	2.125	0.004
	2.219	0.004
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.003
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

## 7.2. Località Calvecchia

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

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

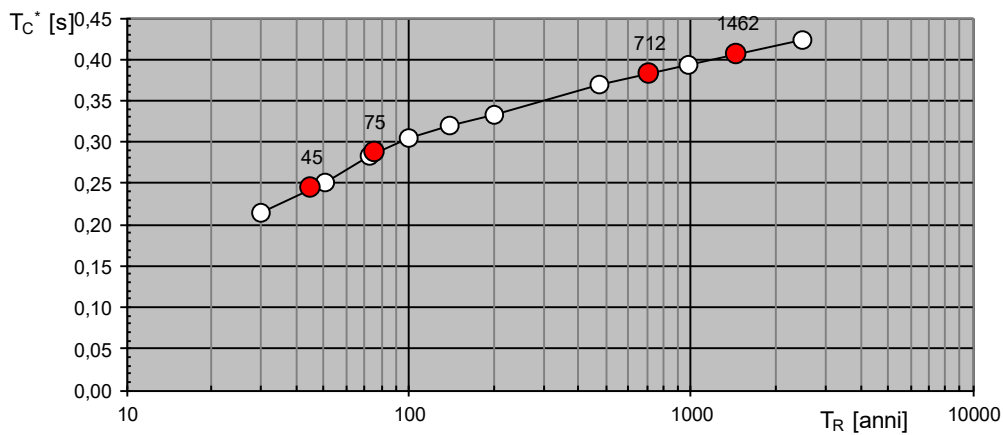
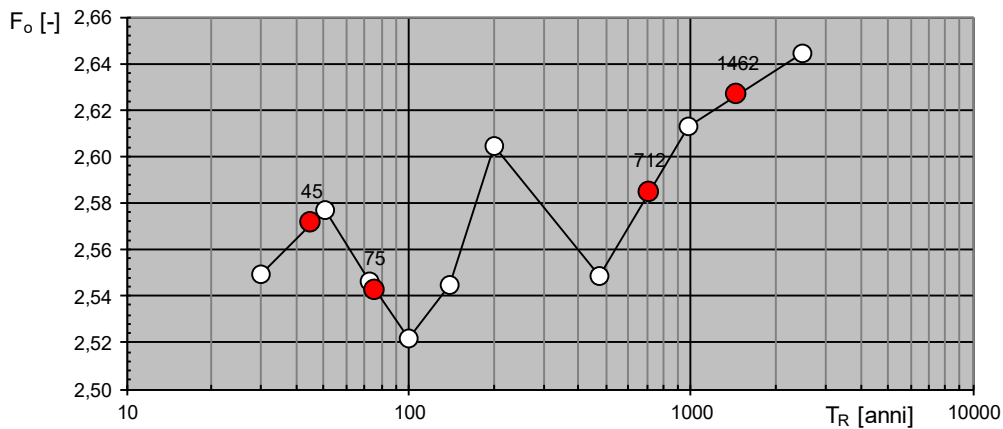
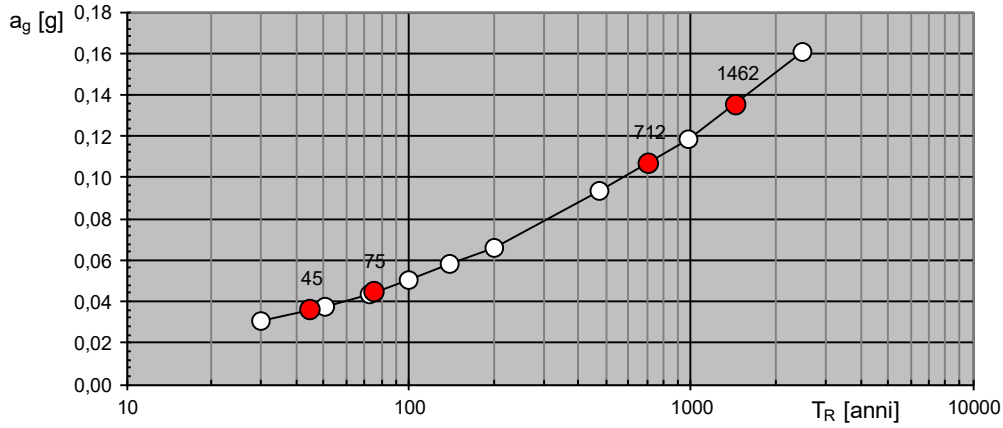
Coerentemente con quanto prescritto dalle NTC e tenendo conto dell'importanza della costruzione in esame, si è prevista per l'opera una vita nominale  $V_N$  di 50 anni e una classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1.50.

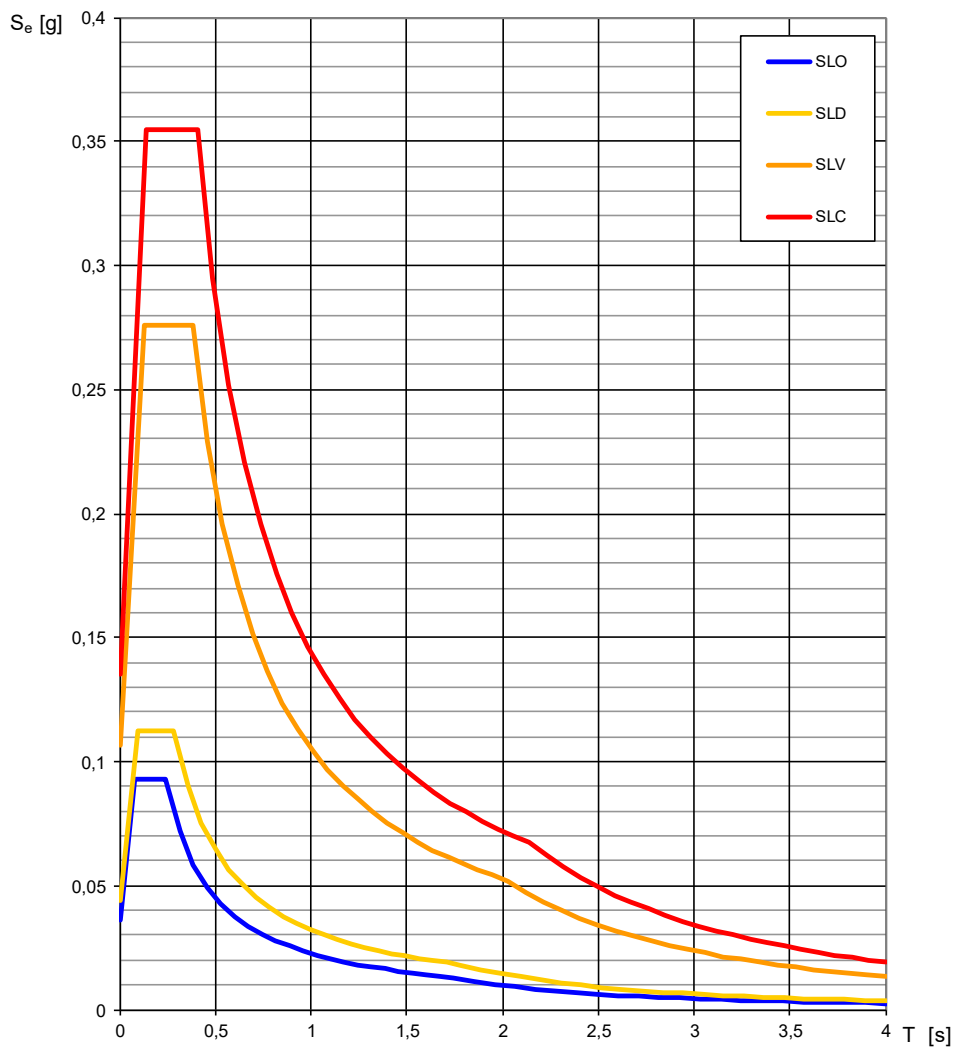
Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta quindi pari a  $V_R = 75$  anni.

Vita nominale ( $V_N$ ):	50 anni
Classe d'uso:	III ( $C_U = 1.5$ )
Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N * C_U$ ):	75 anni
Categoria di sottosuolo	C

Stato limite	PVR (Probabilità di superamento nel periodo $V_R$ )
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con  $T_R = \text{tempo di ritorno} = -V_R / \ln(1 - PV_R)$ :





SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,036	2,572	0,244
SLD	75	0,044	2,543	0,287
SLV	712	0,107	2,585	0,382
SLC	1462	0,135	2,626	0,406

Ai fini delle azioni sismiche la tipologia di sottosuolo adottata è:

- Tipo C

Categoria topografica:

- Tipo T1

Il fattore di struttura  $q$  da adottare nella determinazione dell'azione sismica di progetto dipende dalla tipologia strutturale verificata e dal tipo di particolari costruttivi realizzati.

Essendo gli elementi sismoresistenti costituiti dalle sole pile in c.a. si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

dove:  $K_R$  = fattore di regolarità (struttura regolare in altezza)

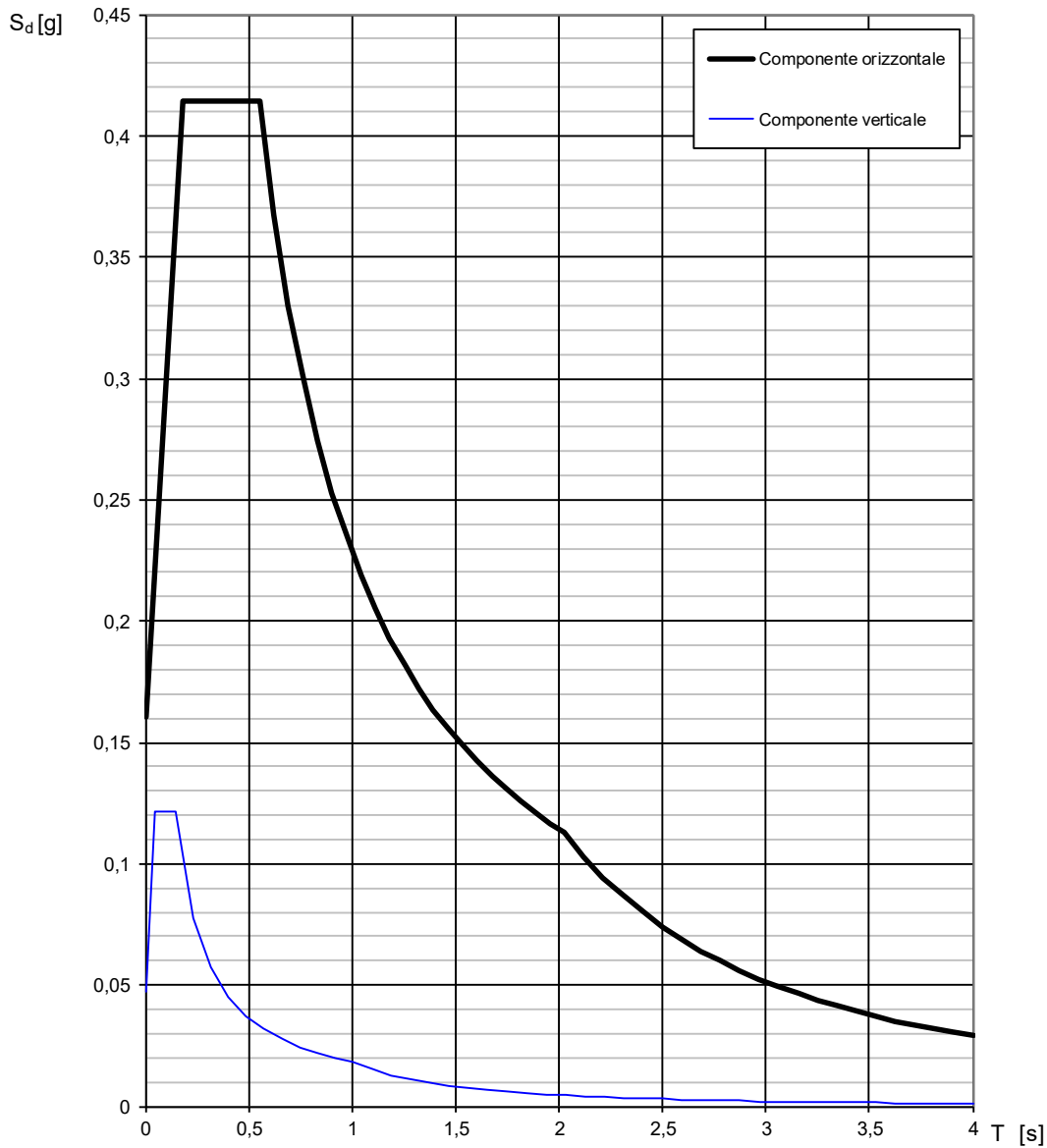
$q_0$  = fattore di tipologia strutturale

$K_w$  = fattore di riduzione funzione della geometria

Si assume  $q = 1.0$  accettando di mantenere in regime di comportamento completamente lineare la struttura anche in occasione del sisma.

Con le precedenti assunzioni, quindi, si assumono i seguenti spettri di progetto per SLV:

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV





## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,107 g
$F_o$	2,585
$T_C$	0,382 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,442
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,184 s
$T_C$	0,551 s
$T_D$	2,027 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,160
$T_B$ ←	0,184	0,414
$T_C$ ←	0,551	0,414
	0,621	0,367
	0,692	0,330
	0,762	0,299
	0,832	0,274
	0,902	0,253
	0,973	0,235
	1,043	0,219
	1,113	0,205
	1,184	0,193
	1,254	0,182
	1,324	0,172
	1,395	0,164
	1,465	0,156
	1,535	0,149
	1,605	0,142
	1,676	0,136
	1,746	0,131
	1,816	0,126
	1,887	0,121
	1,957	0,117
$T_D$ ←	2,027	0,113
	2,121	0,103
	2,215	0,094
	2,309	0,087
	2,403	0,080
	2,497	0,074
	2,591	0,069
	2,685	0,064
	2,779	0,060
	2,873	0,056
	2,967	0,053
	3,061	0,049
	3,154	0,046
	3,248	0,044
	3,342	0,041
	3,436	0,039
	3,530	0,037
	3,624	0,035
	3,718	0,033
	3,812	0,032
	3,906	0,030
	4,000	0,029

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,047 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,140
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,047
$T_B \leftarrow$	0,050	0,122
$T_C \leftarrow$	0,150	0,122
	0,235	0,078
	0,320	0,057
	0,405	0,045
	0,490	0,037
	0,575	0,032
	0,660	0,028
	0,745	0,025
	0,830	0,022
	0,915	0,020
$T_D \leftarrow$	1,000	0,018
	1,094	0,015
	1,188	0,013
	1,281	0,011
	1,375	0,010
	1,469	0,008
	1,563	0,007
	1,656	0,007
	1,750	0,006
	1,844	0,005
	1,938	0,005
	2,031	0,004
	2,125	0,004
	2,219	0,004
	2,313	0,003
	2,406	0,003
	2,500	0,003
	2,594	0,003
	2,688	0,003
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,002
	3,344	0,002
	3,438	0,002
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

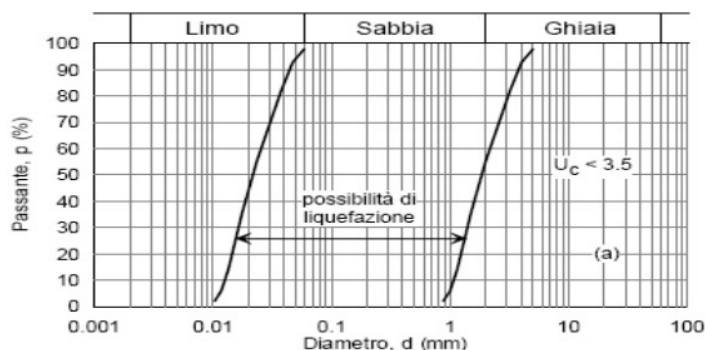
## 8. VERIFICA A LIQUEFAZIONE

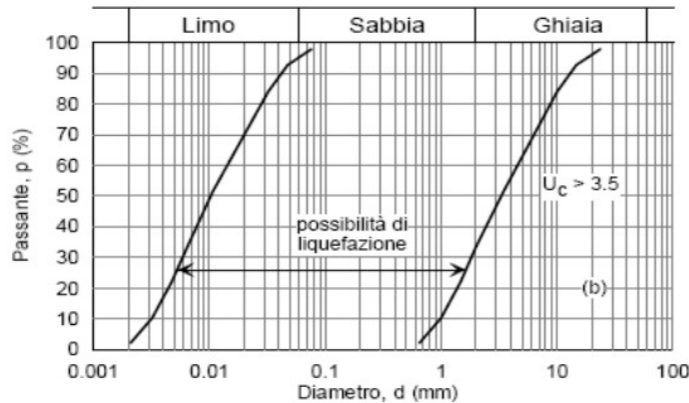
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o all' accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Circostanze di esclusione dalla verifica, considerando lo strato sabbioso suscettibile a liquefazione UG2 che va da 5 a 8 m dal p.c., con uno spessore di 3 m.

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5: *non verificato*;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g: *non verificato*;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub orizzontale e strutture con fondazioni superficiali: *non verificato*;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione verticale efficace verticale di 100 kPa: *non verificato*;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1(a) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ : *non verificato*;





Si procede dunque alla verifica a liquefazione dell'UG2, sabbia limosa, che va da 6 a 10 m dal p.c., con uno spessore di 3 m e caratteristiche indicate dalla tabella precedente e dalle indagini geologiche.

Per la stima del rischio di liquefazione, si utilizza un metodo semplificato:

$$F = CRR / CSR$$

dove CRR è la resistenza a liquefazione dello strato di terreno considerato, CSR è il carico indotto dal sisma.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove  $a_{max}$  = accelerazione orizzontale di picco,  $\sigma_{v0}$  = tensione totale litostatica;  $\sigma'_{v0}$  = tensione efficace litostatica;  $r_d$  = fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità  $z$  (effetto della deformabilità);

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in m})$$

$$CSR = 0,65 \cdot 0,107 \cdot 144 / 66 \cdot 0,88 = 0,133$$

$$CRR = \exp \left[ \frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Per valutare  $(N1)_{60cs}$ , si fa riferimento all'elaborazione della prova CPTU1 del 31/05/2017, dalla quale si desume, per lo strato considerato, un valore  $(N1)_{60cs} = 12,4$

Applicando la formula empirica precedente si ottiene  $CRR_{7,5} = 0,135$ , riferito a un sisma con  $M_w = 7,5$ ; con un sisma come quello di progetto,  $M_w = 5,7$ , applicando il coefficiente correttivo  $CM = 1,77$  secondo NCEER (Seed R. B. et al.)(1997-2003) si ottiene  $CRR_{5,7} = 0,240$

Fattore CM			
Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambroseys N. N. (1983)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2.21
6.0	1.32	2.20	1.77
6.5	1.19	1.69	1.44
7.0	1.08	1.30	1.19
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.67	0.84
8.5	0.89	0.44	0.73

Verifica a liquefazione	
(N1) <sub>60cs</sub> =	12,4
CRR <sub>7,5</sub> =	0,135
CRR <sub>5,7</sub> =	0,240
CSR =	0,133
FS =	1,80

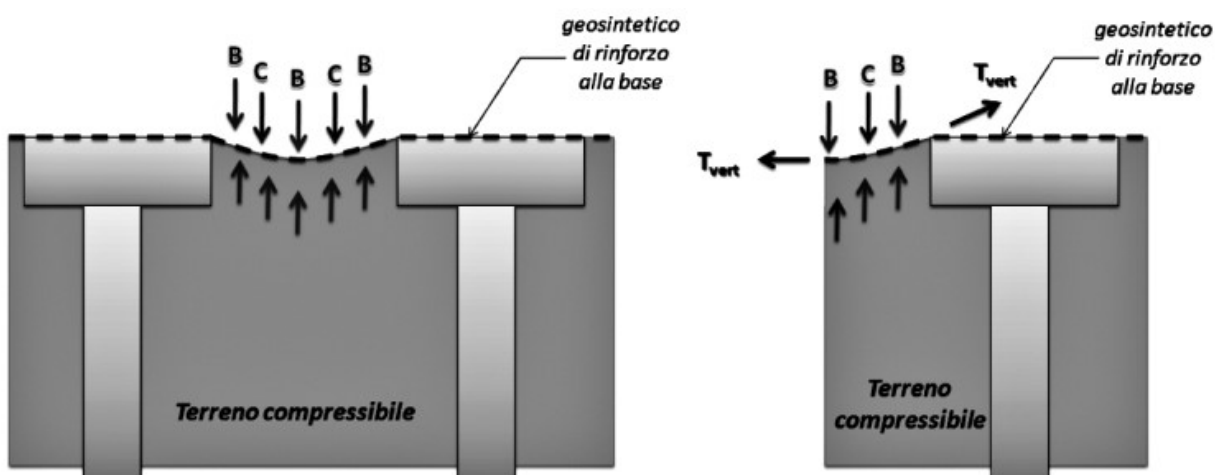
Il valore del fattore di sicurezza alla liquefazione ottenuto, pari a 1,8, si ritiene accettabile.

## 9. VERIFICA DEI RILEVATI SU PALI E GEOSINTETICI

### 9.1. Criteri di dimensionamento

La progettazione di un rilevato rinforzato alla base con geosintetici e pali può essere condotta attraverso un approccio analitico o mediante un approccio numerico. Nel primo caso la progettazione può essere suddivisa nel dimensionamento dei pali soggetti principalmente a carichi verticali e nel dimensionamento dei geosintetici soggetti a sforzi di trazione dovuti al carico verticale ed alla spinta del terreno delle scarpate poste alle estremità del rilevato. Nell'approccio numerico, basato sui metodi alle differenze finite o sul metodo degli elementi finiti, la progettazione è integrale e richiede un'attenta definizione delle leggi costitutive dei materiali che costituiscono il sistema e di adeguate leggi che modellino l'interfaccia. Nel presente lavoro si è seguito un approccio analitico. Per quanto riguarda il dimensionamento del geosintetico di rinforzo la progettazione può essere divisa in tre diverse fasi:

- determinazione della tensione verticale agente sul terreno compressibile di fondazione (e quindi sul geosintetico di rinforzo) posto tra due pali di fondazione mediante un modello che simuli adeguatamente l'effetto arco (Fig. 14);
- determinazione della tensione di trazione sul geosintetico per effetto del carico ad esso trasmesso dal rilevato assumendo una specifica deformazione per il rinforzo. In tale ambito occorre valutare l'area di carico  $B$  che compete al geosintetico di rinforzo alla base, che dipende dalla disposizione dei pali, (Fig. 15),
- definire il carico lineare  $WT$  applicato su una striscia virtuale di rinforzo che collega i pali lungo le differenti direzioni (Fig. 16), e valutare la forza di trazione  $T$  agente sul geosintetico di rinforzo dovuta ai carichi lineari  $WT$  (Fig. 17), ed ipotizzando una deformata dell'elemento di rinforzo. Nella valutazione della forza di trazione dovuta ai carichi lineari, considerando una deformata parabolica del rinforzo, si ipotizza che le tensioni alla base del rilevato siano uniformemente distribuite sul rinforzo.



