

**NUOVA S.S.291
COLLEGAMENTO SASSARI - ALGHERO - AEROPORTO**

Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas - Alghero
e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

*Dott. Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI
Ordine Ing. di Roma n. 19116*

*Dott. Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Arch. di Roma n. 16183*

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. SALVATORE FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

GEOLOGIA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S C D 1 6 0 1

NOME FILE

T00GE00GETRE01_A.dwg

REVISIONE

CODICE
ELAB.

T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 1

A

-

D

C

B

A

Nuova emissione a seguito indirizzo MIT del 11-05-2016

SET 2017

Ing.

Ing.

Ing.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**S.S. 291 "DELLA NURRA" – LAVORI DI COSTRUZIONE DEL 1° LOTTO DA
MAMUNTANAS – ALGHERO E DEL 4° LOTTO DI COLLEGAMENTO CON
L'AEROPORTO DI ALGHERO
- PROGETTO DEFINITIVO -**

Relazione Geotecnica Generale

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	4
2.1	Normativa e raccomandazioni tecniche	4
2.2	Riferimenti progettuali	4
2.3	Riferimenti bibliografici e progettuali	4
3	ELEMENTI GEOLOGICI DI INQUADRAMENTO	5
3.1	Modello geologico locale	5
3.2	Schema idrogeologico	5
4	INDAGINI GEOTECNICHE	6
4.1	Indagini geotecniche – Lotto I	6
4.2	Indagini geotecniche – Lotto IV	8
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
5.1	Inquadramento geotecnico di insieme	9
5.2	Criteri di elaborazione delle indagini in roccia e caratterizzazione degli ammassi	10
5.3	Unità Geotecnica: Ug1	14
5.4	Unità Geotecnica:Ug2 e Ug3	17
5.5	Unità Geotecnica:Ug4	21
5.6	Unità Geotecnica:Ug5	23
5.7	Unità Geotecnica:Ug6	24
5.8	Unità Geotecnica:Ug7	27
5.9	Unità Geotecnica: Ug8	29
5.10	Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti maggiori – Lotto I	30
5.10.1	Viadotto Rio Serra	30
5.10.2	Viadotto Rio Calvia I	31
5.10.3	Viadotto Rio Calvia II	33
5.10.4	Farfalla Ferroviaria A	34
5.10.5	Farfalla Ferroviaria B	35
5.11	Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arte – Lotto 4	36
5.11.1	Viadotto Ferrovia	36

5.11.1.1	Stima cedimenti spalla SP1	37
5.11.1.1.1	Metodologia di calcolo	37
5.11.1.1.2	Decorso dei cedimenti in presenza di dreni	38
5.11.1.1.3	Cedimenti secondari	41
5.11.1.1.4	Calcolo cedimenti	42
5.11.2	Viadotto Rio Sassu	44
6	INQUADRAMENTO SISMICO	46
6.1	Azione Sismica	46
6.2	Categoria di sottosuolo e risposta sismica locale	47
7	ANALISI DI STABILITA	48
7.1	Stabilità dei rilevati – lotto 1	48
7.2	Stabilità dei rilevati – lotto 4	56

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra le problematiche geotecniche relative al Progetto Definitivo del lotto 1 e del lotto 4 della nuova S.S. 291. In particolare l'intervento è relativo al completamento del collegamento tra le città di Sassari, Alghero e l'aeroporto di Alghero. La nuova infrastruttura si innesta presso Sassari sulla SS131 ed è parzialmente già realizzata fino alla località di Olmedo (lotti 2 e 3) , presso lo svincolo di Mamuntanas, dove viene attualmente collegata alla SS 127 bis. Il lotto 1° completa l'itinerario a 4 corsie da Sassari ad Alghero, ed ha una estensione di circa 4,1 km sull'asse principale e 3,2 km sulla bretella di circonvallazione dell'abitato di Alghero. Il 4° lotto, relativo alla bretella per il collegamento all'aeroporto Fertilia, ha un'estensione di circa 3.2 km di nuova viabilità a due corsie.

La normativa di riferimento per il progetto in esame è quella di cui alle NTC 2008.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 Normativa e raccomandazioni tecniche

- [1] D.M. del 14.01.2008 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”* (G.U. n.29 del 04.02.2008).
- [2] Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).

2.2 Riferimenti progettuali

- [3] T00GE00GEORE01 - *“Relazione geologica e idrogeologica”*
- [4] T00GE00GEOPU01÷9_A - *“Planimetria ubicazione indagini geognostiche”*
- [5] T00GE00GEORE02÷8_A - *“Documentazione indagini geognostiche e geofisiche”*
- [6] T00GE00GEOCG01÷12_A - *“Carta geologica”*
- [7] T00GE00GEOFG01÷12_A - *“Profilo geologico”*

2.3 Riferimenti bibliografici e progettuali

- [8] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1997) *“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”*.
- [9] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) *“Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”*.

3 ELEMENTI GEOLOGICI DI INQUADRAMENTO

L'inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico generale del sito è ricavabile dalla documentazione geologica di progetto e, in particolare, dalla relazione geologica (rif. [3]). Un inquadramento a grande scala è ricavabile dall'esame della Carta Geologica generale di progetto (rif. [6]).

3.1 Modello geologico locale

Per il lotto 1 le opere previste in progetto ricadono in un'area caratterizzata dalla presenza di un substrato roccioso calcareo (*Formazione di Capo Caccia, Formazione di Grascioleddu e la Formazione di Punta Cristallo*) poco profondo, talora subaffiorante ad eccezione di alcuni tratti in cui il substrato appare ribassato a seguito di movimenti tettonici che hanno creato una struttura a gradini. Tale ammasso litoide risulta ricoperto da depositi olocenici e pleistocenici dell'area continentale. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato.

Per il lotto 4 invece le opere previste in progetto ricadono in parte su un'area caratterizzata dalla presenza di un substrato Marnoso, appartenete alla formazione di Brunestica, e in parte su depositi torbosi pleistocenici, costituiti principalmente da argilla limosa con livelli torbosi. L'ammasso marnoso risulta inoltre ricoperto da depositi olocenici e pleistocenici dell'area continentale e il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato.

3.2 Schema idrogeologico

Lo schema idrogeologico rappresentativo lungo il tracciato è differenziabile in funzione delle formazioni geologiche rilevate.

Complesso calcareo-dolomitico mesozoico:

Questo complesso è costituito da formazioni caratterizzate dalla presenza di fratture nella roccia in continua evoluzione a causa dei processi carsici dovuti all'azione chimico-fisica esercitata dalle acque di infiltrazione. Tale fenomeno può portare alla creazione di canali e caverne all'interno dell'ammasso roccioso. Inoltre, le rocce appartenenti a tale complesso idrogeologico sono caratterizzate dalla presenza di fratturazioni dovute all'azione esercitata dalla tettonica. Per tali motivi la permeabilità secondaria per fratturazione e carsismo risulta molto elevata, assumendo valori medio-alti.

Complesso vulcanico oligo-miocenico:

Tale complesso vulcanico è suddiviso in diversi membri a permeabilità differente che presentano valori di permeabilità media per fessurazione o da bassa a media per porosità locali.

Complesso quaternario dei depositi sabbiosi eolici e alluvionali, palustri ed eolici:

A questo complesso appartengono i depositi pleistocenici. Presentano potenza variabile fino a qualche metro, poggiano generalmente sulle sequenze calcareo-dolomitiche e sono sede di una certa circolazione idrica, avendo una permeabilità media per porosità.

4 INDAGINI GEOTECNICHE

Nel corso della progettazione le aree di progetto (*lotto I e IV*) sono state indagate con una serie di sondaggi e prove eseguite in sito e in laboratorio.

Le indagini, opportunamente geo referenziate, hanno consentito di definire, congiuntamente al rilevamento diretto di campagna degli elementi geologici e geo-strutturali, il quadro geotecnico di riferimento e le conseguenti interpretazioni con il progetto. L'ubicazione di tutte le indagini geotecniche è riportata negli elaborati T00GE00GEOPU01 ÷ 9 (rif. [4]).

4.1 Indagini geotecniche – Lotto I

Il tratto in esame – lotto I – è stato oggetto, a varie riprese, nell'ambito dei progetti limitrofi, di attività di indagine geognostica. Nell'ambito delle attività propedeutiche allo studio geologico è stata innanzitutto effettuata la raccolta di tutti i dati ad esse riferiti, comprendenti stratigrafie di sondaggio, prospezioni sismiche, prove di laboratorio e relativa documentazione fotografica. Premesso ciò, nell'area in esame sono state eseguite indagini geotecniche in corrispondenza delle fasi progettuali susseguitesì. Nello specifico:

- ✓ Campagna di indagine geotecnica del 2004 relativa al Progetto Definitivo;
- ✓ Campagna di indagine geotecnica del 2012 relativa al Progetto Definitivo;
- ✓ Campagna di indagine geotecnica e geofisica del 2015 relativa al Progetto Definitivo.
- ✓ Campagna di indagine geofisica del 2017 relativa al progetto Definitivo

INDAGINI DEL 2004

La campagna di indagine geotecnica (*predisposta da ANAS – Comp. della Viabilità per la Sardegna*) del 2004 è stata condotta dalla società SOLES s.r.l. allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio le indagini eseguite sono:

- ✓ n.31 sondaggi geotecnici a rotazione e carotaggio continuo + n.3 sondaggi integrativi, accompagnati dal prelievo di campioni di terreno sottoposti ad analisi di laboratorio geotecnico.

INDAGINI DEL 2012

La campagna di indagine geotecnica (*predisposta dal Comune di Alghero*) del 2012 è stata condotta dalla società Sarda Sondaggi s.r.l. allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio le indagini eseguite sono:

- ✓ n. 13 sondaggi geognostici a carotaggio continuo accompagnati dal prelievo di campioni di terreno sottoposti ad analisi di laboratorio geotecnico;
- ✓ n. 8 prove penetrometriche dinamiche continue (D.P.M.);
- ✓ n. 1 indagine sismica di tipo MASW.

INDAGINI DEL 2015

La campagna di indagine geofisica (*predisposta da ANAS – Direzione progettazione e Realizzazione Lavori*) del 2015 è stata condotta dalla società PROGEO allo scopo di definire le caratteristiche sismo stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio, le indagini eseguite consistono in:

- ✓ Esecuzione di 5 sezioni sismiche ad onde di compressione e taglio (*basi sismiche BS1, BS2, BS3, BS4 e BS5*) di lunghezza variabile da 55 m a 180 m;
- ✓ esecuzione di 6 prove dinamiche in foro di tipo *Down-Hole* (*S04_dh, S08_dh, S14_dh, S15_dh, S18_dh, S23_dh*) di lunghezza variabile da 55 m a 180 m;

Sempre nel 2015 alla Società Sondedile s.r.l. viene invece affidato l'incarico di realizzare una serie di sondaggi finalizzati alla ricostruzione stratigrafica del sottosuolo.

In particolare sono stati eseguiti:

- ✓ n°23 sondaggi a carotaggio continuo (*S1_D ÷ S23_D*) spinti fino ad una profondità massima di 41.00m dal p.c. con prelievo di campioni indisturbati, campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove S.P.T.;
- ✓ n°25 pozzetti geognostici con profondità massima di 2,70 m con esecuzione di n°25 prove di carico su piastra e prelievo di campioni rimaneggiati;
- ✓ Prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati.

INDAGINI DEL 2017

La campagna di indagine geofisica (*predisposta da ANAS – Direzione progettazione e Realizzazione Lavori*) del 2017 è stata condotta dalla società GEOINVEST s.r.l. allo scopo di approfondire le caratteristiche sismo stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio, le indagini eseguite consistono in:

- ✓ Esecuzione di 3 sezioni sismiche ad onde di compressione e taglio (*basi sismiche BS1_D, BS2_D, BS3_3*) di lunghezza variabile da 55 m a 210 m;

4.2 Indagini geotecniche – Lotto IV

Nell'area in esame sono state eseguite indagini geotecniche in corrispondenza delle fasi progettuali susseguites. Nello specifico:

- ✓ Campagna di indagine geotecnica del Novembre 2016 relativa al Progetto Definitivo;
- ✓ Campagna di indagine geofisica del Febbraio 2017 relativa al Progetto Definitivo.

INDAGINI DEL 2016

La campagna di indagine geotecnica (*predisposta da ANAS – Comp. della Viabilità per la Sardegna*) del Novembre 2016 è stata condotta dall'impresa specializzata DR.ANTONELLO ANGIUS, allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio le indagini eseguite sono:

- ✓ n°11 sondaggi a carotaggio continuo (*S24_D, S26_D ÷ S26_D*) spinti fino ad una profondità massima di 40.00m dal p.c. con prelievo di campioni indisturbati, campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove S.P.T.;
- ✓ n°18 pozzetti geognostici con esecuzione di n°18 prove di carico su piastra;
- ✓ Prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati.

INDAGINI DEL 2017

La campagna di indagine geofisica (*predisposta da ANAS – Direzione progettazione e Realizzazione Lavori*) del 2017 è stata condotta dalla società GEOINVEST s.r.l. allo scopo di approfondire le caratteristiche sismo stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio, le indagini eseguite consistono in:

- ✓ Esecuzione di 9 sezioni sismiche ad onde di compressione e taglio (*basi sismiche BS4_D, BS5_D, BS6_D, BS7_D, BS8_D, BS9_D, BS10_D, BS11_D, BS12_D*) di lunghezza variabile da 40 m a 115 m;

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 Inquadramento geotecnico di insieme

Per il lotto 1 le opere previste in progetto ricadono in un'area caratterizzata dalla presenza di un substrato roccioso calcareo (*Formazione di Capo Caccia, Formazione di Grascioleddu e la Formazione di Punta Cristallo*) poco profondo, talora subaffiorante ad eccezione di alcuni tratti in cui il substrato appare ribassato a seguito di movimenti tettonici che hanno creato una struttura a gradini. Tale ammasso litoide risulta ricoperto da depositi olocenici e pleistocenici dell'area continentale. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato. Per il lotto 4 invece le opere d'arti principali previste in progetto, ricadono in parte su un'area caratterizzata dalla presenza di un substrato Marnoso, appartenete alla formazione di Brunestica, e in parte su depositi torbosi pleistocenici, costituiti principalmente da argilla limosa con livelli torbosi. L'ammasso marnoso risulta inoltre ricoperto da depositi olocenici e pleistocenici dell'area continentale. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato.

Ai fini progettuali, ed in base all'esame delle risultanze delle indagini eseguite, sono stati distinti 8 terreni tipo in relazione alle caratteristiche geotecniche.

- ✓ **Unità Ug1:** Depositi di coltre eluvio-colluviale pleistocenici ed olocenici, epivolcaniti continentali, alterazioni dei substrati litoidi; da argille debolmente sabbiose a sabbie fini argillose;
- ✓ **Unità Ug2 e Ug3:** Materiali da semilitoidi a litoidi (bauxiti), da moderatamente fratturati a fratturati;
- ✓ **Unità Ug4:** Materiali da semilitoidi a litoidi delle unità Ug2 e Ug3 in facies da fortemente fratturata ad estremamente fratturata;
- ✓ **Unità Ug5:** Materiali Piroclastici da sciolti a poco addensati;
- ✓ **Unità Ug6:** Torbe, argille bentonitiche ed argille organiche ad alta plasticità;
- ✓ **Unità Ug7:** Materiali di origine alluvionale recente; argille e sabbie ghiaiose;
- ✓ **Unità Ug8:** Argille sabbiose consistenti.

Nella tabella seguente è rappresentata la corrispondenza tra classificazione geotecnica dei terreni e unità geologiche.

Unità geotecnica	Unità geologiche
Ug1	Depositi Olocenici
Ug2	Depositi Pleistocenici Formazione di Capo Caccia Formazione di Punta Cristallo

Ug3	Formazione di Grascioleddu
Ug4	Formazione di Capo Caccia fratturata Formazione di Punta Cristallo fratturata Formazione di Grascioleddu fratturata
Ug5	Piroclastiti di Monte Miale Ispina Piroclastiti di Monte San Pietro
Ug6	Depositi Torbosi Pleistocenici
Ug7	Depositi Alluvionali
Ug8	Depositi Pleistocenici - Argilla

5.2 Criteri di elaborazione delle indagini in roccia e caratterizzazione degli ammassi

Le caratteristiche geostrutturali degli ammassi rocciosi sono state investigate attraverso i rilievi di campagna eseguiti. Tali rilievi forniscono informazioni, sia qualitative che quantitative, riguardo alle caratteristiche di spaziatura e di condizione (*alterazione, riempimento*) delle diverse famiglie di discontinuità (*ivi incluse fratture, faglie e piani di scistosità*) che concorrono nell'inquadramento dello stato di fratturazione dell'ammasso.

Informazioni utili sullo stato di fratturazione provengono, inoltre, dall'osservazione delle carote dei sondaggi in termini di spaziatura delle principali discontinuità valutata attraverso l'indice RQD (*Rock Quality Designation*) il cui andamento con la profondità, per i diversi sondaggi (nei tratti in roccia), è riportato nelle schede stratigrafiche.

La resistenza a compressione della roccia intatta è stata valutata attraverso prove in laboratorio su spezzoni di roccia (*Point Loading Test e prove di compressione uniassiale*).

In particolare le prove di *Point Load* forniscono l'indice di resistenza al punzonamento I_s . Come noto, tale grandezza è correlabile linearmente al carico di rottura restituito dalla prova di compressione classica a mezzo di un'espressione del tipo:

$$\sigma_{c,1} = K \cdot I_s$$

dove K è un fattore di proporzionalità che può essere valutato a seconda della porosità del materiale. Con riferimento alle litologie di interesse, ricerche bibliografiche (*Bruschi, 1998*) hanno condotto a stimare un fattore $K=24$ per ammassi rocciosi calcarei.

Per la classificazione geomeccanica delle tratte in roccia si dispone dei risultati in riferimento al sistema di classificazione basato sull'indice RMR (*Rock Mass System - Bieniawski, versione del 1973*). L'indice RMR si ricava quale somma di parametri parziali che rappresentano la valutazione quantitativa del comportamento geomeccanico dell'ammasso in relazione ai seguenti aspetti:

- R1: resistenza a compressione uni assiale della roccia intatta (σ_{ci})
- R2: indice RQD
- R3: spaziatura media delle discontinuità
- R4: condizioni delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento)
- R5: condizioni idrauliche
- R6: orientamento delle discontinuità rispetto all'opera

Mediante tali parametri è possibile ricavare l'RMR di base e l'RMR corretto, mediante le seguenti relazioni:

$$RMR_{base} = R1+R2+R3+R4+R5$$

$$RMR_{corretto} = R1+R2+R3+R4+R5+R6$$

Sulla base delle informazioni che concorrono alla definizione dell'indice RMR, è possibile valutare l'indice GSI (*Geological Strength Index - Hoek.*), mediante opportune correzioni, per ricondurlo alle condizioni intrinseche dell'ammasso, escludendo il fattore R6 che tiene conto dell'orientazione delle discontinuità e attribuendo un valore costante pari a 10 al fattore R5 (*condizione anidre*). Tuttavia l'indice GSI, nel caso specifico, è stato posto in correlazione diretta con le caratteristiche geostrutturali dell'ammasso stesso e con le condizioni delle discontinuità presenti (Figura 1).

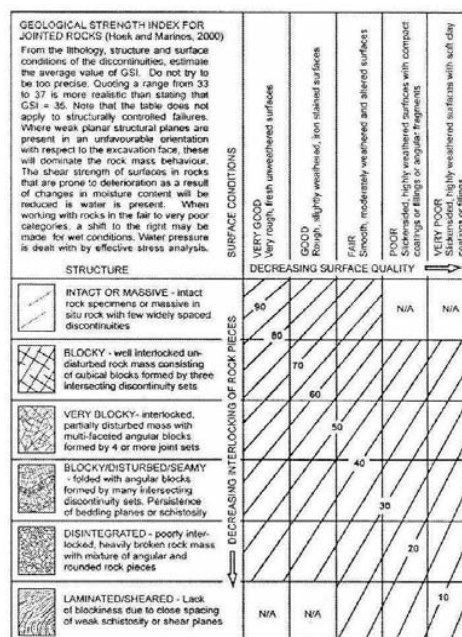


Figura 1 – Carta di Hoek e Marinos, 2000 per la determinazione del GSI

A partire dall'indice GSI e dal valore della resistenza a compressione uniassiale, si ricavano i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in base al criterio di resistenza di *Hoek-Brown (H-B)*.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_f \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 sono le tensioni efficaci principali massima e minima;

σ_c è la resistenza a compressione monoassiale;

m_b , s e a sono costanti di *Hoek-Brown* dell'ammasso roccioso, ricavabili in funzione di GSI e del fattore di disturbo D.

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

I parametri di resistenza di *Mohr-Coulomb* delle formazioni presenti si ottengono linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* nell'intervallo di pressioni specifico per le problematiche geotecniche del progetto in esame.

$$\varphi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_c [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / [(1+a)(2+a)]}}$$

dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma_{3\text{max}}' / \sigma_c$$

$\sigma_{3\text{max}}'$ massima pressione di confinamento considerata.

Quindi nelle analisi progettuali si è fatto riferimento al criterio di resistenza di *Mohr-Coulomb*. Il passaggio ai valori di coesione c' ed angolo di resistenza al taglio φ' è possibile a mezzo di un processo di inversione dell'interpolazione lineare della curva generata dalla soluzione dell'equazione risolvente per il criterio di resistenza, con la procedura proposta dallo stesso *Hoek* (2002) ed implementata nel programma *RocLab*.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità, il modulo E_m dell'ammasso è ricavabile secondo la formulazione empirica (*relazioni utilizzate nel software RocLab*):

$$E_1 = MR \sigma_d$$

$$E_m = E_i \left[0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right]$$

Dove E_i è il modulo elastico del materiale intatto e E_m è il modulo elastico dell'ammasso roccioso.

5.3 Unità Geotecnica: Ug1

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "Ug1" sono stati presi in esame i risultati delle prove in sito (prove SPT) e delle prove di laboratorio eseguite sia sul lotto 1 che sul lotto 4.

Nello specifico, le caratteristiche fisiche e le proprietà indice del materiale (*% frazioni granulometriche, peso dell'unità di volume, limite di liquidità w_l , indice di plasticità I_p*) sono state ricavate dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento sia ai risultati delle prove di taglio diretto (TD) e prove triassiali consolidate non drenate (Tx CIU), e sia ai risultati delle prove SPT. Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità, sono state prese in esame sia le prove edometriche condotte in laboratorio sui campioni indisturbati e sia i risultati della prova *Down-Hole* eseguita nel corso della campagna di indagine del 2015. Nelle figure seguenti sono rappresentati in forma grafica i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame.

Come evidenziato dal grafico, riportato in *Figura 2*, che rappresenta le composizioni granulometriche, nei campioni prelevati tra le profondità 0 m e circa 12 m dal p.c., prevalgono in alcuni tratti del tracciato le frazioni a grana fine, argillose e limose, e in altri tratti prevalgono le frazioni a grana grossa.

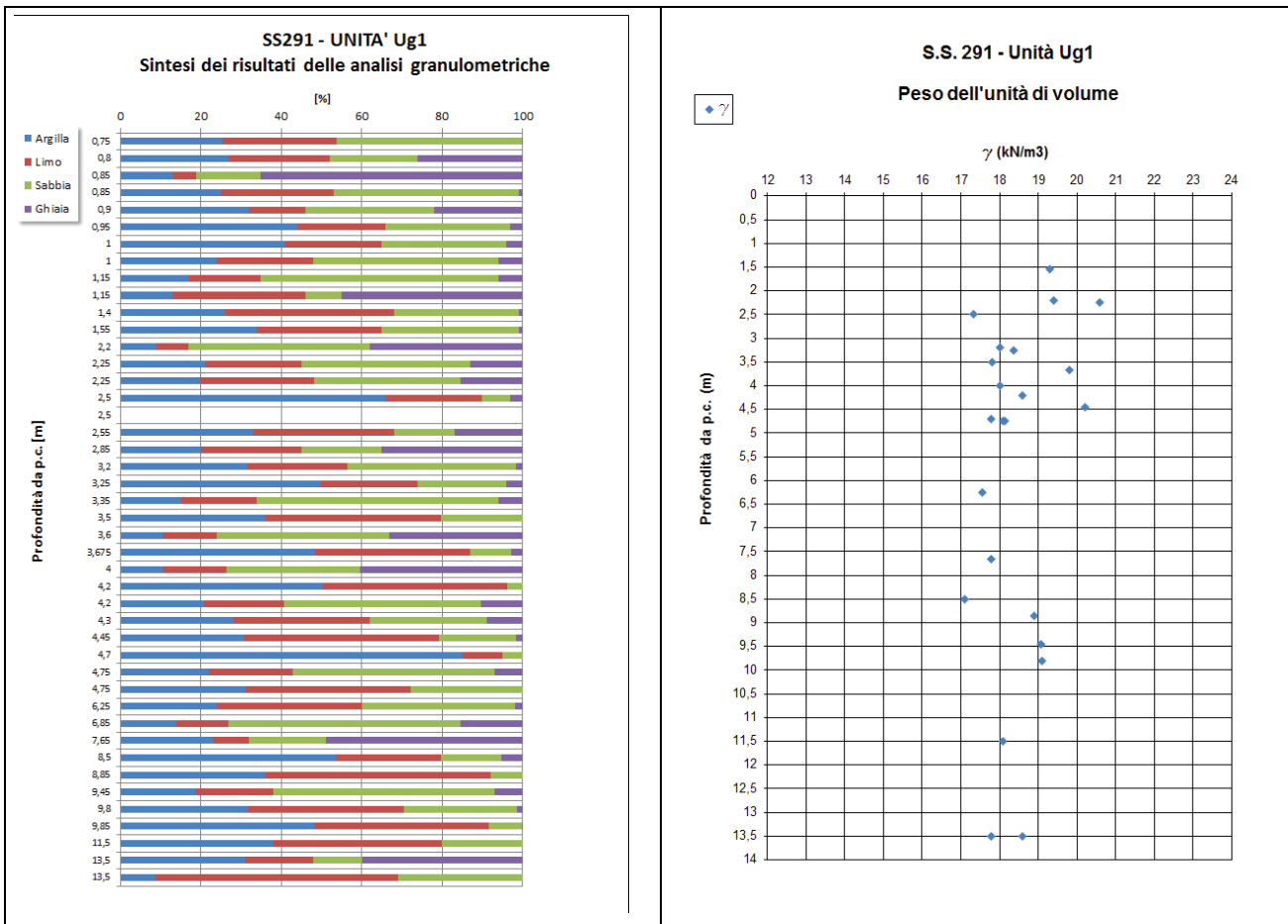


Figura 2 – Composizioni granulometriche – Ug1

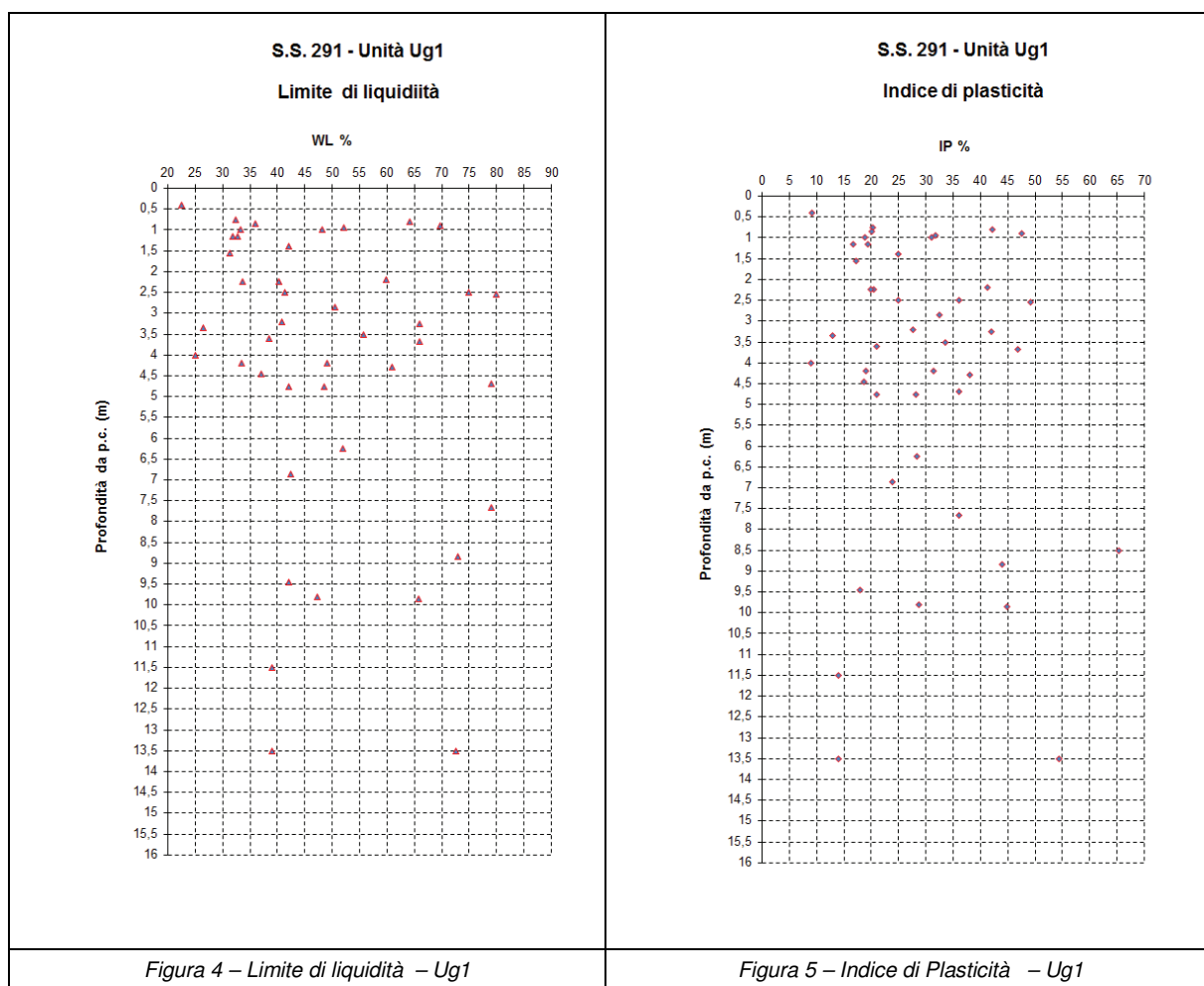
Figura 3 – Peso dell'unità di volume – Ug1

Il peso dell'unità di volume (Figura 3) mostra valori variabili tra circa 17 e 20 kN/m³, mediamente pari a 18 kN/m³.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportati nelle Figura 4 e Figura 5; esse possono variare come segue:

LL = limite liquido = 25% ÷ 80%

IP = 10% ÷ 50 %.



Facendo riferimento alla “Carta di plasticità di Casagrande”, riportata nella Figura 6, i materiali in oggetto possono essere classificati generalmente come “argille inorganiche da media ad alta plasticità

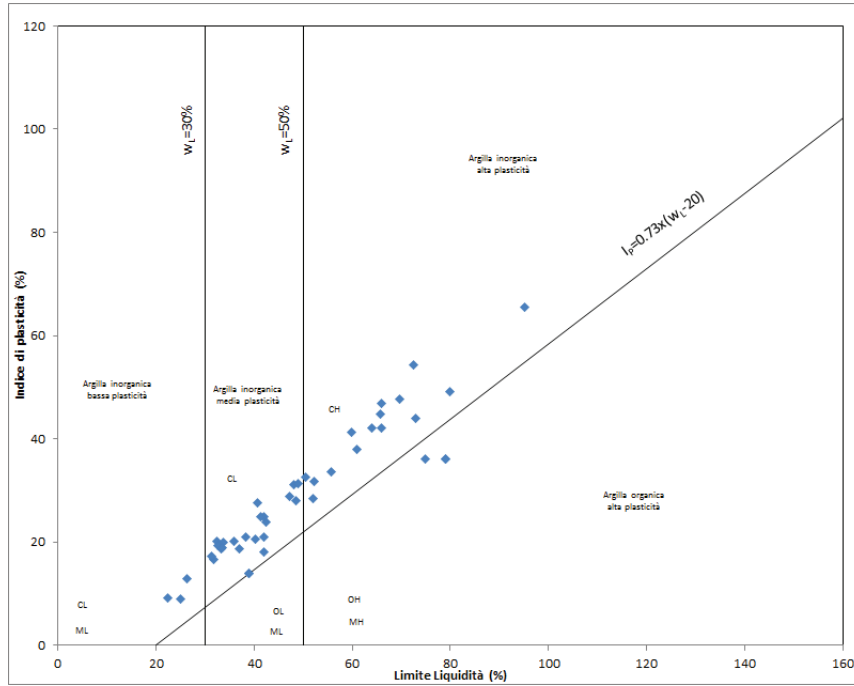


Figura 6 – Carta di Plasticità – Ug1

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, nelle figure seguenti sono riportati i grafici che rappresentano i risultati delle prove di laboratorio ed in sito, condotte rispettivamente sui campioni e le interpretazioni delle prove SPT. Nello specifico, i risultati delle prove di taglio diretto (TD), triassiali consolidate non drenate (TX CIU) e drenate (TX CID) condotte in laboratorio, hanno restituito i seguenti valori dei parametri di resistenza in condizioni efficaci: $\phi' = 30 \div 35$ (°), e $c' = 0 \div 10$ kPa (cfr. Figura 7 Figura 8 Figura 9); operativamente, si ritiene ragionevolmente cautelativo assumere $c' = 0$ e $\phi' = 32^\circ$.

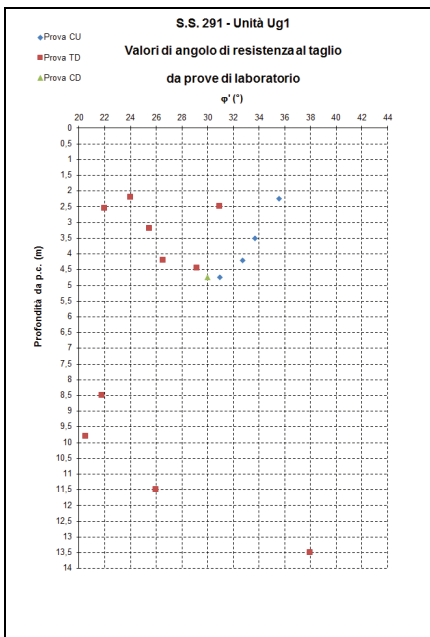


Figura 7 – Angolo di attrito – Ug1

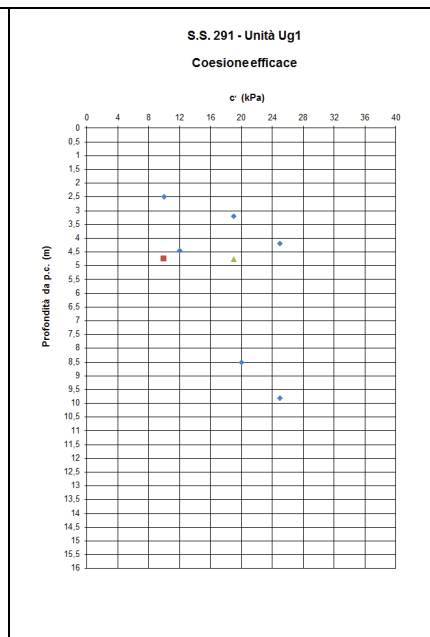


Figura 8 – Coesione – Ug1

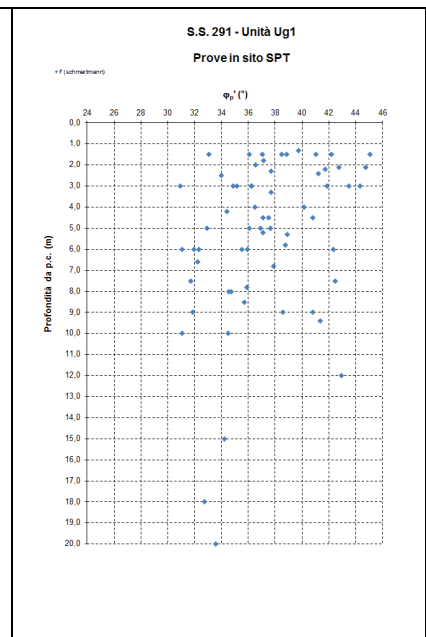


Figura 9 – Angolo di attrito – Ug1

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità del litotipo in esame, i risultati delle prove edometriche di laboratorio forniscono valori sottostimati del modulo edometrico e conseguentemente del modulo di Young. In particolare, i valori del modulo edometrico E_{ed} ottenuti con riferimento ai percorsi tensionali relativi alle fasi di carico, risultano variabili tra circa 10 e circa 20 MPa, e mediamente pari a 15 MPa (Figura 10)

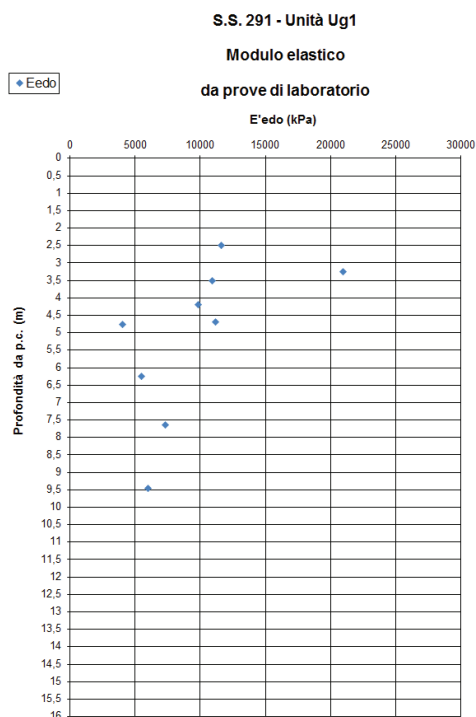


Figura 10 – Modulo di deformabilità – Ug1

In sintesi, l'unità geotecnica "Ug1" è costituita da un materiale caratterizzato (valori operativi) da peso dell'unità di volume $\gamma = 18$ (kN/m³), coesione ed angolo di resistenza al taglio in tensioni efficaci $c' = 0-10$ (kPa) e $\varphi' = 30 - 35$ (°) e modulo elastico $E' = 15$ (MPa).