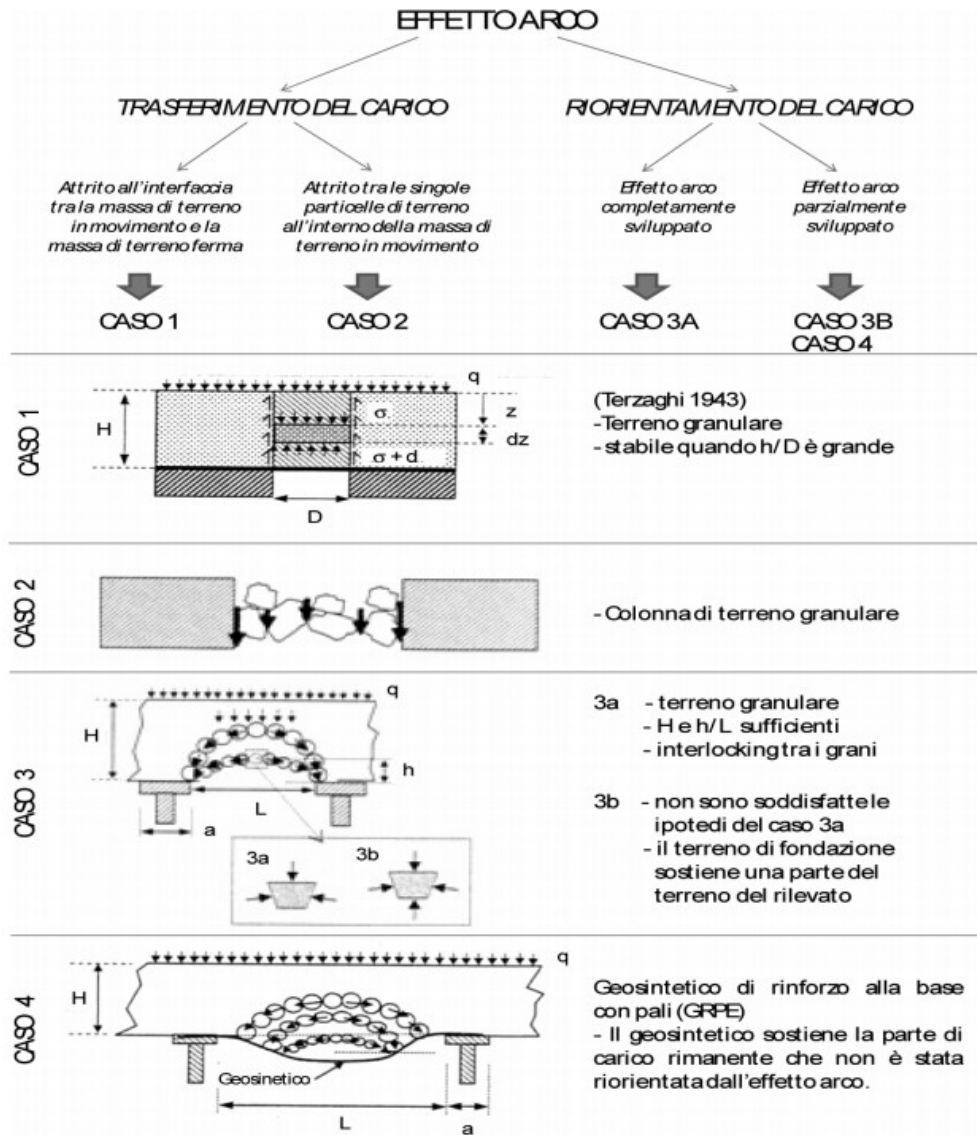




**FIGURA 35 – ESEMPIO REALIZZAZIONE FONDAZIONE SU PALI E GEOSINTETICI – TANGENZIALE DI SHELBY - GERMANIA**

#### 9.1.1.1 Determinazione della tensione verticale agente sul geosintetico di rinforzo

Le tensioni verticali agenti sul terreno e sui pali di fondazione, dovute al peso del rilevato, dipendono dall'effetto arco che si sviluppa all'interno del corpo del rilevato. L'effetto arco dipende da numerosi fattori quali la geometria della struttura rinforzata (forma e larghezza del pulvino posto alla testa dei pali, interasse tra i pali e distribuzione geometrica dei pali), le caratteristiche meccaniche del terreno costituente il corpo del rilevato, la differente rigidità tra pali e terreno di fondazione compressibile, la rigidità a trazione e la deformazione del geosintetico di rinforzo posto sulla testa dei pali di fondazione. Gli studi presenti in letteratura per la definizione dell'effetto arco sono stati per lo più sviluppati effettuando analisi all'equilibrio limite di un terreno granulare sovrastante due pali posti ad un certo interasse. Da tali studi è possibile osservare come i meccanismi dell'effetto arco possano essere suddivisi in due categorie principali: trasferimento del carico per mezzo della resistenza al taglio all'interno del terreno sovrastante i pali; riorientamento del carico in direzione radiale e tangenziale per effetto della resistenza al taglio del terreno e per effetto dei rinforzi posti alla base [CHEW and PHOON, 2008].



**FIGURA 36 – EFFETTO ARCO [CHEW ET AL, 2008]**

Le soluzioni analitiche per la valutazione dell'effetto arco sono numerose e possono essere suddivise in tre differenti tipi di formulazioni [LE HELLO and VILLARD, 2009]:

- metodi basati sull'equilibrio di un volume di terreno in movimento. Questi metodi sono basati sugli studi di MARSTON and ANDERSON [1913] e TERZAGHI [1943] che considerano una massa di terreno che tende a muoversi tra due aree di terreno assunte ferme. Considerando l'equilibrio della parte di terreno che tende a muoversi, è possibile stimare il contributo dello sforzo trasmesso per attrito alla parte stabile;
- metodi che prendono in considerazione un'area di influenza di terreno al di sopra di un reticolo di pali. Questi metodi [GUIDO et al., 1987; CARLSON, 1987; ROGBECK et al., 1998; SINTEF, 2002]

considerano un contorno fisso tra l'area di terreno in movimento e l'area di terreno stabile. I carichi trasferiti direttamente ai pali corrispondono al peso del terreno nell'area stabile;

- metodi che permettono di stimare il trasferimento del carico considerando l'equilibrio in direzione radiale di un elemento elementare di arco [HEWLETT and RANDOLPH, 1988; KEMPFERT et al., 1997; 1999; ZAESKE and KEMPFERT, 2002].

Un parametro importante è l'altezza critica che è definita come l'altezza, computata a partire dalla testa dei pali, per la quale l'effetto arco risulta completamente sviluppato, tale altezza corrisponde alla distanza fra il piano del rilevato caratterizzato da cedimenti uguali e la testa dei pali. L'altezza critica è funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno che costituisce il rilevato e dall'interasse tra i pali alla base del rilevato

Metodo	Altezza critica (m)
BS 8006 (1995)	1.4(s-a)
Carlson (1987)	1.87(s-a)
Hewlett e Randolph (1988)	1.4(s-a)
KEMPFERT <i>et al.</i> (2004)	s/2
RUSSELL <i>et al.</i> (2003)	H (for Ultimate Limit State)
Horgan e Sarsby (2002)	1.545(s-a) to 1.92(s-a)
Terzaghi (1936)	2.5(s-a)
Naughton (2007)	1.24(s-a) to 2.40(s-a)

**TABELLA 4 – ALTEZZA CRITICA SECONDO I DIFFERENTI AUTORI**

Nella tabella precedente è riportata l'altezza critica secondo i differenti metodi. Si può notare che secondo la maggior parte dei ricercatori (eccetto KEMPFERT et al., 2004 e RUSSELL et al., 2003), l'altezza critica è funzione della differenza tra l'interasse tra i pali (s) e della larghezza del pulvino posto alla testa dei pali (a). Molti di questi metodi analitici adottano l'ipotesi di completo sviluppo dell'effetto arco (che è funzione dell'altezza critica del rilevato). Con questa ipotesi tutto il peso del rilevato e dell'eventuale sovraccarico posti al di sopra dell'altezza critica viene trasferito direttamente sui pali ed il geosintetico di rinforzo alla base non è influenzato da questo carico. Dal confronto tra i risultati di modellazioni numeriche ed i risultati analitici [LE HELLO and VILLARD, 2009] si è osservato che la maggior parte dei metodi analitici non permettono di stimare l'efficacia dell'effetto arco per rilevati bassi. Mentre per rilevati alti (altezza rilevato maggiore di 3 m) le formule analitiche sembrano in genere affidabili. Attualmente non esiste una normativa italiana per la progettazione di rilevati rinforzati alla base con geosintetici e pali, si può quindi fare riferimento alle principali normative europee disponibili, la normativa inglese British Standard BS 8006 [1995] e la normativa tedesca EBGE0 2003 (Chapter 6.9) [2003].

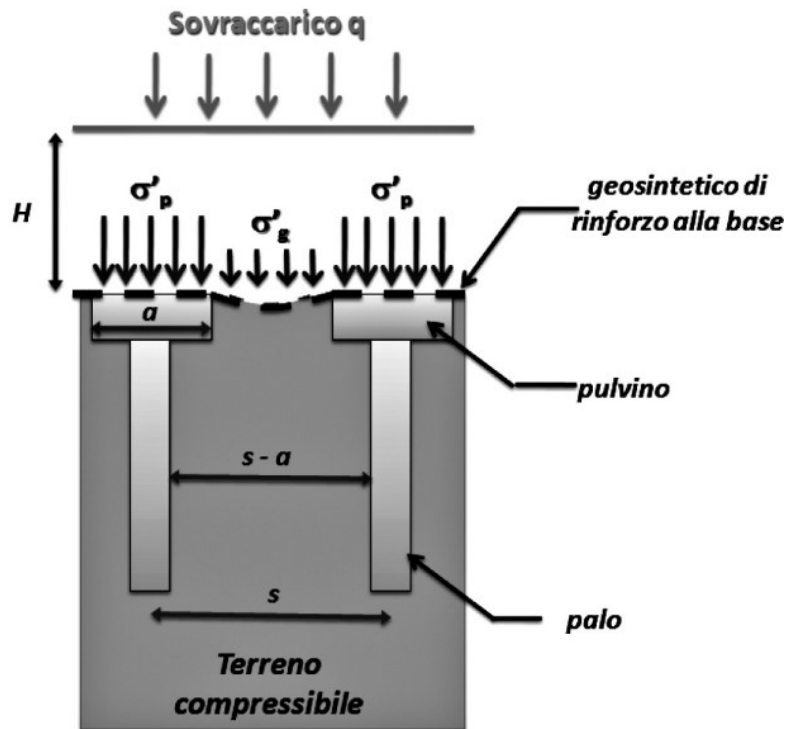


FIGURA 37 – SCHEMA PER LA DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI VERTICALI AGENTI SUI PALI E SUL TERRENO DI FONDAZIONE [BS 8006,1995]

La normativa inglese BS 8006 (1995) adotta un metodo empirico [JONES et al.,1990] che si basa sull'equazione di Marston. Con tale metodo l'effetto arco non dipende dalle caratteristiche meccaniche del terreno costituente il rilevato ma solo dal grado di vincolo dei pali, dall'altezza del rilevato e dalla larghezza del pulvino posto alla testa dei pali. Inoltre, nel metodo non viene considerata la reazione del terreno di fondazione. In tali circostanze la pressione verticale agente sulla testa dei pali ( $\sigma'_p$ ) e la pressione verticale agente sulla membrana ( $\sigma'_g$ ) vengono valutate utilizzando l'equazione di Marston per tubi interrati:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \left[ \frac{C_a a}{H} \right]^2$$

in cui  $\sigma'_v$  rappresenta la tensione verticale geostatica dovuta al peso del rilevato,  $a$  rappresenta la dimensione del pulvino posto alla testa dei pali e  $C_a$  è un coefficiente dell'effetto arco che può essere valutato in funzione al grado di vincolo dei pali con le formule riportate in tabella VII. La valutazione della pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo ( $\sigma'_g$ ) dipende dall'altezza del rilevato e la norma considera due casi.

$C_a = 1.95 \left( \frac{H}{a} \right) - 0.18$	Pali che lavorano di punta
$C_a = 1.50 \left( \frac{H}{a} \right) - 0.07$	Pali che lavorano per attrito

$0.7(s-a) \leq H \leq 1.4(s-a)$ $\sigma'_g = \frac{(\gamma' H + q')}{s^2 - a^2} \left( s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	Effetto arco parzialmente sviluppato
$H > 1.4(s-a)$ $\sigma'_g = \frac{1.4\gamma'(s-a)}{s^2 - a^2} \left( s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	Effetto arco completamente sviluppato

Nel primo caso, si ha un parziale sviluppo dell'effetto arco e la pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo alla base ( $\sigma'_g$ ) è influenzata dall'altezza del rilevato H e da eventuali sovraccarichi. Nel secondo caso, l'assunzione del completo sviluppo dell'effetto arco, l'eventuale sovraccarico e il surplus di altezza del rilevato, rispetto all'altezza critica  $H=1.4(s-a)$ , non influenzano la pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo alla base. Considerando quindi un rilevato si evidenzia come applicando le formule di tabella VIII si ha una discontinuità nella valutazione della resistenza a trazione del geosintetico di rinforzo alla base al variare dell'altezza del rilevato in corrispondenza del passaggio tra parziale sviluppo e completo sviluppo dell'effetto arco particolarmente evidente nel caso in cui siano applicati sul rilevato sovraccarichi permanenti o accidentali (Fig. 21).

#### 9.1.1.2 Determinazione del carico agente sui pali

Per determinare la pressione agente sui pali, è stato considerato il peso del rilevato sottratto della porzione di rilevato al di sotto dell'effetto arco, che va a caricare la geogriglia. Inoltre, è stata aggiunta la componente verticale della tensione della geogriglia, che va a caricare il palo.

#### 9.1.1.3 Criteri di verifica dei pali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II. delle NTC 2018. Per i pali FDP si utilizzano i coefficienti relativi ai pali ad elica continua.

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Le NTC 2018 prescrivono che con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati delle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza ( $R_{ck}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate, ( $R_{c,cal}$ ) i fattori di

correlazione riportati nella seguente tabella, in funzione del numero di verticali indagate, intendendo come verticali indagate sondaggi con prelievo di campioni, prove penetrometriche ecc...

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Nel calcolo della resistenza di progetto dei pali posti sotto i rilevati è stato considerato un coefficiente  $\zeta = 1,40$  in seguito alle seguenti considerazioni:

- il numero di verticali di indagine è (sondaggi e prove penetrometriche) è superiore a 10, in particolare, tra le località Armellina e Calvecchia sono state eseguite 13 CPTU e 8 sondaggi geognostici, tutti spinti a profondità superiori a quelle che interessano gli interventi;
- i risultati delle diverse indagini sono molto omogenei e concordi tra loro.



## 9.2. Località Armellina

### 9.2.1. Rilevato di altezza 2,50 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 528,6 kN, sul geosintetico è di 128 kN.

Il geosintetico viene caricato maggiormente in quanto l'effetto arco non risulta completamente sviluppato.

Risultano necessari pali trivellati FDP di diametro 600 mm di lunghezza  $L = 15$  m. Il palo viene posto con punta sullo strato sabbioso compreso tra 14 e 19 m di profondità dal piano campagna. La stessa tipologia di palo e la stessa lunghezza, viene utilizzata per tutte le altezze di rilevato in località Armellina, in quanto viene posato sullo strato di sabbia e si può tener conto della resistenza di punta.

Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi - Equazione di Martson	
<b>Opera:</b>	<b>SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Armellina - H = 2,5 m</b>
Altezza del rilevato [m] =	2.5
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20
s [m] =	3
a [m] =	1.2
Coeff. di moltiplic. del carico =	1.35
$C_a$ =	3.06
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	77
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	165.6
0,7(s-a) =	1.3
1.4(s-a) =	2.5
$\sigma'_g$ =	39.4
$\epsilon$ =	0.12
forzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>128.8</b>
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>528.6</b>

Effetto arco completamente sviluppato

CAPACITA' PORTANTE PALI FDP L=15										OPERA: Rilevato Zona Armellina - San Donà di Piave											
Quota falda Quota testa palo Quota punta palo Diametro palo Sovraccarico a piano campagna Lunghezza attiva palo										E' STATO INSERITO LO STRATO DI SEPARAZIONE FALDA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA											
Quota falda [m] Quota testa palo [m] Quota punta palo [m] Diametro palo [m] Sovraccarico a piano campagna [kPa] Lunghezza attiva palo [m]										0.00 -0.50 -15.50 0.600 0.00 15.0											
STRATIGRAFIA										PORTATA LATERALE										PORTATA DI PUNTA	
Strato n.	Quota sup. strato [m]	H strato [m]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C/G	$c_u$ [kPa]	$\alpha$	$\phi'$ [°]	$\delta_i$ [°]	$K_s$	$\sigma'_{v SUP}$ [kPa]	$\sigma'_{v INF}$ [kPa]	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	$Q_{li}$ [kN]	C/G	$G$						
1	-0.5	5.5	8.0	C	4.8	1.00	-	-	-	0.00	44.00	22.00	50.18								
2	-6.0	3.0	9.0	G			33	24.75	1.52	57.50	71.00	57.50	228.21								
3	-9.0	5.0	8.0	C	20.0	1.00	-	-	-	71.00	91.00	91.00	188.68	$A_b$	0.2827 [m <sup>2</sup> ]						
4	-14.0	1.5	9.0	G			33	24.75	1.52	111.00	124.50	117.75	235.66	$\sigma'_{v}$	124.5 [kPa]						
5	-15.5	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	$N_q/N_q^*$	20						
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	$c_u$	27.39 [kPa]						
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	$N_q$	9						
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	$\phi_{TOT}$	124.5 [kPa]						
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	$O_{b lim}$	704.03 [kN]						
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00								
PORTATA LATERALE LIMITE										R1	R2	R3									
PORTATA LIMITE DI PUNTA										sec	1.00	1.45	1.15								
										fst	1.00	1.60	1.25								
										fd	1.00	1.70	1.30								
SL										M1	M2		n								
Portata a compressione										1003.40	641.00	822.07	3	>10							
Portata a trazione										500.52	312.83	400.42	4	1.21							

In combinazione SLU A1+M1+R3 si ha una portata di 822 kN

### 9.2.2. Rilevato di altezza 4,00 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 688.4 kN, sul geosintetico è di 127.6 kN.

Risultano sufficienti i pali trivellati FDP previsti per la sezione di rilevato di altezza 4,00 m, di lunghezza L = 15 m.

**Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi -  
 Equazione di Martson**

**Opera: SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 4.0 m**

Altezza del rilevato [m] =	4	
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20	
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20	
s [m] =	3	
a [m] =	1.2	
Coeff. di multiplic. del carico =	1.35	
$C_a$ =	4.93	
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	107	
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	234.1	
0,7(s-a) =	1.3	
1.4(s-a) =	2.5	Effetto arco completamente sviluppato
$\sigma'_g$ =	39.0	
$\epsilon$ =	0.12	
forzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>127.6</b>	
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>688.4</b>	

### 9.2.3. Rilevato di altezza 5,60 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 773.6 kN, sul geosintetico è di 127.1 kN.

In geosintetico viene caricato maggiormente in quanto l'effetto arco non risulta completamente sviluppato.

Risultano sufficienti i pali trivellati FDP previsti per la sezione di rilevato di altezza 4,00 m, di lunghezza L = 15 m.

Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi - Equazione di Martson		
<b>Opera:</b>	<b>SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 5.6 m</b>	
Altezza del rilevato [m] =	5.6	
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20	
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20	
s [m] =	3	
a [m] =	1.2	
Coeff. di multiplic. del carico =	1.35	
$C_a$ =	6.93	
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	139	
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	306.5	
0,7(s-a) =	1.3	
1.4(s-a) =	2.5	Effetto arco completamente sviluppato
$\sigma'_g$ =	38.8	
$\epsilon$ =	0.12	
forzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>127.1</b>	
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>773.6</b>	

### 9.3. Località Calvecchia

#### 9.3.1. Rilevato di altezza 2,50 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 528 kN, sul geosintetico è di 128.8 kN.

In geosintetico viene caricato maggiormente in quanto l'effetto arco non risulta completamente sviluppato.

Risultano necessari pali trivellati FDP di diametro 600 mm di lunghezza  $L = 15$  m. Il palo viene posto con punta sullo strato sabbioso compreso tra 14 e 16 m di profondità dal piano campagna.

**Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi -  
Equazione di Martson**

<b>Opera:</b>	<b>SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 2.5 m</b>	
Altezza del rilevato [m] =	2.5	
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20	
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20	
s [m] =	3	
a [m] =	1.2	
Coeff. di multiplic. del carico =	1.35	
$C_a$ =	3.06	
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	77	
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	165.6	
0,7(s-a)=	1.3	
1.4(s-a)=	2.5	Effetto arco completamente sviluppato
$\sigma'_g$ =	39.4	
$\epsilon$ =	0.12	
Sforzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>128.8</b>	
Sforzo sul singolo palo [kN]=	<b>528.6</b>	

CAPACITA' PORTANTE PALI FDP L=15										OPERA: Rilevato Zona Calvecchia - San Donà di Piave															
Quota falda 0.00 (m) Quota testa palo -0.50 (m) Quota punta palo -15.50 (m) Diametro palo 0.600 (m) Sovraccarico a piano campagna 0.00 (kPa) Lunghezza attiva palo 15.0 (m)										<b>E STATO INSERITO LO STRATO DI SEPARAZIONE FALDA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA</b>															
STRATIGRAFIA										PORTATA LATERALE										PORTATA DI PUNTA					
Strato h.	Quota sup. strato [m]	H strato [m]	7/γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	C/G	c <sub>u</sub> [kPa]	α	ψ' [°]	K <sub>s</sub>	δ <sub>i</sub> [°]	h attiva [m]	A <sub>bas</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ' v SUP [kPa]	σ' v IM [kPa]	σ' v INF [kPa]	q <sub>bi</sub> [kN]	C/G	G								
1	-0.7	2.3	8.0	C	2.0	1.00	-	-	-	2.30	4.34	0.00	9.20	18.40	8.77										
2	-3.0	2.0	9.0	G	-	-	3.0	1.30	22.50	2.00	3.77	18.40	27.40	36.40	55.63										
3	-5.0	3.0	9.0	G	-	-	3.3	1.52	24.75	3.00	5.65	36.40	49.90	63.40	198.04										
4	-8.0	1.0	8.0	C	14.8	1.00	-	-	-	1.00	1.88	63.40	67.40	71.40	27.95										
5	-9.0	2.0	9.0	G	-	-	3.0	1.30	22.50	2.00	3.77	71.40	80.40	89.40	163.25										
6	-11.0	3.0	8.0	C	22.3	1.00	-	-	-	3.00	5.65	89.40	101.40	113.40	126.15										
7	-14.0	1.7	9.0	G	-	-	3.0	1.30	22.50	1.50	2.83	113.40	120.15	126.90	182.97										
8	-15.7	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.o.g?										
										Coefficients parziali															
										R1										R2		R3			
PORTATA LATERALE LIMITE										R <sub>s</sub>										1.00		1.45		1.15	
PORTATA LIMITE DI PUNTA										R <sub>b</sub>										717.6		1.60		1.25	
										Apr. 1										Apr. 2					
A1+M1+R1										A2+M1+R2										A1+M1+R3					
1057.40										677.26										868.05		[kN]			
544.83										340.52										435.86		[kN]			
S1										Portata a compressione										1.00		1.25		1.40	
										Portata a trazione										1.00		1.25		1.21	
										n										3		5		4	
										d										1.00		1.40		1.21	
										Q <sub>bi,lim</sub>										717.60		[kN]			

In combinazione SLU A1+M1+R3 si ha una portata di 868 kN



### 9.3.2. Rilevato di altezza 4,00 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 688 kN, sul geosintetico è di 127 kN

Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi -	
Equazione di Martson	
Opera:	SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 4.0 m
Altezza del rilevato [m] =	4
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20
s [m] =	3
a [m] =	1.2
Coeff. di moltiplic. del carico =	1.35
$C_a$ =	4.93
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	107
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	234.1
0,7(s-a) =	1.3
1.4(s-a) =	2.5
$\sigma'_g$ =	39.0
$\epsilon$ =	0.12
forzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>127.6</b>
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>688.4</b>

Effetto arco completamente sviluppato

### 9.3.3. Rilevato di altezza 6.00 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 817 kN, sul geosintetico è di 127 kN.

Risultano necessari pali trivellati FDP di lunghezza  $L = 21$  m, in modo da raggiungere il substrato sabbioso successivo.

Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi - Equazione di Martson	
<b>Opera:</b>	<b>SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 6.0 m</b>
Altezza del rilevato [m] =	6
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20
s [m] =	3
a [m] =	1.2
Coeff. di moltiplic. del carico =	1.35
$C_a$ =	7.43
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	147
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	324.6
$0,7(s-a)$ =	1.3
$1.4(s-a)$ =	2.5
$\sigma'_g$ =	38.8
$\epsilon$ =	0.12
Sforzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>127.0</b>
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>817.0</b>

Effetto arco completamente sviluppato

CAPACITA' PORTANTE PALI FDP L=21		OPERA:		Rilevato in Zona Calvecchia - San Donà di Piave													
<p>Quota falda <b>0.00</b> [m]</p> <p>Quota testa palo <b>-0.50</b> [m]</p> <p>Quota punta palo <b>-21.50</b> [m]</p> <p>Diametro palo <b>0.600</b> [m]</p> <p>Sovraccarico a piano campagna <b>0.00</b> [kPa]</p> <p>Lunghezza attiva palo <b>21.0</b> [m]</p>																	
<p><b>E' STATO INSERITO LO STRATO DI SEPARAZIONE FALDA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA</b></p>																	
<p><b>STRATIGRAFIA</b></p>																	
Strato n.	Quota sup. strato [m]	$H_{\text{attiva}}$ [m]	$\frac{7}{L} \cdot \gamma' \cdot L'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	C/G	$c_u$ [kPa]	$\alpha$	$\varphi'$ [°]	Ks	$\delta_i$ [°]	PORTATA LATERALE					PORTATA DI PUNTA		
1	0.0	3.0	8.0	C	2.2	1.00	-	-	-	h attiva	A <sub>att</sub> [m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{v, \text{sup}}$ [kPa]	$\sigma'_{v, \text{int}}$ [kPa]	$\sigma'_{v, \text{inf}}$ [kPa]	q <sub>tip</sub> [kN]	C/G	G
2	-3.0	2.0	9.0	G		-	30	1.30	22.50	2.50	4.71	0.00	10.00	20.00	10.37		
3	-5.0	3.0	9.0	G		-	33	1.52	24.75	3.00	5.65	42.00	55.50	69.00	220.27	Ab	0.2827 [m <sup>2</sup> ]
4	-8.0	1.0	8.0	C	16.1	1.00	-	-	-	1.00	1.88	69.00	73.00	77.00	30.27		
5	-8.0	2.0	9.0	G		-	30	1.30	22.50	2.00	3.77	77.00	86.00	95.00	174.62		
6	-11.0	3.0	8.0	C	23.5	1.00	-	-	-	3.00	5.65	95.00	107.00	119.00	133.12		
7	-14.0	2.0	9.0	G		-	30	1.30	22.50	2.00	3.77	119.00	128.00	137.00	259.89		
8	-16.0	4.0	8.0	C	33.7	1.00	-	-	-	4.00	7.54	137.00	153.00	169.00	253.79		
9	-20.0	1.5	8.0	G		-	30	1.23	22.50	1.50	2.83	169.00	175.00	181.00	252.31		
10	-21.5	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?	c <sub>u</sub>	37.18 [kPa]
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?	N <sub>q</sub>	9
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?	$\sigma'_{TOT}$	181
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?	O <sub>b,lim</sub>	1023.53 [kN]
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	C.0G?		
<p>PORTATA LATERALE LIMITE Rs 1401.6 [kN]</p> <p>PORTATA LIMITE DI PUNTA Rb 1023.5 [kN]</p>											<p>R1 R2 R3</p> <p><math>\gamma_{sc}</math> 1.00 1.45 1.15</p> <p><math>\gamma_{st}</math> 1.00 1.50 1.25</p> <p><math>\gamma_b</math> 1.00 1.70 1.30</p>					<p>n</p> <p>3</p> <p>54</p>	
<p>Appl. 1 Appl. 2</p> <p>A1+M1+R1 1732.26 [kN]</p> <p>A2+M1+R2 1120.52 [kN]</p> <p>A1+M1+R3 1001.17 [kN]</p> <p>A2+M1+R3 800.94 [kN]</p>											<p>M1 M2</p> <p><math>\gamma_{sc}</math> 1.00 1.25</p> <p><math>\gamma_{st}</math> 1.00 1.25</p>					<p>n</p> <p>3</p> <p>54</p>	
<p>SLI</p> <p>Portata a compressione</p> <p>Portata a trazione</p>											<p>Coefficienti parziali</p> <p>SL</p>					<p>n</p> <p>3</p> <p>54</p>	

In combinazione SLU A1+M1+R3 si ha una portata di 1432 kN

### 9.3.4. Rilevato di altezza 7,60 m

Si riportano le verifiche secondo le teorie precedentemente esposte. In particolare si riporta il calcolo della distribuzione delle forze sui pali e sulla geogriglia di rinforzo, la verifica dei pali di fondazione e della geogriglia.

In questo caso, lo sforzo sui pali in condizioni SLU è di 920 kN, sul geosintetico è di 126.7 kN

Risultano sufficienti i pali trivellati FDP previsti per la sezione di altezza 6 m, di lunghezza  $L = 21$  m.

**Calcolo rilevati su pali e geosintetici - British Standards BS 8006 [1995] - Teoria di Terzaghi -  
Equazione di Martson**

**Opera:** SS 14 - San Donà di Piave - Loc. Calvecchia - H = 7.6 m

Altezza del rilevato [m] =	7.6	
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	20	
Sovraccarico q [kN/m <sup>2</sup> ] =	20	
s [m] =	3	
a [m] =	1.2	
Coeff. di multiplic. del carico =	1.35	
$C_a$ =	9.32	
$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	179	
$\sigma'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ] =	387.6	
$0,7(s-a)$ =	1.3	
$1.4(s-a)$ =	2.5	Effetto arco completamente sviluppato
$\sigma'_g$ =	39.2	
$\varepsilon$ =	0.12	
forzo sul geosintetico $T_g$ [kN/m] =	<b>128.3</b>	
Sforzo sul singolo palo [kN] =	<b>911.4</b>	

## 10. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE TERRE RINFORZATE

### 10.1. Sezioni di riferimento

---

Per le verifiche di stabilità dei rilevati stradali, sono state considerate le condizioni più sfavorevoli che caratterizzano il tracciato.

Sono state individuate 4 situazioni significative, afferenti a 3 sezioni di progetto dell'asse principale della S.S. N. 14. Due riguardano i rilevati in località Armellina in corrispondenza delle Sezioni di progetto 119 e 131 e 135, una riguarda i rilevati in terra rinforzata in località Calvecchia in corrispondenza della Sezione 48. In sintesi:

- Sezione 135 – Località Armellina - Altezza rilevato 2,50 m;
- Sezione 131 – Località Armellina – Altezza rilevato 4,00 m;
- Sezione 119 – Località Armellina – Altezza rilevato 5,60 m;
- Sezione 48 – Località Calvecchia – Altezza rilevato 7,60 m.

### 10.2. Criteri di verifica

---

I metodi di analisi della stabilità dei pendii più diffusi ed utilizzati nella pratica professionale sono metodi all'equilibrio limite, che ipotizzano per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura, e che, in tali condizioni, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi, fortemente semplificativa, consegue che:

- La rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- La massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigida;
- La resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendentemente dalle deformazioni e, quindi, dai movimenti della frana, nonché ovunque pari alla resistenza a taglio;
- Non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

L'affidabilità dei risultati dipende quasi esclusivamente dalla corretta schematizzazione del fenomeno e della scelta dei parametri di progetto, che devono essere fissati con grande attenzione e consapevolezza.

Le analisi sono svolte in riferimento alla stabilità globale del rilevato: tali verifiche interessano sia il corpo del rilevato stradale, sia il terreno di fondazione dello stesso.

Le analisi sono sviluppate in accordo con le NTC 2018.

Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- $E_d$  rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2 in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_F$  da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni;
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri del terreno;
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di sicurezza.

	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 $G_2^{(D)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

TABELLA 5 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TABELLA 6.2.I – DM 17/01/2018)

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

TABELLA 6 – COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO – (TABELLA 6.2.II – DM 17/01/2018)

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

TABELLA 7 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA DI OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO – (TABELLA 6.8.I – DM 17/01/2018)



### 10.3. Condizioni di analisi

---

Le verifiche rispetto al raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica drenata;
- Condizione statica non drenata;
- Condizione SISMA + : accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
- Condizione SISMA - : accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche di Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W \text{ e } F_v = k_v \cdot W$$

Con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g \text{ e } k_v = \pm \frac{1}{2} k_h$$

dove:

- $\beta_s$  rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ed è pari, per i rilevati in condizioni SLV, a 0,38;
- $a_{\max}$  rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito, ed è uguale ad  $a_0 \cdot S$ .

nelle verifiche di sicurezza si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1] NTC) impiegando lo stesso approccio di cui al §6.8.2 delle NTC per le opere e i materiali sciolti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

### 10.4. Parametri di progetto

---

#### 10.4.1. Geometria del problema

Relativamente al corpo del rilevato, la geometria è stata definita prendendo come riferimento le sezioni tipologiche di progetto. Il corpo del rilevato e la pavimentazione sono stati modellati come un unico materiale.

#### 10.4.2. Parametri geotecnici dei materiali

Caratteristiche geotecniche delle unità di fondazione			Unità Ug1	Unità Ug2	Unità Ug3
Peso unità di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18	19	18
Limite liquido	w <sub>L</sub>	[%]	~ 40	-	~ 40
Indice di plasticità	I <sub>p</sub>	[%]	~ 20	-	~ 20
Indice di consistenza	I <sub>c</sub>	[%]	~ 0.48	-	~ 0.48
Grado di sovraconsolidazione medio	OCR	[-]	1 ÷ 1.8	-	1 ÷ 1.8
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	$\phi'$	[°]	-	33	30
	c'	[kPa]	-	0	0
Parametri di resistenza in tensioni totali	c <sub>u</sub>	[kPa]	0.22 $\sigma'_v$	-	-
Modulo di compressibilità*	E'	[MPa]	>2	>15	>10
	E <sub>u</sub>	[MPa]	~ 400 c <sub>u</sub>	-	-
Coefficiente di consolidazione	c <sub>v</sub>	[m <sup>2</sup> /s]	2.5E-7		2.5E-7

**TABELLA 8 – PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI (TERRENI DI FONDAZIONE)**

Caratteristiche geotecniche delle unità costruzione			Corpo del rilevato
Peso unità di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.5
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	$\phi'$	[°]	38
	c'	[kPa]	0
Parametri di resistenza in tensioni totali	c <sub>u</sub>	[kPa]	-

**TABELLA 9 – PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI (MATERIALI DA COSTRUZIONE)**

#### 10.4.3. Parametri sismici

Le analisi di stabilità del pendio sono state svolte in termini di tensioni efficaci (lungo termine) utilizzando i coefficienti sismici previsti dal D.M. 17/01/2018 per la zona di studio, pari a:

#### Zona Armellina – Sottosuolo tipo D

$K_h = 0,0729$ ;

$K_v = 0,0364$ ;

#### Zona Calvecchia – Sottosuolo tipo C

$K_h = 0,0608$ ;

$K_v = 0,0304$ ;

#### **10.4.4. Falda**

Le verifiche sono state eseguite ipotizzando il livello di falda corrispondente con il p.c.

#### **10.4.5. Carico stradale**

E' stato assunto un carico caratteristico pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

### **10.5. Programmi di calcolo**

---

Le verifiche di stabilità dei rilevati sono state svolte con un software che implementa il metodo dell'equilibrio limite (LEM).

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento. il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb oppure quello in condizioni non drenate per i casi di attinenza.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo-causale.

Il programma è in grado di compiere le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti teorie presenti in letteratura e riconosciute a livello tecnico e scientifico: la teoria di Jambu, la teoria di Bishop e la teoria di Morgenstern-Price.

## 10.6. Rilevato zona Armellina h=2,50 m – Sezione 135

La successione dei terreni di fondazione, valutata in riferimento al modello geotecnico precedentemente descritto, è la seguente:

Stratigrafia da p.c.	Litotipo	g [kN/m <sup>3</sup> ]
Da 0 a – 14.0 m	Ug1	18
da -14.0 m a -19.0 m	Ug2	19
da -19.0 m a -22.0 m	Ug1	18
da -22 m a -23 m	Ug2	19
da -23 m a -26 m	Ug1	18
da -26 m a -27 m	Ug2	19
da -28 m	Ug1	18

TABELLA 10 – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

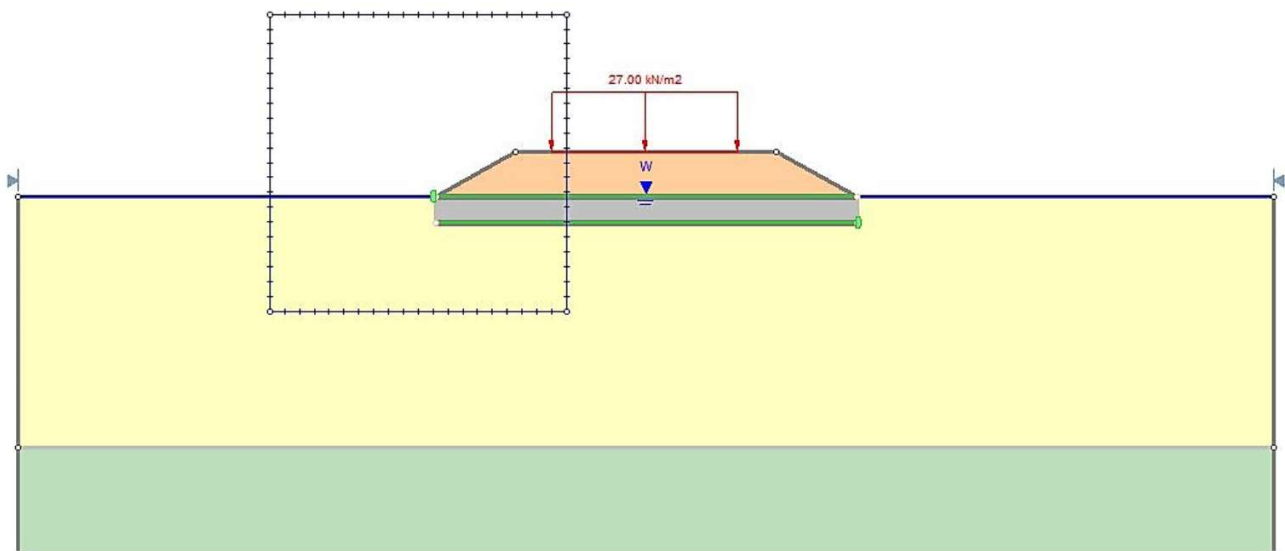


FIGURA 38 – RILEVATO IN ZONA ARMELLINA H = 2,50 M – SCHEMA DI CALCOLO

### 10.6.1. Verifica in condizioni statiche SLU

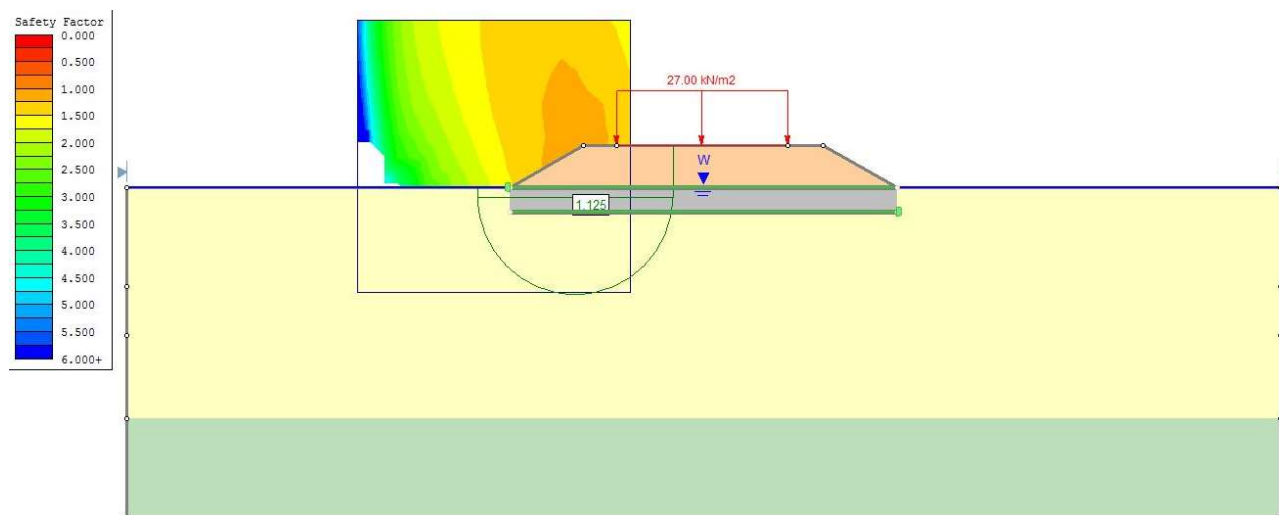


FIGURA 39 – RILEVATO IN ZONA ARMELLINA H = 2,50 M – VERIFICA SLU

In condizioni statiche SLU A2+M2+R2, il coefficiente di sicurezza risulta 1,12, maggiore di  $\gamma_R = 1,1$

Per raggiungere un livello di sicurezza accettabile, cioè Safety Factor > R1, cioè > 1,1, è sufficiente disporre interventi di bonifica per uno strato di 1,0 m e la disposizione di una doppia geogriglia di rinforzo bidirezionale di resistenza di progetto a 50 kN/m (vedere il capitolo 11 per le verifiche di resistenza dei geosintetici)

L'altezza di 2,50 m è stata considerata l'altezza limite oltre cui non è possibile garantire la stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione senza interventi di fondazione su pali e geosintetici.

Da questa altezza in più si realizzano rilevati su pali e geosintetici.

### 10.6.2. Verifica in condizioni sismiche

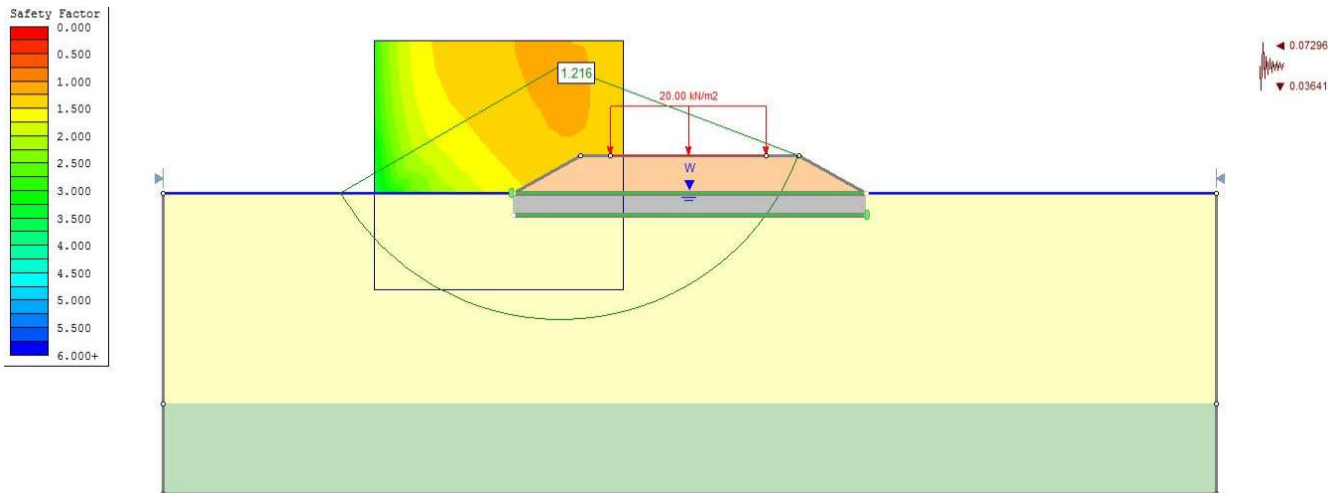


FIGURA 40 – RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 2,50 M – SISMA VERSO IL BASSO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso il basso, il coefficiente di sicurezza risulta 1,22, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$

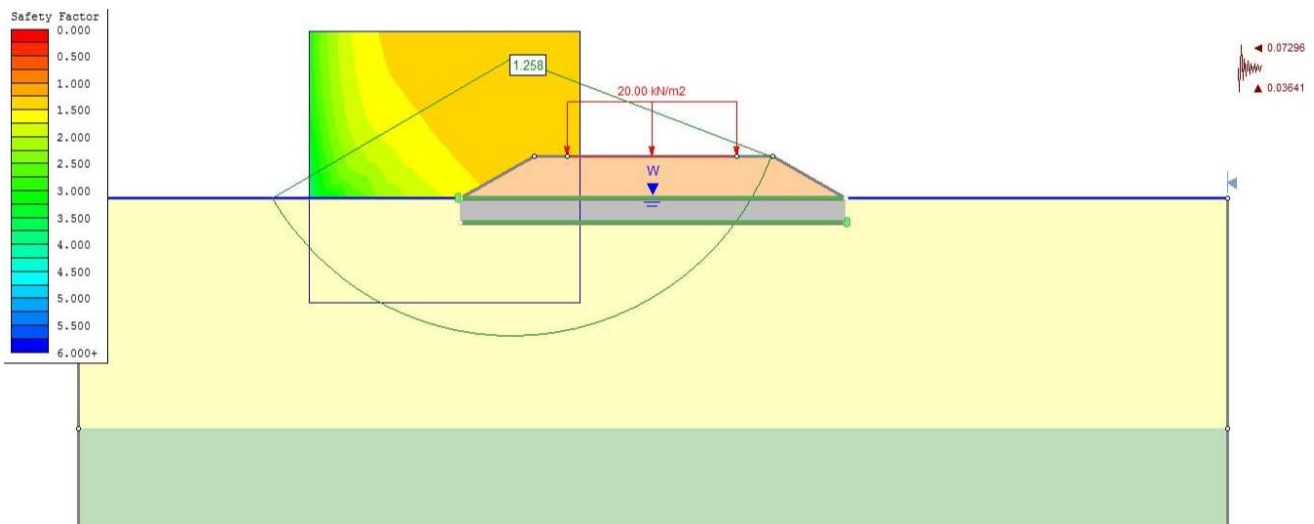


FIGURA 41 – RILEVATO IN ZONA ARMALLIMA – H = 2,50 M – SISMA VERSO L'ALTO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso l'alto, il coefficiente di sicurezza risulta 1,26, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$ .