5.4 Unità Geotecnica: Ug2 e Ug3

La caratterizzazione geomeccanica delle unità "Ug2" e "Ug3" è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale ($\sigma_{c,i}$), ottenuta sui campioni indisturbati di roccia intatta, dalle caratteristiche delle superfici dei giunti e dalla spaziatura (valore dell'indice GSI) nonché dal valore dell'indice m_i associato al tipo di roccia. In particolare, è stato assunto un intervallo di $\sigma_{c,i}$ pari a 32- 60 MPa (Figura 11) e un valore di m_i pari a 8 (8 ± 3), ricavato da dati di letteratura per rocce sedimentarie (calcare micritico – Hoek et al.).

Il GSI è stato determinato qualitativamente (abaco di Hoek e Marinos, 2000, cfr Figura 12), sulla base delle sole indagini geotecniche considerando per l'ammasso una struttura di tipo *Very Blocky* e per le superfici delle condizioni di tipo *Fair/Poor*. Per l'unità in esame è stato quindi assunto un intervallo del GSI pari a 30 - 45.

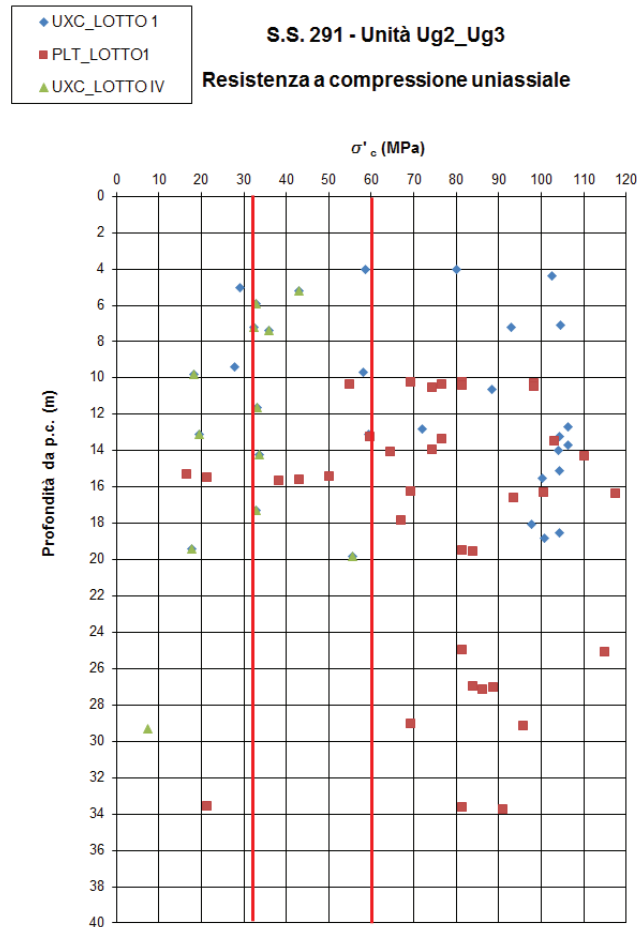


Figura 11 – Resistenza a compressione uniassiale – Ug2 – Ug3

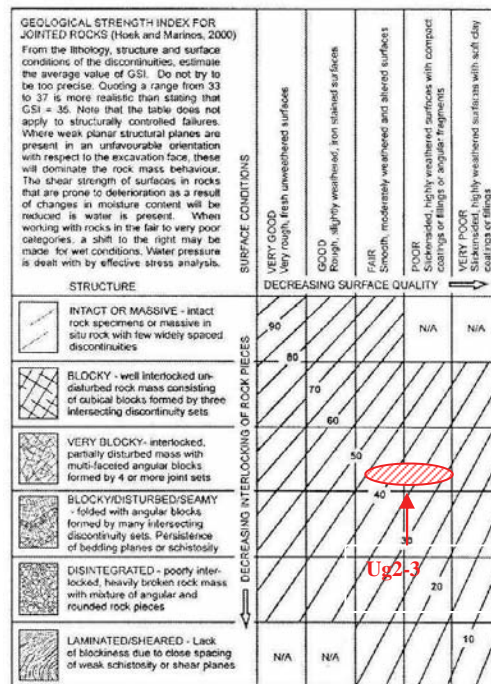


Figura 12 – Carta di Hoek e Marinos, 2000 per la determinazione del GSI – Unità Geotecnica Ug2 e Ug3

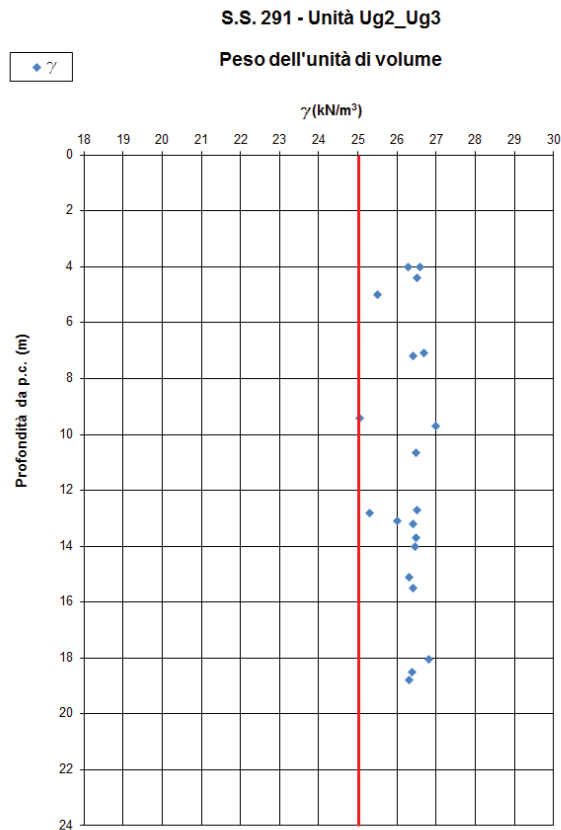


Figura 13 – Peso dell'unità di volume – Ug2 – Ug3

Il calcolo dei parametri *Hoek Brown*, utilizzati per la definizione dell'ammasso calcareo, viene eseguito assegnando un indice di classificazione $GSI = 40$ e $\sigma_{ci} = 60$ MPa (Figura 14) , per le unità Ug2 e Ug3 ricadenti nel lotto I, e un indice $GSI = 35$ e $\sigma_{ci} = 32$ MPa (Figura 15), per le stesse unità geotecniche che ricadono nel lotto IV . Si assumono quindi le seguenti posizioni:

$$m_i = 8$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ Peso dell'unità di volume}$$

$$MR = 900$$

$$D = 0.7 \text{ fattore di disturbo}$$

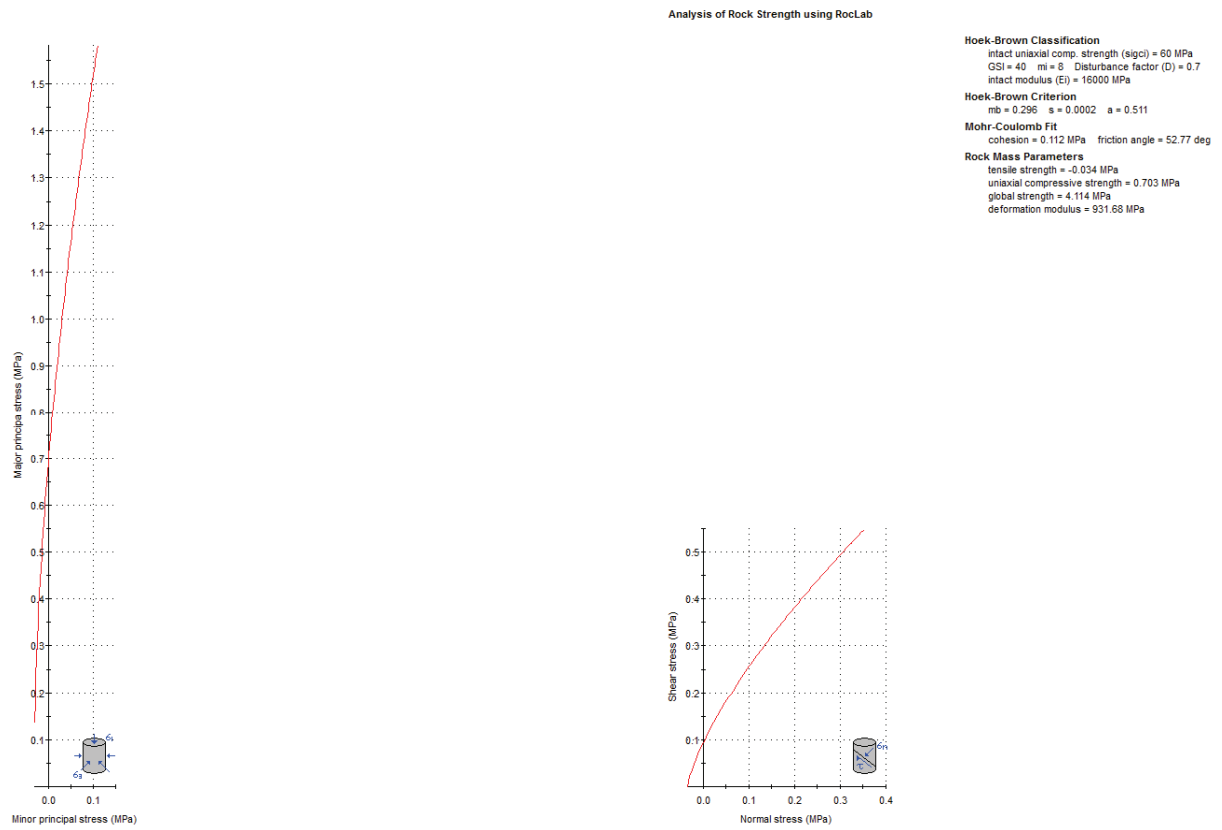


Figura 14 – Criteri di Rottura di H-B e M-C per GSI 40 e $\sigma_{c_i}=60$ MPa

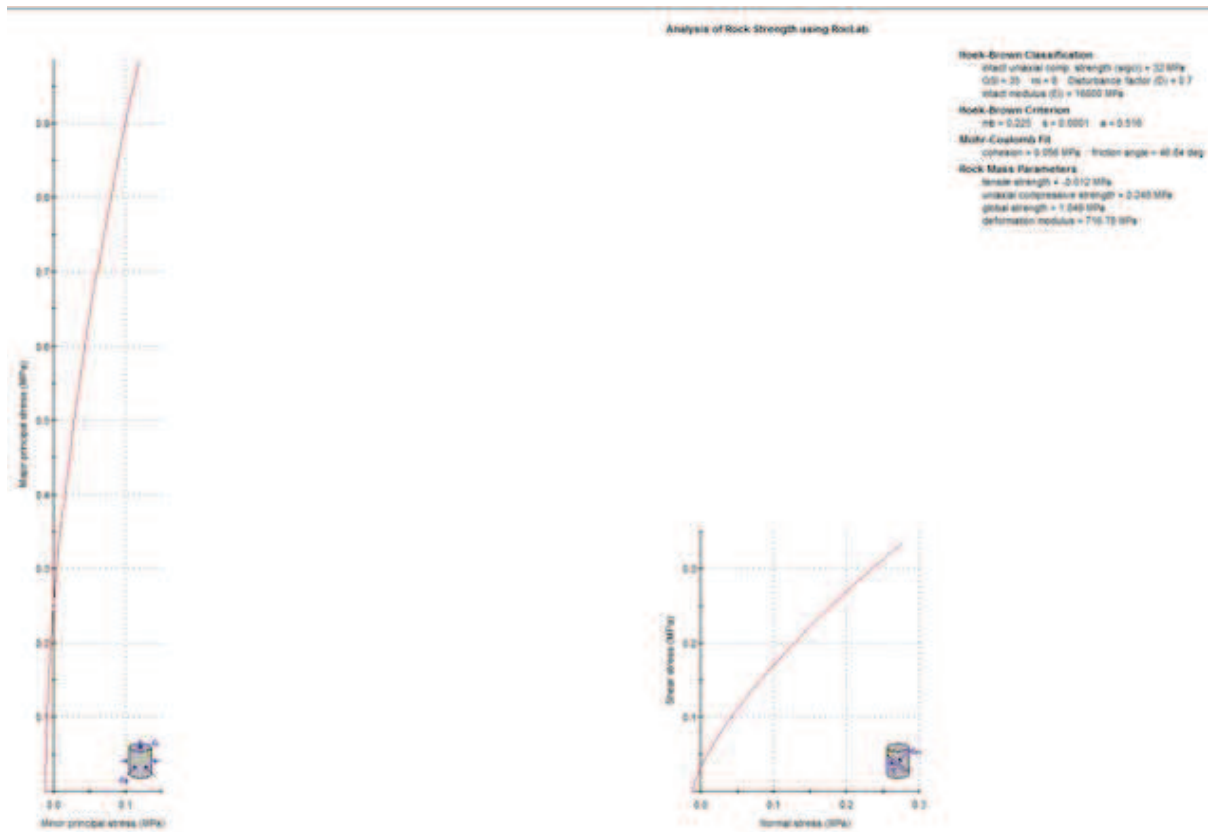


Figura 15 – Criteri di Rottura di H-B e M-C per GSI 35 e $\sigma_{c_i}=32$ MPa

Per le unità geotecniche Ug2 e Ug3 si considerano i seguenti parametri geotecnici:

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ Peso dell'unità di volume

$c' = 55-110 \text{ kPa}$ Coesione

$\varphi = 46- 50^\circ$ angolo di attrito

$E = 930 \text{ MPa}$ Modulo Elastico

$\nu = 0.15$ coefficiente di *Poisson*

5.5 Unità Geotecnica: Ug4

La caratterizzazione geomeccanica dell'unità "Ug4" è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}), ottenuta sui campioni indisturbati di roccia, dalle caratteristiche delle superfici dei giunti e dalla spaziatura (*valore dell'indice GSI*) nonché dal valore dell'indice m_i associato al tipo di roccia. In particolare, sono stati assunti un valore di σ_{ci} pari a 20-25 MPa (*Figura 16*) e un valore di m_i pari a 8 (8 ± 3), ricavato da dati di letteratura per rocce sedimentarie (*calcare micritico – Hoek et al.*).

Il GSI è stato determinato qualitativamente (*abaco di Hoek e Marinos, 2000, cfr Figura 17*), sulla base delle sole indagini geotecniche considerando per l'ammasso una struttura di tipo *Disintegrated* e per le superfici delle condizioni di tipo *Poor*. Per l'unità in esame è stato quindi assunto un intervallo del GSI pari a 20-25.

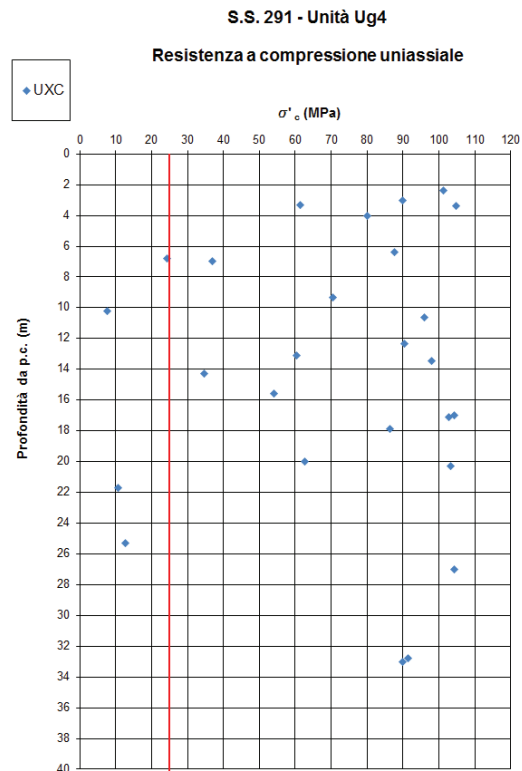


Figura 16 – Resistenza a compressione uniassiale – Ug4

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS	
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made, for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>VERY GOOD - Very rough, fresh, unweathered surface GOOD - Rough, slightly weathered, iron stained surface FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surface POOR - Slightly weathered surface with compact coatings or fillings VERY POOR - Highly weathered surface with soft clay coatings or fillings</p>	
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES	
<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	90	N/A
<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	N/A
<p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	70	60	N/A
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	60	50	N/A
<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	50	40	N/A
<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	40	30	N/A
	30	20	N/A
	20	10	N/A
	10	0	N/A

Figura 17 – Carta di Hoek e Marinos, 2000 per la determinazione del GSI – Unità Geotecnica Ug4

Quindi il calcolo dei parametri *Hoek Brown*, utilizzati per la definizione dell'ammasso calcareo, viene eseguito assegnando un indice di classificazione GSI =20 con le seguenti posizioni:

$m_i = 8$

$\sigma_{ci} = 20 \text{ MPa}$ resistenza a compressione uniassiale

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ Peso dell'unità di volume

MR= 900

D=0.7 fattore di disturbo

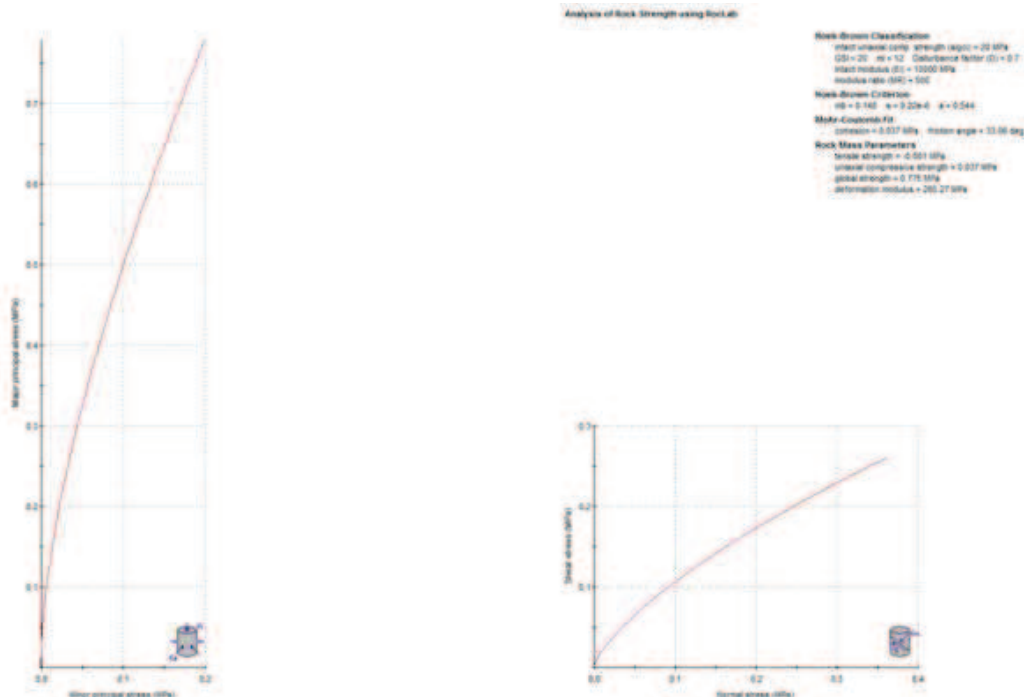


Figura 18 – Criteri di Rottura di H-B e M-C per GSI 20

Per l'unità geotecnica "Ug4" si considerano i seguenti parametri geotecnici:

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ Peso dell'unità di volume

$c' = 40 \text{ kPa}$ Coesione

$\varphi = 33^\circ$ angolo di attrito

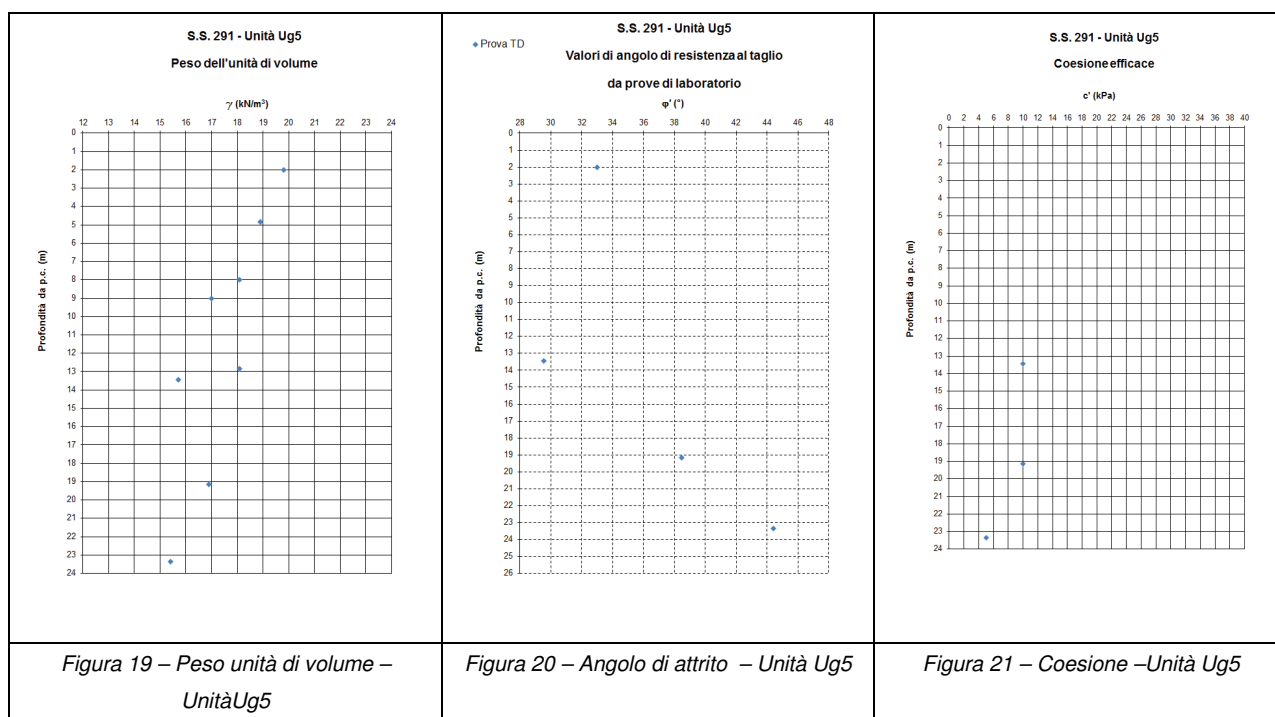
$E = 265 \text{ MPa}$ Modulo Elastico

$\nu = 0.15$ coefficiente di *Poisson*

5.6 Unità Geotecnica: Ug5

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "Ug5" sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio (sondaggi S20_D, S22_D campagna 2015; sondaggio 24_D campagna 2016).

Nello specifico, le caratteristiche fisiche (*% frazioni granulometriche, peso dell'unità di volume*) sono state ricavate dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle prove di taglio diretto (TD). Nelle figure seguenti sono rappresentati in forma grafica i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame.



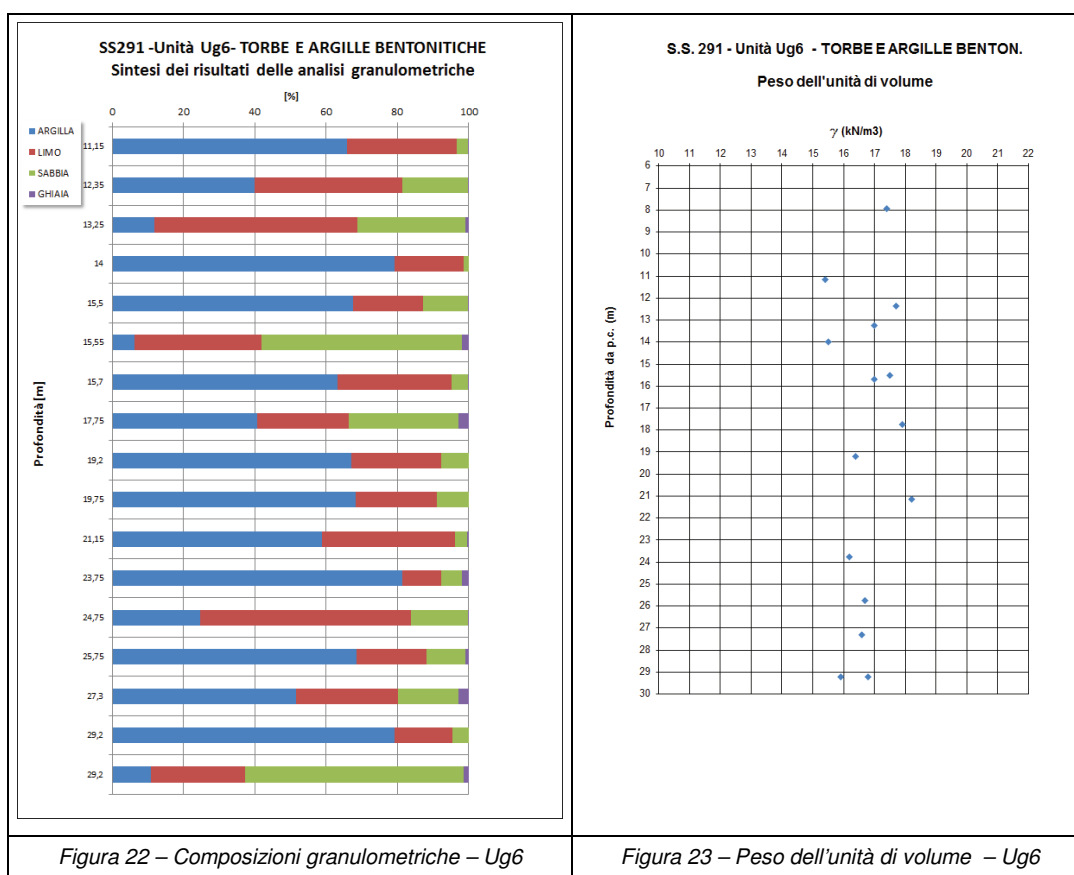
Il peso dell'unità di volume (Figura 19) mostra valori variabili tra circa 16 e 19 kN/m^3 .

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, i risultati delle prove di taglio diretto (TD), , hanno restituito i seguenti valori dei parametri di resistenza in condizioni efficaci: $\varphi' = 30 \div 44$ ($^\circ$), e

$c' = 0 \div 10$ kPa (cfr. *Figura 20* *Figura 21*); operativamente, si ritiene ragionevolmente cautelativo assumere $c' = 0$ e $\varphi' = 35^\circ$.

5.7 Unità Geotecnica: Ug6

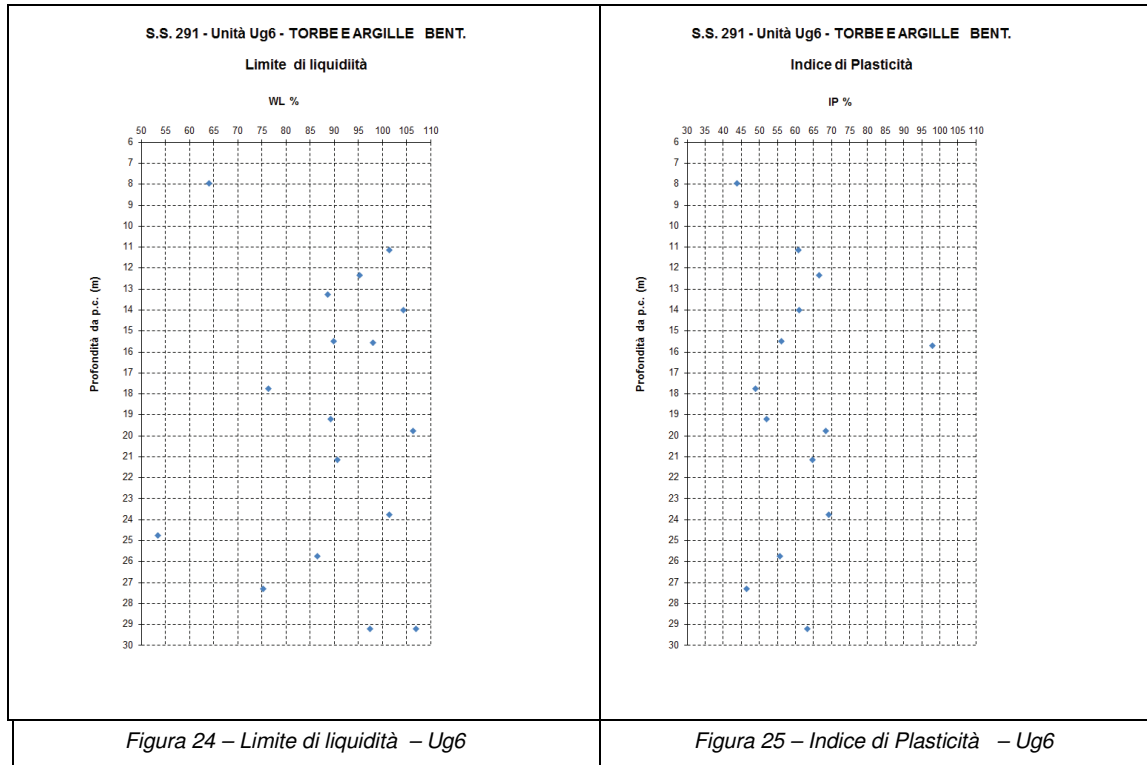
Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "Ug6" sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio. Nello specifico, le caratteristiche fisiche e le proprietà indice del materiale (*% frazioni granulometriche, peso dell'unità di volume, limite di liquidità w_l , indice di plasticità I_p*) sono state ricavate dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (Tx UU) e alle prove ad espansione laterale libera (ELL). Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità, sono state prese in esame sia le prove edometriche e sia i risultati della prova geofisiche eseguite nel corso della campagna di indagine del 2017. Nelle figure seguenti sono rappresentati in forma grafica i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame. Come evidenziato dal grafico, riportato *Figura 22*, che rappresenta le composizioni granulometriche, nei campioni prelevati tra le profondità di 11 m e circa 30 m dal p.c., prevalgono le frazioni a grana fine argillose e limose.



Il peso dell'unità di volume (Figura 23) mostra valori variabili tra circa 16 e 18 kN/m³, mediamente pari a 17 kN/m³. Le caratteristiche di plasticità (limite liquido W_L e indice di plasticità IP) sono riportati nelle figure seguenti (Figura 24 Figura 25); esse possono variare come segue:

LL = limite liquido = 55% 100 %

IP = 20% 70%.



Facendo riferimento alla “Carta di plasticità di Casagrande”, riportata nella Figura 26, i materiali in oggetto possono essere classificati generalmente come “argille inorganiche ad alta plasticità” anche se coesistono con essi materiali classificabili come “argille organiche ad alta plasticità”.; si rileva che nei sondaggi sono stati rinvenuti anche livelli di torba compressibile.

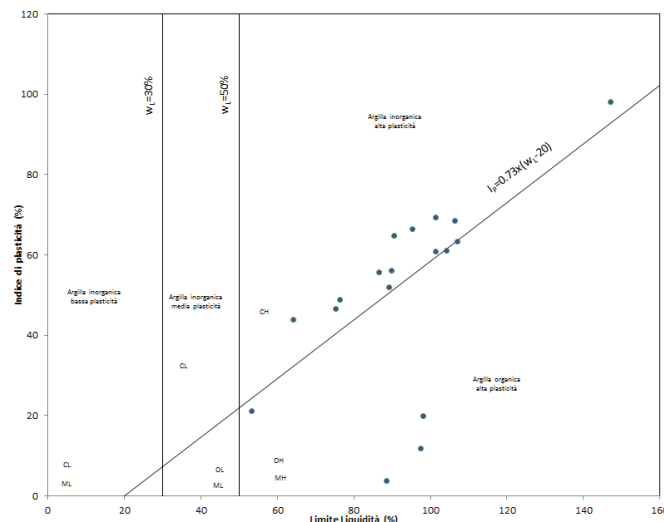


Figura 26 – Carta di Plasticità – Unità Ug6

Per la resistenza a taglio in condizioni non drenate sono stati invece presi in considerazione i risultati delle prove triassiali UU, delle prove ELL e delle prove in sito effettuate con il *pocket penetrometer*, che hanno restituito valori di c_u variabili tra circa 40 e 280 kPa (Figura 27); nello stesso grafico è riportata la retta di equazione $c_u = 0.25 \sigma'_v$ (linea NC), che definisce la relazione tra la coesione non drenata, c_u , e la tensione verticale efficace, σ'_v , per un terreno a grana fine normalconsolidato (NC). Sulla base di quanto riportato nel progetto delle opere può essere assegnato cautelativamente il seguente andamento delle resistenze al taglio non drenate:

- $c_u=40$ kPa da -12 m a -32 m dal p.c;
- $c_u=0.25\sigma'_v$ kPa da -32 m dal p.c

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità del litotipo in esame, i risultati delle prove edometriche di laboratorio forniscono valori sottostimati del modulo edometrico e conseguentemente del modulo di Young. In particolare, i valori del modulo edometrico E_{ed} ottenuti con riferimento ai percorsi tensionali relativi alle fasi di carico, risultano variabili tra circa 7 e circa 10 MPa. (Figura 28)

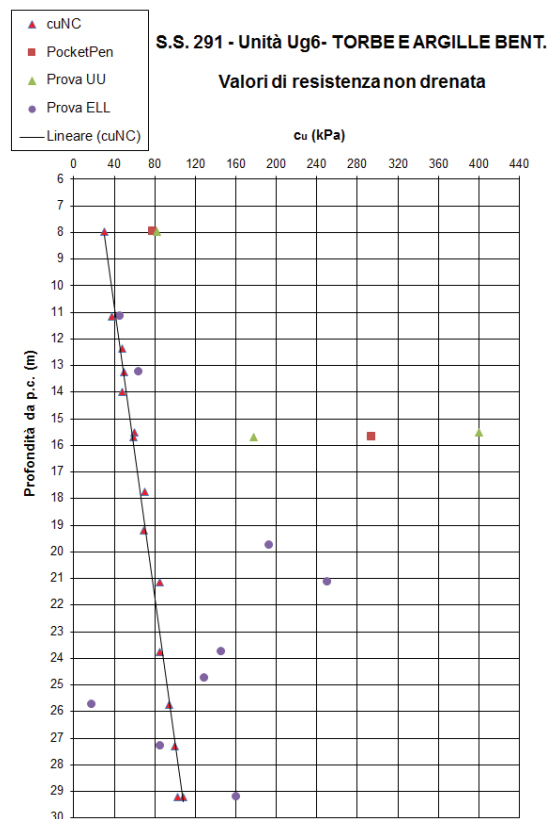


Figura 27 – Resistenza a taglio non drenata – Unità Ug6

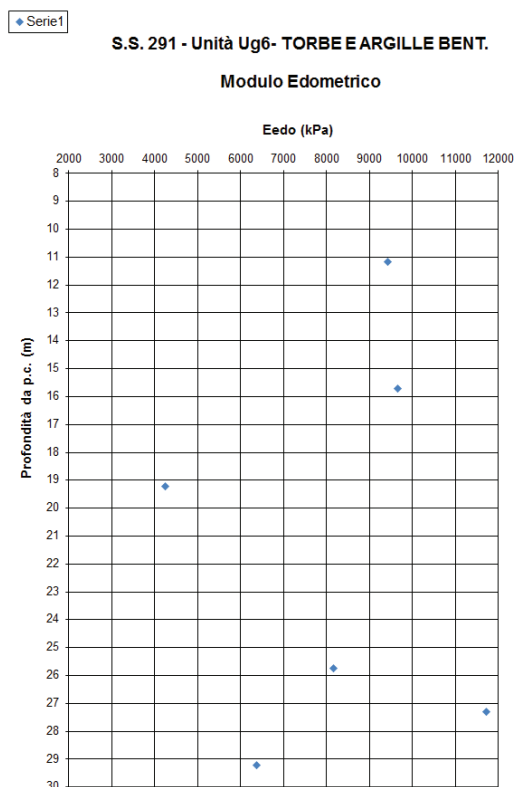


Figura 28 – Modulo di deformabilità – Unità Ug6

In sintesi, l'unità geotecnica "Ug6" è costituita da un materiale caratterizzato (valori operativi) da peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$, resistenza al taglio non drenata pari a 40 kPa da -12 m a -32 m dal pc (da -32 m varia linearmente con la linea NC) e modulo elastico $E' = 7-10 \text{ (MPa)}$.

5.8 Unità Geotecnica:Ug7

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "Ug7" sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio. Nello specifico, le caratteristiche fisiche e le proprietà indice del materiale sono state ricavate dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle prove triassiali (Tx CIU e TxCID) e alle prove di taglio diretto eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi S3_D, S8_D, S7_D, S9_D, S10_D, S32_D e S34_D relativi alla campagna di indagine 2015 e 2017.

Per le caratteristiche meccaniche, nelle figure seguenti sono riportati i grafici che rappresentano i risultati delle prove di laboratorio. Nello specifico, i risultati delle prove di taglio diretto (TD), triassiali consolidate non drenate e drenate (TX CIU e TX CID), hanno restituito i seguenti valori dei parametri di resistenza in condizioni efficaci: $\phi' = 30 \div 36 \text{ (}^\circ\text{)}$, e $c' = 0 \text{ kPa}$; operativamente, si ritiene ragionevolmente cautelativo assumere $c' = 0$ e $\phi' = 30^\circ$. Il peso dell'unità di volume (Figura 29) mostra valori variabili tra circa 17 e 20 kN/m³, mediamente pari a 18 kN/m³.

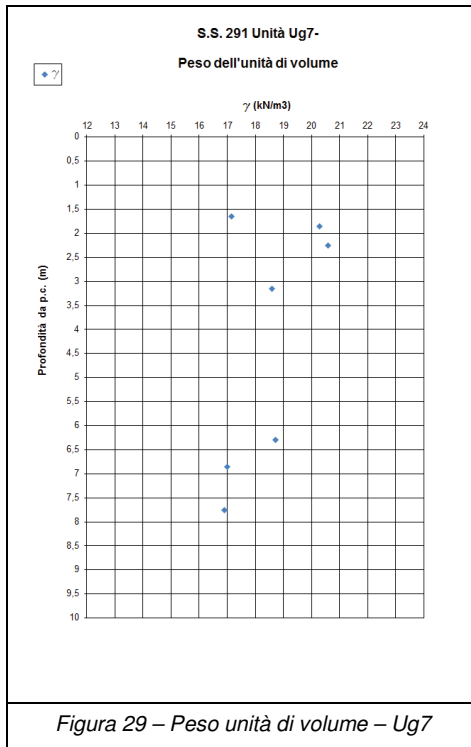


Figura 29 – Peso unità di volume – Ug7

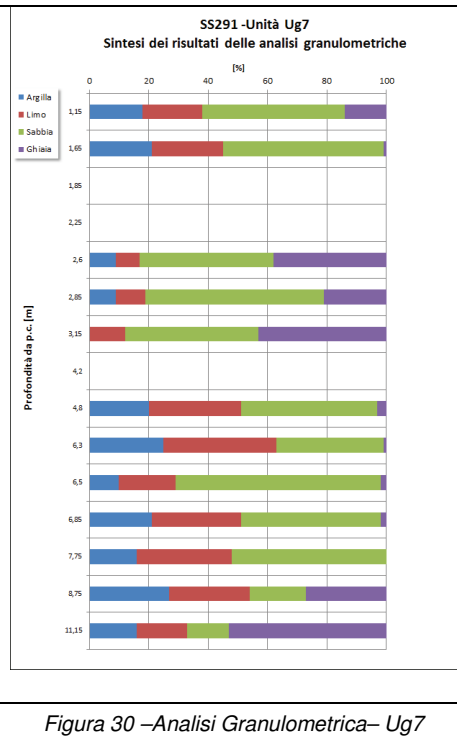


Figura 30 –Analisi Granulometrica– Ug7

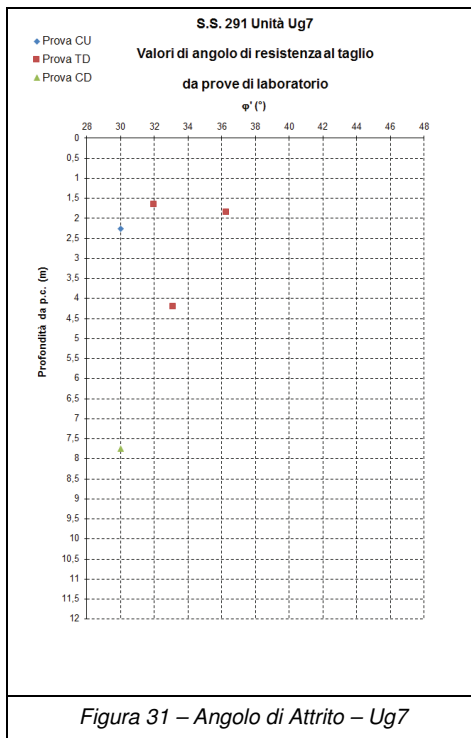


Figura 31 – Angolo di Attrito – Ug7

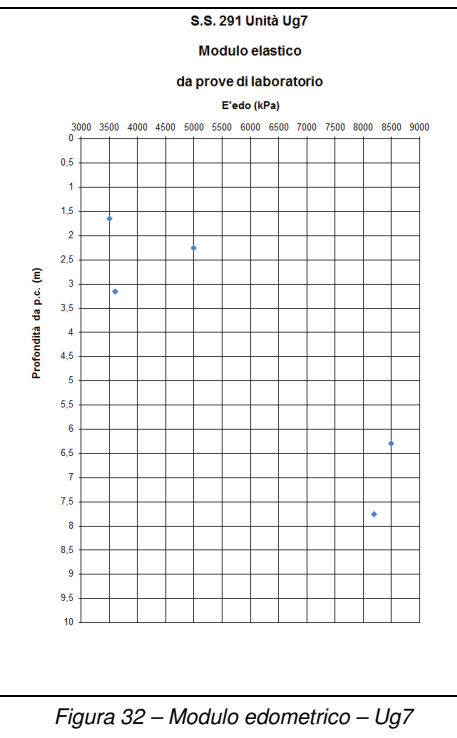


Figura 32 – Modulo edometrico – Ug7

5.9 Unità Geotecnica: Ug8

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "Ug8" si è fatto riferimento al sondaggio S28_D relativo alla campagna di indagine 2016 eseguita sul lotto IV. In particolare dal profilo stratigrafico e dall'analisi granulometriche eseguite in laboratorio si evince che l'unità geotecnica Ug8 è costituita principalmente da argilla sabbiosa. In assenza di prove di laboratorio, per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza (*resistenza a taglio non drenata, c_u*) si è fatto riferimento alla retta di equazione $c_u = 0.25 \sigma'_v$ (linea NC), che definisce la relazione tra la coesione non drenata, c_u , e la tensione verticale efficace, σ'_v , per un terreno a grana fine normalconsolidato (NC). Sulla base di quanto riportato nel progetto delle opere può essere assegnato cautelativamente il seguente andamento delle resistenze al taglio non drenate:

- $c_u = 0.25 \sigma'_v$ kPa da -32 m dal p.c

Il peso dell'unità di volume è stato assunto pari a 18-19 kN/m³.

5.10 Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti maggiori – Lotto I

In base all'esame del complesso delle indagini effettuate e delle informazioni dei dati raccolti, si descrivono le successioni stratigrafiche per le opere di progetto in esame, dal terreno più superficiale al più profondo.

5.10.1 Viadotto Rio Serra

Il viadotto Rio Serra interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenente alla formazione di Capo Caccia, parzialmente ricoperti dai depositi olocenici e pleistocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici definiti precedentemente.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.5 m a -12.5 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da – 12.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La spalla SP1 è fondata su 36 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Il piano di posa del pinto è posto a circa – 2.0 m dal p.c. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p¹;;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 6 m t.p.;

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da – 2.5 a -22.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La spalla SP2 è fondata su 36 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm.

¹ t.p. = testa palo

Cautelativamente per la spalla SP2 sono stati adottati, per la stima della capacità portante, gli stessi parametri utilizzati per la spalla SP1.

<i>PILA P1</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
da -0 m a -12 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da - 12 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la pila P1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta approfondita.

<i>PILA P2</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
da 0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La Pila P2 è fondata su 81 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 19 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 5 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 5 m t.p.;

<i>PILA P3</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 1.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da - 1 m a -14 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la pila P3 è stata adottata una fondazione di tipo diretta approfondita.

5.10.2 Viadotto Rio Calvia I

Il viadotto Rio Calvia I interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi alluvionali. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 11.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -11.0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La spalla SP1 è fondata su 203 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 7 m a -10 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 10 m t.p.;

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La spalla SP1 è fondata su 210 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 13 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 6 m t.p.;

PILA P1 –P2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 7.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -7.0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La pila P1 è fondata su 60 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm... Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa}$ da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.1$ da - 6 m a -12 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.0$ da -12 m t.p.

5.10.3 Viadotto Rio Calvia II

Il viadotto Rio Calvia II interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenente alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi olocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m a -27.5 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -27.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la spalla SP1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta – plinto 8x11.5/13.83x2.

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la spalla SP2 è stata adottata una fondazione di tipo diretta – plinto 8x11.5/12.99x2.0

PILA P1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.5 m a -21 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -21 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la Pila P1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta - plinto 6x10x3

<i>PILA P2</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 1.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -1.5 m a -12.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -12 m a -30 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La pila P2 è fondata su 60 micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare ϕ 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da -7.0 m t.p.

5.10.4 Farfalla Ferroviaria A

La farfalla ferroviaria A interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenente alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi olocenici. In particolare per la struttura di fondazione è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

<i>FARFALLA FERROVIARIA A</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 5.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -5.0 m a -25.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -12 m a -30 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La fondazione della farfalla ferroviaria A è realizzata su micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 16 m, interasse 0.9 m e armatura tubolare ϕ 273 mm di spessore 10 mm. Il piano di posa della fondazione della farfalla è situato a circa 2.85 m dal p.c. Il plinto ha dimensioni pari a 2.5x1.3 m. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 5 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 5.0 m a -8.0 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da -8.0 m t.p.

5.10.5 Farfalla Ferroviaria B

La farfalla ferroviaria B interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu. In alcuni tratti il substrato appare ribassato a seguito di movimenti tettonici che hanno creato una struttura a gradini. L'ammasso litoide risulta inoltre ricoperto da depositi olocenici (coltri eluvio-colluviali) e pleistocenici (sintema di Portovesme) dell'area continentale. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato. In particolare per l'opera in esame è stata individuata, cautelativamente, la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

<i>FARFALLA FERROVIARIA B</i>						
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	Q _{base} [kPa]
Da 0 a - 2.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-
da -2.0 m a -15.0 m	Ug1	18-19	30	10	15	1000
da -15 m a -22.0 m	Ug1	18-19	30	10	15	1500
da -22 m a -28 m	Ug1	18-19	33	0	-	1800
da -28	Ug1	18-19	35	0	-	2500

La fondazione della farfalla ferroviaria B è realizzata su pali trivellati di grande diametro ϕ 800 di lunghezza 36 m e interasse pari a 2.0 m. Il piano di posa della fondazione della farfalla è situato a circa 2.85 m dal p.c. Il plinto ha dimensioni pari a 3.6x2.0 m.

5.11 Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arte – Lotto 4

In base all'esame del complesso delle indagini effettuate e delle informazioni dei dati raccolti, si descrivono le successioni stratigrafiche per le opere di progetto in esame, dal terreno più superficiale al più profondo.

5.11.1 Viadotto Ferrovia

Il viadotto Ferrovia interessa principalmente terreni costituiti da argilla limosa con livelli torbosi (Ug6) fino ad una profondità di circa 30 m dal p.c.. Al di sotto di tali depositi si riconosce la presenza di un banco di terreno costituito da argilla molto consistente. In alcuni tratti, in particolare in corrispondenza della spalla SP2, a seguito di movimenti tettonici, il terreno di sedime è costituito da piroclastiti alterati ricoperti da depositi continentali.

Premesso ciò per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	c_u [kPa]	Q_{base} [kPa]
Da 0 a – 12.0 m	Ug1	19	32	0	15	-	-
da -12.0 m a -32 m	Ug6	18	-	-	7-10	40	540
Da – 32m	Ug8	19	-	-	15	$0.25\sigma'_v$	$9 \times 1.5c_u$

La spalla SP1 è fondata su 14 pali, \varnothing 1500 di lunghezza 50 m. Il plinto ha dimensioni pari a 12.5x14.1x2.0 m.

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	c_u [kPa]	Q_{base} [kPa]
Da 0 a – 13.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -13.0 m a -30 m	Ug5	17	35	0	20	-	-

La spalla SP2 è fondata su 14 pali, \varnothing 1500 di lunghezza 27 m. Il plinto ha dimensioni pari a 12.5x14.1x2.0 m.

5.11.1.1 Stima cedimenti spalla SP1

La presenza di terreni argillosi ad alto contenuto di frazione organica (terreni torbosi) ha comportato la necessità di verificare l'opera sotto i carichi di esercizio e quindi la funzionalità attraverso l'analisi dei cedimenti.

5.11.1.1.1 Metodologia di calcolo

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.

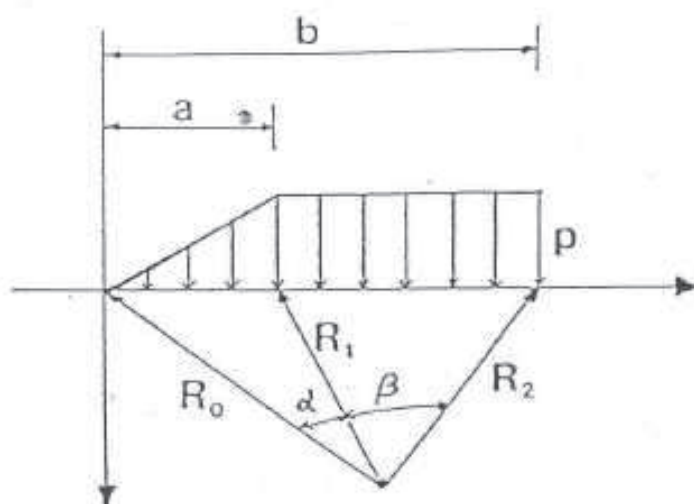


Figura 5.1

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 ϵ_z attraverso l'espressione:

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

noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson ν .

Suddividendo il terreno al disotto della fondazione in strati di spessore Δz_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 $\Delta \sigma_m / \sigma_{m0}$, (con $\Delta \sigma_m = (\Delta \sigma_{z_i} + \Delta \sigma_{y_i} + \Delta \sigma_{x_i}) / 3$ e $\sigma'_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2k_0 \sigma'_{v0}) / 3$) sia una certa percentuale definita in precedenza (1%).

5.11.1.1.2 Decorso dei cedimenti in presenza di dreni

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 δ_{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 drenate, quindi il massimo percorso di drenaggio H è pari allo spessore dello strato.

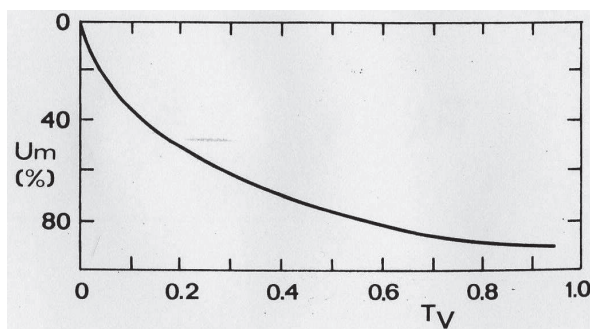


Figura 5.2

Uv (%)	Tv
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	∞

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

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

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

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 = $k_h / m_v \gamma_w$;

k_h = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

m_v = coefficiente di compressibilità monodimensionale;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

d_e = diametro equivalente del cilindro di terreno che drena (pari a 1,13 volte i nel 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 d_w per i dreni prefabbricati a nastro si valuta in funzione del suo spessore (b) e della sua larghezza (a), attraverso l'espressione $d_w = 2(a+b)/\rho$.

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 d_s e il diametro del dreno d_w ;

n = rapporto tra il diametro d_e del cilindro di terreno e il diametro d_w 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 d_e del cilindro di terreno e il diametro d_w 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 δ_1 e δ_2 i cedimenti rispetti dello strato interessato dai dreni (h_1) e la restante porzione dello strato compressibile non interessata da dreni (h_2).

5.11.1.1.3 Cedimenti secondari

La presenza di un deposito compressibile di notevole spessore costituito da alluvioni organiche può dare origine a fenomeni di natura viscosa ("creep"), per cui è opportuno considerare anche il cedimento di consolidazione secondario, che si può calcolare applicando la seguente formula:

$$\delta_s = c_\alpha H_0 \log t / t_{100}$$

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria;

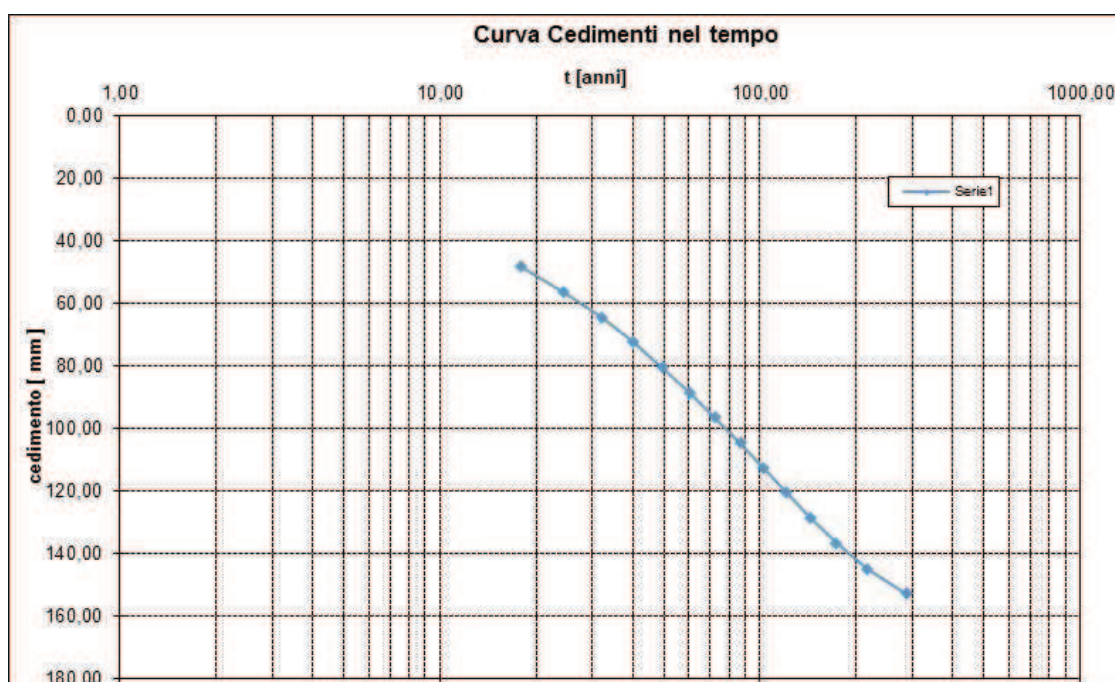
H_0 = altezza dello strato compressibile;

t_{100} = tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primario.

Per le argille organiche è stato assunto un indice di compressione secondaria c_α pari a $0.05C_c$. Dall'analisi delle prove di laboratorio, in particolare dalla prove edometriche, è stato possibile stimare un indice di compressione C_c pari a 0.64. –

5.11.1.1.4 Calcolo cedimenti

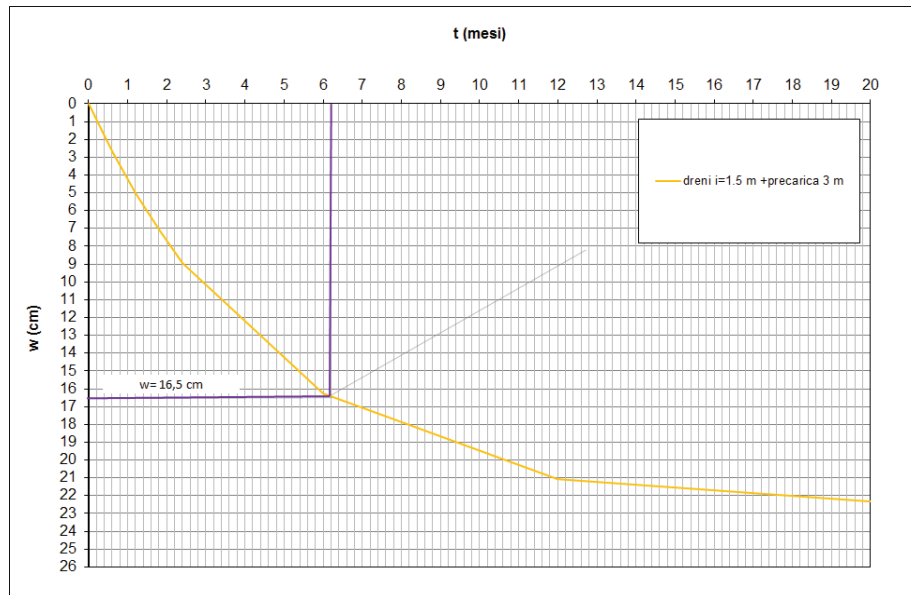
Il rilevato di progetto è costituito da un'altezza in mezzeria di 6.85 m e una larghezza al piano campagna di 32.5 m. In base alla stratigrafia di progetto i cedimenti attesi sono pari a 21 cm, di cui 4.9 cm si esauriscono in tempi compatibili a quelli di applicazione dei carichi (*tempi di costruzione*). In assenza di interventi per l'accelerazione del processo di consolidazione, i tempi necessari per lo sviluppo del cedimento, essendo il "substrato" impermeabile, si determinano considerando un percorso di filtrazione H pari a 20 m, coincidente con lo spessore dello strato argilloso. Assumendo un'isocrona costante e un valore operativo del coefficiente di consolidazione primaria c_v pari a $0.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, il tempo per raggiungere almeno il 90% della consolidazione è pari a 215 anni (cfr. Figura 1).