## 10.7. Rilevato zona Armellina h=4,00 m – Sezione 131

Per le verifiche del rilevato di altezza 4 m in località Armellina è stata utilizzata la seguente stratigrafia, in riferimento al modello geotecnico descritto in precedenza:

Stratigrafia da p.c.	Litotipo	g [kN/m <sup>3</sup> ]
Da 0 a – 14.0 m	Ug1	18
da -14.0 m a -19.0 m	Ug2	19
da -19.0 m a -22.0 m	Ug1	18
da -22 m a -23 m	Ug2	19
da -23 m a -26 m	Ug1	18
da -26 m a -27 m	Ug2	19
da -28 m	Ug1	18

TABELLA 11 – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

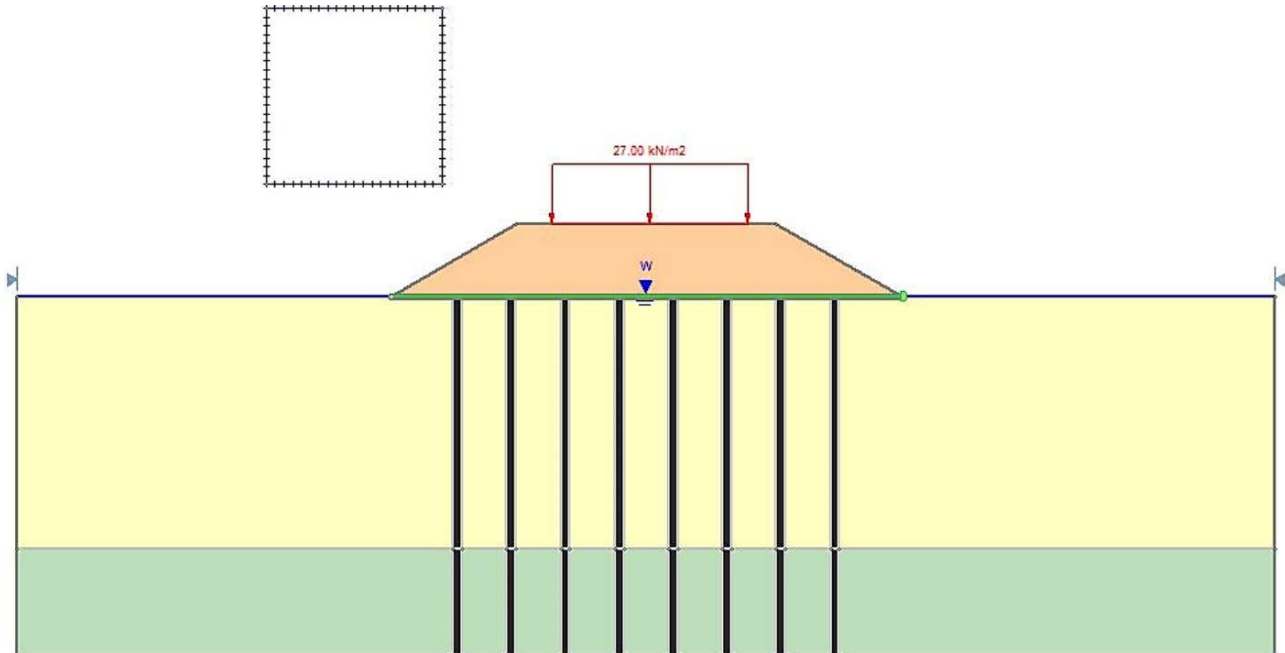


FIGURA 42 – RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 4,0 M – SCHEMA DI CALCOLO



### 10.7.1. Condizioni statiche

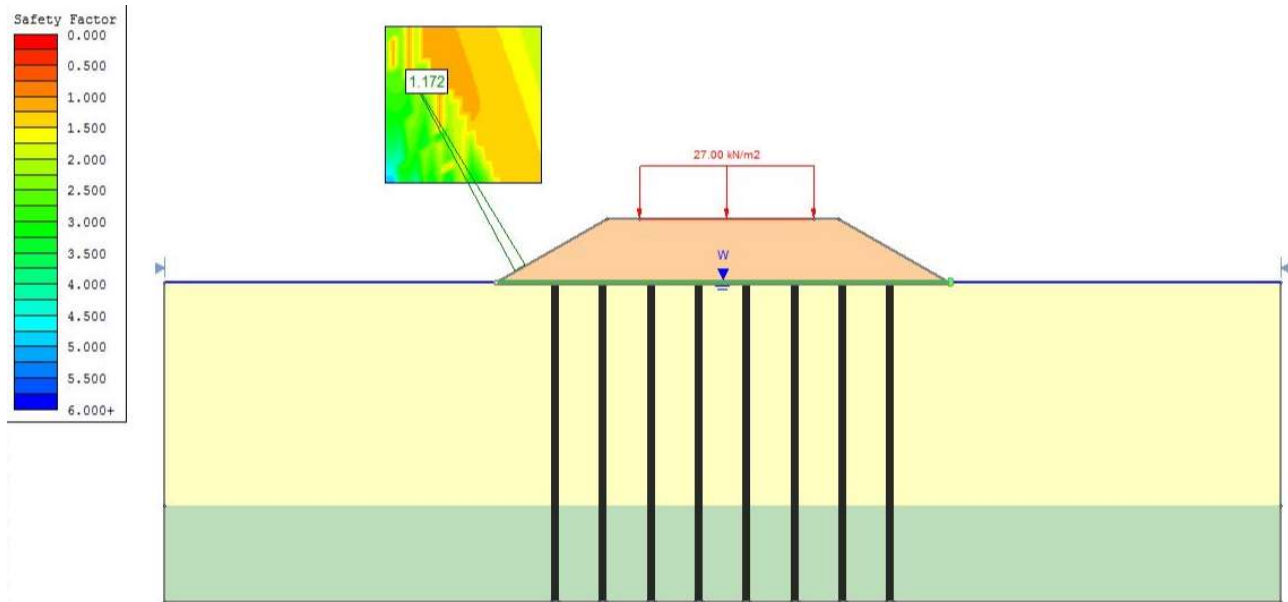


FIGURA 43 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA H = 4,0 M – VERIFICA SLU

In condizioni statiche SLU A2+M2+R2, il coefficiente di sicurezza risulta 1,17, maggiore di  $\gamma_R = 1,1$

### 10.7.2. Condizioni sismiche

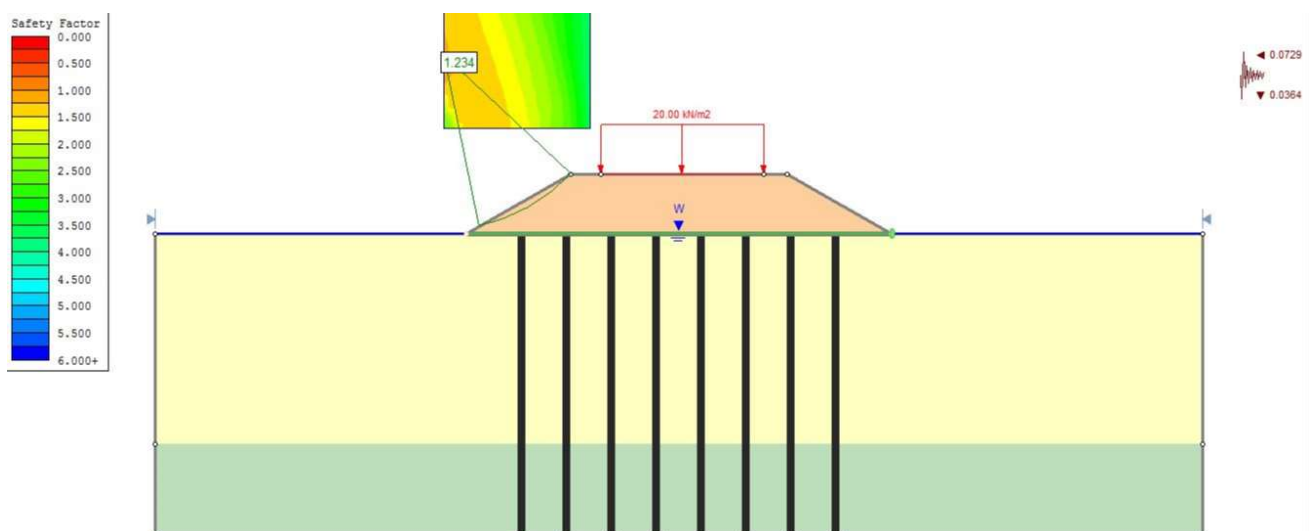


FIGURA 44 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 4,0 M – SISMA VERSO IL BASSO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso il basso, il coefficiente di sicurezza risulta 1,23, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$

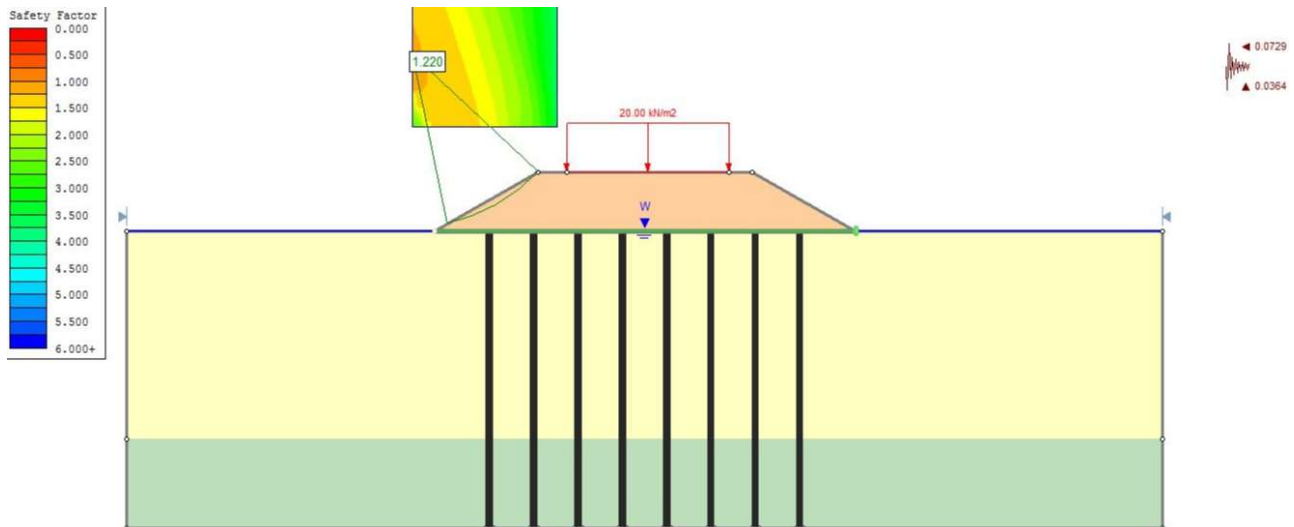


FIGURA 45 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 4,0 m – SISMA VERSO L'ALTO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso l'alto, il coefficiente di sicurezza risulta 1,22, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$

### 10.8. Rilevati in zona Armellina h=5,60 m – Sezione 116

Per le verifiche del rilevato di altezza 5,60 m in località Armellina è stata utilizzata la seguente stratigrafia, in riferimento al modello geotecnico descritto in precedenza:

Stratigrafia da p.c.	Litotipo	g [kN/m <sup>3</sup> ]
Da 0 a – 6.0 m	Ug1	18
da -6.0 m a -9.0 m	Ug2	19
da -9.0 m a -15.0 m	Ug1	18
da -15 m a -19 m	Ug2	19
da -19 m a -22 m	Ug1	18
da -22 m a -23 m	Ug2	19
da -23 m a -26 m	Ug1	18
da -26 m a -28 m	Ug2	19
da -28 m	Ug1	18

TABELLA 12 – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

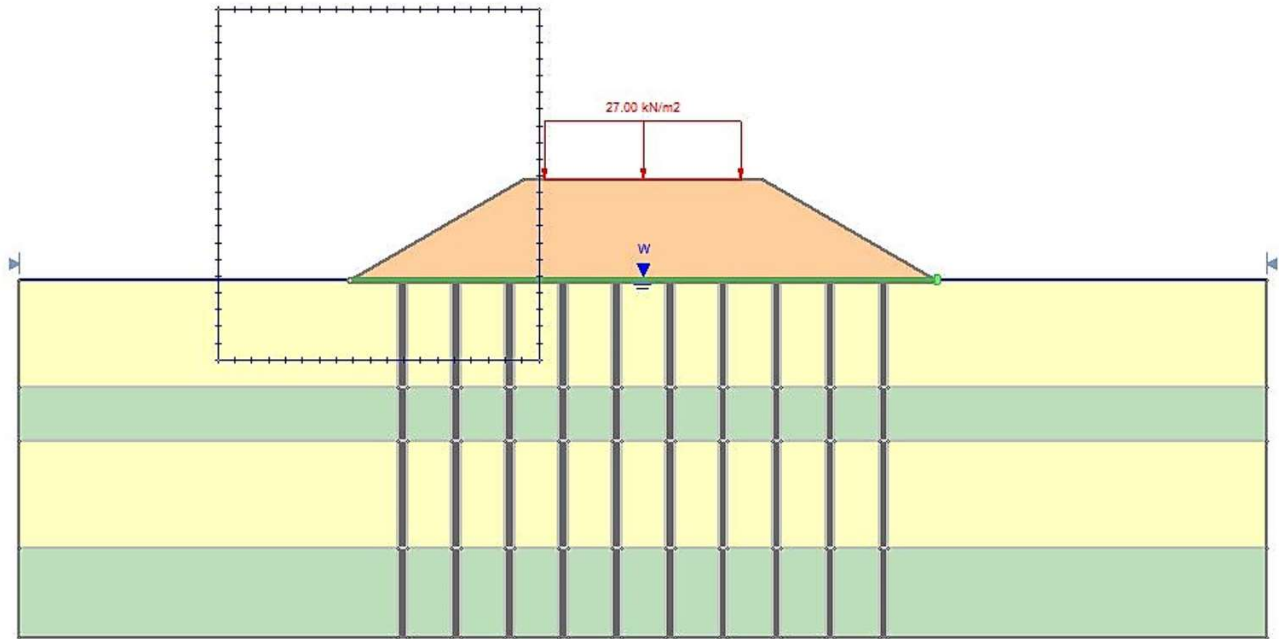


FIGURA 46 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 5,6 M – SCHEMA DI CALCOLO

### 10.8.1. Condizioni statiche

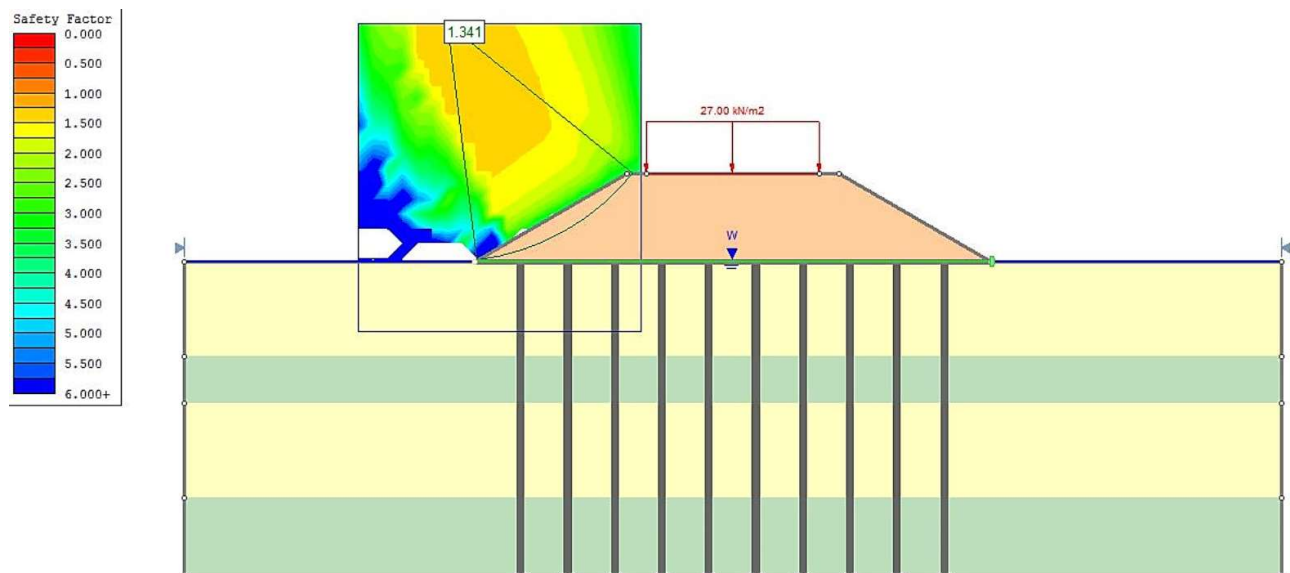


FIGURA 47 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA H = 5,6 M – VERIFICA SLU

In condizioni statiche SLU A2+M2+R2, il coefficiente di sicurezza risulta 1,34, maggiore di  $\gamma_R = 1,1$

### 10.8.2. Condizioni simiche

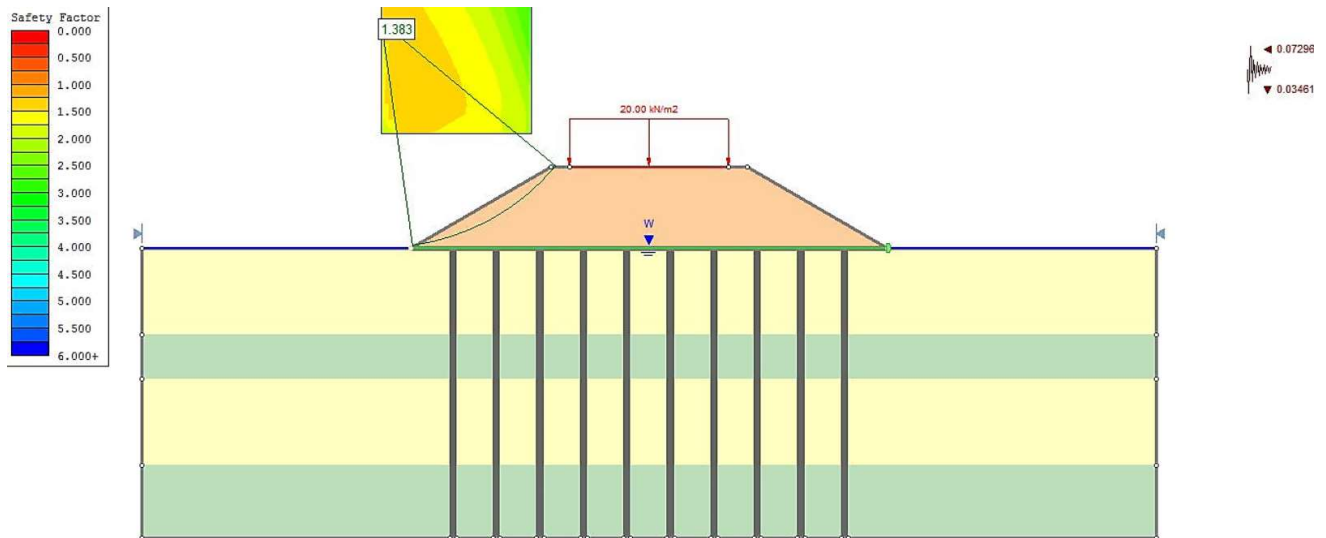


FIGURA 48 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 5,6 M – SISMA VERSO IL BASSO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso il basso, il coefficiente di sicurezza risulta 1,38, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$

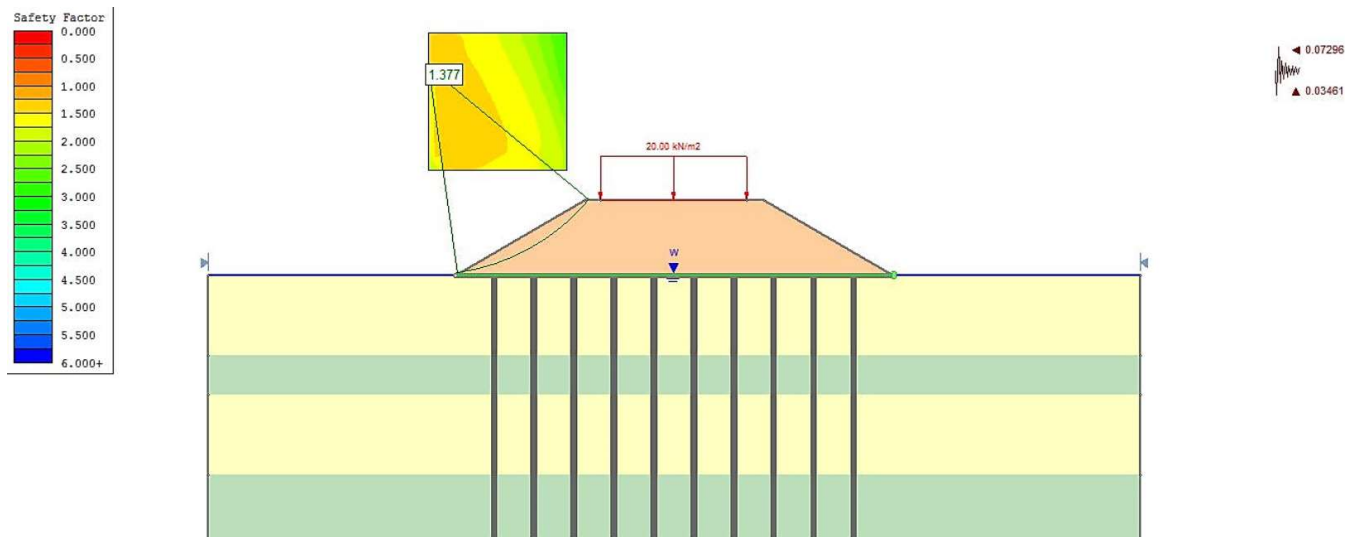


FIGURA 49 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA – H = 5,6 M – SISMA VERSO L'ALTO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso l'alto, il coefficiente di sicurezza risulta 1,38, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$

## 10.9. Rilevato in zona Calvecchia h=7,60 m – Sezione 48

Per le verifiche del rilevato di altezza 7,60 m in località Calvecchia è stata utilizzata la seguente stratigrafia, in riferimento al modello geotecnico descritto in precedenza

Stratigrafia da p.c.	Litotipo	g [kN/m <sup>3</sup> ]
Da 0 a – 3.0 m	Ug1	18
da -3.0 m a -5.0 m	Ug3	19
da -5.0 m a -8.0 m	Ug2	19
da -8 m a -9.0m	Ug1	18
da -9.0 m a -11.0 m	Ug2	19
da -11.0 m a -14.0 m	Ug1	18
da -14.0 m a -16.0 m	Ug2	19
da -16.0 m a -20.0 m	Ug1	18
da -20.0 m a -23.0 m	Ug2	19
da -23.0 m	Ug1	18