Per accelerare il processo di consolidazione si prevedono due interventi:

- ✓ Realizzazione di dreni a nastro disposti a quinconce con interasse pari a 1.5 m;
- ✓ Realizzazione di una precarica di altezza pari a 3 m.

Realizzando quindi un rilevato di altezza pari a 9.85 m (6.85 m altezza del rilevato di progetto + 2 m di precarica) si ha un cedimento complessivo pari a circa 30 cm, di cui 7.1 cm si possono considerare immediati e 23.1 cm di consolidazione primaria e pertanto differiti nel tempo. Nella figura seguente si riporta l'andamento del cedimento nel tempo in presenza di dreni verticali e precarica di 2 m. Si osserva che in 6 mesi circa si esauriscono circa 16.5 cm.



Ai cedimenti così calcolati va aggiunto il cedimento di consolidazione secondario, come riportato nel paragrafo precedente. Considerando quindi la vita utile dell'opera pari a 50 anni e 215 anni il tempo necessario per lo smaltimento del cedimento primario, si ottiene:

$$\delta_{\text{sec}} \approx 5.4 \text{ cm}$$

Quindi il cedimento complessivo che si ottiene è la somma sia di quello dovuto alla consolidazione primaria che secondaria.

$$\delta_{\text{tot}} \approx 16.1 + 5.4 = 21.5 \text{ cm}$$

Come detto, adottando il sistema precarico e dreni, si esauriscono 16.5 cm in 8 mesi e mezzo; restano così da scontare solo 5 cm a partire dall'apertura della strada come previsto dal Capitolato Anas.

5.11.2 Viadotto Rio Sassu

Il viadotto Rio Serra interessa terreni appartenenti al substrato roccioso marnoso appartenente alla formazione di Brunestica, ricoperti dai depositi olocenici e pleistocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.0 m a -6.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da – 6 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

La spalla SP1 è fondata su 30 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 16 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 7 m t.p.;

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 4.50 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da – 4.50 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

La spalla SP2 è fondata su 33 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm.

Cautelativamente per la spalla SP2 sono stati adottati, per la stima della capacità portante, gli stessi parametri utilizzati per la spalla SP1.

PILA P1- P4							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 3.7 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.7 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

Le pile P1-P4 sono fondate su 60 micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare ϕ 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 6 m t.p.;

PILA P2- P3							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 1.20 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -1.20 a -4.20 m	Ug7	19-20	30	0	10	-	-
da -4.20 m	Ug2	25-26	55	46	700	30-35	32

Per le pile P2-P4 sono state adottate fondazioni di tipo diretto - plinto ϕ 7x3 - con piano di posa posto a circa – 5.0 m dal p.c. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

6 INQUADRAMENTO SISMICO

La Sardegna, come definito all'Allegato B di cui al D.M. 14/01/2008, è caratterizzata da una macro-zonazione sismica omogenea (*medesimi parametri spettrali sull'intero territorio insulare a parità di tempo di ritorno dell'azione sismica di progetto*). La tabella 2, dell'Allegato B dell'NTC2008, riporta i valori di a_g , F_0 , e T_c per le isole (con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri), costanti su tutto il territorio di ciascuna isola (Tabella 1).

Tabella 1 – Tabella 2 dell'Allegato B delle NTC 2008 in cui vengono riportati i valori di a_g , F_0 , e T_c per i diversi tempi di ritorno T_R validi per tutte le isole ad eccezione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri e costanti su tutto il territorio di ciascuna isola

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna , Lampedusa, Linosa, Forca, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,233	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,331	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401
Ventotene, Sanlo Stefano	0,239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0,429	2,30	0,400	0,354	2,30	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,30	0,400	1,967	2,30	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi,	0,350	2,70	0,400	0,358	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0,618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

6.1 Azione Sismica

Le opere in esame, ai sensi della normativa regionale vigente, ricadono in zona sismica 4. I parametri sismici di riferimento per la progettazione in esame sono:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$
- periodo di riferimento $V_R = 100$ anni
- periodo di ritorno $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = - \frac{100}{\ln(1-0,1)} = 949 \text{ anni}$

I valori convenzionali dell'accelerazione orizzontale massima del terreno di calcolo a_g , del fattore di amplificazione dello spettro F_0 ed del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* sono, rispettivamente, pari a:

$$a_g = 0,060g;$$

$$F_0 = 2,98;$$

$$T_c^* = 0,372 \text{ s.}$$

6.2 Categoria di sottosuolo e risposta sismica locale

La classificazione dinamica dei terreni dei siti oggetto di studio e la conseguente individuazione della categoria di sottosuolo è stata svolta sulla base delle indagini effettuate. In particolare, la classificazione sismica del terreno di fondazione (*categoria di sottosuolo, velocità equivalente VS,30*) è stata determinata tramite misura diretta delle velocità delle onde di taglio VS, attraverso l'esecuzione di prove geofisiche tipo *Down-Hole* e stendimenti sismici a rifrazione

L'accelerazione orizzontale massima di calcolo a_{max} è espressa mediante la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

dove:

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica

$S = S_S \times S_T$

Nelle tabelle seguenti si riassumono, per ciascuna opera d'arte maggiore ricadente all'interno del lotto I e IV, i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Tabella 2 – Grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica – Lotto I

LOTTO I								
Opera	Stato limite	V_N (anni)	C_U	T_R (anni)	Cat. terreno	Cat. Topogr.	S	a_{max}
Viadotto "Rio Serra"	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072
Viadotto "Rio Calvia I"	SLV	50	2,0	949	E	T1	1,6	0,096
Viadotto "Rio Calvia II"	SLV	50	2,0	949	A	T1	1,0	0,06
Farfalla Ferroviaria "A"	SLV	50	2,0	949	A	T1	1,0	0,06
Farfalla Ferroviaria "B"	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072

Tabella 3 – Grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica – Lotto IV

LOTTO IV								
Opera	Stato limite	V_N (anni)	C_U	T_R (anni)	Cat. terreno	Cat. Topogr.	S	a_{max}
Viadotto "Ferrovia "	SLV	50	2,0	949	D	T1	1,8	0,108
Viadotto "Sassu "	SLV	50	2,0	949	D	T1	1,8	0,108

7 ANALISI DI STABILITÀ

Le analisi di stabilità, dei rilevati e delle trincee, sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico ed adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare le verifiche di stabilità sono state effettuate facendo ricorso al metodo di Bishop semplificato ed utilizzando il codice di calcolo GEOSLOPE.

Le verifiche sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche considerando l'approccio 1 combinazione 2: A2+M2+R2.

Come già detto, le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il consolidato metodo dell'equilibrio limite di "Bishop semplificato", secondo il quale il coefficiente di sicurezza viene calcolato mediante la seguente espressione:

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c \beta + W \tan \phi - \frac{c \beta}{FS} \sin \alpha \tan \phi}{m_{\alpha}} \right] \quad (8.1)$$

dove il termine m_{α} è espresso da:

$$m_{\alpha} = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \quad (8.2)$$

In questa espressione (8.1) m_{α} è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile, β e α sono rispettivamente la larghezza e l'inclinazione della base della striscia *i-esima* rispetto all'orizzontale, W è il peso della striscia *i-esima*, c e ϕ sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia. Il calcolo segue una procedura iterativa e con l'ausilio del programma di calcolo automatico (GEOSLOPE), sono state indagate numerose condizioni limite di equilibrio con riferimento a diversi potenziali cinematismi di rottura. Per tener conto delle condizioni sismiche viene adottato il metodo statico equivalente con un coefficiente di accelerazione sismica orizzontale k_H pari a 0.012 (che tiene conto di a_g/g pari a 0,06 nello SLV, di un coefficiente di riduzione $\beta = 0.20$ e categoria di sottosuolo A) e $k_V = 0.5$ $k_H = 0.006$.

7.1 Stabilità dei rilevati – lotto 1

Per la valutazione della stabilità dei rilevati e delle trincee del lotto 1 si è fatto riferimento alla sezioni di analisi più gravose, tenendo conto delle condizioni morfologiche, dei litotipi interessati e dall'altezza dei rilevati e delle trincee.

I parametri fisici e meccanici dei litotipi utilizzati nelle analisi, fanno riferimento alla caratterizzazione geotecnica e al modello geotecnico riportati nel capitolo 5. I parametri geotecnici sono stati ridotti tenendo conto dei coefficienti M2.

La Tabella 4 riporta una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti, in condizioni statiche e sismiche, per la sezione di calcolo considerata.

Nella trattazione che segue si riporta lo schema di calcolo per la sezione indagata, specificando il relativo modello di sottosuolo.

Sezione	Progressiva e tratto (km)	z (m)	LITOTIPO	H trincea/rilevato (m)	Incl. trincea (°)	F _s statico	F _s sismico
A-19	0+206.48 Rampa dir. Alghero	0 – 7.5	Ug1	9.20	-	1.352	1.477
		7.5 – 15.5	Ug4				
		>15.5	Ug2-Ug3				
D-74	1+260 Asse D	0-5	Ug1	8.80	-	1.392	1.342
		>5	Ug4				
RN-m12	0+220 Rampa Nord	>0	Ug1	8.5	-	1.429	1.379
B-275	3+300 Asse B	0 – 1.5	Ug1	9.5 m	63	3.291	3.208
		>1.5	Ug2-Ug3				

Tabella 4 – Riepilogo analisi di stabilità dei rilevati e delle trincee – Lotto I

Nella trattazione che segue si riporta lo schema di calcolo per la sezione indagata, specificando il relativo modello di sottosuolo.

Rilevato pk 0+206.48 - Sezione A-19 –Rampa Direzione Alghero – Altezza rilevato H=9.20 m

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo considerata e le verifiche, sia in condizioni statiche che sismiche, eseguite con il programma Geo-Slope.

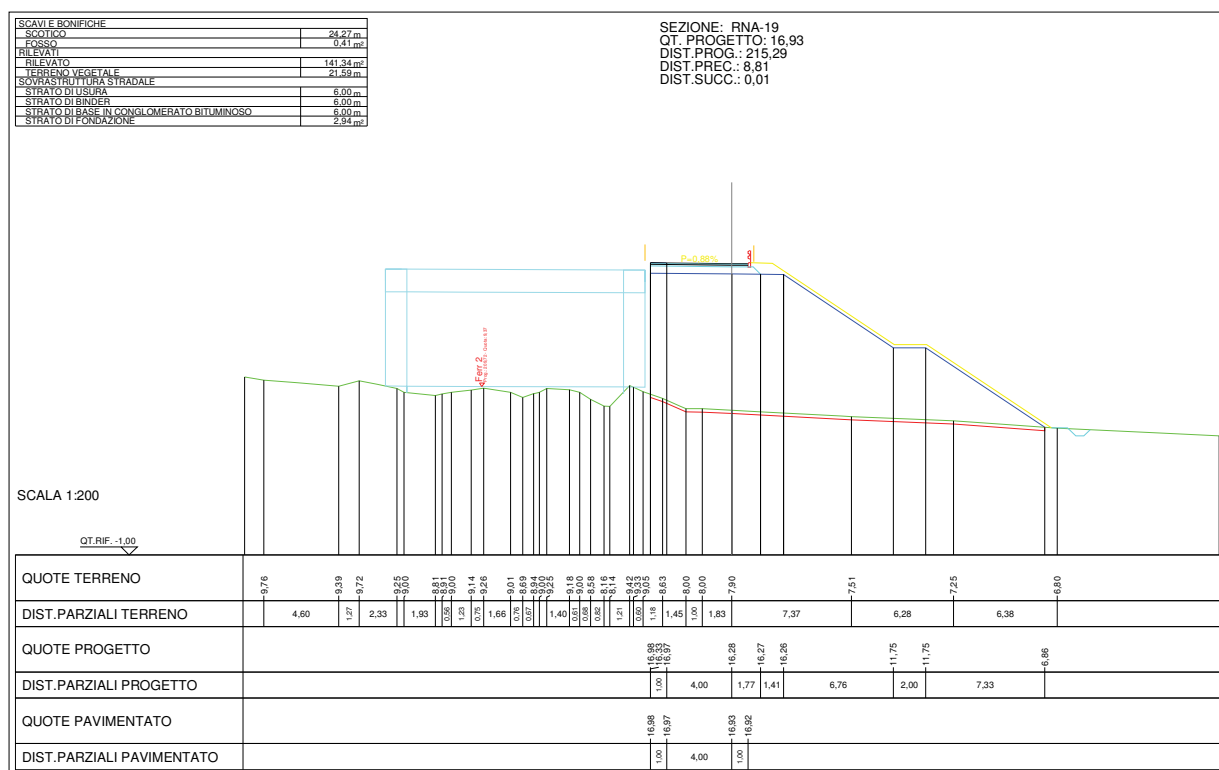


Figura 33 – Sezione RNA-19 – pk 0+206.48

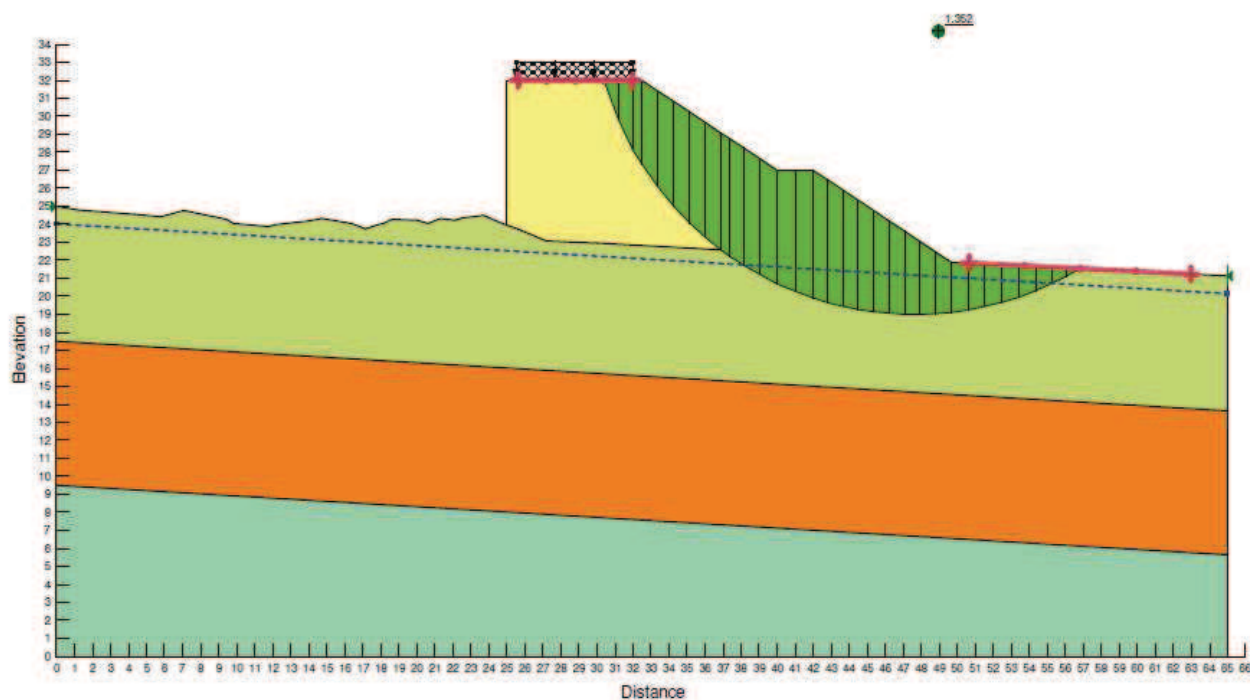


Figura 34 – Sezione RNA-19 – pk 0+206.48 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

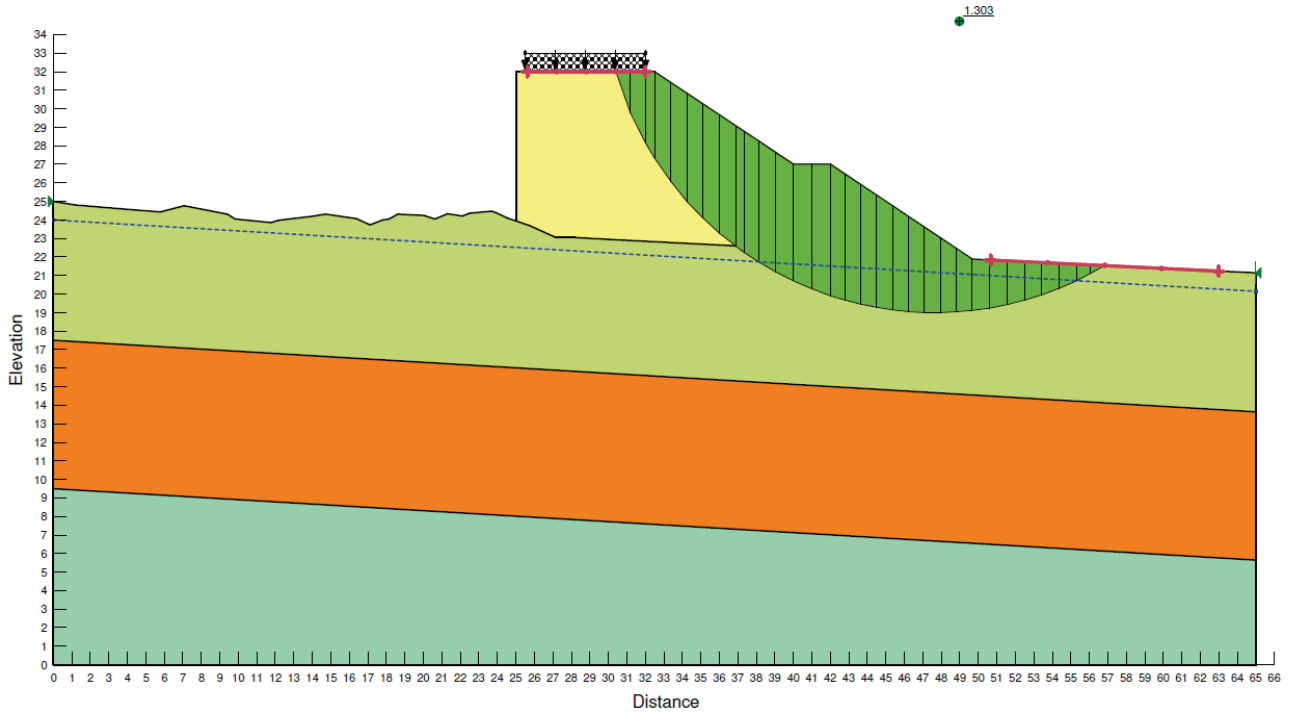


Figura 35 – Sezione RNA-19 – pk 0+206.48 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

Rilevato pk 1+260 - Sezione D-74 – Asse D – Altezza rilevato H= 8.80 m

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo considerata e le verifiche, sia in condizioni statiche che sismiche, eseguite con il programma Geo-Slope.