TABELLA 13 – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

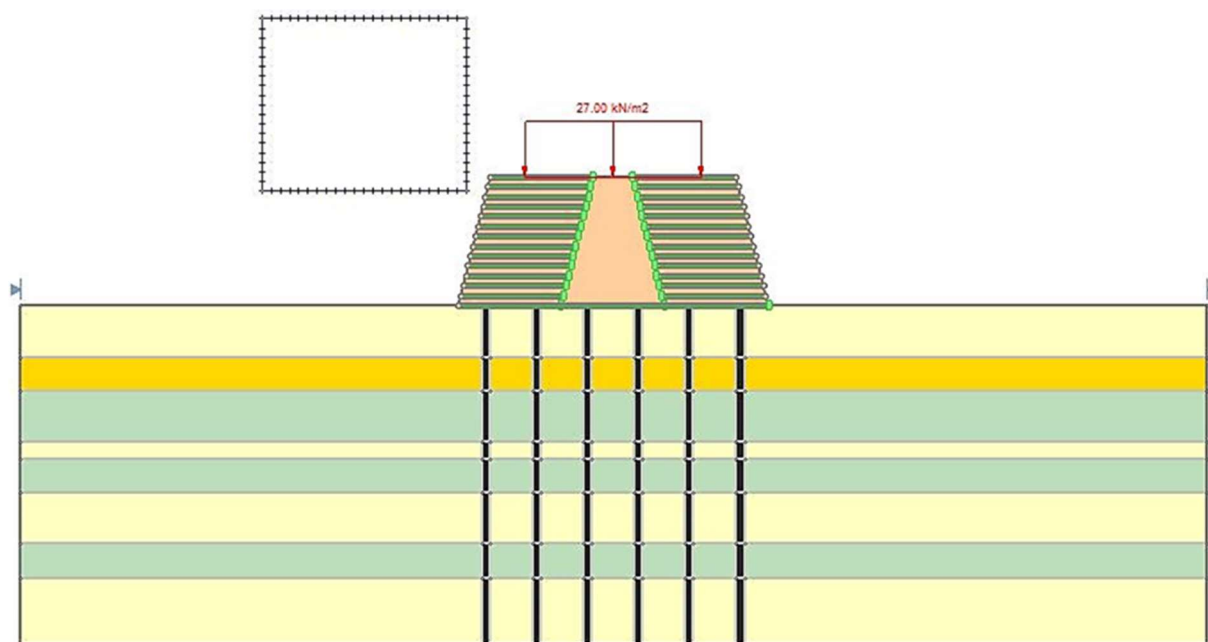


FIGURA 50 - RILEVATO IN ZONA CALVECCHIA – H = 7,6 M – SCHEMA DI CALCOLO

### 10.9.1. Verifica in condizioni statiche

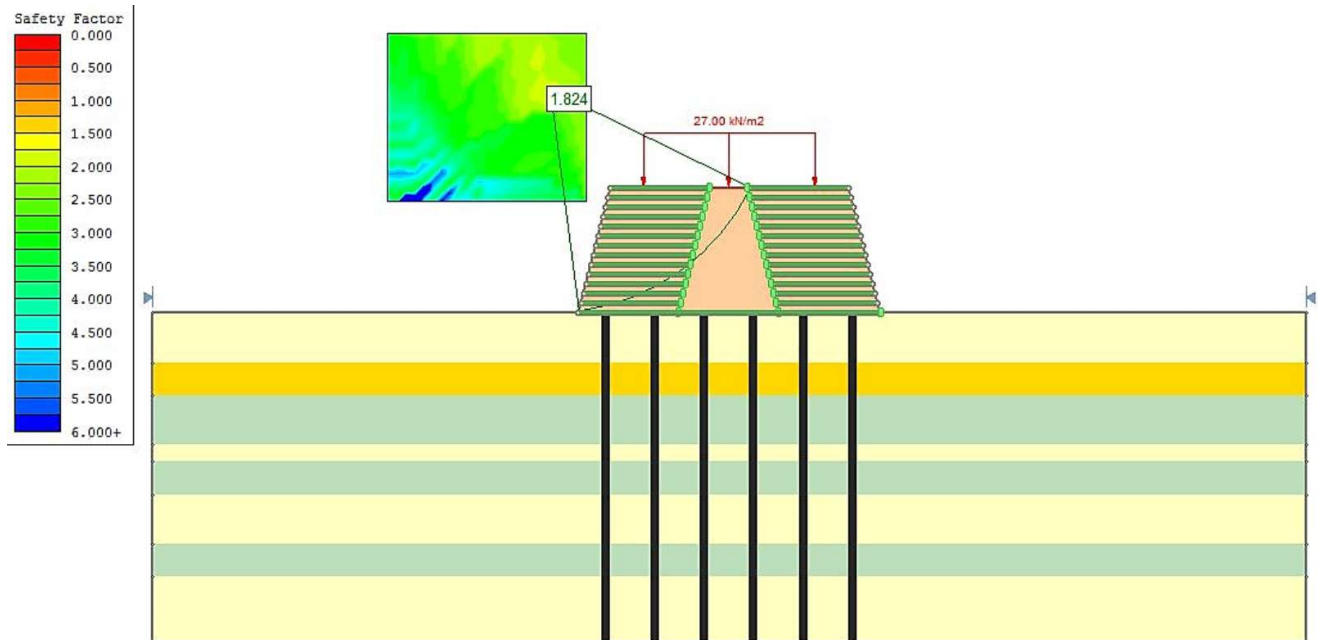


FIGURA 51 - RILEVATO IN ZONA ARMELLINA H = 7,6 M – VERIFICA SLU

In condizioni statiche SLU A2+M2+R2, il coefficiente di sicurezza risulta 1,82, maggiore di  $\gamma_R = 1,1$ .

### 10.9.2. Verifica in condizioni sismiche

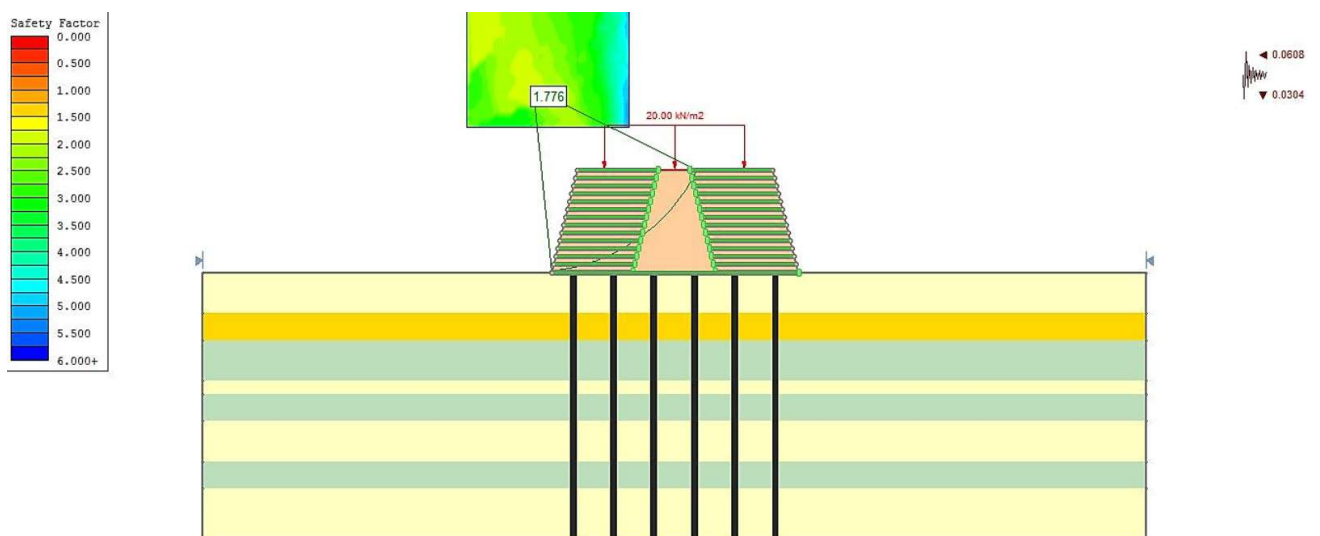
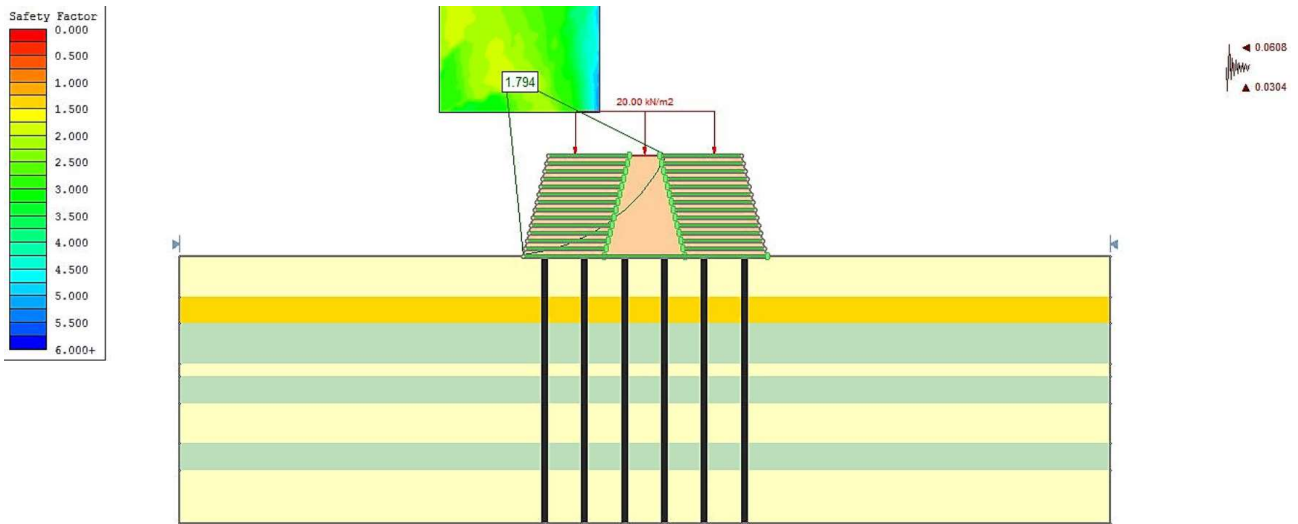


FIGURA 52 - RILEVATO IN ZONA CALVECCHIA – H = 7,6 M – SISMA VERSO IL BASSO

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso il basso, il coefficiente di sicurezza risulta 1,77, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$



**FIGURA 53 - FIGURA 54 - RILEVATO IN ZONA CALVECCHIA – H = 7,6 M – SISMA VERSO L'ALTO**

In condizioni sismiche con sisma orizzontale e sisma verticale verso il basso, il coefficiente di sicurezza risulta 1,79, maggiore di  $\gamma_R = 1,2$



## 11. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI GEOSINTETICI

Un aspetto fondamentale per la progettazione dei rilevati rinforzati è quello di stabilire la resistenza a trazione di progetto a lungo termine da assegnare al geosintetico di rinforzo in modo tale da scongiurare ogni possibile stato limite ultimo e di esercizio, in campo statico e dinamico. Le caratteristiche che un geosintetico deve possedere per poter svolgere al meglio la funzione di rinforzo sono: – idonee caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità a trazione a lungo termine (riferite alla vita di progetto dell'opera); – buona resistenza al danneggiamento (dovute alla posa in opera) e agli agenti chimici e biologici (in esercizio); – possedere una struttura tale da massimizzare le tensioni tangenziali equivalenti mobilitate all'interfaccia terreno rinforzo (ad esempio un rinforzo con struttura a maglia mobilita in condizioni di sfilamento effetti passivi oltre che attritivi a differenza di un rinforzo continuo, senza elementi in rilievo, ove l'interazione è esclusivamente attritiva); La determinazione della resistenza a trazione ammissibile del rinforzo a lungo termine dipende dal tipo di applicazione (vita di progetto), dalle condizioni ambientali e dalle modalità esecutive. Ad esempio, nel caso di rinforzo del corpo del rilevato l'effetto del rinforzo deve essere garantito per tutta la vita dell'opera. Gli aspetti connessi alla resistenza e alla durabilità dei geosintetici dipendono da numerosi fattori, quali: – danneggiamenti dovuti alla posa in opera [CAZZUFFI et al., 2001]; – danneggiamenti di natura fisico-chimica e biologica legati al terreno in cui sono inseriti i rinforzi polimerici [YEON et al., 2008]; – tipo di polimero; – temperatura di esercizio; – dipendenza dal tempo del comportamento meccanico del materiale sotto carichi statici. La determinazione della resistenza a trazione ammissibile del rinforzo a lungo termine in condizioni di carico statico viene condotta a partire da valori di resistenza a trazione di breve termine determinati in prove di trazione condotte a velocità di spostamento controllata [UNI EN ISO 10319] e tenendo conto degli effetti di creep (riferiti alla temperatura di esercizio), di danneggiamento durante la posa in opera e di durabilità dei materiali sintetici utilizzati in relazione alle caratteristiche ambientali (chimiche, fisiche e biologiche) tipiche dell'applicazione. Per determinare la resistenza a trazione ammissibile a lungo termine occorre quindi ricorrere alla definizione di una serie di fattori correttivi individuati, per tipologia e quantificazione numerica, nella [BS 8006, 1995] o in altre raccomandazioni progettuali [ZORNBERG and LESHCHINSKY, 2003]. Si tratta sostanzialmente di linee guida che consentono al progettista di avere un approccio guidato al problema del dimensionamento di rilevati rinforzati. La resistenza a trazione ammissibile di progetto ( $P_D$ ) viene determinata a partire dalla resistenza a trazione a breve termine ( $P_{BT}$ ), apportando ad essa una serie di fattori correttivi aventi lo scopo di tenere in considerazione tutti i principali fattori che determinano una possibile diminuzione della resistenza a trazione del prodotto nel medio e nel lungo periodo, figura 2. A tal fine può essere utilizzata l'espressione:

$$P_D = \frac{P_{BT}}{(FS_{DI} \cdot FS_{CR} \cdot FS_{CD} \cdot FS_{BD} \cdot FS_M)}$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- $P_{BT}$ =resistenza a trazione a breve termine, determinata secondo lo standard EN ISO-10319, espressa in (kN/m);
- $FS_{DI}$ =coefficiente di sicurezza per tener conto del danneggiamento durante la posa in opera dipendente dal tipo di terreno a contatto col geosintetico e dal tipo di geosintetico (variabile da 1.1 a 3.0 per i geotessili e da 1.1 a 1.6 per le geogriglie);
- $FS_{CR}$ =coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del creep dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico, dal tipo di geosintetico e dalla temperatura di esercizio (variabile da 1.1 a 4.0 per i geotessili e da 1.5 a 4.0 per le geogriglie);
- $FS_{CD}$ =coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del danneggiamento chimico dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico e dalle condizioni ambientali (variabile da 1.0 a 2.0);
- $FS_{BD}$ =coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del danneggiamento biologico dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico e dalle condizioni ambientali (variabile da 1.0 a 1.3);
- $FS_M$ =coefficiente di sicurezza per tener conto delle tolleranze di produzione del materiale (variabile da 1.0 a 1.1).

Nel caso dei rinforzi polimerici il coefficiente di sicurezza parziale più elevato è quello che tiene base di prove di creep a trazione condotte in isolamento a temperatura controllata [MORACI e MONTANELLI, 1995]. Come evidenziato da una recente analisi di misure su opere in vera grandezza condotte su più di 20 opere in terra rinforzata i metodi di calcolo basati sull'equilibrio limite globale risultano, in campo statico, conservativi [BATHURST et al., 2004]. Tale circostanza è dovuta anche all'impiego di elevati coefficienti di sicurezza per la definizione della resistenza di progetto dei rinforzi utilizzando i risultati di prove di creep a trazione condotte in isolamento. In condizioni di confinamento nel terreno, a causa del differente livello di sollecitazione a trazione agente lungo l'asse del rinforzo per effetto della sua deformabilità longitudinale, gli effetti di creep possono essere diversi da quelli (generalmente utilizzati) misurati in condizioni di sforzo costante nelle prove in isolamento. Tali evidenze sono illustrate in recenti studi su opere strumentate in vera grandezza [CARRUBBA et al., 2000]. In condizioni di carico sismico la resistenza a trazione del geosintetico è in genere più elevata di quella misurata in campo statico. Tale circostanza viene cautelativamente trascurata nella progettazione corrente.

In questa progettazione, non essendo presente una normativa italiana sui geosintetici, si utilizza la normativa USA AASHTO che sintetizza tutti i fattori di sicurezza precedentemente descritti in un unico FS posto pari a 2,00.

$$\gamma_{gsy} = FS \cdot RF_{design}$$

Nella progettazione dei rilevati stradali della Variante alla SS 14 sono state utilizzate geogriglie con le seguenti funzioni:

- Rinforzo alla base per rilevati di altezza inferiore a 2,50 m;
- Distribuzione delle forze verticali sui pali per rilevati su pali;
- Terre rinforzate.

Si espongono qui di seguito le verifiche per ogni utilizzo.

## 11.1. Geosintetico di rinforzo alla base

### 11.1.1. Verifica per scivolamento all'interfaccia rilevato-rinforzo

La verifica per scivolamento all'interfaccia terreno-rinforzo può essere condotta con riferimento allo schema semplificato riportato in figura. Lo sforzo di trazione nel geosintetico ottenuto dall'analisi dello scorrimento all'interfaccia rilevato-rinforzo  $T_{DS}$  può essere calcolato utilizzando l'espressione:

$$T_{DS} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + qHK_a$$

mentre la lunghezza di ancoraggio del rinforzo  $L_e$  sarà uguale a:

$$L_e \geq \frac{(\gamma H + 2q)K_a}{\alpha \tan \phi' \gamma}$$

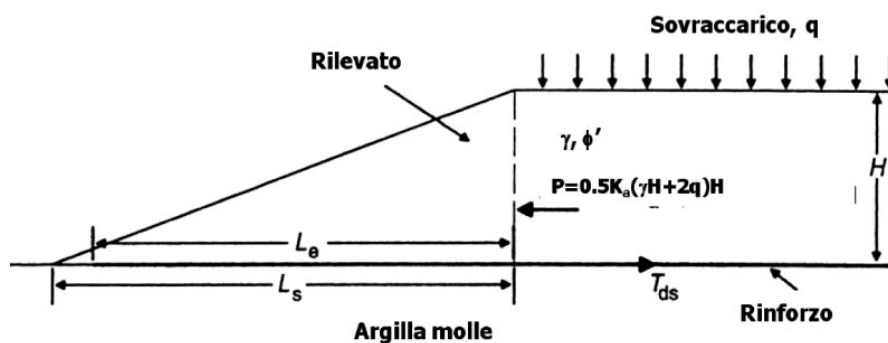


FIGURA 55 – RINFORZO DI BASE – SCHEMA DI CALCOLO

Considerando  $k_a = 0,28$ , si ha

$$T_{DS} = 0,5 \cdot 20 \cdot 2,5^2 \cdot 0,28 + 20 \cdot 2,5 \cdot 0,28 = 31,5 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

La lunghezza di ancoraggio:

$$L_e > (20 \cdot 2,5 + 2 \cdot 20) \cdot 0,28 / (0,8 \cdot \tan 34^\circ \cdot 20) = 2,33 \text{ m} \quad \text{Verificato -}$$

### **11.1.2. Stabilità globale dell'insieme rilevato – terreno di fondazione**

Le verifiche di stabilità globali dell'insieme rilevato-terreno di fondazione sono state condotte utilizzando i metodi dell'equilibrio limite globale opportunamente modificati per tenere conto della forza di trazione esercitata dal rinforzo. I differenti metodi proposti si differenziano tra loro per le assunzioni fatte sulla forma della superficie di scorrimento (circolare, poligonale o mista), sulle forze interconco, e sulla direzione delle forze di trazione (T) esercitata dal rinforzo (orizzontale o tangente alla superficie di rottura). Le analisi sono state condotte imponendo il valore della forza di trazione esercitata dal rinforzo e quindi ricercando in tali condizioni la superficie critica di rottura, del coefficiente di sicurezza.

In base a questa analisi si determina una resistenza a trazione  $T_{RO}$  ed una lunghezza di ancoraggio  $L_R$  richiesta al geosintetico di rinforzo.

Il geosintetico da utilizzare dovrà avere una resistenza a trazione ammissibile di lungo termine maggiore (secondo un opportuno coefficiente di sicurezza FS) del valore massimo determinato dalla seguente espressione:

$$T_{amm} > T_R [\max \text{ tra } T_{DS}, T_{RO}] * FS$$

Per la verifica di stabilità sono stati utilizzati 2 geosintetici con resistenza a trazione di progetto di  $T_d = 50$  kN/m.

Adottando  $FS = 2$  secondo le USA AASHTO, si ottengono due geotessili di resistenza caratteristica  $T_k = 100$  kN.

## **11.2. Rinforzo di base con geosintetici e pali**

Lo schema di funzionamento e i criteri di verifica dei rilevati su pali e geosintetici sono stati illustrati nel cap. 9, così come il calcolo degli sforzi sulle geogriglie dovuti alla pressione del terreno al di sotto dell'effetto arco.

La geogriglia posta sulla testa dei pali è soggetta a uno sforzo di progetto di 128 kN.

Disponendo due geogriglie con resistenza caratteristica di 150 kN, applicando  $FS = 2,00$ , si ha :

$$150 * 2 / 2,00 = 150 > 128 \text{ kN}$$

## **11.3. Terre rinforzate**

Si dimensiona la lunghezza, spaziatura e resistenza a trazione dei rinforzi per evitare lo sfilamento, la rottura interna e lo scivolamento alla base.

### **11.3.1. Dimensionamento tensione orizzontale**

La tensione orizzontale alla generica profondità  $z$  nel caso di sovraccarico al p.c. e paramento con inclinazione  $\theta > 63^\circ$  (Laba e Kennedy, 1986):

$$\sigma_{req} = \gamma z K_a + M \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

con  $\alpha$  e  $\beta$  (in radianti) e il coefficiente  $M$  dati dalle:

$$\beta = \arctan \frac{a+b+b'}{z} - \arctan \frac{b+b'}{z}$$

$$\beta = \arctan \frac{a+b+b'}{z} - \arctan \frac{b+b'}{z}$$

$$\alpha = \arctan \frac{b+b'}{z} + \beta / 2$$

$$M = 1.4 - \frac{0.4b}{0.14H} \geq 1$$

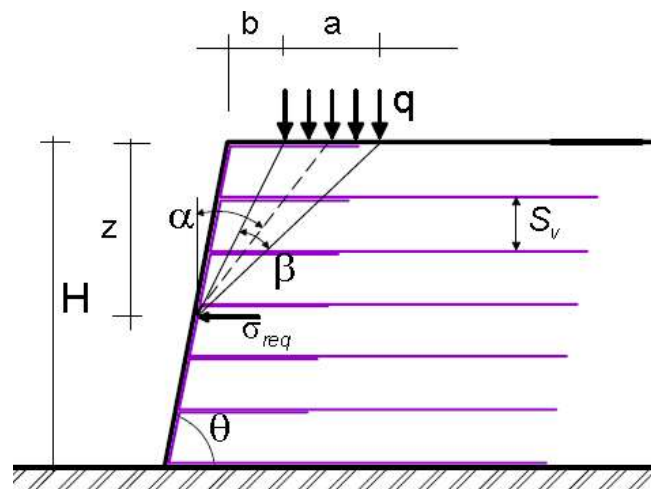


FIGURA 56 -SCHEMA DI CARICO E DI VERIFICA

Detti  $s_v$  e  $s_h$  gli interassi orizzontale e verticale dei rinforzi, la trazione in un rinforzo sarà:

$$T_i = \sigma_{req} s_v s_h \leq T_d$$

Se  $T_i$  è la trazione che un rinforzo deve garantire, la lunghezza di ancoraggio si ricava dalla relazione:

$$L_{bi} = T_i / (2W_r \sigma_v \alpha_b \tan \phi')$$

Essendo:

$W_r$  = larghezza longitudinale del rinforzo (= 1m per elementi continui);

$L_{bi}$  = lunghezza di ancoraggio dell'i-esimo rinforzo;

$\sigma_v$  = tensione verticale media (normale al piano di rinforzo).

<b>Terra rinforzata - Dimensionamento tensione orizzontale</b>	
q [kN/mq] =	20
γ [kN/mc] =	20
a [m] =	5.25
b [m] =	1
b' [m] =	1.75
z [m] =	7
H [m] =	7.6
k <sub>a</sub> =	0.28
M =	1.02
β =	0.48
α =	0.61
σ <sub>req</sub> =	43.4
s <sub>v</sub> =	0.6
s <sub>h</sub> =	1
Wr =	1
α <sub>b</sub> =	0.8
φ [rad] =	0.59
σ <sub>v</sub> [kN/mq] =	140
<b>T<sub>i</sub> [kN/m] =</b>	<b>26.04</b>
<b>L<sub>i</sub> [m] =</b>	<b>0.174</b>

La verifica è stata svolta considerando la geogriglia posta a 7 m dalla sommità del rilevato, condizione più gravosa per il calcolo di T<sub>i</sub>.

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio è più gravoso invece per distanze dalla sommità inferiori, a causa della minore pressione verticale del terreno soprastante. Si ha, nel caso più gravoso, L<sub>i</sub> uguale a circa 30 cm.

### 11.3.2. Verifica scivolamento di base

Si verifica la lunghezza del rinforzo di base L<sub>r</sub> imponendo che non ci sia scorrimento alla base se instabilità per rottura interna. La lunghezza si ricava dall'equilibrio alla traslazione orizzontale.

$$P_a \leq L_{Rds} \tau_{ds} \quad \longrightarrow \quad L_{Rds} \geq \frac{P_a}{\sigma_{vb} \alpha_{ds} \tan \phi'}$$

τ<sub>ds</sub> = sforzo di taglio sulla superficie del rinforzo;

σ<sub>vb</sub> = tensione alla base della terra rinforzata;

α<sub>ds</sub> = coefficiente per scorrimento diretto sul terreno di rinforzo

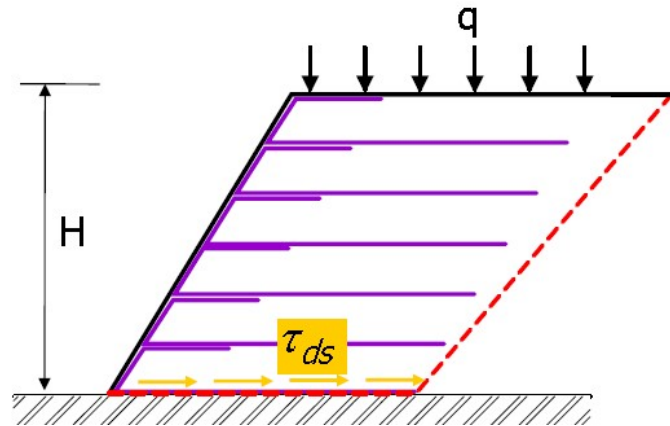


FIGURA 57 – VERIFICA A SCORRIMENTO – SCHEMA DI CALCOLO

$$T_{DS} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q H K_a$$

$$P_a = T_{DS}$$

$$T_{DS} = 0.5 \cdot 20 \cdot 7.6^2 \cdot 0.28 + 20 \cdot 7.6 \cdot 0.28 = 50,6 \text{ kN/m}$$

$$L_{rDS} \geq 50.6 / 152 \cdot 0.8 \cdot \tan(34);$$

$$L_{rDS} \geq 0.7$$

Verificato

### 11.3.3. Verifica rottura interna

La lunghezza si ricava dall'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$P_a \leq L_{Rb} 2\tau_b \quad \longrightarrow \quad L_{Rb} \geq \frac{P_a}{2\sigma_{vb} \alpha_b \tan \phi'}$$

$\tau_b$  = sforzo di taglio sulla superficie del rinforzo;

$\alpha_b$  = coefficiente per sfilamento del rinforzo.

$$L_{Rb} > P_a / (2 \cdot 152 \cdot 0.8 \cdot \tan(34))$$

$$L_{RB} > 0.32$$

Verificato



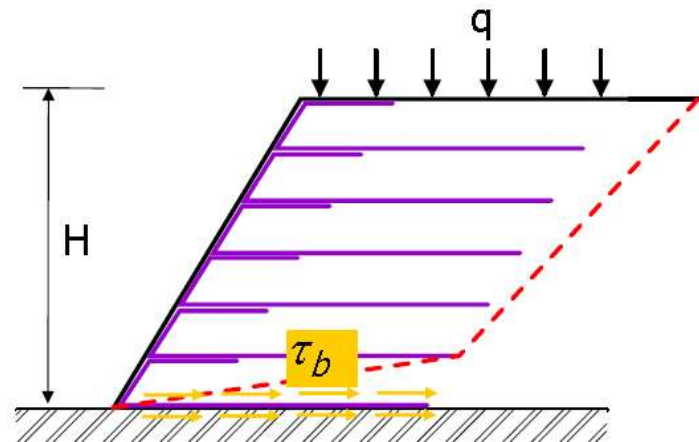


FIGURA 58 – VERIFICA ROTTURA INTERNA - SCHEMA DI CALCOLO

Tutte le verifiche sopra esposte risultano soddisfatte.

In particolare si dispongono geogriglie con resistenza a trazione caratteristica di 100 kN/m, lunghezza di ancoraggio 5 m e risvolto di 1 m, passo verticale di 0.6 m.

## 12. CEDIMENTI DEI RILEVATI

---

Il tracciato in esame è caratterizzato da estesi tratti su rilevati di altezza variabile fino ad un massimo di 5,0-5,6 m (in approccio al viadotto "Calvecchia" i rilevati giungono fino a 7,6 m circa). Tali rilevati sono impostati sui terreni di natura alluvionale di modeste caratteristiche meccaniche. Il controllo dei cedimenti a breve ed a lungo termine è, pertanto, la problematica geotecnica di maggiore rilievo. Al fine di limitare l'entità massima dei cedimenti e di ridurre il tempo di sviluppo e pratico esaurimento, dunque, si prevede l'esteso ricorso ad interventi di consolidamento del piano di posa dei rilevati con bonifica e trattamenti profondi (geodreni prefabbricati verticali), secondo lo schema seguente. Per maggiori dettagli si rimanda ai profili geotecnici, allegati al presente progetto.

### Zona ARMELLINA :

- Per altezze di rilevato fino a 2,5 m, intervento di drenaggio profondo mediante installazione di geodreni dreni prefabbricati verticali e posa in opera di precarica di altezza pari a 1 m; in ogni caso, si prevede l'asportazione di uno spessore di terreno in posto pari a 20 + 50 cm e la posa di una geogriglia bidirezionale di rinforzo, di resistenza a trazione non inferiore a 80 kN/m.
- Per altezze di rilevato superiore a 2,5 m, altezza oltre la quale non è più possibile garantire la stabilità globale, si realizzano rilevati su pali e geosintetici.

### Zona CALVECCHIA :

- Per altezze di rilevato pari o non superiore a 1,5 m: bonifica del piano di posa mediante asportazione del terreno in posto per uno spessore di 20 + 80 cm e posa di una geogriglia bidirezionale di rinforzo, di resistenza a trazione non inferiore a 80 kN/m. Per altezze del rilevato comprese tra 1.5 e 2.5 m posa in opera di precarica di altezza pari a 1 m. Per altezze di rilevato superiori a 2.5 m, intervento di drenaggio profondo mediante installazione di geodreni prefabbricati verticali e posa in opera di precarica di altezza pari a 1 m; in ogni caso, si prevede l'asportazione di uno spessore di terreno in posto pari a 20 + 50 cm e la posa di una geogriglia bidirezionale di rinforzo, di resistenza a trazione non inferiore a 30 kN/m.
- Per altezze di rilevato superiore a 2,5 m, altezza oltre la quale non è più possibile garantire la stabilità globale, si realizzano rilevati su pali e geosintetici.

L'unica opera d'arte di rilievo è il viadotto di scavalco della rotonda Calvecchia, a quattro campate di lunghezza totale pari a 137 m ad impalcati in acciaio. Pile e spalle avranno fondazioni su pali trivellati di grande diametro (1200 mm). I rilevati di approccio, di altezza massima pari a 7,6 m circa, per motivi di contenimento degli ingombri a terra, saranno sostenuti da massicci in terra rinforzata in destra ed in sinistra.

## 12.1. Valutazione cedimenti rilevati

La presenza di terreni argillosi molto compressibili e con contenuto di frazione organica (Unità geotecniche Ug1) associato all'altezza dei rilevati ha comportato la necessità di verificare i rilevati sotto i carichi di esercizio e quindi la funzionalità attraverso l'analisi dei cedimenti.

### 12.1.1. Metodo di calcolo dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti, può essere effettuata attraverso l'utilizzo della teoria dell'elasticità. Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e con valore costante sull'impronta della fondazione, i valori delle corrispondenti tensioni indotte. Il corpo di carico del rilevato viene ad essere suddiviso in corpi di carico riconducibili a quelli di Figura 2.1 che consentono di determinare le tensioni indotte in forma analitica chiusa.

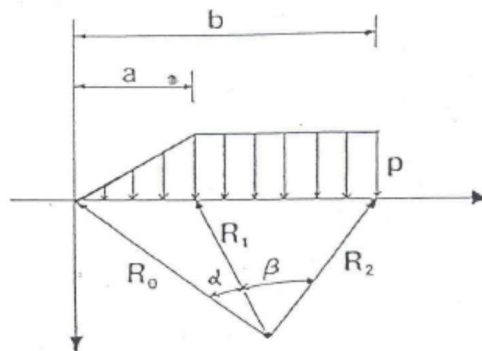


Figura 12.1

Con tale modello le espressioni delle tensioni indotte, dal singolo corpo di carico, sono:

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[ \beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x - b) \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[ \beta + \frac{x\alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x - b) + \frac{2z}{a} \log \frac{R_1}{R_0} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)$$

Ricavati ad ogni profondità z il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$ , dovuto alla sovrapposizione degli effetti dei singoli corpi di carico, è possibile ricavare il corrispondente valore della  $\varepsilon_z$  attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)}{E}$$

noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ .

Suddividendo il terreno al disotto della fondazione in strati di spessore  $\Delta z_i$ , è possibile valutare il valore del cedimento dello strato  $i$ -esimo attraverso l'espressione:

$$\delta z_i = \frac{\Delta \sigma_{z_i} - v(\Delta \sigma_{y_i} + \Delta \sigma_{x_i})}{E_i} \Delta z_i$$

il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi pari a:

$$\delta z_j = \sum_i \delta z_i = \sum_i \frac{\Delta \sigma_{z_i} - v(\Delta \sigma_{y_i} + \Delta \sigma_{x_i})}{E_i} \Delta z_i$$

Poichè il sottosuolo sul quale è collocato il rilevato è costituito da  $n$  strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati

$$\delta_{tot} = \sum_j \delta_{z_j}$$

Il calcolo può essere esteso o su tutto lo spessore dello schema geotecnico definito, o esteso fino ad una profondità massima, intesa come quella profondità alla quale, il rapporto tra l'incremento di tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato e la tensione efficace media cioè  $\Delta \sigma_m / \sigma'_m 0$ , (con  $\Delta \sigma_m = (\Delta \sigma_{z_i} + \Delta \sigma_{y_i} + \Delta \sigma_{x_i})/3$  e  $\sigma'_m 0 = (\sigma'_{v0} + 2k\sigma'_{v0})/3$ ) sia una certa percentuale definita in precedenza (10%).

### 12.1.2. Decorso dei cedimenti

La presenza di terreni a grana fine organici, comporta che con l'applicazione di un carico sul terreno insorga una deformazione iniziale a volume costante del complesso scheletro solido-acqua, che viene ad essere identificato come cedimento immediato o non-drenato, ed una deformazione graduale nel tempo connessa con la dissipazione delle sovrappressioni indotte dall'applicazione del carico (cedimento di consolidazione primaria).

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale  $\delta_{tot}$ , è possibile risalire al valore cedimento al tempo  $t$   $\delta(t)$  attraverso la relazione:

$$\delta_t = U_m \cdot \delta_{tot}$$

Il grado di consolidazione medio  $U_m$  è funzione del fattore tempo  $T_v$ , che assume la seguente espressione:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

funzione del tempo  $t$  al quale si sta valutando, il coefficiente di consolidazione  $c_v$ , ed il massimo percorso di drenaggio  $H$  che è funzione delle condizioni al contorno.

In questo caso lo strato di torbe presenta un solo contorno drenante, quindi il massimo percorso di drenaggio  $H$  è pari allo spessore dello strato.

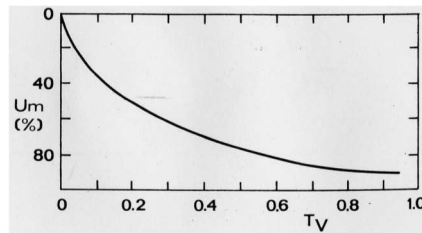


Figura 12.2

$U_v$ (%)	$T_v$
0	0
5	0,0017
10	0,0077
15	0,0177
20	0,0314
25	0,0491
30	0,0707
35	0,0962
40	0,126
45	0,159
50	0,196
55	0,238
60	0,286
65	0,342
70	0,403
75	0,477
80	0,567
85	0,684
90	0,848
95	1,129
100	$\infty$

Sono molto utili le correlazioni tra le due grandezze  $U_m$  e  $T_v$ , espresse attraverso le relazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

$$T_v = \frac{(\pi/4) \cdot U_m^2}{(1 - U_m^{5.6})^{0.357}}$$

$$U_m = \frac{(4 \cdot T_v / \pi)^{0.5}}{\left[ 1 + \left( \frac{4T_v}{\pi} \right)^{2.8} \right]^{0.179}}$$

Quando i tempi di consolidazione risultano eccessivamente lunghi, il processo di consolidazione può essere accelerato attraverso l'installazione di dreni verticali e precarica.

I dreni previsti sono prefabbricati a nastro con disposizione a maglia quadrata ad interasse 1,5 m x 1,5 m.

Il modello teorico per il calcolo della consolidazione mediante dreni verticali, introduce l'ipotesi che il flusso in direzione verticale, sia trascurabile rispetto a quello in direzione radiale e che le deformazioni avvengano solo in direzione verticale.

La risoluzione dell'equazione della consolidazione (Barron, 1948), consente di ricavare che in presenza di dreni, il grado di consolidazione medio ( $U_h$ ) può essere valutato attraverso l'espressione:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}}$$

con:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$$

$c_h$  = coefficiente di consolidazione in presenza di solo flusso orizzontale =  $kh / mv \gamma_w$ ;

$kh$  = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

$mv$  = coefficiente di compressibilità monodimensionale;

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$d_e$  = diametro equivalente del cilindro di terreno che drena (pari a 1,13 volte il caso di disposizione a maglia quadrata);

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$n$  = rapporto tra il diametro  $d_e$  del cilindro di terreno e il diametro  $d_w$  del dreno.

Il valore di  $dw$  per i dreni prefabbricati a nastro si valuta in funzione del suo spessore ( $b$ ) e della sua larghezza ( $a$ ), attraverso l'espressione  $dw = 2(a+b)/p$ .

La soluzione espressa in precedenza, fa riferimento al caso ideale, dove il dreno possa essere installato senza effettuare alcun rimaneggiamento del terreno e senza resistenze al moto del fluido nel suo interno.

Per tener conto del rimaneggiamento (effetto "smear" – Hansbo, 1979, 1981) hanno suggerito di introdurre la seguente espressione di  $F(n)$ :

$$F_s = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_R} \ln(s) - 0.75$$

con:

$s$  = rapporto tra il diametro della zona disturbata  $ds$  e il diametro del dreno  $dw$ ;

$n$  = rapporto tra il diametro  $de$  del cilindro di terreno e il diametro  $dw$  del dreno;

$k_h$  = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

$k_R$  = coefficiente di permeabilità ridotta della zona adiacente il dreno a causa del disturbo;

L'influenza, della resistenza idraulica che si sviluppa all'interno dei dreni può essere messa in conto attraverso l'espressione:

$$F_R = \ln(n) - 0.75 + \pi \cdot z \cdot (2l - z) \cdot \frac{k_h}{q_w}$$

con:

$q_w$  = capacità idraulica del dreno =  $k_w A_w$ ;

$n$  = rapporto tra il diametro  $de$  del cilindro di terreno e il diametro  $dw$  del dreno;

$A_w$  = area del dreno;

$l$  = lunghezza caratteristica del dreno (pari a metà lunghezza se il dreno confina con due strati drenanti);

$z$  = generica profondità.

Poiché l'espressione proposta viene a dipendere dalla profondità ( $F$  è infatti funzione di  $z$ ) al fine di valutare il grado di consolidazione medio è necessario portare in conto un valore medio della resistenza idraulica, valutato a varie profondità  $z$  lungo la lunghezza caratteristica del dreno.

Nel caso di uno strato compressibile, in cui lo spessore  $h$  è interessato dai dreni solo per lo spessore  $h_1$ , il grado di consolidazione medio ( $U_m$ ), viene valutato, attraverso l'ipotesi che la consolidazione si sviluppi solo radialmente nel tratto interessato dai dreni  $h_1$  (da valutare tramite l' $U_h$ ) e solo verticalmente nel tratto  $h_2$  (da



valutare tramite il grado di consolidazione medio  $U_m$  stimato in base alla Teoria di Terzaghi), e sovrapponendo quindi gli effetti con la seguente espressione:

$$U_m = \frac{U_h \cdot \delta_1 + U_v \cdot \delta_2}{\delta_1 + \delta_2}$$

Con  $\delta_1$  e  $\delta_2$  i cedimenti rispetti dello strato interessato dai dreni ( $h_1$ ) e la restante porzione dello strato compressibile non interessata da dreni ( $h_2$ ).

### 12.1.3. Calcolo cedimenti dei rilevati

Il calcolo del cedimento è stato condotto tramite l'ausilio di fogli di calcolo. In funzione della natura incoerente o coesiva dei terreni di fondazione si è proceduto al calcolo delle seguenti componenti dei cedimenti totali attesi al piano di posa dei rilevati medesimi:

- Strati di natura incoerente: cedimento immediato (elastico);
- Strati di natura coesiva: cedimento immediato (elastico);
- cedimento di consolidazione primaria con valutazione del decorso nel tempo dello stesso;

Lo spessore della zona compressibile (di interesse per i cedimenti) è stato stabilito assumendo che, alla profondità per cui l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) risulta inferiore a  $(0.10)\sigma_v'$ , il contributo per il calcolo del cedimento indotto può essere considerato trascurabile.

Di seguito si riportano per i rilevati più significativi i principali risultati.

#### 12.1.3.1 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ135

Per il rilevato in esame (sezione n°119) è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto, con i relativi parametri fisici e di deformabilità.

RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZIONE 119 – ALTEZZA RILEVATO H=5.60 m				
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [MPa]	E <sub>edo</sub> [MPa]
Da 0 a – 6.0 m	Ug1	18	2.2	3
da -6.0 m a -9.0 m	Ug2	19	15	20
da -9.0 m a -15.0 m	Ug1	18	3.7	5
da -15 m a -19 m	Ug2	19	15	20
da -19 m a -22 m	Ug1	18	6	8

da -22 m a -23 m	Ug2	19	15	20
da -23 m a -26 m	Ug1	18	7.5	10
da -26 m a -28 m	Ug2	19	22	30
da -28 m	Ug1	18	7.5	10

Allo scopo di accelerare i cedimenti nel tempo si prevede la realizzazione di un rilevato di precarico con dreni a nastro in fondazione:

- Rilevato di precarica: altezza 1 m;
- Dreni a nastro prefabbricati tipo "Sandwich" profondità variabile da 6 m a 14 m in base al profilo geotecnico, in modo da intercettare gli strati sabbiosi, maglia 1.5x1.5m.

Di seguito sono riportati in forma grafica i risultati principali, ovvero:

- l'andamento in funzione del tempo del cedimento totale in assenza di interventi;
- l'andamento in funzione del tempo del cedimento in presenza di interventi.

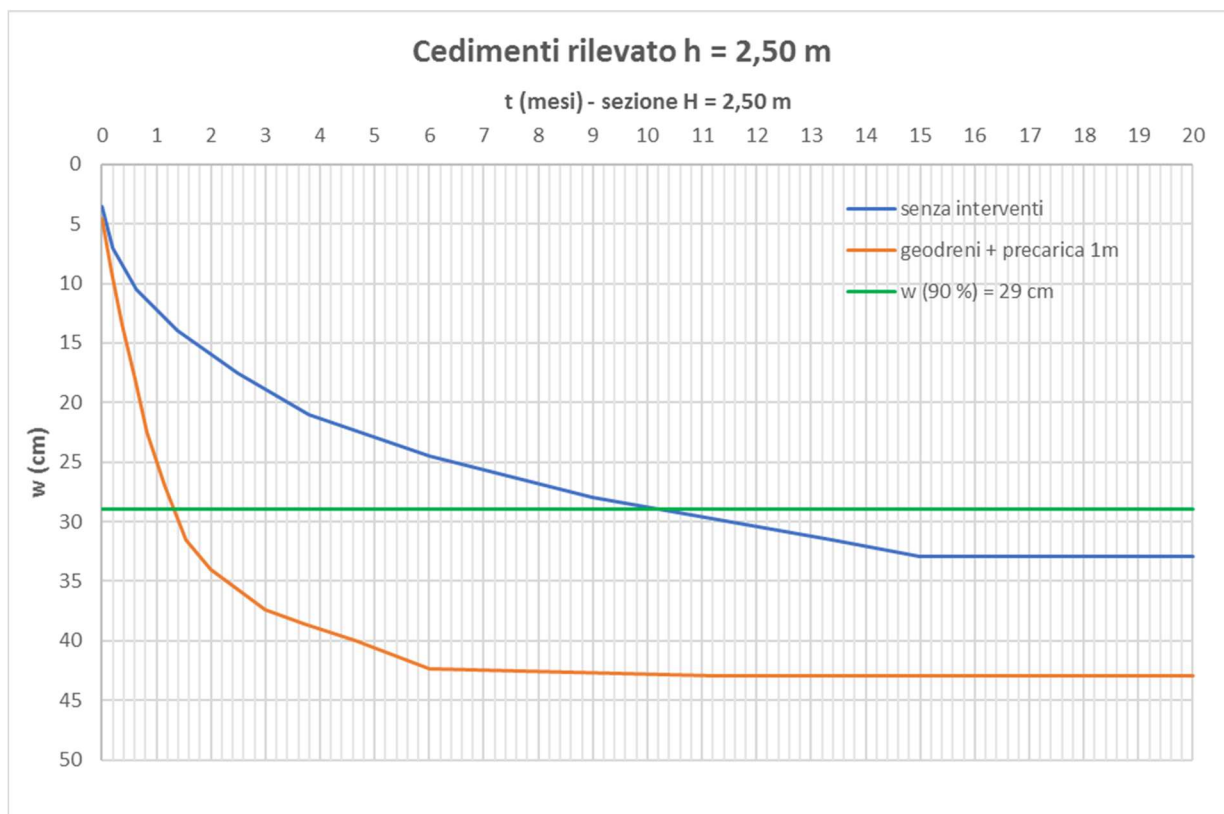


FIGURA 59 – RISULTATI CEDIMENTI RILEVATI IN ASSENZA DI INTERVENTI – ZONA ARMELLINA

Dal grafico precedente si evince che in assenza di interventi si raggiunge il 90% della consolidazione, corrispondente ad un cedimento pari a 29 cm, dopo circa 10 mesi. Tale tempo non è compatibile con i tempi di costruzione del rilevato; in presenza di interventi (precarica 1m + dreni verticali), come si può osservare dal grafico precedente, si raggiunge il 90% della consolidazione dopo circa 1,5 mesi.