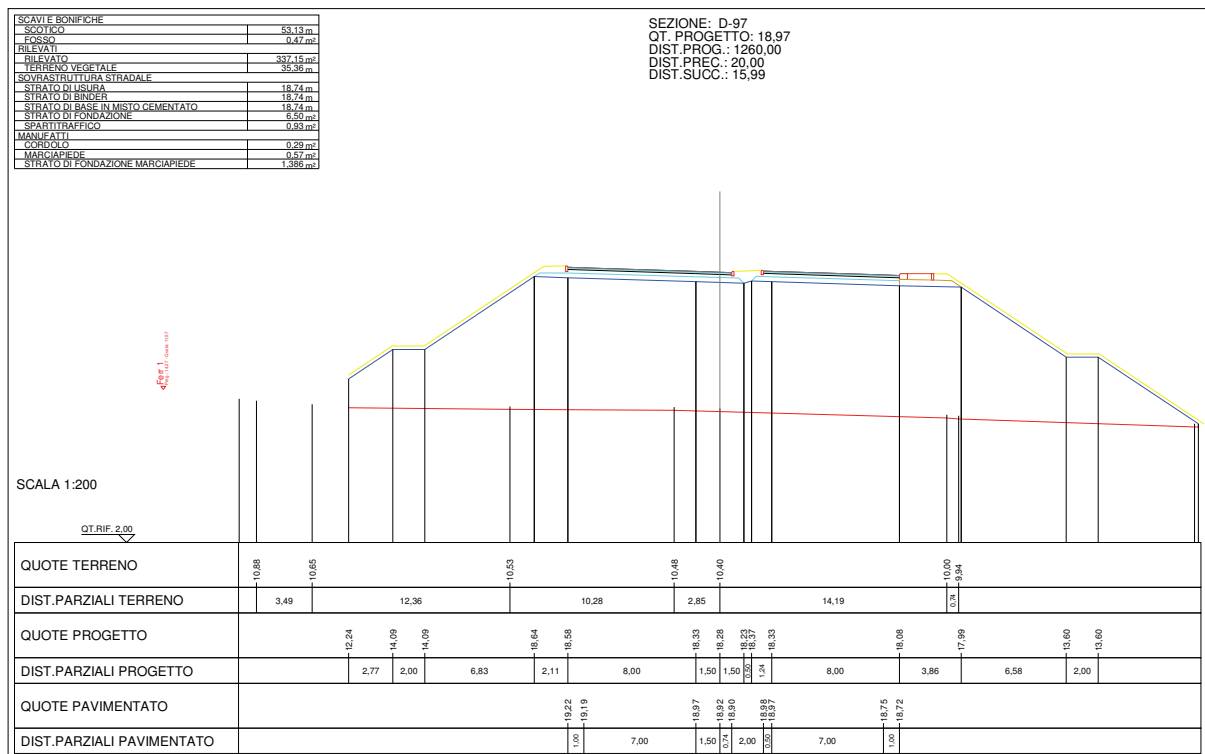


Figura 36 – Sezione D-74 – pk 1+260

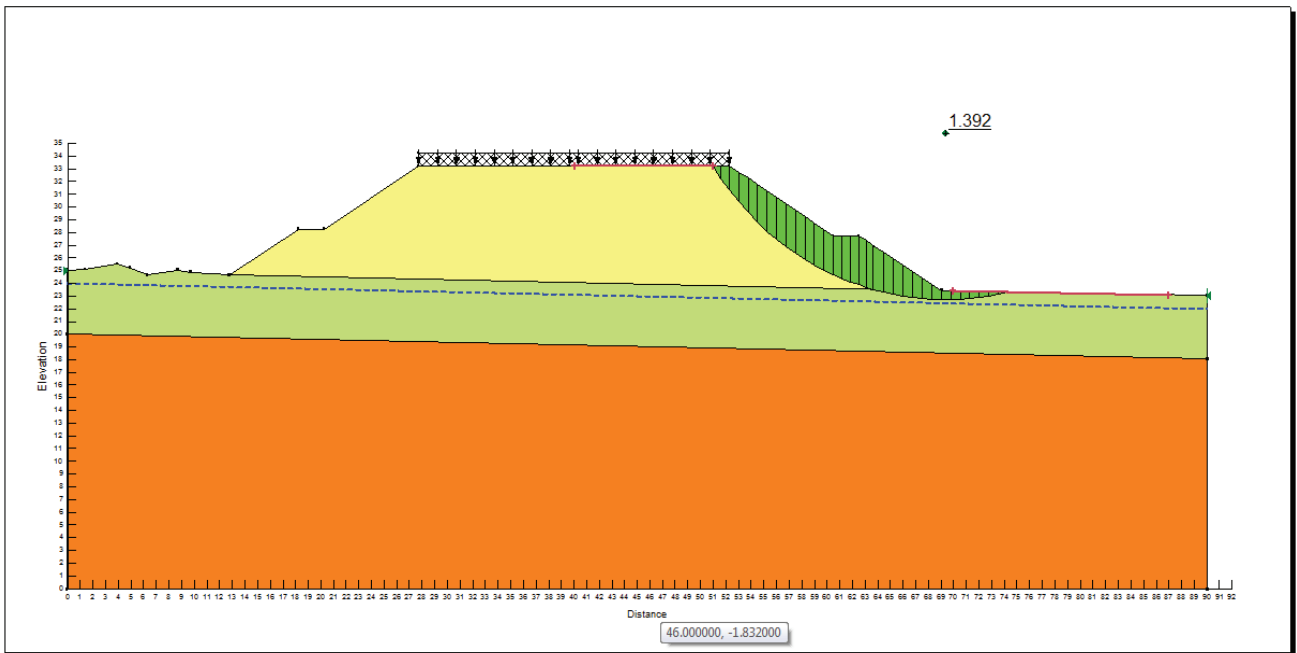


Figura 37 – Sezione D-74 – pk 1+260 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

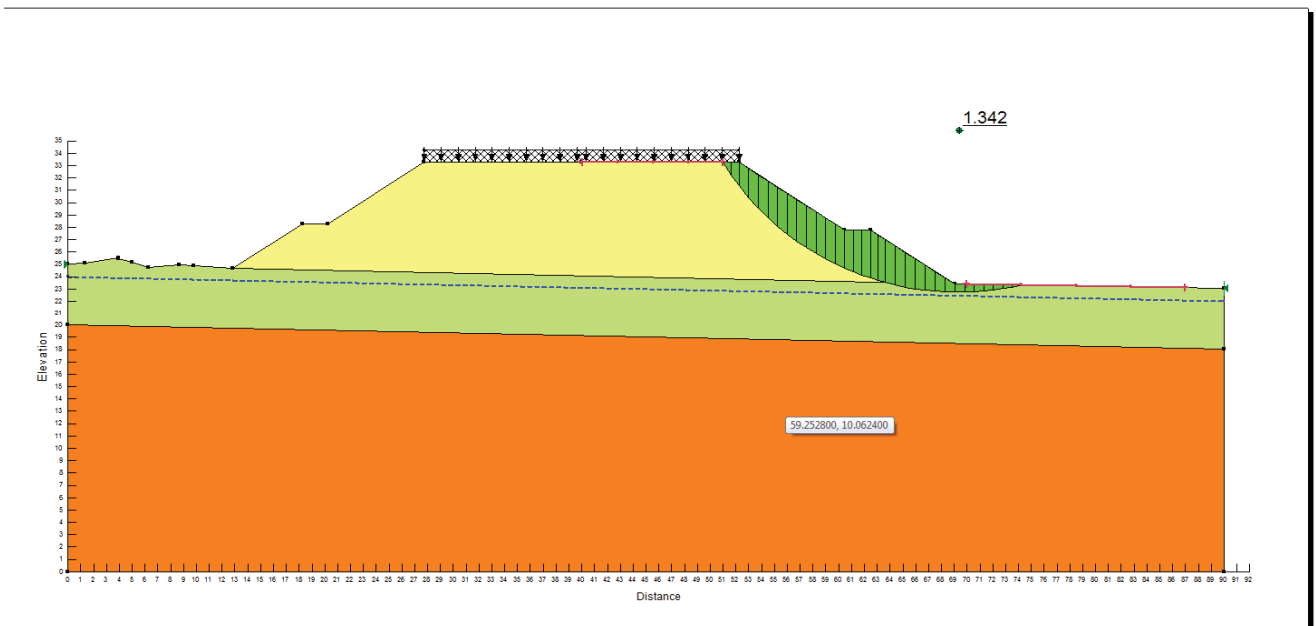


Figura 38 – Sezione D-74 – pk 1+260 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

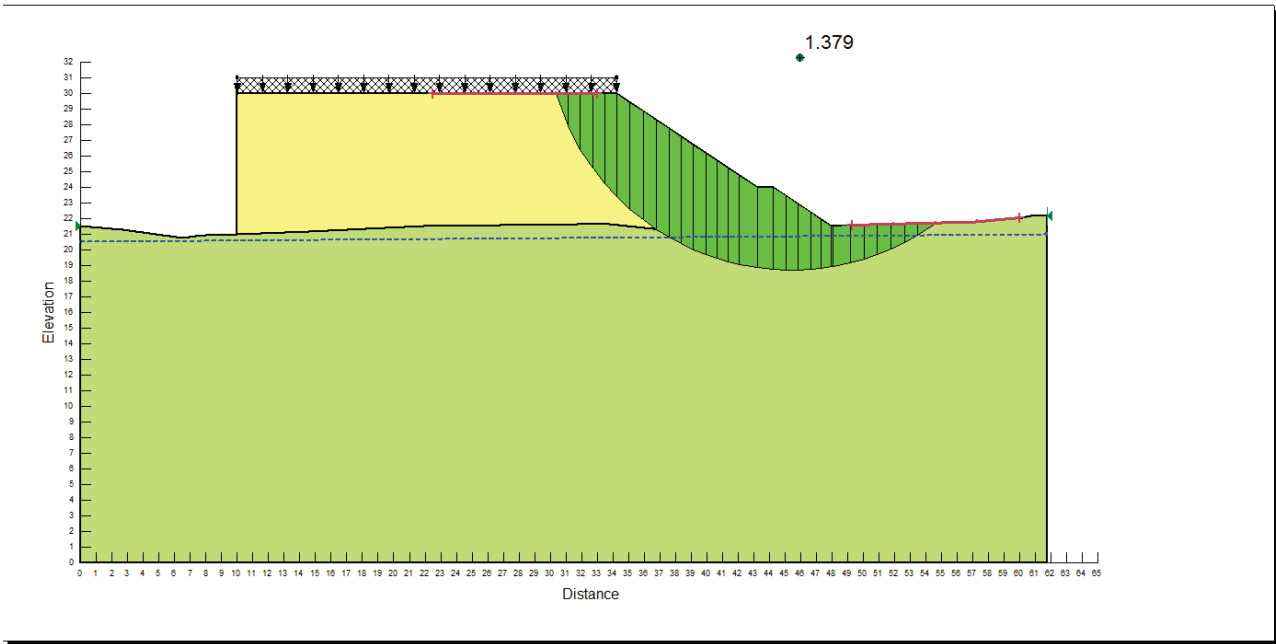


Figura 41 – Sezione RN_m12– pk 0+220 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

Trincea pk 3+300 - Sezione B-275 –Asse B – Altezza trincea H=9.50 m

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo considerata e le verifiche, sia in condizioni statiche che sismiche, eseguite con il programma Geo-Slope.

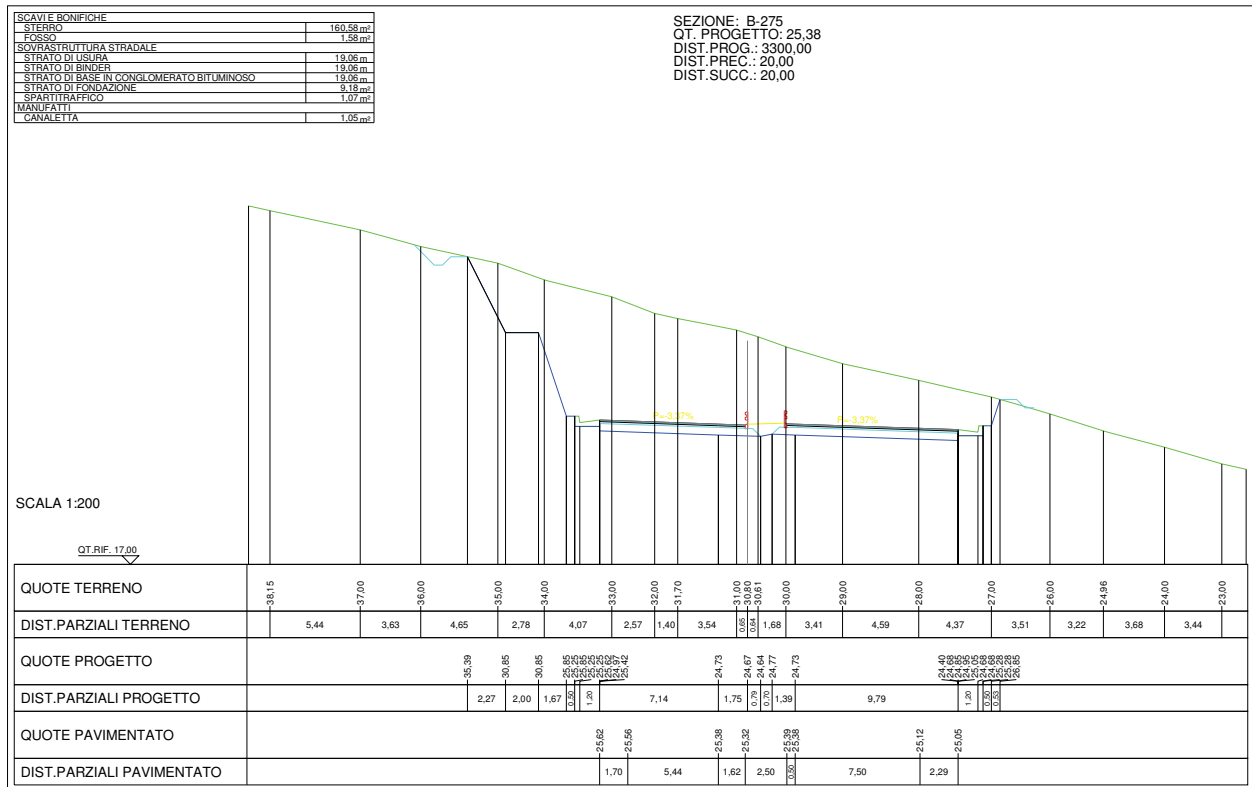


Figura 42 – Sezione B-275– pk 3+300

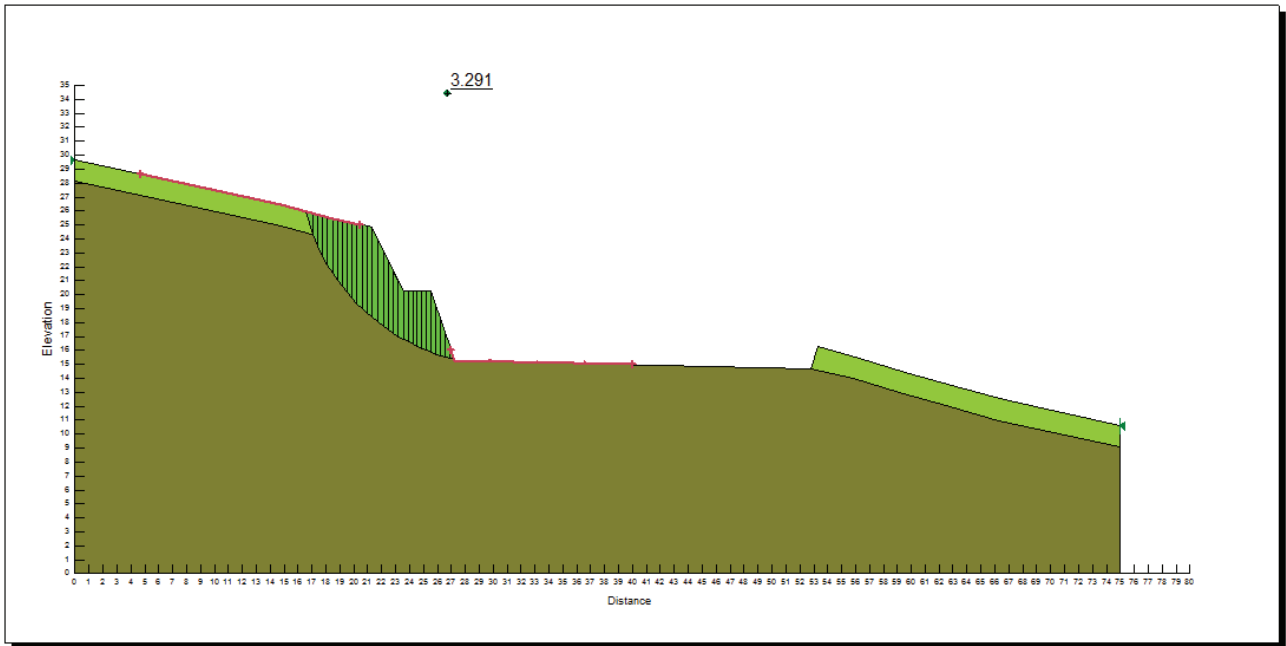


Figura 43 – Sezione B-275 – pk 3+300 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

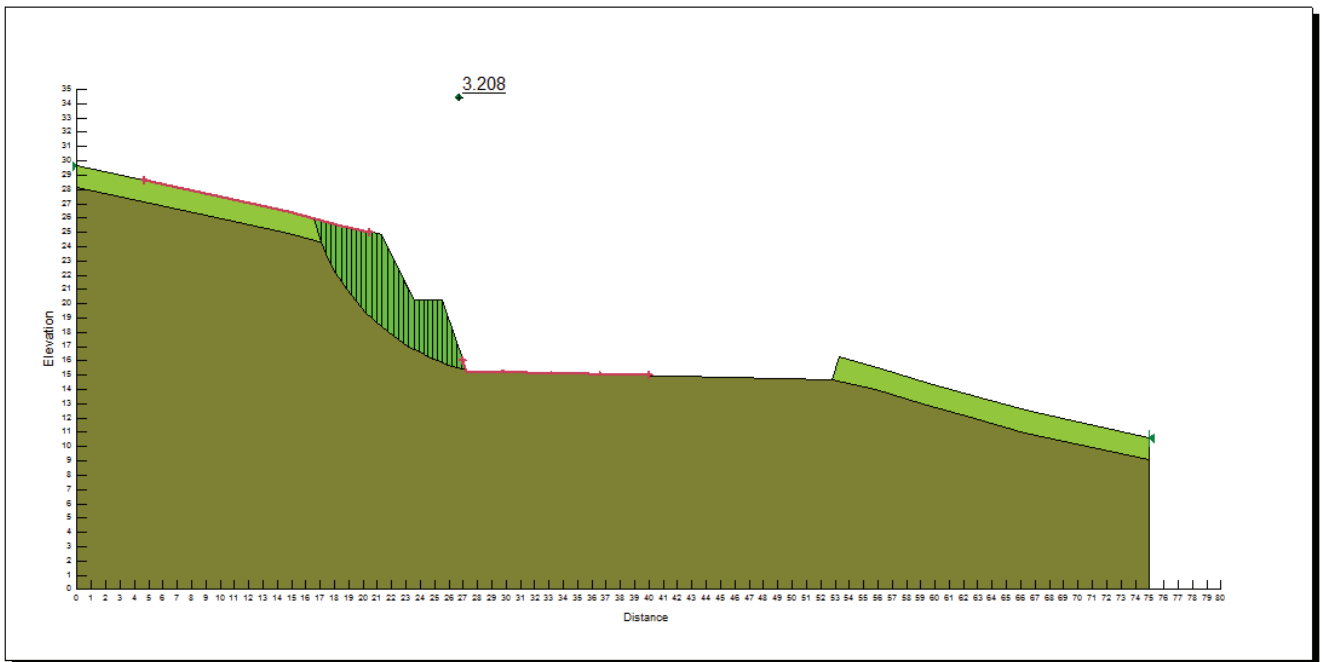


Figura 44 – Sezione B-275– pk 3+300 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

7.2 Stabilità dei rilevati – lotto 4

Per la valutazione della stabilità dei rilevati del lotto 4 si è fatto riferimento alle sezioni di analisi più gravose, tenendo conto delle condizioni morfologiche, dei litotipi interessati e dall'altezza dei rilevati.