### 12.1.3.2 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ 119

Per il rilevato in esame (sezione n°119) è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto, con i relativi parametri fisici e di deformabilità.

RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZIONE 119 – ALTEZZA RILEVATO H=5.60 m				
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [MPa]	E <sub>edo</sub> [MPa]
Da 0 a – 6.0 m	Ug1	18	2.2	3
da -6.0 m a -9.0 m	Ug2	19	15	20
da -9.0 m a -15.0 m	Ug1	18	3.7	5
da -15 m a -19 m	Ug2	19	15	20
da -19 m a -22 m	Ug1	18	6	8
da -22 m a -23 m	Ug2	19	15	20
da -23 m a -26 m	Ug1	18	7.5	10
da -26 m a -28 m	Ug2	19	22	30
da -28 m	Ug1	18	7.5	10

In questo caso si prevede la realizzazione di un rilevato fondato su pali trivellati FDP posti a interasse 3x3 m, lunghezza 20 m e geosintetici.

Di seguito sono riportati in forma grafica i risultati principali, ovvero:

- l'andamento in funzione del tempo del cedimento totale in assenza di interventi;
- l'andamento in funzione del tempo del cedimento in presenza di interventi.

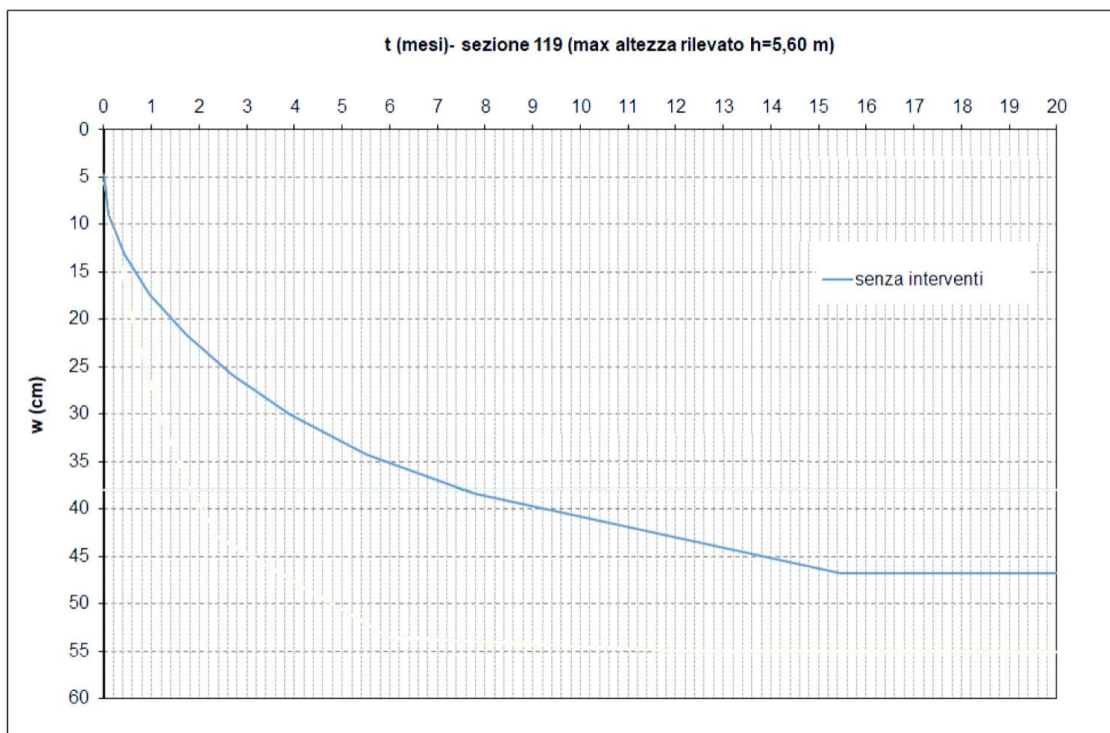


FIGURA 60 – RISULTATI CEDIMENTI RILEVATI IN ASSENZA DI INTERVENTI – ZONA ARMELLINA

Dal grafico precedente si evince che in assenza di interventi si raggiunge il 90% della consolidazione, corrispondente ad un cedimento pari a 38 cm, dopo circa 8 mesi. Tale tempo non è compatibile con i tempi di costruzione del rilevato; in presenza di interventi (fondazione su pali trivellati FDP e geosintetici) si trasmettono buona parte dei carichi tramite i pali trivellati FDP per attrito laterale agli strati più profondi e i cedimenti risultano essere di pochissimi cm.

Una stima  $w_s$  di un palo singolo può essere ottenuta con la formulazione analitica di Randolph:

Calcolo cedimenti - Metodo di Randolph		
Raggio del palo	$r_0$ [m] =	0.25
Lunghezza del fusto	$L$ [m] =	20.00
Resistenza a taglio lungo il fusto (media)	$\tau_0$ [Mpa] =	41000
Coefficiente variabile tra 3 e 5	$\zeta$ =	4
Modulo di compressibilità	$E'$ [Mpa] =	2
Coefficiente di Poisson	$\nu$ =	0.3
Modulo tangenziale del terreno	$G_s$ [Mpa] =	0.769
Carico	$P_s$ [kN] =	781
<b>Cedimento del palo</b>	<b><math>w_s</math> [mm] =</b>	<b>32</b>

Il cedimento del palo è di 32 mm, compatibile con la tipologia di opera.

### 12.1.3.3 RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZ. 131-132

Per il rilevato in esame (sezione n°131-132) di altezza 4,0 m è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto, con i relativi parametri fisici e di deformabilità.

RILEVATO ZONA ARMELLINA – SEZIONE 131-132				
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [MPa]	E <sub>edo</sub> [MPa]
Da 0 a – 14.0 m	Ug1	18	2.2	3
da -14.0 m a -19.0 m	Ug2	19	15	20
da -19.0 m a -22.0 m	Ug1	18	5.5	7.5
da -22 m a -23 m	Ug2	19	15	20
da -23 m a -26 m	Ug1	18	6	8
da -26 m a -27 m	Ug2	19	15	20
da -28 m	Ug1	18	7.5	10

Anche in questo caso si prevede la realizzazione di un rilevato fondato su pali trivellati FDP posti a interasse 3x3 m, lunghezza 20 m e geosintetici.

Di seguito sono riportati i risultati principali:

- l'andamento in funzione del tempo del cedimento totale, in assenza di interventi;
- la stima dei cedimenti con interventi, assimilabili con il cedimento del singolo palo.

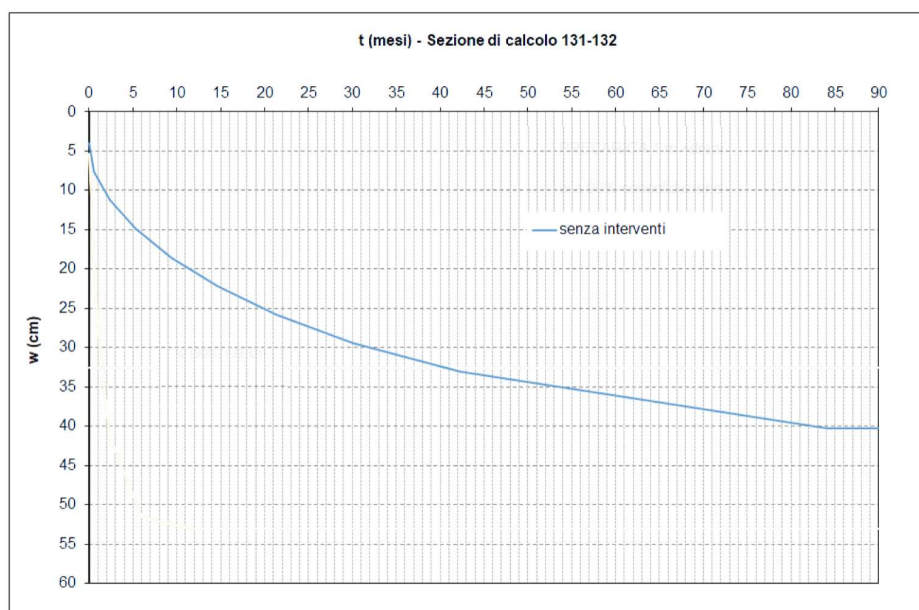


FIGURA 61 – RISULTATI CEDIMENTI RILEVATI IN ASSENZA DI INTERVENTI –ZONA ARMELLINA

Dal grafico precedente si evince che in assenza di interventi si raggiunge il 90% della consolidazione, corrispondente ad un cedimento pari a 36 cm, dopo circa 42 mesi. Tale tempo non è compatibile con i tempi di costruzione del rilevato; in presenza di interventi . Tale tempo non è compatibile con i tempi di costruzione del rilevato; in presenza di interventi (fondazione su pali trivellati FDP e geosintetici) si trasmettono buona parte dei carichi tramite i pali trivellati FDP per attrito laterale agli strati più profondi e i cedimenti risultano essere di pochissimi cm.

Una stima  $w_s$  di un palo singolo può essere ottenuta con la formulazione analitica di Randolph:

Calcolo cedimenti - Metodo di Randolph		
Raggio del palo	$r_0$ [m] =	0.25
Lunghezza del fusto	$L$ [m] =	20.00
Resistenza a taglio lungo il fusto (media)	$\tau_0$ [Mpa] =	41000
Coefficiente variabile tra 3 e 5	$\zeta$ =	4
Modulo di compressibilità	$E'$ [Mpa] =	2
Coefficiente di Poisson	$\nu$ =	0.3
Modulo tangenziale del terreno	$G_s$ [Mpa] =	0.769
Carico	$P_s$ [kN] =	692
<b>Cedimento del palo</b>	<b><math>w_s</math> [mm] =</b>	<b>29</b>

Il cedimento del palo è di 29 mm, compatibile con la tipologia di opera.

#### 12.1.3.4 RILEVATO ZONA CALVECCHIA – SEZ. 47-48

Per il rilevato in esame (sezione n°47-48) è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto, con i relativi parametri fisici e di deformabilità.

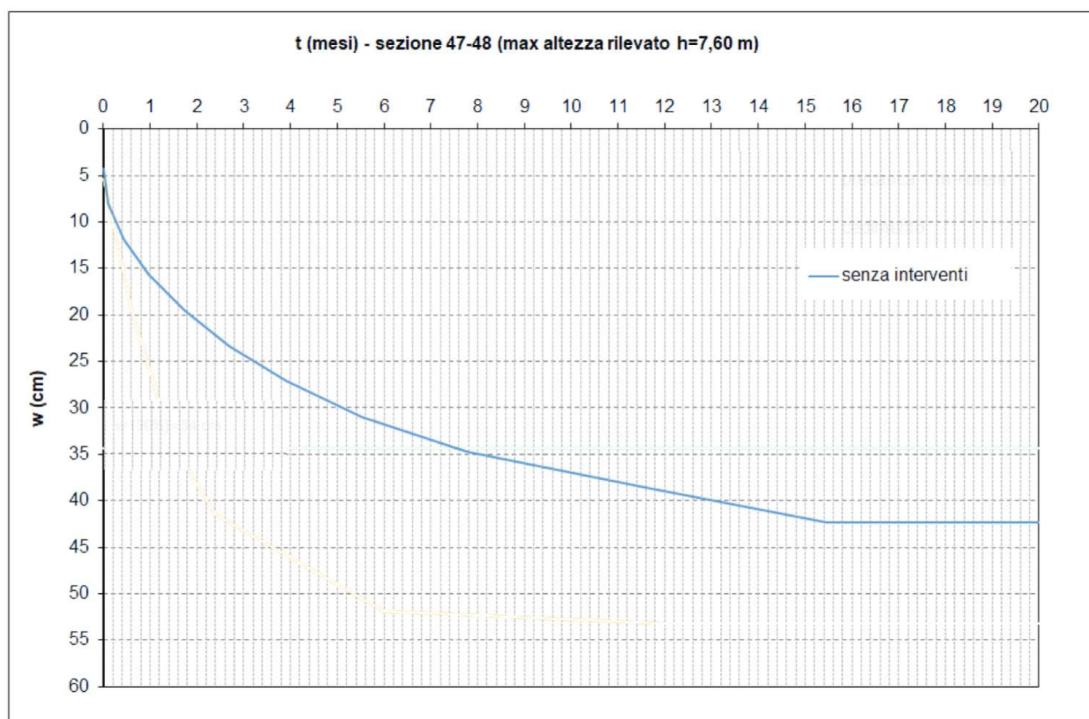
RILEVATO ZONA CALVECCHIA – SEZIONE 47-48				
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [MPa]	E <sub>edo</sub> [MPa]
Da 0 a - 3.0 m	Ug1	18	2.2	3
da -3.0 m a -5.0 m	Ug3	19	11	15
da -5.0 m a -8.0 m	Ug2	19	15	20
da -8 m a -9.0m	Ug1	18	4.5	6
da -9.0 m a -11.0 m	Ug2	19	15	20
da -11.0 m a -14.0 m	Ug1	18	4.5	6
da -14.0 m a -16.0 m	Ug2	19	22	30
da -16.0 m a -20.0 m	Ug1	18	6.5	9
da -20.0 m a -22.0 m	Ug2	19	22	30
da -20.0 m	Ug1	18	8	11

Anche in questa zona è prevista la realizzazione di fondazioni su pali trivellati FDP, con interasse 3x3 m e lunghezza 24 m e geogriglie.

Di seguito sono riportati i risultati principali:

- l'andamento in funzione del tempo del cedimento totale, in assenza di interventi;
- la stima dei cedimenti con interventi, assimilabili con il cedimento del singolo palo.





**FIGURA 62 – RISULTATI CEDIMENTI RILEVATI IN ASSENZA DI INTERVENTI –ZONA CALVECCHIA**

Dal grafico precedente si evince che in assenza di interventi si raggiunge il 90% della consolidazione, corrispondente ad un cedimento pari a 38 cm, dopo circa 7 mesi. Tale tempo non è compatibile con i tempi di costruzione del rilevato; in presenza di interventi (fondazione su pali e geosintetici) si trasmettono buona parte dei carichi tramite i pali trivellati FDP per attrito laterale agli strati più profondi e i cedimenti risultano essere di pochissimi cm.

Una stima  $w_s$  di un palo singolo può essere ottenuta con la formulazione analitica di Randolph:

Calcolo cedimenti - Metodo di Randolph		
Raggio del palo	$r_0$ [m] =	0.25
Lunghezza del fusto	$L$ [m] =	24.00
Resistenza a taglio lungo il fusto (media)	$\tau_0$ [Mpa] =	41000
Coefficiente variabile tra 3 e 5	$\zeta$ =	4
Modulo di compressibilità	$E'$ [Mpa] =	2
Coefficiente di Poisson	$\nu$ =	0.3
Modulo tangenziale del terreno	$G_s$ [Mpa] =	0.769
Carico	$P_s$ [kN] =	920
<b>Cedimento del palo</b>	<b><math>w_s</math> [mm] =</b>	<b>32</b>

Il cedimento del palo è di 32 mm, compatibile con la tipologia di opera.

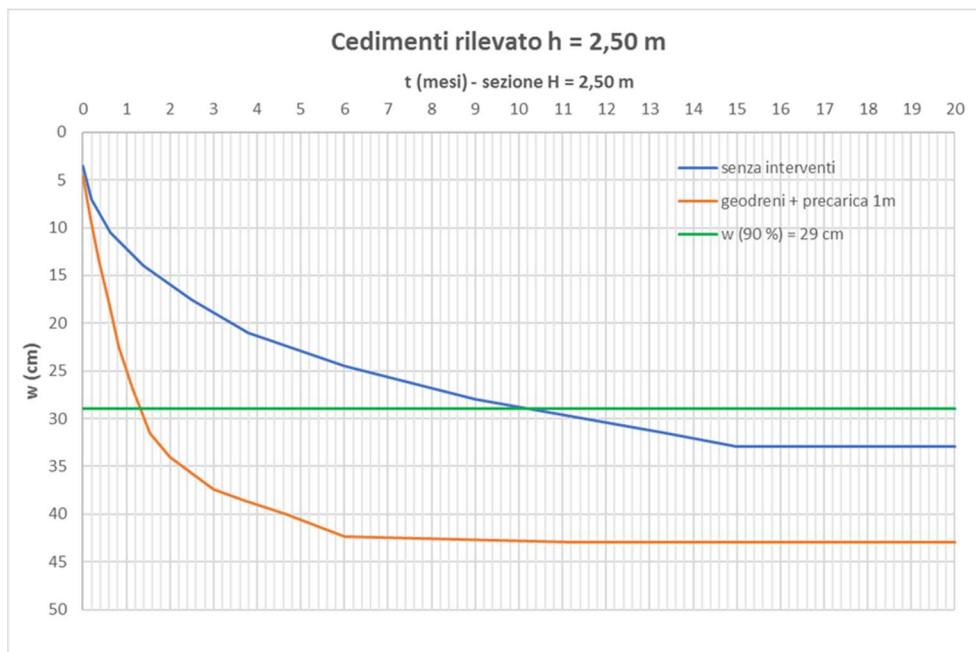


#### 12.1.4. Considerazioni sui cedimenti differenziali

Lungo il tracciato della variante in oggetto sono presenti tratti di rilevato fondati su pali e geosintetici (altezza superiore a 2,50 m), necessari per garantire la stabilità globale rilevato-fondazione, alternati a tratti non fondati su pali.

Per il rilevato non fondato su pali è prevista una precarica di un metro unita alla realizzazione di geodreni a nastro posti a interasse 1,5 x 1,5 m.

Questo accorgimento fa in modo di espletare il 90 % dei cedimenti in circa un mese e mezzo, come si può evincere dal grafico riproposto in seguito.



Restano da espletare, nel lungo termine, solo 3-4 cm di cedimento, compatibili con i cedimenti dei rilevati fondati su pali, pari a circa 3 cm.

Per buona tecnica, nei tratti di transizione si dispone il diradamento dei pali di fondazione, aumentando l'interasse da 3,0 m a 4,5 m, in modo da rendere più graduale la transizione tra i tratti di tracciato realizzati con tecnologie diverse.

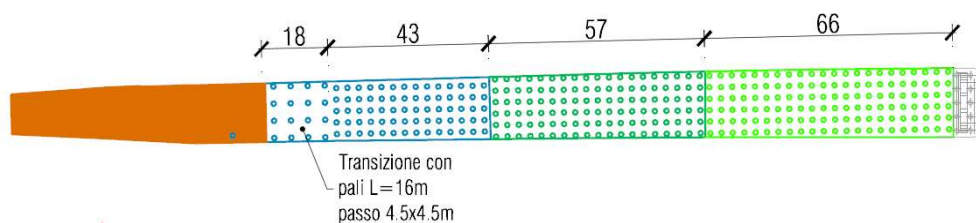


FIGURA 63 – SCHEMA DISPOSIZIONE PALI – DIRADAMENTO ZONA DI TRANSIZIONE

## **13. BONIFICA**

---

Il tracciato in esame è caratterizzato da estesi rilevati di altezza variabile. Tali rilevati sono impostati su terreni di natura alluvionale di modeste caratteristiche meccaniche, dominati dalla presenza di orizzonti, continui alla scala dell'intervento, di materiali limosi e argillosi tendenzialmente normalconsolidati, in alternanza a livelli di natura prevalentemente sabbiosa.

Suddividendo le tecnologie realizzative in base alla loro localizzazione lungo il tracciato si ha:

### **Località Armellina:**

- Altezze di rilevato inferiore ai 2,50 m: bonifica del piano di posa di 30+70 cm
- Altezze di rilevato comprese tra 2,50 e 5,60 m: fondazioni su pali prefabbricati di lunghezza 15 m e geogriglia di rinforzo – bonifica 30 cm;

### **Località Calvecchia:**

- Altezze di rilevato inferiore ai 2,50 m: bonifica del piano di posa di 30+70
- Altezze di rilevato comprese tra 2,50 e 4 m: fondazioni su pali prefabbricati trivellati FDP di lunghezza 16 m e geogriglia di rinforzo - bonifica 30 cm;
- Altezze di rilevato comprese tra 4 e 7,60 m: fondazioni su pali prefabbricati trivellati FDP di lunghezza 20 m e geogriglia di rinforzo – bonifica 30 cm;

In caso di rilevati su pali la bonifica va effettuata prima della realizzazione dei pali.

## 14. CAPACITA'PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE - CAVALCAVIA CALVECCHIA

Relativamente alle fondazioni su pali, ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare il secondo approccio del NTC che prevede un'unica analisi valida sia per le verifiche di tipo strutturale sia per le verifiche di tipo geotecnico:

Approccio 2): A1 + M1 + R3

Il valore di progetto delle azioni ( $E_d$ ) è stato ricavato dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV, a partire dai valori caratteristici (permanenti e variabili) opportunamente amplificati mediante i coefficienti parziali  $\gamma_F$

Il valore di progetto della resistenza del palo ( $R_d$ ) nei confronti dei carichi assiali è stato ottenuto a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie lungo il fusto ( $R_{lat,cal}$ ) e alla base ( $R_{b,cal}$ ), ridotti mediante il coefficiente riduttivo  $\xi_3$ , funzione del numero di verticali indagate (cfr.6.4.VI del NTC08), per ottenere i valori caratteristici ( $R_{lat,k}$  e  $R_{b,k}$ ) ai quali sono stati poi applicati i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_R$  (cfr. - Tab. 6.4.II del NTC18).

Nella determinazione dei valori delle resistenze caratteristiche è stato assunto un valore di  $\xi$  pari a 1.60.

### 14.1. Resistenza di calcolo dei pali di fondazione

Le resistenze di calcolo delle palificate di fondazione per le verifiche agli stati limite ultimi di collasso sotto azioni verticali ( $R_{c,cal}$ ) ed orizzontali ( $R_{tr,cal}$ ) sono valutate a partire dai valori di resistenza di calcolo del palo singolo, tenendo opportunamente conto, attraverso un coefficiente di efficienza stabilito di volta in volta, dell'interazione tra pali.

Azioni verticali

La resistenza di calcolo di un palo soggetto ad azioni verticali di compressione ( $R_{c,cal}$ ) è valutata in maniera convenzionale, sommando i due contributi di resistenza della base del palo ( $R_{b,cal}$ ) e della sua superficie laterale ( $R_{s,cal}$ ):

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} = \left( \pi \cdot d^2 / 4 \right) \cdot p_{lim} + \pi \cdot d \cdot \int_0^L \tau_{lim} \cdot dz$$

I valori delle resistenze unitarie  $p_{lim}$  e  $\tau_{lim}$  che compaiono nella precedente espressione sono stati desunti dalle cosiddette formule statiche:

in terreni incoerenti

$$p_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{vL} + N_c \cdot c$$

$$\tau_{lim,z} = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

in cui  $N_q$  e  $N_c$  sono coefficienti di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno, della tecnologia esecutiva (Kishida, 1967) e della snellezza del palo  $L/d$  (Beretzantzev et al., 1961 e Beretzantzev, 1965);

$\sigma_{vL}$  è la tensione verticale geostatica efficace alla profondità  $z = L$  della punta del palo;  $c$  è la coesione del terreno alla stessa profondità;  $k$  (assunto pari a 0.7) è il coefficiente di spinta lungo la superficie laterale (funzione della tecnologia esecutiva);  $\mu$  è coefficiente di attrito palo-terreno (pari a  $\tan\phi$  per pali gettati in opera);  $\sigma'_{vz}$  è la tensione verticale geostatica efficace alla generica profondità  $z$ .

in terreni coesivi

$$p_{lim} = \sigma_{vL} + 9c_u$$

$$\tau_{lim,z} = \alpha \cdot c_u$$

in cui  $c_u$  è la resistenza al taglio del terreno in condizioni non drenate disponibile alla punta e lungo il fusto del palo;  $\alpha$  è un coefficiente, funzione di  $c_u$  e della tecnologia esecutiva del palo. Nel calcolo è stato assunto un valore di  $\alpha = 1$

## 14.2. Stratigrafia di riferimento

Per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile del cavalcavia Calvecchia è stata individuata la seguente stratigrafia di riferimento con i relativi parametri fisici e meccanici.

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO – CAVALCAVIA CALVECCHIA					
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]
Da 0 a - 3.0 m	Ug1	18	-	-	-
da -3.0 m a -5.0 m	Ug3	19	30	0	-

da -5.0 m a -8.0 m	Ug2	19	33	0	-
da -8 m a -9.0m	Ug1	18	-	-	$0.22\sigma'_v$
da -9.0 m a -11.0 m	Ug2	19	33	0	-
da -11.0 m a -14.0 m	Ug1	18	-	-	$0.22\sigma'_v$
da -14.0 m a -16.0 m	Ug2	19	33	0	-
da -16.0 m a -20.0 m	Ug1	18	-	-	$0.22\sigma'_v$
da -20.0 m a -22.0 m	Ug2	19	33	0	-
da -20.0 m	Ug1	18	-	-	$0.22\sigma'_v$

### 14.3. Sollecitazioni sui pali di fondazione

Lo sforzo normale massimo si ha con la combinazione SLU min, ed è pari a 3178 kN

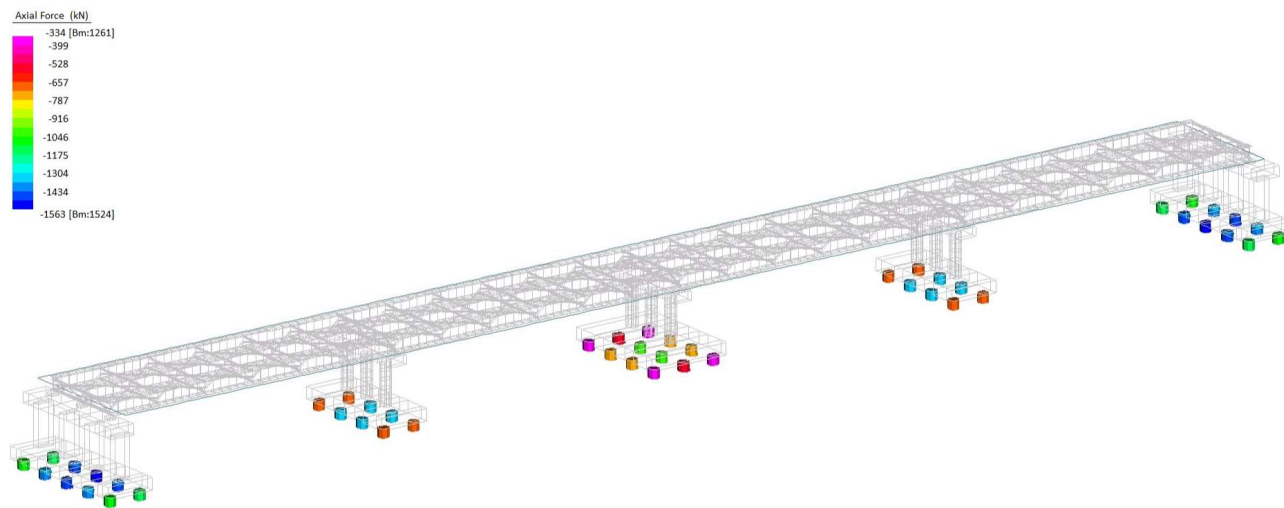


FIGURA 64 – SFORZO NORMALE SLU MAX

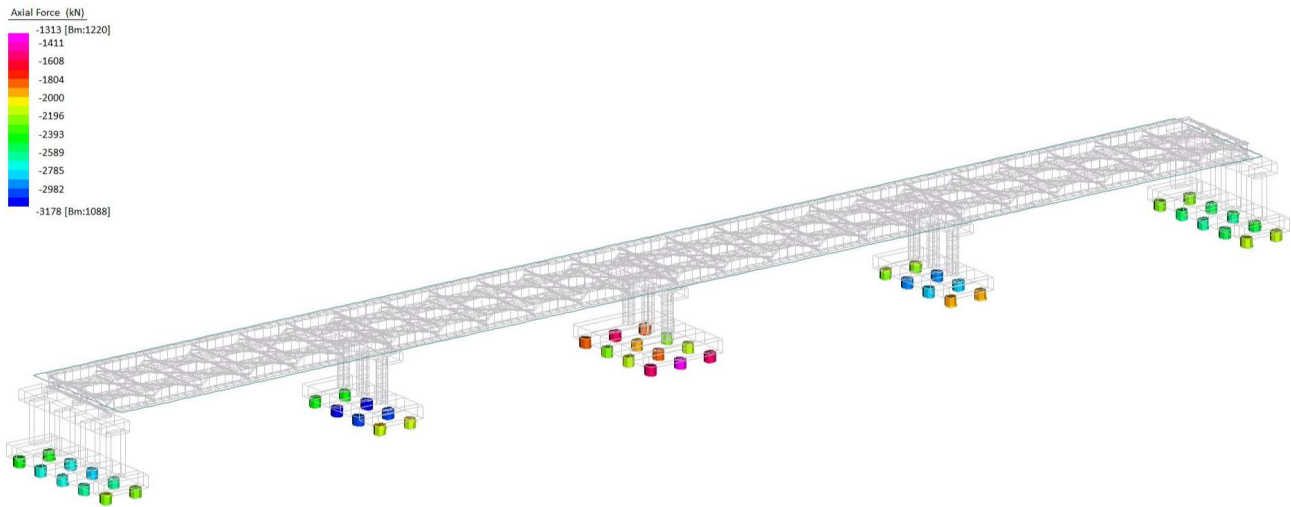


FIGURA 65 – SFORZO NORMALE SLU MIN

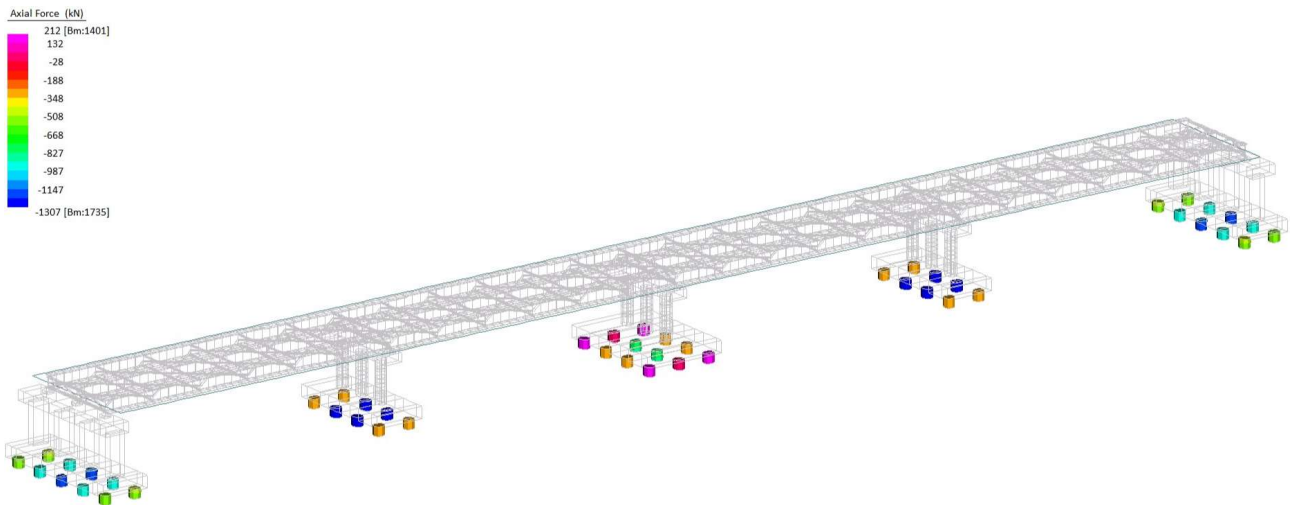


FIGURA 66 – SFORZO NORMALE SLV MAX

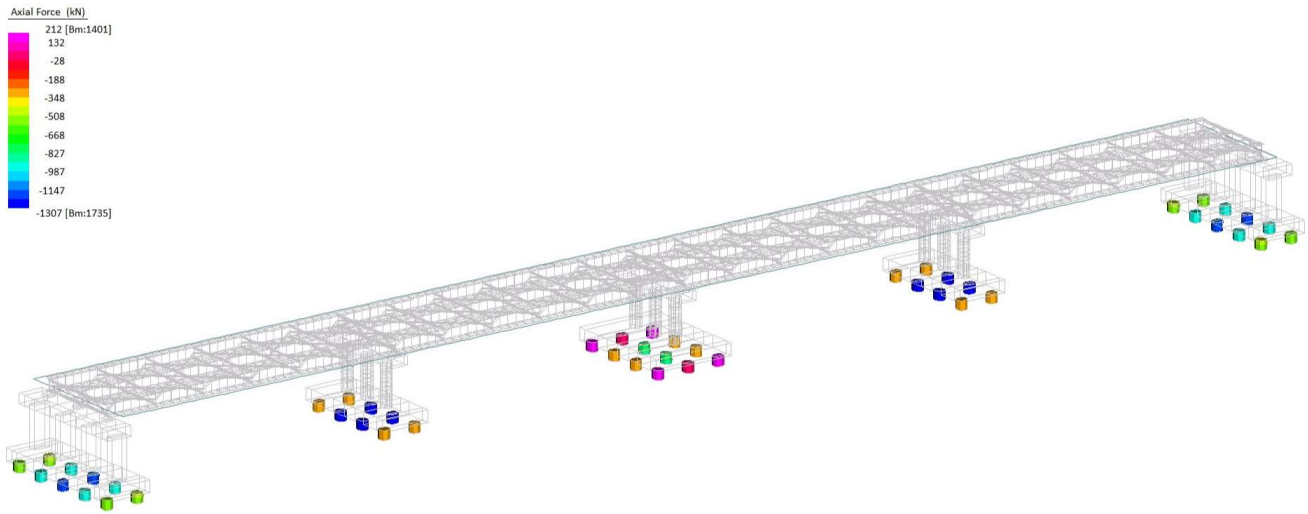


FIGURA 67 – SFORZO NORMALE SLV MIN

## 14.4. Calcolo della capacità portante

Risulta necessario realizzare pali di fondazione di diametro 1200 mm di profondità 35 m, con capacità portante in condizioni A1+M1+R3 di 3262 kN, superiore alla sollecitazione massima di progetto.

CAPACITÀ PORTANTE PALI TRIVELLATI L=35 m										OPERA: Rilevato Zona Calvecchia - San Donà di Piave														
Quota falda					E' STATO INSERITO LO STRATO DI SEPARAZIONE FALDA COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA																			
Quota testa palo					COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA																			
Quota punta palo					COMPATIBILE CON LA STRATIGRAFIA																			
Diametro palo																								
Sovraccarico a pieno campagna																								
Lunghezza attiva palo																								
STRATIGRAFIA																								
Strato n.	Quota sup. strato [m]	H strato [m]	$\gamma/\gamma'$ [KN/m <sup>3</sup> ]	C <sub>u</sub> [kPa]	C/G	$\alpha$	$\psi'$ [°]	$\mu$	K															
1	0.0	3.0	8.0	0.6	C	1.00	30	1.00	0.41															
2	-3.0	2.0	9.0	G		-	33	1.00	0.46															
3	-5.0	3.0	9.0	G		-	33	1.00	-															
4	-8.0	1.0	8.0	C	18.1	1.00	-	-	-															
5	-9.0	2.0	8.0	G		-	30	1.00	0.41															
6	-11.0	3.0	8.0	C	23.5	1.00	-	1.00	-															
7	-14.0	2.0	9.0	G		-	30	1.00	0.41															
8	-16.0	8.0	8.0	C	37.2	1.00	-	-	-															
9	-24.0	13.3	8.0	C	55.9	1.00	-	-	-															
10	-37.3	-	-	-	-	-	-	-	-															
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-															
PORTATA LATERALE LIMITE										Rs	5314.5	[kN]												
PORTATA LIMITE DI PUNTA										Rb	688.4	[kN]												
SL Portata a compressione										Appr. 1	A1+M1+R1	3751.80	[kN]	Appr. 2	A2+M1+R2	3262.44	[kN]							
SL Portata a trazione												3321.57	[kN]			2657.26	[kN]							



## 14.5. Curve di capacità portante

Di seguito si riportano le curve di capacità portante dei pali di fondazione sia a compressione che a trazione. La stratigrafia di riferimento è riportata nel profilo geotecnico T00GEOOGETFG04 allegato al presente progetto.

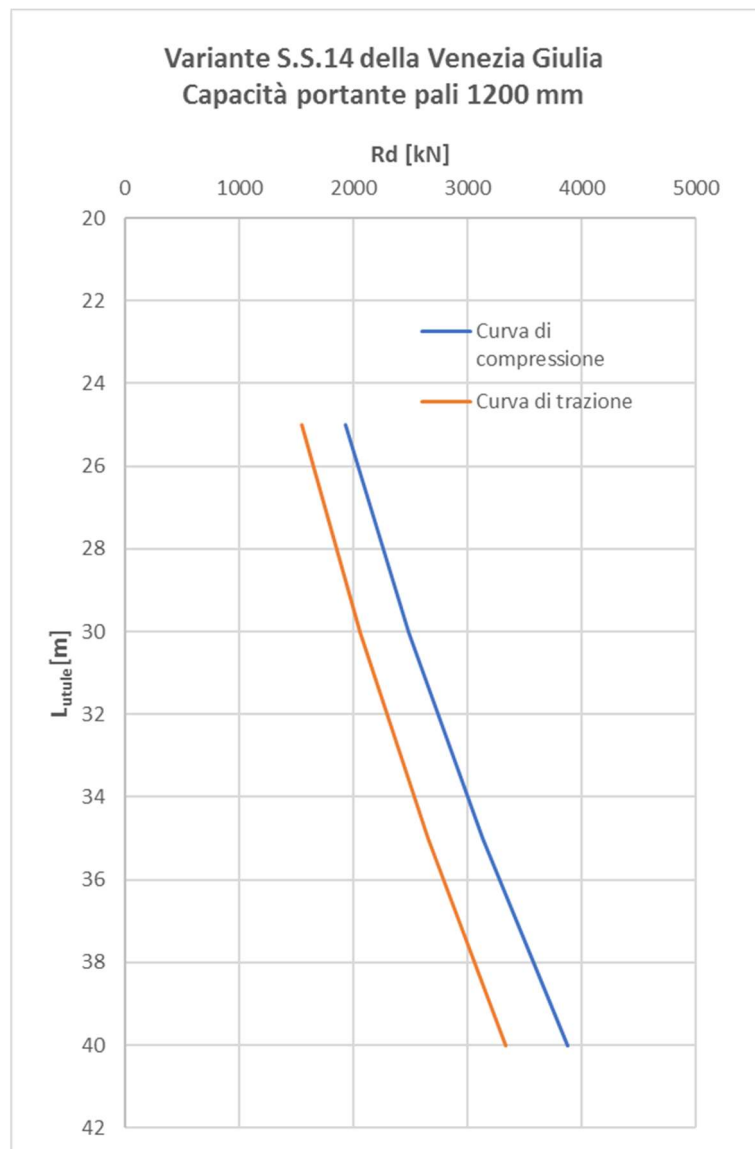


FIGURA 68 – CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE E A TRAZIONE – PALI 1200

## 15. VALIDAZIONE CODICE DI CALCOLO

Per validare il codice di calcolo LEM è stato risolto un caso semplificato in modo analitico, in modo da confrontare direttamente i risultati con quelli ottenuti tramite software.

Si riporta la teoria dell'equilibrio limite.

per il terreno molle:  $c' \rightarrow c_u$   
 $\phi' \rightarrow \phi_u = 0$

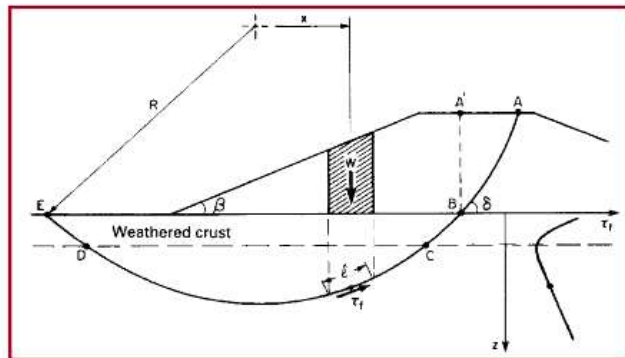
La resistenza non dipende dalla tensione normale e le forze di interconco si compensano.

La superficie di scivolamento è circolare (come nella trattazione della capacità portante delle fondazioni).

I momenti delle forze peso per la porzione sotto il piano campagna si compensano.

Il rapporto tra momenti stabilizzanti e instabilizzanti è:

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{inst}} = \frac{\sum c_u l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$



Per la verifica  $R_d/E_d \geq 1$  si confrontano i momenti stabilizzante ed instabilizzante, ottenendo:

$$\frac{1}{\gamma_R} \sum \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \geq \sum W_i \sin \alpha_i$$

Si possono sostituire le sommatorie con le risultanti.

Per la verifica  $R_d/E_d \geq 1$  si confrontano i momenti stabilizzante ed instabilizzante, ottenendo:

$$\frac{1}{\gamma_R} \sum \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \geq \sum W_i \sin \alpha_i$$

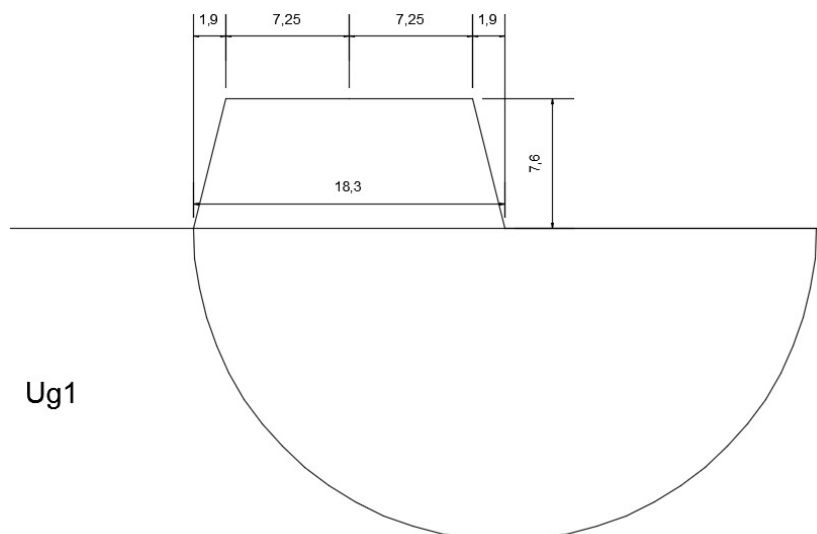
Si possono sostituire le sommatorie con le risultanti.

Nel 2° membro, per simmetria i momenti dei pesi delle porzioni sotto il p.c. si compensano e rimane il momento del peso  $W_E$  della porzione di rilevato delimitato dalla superficie di scivolamento.

Detta  $d_g$  la distanza del baricentro dal centro di rotazione, si scrive:

$$\frac{c_u L r}{\gamma_R \gamma_{cu}} \geq W_E d_g$$

Nel caso in esame si trascurano tutti i terreni coerenti presenti e si assume una  $c_u$  media di calcolo non migliorata e di 20 kPa. Si considera il seguente schema di calcolo:

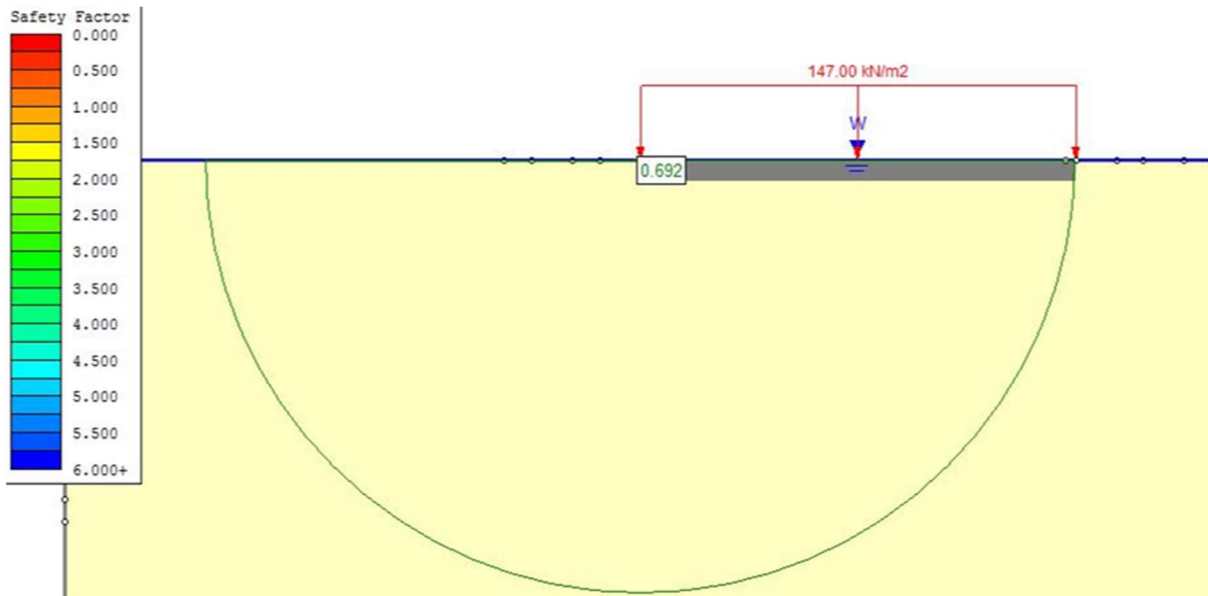


Si ottiene:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 16570 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{\text{instabilizzante}} = 24137 \text{ kN}\cdot\text{m}$

FS = 0,686



Lo stesso calcolo è stato effettuato nelle stesse condizioni (solo materiale argilloso) e sulla stessa superficie di rottura con il programma di calcolo LEM: il fattore di sicurezza è paragonabile (0,692) e verifica la correttezza del software.