I parametri fisici e meccanici dei litotipi utilizzati nelle analisi, fanno riferimento alla caratterizzazione geotecnica e al modello geotecnico riportati nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

La Tabella 5 riporta una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti, in condizioni statiche e sismiche, per la sezione di calcolo considerata.

Nella trattazione che segue si riporta lo schema di calcolo per la sezione indagata, specificando il relativo modello di sottosuolo.

Sezione	Progressiva e tratto (km)	z (m)	LITOTIPO	H trincea/rilevato (m)	F _s statico	F _s sismico
34	0+480	0 – 13	Ug1	9.85	1.450	1.397
		13 – 22	Ug5			
158	2+720	0-1	Ug1	13.80	1.227	1.184
		1-3	Ug7			
		>3	Ug2-Ug3			

Tabella 5 – Riepilogo analisi di stabilità dei rilevati – Lotto IV

Nella trattazione che segue si riporta lo schema di calcolo per la sezione indagata, specificando il relativo modello di sottosuolo.

Rilevato pk 0+480 - Sezione A1-34 – Lotto 4 – Altezza rilevato H=9.85 m

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo considerata e le verifiche, sia in condizioni statiche che sismiche, eseguite con il programma Geo-Slope.

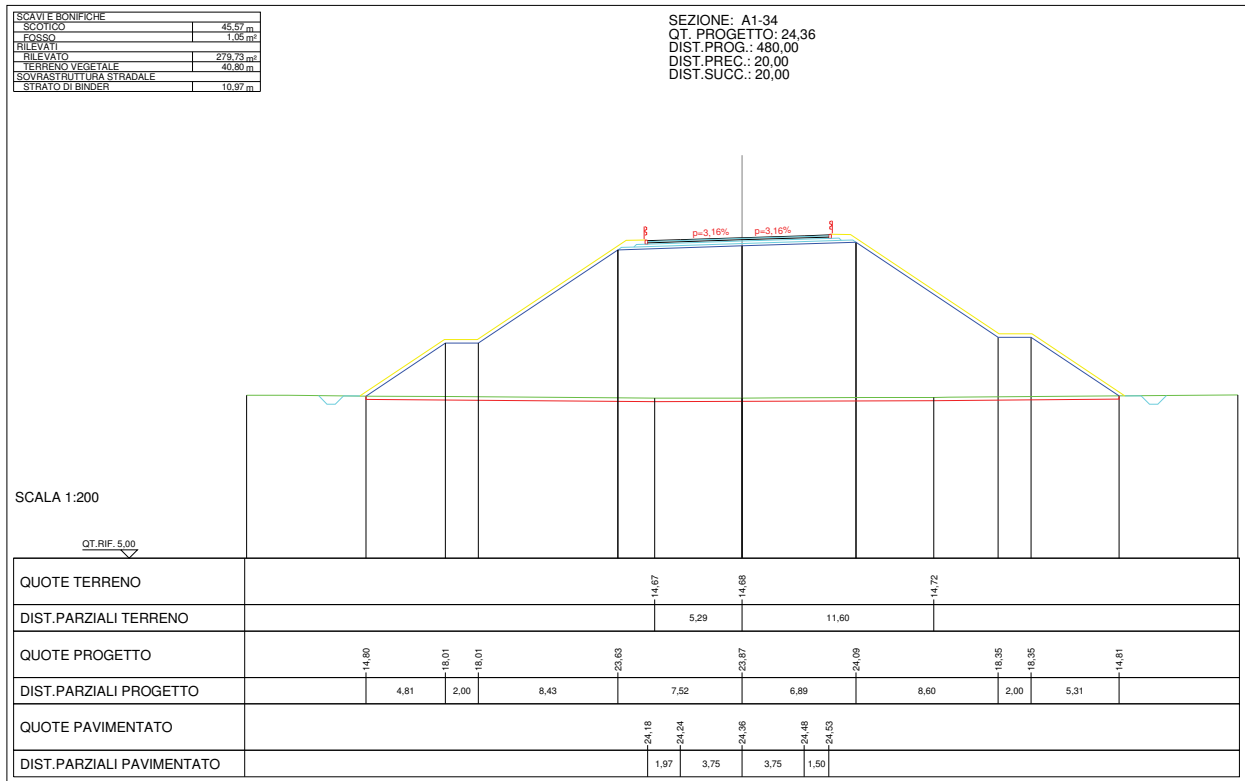


Figura 45 – Sezione A1-34 – pk 0+480

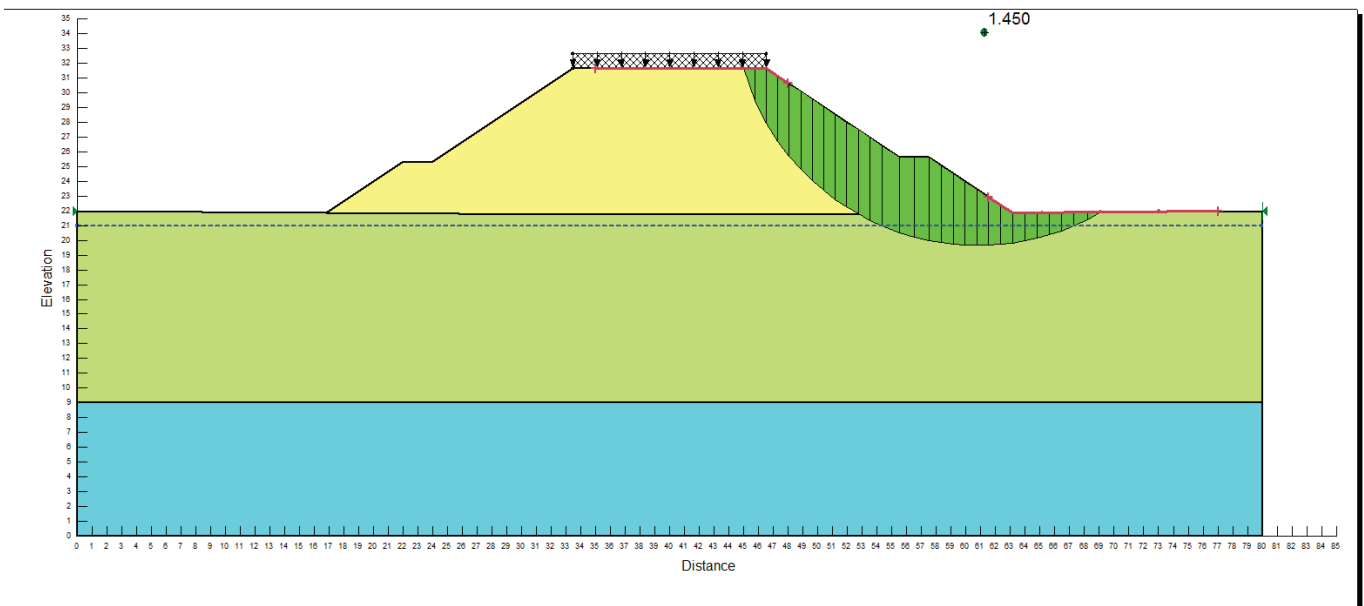


Figura 46 – Sezione A1-34 – pk 0+480 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

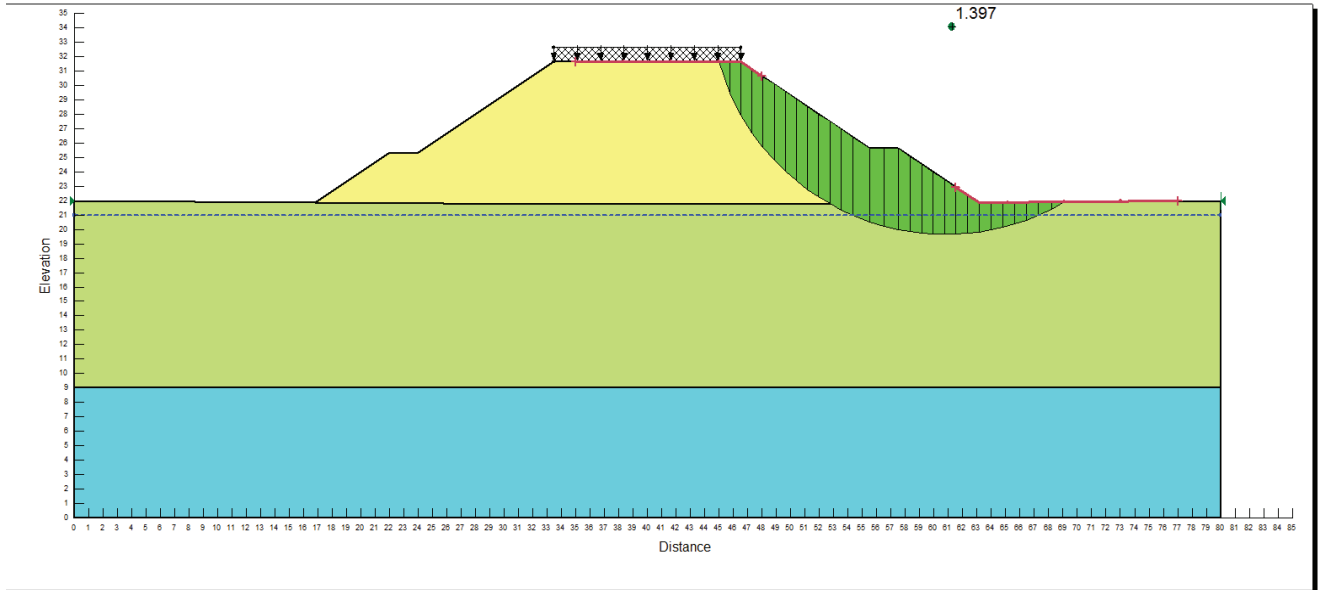


Figura 47 – Sezione A1-34 – pk 0+480 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

Rilevato pk 2+720 - Sezione A1-158 – Lotto 4 – Altezza rilevato H=13.80 m

Di seguito si riporta la geometria della sezione di calcolo considerata e le verifiche, sia in condizioni statiche che sismiche, eseguite con il programma Geo-Slope.

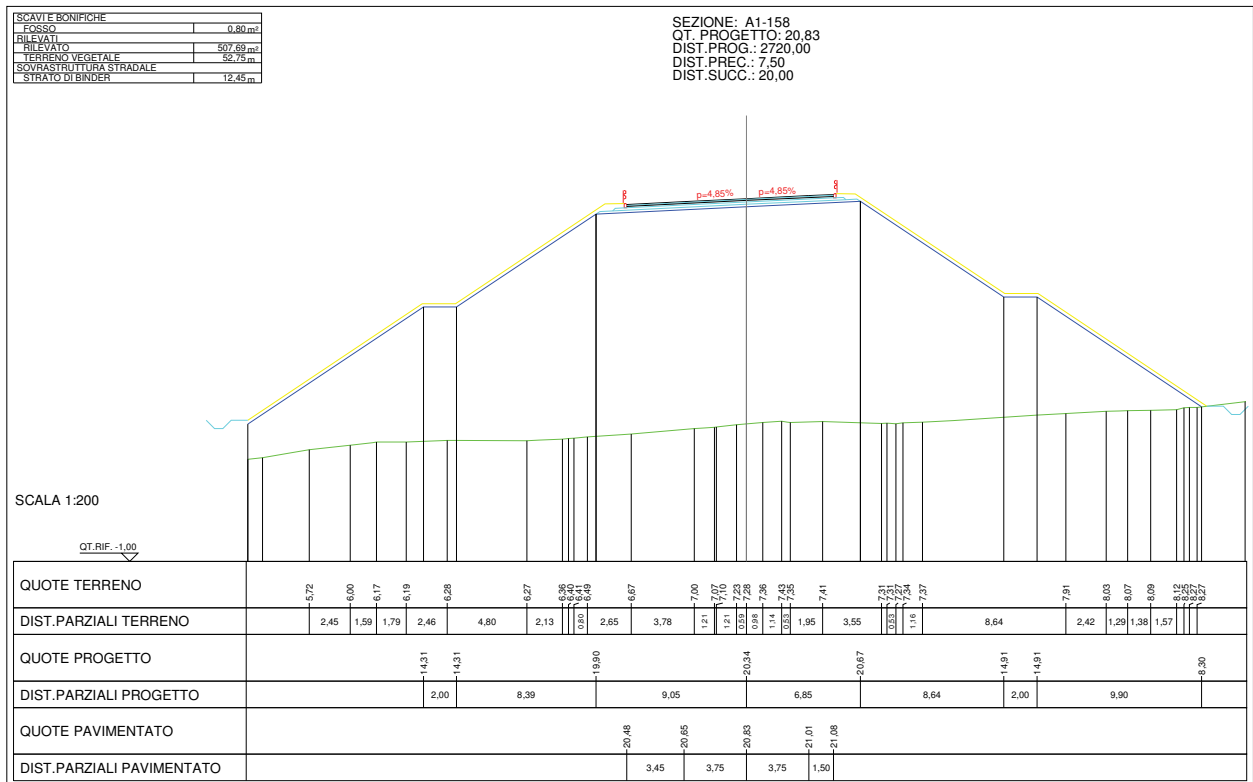


Figura 48 – Sezione A1-158 – pk 2+720

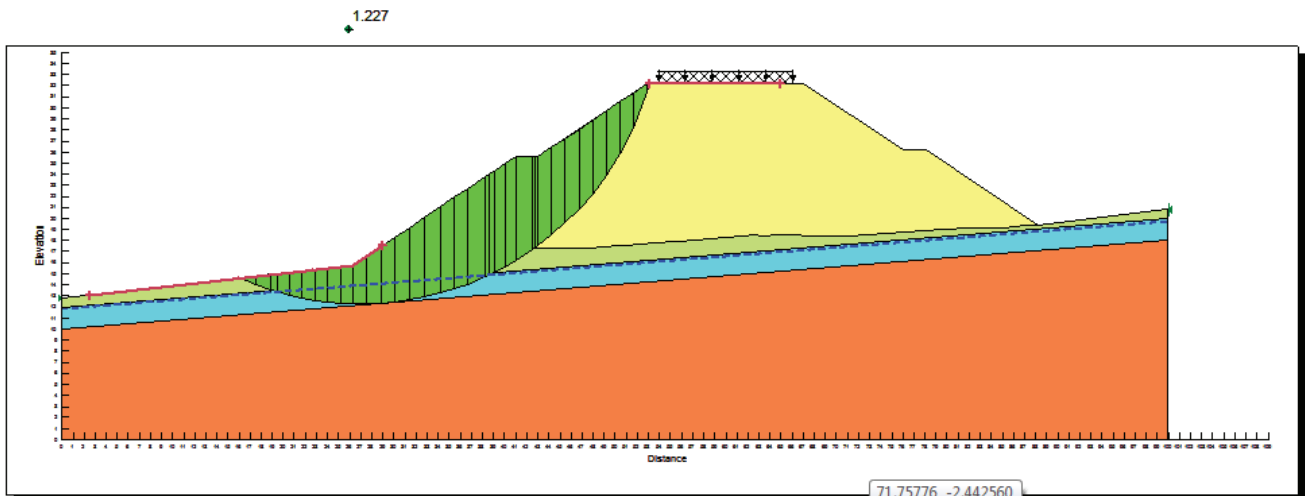


Figura 49 – Sezione A1-34 – pk 0+480 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

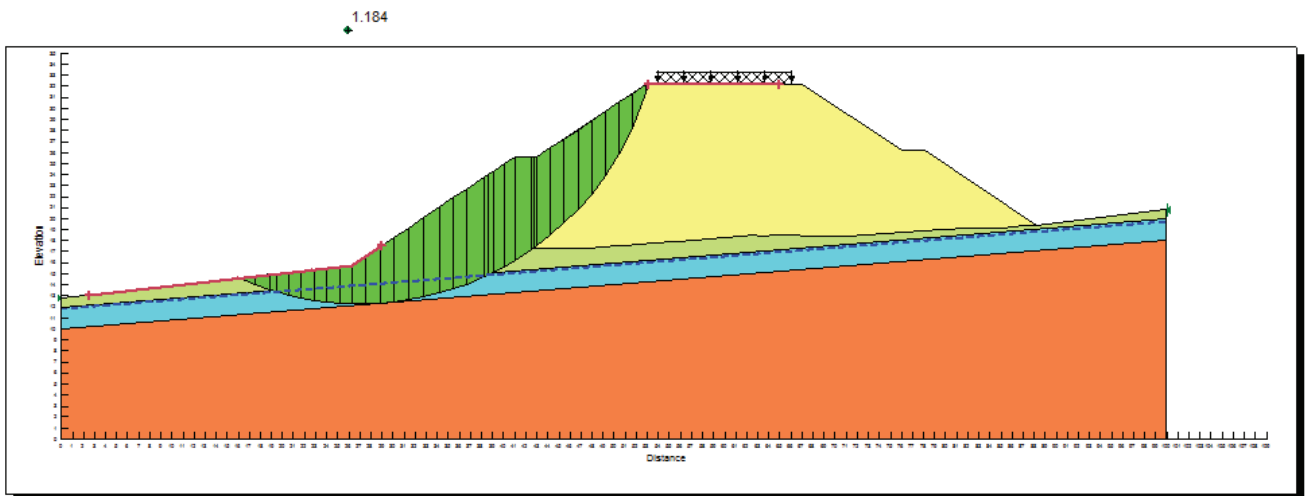


Figura 50 – Sezione A1-34 – pk 0+480 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche